

# 農道の沈下安定に関する理論的研究

塩 光 輝

## 第1章 序 論

### 第1節 研究の目的

農道というまでもなく農業の生産性の向上及び農産物の流通の合理化を図り、併せて農村環境の改善に資する重要な農業用構造物である。土地改良事業では圃場整備や用排水事業と並んで農道の整備事業は大きな柱となっている。とくに最近では基幹農道や広域農道など農道が大型化されたり、舗装化されることが多く、その事業費も年々増加の傾向をたどっている。すなわち農道はかつての耕作用連絡道としての付随的役割から、農業の生産性そのものに重要な関りをもつ農業生産基盤の1つとしての役割へその質的变化がなされ、今日その重要性はますます高まっているといえよう。

本研究はこのような農道の設計と施工における最適化をめざすものである。とくに軟弱地盤上における農道においては安定性と圧密沈下の問題を設計と施工にどのように反映させるかが重要な課題となっている。本研究ではこの沈下と安定の問題を中心に現場の観測結果とその解析を通して理論的考察を行った。本研究の目的を具体的な項目別に列挙すればつぎのようである。

- ①農道の特殊条件を把握し、とくに沈下による問題点を明らかにすること。
- ②多次元圧密の理論展開とその解析方法の開発を行い、具体的な計算を実行して多次元圧密の特性を明らかにすること。
- ③塑性破壊と圧密沈下を統一的に把握するため弾塑性圧密理論とその解析法を開発し、実際の計算によってその特性を明らかにすること。
- ④実際の農道の沈下量観測結果に基づき、上記理論解析の適用性について検討すること。

⑤実際の施工結果から農道沈下の特徴と問題点を明白にすること。

⑥軟弱地盤処理工法の1つであるプレローディング工法の最適設計手法を確立し、また施工例に基づいた問題点の指摘を行うこと。

⑦農道の設計・施工における現行設計基準の問題点を指摘し、沈下を考慮した農道設計のあり方を提言すること。

### 第2節 本研究の位置づけ

土構造物の一般的沈下安定の問題は土質力学の分野で長年にわたる研究の集積があり、とくに圧密理論については有限要素法を含めて詳細な理論的検討がなされている。また農道そのものについても沈下の問題や支持力の問題については個別的ではあるが多くの解析方法が検討されている。とくに農道の設計については支持力の観点からその設計方法が基準化され現在では疑う余地のない程度までに一般の設計に反映されている。

しかし一度軟弱地盤上の農道の設計・施工の問題になると、その事例が多いにもかかわらず全くその取扱い方法が不確定で、不明瞭なまま設計・施工が行われているのが実情である。これは軟弱地盤の処理方法が全く現場の技術者個々人の選択にゆだねられていることに象徴されている。また沈下の設計を行ってもそれを具体的にどのように設計に反映させるのか理論的整理がなされていない。沈下の計算そのものも現場では旧来の計算方法で行っているのが現状である。また本来連続的問題としてとらえなければならない沈下と安定性の問題が全く別個に取扱われているのも事実である。すなわち現状における農道の設計・施工は個々の計算方法や施工方法で個別的な問題処理に対処しているのみであり、最近の土質力学の発展を十分くみした総合的な理論的検討に欠けて

いると結論せざるをえない。

本論文では農道の沈下安定の問題を実際の施工例を基軸にして、その理論解析方法は勿論、施工計画、施工方法についても理論的考察を行い、統一的で総合的な観点からとりまとめを行っている。とくに本論文を位置づける場合、特徴的と思われる点を以下に列挙する。

①実際の農道の沈下を長期にわたって観測し、その結果から農道沈下の問題を明確にしたこと。

②農道の沈下に有限要素法による二次元圧密理論を適用し、本格的で綿密な理論解析を実行したこと。また理論と実際との比較検討を行いその適用性を具体的に検証したこと。

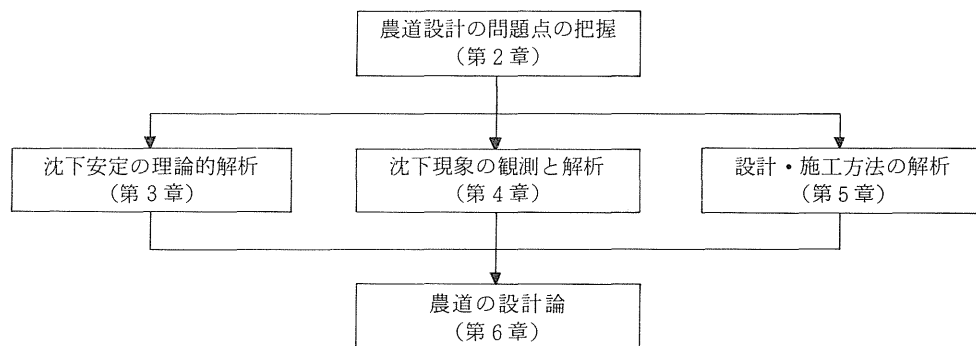
③農道の沈下と安定性の問題を統一的に把握し、弾塑性圧密という新しい解析方法を呈示したこと。

④プレローディング工法を合理性の立場から検討し、最適設計手法の考え方を提案したこと。

⑤農道設計の問題点を指摘し、沈下安定を総合的に考慮した新しい農道の設計方法を呈示したこと。

### 第3節 本論文の構成

本論文の構成をその相互関係から図示すれば次のような流れ図として表わされる。



本論文でははじめに第2章において農道の農地工学的特殊性を明確にし、農道の設計・施工で考慮すべき問題点を整理して、説明すべき問題の所在を明らかにする。そしてとくに何故沈下が問題となるのか具体的な沈下による支障事項を示す。第3章では農道の沈下安定に関する理論的研究の成果をまとめる。多次元圧密理論（弾性理論）と一般化弾塑性圧密理論の双方について理論的展開と有限要素法による解析法を説明し、具体的なプログラムの開発並びにその演算結果を示す。また二次元の弾性圧密と弾塑性圧密の特徴を明らかにする。第4章は沈下現象の解析を扱った分野で、はじめに実際に施工された農道の沈下量観測結果を示し、つぎに理論計算値と実測値との適合性の問題を論じる。そしてこのような実測結果から農道沈下の特徴と問題点をまとめる。第5章は農道の設計・施工方法に関する問題点の提起である。まず全般的な軟弱地盤における沈下安定工法の位置づけか

らプレローディング工法の特徴を明確にし、つぎにプレローディング工法の最適設計のあり方の提言を行う。そして実際の施工計画例と施工結果を示して、最後にプレローディング工法の問題点を指摘する。以上の理論的解析、現象の解析、施工法の解析結果をうけて、第6章では著者の農道の設計に対する考え方を呈示する。ここではまず現行の農道設計における問題点を設計基準の中から指摘して改善すべき項目を明確にし、つぎに総合的な見地から沈下を考慮した新しい農道設計法を論及する。

## 第2章 農道沈下の農地工学的問題点

### 第1節 農道の特殊条件

農道の設計・施工は農地工学に携わる研究者、技術者にとって大きな関心事であり、個々の農道をいかに経済的にしかも安定した構造物として造成するかが現実的課

題となっている。農道はいうまでもなく農業用構造物の1つでありその設計手法は土質力学に準拠している。いわゆる地盤と密接な相互関係をもつ土構造物の1つでもある。

しかし農道の設計・施工を考えると、このような一般的にとらえ方ではまことに不十分であって、農道のもつ特殊な条件を明確に把握し、それによって設計・施工における問題点の所在を正しく認識しておくことが重要である。したがってここでは農道の設計・施工で考慮すべきその特殊条件を以下に考察することにした。

### 1. 帯状構造物としての取扱い

農道を設計する場合重要な問題となる沈下や安定性の問題、あるいは盛土自体の圧縮の問題などこれらすべての土質力学的解析は農道を帯状構造物としてとらえなければならない。農道の施工によって地盤上には局部的な荷重が載荷され、それによって圧密沈下や盛土のすべり破壊あるいは地盤そのもののせん断変形が生ずる。したがって理論的解析では圧密やせん断を二次元問題（平面ヒズミ場）として取扱わなければならない。また地盤中の水の移動、間ゲキ水圧、応力の変化なども二次元的に解析することが必要である。

しかし二次元的解析は一般にその理論と計算が難解であり、全ての境界条件や荷重条件を満足する正確な解析解を導き出すことも困難である。また一般の土質実験も一次元的状況で行っているものが多く、これをそのまま二次元解析へ適用できないものもある。現場の農道設計が殆ど一次元的手法で行われているのはこれらの困難性を背景としてと考えられる。

しかし荷重増加による地盤中の間ゲキ水の移動だけを考えてみても、鉛直方向の一次元排水だけでなく、当然水平方向の排水も起っていると想定しなければならず、二次元的解析は農道の場合必要不可欠の条件と考えなければならない。この意味で圧密やせん断破壊の二次元解析を正確にしかも合理的に行うための手法を確立することや、二次元問題の特徴を明らかにすることが重要な課題であると思われる。

### 2. 荷重の取扱い

農道の施工によって地盤に作用する荷重は一般的に云って非常に複雑である。まず水田地帯の農道では地盤が軟弱な点を考慮して緩速施工や段階施工を行う場合が多い。このような荷重の増加速度の違いや、荷重の時間的変化は圧密沈下の進行速度や地盤の破壊荷重に重要な影響を与えると考えられる。したがってこのような静的荷重の変化を理論的にどのように取扱い、またその影響をどのように予測するかが問題である。

また農道は農耕車輛や運搬車輛を通行させるのが目的であるから、静的荷重の外に動的な繰返し荷重が作用する。すなわち動的圧縮や動的圧密、そして動的せん断変形が問題となる。このような動的荷重が農道の場合は直接地盤にひびき易い。

このような動的問題に対しては動的試験の結果を判断して設計に反映させることが最も確実な方法であると思われる。しかし現時点では動的試験法として確立された基準があるわけではなく、またその理論解析、メカニズムに至っては不明な点が多く今後の課題として残されている未知の分野である。この分野に対する理論的研究を推進するとともに、経験的事実に基づいた現時点での対応をどうするかが問題である。たとえば繰返し荷重によって圧密沈下はクリープ的傾向を呈すると云われ、このようなクリープ沈下に対してどのように対処するかなどは早急に解決すべき課題である。

### 3. 軟弱地盤の取扱い

農道は一般に沖積層の水田地帯に設置されることが多い。このような沖積地帯には概して軟弱層が広く分布し、河川流況の変化に対応して地盤や地形が非常に複雑であり、軟弱層の分布も非常に複雑になっている。したがってこのような軟弱地盤上に農道が施工される場合には当然のことながら路面の不同沈下が想定される。沈下やすべり解析における地盤定数の変化も十分考慮しなければならない。また軟弱地盤では地下水位が路床部に近く、農道の安定性そのものにも細心の注意を払わなければならない。

このような軟弱地盤には大別すると2つの問題がある。1つは地盤調査法の問題である。複雑に変化する軟弱層

厚や地盤の強度定数を経済的にしかも正確に把握するための地盤調査法を考えなければならない。他の1つの問題は軟弱地盤の処理法である。現在の設計基準には大まかな分類しか示されておらず、その取扱いは全て現場技術者個人の判断にゆだねられている。地盤が多様である以上軟弱地盤処理工法の選択を画一的に行うことができないのは当然であるが、何らかの判断の基準があって然るべきであろう。これには過去の施工事例を集大成することによって、農道への適用性を考慮した採用基準の評価を具体的に提案することが必要である。またこれに関連して軟弱地盤の施工法の合理的設計についても理論的見地からの見直しが必要である。

#### 4. 長い路線長の取扱い

農道は延長の長い線状構造物であり、1度に施工される路線長も大である。このような特徴によってまず問題となるのは、地盤の場所的变化による不陸の発生や連続性の問題である。これはすでに述べた地盤調査法や解析法の問題と関係する。つぎに単位長さ当りの施工費が小さくとも総延長について考えれば相当の額になることから経済的合理性の追求の立場からの問題がある。これは農道の施工法及び施工計画と密接な関係があり、とくに土工に関しての最適設計手法の確立が必要である。また長い工区をどのように分割して施工するか、すなわち工区路線長の決定法についても合理的な考え方が要請される。

一般的に言えば相当延長の長い農道路線の全てにわたって地盤の変化などの詳細な情報を完全に得ることは困難であり、また限られた情報で将来の予測を正確に行うことも困難である。したがって長い路線の農道施工に当っては設計及び施工法に柔軟性をもたせることも重要な視点であると思われる。すなわち画一的で固定化した設計と施工を避けることが肝要である。

#### 5. 低盛土の問題

農道の設計断面は農地面より60～100 cmのものが多く、水田地帯で路床を高くしたとしてもたかだか1.5 m以下である。このように低い盛土の場合は一見して施工が容易であると考えやすく、安易な設計となりがちであ

る。しかしむしろ低盛土によって発生する問題点も多いことに注意しなければならない。

その1つは交通荷重の影響が直接地盤にひびき易いことで、前述した動的荷重による地盤の沈下の問題がさげられない。また路床が現地盤に接近し、路床面で必要な地耐力を得がたいことも問題である。地盤の不同沈下が直接路面の不陸に結びつき易いことも低盛土の特徴である。また地盤の表面近くに大きな荷重を直接載荷させることになるため、とくに軟弱地盤では盛土などの施工そのものが困難となることも事実である。さらに路床部が地下水位に近い場合水浸によって強度が低下したり、排水が不良となったりして路体の安定性に重大な影響を与えがちである。したがって低盛土の農道の設計・施工ではむしろ他の構造物以上の細心の注意を払って取組むことが必要である。

#### 6. 農地及び農業用構造物との関係

農道の沈下は隣接する農地や用排水路、暗キョなどの農業用構造物に影響を与え、場合によってはその機能を低下させてしまうことも十分に考えられる。したがって農道の設計についてはその基本的路線の設定の段階から農地全体とのバランスの問題をよく考えておく必要がある。そしてもし沈下による支障が想定される場合にはその対策や補修の方法もあらかじめ考慮した設計を行うことが重要である。

また農道はそれ自体を通行に利用する場合もあるが、あくまでも農地の利用と密接に結びついたものである。すなわち農道から農地へ入るための進入路や用排水路を横断するための施設が必要であり、当然その断面高さも限定されてくる。これは一般の道路と本質的に異なる機能であって、農道では細かい営農上の配慮が必要とされることを十分に考慮しておく必要がある。

### 第2節 沈下による問題点

ここでは農道の設計・施工において何故沈下を考慮しなければならないのか、沈下によって具体的に問題となる支障を考えてみたい。

#### 1. 設計断面の変形

農道が沈下すれば当然路面高さは低下し、設計通りの農道を造成することはできない。また路床厚さも変化した設計された層厚や強度を保つことができない。さらに沈下は中心部とノリ尻部とで一般的に差が生じるものであり、これによる路面の変形や舗装面の破損は重大な問題である。

## 2. 路面の不同沈下

地盤の変化によって延長の長い農道ではその沈下も場所的に変動し路面の高さは不均一となり易い。このような路面の不陸は車輛の通行に支障を及ぼすだけでなく、舗装路面のキレツや破損を引起す原因となる。また路面の不陸は表面排水の不良を招き、路体の強度低下にも影響を与える。

## 3. 農地と隣接構造物への影響

農道部分の沈下により隣接する農地や用排水路、暗キヨなどの農業用構造物の断面の変化を引起し、その機能を低下させる。とくに隣接水田が部分的に沈下すれば水田の排水不良を招き営農上重大な支障となる。また農道が水田面よりも低下するような事態になれば、逆にカンガイ用水の流亡を引起し、農道自体も水浸し易くなって強度の低下や通行不能の事態を招くことになる。また農道は農地への作業機械の乗り入れを考慮して設計されるものであるが、農道の沈下によってその機能が低下する。

## 4. 支持力の低下

農道の中心部が周辺部よりもより多く沈下することによって、路床部には排水不良の状態が生じる。また路床部が地下水面まで埋没し水浸を受ける状態となる。これらは路床部の支持力を低下させるだけでなく、路体そのものの安定性にも重大な影響を及ぼす問題である。

## 5. 経年的変化の問題

農道の沈下が経年的にクリープ的沈下の様相を呈する場合は、施工後長期間にわたって維持管理が問題となる。一般に土地改良事業では維持費は計上されないの、このような変化に対する補修を要することは大きな問題である。

# 第3章 農道沈下の理論的解析

## 第1節 多次元圧密解析

### 1. 従来の研究成果

軟弱な地盤上に農道などの構造物を築造する場合つねに圧密による沈下が問題となる。このような粘性土の圧密沈下解析は1925年にTerzaghi<sup>1)</sup>が一次元圧密理論を発表して以来現在までに数多くの研究がなされ、現場の設計においても一次元圧密解析は殆ど定着されたと思われられる。しかし軟弱層が比較的うすく、広い範囲の地域に盛土を行うときなどは別として、局部的な載荷を行う場合に一次元の圧密解析を適用させるのは相当の無理がある。たとえば農道の沈下解析を一次元で行うと時間沈下量は実測と推定値でかなりの差を生じる結果となる。したがって農道などの圧密解析を一次元理論で済ましてしまうことは問題が多く、二次元ないし三次元などの多次元圧密として解析することが必要である。

多次元圧密解析の原始的方法ないし模擬的方法として位置づけられる解析手法がいくつか提案された。まずTaylorらは初期間ゲキ水圧分布が $\sigma_z$ の分布に近い形である場合のT-U曲線を用いて沈下の計算を行った。これは一次元圧密理論における境界条件を変えただけであり、多次元圧密としての理論的根拠がない。Rendulic<sup>2)</sup>はTerzaghiが一次元圧密方程式を導いたのと同様な手順でこれを三次元に拡張し三次元の圧密基本式を導いた。ここでは圧密係数 $C_v$ が一定とされているのが問題であるが、この理論をもとにして二次元放射流れとなるサンドドレーンの計算が行われている(例えばBarronの方法など)。Gibsonら<sup>3)</sup>はこの方法で円形等分布荷重の計算を行い、載荷面が透水であれば三次元沈下が一次元の場合よりずっと早く進行するというを明らかにした。またAboshiら<sup>4)</sup>は同理論において載荷面と同じ円筒状の仮想排水層を考え、等価排水直径による近似沈下解析を行った。

多次元の圧密解析で最初に成功をおさめたのはBiotである。Biotは三次元弾性理論によってより一般的な三次元圧密基本式を導いた。<sup>5)</sup> Biotの理論は上述した

Terzaghi-Rendulic系の理論に見られる一次元の圧密に使用した仮定をそのまま取り入れた理論と本質的に異なり、土質力学的に厳密性がありよりすぐれたものといえる。また多次元圧密特有なMandel-Cryer効果が検証され<sup>7)</sup> その後の多次元理論の発展の基礎となった。

しかしBiotによって与えられた粘性土の三次元圧密理論の厳密な解析解を得ることは容易なことではない。それは圧密現象が土の骨格と水の2相が互いに関連し合いながらも時間による変化を伴う過程を扱うということを考えれば容易に想像できる。Biot理論の厳密な解は現在までのところ特定の単純な境界条件の場合にのみ限定されている。<sup>8) 9) 10) 11) 12)</sup>

他次元圧密を任意の条件で解くためには数値的解法をとる必要がある。とくに近年コンピュータの発達とともに目ざましく進歩してきた有限要素法(Finite Element Method)は土質構造物の解析においても有力な武器として認識されつつある。Sandhu<sup>13)</sup>はBiotの三次元圧密理論が有限要素法を用いて解析できることを最初に理論的に明らかにした。そして現在までにいくつかの有限要素法による圧密解析の研究が行われ、<sup>14) ~ 20)</sup> この方法の有効性が次第に確認されつつある。

このような現在までの研究成果をうけて、ここではさらに汎用性の高い多次元弾性圧密理論を展開し、次節で述べる弾塑性圧密や粘弾性圧密にも容易に理論的移行が可能となる圧密基礎方程式を誘導する。またこの理論に有限要素法を適用して任意の境界条件や荷重条件でも計算することのできる解析法を示す。農道などの解析で必ず必要となる平面ヒズミ場の二次元問題についてはとくに詳しい理論式の提示を行う。さらに有限要素法による電算プログラムの開発を行い、その詳しい内容の説明も行う。そして具体的な計算を行って既存の理論解と比較し、ここに提示した解析法の妥当性を検証するとともに二次元圧密の特性を明確にする。

## 2. 多次元圧密基礎方程式

多次元圧密を支配する基礎方程式の導き方としてはいろいろな方法が考えられる。もし弾性領域内のみを問題

にするならばたとえばBiotなどの方法でも十分である。しかしここで考えている基礎方程式としては塑性領域までも含む弾塑性体や、有限変形または大変形の問題、さらに粘弾性体への理論の拡張が容易に行える汎用性の高いものが望まれる。<sup>21)</sup>

このような立場で基礎方程式を導く場合、最も重要な課題は応用とヒズミの関係式をどのように取扱うかである。一般に弾性体では応力-ヒズミ関係は比例する。しかし塑性体などでは線型とはならない。したがって非線型問題までも扱おうる応力-ヒズミ関係式が望まれる。このためには変形の全過程を何段階かに分割し、各段階ごとに線型の増分関係が成り立つとする区分的線型理論を導入する必要がある。すなわち応力とヒズミともに増分形で示す方法が有効である。

Biotの応力とヒズミの関係を増分形で示せば

$$d\sigma = Dd\varepsilon - dP \quad (1)$$

ここに $\sigma$ は有効応力のベクトル、 $\varepsilon$ はヒズミベクトル、 $P$ は間ゲキ水圧のベクトル、 $D$ は応力とヒズミ関係を示すマトリクスである。

また(1)式を時間微分形で表示すれば次のようにもかける。

$$\dot{\sigma} = D\dot{\varepsilon} - \dot{P}$$

$$\text{ただし } \dot{\sigma} = \frac{\partial \sigma}{\partial t}, \quad \dot{\varepsilon} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}, \quad \dot{P} = \frac{\partial P}{\partial t} \quad (2)$$

つぎに粘性土の間ゲキを流れる水の運動がDarcy則に従うものとすれば

$$v = -K\nabla h \quad (3)$$

ここに $v$ は粘土骨格の変位速度に対する見かけの流速ベクトル、 $K$ は透水係数のマトリクス、 $h$ は水頭ベクトルである。

つづいて圧密における連続の条件より、飽和した粘性土の微小部分における単位時間の体積の変化は単位時間に表面から出入する水の量に等しいので

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{\partial v_y}{\partial y} - \frac{\partial v_z}{\partial z} \quad (4)$$

ここに $\varepsilon_v$ は体積ヒズミ、 $v_x, v_y, v_z$ は流速ベクトルの成分である。

つぎに仮想仕事の原理によれば単位時間の外部仕事の増分と内部仕事の増分はつねに等しくならねばならない。いま微小な仮想ヒズミを  $\epsilon^*$ 、仮想変位を  $u^*$  とすれば、これらの単位時間当りの増分はそれぞれを  $\dot{\epsilon}^*$ 、 $\dot{u}^*$ 、となりこのとき外部仕事の増分は

$$dW_{out} = \int \dot{u}^{*T} T ds \quad (5)$$

内部仕事の増分は

$$dW_{in} = \int \dot{\epsilon}^{*T} \sigma dv - \int \dot{u}^{*T} F dv \quad (6)$$

ただし  $T$  は面力のベクトル、 $F$  は体積力ベクトルである。 $dW_{out} = dW_{in}$  より

$$\int \dot{\epsilon}^{*T} \sigma dv = \int \dot{u}^{*T} F dv + \int \dot{u}^{*T} T ds \quad (7)$$

つぎに仮想間ゲキ水圧  $P^*$  を考え、間ゲキ水圧によってなされる仕事についても考慮する。まず体積の変化によってなされる単位時間当りの仕事は

$$dW_a = \int (\dot{\epsilon}_x P^* + \dot{\epsilon}_y P^* + \dot{\epsilon}_z P^*) dv \quad (8)$$

$\epsilon_v = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$  より

$$dW_a = \int \frac{d\epsilon_v}{dt} P^* dv \quad (9)$$

つづいて間ゲキ水の移動によってなされる単位時間当りの仕事は

$$\begin{aligned} dW_b &= \int (v_x \frac{\partial P^*}{\partial x} + v_y \frac{\partial P^*}{\partial y} + v_z \frac{\partial P^*}{\partial z}) dV \\ &= \int v^T \nabla P^* dV \end{aligned} \quad (10)$$

$dW_a = dW_b$  より

$$\int (\frac{d\epsilon_v}{dt} P^* - v^T \nabla P^*) dV = 0 \quad (11)$$

(11)式は (4)式をさらに一般化したものであり、また排水面における境界条件を同時に満足している。

以上導いた (2), (3), (7), (11) の各式が基本的方程式である。これらをまとめるため若干の変形を行う。まず(2)式を積分して

$$\sigma - \sigma_0 = \int_{t_0}^t (D\dot{\epsilon} - \dot{P}) dt \quad (12)$$

ここに  $\sigma_0$  は時刻  $t_0$  における応力ベクトルである。これを(7)式へ代入すれば

$$\begin{aligned} \int \dot{\epsilon}^{*T} \left\{ \int_{t_0}^t (D\dot{\epsilon} - \dot{P}) dV \right\} \\ = \int \dot{u}^{*T} F dV + \int \dot{u}^{*T} T ds - \int \dot{\epsilon}^{*T} \sigma_0 dV \end{aligned} \quad (13)$$

また(11)式へ(3)式を代入すれば

$$\int \left( \frac{d\epsilon_v}{dt} P^* + \nabla h^T K^T \nabla P^* \right) dV = 0 \quad (14)$$

(13)と(14)の2式がそれぞれ外力による変形と間ゲキ水圧の変化を示す多次元圧密の基礎方程式である。

### 3. 有限要素法による基礎方程式の解法

多次元圧密の基礎方程式として与えられた (13) と (14) の2式の解析解をそのまま任意の境界条件で求めることは困難である。そこで有限要素法を用いてこれらの基礎方程式を近似的に解くことを考える。

いま考えている領域を有限の要素に分割し、(たとえば最も単純なものはFig. 1のような三角形要素である) これらの要素の節点における変位や間ゲキ水圧が任意点の変位や間ゲキ水圧を表わすものとする。まず節点変位ベクトル  $\{\delta\}$  と節点間ゲキ水圧ベクトル  $\{q\}$  を次のように定義する。

$$\{\delta\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_n \end{Bmatrix}, \quad \{q\} = \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_n \end{Bmatrix} \quad (1, 2, \dots, n \text{ は節点番号})$$

ここで  $u$  は変位ベクトル ( $u = [u_x \ u_y \ u_z]$ )、 $P$  は間ゲキ水圧を表す。

つぎに要素内に生ずる変位や間ゲキ水圧の値がすべて節点における値の関数として与えられるものとすれば

$$u = [N] \{\delta\} \quad (15)$$

$$P = [M]^T \{q\} \quad (16)$$

ただし  $N$  や  $M$  は採用する要素の形状によって異なる形状関数である。

このような節点における値を使用すればいままで使用した物理量は次のように表される。

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \partial u_x / \partial x \\ \partial u_y / \partial y \\ \partial u_z / \partial z \\ \partial u_x / \partial y + \partial u_y / \partial x \\ \partial u_y / \partial z + \partial u_z / \partial y \\ \partial u_z / \partial x + \partial u_x / \partial z \end{Bmatrix} = [B'] u = [B] \{\delta\} \quad (17)$$

ただし

$$[B'] = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & 0 \\ 0 & \partial/\partial y & 0 \\ 0 & 0 & \partial/\partial z \\ \partial/\partial y & \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial/\partial z & \partial/\partial y \\ \partial/\partial z & 0 & \partial/\partial x \end{bmatrix} \quad (18)$$

$$[B] = [B'] [N] \quad (19)$$

$$\dot{\varepsilon} = [B] \{\dot{\delta}\} \quad (20)$$

$$P^T = [PPP000] = \{d\} P = \{d\} \{M\}^T \{q\} \quad (21)$$

$$\dot{P}^T = \{d\} \{M\}^T \{\dot{q}\} \quad (22)$$

ただし  $\{d\}^T = [111000]$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \{d\}^T \varepsilon = \{d\}^T [B] \{\delta\} \quad (23)$$

$$d\varepsilon_v / dt = \{d\}^T [B] \{\dot{\delta}\} \quad (24)$$

$$\dot{u} = [N] \{\dot{\delta}\} \quad (25)$$

$$\nabla P = \begin{Bmatrix} \partial P / \partial x \\ \partial P / \partial y \\ \partial P / \partial z \end{Bmatrix} = \{b\} P = \{b\} \{M\}^T \{q\} \quad (26)$$

ただし  $\{b\}^T = [\partial/\partial x \ \partial/\partial y \ \partial/\partial z]$

$$\nabla h = \begin{Bmatrix} \partial h / \partial x \\ \partial h / \partial y \\ \partial h / \partial z \end{Bmatrix} = \frac{1}{\gamma_w} \nabla P + \{i_g\} = \frac{1}{\gamma_w} \{b\} \{M\}^T \{q\} + \{i_g\} \quad (27)$$

ここに  $\{i_g\}$  は重力方向の単位ベクトルである。

また仮想ヒズミ, 仮想変位や仮想間ゲキ水圧に関する

$$\varepsilon^* = [B] \{\delta^*\} \quad (28)$$

$$u^* = [N] \{\delta^*\} \quad (29)$$

$$P^* = \{M\}^T \{q^*\} \quad (30)$$

ただし  $\{\delta^*\}$  と  $\{q^*\}$  はそれぞれ仮想節点変位, 仮想節点間ゲキ水圧である。

以上の関係より圧密基礎方程式 (13) は次のように変換される。

$$\{\delta^*\}^T \left[ \int [B]^T \left[ \int_{t_0}^t ([D][B]\{\dot{\delta}\} - \{d\}\{M\}^T\{\dot{q}\}) dt \right] dV - \{m\} \right] = 0 \quad (31)$$

$$\text{ただし } \{m\} = \int [N]^T F dV + \int [N]^T T ds - \int [B]^T \sigma_v dV \quad (32)$$

(31) 式が任意の仮想接点変位に対して成立するためには

$$\int [B]^T \left[ \int_{t_0}^t ([D][B]\{\dot{\delta}\} - \{d\}\{M\}^T\{\dot{q}\}) dt \right] dV = \{m\} \quad (33)$$

上式の時間積分項を変形すれば

$$\int [B]^T ([D][B]\{\Delta\delta\} - \{d\}\{M\}^T\{\Delta q\}) dV = \{m\} \quad (34)$$

ここに

$$\{\Delta\delta\} = \{\delta(t)\} - \{\delta(t_0)\}$$

$$\{\Delta q\} = \{q(t)\} - \{q(t_0)\}$$

$\{\delta(t_0)\}$  と  $\{q(t_0)\}$  はそれぞれ初期時刻  $t_0$  における節点変位と節点間ゲキ水圧である。ここで  $\{\delta(t_0)\} = 0$ ,  $\{q(t_0)\} = 0$  とすれば結局 (34) 式は次式に帰着する。

$$[Q]\{\delta(t)\} - [L]^T\{q(t)\} = \{m\} \quad (35)$$

ここに

$$[Q] = \int [B]^T [D] [B] dV \quad (36)$$

$$[L] = \int [M] \{d\}^T [B] dV \quad (37)$$

同様に (14) 式を変換すれば

$$\{q^*\}^T \left[ \int ([M] \{d\}^T [B] \{\dot{\delta}\} + \frac{1}{\gamma_w} [M] \{b\}^T [K] \{b\} \{M\}^T \{q\} + [M] \{b\}^T [K] \{i_g\}) dV = 0 \quad (38)$$

上式が任意の仮想節点間ゲキ水圧  $\{q^*\}$  に対して成立するためには

$$[L]\{\dot{\delta}\} + [R]\{q\} = -\{n\} \quad (39)$$

ここに  $[L]$  は前掲したものであり, また



$$\{R\} = \frac{1}{\gamma_w} \int \{M\} \{b\}^T [K] \{b\} \{M\}^T dV \quad (40)$$

$$\{n\} = \int \{M\} \{b\}^T [K] \{i_g\} dV \quad (41)$$

ここで (39) 式の形式を整えるため t に関する近似的な積分を行う。すなわち

$$\int_{t_1}^t \{L\} \{\dot{\delta}\} dt + \int_{t_1}^t \{R\} \{q\} dt = - \int_{t_1}^t \{n\} dt \quad (42)$$

において左辺の第 2 項を

$$\int_{t_1}^t \{R\} \{q\} dt \approx \{R\} \{\alpha q(t) + (1-\alpha)q(t_1)\} \Delta t \quad (43)$$

とおけば

$$\begin{aligned} \{L\} \{\delta(t)\} + \alpha \Delta t \{R\} \{q(t)\} = &\{L\} \{\delta(t_1)\} \\ &- (1-\alpha) \Delta t \{R\} \{q(t_1)\} - \{n\} \Delta t \end{aligned} \quad (44)$$

ただし  $\Delta t = t - t_1$  ,  $\alpha$  は係数 ( $0 < \alpha < 1$ ) である。

(35) 式と (44) 式が有限要素法で表示した最終的な方程式である。これらをまとめて表わせれば次の一連の方程式を得る。

$$\begin{bmatrix} Q & -L^T \\ -L & -\alpha \Delta t R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta(t) \\ q(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} m \\ -L \delta(t_1) + (1-\alpha) \Delta t R q(t_1) \\ + n \Delta t \end{Bmatrix} \quad (45)$$

#### 4. 平面ヒズミ場における有限要素解析

これまで多次元圧密を支配する圧密基礎方程式とその有限要素法による表示式について一般的に理論的展開を行ってきた。ここでは農道など多くの土構造物に見られる二次元の平面ヒズミ場について具体的な式の展開を試みることにする。

いま有限要素モデルとしては Fig. 1 に示されたような 6 節点三角形要素 (Linearly varying strain triangular element — L. S. T 要素) を考える。

このモデルでは変位が 6 ヶの節点の値によって与えられ、要素内に生ずる変位は 2 次関数として、またヒズミは 1 次関数として表される。この 6 節点三角形要素は一般の有限要素解析においてきわめてすぐれた結果を与えられている。一方間ゲキ水圧に関しては三角形の頂点の 3 節点で与えるものとし、要素内に生ずる間ゲキ水圧の分布は 1 次関数で表すものとする。

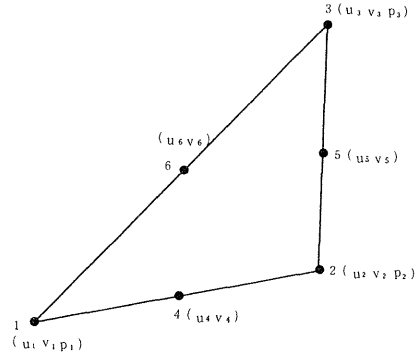


Fig. 1 L. S. T 要素

さていま考えている二次元連続体 (平面ヒズミ場) を有限の三角形で分割し、上述した有限要素モデルによって具体的な関係式を求めてみる。要素内に生ずる水平変位を u , 鉛直変位を v とし、これらが x , y の完全二次多項式で表されるものとする、

$$u = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 x^2 + \alpha_5 xy + \alpha_6 y^2 \\ \alpha_7 + \alpha_8 x + \alpha_9 y + \alpha_{10} x^2 + \alpha_{11} xy + \alpha_{12} y^2 \end{Bmatrix} \quad (46)$$

u , v は未知係数  $\alpha$  がそれぞれ 6 個であることから u , v を節点における値で表すためには 6 節点が必要である。Fig. 1 に示された 6 節点三角形要素はこれを満足する。このとき i 番目の節点の変位  $u_i$  ,  $v_i$  は

$$\begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \alpha_1 + \alpha_2 x_i + \alpha_3 y_i + \alpha_4 x_i^2 + \alpha_5 x_i y_i + \alpha_6 y_i^2 \\ \alpha_7 + \alpha_8 x_i + \alpha_9 y_i + \alpha_{10} x_i^2 + \alpha_{11} x_i y_i + \alpha_{12} y_i^2 \end{Bmatrix} \quad (47)$$

となる。したがって 6 節点全体についてこれをマトリクス表示すれば

$$\{\delta\} = [C] \{\alpha\} \quad (48)$$

ここに [C] は節点変位 — 未定係数マトリクスで

$$[C] = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & x_1^2 & x_1 y_1 & y_1^2 & & & & & & \\ 1 & x_2 & y_2 & x_2^2 & x_2 y_2 & y_2^2 & & & & & & \\ & & & & & & & & & 0 & & \\ 1 & x_6 & y_6 & x_6^2 & x_6 y_6 & y_6^2 & & & & & & \\ & & & & & & 1 & x_1 & y_1 & x_1^2 & x_1 y_1 & y_1^2 \\ & & & & & & 1 & x_2 & y_2 & x_2^2 & x_2 y_2 & y_2^2 \\ & & & & & & & & & & & \\ & & & & & & 1 & x_6 & y_6 & x_6^2 & x_6 y_6 & y_6^2 \end{bmatrix} \quad (49)$$

$$\{\alpha\} \text{は未定係数ベクトル } (\{\alpha\}^T = [\alpha_1 \ \alpha_2 \ \alpha_3 \ \alpha_4 \ \alpha_5 \ \alpha_6 \ \alpha_7 \ \alpha_8 \ \alpha_9 \ \alpha_{10} \ \alpha_{11} \ \alpha_{12}])$$

$$\left. \begin{matrix} \alpha_9 & \alpha_{10} & \alpha_{11} & \alpha_{12} \end{matrix} \right\} \quad (50)$$

$$\{\delta\} = \text{節点変位ベクトル} \left( \{\delta\}^T = [u_1 \ u_2 \ u_3 \ u_4 \ u_5 \ u_6 \ v_1 \ v_2 \ v_3 \ v_4 \ v_5 \ v_6] \right) \quad (51)$$

である。

(48) 式より  $\{\alpha\}$  について求めれば

$$\{\alpha\} = [C]^{-1} \{\delta\} \quad (52)$$

したがって (46) 式より

$$u = [S] \{\alpha\} = [S][C]^{-1} \{\delta\} = [N] \{\delta\} \quad (53)$$

$[N]$  は形状関係マトリクスと呼ばれるものである。

$$[N] = [S][C]^{-1} \quad (54)$$

ただし

$$[S] = \begin{bmatrix} 1 & x & y & x^2 & xy & y^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x & y & x^2 & xy & y^2 \end{bmatrix} \quad (55)$$

また (54) 式を変形すれば

$$[S]^T = [C]^T [N]^T \quad (56)$$

したがって  $[N]$  の内容としては

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & N_2 & N_3 & N_4 & N_5 & N_6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_1 & N_2 & N_3 & N_4 & N_5 & N_6 \end{bmatrix} \quad (57)$$

となる。

また  $[N_1 \ N_2 \ N_3 \ N_4 \ N_5 \ N_6]$  のみについて注目すれば

(56) 式より

$$\begin{bmatrix} 1 \\ x \\ y \\ x^2 \\ xy \\ y^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ x_1 & x_2 & x_3 & x_4 & x_5 & x_6 \\ y_1 & y_2 & y_3 & y_4 & y_5 & y_6 \\ x_1^2 & x_2^2 & x_3^2 & x_4^2 & x_5^2 & x_6^2 \\ x_1 y_1 & x_2 y_2 & x_3 y_3 & x_4 y_4 & x_5 y_5 & x_6 y_6 \\ y_1^2 & y_2^2 & y_3^2 & y_4^2 & y_5^2 & y_6^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N_1 \\ N_2 \\ N_3 \\ N_4 \\ N_5 \\ N_6 \end{bmatrix} \quad (58)$$

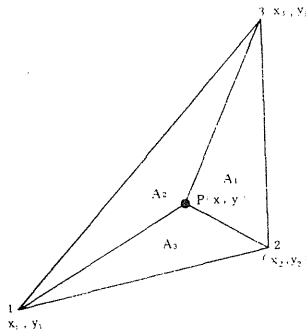


Fig. 2 面積座標

ここで取扱いが便利になるように面積座標を導入する。

いま三角形要素内に任意的 P (x, y) を設け, Fig. 2 に示すように三角形を3つの領域に分割して考える。

このとき各領域の面積は

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x & y \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{vmatrix} = \frac{1}{2} (a_1 + b_1 x + c_1 y) \\ A_2 &= \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x & y \\ 1 & x_3 & y_3 \end{vmatrix} = \frac{1}{2} (a_2 + b_2 x + c_2 y) \\ A_3 &= \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x & y \end{vmatrix} = \frac{1}{2} (a_3 + b_3 x + c_3 y) \end{aligned} \right\} \quad (59)$$

ただし

$$\left. \begin{aligned} a_i &= x_j y_k - x_k y_j \\ b_i &= y_j - y_k \\ c_i &= x_k - x_j \end{aligned} \right\} (i, j, k = 1, 2, 3) \quad (60)$$

三角形要素の面積 A は

$$A = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{vmatrix} = \frac{1}{2} (a_1 + a_2 + a_3) \quad (61)$$

ここで面積座標  $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3$  を

$$\zeta_1 = A_1/A, \quad \zeta_2 = A_2/A, \quad \zeta_3 = A_3/A \quad (62)$$

とおけば (59) 式より

$$\begin{bmatrix} \zeta_1 \\ \zeta_2 \\ \zeta_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_1/A \\ A_2/A \\ A_3/A \end{bmatrix} = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} a_1 & b_1 & c_1 \\ a_2 & b_2 & c_2 \\ a_3 & b_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ x \\ y \end{bmatrix} \quad (63)$$

またこれを逆変換すれば

$$\begin{bmatrix} 1 \\ x \\ y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ x_1 & x_2 & x_3 \\ y_1 & y_2 & y_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \zeta_1 \\ \zeta_2 \\ \zeta_3 \end{bmatrix} \quad (64)$$

ただし3つの三角形の面積の和は全面積 A に等しいので

$$\zeta_1 + \zeta_2 + \zeta_3 = 1 \quad (65)$$

また節点 4, 5, 6 は三角形の各辺の中点にとったものであるから

$$\left. \begin{aligned} x_4 &= \frac{x_1 + x_2}{2}, & x_5 &= \frac{x_2 + x_3}{2}, & x_6 &= \frac{x_3 + x_1}{2} \\ y_4 &= \frac{y_1 + y_2}{2}, & y_5 &= \frac{y_2 + y_3}{2}, & y_6 &= \frac{y_3 + y_1}{2} \end{aligned} \right\} \quad (66)$$

$$\{q\} = \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \beta_1 + \beta_2 x_1 + \beta_3 y_1 \\ \beta_1 + \beta_2 x_2 + \beta_3 y_2 \\ \beta_1 + \beta_2 x_3 + \beta_3 y_3 \end{Bmatrix} = [C]^T \{\beta\} \quad (72)$$

(58)式に(64)式と(66)式を代入すれば 結局次のような形状関数の値が得られる。

$$\begin{Bmatrix} N_1 \\ N_2 \\ N_3 \\ N_4 \\ N_5 \\ N_6 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \zeta_1 (2 \zeta_1 - 1) \\ \zeta_2 (2 \zeta_2 - 1) \\ \zeta_3 (2 \zeta_3 - 1) \\ 4 \zeta_1 \zeta_2 \\ 4 \zeta_2 \zeta_3 \\ 4 \zeta_3 \zeta_1 \end{Bmatrix} \quad (67)$$

この形状関数を基礎方程式へ導入する場合には面積座標を積分する必要が生じる。この時は次の公式が使用できる。<sup>2)</sup>

$$\int \zeta_1^l \zeta_2^m \zeta_3^n dA = \frac{l! m! n!}{(l+m+n+2)!} 2A \quad (68)$$

また微分に関しては

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \zeta_i}{\partial x} &= \frac{b_i}{2A}, & \frac{\partial \zeta_i}{\partial y} &= \frac{c_i}{2A} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta_i} &= x_i, & \frac{\partial y}{\partial \zeta_i} &= y_i \end{aligned} \right\} \quad (i=1, 2, 3) \quad (69)$$

また面積座標の関数  $\varphi(\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3)$  を微分する場合は

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \varphi}{\partial x} &= \frac{1}{2A} \left( \frac{\partial \varphi}{\partial \zeta_1} b_1 + \frac{\partial \varphi}{\partial \zeta_2} b_2 + \frac{\partial \varphi}{\partial \zeta_3} b_3 \right) \\ \frac{\partial \varphi}{\partial y} &= \frac{1}{2A} \left( \frac{\partial \varphi}{\partial \zeta_1} c_1 + \frac{\partial \varphi}{\partial \zeta_2} c_2 + \frac{\partial \varphi}{\partial \zeta_3} c_3 \right) \end{aligned} \right\} \quad (70)$$

つぎに要素内に生ずる間ゲキ水圧について考察する。

間ゲキ水圧  $P$  は要素内で線型の変化をするとなれば

$$P = \beta_1 + \beta_2 x + \beta_3 y \quad (71)$$

この場合は未知係数が3個であることから  $P$  を節点間ゲキ水圧で表すためには3節点が必要である。そこで Fig. 1 に示したように三角形要素の頂点にとった3節点で表すことにする。このとき各節点の間ゲキ水圧は

ただし

$$[C] = \begin{Bmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{Bmatrix} \quad (73)$$

$$\{\beta\}^T = [\beta_1 \ \beta_2 \ \beta_3] \quad (74)$$

また(72)式を変形して

$$\{\beta\} = [C]^{-1} \{q\} \quad (75)$$

したがって(71)式より

$$P = \{S\}^T \{\beta\} = \{S\}^T [C]^{-1} \{q\} = \{M\}^T \{q\} \quad (76)$$

ただし

$$\{S\}^T = [1 \ x \ y] \quad (77)$$

$\{M\}$  は形状関数であり

$$\{M\}^T = \{S\}^T [C]^{-1} \quad (78)$$

あるいは

$$\{S\} = [C]^T \{M\} \quad (79)$$

ここで  $\{M\}^T = [M_1 \ M_2 \ M_3]$  として(79)式の成分を書き下せば

$$\begin{Bmatrix} 1 \\ x \\ y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ x_1 & x_2 & x_3 \\ y_1 & y_2 & y_3 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{Bmatrix} \quad (80)$$

前述した面積座標を導入し、(64)式と(80)式を比較すれば

$$\{M\}^T = [\zeta_1 \ \zeta_2 \ \zeta_3] \quad (81)$$

以上で6節点三角形要素による有限要素モデルを適用した場合の基本的な形状関数  $\{N\}$  と  $\{M\}$  を定めることができた。

そこでこの結論をすでに求められている圧密の基礎式へ導入し、計算に必要なマトリクスの内容を確定させる。まず使用するマトリクスやベクトルを平面ヒズミ場の条件について整理しておく必要がある。

応力 — ヒズミマトリクス  $[D]$  についてはよく知ら

れたように

$$[D] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 1-2\nu/2 \end{bmatrix} \quad (82)$$

ただし E は要素の弾性係数,  $\nu$  はポアソン比である。

$$[B] = [B'] [N] = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial/\partial y \\ \partial/\partial y & \partial/\partial x \end{bmatrix} [N] \quad (83)$$

すなわち

$$[B] = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} b_1(4\zeta_1-1) & b_2(4\zeta_2-1) & b_3(4\zeta_3-1) \\ 0 & 0 & 0 \\ c_1(4\zeta_1-1) & c_2(4\zeta_2-1) & c_3(4\zeta_3-1) \\ 4(\zeta_2 b_1 + \zeta_1 b_2) & 4(\zeta_3 b_2 + \zeta_2 b_3) & 4(\zeta_1 b_3 + \zeta_3 b_1) \\ 0 & 0 & 0 \\ 4(\zeta_2 c_1 + \zeta_1 c_2) & 4(\zeta_3 c_2 + \zeta_2 c_3) & 4(\zeta_1 c_3 + \zeta_3 c_1) \\ 0 & 0 & 0 \\ c_1(4\zeta_1-1) & c_2(4\zeta_2-1) & c_3(4\zeta_3-1) \\ b_1(4\zeta_1-1) & b_2(4\zeta_2-1) & b_3(4\zeta_3-1) \\ 0 & 0 & 0 \\ 4(\zeta_2 c_1 + \zeta_1 c_2) & 4(\zeta_3 c_2 + \zeta_2 c_3) & 4(\zeta_1 c_3 + \zeta_3 c_1) \\ 4(\zeta_2 b_1 + \zeta_1 b_2) & 4(\zeta_3 b_2 + \zeta_2 b_3) & 4(\zeta_1 b_3 + \zeta_3 b_1) \end{bmatrix} \quad (84)$$

また

$$\{d\}^T = [1 \ 1 \ 0] \quad (85)$$

$$\{b\}^T = [\partial/\partial x \ \partial/\partial y] \quad (86)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad (87)$$

ただし  $k_x, k_y$  はそれぞれ x, y 方向の透水係数である。以上より

$$[Q] = \int [B]^T [D] [B] dV \\ = Ah \begin{bmatrix} U^T & 0 & V^T \\ 0 & V^T & U^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_{11}\bar{Q} & d_{12}\bar{Q} & d_{13}\bar{Q} \\ d_{21}\bar{Q} & d_{22}\bar{Q} & d_{23}\bar{Q} \\ d_{31}\bar{Q} & d_{32}\bar{Q} & d_{33}\bar{Q} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U \\ 0 \\ V \end{bmatrix} \quad (88)$$

ただし U, V はそれぞれ x, y 方向に関する [B] の節点値であり, h は要素の厚さである。

$$U = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} 3b_1 & -b_2 & -b_3 & 4b_2 & 0 & 4b_3 \\ -b_1 & 3b_2 & -b_3 & 4b_1 & 4b_3 & 0 \\ -b_1 & -b_2 & 3b_3 & 0 & 4b_2 & 4b_1 \end{bmatrix} \quad (89)$$

$$V = \frac{i}{2A} \begin{bmatrix} 3c_1 & -c_2 & -c_3 & 4c_2 & 0 & 4c_3 \\ -c_1 & 3c_2 & -c_3 & 4c_1 & 4c_3 & 0 \\ -c_1 & -c_2 & 3c_3 & 0 & 4c_2 & 4c_1 \end{bmatrix} \quad (90)$$

$$\bar{Q} = \frac{1}{A} \int \zeta \zeta^T dA = \frac{1}{12} \begin{bmatrix} 2 & i & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (91)$$

$$\begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & d_{13} \\ d_{21} & d_{22} & d_{23} \\ d_{31} & d_{32} & d_{33} \end{bmatrix} = [D] \quad (92)$$

また

$$[L] = \int [M] \{d\}^T [B] dV \\ = \frac{h}{6} \begin{bmatrix} b_1 & 0 & 0 & b_1+2b_2 & b_2+b_3 & 2b_3+b_1 \\ 0 & b_2 & 0 & 2b_1+b_2 & b_2+2b_3 & b_3+b_1 \\ 0 & 0 & b_3 & b_1+b_2 & 2b_2+b_3 & b_3+2b_1 \\ c_1 & 0 & 0 & c_1+2c_2 & c_2+c_3 & 2c_3+c_1 \\ 0 & c_2 & 0 & 2c_1+c_2 & c_2+2c_3 & c_3+c_1 \\ 0 & 0 & c_3 & c_1+c_2 & 2c_2+c_3 & c_3+2c_1 \end{bmatrix} \quad (93)$$

$$[R] = \frac{1}{\gamma_w} \int [M] \{b\}^T [K] \{b\} [M]^T dV \\ = \frac{h}{4\gamma_w A} \begin{bmatrix} b_1^2 k_x + c_1^2 k_y & b_1 b_2 k_x + c_1 c_2 k_y \\ b_2 b_1 k_x + c_2 c_1 k_y & b_2^2 k_x + c_2^2 k_y \\ b_3 b_1 k_x + c_3 c_1 k_y & b_3 b_2 k_x + c_3 c_2 k_y \\ b_1 b_3 k_x + c_1 c_3 k_y \\ b_2 b_3 k_x + c_2 c_3 k_y \\ b_3^2 k_x + c_3^2 k_y \end{bmatrix} \quad (94)$$

[Q] と [R] は対称なマトリクスであり, 基本式(45)に示した左辺の全体マトリクスも対称となっている。また外力項については(82)式において初期応力  $\sigma_0 = 0$  とすれば

$$\{m\} = \int [N]^T F dV + \int [N]^T T dS \\ = \{F\}_g + \{F\}_b \quad (95)$$

ここに  $\{F\}_g$  は分布物体力の等価節点力で物体力の x および y 方向の合力を各節点に均等に振り分ければよい。

また  $\{F\}_b$  は分布荷重の等価節点力である。

以上平面ヒズミ場の有限要素解析に必要なものは全て決定することができた。あとは(45)式に従って具体的な

計算を実行し、任意時間の節点変位と節点間ゲキ水圧を求めればよい。節点値がわかれば要素内任意点のヒズミや応力は次式で計算される。

$$\epsilon = [B]\{\delta\} \quad (96)$$

$$\sigma = [D]\epsilon = [D][B]\{\delta\} \quad (97)$$

なおいままで述べてきたものはある任意の要素内に関するものであるが、重ね合せによって簡単に構造物全体の方程式を得ることができ、その形式は (45) 式と全く同一であ

る。この場合  $[Q]$ ,  $[L]$ ,  $[R]$  は構造物全体のマトリクスとなり、 $\{\delta\}$  や  $\{q\}$  も構造物全体の節点ベクトルとなる。ただ実際の計算では既知の節点変位や節点間ゲキ水圧は不必要となり、未知成分のみについて計算が実行される。

### 5. 有限要素解析のプログラムとその説明

#### 1) プログラムの概要

二次元連続体（平面ヒズミ場）の圧密解析プログラム

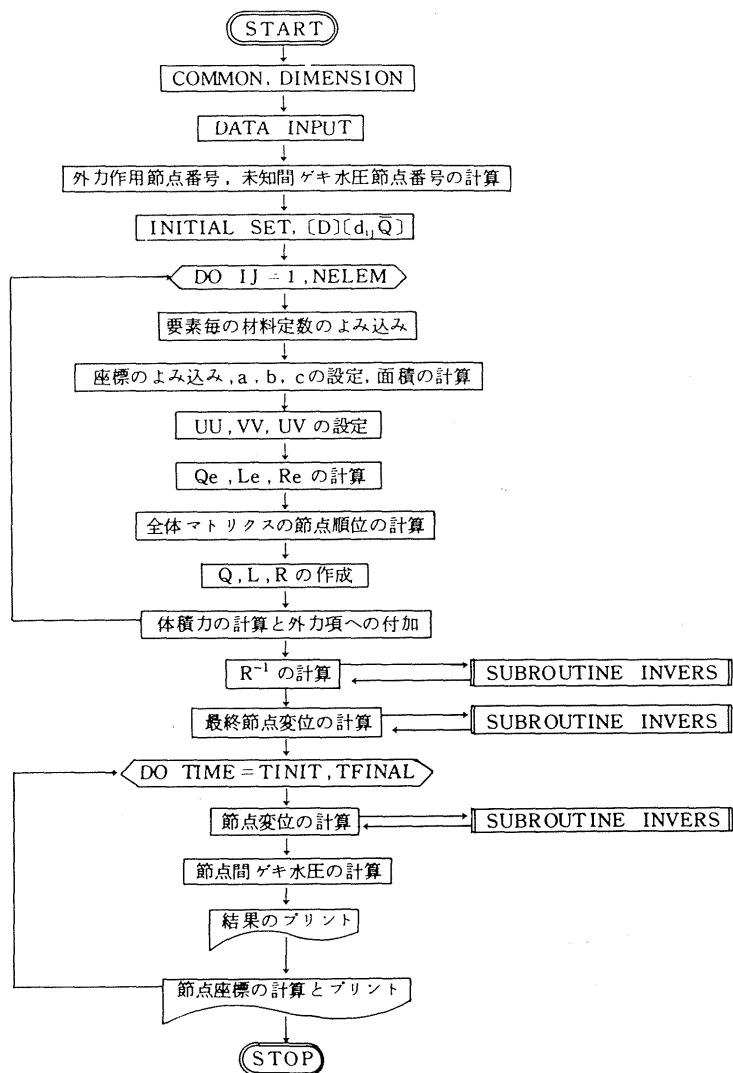


Fig. 3 圧密解析全体のフローチャート

の具体例について述べる。Fig. 3 にプログラム全体のフローチャートを示した。またプログラム中に使用した変数の一覧表をTable 1 に、データ入力の方法はFig. 4 に示した。

Table 1 変数一覧表

変数名	内容	変数名	内容
NELEM	要素の数	X(I),Y(I)	頂点節点のx,y座標
NNODE	全節点の数	NODE(I,J)	各要素を囲む節点番号
NTOP	頂点節点の数	N(I)	拘束節点番号,排水節点番号など
NCONF	拘束節点の数(x,y方向)	M(I)	表面力作用節点番号など
NTRACT	表面力作用節点の数(x,y方向)	A(I)	表面力の大きさ,節点間ゲキ水圧など
NDRAIN	排水節点の数	NFORCE(I)	外力作用節点番号
IMATER	材料条件(均一で0)	FORCE(I)	外力の大きさ
TINIT	圧密計算開始時間	NPRES(I)	未知間ゲキ水圧節点番号
TFINAL	最終時間	STIFE(I,J)	要素毎の剛性マトリクス $Q_e$
NN	外力作用節点数(x,y方向)	PRESE(I,J)	要素毎の間ゲキ水圧マトリクス $R_e$
NP	未知間ゲキ水圧節点数	VISCE(I,J)	要素毎の形状マトリクス $L_e$
E0 or E(I)	要素の弾性係数	STIF(I,J)	全体剛性マトリクス $Q$
V0 or V(I)	要素のポアソン比	PRES(I,J)	全体間ゲキ水圧マトリクス $R$
THICK0 or THICK(I)	要素の厚さ	VISC(I,J)	全体形状マトリクス $L$
DENS0 or DENS(I)	要素の密度	DISP(I)	節点変位
PKX0 or PKX(I)	要素のx方向透水係数	FINAL(I)	最終節点変位
PKY0 or PKY(I)	要素のy方向 "	PINV(I,J)	$R^{-1}$
AREA	要素の面積	DE(I,J)	$D$ (弾性マトリクス)
TWIDTH	計算時間巾	DQ(I,J)	$d_{ij} \bar{Q}$
KAI	連立方程式の解の判別	QBAR(I,J)	$\bar{Q}$
CM(I,J)	共用マトリクス	UU(I,J)	$U$
C(I,J)	共用・節点変位など	VV(I,J)	$V$
ABC(I,J)	a,b,c	UV	$[UV]$

このプログラムでは解析しようとする構造物や地盤の要素数, 節点数, 境界条件, 外力, 節点座標, 節点番号, 材料定数などの基本データを入力して, 任意時間における節点変位, 節点間ゲキ水圧, 節点座標値, 圧密度と最終沈下量が出力される。メモリの節約のため既知節点変位項は除外し, 未知節点変位部分のみでマトリクスの計算を行っている。また材料定数が均一なときと個々の要素で異なるときとの場合分けがなされている。サブルーチンにはマトリクスの対称性を有効に利用して連立一次

方程式を解くCholesky法が用いられたまたこれによって逆行列も求め得るものとなっている。

2) プログラムの実際

以下に二次元圧密解(平面ヒズミ場)を求めるため開発したプログラムの全容を掲載する。このプログラムはFORTRAN言語で書かれ, 倍精度の計算を行っている。なおこのプログラムの開発ならびに計算は筑波大学情報処理センターの大型計算機ACOS-6を利用して行われた。

1	11	21	31	41	51	61	71
NELEM	NNODE	NTOP	NCONF	NTRACT	NDRAIN	IMATER	
TINIT	TFINAL						
X(I) ---	Y(I) ---	} NTOP					
NODE(I,1) ---	NODE(I,2) ---	NODE(I,3) ---	NODE(I,4) ---	NODE(I,5) ---	NODE(I,6) ---	} NELEM	
E(I) ---	V(I) ---	THICK(I) ---	DENS(I) ---	PKX(I) ---	PKY(I) ---	} NELEM (但し IMATER=0 のときは省略)	
E0	V0	THICK0	DENS0	PKX0	PKY0	(IMATER=0 のとき)	
N(1)	N(2)	N(3)	-----	→ NCONF			
M(1) ---	A(1) ---	} NTRACT					
N(1)	N(2)	N(3)	-----	→ NDRAIN			

Fig. 4 データの入力形式

```

1      C      CONSOLIDATION ANALYSIS (F.E.M.)
2      C
3      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
4      COMMON CM(130,130),C(130),PRES(20,20)
5      DIMENSION STIF(130,130),NFORCE(130),DISP(130),FORCE(130),AN(20)
6      DIMENSION DFLTAD(130),VISC(20,130),NPRES(20),FINAL(130),A(20)
7      DIMENSION NODF(32,6),X(25),Y(25),N(35),M(20),PINV(20,20)
8      DIMENSION E(1),V(1),THICK(1),DENS(1),PKX(1),PKY(1)
9      DIMENSION STIFE(12,12),QBAR(3,3),DE(3,3),DQ(9,9),UU(3,6),VV(3,6)
10     DIMENSION UV(9,12),PRESE(3,3),VISCE(3,12),ABC(3,3)
11     C      INITIAL INPUT
12     READ(5,10) NELEM,NNODE,NTOP,NCONF,NTRACT,NDRAIN,IMATER
13     READ(5,12) TINIT,TFINAL
14     NN=2*NNODE-NCONF
15     NP=NTOP-NDRAIN
16     WRITE(6,13)
17     WRITE(6,14)
18     WRITE(6,15)
19     WRITE(6,16) NELEM,NNODE,NTOP,NCONF,NTRACT,NDRAIN,IMATER
20     WRITE(6,19)
21     WRITE(6,20) TINIT,TFINAL
22     WRITE(6,21)
23     WRITE(6,22)
24     DO 100 I=1,NTOP
25     READ(5,23) X(I),Y(I)
26     WRITE(6,24) I,X(I),Y(I)
27     WRITE(6,25)
28     WRITE(6,26)
29     DO 110 I=1,NELEM
30     READ(5,27) (NODE(I,J),J=1,6)
31     WRITE(6,28) I,(NODE(I,J),J=1,6)
32     WRITE(6,29)
33     WRITE(6,30)
34     IF (IMATER.EQ.0) GO TO 130
35     DO 120 I=1,NELEM
36     READ(5,31) E(I),V(I),THICK(I),DENS(I),PKX(I),PKY(I)
37     WRITE(6,32) I,E(I),V(I),THICK(I),DENS(I),PKX(I),PKY(I)
38     120 CONTINUE
39     GO TO 140

```

```

40      130 READ(5,31) EN,VD,THICK0,DENSO,PKX0,PKY0
41      WRITE(6,35) EN,VD,THICK0,DENSO,PKX0,PKY0
42      C      NFORCE---NPRES
43      140 WRITE(6,36)
44      WRITE(6,37)
45      READ(5,38) (N(I),I=1,NCONF)
46      DO 150 I=1,NTRACT
47      150 READ(5,39) M(I),A(I)
48      K=0
49      IO=2*NNODE
50      DO 160 I=1,IO
51      DO 170 J=1,NCONF
52      IF (N(J).EQ.I) GO TO 160
53      170 CONTINUE
54      K=K+1
55      NFORCE(K)=I
56      DO 180 J=1,NTRACT
57      IF (M(J).EQ.I) GO TO 190
58      180 CONTINUE
59      FORCE(K)=0.
60      GO TO 160
61      190 FORCE(K)=A(J)
62      160 CONTINUE
63      DO 200 I=1,NN
64      200 WRITE(6,40) I,NFORCE(I),FORCE(I)
65      WRITE(6,41)
66      WRITE(6,42)
67      READ(5,38) (N(I),I=1,NDRAIN)
68      K=0
69      DO 210 I=1,NTOP
70      DO 220 J=1,NDRAIN
71      IF (N(J).EQ.I) GO TO 210
72      220 CONTINUE
73      K=K+1
74      NPRES(K)=I
75      210 CONTINUE
76      DO 230 I=1,NP
77      230 WRITE(6,43) I,NPRES(I)
78      C      INITIAL SET
79      C
80      DO 360 I=1,3
81      DO 360 J=1,3
82      360 DE(I,J)=0.
83      DO 340 I=1,3
84      DO 340 J=1,3
85      IF (I.EQ.J) GO TO 330
86      QBAR(I,J)=1.
87      GO TO 340
88      330 QBAR(I,J)=2.
89      340 CONTINUE
90      IF (IMATER.EQ.1) GO TO 350
91      CC=E0/((1.+V0)*(1.-2.*V0))
92      DE(1,1)=CC*(1.-V0)
93      DE(1,2)=CC*V0
94      DE(2,2)=DE(1,1)
95      DE(3,3)=CC*(1.-2.*V0)/2.
96      DE(2,1)=DE(1,2)
97      DO 370 I=1,3
98      DO 370 J=1,3
99      CC=DE(I,J)
100     DO 370 J1=1,3
101     DO 370 J2=1,3
102     IO=3*(I-1)+J1
103     JO=3*(J-1)+J2
104     DQ(IO,JO)=CC+QBAR(J1,J2)
105     370 CONTINUE
106     C      STIFF,PRESSURE AND VISCO MATRIX OF ELEMENT
107     C
108     350 DO 300 I=1,NN
109     DO 300 J=1,NN
110     300 STIF(I,J)=0.
111     DO 310 I=1,NP
112     DO 310 J=1,NP

```



```

113      310 PRES(I,J)=0.
114         DO 320 I=1, NP
115         DO 320 J=1, NN
116      320 VISC(I,J)=0.
117         DO 400 IJ=1, NELEM
118         IF (IMATER.EQ.0) GO TO 410
119         EN=E(IJ)
120         VN=V(IJ)
121         THICKN=THICK(IJ)
122         DENSN=DFNS(IJ)
123         PKXN=PKX(IJ)
124         PKYN=PKY(IJ)
125         CC=EN/((1.+VN)*(1.-2.*VO))
126         DE(1,1)=CC*(1.-VO)
127         DE(1,2)=CC*VO
128         DE(2,2)=DE(1,1)
129         DE(3,3)=CC*(1.-2.*VO)/2.
130         DE(2,1)=DE(1,2)
131         DO 380 I=1,3
132         DO 380 J=1,3
133         CC=DE(I,J)
134         DO 380 J1=1,3
135         DO 380 J2=1,3
136         IN=3+(I-1)+J1
137         JN=3+(J-1)+J2
138         DR(IN,JN)=CC*QBAR(J1,J2)
139      380 CONTINUE
140      410 M1=NODE(IJ,1)
141         M2=NODE(IJ,2)
142         M3=NODE(IJ,3)
143         X1=X(M1)
144         Y1=Y(M1)
145         X2=X(M2)
146         Y2=Y(M2)
147         X3=X(M3)
148         Y3=Y(M3)
149         ABC(1,1)=X2+Y3-X3+Y2
150         ABC(1,2)=X3+Y1-X1+Y3
151         ABC(1,3)=X1+Y2-X2+Y1
152         ARC(2,1)=Y2-Y3
153         ARC(2,2)=Y3-Y1
154         ARC(2,3)=Y1-Y2
155         ARC(3,1)=X3-X2
156         ARC(3,2)=X1-X3
157         ARC(3,3)=X2-X1
158         AREA=ABS(ABC(1,1)+ABC(1,2)+ABC(1,3))*0.5
159         DO 390 I=1,3
160         DO 390 J=1,3
161         IF (I.EQ.J) GO TO 391
162         UU(I,J)=-ABC(2,J)
163         VV(I,J)=-ABC(3,J)
164         GO TO 390
165      391 UU(I,J)=3.*ABC(2,J)
166         VV(I,J)=3.*ABC(3,J)
167      390 CONTINUE
168         UU(1,4)=4.*ABC(2,2)
169         UU(1,5)=0.
170         UU(1,6)=4.*ABC(2,3)
171         UU(2,4)=4.*ABC(2,1)
172         UU(2,5)=4.*ABC(2,3)
173         UU(2,6)=0.
174         UU(3,4)=0.
175         UU(3,5)=4.*ABC(2,2)
176         UU(3,6)=4.*ABC(2,1)
177         VV(1,4)=4.*ABC(3,2)
178         VV(1,5)=0.
179         VV(1,6)=4.*ABC(3,3)
180         VV(2,4)=4.*ABC(3,1)
181         VV(2,5)=4.*ABC(3,3)
182         VV(2,6)=0.
183         VV(3,4)=0.
184         VV(3,5)=4.*ABC(3,2)
185         VV(3,6)=4.*ABC(3,1)

```

```

186      DO 392 I=1,6
187      DO 392 J=1,12
188      392 UV(I,J)=0.
189      DO 393 I=1,3
190      DO 393 J=1,6
191      393 UV(I,J)=UU(I,J)
192      DO 394 I=4,6
193      DO 394 J=7,12
194      394 UV(I,J)=VV(I-3,J-6)
195      DO 395 I=7,9
196      DO 395 J=1,6
197      395 UV(I,J)=VV(I-6,J)
198      DO 396 I=7,9
199      DO 396 J=7,12
200      396 UV(I,J)=UU(I-6,J-6)
201      DO 401 I=1,9
202      DO 401 J=1,12
203      CC=0.
204      DO 402 K=1,9
205      402 CC=CC+DN(I,K)*UV(K,J)
206      CM(I,J)=CC
207      401 CONTINUE
208      DO 403 I=1,12
209      DO 403 J=1,12
210      CC=0.
211      DO 404 K=1,9
212      404 CC=CC+UV(K,I)*CM(K,J)
213      STIFE(I,J)=CC*THICK0/(48.*AREA)
214      403 CONTINUE
215      DO 405 I=1,3
216      DO 405 J=1,12
217      405 VISCE(I,J)=0.
218      VISCE(1,1)=ARC(2,1)
219      VISCE(2,2)=ARC(2,2)
220      VISCE(3,3)=ARC(2,3)
221      VISCE(1,4)=ARC(2,1)+ABC(2,2)*2.
222      VISCE(1,5)=ARC(2,2)+ABC(2,3)
223      VISCE(1,6)=ARC(2,3)*2.+ARC(2,1)
224      VISCE(2,4)=ARC(2,1)*2.+ARC(2,2)
225      VISCE(2,5)=ARC(2,2)+ABC(2,3)*2.
226      VISCE(2,6)=ARC(2,3)+ABC(2,1)
227      VISCE(3,4)=ARC(2,1)+ABC(2,2)
228      VISCE(3,5)=ARC(2,2)*2.+ABC(2,3)
229      VISCE(3,6)=ARC(2,3)+ABC(2,1)*2.
230      VISCE(1,7)=ARC(3,1)
231      VISCE(2,8)=ARC(3,2)
232      VISCE(3,9)=ARC(3,3)
233      VISCE(1,10)=ARC(3,1)+ABC(3,2)*2.
234      VISCE(1,11)=ARC(3,2)+ABC(3,3)
235      VISCE(1,12)=ARC(3,3)*2.+ABC(3,1)
236      VISCE(2,10)=ARC(3,1)*2.+ABC(3,2)
237      VISCE(2,11)=ARC(3,2)+ABC(3,3)*2.
238      VISCE(2,12)=ARC(3,3)+ABC(3,1)
239      VISCE(3,10)=ARC(3,1)+ABC(3,2)
240      VISCE(3,11)=ARC(3,2)*2.+ABC(3,3)
241      VISCE(3,12)=ARC(3,3)+ABC(3,1)*2.
242      DO 430 I=1,3
243      DO 430 J=1,12
244      430 VISCE(I,J)=VISCE(I,J)*THICK0/6.
245      DO 440 I=1,3
246      DO 440 J=1,3
247      IF (I.GT.J) GO TO 450
248      CC=ABC(2,I)+ARC(2,J)*PKX0+ARC(3,I)+ABC(3,J)*PKY0
249      PRESE(I,J)=CC*THICK0/(4.*AREA)
250      GO TO 440
251      450 PRESE(I,J)=PRESE(J,I)
252      440 CONTINUE
253      DO 460 I=1,2
254      DO 460 J=1,6
255      I0=N0DE(I,J,I)
256      J1=I0+2+J-2
257      J2=I+(J-1)*6
258      DO 470 K=1,NN

```

```

259       IF (J1.FQ.NFORCE(K)) GO TO 480
260       470 CONTINUE
261         J0=0
262         GO TO 490
263       480 J0=K
264       490 N(J2)=J0
265       460 CONTINUE
266         DO 500 I=1,3
267           I0=NODE(IJ,I)
268           DO 510 K=1,NP
269             IF (I0.FQ.NPRES(K)) GO TO 520
270           510 CONTINUE
271             J0=0
272             GO TO 530
273           520 J0=K
274           530 M(I)=J0
275           500 CONTINUE
276             DO 610 I=1,12
277               I0=N(I)
278               IF (I0.FQ.0) GO TO 610
279               DO 620 J=1,12
280                 J0=N(J)
281                 IF (J0.FQ.0) GO TO 620
282                 STIF(I0,J0)=STIF(I0,J0)+STIFE(I,J)
283           620 CONTINUE
284           610 CONTINUE
285             DO 550 I=1,3
286               I0=M(I)
287               IF (I0.FQ.0) GO TO 550
288               DO 555 J=1,3
289                 J0=M(J)
290                 IF (J0.FQ.0) GO TO 555
291                 PRES(I0,J0)=PRES(I0,J0)+PRESE(I,J)
292           555 CONTINUE
293           550 CONTINUE
294             DO 560 I=1,3
295               I0=M(I)
296               IF (I0.FQ.0) GO TO 560
297               DO 565 J=1,12
298                 J0=N(J)
299                 IF (J0.FQ.0) GO TO 565
300                 VISCE(I0,J0)=VISCE(I0,J0)+VISCE(I,J)
301           565 CONTINUE
302           560 CONTINUE
303             WEIGHT=AREA*DENS0*THICK0/6.
304             DO 570 I=1,6
305               I0=NODE(IJ,I)+2
306               DO 580 K=1,NN
307                 IF (I0.FQ.NFORCE(K)) GO TO 590
308             580 CONTINUE
309             GO TO 570
310           590 FORCE(I0)=FORCE(I0)+WEIGHT
311           570 CONTINUE
312           400 CONTINUE
313             DO 1060 I=1,NP
314             DO 1060 J=1,NP
315           1060 PINV(I,J)=PRES(I,J)
316       C     CALCULATION OF FAI(INV)
317             DO 630 I=1,NP
318             DO 630 J=1,NP
319           630 CM(I,J)=PRES(I,J)
320             CALL INVERS(1,NP,KAI)
321             IF (KAI.EQ.0) GO TO 1100
322             DO 1070 I=1,NP
323             DO 1070 J=1,NP
324           1070 PRES(I,J)=PINV(I,J)
325             DO 635 I=1,NP
326             DO 635 J=1,NP
327           635 PINV(I,J)=CM(I,J)
328             DO 637 J=1,NP
329             DO 637 I=J,NP
330           637 PINV(I,J)=CM(J,I)
331       C     CULCULATION OF FINAL SETTLEMENT

```

```

332         WRITE(6,50)
333         DO 710 I=1,NN
334         C(I)=FORCE(I)
335         DO 710 J=I,NN
336         710 CM(I,J)=STIF(I,J)
337         CALL INVERS(N,NN,KAI)
338         DO 720 I=1,NN
339         FINAL(I)=C(I)
340         720 WRITE(6,58) I,FINAL(I)
341     C     TIME SETTLEMENT
342     C
343     C     INITIAL DATA
344     TIME=0.
345     DO 2010 I=1,NN
346     DISP(I)=0.
347     2010 DELTAD(I)=0.
348     DO 2020 I=1,NP
349     2020 A(I)=0.
350     ALFA=0.5
351     DO 999 IT=1,8
352     TWIDTH=TINIT*(10.** (IT-1))
353     DO 999 IT=1,7
354     CC=TWIDTH*JT
355     DELTAT=CC-TIME
356     TIME=CC
357     C     CULCULATION OF N
358     DO 730 I=1,NP
359     CC=0.
360     DO 750 J=1,NP
361     750 CC=CC+PRES(I,J)*A(J)
362     CC=CC+DELTAT*(1.-ALFA)
363     DO 740 J=1,NN
364     740 CC=CC-VISC(I,J)*DISP(J)
365     730 AN(I)=CC
366     C     CALCULATION OF C(I)
367     DO 640 I=1,NN
368     CC=0.
369     DO 650 IO=1,NP
370     DO 650 IO=1,NP
371     650 CC=CC+VISC(IO,I)*PINV(IO,JO)*AN(JO)
372     640 C(I)=FORCE(I)*ALFA*DELTAT-CC
373     C     CALCULATION OF K
374     DO 660 I=1,NN
375     DO 660 J=I,NN
376     CC=0.
377     DO 670 IO=1,NP
378     DO 670 IO=1,NP
379     670 CC=CC+VISC(IO,I)*PINV(IO,JO)*VISC(JO,J)
380     660 CM(I,J)=STIF(I,J)*ALFA*DELTAT+CC
381     CALL INVERS(N,NN,KAI)
382     IF (KAI.EQ.0) GO TO 1100
383     DO 990 I=1,NN
384     DELTAD(I)=C(I)-DISP(I)
385     990 DISP(I)=C(I)
386     C     CALCULATION OF PRESSURE
387     DO 680 I=1,NP
388     CC=0.
389     DO 690 K=1,NP
390     690 CC=CC+PINV(I,K)*AN(K)
391     DO 700 IO=1,NP
392     DO 700 IO=1,NN
393     700 CC=CC+PINV(I,IO)*VISC(IO,JO)*DISP(JO)
394     A(I)=-CC/(DELTAT*ALFA)
395     680 CONTINUE
396     WRITE(6,54) TIME
397     WRITE(6,55)
398     DO 1010 I=1,NN
399     1010 WRITE(6,56) I,DISP(I),DISP(I)/FINAL(I),DELTAD(I)
400     WRITE(6,57)
401     DO 1020 I=1,NP
402     1020 WRITE(6,58) I,A(I)
403     C     CULCULATION OF COORDINATE
404     DO 1030 I=1,NN

```

```

405      IQ=NFORCE(I)
406      J0=AINIT(I0/2.+0.51)
407      IF (J0.GT.NTOP) GO TO 1030
408      I0=J0*2-I0
409      IF (I0.F0.0) GO TO 1040
410      X(J0)=X(J0)+DELTA(I)
411      GO TO 1030
412 1040 Y(J0)=Y(J0)+DELTA(I)
413 1030 CONTINUE
414      WRITE(6,22)
415      DO 1050 I=1,NTOP
416 1050 WRITE(6,24) I,X(I),Y(I)
417      IF (TIME.GE.TFINAL) GO TO 2000
418      999 CONTINUE
419      GO TO 2000
420 1100 WRITE(6,61) KAI
421 2000 STOP
422      10 FORMAT(7I10)
423      12 FORMAT(2F10.3)
424      13 FORMAT(1H1,30X,22HCONSOLIDATION ANALYSIS)
425      14 FORMAT(1H0,30X,12HINITIAL DATA)
426      15 FORMAT(1H0,5X,5HNELEM,5X,5HNODE,6X,4HNTOP,5X,5HCONF,
427      +4X,6HTRACT,4X,6HDRAIN,4X,6HMATER)
428      16 FORMAT(1H ,7I10)
429      19 FORMAT(1H0,5X,5HTINIT,4X,6HTFINAL)
430      20 FORMAT(1H ,2F10.3)
431      21 FORMAT(1H0,30X,18HCOORDINATE OF NODE)
432      22 FORMAT(1H0,6X,4HNODE,9X,1HX,9X,1HY)
433      23 FORMAT(2F10.3)
434      24 FORMAT(1H ,110,2F10.3)
435      25 FORMAT(1H0,30X,31HNODAL NUMBER AROUND THE ELEMENT)
436      26 FORMAT(1H0,6X,4HNODE,20X,12HNODAL NUMBER)
437      27 FORMAT(4I10)
438      28 FORMAT(1H ,110,6I5)
439      29 FORMAT(1H0,30X,29HMATERIAL CONSTANTS OF ELEMENT)
440      30 FORMAT(1H0,19X,1HE,9X,1HV,5X,5HTHICK,6X,4HDENS,8X,2HX,
441      +8X,2HKY)
442      31 FORMAT(4F10.4,2F10.8)
443      32 FORMAT(1H ,110,4F10.4,2F10.8)
444      35 FORMAT(1H ,10X,4F10.4,2F10.8)
445      36 FORMAT(1H0,30X,32HNODAL NUMBER AND VALUE OF FORCE)
446      37 FORMAT(1H0,7X,3HNO.,6X,4HNODE,5X,5HFORCE)
447      38 FORMAT(RI10)
448      39 FORMAT(110,F10.4)
449      40 FORMAT(1H ,2110,F10.4)
450      41 FORMAT (1H0,30X,28HUNKNOWN NODE PRESSURE NUMBER)
451      42 FORMAT(1H0,7X,3HNO.,2X,8HNODE NO.)
452      43 FORMAT(1H ,2110)
453      50 FORMAT(1H0,20X,18HFINAL DISPLACEMENT)
454      54 FORMAT(1H0,5HTIME=F10.3)
455      55 FORMAT(1H0,16X,8HDISPLACF,4X,6HDEGREE,4X,6HDELTA)
456      56 FORMAT(1H ,2H1=F110,5X,F7.3,5X,F5.3,5X,F7.3)
457      57 FORMAT(1H0,15X,14HWATER PRESSURE)
458      58 FORMAT(1H ,2H1=F110,5X,F7.4)
459      61 FORMAT(1H0,4HKAI=F110)
460      FND

```

```

1      SUBROUTINE INVERS(II,IK,KAI)
2      C      CHOLESKY METHOD
3      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
4      COMMON CM(130,130),C(130),PRES(20,20)
5      DO 5 I=1,IK
6      DO 5 J=1,IK
7      IF (ABS(CM(I,J)).LE.10.E-19) CM(I,J)=0.
8      5 CONTINUE
9      CM(1,1)=SQRT(CM(1,1))
10     DO 10 J=2,IK
11     10 CM(1,J)=CM(1,J)/CM(1,1)
12     DO 20 I=2,IK
13     CC=0.
14     IO=I-1
15     DO 30 K=1,IO
16     30 CC=CC+CM(K,I)**2
17     CC=CM(I,I)-CC
18     IF (CC.LE.0.0) GO TO 160
19     CM(I,I)=SQRT(CC)
20     JO=I+1
21     IF (I=IK) 50,20,20
22     50 DO 40 J=JO,IK
23     CC=0.
24     DO 60 K=1,IO
25     60 CC=CC+CM(K,I)*CM(K,J)
26     CM(I,J)=(CM(I,J)-CC)/CM(I,I)
27     20 CONTINUE
28     IF (II.FQ.0) GO TO 100
29     DO 200 I=1,IK
30     DO 200 J=1,IK
31     200 PRES(I,J)=0.
32     DO 70 IO=1,IK
33     I=IK-IO+1
34     PRES(I,I)=1./CM(I,I)
35     JO=I+1
36     IF (JO.GT.IK) GO TO 70
37     DO 80 J=JO,IK
38     J1=IK-J+JO
39     CC=0.
40     DO 90 J2=JO,J1
41     K=J1-J2+JO
42     90 CC=CC+CM(I,K)*PRES(K,J1)
43     PRES(I,J1)=-CC/CM(I,I)
44     70 CONTINUE
45     DO 190 I=1,IK
46     DO 190 J=1,IK
47     CC=0.
48     DO 180 K=1,IK
49     180 CC=CC+PRES(I,K)*PRES(J,K)
50     CM(I,J)=CC
51     190 CONTINUE
52     GO TO 110
53     100 C(1)=C(1)/CM(1,1)
54     DO 120 I=2,IK
55     CC=0.
56     IO=I-1
57     DO 130 K=1,IO
58     130 CC=CC+CM(K,I)*C(K)
59     C(I)=(C(I)-CC)/CM(I,I)
60     120 CONTINUE
61     C(IK)=C(IK)/CM(IK,IK)
62     IO=IK-1
63     DO 140 I=1,IO
64     JO=IK-I
65     CC=0.
66     J1=JO+1
67     DO 150 K=J1,IK
68     150 CC=CC+CM(JO,K)*C(K)
69     C(JO)=(C(JO)-CC)/CM(JO,JO)
70     140 CONTINUE
71     110 KAI=1
72     RETURN

```

```

73      160 KAI=0
74      RETURN
75      END
    
```

3) 出力例

```

              CONSOLIDATION ANALYSIS
              INITIAL DATA
NELEM      NNODE      NTOP      NCONF      NTRACT      NDRAIN      IMATER
  8         25         9         15         5         7         0

TINIT      TFINAL
1.000      2.000

              COORDINATE OF NODE
NODE        X          Y
  1         0.         2.000
  2         1.000      2.000
  3         2.000      2.000
  4         0.         1.000
  5         1.000      1.000
  6         2.000      1.000
  7         0.         0.
  8         1.000      0.
  9         2.000      0.

              NODAL NUMBER AROUND THE ELEMENT
NODE        NODAL NUMBER
  1         1   4   5  12  17  13
  2         1   5   2  13  14  10
  3         2   5   3  14  15  11
  4         3   5   6  15  18  16
  5         4   7   5  19  20  17
  6         5   7   8  20  24  21
  7         5   8   9  21  25  22
  8         5   9   6  22  23  18

              MATERIAL CONSTANTS OF ELEMENT
              E          V          THICK          DENS          KX          KY
20.0000    0.3000    1.0000    0.         0.001000000.00100000

              NODAL NUMBER AND VALUE OF FORCE
NO.        NODE        FORCE
  1         2        -1.0000
  2         3         0.
  3         4        -1.0000
  4         6        -1.0000
  5         8         0.
  6         9         0.
  7        10         0.
  8        12         0.
  9        15         0.
 10        19         0.
 11        20        -1.0000
 12        21         0.
 13        22        -1.0000
 14        24         0.
 15        25         0.
 16        26         0.
 17        27         0.
 18        28         0.
 19        29         0.
 20        30         0.
 21        32         0.
 22        33         0.
    
```

23	34	0.
24	35	0.
25	36	0.
26	38	0.
27	39	0.
28	40	0.
29	41	0.
30	42	0.
31	43	0.
32	44	0.
33	46	0.
34	47	0.
35	49	0.

UNKNOWN NODE PRESSURE NUMBER

NO.	NODE NO.
1	5
2	8

FINAL DISPLACEMENT

I=	1	-0.2503
I=	2	-0.0000
I=	3	-0.1770
I=	4	-0.2503
I=	5	-0.0988
I=	6	0.0000
I=	7	-0.0904
I=	8	-0.0988
I=	9	0.0000
I=	10	-0.0103
I=	11	-0.1717
I=	12	0.0103
I=	13	-0.1717
I=	14	-0.1657
I=	15	0.0074
I=	16	-0.1383
I=	17	0.0000
I=	18	-0.1298
I=	19	-0.0074
I=	20	-0.1383
I=	21	-0.1657
I=	22	0.0046
I=	23	-0.0920
I=	24	-0.0046
I=	25	-0.0920
I=	26	-0.0477
I=	27	0.0008
I=	28	-0.0466
I=	29	0.0000
I=	30	-0.0456
I=	31	-0.0008
I=	32	-0.0466
I=	33	-0.0477
I=	34	0.0005
I=	35	-0.0005



塩：農道の沈下安定に関する理論的研究

TIME= 2.000

		DISPLACE	DEGREE	DELTA D
I=	1	-0.146	0.585	-0.012
I=	2	-0.000	7.734	-0.000
I=	3	-0.064	0.360	-0.014
I=	4	-0.146	0.585	-0.012
I=	5	-0.037	0.376	-0.006
I=	6	0.000	2.012	0.000
I=	7	-0.025	0.271	-0.007
I=	8	-0.037	0.376	-0.006
I=	9	0.000	3.412	0.000
I=	10	-0.015	1.425	0.001
I=	11	-0.061	0.355	-0.013
I=	12	0.015	1.425	-0.001
I=	13	-0.061	0.355	-0.013
I=	14	-0.078	0.472	-0.010
I=	15	-0.001	-0.114	0.001
I=	16	-0.043	0.310	-0.011
I=	17	0.000	1.001	0.000
I=	18	-0.026	0.204	-0.012
I=	19	0.001	-0.114	-0.001
I=	20	-0.043	0.310	-0.011
I=	21	-0.078	0.472	-0.010
I=	22	-0.010	*****	0.002
I=	23	-0.028	0.308	-0.007
I=	24	0.010	*****	-0.002
I=	25	-0.028	0.308	-0.007
I=	26	-0.017	0.360	-0.003
I=	27	-0.014	*****	0.001
I=	28	-0.017	0.367	-0.002
I=	29	0.000	2.408	0.000
I=	30	-0.016	0.361	-0.001
I=	31	0.014	*****	-0.001
I=	32	-0.017	0.367	-0.002
I=	33	-0.017	0.360	-0.003
I=	34	-0.013	*****	0.000
I=	35	0.013	*****	-0.000

		WATER PRESSURE
I=	1	3.7440
I=	2	2.8020

NODE	X	Y
1	0.	1.854
2	1.000	1.936
3	2.000	1.854
4	0.	0.963
5	1.000	0.975
6	2.000	0.963
7	0.	0.
8	1.000	0.
9	2.000	0.

4) プログラムの説明

1~10行; COMMON, DIMENSIONの宣言。変数CM, C, PRESはサブルーチンで使用するためCOMMONとする。

11~41行; 要素数NELEM, 節点数NNODE, 頂点節点数NTOP, 拘束節点数NCONF, 表面力作用節点数NTRACT, 排水節点数NRAIN, 圧密計算時間(TINIT~TFINAL), 頂点節点の座標X, Y, 各要素の節点番号NODE, 要素の材料定数(E,  $\nu$ , THICK, DENS, PKY)などの初期データの入力とそのプリント。材料定数が均一な場合はIMATERは0とする。未知節点変位数(外力作用節点数)  $NN = 2 \times NNODE - NCONF$  で, 未知間ゲキ水圧節点数は  $NP = NTOP - NRAIN$  で与えられる。

42~77行; 拘束節点番号N, 表面力作用節点番号Mとその大きさAを読み込んで, 外力作用節点番号NFORCEとその外力の大きさFORCE, そして排水節点番号Nを入力して未知間ゲキ水圧節点番号NPRESを計算する。表面力作用節点以外では外力の大きさは0となる。

78~116行; イニシャルセット。QBAR ( $=\{\bar{Q}\}$ ), DE ( $=\{D\}$ ), DQ ( $=\{d_{ij}\bar{Q}\}$ )の設定とSTIF, PRES, VISCの初期化。

117~312行; 要素毎の $\{Q_e\}$ ,  $\{R_e\}$ ,  $\{L_e\}$ を計算し, それを全体マトリクスへ入力する。また体積力の計算も行う。

118~139行; 要素毎の材料定数が異なる場合, ここでDEとDQの計算を行う。

140~158行; 三角形要素の頂点の座標をよみ, a, b, cの値の設定と面積の計算をする。

159~185行; UU ( $=\{U\}$ )とVV ( $=\{V\}$ )の設定。

186~200行; UVの設定。

201~214行; 要素の剛性マトリクス $\{Q_e\}$ の計算。

215~244行; 要素の形状に関するマトリクス $\{L_e\}$ の計算。

245~252行; 要素の間ゲキ水圧に関するマトリクス $\{R_e\}$ の計算。

253~275行; 要素の節点番号と外力作用節点番号および未知間ゲキ水圧節点番号との対応の計算。この結果Nには全体剛性マトリクスにおける順位が, Mには全体間ゲキ水圧マトリクスにおける順位が入る。NやMが0の場合は全体マトリクスへ入力する必要がない。

276~284行;  $\{Q_e\}$ を全体剛性マトリクス $\{Q\}$ へ入力する。

285~293行;  $\{R_e\}$ を $\{R\}$ へ入力する。

294~302行;  $\{L_e\}$ を $\{L\}$ へ入力する。

303~311行; 要素の体積力の計算と外力項への付加, 体積力は要素の各節点に均等に分配する。

313~330行;  $\{R\}$ の逆行列 $\{R\}^{-1}$ の計算。

331~340行; 最終節点変位FINALの計算。 $\{Q\} \times \{\delta\} = \{m\}$ よりサブルーチンINVERSで計算する。

341~402行; ある時刻(TIME)における節点変位DISPと節点間ゲキ水圧Aの計算。ここでは $\{AN\} = -\{L\}\{\delta(t_1)\} + (1-\alpha)\Delta t\{R\}q(t_1)$ ,

( $\{n\}$ は静水圧分布を無視すれば0となる),  $\{C\} = \alpha\Delta t\{m\} - \{L\}^T\{R\}^{-1}\{AN\}$ , 全体マトリクス $\{K\} = \alpha\Delta t\{Q\} + \{L\}^T\{R\}^{-1}\{L\}$ の計算を行い,  $\{K\}\{\delta\} = \{C\}$ からサブルーチンINVERSを使用して時間毎の節点変位 $\{\delta(t)\}$ を求めている。圧密度は $\{\delta(t)\}/FINAL$ による。間ゲキ水圧は $\{q(t)\} = -\{R\}^{-1}(\{L\}\delta(t) + \{AN\})/\alpha\Delta t$ によって計算される。

403~416行; 節点座標値の計算。

422~459行; フォーマット文。

5) サブルーチンINVERSの説明

有限要素法による圧密解析では節点変位を求めるために大容量の連立一次方程式を解かなければならない。この場合弾性圧密のように全体マトリクスが対称性を有する場合にはCHOLESKY法による連立一次方程式の解法および逆行列の計算が有効である。

いま行列Aが対称であればこれは互いに転置の関係にある行列Lによって次のように表すことができる。

$$A = L^T L \quad (98)$$

ここにLは上三角マトリクスで、 $L^T$ はその転置マトリクスである。上式の関係を行列の各要素に対して書き下すと、

$$a_{ij} = \sum_{k=1}^i l_{ki} l_{kj} \quad (i < j) \quad (99)$$

$$a_{ii} = \sum_{k=1}^i l_{ki}^2 \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (100)$$

上式から次の手順でLの要素を求めることができる。

$$l_{11} = \sqrt{a_{11}} \quad (101)$$

$$l_{1j} = a_{1j} / l_{11} \quad (102)$$

$$l_{ii} = \sqrt{a_{ii} - \sum_{k=1}^{i-1} l_{ki}^2} \quad (i=2, \dots, n) \quad (103)$$

$$l_{ij} = (a_{ij} - \sum_{k=1}^{i-1} l_{ki} l_{kj}) / l_{ii} \quad (i < j) \quad (104)$$

このようにしてLの要素が求められれば連立方程式

$$Ax = c \quad (105)$$

の解は次の2つの連立方程式を解くことによって求められる。

$$Lx = y \quad (106)$$

$$L^T y = c \quad (107)$$

したがって、はじめに(107)式から

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= c_1 / l_{11} \\ y_i &= c_i - \sum_{k=1}^{i-1} l_{ki} y_k \quad (i=2, 3, \dots, n) \end{aligned} \right\} \quad (108)$$

つぎに(106)式から

$$\left. \begin{aligned} x_n &= y_n / l_{nn} \\ x_i &= (y_i - \sum_{k=i+1}^n l_{ik} x_k) / l_{ii} \quad (i=n-1, \dots, 1) \end{aligned} \right\} \quad (109)$$

以上がCHOLESKY法によって連立方程式を解く手順である。

つぎにAの逆行列を求める手法について述べる。Aの逆行列は

$$A^{-1} = (L^T L)^{-1} = L^{-1} (L^T)^{-1} = L^{-1} (L^{-1})^T \quad (110)$$

となるから $L^{-1}$ を求めることができれば $A^{-1}$ は簡単に計算できることになる。

ここで $L^{-1} = B$ と置いて

$$LL^{-1} = LB = I \quad (I \text{ は単位行列}) \quad (111)$$

の要素を書き下ろせば

$$\begin{pmatrix} l_{11} & l_{12} & l_{13} & \dots & l_{1n} \\ & l_{22} & l_{23} & \dots & l_{2n} \\ & & \dots & \dots & \dots \\ & & & & l_{nn} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} b_{11} & b_{12} & \dots & b_{1n} \\ b_{21} & b_{22} & \dots & b_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ b_{n1} & b_{n2} & \dots & b_{nn} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & & & 1 \end{pmatrix} \quad (112)$$

この計算を行番号の大きい方から行えば、n行について

$$\left. \begin{aligned} \text{は} \\ b_{nn} &= 1 / l_{nn} \\ b_{nj} &= 0 \quad (j=1, \dots, n-1) \end{aligned} \right\} \quad (113)$$

n-1行については

$$\left. \begin{aligned} b_{n-1, n} &= -l_{n-1, n} b_{nn} / l_{n-1, n-1} \\ b_{n-1, n-1} &= 1 / l_{n-1, n-1} \\ b_{n-1, j} &= 0 \quad (j=1, \dots, n-2) \end{aligned} \right\} \quad (114)$$

一般にi行については

$$\left. \begin{aligned} b_{ii} &= 1 / l_{ii} \quad (i=j) \\ b_{ij} &= - \sum_{k=n}^{i+1} l_{ik} b_{kj} / l_{ii} \quad (i < j) \\ b_{ij} &= 0 \quad (i > j) \end{aligned} \right\} \quad (115)$$

以上で $B = L^{-1}$ が求められた。

したがってAの逆行列は

$$A^{-1} = BB^T \quad (116)$$

によって計算される。

以上の立式によって求められる連立一次方程式と逆行列の計算の過程をフローチャートで示したのがFig. 5である。

このサブルーチンでは引数の符号によって連立一次方程式か逆行列のどちらかを選択できるようになっている。

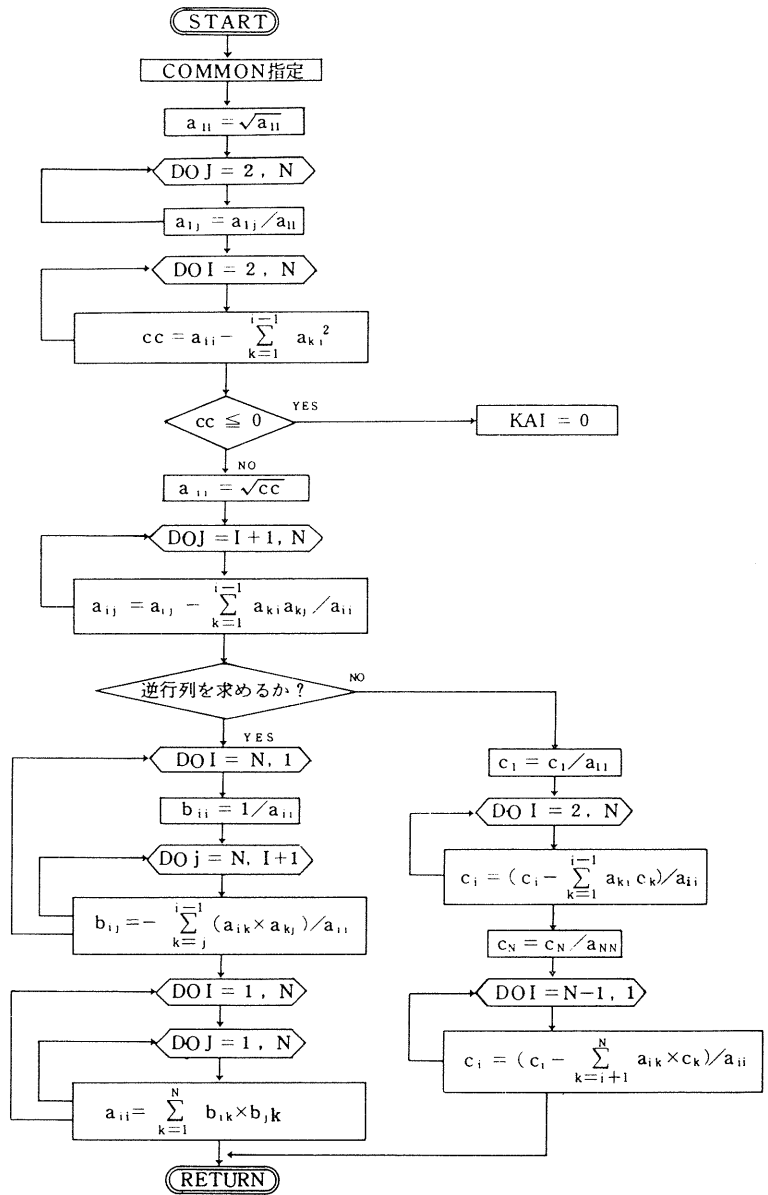


Fig. 5 サブルーチンINVERS のフローチャート

6. 計算例と考察

1) 一次元圧密理論との比較

Fig. 6 に一次元圧密理論曲線と有限要素解との比較を示した。

この解析に使用した有限要素モデルはFig. 7 に示したもので、両側の水平方向変位を拘束し、排水は上面と側面の一方から許している。このモデルの巾Bと高さHの比を1, 2, 4 に変えた場合の時間圧密度曲線がFig.

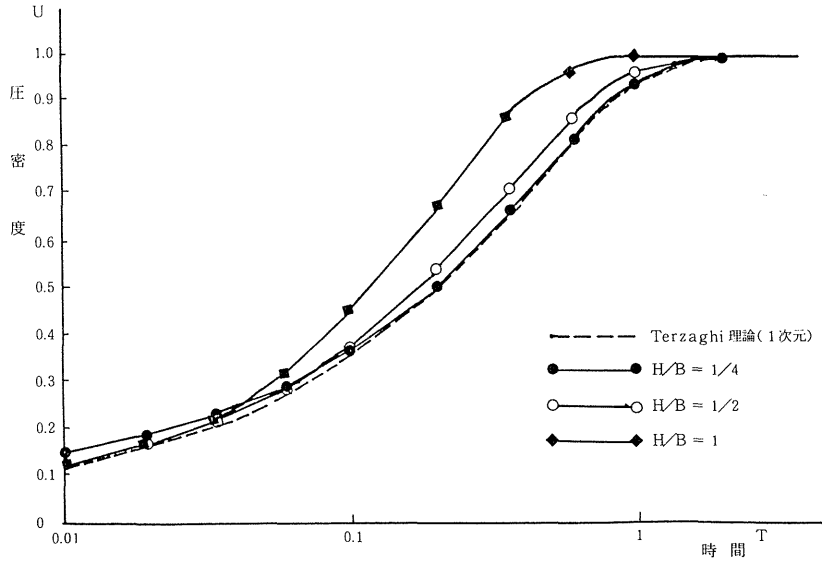


Fig. 6 1次元圧密理論と有限要素解析の比較

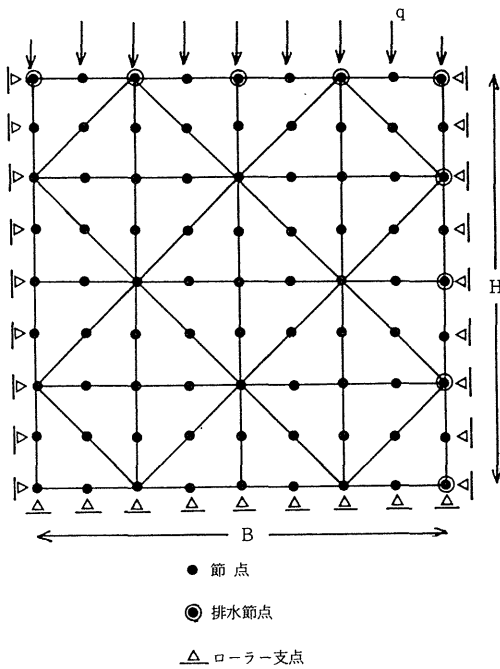


Fig. 7 有限要素モデル

6に示されているわけであるが、図から明らかなように  $H/B$  が大になるにつれ一次元理論曲線からずれてゆき、圧密の進行が早くなっている。すなわちこの現象は二次元圧密としての特徴が顕著になったことを示しており、農道などで観測される二次元圧密の事実と一致する。<sup>2)</sup> 一方  $H/B = 1/4$  では、一次元理論曲線と殆ど一致している。

また Fig. 7 と同様な境界条件のもとに、要素の材料定数を Table 2 のようにいろいろ変化させて時間圧密度の変化の様子を調べたのが Fig. 8 である。これより二次元圧密の特徴として次のような点が明らかとなった。

① 二次元圧密は一般に一次元圧密よりも圧密進行速度が早くなる。すでに述べたように形状に関しては  $H/B \neq 0$  のとき一次元圧密と一致し、 $H/B$  が大になるに従って圧密進行速度は大となる。

②  $k_x/k_y$  が大になる程圧密進行は早くなり、二次元圧密においては水平方向の排水が非常に大きな役割を果していることがうかがえる。 $k_x/k_y \leq 0.1$  になると一次元の曲線にはほぼ一致する。

Table 2 材料定数の変化

曲線 No.	2	3	4	5	6	7
E t/m <sup>2</sup>	10	10	10	10	10	10
ν	0.3	0.3	0.3	0.49	0.1	0.3
k <sub>x</sub> m/日	0.00144	0.00144	0	0.00144	0.00144	0.00144
k <sub>y</sub> m/日	0.00144	0.0144	0.00144	0.00144	0.00144	0.00144

\*曲線1は1次元圧密理論曲線

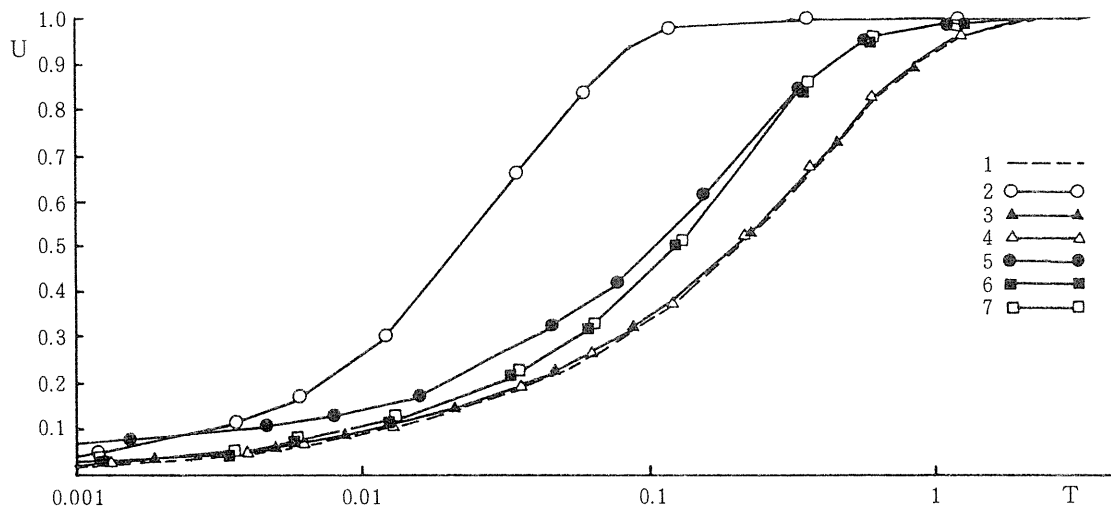


Fig. 8 時間 - 圧密度曲線

- ③ポアソン比νの変化によっても圧密曲線には変化が現われ、一般にνが大になると圧密進行は少し早くなる。
- ④弾性係数Eのみの変化では圧密度には影響しない。
- ⑤両端の上載荷重qを大にするといわゆるマンデル・クライヤー効果が顕著に現れる。すなわち圧密層中央部付近の間ゲキ水圧は圧密の初期段階で一度上昇し、それからゆっくりと消散してゆく傾向を示す。
- ⑥最終沈下量は一次元の場合と同一で、 $\Delta H = m_v H \Delta P$  で与えられる。ただし二次元圧密(平面ヒズミ場)における体積圧縮係数 $m_v$ は

$$m_v = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{E(1-\nu)} \quad (117)$$

である。

2) Biot理論との比較

Biotは二次元連続体(半無限地盤)上に帯状分布荷重が作用した場合の圧密理論解を求めている。このBiotによる解析解と有限要素法による計算値とを比較したのがFig. 9で、地盤中のある場所における任意時間の沈下量が示されている。

図中Lは荷状荷重の幅、Cは圧密係数、tは時間、dはLが無限大のときの $\sqrt{ct}/L=1/8$ における沈下量を表している。図に示されているようにBiot理論と有限要素解はかなりよく一致しており、著者の有限要素解法の妥当性がここでも検証されたと思われる。

ただ細かい点では中心線付近の圧密時間が小さい段階で有限要素法による計算値が少し大きい沈下量となっている。これは要素のとり方による差異であろうと推定される。

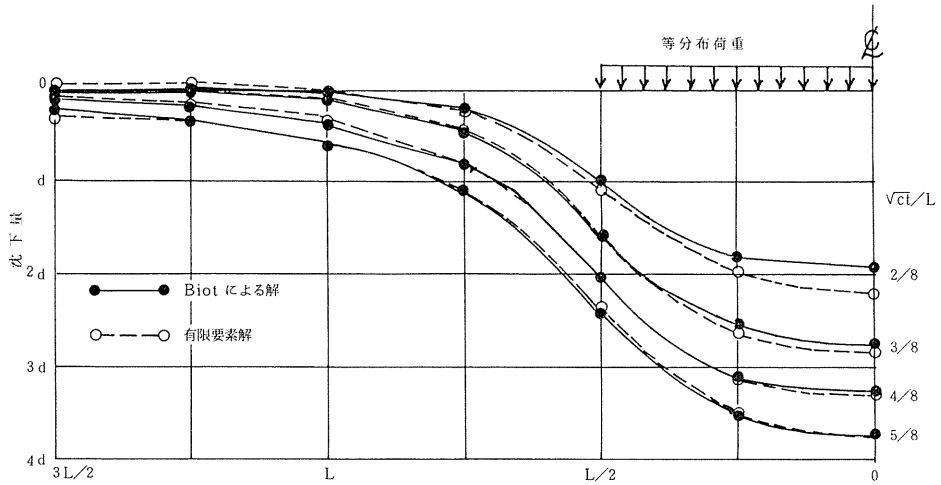


Fig. 9 Biotの理論解と有限要素解の比較

3) 帯状分布荷重を受けた地盤の圧密沈下特性 二次元問題に有限要素による弾性圧密解析を適用し、帯  
農道などで実際に問題になるのは帯状分布荷重を受け 状分布荷重によって時間圧密度、断面、間ゲキ水圧、地  
た有限地盤の圧密による変形である。そこでこのような 中応力などがどのように変化するか調べてみた。また地

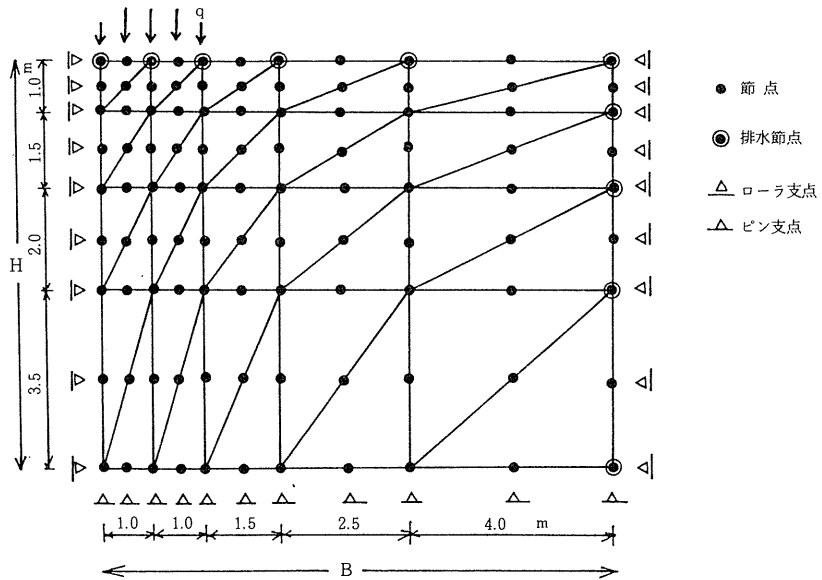


Fig. 10 地盤の有限要素分割

盤の材料定数が変化することによるこれら圧密特性の変化も検討した。<sup>24)</sup>

解析に使用した有限要素の形状はFig. 10に示すものである。地盤の中心部に $q$ の分布荷重を作用させている。圧密層厚は $H$ 、巾は $B$  (片面) である。支点の拘束は中心線部の水平方向、側面の水平方向および底面の水平・

鉛直方向とし、排水は上面および側面から許している。

このような境界条件のもとで、地盤の形状および要素の材料定数をTable 3のように変化させた。とくに形状に関する $H/B$ 、透水性に関する $k_x/k_y$ 、ポアソン比 $\nu$ 、強度定数に関する $E/q$ についてはそれぞれ3種類の比較が可能ないように定数の変化を考慮している。

Table 3 材料定数の変化

Case No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
B m	10	5	20	10	10	10	10	10	10
H m	8	8	8	8	8	8	8	8	8
$k_x \frac{m}{日}$	0.0144	0.0144	0.0144	0.144	0.0144	0.0144	0.0144	0.0144	0.0144
$k_y \frac{m}{日}$	0.0144	0.0144	0.0144	0.0144	0.144	0.0144	0.0144	0.0144	0.0144
$\nu$	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.49	0	0.3	0.3
$q \frac{t}{m^2}$	1	2	0.5	1	1	1	1	1	1
$E \frac{t}{m^2}$	20	20	20	20	20	20	20	100	10
$H/B$	0.8	0.6	0.4						
$k_x/k_y$	1			10	0.1				
$\nu$	0.3					0.49	0		
$E/q$	20							100	10

まず時間圧密度の変化について調べたのがFig. 11, 12, 13である。図中には一次元圧密の圧密度曲線も併記されているが、全般的に二次元圧密では一次元圧密よりもかなり早く進行している様子が表れている。そして個別の定数の変化によっても、すでに一次元圧密との比

較で述べたような特徴が明瞭に表されている。すなわち $H/B$ 、 $k_x/k_y$ 、 $\nu$ がそれぞれ大きくなればなるほど同じ二次元圧密でも圧密の進行は早くなっている。なお図には示さなかったが $E/q$ の変化は圧密の進行には影響を与えていない。ここで特に注目したいのはポアソン

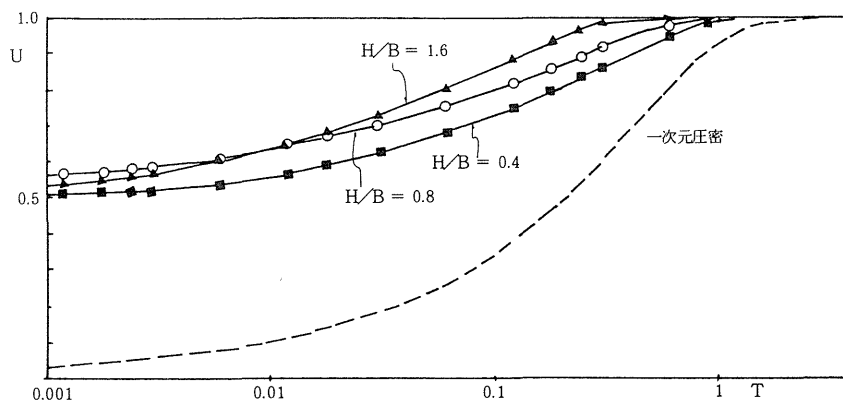


Fig. 11 時間圧密度の変化 ( $H/B$ )



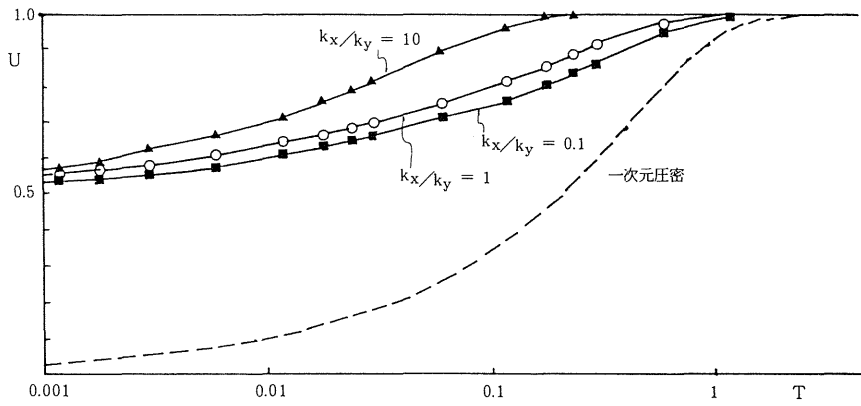


Fig. 12 時間圧密度の変化 ( $k_x/k_y$ )

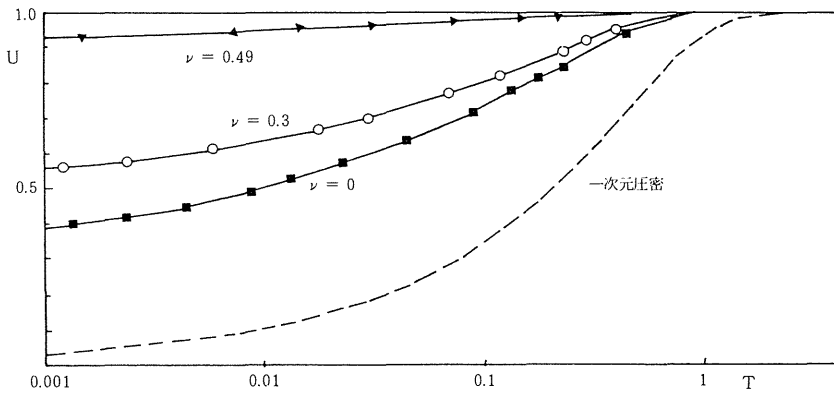


Fig. 13 時間圧密度の変化 ( $\nu$ )

比の変化による圧密度の違いである。農道などを有限要素法で解析する場合には地盤のポアソン比を適切に判断することが重要であることを示唆している。

つぎに地盤の表面の沈下量が時間とともにどのように推移するかプロットしたのがFig. 14とFig. 15である。

ここではCase 1 ( $H/B = 0.8$ )とCase 3 ( $H/B = 0.4$ )の場合についてだけ図示しておいたが、その他の場合でもほぼ同様の傾向が現れている。地盤の沈下は荷重の作用している直下において著しく、周辺地盤では逆に膨れ上がりが見られるが、これも時間の経過とともに

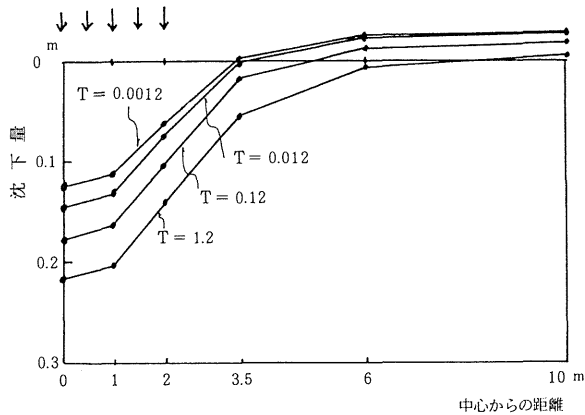


Fig. 14 表面沈下量の変化 (Case 1)

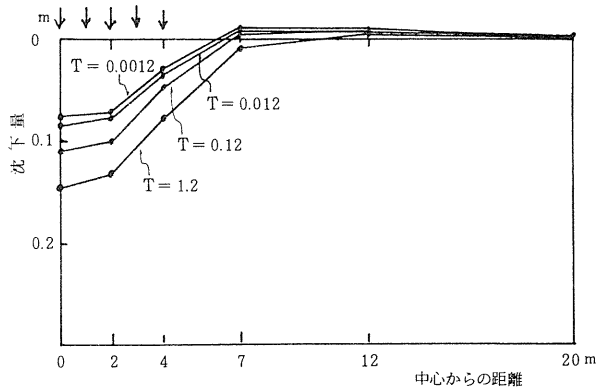


Fig. 15 表面沈下量の変化 (Case 3)

中心部に引きづり込まれるように変化している。Case 3のように水平方向の距離が離れている場合は周辺地盤の変位は余り顕著ではない。

また圧密最終段階において地盤表面の沈下量が定数によってどのように変化しているのか図示したのがFig. 16, Fig. 17, Fig. 18である。定数が変化すれば最終沈下量に差異が生ずるので、ここでは沈下量の絶対値を問題にするのではなく、沈下傾向の差異に注目しなければならない。まずFig. 16から $H/B$ が大のもの、すなわち圧密層の中の小さい場合は周辺部を含めて全体的に沈下する傾向を示し、圧密層が広い範囲に分布しているときは周辺部は余り沈下の影響を受けないものとなる。これは常識的な沈下傾向であろう。

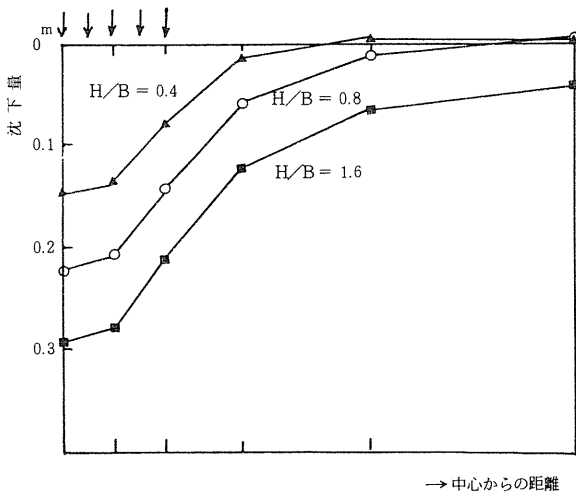


Fig. 16 表面沈下量の変化 ( $H/B$ )

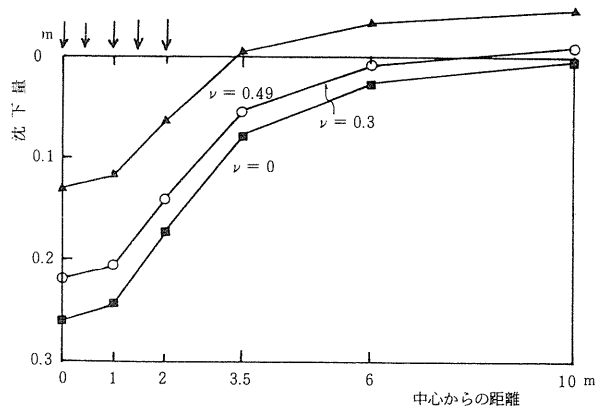


Fig. 17 表面沈下量の変化 ( $\nu$ )

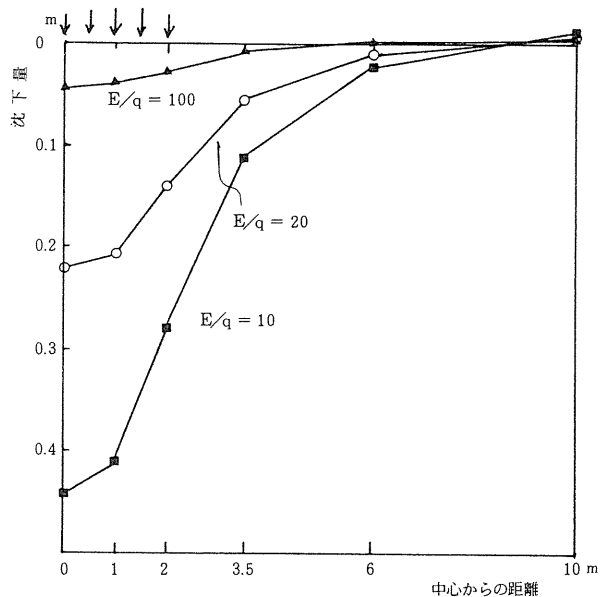


Fig. 18 表面沈下量の変化 ( $E/q$ )

Fig. 17によればポアソン比 $\nu$ が大のものほど周辺地盤の膨れ上がりは顕著であり、 $\nu$ が小さいものでは周辺地盤も最終的には沈下状態となっている。このことは泥炭地盤のようにポアソン比が殆ど0に近い地盤では、盛土によっても周辺地盤の膨れ上がりは観測されず、中心部に引きづり込まれるような現象のみが存在することを

理論的に裏付けている。

Fig. 18は $E/q$ の変化によっては沈下形状に差異はなく、ただ弾性係数 $E$ の大きさに逆比例しただけの沈下量の差異があることを示している。なお図には示さなかったが、透水係数の違いによっては表面沈下量は全くその影響を受けることがない。

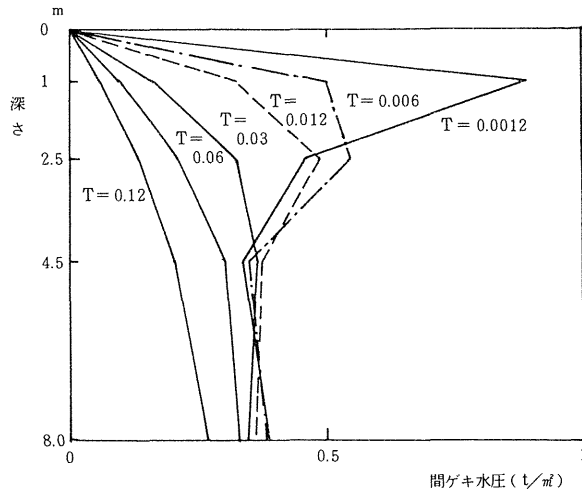


Fig. 19 間ゲキ水圧の変化 (Case 1)

つぎに圧密層の深度別の間ゲキ水圧の時間変化を追ってみたのがFig. 19である。ここではCase 1の場合についてのみ例示したが、これ以外のCaseについてもほぼ同様の曲線が得られた。図で明らかなように間ゲキ水圧は圧密層の表層部(深さ1.0 m)で急激に上昇し、このレベルにおける水圧の変化が最も急速である。一方深い地点では圧密初期段階における間ゲキ水圧の変化は殆どなく、ゆっくりと水圧の消散が行われている。圧密中心部に相当する深度2.5~4.5 mの水圧の変化は複雑である。荷重載荷直後の間ゲキ水圧は一度上昇の傾向を示し、その後は表層部とともに低下している。これは一次元圧密には見られない傾向であって、このようなマンデル・クライヤー効果が二次元圧密ではごく一般的に発現していることを示している。

$\sigma_y$ の時間変化を示したものである。ここでもCase 1のみについて例示したが、これ以外のCaseでも同様の傾向である。要素①は表層部に、要素③は底部に属して

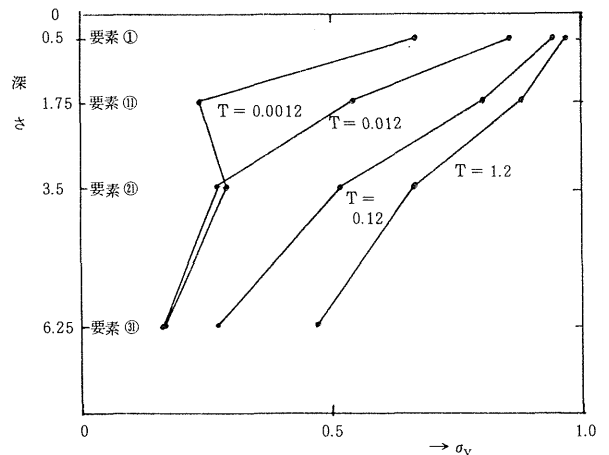


Fig. 20 鉛直応力 $\sigma_y$ の変化 (Case 1)

Fig. 20は分布荷重載荷直下の要素に生じる鉛直応力

いる。図に表れているように鉛直応力の変化は間ゲキ水圧の変化とちょうど裏腹の関係になっている。全般的には圧密の進行につれて次第に $\sigma_y$ は増加し、最終的には分布荷重を受けた弾性地盤の応力分布状態に一致している。しかし深度別の変化は単純なものではなく、間ゲキ水圧の起伏に対応した応力の変化が見られる。とくに①の要素では圧密初期段階における応力の低下傾向が顕著であり、施工上注目すべき現象である。

## 第2節 塑性破壊を考慮した一般化弾塑性圧密解析

### 1. 塑性破壊理論の導入

ここでは前節までに求めた土の変形の方程式をさらに一般化するため塑性論を導入した土の構成方程式を求める。さらに任意の降伏条件と流れ則によって一般的な塑性破壊の定式化を行う。

一般に土はある程度の小さなヒズミまでは弾性体として挙動するが、それ以上のヒズミになると(すなわち弾性限度をこえたと)ヒズミには塑性成分が加わり、土の一部は永久的な変形をおこす。この限界となる応力状態を記述する法則が降伏条件(yield condition)である。そしてこれをこえた塑性領域における応力-ヒズミ関係(土の構成方程式)が求まれば土の変形を統一的に解析することが可能である。

弾塑性体ではヒズミ $\epsilon$ は弾性成分 $\epsilon_E$ と塑性成分 $\epsilon_p$ からなり、これを増分形で表すと

$$d\epsilon = d\epsilon_E + d\epsilon_p \quad (118)$$

あるいは時間微分形で

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_E + \dot{\epsilon}_p \quad (119)$$

弾性ヒズミについては周知の次の関係が成立する。

$$\dot{\sigma} = D_E \dot{\epsilon}_E \quad (120)$$

ただし $D_E$ は弾性マトリクスである。

いま弾塑性体からなる材料の降伏条件を

$$f(\sigma) = 0 \quad (121)$$

塑性ポテンシャル(plastic potential)を

$$g(\sigma) = 0$$

とすれば、塑性理論より塑性ヒズミは次のような式として示すことができる。<sup>2)</sup>

$$\dot{\epsilon}_p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (123)$$

ここに $\lambda$ は比例定数であるが、もし弾性領域なら $\lambda = 0$ 、塑性領域では常に正である。

(119), (120), (123)式より

$$\dot{\sigma} = D_E \dot{\epsilon} - \lambda D_E \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (124)$$

塑性変形が持続するときは $df = 0$ であるから

$$\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T \dot{\lambda} = 0 \quad (125)$$

したがって(124)式にこれを代入して

$$\lambda = \frac{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T D_E \dot{\epsilon}}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T D_E \frac{\partial g}{\partial \sigma}} \quad (126)$$

すなわち(126)式へ代入すれば

$$\dot{\sigma} = D \dot{\epsilon} \quad (127)$$

ここに

$$D = D_E - \frac{D_E \frac{\partial g}{\partial \sigma} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T D_E}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T D_E \frac{\partial g}{\partial \sigma}} \quad (128)$$

これが非関連流れ則までに拡張した弾塑性構成式の一般表示であり、 $D$ が弾塑性マトリクスを表す。

つぎに具体的な降伏条件と塑性ポテンシャルを導入する。降伏条件は本来実験的な事実に基づいて決定すべきものであるが、理論的には座標変換に対して不変であることを特徴とする等方性材料の降伏条件は次式で与えられる。

$$f(J_1, J_2, J_3) = k \quad (129)$$

ここに $J_1, J_2, J_3$ は座標変換に対して不変な1次、2次および3次の応力不変量であって、それぞれ

$$J_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 3\sigma_m \quad (130)$$

ただし平均垂直応力 $\sigma_m$

$$\sigma_m = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / 3 \quad (131)$$

また

$$J_2 = \frac{1}{2} (S_x^2 + S_y^2 + S_z^2) + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zy}^2 \quad (132)$$

ただし

$$\left. \begin{aligned} S_x &= \sigma_x - \sigma_m \\ S_y &= \sigma_y - \sigma_m \\ S_z &= \sigma_z - \sigma_m \end{aligned} \right\} \quad (133)$$

$$J_3 = \begin{vmatrix} S_{xy} & \tau_{xy} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & S_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{yz} & S_z \end{vmatrix} \quad (134)$$

金属材料について広く用いられているMises の降伏条件は (129) 式の特別の場合、すなわち

$$f(J_2) = k \quad (135)$$

である。

これは金属の降伏が一般に等方応力に無関係とされ、塑性変形に際して体積変化をしないと考えられるからである。しかし土や岩盤では塑性変形でも体積の変化があり、静水圧的応力の影響も受ける。Drucker と Prager はこのような場合に適用し得る降伏条件として次式を提案している。<sup>20)</sup>

$$f = \alpha J_1 + J_2^{1/2} - k = 0 \quad (136)$$

ここで $\alpha$ と $k$ は正のパラメーターである。(136)式は $\alpha = 0$ のときMisesの降伏条件に一致するから、Druckerの降伏条件に静水圧的応力 $\sigma_m$ の効果を入れた拡張形とみなされる。またこの降伏条件は特定の条件によってMohr-Coulombのパラメータ $C$ 、 $\phi$ と関連づけることができ、弾塑性解析に適用し易い。<sup>21)</sup>そこでここでは降伏条件として(136)式を採用することにする。

一方塑性ポテンシャルとしては正規圧密粘土のように破壊に達したら体積変化を示さない場合を考慮してMisesの条件を採用する。

$$g = J_2^{1/2} - k = 0 \quad (137)$$

つぎにこのような降伏条件と塑性ポテンシャルを使用して、平面ヒズミの場合について弾塑性マトリクスを具体的に求めることにする。

まず平面ヒズミ場の条件より

$$\tau_{yz} = \tau_{zx} = 0 \quad (138)$$

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_z} = 0 \quad (139)$$

であるから

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_z} = \alpha + \frac{S_z}{2J_2^{1/2}} = 0 \quad (140)$$

また

$$S_z = \sigma_z - \sigma_m = \frac{2\sigma_z - \sigma_x - \sigma_y}{3} \quad (141)$$

(140)、(141)式より

$$\sigma_z = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - 3\alpha J_2^{1/2} \quad (142)$$

したがって

$$J_1 = 3\sigma_m = \frac{3}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - 3\alpha J_2^{1/2} \quad (143)$$

また

$$S_x = \sigma_x - \sigma_m = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} + \alpha J_2^{1/2} \quad (144)$$

$$S_y = \sigma_y - \sigma_m = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} + \alpha J_2^{1/2} \quad (145)$$

したがって2次の応力不変量 $J_2$ は

$$\begin{aligned} J_2 &= \frac{1}{2}(S_x^2 + S_y^2 + S_z^2) + \tau_{xy}^2 \\ &= \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + 3\alpha^2 J_2 + \tau_{xy}^2 \end{aligned} \quad (146)$$

故に

$$J_2 = \frac{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}{1 - 3\alpha^2} \quad (147)$$

(143)、(147)式を(136)式へ代入して

$$f = 3\alpha \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + (1 - 3\alpha^2) J_2^{1/2} - k = 0 \quad (148)$$

を得る。上式が平面ヒズミ場におけるDruckerの降伏条件式である。

ここで式中のパラメータ $\alpha$ 、 $k$ をMohr-Coulombのパラメータ $c$ 、 $\phi$ と関連づけることを考える。Mohr-Coulombの破壊基準は平面ヒズミ状態で次のように表される。

$$\begin{aligned} (\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 - \sin^2\phi(\sigma_x + \sigma_y - \\ 2C \cot\phi)^2 = 0 \end{aligned} \quad (149)$$

ここで

$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (150)$$

とおくと (149) 式は

$$R = C \cos \phi - \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) \sin \phi \quad (151)$$

となり、一方 (148) 式は

$$R = \frac{k}{(1 - 3\alpha^2)^{1/2}} - \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) \frac{3\alpha}{(1 - 3\alpha^2)^{1/2}} \quad (152)$$

と変形される。

(151) 式と (152) 式は

$$C \cos \phi = k / (1 - 3\alpha^2)^{1/2} \quad (153)$$

$$\sin \phi = 3\alpha / (1 - 3\alpha^2)^{1/2} \quad (154)$$

のとき一致する。これを  $\alpha$ ,  $k$  についてとけば

$$\alpha = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (155)$$

$$k = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (156)$$

すなわち (155), (156) 式のように  $\alpha$ ,  $k$  を定めれば

Drucker の降伏条件は平面ヒズミ場で Mohr-Coulomb 条件と一致する。<sup>28)</sup> ここでもし (155) 式で  $\phi = 0$  の場合は  $\alpha = 0$  となるが、これは Mises の条件と一致し関連流れ則となる。

(137) 式に (147) 式を代入すれば平面ヒズミ場での塑性ポテンシャルが定まり

$$g = J_2^{1/2} - k = \frac{\left\{ \frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{2} + \tau_{xy}^2 \right\}^{1/2}}{(1 - 3\alpha^2)^{1/2}} - k \quad (157)$$

$g$  を  $\sigma$  で微分すると

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma} = \frac{1}{4(1 - 3\alpha^2)^{1/2} R} \begin{Bmatrix} \sigma_x - \sigma_y \\ \sigma_y - \sigma_x \\ 4\tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (158)$$

また (148) 式の  $f$  を  $\sigma$  で微分すると

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma} = \frac{(1 - 3\alpha^2)^{1/2}}{4R} \begin{Bmatrix} b + \sigma_x - \sigma_y \\ b + \sigma_y - \sigma_x \\ 4\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \end{Bmatrix} \quad (159)$$

ただし

$$b = \frac{6\alpha R}{(1 - 3\alpha^2)^{1/2}} \quad (160)$$

平面ヒズミの場合弾性マトリクス  $D_E$  は

$$D_E = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1 - \nu & 0 \\ 0 & 0 & 1 - 2\nu/2 \end{bmatrix} \quad (161)$$

で与えられるから

$$D_E \frac{\partial g}{\partial \sigma} = \begin{Bmatrix} S_1' \\ S_2' \\ S_3' \end{Bmatrix} = \frac{E}{4(1 + \nu)(1 - 3\alpha^2)^{1/2} R} \begin{Bmatrix} \sigma_x - \sigma_y \\ \sigma_y - \sigma_x \\ 2\tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (162)$$

$$D_E \frac{\partial f}{\partial \sigma} = \begin{Bmatrix} S_1 \\ S_2 \\ S_3 \end{Bmatrix} = \frac{(1 - 3\alpha^2)^{1/2} E}{4(1 + \nu) R} \begin{Bmatrix} \frac{b}{1 - 2\nu} + \sigma_x - \sigma_y \\ \frac{b}{1 - 2\nu} + \sigma_y - \sigma_x \\ 2\tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (163)$$

また

$$S_0' = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T D_E \frac{\partial g}{\partial \sigma} = b_1 S_1' + b_2 S_2' + b_3 S_3' \quad (164)$$

以上の計算より非関連流れ則まで拡張した平面ヒズミ場の弾塑性マトリクス  $D$  は

$$D = D_E - \frac{D_E \frac{\partial g}{\partial \sigma} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T D_E}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T D_E \frac{\partial g}{\partial \sigma}} \\ = D_E - \frac{1}{S_0'} \begin{bmatrix} S_1' S_1 & S_1' S_2 & S_1' S_3 \\ S_2' S_1 & S_2' S_2 & S_2' S_3 \\ S_3' S_1 & S_3' S_2 & S_3' S_3 \end{bmatrix} \quad (165)$$

となる。 $D$  は非対称なマトリクスである。

$\lambda$  については (126) 式より

$$\lambda = \frac{1}{S_0'} (S_1 \dot{\epsilon}_x + S_2 \dot{\epsilon}_y + S_3 \dot{\gamma}_{xy}) \quad (166)$$

もし関連流れ則の場合は

$$g = f \quad (167)$$

となるから

$$S_0 = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T D_E \frac{\partial f}{\partial \sigma} = b_1 S_1 + b_2 S_2 + b_3 S_3 \quad (168)$$

$$D = D_E - \frac{D_E \frac{\partial f}{\partial \sigma} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T D_E}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T D_E \frac{\partial f}{\partial \sigma}}$$

$$= D_E - \frac{1}{S_0} \begin{bmatrix} S_1^2 & S_1 S_2 & S_1 S_3 \\ S_2 S_1 & S_2^2 & S_2 S_3 \\ S_3 S_1 & S_3 S_2 & S_3^2 \end{bmatrix} \quad (169)$$

$$\lambda = \frac{1}{S_0} (S_1 \dot{\epsilon}_x + S_2 \dot{\epsilon}_y + S_3 \dot{\gamma}_{xy}) \quad (170)$$

関連流れ則では弾塑性マトリクスDは対称となる。

またこの場合塑性変形における体積ヒズミの増分については、(123)式より

$$\begin{aligned} \dot{v}_p &= \dot{\epsilon}_{px} + \dot{\epsilon}_{py} + \dot{\epsilon}_{pz} \\ &= \dot{\epsilon}_{px} + \dot{\epsilon}_{py} \\ &= \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_x} + \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_y} \end{aligned} \quad (171)$$

(167)式と(159)式より

$$\dot{v}_p = 3\alpha\lambda \quad (172)$$

$\alpha$ および $\lambda$ はともに正であるから(172)式は塑性変形においては必ず体積増加を生じることを示している。これはすなわちダイラタンシー(dilatancy)効果である。

一方 $\alpha = 0$ (Misesの降伏条件)の場合は

$$\dot{v}_p = 0 \quad (173)$$

となり、塑性変形に際して体積変化を示さないものとなる。

ところで塑性変形を持続するか否か、すなわち負荷・除荷の判定は $\lambda$ の正負によって行うことができる。(123)式より $\lambda$ が正のときは塑性状態が持続していることになり、反対に $\lambda$ が負のときは除荷の状態に相当する。このときは弾塑性マトリクスDを弾性マトリクス $D_E$ にもどして計算を行う必要がある。

また弾性状態から塑性状態への移行に際しては降伏が始まる時点の応力増分を決めるファクター $r$ を求める必要がある。いま $\sigma$ を弾性状態にある応力とし、 $\Delta\sigma$ の応力増分が生じたとき塑性状態に入ったとすれば

$$f(\sigma) < 0 \quad (174)$$

$$f(\sigma + \Delta\sigma) > 0 \quad (175)$$

である。したがってファクター $r$ は

$$f(\sigma + r\Delta\sigma) = 0 \quad (176)$$

をとくことによって求められる。

平面ヒズミ場におけるDruckerの降伏条件式(148)式に $\sigma + r\Delta\sigma$ を代入して

$$\begin{aligned} & r^2 \left[ \left( 3\alpha \cdot \frac{\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y}{2} \right)^2 - (1 - 3\alpha^2) \times \right. \\ & \left. \left\{ \left( \frac{\Delta\sigma_x - \Delta\sigma_y}{2} \right)^2 + \Delta\tau_{xy}^2 \right\} \right] \\ & + 2r \left[ 3\alpha \cdot \frac{\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y}{2} \left( 3\alpha \cdot \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - k \right) - \right. \\ & \left. (1 - 3\alpha^2) \left\{ \frac{\Delta\sigma_x - \Delta\sigma_y}{2} \cdot \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} + \tau_{xy} \Delta\tau_{xy} \right\} \right] \\ & + \left( 3\alpha \cdot \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - k \right)^2 - (1 - 3\alpha^2) \left\{ \left( \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 \right. \\ & \left. + \tau_{xy}^2 \right\} = 0 \end{aligned} \quad (177)$$

これから $r$ の正根を求めれば

$$r = \frac{-B + \sqrt{B^2 - AC}}{A} \quad (178)$$

ただし

$$\begin{aligned} A &= \left( 3\alpha \cdot \frac{\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y}{2} \right)^2 - (1 - 3\alpha^2) \\ & \times \left\{ \left( \frac{\Delta\sigma_x - \Delta\sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 \right\} \\ B &= 3\alpha \cdot \frac{\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y}{2} \left( 3\alpha \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - k \right) - (1 - 3\alpha^2) \\ & \times \left\{ \frac{\Delta\sigma_x - \Delta\sigma_y}{2} \cdot \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} + \tau_{xy} \Delta\tau_{xy} \right\} \\ C &= \left( 3\alpha \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - k \right)^2 - (1 - 3\alpha^2) \\ & \times \left\{ \left( \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 \right\} \end{aligned}$$

## 2. 弾塑性圧密方程式

ここではすでに求められた弾塑性マトリクスを使用し、塑性領域まで拡張された一般化圧密解析の基礎式を導くことにする。この場合塑性領域まで拡張するためには応力、ヒズミ、間ゲキ水圧などを全て増分形で表示した式の展開を行う必要がある。すでに前節においてこの

ような考え方に基づく汎用性の高い弾性圧密基礎方程式の誘導を行っているので、ここでは式の変形に若干の修正を加え、弾塑性体としての展開をすればよい。

Biot の応力とヒズミ関係を増分形で示せば

$$\dot{\sigma} = D_I \dot{\epsilon} - \dot{P} \quad (179)$$

ここに  $D_I$  は弾塑性マトリクスであり、弾塑性体の応力状態に応じてその都度変化する。

仮想仕事の原理より増分形の立式を行えば

$$\int \dot{\epsilon}^{*T} \dot{\sigma} dV = \int \dot{u}^{*T} \dot{F} dV + \int \dot{u}^{*T} \dot{T} dS \quad (180)$$

(179) と (180) 式より

$$\int \dot{\epsilon}^{*T} (D_I \dot{\epsilon} - \dot{P}) dV = \int \dot{u}^{*T} \dot{F} dV + \int \dot{u}^{*T} \dot{T} dS \quad (181)$$

また Darcy 則を増分形で表示すれば

$$\dot{v} = -K_I \nabla \dot{h} \quad (182)$$

ただし  $K_I$  は弾塑性体の状態に応じて変化する透水係数のマトリクスである。

仮想間ゲキ水圧による仕事についても増分形で表せば

$$\int \left( \frac{d\dot{v}}{dt} P^* - \dot{v}^T \nabla P^* \right) dV = 0 \quad (183)$$

(182) と (183) 式より

$$\int \left( \frac{d\dot{v}}{dt} P^* + \nabla \dot{h} K_I^T \nabla P^* \right) dV = 0 \quad (184)$$

(181) と (184) 式が弾塑性圧密解析における基礎方程式である。これを弾性圧密の解析のときにならって有限要素法に適用しうる方程式に変換すれば、結局次の2式を得る。

$$\{Q_I\} \{\dot{\delta}\} - \{L\}^T \{\dot{q}\} = \{\dot{m}\} \quad (185)$$

$$-\{L\} \frac{d\{\dot{\delta}\}}{dt} - \{R_I\} \{\dot{q}\} = 0 \quad (186)$$

ただし

$$\{Q_I\} = \int \{B\}^T \{D_I\} \{B\} dV \quad (187)$$

$$\{L\} = \int \{M\} \{d\}^T \{B\} dV \quad (188)$$

$$\{R_I\} = \frac{1}{\gamma_w} \int \{M\} \{b\}^T \{K_I\} \{b\} \{M\}^T dV \quad (189)$$

$$\{\dot{m}\} = \int \{N\}^T \dot{F} dV + \int \{N\}^T \dot{T} dS \quad (190)$$

ここでもし透水係数のマトリクス  $K_I$  が応力状態によ

ては変化せず、弾塑性体の要素の中で一定値をとるものと仮定すれば

$$\{K_I\} = \{K\} \quad (191)$$

$$\{R_I\} = \{R\} \quad (192)$$

となるから、(186) 式を積分して

$$-\{L\} \{\dot{\delta}\} - \{R\} \{q\} = 0 \quad (193)$$

上式をさらに  $t$  に関する近似的積分を行えば

$$-\{L\} \{\delta_2 - \delta_1\} - \{R\} \{\alpha q_2 + (1-\alpha) q_1\} \Delta t = 0 \quad (194)$$

ただし  $\Delta t = t_2 - t_1$ ,  $\alpha$  は係数 ( $0 < \alpha < 1$ ),  $\delta_1, \delta_2, q_1, q_2$  はそれぞれ時刻  $t_1, t_2$  における節点変位と節点間ゲキ水圧である。

一方 (185) 式を時間  $t$  で近似的に積分すれば

$$\{\bar{Q}_I\} \{\delta_2 - \delta_1\} - \{L\}^T \{q_2 - q_1\} = \{m_2 - m_1\} \quad (195)$$

ここに  $\{\bar{Q}_I\}$  は時刻  $t_1$  と  $t_2$  との間の平均的な  $\{Q_I\}$  である。(194) 式と (195) 式より最終的に次のような弾塑性圧密の方程式を得る。

$$\begin{bmatrix} \bar{Q}_I & -L^T \\ -L & -\alpha \Delta t R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_2 \\ q_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{Q}_I \delta_1 - L^T q_1 + (m_2 - m_1) \\ -L \delta_1 + (1-\alpha) \Delta t R q_1 \end{Bmatrix}$$

上式を実際に計算するには初期応力法によって繰返し計算を実行する必要がある。<sup>2)</sup>初期応力法においては Iteration の各過程において不平衡力による弾性計算から変位の増分を求め、それに対応する弾塑性応力をつぎつぎと更新させる。そして不平衡力が0に近づいたとき正しい弾塑性応力が求められたとして Iteration を

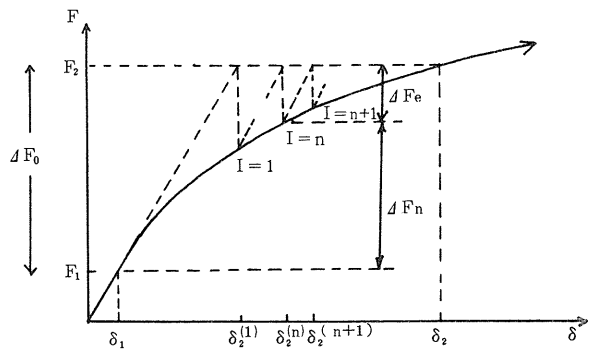


Fig. 21 節点変位と外力との関係



終了する。<sup>30</sup> この関係を節点変位と外力との関係で図解的に示したのがFig. 21である。

いまIterationがn回とn+1回における節点変位についてこの関係を立式すれば

$$\{Q\} \{ \delta_2^{(n+1)} - \delta_2^{(n)} \} = \{ \Delta F_e \} \quad (197)$$

ただし $\{Q\}$ は弾性体の剛性マトリクスで

$$\{Q\} = \int \{B\}^T \{D_E\} \{B\} dV \quad (198)$$

また $\{ \Delta F_e \}$ が不平衡力である。

(195)式より外力の増分については

$$\{ \Delta F_0 \} = \{ \bar{Q}_I \} \{ \delta_2 - \delta_1 \} = \{L\}^T \{ q_2 - q_1 \} + \{ m_2 - m_1 \} \quad (199)$$

$$\{ \Delta F_n \} = \{ \bar{Q}_I^{(n)} \} \{ \delta_2^{(n)} - \delta_1 \} \quad (200)$$

また

$$\{ \Delta F_e \} = \{ \Delta F_0 \} - \{ \Delta F_n \} \quad (201)$$

(201)式に(197), (199), (200)式を代入して

$$\{Q\} \{ \delta_2^{(n+1)} - \delta_2^{(n)} \} = - \{ \bar{Q}_I^{(n)} \} \{ \delta_2^{(n)} - \delta_1 \} + \{L\}^T \{ q_2 - q_1 \} + \{ m_2 - m_1 \} \quad (202)$$

上式を変形すれば

$$\{Q\} \{ \delta_2^{(n+1)} \} - \{L\}^T \{ q_2 \} = \{Q\} \{ \delta_2^{(n)} \} - \{ \bar{Q}_I^{(n)} \} \{ \delta_2^{(n)} - \delta_1 \} - \{L\}^T q_1 + \{ m_2 - m_1 \} \quad (203)$$

が得られる。

したがってIterationを行うための実際の計算は次のような一連の弾塑性圧密方程式によればよい。

$$\begin{bmatrix} Q & -L^T \\ -L & -\alpha \Delta t R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_2^{(n+1)} \\ q_2^{(n+1)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} a \\ b \end{Bmatrix} \quad (204)$$

ただし

$$a = Q \delta_2^{(n)} - \bar{Q}_I^{(n)} (\delta_2^{(n)} - \delta_1) - L^T q_1 + \{ m_2 - m_1 \} \quad (205)$$

$$b = -L \delta_1 + (1 - \alpha) \Delta t R q_1 \quad (206)$$

### 3. 弾塑性解析の計算法とプログラム

#### 1) プログラムの概要

二次元連続体(平面ヒズミ場)の弾塑性圧密解析の計算法とプログラムの具体例について述べる。Fig. 22にはプログラム全体のフローチャートを、またTable 4にはプログラム中に使用した変数の一覧を示した。

このプログラムでは解析しようとする構造物や地盤の要素数、節点数、境界条件、外力、節点座標、節点番号、材料定数などの有限要素解析に必要な基本データと、弾塑性解析として特に必要な要素の粘着力、内部マサツ角、荷重増加率、関連流れ則か非関連流れ則かの区別といった初期データを入力し、任意時間における節点変位、節点間ゲキ水圧、要素の応力、弾塑性の状態の区別などが出力結果として得られる。

弾塑性圧密解析の計算は(204)式によるものであるが、これをさらに変形した次式によって実際の計算が行われている。

$$K \delta(t) = \alpha \Delta t a - L^T R^{-1} b \quad (207)$$

$$q(t) = -R^{-1} (L \delta(t) + b) / \alpha \Delta t \quad (208)$$

ただし

$$K = \alpha \Delta t Q + L^T R^{-1} L \quad (209)$$

a, bは(205), (206)式と同一である。

$\Delta t$ を一定にとればマトリクスKは常に一定となり、したがってKの逆行列 $K^{-1}$ を一度求めておけばあとは任意時間の $\delta(t)$ が容易に計算される。またこのような方式で計算を行えば大きなマトリクスKを1つだけ用意しておけばよいのでメモリの節約がはかれる。さらに弾塑性マトリクスは関連、非関連流れ則の違いによって対称・非対称の差異が生ずるが、このプログラムではaを要素の集計値として計算することによって両者とも同一の手順で計算される。すなわち

$$a = \Sigma \{ (Q_e - P_e) \delta_2^{(n)} + P_e \delta_1 \} - L^T q_1 + \{ m_2 - m_1 \} \quad (210)$$

ただし $Q_e, P_e$ はそれぞれ要素毎の弾性および弾塑性マトリクスである。

またメモリの節約のため既知節点変位は除外して未知節点変位部分のみのマトリクス計算をしたり、材料定数が均一なときと個々の要素で異なるときとの場合分けをしているなどの工夫は弾性圧密解析の場合と同様である。なお弾塑性圧密解析では繰返し計算を行う必要があるが、このプログラムの収束の判定は全節点変位増分の絶対値合計が0に近づいたときで行っている。すなわち

$$\Sigma | \Delta \delta | = \Sigma | \delta_2^{(n+1)} - \delta_2^{(n)} | < \omega \quad (211)$$

$\omega$ は任意の微小な収束値である。

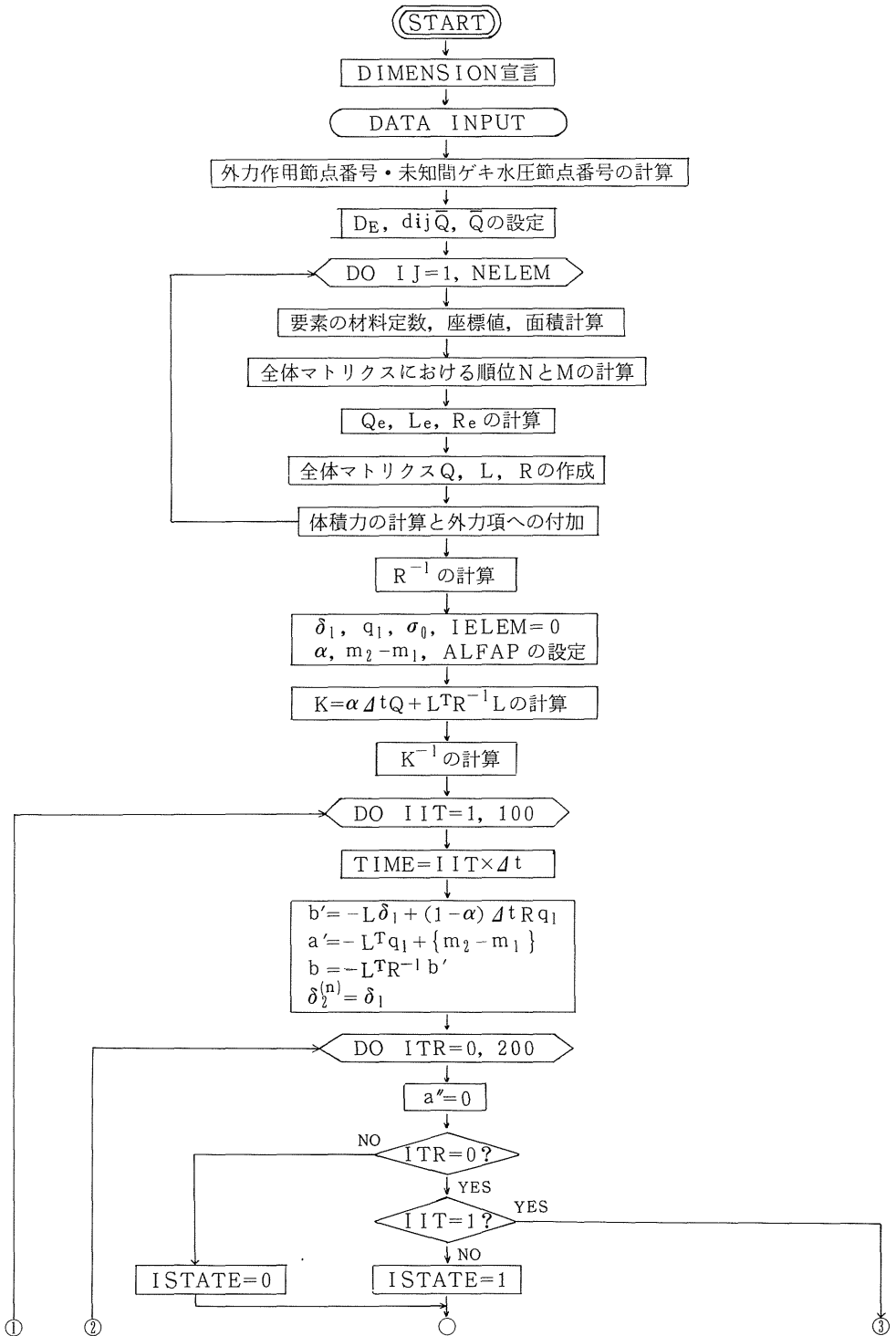


Fig. 22(a) 弾塑性圧密解析のフローチャート

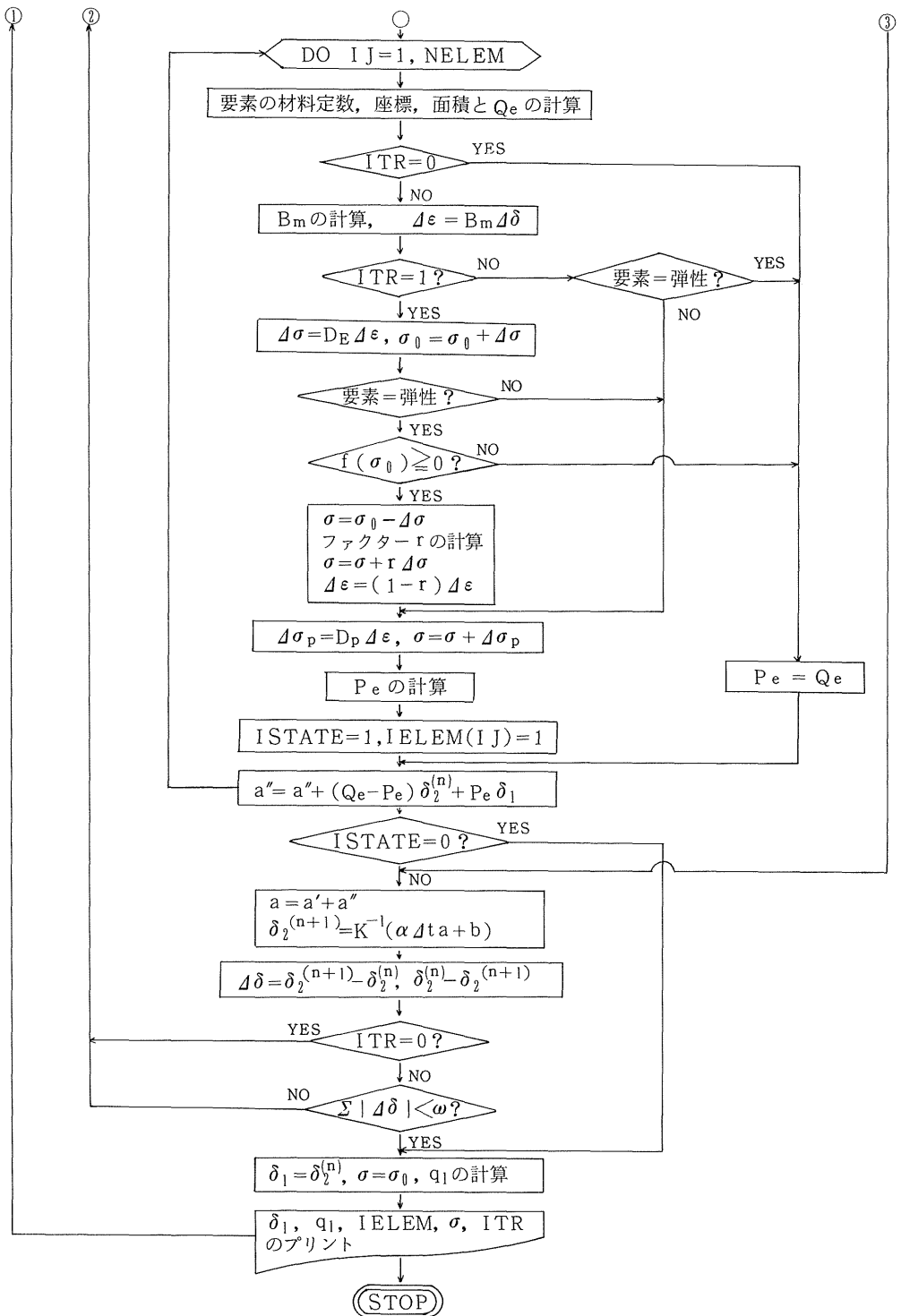


Fig. 22 (b) 弾塑性圧密解析のフローチャート

Table 4 使用変数一覧表

変数名	内容	変数名	内容
NELEM	要素の数	X(I), Y(I)	頂点節点の x, y 座標
NNODE	全節点の数	NODE (I, J)	各要素を囲む節点番号
NTOP	頂点節点の数	N(I)	拘束節点番号, 排水節点番号など
NCONF	拘束節点の数 (x, y 方向)	M(I)	表面力作用節点番号など
NTRACT	表面力作用節点の数 (x, y 方向)	A(I)	表面力の大きさ, 節点間ゲキ水圧など
NDRAIN	排水節点の数	NFORCE(I)	外力作用節点番号
IMATER	材料条件 (均一で0)	FORCE(I)	外力の大きさ
DELTAT	圧密計算時間間隔	NPRES(I)	未知間ゲキ水圧節点番号
TFINAL	圧密計算最終時間	STIFE (I, J)	要素毎の剛性マトリクス $Q_e$
NN	外力作用節点数 (x, y 方向)	PRESE (I, J)	要素毎の間ゲキ水圧マトリクス $R_e$
NP	未知間ゲキ水圧節点数	VISCE (I, J)	要素毎の形状マトリクス $L_e$
E0 or E(I)	要素の弾性係数	STIF (I, J)	全体剛性マトリクス $Q$
V0 or V(I)	要素のポアソン比	PRES (I, J)	全体間ゲキ水圧マトリクス $R$
THICK0 or THICK(I)	要素の厚さ	VISC (I, J)	全体形状マトリクス $L$
DENS0 or DENS(I)	要素の密度	DISP(I)	節点変位
PKX0 or PKX(I)	要素の x 方向透水係数	DD (I, J)	D (弾塑性マトリクス)
RKY0 or PKY(I)	要素の y 方向 "	PINV (I, J)	$R^{-1}$ "
AREA	要素の面積	DE (I, J)	$D_E$ (弾性マトリクス)
COHES0 or COHES(I)	要素の粘着力	DQ (I, J)	$d_{ij}\bar{Q}$
KAI	連立方程式の解の判別	QBAR (I, J)	$\bar{Q}$
FRICT0 or FRICT(I)	要素の内部マサツ角	UU (I, J)	U
C(I)	共用 (節点変位など)	VV (I, J)	V
ABC (I, J)	a, b, c	UV	{UV}
PRATE	荷重増加率	DISP0(I)	節点変位 $\delta^{(n)}$
IASSOC	関連流れ則0, 非関連流れ則1)	CD(I)	" $\delta^{(n+1)}$
COEFA	$\tan\phi/\sqrt{9+12\tan^2\phi}$	DELTAD(I)	" の増分 $\Delta\delta$
COEFB	$1-3\alpha^2$	AN(I)	$b'$
COEFK	$3C/\sqrt{9+12\tan^2\phi}$	DLOAD(I)	$a'$
WEIGHT	要素の体積力	BN(I)	$b = -L^T R^{-1} b'$
ALFA	$\alpha$	STRES (I, J)	要素の応力 $\sigma$
ALFAP	荷重増加係数	STRES0 (I, J)	" $\sigma_0$
TIME	圧密時間	DSTRES(I)	応力の増分 $\Delta\sigma$
ISTATE	全ての要素が弾性のとき0, それ以外は1	STRAIN(I)	要素のヒズミ $\epsilon$
ITR	Iterationの回数	DSTRAN(I)	ヒズミの増分 $\Delta\epsilon$
		STIFP (I, J)	要素毎の弾塑性マトリクス
		IELEM(I)	弾性領域(0), 塑性領域(1)
		BETA(I)	$\partial f/\partial\sigma$
		ZETA(I)	$D_E \partial f/\partial\sigma$
		ZETAD(I)	$D_E \partial g/\partial\sigma$

2) プログラムの実際

```

1      C      CONSOLIDATION ANALYSIS (ELASTO-PLASTIC)
2      C
3      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
4      DIMENSION STIF(178,178),C(178),DELTA(178)
5      DIMENSION PRES(24,24),NFORCE(178),DISP(178),FORCE(178),AN(24)
6      DIMENSION VISC(24,178),NPRES(24),A(24),DLOAD(178),DISPO(178)
7      DIMENSION NODE(40,6),X(30),Y(30),N(50),M(50),PINV(24,24),BN(178)
8      DIMENSION STRES(40,3),IELEM(40),DQD(9,9),STIFP(12,12),CD(178)
9      DIMENSION E(1),V(1),THICK(1),DENS(1),PKX(1),PKY(1)
10     DIMENSION COHES(1),FRICT(1),STRAIN(3),DSTRAIN(3),DSTRES(3)
11     DIMENSION STIFE(12,12),QRAR(3,3),DE(3,3),DQ(9,9),UU(3,6),VV(3,6)
12     DIMENSION UV(9,12),PRESE(3,3),VISCE(3,12),ABC(3,3),STRESS(40,3)
13     DIMENSION ZETA(3),BETA(3),DD(3,3),ZETAD(3)
14     C      INITIAL INPUT
15     READ(5,10) NELEM,NNODE,NTOP,NCONF,NTRACT,NDRAIN,IMATER
16     READ(5,12) DELTAT,TFINAL,PRATE,IASSOC
17     NN=2*NNODE-NCONF
18     NP=NTOP-NDRAIN
19     WRITE(6,13)
20     WRITE(6,14)
21     WRITE(6,15)
22     WRITE(6,16) NELEM,NNODE,NTOP,NCONF,NTRACT,NDRAIN,IMATER
23     WRITE(6,19)
24     WRITE(6,20) DELTAT,TFINAL,PRATE,IASSOC
25     WRITE(6,21)
26     WRITE(6,22)
27     DO 100 I=1,NTOP
28     READ(5,23) X(I),Y(I)
29     100 WRITE(6,24) I,X(I),Y(I)
30     WRITE(6,25)
31     WRITE(6,26)
32     DO 110 I=1,NELEM
33     READ(5,27) (NODE(I,J),J=1,6)
34     110 WRITE(6,28) I,(NODE(I,J),J=1,6)
35     WRITE(6,29)
36     WRITE(6,30)
37     IF (IMATER.EQ.0) GO TO 130
38     DO 120 I=1,NELEM
39     READ(5,31) E(I),V(I),THICK(I),DENS(I),PKX(I),PKY(I),COHES(I),FRICT
40     R(I)
41     WRITE(6,32) I,E(I),V(I),THICK(I),DENS(I),PKX(I),PKY(I),COHES(I),FR
42     ICT(I)
43     120 CONTINUE
44     GO TO 140
45     130 READ(5,31) E0,V0,THICK0,DENS0,PKX0,PKY0,COHES0,FRICT0
46     WRITE(6,35) E0,V0,THICK0,DENS0,PKX0,PKY0,COHES0,FRICT0
47     FRICT0=FRICT0*3.1416/180.
48     CC=SQRT(9.+12.*(TAN(FRICT0))**2)
49     COEFA=TAN(FRICT0)/CC
50     COEFB=1.-3.*(COEFA**2)
51     COEFK=3.+COHES0/CC
52     C      NFORCE---NPRES
53     140 WRITE(6,36)
54     WRITE(6,37)
55     READ(5,38) (N(I),I=1,NCONF)
56     DO 150 I=1,NTRACT
57     150 READ(5,39) M(I),A(I)
58     K=0
59     IO=2*NNODE
60     DO 160 I=1,IO
61     DO 170 J=1,NCONF
62     IF (N(J).EQ.I) GO TO 160
63     170 CONTINUE
64     K=K+1
65     NFORCE(K)=I
66     DO 180 J=1,NTRACT
67     IF (M(J).EQ.I) GO TO 190
68     180 CONTINUE
69     FORCE(K)=0.
70     GO TO 140
71     190 FORCE(K)=A(J)
72     140 CONTINUE
73     DO 200 I=1,NN
74     200 WRITE(6,40) I,NFORCE(I),FORCE(I)
75     WRITE(6,41)
76     WRITE(6,42)
77     READ(5,38) (N(I),I=1,NDRAIN)

```

```

78      K=0
79      DO 210 I=1,NTOP
80      DO 220 J=1,NDRAIN
81      IF (N(J).EQ.1) GO TO 210
82      220 CONTINUE
83      K=K+1
84      NPRES(K)=1
85      210 CONTINUE
86      DO 230 I=1,NP
87      230 WRITE(6,43) I, NPRES(I)
88      C   INITIAL SET
89      C
90      DO 360 I=1,3
91      DO 360 J=1,3
92      360 DE(I,J)=0.
93      DO 340 I=1,3
94      DO 340 J=1,3
95      IF (I.EQ.J) GO TO 330
96      QBAR(I,J)=1.
97      GO TO 340
98      330 QBAR(I,J)=2.
99      340 CONTINUE
100     IF (IMATER.EQ.1) GO TO 350
101     CC=E0/((1.+V0)*(1.-2.*V0))
102     DE(1,1)=CC*(1.-V0)
103     DE(1,2)=CC*V0
104     DE(2,2)=DE(1,1)
105     DE(3,3)=CC*(1.-2.*V0)/2.
106     DE(2,1)=DE(1,2)
107     DO 370 I=1,3
108     DO 370 J=1,3
109     CC=DE(I,J)
110     DO 370 J1=1,3
111     DO 370 J2=1,3
112     IO=3*(I-1)+J1
113     JO=3*(J-1)+J2
114     DQ(I0,J0)=CC+QBAR(J1,J2)
115     370 CONTINUE
116     C   STIFF,PRESSURE AND VISCO MATRIX
117     C
118     DO 300 I=1,NN
119     DO 300 J=1,NN
120     300 STIF(I,J)=0.
121     DO 310 I=1,NP
122     DO 310 J=1,NP
123     310 PRES(I,J)=0.
124     DO 320 I=1,NP
125     DO 320 J=1,NN
126     320 VISC(I,J)=0.
127     DO 400 IJ=1,NELEM
128     IF (IMATER.EQ.0) GO TO 410
129     E0=E(IJ)
130     V0=V(IJ)
131     THICK0=THICK(IJ)
132     DENS0=DENS(IJ)
133     PKX0=PKX(IJ)
134     PKY0=PKY(IJ)
135     CC=E0/((1.+V0)*(1.-2.*V0))
136     DE(1,1)=CC*(1.-V0)
137     DE(1,2)=CC*V0
138     DE(2,2)=DE(1,1)
139     DE(3,3)=CC*(1.-2.*V0)/2.
140     DE(2,1)=DE(1,2)
141     DO 380 I=1,3
142     DO 380 J=1,3
143     CC=DE(I,J)
144     DO 380 J1=1,3
145     DO 380 J2=1,3
146     IO=3*(I-1)+J1
147     JO=3*(J-1)+J2
148     DQ(I0,J0)=CC+QBAR(J1,J2)
149     380 CONTINUE
150     410 M1=NODE(IJ,1)
151     M2=NODE(IJ,2)
152     M3=NODE(IJ,3)
153     X1=X(M1)
154     Y1=Y(M1)
155     X2=X(M2)
156     Y2=Y(M2)
157     X3=X(M3)
158     Y3=Y(M3)

```

```

159      ABC(1,1)=X2*Y3-X3*Y2
160      ABC(1,2)=X3*Y1-X1*Y3
161      ABC(1,3)=X1*Y2-X2*Y1
162      ABC(2,1)=Y2-Y3
163      ABC(2,2)=Y3-Y1
164      ABC(2,3)=Y1-Y2
165      ABC(3,1)=X3-X2
166      ABC(3,2)=X1-X3
167      ABC(3,3)=X2-X1
168      AREA=ABS(ABC(1,1)+ABC(1,2)+ABC(1,3))*0.5
169      DO 460 J=1,2
170      DO 460 I=1,6
171      IO=NODE(I,J,1)
172      J1=IO+2+J-2
173      J2=I+(J-1)*6
174      DO 470 K=1,NN
175      IF (J1.FQ.NFORCE(K)) GO TO 480
176 470 CONTINUE
177      JO=0
178      GO TO 490
179 480 JO=K
180      N(J2)=JN
181 460 CONTINUE
182      DO 500 I=1,3
183      IO=NODE(I,J,1)
184      DO 510 K=1,NP
185      IF (IO.FQ.NPRES(K)) GO TO 520
186 510 CONTINUE
187      JO=0
188      GO TO 530
189 520 JO=K
190      M(I)=JO
191 500 CONTINUE
192      DO 390 I=1,3
193      DO 390 J=1,3
194      IF (I.EQ.J) GO TO 391
195      UU(I,J)=-ABC(2,J)
196      VV(I,J)=-ABC(3,J)
197      GO TO 390
198 391 UU(I,J)=3.*ABC(2,J)
199      VV(I,J)=3.*ABC(3,J)
200 390 CONTINUE
201      UU(1,4)=4.*ABC(2,2)
202      UU(1,5)=0.
203      UU(1,6)=4.*ABC(2,3)
204      UU(2,4)=4.*ABC(2,1)
205      UU(2,5)=4.*ABC(2,3)
206      UU(2,6)=0.
207      UU(3,4)=0.
208      UU(3,5)=4.*ABC(2,2)
209      UU(3,6)=4.*ABC(2,1)
210      VV(1,4)=4.*ABC(3,2)
211      VV(1,5)=0.
212      VV(1,6)=4.*ABC(3,3)
213      VV(2,4)=4.*ABC(3,1)
214      VV(2,5)=4.*ABC(3,3)
215      VV(2,6)=0.
216      VV(3,4)=0.
217      VV(3,5)=4.*ABC(3,2)
218      VV(3,6)=4.*ABC(3,1)
219      DO 392 I=1,6
220      DO 392 J=1,12
221 392 UV(I,J)=0.
222      DO 393 I=1,3
223      DO 393 J=1,6
224 393 UV(I,J)=UU(I,J)
225      DO 394 I=4,6
226      DO 394 J=7,12
227 394 UV(I,J)=VV(I-3,J-6)
228      DO 395 I=7,9
229      DO 395 J=1,6
230 395 UV(I,J)=VV(I-6,J)
231      DO 396 I=7,9
232      DO 396 J=7,12
233 396 UV(I,J)=UU(I-6,J-6)
234      DO 403 I=1,12
235      DO 403 J=1,12
236      CC=0.
237      DO 404 I=1,9
238      DO 404 JO=1,9

```

```

239      4n4 CC=CC+UV(I0,I)+DQ(I0,J0)+UV(J0,J)
240      4n3 STIFE(I,J)=CC+THICK0/(48.*AREA)
241          DO 405 I=1,3
242          DO 405 J=1,12
243      4n5 VISCE(I,J)=0.
244          VISCE(1,1)=ARC(2,1)
245          VISCE(2,2)=ARC(2,2)
246          VISCE(3,3)=ARC(2,3)
247          VISCE(1,4)=ARC(2,1)+ARC(2,2)*2.
248          VISCE(1,5)=ARC(2,2)+ARC(2,3)
249          VISCE(1,6)=ARC(2,3)+2.*ARC(2,1)
250          VISCE(2,4)=ARC(2,1)+2.*ARC(2,2)
251          VISCE(2,5)=ARC(2,2)+ARC(2,3)*2.
252          VISCE(2,6)=ARC(2,3)+ARC(2,1)
253          VISCE(3,4)=ARC(2,1)+ARC(2,2)
254          VISCE(3,5)=ARC(2,2)+2.*ARC(2,3)
255          VISCE(3,6)=ARC(2,3)+ARC(2,1)*2.
256          VISCE(1,7)=ARC(3,1)
257          VISCE(2,8)=ARC(3,2)
258          VISCE(3,9)=ARC(3,3)
259          VISCE(1,10)=ARC(3,1)+ARC(3,2)*2.
260          VISCE(1,11)=ARC(3,2)+ARC(3,3)
261          VISCE(1,12)=ARC(3,3)+2.*ARC(3,1)
262          VISCE(2,10)=ARC(3,1)+2.*ARC(3,2)
263          VISCE(2,11)=ARC(3,2)+ARC(3,3)*2.
264          VISCE(2,12)=ARC(3,3)+ARC(3,1)
265          VISCE(3,10)=ARC(3,1)+ARC(3,2)
266          VISCE(3,11)=ARC(3,2)+2.*ARC(3,3)
267          VISCE(3,12)=ARC(3,3)+ARC(3,1)*2.
268          DO 430 I=1,3
269          DO 430 J=1,12
270      430 VISCE(I,J)=VISCE(I,J)*THICK0/6.
271          DO 440 I=1,3
272          DO 440 J=1,3
273          IF (I.GT.J) GO TO 450
274          CC=ARC(I,J)+ARC(I,J)+PKXN+ARC(3,I)+ARC(3,J)+PKYO
275          PRESE(I,J)=CC+THICK0/(4.*AREA)
276          GO TO 440
277      450 PRESE(I,J)=PRESE(J,I)
278      440 CONTINUE
279          DO 610 I=1,12
280          IO=N(I)
281          IF (IO.FQ.0) GO TO 610
282          DO 620 J=1,12
283          JO=N(J)
284          IF (JO.FQ.0) GO TO 620
285          STIF(IO,JO)=STIF(IO,JO)+STIFE(I,J)
286      620 CONTINUE
287      610 CONTINUE
288          DO 550 I=1,3
289          IO=M(I)
290          IF (IO.FQ.0) GO TO 550
291          DO 555 J=1,3
292          JO=M(J)
293          IF (JO.FQ.0) GO TO 555
294          PRES(IO,JO)=PRES(IO,JO)+PRESE(I,J)
295      555 CONTINUE
296      550 CONTINUE
297          DO 560 I=1,3
298          IO=M(I)
299          IF (IO.FQ.0) GO TO 560
300          DO 565 J=1,12
301          JO=N(J)
302          IF (JO.FQ.0) GO TO 565
303          VISC(IO,JO)=VISC(IO,JO)+VISCE(I,J)
304      565 CONTINUE
305      560 CONTINUE
306          WEIGHT=AREA*DENS0*THICK0/6.
307          DO 570 I=1,6
308          IO=NODE(IJ,1)+2
309          DO 580 K=1,NN
310          IF (IO.FQ.NFORCE(K)) GO TO 590
311      580 CONTINUE
312          GO TO 570
313      590 FORCE(IO)=FORCE(IO)+WEIGHT
314      570 CONTINUE
315      4n0 CONTINUE
316      C      CALCULATION OF R(INV)
317          DO 630 I=1,NP
318          DO 630 J=I,NP
319      630 PINV(I,J)=PRES(I,J)

```



```

320      PINV(1,1)=SQRT(PINV(1,1))
321      DO 6010 J=2,NP
322 6010  PINV(1,J)=PINV(1,J)/PINV(1,1)
323      DO 6020 I=2,NP
324      CC=0.
325      IO=I-1
326      DO 6030 K=1,IO
327 6030  CC=CC+PINV(K,I)**2
328      CC=PINV(I,I)-CC
329      IF (CC.LE.0.0) GO TO 1100
330      PINV(I,I)=SQRT(CC)
331      JO=I+1
332      IF (I=NP) 6050,6020,6020
333 6050  DO 6040 J=JO,NP
334      CC=0.
335      DO 6060 K=1,IO
336 6060  CC=CC+PINV(K,I)*PINV(K,J)
337 6040  PINV(I,J)=(PINV(I,J)-CC)/PINV(I,I)
338 6070  CONTINUE
339      DO 6070 IO=1,NP
340      I=NP-IO+1
341      PINV(I,I)=1./PINV(I,I)
342      JO=I+1
343      IF (JO.GT.NP) GO TO 6070
344      DO 6080 J=JO,NP
345      J1=NP-J+JO
346      CC=0.
347      DO 6090 J2=JO,J1
348      K=J1-J2+JO
349 6090  CC=CC+PINV(I,K)*PINV(K,J1)
350 6080  PINV(I,J1)=-CC*PINV(I,I)
351 6070  CONTINUE
352      DO 6190 I=1,NP
353      DO 6190 J=I,NP
354      CC=0.
355      DO 6180 K=J,NP
356 6180  CC=CC+PINV(I,K)*PINV(J,K)
357      PINV(I,J)=CC
358 6190  CONTINUE
359      DO 6200 J=1,NP
360      DO 6200 I=J,NP
361      PINV(I,J)=PINV(J,I)
362 6200  CONTINUE
363  C   INITIAL SET
364      DO 2010 I=1,NN
365 2010  DISP(I)=0.
366      DO 2020 I=1,NP
367 2020  A(I)=0.
368      DO 3000 I=1,NELEM
369      DO 3010 J=1,3
370      STRES0(I,J)=0.
371 3010  STRES(I,J)=0.
372 3000  IELEM(I)=0
373      ALFA=0.5
374      CC=(1.-V)*VN*(1.+VO)*(4.**2)
375      ALFAP=COHES0*PKYN*EO*(1.-VO)*PRATE/CC
376      DO 5010 I=1,NN
377      FORCE(I)=FORCE(I)+ALFAP*DELTA
378 5010  CONTINUE
379  C   CALCULATION OF K & K(INV)
380      DO 660 I=1,NN
381      DO 660 J=I,NN
382      CC=0.
383      DO 670 IO=1,NP
384      DO 670 IO=1,NP
385 670  CC=CC+VISC(IO,I)*PINV(IO,JO)*VISC(JO,J)
386 680  STIF(I,I)=STIF(I,J)+ALFA*DELTA+CC
387      STIF(1,1)=SQRT(STIF(1,1))
388      DO 6210 J=2,NN
389 6210  STIF(1,J)=STIF(1,J)/STIF(1,1)
390      DO 6220 I=2,NN
391      CC=0.
392      IO=I-1
393      DO 6230 K=1,IO
394 6230  CC=CC+STIF(K,I)**2
395      CC=STIF(I,I)-CC
396      IF (CC.LE.0.0) GO TO 1100
397      STIF(I,I)=SQRT(CC)
398      JO=I+1
399      IF (I=NN) 6250,6220,6220
400 6250  DO 6240 J=JO,NN

```

```

401      CC=0.
402      DO 6260 K=1,10
403      6260 CC=CC+STIF(K,I)*STIF(K,J)
404      6240 STIF(I,I)=(STIF(I,J)-CC)/STIF(I,I)
405      6220 CONTINUE
406      DO 6270 IO=1,NN
407      I=NN-IO+1
408      STIF(I,I)=1./STIF(I,I)
409      JO=I+1
410      IF (JO.GT.NN) GO TO 6270
411      DO 6280 J=JO,NN
412      J1=NN-J+JO
413      CC=0.
414      DO 6290 J2=JO,J1
415      K=J1-J2+JO
416      6290 CC=CC+STIF(I,K)*STIF(K,J1)
417      6280 STIF(I,I)=-CC*STIF(I,I)
418      6270 CONTINUE
419      DO 6390 I=1,NN
420      DO 6390 J=I,NN
421      CC=0.
422      DO 6380 K=J,NN
423      6380 CC=CC+STIF(I,K)*STIF(J,K)
424      STIF(I,I)=CC
425      6390 CONTINUE
426      DO 6400 J=1,NN
427      DO 6400 I=J,NN
428      STIF(I,I)=STIF(J,I)
429      6400 CONTINUE
430      C   TIME SETTLEMENT
431      DO 999 IIT=1,100
432      TIME=DEI TAT+IIT
433      DO 730 I=1,NP
434      CC=0.
435      DO 750 J=1,NP
436      750 CC=CC+PRES(I,J)*A(J)
437      CC=CC+DFLTAT*(1.-ALFA)
438      DO 740 J=1,NN
439      740 CC=CC+VISC(I,J)*DISP(J)
440      AN(I)=CF
441      DO 5060 I=1,NN
442      CC=0.
443      DO 5070 J=1,NP
444      5070 CC=CC+VISC(J,I)*A(J)
445      5060 BLOAD(I)=FORCE(I)-CC
446      DO 640 I=1,NN
447      CC=0.
448      DO 650 IO=1,NP
449      DO 650 IO=1,NP
450      650 CC=CC+VISC(IO,I)*PINV(IO,JO)*AN(JO)
451      640 RN(I)=-CC
452      DO 5080 I=1,NN
453      5080 DISP(I)=DISP(I)
454      DO 5000 JTR=1,200
455      ITR=JTR-1
456      DO 4020 I=1,NN
457      4020 C(I)=0.
458      IF (ITR.NE.0) GO TO 1310
459      IF (IIT.EQ.1) GO TO 1400
460      ISTATE=1
461      GO TO 1700
462      1310 ISTATE=0
463      1300 DO 4010 IJ=1,NELFM
464      IF (IMATER.EQ.0) GO TO 4410
465      EO=E(IJ)
466      VO=V(IJ)
467      THICKO=THICK(IJ)
468      DENSO=DFNS(IJ)
469      PKXO=PKX(IJ)
470      PKYO=PKY(IJ)
471      COHESO=COHES(IJ)
472      FRICTO=FRICT(IJ)*3.1416/180.
473      CC=SQRT(9.+12.*(TAN(FRICTO))*2)
474      COEFA=TAN(FRICTO)/CC
475      COEFB=1.-3.*(COEFA*2)
476      COEFK=3.*COHES(IJ)/CC
477      CC=EO/((1.+VO)*(1.-2.*VO))
478      DE(1,1)=CC*(1.-VO)
479      DE(1,2)=CC*VO
480      DE(2,2)=DE(1,1)
481      DE(3,3)=CC*(1.-2.*VO)/2.

```

```

482      DE(2,1)=DE(1,2)
483      DO 4380 I=1,3
484      DO 4380 J=1,3
485      CC=DE(I,J)
486      DO 4380 J1=1,3
487      DO 4380 J2=1,3
488      IO=3*(I-1)+J1
489      JO=3*(J-1)+J2
490      DQ(IN,JN)=CC+QBAR(J1,J2)
491      4380 CONTINUE
492      4410 M1=NODE(I,J,1)
493      M2=NODE(I,J,2)
494      M3=NODE(I,J,3)
495      X1=X(M1)
496      Y1=Y(M1)
497      X2=X(M2)
498      Y2=Y(M2)
499      X3=X(M3)
500      Y3=Y(M3)
501      ABC(1,1)=X2+Y3-X3+Y2
502      ABC(1,2)=X3+Y1-X1+Y3
503      ABC(1,3)=X1+Y2-X2+Y1
504      ABC(2,1)=Y2-Y3
505      ABC(2,2)=Y3-Y1
506      ABC(2,3)=Y1-Y2
507      ABC(3,1)=X3-X2
508      ABC(3,2)=X1-X3
509      ABC(3,3)=X2-X1
510      AREA=ABS(ABC(1,1)+ABC(1,2)+ABC(1,3))*0.5
511      DO 4460 J=1,2
512      DO 4460 I=1,6
513      IO=NODE(I,J,I)
514      J1=IO+2+J-2
515      J2=I+(J-1)*6
516      DO 4470 K=1,NN
517      IF (J1.FQ.NFORCE(K)) GO TO 4480
518      4470 CONTINUE
519      JO=0
520      GO TO 4490
521      4480 JO=K
522      4490 N(J2)=JN
523      4460 CONTINUE
524      DO 4390 I=1,3
525      DO 4390 J=1,3
526      IF (I.EQ.J) GO TO 4391
527      UU(I,J)=-ABC(2,J)
528      VV(I,J)=-ABC(3,J)
529      GO TO 4390
530      4391 UU(I,J)=3.*ABC(2,J)
531      VV(I,J)=3.*ABC(3,J)
532      4390 CONTINUE
533      UU(1,4)=4.*ABC(2,2)
534      UU(1,5)=0.
535      UU(1,6)=4.*ABC(2,3)
536      UU(2,4)=4.*ABC(2,1)
537      UU(2,5)=4.*ABC(2,3)
538      UU(2,6)=0.
539      UU(3,4)=0.
540      UU(3,5)=4.*ABC(2,2)
541      UU(3,6)=4.*ABC(2,1)
542      VV(1,4)=4.*ABC(3,2)
543      VV(1,5)=0.
544      VV(1,6)=4.*ABC(3,3)
545      VV(2,4)=4.*ABC(3,1)
546      VV(2,5)=4.*ABC(3,3)
547      VV(2,6)=0.
548      VV(3,4)=0.
549      VV(3,5)=4.*ABC(3,2)
550      VV(3,6)=4.*ABC(3,1)
551      DO 4392 I=1,6
552      DO 4392 J=1,12
553      4392 UV(I,J)=0.
554      DO 4393 I=1,3
555      DO 4393 J=1,6
556      4393 UV(I,J)=UU(I,J)
557      DO 4394 I=4,6
558      DO 4394 J=7,12
559      4394 UV(I,J)=VV(I-3,J-6)
560      DO 4395 I=7,9
561      DO 4395 J=1,6
562      4395 UV(I,J)=VV(I-A,J)

```

```

563      DO 4396 I=7,9
564      NO 4396 J=7,12
565      4396 UV(I,J)=UU(I-6,J-6)
566      DO 4403 I=1,12
567      DO 4403 J=1,12
568      CC=0.
569      DO 4404 IO=1,9
570      DO 4404 JO=1,9
571      4404 CC=CC+UV(IO,I)+DQ(IO,JO)=UV(JO,J)
572      4403 STIFE(I,J)=CC*THICKD/(4A.*AREA)
573      IF (ITR.EQ.0) GO TO 6530
574      X0=(X1+Y2+X3)/3.
575      Y0=(Y1+Y2+Y3)/3.
576      DO 3020 I=1,3
577      3020 ZETA(I)=(ABC(1,I)+ABC(2,I)*XD+ABC(3,I)*Y0)/(2.*AREA)
578      DO 3050 I=2,3
579      DO 3030 J=1,3
580      3030 UU(I,J)=ABC(I,J)*(4.*ZETA(J)-1.)/(2.*AREA)
581      DO 3040 J=4,6
582      JO=J-3
583      IO=JO+1
584      IF (IO.FQ.4) IO=1
585      3040 UU(I,J)=4.*(ZETA(IO)*ABC(I,JO)+ZETA(JO)*ABC(I,IO))/(2.*AREA)
586      3050 CONTINUE
587      DO 3270 I=1,3
588      DO 3270 J=1,12
589      3270 VISCE(I,J)=0.
590      DO 3060 I=1,6
591      IO=I+6
592      VISCE(1,I)=UU(2,I)
593      VISCE(3,I)=UU(3,I)
594      VISCE(2,IO)=UU(3,I)
595      3060 VISCE(3,IO)=UU(2,I)
596      DO 3061 I=1,3
597      CO=0.
598      DO 3062 J=1,12
599      JO=N(J)
600      IF (JO.FQ.0) GO TO 3062
601      CO=CO+VISCE(1,J)*DELTA(JO)
602      3062 CONTINUE
603      3061 DSTRAN(I)=CO
604      IF (ITR.EQ.1) GO TO 1320
605      IF (IELFM(IJ).EQ.1) GO TO 3240
606      GO TO 6530
607      1320 DO 3070 I=1,3
608      CC=0.
609      DO 3080 IO=1,3
610      3080 CC=CC+DF(I,IO)+DSTRAN(IO)
611      STRESO(IJ,I)=STRESO(IJ,I)+CC
612      3070 DSTRES(I)=CC
613      IF (IELFM(IJ).EQ.1) GO TO 3240
614      RR=((STRESO(IJ,1)-STRESO(IJ,2))*2)/4.+STRESO(IJ,3)**2
615      X0=(STRESO(IJ,1)+STRESO(IJ,2))+COEFA*1.5
616      CC=SQRT(RR)*SQRT(COEFB)-COEFK+X0
617      IF (CC.LT.0.) GO TO 6530
618      DO 6500 I=1,3
619      6500 STRES(I,I)=STRESO(IJ,I)-DSTRES(I)
620      X1=3.*COEFA*(DSTRES(1)+DSTRES(2))/2.
621      Y1=(DSTRES(1)-DSTRES(2))/2.
622      Y2=(STRES(IJ,1)-STRES(IJ,2))/2.
623      X0=(STRES(IJ,1)+STRES(IJ,2))*COEFA*1.5
624      RR=Y2**2+STRES(IJ,3)**2
625      X3=X1**2-COEFB*(Y1**2+DSTRES(3)**2)
626      Y3=X1*(X0-COEFK)-COEFB*(Y1+Y2+STRES(IJ,3))*DSTRES(3)
627      X2=(X0-COEFK)**2-COEFB*RR
628      CC=Y3**2-X3+X2
629      CC=(-Y3-SQRT(CC))/X3
630      DO 6520 I=1,3
631      6520 STRES(I,I)=STRES(IJ,I)+CC+DSTRES(I)
632      DO 6560 I=1,3
633      6560 DSTRAN(I)=(1.-CC)*DSTRAN(I)
634      3240 X2=SQRT(COEFB)
635      Y1=STRES(IJ,3)
636      X1=STRES(IJ,1)-STRES(IJ,2)
637      RR=SQRT((X1**2)/4.+Y1**2)
638      X3=6.*COEFA+RR/X2
639      CC=X2/(4.*RR)
640      BETA(1)=(X3+X1)*CC
641      BETA(2)=(X3-X1)*CC
642      BETA(3)=4.*Y1+CC
643      CC=X2*EN/(4.*(1.+VO)*RR)

```

```

644      CO=X1/(1.-2.*V0)
645      ZETA(1)=(CO+X1)*CC
646      ZETA(2)=(CO-X1)*CC
647      ZETA(3)=2.*Y1*CC
648      IF (IASOC.EQ.0) GO TO 3202
649      CC=EQ/(4.*(1.+V0)*X2*RR)
650      ZETAD(1)=X1*CC
651      ZETAD(2)=-ZETAD(1)
652      ZETAD(3)=2.*Y1*CC
653      GOTO 3201
654 3202 DO 3203 I=1,3
655 3203 ZETAD(I)=ZETA(I)
656 3201 CC=0.
657      DO 3220 I=1,3
658 3220 CC=CC+BETA(I)*ZETAD(I)
659      SO=CC
660      DO 6570 I=1,3
661      DO 6570 J=1,3
662 6570 DD(I,J)=DE(I,J)-ZETAD(I)*ZETA(J)/SO
663      DO 6580 I=1,3
664      CC=0.
665      DO 6590 J=1,3
666 6590 CC=CC+DN(I,J)*DSTRAN(J)
667 6580 STRES(I,I)=STRES(I,J)+CC
668      DO 3260 I=1,3
669      DO 3260 J=1,3
670      CC=DD(I,J)
671      DO 3260 J1=1,3
672      DO 3260 J2=1,3
673      IO=3*(I-1)+J1
674      JO=3*(J-1)+J2
675      DDD(IO,JO)=CC+QBAR(J1,J2)
676 3260 CONTINUE
677      DO 3281 I=1,12
678      DO 3281 J=1,12
679      CC=0.
680      DO 3282 IO=1,9
681      DO 3282 JO=1,9
682 3282 CC=CC+UV(IO,I)+DDD(IO,JO)*UV(JO,J)
683 3281 STIFP(I,J)=CC+THICKO/(48.*AREA)
684      ISTATE=1
685      IELEM(I,I)=1
686      GO TO 4001
687 6530 DO 3071 I=1,12
688      DO 3071 J=1,12
689 3071 STIFP(I,J)=STIFE(I,J)
690 4001 DO 4610 I=1,12
691      IO=N(I)
692      IF (IO.EQ.0) GO TO 4610
693      CC=0.
694      DO 4620 J=1,12
695      JO=N(J)
696      IF (JO.EQ.0) GO TO 4620
697      CC=CC+(STIFE(I,J)-STIFP(I,J))*DISPO(JO)+STIFP(I,J)*DISP(JO)
698 4620 CONTINUE
699      C(IO)=C(IO)+CC
700 4610 CONTINUE
701 4010 CONTINUE
702      IF (ISTATE.EQ.0) GO TO 5200
703 C      CALCULATION OF DISPLACE
704 1400 DO 5100 I=1,NN
705 5100 C(I)=(C(I)+DLOAD(I))*ALFA*DELTAT+BN(I)
706      DO 5110 I=1,NN
707      CC=0.
708      DO 5111 J=1,NN
709 5111 CC=CC+STIF(I,J)*C(J)
710 5110 CD(I)=C-I
711      DO 6550 I=1,NN
712      DELTAD(I)=CD(I)-DISPO(I)
713 6550 DISP(I)=CD(I)
714      IF (ITR.EQ.0) GO TO 5000
715      CC=0.
716      DO 5130 I=1,NN
717 5130 CC=CC+ARS(DELTAD(I))
718      IF (CC.I.T.O.005) GO TO 5200
719 5000 CONTINUE
720 5200 DO 5140 I=1,NN
721 5140 DISP(I)=DISP(I)
722      DO 1330 I=1,NELEM
723      DO 1330 J=1,3
724 1330 STRES(I,J)=STRESN(I,J)

```

```

725 C CALCULATION OF PRESSURE
726 DO 680 I=1,NP
727 CC=0.
728 DO 690 K=1,NP
729 690 CC=CC+PTNV(I,K)*AN(K)
730 DO 700 IO=1,NP
731 DO 700 JO=1,NN
732 700 CC=CC+PTNV(I,IO)*VISC(IO,JO)*DISP(JO)
733 A(I)=-CC/(DELTAT*ALFA)
734 680 CONTINUE
735 WRITE(6,54) TIME
736 WRITE(6,55)
737 DO 1010 I=1,NN
738 1010 WRITE(6,56) I,DISP(I)
739 WRITE(6,57)
740 DO 1020 I=1,NP
741 1020 WRITE(6,58) I,A(I)
742 WRITE(6,62)
743 WRITE(6,63)
744 DO 3300 I=1,NFLEM
745 3300 WRITE(6,64) I,ELEM(I),(STRES(I,J),J=1,3)
746 CC=ALFAP*ITR
747 WRITE(6,65) CC,ITR
748 IF (TIME.GE.TFINAL) GO TO 2000
749 999 CONTINUE
750 GO TO 2000
751 1100 WRITE(6,61) 0
752 2000 STOP
753 10 FORMAT(7I10)
754 12 FORMAT(3F10.3,1I0)
755 13 FORMAT(1H1,30X,39HCONSOLIDATION ANALYSIS (ELASTO-PLASTIC))
756 14 FORMAT(1H0,30X,17HINITIAL DATA)
757 15 FORMAT(1H0,5X,5HNELEM,5X,5HNODE,6X,4HNTOP,5X,5HNCNF,
758 +4X,6HNTRACT,4X,6HNDRAIN,4X,6HIMATER)
759 16 FORMAT(1H ,7I10)
760 19 FORMAT(1H0,4X,6HDELTA,4X,6HTFINAL,10H LOAD RATE,10H ASSOCIATE)
761 20 FORMAT(1H ,3F10.3,1I0)
762 21 FORMAT(1H0,30X,18HCOORDINATE OF NODE)
763 22 FORMAT(1H0,6X,4HNODE,9X,1HX,9X,1HY)
764 23 FORMAT(2F10.3)
765 24 FORMAT(1H ,110,2F10.3)
766 25 FORMAT(1H0,30X,31HNODAL NUMBER AROUND THE ELEMENT)
767 26 FORMAT(1H0,6X,4HNODE,20X,12HNODAL NUMBER)
768 27 FORMAT(A110)
769 28 FORMAT(1H ,110,6I5)
770 29 FORMAT(1H0,30X,29HMATERIAL CONSTANTS OF ELEMENT)
771 30 FORMAT(1H0,19X,1HE,9X,1HV,5X,5HTHICK,6X,4HDENS,8X,2HKK,
772 +8X,2HXY,9X,1HC,7X,3HFAI)
773 31 FORMAT(4F10.4,2F10.8,2F10.4)
774 32 FORMAT(1H ,110,4F10.4,2F10.8,2F10.4)
775 35 FORMAT(1H ,10X,4F10.4,2F10.8,2F10.4)
776 36 FORMAT(1H0,30X,32HNODAL NUMBER AND VALUE OF FORCE)
777 37 FORMAT(1H0,7X,3HNO,6X,4HNODE,5X,5HFORCE)
778 38 FORMAT(RI10)
779 39 FORMAT(110,F10.4)
780 40 FORMAT(1H ,2I10,F10.4)
781 41 FORMAT (1H0,30X,28HUNKNOWN NODE PRESSURE NUMBER)
782 42 FORMAT(1H0,7X,3HNO,2X,8HNODE NO.)
783 43 FORMAT(1H ,2I10)
784 54 FORMAT(1H0,5HTIME,F10.3)
785 55 FORMAT(1H0,16X,8HDISPLACE)
786 56 FORMAT(1H ,2H1,110,5X,F7.3)
787 57 FORMAT(1H0,15X,14HWATER PRESSURE)
788 58 FORMAT(1H ,2H1,110,5X,F7.4)
789 61 FORMAT(1H0,4HKA1,110)
790 62 FORMAT(1H0,30X,17HSTRESS OF ELEMENT)
791 63 FORMAT(1H0,5X,3HNO,6X,5HSTATE,5X,7HSTRES X,8X,7HSTRES Y,8X,5HSHEAR)
792 64 FORMAT(1H ,2I10,5X,F10.4,5X,F10.4,5X,F10.4)
793 65 FORMAT(1H0,5X,5HLOAD,F10.5,5X,4HITR,14)
794
795 END

```

3) データの入力方法

Fig. 23のフォーマットでデータを入力する。

1	11	21	31	41	51	61	71
NELEM	NNODE	N TOP	NCONF	NTRACT	NDRAIN	IMATER	
DELTAT	TFINAL	PRATE	IASSOC				
X (1)	Y (1)	} NTOP					
NODE (1.1)	NODE (1.2)	NODE (1.3)	NODE (1.4)	NODE (1.5)	NODE (1.6)	} NELEM	
E (I)	V (I)	THICK(I)	DENS(I)	PKX(I)	PKY(I)	COHES(I)	FRICT(I)
E 0	V 0	THICK0	DENS0	PKX 0	PKY 0	COHES 0	FRICT 0
N(1)	N(2)	N(3)	-- NCONE				
M (I)	A (I)	} NTRACT					
N (1)	N (2)	N (3)	-- NDRAIN				

Fig. 23 データの入力形式

4) 出力例

```

CONSOLIDATION ANALYSIS (ELASTO-PLASTIC)
INITIAL DATA
NELEM      NNODE      NTOP      NCONF      NTRACT      NDRAIN      IMATER
 40         99         30        20         5           6           0
DELTAT      TFINAL    LOAD RATE ASSOCIATE
5.000      150.000    54.830      0
COORDINATE OF NODE
NODE      X      Y
 1         0.      8.000
 2         1.000    8.000
 3         2.000    8.000
 4         3.500    8.000
 5         6.000    8.000
 6        10.000    8.000
 7         0.      7.000
 8         1.000    7.000
 9         2.000    7.000
10         3.500    7.000
11         6.000    7.000
12        10.000    7.000
13         0.      5.500
14         1.000    5.500
15         2.000    5.500
16         3.500    5.500
17         6.000    5.500
18        10.000    5.500
19         0.      3.500
20         1.000    3.500
21         2.000    3.500
22         3.500    3.500
23         6.000    3.500
24        10.000    3.500
    
```

25	0.	0.
26	1.000	0.
27	2.000	0.
28	3.500	0.
29	6.000	0.
30	10.000	0.

NODAL NUMBER AROUND THE ELEMENT

NODE	NODAL NUMBER					
1	1	7	2	36	37	31
2	2	7	8	37	47	38
3	2	8	9	38	48	39
4	2	9	3	39	40	32
5	3	9	4	40	41	33
6	4	9	10	41	49	42
7	4	10	11	42	50	43
8	4	11	5	43	44	34
9	5	11	6	44	45	35
10	6	11	12	45	51	46
11	7	13	14	52	63	53
12	7	14	8	53	54	47

31	19	25	26	84	95	85
32	19	26	20	85	86	79
33	20	26	21	86	87	80
34	21	26	27	87	96	88
35	21	27	28	88	97	89
36	21	28	22	89	90	81
37	22	28	23	90	91	82
38	23	28	29	91	98	92
39	23	29	30	92	99	93
40	23	30	24	93	94	83

MATERIAL CONSTANTS OF ELEMENT

E	V	THICK	DENS	KX	KY	C	FAI
21.7000	0.	1.0000	0.	0.013400000	0.00117000	1.0000	5.0000

NODAL NUMBER AND VALUE OF FORCE

NO.	NODE	FORCE
1	2	-0.2500
2	3	0.
3	4	-0.5000
4	5	0.
5	6	-0.2500
6	7	0.
7	8	0.
8	9	0.
9	10	0.
10	11	0.

171	186	0.
172	187	0.
173	188	0.
174	189	0.
175	191	0.
176	193	0.
177	195	0.
178	197	0.

UNKNOWN NODE PRESSURE NUMBER

NO.	NODE NO.
1	7
2	8
3	9
4	10
5	11
6	12



7	13
8	14
9	15
10	16
11	17
12	18
13	19
14	20
15	21
16	22
17	23
18	24
19	25
20	26
21	27
22	28
23	29
24	30

TIME= 35.000

DISPLACE		
I#	1	-0.620
I#	2	-0.063
I#	3	-0.567
I#	4	-0.090
I#	5	-0.324
I#	6	-0.005
I#	7	-0.092
I#	8	0.067
I#	9	-0.011
I#	10	0.086
I#	11	0.046
I#	12	-0.488
I#	13	0.039
I#	14	-0.421
I#	15	0.059

I#	171	0.001
I#	172	0.180
I#	173	0.014
I#	174	0.019
I#	175	0.057
I#	176	0.100
I#	177	0.150
I#	178	0.182

WATER PRESSURE		
I#	1	1.0808
I#	2	1.0139
I#	3	0.9067
I#	4	0.4611
I#	5	0.0534
I#	6	-0.0295
I#	7	0.8935
I#	8	0.9212
I#	9	0.8303
I#	10	0.5641

I#	21	0.3338
I#	22	0.7916
I#	23	0.1578
I#	24	-0.0231

STRESS OF ELEMENT

NO.	STATE	STRES X	STRES Y	SHEAR
1	0	-0.7409	-2.5902	0.0934
2	1	-0.1315	-2.4411	0.0018
3	1	-0.0227	-2.1044	0.4717
4	0	-0.3680	-1.8243	0.3695
5	0	0.5185	-0.3956	0.3446
6	0	0.3757	0.1152	0.2278

7	0	0.3974	0.1584	-0.0644
8	0	0.4513	0.0143	-0.0640
9	0	0.1419	0.0190	-0.0374
10	0	0.0476	0.0128	-0.0322
11	1	0.7252	-1.5979	0.1381
12	1	0.4983	-1.6855	0.2548
13	1	0.4754	-1.3575	0.5445
14	0	0.5118	-0.9992	0.5864
15	0	0.3165	-0.4305	0.5850
16	0	0.1573	0.0030	0.4314
17	0	0.1839	0.1729	0.0859
18	0	0.1168	0.1363	0.0315
19	0	0.0549	0.0842	-0.0813
20	0	0.0271	0.0270	-0.0580
21	1	0.8946	-1.3082	0.1196
22	1	0.8866	-1.1792	0.1765
23	0	0.8105	-1.0416	0.3105
24	0	0.6991	-0.9408	0.4405
25	0	0.4616	-0.5648	0.4723
26	0	0.4226	-0.4839	0.3733
27	0	0.2261	-0.1666	0.2334
28	0	0.1005	0.0495	0.1177
29	0	0.0356	0.0863	-0.0289
30	0	0.0113	0.1192	-0.0268
31	0	0.8871	-0.9998	0.0157
32	0	0.8861	-1.0289	0.0733
33	0	0.8143	-0.9458	0.1509
34	0	0.7823	-0.8765	0.0843
35	0	0.6774	-0.7491	0.0982
36	0	0.5643	-0.6230	0.2014
37	0	0.3416	-0.3609	0.1471
38	0	0.2732	-0.2804	0.0569
39	0	0.0843	-0.0166	0.0120
40	0	0.0134	0.1277	-0.0007

LOAD= 0.60903      ITR= 116

5) プログラムの説明

1～13行； DIMENSIONの宣言。全て倍精度で計算させる。

14～51行； 要素数NELEM， 節点数NNODE， 頂点節点数NTOP， 拘束節点数NCONF， 表面力作用節点数NTRACT， 排水節点数NRAIN， 材料条件IMATER， 圧密計算時間間隔DELTA T， 圧密計算最終時間TFINAL， 荷重増加率PRATE， 関連・非関連流れ則の選択IASSOC， 頂点節点の座標X， Y， 要素を囲む節点番号NODE， 要素の材料定数(E,  $\nu$ , THICK, DENS, PKX, PKY, COHES, FRICT) などの初期データの入力とそのプリント。材料定数が均一なときはIMATER = 0， そうでないときはIMATER = 1を入力する。未知節点変位数(外力作用節点数)は  $NN = 2 \times NNODE - NCONF$  で， 未知間ゲキ水圧節点数は  $NP = NTOP - NRAIN$  で与えられる。またここでCOEFA, COEFB, COEFK の計算も行っている。

52～87行； 拘束節点番号N， 表面力作用節点番号Mとその大きさAを読み込んで， 外力作用節点番号NFORCEとその外力の大きさFORCEを計算し， 排水節点番号Nを入力して未知間ゲキ水圧節点番号NPRES を計算する。表面力作用節点以外では外力の大きさは0となる。

88～126行； 弾性マトリクス $D_E$  (DE)，  $\bar{Q}$  (QBAR)，  $d_{ij}$   $\bar{Q}$  (DQ) の設定と全体マトリクスSTIF, PRES, VISCの初期化。

127～315行； 要素毎の $Q_e$ ,  $L_e$ ,  $R_e$ を計算し， それを全体マトリクスへ入力して全体マトリクスQ, L, Rを作成する。

128～149行； 要素毎の材料定数が異なる場合， ここで $D_E$ と $d_{ij}$   $\bar{Q}$ の計算を行う。

150～168行； 要素の3頂点の座標をよみ，  $a_i$ ,  $b_i$ ,  $c_i$ の値の設定と面積AREAの計算を行う。

169～191行； 要素の節点番号と外力作用節点番号および未知間ゲキ水圧節点番号との対応の計算。この結果Nには全体剛性マトリクス〔Q〕における順位が， Mに

は全体間ゲキ水圧マトリクス〔R〕における順位が入る。NやMが0の場合は全体マトリクスへ入力する必要がない。

192～240行； U (UU)， V (VV)， UV (UV) の設定と $Q_e$  (STIFE) の計算。

241～278行；  $L_e$  (VISCE)，  $R_e$  (PRESE)の設定。279～305行；  $Q_e$ ,  $R_e$ ,  $L_e$ をそれぞれ全体マトリクスQ (STIF)， R (PRES)， L (VISC)へ入力する。

306～314行； 要素の体積力WEIGHTの計算と外力項FORCEの付加。体積力は要素の各節点に均等に分配する。

316～362行； Rの逆行列 $R^{-1}$  (PINV) の計算。

363～378行； 圧密計算を始めるに当り， 節点変位DISP， 節点間ゲキ水圧A， 要素の応力STRESを初期化しておく。また要素は始め弾性領域からスタートするのでIELEM = 0とする。近似式の係数は $\alpha$  (ALFA) = 0.5とする。荷重増加係数ALFAPと $\Delta t$ により外力の増分 $\{m_2 - m_1\}$  (FORCE)は

$$\{m_2 - m_1\} = \text{FORCE} \times \text{ALFAP} \times \Delta t \quad (212)$$

となる。ただし

$$\text{ALFAP} = \frac{c k E (1 - \nu)}{a^2 \gamma_w (1 - 2\nu)(1 + \nu)} \omega \quad (213)$$

aは任意の距離に関する定数で， たとえば分布荷重の載荷荷をこれに当てる。また $\omega$ は荷重増加率で次式で定義される。

$$\omega = \left(\frac{P}{C}\right) / T_v \quad (214)$$

ただしPは荷重， Cは粘着力，  $T_v$ は圧密時間係数( $T_v = \frac{C_v}{a^2} t$ )，  $C_v$ は圧密係数で

$$C_v = \frac{k (1 - \nu) E}{\gamma_w (1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (215)$$

いまFORCEとして単位荷重をとれば， 任意時間tに至るまでに加えられた荷重Pは次のようになる。

$$P = \text{ALFAP} \times t \quad (216)$$

379～429行；  $K = \alpha \Delta t Q + L^T R^{-1} L$  の計算とKの逆行列 $K^{-1}$ の計算。ここでSTIFには $K^{-1}$ が最終的

に記憶される。

430~453行; 弾塑性圧密計算の開始部分。圧密計算時間TIMEを決め、Iterationに左右されない定数項 $b' = -L\delta_1 + (1-\alpha)\Delta t R q_1$  (AN),  $a' = -L^T q_1 + \{m_2 - m_1\}$  (DLOAD),  $b = -L^T R^{-1} b'$  (BN) をそれぞれ計算して保存しておく。また $\delta_2^{(n)} = 1$ とする。

454~462行; Iterationの開始部分。 $a''$  (C(I)) = 0としておく。IIT=1でかつITR=0のとき(すなわち最初の計算)は直接節点変位を計算するところへジャンプさせる。また全ての要素が弾性領域にある場合はIterationを行う必要がないので、そのための判別定数ISTATEを初期状態にセットしておく。

463~701行; 要素毎の弾塑性マトリクスより

$$a'' = \Sigma \{ (Q_e - P_e) \delta_2^{(n)} + P_e \delta_1 \} \quad (217)$$

の計算を行う。

464~572行; 弾塑性の剛性マトリクスを求めるときと同じように要素毎の材料定数, 座標値, 面積, 全体マトリクスにおける順位NとM, そして要素の弾性マトリクス $Q_e$  (STIFE)を求める。

573~603行; ITR=0のときは $\delta_2^{(n)} = \delta_1$ から出発するので, 要素の弾塑性マトリクス $P_e = Q_e$ とすると結果的に同じであるためここでジャンプさせる。ITR  $\approx$  0のときは $B_m$  (VISCE)の設定をし,  $\{\Delta \varepsilon\} = [B_m] \{\Delta \delta\}$ より要素内のヒズミ増分 $\Delta \varepsilon$  (DSTRAN)を求めておく。ここに $[B_m]$ は要素の図心に生ずるヒズミ $\{\varepsilon_m\}$ と節点変位に関するマトリクスで

$$\{\varepsilon_m\} = [B_m] \{\delta\} \quad (218)$$

となる。

604~612行; ITR=1のときは $\{\Delta \sigma\} = [D_E] \times \{\Delta \varepsilon\}$ と $\{\sigma_0\} = \{\sigma_0\} + \{\Delta \sigma\}$ の計算を実行して圧密時間の変化による応力の変化を求めておく。ITR > 1のときはさらに要素が弾性領域にあるかどうかの判別が行われ, 弾性領域なら $P_e = Q_e$ の計算へ, 塑性領域なら塑性応力の増分 $\{\Delta \sigma_p\}$ を計算するところへそれぞれジャンプさせる。

613~633行; 要素が塑性なら $\{\Delta \sigma_p\}$ の計算へジャンプさせる。要素が弾性なら次に降伏条件fによる判別を

行い,  $f(\sigma_0) < 0$ なら弾性が継続しているので $P_e = Q_e$ へ移行させる。 $f(\sigma_0) \geq 0$ のときはこの時点で塑性破壊が生じたので, つづいて弾性応力を正しい弾塑性応力へ還元させるためのファクター-rの計算と, それによるヒズミ増分の補正 $\{\Delta \varepsilon\} = (1-r) \{\Delta \varepsilon\}$ を実行する。

634~667行; ここで塑性領域に入った要素の弾塑性マトリクス $D_p$  (DD)と応力増分 $\Delta \sigma_p$ , 応力 $\sigma$  (STRES)を求める。

668~686行; 弾塑性マトリクス $P_e$  (STIFP)の計算を行い, 要素の状態を塑性 (IELEM(IJ) = 1), 判別定数ISTATE = 1に設定する。

687~689行; 要素が弾性領域については $P_e = Q_e$ としておく。

690~700行;  $a'' = (Q_e - P_e) \delta_2^{(n)} + P_e \delta_1$ の計算を行い,  $\Sigma a''$ の累算を実行する。

702~713行; ISTATE = 0のときは全ての要素が弾性状態のままなのでIterationは行われない。

ISTATE = 1のときは節点変位の計算 $\delta_2^{(n+1)} = K^{-1} (\alpha \Delta t a + b)$ を実行させる。そして $\Delta \delta = \delta_2^{(n+1)} - \delta_2^{(n)}$ ,  $\delta_2^{(n)} = \delta_2^{(n+1)}$ の計算によって変数の値の更新を行う。

714~718行; ITR=0のときは全ての要素が弾性でも応力の計算が必要なので必ずIterationを繰返させる。ITR > 0のときは節点変位増分 $\Delta \delta$ の絶対値合計が微小(ここでは $5 \times 10^{-3}$ になったときIterationを終了させる)。

720~734行; 求められた節点変位を $\delta_1$  (DISP)に更新し, さらに $\delta_1$ における節点間ゲキ水圧 $q_1$  (A)を計算する。

735~748行; 圧密時間 (TIME)とその時点における節点変位 (DISP), 節点間ゲキ水圧 (A), 要素の弾塑性判別 (IELEM), 要素の応力および荷重とIteration数 (ITR)をプリントさせる。

753~794行; フォーマット文。

#### 4. 計算例と考察

1) 帯状分布荷重を受けた地盤の弾塑性解析

農道などのように帯状分布荷重を受けた地盤が荷重の増加に伴ってどのような変形をするかを解析したものである。

解析に使用した有限要素モデルはFig. 24に示したように地盤の厚さ $H = 8\text{ m}$ 、巾 $2B = 20\text{ m}$ 、載荷巾 $a = 4\text{ m}$ である。地盤の表面は排水面で非拘束、側面は非排水で非拘束、底面は非排水でかつ鉛直方向の変位を拘束した。材料定数は全ての要素で均一とし、 $E = 200\text{ t/m}^2$ 、 $\nu = 0.3$ 、透水係数 $k_x = k_y = 0.01\text{ m/日}$ 、粘着力 $C = 1.0\text{ t/m}^2$ 、内部マサツ角 $\phi = 30^\circ$ である。また非関連流れ則を適用させている。荷重 $P$ は一定の割合で増加させ、とくにここでは荷重増加率 $\omega = 143$ の場合と $\omega = 0.143$ のものについて詳しい検討を行った。

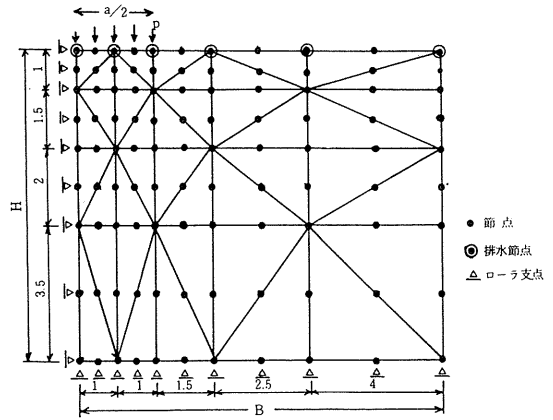


Fig. 24 弾塑性解析の有限要素モデル

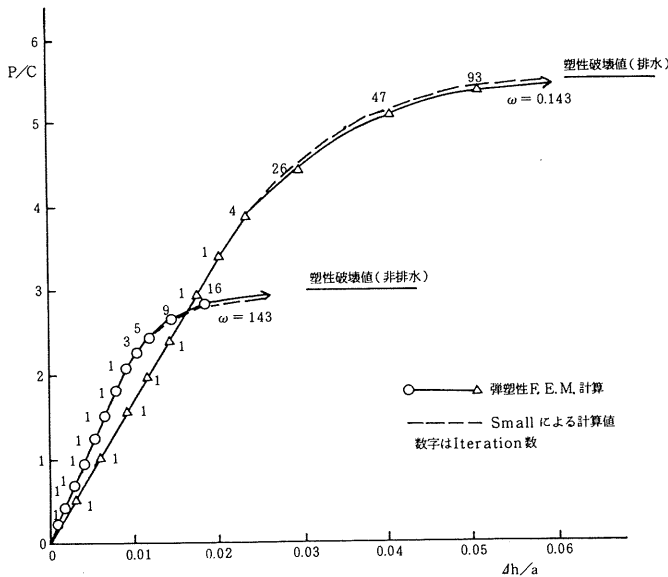


Fig. 25 荷重-沈下量曲線

Fig. 25 は中心部表面における荷重と沈下量の関係を示したものである。荷重増加率 $\omega = 143$ と $\omega = 0.143$ の両曲線とも一定の荷重で変位が無限大に近づき、ここで地盤が完全に塑性破壊されている様子が現れている。この塑性破壊荷重はBookerによる塑性理論値<sup>3)</sup>に一致し、とくに $\omega = 143$ では $C$ と $\phi$ が非排水条件の場合に、

$\omega = 0.143$ では排水条件の場合にそれぞれ相当している。また両曲線ともSmallによる計算値<sup>2)</sup>(破線)とよく一致している。図中の2曲線の傾向は荷重増加率が小さい。すなわち盛土などの載荷をゆっくりと行った圧密では破壊荷重が大となり、逆に急速載荷では小さい荷重段階で破壊に至るということを示しており、農道などの施工上

非常に重要な知見であると思われる。実際の施工に当っては地盤の強度定数を考慮して盛土などの载荷速度を決める必要がある。とくに $\omega = 143$ のものは急激に完全塑性破壊に達する傾向が図に示されている。

図中の線上に示された数字は弾塑性解析におけるIteration数を示したものである。これが1のものは要素が

全て弾性領域にあるもので、荷重-沈下量曲線もこの部分では直線的に進行している。数字が2以上の部分では地盤の中に部分的な塑性領域が発生し、それが次第に発達しているわけであるが、荷重-沈下量曲線もこの区間では曲線となり最終的に塑性破壊値に達する様子がよく表れている。

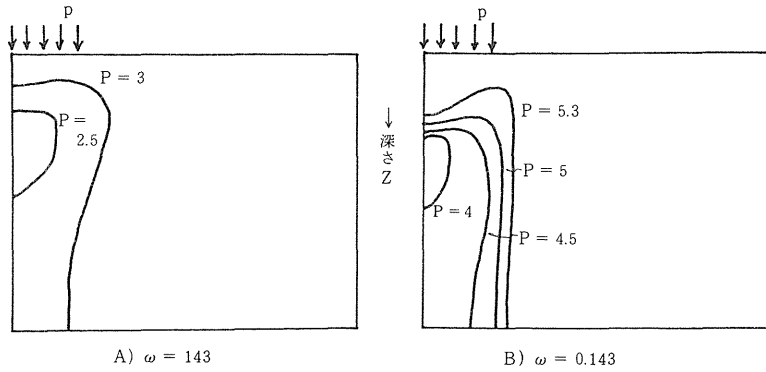


Fig. 26 塑性破壊領域の発達

Fig. 26はこのような塑性破壊領域が地盤の中でどのように発達しているか具体的に示したものである。 $\omega = 143$ と $\omega = 0.143$ の両方も载荷面の直下で圧密層のほぼ中央部より少し上の処から塑性域が発達し、それが次第にその周辺に拡大されてゆく過程が示されている。図に現れているように、塑性領域が進行する場所的变化は荷重増加率の違いによってもほぼ同じような傾向であるが、ここでも $\omega = 143$ の方が急激に塑性領域が拡大さ

れるといった速度の差異が示されている。

Fig. 27では圧密層の中心部における間ゲキ水圧の深さによる変化が示されている。間ゲキ水圧については荷重増加率の違いによってその現れ方が全く異っている。 $\omega = 143$ の急速载荷では荷重が増加するに伴って一般に間ゲキ水圧も増加し、そのピークは载荷面に近い表層に現れている。また間ゲキ水圧の大きさも $\omega = 0.143$ と比較して非常に大きい。一方 $\omega = 0.143$ の低速载荷では間

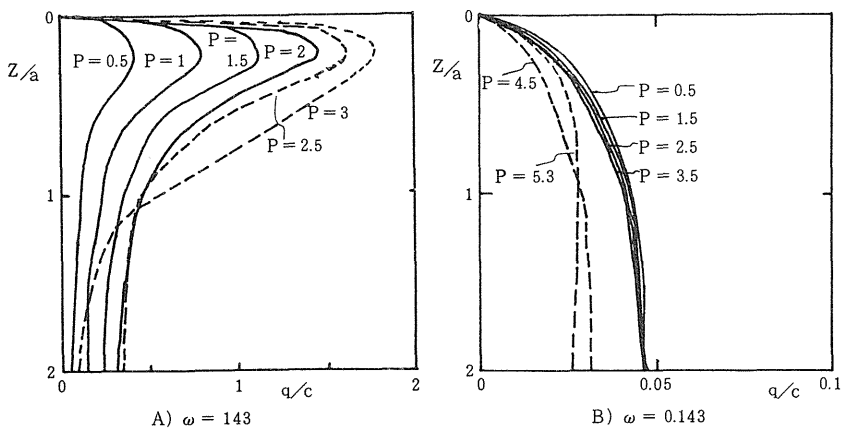


Fig. 27 間ゲキ水圧の変化

ゲキ水圧は表面の排水面から底部の非排水面に向けて少しずつ増加し、また塑性破壊に近づくまではその変化も殆どなく一定である。

以上のことは、急速荷重では圧密による間ゲキ水圧の消散速度よりも荷重増加による間ゲキ水圧の増加速度が優っているため間ゲキ水圧が次々と増加するということであり、一方 $\omega = 0.143$ ではこの両者の速度がほぼつり合っているため間ゲキ水圧の変化が余りないということを示している。したがって急速荷重で盛土をする場合などは間ゲキ水圧の増加が先行して有効応力の増加は余り

期待できないものとなるので、一般の圧密による地盤強度の増加傾向と比べると大分様子が異なることに注意しなければならない。

Fig. 28 は表層全域の沈下量を荷重段階ごとに表示したものである。

$\omega = 143$  と  $\omega = 0.143$  のどちらも荷重部分で沈下が進行し、中心部から10m離れた地点では地盤の隆起が起っており、この現れ方は両者ともほぼ同一である。また塑性破壊に近づいた時点で両者とも中心部が急激に落ち込んでゆく様子が現れている。

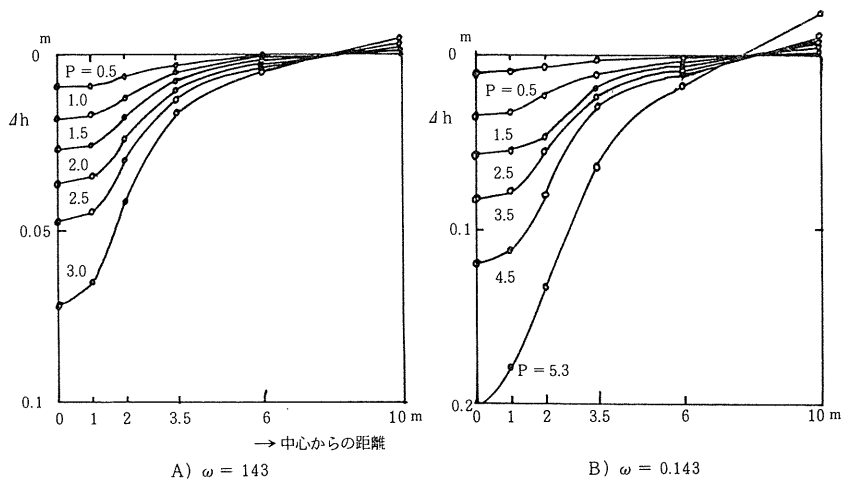


Fig. 28 表面沈下量の変化

## 2) 真瀬の解析例

茨城県谷田部町真瀬地区では昭和51年12月に県営圃場整備事業の1つとして農道が施工された。しかし施工後1ヶ月を経た時点での調査によれば盛土材(砂)は全て軟弱な泥炭地盤中に埋没し、地盤は著しい破壊を生じたと想定された。そこでこの真瀬のケースについて弾塑性圧密解析を適用し地盤の変形がどのように起ったのか理論的解析を試みることにする。

計算に使用した地盤の有限要素モデルはFig. 24と同一のもので、圧密層厚 $H = 8$  m、荷重巾 $a = 4$  mである。真瀬地区では小貝川の河成堆積物として軟弱な泥炭層が広く分布し、平均してその層厚は3~5 mであるが、厚い処では8 mに及ぶところも見られる。とくにこの泥炭

層の厚いところが問題となったため、解析では $H = 8$  mとしている。

実際に施工された盛土は昭和51年12月15日から翌年1月15日までの約30日間に6回行われた。1回の盛土は平均30 cmの層厚で合計して180 cmの盛土であった。盛土材の単位体積重量は $1.45 \text{ g/cm}^3$ であるから1回の盛土による荷重の増加は約 $0.435 \text{ t/m}^2$ である。また平均して5日おきに盛土が行われ荷重増加率 $\omega$ は54.83と計算される。解析に使用した要素の材料定数は土質試験結果より $E = 21.7 \text{ t/m}^2$ 、 $\nu = 0$ 、水平方向透水係数 $k_x = 0.0134 \text{ m/日}$ 、鉛直方向透水係数 $k_y = 0.00117 \text{ m/日}$ 、粘着力 $C = 1.0 \text{ t/m}^2$ 、内部マサツ角 $\phi = 5^\circ$ をそれぞれ採用し、泥炭地盤内で全て均一とした。また塑

性破壊条件として関連流れ則を適用した。

有限要素法による解析の結果 Fig. 29 から Fig. 31 までの関係が得られた。まず Fig. 29 に示された荷重-沈下量曲線によれば、6回までの盛土（盛土合計 180 cm）までは弾性地盤としてほぼ直線的な変化をしているが、7回目の盛土からは塑性破壊が進行し、その後は急速に完全な破壊に至ることがわかる。この場合の限界の荷重は約  $3.1 \text{ t/m}^2$  である。

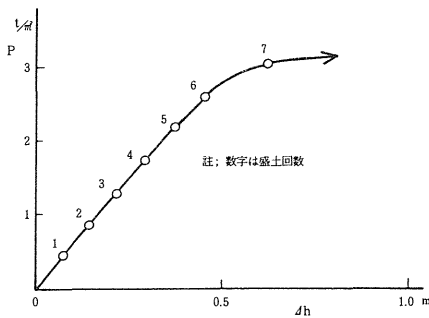


Fig. 29 荷重-沈下量曲線（真瀬の例）

真瀬で実際に盛土されたのは6回までで、荷重は  $2.62 \text{ t}$  であるが、これは限界値にかなり接近した荷重に相当している。さらに実際の施工においては盛土材の重量のほかにブルドーザやダンプカーなどの車輛荷重が加っており、全荷重が  $3.1 \text{ t/m}^2$  を超えていたことも容易に想像される。したがって真瀬の泥炭地盤が盛土によって破壊状態に達したことが弾塑性圧密解析によって理論的にも裏付けられたのである。

Fig. 30 は中心部の深さ別に間ゲキ水圧の変化をプロットしたものである。これは前述の一般例における  $\omega = 143$  の場合に酷似した様子呈しており、5日に一度の盛土がかなり荷重速度の早い部類に入ることを示している。したがって荷重速度をもう少し遅くしてゆっくりと盛土を行えば塑性破壊荷重も増加して6回だけの盛土では破壊に至らなかったとも言える。

Fig. 31 は各盛土段階における地盤表面全体の沈下量を表したものである。図から明らかなように盛土の直下

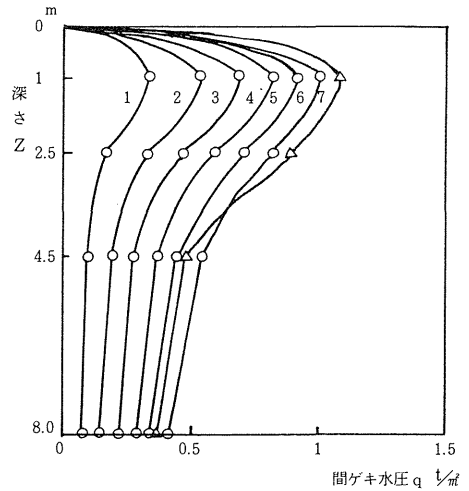


Fig. 30 間ゲキ水圧の変化

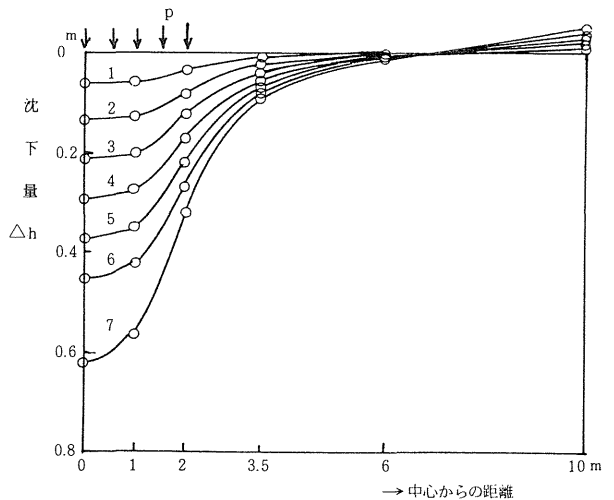


Fig. 31 表面沈下量の変化

に集中的に大きな沈下が生じており、盛土材は結局この沈下に伴って下方に埋没したと考えられる。これは観測事実とも一致している。

## 第4章 沈下現象の解析

### 第1節 農道の沈下量観測

#### 1. 調査地点の概要

本調査地域は Fig. 32 に示すように茨城県谷和原村福



岡地区内にあり、小貝川と標高 20～23 m の台地との間にある沖積低地である。本地域は 1977 年までに県営の圃場整備事業が完了し、つづいて本地域の中央部を南北に走る延長約 3 km の基幹農道が予定された。

しかし農道予定地には厚さ 2～3 m の軟弱な泥炭層が堆積し、農道の上載荷重による沈下が懸念された。そこでその対策としてあらかじめ農道の自重と交通荷重とを合わせた盛土荷重を載荷して圧密沈下させ安定化を図るプレローディング方式が提案された。

まず農道予定地のほぼ中央部で泥炭層が最も厚と思われる地点に試験盛土区を設定し、1978 年 1 月から盛土が開始された。試験盛土による沈下量の追跡調査は約 1 年間行われ、その結果から農道の全路線について本施工においてもプレローディングの盛土を実施することが決定された。全路線は 3 つの工区に区分され年次計画によ

って 1978 年 12 月からつぎつぎと盛土され、現在第 1 工区の表面舗装と第 2 工区の下層路盤施工までが完了している。この間全路線にわたって沈下量の調査が継続された。

## 2. 調査地域の地質状況

本地域は小貝川の左岸沖積低地で N 値が殆ど 0 の軟弱な腐植層（泥炭層）が広く分布している。地質の調査は試験盛土の N 区と S 区でボーリングが約 10 m の深度まで行われ、また農道予定の全路線については 60～100 m 間隔でオーガーボーリングが行われた。Fig. 33 に全路線の平面図を、Fig. 34 にはオーガーボーリング結果から描いた全路線の地質断面図を示した。また Fig. 35 にはボーリング結果を地質柱状図で示した。

Fig. 34 によれば泥炭層の厚さは南側が約 3 m、北側では薄くなって 1.5 m 程度であるが、部分的にシルト層

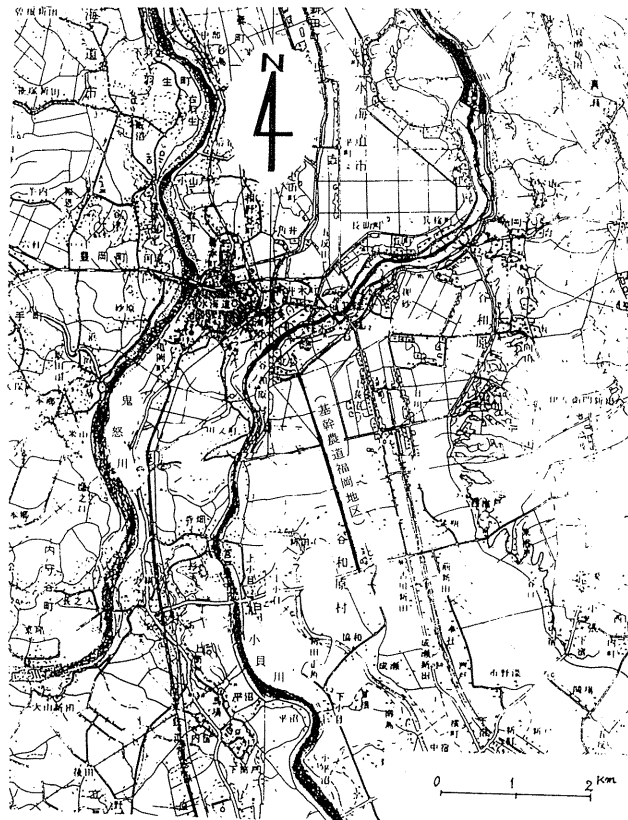


Fig. 32 調査地域図

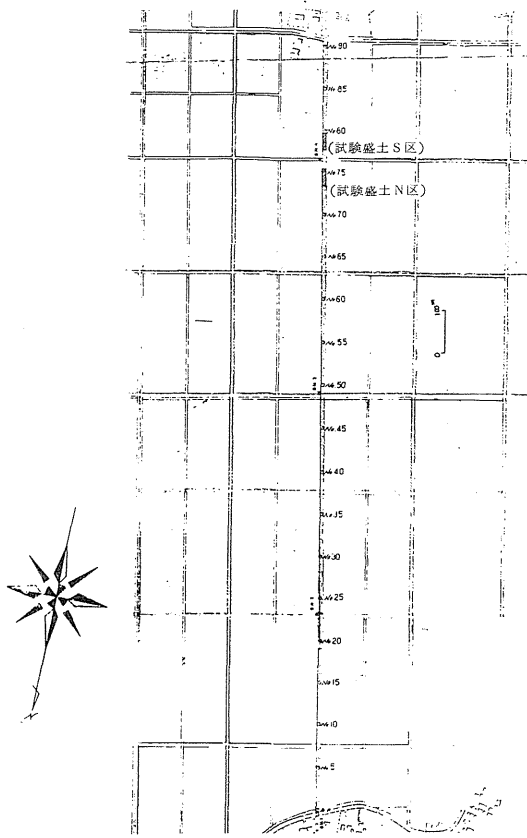


Fig. 33 全路線の平面図

を含んだり、またシルトと混在していたりしてかなり場所による変化がみられる。

ボーリングによって詳細に調べたFig. 35では泥炭層の厚さはN区で3.0 m, S区で2.25 mである。この泥炭層が沈下板の観測によって主たる圧密層であることが確認された。泥炭層の上部には比較的締固まったシルト層が厚さ1 m前後で分布している。これは盛土砂が直接泥炭層中に埋没するのを防ぎいわばシートの役割を果たしている。泥炭層の下部には砂・シルトおよび泥炭の各層が堆積しているが、その層序層厚は場所によって異なっている。

以上の各層は小貝川の河成堆積物と考えられ、河川流況の変化に対応した混合層である。地表面下8 m以深には洪積世の海成堆積物と考えられるよく締った砂層が堆積し、本地域の基盤層となっている。

### 3. 泥炭層の土性

Table. 5 に圧密層を構成する泥炭の土性を示した。本地域の泥炭においても他の一般的な泥炭とほぼ同じような性質が示されている。すなわち自然含水比、間ゲキ比、有機物含有量がかかなり高く、単位重量、真比重が小さい。また繊維質分が明らかに認められ、一部には分解が進んで黒泥化しているものもある。透水性は割合小さ

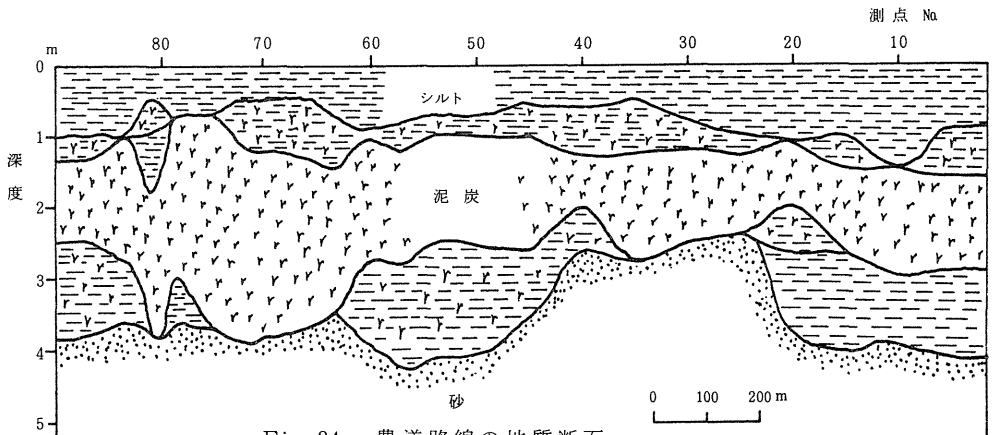


Fig. 34 農道路線の地質断面

く、水平方向  $10^{-3} \text{ cm/min}$ , 鉛直方向が  $10^{-4} \text{ cm/min}$  程度である。圧縮性はきわめて大きく  $C_c$  は 2 ~ 5 を示している。圧密係数  $C_v$  については  $10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$  程度

である。また圧密実験では二次圧密が顕著である。

### 4. 調査の方法

本施工に先だち基幹農道予定路線上の2カ所に試験盛

Table 5 圧密層の土性

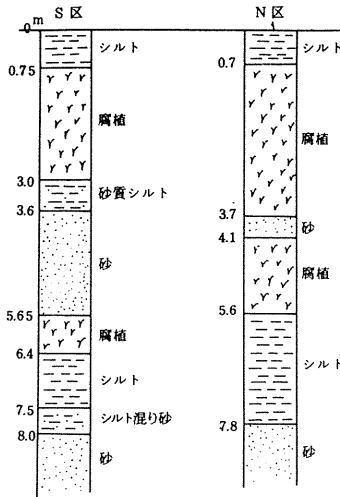


Fig. 35 地質柱状図

分類	type	泥炭 Pt
真比重	Gs	2.1~2.4
自然含水比	w	172~298%
間ゲキ比	e	3.7~6.5
飽和度	Sr	100%
	LL	223
	PL	102
	PI	121
	Cc	2~5
単位体積重量	$\gamma_t$	1.2 g/cm <sup>3</sup>
透水係数(鉛直)	$k_z$	8.1 × 10 <sup>-5</sup> cm/min
" (水平)	$k_x$	9.3 × 10 <sup>-4</sup> cm/min
有機物含有量		40~55%

土区 (N区とS区) を設定し, Fig. 36 のように盛土断面を変えた2種類の盛土が行われた。延長はN区, S区とも40mである。盛土は下部と上部の2層に分け, 下部

層には砂 (成田層の山砂,  $\gamma_t = 1.63$ ), 上部層には関東ローム ( $\gamma_t = 1.32$ ) を使用した。下部層の砂は沈下後も路床の一部としてそのまま使用できるものとした。

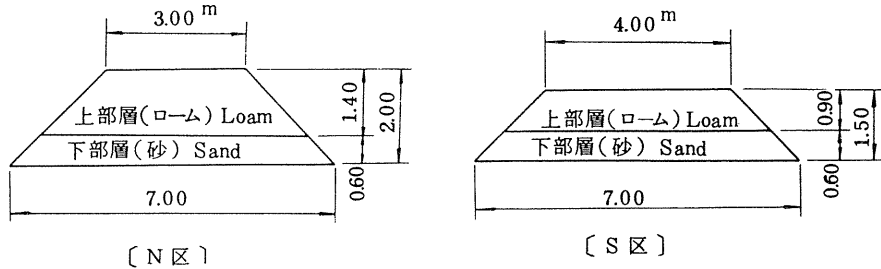


Fig. 36 試験盛土断面

試験盛土区の調査に使用した観測器の配置がFig. 37に示されている。農道直下の各地層別沈下量をみるため, 各地層の境界ごとにスクリュー式沈下板を設置した。盛土直下の地表面にはT型沈下板を設置した。また周辺の田面高に及ぼす影響をみるため農道周辺には1~5mおきに沈下ゲイを設置し, 農道から50m離れた地点までの田面高の変化を調べた。さらに各地層に生ずる間ゲキ水圧の変化をみるため各地層の中央部にスタンドパイプ式地下水位管 ( $\phi 30\text{mm}$ ) を埋設した。農道から50m離れた地点には地下水位管 ( $\phi 60\text{mm}$ ) を設置し, 自由

地下水位の変化をみた。なお沈下板の上部は盛土施工中の作業性を考慮してチェーンにつけたマークの沈下を水準測量によって追跡した。また地下水位管についても上部はビニールホースとし, 水位の変化は電気接触式水位計によって調べた。このほか土中の応力増加やブルの転圧力をみるための土圧計と側方変位を調べるためのフレキシブルパイプを設置した。

農道全路線にわたる沈下量の観測は盛土中心部の表面にT型沈下板を40mおきに設置して行れた。

### 5. 試験盛土区の沈下量観測

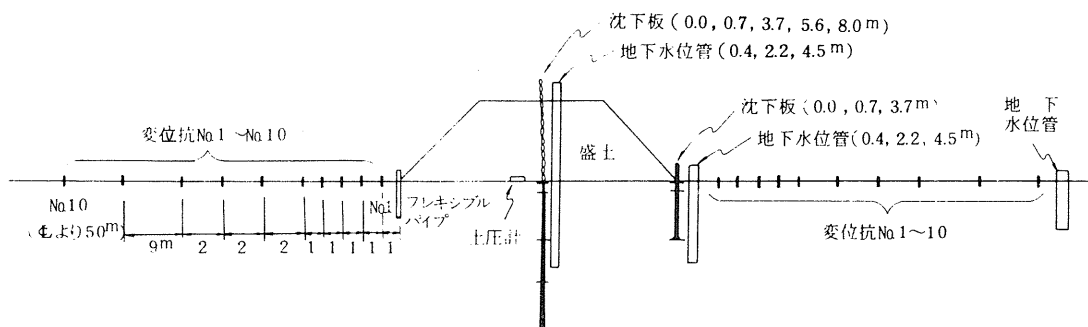


Fig. 37 観測器設置図

1) 盛土部の沈下量

Fig. 38 と Fig. 39 に沈下板の実測沈下量を示した。これをみるとN区, S区とも〔0 m〕の沈下量が最も大

きく、つづいてN区〔0.7 m〕とS区〔0.75 m〕が大きい。これら上部2つの沈下板よりも下位にある沈下板はN区, S区とも殆ど沈下をしていない。

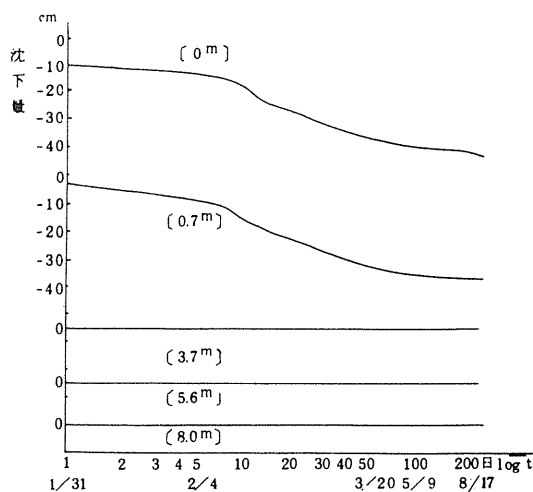


Fig. 38 N区沈下板時間沈下曲線 (cm)

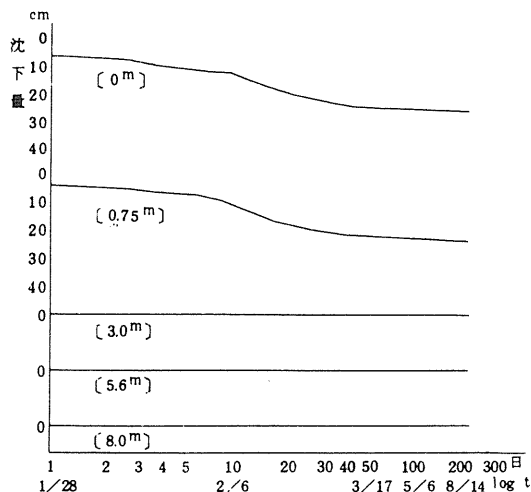


Fig. 39 S区沈下板時間沈下曲線 (cm)

これを各層別の最終沈下量で示したのが, Table 6 である。Table 6 の第2層は地質柱状図における泥炭層であって, 盛土による圧密沈下を支配的にうける圧密層となっていることがわかる。また第2層の沈下量はほぼ層厚に比例した値となっている。

2) 田面高の変化

Fig. 40, 41, 42, 43 に周辺田面に立てた変位杭の時間沈下量を示した。これを農道からの距離別に最終沈

下量を整理したのがTable 7 である。

田面高は農道のノリ尻より2 mまでは盛土による影響をうけていない。むしろ地下水位の上下による影響を強くうけ, 地下水の変動に対応した田面高の変化をしている。これを道路中心から5.0 m離れたNENO. 10とSENO. 10の田面高について比較してみたのがFig. 44である。測定値によれば地下水位が1.3 m上昇することによって田面高はN区, S区とも4.8 cm程度の上昇がみら

Table 6 各層別最終沈下量

	表層 N区 0~0.7m S区 0~0.75m		第2層 N区 0.7~3.7m S区 0.75~3.0m		下層	全層の沈下量	
	塩	ノリ尻	塩	ノリ尻		塩	ノリ尻
N区	5.4 cm	3.0	32.2	11.3	≒ 0	37.6	14.3
S区	3.6 cm	3.0	22.6	9.9	≒ 0	26.2	12.9

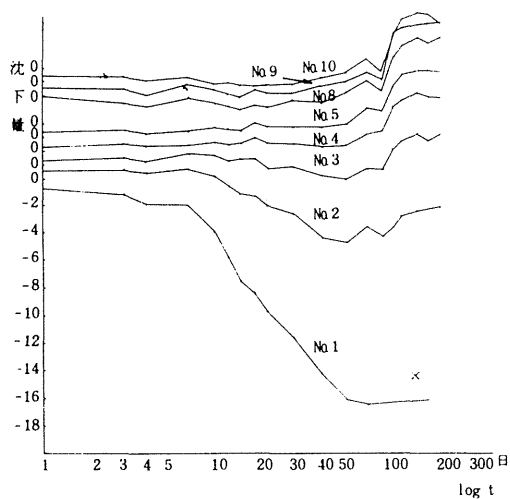


Fig. 40 変位杭 (NE) の時間沈下曲線

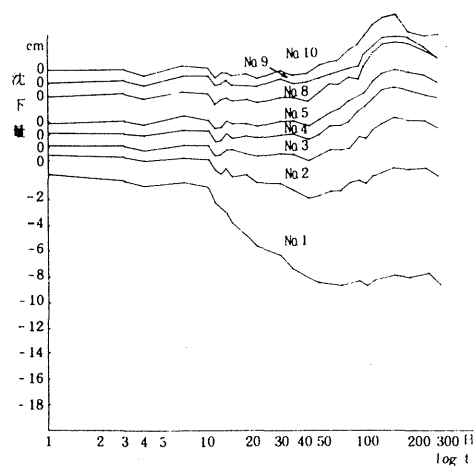


Fig. 41 変位杭 (SE) の時間沈下曲線

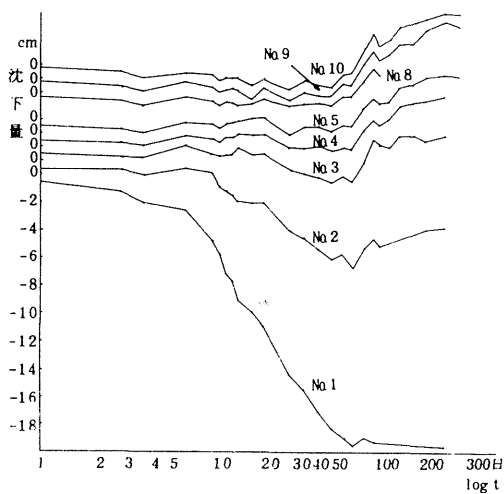


Fig. 42 変位杭 (NW) の時間沈下曲線

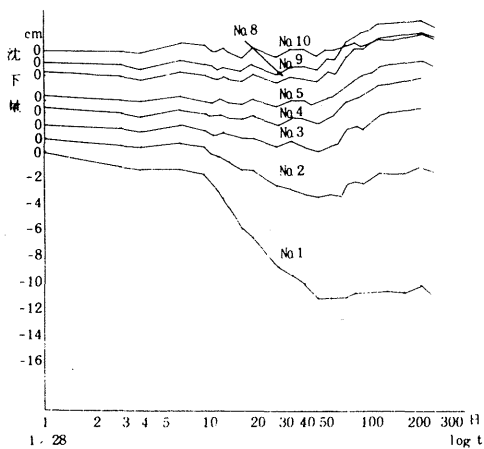


Fig. 43 変位杭 (SW) の時間沈下曲線

れる。

Table 7 田面高の変化

	ノリ尻 (No 1 杭)			ノリ尻より1m (No 2 杭)			ノリ尻より2m (No 3 杭)			ノリ尻より20m (No 9 杭)		
	E側	W側	平均	E側	W側	平均	E側	W側	平均	E側	W側	平均
N区	-17.3 cm	-19.6	-18.5	-4.3	-4.8	-4.6	-0.1	+0.8	+0.4	+1.9	+3.9	+2.9
S区	-8.7 cm	-11.1	-9.9	-1.3	-2.6	-2.0	+1.5	+1.1	+1.3	+1.9	+2.9	+2.4

(- 沈下, + 上昇)

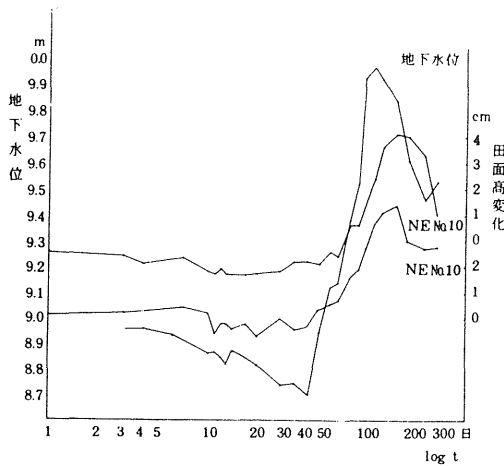


Fig. 44 地下水位と田面高の変化

### 3) 断面の変形

最終沈下量観測ののちN区とS区盛土部の中央部を掘削し、断面の変形の様子を確認した。また圧密進行中における断面変形は農道中心線部とノリ尻部の沈下量の比較と、フレキシブルパイプの観測によって追跡した。

その結果によれば盛土下部の沈下量は中心部の方がノリ尻よりも大きく、ノリ尻の最終沈下量は中心部の沈下量に対してN区で約4割、S区で約5割の値であった。このようにN区とS区で比率が異なるのは圧密層厚の違いによって地中の応力分布が異なるからであろうと思われる。

また盛土材は鉛直方向に沈下したのみで横方向への流亡は見られなかった。これに対応して地盤の変形も鉛直方向のみであり、横方向のいわゆる膨れ上がりは生じな

かった。周辺田面高の観測によっても、盛土部の沈下に引きずられて生じた沈下はあっても、表面の膨れ上がりは認められなかった。したがって盛土部が極端に沈下するような場合にはむしろ周辺田面には引張性キレツの発生が考えられる。

このような沈下の特徴は泥炭が主としてセシ質が堆積した構造からなるため、鉛直方向の圧縮による変形に対して横方向の変位が殆ど生じないという性質、すなわちポアソン比が殆ど0に近いことによると考えられる。

### 4) 間ゲキ水圧の変化

圧密層の中心部に埋設した地下水位管 ( $\phi 30\text{ mm}$ ) の水位と自由地下水位との差から各層の過剰間ゲキ水圧を求めた結果をFig. 45に示した。

N区、S区とも圧密によって過剰間ゲキ水圧が発生しそれが時間とともに減衰していることが示されている。また過剰間ゲキ水圧が0に消散する時期と圧密終了の時期はほぼ一致している。

しかしこの方法で測定された過剰間ゲキ水圧は盛土終了後2~3日遅れてピークに達し、しかもこのピーク値は推定全増加応力の3割程度の大きさにしか達していない。また過剰間ゲキ水圧の変化から示される圧密度は実測沈下に基づく圧密度よりもかなり遅れており過剰間ゲキ水圧の変化は実際の圧密の進行度合を必ずしもよく表していない。

このような間ゲキ水圧変化の現象は測定方法の誤差によるところが大きい。すなわちスタンドパイプ式の間ゲキ水圧測定ではパイプ内水位の上下にタイムラグが生じ、これを無視することはできない。したがってFig. 45に

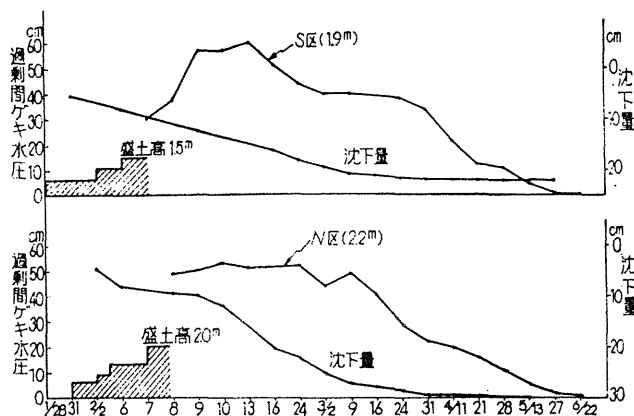


Fig. 45 過剰間ゲキ水圧の時間変化

現れた結果は圧密層のおおよその圧密進行の傾向を示しているものであり、たとえば圧密終了の時期を判断するための補助的な観測値としての意味をもっていると考えられる。

5) 実測沈下量の経時変化

Fig. 46 と Fig. 47 に N 区と S 区の実測時間沈下量曲線を示した。図中には盛土中心部と盛土ノリ尻部の表面沈下量が示されている。N 区、S 区とも盛土が最終的に終了した時点から急速に沈下が進行している様子が表れている。中心部の最終沈下量は N 区 3.4 cm、S 区で 24.8 cm と観測されたが、これはそれぞれの地点の泥炭層厚（

N 区で 3.0 m、S 区で 2.25 m）にほぼ比例した値である。また中心部における 90% 圧密に要した日数は N 区、S 区とも 35 日付近であり、盛土完了後からみると約 25 日前後となっている。

盛土ノリ尻部については最終沈下量が N 区で 1.4 cm、S 区で約 1.3 cm である。これは中心部の沈下量に対して 4 割から 5 割の値である。またノリ尻部の沈下は中心部ほど急激ではなく、全体的に最終沈下量に落ちつく時間は若干早い傾向がみられる。

Fig. 46 と Fig. 47 には一次元圧密理論で計算した時間沈下量曲線（盛土中心部）も併記されている。N 区、

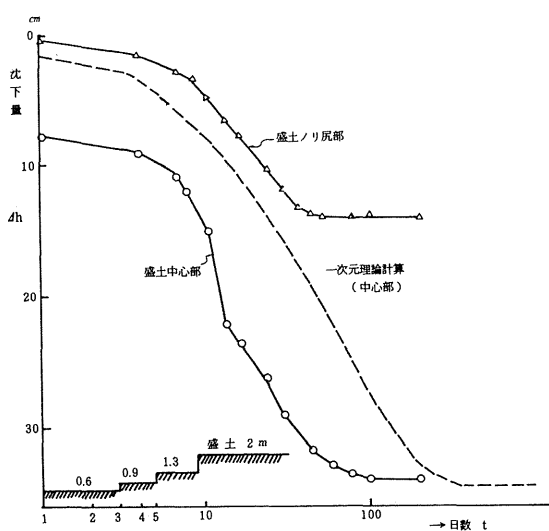


Fig. 46 時間-沈下量曲線 (N区)

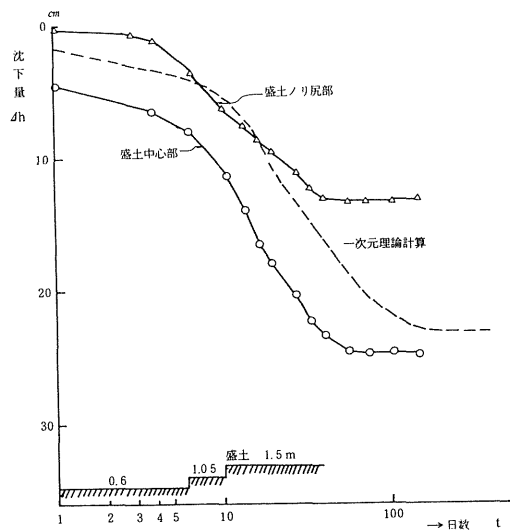


Fig. 47 時間-沈下量曲線 (S区)

S区とも最終沈下量についてはよく一致していることがわかる。計算に使用した沈下量の式は

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n m_{vi} H_i \Delta P_i \quad (219)$$

である。ただし  $m_v$  は一次元圧密試験結果より得られた体積圧縮係数、 $\Delta P$  は動的荷重を含む盛土による地中増加応力、 $H$  は圧密層厚として  $i$  は盛土の荷役段階である。

時間沈下量については図から明らかなように一次元圧密の計算値よりも実測値の方がかなり早く沈下が進行する結果となっている。 $C_v$  値でいえば2~4倍大きな値である。このことは農道のように二次元状態で行れるような圧密現象を一次元理論で推定することが本質的に困難であることを示している。

また一般に泥炭層の圧密は二次圧密が大きいことや、固体部分の圧縮変形が無視できないこと、および圧密過程における材料の諸定数の変化が顕著であることなどから、Terzaghiの圧密理論を適用することは困難であるとされている。また泥炭地盤の物理工学的性質のばら

つきは大きく、標準圧密試験の結果から、ただちに沈下の経時変化を適切に予測することも困難であるとされている。

なおブルの転圧力などの動的荷重については土圧計による測定結果から静的接地圧の2.5倍を動的荷重とみなした。さらに動的圧密試験を行った結果、動的試験の  $m_v$  値が静的試験値の0.3倍となったため、動的荷重の0.3倍を静的荷重とみなし、 $m_v$  は静的試験値をそのまま使用して沈下量の計算に加えた。動的圧密試験による  $C_v$  値に関しては静的試験値と殆ど差がないため沈下時間の計算では静的  $C_v$  値をそのまま使用した。

### 6. 本施工による沈下量観測結果

Figs. 48, 49, 50, 51 に農道の本施工後観測された沈下量の経時変化を示した。図に示した測点NO. 57, 61, 71, 81の各地点はいずれも1978年11月2日から盛土が開始された工区のものである。図では760日後の1980年12月1日までの実測沈下量(盛土中心部)がプロットされている。

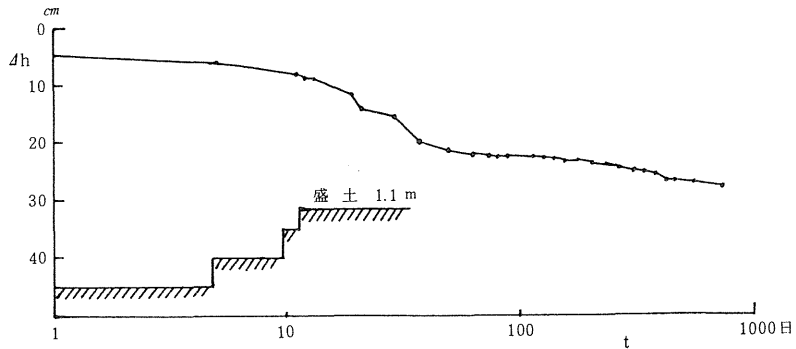


Fig. 48 時間沈下量 (NO. 57)

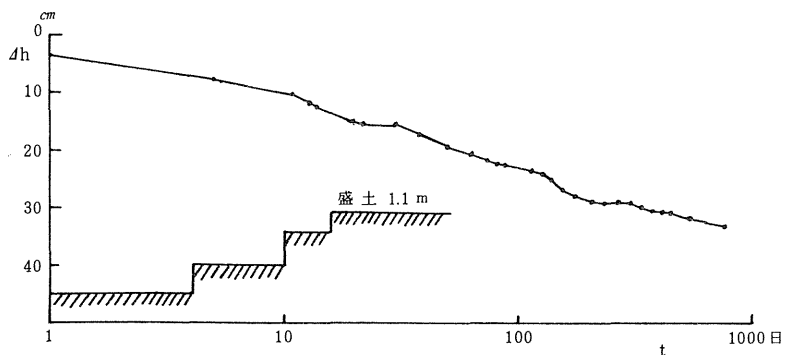


Fig. 49 時間沈下量 (NO. 63)



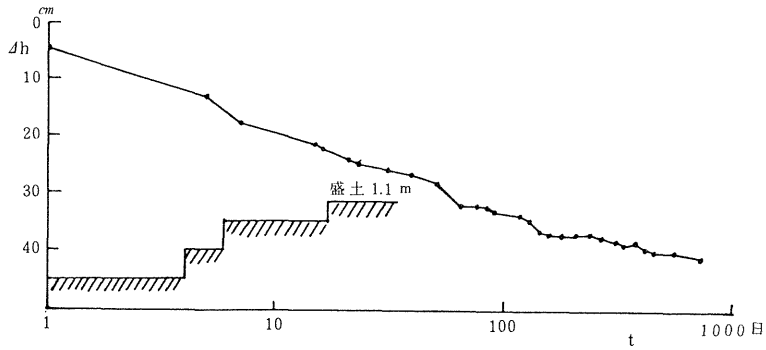


Fig. 50 時間沈下量 (NO. 71)

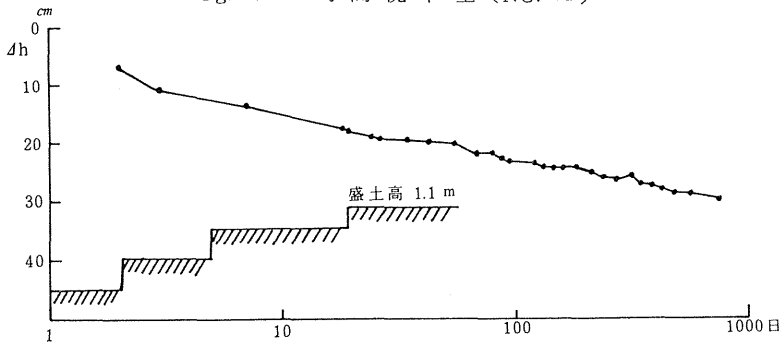


Fig. 51 時間沈下量 (NO. 81)

盛土の方法はFig. 52に示したように現地盤整形のち高さ1.1mの砂盛土が4層に分けて施工された。盛土砂には成田層の山砂 ( $G_s = 2.72$ ,  $\gamma_t = 1.88$ ,  $w = 14.8\%$ ) を使用した。

Fig. 48～51に現れた沈下量の変化をみるといずれもクリープの沈下の特徴を有しており、沈下速度の差異は

あるが、ほぼ経過日数の対数に対して直線的に沈下が進んでいるのがわかる。とくにNO. 63, 71, 81の各測点では始めから直線的である。NO. 57測点では始めのうちは標準的な圧密曲線に近い変化を示しているが、50日をすぎたあたりからクリープ沈下の傾向が顕著に現れている。

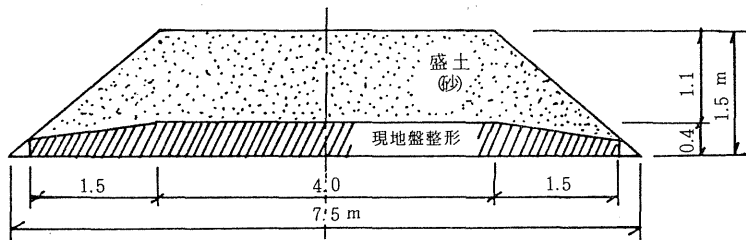


Fig. 52 盛土断面 (本施工区)

このような傾向は試験盛土では見られなかったものである。本施工の盛土では施工中および施工後もかなりの車輛が通行しており、このような動的荷重が繰返し荷重として地盤に作用している。また地下水位の年間変動も繰返し荷重として圧密に影響を与えている。このような繰返し荷重によって圧密沈下がクリープ的になったとい

うことは十分に考えられることである。

また泥炭では二次圧密が顕著であることから長期間の観測によって実際の地盤でもクリープ沈下が生じていることを立証しているのかも知れない。またこのような沈下傾向には荷重の増加速度も影響しているようである。試験盛土では工区が短いため9～10日で全ての盛土が終

了している。一方本施工では延長が長いため盛土に時間がかかり短いところで1日、長い地点では20日間の日数を要した。NO. 57 測点のように比較的短時間(11日間)で全盛土が終了している場合には、圧密初期段階の沈下が試験盛土の沈下傾向に類似した結果となっている。

いずれにしても泥炭地盤上に施工された農道が2年以上経過してもまだ少しずつ沈下を継続している現象は農道施工に当って重要な問題であると思われる。

Fig. 53 には農道全路線における圧密層(泥炭層)の厚さと盛土1年後の実測沈下量が対比されて記されている。盛土1年後の沈下量はクリープ沈下を呈している以上最終沈下量とはいえないが、ほぼこれに近い値である。

図に示されているように実測沈下量と圧密層厚とは大略傾向が一致している。したがってこのことは一次元の圧密沈下量の計算式( $\Delta H = m_v H \Delta P$ )でもおおよその最終沈下量を推定することが可能であることを表している。

しかしFig. 53を細かにみると部分的にはかなりずれている所もあり、とくに測点NO. 55以下では一般に実測沈下量が小さい。これは基本的には圧密層の厚さの推定の問題と、圧密層の強度定数の変化によると考えられる。図に示した圧密層の判断の基準は、試験盛土の結果で泥炭層に沈下が集中して起こっていることから、オーガーボーリング資料の泥炭層のみをピックアップしたものである。しかし見かけは同じような泥炭層であっても、

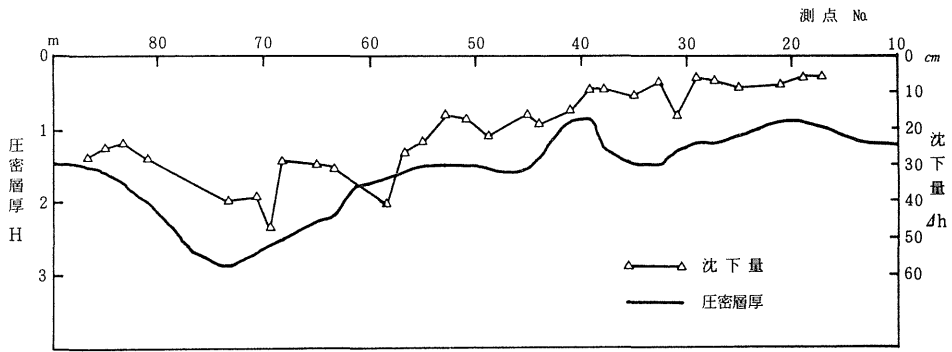


Fig. 53 圧密層厚と実測沈下量の関係

その中にシルト分の多いものや、分解の程度が異なるものもあって、その強度は一定でない。さらに泥炭層の分布は一様でなく、河川流況の変化に対応してかなり複雑である。

したがって各地点の泥炭層を個々にとり出して詳細な試験を実施しなければ正確な圧密層を把握することは困難である。あるいはこれにかわり得る何らかの現地強度試験を実施して圧密層の内容を力学的に判断することが必要である。

## 第2節 圧密理論の適用と解析

### 1. 簡易二次元圧密理論による解析

#### 1) 解析手法の概要

すでに前節で述べたように農道など二次元構造物の沈

下解析を一次元圧密理論で行うことは困難である。一次元のTerzaghi理論で解析すると最終沈下量についてはほぼ妥当な結果を得るが、時間沈下量は実測と推定値でかなりの差を生じ、一般に実測の方が相当早く沈下が進行する。したがって農道などの沈下解析では二次元ないし三次元の圧密解析が必要とされる。

多次元圧密解析ではBiotによって導かれた三次元圧密理論が厳密であり優れている。またBiot理論を基礎にした有限要素法による圧密解析はあらゆる境界条件の圧密計算を可能にした。さらに弾塑性圧密解析によれば塑性領域をも含む一般的な圧密沈下解析として展開される。したがって農道沈下の厳密な解を得るためにはこれらの計算手法によるのが最も正確である。

しかしこれらの多次元解析は理論、計算ともに難解で

あり、とくに有限要素法による計算には多大の労力と時間および費用を要し、またそのマトリクスの演算には大型計算機が不可欠であるため、必ずしも現場の設計に即した簡単な計算法とは云えない面がある。

ここでは有限要素法による厳密解析に先だて、まず簡単な二次元圧密理論を提示し、現場でも容易に解析し得る計算法を示すことにする。またこの二次元圧密理論による計算値を試験盛土の実測沈下量と比較することによってその適用性も検討する。

ここに提示する簡易計算法は理論的な基礎をRendulicにおくものであるが、理論的に明確さを期しながら一般の二次元圧密に拡張したものである。また基本式の解法はCarrillo<sup>3)</sup>による方法を、実際の計算上必要となる水平方向排水の考え方はAboshi<sup>4)</sup>の等価排水距離による方法をそれぞれ参考にし、それらを二次元圧密の場合に一般化した<sup>3)</sup>。

## 2) 二次元圧密理論

いま二次元の広がりをもった圧密層中にFig. 54のような微少部分を考える。このような微少部分に応力の増加が生じ圧密排水にされる場合の基本式を導く。

この場合の仮定条件としては

- ① 圧密層は均質の材料からなり等方弾性体である。
- ② 排水は鉛直方向 (z 方向) と水平方向 (x 方向) の両方向から行われ、z-x 平面と直角方向 (y 方向) からの排水はない。
- ③ y 方向にはヒズミは生じない (平面ヒズミ状態)。し

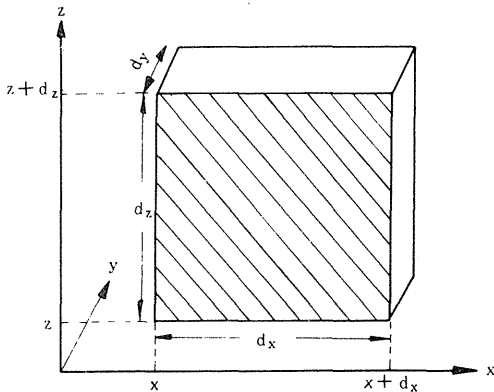


Fig. 54 圧密層中の微少部分

たがって微少部分の y 方向の長さ dy ははじめから式の誘導にあたり単位長さを考える。

④ 圧密層は完全に水で飽和されている。

この微少部分が dt 時間に ΔV の体積変化をしたとすると、体積ヒズミに関しては

$$\Delta V = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} dt \cdot dx \cdot dz \quad (220)$$

一方排水による体積変化は、z および x 方向の流速をそれぞれ  $v_z$ ,  $v_x$  とすると、

$$\begin{aligned} \Delta V = & (v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz) dz \cdot dt - v_z dx \cdot dt + \\ & (v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx) dx \cdot dt - v_x dz \cdot dt \end{aligned} \quad (221)$$

すなわち

$$\Delta V = \left( \frac{\partial v_z}{\partial z} + \frac{\partial v_x}{\partial x} \right) dx \cdot dz \cdot dt \quad (222)$$

(220) と (222) 式を等しいとおいて

$$\frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} = \frac{\partial v_z}{\partial z} + \frac{\partial v_x}{\partial x} \quad (223)$$

ここで z および x 方向の透水係数をそれぞれ  $k_z$ ,  $k_x$  とし、また微少部分に発生する過剰間ゲキ水圧を u とすると

$$\left. \begin{aligned} v_z &= -\frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \\ v_x &= -\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \end{aligned} \right\} \quad (224)$$

つぎに平面ヒズミ場の等方弾性体における有効応力とヒズミとの関係から

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_z &= \frac{1-\nu^2}{E} \left( \sigma'_z - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma'_x \right) \\ \epsilon_x &= \frac{1-\nu^2}{E} \left( \sigma'_x - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma'_z \right) \end{aligned} \right\} \quad (225)$$

$$\epsilon_y = 0 \quad (226)$$

$$\epsilon'_y = \nu (\sigma'_z + \sigma'_x) \quad (227)$$

ただし、 $\epsilon$  はヒズミ、 $\sigma'$  は有効応力、 $\nu$  はポアソン比、 $E$  は縦弾性係数である。

ところで体積ヒズミ  $\epsilon_v$  は

$$\epsilon_v = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = \epsilon_z + \epsilon_x \quad (228)$$

より、これに (225) 式を代入すると

$$\epsilon_v = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} (\sigma_z' + \sigma_x') \quad (229)$$

ここで全応力と有効応力および過剰間ゲキ水圧については次の関係が成立するものとする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z' &= \sigma_x' + u \\ \sigma_x' &= \sigma_x' + u \\ \sigma_y' &= \sigma_x' + u \end{aligned} \right\} \quad (230)$$

ただし  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  および  $\sigma_y$  はそれぞれ  $z$ ,  $x$  および  $y$  方向の全応力である。

(230) 式の和を計算すると

$$\begin{aligned} \sigma_z + \sigma_x + \sigma_y &= \sigma_z' + \sigma_x' + \sigma_y' + 3u \\ &= \sigma_z' + \sigma_x' + \nu(\sigma_z' + \sigma_x') + 3u \\ &= (1+\nu)(\sigma_z' + \sigma_x') + 3u \end{aligned} \quad (231)$$

したがって (229) 式に (231) 式を代入すると

$$\epsilon_v = \frac{3(1-2\nu)}{E} \left( \frac{\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y}{3} - u \right) \quad (232)$$

(232) 式の右辺中  $(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)/3$  は全応力の平均値 (平均全応力) である。山口ら<sup>13)</sup>によれば Biot の厳密理論から得られる圧密の初期と終期における平均全応力の比は  $3(1-\nu)/(1+\nu)$  であるが、 $\nu \rightarrow 0.5$  で1に近づき、平均全応力の変化は余り大きくないと考えられる。したがってこれが圧密中一定に保たれると考え (232) 式を  $t$  で微分すると

$$\frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad (233)$$

ただし

$$m_v = \frac{3(1-2\nu)}{E} (\text{一定}) \quad (234)$$

(224) 式と (233) 式を (232) 式へ代入し、 $k_z$ ,  $k_x$  をそれぞれ一定として計算すると

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k_z}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{k_x}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (235)$$

または

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + C_h \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (236)$$

ここに  $C_v$ ,  $C_h$  はそれぞれ  $z$  および  $x$  方向の圧密係数 (一定) であり、それぞれ

$$C_v = \frac{k_z}{\gamma_w m_v}, \quad C_h = \frac{k_x}{\gamma_w m_v} \quad (237)$$

(235) 式または (236) 式が二次元圧密の基本式である。

つぎにこの基本式の解を Carrillo の方法にならって求める。(236) 式の解  $u$  は

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (238)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (239)$$

の解をそれぞれ  $u_z$ ,  $u_x$  とすると

$$\frac{u}{u_0} = \frac{u_z}{u_0}, \quad \frac{u_x}{u_0} \quad (240)$$

で与えられる。

ここに  $u_0$  は初期過剰間ゲキ水圧 (一定と仮定) である。なぜならば (240) 式より

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} &= \frac{u_x}{u_0} \cdot \frac{\partial u_z}{\partial t} + \frac{u_z}{u_0} \frac{\partial u_x}{\partial t} \\ &= \frac{u_x}{u_0} C_v \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} + \frac{u_z}{u_0} C_h \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} \\ &= C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + C_h \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \end{aligned} \quad (241)$$

ここで平均圧密度で表せば

$$\left. \begin{aligned} U &= 1 - \iint \frac{u}{u_0} dx dz \\ U_y &= 1 - \int \frac{u_z}{u_0} dz \\ U_x &= 1 - \int \frac{u_x}{u_0} dx \end{aligned} \right\} \quad (242)$$

ここに  $U$ ,  $U_z$  および  $U_x$  はそれぞれ二次元、 $z$  方向および  $x$  方向の平均圧密度である。

(240) 式より

$$\iint \frac{u}{u_0} dx dz = \iint \frac{u_z}{u_0} \cdot \frac{u_x}{u_0} dx dz$$

$$= \int \frac{u_z}{u_0} dz \cdot \int \frac{u_x}{u_0} dx \quad (243)$$

これに (242) 式を代入すると

$$1 - U = (1 - U_z)(1 - U_x) \quad (244)$$

または

$$U = 1 - (1 - U_z)(1 - U_x) \quad (245)$$

(244) 式または (245) 式が求める解である。すなわち二次元圧密の平均密度  $U$  は、(238) 式および (239) 式で定義された  $z$  および  $x$  方向の平均圧密度  $U_z$ ,  $U_x$  の値から定まることを示している。

### 3) 二次元圧密の計算法

(245) 式を用いて二次元圧密の時間沈下量を求める方法について述べる。(245) 式の右辺中  $U_z$ ,  $U_x$  はそれぞれ (238) 式および (239) 式で定義された一次元の圧密度である。したがって  $z$  および  $x$  方向の時間係数  $T_v$ ,  $T_h$  を求めれば  $U_z$ ,  $U_x$  は一義的に決定され、(245) 式によって二次元圧密度  $U$  が定まる。

いま  $z$  および  $x$  方向とも両面排水とし、ある時刻  $t$  における時間係数を考えると

$$T_v = \frac{C_v t}{(H/2)^2}, \quad T_h = \frac{C_h t}{(D/2)^2} \quad (246)$$

ここに  $T_v$ ,  $T_h$  はそれぞれ  $z$  および  $x$  方向の時間係数、 $H$  および  $D$  はそれぞれ  $z$  および  $x$  方向の最大排水距離、ただし  $H$  は圧密層厚と等しい。

$T_h$  と  $T_v$  の比を  $\alpha$  とおき、(246) 式と (237) 式によって計算すれば

$$\alpha = \frac{T_h}{T_v} = \frac{k_x}{k_z} \left( \frac{H}{D} \right)^2 \quad (247)$$

となる。

ここで水平方向の排水距離  $D$  について考える。 $D$  を理論的に厳密に定めるのはかなり大変な問題であり、また数多くの実例に基づいた検証が必要とされる。そこでここでは等価排水距離の考え方によって、つぎのように問題を単純化した場合の  $D$  を採用することにする。

いま Fig. 55 のように排水が圧密層の中心線を中心にして上下左右対象に行れるものとし、圧密層の上下の排水面から最終的に排水されるものとする。このときこの

流線網の描く断面積と等しくなる水平方向の距離を  $D'$  (等価排水距離) とすれば

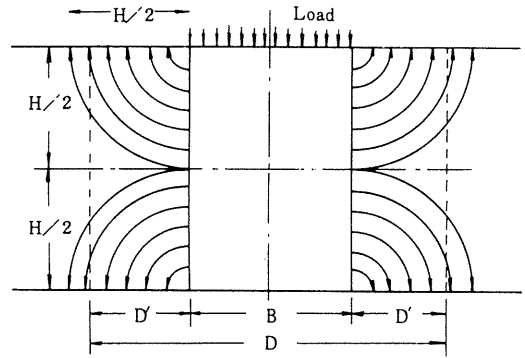


Fig. 55 二次元圧密の流線 (両面排水)

$$D' \times H = \pi \left( \frac{H}{2} \right)^2 \div 2 \quad (248)$$

すなわち

$$D' = (\pi/8)H = 0.393H \quad (249)$$

したがって水平方向の全排水距離  $D$  は、载荷巾を  $B$  とすると

$$D = 2 \times D' + B = 0.786H + B \quad (250)$$

(250) 式を (247) 式へ代入すれば

$$\alpha = \frac{k_x}{k_z} \left( \frac{1}{0.786 + B/H} \right)^2 \quad (251)$$

となり、 $\alpha$  は鉛直および水平方向の透水係数  $k_z$ ,  $k_x$  と圧密層厚  $H$  および载荷巾  $B$  によって決定される。

いま鉛直方向の時間係数  $T_v$  を基準にして考えれば

$$T_h = \alpha T_v \quad (252)$$

より、 $T_v$  における圧密度  $U_z$  と  $\alpha \cdot T_v$  における圧密度  $U_x$  を求め (245) 式に代入すれば任意の  $T_v$  に対する二次元圧密度  $U$  が決定される。 $T_v$  の値はふつうの一次元圧密試験から求めた  $C_v$  値によって計算される。

このようにして求めた時間係数  $T_v$  と二次元圧密度  $U$  の関係を示したのが Fig. 56 である。Fig. 56 は  $\alpha$  が大きくなればなるほど  $U$  が大きくなり、圧密が早く進行することを示している。 $\alpha$  が 0 のときは水平方向の排水は行われず一次元圧密と一致する。

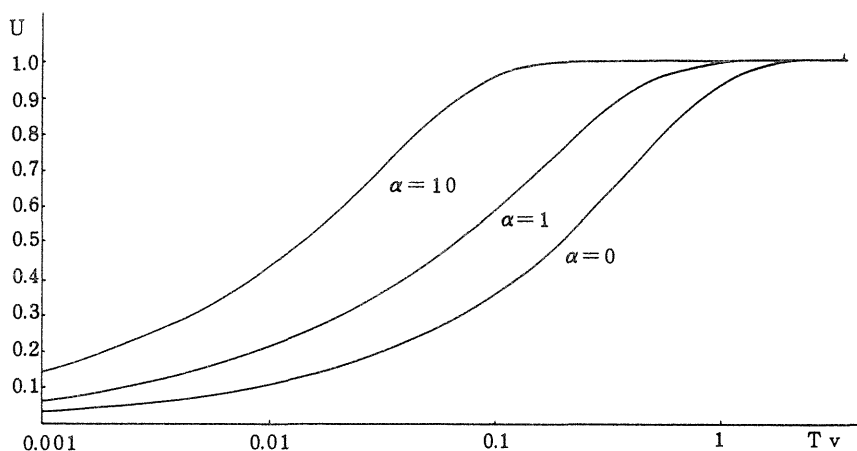


Fig. 56  $T_v - U$  curve

なお (251) 式によれば  $B/H \rightarrow \infty$  のとき、すなわち  $B \rightarrow \infty$  か  $H \rightarrow 0$  のときは  $\alpha \rightarrow 0$  となり、圧密層厚に比べて載荷巾が広い場合は一次元圧密として取扱いうるというこれまでの考え方に一致する。また逆に  $B/H \rightarrow 0$  のとき、すなわち  $B \rightarrow 0$  か  $H \rightarrow \infty$  のときは  $\alpha = 1.62 (k_x/k_z)$  という一定の値となる。このことは二次元圧密の進行速度が無際限に大きくなるということと、載荷が集中荷重のときも同様に取扱いうるというこの方法の利点を示している。

4) 試験盛土区の解析

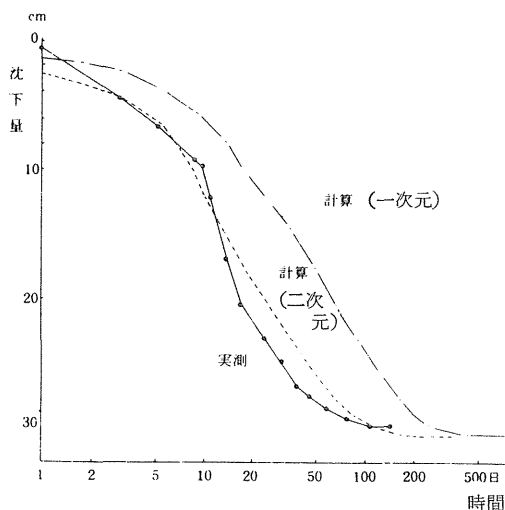


Fig. 57 時間 - 沈下量曲線 (N区)

福岡地区基幹農道の試験盛土で得られたN区とS区の圧密時間沈下量の実測値 (盛土中心部、圧密層のみ) と上述した二次元の理論計算値とを比較したのが Fig. 57, Fig. 58 である。また計算に使用した圧密層の設計条件を Table 8 に示した。

N区、S区とも二次元圧密解析による方法は実測値とのよい対応を示している。このことは前述した比較的簡易な理論と計算手法によっても、かなりよく実際の沈下を推定できることを証明している。

ただこの簡易二次元圧密解析法では圧密中心部の沈下量を推定するのにとどまり、二次元的な広がりをもつ盛土断面全体の沈下量を推定することは困難である。さらに圧密層が多層にわたる場合や排水条件が複雑になって

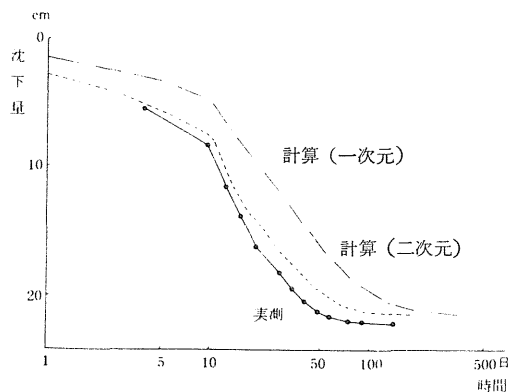


Fig. 58 時間 - 沈下量曲線 (S区)

Table 8 設計条件

	A断面	B断面
圧密層厚H	3.0	2.25 m
盛土巾B	7.0	7.0 m
水平排水距離D	9.36	8.77 m
$k_x/k_z$	11.5	11.5
$\alpha$	1.18	0.757

いる場合にもこの二次元圧密理論を適用させることは困難である。

したがってここに示した簡易二次元圧密理論はある特定の単純化した条件でのみ適用が可能であり、沈下量の推定も概略の値を与えるものであることを認識しておく必要がある。しかしまた、一次元の理論計算値よりは、はるかに実測値に接近した推定を行うことが可能であり、有限要素法などの精密解が得られない場合に現場で補助的に使用できる解析法となり得ることも重要な観点である。

2. 有限要素法による二次元圧密解析

1) 解析の概要

ここでは前章で求めた弾塑性圧密理論を前述の基幹農道に適用し、その理論計算値と実測値との比較検討を行

う。比較に用いた実測データは試験盛土のN区と本施工のNO. 57測点である。

適用した有限要素の形状をFig. 59とFig. 60に示した。盛土による荷重の増加は実際に行われた施工をそのまま反映して段階的荷重増加とした。計算に使用する要素の材料定数は土質試験結果から得られたTable 9に示した値を用いた。また塑性破壊の条件には関連流れ則を適用させた。ただし実際問題としては盛土荷重は塑性破壊を生じない限度内で荷重されているため、ここに示されている計算結果は全て弾性領域内で行われている。地盤の境界条件は上面と側面および底面も砂層と接しているため排水面とし、底面は水平・鉛直両方向を拘束、側面は水平方向拘束、上面は非拘束とした。

Table 9 要素の材料定数

	シルト層	泥炭層
弾性係数 $E \text{ t/m}^2$	150	21.2
ポアソン比 $\nu$	0.3	0.1
水平方向透水係数 $k_x \text{ m/日}$	0.0035	0.0134
鉛直方向 " $k_y \text{ m/日}$	0.0035	0.00117
粘着力 $C \text{ t/m}^2$	8.0	1.0
内部マサツ角 $\phi^\circ$	12.0	5.0

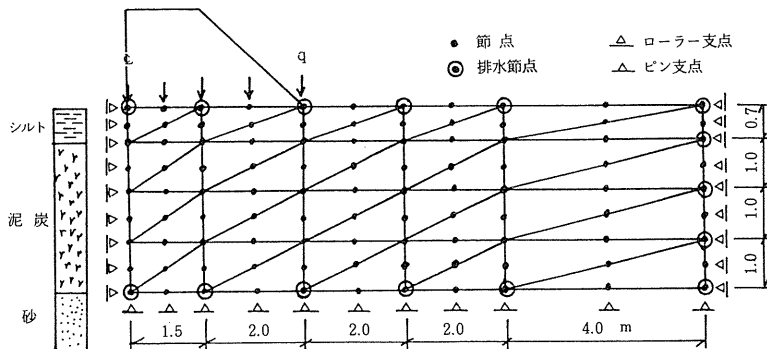


Fig. 59 有限要素解析モデル (N区)

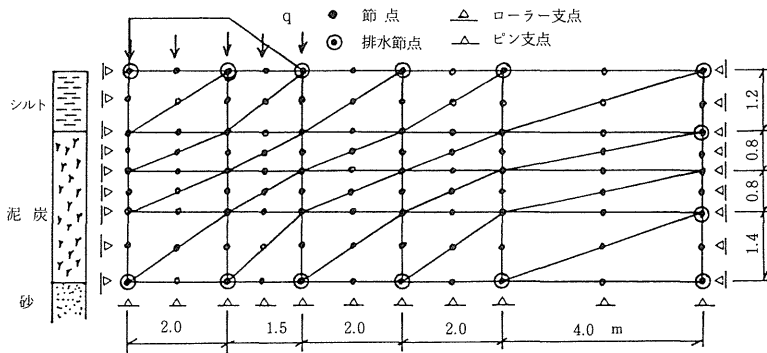


Fig. 60 有限要素解析モデル (NO. 57)

2) 試験土N区の解析

Fig. 61 に試験盛土N区に適用した圧密理論計算値と実測値の時間沈下曲線を示した。これは盛土中心部の表面の沈下量である。図には実際に施工された盛土段階も

示されている。計算値は盛土の増加に対応して盛土開始後10日まで複雑な沈下曲線を示しているが、実測値はこの計算曲線と殆どよく一致しており、とくに圧密終了段階に近い時点では完全に両者の値は合っている。

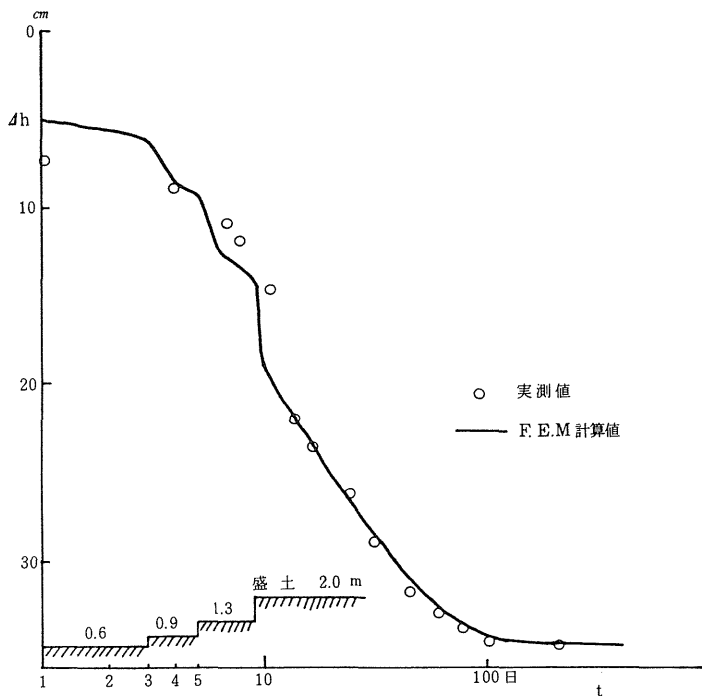


Fig. 61 時間沈下量の解析 (N区盛土中心部)

つぎに盛土周辺部を含めた表面沈下量の計算値と実測値を比較したのがFig. 62である。これをみると盛土中心部だけでなく、盛土ノリ尻部 (中心より3.5 m地点) においても沈下量の変化は計算と実測値とでよく対応し



ていることがわかる。ただしこれより離れた 5.5 m と 7.5 m 地点では若干の差異がある。すなわち計算値が圧密の初期段階で膨れ上りを示しているのに対し、実測値の方は 0 かあるいはわずかの沈下がみられる。

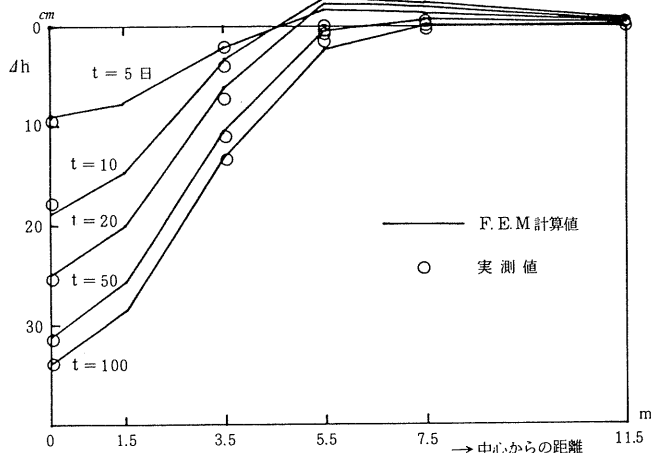


Fig. 62 表面沈下量の解析 (N区)

計算によって得られた地盤全断面の変形状況を盛土後 100 日のものについて表したのが Fig. 63 である。これによれば断面の変形は盛土直下において著しく、全体的に中心部の沈下に引きずり込まれるようにして断面が変化している。また層別にみた沈下量では表層のシルト層部で殆ど層厚の変化はなく、下部にある泥炭層がほぼ同程度ずつ層厚が減少している。ただし途中経過ではこの泥炭の 3 層の中では排水面に近い上層と下層の層厚が早く減少している。

Fig. 64 には中心線部の表面下 0.7 m と 1.7 m における間ゲキ水圧の時間変化 (計算値) を示した。2 つの曲線とも盛土が全て完了する 10 日目からは通常の圧密のように間ゲキ水圧が次第に低下し、圧密沈下の終了段階である 100 日前後で殆ど 0 になっている。しかし 10 日までは盛土荷重の増加に伴ってかなりの変動を示し、この段階の間ゲキ水圧の現れ方には特徴がある。排水面に近い 0.7 m では排水による間ゲキ水圧の消散と盛土荷重増加による水圧の上昇とでバランスがとれ全体として間ゲキ水圧はほぼ一定である。一方圧密層の中心部に近い 1.7 m では排水が遅れるため間ゲキ水圧の上昇傾向が顕

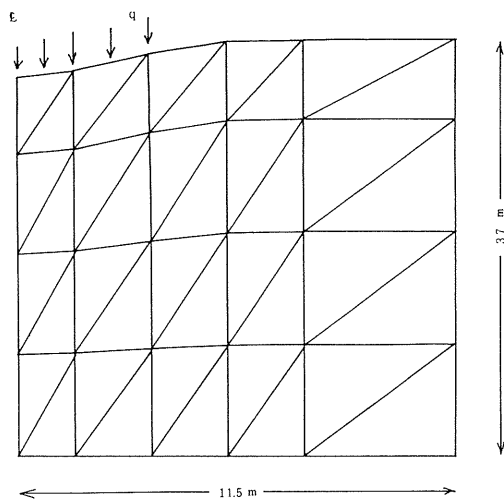


Fig. 63 全断面の変形状況 (t = 100日)

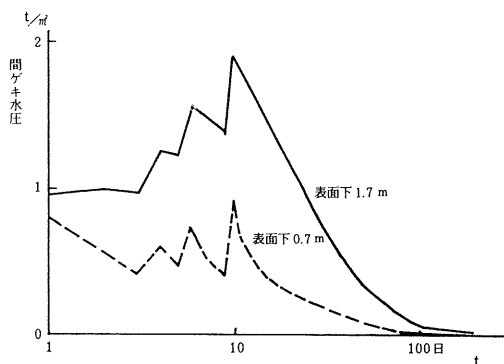


Fig. 64 間ゲキ水圧の時間変化 (N区)

著である。

Fig. 65 は盛土直下の要素に発生した鉛直応力  $\sigma_y$  の時間変化 (計算値) を記したものである。全体的に盛土による荷重増加が終了しきらない 10 日までは  $\sigma_y$  も低い状態であり、10 日をすぎたから徐々に最終応力状態に接近している様子がうかがえる。要素⑩の  $\sigma_y$  は圧密中心部の間ゲキ水圧がなかなか消散せず高い状態であることを反映して、40 日頃までは要素⑨よりもむしろ低い応力である。

3) 本施工NO.57地点の解析

本施工されたNO. 57 測点の盛土中心部における時間沈下量曲線をFig. 66 に示した。この解析においても有限要素法による計算値と実測値は概して良く一致していることがわかる。ただNO. 57 の実測値は盛土後200日を過ぎてからも沈下は継続し、クリープ的な傾向を示しているが、計算ではそこまで表しきれていない。これは弾塑性圧密解析の適用限界である。

Fig. 67, Fig. 68, Fig. 69 にはこの解析で得られた表面の沈下量, 間ゲキ水圧, 鉛直応力の変化を示した。これらの変化は盛土荷重の大きさの違いによる値の差異を別にすれば, 殆ど試験盛土N区の場合と類似した傾向を示している。

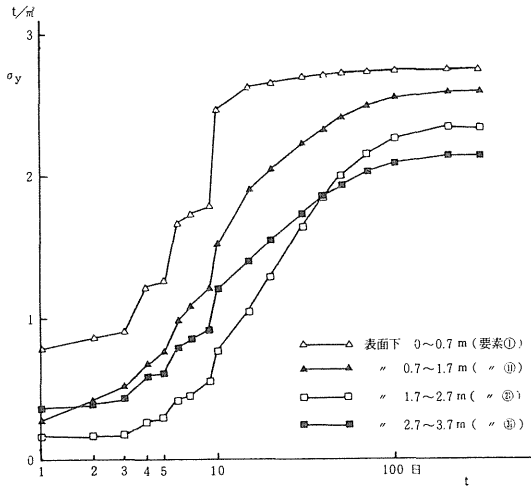


Fig. 65 鉛直応力の時間変化 (N区)

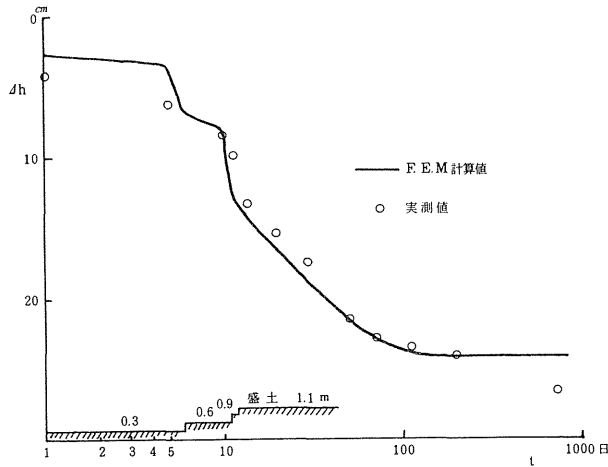


Fig. 66 時間沈下量の解析 (NO. 57)

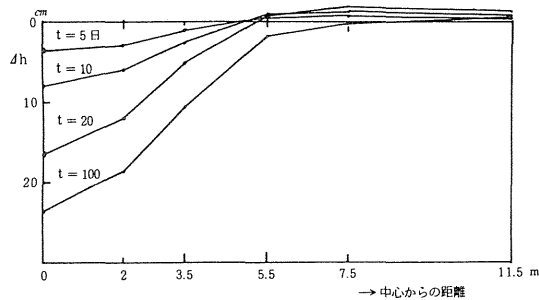


Fig. 67 表面沈下量の時間変化 (NO. 57)

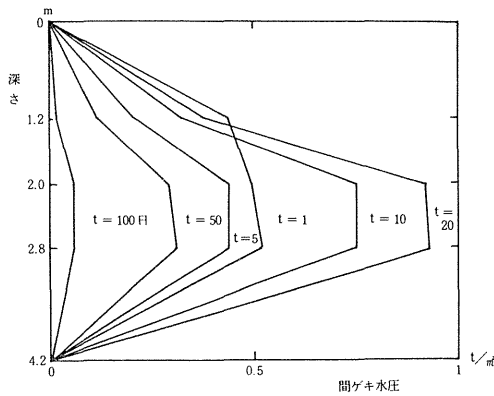


Fig. 68 間ゲキ水圧の時間変化 (NO. 57)

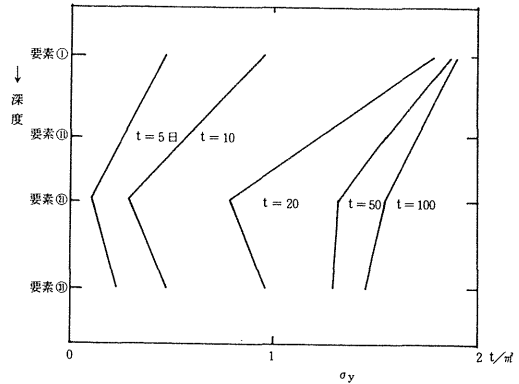


Fig. 69 鉛直応力  $\sigma_y$  の時間変化 (NO. 57)

### 第3節 農道沈下の特徴と問題点

プレローディング工法による盛土を行い、試験盛土と本施工を含めて約3年間にわたる追跡調査によって農道の沈下量観測結果をまとめた。また簡易二次元圧密解析と有限要素法による弾塑性圧密解析によって理論計算と実測値との比較検討も行った。ここではこれらのまとめとして、調査を行った農道における沈下の特徴と問題点について述べることにする。

まず沈下観測の結果から農道沈下の特徴を整理すれば、①盛土による圧密沈下は最も軟弱な層（泥炭層）に集中して起こり、中心部における最終沈下量は圧密層厚にほぼ比例した量である（試験盛土の場合N区では圧密層厚3.0 mに対し3.4 cm、S区では圧密層厚2.25に対し2.48 cmであった）。また90%圧密に要した時間は試験盛土の場合3.5日後と観測された。

②盛土ノリ尻部の沈下量は中心部の約4～5割の値であった。さらに盛土による周辺田面に対する影響は、ノリ尻から2 m程度の範囲に及んでいる。

③泥炭地盤上の盛土の場合は地盤の変形は鉛直方向の沈下のみが観測され、周辺地盤にはいわゆる膨れ上がりの現象は生じていない。これは解析結果と若干異なる傾向である。

④泥炭層上の田面高は地下水位の変動によってもかなり敏感に対応した変化を示し、たとえば1.3 mの水位上昇

で田面高は4.8 cm程度上昇した。

⑤本施工後2年間にわたる沈下量の追跡調査によればどの地点でクリープの沈下の特徴を有し、経過日数の対数に対してはほぼ直線的に沈下が進行している。

⑥農道全路線に沿った沈下量は軟弱層の変化に対応してかなり起床の激しい沈下傾向を示し、全長2 kmの路線で沈下量は5～40 cmのばらつきがあった。

⑦農道の沈下に伴い農道に隣接した水路の縦横断面の變形が顕著であった。このため盛土期間中いく度となくその修復を必要とした。また隣接水田も盛土の残土によって沈下部分の修復を行わざるを得ない状態であった。

⑧本施工の盛土1年後の実測沈下量は地盤の圧密層厚の変化と大略一致した傾向を示したが、部分的にはかなりのずれが見られた。圧密層厚の判断はたんにボーリング資料によるのではなく、力学性を考慮したより合理的な方法が望まれる。

つぎに農道沈下の理論解析結果をまとめれば

①最終沈下量は一次元の計算でも十分推定することができる。ただし車輛荷重など動的荷重の取扱いについては試験によって正しく評価する必要がある。

②圧密時間沈下量の推定は農道のような帯状構造物の場合、一次元の方法ではかなりの無理がある。一次元の計算値は実測よりもかなり遅れた結果を与える。

③簡易二次元圧密理論計算によってもある程度の圧密時間沈下量の推定を行うことが可能である。とくに試験盛

土区の圧密層部についてはよく実測値と一致した。ただしこの解析法は中心部の沈下量を推定するのみで、盛土部と周辺田面全体の沈下量を二次的に計算するのは困難である。また特定の単純化した仮定条件を使用しているので、この理論の採用に当っては充分注意する必要がある。

④有限要素法による圧密解析はどのような地盤条件や排水条件及び荷重条件でも計算が可能であり、実際に適用した例ではかなりよく農道沈下の状況を推定することができた。実測値との比較でもかなりの精度で計算値は合致した。また盛土後の間ゲキ水圧や応力の変化についても妥当な推定が行えた。

⑤本施工でみられたクリープ沈下は弾塑性圧密理論による有限要素解析では計算できない。今後クリープ沈下のメカニズムを明らかにするとともに、場合によっては粘弾性圧密解析を開発することも必要であろう。

農道沈下の今後の検討課題及び問題点としては

①多くの農道が施工される沖積層では軟弱層の厚さの変化が顕著であり、延長の長い農道では沈下量に相当の差異が生じる。したがって設計に当っては十分軟弱層を把握することが肝要である。

②最初から一度に表面舗装をすることは沈下量のばらつきから考慮して妥当な方法とはいえない。沈下によって不陸や舗装部分の破損が十分考えられる。本調査ではプレローディング工法によってある程度妥当な施工を行うことができたが、さらにこのような軟弱地盤の処理に関しては多くの検討課題が残されている。

③前述した農道の沈下に伴って生ずる水路断面の変形を十分考慮した設計を行う必要がある。何らかの沈下対策を講じるか、あるいは場合によっては沈下する農道部から少し離して設置することも考えられる。

④農道に隣接する水田の沈下をどのように考えるかも問題である。水田の表面は盛土によって修復することができるが、埋設された暗キョやパイプラインの補修は簡単ではない。また沈下が長期にわたって継続する場合は、どのような沈下の時点で補修するのも問題となる。

⑤農道の上載荷重によって地盤は大なり小なり沈下を生

ずるものであるが、どのような沈下が生じたとき上述した問題が生ずるのか、許容沈下量の基準を明確にすべきである。これによって地盤処理を行うかどうかの判断の目安ともなる。

⑥農道の施工によってその周辺は長期間にわたって少しずつクリープ沈下をする可能性が大である。したがってどの時点のどの沈下量をもって設計にあたるかが問題となる。これを安易に考えると将来の維持管理上問題を残すことになる。

⑦農道沈下の理論推定法としては有限要素法が有用であり多くの情報を提供してくれる。しかし一般に圧密問題の有限要素解法は大型計算機の利用を前提とし特別の技能と多額の費用がかかるものである。したがって一般の設計にも容易に導入される計算手法の開発ないしは簡便な解析例の図表化が要求される。

## 第5章 農道の沈下安定工法の問題点

### 第1節 沈下安定工法の位置づけ

軟弱地盤の基礎処理の方法としてはその地盤の性質に対応したさまざまな工法が考えられている。茨城県南地域ではこの軟弱地盤は泥炭層である場合が多く、河川の後背湿地や谷津田の上～中流域にかなりの分布をしめ、また層厚も1～10mと変化している。このような泥炭地盤はN値が殆ど0であり、この上に農道のような局部的載荷を行えば大きな沈下が予想され、それによる農道の破損が当然問題となる。また泥炭層が厚い場合は農道の施工そのものも困難となる。したがって農道の施工を行う前に何らかの対策工法を施す必要が生ずる。

泥炭地盤を含む軟弱地盤の改良法としてはTable 10に示すような工法が一般に考えられる。<sup>3)</sup> この中で最も確実なのはクイ基礎であるが、経済性の面で問題があり、沈下が少しでも生じては困るような用水路やその他の重要構造物の場合にのみ限定して用いられているようである。

置換工法も一定の支持力を早期に満たすためには確実性のある工法である。しかし茨城県福岡地区のように泥

Table 10 軟弱地盤の改良工法

a 置換工法	① 掘削 ② 盛土による押出し
b 安定化工法	① 排水法（サンドドレーン、ウェルポイントなど） ② プレローディング工法 ③ 盛土方法の改良（押え盛土、敷巾拡大） ④ イカダ工法（シート、ソダなど） ⑤ 側方支持（シートパイル、トレンチ） ⑥ 盛土重量軽減法
c クイ基礎	① 木グイ、鋼グイ、コンクリート杭、生石灰杭 ② サンドコンパクションパイル
d 地盤改良法	① 地盤改良剤（消石灰、ソイルセメントなど） ② 化学的処理（地盤凝固剤） ③ 物理的処理（焼結、凍結など）

炭層が表面下1m以深にあるような地盤では掘削に余分の労力を必要とし、また一般に広域にわたる深い掘削には費用がかさむ。水田地帯のように地下水位が高い場合は掘削が困難であると同時に支持力もそれ程期待できるかどうか疑問である。さらに泥炭層のように間ゲキ比の大きい繊維質上の場合、泥炭層をまるごと置換しない限り置換砂がもぐり込んでしまうといった心配がある。

地盤改良法としてあげた工法の中には、比較的ソフトに地盤の固結化をはかる地盤改良剤による方法、ハードな凝固を目的とする化学的処理や物理的処理が含まれる。これらの中では消石灰やソイルセメントを使用する地盤改良剤による方法を除いては殆ど農道などでは適用されていない。

化学的処理や物理的処理による方法は経費がかかり、特殊構造物かまたはごく局部的にしか用いられない。とくに薬剤処理を農地に適用する場合は問題が多い。消石灰やソイルセメントなどもその効果は地盤の性質によって異なるので適用する場合には調査を十分に行う必要がある。

一般に地盤改良剤は路盤の一部に混合して使用するので、表層部の一時的な強度増加を期待することはできる

が、農道の上載荷重による沈下を永続的に押えるものではない。したがって軟弱層が表面まで分布しているような地盤に農道を施工する場合、施工時の車輛や盛土の埋没を防ぐための補助的工法として意味があるものと考えられる。

安定化工法はそれぞれ特徴をもった工法を含んでおり、現場の状況に見合ったものが要求される。たとえば排水工法は局部的で短期間の地盤改良には向いているが、軟弱層が広域的に存在するような地盤では局部的に使用してもその効果に疑問が生ずる。また地盤によっては殆ど排水効果を期待することができないものがある。さらに強制的な排水工法は水田の用排水管理との競合性にも問題が残る。

盛土方法の改良の中では押え盛土工法がしばしば用いられている。これは高い盛土などの場合ですべり破壊を生じやすい地盤のときに有効である。しかし農道用地のように狭い範囲内でこの工法を採用することは現実的に不可能である。また泥炭層の場合は押え盛土によってさらに沈下してしまうことも考えられる。たとえば福岡地区の試験盛土の結果では農道周辺の地面が膨れ上がるような現象は観測されず、鉛直下方にのみ沈下が生じてい

る。

イカダ工法は表面まで厚い軟弱層が分布し、重機による農道の施工自体が問題となる場合に有効である。茨城県南の一部の農道ではソダを泥炭層上に布設して成功している例もある。しかしこの工法は仮設の段階のものと考えた方が良くと思われる。将来にわたる沈下量の推移については疑問が残る。

側方支持工法はすべり破壊が問題となる場合に有効であるが一般に経費がかかるので問題である。盛土重量軽減法はなるべく軽い盛土材によって農道の自重そのものを小さくし、沈下量を抑える方法であるが、農道として支持力が十分であるかどうか、またどのような盛土材が適当かなど今後の研究にまつところが多い。

プレローディング工法では農道完成時にかかると考えられる全上載荷重をあらかじめ載荷しておき、沈下が安定して支持力が増加したのち本工事を施工することになる。

この工法のメリットとしては、経済性にすぐれていること、将来における沈下の心配が少いこと、本施工時点で路面の修正が可能であるなどの融通性があることなどがあげられる。盛土に使用する材料を路床としても使用可能なものに選定すれば、盛土の下部は沈下後もそのまま路床として使用できる。盛土上部の除去すべき盛土材は次の盛土地点への再使用が可能であり、土工計画を適切に行えば無駄のない設計ができる。最終的には残土が生じるが、これも水田への進入路や道路周辺の沈下部の盛土材として利用可能である。

基本的に沈下が安定してから本工事に入るため農道の表面舗装が完了した後で再び沈下によって農道の破損を招くような心配がない。盛土期間中に地盤の圧密が進行し、支持力が上昇することが期待できる。また盛土によって沈下が不均一になっても本工事に入る前にその修正が簡単に行える。さらに農道の場合は工事期間中でも農耕車輛の通行を可能にした方が都合がよいが、盛土がそれ程高くならなければこれが可能となる。

ただプレローディング工法の欠点としては、沈下が安定するまで一般に長期間かかり一抛に基礎工事から表面

舗装まで行うようなわけにはいかないこと、全上載荷重に相当する高さの盛土を行うため、一般に盛土は高くなり、盛土期間中水田等への進入が比較的困難になること、また降雨による盛土斜面の侵食とそれによる水路の機能低下の問題などがあげられる。

しかしプレローディングの工期が長期間であるとしても、すでに現状でも農道の施工には時間をかけて行うことが多い。すなわち水田地帯に農道を施工する場合は路床の段階で安定化をはかるため割合長期間そのまま放置するいわゆる段階施工が行われている。したがって施工計画がきちんと立案されていれば、この問題は根本的な障害とはならない筈である。また他の欠点についても、進入路を始めからつくとか、盛土斜面にシートを布設して侵食を防止するなど改善の余地がある。

以上の観点から農道の基礎地盤改良工法としてプレローディング方式が比較的優れていると結論できよう。とくに茨城県福岡地区のような泥炭地盤の場合には、この工法によって最も確実に沈下安定化を計ることができまたこの工法が水田地帯に対してソフトな対応と融通性をもっている点で最も適していると考えられる。<sup>4)</sup>

この判断に立って福岡地区では農道の施工法としてプレローディング方式が採用され、約1年間の試験盛土とその成果に基づいた本施工が実施された。また施工計画や施工方法に改善を加え、この方法によって生ずる問題をなるべく軽減すると同時に、この工法のメリットを最大限生かすよう配慮することにした。

## 第2節 プレローディング工法の最適設計

### 1. 盛土高さの選定

プレローディング方式で農道を設計する場合、あらかじめ載荷すべき盛土荷重は農道として完備されたとき考えられる全上載荷重に相当するものである。いま農道の設計断面をFig. 70のように考える。このときあらかじめ盛土すべき全盛土荷重Pは

$$P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 \quad (253)$$

となる。ここに $P_1$ は交通荷重、 $P_2$ は舗装荷重、 $P_3$ は路床荷重、 $P_4$ は盛土によって沈下する部分の荷重であ

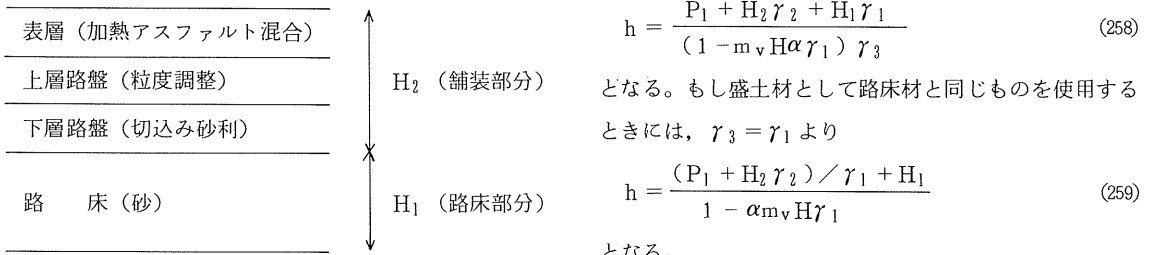


Fig. 70 農道の設計断面

り、盛土荷重Pが大きいほどP<sub>4</sub>は大となる。

いま路床部と舗装部の厚さおよび単位体積重量をそれぞれH<sub>1</sub>,  $\gamma_1$ , H<sub>2</sub>,  $\gamma_2$ とし、地盤の圧密層厚をH, 盛土による地中増加応力の係数 $\alpha$ , 体積圧縮係数を $m_v$ とする。

このときP<sub>4</sub>は次式で与えられる。

$$P_4 = m_v H \alpha P \gamma_1 \quad (254)$$

また

$$P_2 = H_2 \gamma_2 \quad (255)$$

$$P_3 = H_1 \gamma_1 \quad (256)$$

である。

ここで盛土材の単位体積重量を $\gamma_3$ とし、(253)式を盛土高さhに換算すれば

$$P = h \gamma_3 \quad (257)$$

より

上式によれば盛土高さhは圧密層厚Hに対応して変化することになる。しかし圧密層厚を決定するボーリングの数を無限に増すことはできないし、実際の施工で小さきみに盛土高さを変化させることも大変であるから、ある施工区間ごとに最大の盛土高さで均一に盛土することが現実的であろう。

なお盛土高さは地盤が塑性破壊を起こさない範囲のものでなければならない。求められた盛土高さについてそれが安全かどうか弾塑性圧密解析または既存の塑性理論で検討しておくことが必要である。

## 2. 盛土時期の選定

### 1) 盛土始めの時期

なるべく短時間のうちに圧密を終了させることを考えると、盛土は冬期の地下水位が低下しているときがよい。春から秋にかけては一般に地下水位が高く圧密層の排水がスムーズに進行せず圧密沈下時間は長くかかると推定される。また地下水位の高い状態で沈下が終了したよう

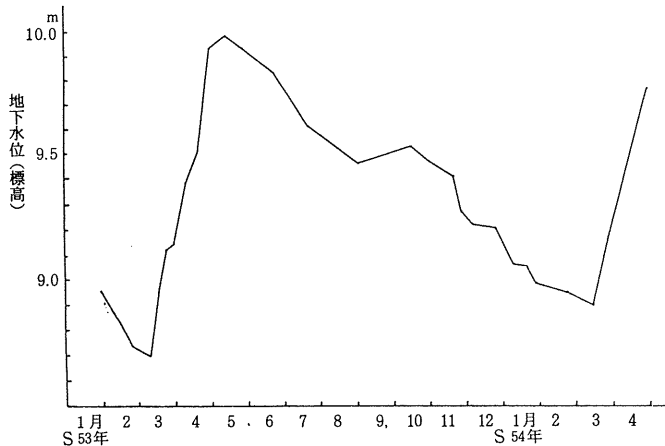


Fig. 71 地下水位の年間変動

にみえても、地下水位の低下に伴って再び沈下が進行することも考えられる。したがって盛土の開始は地下水位の低下し始める時期（たとえば11月始め）に合わせる事が望ましい。Fig. 71に茨城県谷和原村福岡地区で観測した地下水位の年間変動を示しておいた。

## 2) 盛土期間

盛土期間は長ければ長いほど沈下が安定する。しかし次の段階の施工が待っているし、また高い盛土のまま長期間放置しておくこともできない。したがって最低どの位の期間盛土をしておく必要があるかが問題となる。

一般的な方法としては個々の地盤について圧密試験を行い、圧密進行速度を推定している。ただし農道などの場合一次元の圧密計算では実際の進行速度よりもかなり遅く評価する傾向にあり、正しい推定を行うには二次元の計算が必要である。また盛土後の沈下量を実測して圧密進行の度合をチェックすることも必要である。

ところで一定の期間内に殆ど圧密沈下が終了する場合には問題がないが、盛土によって経年的なクリープ沈下が生じるときにはどの段階の沈下量をもって設計沈下量とみなし、その期間はいくらになるか判断する必要がある。この場合予想されるクリープ沈下量に相当する分をあらかじめ盛土高に見込んでおくことも一つの方法である。

なお盛土期間が終了して本工事に入る場合でも一抛に表面舗装までするのではなく、下層路盤をとりあえず造成し、一年経過してから更に仕上げをするといった段階的施工が望ましいことはいうまでもない。

## 3. 施工計画

### 1) 全体の施工計画

はじめに農道全路線をいくつかの工区に区分し、何年間で施工を全て終了させる計画を立てる。これは次に述べる路線長の決定法によるか、または一年間に取り扱うことのできる施工能力によって決まるものである。施工計画は主として盛土期間をいくらにするかによって支配される。たとえば2~3ヶ月で主要な圧密沈下が終了すると判断される場合について次にその具体的な考え方を述べてみることにする。

初年度の冬期には第1工区の全盛土および進入路盛土を開始する。そして一定の盛土期間をおいて沈下させたのち、上部掘削と整形および下層路盤の施工を行う。その後第1工区では1年間の安定化をまって次年度に上層路盤および表面舗装を行う。

第2工区では第1工区の上部掘削土を利用して暫定盛土および進入路盛土を行う。この時期は初年度冬期の後半になり、十分な圧密が進行しえないという判断から、このまま1年間放置し、次年度の冬期始めに全盛土高さまでの追加盛土を行う。そして再び一定の盛土期間を置いたのち上部掘削と整形および下層路盤の施工を行う。そして更に1年後に上層路盤と表面舗装の施工を行う。

以下この繰返しで各工区を施工する。第1工区については農道が完成するのに約1年間、第2工区以下については2年間近くかかることになる。

暫定盛土はこの状態で1年間近く放置するため営農上支障のない高さであることが望ましい。たとえば田面高より1m程度に押えておく方がよい。このようにプレローディング工法では全路線の農道が完成するには工区の数に比例した年数がかかることになるが、このような施工計画によって沈下の安定化と盛土材の繰返し利用による経費の節約が計られるのである。

### 2) 各工区の路線長の決定法

農道の全路線長をLとし、これをn個の施工区に分けて施工すると考え、各工区の延長をそれぞれ $L_1, L_2, \dots, L_n$ とする。また全盛土断面積を $A_1$ 、上部掘削断面積を $A_2$ 、暫定盛土断面積を $A_3$ とし、計算の都合上これらが全路線について一定であると仮定する。盛土材は路床材としてそのまま使用するものとする。また進入路をつくるための土工量を農道の単位長さ当り $A_0$ とおく。

以上の条件で施工計画に従った土工量の計算を行い、各工区の延長を求めることにする。

第1工区に盛土したもののうち上部掘削される土工量は $A_2 \times L_1$ である。これは第2工区の暫定盛土と進入路盛土に使用されるから、第2工区の路線長は

$$L_2 = A_2 \times L_1 / (A_3 + A_0) \quad (260)$$

以下同様の計算を繰返して第n工区の路線長は



$$L_n = A_2 \times L_{n-1} / (A_3 + A_0) \quad (261)$$

最後に掘削される土工量を ( $V_0 \times L$ ) とすれば

$$V_0 \times L = A_2 \times L_n \quad (262)$$

以上の計算をまとめれば

$$\left. \begin{aligned} L_n &= V_0 L / A_2 \\ L_{n-1} &= V_0 (A_3 + A_0) L / A_2^2 \\ &\dots\dots\dots \\ L_2 &= V_0 (A_3 + A_0)^{n-2} L / A_2^{n-1} \\ L_1 &= V_0 (A_3 + A_0)^{n-1} L / A_2^n \end{aligned} \right\} \quad (263)$$

ここで

$$r = (A_3 + A_0) / A_2 \quad (264)$$

とおいて (263) 式の両辺の総和をとれば

$$\frac{V_0}{A_2} \frac{r^n - 1}{r - 1} = 1 \quad (265)$$

$r$  と  $A_2$  は設計条件によって具体的に定まる値である。これを上式に代入して  $V_0$  を定めれば、(263)式から各工

区における路線長を決めることができる。

ここでもし  $r > 1$  であれば第1工区から順に路線長はだんだん短くなる。また  $r > 1$  のときは (265) 式より施工区の数  $n$  が大きくなると  $V_0$  は小さくなり、各工区

の路線長は短くなる。ところで最後に掘削される土工量は  $V_0 \times L$  であるが、これが残土となる。この残土は農道周辺の沈下した水田の補修や、交差する他の農道の補修用として利用することができる。  $V_0$  を余り小さくとると工区の数  $n$  が大きくなり、全工事の完了する年数が長くなる。したがってむしろ積極的に残土利用を考え、工区の数  $n$  を適当な数にする必要がある。

### 3) 土工量の計算

各工区に使用される土工量は各工区

Table 11 土工量の計算表

工区	路線長	全盛土量	暫定盛土量	追加盛土量	進入路盛土量	上部掘削土量
1	$L_1$	$A_1 \times L_1$			$A_0 \times L_1$	$A_2 \times L_1$
2	$L_2$		$A_3 \times L_2$	$A_4 \times L_2$	$A_0 \times L_2$	$A_2 \times L_2$
3	$L_3$		$A_3 \times L_3$	$A_4 \times L_3$	$A_0 \times L_3$	$A_2 \times L_3$
⋮	⋮		⋮	⋮	⋮	⋮
n	$L_n$		$A_3 \times L_n$	$A_4 \times L_n$	$A_0 \times L_n$	$A_2 \times L_n$

$A_1$  : 全盛土断面積,  $A_2$  : 上部掘削断面積,  $A_3$  : 暫定盛土断面積,  $A_4$  : 追加盛土断面積 ( $A_4 = A_1 - A_3$ ),  $A_0$  : 単位長さ当りの進入路土工量

ここで実際に補充すべき盛土工量の合計値は、第1工区

$$\begin{aligned} V_{net} &= (A_1 + A_0) L_1 + A_4 (L_2 + L_3 + \dots + L_n) \\ &= (A_1 - A_3) L + (A_0 + A_3) L_1 \end{aligned} \quad (266)$$

となる。

なお最終的な残土は  $A_2 \times L_2 (= V_0 L)$  である。

## 第3節 プレローディング工法による実際の施工計画例と施工結果

### 1. 施工の概要

本調査の対象となった地域は茨城県谷和原村の基幹農道福岡地区である。基幹農道予定地には厚さ1.5~3mの軟弱な泥炭層が堆積し、それによる農道の沈下が懸念された。そこで沈下対策工法としてプレローディング方式が採用され、1978年1月から2ヶ所の地点で試験盛土を実施し、その結果をふまえて1978年11月より本

格的な盛土が開始された。

総延長約2kmの農道予定地は後述する設計方針と施工計画に従って施工された。工区は第1, 第2, 第3の3つの工区に分けられ, 順次工区の路線長は短くなるように設計された。また農道の全路線にわたって40m間隔に沈下板を設置し, 沈下量の経時変化を追跡して設計値のチェックを行った。

2. 施工計画例

1) 盛土高さ

福岡地区基幹農道の設計断面は前掲したFig. 70のように設計され, 路床部と舗装部の厚さおよび単位体積重量はそれぞれ $H_1 = 0.36\text{ m}$ ,  $\gamma_1 = 1.63\text{ g/cm}^3$ ,  $H_2 = 0.39\text{ m}$ ,  $\gamma_2 = 2.05\text{ g/cm}^3$ とした。圧密層となる泥炭層の厚さはボーリング結果より全路線で1.5~3.0mであったが, 全路線を同じ盛土高さで行う場合安全側と

なる3.0を圧密層厚と決定した。圧密中心部における応力増加係数はブシネスクの弾性理論より $\alpha = 1.1$ とし, 体積圧縮係数は圧密試験結果より $m_v = 0.047\text{ t/m}^2$ とした。また交通荷重としては $0.33\text{ t/m}^2$ を考えた。

以上の設計値を(269)式に代入して計算すると盛土高さ $h$ は1.41mを得る。これにクリープ的沈下量5cmと表層(シルト層)の推定沈下量4cmを上せした考え, 結局盛土高さとしては全路線について1.5mとした。ただしこれは冬期の盛土期間の場合である。夏期間については農耕機械の通行や盛土斜面安定の立場から暫定盛土高さ1.0mを計画した。

施工された盛土断面はFig. 72に示すものである。図には現地盤整形部分も示されているが, これは試験盛土結果より中心部の沈下量が大きいことを考慮して, 中心部を少し高くするように工夫したものである。

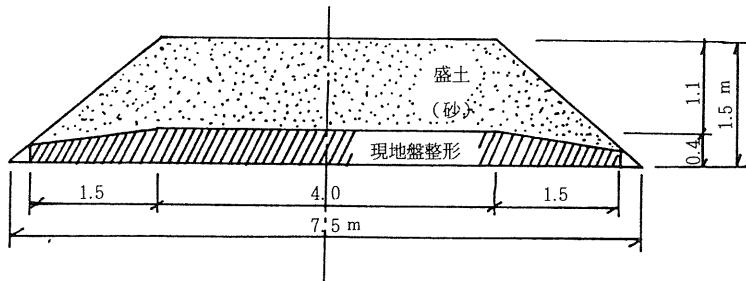


Fig. 72 盛土断面

2) 盛土期間と施工計画

試験盛土では90%圧密に要した時間が35~38日であった。したがって本施工ではこれに少し余裕をみた時間を盛土期間と考え2カ月間とした。盛土の開始は11月始めから行い, 地下水位の低下している時期に合わせた。

全体の施工計画はFig. 73に示した手順に従って行われた。工区の数には次に述べる計算結果より3工区とした。第1工区では1978年11月2日から盛土が開始され, 沈下量が追跡調査された。その後盛土作業が全て終了し

た時点から約2カ月後の1979年1月22日, 沈下量が推定最終沈下量の90%以上になっていることを確かめたのち第1工区の上層掘削が行われ, さらに3月末までには下層路盤が施工された。

第2工区では第1工区で上部掘削された砂を使用して暫定盛土(高さ1.0m)を行い, これは約1年間放置して1979年11月に追加盛土され, さらに翌年下層路盤が施工された。第3工区も第2工区の手順に準じて施工された。

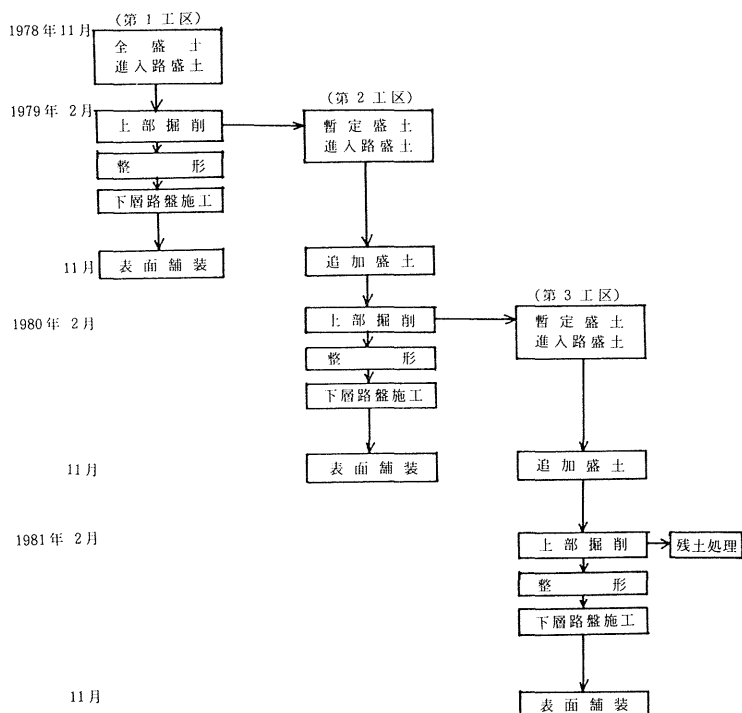


Fig. 73 施工計画図

3) 工区の路線長の決定

設計条件より上部掘削断面積  $A_2 = 4.36 \text{ m}^2$ , 暫定盛土断面積  $A_3 = 6.50 \text{ m}^2$  となる。また進入路としては平均して  $60 \text{ m}$  ごとに高さ  $1 \text{ m}$ , 巾  $6 \text{ m}$ , 長さ  $3.5 \text{ m}$  のものを造成するとすれば,  $A_0 = 0.35 \text{ m}^2$  となる。以上の数値を (264) 式へ代入して  $r = 1.57$  を得る。さらに (265) 式より

$$V_0 (1.57^n - 1) = 2.49 \quad (267)$$

上式を満足するためには  $n = 3$  のとき  $V_0 = 0.87 \text{ m}^2$ ,  $n = 4$  のとき  $V_0 = 0.49 \text{ m}^2$ ,  $n = 5$  のときは  $V_0 = 0.29 \text{ m}^2$  となる。 $n$  が大きいほど残土量は少い。しかし  $n$  が大きいとそれだけ施工完了の年数は長くなり無限に  $n$  を大きくすることはできない。

そこで残土を有効に使用することを考え, その一部は農道の盛土によって生ずる周辺田面の沈下の補正用に, その他は地区内の他の農道の改修用に使用することにした。このうち周辺田面の沈下は試験盛土の結果より, 農道のノリ尻部で  $1.4 \text{ cm}$  あり, その影響はノリ尻より  $2 \text{ m}$

の範囲であった。したがってこの部分の補正用としては断面積で計算すると  $0.28 \text{ m}^2$  である。

また他の農道の改修用としては幅員  $5 \text{ m}$  のものに厚さ  $10 \text{ cm}$  で総延長  $2 \text{ km}$  に布設するものとすれば,  $1000 \text{ m}^3$  が必要であり, これを基幹農道の全路線長  $1800 \text{ m}$  で割れば断面積換算で  $0.56 \text{ m}^2$  となる。

したがって  $V_0$  としては  $0.28 + 0.56 = 0.84 \text{ m}^2$  が必要であり, これを満足できるのは  $n = 3$  の場合である。すなわち工区数は 3 工区と決定された。このとき各工区の路線長は (263) 式より計算して概数にすれば

$$L_1 = 880 \text{ m}, L_2 = 560 \text{ m}, L_3 = 360 \text{ m}$$

と決定された。

3. 施工結果

第 1 工区と第 2 工区における実測沈下量の経時変化を Fig. 74 と Fig. 75 に示した。第 1 工区では盛土完了後約 2 ヶ月の盛土期間 (盛土高さ  $1.5 \text{ m}$ ) ののちひきついで上部掘削と下層路盤の施工が行われた。Fig. 74 の沈下量曲線を見ると各測点とも盛土開始後 90 日前後で

急激な沈下量の変化はおさまっており、盛土期間内で大部分の沈下が終わっていることを示している。しかし沈下は完全に止まっているわけではなく、その後もなだらかな微少の沈下が進行している。これは時間の対数に対して直線的でありクリープ的沈下傾向である。

ところで第1工区では盛土開始から約3カ月後に上部掘削が行れた。この期間には盛土上部約0.5mの盛土材の除去を行い、盛土荷重の一部の除荷がされたわけである。しかしこの除荷による影響は図をみるかぎり明瞭には現れていない。

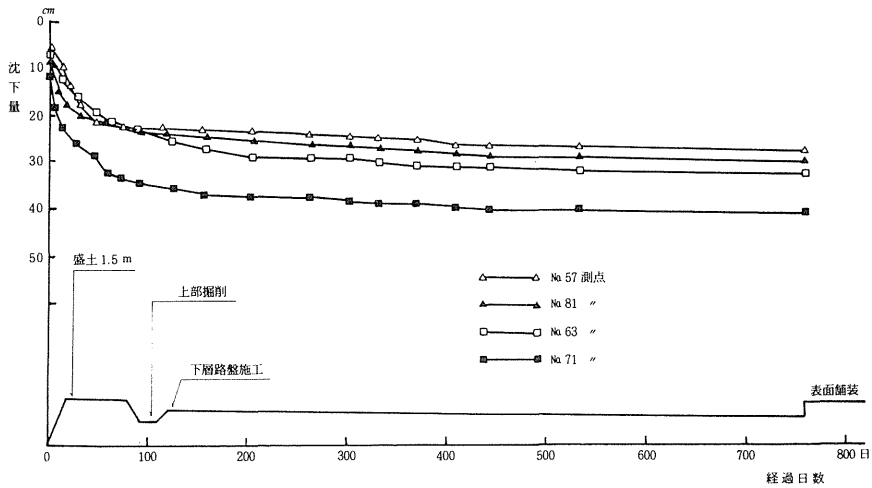


Fig. 74 沈下量の経時変化 (第1工区)

第2工区では暫定盛土(盛土高さ1.0m)が1978年1月22日から開始された。その後約300日後に0.5mの追加盛土が行れ、約2カ月の盛土期間ののち上部掘削と下層路盤の施工が行れた。第2工区の沈下量はFig.

75に示されているように全般的に第1工区よりも小さくなっている。これは圧密層である泥炭層の厚さが第1工区よりも薄いためである。その他の沈下傾向はほぼ第1工区に類似しており、盛土後90日をすぎたあたりか

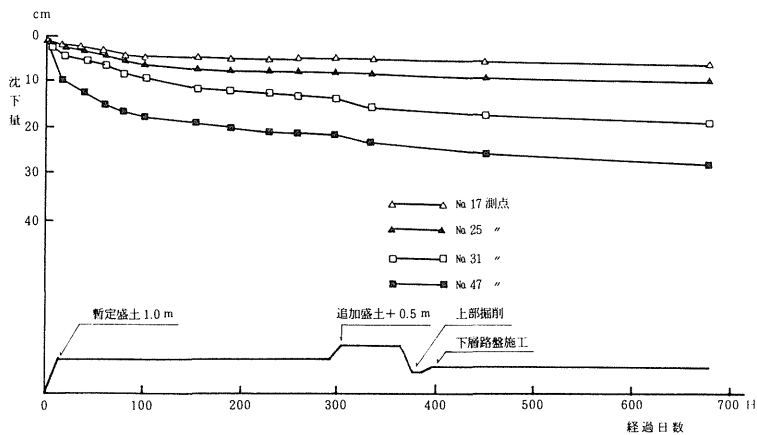


Fig. 75 沈下量の経時変化 (第2工区)

らクリープ的沈下が顕著にみられることも同様である。ただ第2工区では300日前後に追加盛土を行っており、この増加荷重によって若干の沈下量の増加が現れている。

#### 第4節 プレローディング工法の問題点

プレローディング工法は調査地域のような軟弱地盤上に農道を施工する場合、比較的に確実に有効な手段であると思われる。とくに将来における沈下の心配が少いことは舗装された農道それ自体だけでなく、周辺の農地や用排水路などの維持管理上重要な長所である。また土工の切盛計画や残土処理などの施工計画を適切にかつ合理的に行えば経済性にも優れている。

さらに他の工法に比べると概してソフトな工法であるという色彩が強い。周辺の農地に対して急激な沈下や膨張あるいは地下水水位の変化を引き起こすものではない。また施工期間のどの段階でも容易に計画の補正が可能であり、盛土によって不均一な沈下が生じて路面の修正が容易である。また施工期間中でも農耕車輛の通行は可能であり農作業に支障のない状態にしておくことができる。このような特徴は複雑な軟弱地盤で事前予測が困難な場合にもこの工法が有効であることを示唆している。

ただ実際にプレローディング工法によって農道施工を行った結果、次のような問題点または留意点も存在することがわかった。

①プレローディング工法において重要な盛土期間の計画は慎重に行い、ある程度の余裕をみとめるのが安全である。今回の施工では盛土終了後2ヶ月間として設計し、実際の測定でもこの期間中に大部分の沈下が終了していた。しかし多くの測点で時間の対数に対して直線的に変化するクリープ沈下が観測され、なかなか沈下が一定値におさまらない結果となった。したがってどの段階の沈下量をもって設計沈下量とみなすかについては理論的あるいは室内実験的方法だけでは決めかねる場合があり、最低1年位の実測沈下量の追跡を行う必要がある。

②施工計画においては農道の施工区を何回に分けて盛土を実施するかが問題となる。盛土材の有効利用を考えるならば一般に施工区は数が多いほどよく、最終的に生ず

る残土量も減少する。理論的にはこの残土量をいくらにするかによって施工区の数決定される。しかし農道完成までのタイムリミットの問題や、1回に施工できる盛土量によって施工区の数を変化させる必要も生じてくる。したがって施工区の数を決めるには工期、施工能力、残土、経済性などを総合的に判断することが肝要である。

③プレローディング工法の場合、上載荷重を大きくするため一般に盛土の高さは高くなる。しかし盛土のセン断破壊を考慮したり、農道の施工中も農耕車輛の通行を可能にするためには一定以上の高さには施工できない。したがって夏期間には暫定盛土高さ(1m程度)に押えるなどの配慮が必要である。また軟弱層厚が大きかったり地盤の強度が小さいときなどには載荷速度をゆっくりと行い、盛土を何回かに分けて施工するなど綿密な施工計画が必要である。

④盛土材として路床に使用する砂と同じものとすれば効率のよい設計が行える。しかし盛土材が砂の場合には盛土斜面の侵食が問題となる。とくにかんがい期間は水路に土砂の流入があっては困るので何らかの斜面保護を施す必要がある。今回の農道ではビニールシートを盛土斜面に被覆してこれの防止を計り成功したように見受けられる。

⑤推定した沈下量よりも実際の沈下が少い場合は設計路床厚さがとれなくなり問題となる。とくに他の農道との交差部などでは地盤の強度がある程度あるため沈下が進行しない場合がある。したがって沈下量の推定は現況を十分に把握して行い、盛土高さを一定にする場合には現地盤の整形の段階で部分的に高さを調節するなどきめ細かい施工管理が必要である。

⑥プレローディング工法は基本的に農道地盤を圧密沈下させ安定化を計るものであるが、これは農道自体だけでなく、隣接した農地や用排水路、暗キョにも影響を及ぼし、これら農業用構造物の経年的断面変形も問題になることを十分配慮しなければならない。たとえば今回の施工で考えたような周辺部の沈下した水田の補修なども必要となってくる。したがって農道設計にあたっては農道だけでなく、全体の圃場整備計画の中で農道をどのよう

に位置づけ全体の調和の問題をどう考えるかが問題である。また残土問題に関係して場合によっては地域全体の計画とも密接な関係が生じる。

⑦今回の調査農道ではプレローディング工法を適用して一応の成果をあげることができた。しかし軟弱地盤の特性としてどのような地盤に対してもプレローディング工法が有効であるわけではない。今後はその適用性の問題をつめ、軟弱地盤上の農道施工に対する全体的な指針となるべき設計、施工理論の確立が必要である。

## 第6章 農道の適正設計論

### 第1節 農道設計の問題点

農道の設計、施工の最適化をめざす立場から現行の設計、施工を見直すとき、設計基準を含めて現在の方法にはいくつかの問題点が見出される。これを以下に項目別に指摘することにする。

#### 1. 農道沈下の問題

農道の施工によって生ずる沈下量のとり扱いについては非常に不明確な基準しか設けられておらず、とくに軟弱地盤で生ずる大きな沈下量をどのように設計に反映させればよいのか不明瞭である。

これに関係すると思われる設計基準としては「土地改良事業計画設計基準、計画、は場整備(水田)」の3・6・3に軟弱地盤では沈下を予想して余盛りをすとし、<sup>4)</sup>「土地改良事業計画設計基準、設計、農道(その1)舗装の4・1(1)では $N < 2$ または $q_c < 2$ の軟弱地盤上に盛土を行う場合は、スベリ破壊と沈下に対し十分な調査が必要であること、沈下量の計算は盛土自体の計算については理論が確立されていないので圧密試験の結果を用い、 $S = (e_0 - e) H_0 / (1 + e_0)$ の式を準用して計算するかまたは経験によって推定するとしている。

また同設計基準の4・1(3)では軟弱土層上の舗装工事では一気に表層まで完成させず、まず下層路盤まで施工し、沈下を促進させてから上層路盤と表層を施工することとし、水田地帯では約60~100cm盛上げて路床とし、この材料の設計CBRによって舗装厚をきめること、ま

た通常20~30cm程度の圧密沈下が予想されるので、表層は可能な限り後に施工することが望ましいとしている。

このように設計基準では軟弱地盤上の農道の施工による沈下を十分考慮すべきであるとしながらも、その具体的な取扱い方法については何も指針を示しているわけではなく、ただ段階的施工によって表層の施工をなるべく後で行うことが望ましいとしているだけである。

これは農道設計の基本的な考え方にも関係する問題である。現行の設計基準では支持力に重点をおいた農道の設計が中心であって、あるCBR値に対して適当な農道断面の構成を規定しているにすぎない。しかし農道は路体がこわれなければよいというものではなく、沈下を含めた農地全体との関りの中で最適な農道をつくることが重要である。

設計基準等で明確にされていない農道沈下に関する問題点として次のような項目があげられる。

- ①農道施工による沈下量の理論的推定をどのように行なうか。
- ②大きな沈下が予想される場合これの対策をどのように行なうか。
- ③許容される農道の沈下量はいくらか。
- ④沈下はどの程度の期間で安定するか。
- ⑤クリープ沈下が想定される場合はどのように取扱うか。
- ⑥沈下によって生ずる不陸の問題をどのように解決するか。
- ⑦沈下を考慮した農道の設計断面はどうあるべきか。
- ⑧農道の沈下に伴って生じる農地や周辺構造物(用排水路、暗キョ、パイプラインなど)の変形に対してどのような対策を講じるか。
- ⑨沈下を考慮した施工計画はどうあるべきか。とくに最終的な表面舗装の時期をどうするか。
- ⑩段階的施工を採用する場合、その効率的な施工方法はどうか。
- ⑪沈下安定を促進させるためにはどのような工法が適当か。

#### 2. 軟弱地盤対策の問題

軟弱地盤上に農道を施工する場合は、支持力、変形、安定性の観点から何らかの対策工法をとらねばならない。しかし設計基準ではこの問題に対して全く放任主義の立場をとり各土地改良区や現場技術者の独自の判断に委ねられている。

たとえばこれに関するものでは、「土地改良事業計画設計基準、設計、農道（その1）舗装」の4・1(1)bで、軟弱地盤対策工法の名前だけをあげ、実施にあたっては工事の規模等を考慮して最も現地の条件に合ったものを選ぶものとしている。また農道整備事業便覧（茨城県）のM(3)ではセメント、石灰等の安定処理、その他プレロード等の特殊工法を採用するときは、その理由を明確にし、経済性、信頼性、特殊性を十分に考慮して決定されたいとしている。

このように不明確な基準の背景には一口に軟弱地盤といってもその形態はさまざまでありその対策工法を一概に基準で規定することが困難であること、また対策工法自体もその効果が不明確であることなどがあると思われる。しかしすでに軟弱地盤上の農道施工については失敗例と成功例を含めて多くの事例があり、そのような事例をふまえた一応の判断の基準を示すことは有意義なことである。たとえば軟弱層の種類、厚さ、工期、経済性などによって採用すべき工法はおのずと限定される場合がある。今後軟弱地盤対策の施工事例を集約するとともに、現場技術者が容易に選択できるような設計指針の体系化が望まれる。

### 3. 地盤調査法の問題

農道の沈下量を正確に予測したり、適切な施工計画を立案するためには農道の全路線にわたって詳細な地盤調査とその土質試験を実施する必要がある。そして圧密層厚や材料定数の適確な判断を行うことが重要である。とくに沖積地帯の軟弱地盤は圧密層厚の変化が非常に複雑であり、また一見して同じように見える層であっても強度などの材料定数にはかなりの変動がある。

設計基準ではこのような地盤の調査法について具体的な指針は何も示されておらず、現場の状況に応じて設計者が適宜判断することになっている。一般的には軟弱層

の変化を把握することができるだけのボーリング調査を実施してこの問題に対処している。

しかし農道全路線に対するボーリングの数を無限に増やすことは経費の面で困難であり現実的でない。したがってこれにかわりうるかあるいは補間できる簡単でしかも有効な地盤調査法の開発が望まれるわけである。たとえば力学的性を考慮した調査法によれば地盤の強度の変化や圧密層の変化を端的にとらえることができるので有効な方法として期待される。

### 4. 農道の配置の問題

「土地改良事業計画設計基準・計画・ほ場整備（水田）」では3・5・2(3)に原則として農道は幹支線用排水路及び小用水路に沿って配置することとし、実際につくられている農道は直線形状のものが殆どである。

しかし軟弱地盤で多量の沈下が想定される場合、地盤の強度を無視しても直線形状にする必要があるのかどうか問題である。むしろ地盤のよい所を選んで安定した農道をつくる方が合理的な場合がある。また前述の設計基準では道路の両側に用排水路を沿わせるものとしているが、農道の沈下によってこれら用排水路も著しい変形を受け、その機能を低下させることは明らかである。したがってこの点からも農道はなるべく地盤の良い処に築造すべきであって、余り直線形状に固執しなくともよいのではないかと考えられる。

もしやむを得ず軟弱地盤上に農道を配置するときには、このような用排水路の変形による機能障害や将来の維持管理を十分に考慮し、その対策を考えて農道の施工を行うべきである。

### 5. 施工計画及び施工方法の問題

設計基準では軟弱地盤上の農道施工の場合、沈下安定を考慮して段階的施工が望ましいとし、表層の施工はなるべく後にすべきであるとしている（前掲設計基準）。しかしこのような段階的施工の手順や施工方法及びその効果については明確でなく、どのような根拠に基づいて施工を行えばよいのか不明瞭である。

また水田地帯の農道施工で1mもの路床盛土を行う場合には、当然盛土の方法によって圧密進行速度や地盤の

許容破壊荷重が変化するものであるが、これについても全くその指針が示されていない。盛土ではとくに荷重増加速度が重要である。また圃場整備が終わったあとで農道をつくと、沈下によって周辺構造物の機能低下の問題が残るため農道の施工順序なども検討しなければならない。

施工計画を最適に行うための方策を綿密に立案する必要がある。さらに農道設計に当っては農道だけでなく全体の圃場整備計画の中で農道をどのように位置づけ、全体のバランスの問題をどのように考えるかが重要である。

第2節 沈下を考慮した農道の設計法

このように農道の施工にあたっては農道の施工方法と

1. 農道設計の手順

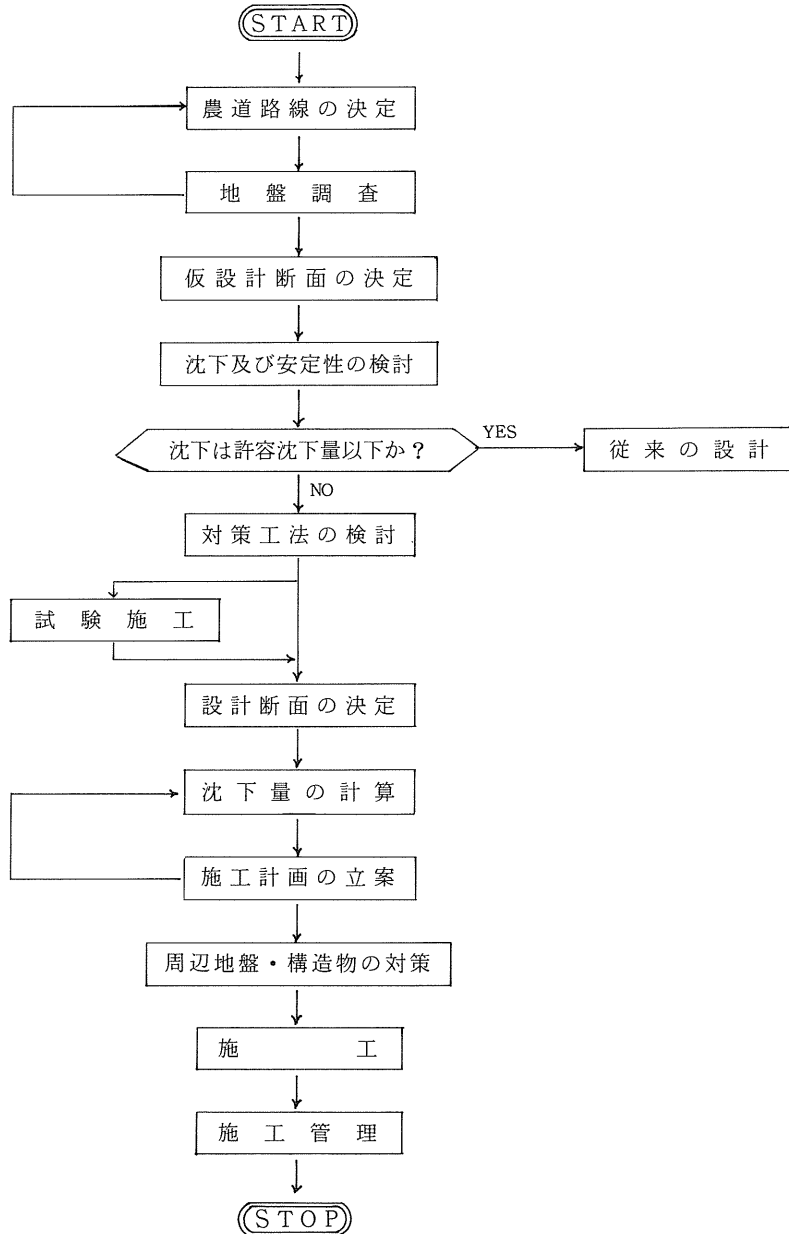


Fig. 76 農道設計の手順



前節で指摘したように現状の農道の設計には種々の問題が存在しているが、とくに沈下問題の取扱い方については多分に改善の余地が残されている。そこでここでは農道沈下の問題の項で述べたような個々の問題点を農道の設計にどのように反映し、その取扱いをどのように行ったらよいか考察し、既に得られた知見を基にして具体的な農道設計の提案を行う。

全体的な農道設計の手順を始したのが Fig. 76 である。これは沈下を考慮した農道設計を適正に行うため特別に沈下に対する配慮がなされている。この設計手順に従って以下にその内容を詳しく説明することにする。

## 2. 地盤調査と農道路線の決定

設計基準に従って農道を配置すると考えれば、地区内の用排水路に沿って農道はほぼ直線的に設計されることになる。水田地帯であればそのほぼ中央部を幹線農道が走るような形状となる。しかしこれはすでに述べたように必ずしも合理的な方法とは言えない。軟弱地盤の場合は農道自体の沈下のほかに、周辺の農地と用排水路、暗キョなどの断面変形とそれに伴う機能低下の問題が残るからである。

したがって農道路線としては、なるべく地区内の地盤の良好な場所を選んで設計することが望ましく、場合によってはある程度路線が屈曲していてもやむを得ないと考えられる。このためには地区内の地盤調査を綿密に行う必要がある。地盤調査と農道路線の決定はこの意味で同時並行的に行うべきである。

農道の路線が決定されたらあらためて農道の全路線に

ついて詳細な地盤調査を実施する。一般的にはボーリングと採取されたサンプルの土質試験を実施する。これから沈下と安定の計算を行うのに必要な地盤の圧密層厚  $H$  と材料定数（弾性係数  $E$ 、ポアソン比  $\nu$ 、透水係数  $k_x$ 、 $k_y$ 、体積圧縮係数  $m_v$ 、圧密係数  $C_v$ 、粘着力  $C$ 、内部マサツ角  $\phi$  など）を判定する。

この場合沖積地帯の軟弱地盤では複雑な軟弱層厚の変化と強度の変化が見られるため、ボーリングや土質試験は細かく行うことが必要である。しかし無制限に土質調査の個数を増やすことは経済的に困難である。したがってボーリングや土質試験に代わり得る安価で効率のよい土質調査法によって細部の調査を補間することも1つの方法である。これに応えられるものとして現在有望視されているのがダッチコーン（オランダ式サウンディング）<sup>43</sup> であるが、測定された  $q_c$  値と圧密諸定数との関係にはまだ不明確な点が多く、さらに現場データの集積が必要であると思われる。さらに  $C_v$  値などの圧密時間に関係する材料定数を現場調査から判定することも出来るような地盤調査法の開発が今後の課題として残されている。

## 3. 仮設計断面の決定

水田地帯の農道構成断面としては Fig. 77 に示すようなものが設計基準で考えられている。図の左側は路床の安定処理を行いしゃ断層を設けた場合である。図の右側は安定処理を行わない場合で、このとき路床の盛土高さは  $60 \sim 100 \text{ cm}$  とし、路面の高さは田面高より  $1 \text{ m}$  程度以上となる。路盤と表層を含む舗装部分の厚さは交通量区分と路床の CBR 値によって決定される。このような標準

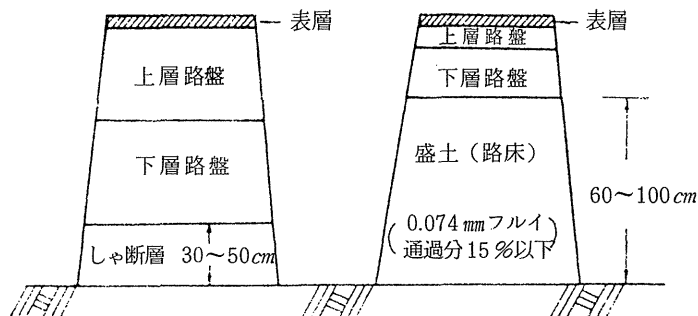


Fig. 77 水田地帯の農道の構成断面

的農道の設計断面を一応設定して これによる上載荷重 (農道自体の盛土荷重と車軸等の交通荷重) を計算する。

#### 4. 沈下及び安定性の検討

仮設計断面及び仮設計荷重に基づいて沈下量の計算と安定性の検討を行う。この場合の計算は沈下安定の対策を行うかどうかの目安を得る目的で行うものであるから、農道全路線の中で最も軟弱層が厚いかあるいは最も地盤の強度が弱いと思われる部分についてのみ解析すれば十分である。また圧密沈下量の計算も一次元の圧密計算で十分である。

この場合圧密沈下量  $\Delta H$  の計算は次式による。

$$\Delta H = m_v H \Delta P \quad (268)$$

ただし  $H$  は圧密層厚、 $m_v$  は圧密試験結果から得られた体積圧縮係数である。

もし地盤の弾性係数  $E$  とポアソン比  $\nu$  が分かっているときは、

$$m_v = (1 - 2\nu)(1 + \nu) / E(1 - \nu) \quad (269)$$

また  $\Delta P$  は盛土荷重と車軸荷重による地中増加応力である。

沈下量は盛土中心部と盛土ノリ尻部 (斜面先) の両方について求めておく。ノリ尻部の沈下量は用排水路の変形に重要な影響を及ぼすからである。このノリ尻部の沈下量は理論的に計算するか、あるいは経験的な値をとるかいずれかによる。基幹農道福岡地区の場合は中心部沈下量に対してノリ尻部の沈下量は4～5割の値であった。理論的な方法としては例えばブシネスクの弾性理論よりノリ尻直下の圧密中心部における増加応力  $\Delta P$  を求め、(268) 式によって計算するのも1つの方法である。

安定性の検討は設計基準によれば円弧スベリの解析を行うこととされているが、仮設計断面に対してそこまで面倒な計算を施す必要はないと思われる。むしろ極限的な上載荷重が分かれば十分なのであるから、例えば Booker などが計算した完全塑性破壊に至る荷重を図表より求めるか、あるいは Hill による降伏点荷重を計算すればよい。この場合地盤の強度定数  $c$  と  $\phi$  は非排水強度を採用しておくのが安全である。

#### 5. 沈下量の許容範囲

農道の施工完了後に多量の沈下が継続するときは、路面に不陸が発生するだけでなく、舗装部分の破損については路体の破損も生ずることとなる。したがって農道の表面舗装完了後に残留する沈下量はできるだけ少いことが望ましい。

このような残留沈下量の制限値については、農道の構造や舗装の種類、あるいはその工期などによって異なると考えられ、一定の値を定めることはなかなか困難である。<sup>4)</sup> これに関して日本道路協会の道路土工指針では次のように示している。

土工の終了に引続いて高級な舗装を行う場合、道路面中心部における残留沈下量の制限値として次の値が考えられる。

盛土の連続する区間	10～30 cm
橋梁などの取付け盛土部	5～10 cm

また日本道路公団の基準は次のようである。一般盛土部の残留沈下量は、予想される最終沈下量と舗装工事終了時までの沈下量との差として求めるものとする。ただしサーチャージ工法を行うときは、サーチャージ除荷後の沈下を残留沈下量と考えるものとする。許容残留沈下量は以下に示すとおりとする。

舗装工事終了後の路面の不陸に関する許容量	10 cm
カルバートボックス施工時の上越しに関する許容量	30 cm

農道の場合は周辺に農地や用排水路、暗キョなどの構造物が控えているためこれに対する考慮も必要となる。次にこれに関する設計基準や標準的設計値から沈下量の許容範囲について考察する。

まず整地後の田面均平度は均平標高の土5 cm以内を目標とし、田面傾斜は水平か排水路側をやや低くするものとしている。また暗キョについてはその勾配は一般に1/100～1/600とされており、これと水田の区画形状100×300 mを関係づければ最小の高低差が約17 cmである。沈下によるこの高低差の減少を約3割まで許容するとすれば、約5 cmが許容範囲となる。用水路については1/300～1/1000が標準的勾配であり、これより限界

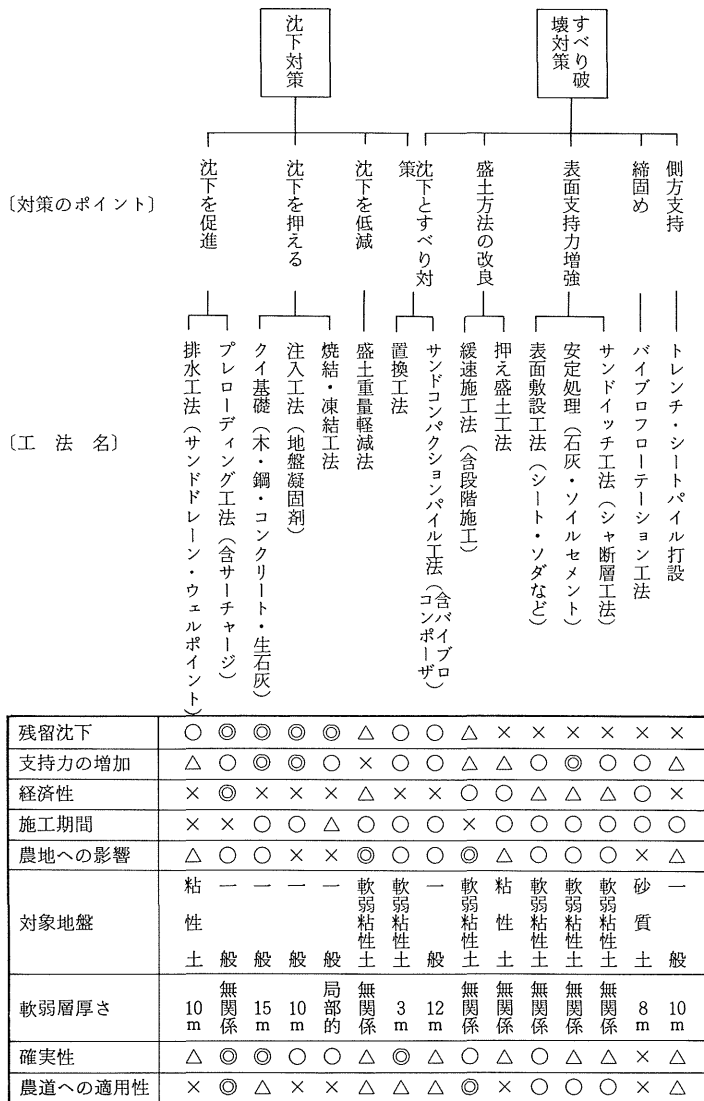
となる高低さを求めれば10cmとなる。

以上の考察より許容沈下量を考えると、農道のノリ尻部で5cm程度と見積られる。これを農道中心部に換算すれば約10cmが許容沈下量となる。この値は前述した道路協会等の許容残留沈下量とはほぼ等しい。残留沈下量は最終沈下量より小さい値となるから、最終沈下量の許容値として10cmとっておけば路面の不陸等についても満足できる値となる。

したがって最終的に農道に許容される沈下量は中心部で10cmであると結論できよう。前項で計算した沈下量が10cm以下の場合は従来の設計通り余り沈下に拘らずに農道の築造が可能である。しかし10cmを超える沈下量が想定される場合には次に述べるような何らかの対策工法が必要である。

6. 対策工法の検討

Table 12 対策工法一覽



残留沈下	○	◎	◎	◎	◎	△	○	○	△	×	×	×	×	×	×	×
支持力の増加	△	○	◎	◎	○	×	○	○	△	△	○	◎	○	○	○	△
経済性	×	◎	×	×	×	△	×	×	○	△	△	△	△	○	○	×
施工期間	×	×	○	○	△	○	○	○	×	○	○	○	○	○	○	○
農地への影響	△	○	○	×	×	◎	○	○	◎	△	○	○	○	○	×	△
対象地盤	粘性土	一般	一般	一般	一般的	軟弱粘性土	軟弱粘性土	一般	軟弱粘性土	粘性土	軟弱粘性土	軟弱粘性土	軟弱粘性土	軟弱粘性土	砂質土	一般
軟弱層厚さ	10m	無関係	15m	10m	局部的	無関係	3m	12m	無関係	無関係	無関係	無関係	無関係	無関係	8m	10m
確実性	△	◎	◎	○	○	△	◎	△	○	△	○	△	△	△	×	△
農道への適用性	×	◎	△	×	×	△	△	△	◎	×	○	○	○	○	×	△

Table 12 に沈下及びすべり破壊の対策工法をまとめて示した。表中に示した工法の中には沈下とすべり破壊の両方に効果のある工法も含まれており必ずしもはっきりと区分されたものではないが、一応二次的に発生する効果ではなく、一次的な目的ないし効果によって分類した。

一口に軟弱地盤対策といってもその方法はさまざまであり、問題とする軟弱地盤に適した工法を選択することは高度な技術的判断と経験が要求される。そこでTable 12 ではその対策のポイントで細区分をし、さらに残留沈下、支持力の増加、経済性、農地への影響、対象地盤、軟弱層厚さ、确实性の項目等についてその評価を行っている。そして最後に農道への適用性について総合的な見地からまとめてある。農道に適用できるものとしては、とくに経済的に有利であること、農地に急激な変化（地盤や水位の低下など）や薬害を引き起こさないもの、その効果が確実に期待できるものなどが要求される。

これらの判断から結局農道に向いている工法として、沈下対策としてはプレローディング工法、すべり破壊対策としては緩速施工法（段階施工法）あるいは安定処理などの表面支持力増強法をあげることができる。プレローディング工法のメリットについては既に第5章においては詳しく述べてある。しかしプレローディング工法にしても盛土高さが高くなればすべり破壊などの問題が生じるわけであって必ずしも万能ではなく、あくまでも一応の目安にすぎない。また1つの工法だけを採用するのではなく、例えばプレローディング工法と段階施工、あるいはプレローディング工法と安定処理といった組合せを考えることも重要である。

7. 設計断面の決定

設計断面は採用する対策工法によって当然変わってくるものであるが、沈下に対する考え方には共通する部分も多い。

いま軟弱地盤上の農道の設計断面として、Fig. 78 に

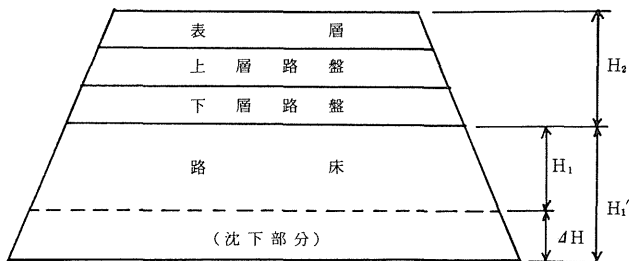


Fig. 78 農道の設計断面

示すようなもの考えるものとする。

このときは全上載荷重Pとしては

$$P = P_1 + P_2 + P_3' \tag{270}$$

となる。

ただし P<sub>1</sub> は交通荷重、P<sub>2</sub> は舗装部分の荷重、P<sub>3</sub>' は路床部の荷重である。

このような設計断面の農道が ΔH の沈下を起こしたと考えると路床部分では ΔH の層厚の減少が生ずることになり、沈下後の設計断面はもはや初期のものではなくなる。したがって設計断面としては始めから路床部に ΔH

を考慮したものと考えなければならない。すなわち荷重については

$$P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 \tag{271}$$

ここに P<sub>3</sub> は最終的に要求される路床部荷重、P<sub>4</sub> は沈下する部分の荷重である。

いま圧密層厚を H、上載荷重による地中の増加応力を ΔP、その係数を α、路床材の単位体積重量を γ<sub>1</sub>、圧密試験から得られる体積圧縮係数を m<sub>v</sub> とすれば、P<sub>4</sub> は次式で与えられる。

$$P_4 = \Delta H \times \gamma_1 = m_v H \alpha P \gamma_1 \tag{272}$$

また路床部分と舗装部分の厚さをそれぞれ  $H_1$ ,  $H_2$ , 舗装部分の平均単位体積重量を  $\gamma_2$  とすれば、近似的に次の関係を得る。

$$P_2 = H_2 \gamma_2 \quad (273)$$

$$P_3 = H_1 \gamma_1 \quad (274)$$

したがって全上載荷重  $P$  は

$$P = P_1 + H_1 \gamma_1 + H_2 \gamma_2 + m_v H \alpha P \gamma_1 \quad (275)$$

となる。

また始めの路床部高さを  $H_1'$  とすれば

$$P_3' = P_3 + P_4 = H_1' \gamma_1 \quad (276)$$

(270), (272), (274), (276) の各式より

$$H_1' = \frac{H_1 + m_v H \alpha (P_1 + P_2)}{1 - m_v H \alpha \gamma_1} \quad (277)$$

上式によってあらかじめ設計すべき路床部の厚さ  $H_1'$  が求められる。 $H_1'$  は圧密層厚  $H$  に対応して変化し、(277) 式のように  $H_1'$  を定めれば理論的には沈下後の路面は予定設計通り平坦面となる。

なおプレローディングによる盛土を行う場合の盛土高さ  $h$  は、盛土材の単位体積重量を  $\gamma_3$  として計算すると、 $P = h \gamma_3$  を (275) 式に代入して

$$h = \frac{P_1 + H_2 \gamma_2 + H_1 \gamma_1}{(1 - m_v H \alpha \gamma_1) \gamma_3} \quad (278)$$

となる。

もし盛土材として路床材と同じものを使用するときには、

$\gamma_3 = \gamma_1$  より

$$h = \frac{(P_1 + H_2 \gamma_2) \gamma_1 + H_1}{1 - m_v H \alpha \gamma_1} \quad (279)$$

となる。

ところで沈下によって一般に現地盤は中心部が周辺部よりもより多く沈下し、凹形の形状となることが想定される。このような中心部がへこんだ状態は路床部の排水不良を起こし、路床部の強度低下とそれによる路面の変形、さらには路体そのものの不安定化を引起す原因ともなる。またプレローディング工法で施工する場合などには、路床部の厚さを設計通り規定するためにも中心部と周辺部とで沈下する路床部の厚さを変化させることが必要となってくる。しかし路床の盛土高さを施工段階で調節することは面倒であるから、現地盤の整形のときにこれを考慮しておくのが得策である。

したがってこのような農道の横断面の変形による問題を解決するため、Fig. 79 に示したように現地盤の整形は設計段階で中心部が高くなるようにすべきである。このとき現地盤の整形高さ  $H_3$  については、

$$H_3 \geq \text{中心部の沈下量} - \text{ノリ尻部の沈下量} \quad (280)$$

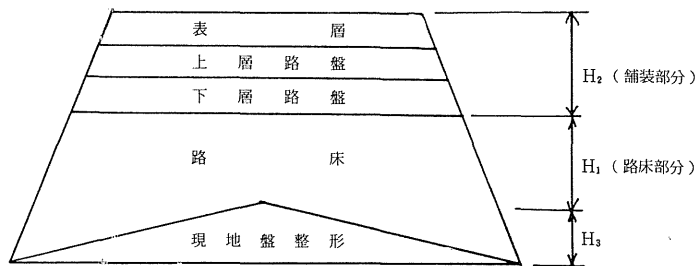


Fig. 79 農道の設計断面

となるように設計しておけばよい。

ノリ尻部の沈下量は計算によって求めるべきであるが、もし簡易設計を行う場合は中心部沈下量の約 5 割とみて、

$$H_3 \geq \frac{1}{2} (\text{中心部の沈下量}) \quad (281)$$

としても大きな間違いはないと思われる。

### 8. 沈下量の計算

農道の施工によって農道自体及び周辺部の沈下量が時間とともにどのように変化するか推定することは重要な問題である。時間沈下量の推定によって農道が安定する時期はもちろん、予測通りの沈下が進行しているかどうか

か施工の各段階でチェックを行うことができる。またプレローディング工法や段階施工法では盛土始めの時期や盛土期間及び施工手順などの施工計画を決めるための重要な判断資料となる。

農道の沈下計算の手法として現在最も確実と思われるのは有限要素法による圧密解析である。これによれば任意の境界条件や荷重条件及び任意の地盤の材料定数に対し精密な解を得ることができる。そして間ゲキ水圧や応力の変化についても有意義な情報を得ることができる。また二次元的な断面変形の状況を的確に把握することができる。さらに有限要素法による弾塑性圧密解析によれば、塑性破壊も含む計算結果が得られ、圧密による沈下と荷重による地盤の安定性の両者が同時に解析できるという特長を有する。

これに対していわゆる一次元的な圧密解析では時間沈下量の計算値と実測結果で大巾な違いが生じ、また二次元的断面の変形を推定することはできない。ただ弾塑性の有限要素解析でもクリープ沈下を推定することはできないので、クリープ沈下が想定される地盤については適切に計算結果を修正して用いなければならない。

有限要素法による圧密沈下量の計算は当然のことながら農道を設計する地盤の状況や設計断面及び設計荷重に応じて入力を行い、大型計算機を使用してその演算を行わなければならない。したがってどのような設計条件でも一般的に使用できるような沈下量の計算図表を提示することは困難である。しかし特定の境界条件や荷重条件(例えば圧密層が均一で、等分布の荷重が中央に作用している場合など)の解析例については本論文でも図表化しているので、これらの結果は一応の参考に供せられる(Fig. 10~19など)。また圧密と塑性破壊荷重の関係についても特定の条件の場合の解析例が示されている(Fig. 24~28)。

### 9. 施工計画の立案

軟弱地盤上の農道の施工においては一般的に段階的施工が望ましいとされており、各施工段階で沈下安定をはかってから次の施工に移行し、順次年次計画を立てて予定農道を完成させる。この場合施工計画を綿密に立て、

合理的に作業を進めることが重要である。とくにプレローディング工法などで盛土を行う場合は盛土材の有効利用の立場から施工計画の良し悪しは経済性にも大きく及びいてくるものである。プレローディング工法の施工計画については本論文の番5章で詳しい検討を行っており、例えばFig. 73には具体的な計画図が示されている。

施工計画でとくに検討すべきものと思われる項目は次のようである。

- ①工区の路線長と工区数
- ②段階的施工の手順
- ③盛土及び段階施工の期間
- ④路床などの盛土増加速度
- ⑤盛土材の運用計画

なお施工計画が具体的に決まった段階で、各施工段階の設計断面及び荷重に対する沈下量の計算をもう一度行い、時間沈下量の詳細な検討を行っておくことが必要である。

### 10. 周辺地盤、構造物の対策

農道の沈下に伴って生ずる農道周辺部の農地や用排水路および暗キョ、パイプラインなどの変形は事前によく検討し、その対策を立てておかなければならない。例えば農道周辺の水田が沈下する場合は沈下がほぼおさまった段階で修復の盛土を行わなければならない。この場合はプレローディング工法などで使用する盛土材の残土を利用すると経済的である。

用排水路や暗キョについてはあらかじめ沈下量の計算を行い、沈下による機能低下の予測を立てると同時にその対策を考えなければならない。対策の考え方としては2通りある。1つは水田のように沈下が終了し残留沈下が殆んどないと判断された時点で修復するか、あるいはその時点で永久的構造物としての設営を行う方法である。他の1つは用排水路などの基礎を沈下に耐えうるものとして始めから造っておく方法である。

また盛土を長期間放置する場合は、斜面侵食によって用排水路に土砂が混入しないような防護策も必要である。このような農地や農業用構造物は維持管理上問題が発生し易いものであり、とくに長期間にわたるクリープの沈下が予想される場合などには十分にその対策を考慮すべ

きである。

## 11. 施工及び施工管理

施工計画で定められた手順に従って実際の施工を開始するわけであるが、とくに重要なのは施工管理を的確に実施することである。

施工管理上の要点を列举すれば

- ①沈下量が予測通り進行しているかどうか。
- ②路床の盛土が施工計画通り行われているかどうか（とくに施工開始時期、施工期間、施工方法などについて）。
- ③周辺地盤や構造物にどのような影響が出ているか。
- ④各施工段階終了後の路面の状態はどうか
- ⑤路床や路盤の支持力が十分に出ているか。
- ⑥使用する材料の管理と施工後の材料定数の確認。

このような施工管理を行うためには農道及び周辺地盤に沈下板や沈下杭を設置し、農道施工開始後の沈下量を追跡調査する必要がある。また路床や地盤の強度や密度の変化を適当な土質試験でチェックすることも必要である。

施工管理のチェックで予測しない事態が生じたときは、その段階で施工計画全体の見直しを考えなければならない。例えば沈下がなかなか収束しないようなときには施工日程をずらすこともあり得る。

ところで一般に軟弱地盤上に農道を施工する場合は事前に試験盛土などの予備調査を実施しておくことが望ましい。これは対策工法を選択し、実際の設計断面を決定する以前に行うべきである。この試験盛土によって沈下量や地盤の応力の変化を具体的に把握することができ、盛土期間などの推定に非常に役立つものである。またこの試験盛土によって沈下や安定計算法の妥当性も事前にチェックすることができる。

## 第7章 結 言

本論文で得られた結論を各章ごとにまとめれば以下のようである。

まず農道沈下の農地工学的問題点については、

- 1) 農道の設計・施工で考慮すべき特殊条件としては、
- ①帯状構造物であること、②荷重条件の特殊性、③軟弱

地盤の取扱い、④路線長が長い問題、⑤低盛土であること、⑥農地及び農業用構造物との関係が密接であること、などがあげられる。

2) 農道が沈下することによって支障となる問題点としては、①設計断面の変形、②路面の不同沈下、③農地と隣接構造物への影響、④支持力の低下、⑤経年的変化の問題などがあげられる。

農道沈下の理論的解析については、はじめに多元次圧密解析について

1) 多元次圧密を支配する基礎方程式を汎用性の高い方法によってまとめ、これを有限要素法による方程式へ変換して、任意の境界条件と材料定数で計算できる圧密解析法を示した。

2) 平面ヒズミ場の二次元連続体についてL.S.T要素による具体的な有限要素法の関係式を提示した。

3) 有限要素解析の電算プログラムを開発し、またプログラムの内容を詳細に説明した。

4) 一次元圧密理論と有限要素解の比較を行い、 $H/B \leq 1/4$  で殆んど一次元理論曲線に一致することを確かめた。また二次元圧密は一般に一次元圧密よりも圧密進行速度が早くなり、とくに $H/B$ 、 $k_x/k_y$ 、 $\nu$ が大になると圧密進行が早くなること、マンデル・クライヤー効果が顕著になること、最終沈下量は一次元の場合と同一の式で計算されることなどが明らかとなった。

5) Biot 理論と有限要素解との比較によって、著者の有限要素解の妥当性が確認された。

6) 農道などに見られる帯状分布荷重を受けた地盤の圧密沈下特性を詳しく検討した。全般的に二次元圧密が一次元圧密よりも早く圧密進行すること、 $H/B$ 、 $k_x/k_y$ 、 $\nu$ が大きくなるほど同じ二次元圧密でも圧密進行が早くなること、 $E/q$ の変化は圧密進行に影響を与えないことが明白となった。また地盤の表面の沈下は荷重の作用している直下で著しく、周辺地盤には膨れ上がりが生ずること、そしてこの傾向は $H/B$ や $\nu$ が大のもの程顕著であることが判明した。間ゲキ水圧は表層部で最も急激な変化が起り、圧密中心部ではいわゆるマンデル・クライヤー効果が一般的に発現した。有効応力は間ゲキ

水圧の起伏と逆の傾向を示し、とくに圧密中心部における圧密初期段階の応力の低下傾向が顕著となった。

つきに一般化弾塑性圧密解析については

- 1) 塑性理論を導入して、弾性圧密沈下と塑性破壊を統一的に記述する弾塑性圧密解析の定式化を行った。
- 2) 一般化弾塑性圧密の有限要素解法を呈示し、実際のプログラムの開発ならびにその説明を行った。
- 3) 帯状分布荷重を受けた地盤の弾塑性解析を行い、有限要素解がBooker やSmall らの計算と一致することを確かめ、著者の解析手法の妥当性を検証した。
- 4) 弾塑性圧密解析による荷重と沈下量の関係においては、荷重増加率 $\omega$ が非常に重要なファクターとなることが明らかとなった。したがって実際の施工においては荷重増加速度と地盤の強度ならびに圧密進行速度を常に検討しながら施工計画を考えることが重要である。
- 5) 塑性破壊荷重は $\omega$ が大のとき非排水強度に、 $\omega$ が小のとき排水強度とそれぞれ一致し、 $\omega$ の大小によって破壊に至る荷重が異なることが明らかとなった。
- 6) 間ゲキ水圧は $\omega$ が大のとき表層部で急激に上昇し、 $\omega$ が小のときは底部に向けて少しずつ増加しその変化も殆んどない。
- 7) 塑性領域は載荷面の直下から部分的に次第に発達し、そして完全塑性破壊に至るという過程を経る。 $\omega$ が大のときはこの塑性領域の発達が急激に行われる。
- 8) 具体的な塑性破壊を生じた例として真瀬の解析例を示し、理論と実際とがよく一致することが確かめられた。またこの実際の施工において盛土増加速度が問題であったことも明らかとなった。

沈下現象の解析ではまず農道の沈下量観測結果から、

- 1) 泥炭地盤上の農道施工法としてプレローディング工法による盛土を行い、試験盛土と本施工を含めて約3年間にわたる追跡調査によって農道沈下の特徴と問題点が明らかとなった。
- 2) 盛土による圧密沈下は最も軟弱な層(泥炭層)に集中して起こり、中心部の最終沈下量は圧密層厚と盛土荷重にほぼ比例した量(試験盛土のN区で沈下量は32.2cm, S区で22.6cm)であった。また90%圧密に要し

た時間は試験盛土の場合35日前後となった。

- 3) 盛土ノリ尻部の沈下量は中心部の4~5割の値であった。また周辺水田への沈下の影響はノリ尻から2mの範囲に及んだ。
- 4) 地盤の変形は鉛直方向の沈下のみで、周辺地盤には膨れ上がりは観測されなかった。これは泥炭地盤の特徴であると想定される。またこのような周辺部における沈下傾向は理論解析結果と若干異なる現象である。
- 5) 本施工区における2年間の沈下量追跡調査から、クリープ沈下の特徴が明らかになった。クリープ沈下は時間の対数に対し直線的に進行する。このようなクリープ沈下の原因としては、泥炭の特性、車輛による繰返し荷重の影響が考えられる。
- 6) 農道全路線の最終沈下量(盛土後1年後の観測値)は圧密層厚の変化とほぼ対応している。しかし部分的にはずれが見られ、この原因として泥炭層の分布の複雑性と泥炭そのものの強度の変化が考えられる。
- 7) 農道の沈下に伴い農道に隣接した用排水路の断面の変形が生じ、盛土期間中いく度となくその修復を必要とした。また隣接水田も沈下部分の補修を行わざるを得ない状況となった。

つきに圧密理論の適用と解析による結果から、

- 1) 最終沈下量は一次元の計算でも十分の精度で推定できる。ただし動的な車輛荷重については試験によって正しく評価する必要がある。
- 2) 圧密時間沈下量の推定は一次元理論では困難である。一次元の計算値は実測よりもかなり遅れた結果を与える。
- 3) 有限要素法による圧密解析によって農道沈下の状況をよく再現することができた。間ゲキ水圧や応力の変化も妥当な推定が行えた。農道のような局部的荷重が作用する地盤については、周辺地盤を含めた詳細な沈下予測を行うためには最終的に有限要素法に頼らざるを得ないと結論される。
- 4) 本施工でみられたクリープ沈下は弾塑性圧密解析では表現できない問題であり、場合によっては粘弾性圧密解析が必要とされる。またクリープ沈下のメカニズムそのものについても今後究明しておく必要がある。



5) 簡易二次元圧密解析によってもある程度実測値に接近した沈下量の推定が行える。ただしこの理論ではいくつかの単純化した仮定条件を設けてあるので、使用にあたっては十分注意する必要がある。

つぎに農道沈下の特徴と問題点からとくに今後の課題についてまとめれば、

1) 沖積地帯の軟弱層の厚さの変化は顕著であり、延長の長い農道では沈下量に相当の差異（調査地では5～40 cm）が生じる。したがって設計に当たっては十分に軟弱層厚を把握し、沈下を考慮した設計を行う必要がある。またこのような場合、始めから表面舗装を行うのは問題であり、プレローディング工法などによる地盤処理を行うのが妥当である。

2) 農道の沈下は周辺の農地、用排水路、暗キョに影響を与える。農道沈下の問題は農地と農業用構造物全体のバランスの中で考えなければならない。またこのような周辺構造物の変形にどのように対処するかが問題である。

3) 泥炭地盤上の農道では車輛の繰返し荷重などによるクリープ的沈下の発生が明らかとなった。このようなクリープ沈下は将来にわたる断面変形とそれによる機能低下の原因となり、維持費の計上されない土地改良事業では深刻な問題となる。

4) 農道沈下の理論推定法としては有限要素法が有用であるが、大型計算機の使用の問題や技術者、費用の問題により一般の設計にはすぐに利用されない問題がある。今後はさらに簡単に利用できる計算手法の開発または解析例の図表化などの工夫が必要である。

5) 軟弱地盤上の農道施工法は現在全く体系化されてなく、個々の技術者の判断に委ねられている。プレローディング工法は1つの有効な対策工法であるが、さらにその適用性や設計法を明確にすることが必要である。

農道の沈下安定工法の問題点をまとめると、まず沈下安定工法の位置づけから、農道の地盤改良工法としてプレローディング方式が優れていると結論された。プレローディング工法のメリットは次のような点にある。

1) 支持力の増加が期待でき、将来における沈下の必要が少く、沈下対策としては確実性のある工法である。

2) 工法がソフトで農地に隣接する農道に適している。これは急激な地盤の変形、地下水位の変化を起こさずにゆっくりと農道を安定化させることによる。

3) 工法に融通性があり、工期中のどの段階でも設計の補正や路面の修復が可能である。また沈下量の想定が困難な場合にもこの工法が有効である。

4) 経済性にすぐれている。とくに施工計画を合理的に行い、盛土材を路床用として使用したり、残土の有効利用を考えればさらに経済性の面で有利である。

5) 施工中でも農耕車輛の通行が可能で、農作業に支障を与えるものではない。

つぎにプレローディング工法の最適設計法については、次のようないくつかの提案を行った。

1) 盛土荷重には沈下する路床部分の荷重（沈下量荷重）を考慮すべきである。この場合盛土高さの式は、

$$h = \frac{(P_1 + H_2 \gamma_2) / \gamma_1 + H_1}{1 - \alpha_m v H \gamma_1} \quad (264)$$

となる。

2) 盛土の時期は地下水位の変動、圧密に要する時間、クリープ沈下の有無、段階的施工の方法を総合的に判断して決めることが必要である。

3) 盛土材の繰返し利用を考慮した施工計画のあり方として、例えばFig. 73 に示したような方法が考えられる。

4) 各工区の路線長と工区の数合理的に決めるべきであり、その場合の式として次式を導いた。

$$\frac{V_0}{A_2} \frac{r^n - 1}{r - 1} = 1 \quad (265)$$

ここに $V_0$ は残土量に比例した値であるが、 $V_0$ をいくらに設定するかがプレローディング工法では重要なポイントとなる。

プレローディング工法による実際の施工計画例と施工結果では、はじめに施工の概要を示し、次に最適設計法に基づいた施工計画例と施工結果を示した。ここで明らかとなったことは、

- 1) 予測通り約100日前後で急激な沈下は終了した。
- 2) 100日以降はクリープ的沈下の傾向が顕著に現れた。
- 3) 盛土材の一部の除去による除荷の影響は沈下量の観

測値には余り現れない結果となった。

これらの結果からプレローディング工法の問題点として、

- 1) 理論や室内実験からだけではなかなか予測しきれないクリープ沈下等の現象が発生することを考慮して、盛土期間には余裕をもたせること、また施工後実測沈下量の追跡を行って常にチェックしておくことが必要である。
- 2) 盛土の高さは地盤の破壊を引き起こさない限界値の制約を受けるが、この外に農耕車輛の通行や、斜面侵食などの考慮もしなければならない。したがって場合によっては冬期間に規定高さの盛土を行い、夏期間には暫定盛土高さとして1m程度に押さえておくなどの配慮も必要となる。
- 3) 盛土斜面の保護を施すための何らかの対策が必要である。水路へ土砂の流入があっては問題となる。
- 4) 推定した沈下量よりも実際の沈下が少ない場合は設計路床厚さがとれなくなり問題となる。沈下量の推定は現況を十分に把握して行き、盛土高さを一定にする場合は現地盤の整形の段階で部分的に高さを調整するなどきめ細かい施工管理が必要である。

農道の適正設計論では、はじめに農道設計の問題点として以下に示す項目を指摘した。

- 1) 設計基準では農道の沈下をどのように取扱うのか非常に不明確である。
- 2) 軟弱地盤対策は現場の技術者の判断に全く委ねられ、その指針すら明らかにされていない。
- 3) 地盤調査法には大いに改善の余地が残されている。
- 4) 農道の配置の決定には地盤の良し悪しの配慮が不足している。
- 5) 農道の施工計画と施工方法に合理性と経済性を追求し、また農地全体のバランスの問題も考慮すべきである。

そして最後に沈下を考慮した農道の設計法として、著者の具体的な考えを提案した。その要点は次のようである。

- 1) 沈下を考慮した農道設計の設計手順をFig. 76に示した。
- 2) 農道は直線形状に囚れずに地区内の地盤の良好な場

所を選んで設置すべきである。もし軟弱地盤上に設置する場合は地盤処理をきちんと行う必要がある。

- 3) 地盤調査はなるべく細かく行き、さらにボーリングや土質試験に代わり得る効率のよい土質調査法によって細部の調査を補間することが望ましい。
- 4) 沈下量の許容値として農道の場合は中心部で10cmと判断される。沈下量が10cmをこえる場合は何らかの沈下対策が必要である。
- 5) 農道に対して考えられる地盤の対策工法をTable 12に分類して示し、またその評価も示した。農道に向いているものとしては、沈下対策についてはプレローディング工法、すべり破壊対策としては緩速施工法(段階施工法)と安定処理をあげることができる。
- 6) 設計断面の路床部厚さは、沈下を考慮して、

$$H_1' = \frac{H_1 + m_v H \alpha (P_1 + P_2)}{1 - m_v H \alpha \gamma_1} \quad (277)$$

の式によって定めるべきである。

- 7) 現地盤の整形は沈下を考慮して中高に設計し、そのときの現地盤整形高さは、

$$H_3 \geq \frac{1}{2} (\text{中心部の沈下量}) \quad (281)$$

となるように設計しておけばよい。

- 8) 沈下量の計算手法、施工計画の立案、周辺地盤、構造物の対策について合理的な考え方を述べた。
- 9) 施工管理上の要点を示し、また試験盛土などの予備調査や沈下量の追跡調査が重要であることを強調した。

### 〔 謝 辞 〕

本研究を行うに当り、東京大学竹中肇教授及び富田正彦助教授、茨城大学須藤清次教授からは終始御懇切なる御指導・御助力を受けた。そして東京大学農地工学研究室のゼミにおいては有意義な研究討論に参加させて戴き、貴重な御教示と御助言を受けた。また本研究の中で行われた現地調査の計画および施工においては茨城県土浦土地改良事務所工務第2課の片岡満男課長(当時)、間宮松郎課長(当時)、木沢英雄係長以下担当技師の方々に多大の御便宜をはかっていただいた。

ここに関係者諸兄に厚く感謝の意を表する次第である。

なお本研究に使用した有限要素法のプログラムの開発ならびに計算は筑波大学情報処理センターの大型計算機 ACOS-6 を利用して行れた。

最後に本論文は著者の東京大学審査学位論文の一部であることを付記する。

〔引用文献〕

- 1) Terzaghi, K. : Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage, F. Devitke, Vienna, 1925.
- 2) Rendulic, L. : Der Hydrodynamische Spannungsausgleich in Zentral Entwässerten Tonzylindern, Wasserwirt. u. Tech., 1-38 (1935)
- 3) Gibson, R. E. and P. Lumb : Numerical Solution of some Problems in the Consolidation of clay, Proc. Instn. Civ. Engrs., Vol. 1, pp. 182-198 (1953)
- 4) Aboosh, H. and H. Monden : Three-dimensional Consolidation of Saturated clay, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., 1-559 (1961)
- 5) Biot, M. A. : General theory of three dimensional consolidation, J. Appl. Phys. 12, 155-169 (1941)
- 6) Biot, M. A. : Consolidation Settlement under a rectangular load distribution, J. Appl. Phys., 12, 426-430 (1941)
- 7) Cryer, C. W. : A comparison of the Three-dimensional consolidation theories of Biot and Terzaghi, Quart. J. Mech. and Appl. Math., 16-401 (1963)
- 8) Mandel, J. : Consolidation des couches d'argiles, Proc. 4th Int. Soil Mech., Vol. 1, pp. 360-367 (1957)
- 9) McNamee, J. and R. E. Gibson : Displacement function and linear transforms applied to diffusion through porous elastic media, Quart. J. Mech. and Appl. Math., 13-pt 1-98 (1960)
- 10) Gibson, R. E. and J. McNamee : The consolidation settlement of a load uniformly distributed over a rectangular area, Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech., 1-297 (1957)
- 11) Gibson, R. E., P. L. Shiffman and S. L. Pu : Plane strain and axially symmetric consolidation of a clay layer on a smooth impervious base, Quart. J. Mech. and Appl. Math., Vol. 23, pp. 505-520 (1970)
- 12) 山口柏樹・村上幸利 : 有限粘土層の多次元圧密について, 土木学会論文集, Vol. 204, pp. 71-81 (1972)
- 13) Sandhu, R. S. and E. L. Wilson : Finite-Element Analysis of seepage in elastic media J. Engng Mech. Div, Proc. ASCE, 95, pp. 641-652 (1969)
- 14) Ghaboussi, J. and E. L. Wilson : Flow of compressible fluid in porous elastic media, Int. J. Numerical Methods in Engng, Vol. 5, pp. 419-442 (1973)
- 15) Hwang, C. T., N. R. Morgenstern and D. W. Murry : On solutions of plane strain consolidation problems by Finite Element Method, Canadian Geotechnical J, 8, pp. 109-118 (1971)
- 16) Christian J, T. and J. W. Boehmer : Plane strain consolidation by finite element, Proc. Am. Soc. Civ. Engrs, 96, 1435 (1970)
- 17) Booker J. R. : A numerical method of solution of Biot's consolidation theory, Q. J. Mech. Appl. Math., 26, pp. 445-470 (1973)
- 18) Booker J. R. and J. C. Small : An inve-

- stigation of the stability of numerical solution of Biot's equation of consolidation, *Int. J. Solids Struct.*, **11**, pp. 907 - 917 (1975)
- 19) Carter J. P., J. C. Small and J. R. Booker : A theory of finite elastic Consolidation *Int. J. Solids Struct.*, **13**, pp. 467 - 478 (1977)
- 20) Carter J. P., J. R. Booker and J. C. Small : The analysis of finite elasto - plastic consolidation , *Int. J. Numerical and Analytical Method in Geomechanics*, Vol. **3**, pp. 107 - 129 (1979)
- 21) Felippa, C. A. : Refined finite element analysis of linear and nonlinear two - dimensional Structures, Structures and Materials Research Department of Civil Engineering Report NO. 66 - 22, University of California (1966)
- 22) 塩 光輝 : 有限要素法による多次元圧密解析, 茨城大学農学部学術報告, 第**28**号, pp. 53 - 78 (1980)
- 23) 塩 光輝 : 試験盛土による泥炭地盤上の農道の沈下観測と解析, 農業土木学会誌第**48**巻第**6**号, pp. 11 ~ 16 (1980)
- 24) 塩 光輝 : 有限要素法による弾塑性圧密解析と二次元圧密特性, 農業土木学会論文集, 第**95**号, pp. 65 ~ 71 (1981)
- 25) Hill, R. : The mathematical Theory of Plasticity, Oxford London, p 50 (1950)
- 26) Drucker, D. C. and W. Prager : Soil mechanics and plastic analysis or limit design, *Q. J. Appl. Math.* **10**, pp. 157 - 165 (1952)
- 27) 田中忠次 : 土質構造物への適用を目的とした一般化弾塑性モデル有限要素解析法, 農業土木試験場報告, 第**18**号, pp. 101 - 122 (1979)
- 28) 最上武雄編著 : 土質力学, 技報堂, p 756 (1969)
- 29) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S. and King, I. P. : Elasto - plastic solution of engineering problems 'initial stress', finite element approach, *Int. J. Num. Methods Eng.* **1**, pp 75 - 100 (1969)
- 30) 塩 光輝 : 有限要素法による弾塑性圧密解析について, 農業土木学会論文集, 第**96**号, pp. 30 - 35 (1981)
- 31) Booker, J. R. : A method of integration for the equations of plasticity of a weightless cohesive frictional material, *Q. J. Mech and Applied Math.*, Vol. **1**, **15**, Pt. **1**, pp 63 - 82 (1970)
- 32) Small, J. C., J. R. Booker and E. H. Davis : Elasto - plastic consolidation of soil, *Int. J. Solids Structures*, Vol. **12**, pp 431 - 448 (1976)
- 33) 茨城県土浦土地改良事務所 : 基幹農道舗装事業福岡地区土質調査委託調査報告書 (1977)
- 34) 塩 光輝 : 農道の沈下量観測と圧密解析結果, 農業土木学会論文集, 第**97**号, pp. 40 - 46 (1982)
- 35) 土質工学会編 : 土質調査法, 土質工学会, pp 464 - 465 (1972)
- 36) Yamanouchi, T. and K. Yasuhara : Behavior of soft clay under Repeated Loadings and its Applications to Field Problems, Symposium on Recent Developments in the Analysis of Soil Behavior and their Application to Geotechnical Structures, July 1975, pp 337 - 351
- 37) Carrilo, N. : Simple two - and three - dimensional cases in the theory of consolidation of soils, *J. Math. Phys.*, **21** - 1 (1942)
- 38) 塩 光輝 : 二次元圧密理論と農道の沈下解析, 茨城大学農学部学術報告, 第**27**号, pp. 95 - 106 (1979)
- 39) 土質工学会編 : 土質工学ハンドブック, 技報堂, pp. 702 - 784, (1969)
- 40) 塩 光輝 : プレローディング工法による農道の設計

とその問題点，農業土木学会誌，第49巻第11号，  
pp. 17～22（1981）

41) 農林省構造改善局：土地改良事業計画設計基準・計  
画・は場整備（水田），農業土木学会（1977）

42) 農林省構造改善局：土地改良事業計画設計基準・

設計・農道（その1）・舗装，農業土木学会（1977）

43) 土質工学会編：軟弱地盤の調査・設計・施工法，第  
2章，調査法，土質工学会，pp. 31～81（1973）

44) 上田嘉男他著：道路土工(II)軟弱地盤処理，山海堂，  
pp. 1～10（1976）

## A Theoretical Study on the Settlement and Stability of Farm Roads

KOHKI SHIO

### I Introduction

Farm roads are important agricultural structures which improve not only the agricultural productivity and the circulation of agricultural products but also the environment of farm villages. Especially now, farm roads become large and are often paved as the main farm roads or the wide district farm roads, and so the cost for constructing farm roads tends to increase year after year. That is to say farm roads, in the past, had the additional role as the connecting roads for cultivation, but now have the essential role as one of the agricultural production bases which have an important relation to the agricultural productivity.

Farm roads have changed so qualitatively that recently they have become more and more important. This study aims at to research the optimum method for design and construction of such farm roads. Especially concerning the problems of farm roads on soft foundations, the author investigated theoretically how to deal with both the consolidation settlement and the stability in design and construction, observing the settlement results in the field and analysing them.

### II. Theoretical analysis of roads settlement

#### 1. Two and three-dimensional analysis of consolidation

The two and three-dimensional consolidation theory developed by the author has so high applicability that it is easy to apply the theory to elasto-plastic body, finite deformation, large deformation and further visco-elastic body, etc. And also the author cleared up the characteristics of two-dimensional consolidation settlement by the embankment load, which have been so far indefinite. The equations which govern the two and three-dimensional consolidation consist of four equations below,

$$\dot{\sigma} = D\dot{\epsilon} - \dot{p} \quad (1)$$

$\sigma$  : effective stress

$\epsilon$  : strain

$p$  : pore-water pressure

$D$  : elastic matrix

$$v = -K \nabla h \quad (2)$$

$v$  : flow velocity                       $h$  : water potential

$K$  : matrix of permeability

$$\int \left( \frac{d\varepsilon_v}{dt} p^* - v^T \nabla p^* \right) dV = 0 \quad (3)$$

$p^*$  : virtual pore water pressure       $\varepsilon_v$  : volumetric strain

$$\int \dot{\varepsilon}^{*T} \sigma_0 dV = \int \dot{u}^{*T} F dV + \int \dot{u}^{*T} T ds \quad (4)$$

$\varepsilon^*$  : virtual strain                       $u^*$  : virtual displacement

$T$  : traction vector                       $F$  : body force vector

These equations can be arranged into the next basic two and three-dimensional consolidation equations which represent the change of deformation and pore-water pressure by the external forces.

$$\left. \begin{aligned} \int \dot{\varepsilon}^{*T} \left( \int_{t_0}^t (D\dot{\varepsilon} - \dot{p}) dt \right) dV &= \int \dot{u}^{*T} F dV + \int \dot{u}^{*T} T ds - \int \dot{\varepsilon}^{*T} \sigma_0 dV \\ \int \left( \frac{d\varepsilon_v}{dt} p^* + \nabla h^T K^T \nabla p^* \right) dV &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

But it is quite difficult to get the solution for every optional boundary condition, then the equations (5) have to be converted into the next equations by Finite Element Method.

$$\begin{bmatrix} Q & -L^T \\ -L & -\alpha \Delta t R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta(t) \\ q(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} m \\ -L \delta(t) + (1 - \alpha) \Delta t R q(t) + n \Delta t \end{Bmatrix} \quad (6)$$

where  $\delta(t)$  is the nodal displacement at time  $t$ ,  $q(t)$  is the nodal pore-water pressure,  $Q$  is the stiffness matrix,  $L$  is the matrix concerning with the form,  $R$  is the matrix concerning with permeability and  $m$  is the item of external forces.

Then the author explains about the results calculated from the equations, specially about the deformation characteristics of the consolidation of finite layer with strip load distribution which is commonly observed in farm roads. The divided mesh form used in this analysis is shown in Fig. 1. Varying the form of the model and the material constants of the elements, the characteristics of two dimensional consolidation were investigated. First the variations of the time-consolidation degree were shown in from Fig. 2 to Fig. 4. As shown in these figures, the characteristics of two dimensional consolidation become more remarkable and the process of consolidation becomes faster as the values of  $H/B$ ,  $k_x/k_y$  and  $\nu$  increase. Fig. 5. shows the variations of surface subsidence. The settlement of ground is quite large at the place directly under the embankment, and also swelling of surface is observ-

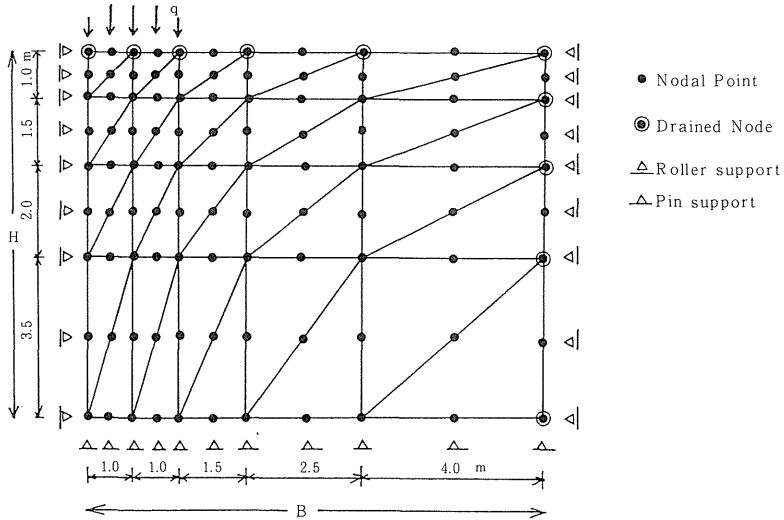


Fig. 1 Finite Element division of ground

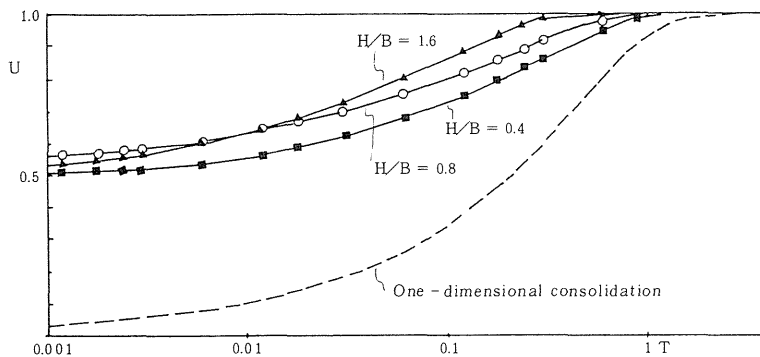


Fig. 2 Variation of time - consolidation degree ( $H/B$ )

ed in the circumference ( in the case of  $\nu = 0.3$  and  $\nu = 0.49$  ). On the other hand in the case of  $\nu = 0$ , surface of ground shows the inclination of subsident in all area. This theoretical result agrees well with the observed fact in field. Fig. 6 indicates the time varying characteristics of pore-water pressure at the given depth of the consolidation layer. The pore-water pressure changes violently at the top of the ground and slowly distinguishes at the bottom. The change of pore-water pressure at the center of consolidation



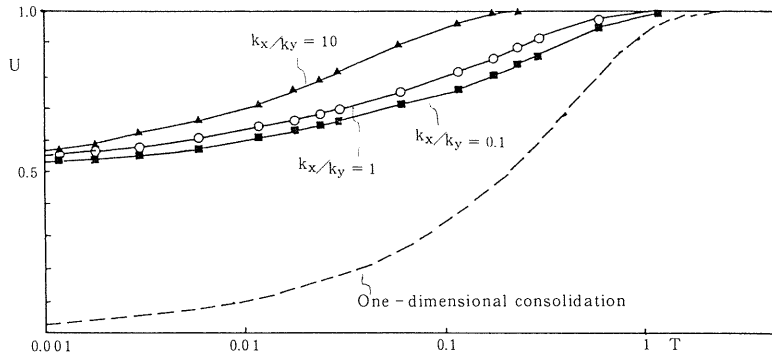


Fig. 3 Variation of time - consolidation degree ( $k_x/k_y$ )

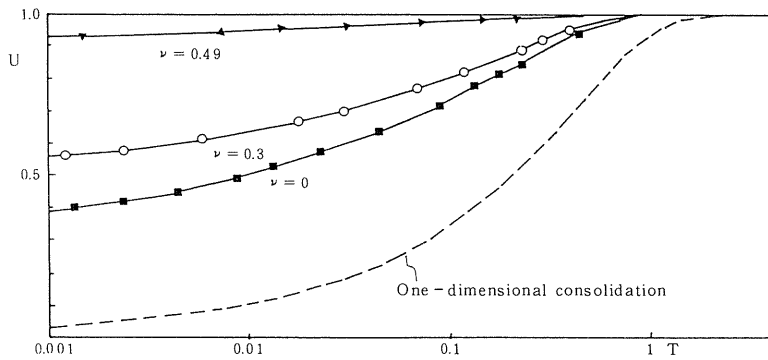


Fig. 4 Variation of time - consolidation degree ( $\nu$ )

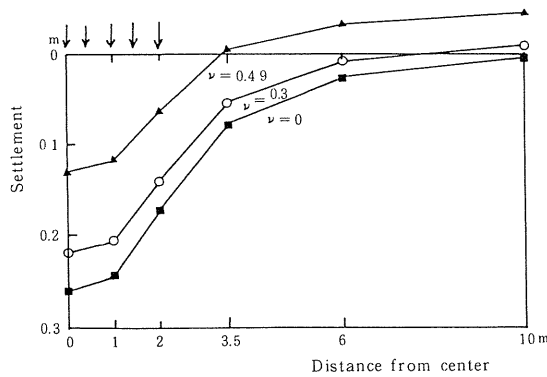


Fig. 5 Change of surface settlement by  $\nu$

layer is complicated. After the loading, the pore - water pressure tends to increase, and afterwards it decreases generally. These phenomena cannot be observed in one - dimensional consolidation, but it is proved that in two - dimensional consolidation such phenomena, i.e., Mandel - Cryer effect, can often occur.

## 2. Generalized elasto - plastic consolidation analysis

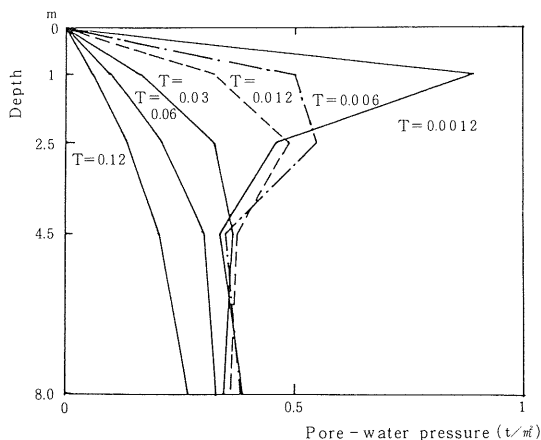


Fig. 6 Variation of pore - water pressure

In the analysis of general soil structures, it is the present state of affairs that problems of deformation and stability are treated individually. Also, in the design of farm roads, it is the general procedure that first of all one examines the stability by plastic theory and decides the available load, and then calculates the consolidation settlement. However consolidation is originally the process which varies with time. Therefore, the author thinks that the stability also relates with time naturally. Namely the stability of farm roads is not decided only by the situation of original ground and by the magnitude of the embankment load, but the relative relation with the consolidation progress seems to be important. Therefore, in order to unite the problems of deformation and stability in consolidation, the author developed the generalized elasto - plastic consolidation analysis, introducing the plastic theory into the usual consolidation theory, and also the author cleared up the features of elasto - plastic consolidation by the calculation results. By the way, this theoretical part is the new region compared with the usual consolidation studies.

First of all, the author develops the governing equation of stress and strain which contains the plastic theory, and accomplishes the general formulation of plastic failure by optional yield conditions and flow laws. In the elasto - plastic body, the strain  $\epsilon$  consists of both elastic component and plastic one. Then we can get the next governing equations which are shown in incremental form.

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_E + \dot{\epsilon}_P \tag{7}$$

$$\dot{\sigma} = D_E \dot{\epsilon}_E \quad (D_E : \text{elastic matrix}) \quad (8)$$

$$\dot{\epsilon}_p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (\lambda : \text{proportional constant}) \quad (9)$$

$$\dot{\sigma} = D_E \dot{\epsilon} - \lambda D_E \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (10)$$

$$\dot{\sigma} = D \dot{\epsilon} \quad (D : \text{elasto-plastic matrix}) \quad (11)$$

$$D = D_E - D_E \frac{\partial g}{\partial \sigma} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T D_E / \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T D_E \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (12)$$

Now we introduce the Drucker-Prager condition as the practical yield condition, and the Mises condition as the plastic potential.

$$f = \alpha J_1 + J_2^{1/2} - k = 0 \quad (\text{Drucker-Prager}) \quad (13)$$

$$g = J_2^{1/2} - k = 0 \quad (\text{Mises}) \quad (14)$$

The Drucker condition can be related with Mohr-Coulomb's parameters  $c, \phi$  in plane strain condition, then

$$\alpha = \tan \phi / \sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi} \quad (15)$$

$$k = 3c / \sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi} \quad (16)$$

By these introductions of plastic theory, we can now get the next elasto-plastic consolidation equation.

$$\begin{bmatrix} \bar{Q}_I & -L^T \\ -L & -\alpha \Delta t R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_2 \\ q_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{Q}_I \delta_1 - L^T q_1 + m_2 - m_1 \\ -L \delta_1 + (1 - \alpha) \Delta t R q_1 \end{Bmatrix} \quad (17)$$

Where  $\delta$  is the nodal displacement,  $q$  is the nodal pore-water pressure and  $\bar{Q}_I$  is the mean stiffness matrix.

For the practical calculation, we must execute the iteration by the method of initial stress. In this case the equation is converted into the next one.

$$\begin{bmatrix} Q & -L^T \\ -L & -\alpha \Delta t R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_2^{(n+1)} \\ q_2^{(n+1)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q \delta_2^{(n)} - \bar{Q}_I^{(n)} (\delta_2^{(n)} - \delta_1) - L^T q_1 + m_2 - m_1 \\ -L \delta_1 + (1 - \alpha) \Delta t R q_1 \end{Bmatrix} \quad (18)$$

From the equations above, the author drew up the practical calculation programs and executed the calculation. Then the author explains the characteristics of elasto-plastic consolidation. Fig. 7 shows the divided mesh form which is used for elasto-plastic analysis of the ground with strip load distribution, considering the case of farm roads. First, Fig. 8 shows the relation between load and settlement. In the figure, two curves are shown which indicate the different load-increasing rate. Both curves reach to the infinite displacement at the given load. At the point, perfect plastic failure occurs. But the value of each failure is quite different, that is, if the load-increasing rate becomes smaller, the failure load becomes greater.

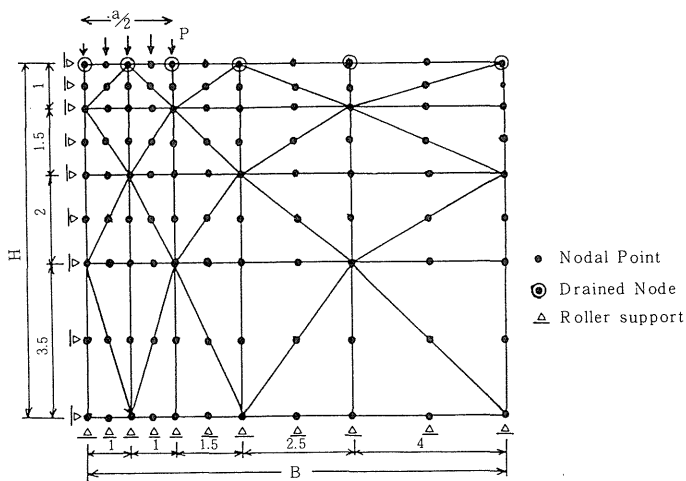


Fig. 7 Finite Element Model for elasto - plastic analysis

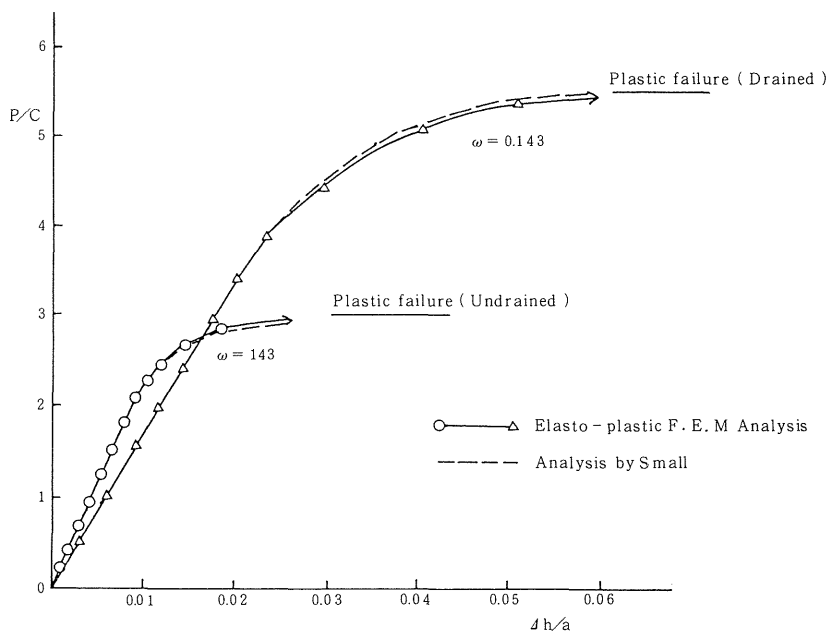


Fig. 8 Load - Settlement curves

Fig. 9 shows that the failure of foundation progresses from the partial development of plastic region and the failure zone spreads from directly under the embankment into circumference. Fig. 10 shows the variation of pore-water pressure. As seen in the figure, the pore - water pressure indicates the quite different inclination by the difference of the load - increasing rate. In the case of rapid loading the pore - water pressure increases

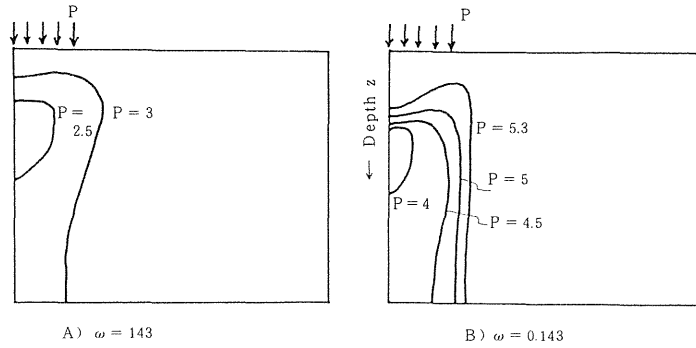


Fig. 9 Development of plastic failure zone

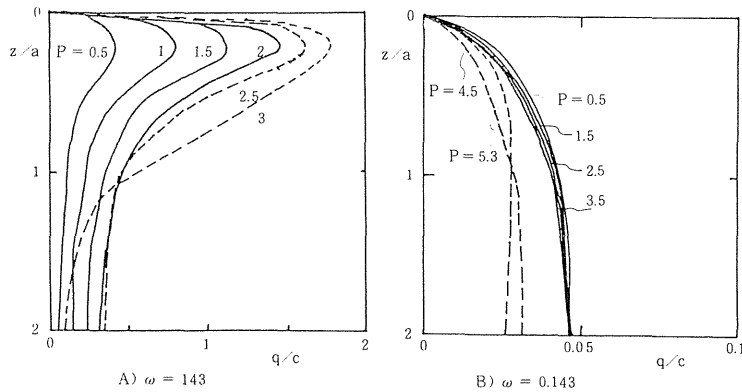


Fig. 10 Variation of pore - water pressure

violently, specially at the top of the layer. On the other hand in the case of slow loading, there is little change in pore - water pressure. Namely, it is found that in the case of rapid loading the increase of pore - water pressure is dominant and so we can't expect the increase of effective stress and the plastic failure spreads rapidly. So it is cleared up by the elasto - plastic consolidation analysis that the load increasing rate is the conclusively important factor for the stability of embankment. We have so far known empirically that it is better for embankment to increase the load slowly. By the author's theoretical analysis, these empirical affairs were cleared up theoretically, and so it became possible to discuss the stability problems in terms of load-increasing rate.

### III Analysis of the practical settlement in the field

The investigated area is located in the Fukuoka district, Yawahara village, Ibaraki prefecture, and is the alluvial lowland on the left side of the

river Kokai Prefecture-operated land consolidation project has been executed up to 1977, and then a main farm road with a 3 km length was planned. However, as there is a soft peat layer with a 2~3 meters thickness under the planned district, the subsidence of ground surface came into question. So that the method of preloading was proposed for countermeasure, and the stability by consolidation settlement was expected. The test embankment district was set up nearly in the center of a planned farm road, and the embankment was constructed from January 1978. The research investigation of test embankment was continued for about one year. Considering the result, it was decided to carry out the embankment for the main construction of all the farm road routes, also. All the routes were divided into three construction districts, and embankments and pavements were executed according to the time schedule. Investigation of settlement, and so on, was continued during the long period of three years containing the test embankment.

Fig. 11 shows the geologic profile of the farm road in the investigation area. The thickness of the peat layer varies from about 3 meters in the south and 1.5 meters in the north.

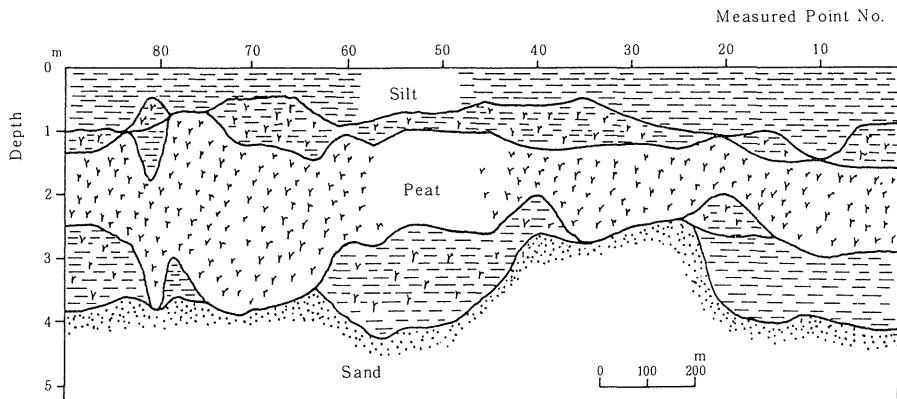


Fig. 11 Geologic profile of Farm road

Above this peat layer, a little compacted silty layer occurs, and a sandy layer occurs below the peat layer. The method of observation is shown in Fig. 12. Settlement plates were set up in each of the layers for observing the deformation of layers, and settlement poles were arranged up to 50 meters apart from the center of the farm road for investigating the influence of the farm road settlement to the surface of the paddy field around it. Moreover, another apparatuses for observing under ground water and earth pressure were set up and observed.

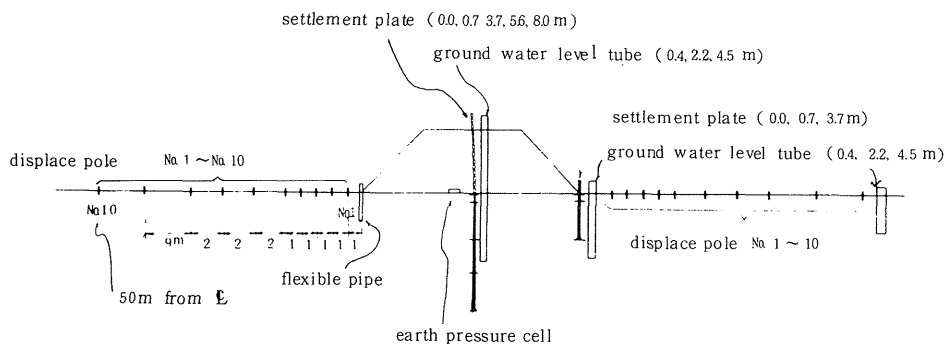


Fig. 12 Set of apparatus for observation

From the observation of the final deformation of the farm road profile, it is found that the central settlement of embankment is larger than that of the side and so settlement of the side was 40~50 % of that in the center. The influence of settlement to circumference was up to the range of 2 meters from the side of the embankment and all of the area was subjected to sinking because of the characteristic of the peat foundation.

Fig. 13 and Fig. 14 show the time - varying curves of settlement actually measured. The final settlement was 34 cm at the N district in the test embankment and 25 cm at the S district. These values were almost proportional to the thickness of the peat layer at each point. It took about 25 days for 90 % consolidation degree from the end of embankment in both the N and

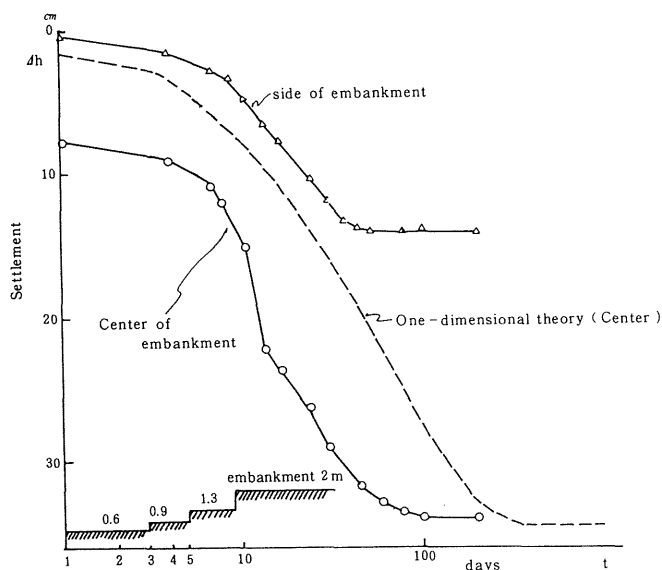


Fig. 13 Time settlement curve ( N district )

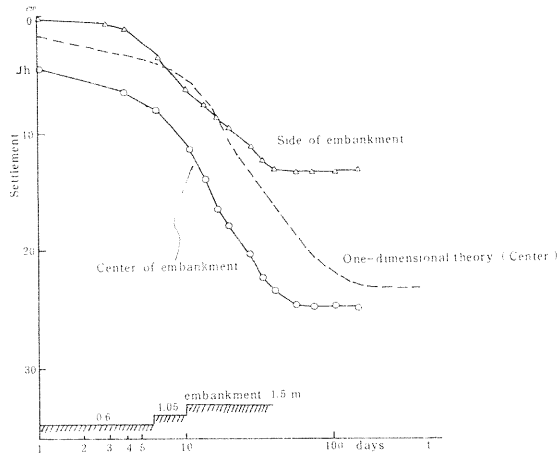


Fig. 14 Time - settlement curve ( S district )

S districts.

Then the time - settlement curves which were calculated from one - dimensional consolidation theory were written in the figures. It is shown that the final settlement of theory agrees well with that of real measurement, but time settlement differs extremely. Fig. 15 shows the time settlement curve of the point NO. 71 of truth construction. In this case it is characteristic that the settlement tends to creep because of the influence of repeated traffic loading.

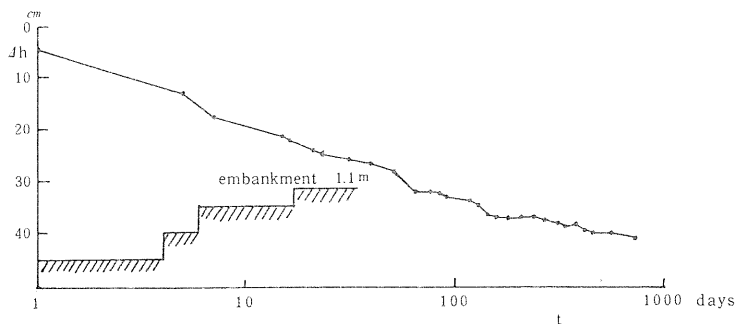


Fig. 15 Time - settlement curve ( NO. 71 )

In Fig. 16 the actually measured settlement after one year from the embankment was plotted against the thickness of the peat layer at all of the routes of farm road. The settlement and the thickness of consolidation layer almost agree in inclination. But partially they differ extremely and specially below NO. 55 point the actually measured settlement is generally small.



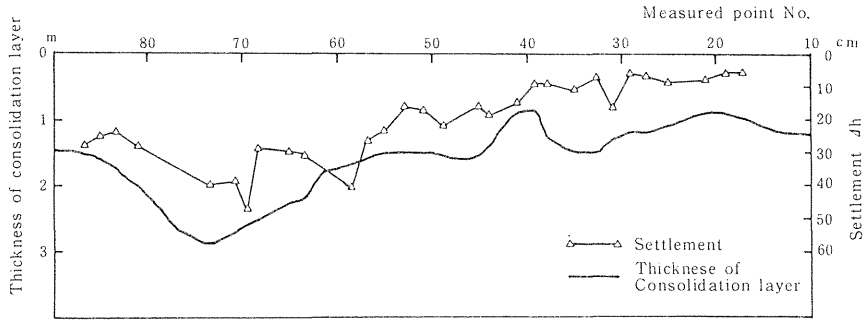


Fig. 16 Relation between the thickness of consolidation layer and the measured settlement

These differences are thought to occur fundamentally because of the wrong estimation of the thickness of consolidation layer and variation of the strength constants of consolidation layer. Therefore, it seems to be important in the future that some proper method for testing the consolidation layer in the field will be developed.

Next the author illustrates about the result adopting the consolidation analysis by finite element method which was developed in the former chapter, to the farm road measured this time. Fig. 17 shows the divided mesh figure and the boundary condition which were used in the analysis of N district in test embankment. The material constants which were used in analysis and were given from soil test are shown in Table 1. Fig. 18 illustrates

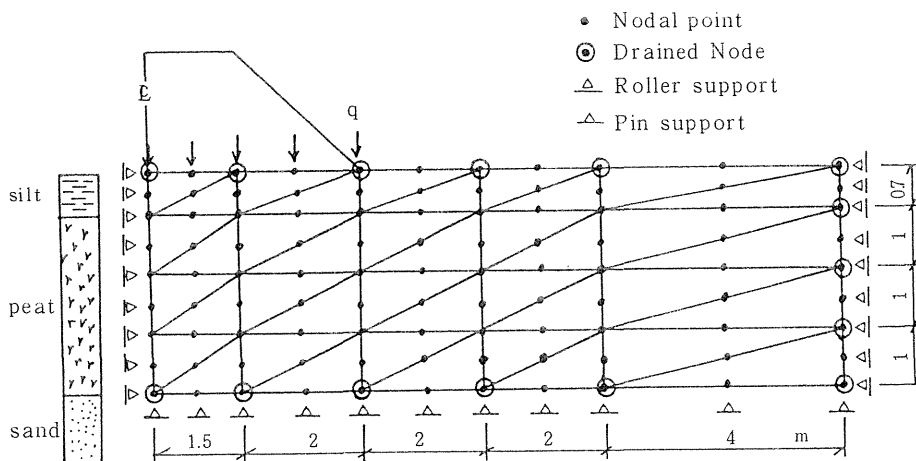


Fig. 17 Divided mesh figure of Finite Element analysis ( N district )

Table 1 Material constants of element

	Silt layer	Peat layer
Modulus of elasticity $E \text{ t/m}^2$	150	21.2
Poisson's ratio $\nu$	0.3	0.1
Coefficient of permeability $k_x \text{ m/day}$ (horizontal)	0.0035	0.0134
" (vertical) $k_y \text{ m/day}$	0.0035	0.00117
Cohesion $C \text{ t/m}^2$	8.0	1.0
Angle of internal friction $\phi^\circ$	12.0	5.0

the comparison of the theoretical time settlement and the measured one. As it is clear from the figure, the analysis by Finite Element Method can represent the settlement of the farm road quite well, and also the consolidation analysis which was developed by the author can be justified.

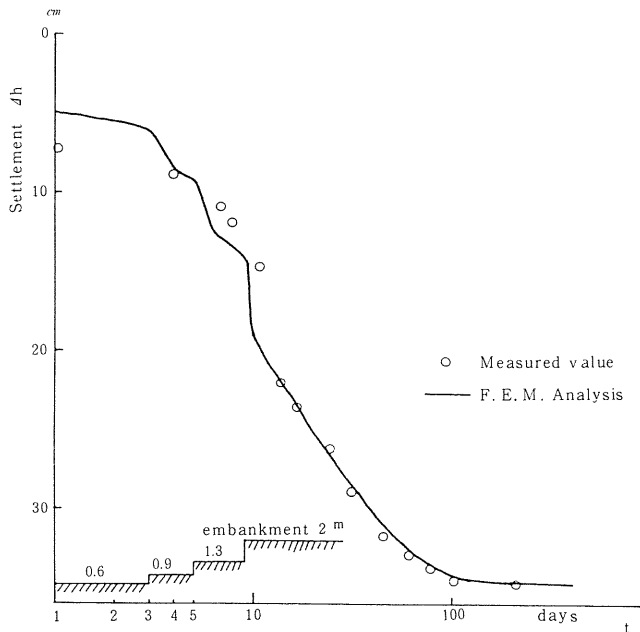


Fig. 18 Analysis of time - settlement  
(embankment center in N district)

**IV Analysis of the construction method for settlement and stability of farm roads**

When we make a farm road on a soft foundation, it is generally ne -

cessary to try some countermeasures. Though there are many construction methods for improving the soft foundation, as mentioned in Table 2, the author investigated concisely about the preloading method this time. First of all, preloading is concluded to be relatively excellent for the ground

Table 2 Improvement methods of soft foundation

- |                          |  |
|--------------------------|--|
| a. Displacement method   | ① Excavation   |
|                          | ② Extrusion by embankment                                      |
| b. Stabilizing method    | ① Drainage method (Sand drain, Well point, etc.)               |
|                          | ② Preloading   |
|                          | ③ Improvement of embankment (Side embankment, Widening of bed) |
|                          | ④ Raft method (sheets, fagot, etc.)                            |
|                          | ⑤ Side support (Sheet pile, Trench)                            |
|                          | ⑥ Reduction of embankment weight                               |
| c. Pile foundation       | ① Wood pile, Steel pile, concrete pile, lime pile              |
|                          | ② Sand compaction pile   |
| d. Improvement of ground | ① Ground improving materials (Slaked lime, Soil cement, etc.)  |
|                          | ② Chemical treatment (Ground solidification chemicals)         |
|                          | ③ Physical treatment (Sintering, Freezing, etc.)               |

Table 3 Characteristics of preloading method

1. reliable
2. soft
3. adaptable
4. economical
5. passable

reclamation. The merits of the method are described in Table 3. But the preloading has a weak point in that it takes a long period of time to accomplish the construction, and then it is necessary for the success of this method to research the manner of planning, economy and reasonability which are proved theoretically. So that the author denotes the several means of the optimum design for preloading, that is :

- 1) We should consider the load of subsiding road-bed in embankment load, and then the height of embankment becomes

$$h = \frac{(P_1 + H_2 \gamma_2) / \gamma_1 + H_1}{1 - \alpha m_v H \gamma_1} \quad (19)$$

Where  $H_1$ ,  $H_2$  and  $\gamma_1$ ,  $\gamma_2$  are the thickness and unit weight of road-bed and pavement-part respectively,  $H$  is the thickness of consolidation layer and  $P_1$  is the traffic load.

2) The time for embankment should be decided by estimating the variation of ground water, consolidation term and stage construction synthetically. Especially as consolidation time is the important factor for deciding construction term, it should be decided concisely by Finite Element analysis.

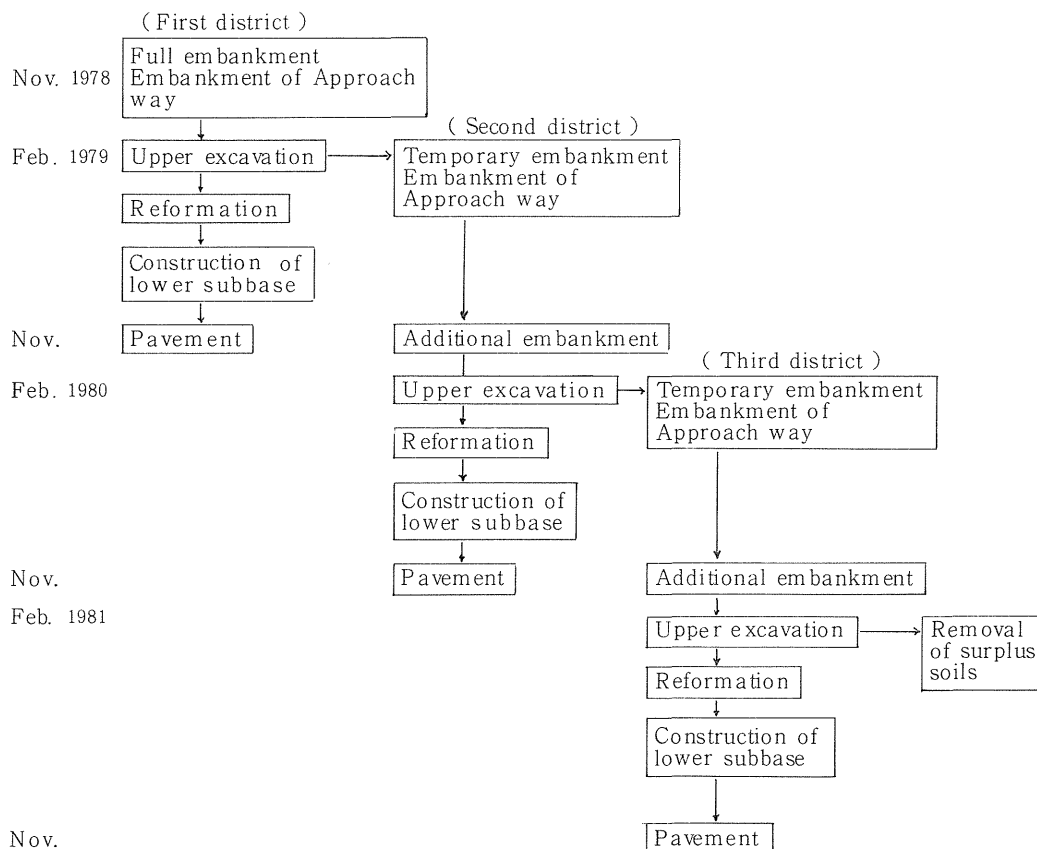


Fig. 19 Construction planning

3) The length and the number of each construction district should be decided reasonably, and so,

$$S \frac{r^n - 1}{r - 1} = 1 \quad (20)$$

where  $n$  is the district number,  $r$  is the coefficient of profile and  $S$  is the coefficient of reserved soil.

4) Construction planning should be proposed by investigating the repeat use of embankment materials and control of the height and the period of embankment synthetically. Fig. 19 shows the one example for planning of preloading.

The preloading method can accomplish the purpose by such the concise planning and construction method as shown in Fig. 19. These treatments are thought to be possible owing to the author's consolidation analysis which can give the answer in any complicated load condition.

## V Conclusion

The author has described the results of his investigation of the settlement and stability of farm roads from the three viewpoints; theory, observation, and design and construction. Here the conclusion is summed up as below:

- 1) The basic equation by Finite Element Method governing the two and three-dimensional consolidation were presented, and the theoretical characteristics of consolidation settlement by farm road embankment were cleared up.
- 2) The formulation of generalized elasto-plastic consolidation analysis was executed and the problem of settlement and stability is represented synthetically. And moreover, it was found that the load-increasing rate is quite important for the stability of embankment.
- 3) The feature and the problem of the farm road settlement became clear by the observational data in the field during three years.
- 4) The state of farm road settlement could be analyzed well by the consolidation analysis by Finite Element Method which was developed by the author.
- 5) Preloading was investigated and the merits of this method were cleared up, and then several means for the optimum design were proposed.