

東海大学大学院令和元年度博士論文

軟弱地盤の慣用的沈下解析法の  
高精度化に関する研究

飯沼 孝一

# 「軟弱地盤の慣用的沈下解析法の高精度化に関する研究」

## 目 次

第1章 序 論	1
1. 1 背 景	1
1. 2 目 的	1
1. 2. 1 慣用設計法の現状	1
1. 2. 2 慣用設計法の問題	3
1. 2. 3 慣用的沈下解析の高精度化に関する既往研究	10
1. 3 構 成	11
1. 4 本研究の新規性	14
参考文献	15
第2章 実務設計における有限要素法と差分法の利用について	18
2. 1 緒 言	18
2. 2 平均圧密度と時間係数の関係	19
2. 3 土質定数と解析条件	20
2. 4 市販の弾塑性モデルを用いた一次元圧密 FE 解析の検討	22
2. 4. 1 CRISP による計算結果	22
2. 4. 2 Cambiot3D による計算結果	25
2. 4. 3 DACSAR による計算結果	26
2. 4. 4 提案手法による計算結果	28
2. 5 多層地盤の一次元圧密解析と層別層厚換算法	32
2. 5. 1 地盤ならびに解析条件	32
2. 5. 2 計算結果と考察	33
2. 6 結 論	41
参考文献	42

第3章 二次圧密を考慮した一次元圧密差分解析	44
3.1 緒言	44
3.2 二次圧密モデルと一次元圧密解析法	45
3.2.1 二次圧密モデル	45
3.2.2 一次元圧密解析法	47
3.2.3 ひずみの圧密方程式の差分解析と 間隙水圧の一次圧密方程式の有限要素法	49
3.3 試料ならびに実験方法	50
3.4 実験ならびに計算結果と考察	51
3.4.1 全圧密量中の一次圧密量の仮定	51
3.4.2 荷重増分比の異なる圧密量-時間関係	54
3.5 結論	55
参考文献	55
第4章 多次元下の応力-ひずみ関係を考慮した一次元圧密 FE 解析	58
4.1 緒言	58
4.2 二次圧密を考慮した一次元圧密 FE 解析	58
4.2.1 弾粘塑性応力ひずみ時間関係	58
4.2.2 静止土圧係数 $K_0$ 値と塑性ポテンシャル係数 $\gamma_p$	61
4.2.3 弾塑性ならびに弾粘塑性圧密 FE 解析	62
4.3 実験ならびに計算結果と考察	64
4.3.1 計算に用いる粘土の土質定数	64
4.3.2 弾塑性一次元圧密 FE 解析	65
4.3.3 提案モデルによる弾粘塑性一次元圧密 FE 解析	66
4.3.4 赤井・佐野の $K_0$ 圧密試験結果と二次圧密挙動	68
4.4 結論	71

参考文献	71
第5章 バーチカルドレーン工法の一次元圧密解析	74
5.1 緒言	74
5.2 放射状排水の圧密方程式の数値解法	75
5.3 吉国らのサンドドレーンの模型実験結果	77
5.3.1 計算に用いる土質定数	77
5.3.2 実験結果と計算結果の比較	78
5.4 砂柱への応力集中に関する検討	81
5.4.1 室内模型実験	81
5.4.2 砂柱の剛性と応力集中に関する有限要素解析	84
5.5 結論	89
参考文献	90
第6章 提案モデルでの泥炭質地盤への適用	91
6.1 緒言	91
6.2 泥炭質軟弱地盤の圧密沈下挙動	92
6.2.1 二次圧密係数の定義	92
6.2.2 神奈川県伊勢原市愛甲地区	92
6.2.3 静岡県袋井市磐田地区	97
6.2.4 標準圧密試験と現場の二次圧密係数	101
6.3 応力ひずみ時間関係と圧密 FE 解析	102
6.4 試料および実験方法	104
6.5 実験ならびに計算結果と考察	104
6.5.1 解析に必要な土質定数と計算手順	104
6.5.2 有限要素法による一元圧密解析	107

6. 6 結 論	108
参考文献	109
第7章 結 言	111
用語の定義	114
謝辞	123

# 第1章 序 論

## 1. 1 背 景

日本の主要都市は、関東平野や大阪平野及び濃尾平野をなど、沖積低地に位置する。沖積低地は、いわゆる軟弱地盤である。多くの人が生活する都市に対して、軟弱地盤は適した土地ではない。その主な理由は、「粘性土や泥炭質土から構成される沖積地盤は圧縮性が大きく構造物の荷重で大きな沈下量が継続的に長期間を発生する」ためである。圧密沈下量は、荷重条件と軟弱層の厚さ及び排水条件によって、極めて長い時間を必要とするため、構造物に支障が発生する。軟弱地盤に構造物を建設する場合には、“沈下と安定”が問題となる。圧密沈下の進行とともに粘性土の強度が増大することから、沈下と安定の問題は関係するため、圧密沈下量とそれが発生する時間を正確に予測する手法が必要となる。これまで、多くの研究者によって研究されてきた。しかし軟弱地盤の土層構成が複雑なため、完全には成功していない。より精度が高く、比較的安価で実用的な軟弱地盤沈下解析法の開発が必要とされている。

## 1. 2 目 的

慣用設計法は、最新の地盤工学の研究成果を反映していない箇所がある。この研究の目的は、実務者が研究成果の利用できるものを検証し、少しでも軟弱地盤沈下解析の精度向上および実務設計の省力化である。慣用設計法は、道路土工軟弱地盤対策工指針<sup>1)</sup>をもとにしていることが多い。本論文での慣用的沈下解析法の高精度化とは、道路土工軟弱地盤対策工指針の問題点や改善点を抽出し、沈下予測精度の向上として、数値解析法(差分法や有限要素法)の有効活用と位置付ける。

### 1. 2. 1 慣用設計法の現状

軟弱地盤とは、N 値が 0~4 の柔らかく圧縮性の大きな粘土、シルト、有機質土などの土層から構成され、構造物の基礎地盤として十分な地耐力を有しない地盤のことで

ある。液状化が問題となる緩い砂質地盤も軟弱地盤に含める研究者もいるが、ここでは砂質地盤の沈下問題を含めない。軟弱地盤における建設工事では、沈下と安定の問題を生ずることが多く、次のような手順で軟弱地盤対策が検討される。

- 設計・施工に必要な資料を収集し、地盤調査・土質試験を行う。
- 地盤調査・土質試験結果と具体的な設計・施工条件に基づき、まず、はじめに対策をしない無処理地盤の沈下や安定を検討する。
- 無処理では設計・施工の目標を満足出来ない場合、対応可能な地盤改良工法を選定し、採用した地盤改良工法にそって、沈下や安定の検討を行い、その仕様を決定する。

軟弱地盤の沈下対策の目的は、圧密沈下の促進や全沈下量の減少などである。その目的を達成するには、沈下量や沈下速度を正確に予測する必要がある。

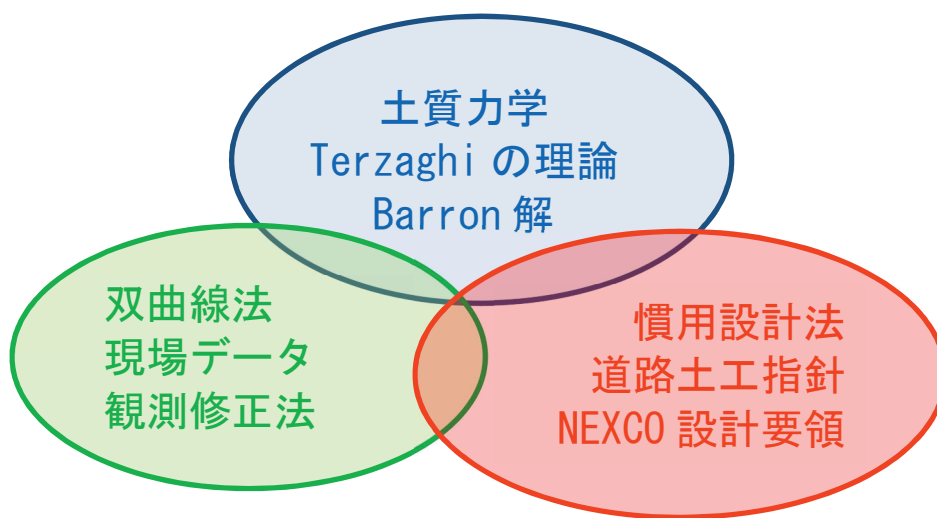


図-1.1 実務における軟弱地盤の慣用的沈下予測法

図-1.1に示すように、実務者が軟弱地盤の盛土の沈下量と沈下速度を予測するには、軟弱地盤対策工指針に従って行うことが多く、その指針は、Terzaghiの圧密理論<sup>2)</sup>に基づき沈下量と沈下速度の計算を行う。圧密促進工法であれば、Barron解<sup>3)</sup>を利用して、地盤改良設計を行う。多層地盤であれば、多層を一層に置き換えるいわゆる”層厚換算法”で設計を行う<sup>1)</sup>。サンドドレーン工法に代表する圧密促進工法は、緩い砂柱を”中空円筒として沈下抑制効果はない”として設計する。しかし、持永らは、道路盛土下のサンドドレーン工法に圧密促進効果はない言う<sup>4)</sup>。ただし、粘土の圧密に伴う強度増加効果はあると述べている。このように地盤工学の進歩は目覚ましいものの、実際には、誤解と混乱が一部に散見される。Terzaghi & Peck<sup>2)</sup>が述べている情報化施工の考えにより、設計を現場観測データにより、逐次、設計にフィードバックし、設計を修正する手法で、対応しているが現状である。このことを整理すると、設計計算で沈下挙動を予測する。建設工事が開始された後は現場の沈下量を測定し、設計時点で予測された沈下挙動と比較する。予測と実際の沈下挙動は、かなり異なることが多いため、実務的沈下管理では、現場で観測された沈下量時間関係を式(1.1)の双曲線で近似する方法(双曲線法)を利用する<sup>1)</sup>。

$$S = S_0 + \frac{t - t_0}{a + b(t - t_0)} \quad \text{式(1.1)}$$

ここに、 $a, b$ は定数、 $t_0$ は検討開始時刻 $S_0$ は $t_0$ における沈下量である。

時間 $t$ における沈下量 $S$ は、理論的根拠・背景を全く持たない式(1.1)で算定しているのが現状である。複雑な地盤構成の軟弱地盤の沈下解析を正確に行うことは、困難と考えられるが、可能な限り理論的で合理的な地盤工学的アプローチが必要とする立場で、慣用設計法の問題点を整理する。

## 1. 2. 2 慣用設計法の問題

### (1)Terzaghi 圧密理論の課題と二次圧密の定義



慣用的一次元圧密解析は、Terzaghi の一次元圧密理論に基づいている。しかし Terzaghi 圧密理論は、二次圧密を考慮していないため二次圧密に起因すると思われる長期沈下を予測することができない。土質工学会の土質用語辞典には、図-1.2 のような一次圧密と二次圧密の模式図が示されている<sup>5)</sup>。土質用語辞典によれば、二次圧密は、飽和粘土の圧密過程で弾性圧密理論に従う一次圧密の終わり頃から、認められる粘土骨組みの粘性圧縮とされており、性質は、時間の対数に対して直線的であるとしている。本論文での一次圧密(量)とは、Terzaghi 圧密理論での圧密(量)とする。また、二次圧密(量)とは、一次圧密の終わり頃から顕著に発生するが、一次圧密中から発生している立場で、二次圧密(量)という用語を使用する。日本で最も実務で利用されている道路土工軟弱地盤対策工指針では、腐植土や高有機質粘土などは、技術者の判断で、二次圧密を考慮するかを判断することが規定されている。その二次圧密モデルは、対数時間に比例するいわゆる  $\log t$  モデルを用いて算定することが紹介されている<sup>1)</sup>。その指針には、図-1.3 に示すような長期沈下の模式図が紹介されている。一次圧密の圧密期間は 600 日間で終了し、その後、二次圧密速度  $\beta$  を考慮し、設計期間を設定し、長期沈下(二次圧密)を算定することとなっている。これまで二次圧密は、室内試験固有の現象と思われていたが、慣用的沈下解析法でも長期沈下(二次圧密)を考慮するようになりつつある。次に、NEXCO 設計要領第一集<sup>6)</sup>には、図-1.4 のような予測沈下量と実際の沈下量との比較結果が示されている。その事例では、予測沈下量に対して、 $\pm 50\%$ の予測精度となっている。現実問題として今なお、設計値の予測精度は、この程度であることを示している。

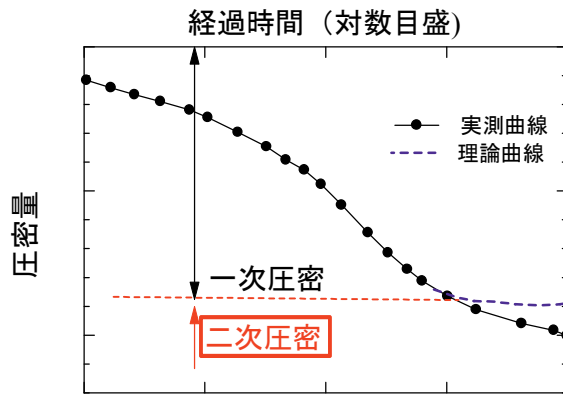


図-1.2 土質用語辞典の一次圧密と二次圧密の説明図<sup>5)</sup>

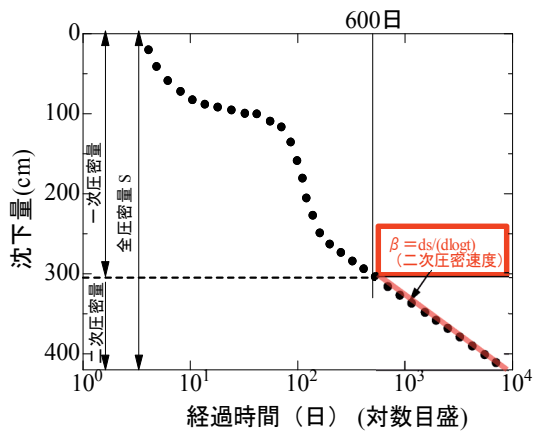


図-1.3 軟弱地盤対策工指針の長期沈下の説明図<sup>1)</sup>

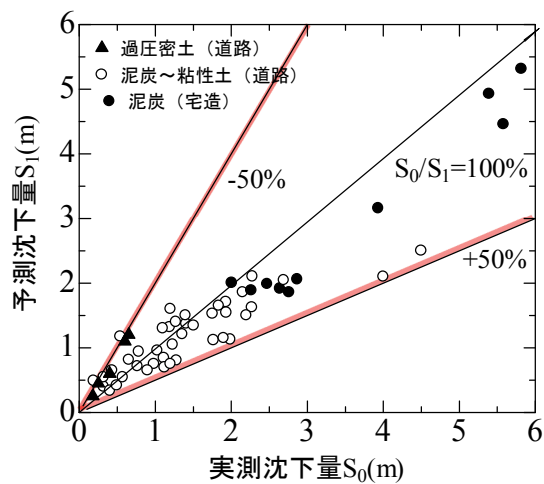


図-1.4 NEXCO設計要領の予測沈下量と実測沈下量の相違図<sup>6)</sup>

## (2)多層地盤の問題

多層地盤の圧密沈下解析では、複雑な地盤構成の軟弱地盤は複数の地層 (=多層地盤)に分離・理想化される。軟弱地盤対策工指針では、現在でもTerzaghiの圧密理論を多層地盤に適用するため、層別層厚換算法が採用されている。図-1.5は、各層の圧密度を配慮した層別層厚換算法での圧密度 $U_z$ と時間係数 $T_v$ 関係である。この指針では、層厚換算法の問題は層別に水圧を考慮した層別層厚換算法の方が、圧密速度が速いと指摘している。そこでは、層厚換算法と層別層厚換算法を比較し、図-1.6に示すように、層別層厚換算法の方が、圧密速度が速い結果を示している。第2章5節では、土層境界の間隙水の流れの連続条件が考慮されていない層別層厚換算法も問題があることを数値解析で検証する。この理由は、先に述べた通り沈下量は $\pm 50\%$ 程度の精度であるが、沈下速度は設計予測と大きく異なることが多く、予測より早いことが多いと言われているためである。

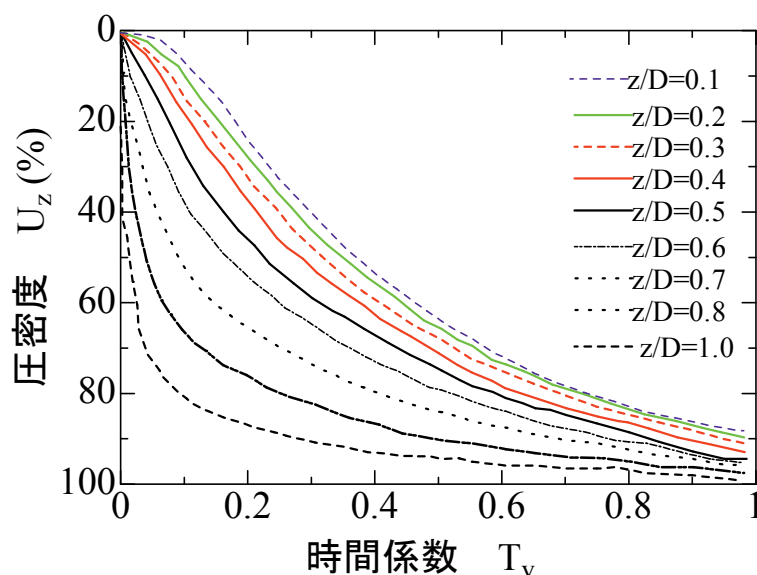


図-1.5 軟弱地盤対策工指針の層別層厚換算法による $U_z$ - $T_v$ 関係図<sup>1)</sup>

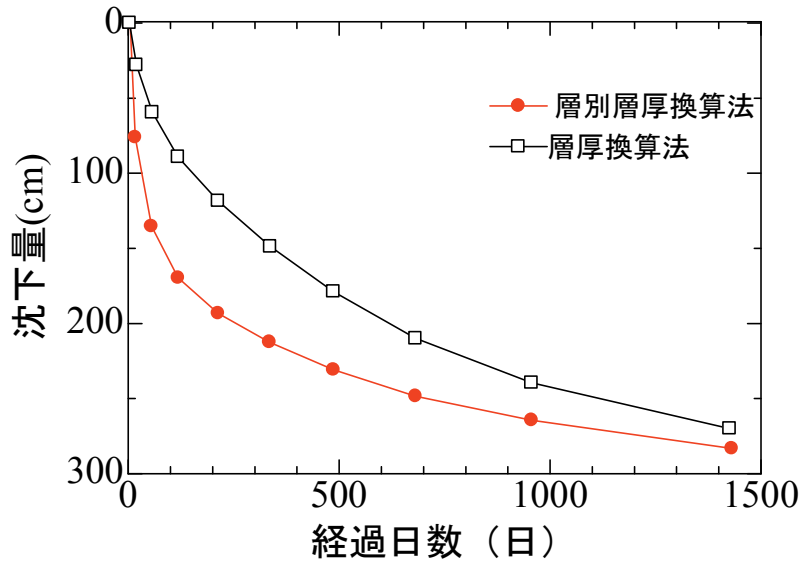


図-1.6 軟弱地盤対策工指針の層厚換算法の問題点<sup>1)</sup>

### (3)粘土層の $H^2$ 則の問題

排水距離の異なる場合の圧密速度の予測に関する問題として、図-1.7に、層厚の薄い場合(室内試験)の圧密量-時間関係を示し、そのデータをもとに、層厚の厚い場合(現場)の圧密量-時間関係を示した。Laddら<sup>7)</sup>は、現場の圧密量-時間関係を予測するのに、二つの仮説があることを主張した。一つ目は、圧密時間が排水距離の比の二乗に比例する仮説A(平行移動型)と二つ目は、現場の圧密量-時間関係が次第に、室内試験の圧密量-時間曲線に擦り付く仮説B(sukljeが提唱したアイソタックメソッド法<sup>8)</sup>)である。なお、Laddらの説明には、一部、正確性が欠けている箇所がある。それは仮説Aでも、一次圧密中から二次圧密は発生している場合があることである。Taylor<sup>9)</sup>は、一次圧密中にも二次圧密は発生していると指摘している。

第3章では、既往研究<sup>10-11)</sup>をもとに、仮説A、仮説Bの両方を表現できるモデルを提案した。

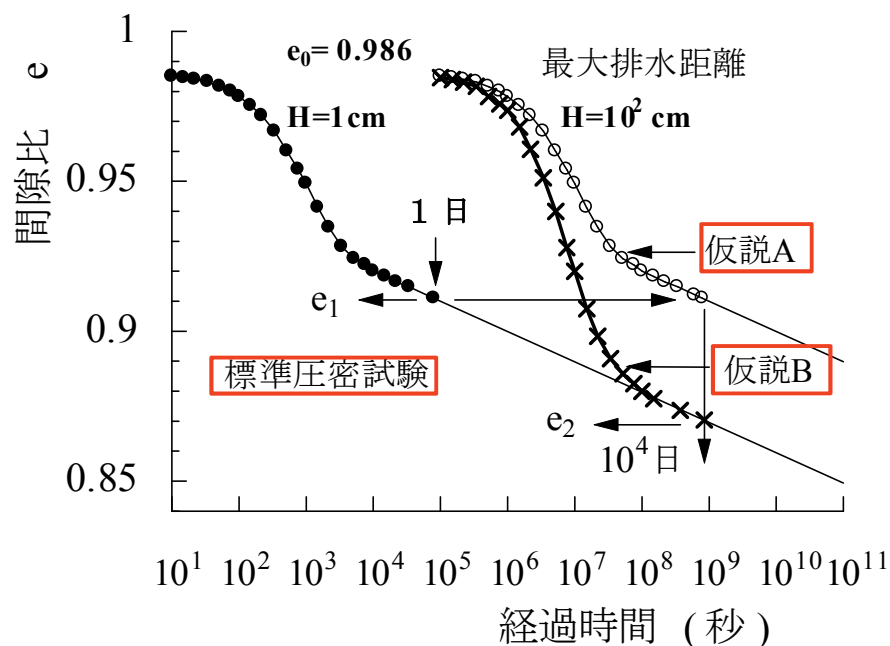


図 1.7 排水距離の異なる場合の圧密速度

#### (4) バーチカルドレーンが施された一次元圧密における問題

東名高速道路の愛甲地区の試験盛土では、無処理地盤とサンドドレーンとペーパードレーンが施工された地盤の沈下挙動が比較検討された<sup>4,12)</sup>。その結果の一部を図-1.8に示した。当時の道路公団の技術者たちは、バーチカルドレーン工法が、陸上粘土では効果がないと評価した<sup>4)</sup>。その後、旧道路公団の設計要領第一集では、バーチカルドレーンは、粘性土の強度増加には効果があるが、圧密促進効果はないと結論付けた。一方、当初から海成粘土を取り扱う技術者の間では、バーチカルドレーンの圧密促進効果はあるとの評価であった。そこには、いわゆる海山論争というものがあった<sup>13)</sup>。しかし、近年の道路公団の設計要領第一集<sup>6)</sup>では、常磐自動車道神田地区の事例などで、バーチカルドレーン工法は、二次圧密低減効果があるとの評価に変わっている。なお、現在も旧道路公団技術者には、山側(陸側)で、互層になって薄層の砂層がある場合などは、バーチカルドレーン工法の圧密促進効果がないと考えるもの少くないのが現状である<sup>14)</sup>。これらのバーチカルドレーン効果に関する問題に関して、第6章

ではサンドレールン模型実験を行った吉国・住岡論文<sup>15)</sup>をもとに、サンドレールン地盤の一次元圧密解析に関して、圧密促進効果に加え、変形条件やひずみ条件に関する検討を行った。

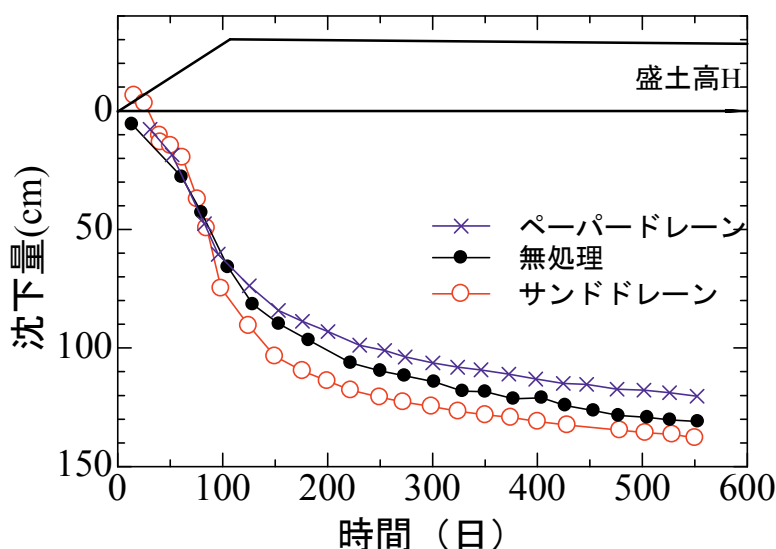


図-1.8 東名自動車道 厚木試験盛土圧密量－時間関係<sup>4)</sup>

#### (5)道路盛土のような平面ひずみ条件における問題

軟弱地盤上の土木工事は、一次元圧密条件とは限らないが、多次元圧密条件における土の応力－ひずみ関係や信頼できる圧密解析法やその土質定数決定法は確立されていない。道路盛土のような帯状荷重による軟弱地盤の圧密は、二次元(平面ひずみ)である。慣用設計法の道路盛土設計では、せん断変形に伴う即時沈下量  $S_i$  と土の体積変形に伴う圧密沈下量  $S_c$  の和として全沈下量  $S(=S_i + S_c)$  を求める<sup>1)</sup>。全沈下量の大きさとその分布形状を正確に把握することが必要である。しかし、即時沈下量推定に必要な土質定数を的確に設定するのは難しい。最近では有限要素法による多次元圧密変形解析もパソコンで可能である。土の弾塑性構成式を用いた多次元圧密解析によれば、全沈下量をせん断変形と体積変形の2成分に分ける必要はない。実際の現場でも両沈下量成分が分離して表れる訳でもない。水平方向への排水効果も考慮できるので二次

元問題に一次元の式を利用する不具合も生じないので、軟弱地盤上の道路盛土の検討には多次元圧密解析が望ましい。しかし、現時点における土の弾塑性構成式の信頼性は十分ではないと言われている。

### 1. 2. 3 慣用的沈下解析の高精度化に関する既往の研究

地盤工学会の FEM の設計への適用に関する研究委員会では、軟弱地盤上における盛土の圧密解析を複数の市販プログラムで比較して、検証している。その中には、軟弱地盤の沈下量算定や過剰間隙水圧算定においてのプログラム間の相違は、最大・最小で約 18%あると報告している<sup>16-18)</sup>。また図-1.9 は、関口・太田モデルの降伏局面（降伏関数）の尖り点問題を示している。この報告には、尖り点問題から  $K_0$  圧密圧密中の有効応力経路がジグザクに推移することが示されている。この結果として、塑性ひずみ量は、意味のない結果を示すことが紹介されている。関口・太田モデルの降伏関数および塑性ポテンシャルの尖り点問題をティラン、飯塚らは、解決の試案を提案している<sup>19)</sup>が、未だ確固たる解決法はないと記載がある。このような現状から、本研究では、 $K_0$  圧密条件を満たす塑性ポテンシャルの利用法の提案を行い、 $K_0$  圧密中の FE 解析の高精度化を図った。

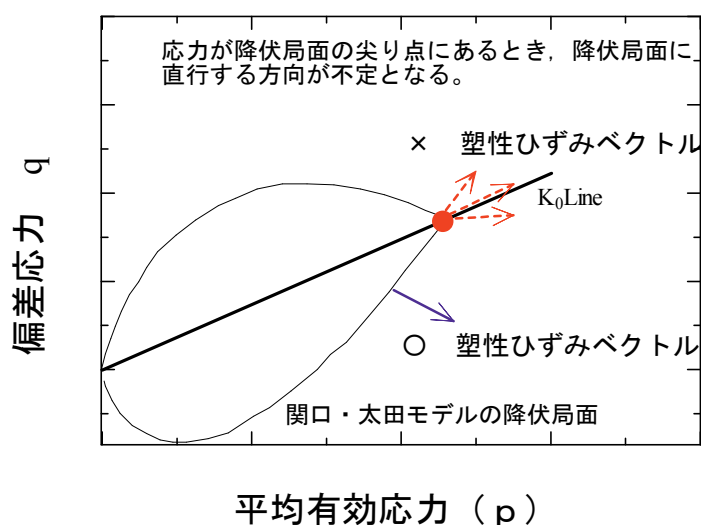


図-1.9 地盤工学における FEM の設計への適用に関する研究委員会<sup>18)</sup>

次に、これまで多くの研究者によって、圧密沈下量の予測法に関する研究が行われてきた。本論文に関連し、代表的なものを表-1.1 に示した。これらの研究<sup>16,20-22)</sup>は、実務者の立場で、実務設計を高精度化しようとした代表的な研究である。

表-1.1 実務設計の沈下予測法の高精度化に関する既往研究

No	研究名等	研究者／技術者	研究内容
1	複数の FEM プログラムによる解析結果の比較と考察—軟弱地盤上における盛土の圧密解析の場合— <sup>16)</sup>	藤山哲雄 杉江茂彦	両者ともゼネコンの研究者で、複数の FEM プログラムでの圧密解析結果の比較と考察を行っている。
2	高速道路における軟弱地盤の圧密沈下予測に関する研究 <sup>20)</sup>	世良 至	旧道路公団の技術者で、圧密沈下のサンドマットに関する透水性に関して、FE 解析を行うことによって検証している。
3	地盤の安定・沈下解析における有限要素法の適用に関する研究 <sup>21)</sup>	小林正樹	旧港湾研究所の研究者で、東名厚木のサンドドレーンの問題を弾粘塑性モデル(関口・太田)によって、検証を行っている。
4	道路盛土の長期安定性を確保するための性能設計に関する研究 <sup>22)</sup>	竜田尚希	建設資材メーカーの技術者で、舞鶴若狭自動車道の泥炭質地盤の長期圧密を弾粘塑性モデル(関口・太田)によって、検証を行っている。

### 1. 3 構成

第 1 章では、既に述べたように本研究の「背景」、「目的」、「研究の位置付け」、「構成」を示し、図-1.10 に本研究のそのフロー図を示した。

第 2 章では、慣用設計法の問題点として、①実務者が利用する市販の弾塑性圧密 FE 解析による沈下解析における圧密度  $U$ —時間係数  $T_v$  関係の問題を検証した。②道路土工軟弱地盤対策工指針に紹介されている多層地盤の沈下時間の予測の問題点を明らかにした。今日のような高性能なパソコンが普及した状況では、古典的な層厚換算法ではなく、数値解析(差分法や有限要素法)で行うことの利便性、簡便性を指摘した。

第 3 章では、白子らの一次圧密中の二次圧密量を仮定する方法<sup>23)</sup>を利用し、ひず



みの圧密方程式で、二次圧密を考慮した一次元圧密解析を提案し、一次圧密中に発生する二次圧密挙動を明確に規定すべきことを明らかにした。提案する二次圧密を含む一次元圧密解析法には、実験で決定できないために仮定せざるを得ない土質定数が含まれている。しかし、従来から数多く提案されている二次圧密モデル( $\log t$ )にも、仮定すべき土質定数に混乱や誤解が含まれており、過大な沈下量予測になる可能性を明らかにした。長期圧密沈下量を含む予測を可能なモデルを提案した。

第4章では、既往研究<sup>24-26)</sup>を整理し、 $K_0$ 圧縮条件での一次元圧密中の有効応力経路を再現できる塑性ポテンシャルモデルを提案した。ここでは粘塑性流動則を基に、提案した塑性ポテンシャルを使い分けすることによって、 $K_0$ 圧縮条件での一次元圧密中の有効応力経路を再現できる手法を開発した。

第5章では、圧密沈下促進工法のバーチカルドレーン工法の改良効果に着目して、Barron 解と有限要素法ならびに差分法による数値解析における変形条件を室内模型実験の再現計算により検証した。また、砂部への応力集中の問題を有限要素法で検証した。その結果、等ひずみを仮定する Barron 解では室内試験との差が大きいのに対して、数値解析の容易な自由ひずみ条件による数値解析の精度が良いこと、砂のヤング係数を粘土よりも大きく設定することで、緩詰め砂柱への応力集中効果が計算できることを明確にして有限要素法ならびに差分法による数値解析の有用性を示した。

第6章では、国内の2地区においてほぼ同じ層序をなす泥炭質地盤上に施工された道路盛土(局所載荷)と宅地造成盛土(一次元載荷)のそれぞれ観測された長期沈下データをもとに、二次圧密に起因すると考えられる現場の長期沈下と室内一次元圧密試験の二次圧密係数との関係を比較した。室内圧密試験で観察される二次圧密沈下は実際地盤の長期沈下と対応すること、提案する二次圧密モデルが粘性土地盤のみならず超軟弱な泥炭質地盤にまで幅広く利用できることを示した。

第7章は、結論である。本研究の問題点や今後に残されている検討課題について述べた。

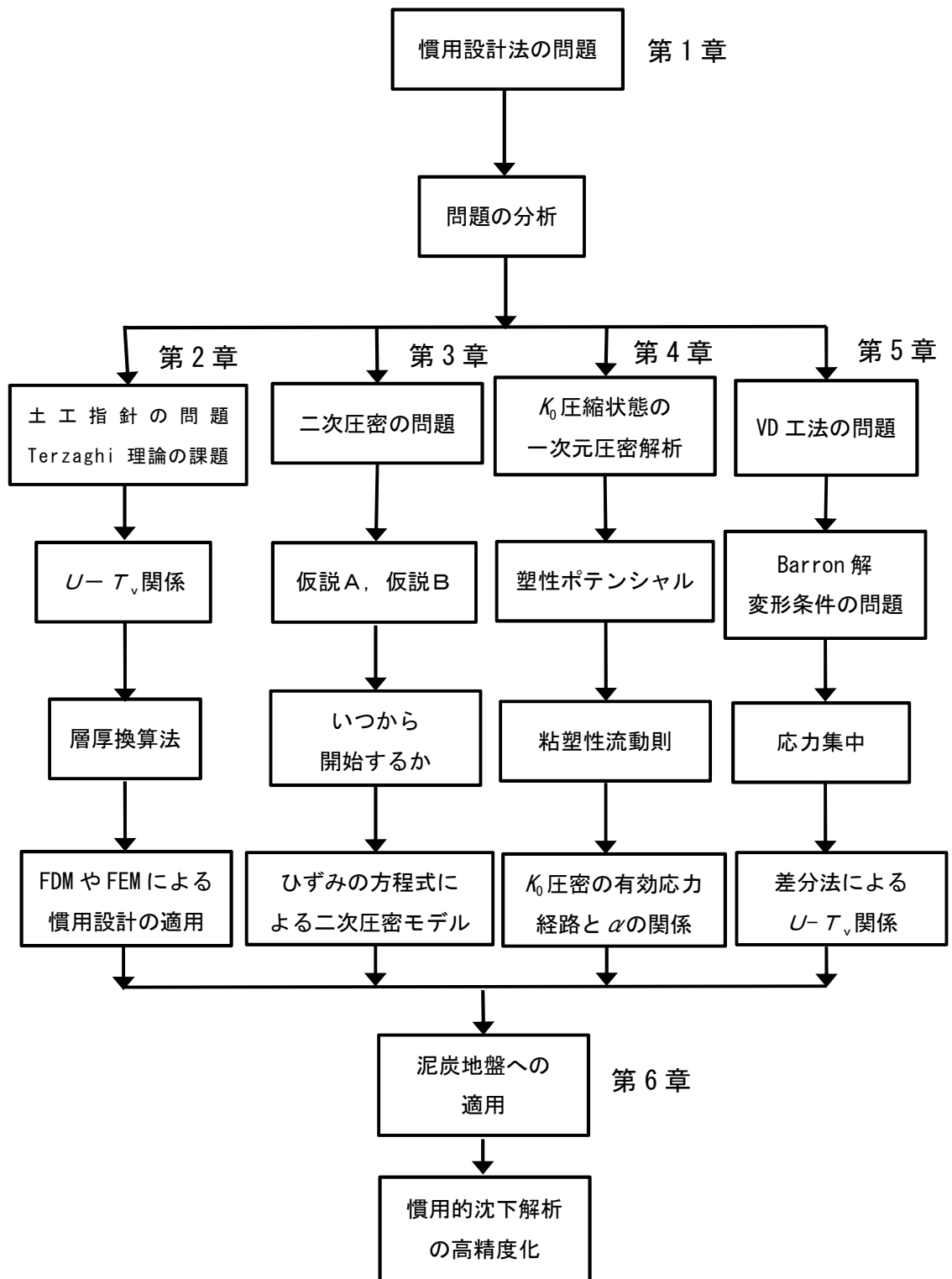


図-1.10 本研究のフロー図

## 1. 4 本研究の新規性

本研究での主要な研究内容を以下に述べる。

本研究の主要内容は、 $K_0$  圧密中の静止土圧係数  $K_0$  値と二次圧密係数  $\alpha$  の関係を説明することができた点である。

これまでの二次圧密の研究の流れを整理し、本研究に位置付けを明確にする。

今井<sup>27)</sup>は、二次圧密に関する既往研究を図-1.11 で整理をしている。二次圧密は室内試験の実験事実より、間隙比-時間関係が対数の時間に直線関係になることをレオロジー的解析アプローチが行われていた。しかし近年では、多次元下での解析が主流となり、粘弾性理論や及び弾粘塑性理論を基にした構成式から、二次圧密量を算定するアプローチも多くなっている。日本では、関口・太田モデルの弾粘塑性モデルの DACSAR<sup>28)</sup>が有名である。このプログラムでは、多次元に拡張しているが、 $K_0$  圧密中の水平応力の算定に不具合があることが知られている<sup>18)</sup>。

本研究は、塑性ひずみを算定する塑性ポテンシャルと粘塑性ひずみを決定する塑性ポテンシャルに分けることを提案し、比較的計算が簡易な粘塑性流動則に導入することで、その  $K_0$  圧密中の静止土圧係数  $K_0$  値と二次圧密係数  $\alpha$  の関係を合理的に説明できたことが、本研究での新規性である。

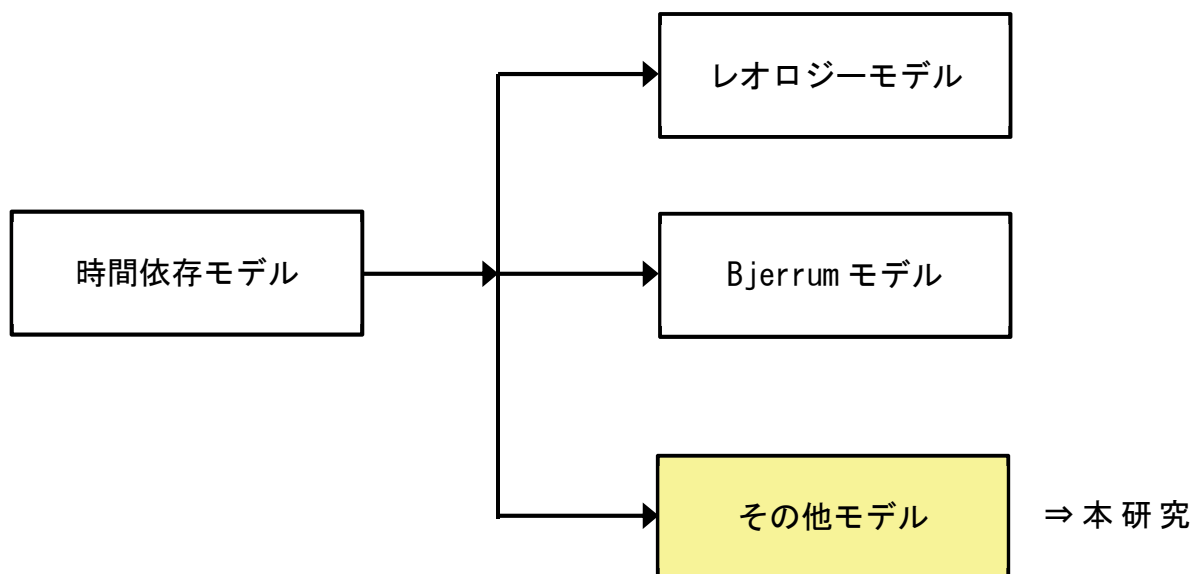


図-1.11 圧密に関する骨格の構成式の分類<sup>27)</sup>

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：“道路土工 軟弱地盤対策工指針”，H24 年度版.
- 2) Terzaghi, K. and Peck, R.B.：“*Soil Mechanics in Engineering Practice*”，John Wiley & Sons, Inc.,pp.75,1948.
- 3) Barron,R.A.：Consolidation of fine grained soils by drain wells, Trans. ASCE,113,pp.718-742,1948.
- 4) 持永龍一郎：圧密による軟弱地盤の改良効果について，土と基礎， vol.20, pp.25-31, 1972.
- 5) 土質工学会：“土質工学用語辞典”， pp.94-95, 平成 2 年.
- 6) NEXCO 総研：“設計要領第一集 土工保全編・土工建設編” 8 月平成 28 年.
- 7) Ladd, C. C. , Foott, R. , Ishihara, K. , Schlosser, F. &Poulos, H. G. : Stress-deformation and strength characteristics, Proc. 9th Int. Conf. on SMFE, Tokyo, 2, 421-494. 1976.
- 8) Suklje, L. : The analysis of the consolidation process by the Isotaches method, Proc.4th ICSMFE, pp.200-206, 1957.
- 9) Taylor, D.W. : “*Fundamentals of Soil Mechanics*” , John Wiley & Sons, Inc., pp.229-234, 1948.
- 10) 三笠正人：“軟弱粘土の圧密”，鹿島研究所出版会， pp.3-19,1963.
- 11) Aboshi, H. : An experimental investigation on the similitude in the consolidation of a soft clay, including the secondary settlement, Proc. 8th ICSMFE, Vol.4, No.3, pp.88-89, 1973.
- 12) 日本道路公団試験所：“軟弱地盤における盛土おける事例集” 技術資料 第 302 号,1977.
- 13) 三笠正人委員長：バーチカルドレーン工法の問題点をさぐるーサンドドレーンは果たしてきくかー土と基礎， vol.20, pp.62-74, 1972.
- 14) 「土の会」技術伝承出版編集委員会：“高速道路の軟弱地盤技術ー観測的設計

施工法—” 鹿島出版会 2月2012年.

- 15) 吉国洋, 住岡宣博: バーチカルドレーンによる粘土の圧密変形メカニズムに関する実験的研究, 土木学会論文集, No.463, III-22, pp.125-132, 1993.
- 16) 藤山哲雄, 杉江茂彦: 複数のFEMプログラムによる解析結果の比較と考察—軟弱地盤上における盛土の圧密解析の場合—土と基礎, Vol.53, No.8, Ser.No.571, pp.13-15, August, 2005.
- 17) 三村衛, 幸繁宜弘: FEM解析結果に影響する因子の評価—圧密解析を題材に—土と基礎, Vol.53, No.8, Ser.No.571, pp.28-29, August, 2005.
- 18) 太田秀樹委員長: “地盤工学におけるFEMの設計への適用に関する研究委員会活動報告書”, 地盤工学会, March, 2005年.
- 19) Thirapong.P, 太田秀樹, 小林一三, 飯塚敦: 塑性ポテンシャル関数の尖り点における関連流れ則の処理, 第36回地盤工学研究発表会, pp.935-936, 2001.
- 20) 世良至: 高速道路における軟弱地盤の圧密沈下予測に関する研究, 東北大学学位論文, 平成5年3月.
- 21) 小林正樹: 地盤の安定・沈下解析における有限要素法の適用に関する研究, 東京工業大学学位論文, 1990年.
- 22) 竜田尚希: 道路盛土の長期安定性を確保するための性能設計に関する研究, 福井大学学位論文, 3月2010年.
- 23) 白子博明, 杉山太宏, 外崎明, 赤石勝: 一次圧密中に発生する二次圧密の推定, 土木学会論文集 C, Vol.64, No.3, pp.565-570, 2008.
- 24) 赤井浩一, 佐野郁夫: 二次圧密における粘性土の状態変化, 土木学会論文集, No. 364, pp. 123-131, 1985.
- 25) 森脇武夫, 藤井秀憲, 網干寿夫: 飽和粘土の $K_0$ 値に関する実験的研究, 土質工学会論文報告集, Vol. 28, No. 2, pp. 205-215, 1988.
- 26) Tanaka, H.: Consolidation behavior of natural soils around  $p_c$  value, Soils and Foundations, Vol. 45, No. 3, pp. 83-95, 2005.

- 27) 今井五郎：“わかりやすい土質力学言論(第1回改訂版)”，土質工学会，pp.187-239，1992.
- 28) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination procedure of input parameter in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.

## 第2章 実務設計における有限要素法と差分法について

### 2.1 緒言

近年、パソコンと差分法や有限要素法のような数値解析法の普及によって複雑な地層構成から成る軟弱地盤の一次元圧密解析が容易に行われるようになったが、実地盤の沈下挙動と予測結果が一致することは少ない<sup>1)3)</sup>。その原因として、①解析に用いる土モデルが実際地盤の挙動を反映していない。②精緻な土の弾粘塑性構成式を用いた圧密 FE 解析プログラムの土質定数値を十分な精度で決定できない。③慣用設計では土質定数を決定する試験費用が十分でない。④プログラムに含まれる数値解析上の安定性などいろいろな問題がある。

実務では、盛土設計に関する業務に市販の圧密有限要素解析プログラムを利用することがある。実務者にとって精緻な弾塑性構成式の一部は、難解でありプログラムの考え方を十分には理解できないことがある。購入した実行ファイルのみの市販のプログラムは、入出力以外、十分に中味を把握できない。プログラマーが正しくコーディングしていることを信じるしかないが、プログラムの詳細を十分に理解・把握せず使用する危険性が指摘されている<sup>4)</sup>。したがって、予期せぬ計算結果に遭遇した際、入力データの設定にも困惑することがあり一次元圧密に関する Terzaghi の厳密解での検証から再出発することもある。

市販の圧密 FE 解析プログラムの土モデルには、代表的弾塑性構成式の一つであるカムクレイが導入されている<sup>5)6)</sup>。カムクレイモデルには、圧縮指数 $\lambda$ すなわち非線形応力ひずみ関係が採用されている。これに対して Terzaghi の圧密理論における圧密度  $U$  と時間係数  $T_v$  の関係は、線形応力ひずみ関係に基づくものである。圧密解析に非線形応力ひずみ関係を用いれば圧密速度が速くなり、予測結果が実際の軟弱地盤の挙動に近づくことが期待されるが、必ずしもそのようにはならない<sup>2)</sup>。段階载荷による圧密試験（以下標準圧密試験で表す）結果を道路土工軟弱地盤対策工指針に基づく慣用的一次元圧密解析法による圧密の沈下量予測値は、沈下量は、 $\pm 50\%$ 程度の精度であ

るが、沈下速度の予測は実際と大きく異なることが多いと言われており、非線形応力ひずみ関係の利用が望ましい<sup>3)</sup>。

軟弱地盤対策工指針では、多層地盤の一次元圧密解析に層別層厚換算法の利用が規定されている<sup>7)</sup>。Terzaghi 理論の適用に、慣用設計法にはかなりの工夫が必要であり限界もある。しかし、今日では高性能なパソコンが誰でも簡単に利用できる。層別層厚換算法を必要とするような場合や盛土の段階載荷の場合には、地盤条件や荷重条件に対し、より厳密に対応できる有限要素法や差分法などの数値解析によるべきと考える。第2章全体では、はじめに、線形ならびに非線形応力ひずみ関係を用いた差分法(FDM)と有限要素法(FEM)による一次元圧密解析で得られる圧密度と時間係数の関係を検討している。非線形応力ひずみ関係を用いた市販のプログラムでも、線形応力ひずみ関係に基づく圧密度  $U$  と時間係数  $T_v$  の関係が計算されることがあることを示しその原因について考察した。次に、二層地盤の一次元圧密問題に対し、有限要素法と差分法そして層別層厚換算法による数値解析結果を比較している。また、解析に用いる土モデルの線形あるいは非線形かによる影響の検討より、適切な照査法を提案する。

## 2. 2 平均圧密度と時間係数の関係

粘土供試体内の初期過剰間隙水圧  $u_i$  の分布が、深さ方向に一定の場合、標準圧密試験のような式(2.1)に示す境界・初期条件下で平均圧密度  $U$  を考える。粘土層厚  $2H$  ( $H$  は最大排水距離)、ある深さ  $z$  におけるある時間  $t$  の過剰間隙水圧  $u(z,t)$  とすれば、よく知られているように 平均圧密度  $U$  は、 $u(z,t)$  を用いて式(2.2)で表わされる<sup>8-9)</sup>。

$$z=0 \text{ で } u=0, \quad z=2H \text{ で } u=0 \quad \& \quad t=0 \text{ で } u=u_i \quad \text{式 (2.1)}$$

$$U = 1 - \frac{1}{H} \int_0^H \frac{u(z,t)}{u_i} dz = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v) \quad \text{式 (2.2)}$$

ここに  $M=(2m+1)\pi/2$ ,  $m$  は整数,  $T_v(=c_v*t/H^2)$ ,  $c_v$  は圧密係数)は時間係数である。



一次元圧密に関する平均圧密度は、式(2.3)に示すようにある時間  $t$  での圧密度  $\varepsilon$  (= 体積ひずみ)と最終圧密度  $\varepsilon_f$ の比として定義される場合もある<sup>10-11)</sup>。

$$U = \varepsilon / \varepsilon_f \quad \text{式(2.3)}$$

ひずみ(あるいは沈下量)で圧密度を定義する場合、式(2.4)、式(2.5)に示すように応力ひずみ関係が線形あるいは非線形かで圧密度  $U$ —時間係数  $T_v$  関係に違いが生じる。

$$U_\sigma = \varepsilon / \varepsilon_f = m_v * dp / m_v * dp_f = dp / dp_f \quad \text{式(2.4)}$$

$$U_\varepsilon = \varepsilon / \varepsilon_f = C_c * \log(p / p_0) / C_c * \log(p_f / p_0) = \log(p / p_0) / \log(p_f / p_0) \quad \text{式(2.5)}$$

ここに、 $p_0$  と  $p_f$  は载荷前後の有効応力、 $p$  はある圧密度における有効応力であり、有効応力増分  $dp = p - p_0$ 、 $dp_f = p_f - p_0$ 、 $m_v$  は体積圧縮係数、 $C_c$  は圧縮指数である。圧密層内ある深さ  $z$  における圧密度、式(2.4)、式(2.5)の差を明確にするため、この第2章では下付き添え字  $\sigma$  と  $\varepsilon$  を用いて表わし、それぞれ有効応力とひずみに関する圧密度をそれぞれ、 $U_\sigma$  と  $U_\varepsilon$  で表す<sup>11)</sup>。土の応力ひずみ関係は非線形であり、载荷重増分が大きい場合、非線形応力ひずみ関係による  $U_\varepsilon$  を利用しなければ、圧密沈下速度予測は実際と大きく異なることになる。

式(2.4)、式(2.5)の圧密度は、ある時間係数  $T_v$  における圧密度  $\varepsilon$  の予測に利用される。

$$\varepsilon = \varepsilon_f * U_\sigma \quad \text{あるいは} \quad = \varepsilon_f * U_\varepsilon \quad \text{式(2.6)}$$

ここに、 $\varepsilon_f$  は実験結果から決定される最終圧密度と呼び、 $\varepsilon$  はある圧密時間における圧密度である。

### 2. 3 土質定数と解析条件

弾塑性 FE 解析で、圧密度  $U$ —時間係数  $T_v$  関係を調べるために表-2.1 に示す土質定数を用いた一次元圧密 FE 解析の境界ならびに荷重条件は、

- 1) 排水面：位置  $z=0$ 、過剰間隙水圧  $u=0$ 。
- 2) 非排水面：位置  $z=H$ 、過剰間隙水圧変化速度  $\partial u / \partial t = 0$ 。

であり， 荷前鉛直有効応力  $\sigma'_{y0} = 78.48 \text{ kPa}$ ， 荷重増分(瞬間荷)  $\Delta\sigma_y = 78.48 \text{ kPa}$  である。この条件と表-2.1 の土質定数を用いて計算した式(2.4)， 式(2.5)の平均圧密度  $U_\sigma$ ，  $U_\varepsilon$  と時間係数関係  $T_v$  を図-2.1 に示した。

表-2.1 土質定数

$\lambda$	$\kappa$	$\nu$	$e_0$	$k(\text{cm/sec})$	$K_0$	$M$
0.46	0.13	0.315	2.64	$5.9 \times 10^{-8}$	0.46	1.57

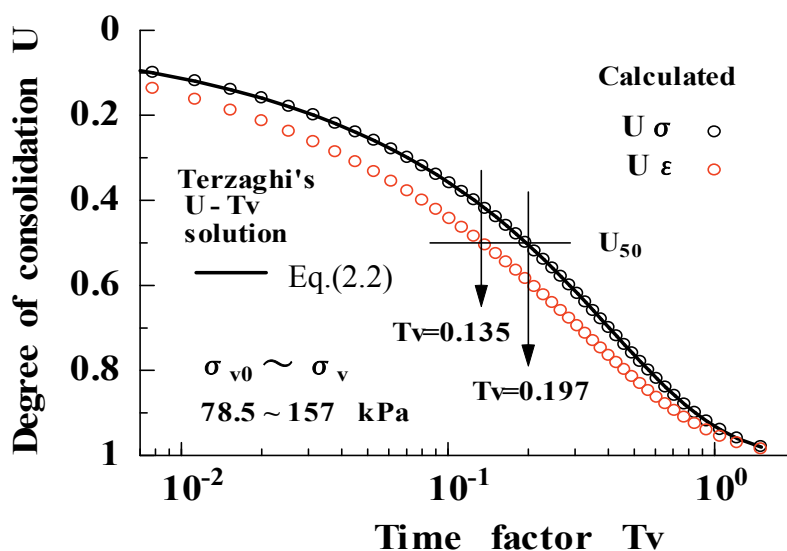


図-2.1 平均圧密度  $U$  と時間係数  $T_v$  関係

図-2.1 に黒実線で示した式(2.2)， Terzaghi の平均圧密度  $U \sim$  時間係数  $T_v$  関係は， 当然のことながら線形応力ひずみ関係による有効応力に関する平均圧密度  $U_\sigma$ ，  $\circ$ 印と一致している。平均圧密度 50%の時間係数  $T_v = 0.197$  であるが，  $\circ$ 印で示した非線形応力ひずみ関係による  $U_\varepsilon - T_v$  関係となって， 時間係数  $T_v = 0.135$  と異なる値を示す。圧密に要する時間が約 0.69 倍であり速く計算される。非線形応力ひずみ関係の適用が望

ましい正規圧密土では、 $U_e-T_v$  関係を用いないと実際より遅く圧密速度を予測することになる。

## 2. 4 市販の弾塑性モデルを用いた一次元圧密 FE 解析の検証

### 2. 4. 1 CRISP による計算結果

表-2.2 弾塑性 FE プログラムの一覧表

プログラム名	開発者	モデル	応力ひずみ関係	次元数
CRISP	Britto ら	修正カムクレイ	弾塑性	二次元
Cambiot3D	鵜飼ら	カムクレイ	弾塑性	三次元
DACSAR	飯塚ら	関口・太田モデル	弾粘塑性	二次元
提案手法	著者	非線形弾性	弾性	二次元

表-2.2 には、本章で比較検討した 4 つのプログラムを示した。プログラムの選定理由は、市販で入手しやすいことと実務者の利用が多いものとした。簡単に説明をすると CRISP<sup>5)</sup>は、ケンブリッジの Briito らの開発したもので、世界シェア No.1 であること。Cambiot3D は、群馬大の鵜飼らが開発したもので、地盤工学会の FEM 講習会で利用させるプログラムであること<sup>6)</sup>。DACSAR は、関口・太田モデルが組み込んでいるもので、日本で最も実務者には利用されているものである<sup>12)</sup>。最後に、Smith, I.M の手法<sup>13)</sup>を用いて著者が、時間依存性の非線形弾性モデルでの提案する手法である。

ここより、CRISP による計算の結果を説明する。CRISP で、計算に用いた要素図を図-2.2 に示した。変位 6 節点水圧 3 節点アイソパラメトリック三角形要素である<sup>9)</sup>。y 方向要素長の等しい 20 要素で最上位要素の排水面に載荷する。表-2.1 の土質定数による一次元圧密 FE 解析結果を図 2.3 に赤実線で示した。表-2.1 の圧縮指数  $\lambda=0.46$ 、初期間隙比  $e_0=2.64$ 、圧密荷重 78.48~156.96kPa で最終圧密量  $\varepsilon_f=8.76\%$  である。赤実線から明らかなように計算終了時の圧密量は、9.66%と約 1.1 倍である。

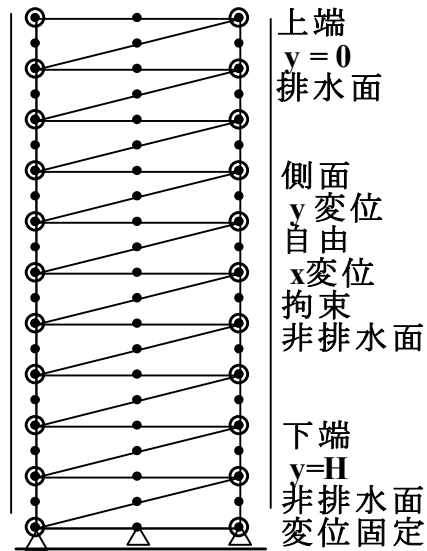


図-2.2 要素図

FE解析では、CRISPの弾塑性土モデルとして修正カムクレイを使用している。修正カムクレイの塑性ポテンシャルでは、実際よりの静止土圧係数 $K_0$ より大きく水平方向有効応力が大きく計算されることが知られている。

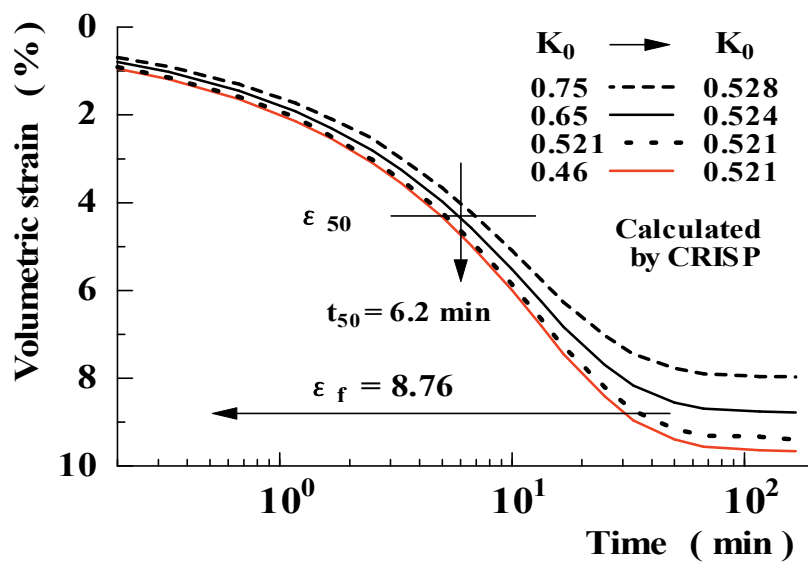


図-2.3 圧密量 $\varepsilon$  ~ 時間 $T$ 曲線 (CRISP)

図-2.3 中に示すように載荷前の初期応力の設定に  $K_0=0.46$  であるが，圧密計算終了時の  $K_0=0.521$  となる。計算される最終圧密度が期待値と異なるのは，塑性ポテンシャルの不具合によるものと考え，初期応力設定に  $K_0$  値の大きさを変えて計算した結果も図-2.3 中に示している。しかし， $K_0=0.521$  と設定した計算結果では，圧密計算終了時の  $K_0=0.521$  となったが，計算された最終圧密度は，期待値( $\epsilon_f=8.76\%$ )とは一致しないが，初期応力設定時の  $K_0$  値により最終圧密度は変化する。

図-2.3 の圧密度—時間曲線を表-2.1 の圧密係数( $c_v=0.032\text{cm}^2/\text{min}$ )と図中に示す最終圧密度  $\epsilon_f$  を用いて平均圧密度  $U$ —時間係数  $T_v$  関係に変換した結果が図-2.4 である。

図中○，○印は，それぞれ図-2.1 の  $U_\sigma$  と  $U_\epsilon$  である。図から明らかなように CRISP による計算結果は，すべて  $U_\epsilon$  と一致している。圧縮指数  $\lambda$  を用いた修正カムクレイモデルは，非線形応力ひずみ関係による  $U_\sigma \sim T_v$  の関係が計算される筈であるが，線形応力ひずみ関係と一致している。過大な圧密度が計算される理由とともに弾塑性 FE 解析プログラミングの詳細を確認する必要がある。

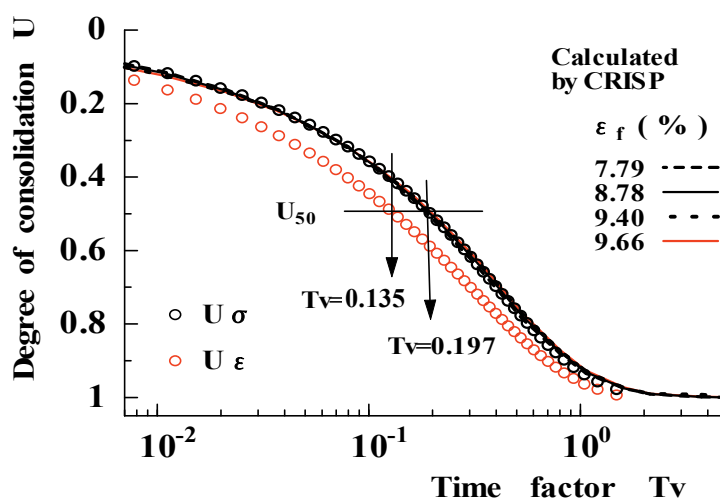


図-2.4 圧密度  $U \sim$  時間係数  $T_v$  (CRISP)

## 2. 4. 2 Cambiot3D による計算結果

地盤工学会から販売されている三次元 FE 解析プログラム Cambiot3D.for<sup>6)</sup>に導入されている弾塑性土モデルは、カムクレイモデルである。6 面体 20 節点要素を用いたこのプログラムは、学会の FEM 講習会にも利用され、一次元圧密 FE 解析の例題も添付されている。5 要素から構成される圧密層の一次元圧密で  $U \sim T_v$  関係が理論解と一致することが示されている。その例題を用い、前節と同じ圧密・荷重条件で表-2.1 の土質定数によって計算した。その結果を図-2.5 に示す。

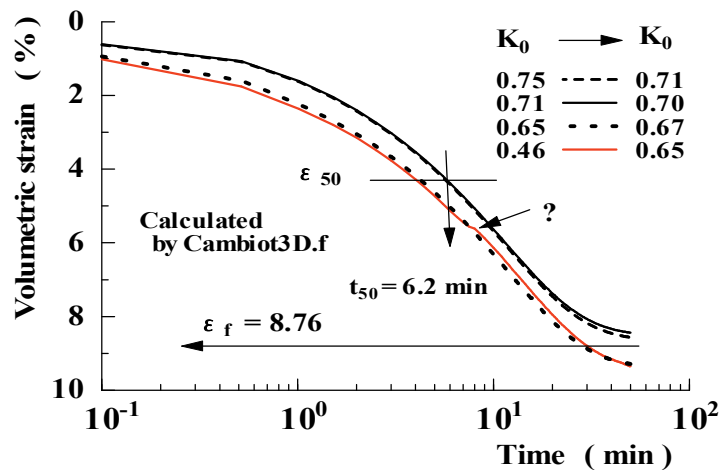


図-2.5 圧密量  $\varepsilon_v$  ~ 時間  $T$  (Cambiot3D)

図-2.5 と図-2.6 にそれぞれ圧密量  $\varepsilon$  ~ 時間  $T$  曲線と圧密度  $U$  ~ 時間係数  $T_v$  関係の計算結果を示した。圧密解析前の  $K_0$  値が圧密後変化するのは、カムクレイを用いているため、CRISP の場合と同じである。圧密前の  $K_0$  値として 0.46(赤線)あるいは 0.65(黒点線)と設定すると、圧密終了時それぞれ 0.65 あるいは 0.67 と増加する。計算された最終圧密量は期待値 ( $\varepsilon_f = 8.76\%$ ) とは一致せず、それより大きく計算される。初期の  $K_0 = 0.71$ (黒実線)あるいは 0.75(黒破線)と設定すると 0.70 あるいは 0.71 となる。最終圧密量は、期待値に近くなるが、一致させるには更に試行計算が必要である。土の非線形応力ひずみ関係を重視、考慮した弾塑性モデルによる計算で、ひずみ量だけでなく応力( $K_0$  値)も再現できないのでは、圧密 FE 解析の信頼性の問題である。圧密度  $U$

～時間係数  $T_v$  関係は、 $K_0=0.46$  と  $0.65$  の設定で  $U_\sigma$ 、 $K_0=0.75$  と  $0.71$  の設定では  $U_\sigma$  に近くなる計算結果もプログラム自身の信頼性を疑うものである。

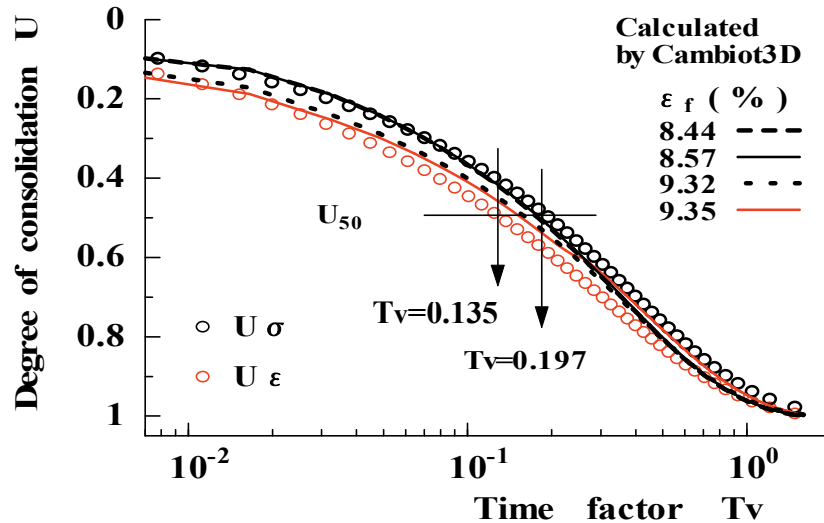


図-2.6 圧密度  $U$  - 時間係数  $T_v$  (Cambiot3D)

### 2. 4. 3 DACSAR による計算結果

飯塚・太田らにより作成された FE プログラム DACSAR.for<sup>12)</sup>により計算された等時線を図-2.7 に、圧密度  $U$  - 時間係数  $T_v$  関係を図-2.8 に示した。土モデルは、関口・太田により提案された弾塑性モデルである。DACSAR では節点水圧でなく要素内有効応力が出力されるので、図-2.7 横軸は  $\sigma'_y/u_0$  である。両図から明らかなように  $U_\sigma \sim T_v$  関係は、Terzaghi のそれと一致している。ある時間係数  $T_v$  に対応する  $U_\epsilon$  は、 $U_\sigma$  より若干大きい。図-2.1 に示した  $U_\sigma$ 、 $U_\epsilon$  と  $T_v$  の関係のそれとはかなり異なる。計算結果の圧密時間を時間係数に変換する際利用した圧密係数  $c_v=0.04(=k/m_v/\gamma_w, \text{cm}^2/\text{min})$  である。また、前節 2.1.4 の CRISP の計算例と同じように表-2.1 に示した圧縮指数  $\lambda$  による圧密荷重に対応する圧密量  $\epsilon_f=0.0876$  となる筈である。しかし計算された最終圧密量  $\epsilon_f$  は、 $0.0462$  である。なぜ圧密量がこのように小さく計算されるのか明らかでない。入力データに誤りがあるのか、繰り返し検討しても誤りが見出せない。精緻な土

モデルによる弾塑性圧密 FE 解析で解析に用いた圧密試験結果の圧密量と大きく異なる計算結果では、実務に利用する場合、注意が必要である。

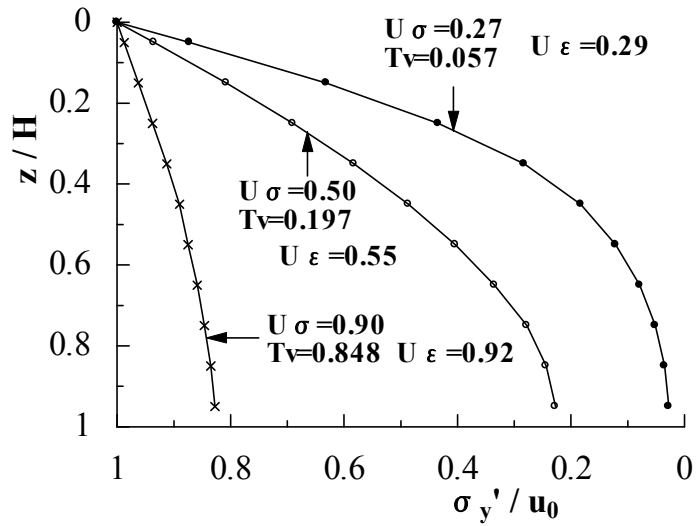


図-2.7 DACSAR による等時曲線

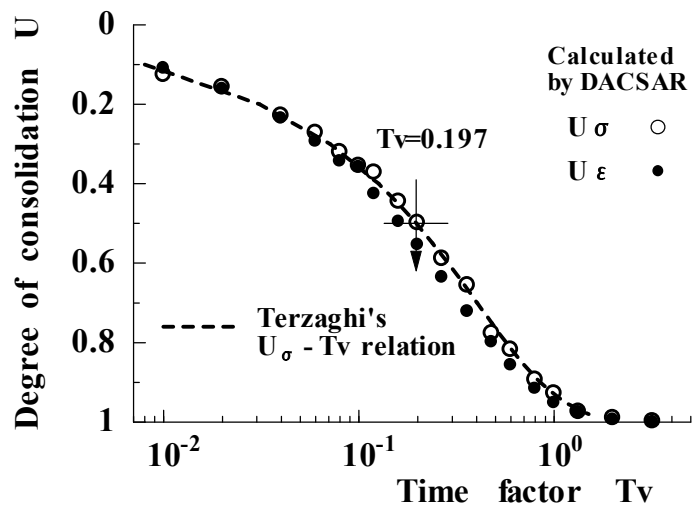


図-2.8 DACSAR による  $U_\sigma$ ,  $U_\epsilon$  と  $T_v$  の関係



## 2. 4. 4 提案手法による計算結果

### (1) 非線形土モデルと FE 解析

著者の FE プログラムの土モデルは、Smith, I.M の手法<sup>13)</sup>に対して、節点外力  $\underline{F}$  を考慮した点にある。このモデルは、非線形であるが弾塑性モデルではない。土モデルと圧密 FE 解析について簡単に記述する。力のつり合い方程式と圧密方程式は、式(2.7)で表される<sup>13)</sup>。

$$\begin{bmatrix} \underline{K} & \underline{C} \\ \underline{C}^T & \Delta t * \underline{P} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{d}_1 \\ \underline{u}_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{0} \\ \underline{C}^T & \underline{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{d}_0 \\ \underline{u}_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{F} \\ \underline{0} \end{bmatrix} \quad \text{式(2.7)}$$

ここに、 $\underline{K}$ は剛性マトリックス、 $\underline{C}$ は連成マトリックス、 $\underline{P}$ は透水マトリックス、 $\underline{d}_1$ 、 $\underline{d}_0$ は節点変位、 $\underline{u}_1$ 、 $\underline{u}_0$ は節点水圧、下付き添え字 1 は 0 の  $\Delta t$  時間後を意味する。 $\underline{F}$ は節点外力である。

式(2.7)から得られる節点変位を用いて要素のひずみ成分  $\underline{\varepsilon}$  を計算し、有効応力成分  $\underline{\sigma}$  を式(2.8) から計算する。式(2.8)の  $\underline{D}$  には、それぞれ式(2.9)、(2.10)で表わす体積弾性係数  $K$  とせん断剛性率  $G$  を用いた。式(2.11)は、 $k$  透水係数で、 $k_0$  は圧密前透水係数で、 $v$  は圧密量、 $c$  は透水補正係数とする。

$$\underline{\sigma} = \underline{D} * \underline{\varepsilon} \quad \text{式(2.8)}$$

$$K = f * p / \lambda \quad \text{式(2.9)}$$

$$G = \beta * K \quad \text{式(2.10)}$$

$$k = k_0 * \exp(-v / c) \quad \text{式(2.11)}$$

ここに、 $\underline{D}$ は応力ひずみマトリックス、 $f$ は初期体積比、 $p$ は平均有効応力、 $\beta = 1.5(1 - v)/(1 + 2v)$ 、 $v$ はポアソン比である。 $v$ と $\beta$ を静止土圧係数  $K_0$  値から決定すると一次元圧密中の有効応力経路は、その静止土圧係数  $K_0$  値と対応したものに計算される。

式(2.7)の剛性マトリックス  $K$  は、圧密とともに増加、透水マトリックス  $P$  に含まれる透水係数  $k$  は、式 (2.11) より圧密とともに減少させる。

## (2) 考 察

表-2.3 期待する一次元圧密量と関係する土質定数の関係

期待する一次元圧密量： $\lambda=0.46, f_0=3.640, p=50.2\text{kPa}, p=100.4\text{kPa}$ $\varepsilon_f = \lambda/f_0 * \ln(p/p_0) = 0.46/3.640 * \ln(100.4/50.2) = 0.0876$					
圧密直後	$t=0$	圧密終了時	$t=\infty$	圧密中	任意
載荷前圧密荷重 $p_0$	50.2 kPa	載荷後圧密荷重 $p=p_0 + \Delta p$	100.4kPa	増加荷重 $\Delta p$	50kPa
体積弾性係数 $K$	397.0 kPa	体積弾性係数 $K$	725.0kPa	体積弾性係数 $K$	574kPa
増加ひずみ $d\varepsilon = \Delta p/K$	0.1264	増加ひずみ $d\varepsilon = \Delta p/K$	0.0693	増加ひずみ $d\varepsilon = \Delta p/K$	0.0876

前節までの圧密 FE 解析プログラムでは、一次元圧密の最終圧密量の大きさが、計算されるべき値と異なっていた。著者の式(2.7)による圧密 FE 解析プログラムでも表-2.1に示す圧縮指数  $\lambda$  を用いても、その使い方次第で最終圧密量  $\varepsilon_f$  は大きく変化する。式(2.9)の体積弾性係数  $K$  値は、圧密中初期体積比  $f$  と平均有効応力  $p$  とともに変化する。表-2.1 に示す土質定数と荷重条件での一次元圧密量  $\varepsilon_f$  は、表-2.3 に示した。

また、ひずみと体積弾性係数の関係を示した。式(2.7)の力のつり合い方程式と圧密方程式は、前節までの圧密 FE 解析プログラムと異なり増分形ではない。圧密とともに式(2.7)により  $K$  を変化させるが、その最終値を  $K=574 \text{ kPa}$  としないと、最終圧密量  $\varepsilon_f = 0.0876$  とならない。

図-2.9 は、著者のプログラムによる圧密量  $\varepsilon_v$  と圧密時間  $T$  の関係を示した。圧密とともに  $K=397 \sim 574$  の範囲で変化させた。  $K$  の変化に従い、透水係数  $k$  をより変化させるものである。

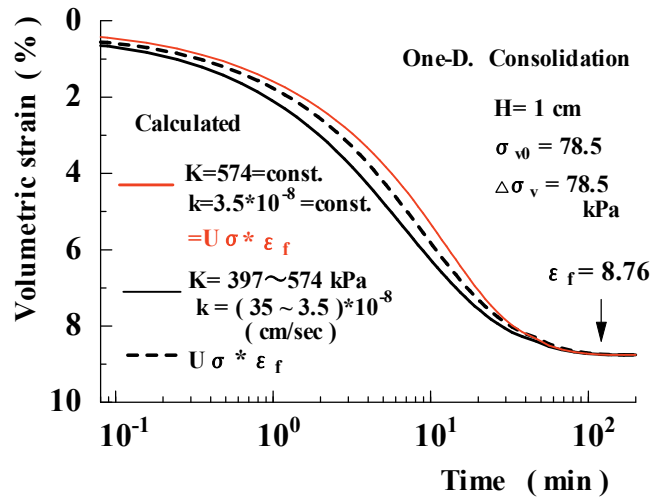


図-2.9 著者のプログラムによる圧密量  $\varepsilon_v$  と圧密時間  $T$  の関係

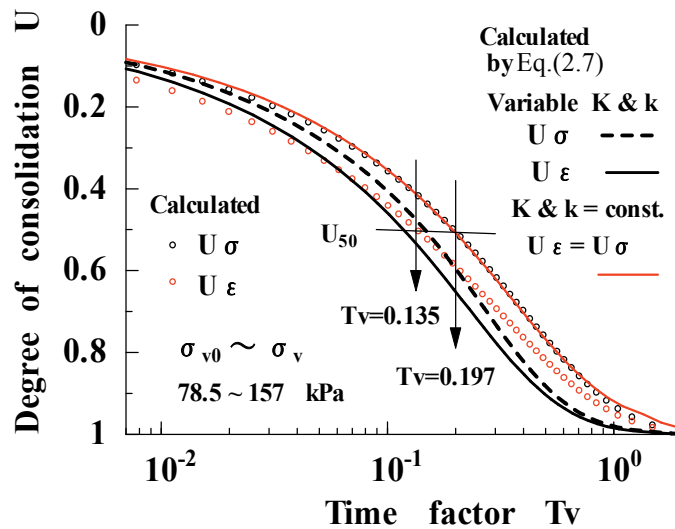


図-2.10 著者のプログラムによる  $U_\sigma$ ,  $U_\varepsilon$  と  $T_v$  の関係

図-2.9 では、表-2.1 と前節で記述した土質定数の設定で計算した  $U_\sigma$  と最終圧密量  $\varepsilon_f$  の積、すなわち式(2.6)によると線形応力ひずみ関係による圧密量時間曲線が黒破線、非線形応力ひずみ関係によるそれが黒実線である。図-2.9 に示すように圧密中体積弾性係数  $K$  と透水係数  $k$  は、図中に示すように変化している。 $K$  と  $k$  を一定とした計算結果は、赤実線であり  $U_\sigma$  と最終圧密量  $\varepsilon_f$  の積と一致している。当然のことであるが、いずれの計算でも計算されるべき最終圧密量値が計算されている。次に、図-2.9 の圧

密度  $\varepsilon_v$ —時間  $T$  曲線の計算結果を圧密度  $U$ —時間係数  $T_v$  関係に変換した結果が図-2.10 である。図中の○印は、それぞれ図 2.1 の  $U_0$ 、 $U_\varepsilon$ — $T_v$  関係である。

Terzaghi の圧密理論では、時間係数  $T_v = c_v * t / H^2$  であり、圧密係数  $c_v = 0.032 \text{ cm}^2 / \text{min}$  としている。圧密 FE 解析は、図中に示すように  $c_v$  でなく、透水係数  $k$  を利用している。 $k = c_v * m_v * \gamma_w = 5.8 * 10^{-8} (\text{cm/sec} : \text{表-2.1 参照} : \gamma_w \text{ は水の単位体積重量})$  である。

圧密中  $k$  を一定とした図-2.10 の○印の  $U_0$  と  $T_v$  の関係は、式(2.2) Terzaghi の圧密理論における圧密度  $U$ —時間係数  $T_v$  関係と一致している。非線形応力ひずみ関係による  $U_\varepsilon \sim T_v$  関係は、線形関係のそれより早く計算されているが、圧密中  $k$  を変化させた計算結果の  $U_0$  と最終圧密度  $\varepsilon_f$  の積による関係は、Terzaghi の圧密度と一致しない。提案手法でも、計算の考え方によって、 $U$ — $T_v$  関係が変化することを明らかにした。したがって、本節の検討から、著者のプログラムで、土の非線形性を合わらすことができ、期待するひずみ量を安定できることを示した。また、実務者が弾塑性 FE プログラムを使用するのは、厳密解とのチェックをしてから使用することが重要であることを示した。

## 2. 5 多層地盤の一次元圧密解析と層別層厚換算法

### 2. 5. 1 地盤ならびに解析条件

片面排水条件で二層地盤の一次元圧密を検討対象とする。上層の上端排水面，下層下端非排水面とする。二層の層厚をそれぞれ 5m，地盤を線形弾性体とする解析では，表-2.4 の土質定数を用いた。載荷重増分  $dp=50\text{kPa}$  とした場合，両層の圧密沈下量は，それぞれ 50cm，20cm，合計沈下量 70cm である。Britto らの有限要素解析プログラム<sup>5)</sup>では，弾性係数  $E$ ，ポアソン比  $\nu$  と透水係数  $k$  が必要である。 $\nu=0.3$  と仮定し， $E=(1+\nu)*(1-2\nu)/(1-\nu)/m_v$ ， $k = m_v * c_v * \gamma_w$  から計算した<sup>14)</sup>。

表-2.4 土質定数

各層	層厚 $l$ (cm)	体積圧縮指数 $m_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧密係数 $c_v$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )	弾性係数 $E$ (kPa)	透水係数 $k$ (cm/sec)
A層	500	$2.04 \times 10^{-3}$	0.1	363.8	$3.33 \times 10^{-9}$
B層	500	$8.16 \times 10^{-4}$	0.025	911.0	$3.33 \times 10^{-10}$

表-2.5 計算に使用した要素数と要素長

層 (層厚)	要素数 (各要素長(m))		
	CASE-1	CASE-2	CASE-3
A (5m)	10(0.5)	5(1.0)	(5)
B (5m)	20(0.25)	10(0.5)	(5)
A+B (10m)	30(10)	15(10)	(10)

差分法による二層地盤の計算では両層の時間増分を等しくすると両層の要素長間を(2.11)式のように設定する必要がある。

$$\frac{l_A}{l_B} = \sqrt{\frac{c_{vA}}{c_{vB}}} = \sqrt{\frac{0.1}{0.025}} = 2 \quad \text{式(2.11)}$$

検討地盤では上層 A の要素長  $l_A$  は、下層 B の要素長  $l_B$  の 2 倍にする必要がある。しかし、有限要素法ではこうした要素長への配慮を必要としない。この第 2 章では、有限要素法と差分法によって表-2.4 の土質定数と表-2.5 に示した 3 パターンの要素数で計算し、層別層厚換算法の結果と比較・考察する。表-2.3 に示した CASE-1 と CASE-2 では式(2.11)から、A, B 層の要素長比  $l_A / l_B = 2$  として要素数を変えた。CASE-3 では、比較のために A, B 層の要素数を 1m とし、差分法による上記の要素長比を無視している。

## 2. 5. 2 計算結果と考察

図-2.11 に Tiny.for<sup>5)</sup>の FE 要素を図-2.12 に CRISP.for<sup>5)</sup>の FE 要素図を示した。次に、図-2.13 と図-2.14 に、それぞれ有限要素法(FEM)と差分法(FDM)による圧密沈下量時間曲線の計算結果を示した。両図から明らかなように A, B 層の圧密沈下量が正確に計算されている。FEM により計算された図-2.13 では、要素数によらず計算結果はほぼ同じである。また、地層が変化しても、各層間の要素長比を任意に選択しても同じ計算結果が得られることが注目される。FDM による図-2.14 の計算結果では、圧密初期

の沈下量に小さな相違が認められる。FDM でより正確な計算結果を得るには、ある程度以上の要素数が必要と思われる。また、計算に用いたFEM と FDMプログラムは、Terzaghi の  $U - T_v$  関係でその妥当性を検証している。

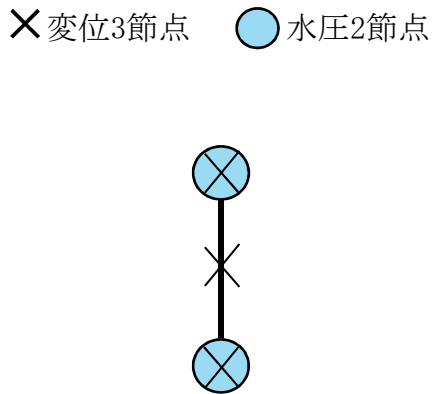


図-2.11 Tiny.for の棒要素図

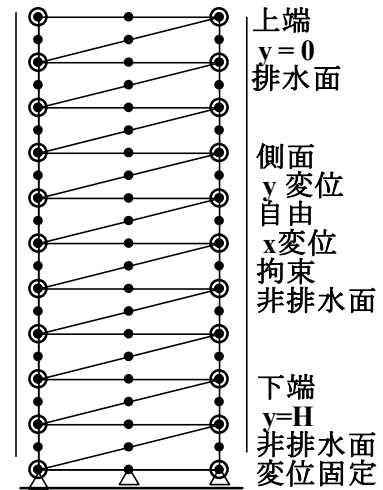


図-2.12 CRISP.forの三角形要素図

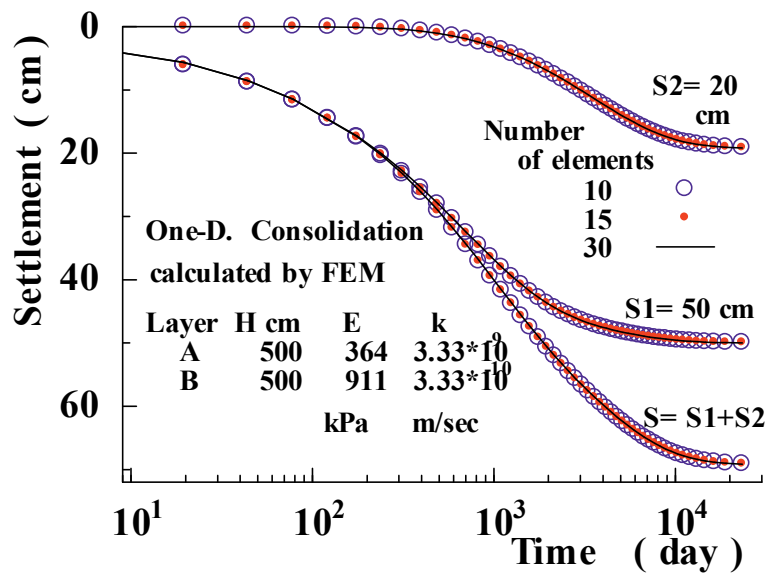


図-2.13 圧密沈下量時間曲線 1 (FEM)

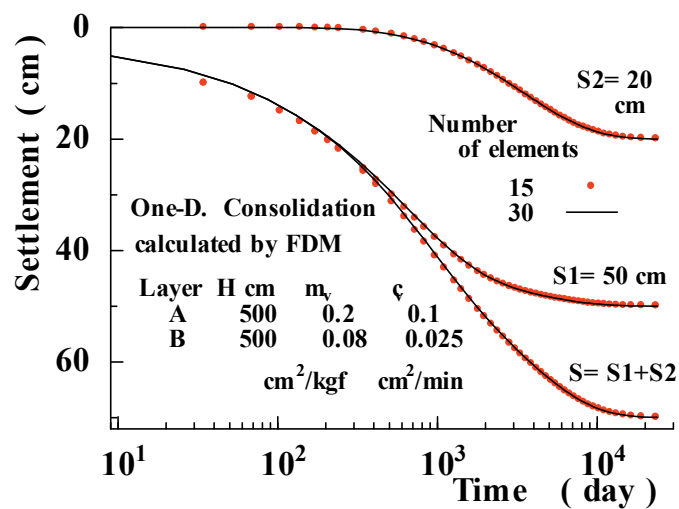


図-2.14 圧密沈下量時間曲線 2 (FDM)

図-2.15 は要素数 30 で実施した FEM と FDM の計算結果 (黒実線と赤点線) に×印で層別層厚換算法<sup>7)</sup>による計算結果を加えた。層別層厚換算法では、二層地盤における層境界の水の流れの連続条件を考慮していないため、圧密後半の圧密沈下量時間曲線が大きく食い違うことがわかる。



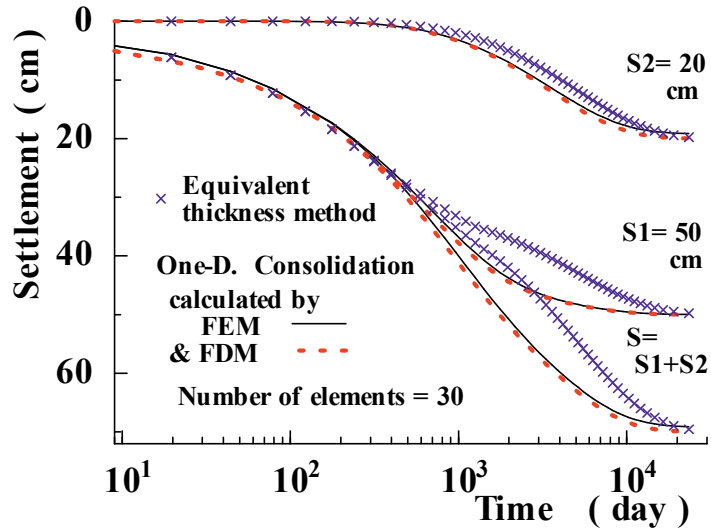


図-2.15 圧密沈下量時間曲線 3層別層厚換算法との比較

任意のある圧密度における圧密層内の過剰間隙水圧分布を図-2.16 と図-2.17 に示した。それぞれ FEM と FDM による計算結果である。FEM による計算結果は、要素数の影響を受けないが、FDM によるそれは、要素数が少ないと圧密初期の間隙水圧が小さく計算される。その結果が図-2.14 の圧密沈下量時間曲線 2(FDM)の計算結果に対応している。図-2.17 に示した要素数 30 の両方法による計算結果はほぼ一致しているが、圧密度が小さい場合、若干 FDM で計算した過剰間隙水圧分布が小さい。また、図-2.18 には層別層厚換算法による換算層で単一層とした場合の圧密度 50%における過剰間隙水圧分布の計算結果を×印で記入している。

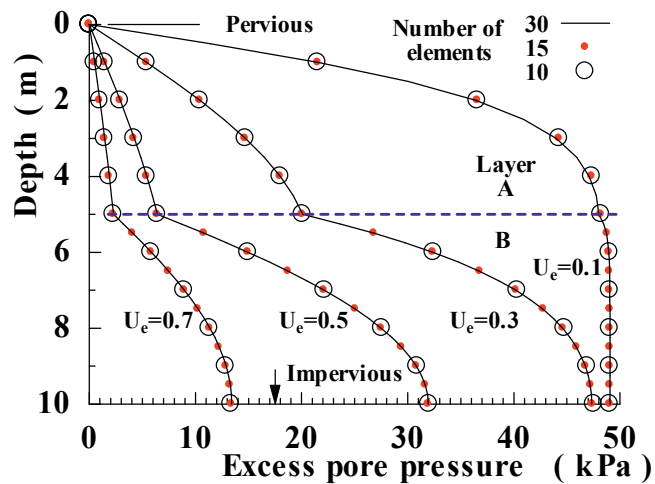


図-2.16 過剰間隙水圧分布 1 (FEM)

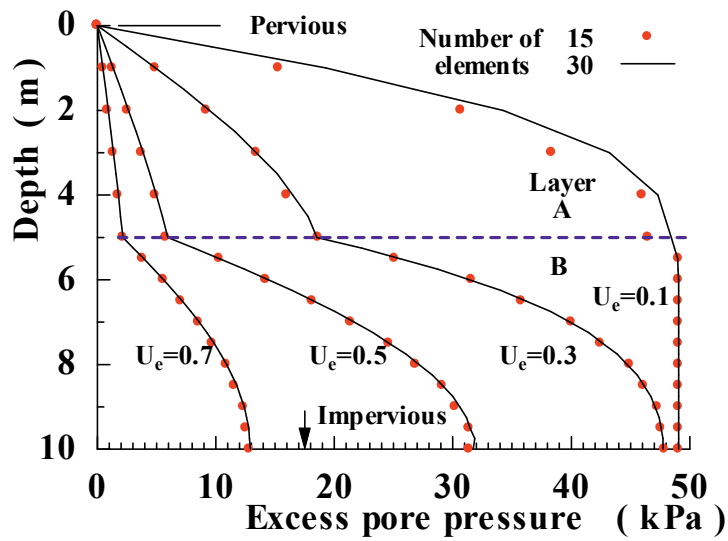


図-2.17 過剰間隙水圧分布 2 (FDM)

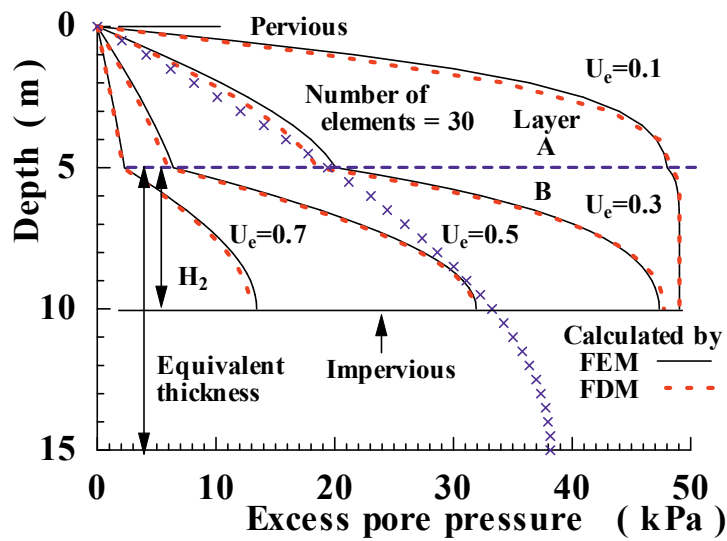


図-2.18 過剰間隙水圧分布 3～層別層厚換算法との比較

棒要素と三角形要素を用いた FEM による計算結果図-2.19 と図-2.20 によれば、要素形状の違いによる圧密沈下量時間曲線と両層底部の過剰間隙水圧の経時変化に、ほとんど差は認められない。また、図-2.20 には赤丸印で FDM による計算結果を加えてある。その結果は、FEM によるそれと同じである。また、以上の検討には、表-2.2 に示した土質定数、すなわち  $m_v$  や  $E$  による線形応力ひずみ関係を用いる。

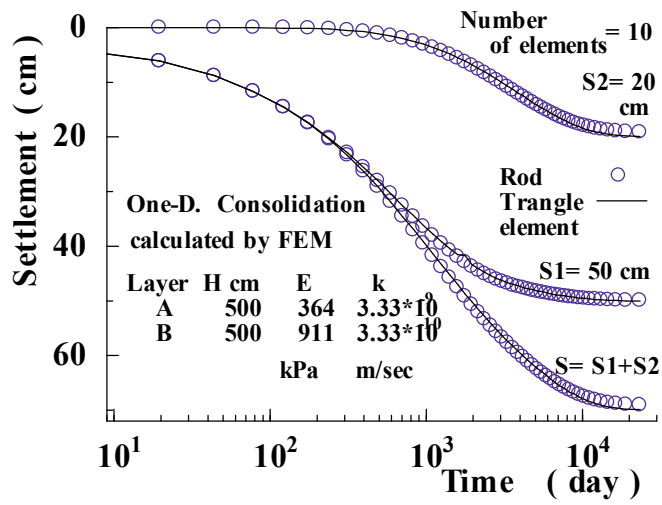


図-2.19 圧密沈下量時間曲線 4(棒要素と三角形要素)

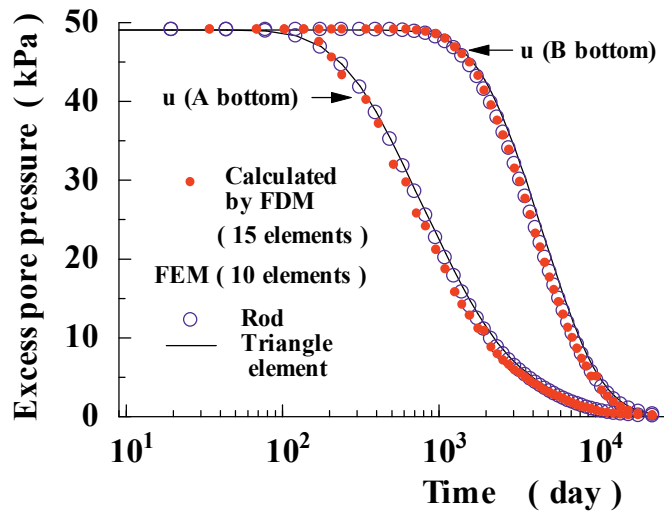


図-2.20 過剰間隙水圧の経時変化(FEM 棒要素, 三角形要素, FDM)

圧縮指数  $C_c$  や弾塑性モデル，非線形応力ひずみ関係を用いた圧密沈下量時間曲線の計算結果を層別層厚換算法によるそれと比較する。

図-2.21 の FDM による計算結果では，図中実線で示した圧縮指数  $C_c$ ，非線形土モデルを用いた圧密沈下量時間曲線が，体積圧縮係数  $m_v$ ，線形によるそれより圧密沈下速度が速く計算される。この計算結果は，一般的有効応力に関する圧密度を用いた圧密沈下量時間曲線とひずみのそれによるものに対応する。

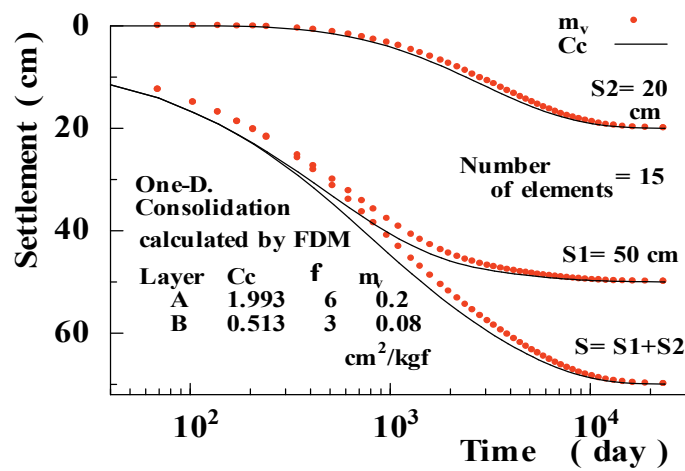


図-2.21 FDM による圧密沈下量時間曲線 5

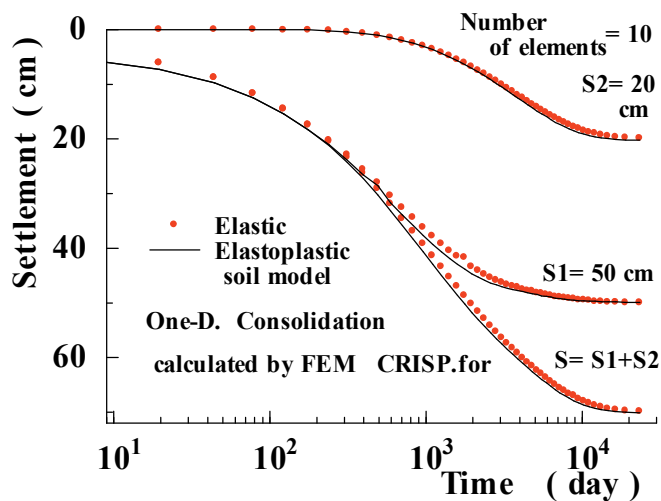


図-2.22 FEM による圧密沈下量時間曲線 6

三角形要素を用いた多次元圧密 FE 解析プログラム CRISP.for<sup>5)</sup>による一次元圧密解析結果を図-2.22 に示した。赤丸印，弾性(線形)そして実線は弾塑性(非線形：修正カムクレイ)土モデルによる計算結果である。図-2.21 の FDM による計算結果と異なり，土モデルが線形あるいは非線形かによる違いが計算されない。非線形土モデルのプログラミングに問題があると考えられる。精緻な土モデルを用いたプログラムでもその結果が反映されていないようである。また，修正カムクレイモデルには，モデル自身にも欠陥があることがよく知られている<sup>15)</sup>。一次元圧密では，水平方向の有効応力が実際と異なる点である。図-2.23 は，CRISP.for<sup>5)</sup>で計算された一次元圧密前後の有効応力経路である。

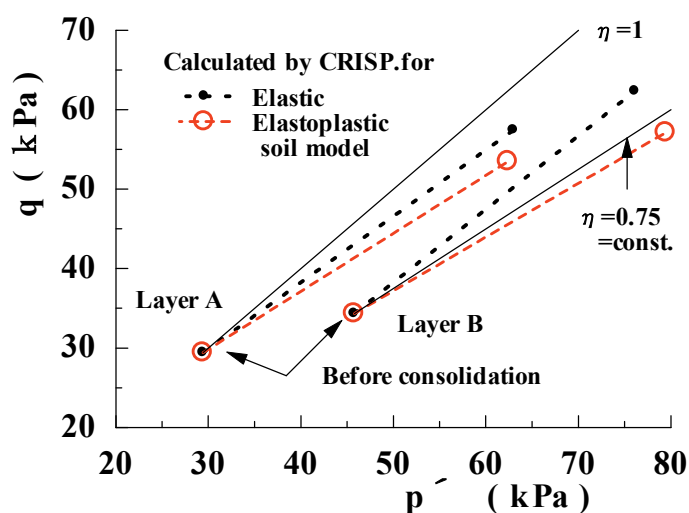


図-2.23 CRISP.for (FEM) による有効応力経路

一次元圧密では圧密中静止土圧係数あるいは応力比  $\eta(=q/p')$  一定であることが知られている。図-2.23 中に  $\eta$  一定線を実線で示しているが，点線と破線で示したそれぞれ線形そして非線形土モデルにより計算された有効応力経路は， $\eta$  が一定でない。その問題点として修正カムクレイモデルの場合，塑性ポテンシャルの不具合が指摘されている<sup>15)</sup>。計算された圧密沈下量時間曲線が実測値とよく一致した土モデル(応力ひずみ関係)でも，計算された応力が実際と異なるのでは，その妥当性に問題がある。

## 2. 6 結 論

軟弱地盤の慣用的沈下解析の現状と問題点を明らかにした。得られた結果は、次のように要約される。

- 1) 市販されている弾塑性圧密 FE プログラムでは、圧縮指数 $\lambda$ を利用しているので、非線形の圧密度  $U_e$  と時間係数  $T_v$  を示すはずであるが、非線形のそれになっていないことがあることを確認した。
- 2) 著者の提案する非線形モデルを用いたプログラムであれば、期待した圧密量を計算することが可能であり、非線形の圧密度  $U_e$  と時間係数  $T_v$  を忠実に再現できる。
- 3) 慣用設計法である層別層厚換算法は、二層地盤における層境界の水の流れの連続条件を考慮していないため、圧密の後半の圧密沈下量時間曲線が大きく異なることを示した。有限要素法による一次元圧密解析では、棒要素、三角形要素による影響と層を構成する要素数に影響は、ほとんどない結果を確認した。差分法では、層を構成する要素が少ないと圧密前半に、若干異なった。このことより実務設計でも、多層地盤の圧密時間関係は、有限要素法による一次元圧密解析で算定すべきことを提案した。

## 参考文献

- 1) 飯沼孝一，山田道男，赤石勝，杉山太宏：弾塑性圧密 FE 解析における圧密度と時間係数の関係，土木学会関東支部第 39 回講演会, No.605, pp.54-81, 2008.
- 2) 竹嶋正勝：軟弱地盤盛土における長期沈下に関する二，三の知見，土と基礎，vol.27, No.3, pp.37-44, 1979.
- 3) 能登繁幸：泥炭地盤の沈下量の予測に関する考察，土質工学会論文集，vol.27, No.2, pp.107-117, 1987.
- 4) 藤山哲雄，杉江重彦：複数の FEM プログラムによる解析結果の比較と考察—軟弱地盤上における圧密解析の場合—，土と基礎，Vol.53 No.8 Ser, No.571, pp13~15, 08/2005.
- 5) Britto, A.M. and Gunn, M.J. : “*Critical state soil mechanics via finite elements*” ,Ellis Horwood Ltd., 1987.
- 6) 地盤工学会：“地盤技術者のための FEM シリーズ①~③ はじめて使う有限要素法，弾塑性有限要素法がわかる，弾塑性有限要素法を使う”，8月2003年.
- 7) 日本道路協会，：“道路土工 軟弱地盤対策工指針”，H24 年度版.
- 8) Taylor, D.W. : “*Fundamentals of Soil Mechanics*” ,John Wiley & Sons, Inc.,pp.229-234,1948.
- 9) Harr, M.E. : “*Fundamentals of Theoretical Soil Mechanics*” , McGraw-Hill, Inc. , pp.132-141,1966.
- 10) Terzaghi, K. and Peck, R.B. : “*Soil Mechanics in Engineering Practice*” , John Wiley & Sons, Inc.,pp.75,1948.
- 11) 土質工学会：“土質工学用語辞典”，pp.94-95，平成2年.
- 12) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination procedure of input parameter in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.

- 13) Smith, I.M. : “*Programming the finite element method with application to geomechanics*” , John Wiley & Sons Ltd., 1982.
- 14) 飯沼孝一, 山田道男, 赤石勝, 杉山太宏, 層厚換算法と有限要素法・差分法による多層地盤の一次元圧密解析, 地盤工学会, 第8回関東支部発表会, 発表講演集, pp.127-129,2011.
- 15) Atkinson, J.H. : “*Foundations and slopes*” , McGraw-Hill, pp.107,1981.
- 16) 川浦文子, 外崎明, 杉山太宏, 赤石勝 , 静止土圧係数と弾塑性構成式に関する一考察, 東海大学紀要工学部 vol.39, No.1 , pp.171-176, 1999.



## 第3章 二次圧密を考慮した一次元圧密差分解析

### 3.1 緒言

標準圧密試験では、ほとんどの粘性土が1時間以内で圧密度90%に至る。これは、試験法のデータシートの圧密時間の目盛が1時間までであることから明らかで、残りの23時間以上は二次圧密の経時変化を測定していることを暗に示している。しかしこの二次圧密は室内圧密試験の固有の挙動であり、最大排水距離の大きな実地盤では一次圧密と二次圧密が分離して現れないと考えられている。したがって、慣用的一次元圧密解析では二次圧密は考慮されていない<sup>1-3)</sup>。土質試験法で定められた標準圧密試験の圧密時間は24時間である。24時間以降も沈下量を測定すれば、二次圧密は継続するが、次の荷重段階の荷重が載荷される。圧密沈下量の算定に利用される標準圧密試験の $e$ - $\log p$ 曲線、体積圧縮係数 $m_v$ あるいは圧縮指数 $C_c$ には、二次圧密の影響が含まれている。慣用的設計法では、標準圧密試験の1日後の全圧密量に対応する圧密沈下量が、現場で発生する最終圧密沈下量と考えられているが、その根拠は明らかでない。また、二次圧密は一次圧密終了後に発生するのか、一次圧密中から発生しているのかについても古くから議論されているが、今日においても明確な結論は得られていない<sup>4-7)</sup>。室内圧密試験では一次圧密量と二次圧密量の和としての全圧密量を測定しており、両圧密量を分離測定できないためである。軟弱地盤上の高速道路盛土や宅地造成地の現場で、二次圧密に起因すると考えられる長期沈下が報告されている<sup>8-10)</sup>。二次圧密を考慮した一次元圧密解析に関する多くの研究では、全圧密量は一次圧密量と二次圧密量の和として考えられており、その一次圧密量の算定には24時間後の全圧密量で定義する圧縮指数が利用されている。そして、二次圧密量の予測には、24時間以内に測定された二次圧密挙動が参考にされる<sup>11-17)</sup>。しかし、全圧密沈下量には、二次圧密量が含まれているため一次圧密量から求めて、これに二次圧密量を加える方法では、二次圧密量を二重評価することになる。

今村らは二次圧密を考慮した一次元圧密解析における一次圧密量の予測には、一次

圧密度で定義した圧縮指数 $C_c$ や体積圧縮係数 $m_v$ を用いることの重要性を指摘している<sup>18-19)</sup>。

全圧密度から一次圧密度を分離測定できないため、全圧密度中の一次圧密度は仮定する必要があるが、仮定値の妥当性の検証は難しいと言わざるを得ない。この第3章では、標準圧密試験で測定される全圧密度中の一次圧密度に関するものである。最大排水距離や荷重増分比を変えた粘土の一次元圧密試験結果を利用して二次圧密を考慮した一次元圧密解析を行い、仮定する二次圧密度、あるいは一次圧密度の影響を検討している。二次圧密は一次圧密の初期段階から発生していること、この第3章で扱うある粘土の一次圧密度は、全圧密度の約65%であり、一次元圧密解析においては二次圧密挙動を無視できないことを明らかにする。また、この第3章の二次圧密考慮した一次元圧密解析では、白子らの研究<sup>19)</sup>を利用して、実務的視点からプログラミングの簡単な三笠のひずみに関する圧密方程式と差分法の適用を試みた。この方法による計算結果は、これまで多くの研究で採用されてきた過剰間隙水圧に関する圧密方程式の差分法や有限要素法による解と差異のない結果が得られることを示している。

## 3. 2 二次圧密モデルと一次元圧密解析法

### 3. 2. 1 二次圧密モデル

この第3章では、一次元圧密粘土の全体積ひずみ $v$ を有効応力変化に伴う体積ひずみ(一次圧密度)と時間依存性の体積ひずみ(二次圧密度)の和として式(3.1)で表し、二次圧密速度 $\dot{v}_s$ は式(3.2)で表す<sup>19)</sup>。

$$\begin{aligned} \Delta v &= \Delta v_p + \Delta v_s \\ &= m_p \cdot \Delta p + \alpha \ln \left( \frac{\dot{v}_i}{\dot{v}_s} \right) \end{aligned} \quad \text{式(3.1)}$$

$$\dot{v}_s = \dot{v}_i * \exp \left( \frac{-\Delta v_s}{\alpha} \right) \quad \text{式(3.2)}$$

ここに、 $m_p$ は、一次圧密度で定義する体積圧縮係数、 $\alpha$ は体積ひずみで定義された二次圧密係数、 $\Delta p$ は鉛直有効応力増分、 $\dot{v}_i$ は二次圧密の初期速度である。

従来、二次圧密を考慮した一次元圧密解析では、二次圧密を時間の対数に比例する式(3.3)で表すモデルが多く提案されている<sup>14-17)</sup>。この第3章では、式(3.3)をlog tモデルと呼び、式(3.1)との比較から、一次圧密中に発生する二次圧密挙動を検討する。

$$\Delta v_s = \alpha \cdot \ln\left(\frac{t}{t_i}\right) \quad \text{式(3.3)}$$

ここに、 $t$ は圧密時間、 $t_i$ は二次圧密の開始時間である。

三笠の一次元圧密方程式(3.4)は、圧密荷重一定という仮定を必要としないため、圧密荷重が変化する場合にも成立する。例えば、漸増荷重の解析では、排水境界におけるひずみを時間とともに増加させれば良いことがよく知られている<sup>20)</sup>。

$$\frac{\partial v}{\partial t} (= \dot{v}_p + \dot{v}_s) = c_v \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \quad \text{式(3.4)}$$

ここに、 $c_v$ は圧密係数、 $y$ は圧密層内の位置である。

一次元圧密試験における全圧密量は、一般的な体積圧縮係数 $m_v$ と $\Delta p$ の積として、式(3.5)のように二通りで表わされる。すなわち、 $m_v$ 一定で載荷面の荷重増分 $\Delta p$ が漸増載荷される場合と載荷面の荷重増分 $\Delta p$ は一定で $m_v$ が時間依存性の場合で、圧密解析ではいずれも排水面(載荷面とする)の全圧密量を時間依存とすることで対応可能である。式(3.4)により二次圧密を考慮した一次元圧密解析を行うには、圧密荷重一定で排水境界におけるひずみを時間とともに増加させることになる。あるいは、圧密FE解析と同じように時間依存性のひずみに等価な荷重が漸増すると解釈することもできる。

$$\begin{aligned} \Delta v &= m_v (= \text{const.}) \cdot \Delta p (\propto \text{time}) \quad \text{or} \\ \Delta v &= m_v (\propto \text{time}) \cdot \Delta p (= \text{const.}) \end{aligned} \quad \text{式(3.5)}$$

今村らは、間隙水圧に関する二次圧密を考慮した一次元圧密解析を差分法と有限要素

法で行った結果について報告している<sup>18)</sup>。その一部を第3章2節3項に示した。式(3.4)の三笠のひずみの方程式を式(3.6)の境界・初期条件のもと陽的差分法で解くことにより、実測値に対応する計算結果が得られることをこの第3章で示す。

$$\left. \begin{array}{l} t = 0 \quad \& \quad y > 0 \quad ; \quad v = 0 \\ t \geq 0 \quad \& \quad y = 0 \quad ; \quad \dot{v} = 0 \\ t \geq 0 \quad \& \quad y = H \quad ; \quad \dot{v} = 0 \end{array} \right\} \quad \text{式(3.6)}$$

### 3. 2. 2 一次元圧密解析法

図-3.1は、網干の一次元圧密の寸法効果に関する実験結果である<sup>21)</sup>。最大排水距離  $H=1$  cmの供試体の実験結果から二次圧密を考慮した一次元圧密解析に必要な土質定数を次の手順で決定する<sup>18)</sup>。

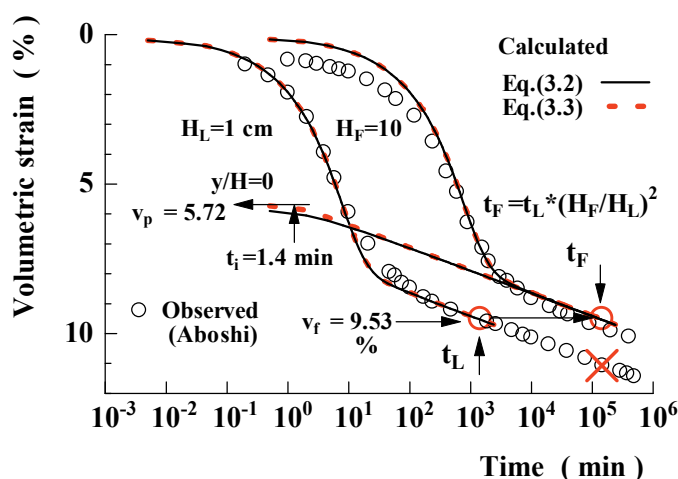


図-3.1 最大排水距離の異なる供試体の圧密量—時間曲線

- 1) 荷重増分  $\Delta p = 19.6$  kPaと1日後の全圧密量 = 0.0953から全圧密量で定義する一般的な体積圧縮係数  $m_v = 4.86 \times 10^{-3}$  kPa<sup>-1</sup>を求める。
- 2) 圧密量—時間曲線に $\sqrt{t}$ 法を適用し、圧密係数  $c_v = 0.06$  cm<sup>2</sup>/minを求める。二次圧密を含む全圧密量から決定する  $c_v$ は二次圧密の影響を受けている。
- 3) 一次圧密量で定義する体積圧縮係数  $m_v$ を仮定すれば、仮定した一次圧密量を用いて1日後の二次圧密量を  $v_f$  求めることができる。図-3.1では、圧密量—時間曲線にフ

ットするように試行計算した結果、 $m_p=0.6*m_v$ となった。当然ではあるが、全圧密量中の一次圧密量を少なく仮定するほど一次圧密の初期から二次圧密が顕著に発生する。

- 4) 仮定した一次圧密量から求めた二次圧密量 $\Delta v_s$ を用い、式(3.7)の二次圧密の初期速度 $\dot{v}_i$ を求める。式(3.3)のlog tモデルの場合は、式(3.8)から二次圧密の開始時間 $t_i$ を計算する。

$$\dot{v}_i = \dot{v}_f \cdot \exp\left(\frac{\Delta v_s}{\alpha}\right) \quad \text{式 (3.7)}$$

$$t_i = t_f \cdot \exp\left(\frac{-\Delta v_s}{\alpha}\right) \quad \text{式 (3.8)}$$

ここに、 $\dot{v}_f$ は全圧密量を決定した圧密時間 $t_f$ における二次圧密速度である。一次圧密中の圧密時間 $t_i$ から二次圧密が発生していることを明確にするため、log tモデルも検討に採用した。

- 5) 片対数紙上にプロットされた圧密量－時間曲線の圧密末期の直線部分の勾配から二次圧密係数 $\alpha=3.3*10^{-3}$ を求める。

図-3.1において、 $H=1$  cmの供試体の圧密時間 $t_L=1440$  minであるから

$t_L=3.3*10^{-3}/1440=2.3*10^{-6} \text{ min}^{-1}$ である。最大排水距離 $H=10$  cmの場合、図中に示すように最大排水距離の比の二乗倍の圧密時間 $t_F$ を用いる。これは、最大排水距離によらず図-3.1中に○印で示すように $t_L$ と $t_F$ 時間で同じ大きさの全圧密量を予測することが前提である。最大排水距離が増加しても、室内圧密試験の $H=1$  cmの $\dot{v}_s$ を用いると、図-3.1中×印の全圧密量を予測することになる。図-3.1に示した実線は式(3.2)により、破線は式(3.3)により計算した結果である。土質定数を決定した $H=1$  cmの計算値が実測値とよく合うのは当然の結果としても、同じ土質定数で計算した $H=10$  cmの計算結果、特に二次圧密領域の計算値が実測値とよく合うのは注目される。排水距離の異なる圧密量－時間曲線の形状が平行移動型（仮説A）かSukljeのアイソタック（仮説B）になるかは未だ明確にされていないが、この第3章の計算法では最大排水距離の異なる供

試体に対し、最大排水距離の比の二乗倍の圧密時間 $t$ を用いることで平行移動型の圧密量-時間曲線が計算される。図-3.1には、最大排水距離 $H=10$  cmの排水面 $y/H=0$ における圧密量の経時変化も示している。図-3.1の粘土では、圧密初期から顕著な二次圧密が発生すると言える。式(3.3)の $\log t$ モデルでは、二次圧密の開始時間 $t_i$ を差分法の時間増分 $\Delta t$ よりも小さくする必要が生じた場合、その時間増分までに発生する二次圧密量を考慮しなければならない。その不具合を避けるために、図-3.1の計算では圧密層を45に分割して よりも小さな時間増分を採用している。提案式(3.2)にはその不具合がないので、式(3.3)よりも使いやすい。式(3.2)では圧密層の分割数10でも図-3.1の計算結果と同じになることを確認した。

### 3. 2. 3 ひずみの圧密方程式の差分解と間隙水圧の一次圧密方程式の有限要素法

ひずみの圧密方程式を用いた計算が、間隙水圧に関する一次元圧密方程式の差分法や有限要素法によるそれと同じ結果となることを、図-3.2の網干の試験結果で示す<sup>21)</sup>。間隙水圧に関する二次圧密を考慮した圧密方程式は式(3.9)で表される<sup>18-19)</sup>。多次元圧密連成FE解析における力のつり合い方程式と圧密方程式(連続の式)は、離散化を行うことで式(3.10)となり、これを時間に関して一次補完して後方差分をとることによって、式(3.11)のように表わされる<sup>22)</sup>。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v^* \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\dot{v}_s}{m_p} \quad \text{式(3.9)}$$

$$\left. \begin{aligned} K \underline{d} + \underline{C} \underline{u} &= \underline{F} + \underline{F}_s \\ \underline{C} \frac{\partial \underline{d}}{\partial t} - \underline{P} \underline{u} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \text{式(3.10)}$$

$$\begin{bmatrix} \underline{K} & \underline{C} \\ \underline{C}^T & \Delta t \cdot \underline{P} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{d}_1 \\ \underline{u}_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{0} \\ \underline{C}^T & \underline{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{d}_0 \\ \underline{u}_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{F} + \underline{F}_s \\ \underline{0} \end{bmatrix} \quad \text{式(3.11)}$$

ここに、 $c_v^* = k / \gamma_w / m_p$  は一次圧密量から決定される圧密係数、 $\underline{K}$ ,  $\underline{C}$ ,  $\underline{P}$  はそれぞれ剛性、

連成，透水マトリックス， $\underline{d}$ ,  $\underline{d}_1$ ,  $\underline{d}_0$ は節点変位， $\underline{u}$ ,  $\underline{u}_1$ ,  $\underline{u}_0$ は，節点水圧，下付き添え字1は添え字0の $\Delta t$ は時間後を意味する。 $\underline{F}$ は節点外力， $\underline{E}_s$ は二次圧密 $v_i$ による等価節点力であり，式(3.12)で計算する。

$$\underline{F}_s = \int \underline{B}^T \underline{D} \underline{\varepsilon}_s dv \quad \text{式(3.12)}$$

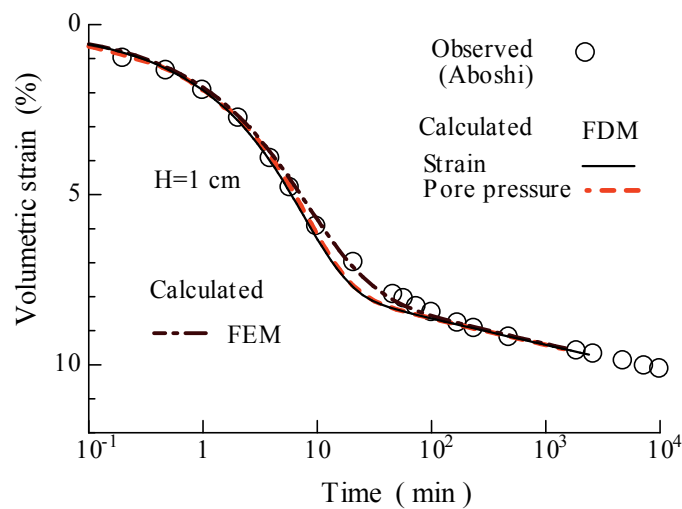


図-3.2 差分法と有限要素法による計算圧密量時間曲線の比較

### 3. 3 試料ならびに実験方法

シンウォールサンプリングによって得られた乱れの少ない2種類の粘土試料により標準圧密試験機による一次元圧密試験を実施した。両試料の物理的性質を表-3.1に示した。

試料H：正規圧密圧力157 kPaで1日間圧密後，圧密荷重増分157 kPaを載荷して圧密沈下量の経時変化を測定した。供試体直径6 cmは一定であるが，最大排水距離 $H$ を0.89, 0.4, 0.22 cmの3種類とした。 $H$ の減少による二次圧密挙動を調べるのが目的である。

試料M：正規圧密圧力で39.2 kPaで1日間圧密後，圧密荷重増分として9.8～58.9 kPaを載荷し圧密沈下量の経時変化を測定した。6種類の荷重増分比 $\Delta p / p = 0.25 \sim 1.5$ の変

化が二次圧密挙動に及ぼす影響を調べた<sup>23)</sup>。

$\Delta p / p = 1$ の二次圧密係数は、網干粘土で $\alpha = 3.3 \times 10^{-3}$ ，試料Hは $\alpha = 6.3 \times 10^{-3}$ ，試料Mは $\alpha = 1.1 \times 10^{-3}$ で，比較的大きい試料Hから小さい試料Mまで3種類である。

表-3.1 試料の物理的性質

Sample	$G_s$	$w_L$ (%)	$w_p$ (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)
H	2.363	109	49	12	38	52
M	2.638	67	36	11	55	34

### 3. 4 実験ならびに計算結果と考察

#### 3. 4. 1 全圧密量中の一次圧密量の仮定

全圧密量から一次圧密量を分離測定できないので，一次圧密量と全圧密量の比  $m_p / m_v = 0.95$  をあるいは  $0.65$  と仮定した圧密量－時間曲線の計算結果を試験結果と併せて図-3.3に示した。計算に必要な定数の決定手順は，第3章2節2項の手順による。  
 $m_p / m_v = 0.95$  と仮定した圧密量－時間曲線は，一次圧密がほとんど終了した後で二次圧密が発生し始めるため，この計算結果は実測値と大きく異なることが明らかである。  
 $m_p / m_v$  値の仮定が大き過ぎる，すなわち，全圧密量中の一次圧密量の仮定が大き過ぎることがわかる。 $m_p / m_v$  値を減少させた試行計算を行い，実測値によく一致する値として  $m_p / m_v = 0.65$  を得たが， $\sqrt{t}$  法で決定した  $c_v$  値を変化させ，さらに  $m_p / m_v$  値も変えた試行計算を行えば，より実測値に近い計算結果を得られる可能性もある。この結果だけでは， $m_p / m_v = 0.65$  の仮定に対する妥当性を確認できない。

一次圧密中に二次圧密が発生していても，それを分離測定できない限り一次圧密量の大きさは確定できない。全圧密量の経時変化が片対数紙上で直線ならば，一次圧密は終了していると推測される。供試体の最大排水距離が標準圧密試験より短くなれば二次圧密期間が増加し，より確からしく一次圧密量を推測できると考えられる。



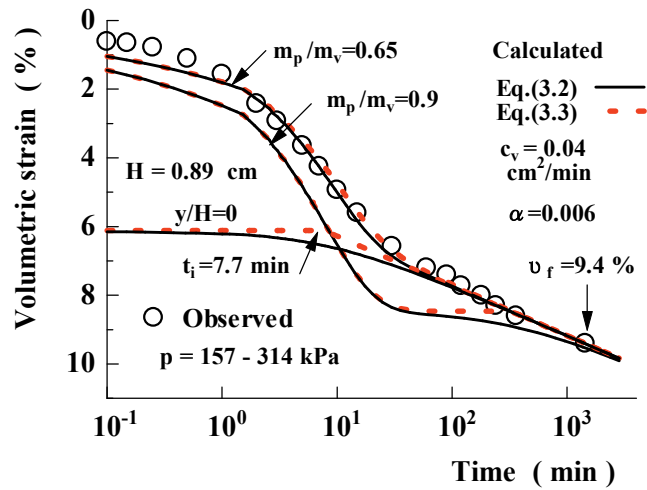


図-3.3  $m_p / m_v$  値の仮定と圧密量時間曲線 (試料H)

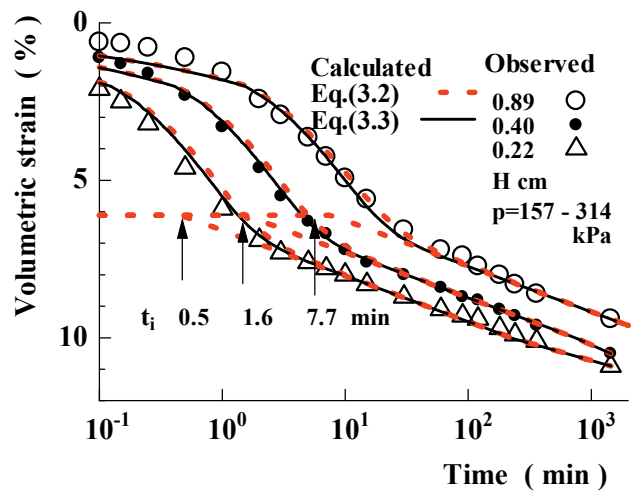


図-3.4 最大排水距離の減少と二次圧密発生開始時間 $t_i$ ; 試料H

そこで、最大排水距離を0.4cmと0.22cmと短くして行った圧密試験結果とその計算結果を比較したのが図-3.4である。最大排水距離の減少とともに片対数紙上で直線関

係となる二次圧密期間が増大している。図-3.4の計算結果から、全圧密量中の一次圧密量の比  $m_p/m_v=0.65$ 、つまり一次圧密量を全体の65%と推測して不具合はなさそうである。

$\log t$ モデルでは、排水距離の減少とともに二次圧密の開始時間 $t_i$ が減少し、一次圧密中に発生する二次圧密量は無視できない大きさであることを確認できる。また、全圧密量中の二次圧密量をこのように大きく仮定しないと、実測値に対応する圧密量時間関係が計算できないことは、二次圧密が一次圧密終了後に発生するのではなく、一次圧密初期から発生していると推測することの合理性を表している。

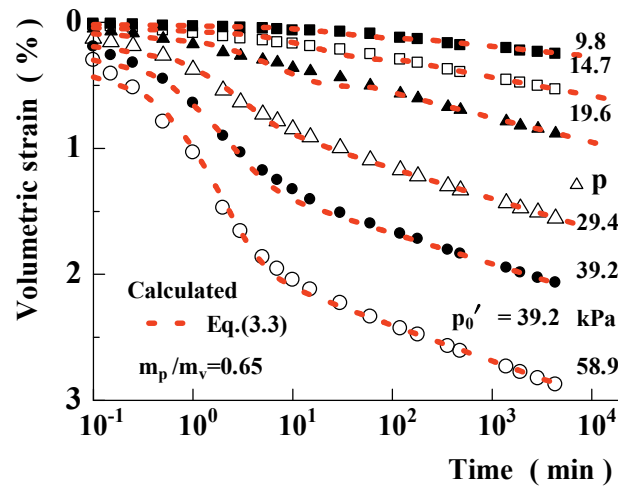


図-3.5 荷重増分比の変化と一次圧密量；試料M&式 (3.3)

表-3.2 M試料の土質定数

$\Delta p$ (kPa) ( $\Delta p / p$ )	9.8 (0.25)	14.7 (0.38)	19.6 (0.5)	29.4 (0.75)	39.2 (1.0)	58.9 (1.5)
$m_v * 10^{-4}$ (1/kPa)	2.07	3.11	4.00	4.87	4.97	4.64
$\alpha * 10^{-3}$	0.342	0.636	0.845	1.03	1.05	1.22
$c_v$ (cm <sup>2</sup> /min)	<u>0.01</u>	<u>0.02</u>	<u>0.05</u>	0.1	0.18	0.2
$t_i$ (min)	174	112	54	11	2.1	0.6

注)  $c_v$  のアンダーラインは、仮定値 & 載荷前圧力 39.2 kPa

### 3. 4. 2 荷重増分比の異なる圧密量－時間関係

図-3.5は、二次圧密係数 $\alpha$ の比較的小さな試料Mの荷重増分比の異なる圧密量－時間曲線である。図-3.5の破線は、荷重増分比の変化によらず全圧密量中の一次圧密量の割合を65%と仮定した式(3.3)による計算結果で、計算に用いた土質定数を表-3.2に示した。荷重増分が変化しても $m_v$ や $\alpha$ の変化は小さい。表-3.2に記述したように、荷重増分比の変化によらず全圧密量中の一次圧密量の割合は65%程度であることが確認できる。

荷重増分比の減少は、圧密量－時間曲線の形状を逆S字から上に凸に変化させることが図-3.5から明らかである。式(3.2)を用いて荷重増分比が1よりも小さい荷重増分29.4 kPaと19.6 kPaの再現計算結果を図-3.6に再度示した。図-3.6には、図-3.5の計算結果に  $m_p/m_v=0.9$ と0.55で計算した結果を加えている。 $m_p/m_v=0.9$ で計算した場合には、前述したように、一次圧密と二次圧密の発生する時間が分離して実測値と全く異なる経時変化となる。また、二次圧密係数の小さな試料Mでも全圧密量中の一次圧密量の割合は、65%と仮定できそうである。しかし、 $m_p/m_v=0.55$ と仮定した計算結果も実測値に近い。いずれの仮定がより合理的かは、実験では確認できない。

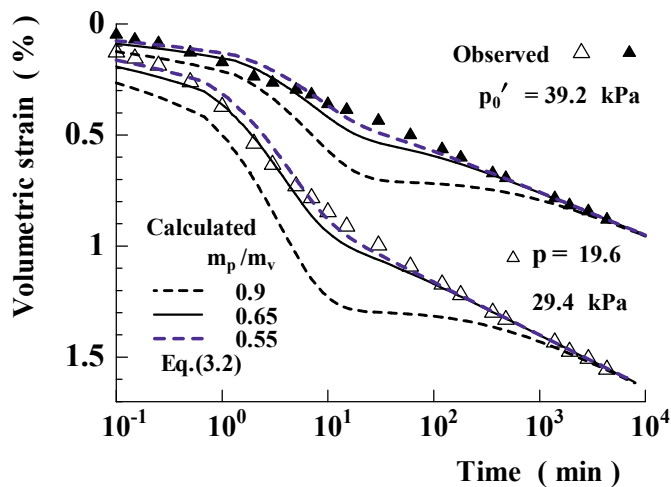


図-3.6  $m_p/m_v$  値変化と圧密量時間曲線；試料M & 式(3.2)

### 3. 5 結 論

三笠のひずみに関する圧密方程式と差分法による二次圧密を考慮した一次元圧密解析を行い、解析に利用する一次圧密量で定義する体積圧縮係数の仮定が、圧密量－時間曲線に及ぼす影響を検討した。得られた結果は、次のように要約される。

- 1) 三笠のひずみに関する圧密方程式を用いたと差分法による二次圧密を考慮した一次元圧密解析結果は、過剰間隙水圧に関する圧密方程式の差分法や有限要素法による解と同じ結果が得られた。
- 2) 圧密試験で観測される全圧密量の経時変化に近い計算結果を得るには、一次圧密量を全圧密量の6割程度に仮定する必要がある、二次圧密は一次圧密終了後ではなく、圧密初期から発生していることになる。
- 3) 一次元圧密試験の圧密量－時間曲線は、最大排水距離や圧密荷重増分の影響を受けるが、 $m_p / m_v$ を一定と仮定し圧密係数の大きさを変化させる計算によって実測値に近い結果が得られる。圧密荷重増分が1よりも小さい場合には、荷重増分比1の圧密試験から得られる圧密係数を1桁近く減少させる必要がある。

二次圧密考慮した一次元圧密解析では、解析に利用する土質係数の多くが仮定あるいは推定されている。今後は、これら係数の妥当性を明確にするために、例えば圧密試験において間隙水圧の挙動を測定するなど、計算と実験の両面からアプローチする必要がある。

### 参考文献

- 1) Iinuma, K. and Akaishi, M. and Huang, W. C. and Chang, H. W. : FINITE DIFFERENCE SCHEME FOR FINITE STRAIN CONSOLIDATION CONSIDERING SECONDARY COMPRESSION, Taiwan Geotechnical society, Journal of GeoEngineering, Vol. 10, No. 1, pp. 11-16, April 2015.

- 2) 網干寿夫, 三笠正人 : “第6章土の圧縮と圧密, 土質工学ハンドブック”, 土質工学会, pp.135-166, 1965.
- 3) 社団法人地盤工学会 : “新編土と基礎の設計計算演習”, 第8章圧密沈下の検討, 2001.
- 4) Terzaghi, K. and Peck, R.B. : “*Soil Mechanics in Engineering Practice*”, John Wiley & Sons, Inc., pp.76, 1948.
- 5) Taylor, D.W. : “*Fundamentals of Soil Mechanics*”, John Wiley & Sons, Inc., pp.243, 1948.
- 6) Mesri, G.: Primary Compression and Secondary Compression. *Soil Behavior and Soft Ground Construction*,” ASCE Geotechnical Special Publication No. 119, pp.122-166, 2001.
- 7) Imai,G. : A constitutive equation of one dimensional consolidation derived from interconnected tests, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.83-96, 1992.
- 8) 竹嶋正勝 : 軟弱地盤盛土における長期沈下に関する二, 三の知見, 土と基礎, Vol.27, No.3, pp.37-44, 1979.
- 9) 能登繁幸 : 泥炭地盤の沈下量の予測に関する考察, 土質工学会論文集, Vol.27, No.2, pp.107-117, 1987.
- 10) 稲田倍穂, 赤石勝, 山田道男, 深見史郎 : 泥炭質地盤に生じる二次圧密速度の推定, 土と基礎, Vol.25, No.12, pp.33-38, 1987.
- 11) 網干寿夫 : “圧密(最上武雄編著, 土質力学, 第4章)”, 技報堂, pp.331-478, 1969.
- 12) 今井五郎 : “わかりやすい土質力学原論”, 土質工学会, pp.73, 昭和62年.
- 13) 松尾 啓, 大平至徳, 網干壽夫 : 弾・粘塑性モデルによる泥炭の一次元圧密FEM解析, 土質工学会論文集, Vol.32, No.4, pp.193-202, 1992.
- 14) Sekiguchi, H. and Torihara, M. : Theory of one dimensional consolidation of clays with consideration of their rheological properties, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.1,

- 15) Murakami, Y. : Effect of loading duration on results of one-dimensional consolidation tests, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.4, pp.59-69, 1977.
- 16) Mesri, G. and Rokhsar, A. : Theory of consolidation for clays, *Proc. of ASCE*, Vol.100, No.GT8, pp.889-904, 1974.
- 17) 稲田倍穂, 赤石勝 : ダイレイタンシーを考慮した一次元圧密解析, 土質工学会論文報告集, Vol.20, No.2, pp.119-127, 1980.
- 18) 今村紘子, 杉山太宏, 外崎 明, 赤石 勝 : 二次圧密を考慮した一次元圧密解析における圧縮指数, 土木学会論文集C (地圏工学), Vol. 67, No. 2, pp.210-215, 2011.
- 19) 白子博明, 杉山太宏, 外崎明, 赤石勝 : 一次圧密中に発生する二次圧密の推定, 土木学会論文集C, Vol.64, No.3, pp.565-570, 2008.
- 20) 三笠正人 : “軟弱粘土の圧密” , 鹿島研究所出版会, pp.3-19, 1963.
- 21) Aboshi, H. : An experimental investigation on the similitude in the consolidation of a soft clay, including the secondary settlement, *Proc. 8th ICSMFE*, Vol.4, No.3, pp.88-89, 1973.
- 22) Smith, I.M. : “*Programing the finite element method with application to geomechanics*” , John Wiley & Sons, Inc., 1982.
- 23) 白子博明, 梶山憲介, 杉山太宏, 赤石勝 : 圧密荷重増分比の二次圧密への影響, 東海大学紀要工学部, Vol.46, No.1, pp.47-53, 2006.

## 第4章 多次元下の応力-ひずみ関係を考慮した一次元圧密 FE 解析

### 4. 1 緒言

標準圧密試験結果を利用する慣用的一次元圧密解析法の一次元圧密量は、鉛直有効応力と関係付けられる<sup>1)</sup>。また、固定リング式の一次元圧密試験では、圧密中の水平有効応力を測定できない。しかし、Terzaghiの圧密理論に含まれない二次圧密挙動を解明するには、一次元圧密中の水平有効応力を把握する必要性のあることを赤井・佐野<sup>2)</sup>、赤井・足立<sup>3)</sup>は指摘している。二次圧密は、時間の対数に比例して継続し、無限に続くと仮定する場合が多い<sup>4-6)</sup>。圧密沈下が無限に継続するという仮定に疑問は残るが、実験で圧密量の収束値を確認することも困難である。二次圧密が一定値に収束する傾向を示す研究として、赤井・佐野<sup>2)</sup>、森脇ら<sup>7)</sup>、Tanaka<sup>8)</sup>の実験があるが、いずれも収束値までは確認されていない。赤井・佐野の研究では、その主要因が載荷重一定条件下で二次圧密とともに増加する水平有効応力の増加、すなわち、静止土圧係数の増加によるものと指摘されている<sup>2)</sup>。しかし、一次元圧密条件で研究された多くの二次圧密は、圧密時間の関数で表わされ、圧密中の水平有効応力の変化との関連を調べたものは少ない<sup>2)</sup>。この第4章では、一般的に体積ひずみで表示されることの多い二次圧密量、すなわち、時間依存性の体積ひずみから各方向のひずみ成分を求めるため、新たな塑性ポテンシャルを利用した。二次圧密のひずみ成分が、提案する塑性ポテンシャルの応力勾配に比例すると仮定する粘塑性流動則を用いることで、一次元圧密中の静止土圧係数の変化を説明する。一次元圧密中の水平有効応力の変化を考慮した圧密FE解析では、赤井・佐野の実験結果のように二次圧密とともに増加する静止土圧係数を再現可能なことを明らかにした。

### 4. 2 二次圧密を考慮した一次元圧密 FE 解析

#### 4. 2. 1 弾粘塑性応力ひずみ時間関係

一次元圧密における全圧密量(=全体積ひずみ) $v$ を一次圧密量(=弾性体積ひずみ  $v_e$

と塑性体積ひずみ $v_p$ の和)と二次圧密量(=粘塑性体積ひずみ $v_s$ )の和として式(4.1)で表す<sup>9)</sup>。

$$v = v_e + v_p + v_s = \frac{\lambda^*}{f_0} \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) + \alpha \ln\left(\frac{\dot{v}_i}{\dot{v}_s}\right) \quad \text{式(4.1)}$$

ここに $\lambda^*$ は一次圧密量で定義する圧縮指数、 $f_0$ は初期体積比、 $p_0$ と $p$ は圧密前後の平均有効応力、 $\alpha$ は体積ひずみで定義された二次圧密係数、 $\dot{v}_i$ は二次圧密速度 $\dot{v}_s$ の初期速度である。またこの第4章では有効応力を示すプライムを省略した。

式(4.1)は関口・太田モデルに類似しているが、一次圧密量で定義する圧縮指数 $\lambda^*$ を用いる点と、二次圧密の初期速度に関する考え方が異なる<sup>10)</sup>。式(4.1)より二次圧密速度は式(4.2)で表わされる。また、1日後の二次圧密量 $v_{sf}$ における二次圧密速度を $\dot{v}_{sf}$ とすれば、二次圧密の初期速度 $\dot{v}_i$ が式(4.3)で計算される。なお、関口・太田モデルにおける二次圧密の初期速度 $\dot{v}_s$ は、圧密度90%の圧密時間 $t_{90}$ を用いて計算することが提案されている<sup>11)</sup>。この仮定では $t_{90}$ 以降で二次圧密が発生する。式(4.3)では圧密開始直後から二次圧密が発生する。

$$\dot{v}_s = \dot{v}_i \cdot \exp\left(\frac{-v_s}{\alpha}\right) \quad \text{式(4.2)}$$

$$\dot{v}_i = \dot{v}_{sf} \cdot \exp\left(\frac{v_{sf}}{\alpha}\right) \quad \text{式(4.3)}$$

この第4章では、初期降伏の始まる正規圧密粘土の降伏関数 $F$ ならび塑性ポテンシャル $Q$ として、Dafaliasらが提案した塑性ひずみに式(4.4)、粘塑性ひずみには式(4.5)を用いた<sup>12)</sup>。両式は係数 $\gamma$ に異なる値を利用しうる。

$$F(\equiv Q_p) = q^2 + M^2 p(p - p_0) + 2\gamma_p pq + \gamma_p^2 pp_0 = 0 \quad \text{式(4.4)}$$

$$Q_s = q^2 + M^2 p(p - p_0) + 2\gamma_s pq + \gamma_s^2 pp_0 \quad \text{式(4.5)}$$

ここに、 $q$ は偏差応力、 $p$ は平均有効応力、 $M$ は限界状態線CSLの勾配、 $p_0$ は $K_0$ 圧密時の平均有効応力、 $\gamma_p$ と $\gamma_s$ は $F$ と $Q$ の係数である。 $\gamma_p = 0$ とした降伏関数 $F$ は修正カムク



レイモデルのそれと一致する。図-4.1の実線が提案モデルの降伏関数で、比較のため係数 $\gamma_p = 0$ とした修正カムクレイモデルの降伏関数を破線で併記した。塑性ひずみ速度成分 $\dot{\epsilon}_p$ ならびに粘塑性ひずみ速度成分 $\dot{\epsilon}_s$ は、塑性ポテンシャル $Q$ の応力勾配に比例すると仮定する粘塑性流動則をそれぞれ式(4.6)と式(4.7)に利用して計算する<sup>13)</sup>。

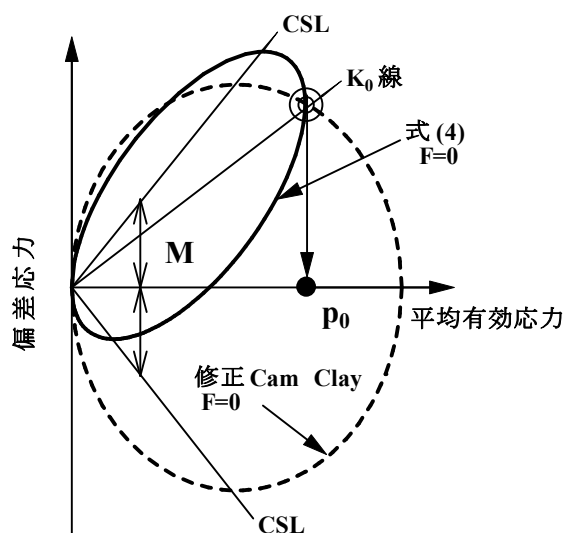


図-4.1 降伏関数の形状

$$\underline{\dot{\epsilon}}_p = \langle F \rangle \frac{\partial Q_p}{\partial \underline{\sigma}} \quad \text{式(4.6)}$$

$$\text{式(4.7)}$$

ここに、 $\sigma$ は有効応力成分、アンダーラインは行列を意味し、 $\langle \rangle$ 内の値は負の場合ゼロとする。式(4.2)で表す  $\dot{v}_s$  は、一次元圧密における二次圧密による体積ひずみ速度である。この体積ひずみ速度を利用し、式(4.7)により多次元圧密における二次圧密速度の各方向速度成分を求めることも可能である。しかし、この第4章の検討では一次元圧密に限定されている。粘土の異方性を考慮した構成式の多くが、関口・太田モデルの応力比 $\eta^*$  を用いている<sup>14-16)</sup>。粘塑性流動則に基づく Adachi and Okaモデルは、塑性ひずみと粘塑性ひずみが分離されていない<sup>17)</sup>。Hashiguchi and Okayasuモデルでは、両ひずみが別個に評価されているが、二次圧密による $K_0$ 値の変化は議論されていない

18)。この第4章とこれら既往の研究との違いは、式(4.4)、式(4.5)の塑性ポテンシャル係数 $\gamma$ が異なる点にある。一次元圧密における有効応力経路が、塑性ポテンシャルに含まれる係数 $\gamma_p$ と $\gamma_s$ に影響されることを次節に示す。また $K_0$ 値は、 $K_0$ 圧縮条件と降伏関数それに流動則から決定されることが知られている<sup>19)</sup>。しかし、著者は式(4.4)から $K_0$ 値の決定法を見出せていないため、弾塑性モデルとして式(4.6)の数値積分から試行計算で、 $K_0$ 値と式(4.4)の $\gamma_p$ 係数の関係を求めた。その計算検討手順は、次のようである。

- 1) 一次元圧縮で $K_0$ 値が一定の場合を想定する。
- 2) 一次元圧縮における有効応力経路に沿う応力制御による三軸排水圧縮試験の再現計算を行い、軸ひずみと体積ひずみが等しくなる係数 $\gamma_p$ を試行計算で求める。計算後の一次元圧縮量が圧縮指数に対応する大きさであることを確認する。
- 3) 計算後の一次元圧縮量が圧縮指数に対応する大きさであることを確認する。
- 4) その係数 $\gamma_p$ を用いたひずみ制御の一次元圧縮条件の再現計算も行い、圧縮後の作用応力が手順2)の計算結果と対応することを確認する。

このような手順で決定した係数 $\gamma_p$ を次節の圧密解析で用いる。一次元圧密で圧密中の $K_0$ 値が一定の場合、 $\gamma_s = \gamma_p$ である。二次圧密とともに $K_0$ 値が増加する場合、前節に示す一次元圧密解析では、試行計算により実測圧密量に近くなる $\gamma_s$ 値を採用した。

#### 4. 2. 2 静止土圧係数 $K_0$ 値と塑性ポテンシャル係数 $\gamma_p$

今のところ、塑性ポテンシャル係数の物理的な意味は明確ではない。しかし、塑性ポテンシャルの形状を回転、変形させるものなので、塑性ひずみの発生に関して影響を与えるものではある<sup>20)</sup>。ここでは、正規圧密粘性土4種類の土質定数と静止土圧係数 $K_0$ 値及び塑性ポテンシャル係数 $\gamma_p$ を表-4.1に示し、 $K_0$ 値と塑性ポテンシャル係数 $\gamma_p$ の関係を図-4.2に示した。図からわかるように、 $K_0$ 値との明確な相関は見られないようである。したがって、現段階では、 $K_0$ 値は室内試験を行って、その結果に一致するような、塑性ポテンシャル係数を算定する必要がある。

表-4.1 土質定数と $K_0$ 値及び塑性ポテンシャル係数 $\gamma_p$

土質区分	$\lambda$ (圧縮指数)	$\phi'$ (内部摩擦角)	$\nu$ (ポアソン比)	$M$ (限界比)	$K_0$ (静止土圧係数)	$\gamma_p$
柏粘土	0.283	38.4	0.286	2.55	0.40	0.52
カオリン粘土	0.215	35.0	0.350	1.75	0.54	0.14
愛甲泥炭	1.120	39.0	0.270	2.95	0.37	0.33
日立粘土	0.596	24.2	0.400	1.58	0.67	0.20

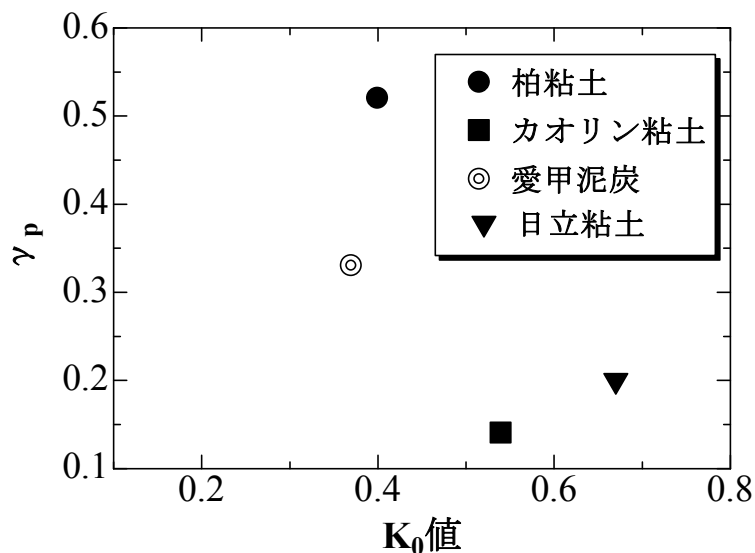


図-4.2  $K_0$ 値と塑性ポテンシャル係数 $\gamma_p$

#### 4. 2. 3 弾塑性ならびに弾粘塑性圧密 FE 解析

この第4章で用いる弾粘塑性FE解析プログラムの多くのサブルーチンは, I. M. Smith によって作成されたものを利用する<sup>21)</sup>。また, 計算結果の比較のため修正カムクレイモデルを導入した弾塑性FE解析プログラムCRISPを用いた<sup>22)</sup>。このプログラムは, 流動則と弾塑性応力ひずみマトリックスを採用している。修正カムクレイモデルを用いた計算では, 著者のプログラムの妥当性がCRISPとの比較で評価できるためである。二次圧密を考慮した多次元圧密連成FE解析における力のつり合い方程式と圧密方程

式は、式(4.8)で表される<sup>21,23)</sup>。

$$\begin{bmatrix} \underline{K} & \underline{C} \\ \underline{C}^T & \Delta t \cdot \underline{P} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \underline{d}_1 \\ \underline{u}_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{0} \\ \underline{C}^T & \underline{0} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \underline{d}_0 \\ \underline{u}_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{F} + \underline{F}_p + \underline{F}_s \\ \underline{0} \end{bmatrix} \quad \text{式(4.8)}$$

ここに、 $\underline{K}$ は剛性マトリックス、 $\underline{C}$ は連成マトリックス、 $\underline{P}$ は透水マトリックス、 $\underline{d}_0$ 、 $\underline{d}_1$ は節点変位、 $\underline{u}_0$ 、 $\underline{u}_1$ は節点水圧、下付き添え字1は0の $\Delta t$ 時間後を意味する。 $\underline{F}$ は節点外力、 $\underline{F}_p$ と $\underline{F}_s$ はそれぞれ塑性ひずみと粘塑性ひずみによる等価節点力であり、式(4.9)、式(4.10)で計算する。

$$\underline{F}_p = \int \underline{B}^T \cdot \underline{D}_e \cdot \underline{\varepsilon}_p \cdot dv \quad \text{式(4.9)}$$

$$\underline{F}_s = \int \underline{B}^T \cdot \underline{D}_e \cdot \underline{\varepsilon}_s \cdot dv \quad \text{式(4.10)}$$

式(4.8)から計算される節点変位 $\underline{d}_1$ を用いて要素の全ひずみ成分 $\underline{\varepsilon}$ を計算し、有効応力成分 $\underline{\sigma}$ を式(4.11)で計算する。

$$\underline{\sigma} = \underline{D}_e (\underline{\varepsilon} - \underline{\varepsilon}_p - \underline{\varepsilon}_s) \quad \text{式(4.11)}$$

ここに、 $\underline{D}_e$ は弾性応力ひずみマトリックス、 $\underline{B}$ はひずみ変位マトリックスは、 $\underline{\varepsilon}_s$ 式(4.7)で計算する二次圧密による粘塑性ひずみ成分、 $dv$ は要素微小部分の体積である。粘塑性流動則と呼ばれるこの計算法では、ひずみの時間的累計値に対応する等価節点力を求める。時間積分には、簡単な前進オイラー法を使用するが、安定性に限界があるため時間増分の選択に留意する必要がある。また、時間積分過程で応力増分を少しずつ増加させることで、塑性ひずみ増分方向が不正確という批判は回避できる。そして一般的な弾塑性FE解析、たとえばCRISPのように、応力-塑性ひずみ関係を陽的に表す必要がないため、粘塑性流動則では、弾塑性FE解析と比較して計算時間を低減できる利点がある<sup>13)</sup>。

## 4. 3 実験ならびに計算結果と考察

### 4. 3. 1 計算に用いる粘土の土質定数

表-4.2 土質定数

$\lambda$	$\kappa$	$\phi' (^{\circ})$	$K_{0i}$	$\nu$	$\alpha$	$c_v$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )	$k$ ( $\text{cm}/\text{min}$ )	$\gamma_p$
0.283	0.03	38.4	0.4	0.286	$1.8 \times 10^{-3}$	0.08	$4.4 \times 10^{-6}$	0.52 & 0

FE解析に必要な土質定数は、再構成した粘土試料の一次元圧密試験の圧密量-時間曲線(図-4.3の○印)と、三軸圧縮試験ならびに三軸 $K_0$ 圧密試験から求めた。粘土の液性限界99%、塑性限界41%、粒度は、砂分15%、シルト分38%、粘土分47%である。表-4.2が決定した各定数で、 $K_{0i}$ は初期応力の計算に用いる静止土圧係数の初期値であり、三軸 $K_0$ 圧密試験結果から求めた。この粘土の静止土圧係数は、 $K_0$ 圧密試験前後で一定であった。 $\nu$ は $K_{0i}$ 値より計算した。透水係数 $k$ の計算には $c_v$ と体積圧縮係数 $m_v$ を利用し、圧密中透水係数 $k$ は一定と仮定した。二次圧密を考慮した計算には、表-4.1に示す以外にも一次圧密量で定義する式(4.1)の圧縮指数 $\lambda^*$ と式(4.4), 式(4.5)の係数 $\gamma_p$ と $\gamma_s$ が必要であるが、これを実験により決定する方法は今のところ見出せていない。実験結果に適合するように試行計算を行い設定した。 $\gamma_p=0$ を仮定した場合、降伏関数は修正カムクレイモデルのそれに一致するのでCRISPの計算結果と比較するため $\gamma_p=0$ も採用した。表-4.2に記載した $\gamma_p=0.52$ は、前節で示した手順で一次元圧密時の有効応力経路が一定の実測静止土圧係数 $K_0=0.4$ と一致するよう試行計算で決めた値である。一次元圧密のFE解析には、片面排水条件で10行1列の8節点アイソパラメトリック要素を用いた。

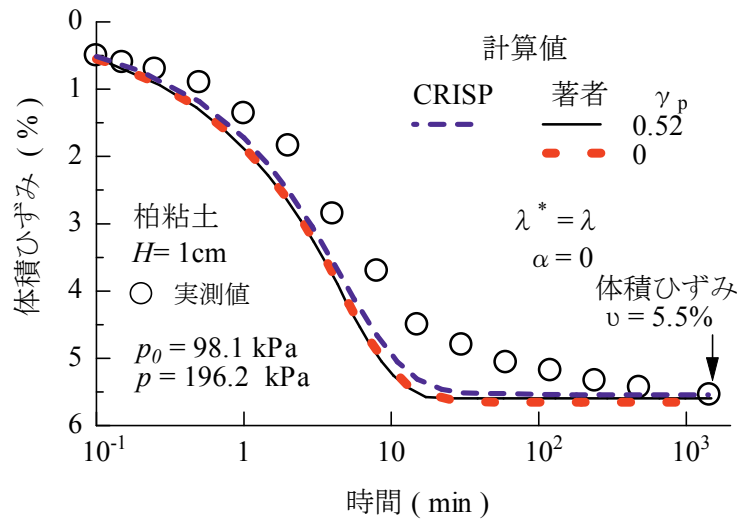


図-4.3 圧密量－時間曲線と弾塑性 FE解析結果

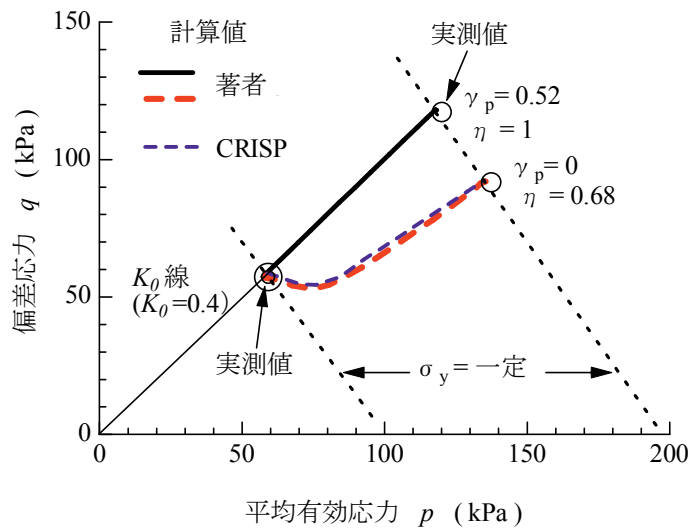


図-4.4 一次元圧密の有効応力経路と弾塑性FE解析結果

#### 4. 3. 2 弾塑性一次元圧密 FE 解析

図-4.3の黒実線と赤破線は、全圧密量に二次圧密が含まれていない場合、すなわち、

$\lambda^* = \lambda$ で二次圧密係数 $\alpha = 0$ とした弾塑性FE解析による体積ひずみ－時間関係の計算結果である。弾塑性FE解析で二次圧密を無視しているため、いずれも○印で示す実測値との違いが顕著であるが、係数 $\gamma_p$ を0.52と0で計算したそれぞれ黒実線と赤破線の圧密量－時間曲線と大きな差はない。係数 $\gamma_p$ 値の影響は認められない。青破線は、弾塑性FE解析プログラムCRISPの計算結果で、粘塑性流動則による著者のプログラムによる計算結果と一致している。また、これらの計算結果はTerzaghi理論の圧密度－時間係数関係とも対応する。図-4.4は、非排水面に接する最底部要素の有効応力経路の計算結果を比較したものである。 $\gamma_p=0$ と $\gamma_p=0.52$ とした著者のプログラムによる計算結果が、それぞれ赤破線と黒実線、CRISPによるそれが青破線である。修正カムクレイモデルの楕円形塑性ポテンシャル( $\gamma_p = 0$ )では、有効応力経路が圧密前後の実測 $K_0$ 値線を大きく外れ、かなり下側に位置する。圧密量の計算結果が実測値に一致しても、圧密後の有効応力が実測値と食い違うのは、用いた塑性ポテンシャルに不具合があることによる。しかし、 $\gamma_p=0.52$ とすれば圧密前後の実測 $K_0$ 値に一致した有効応力経路が計算される。

#### 4. 3. 3 提案モデルによる弾粘塑性一次元圧密 FE 解析

前節の検討から、 $\gamma_p = \gamma_s = 0.52$ とし、二次圧密を考慮した圧密量－時間関係の計算結果が図-4.5である。式(4.1)の一次圧密量で定義する圧縮指数 $\lambda^*$ は実験から決定できないため仮定した<sup>23)</sup>。その仮定は一次圧密量と1日後の全圧密量に対する圧縮指数の比 $\lambda^*/\lambda$ で、0.8(実線)と0.9(点線)である。試行計算では $\lambda^*/\lambda$ の値を、0.8と0.9よりも大きい場合と小さい場合も計算したが、実測値とのズレが大きかった。図に示した計算結果は、実測値に近いが、仮定値0.8と0.9のいずれが妥当か確認する方法は見出せていない。圧縮指数 $\lambda^*$ 値を実験により決定できないことが提案法の問題点である。図-4.6は、図-4.5の弾粘塑性一次元圧密FE解析結果から非排水面に接する最底部要素の有効応力経路を示したものである。塑性ポテンシャルの係数 $\gamma=0.52$ と設定した有効応力経路の計

算結果は、 $K_0$ 線に一致している。森脇らによれば、粘土によっては二次圧密量の増加とともに $K_0$ 値は増加する<sup>7)</sup>。しかし、固定リング式の一次元圧密試験ではそれを確認できないため、確認するためには三軸試験機を用いた長期間にわたる精度の高い $K_0$ 圧密試験が必要である。著者も同様の結果を得るべく三軸 $K_0$ 圧密試験を行ったが、残念ながら二次圧密中に $K_0$ 値が増加するような粘土を見出せなかった。そこで次節では、赤井・佐野により行われた $K_0$ 圧密試験結果を利用して、提案モデルの検証を行う<sup>2)</sup>。

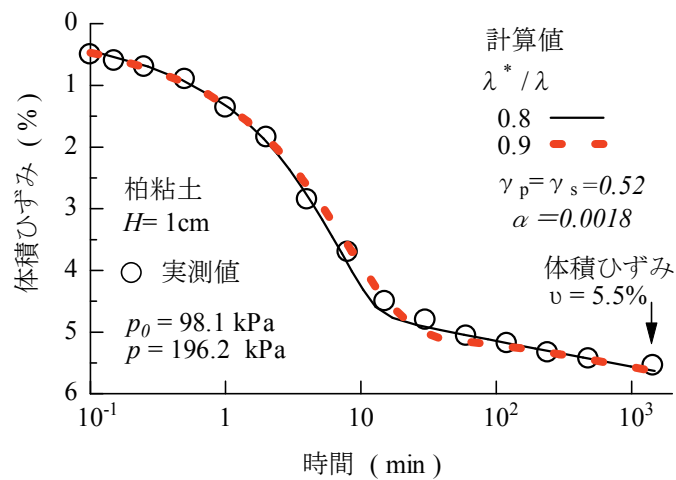


図-4.5 圧密量－時間曲線と弾粘塑性 FE解析結果

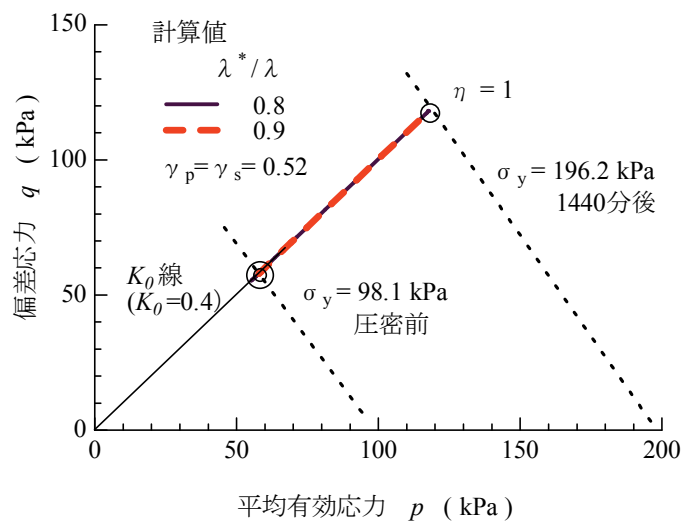


図-4.6 弾粘塑性FE解析による一次元圧密の有効応力経路



#### 4. 3. 4 赤井・佐野の $K_0$ 圧密試験結果と二次圧密挙動

図-4.7は、赤井・佐野がカオリン粘土で行った長期圧密試験の結果である<sup>2)</sup>。この試験では、鉛直応力100 kPaで予圧密された試料を $K_0 (=0.54)$  条件そして鉛直応力300 kPaで一次圧密終了まで圧密後、さらに2か月間の排水クリープが行われた。△、○印で示す体積ひずみの経時変化には、それぞれ水平・鉛直排水条件の違いがある。この圧密時間 $t_{100}$ 以降で観察される二次圧密は、片対数紙上で直線とならない。圧密量は一定値に収束する傾向がある。一方、▲、●印で示した静止土圧係数の変化では、 $t_{100}$ 以降で圧密時間とともに $K_0$ 値が増加している。この結果に基づき赤井・佐野は、長期圧密過程で二次圧密勾配と $K_0$ 値の増加には明確な対応関係があることを指摘している。図-4.6に示した○印の圧密量－時間曲線(直径 $D=5$  cm, 最大排水距離 $H=2$  cm)から計算に必要な土質定数を以下のように決定・仮定する。

- 1) 標準圧密試験の圧密時間である、1日後の全圧密量 $v_f (=0.063)$ から体積圧縮係数 $m_v (=v_f/p)$ を求める。また、初期間隙比 $e_0$ を1.37と設定し、全圧密量で定義する圧縮指数 $\lambda (=0.215)$ を得る。
- 2) 全圧密量－時間曲線に $\sqrt{t}$ 法を適用して圧密係数 $c_v$ を求め、透水性係数 $k (=m_v*c_v*\gamma_w)$ を計算する。
- 3) 二次圧密係数 $\alpha$ は、片対数紙上にプロットした圧密量－時間曲線の360～1440分間の勾配から決定する。
- 4) 一次圧密量で定義する圧縮指数 $\lambda^*=0.9\times\lambda$ と仮定した<sup>21)</sup>。この仮定から、一次圧密量は $v_p=0.0567$ 、1日後の二次圧密量は $v_s=0.0063$ となる。
- 5) 1日後の二次圧密速度 $\dot{v}_{sf} (= \alpha / 1440)$ を求め、式(5.3)から二次圧密の初期速度 $\dot{v}_i$ を計算する。
- 6) 一次圧密中の静止土圧係数とその初期値 $K_{0i}$ と等しく計算されるように、 $v$ と $\gamma_p$ を設定する。

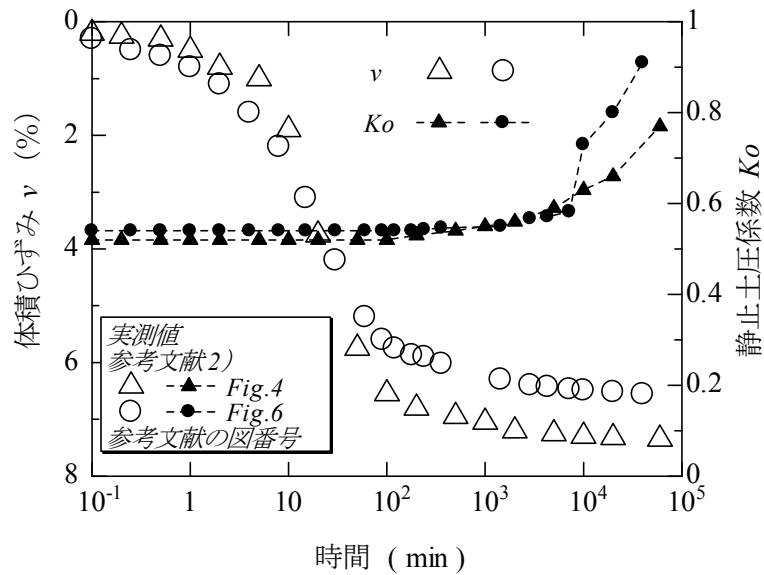


図-4.7 圧密度と $K_0$ 値の経時変化1 (赤井・佐野<sup>2)</sup>)

表-4.3 一次元圧密試験結果に基づいた土質定数

$e_0$	$K_{0i}$	$\nu$	$\kappa$	$\phi' (^{\circ})$	$\lambda$	$\lambda^*$	$\alpha$	$\dot{v}_{sf}$ (1/min)	$k$ (cm/sec)
1.37	0.54	0.35	0.04	35	0.215	0.194	$2.0 \times 10^{-3}$	$1.4 \times 10^{-6}$	$1.9 \times 10^{-6}$

また、赤井・佐野の論文中に記載されていない2つの定数、膨張指数 $\kappa$ とせん断抵抗角 $\phi'$ は表-4.3に示す値を仮定した。このような手順と仮定により、表-4.3の土質定数を用いて計算した全圧密度-時間曲線が図-4.7の黒実線である。試行計算から $\gamma_p = \gamma_s = 0.14$ と設定することで、全圧密過程の静止土圧係数は一定( $K_0 = 0.54$ )となる。しかし、二次圧密中の $K_0$ 値の増加と二次圧密の低下を示す実験結果を再現できない。そこで実測値より $K_0$ 値が大きく計算される修正カムクレイの塑性ポテンシャルを参考に $\gamma_s = 0$ とした図中赤実線の計算では、二次圧密領域で時間経過とともに $K_0$ 値が増加する計算結果が得られたが、その増加量は実測値に比べかなり少ない。さらに、二次圧密勾配は増加してしまう。図-4.8の結果から、一次元圧密中の非排水面に接する最底部要素の有効応力経路を同じく黒実線と赤実線で比較したのが図-4.9である。図-4.8の計算値

を反映し、 $\gamma_p=0.14$ 、 $\gamma_s=0$ とした計算では二次圧密過程において偏差応力は、鉛直有効応力一定線上をたどりながら減少する。著者が提案する式(4.2)の二次圧密モデルでは、二次圧密の経時変化は片対数紙上で直線であって、赤井・佐野の実験結果のような計算結果とはならない。今後、さらに検討が必要な点である。

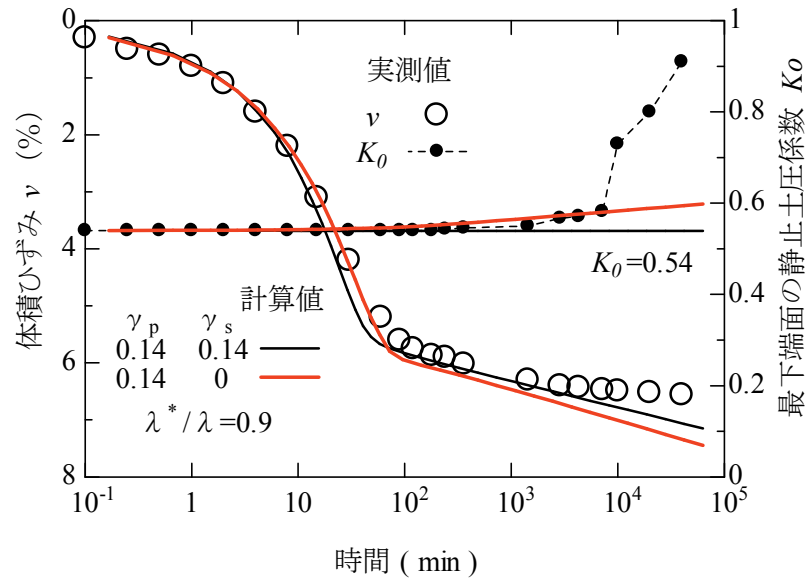


図-4.8 圧密量と $K_0$ 値の経時変化2(赤井・佐野<sup>2)</sup>)

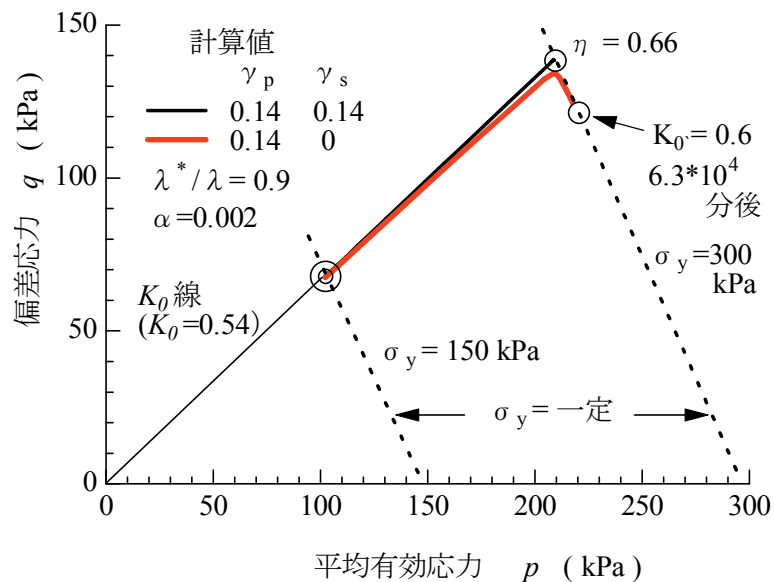


図-4.9 一次元圧密における有効応力経路

## 4. 4 結 論

第4章の結論は、次のように要約される。

- 1) 一次元圧密条件下で観察される二次圧密量と粘塑性流動則から、二次圧密の各方向ひずみ成分を求める新たな塑性ポテンシャル利用法を提案した。
- 2) 塑性ポテンシャルに含まれる係数をどう設定するかによって、一次元圧密の有効応力経路を実測値と同じように計算でき、圧密前後の静止土圧係数も実測値と一致することを示した。
- 3) 塑性ひずみと粘塑性ひずみの計算において、塑性ポテンシャルの係数を使い分けることで二次圧密中の静止土圧係数の増加を説明できる可能性を明らかにした。今後は、この手法で解析したデータを蓄積し、その他の土質定数とポテンシャル係数及び $K_0$ 値との相関関係を調べることによって、 $K_0$ 値や塑性ポテンシャル係数を簡便に算出することが可能になると考える。
- 4) この第4章で用いた二次圧密モデルでは、二次圧密領域における静止土圧係数の増加に伴う圧密量の経時変化が一定値に収束していく傾向を説明できない。

なお、一次元圧密中の二次圧密係数と静止土圧係数の変化について、今後、さらに粘土の応力-ひずみ-時間関係に関する実験的検討、特に従来一次元圧密条件下で研究されてきた二次圧密モデルの多次元条件下での検討が必要である。

## 参考文献

- 1) 飯沼孝一，今井誉人，赤石勝，杉山太宏：一次元圧密における有効応力経路と塑性ポテンシャル,土木学会論文集C(地圏工学),Vol71,No.2, pp.119-124, 2015.
- 2) 赤井浩一，佐野郁夫：二次圧密における粘性土の状態変化，土木学会論文集，No. 364, pp. 123-131, 1985.
- 3) 赤井浩一，足立紀尚：有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究，土木学会論文集，No. 113, pp. 11-27, 1965.

- 4) Mesri, G. and Rokhsar, A. : Theory of consolidation for clays, Proc. of ASCE, Vol. 100, No. GT8, pp. 889-904, 1974.
- 5) Murakami, Y. : A method for estimating the consolidation of normally consolidated clay of some age, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 4, pp. 59-69, 1980.
- 6) Nash, D. : Modeling the effects of surcharge to reduce long term settlement of reclamations over soft clays : a numerical case study, Soils and Foundations, Vol. 41, No. 5, pp. 1-13, 2001.
- 7) 森脇武夫, 藤井秀憲, 網干寿夫 : 飽和粘土の $K_0$ 値に関する実験的研究, 土質工学会論文報告集, Vol. 28, No. 2, pp. 205-215, 1988.
- 8) Tanaka, H. : Consolidation behavior of natural soils around  $p_c$  value, Soils and Foundations, Vol. 45, No. 3, pp. 83-95, 2005.
- 9) 白子博明, 杉山太宏, 外崎明, 赤石勝 : 一次圧密中に発生する二次圧密の推定, 土木学会論文集C, Vol. 64, No. 3, pp. 565-570, 2008.
- 10) Sekiguchi, H. and Torihara, M. : Theory of one dimensional consolidation of clays with consideration of their rheo-logical properties, Soils and Foundations, Vol. 16, No. 1, pp. 27-44, 1976.
- 11) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination procedure of input parameter in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3, pp. 71-87, 1987.
- 12) Dafalias, F. Y., Manzari, M. T. and Akaishi, M. : A simple anisotropic clay plasticity model, Mechanical Research Communication, Vol. 29, pp. 241-245, 2002.
- 13) Owen, D. R. J. and Hinton, E. : “*Finite Elements in Plasticity*”, Pineridge Press Limited. 1980.
- 14) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. 9th ICSMFE, Specialty Session 9, Tokyo, pp. 229-23, 1987.

- 15) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. : An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57, 2002.
- 16) 水野健太, 土田孝, 小林正樹, 渡部要一 : 水平変位の予測精度に着目した粘土の構成モデルと現地計測事例による検証, *土木学会論文集C*, Vol. 63, No. 4, pp. 936-953, 2007.
- 17) Adachi, T. and Oka, F. : Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity, *Soils and Foundations*, Vol. 22, No. 4, pp. 57-70, 1982.
- 18) Hashiguchi, K. and Okayasu, T. : Time-dependent elasto-plastic constitutive equation based on subloading surface model and its application to soils, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 3, pp. 21-36, 2000.
- 19) Atkinson, J. : “ *Foundations and Slopes* ” , McGraw-Hill, 1981.
- 20) 今井誉人, 飯沼孝一, 赤石勝, 外崎明 :  $K_0$ 値と塑性ポテンシャル, 第12回地盤工学会関東支部発表会, 発表講演集 DVD, pp.218-221, 2015.
- 21) Smith, I. M. : “ *Programming the Finite Element Method with Application to Geomechanics* ” , John Wiley & Sons, 1982.
- 22) Britto, A. M. and Gunn, M. J. : “ *Critical State Soil Mechanics via Finite Elements* ” , Ellis Horwood, 1987.
- 23) 今村紘子, 杉山太宏, 外崎明, 赤石勝 : 二次圧密を考慮した一次元圧密解析における圧縮指数, *土木学会論文集C (地圏工学)* , Vol. 67, No. 2, pp. 210-215, 2011.

## 第5章 バーチカルドレーン工法の一次元圧密解析

### 5.1 緒言

圧密促進効果を期待するサンドドレーンは、沈下阻止効果を期待するサンドコンパクションパイルと異なり、緩詰め砂柱であり、その圧縮性は考慮されない<sup>1)</sup>。したがって、サンドドレーンを打設した軟弱地盤の圧密を考える場合、サンドドレーンの剛性を全く考慮せず排水面のみを有する中空円柱と仮定される。この実際と異なる仮定は、軟弱地盤の圧密挙動に大きく影響すると考えられる<sup>2)</sup>。サンドドレーンやサンドコンパクションパイルのように砂柱を打設した軟弱地盤の圧密解析では、砂柱とその周囲の粘土地盤の変形特性に着目した圧密ポテンシャルを考慮する重要性が吉国によって指摘されている<sup>3)</sup>。圧密ポテンシャルは、直応力とひずみに比例する量との和で、せん断応力には依存しない圧密能力を表わす量と定義される<sup>3)</sup>。圧密荷重一定条件下においては過剰間隙水圧の変化を意味し、サンドドレーンに関しては、砂と粘土の剛性の違いによる過剰間隙水圧変化に影響する圧密能力であると吉国は説明している。

砂柱、周囲の粘土地盤そして載荷重としての盛土、それぞれの剛性の違いにより、圧密中の地盤全体の変形挙動は複雑である。一次元圧密後、砂柱部は陥没あるいは隆起することなく、旧地表面は等ひずみで沈下すると考えられているが<sup>4)</sup>、圧密中自由ひずみ条件に近い状態で圧密沈下が発生している可能性もある。しかし、実地盤の動態観測では、砂柱周辺部を含む旧地表面の沈下挙動が測定されることはないので、ドレーン周辺地盤の変形状態は不明である。さらに、サンドドレーン工法には、圧密理論通りの圧密促進効果を期待できないとする意見もある<sup>5)</sup>。したがって、サンドドレーンの圧密促進効果には、吉国が指摘するように剛性の異なる砂、粘土そして盛土で構成される複合地盤の変形挙動が影響している可能性がある。サンドドレーンで改良された軟弱地盤の圧密沈下量やその沈下速度を予測するには、複合地盤を構成する土の変形特性の把握が重要と考えられる。なお、サンドドレーン打設地盤のひずみ条件

に関しては、自由ひずみと等ひずみの区分・呼称がBarronの論文<sup>6)</sup>以来利用されているが、その定義の妥当性は次節で、議論する。

このような砂柱を設置した軟弱地盤の慣用設計法には、Barronの圧密方程式が広く利用されている。拡散型圧密方程式のBarron解は、自由ひずみではなく等ひずみに対するものであることが吉国によって明らかにされている<sup>3)</sup>。しかし、サンドドレーンの解析には、自由ひずみ条件の方が荷重の載荷方法などの点で等ひずみ条件よりも計算が容易である。有限要素法では砂と粘土の境界部においてひずみの連続性などの問題はあがるが、砂柱部や盛土の剛性を評価することも可能である。この第5章は、まず吉国ら<sup>7)</sup>が行った等ひずみ条件の室内圧密試験結果を利用して差分法と有限要素法による一次元圧密解析を行い、等ひずみのBarron解と比較した。次に、直径あるいは剛性の異なるドレーンを設置した等ひずみ条件下の一次元圧密試験を行って、圧密沈下量や沈下速度に及ぼす影響を調べるとともに数値解析によってドレーンの圧密促進効果について検討した。

## 5. 2 放射状排水の圧密方程式の数値解法

上下方向の圧密排水がなく、放射状排水のみを考えるTerzaghiの圧密方程式<sup>8)</sup>は式(5.1)で表される<sup>3)</sup>。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad \text{式(5.1)}$$

ここに、 $u$ は過剰間隙水圧、 $t$ は圧密時間、 $r$ は半径方向の距離、 $c_h = k_h / (m_v * \gamma_w)$ で $c_h$ は水平方向の圧密係数、 $m_v$ は鉛直方向の体積圧縮係数、 $\gamma_w$ は水の単位体積重量である。

サンドドレーンに関する圧密理論はBarron<sup>6)</sup>によって提案され、後にRichart<sup>9)</sup>によってまとめられた。サンドドレーンの圧密は自由ひずみと等ひずみの二つに分類され、それぞれ次のように説明されている。

自由ひずみ；地表面にたわみ性等分荷重が作用し、地表面に不均等沈下が発生する。



等ひずみ；地表面に剛性な分布荷重が作用し，地表面全体に均等沈下が発生する。  
すなわち，剛性な荷重の場合には接触圧力分布は不均等になる。

圧密促進効果を期待するサンドドレーンは，緩詰め砂柱でその圧縮性は考慮されず，砂柱部は中空円柱状態にあると仮定される。透水係数無限大の中空円柱に近いところから圧密が進めば，圧密によるひずみは排水距離に影響される。サンドドレーンを打設した軟弱地盤上の盛土荷重は剛体でないので，地表面全体が均等に沈下するとは考えにくい。しかし，サンドドレーンを打設した軟弱地盤の一次元圧密解析には，等ひずみ条件を仮定したBarron解が利用されており，砂柱部中心から距離  $r$  の過剰間隙圧は式(5.2)で表わされる<sup>8)</sup>。

$$u = \frac{u_{av}}{\lambda r_e^2} \left[ r_e^2 \ln \left( \frac{r}{r_w} \right) - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right]$$

$$\lambda = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad \text{式(5.2)}$$

ここに， $r_e$  は等価円の半径(= $de/2$ )， $r_w$  はサンドドレーンの半径(= $d_w/2$ )， $n=r_e/r_w$  ， $u_{av}$  は平均過剰間隙圧である。載荷重増分に等しい初期過剰間隙圧  $u_i$ ，時間係数  $T_h = t * c_h / d_e^2$  とすれば，平均圧密度  $U$  は式(5.3)で表わされる。

$$U = 1 - \frac{u_{av}}{u_i} = 1 - \exp \left( -8 \frac{T_h}{\lambda} \right) \quad \text{式(5.3)}$$

ここに， $u_{av} = u_i \cdot \exp(-8T_h / \lambda)$  で，ある時間における圧密層水平方向全体の平均水圧である。

$$\begin{aligned} \text{初期条件：} & \quad u(r_e \geq r > r_w, t = 0) = u_i (= \Delta p) \\ \text{境界条件：} & \quad u(r = r_w, t > 0) = 0 \\ & \quad \frac{\partial u}{\partial r}(r = r_e, t > 0) = 0 \end{aligned} \quad \text{式(5.4)}$$

$$u_{i,t+\Delta t} = u_{i,t} + \alpha \left[ (u_{i+1,t} - 2u_{i,t} + u_{i-1,t}) + \frac{\Delta r}{2r_i} (u_{i+1,t} - u_{i-1,t}) \right]$$

式(5.5)

ここに、 $\alpha = c_h \cdot \Delta t / \Delta r^2 \leq 0.25$  である。下付き添え字 $i$ は位置、 $t$ は前述の通り圧密時間である。よく知られた誘導仮定から明らかなように、式(5.1)では変形条件が考慮されていない。流出入水量の差が体積変化に等しいとする連続条件である。差分法の計算では、各節点において圧密に伴い増加する有効応力に対応する体積ひずみが鉛直ひずみに等しいと仮定している。載荷直後、圧密荷重増分に等しく発生する初期過剰間隙水圧は圧密に伴い減少する。式(5.4)の初期・境界条件による差分法の計算では、圧密に伴う初期過剰間隙圧の減少量が鉛直有効応力増分となり、それに対応する圧密量を計算するため自由ひずみが算出される。また等ひずみ条件の計算を差分法で行うのは容易でないが、有限要素法では圧密中の変形条件を付加するので、簡単に考慮することができる。サンドドレーンの透水係数や剛性を入力して、砂柱部への応力集中を考慮する吉国の圧密ポテンシャル<sup>2)</sup>の変化も評価可能である。次節において、載荷面の変形条件が圧密過程に及ぼす影響を検討する。

### 5. 3 吉国らのサンドドレーンの模型実験結果

#### 5. 3. 1 計算に用いる土質定数

吉国ら<sup>7)</sup>が行った等ひずみ条件のサンドドレーンの模型実験で得られた圧密量-時間曲線を利用し、等ひずみのBarron解、差分法と有限要素法による計算結果と比較する。計算に使用した土質定数は表-5.1のとおりで、ヤング係数 $E$ 、ポアソン比 $\nu$ と透水係数 $k$ は吉国らの論文から引用した。体積圧縮係数と圧密係数は、圧密荷重増分98.1 kPaから著者らが計算した。砂柱の直径 $d_w=3.7\text{cm}$ 、有効径 $d_e=24.74\text{cm}$ 、粘土供試体の初期高さ $H_0=16.4\text{cm}$ である。

有限要素法プログラムCRISP<sup>10)</sup>による解析には、吉国らのサンドドレーンの模型実験をモデル化した図-5.1の要素図を用いた。

### 5. 3. 2 実験結果と計算結果の比較

等ひずみのBarron解による鉛直ひずみの計算結果を二点破線，自由ひずみの差分法と有限要素法による計算結果を実線と破線で，等ひずみ条件で行われた実験値を白丸印でそれぞれ図-5.2に示した。図-5.2の有限要素法では供試体上端変位を高さで除した値を鉛直ひずみ $\varepsilon_y$ し，差分法では初期過剰間隙圧の減少から体積ひずみ $\varepsilon_v$ を計算し，一次元で鉛直ひずみ $\varepsilon_y$ に対応させた。差分法では，砂柱部分を中空円柱(排水面)と仮定し自由ひずみ条件で計算するのに対して，有限要素法では砂柱部のヤング係数  $E_s$  を粘土のヤング係数  $E_c$ と同じにして自由ひずみ条件で計算した。図から，自由ひずみ条件の差分法と有限要素法による計算結果が，等ひずみのBarron解よりも実測値に近いことがわかる。

表-5.1 土質定数

$E$ (kPa)	$\nu$	$k$ (cm/min)	$m_v$ (1/kPa)	$c_v (= c_h)$ (cm <sup>2</sup> /min)	$k$ ※sand (cm/min)
598	0.323	$1.04 \cdot 10^{-5}$	$1.15 \cdot 10^{-3}$	0.092	0.1

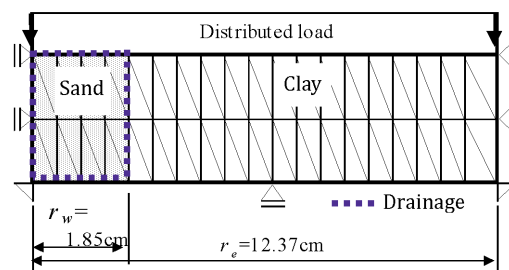


図-5.1 FE解析要素図

$10^3$ 分以降の圧密末期における計算結果と実測値の食い違いは，二次圧密によるものと考えられる。一点鎖線は差分法による最大排水距離 $r=r_e$ における体積ひずみの経時変化で，この位置で圧密が開始されるのは載荷後100分程度経ってからとなる。等ひずみ条件ではこの時間よりも前に数%のひずみを載荷全面に発生させる必要があり，このためには実際の盛土荷重よりも大きく過剰な荷重が必要となる。サンドドレーンを打設した軟弱地盤の地表面の変形挙動として，このように等ひずみ条件の変形

が現実的かどうかは疑問である。自由ひずみ条件で計算した有限要素法による圧密量-時間曲線を示したのが図-5.3である。砂柱部分のヤング係数は粘土と同じ ( $E_s=E_c$ ) とした。点線で示した $r=0$ と $r=r_w$ の砂柱部の沈下は粘土の圧密による沈下遅れの影響を受け、差分法のように載荷直後には最終沈下量になることはなく、粘土のごとく逆S字の経時変化を示している。一点鎖線で示した最大排水距離  $r=r_e$  では載荷後10分を過ぎてから沈下が始まっている。これは、図-5.2の差分法の計算結果よりもかなり早く、解析法による差異と考えられる。すなわち、有限要素法による計算において砂に接する粘土は、載荷直後に過剰間隙圧がゼロになっても、最終圧密量が計算されないことに起因する結果である。

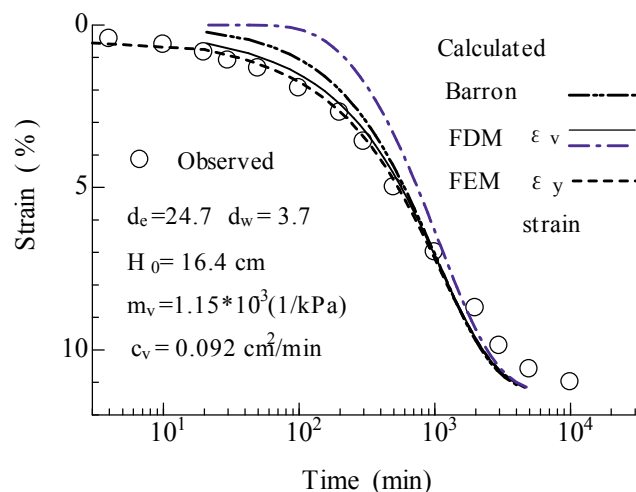


図-5.2 各手法による圧密沈下曲線の比較

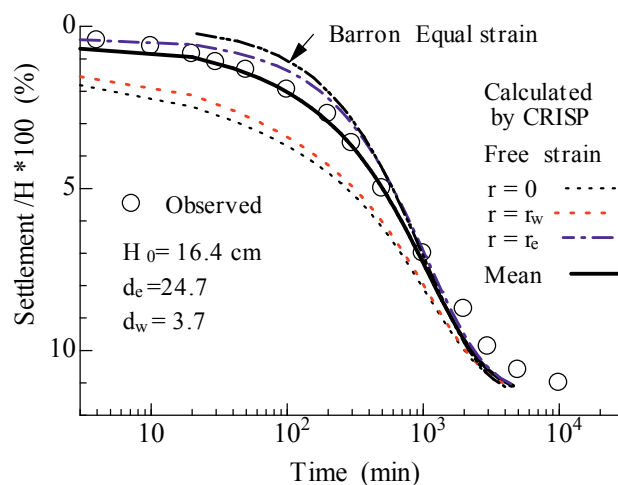


図-5.3 CRISPによる排水距離の違いによる影響

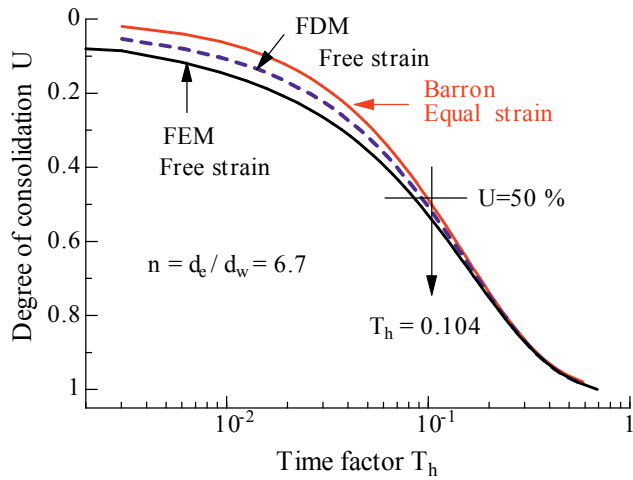


図-5.4 FEM, FDMの平均圧密度と時間係数

これらの計算結果から、平均圧密度と時間係数の関係を求めたのが図-5.4 である。自由ひずみの圧密速度は Barron 解よりも速いことが知られており、自由ひずみの差分法と有限要素法による計算結果はこれに対応している。しかし、圧密度 50%以降は両曲線の差が次第に減少して、供試体表面の変形条件、すなわち自由ひずみか等ひずみかの影響は消失していく。地盤工学の実務的視点からは、載荷面における変形条件の影響を考慮しなくても大きな差異はないと言えそうである。図-5.5 は、差分法による自由ひずみ条件と有限要素法による等ひずみ条件で計算した最大排水距離  $r_e$  の過剰間隙水圧比の経時変化である。等ひずみ条件の計算は、図-5.3, 図-5.4 に示した。Barron 解の沈下量と対応する時間ごとに強制変位として与えた。図のように、有限要素解析では、不均等時間で漸増分布荷重を作用させる影響が明確に表れている。これは、式 (5.4) の条件で瞬間載荷後圧密が進行する自由ひずみの計算結果(破線)とは大きく異なるものである。一方、Barron 解では、載荷直後、排水面から離れた水圧の消散が始まっていない地点にも均等変位が与えられる。これにより過剰な応力が発生するため、過剰間隙水圧比が 1 以上になる点が注目される。また、Barron 解による水圧比と、Barron 解で計算した等ひずみの経時変化を与えた有限要素解析の結果が全く異なる

点は大変興味深いものである。いずれの計算結果が実地盤の過剰間隙圧挙動に近いのか，三軸圧密試験など基礎的な実験を通して，更に確認する必要がある。

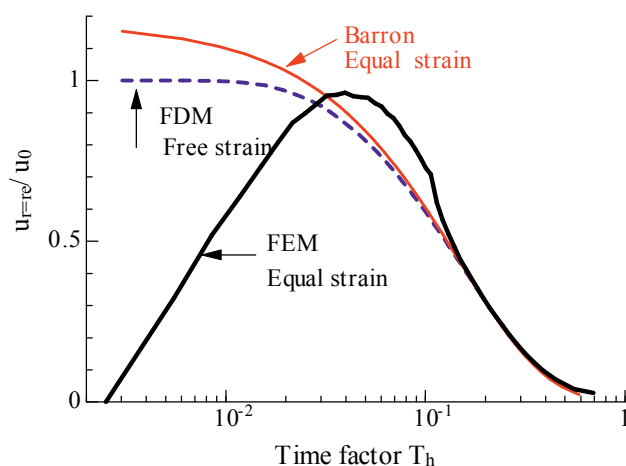


図-5.5 等ひずみ条件における過剰間隙水圧の継時変化

## 5. 4 砂柱への応力集中に関する検討

### 5. 4. 1 室内模型実験

#### (1) 試料ならびに実験方法

表-5.2 は，実験に使用した粘土と砂の物理的性質である。実験には，圧密リング直径 20cm，高さ 7cm の大型圧密試験機を用いた。液性限界以上の含水比で練り返した粘土試料を予圧密圧力 16.7kPa で 1 週間圧密した。載荷板を外して，供試体中央を所定の直径  $d_w=2.4, 3, 4, 5.2$  および 6.9 cm の金属円筒で穿孔しドレーン材を設置した。ドレーン材は緩詰め砂(間隙比  $e=0.78$ )と密詰め砂( $e=0.45$ )以外に，圧縮性の異なる材料としてろ紙と綿を選定した。ドレーン材設置後，粘土供試体上部表面には遮水のためにゴムシートを置き，上部は非排水とした。放射状排水条件のもと圧密圧力増分 114.8kPa を載荷して沈下量の経時変化を測定した。剛性の高い鋼製の載荷盤を用いているため，載荷は等ひずみ条件が満足される。砂柱への応力集中が粘土の圧密および強度増加に及ぼす影響を比較するために，圧密試験終了後，ドレーンから約 2 cm 以

上離れた地点の粘土試料で一軸圧縮試験を実施した。また、解析に必要な圧密定数を決めるために粘土単体(排水距離 3.5 cm)で同一の荷重条件による圧密試験を行った。

## (2) 実験結果と考察

粘土Aに対して、三種類の直径の密詰め砂柱を設置した供試体の圧密量-時間曲線が図-5.6である。密詰め砂柱の存在によって供試体の圧密量は減少しており、その減少割合は直径が大きいほど顕著である。□印で示した粘土単体の試験結果から求めた体積圧縮係数  $m_v=9.0 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$ 、圧密係数  $c_v=0.06 \text{ cm}^2/\text{min}$ である。砂柱の沈下軽減効果が大きいため、便宜的に体積圧縮係数を減少させたBarron解による計算結果を併記した。図のように、計算結果は実測値とよく整合している。以上の結果から密詰め砂柱は沈下量を減少させるが、圧密沈下速度には影響しないことが示唆される。

表-5.2 試料の物理特性

Sample	Gs	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>n</sub> (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)
Clay A	2.79	73	32	23	60	17
Clay B	2.65	81	41	12	73	15
Sand	2.76	D <sub>10</sub> =0.08mm, D <sub>60</sub> =0.98mm		91	6	3

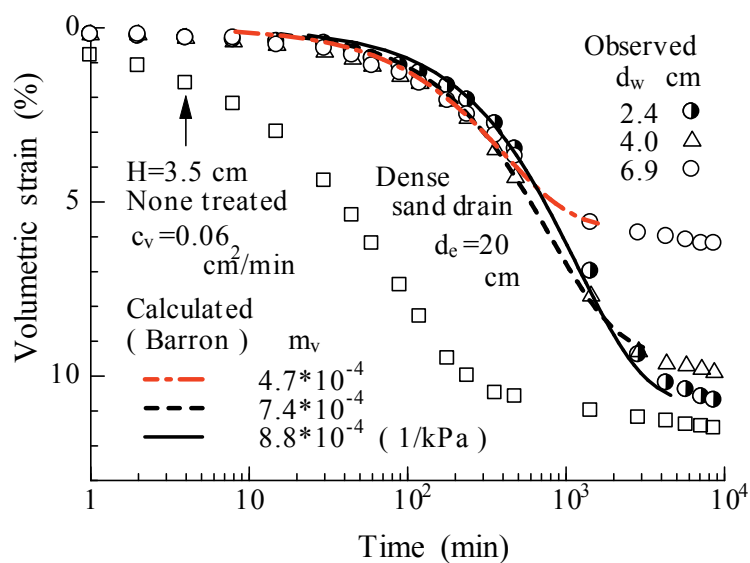


図-5.6 大きさの異なる砂柱における圧密沈下曲線 (粘土A)

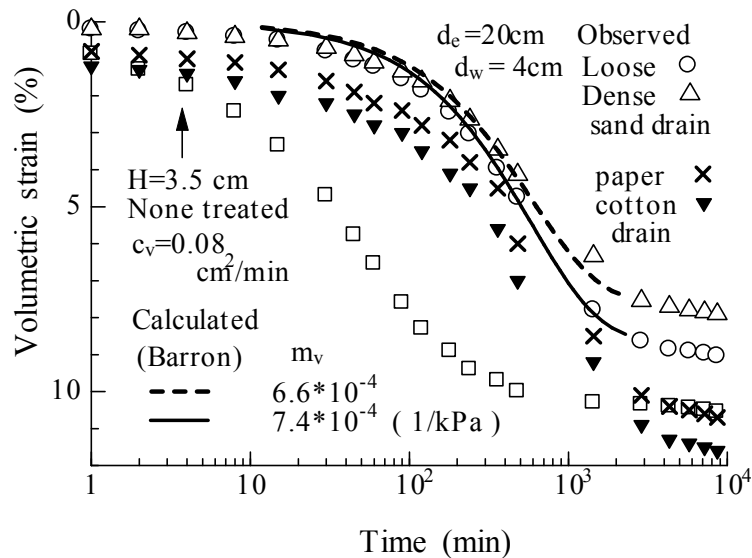


図-5.7 異なるドレーン材における圧密沈下曲線（粘土B）

ドレーン材の違いによる圧密量-時間曲線を比較して示したのが図-5.7である。ドレーンの直径はいずれも4 cmで、ろ紙と綿をドレーン材に使用した場合(×, ▼印)には実験後直径が4cmから約3cmまでほぼ均等に減少していた。この2ケースの沈下量が□印の沈下量より大きくなったのは、ドレーン方向すなわち水平方向への変形量によるものと考えられる。緩詰め砂柱の場合でも等ひずみの圧密では、砂柱の剛性による圧密沈下量の軽減が認められる。Barron解による計算結果は、図-5.6と同じように体積圧縮係数を減少させることで、実測値に近づけることができる。

砂柱の存在によって全圧密量が減少するのは、砂柱への応力集中が要因と考えられるが、今回の実験では粘土あるいは砂の内部応力を直接計測していない。砂柱への応力集中があれば、粘土部分に作用する圧密圧力は減少することになるため、圧密試験終了後、砂柱周囲の粘土を切り出し一軸圧縮強度 $q_u$ の比較をした。砂柱中央からの距離 $r$ による $q_u$ を示したのが図-5.8である。図の×印は砂柱のない粘土単体での $q_u$ を表している。砂柱周囲では、距離 $r$ が3 cm以上になると砂柱の状態(緩詰め、密詰め)によらず顕著な $q_u$ の低下が観察される。 $q_u$ の低下は圧密圧力の低下と同義であり、この結果から砂柱の存在により粘土部分に作用する圧密荷重が減少することが推察される。



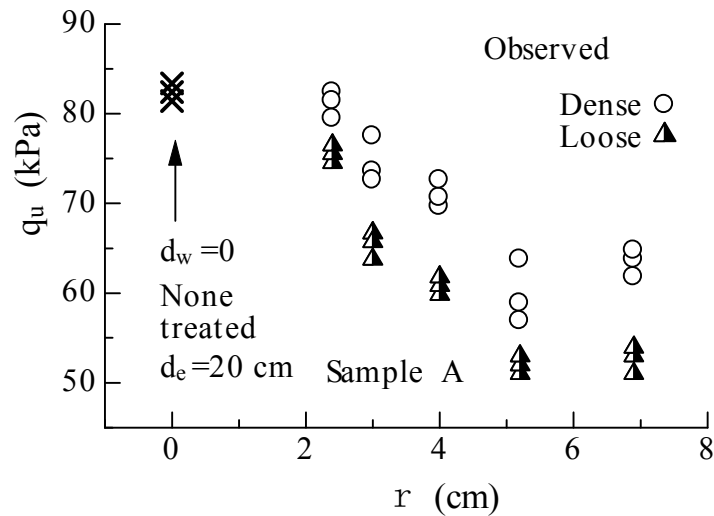


図-5.8 砂杭周辺の粘土の一軸強度( $q_u$ )の変化 (粘土A)

#### 5. 4. 2 砂柱の剛性と応力集中に関する有限要素解析

表-5.3は、粘土Bの試験結果から有限要素法による弾性解析用に決定した土質定数である。ポアソン比 $\nu=0.333$ と仮定し体積圧縮係数 $m_v(=9.0 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1})$ からヤング係数 $E_c$ を、圧密係数 $c_v$ から透水係数 $k$ をそれぞれ求めた。砂のヤング係数 $E_s$ を粘土と同じとした場合、あるいはその10倍と仮定した。有限要素法による計算には、模型実験の再現を行うため図-5.9に示す5行10列の三角形要素を使用した。

表-5.3 土質定数

Sample	Poisson's ratio $\nu$	$E$ (kPa)	Coef. of permeability $k$ (m/s)
Clay B	0.333	744	$1.2 \times 10^{-9}$
Sand	0.333	744, 7440	$1.0 \times 10^{-3}$

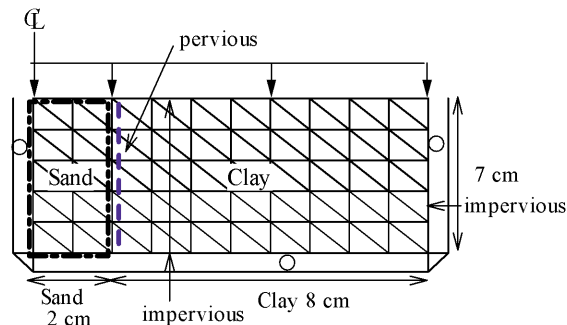


図-5.9 FE解析の要素図

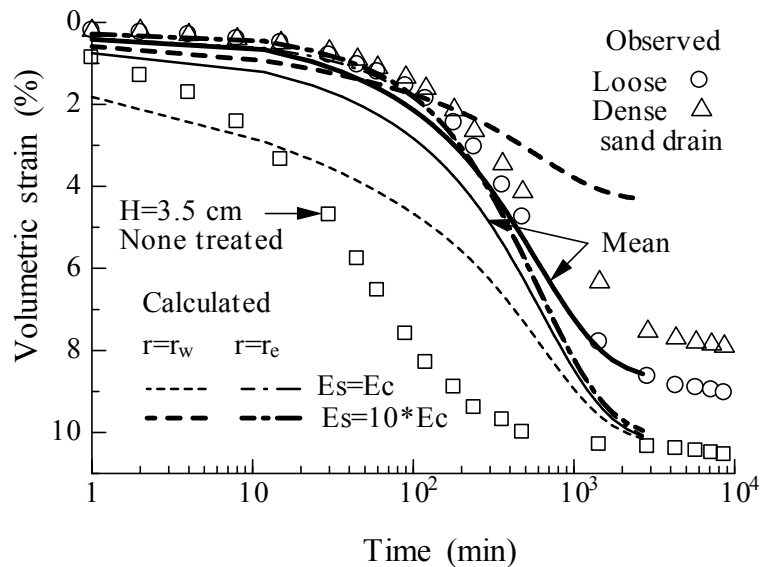


図-5.10 砂柱の剛性が異なる場合の圧密沈下曲線(粘土B)

(1) 自由ひずみ条件

自由ひずみ条件で供試体表面に分布荷重114.8 kPaを載荷した解析結果と実測値を比較したのが図-5.10である。細破線は粘土と砂の境界節点( $r=r_w$ )、一点細鎖線は最大排水距離( $r=r_e$ )、細実線は粘土供試体表面沈下量の平均に鉛直ひずみで、砂柱と粘土のヤング係数を等しく( $E_s=E_c$ )した計算結果である。2700分の最終沈下量は、土質定数を求めた粘土単体 $H=3.5\text{cm}$ の実測値(□印)と一致している。鉛直ひずみの計算値を緩詰め砂の実測値(○印)に近づけるため、砂のヤング係数  $E_s$  を粘土の10倍でも計算し太線で図中に示した。太実線で示した平均鉛直ひずみの経時変化は、緩詰め砂の実測値とほぼ等しくなるが、粘土との境界面 $r=r_w$ では粘土の10倍に設定した砂柱の剛性により沈下量が著しく減少している。しかし、砂柱の沈下軽減効果は最大排水距離(一点鎖線)までは及ばずに $E_s=E_c$ の結果と一致した。図-5.11と図-5.12は、荷重載荷面の圧密度 $U$ が0.2, 0.5, 0.9の時の沈下量比と間隙水圧比の分布を比較して示したものである。 $E_s=E_c$ の結果を白記号で、 $E_s=10*E_c$ を黒記号でそれぞれ表している。図-5.11において $E_s=E_c$ とした砂柱部の沈下量は、透水係数が大きくても粘土の圧密沈下に影響されて、載荷直後に最終沈下量にはならない。これは、図-5.3でも説明したとおりである。一方、 $E_s=10*E_c$ とした黒印では、砂柱の剛性による沈下軽減効果が表れて、

砂柱近傍の粘土の沈下量は $U=0.9$ において $E_s=E_c$ のその1/2~1/3にまで低下する。しかしながら、実際の地盤ではこれほどまで沈下が低減するとは考えにくい。自由ひずみ条件とした載荷方法がこの結果の要因のひとつと考えられる。図-5.11の計算結果から、砂柱部の剛性をどのように評価あるいは設定するかが、粘土部の沈下量分布に大きく影響することが明らかである。しかし、図-5.12に示した過剰間隙水圧比の分布では、砂柱の剛性による影響は圧密期間を通して少ないという興味深い計算結果となっている。

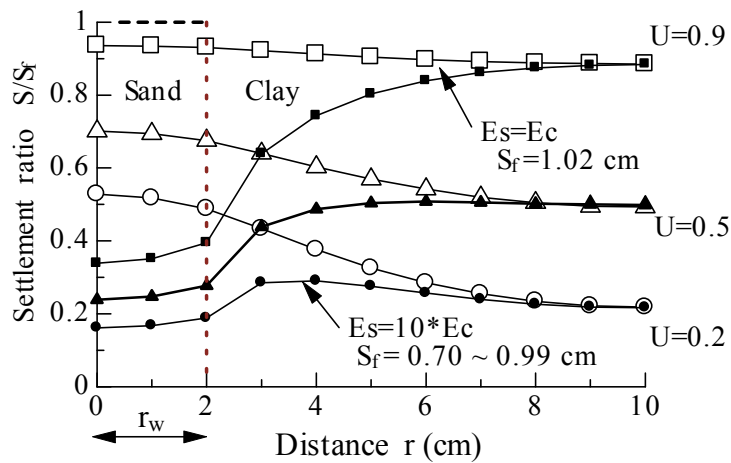


図-5.11 砂柱からの距離における沈下量の変化

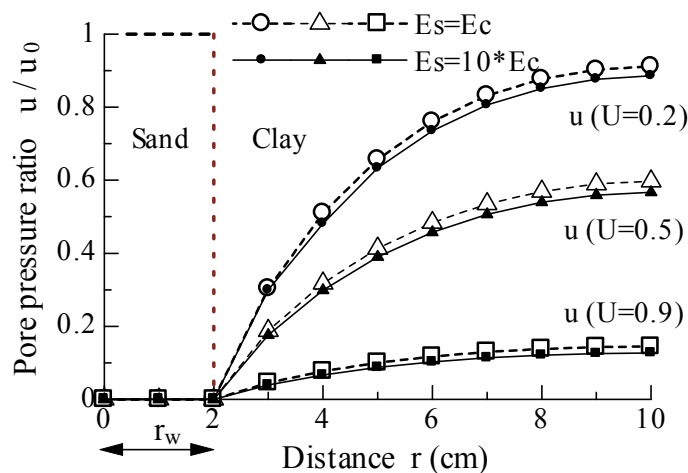


図-5.12 砂柱からの距離における過剰間隙水圧の変化

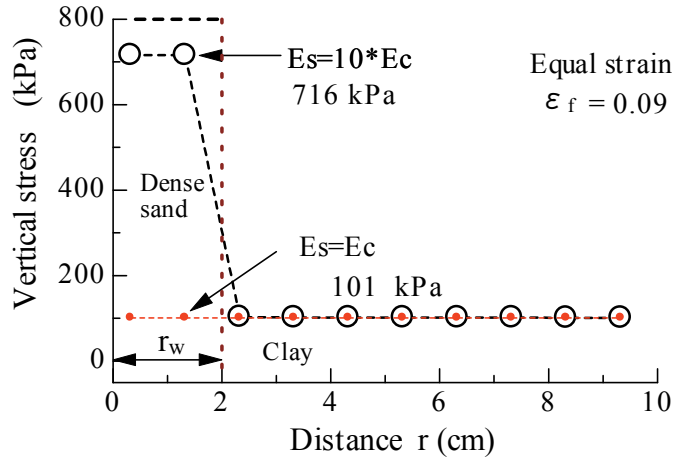


図-5.13 砂柱の応力集中の分布状況（等ひずみ）

## (2) 等ひずみ条件

サンドドレーンを打設した軟弱地盤の一次元圧密は、等ひずみ条件に近いと考えられている。盛土荷重による等沈下条件の有限要素解析は容易に実施可能だが、その載荷変化をどうするか、計算結果から有用な情報が得られるのかなど不明な点が少なくない。ここでは、砂柱への応力集中について調べるために、等ひずみ条件の有限要素解析を行う。図-5.10に太実線で示した平均ひずみの経時変化は、緩詰めの実測値を上手く再現している。そこでこの計算結果を利用して、圧密度2%毎に供試体上端に等変位を与えた。圧密荷重115kPaで10.3%の圧密量(図-5.10参照)となる粘土試料Bに与えた最終等ひずみ量は9%である。砂のヤング係数はこれまでと同様  $E_s=E_c$  と  $E_s=10 \cdot E_c$  に設定し、緩詰め砂柱に対する応力集中について調べた。圧密がほぼ終了した2700分で供試体底部各要素の鉛直有効応力の分布を示したのが図-5.13である。砂と粘土のヤング係数が等しい  $E_s=E_c$  の計算結果は、当然ながら砂部、粘土部とも101 kPaで等しく、砂柱部への応力集中は生じない。緩詰め砂柱を想定し  $E_s=10 \cdot E_c=7440$  kPa とした場合には、砂柱部への著しい応力集中が生じている。しかし、粘土部の応力は

場所によらず101 kPaと一定で、これは図-5.8に示した粘土の一軸圧縮強度低下と対応しない。サンドドレーン打設軟弱地盤の一次元圧密は、等ひずみ条件であるか否か、現場観測によって確認する必要がある。

図-5.14は最大排水距離における過剰間隙水圧の経時変化である。細実線と細破線は自由ひずみ条件の計算結果で、砂柱部のヤング係数が変化しても過剰間隙水圧には影響されないことがわかる。一方、太実線と太破線は等ひずみ条件の結果で、時間とともに供試体上端に与えられる等変位に応じて過剰間隙水圧は上昇し、圧密によって水圧は消散する。砂柱部のヤング係数の違いによる水圧の差は10～20 kPaで、鉛直有効応力の差と比較するとそれほど大きなものではない。図に示した全ての計算結果は圧密度50%以降ほぼ等しくなり、これは自由ひずみと等ひずみの圧密度-時間係数が圧密度50%以降でほぼ等しくなることに対応している<sup>9)</sup>。サンドドレーンを施工した実地盤への載荷重は多くが盛土によるもので、さらに漸増条件で載荷される。自由ひずみに近い状態で地表面の圧密沈下が発生したとしても、地表面の不等沈下量はそれほど大きくないであろう。いずれにしても現場観測で確かめる必要がある。今後に残された課題である。

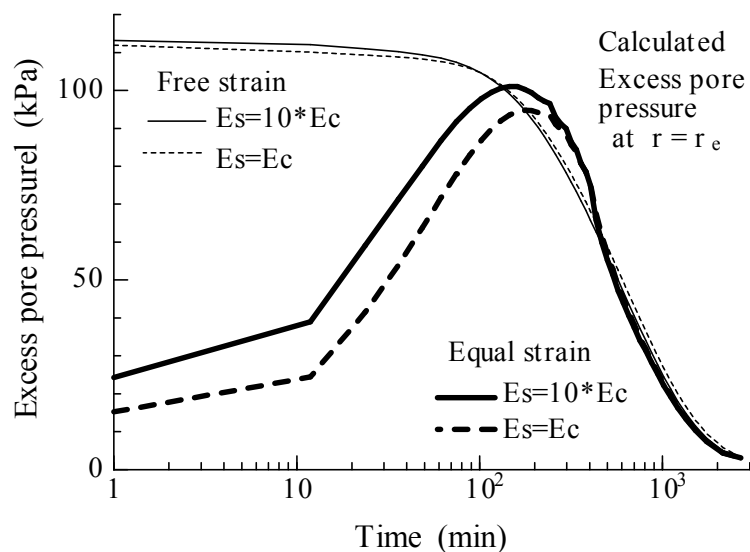


図-5.14 等ひずみ条件と自由ひずみ条件による過剰間隙水圧の経時変化

## 5. 5 結 論

サンドドレーン工法に関する模型実験<sup>9)</sup>と差分法と有限要素法による数値解析から、載荷面の変形条件ならびに砂柱の剛性が圧密沈下量－時間関係に及ぼす影響を検討して得られた結果は、次のように要約される。

まず、差分法と有限要素法の比較から、

- 1) 等分布荷重による自由ひずみ条件の差分法と有限要素法による計算結果は、等ひずみで行われた吉国・住岡のサンドドレーンの模型実験結果とほぼ一致した。等ひずみのBarron解の方が実測値との差が大きかった。

次に、載荷面の変形条件から、

- 2) 載荷面の変形条件は圧密度50%以降の圧密度と時間係数の関係にほとんど影響しない。圧密度50%以前への影響も大きくない。実務的には、数値解析の容易な自由ひずみ条件による圧密解析で不具合ないと判断される。

最後に、サンドドレーンの模型実験と数値解析の結果から、

- 3) 密詰め時の砂柱直径が大きなものほど圧密沈下量は減少する。しかし沈下速度には影響しない。
- 4) 等ひずみ条件の圧密では、緩詰め状態でも砂柱への応力集中によって圧密沈下量が減少する。粘土部の体積圧縮係数のみを減少させて計算したBarron解による沈下曲線は、実測値とよく一致する。
- 5) 緩詰め、密詰めに関わらず、等ひずみ圧密終了後に切り出した粘土の一軸圧縮強度 $q_u$ は、圧密荷重に対応した強度より小さい。砂柱部への応力集中によるものと推測される。
- 6) 等ひずみ条件の有限要素解析では、砂のヤング係数を粘土よりも大きく設定することで、緩詰め砂柱への応力集中効果が計算される。サンドドレーンの有限な透水係数と圧縮性を考慮できる有限要素解析の有用性を指摘した。

## 参考文献

- 1) 飯沼 孝一, 杜 磊, 赤石 勝, 杉山 太宏 : 差分法と有限要素法によるサンドドレーンの一次元圧密解析, 東海大学紀要工学部, Vol53, No.2, pp.77-83, 2013.
- 2) 吉国洋 : 三次元圧密の基礎理論, 土木学会論文報告集, No.201, pp.87-98, 1972.
- 3) 吉国洋 : “バーチカルドレーン工法の設計と施工管理”, 技報堂出版, 1979.
- 4) 最上武雄編 : “土質力学”, 第4章圧密, 技報堂出版, 1969.
- 5) 持永龍一郎 : “土質調査試験結果の解釈と適用例”, 第7章圧密試験, 土質工学 pp.239-276, 1970.
- 6) Barron, R.A. : Consolidation of fine grained soils by drain wells, Trans. ASCE, 113, pp.718-742, 1948.
- 7) 吉国洋, 住岡宣博 : バーチカルドレーンによる粘土の圧密変形メカニズムに関する実験的研究, 土木学会論文集, No.463, III-22, pp.125-132, 1993.
- 8) Terzaghi, K. : “*Theoretical Soil Mechanics*”, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1943.
- 9) Richart, F.E. : Review of the theories for sand drains, Trans, ASCE, Vol.124, pp.709-736, 1959.
- 10) Britto, A.M. and Gunn, M.J. : “*Critical state soil mechanics via finite elements*”, ELLIS HORWOOD LIMITED, 1987.

## 第6章 提案モデルでの泥炭質地盤への適用

### 6.1 緒言

二次圧密に関する研究は多数発表されている<sup>1-6)</sup>。二次圧密は最大排水距離の小さな室内圧密試験においてのみ一次圧密終了後に観察される挙動であって、排水距離の大きな現場では長期に亘って一次圧密中に含まれてしまい、分離しては現れないとする考え方がある。一方、これまでの研究成果によれば、ひずみの時間依存性に起因する二次圧密は一次圧密中からも発生し、長期に亘って時間の対数にほぼ比例することが明らかにされている<sup>7-16)</sup>。しかしながら、慣用設計法では、現在でも二次圧密を考慮するかは、高含水粘性土や泥炭質地盤の場合に限り、技術者の判断で任されている<sup>17)</sup>。慣用設計法に利用する1日間隔の標準圧密試験の圧密量が、現場の何時の圧密量に対応するのか、圧密係数決定時に二次圧密の影響を無視して良いのかなどの問題点は今もなお残されている。本研究では、本州の2地区においてほぼ同じ層序をなす泥炭質地盤上に施工された道路盛土(局所載荷)と宅地造成盛土(一次元載荷)のそれぞれで長期間観測された沈下測定データをもとに、二次圧密に起因すると考えられる現場の長期沈下と室内一次元圧密試験の二次圧密係数 $\alpha$ との関係を比較している。実際の軟弱地盤は不均質で、層別沈下の経時変化が測定されることは少ないため厳密な比較は難しいが、室内圧密試験で観察される二次圧密沈下は、実地盤の長期沈下と対応することを明らかにする。

また、著者は、第4章で二次圧密を考慮した一次元圧密沈下解析モデルを提案している<sup>18-19)</sup>。ただし、検討対象は主として粘土であり、泥炭質地盤に関する検討は必ずしも十分でないため、乱れの少ない泥炭に対して層厚の異なる一次元圧密試験を行い、圧密挙動に対する提案手法の適用性を検証した。



## 6. 2 泥炭質軟弱地盤の圧密沈下挙動

### 6. 2. 1 二次圧密係数の定義

二次圧密係数には、圧密時間1 logサイクル当たりの間隙比変化量で定義する  $C_a (= \Delta e / \Delta \log t)$  と体積ひずみで定義する二次圧密係数  $a (= C_a / f_0, f_0$  は初期体積比)がある。第6章では、後者を使用する。軟弱地盤は複数の軟弱層から構成されることが多く、動態観測では地表面沈下量のみ測定されることが多い。次節で検討する宅造盛土と道路盛土が施工された軟弱地盤の二次圧密係数 $\alpha$ は、圧密時間1 logサイクル当たりの地表面沈下量を全軟弱層厚で除した体積ひずみ(一次元圧密では軸ひずみでもある)で表す。宅地造成盛土では軟弱層厚に比べて盛土幅が十分大きいので、一次元圧密条件として体積ひずみによる二次圧密係数 $\alpha_v$ と表示し、道路盛土のような局所載荷では平面ひずみ条件の地表面沈下量が測定されるため、軸ひずみによる二次圧密係数 $\alpha_A$ と表示して区別する。なお、室内圧密試験の二次圧密係数には下付き添え字を付けずに $a$ と表示する。

### 6. 2. 2 神奈川県伊勢原市愛甲地区

神奈川県伊勢原市愛甲地区の標高は20m前後で、開析谷に沖積層が堆積する。地表面から深度2 m程度までシルト層その下位深度7~15 mに堆積する黒褐色の泥炭層は有機物を多量に混入しN値は0~1で非常に軟弱である。泥炭層中にはスコリア層を帯状あるいはポケット状に多量に含む。泥炭層の下には、N値が0~9のシルト層が堆積する。この地区に施工された高速道路と宅地造成地の長期沈下挙動について比較する。

#### (1) 東名高速道路盛土

愛甲地区北部には旧日本道路公団<sup>20)</sup>が1969年完成した東名高速道路が位置し、建設時に愛甲試験盛土工事が実施されている。試験盛土工事では、地盤改良なしで高さ4.5mの盛土を施工した無処理N地区と、圧密沈下促進のためサンドドレーンを打設したSD地区の圧密沈下挙動が詳細に検討された。SDの仕様はドレーン径40cm、ドレー

ン長10m, ドレーンピッチ1.2m, 三角形配置( $\Delta$ )である。N地区とSD地区間の水平距離は約40mで, 旧日本道路公団の愛甲試験盛土工事資料を利用して作成した各地層内の含水比の深度分布を図-6.1に示した。試験盛土各地点の含水比の深度分布は似た傾向を示してはいるが, 上位2層の層厚と平均含水比がやや異なる。当時の検討では, 沈下対象層が3層(シルト層, 上部泥炭層, 下部泥炭層)に区分されているが, 40 m離れた両地区の土層構成はその層厚に0.5~1 mの差があることが分かる。当地区のような丘陵地間のおぼれ谷沖積層は, その堆積環境から不均質で場所による層厚の変化の大きいのが特徴である。STA199+59の地点から採取した土試料で実施された圧密試験の $e - \log p$ 曲線が図-6.2である。●記号で示した泥炭層の初期間隙比は9以上と非常に高く, 高圧縮性の泥炭層で大きな圧密沈下が発生することが懸念された。愛甲試験盛土工事に隣接した3地点(STA196, 197, 198)において, 盛土工事後から盛土中央直下の旧軟弱地盤地表面で約10年間観測された沈下量-時間関係が図-6.3である。当地区には沈下ならびに安定対策として, サンドコンパクションパイル( $L=10$  m)とサーチャージ( $H=2$  m)が施工されている。図から, サーチャージが除荷されて, 供用開始後も時間の対数に比例する沈下が観測されている。図中には, 前述した定義による二次圧密係数 $\alpha_A$ を求め示した。この値と室内一次元圧密試験の $\alpha$ 値を直接比較したいところであるが, 圧密量-時間関係の測定データは残されていない。

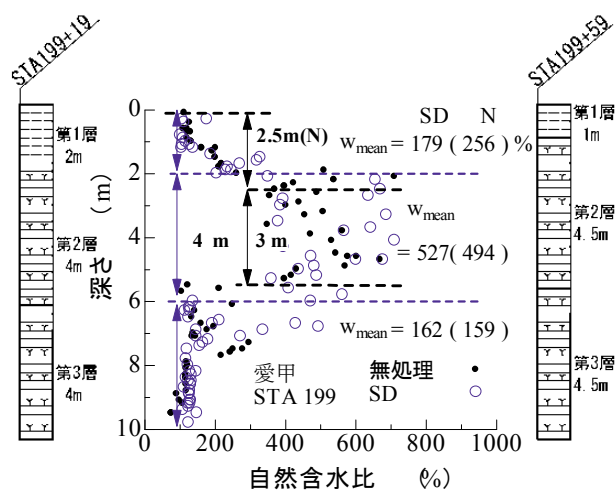


図-6.1 含水比の深度分布(愛甲・道路)

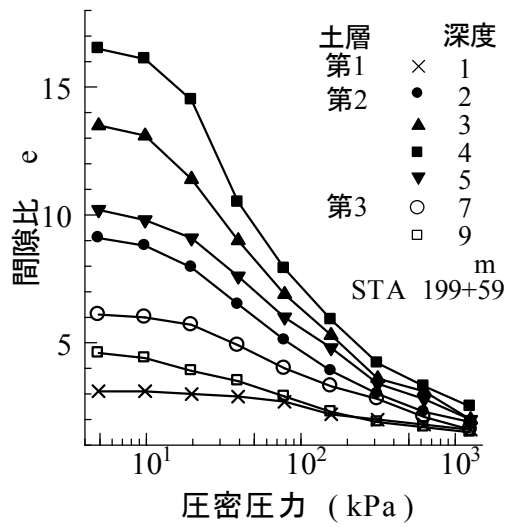


図-6.2  $e$ - $\log p$  曲線(愛甲・道路, 標準圧密試験)

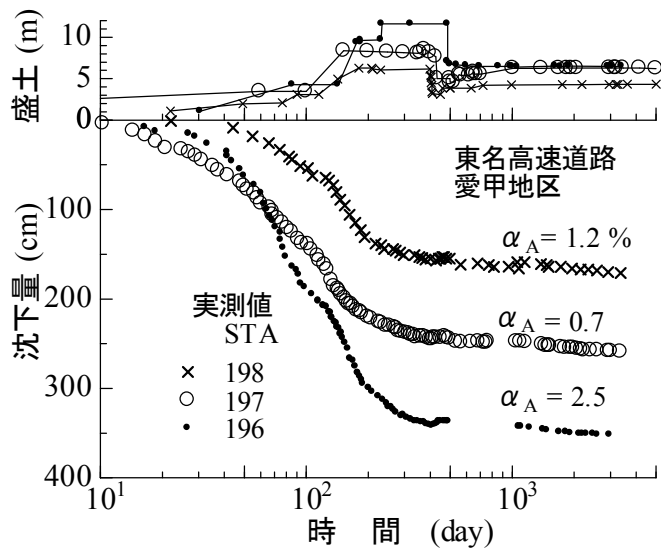


図-6.3 沈下量-時間関係(愛甲・道路, 現場データ)

## (2) 宅地造成盛土

東名高速道路から約1km南には, 住宅地開発に伴う造成盛土が施工され, 二次圧密

に起因する長期沈下の発生が予測された。バーチカルドレーン工法(ファイバードレーン工法で、三角形配置( $\Delta$ )ピッチ@1.3m)の圧密沈下の促進効果を確認するために試験盛土工事が実施された地点の地層構成は、高速道路地点と類似している。しかしながら、高速道路試験盛土工事と同様、試験工事前の圧密量-時間曲線に関する土質試験結果は残されていない。住宅開発区域内で試験工事地点からは少し離れた地点で採取した試料の圧密試験結果が図-6.4と図-6.5である。泥炭や泥炭混じりシルトは不均質で圧縮性が高く、二次圧密係数 $\alpha$ の値も高いことが両図から明らかである。バーチカルドレーン施工地点で計測された沈下量-時間関係が図-6.6である。当試験盛土では、層別沈下量が測定されているので、その結果も図に記している。ドレーンの施工間隔は1.3 mで、おおよそ500日以降で二次圧密的長期沈下が観測されている。700日以降の沈下量を二次圧密と仮定して二次圧密係数 $\alpha_v$ を求め図中に示した。当地点で観測された $\alpha_v$ は、図-6.5の $\alpha$ 値よりも大き目である。図中に示した $\alpha$ は隣接地点で採取された試料の試験結果ではあるが、両図の二次圧密係数の比較から、実地盤でも室内圧密試験で観測される二次圧密沈下の存在が推察される。

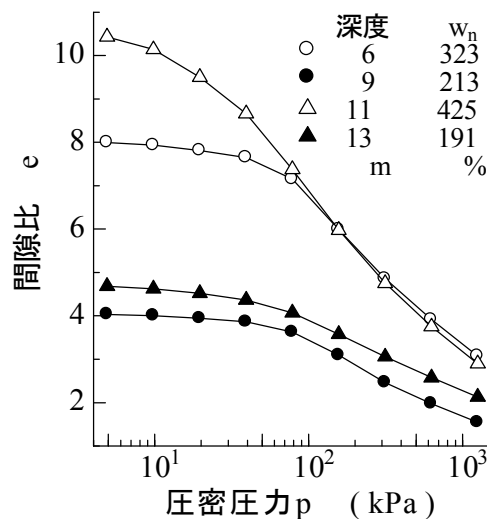


図-6.4  $e$ - $\log p$ 曲線(愛甲・宅造, 標準圧密試験)

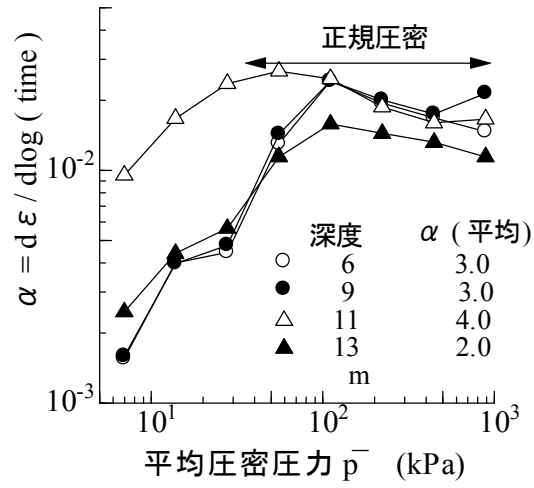


図-6.5  $\alpha$ - $\log p$ 関係(愛甲・宅造, 標準圧密試験)

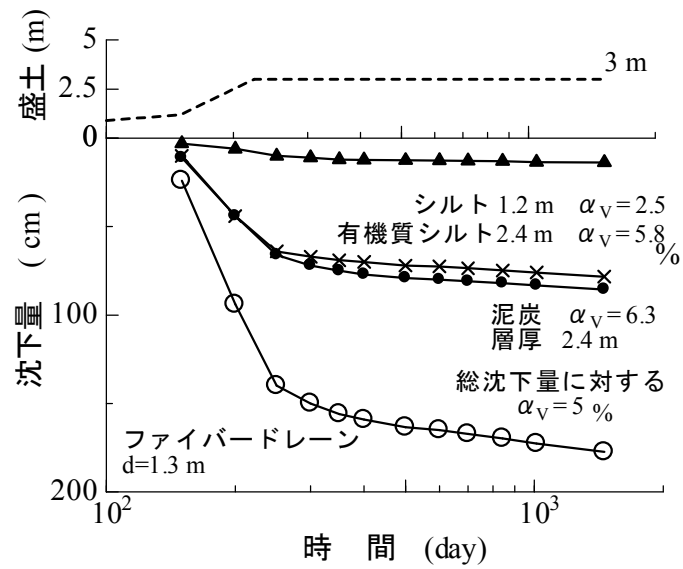


図-6.6 沈下量-時間関係(愛甲・宅造, 現場データ)

### 6. 2. 3 静岡県袋井市磐田地区

#### (1) 大規模宅地造成盛土

袋井市内の太田川および原野谷川の沖積デルタ地帯に続く台地を南北に刻み込んだ沖積谷(溺れ谷)が、宅地造成のために全面的に盛土された。東名高速道路に接する造成地南側沖積谷中央の軟弱層は、最大約14mの厚さがある。自然含水比490～1100%を示す泥炭層が最大9mの厚さで堆積し、その下位に自然含水比86～150%の有機質シルト層が堆積する。また、谷の一部には下部シルト層の欠如した泥炭層のみ堆積した場所があり、泥炭単一層の圧密沈下量が観測されている。土質調査を実施した宅地造成地隣接地の軟弱層は、盛土前の状態に近いと考えられる。造成地の盛土荷重による長期沈下量について検討するため、シンウォールサンプリングにより泥炭と有機質シルト試料を採取した。採取試料の標準圧密試験結果から一次元圧密沈下量を計算し、観測された沈下量の結果と比較する。図-6.7に $e-\log p$ 曲線、図-6.8と図-6.9はそれぞれ泥炭とシルト試料の圧密量-時間曲線である。泥炭層は、圧縮性が大きく、シルト層に比べ不均質である。圧密量-時間曲線からは、両試料とも典型的な二次圧密が観察される。二次圧密係数 $\alpha$ と平均圧密圧力 $p$ の関係を示した図-6.10から、 $\alpha$ は正規圧密領域においてほぼ一定であることがわかる。図中の両矢印は、現場の圧密圧力に対応する範囲を示しており、この圧密圧力範囲における $\alpha$ の平均値は、泥炭で2.4%、シルトで1.2%である。図-6.7に示した両試料それぞれ4つの $e-\log p$ 曲線を平均して設計計算用 $e-\log p$ 曲線を描き、式(6.1)の慣用設計法で一次元圧密沈下量( $S_c$ )を求めた。

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} H \quad \text{式(6.1)}$$

表-6.1 計算沈下量と現場観測結果(袋井・宅造)

No.	1	2	3	4	5	6	7*	8*
H (cm)	580	675	575	650	500	950	1350	1300
$S_c$ (cm)	333	337	314	501	172	259	583	577
$S_F$ (cm)	348	386	309	430	180	280	510	572
$S_F / S_c$	1.0	1.1	1.0	0.9	1.0	1.1	0.9	1.0
$\alpha_v$ (%)	3.6	4.2	4.1	3.8	4.4	5.2	1.9	2.3

※は、サンドドレーンが施工されている箇所

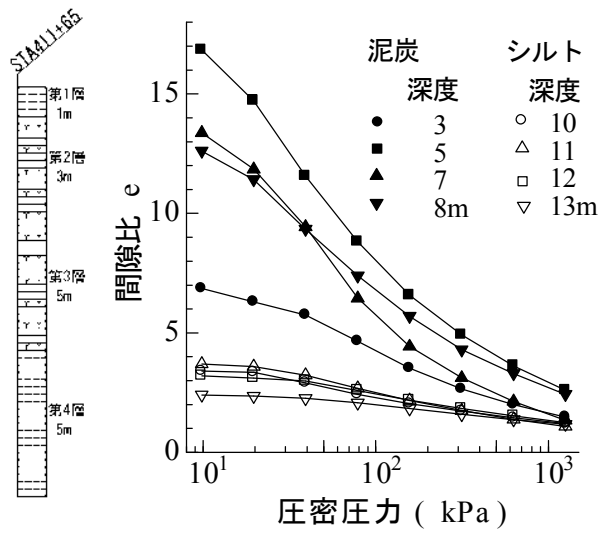


図-6.7  $e$ - $\log p$  曲線(袋井・宅造, 標準圧密試験)

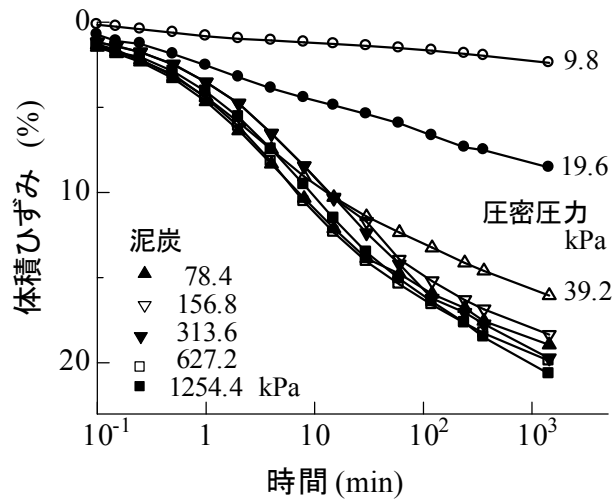


図-6.8 泥炭の圧密量-時間関係(袋井・宅造, 標準圧密試験)

ここに、 $H$ は軟弱層厚、 $e_0$ は圧密前の間隙比、 $e_1$ は圧密後の間隙比である。

盛土施工後、8地点において約10年間測定された現場沈下量 $S_F$ と、式(6.1)による計算値 $S_c$ を比較して表-6.1に示した。また、このうちの5地点(No.1~No.5)の沈下の経時変化を図-6.11に示した。No.1~No.5は、泥炭の単一層で無処理地盤である。No.5は他の地点に比べて、含水比も低く有機質土含有量も小さいため、沈下量が小さくなっている。No.6~No.8は泥炭とシルトの2層地盤で、No.7とNo.8にはサンドドレーンが打設されている。現場沈下量 $S_F$ は、標準圧密試験結果を用いて算定した $S_c$ に近い大きさで、両者の比率は、ほぼ1.0と判断できる。表-6.1の $\alpha_v$ は、無処理地盤(No.1~No.6)で4%程度、サンドドレーン打設地盤では2%程度に低下しており、サンドドレーンの圧密促進効果によるものと考えられる。また、この表-6.1の $\alpha_v$ は図-6.10に示した標準圧密試験から得られた $\alpha$ 値の約2倍を示すが、当現場でもやはり二次圧密的な長期沈下が発生している。

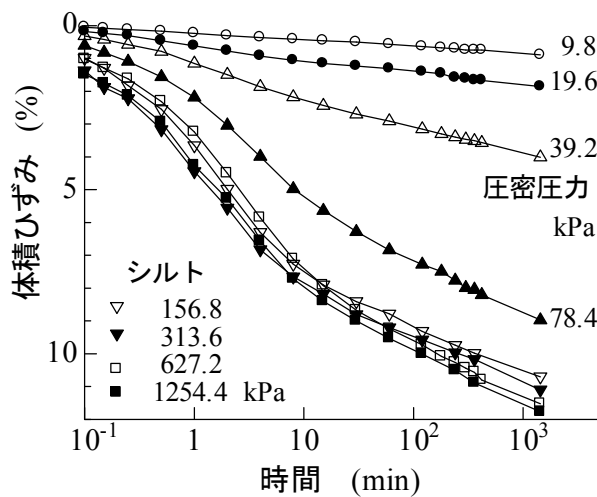


図-6.9 シルトの圧密量-時間関係(袋井・宅造, 標準圧密試験)



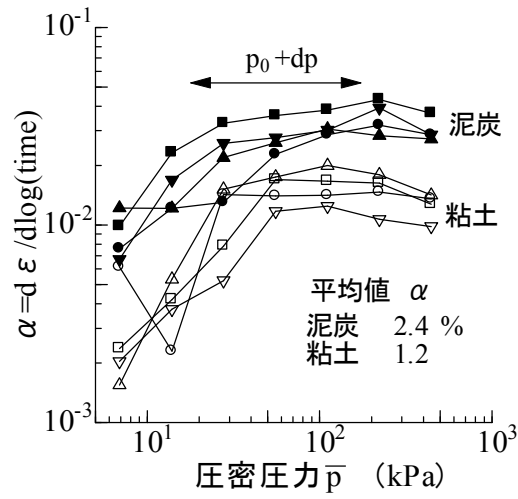


図-6.10  $\alpha$ - $\log p$ 関係(袋井・宅造, 標準圧密試験)

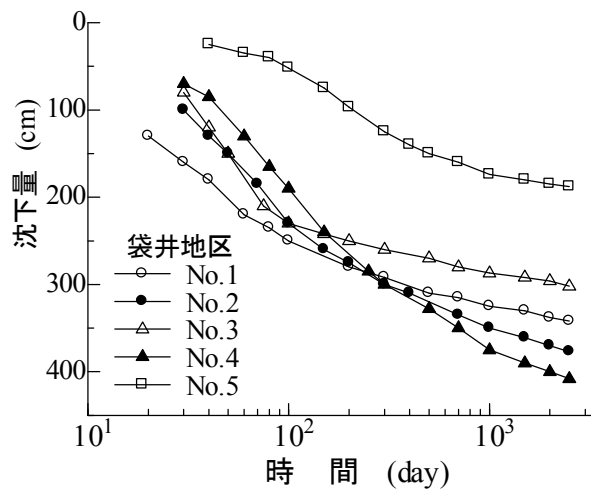


図-6.11 沈下量-時間曲線(袋井・宅造, 現場データ)

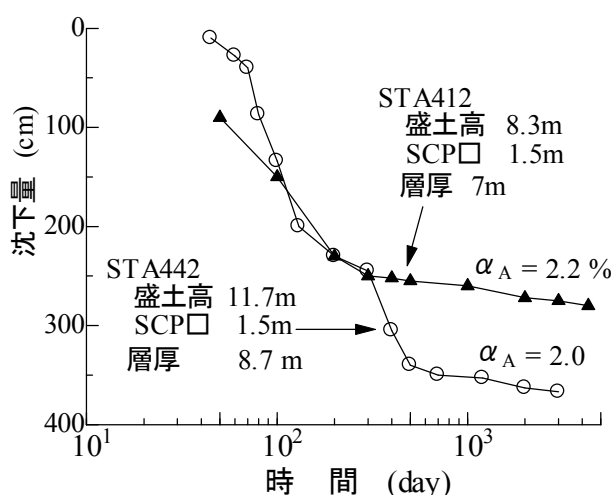


図-6.12 沈下量-時間関係(袋井・道路, 現場データ)

## (2) 東名高速道路盛土

宅地造成地の南端に接する東名高速道路袋井地区<sup>20)</sup>の沈下時間関係が図-6.12である。1000日以降で二次圧密的な長期沈下が観測されるが、その大きさは図-6.11の一次元の宅地造成現場のそれに比較してかなり小さい。圧縮性が大きく低強度の泥炭質地盤の安定性を確保するため、サンドコンパクションパイル(SCP)を打設したことが、この一因と考えられる。

### 6. 2. 4 標準圧密試験と現場の二次圧密係数

泥炭の二次圧密係数の既往研究では、建築基礎構造設計指針にも引用されている有名な研究成果がある。この成果は、二次圧密係数( $\epsilon_a$ )と強熱減量( $Lig$ )と相関が示されている<sup>21)</sup>。その結果を図-6.13に示した。 $\epsilon_a$ は、体積ひずみによる二次圧密係数なので、本章の二次圧密係数 $\alpha$ と同じものである。この図から、泥炭の二次圧密係数 $\alpha$ としては、概ね0.2%~10%程度となっていることが読み取れる。

次に、前項の2地区で観測された泥炭質軟弱地盤上の道路盛土による二次圧密係数 $\alpha_A$ ならびに宅地造成盛土による $\alpha_v$ と、一次元圧密試験の二次圧密係数 $\alpha$ の関係を示したのが図-6.13である。多層軟弱地盤の平均値である $\alpha_A$ 、 $\alpha_v$ と単一層の $\alpha$ 関係を単純には

比較できない。また、図-6.14の現場データには、道路と宅造盛土による载荷条件の違いのみならず、地盤改良の有無の影響も含まれている。このような要因から図の結果はバラツキが大きいが、 $\alpha_A$ 、 $\alpha_v$ と $\alpha$ には相関性が認められる。図-6.14は、一次元圧密試験で観測される二次圧密係数 $\alpha$ が、実地盤の長期沈下の予測に利用できる可能性が高いことを示した。

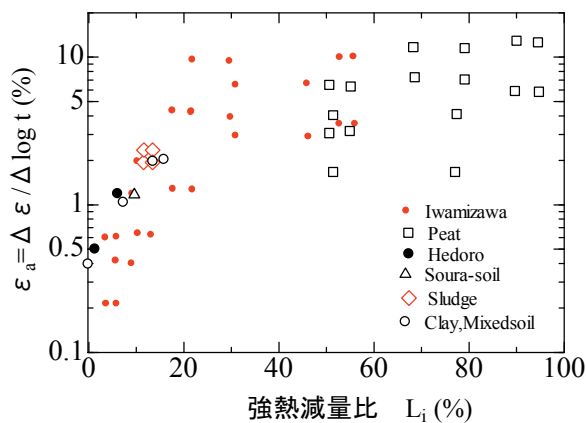


図-6.13 泥炭の二次圧密係数<sup>21)</sup>

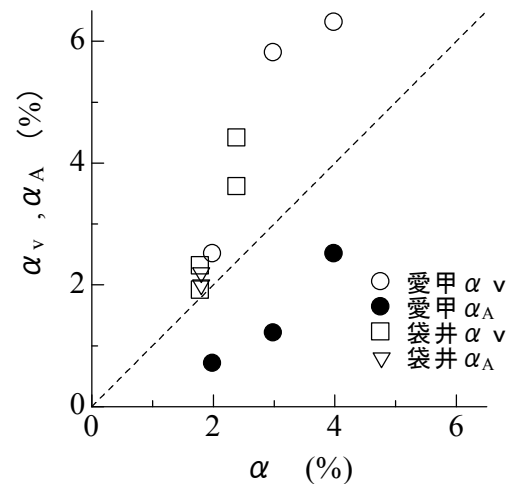


図-6.14 二次圧密係数の比較

### 6. 3 応力ひずみ時間関係と圧密 FE 解析

一次元圧密の全体積ひずみ $v$ を有効応力変化に伴う $v_p$ と時間依存性の $v_t$ の和として式(6.2)で、二次圧密速度 $\dot{v}_t$ を式(6.3)、式(6.4)でそれぞれ表す<sup>18-19)</sup>。第4章の解析方法と同じであるが、一部異なるものは、粘塑性ひずみとして、塑性ひずみと粘塑性ひずみを分離していないことである。なお、実務的にはこちらの手法の方が使用しやすいためである。

$$v = v_p + v_t \quad \text{式(6.2)}$$

$$v_p = \lambda^* / f_0 \ln(p / p_0) \quad \text{式(6.2.a)}$$

$$v_t = (\lambda - \lambda^*) / f_0 \ln(p / p_0) \quad \text{式(6.2.b)}$$

$$\dot{v}_t = \dot{v}_i \exp(-v_t / \alpha) \quad \text{式(6.3)}$$

$$\dot{v}_t = \dot{v}_i \exp((v_f - v_p) / \alpha) \quad \text{式(6.4)}$$

ここに、 $\lambda$ は圧縮指数、 $\lambda^*$ は一次圧密量のみで定義する圧縮指数、 $f_0$ は初期体積比、 $p_0$ と $p$ は圧密前後の平均有効応力、 $\alpha$ は体積ひずみの二次圧密係数、 $\dot{v}_i$ は二次圧密の初期速度である。標準圧密試験では1日後の全圧密量 $v_f$ から $\lambda$ を決定し、この圧密時間 $t_f(=1440分)$ における体積ひずみ速度 $\dot{v}_f$ は式(6.5)で計算する。標準圧密試験の最大排水距離 $H_L$ よりも大きな排水距離 $H_F$ の $\dot{v}_f$ を決定する場合には、式(6.6)を利用する。式(6.6)の $n$ は定数で、最大排水距離の異なる供試体に対し、 $n=0$ と $n=2$ を用いるとSukljeのアイソタク(仮説B)と平行移動型(仮説A)の圧密量-時間曲線が計算されることを後述する。

$$\dot{v}_f = \alpha / t_L \quad \text{式(6.5)}$$

$$\dot{v}_f = \alpha / t_L * (H_F / H_L)^{-n} \quad \text{式(6.6)}$$

二次圧密を考慮した圧密連成FE解析の力のつり合い方程式と圧密方程式は式(6.7)で表す<sup>22)</sup>。

$$\begin{bmatrix} \underline{K} & \underline{C} \\ \underline{C}^T & \Delta t \cdot \underline{P} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{d}_1 \\ \underline{u}_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{0} \\ \underline{C}^T & \underline{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{d}_0 \\ \underline{u}_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{F} + \underline{F}_t \\ \underline{0} \end{bmatrix} \quad \text{式(6.7)}$$

ここに、 $\underline{K}$ 、 $\underline{C}$ 、 $\underline{P}$ は剛性、連成、透水マトリックス、 $\underline{d}_1$ は節点変位、 $\underline{d}_0$ は節点水圧で添え字1は0の $\Delta t$ 時間後を意味する。 $\underline{F}$ は節点外力、 $\underline{F}_t$ はによる等価節点力である。式(6.7)から得られる節点変位を用いて要素の全ひずみ成分 $\underline{\varepsilon}$ を計算し、有効応力成分 $\underline{\sigma}$ を式(6.8)、時間後の $\Delta t$ は式(6.9)から計算する。

$$\underline{\sigma} = \underline{D}(\underline{\varepsilon} - \underline{\varepsilon}_t) \quad \text{式(6.8)}$$

$$\underline{F}_t = \int \underline{B}^T * \underline{D} * \underline{\varepsilon}_t dv \quad \text{式(6.9)}$$

$$\dot{\varepsilon}_t = \langle \dot{v}_t \rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad \text{式(6.10)}$$

ここに、 $\underline{D}$ 、 $\underline{B}$ は応力ひずみとひずみ変位マトリックス、 $\underline{\varepsilon}_t$ は時間依存性のひずみ成分である。一次元圧密における二次圧密は、式(6.3)のように体積ひずみ速度で表される。 $\underline{F}_t$ を $\dot{\varepsilon}_t$ は二次圧密のひずみ速度成分で、 $\dot{v}_t$ により式(6.10)から計算する<sup>22-23)</sup>。式

(6.10)は粘塑性流動則としてFE解析に利用されているが、この第6章の考え方は粘塑性論に基づくものではない。粘塑性論で塑性ポテンシャルと呼ばれる式(6.10)中の $Q$ には、次式(6.11)を利用した。

$$Q = 3\bar{\sigma}^2 + M^2 p(p + p_0) + \gamma \cdot p(2\sqrt{3}\bar{\sigma} + \gamma p_0) \quad \text{式(6.11)}$$

$p$ は平均有効応力、 $\bar{\sigma}^2$ は偏差応力の第二不変量、 $M$ はCSLの勾配、 $p_0$ は $\bar{\sigma}^2 = 0$ の平均有効応力、 $\gamma$ は一次元圧密時の有効応力状態と静止土圧を対応させるための定数で、 $\gamma = 0$ とした $Q$ は修正カムクレイモデルと一致する。FE解析には、8節点アイソパラメトリック要素を用い、一次元圧密試験の計算に10行1列の要素とした。

## 6. 4 試料および実験方法

神奈川県伊勢原市愛甲でシンウォールサンプリングした泥炭を用いた圧密試験を実施した。試料の物理的性質は、土粒子の比重 $G_s = 2.33$ 、平均自然含水比 $w_n = 480\%$ 、強熱減量 $L_{ig} = 53.8\%$ である。

一次元圧密試験：固定リング式の標準圧密試験機にセットした供試体に正規圧密領域の圧密圧力39.2 kPaを載荷し予圧密した。圧密圧力増分39.2 kPa を載荷し圧密量の経時変化を測定した。

分割型圧密試験：分割型圧密試験器は、最大排水距離の大きな供試体で、排水層の内部の水圧挙動を確認することが可能な試験装置である。4台の分割型圧密試験機を利用して、まず4供試体を個別に圧密圧力39.2 kPaで予圧密した。その後、排水経路を直列に接続して、片面排水条件(排水距離 $H = 4$  cm)のもと圧密圧力増分39.2 kPa を載荷し圧密量の経時変化を測定した。また、各試料間と非排水面の4箇所でも剰間隙水圧の変化を測定した。

## 6. 5 実験ならびに計算結果と考察

### 6. 5. 1 解析に必要な土質定数と計算手順

図-6.15に○記号で示した一次元圧密試験結果を用いて、圧密FE解析に必要な土質定

数を決定する。

- 1) 一日後の圧密量 $v_f=0.111$ から圧縮指数 $\lambda$ を求める。初期体積比 $f_0=6.99$ である。
- 2)  $\sqrt{t}$ 法で求めた圧密係数 $c_v=0.05\text{cm}^2/\text{min}$ を用いて透水係数 $k=2.3*10^{-7}$   
( $k=c_v*m_v*\gamma_w$ ,  $m_v$ は体積圧縮係数,  $\gamma_w$ は水の単位体積重量) $\text{cm}/\text{sec}$ を算定する。
- 3) 圧密量-時間曲線において, 120分以降の直線部分の勾配から二次圧密係数 $\alpha$ を  
求める( $\alpha=0.01$ )。
- 4) 一次圧密量で定義する圧縮指数値 $\lambda^*$ と塑性ポテンシャルの定数  $\gamma=0.33$ を仮定す  
る。
- 5) 全圧密量と仮定した $\lambda^*$ 値から一次圧密量 $v_p$ を求め1日後の二次圧密量 $v_f$ を決定  
し, 式(6.3)から二次圧密の初期速度 $\dot{v}_i(1/\text{min})$ を計算する。

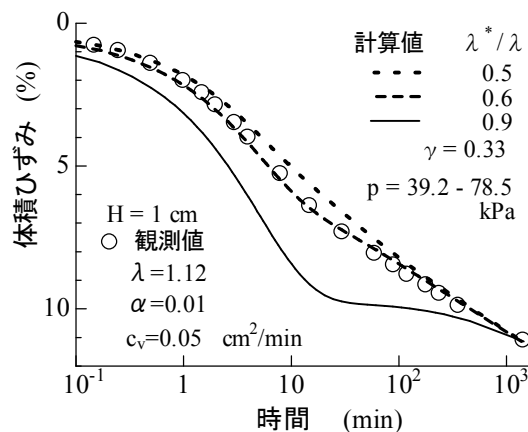


図-6.15 一次元圧密試験結果と圧縮指数比を変えた沈下量-時間曲線

有限要素圧密解析には, 圧密前の初期応力を設定するため静止土圧係数 $K_0$ とポアソン比 $\nu$ が必要である。これらの定数は, 三軸 $\overline{CU}$ 試験結果の $M$ から $K_0=0.37$ ,  $\nu=0.27$ とした。3つの圧縮指数比 $\lambda^*/\lambda$ を仮定して計算した圧密量-時間曲線が, 図-6.15の実線, 破線, 点線である。 $\lambda^*/\lambda=0.9$ と仮定した実線の計算結果は, 1日後の全圧密量に対して9割が一次圧密量となる。この仮定では, 一次圧密終了後に二次圧密の発生が顕著になり, 計算結果と実測値の相違が大きい。これは,  $\lambda^*$ の仮定値が過大なことを表わして

いる。 $\lambda^*/\lambda=0.6$ と仮定した破線の計算結果は、0.5と仮定した点線の結果よりもより実測値に近いが、 $\lambda^*/\lambda=0.6$ の仮定が合理的か否かは確認できない。図-6.15の計算結果から、非排水面に接する底部要素の一次元圧密中における $K_0$ 値の経時変化を図-6.16に示した。 $\gamma=0$ (修正カムクレイモデル)で計算すると、 $K_0$ 値は破線のように圧密の進行とともに増加してしまうので、これを一定値に保つために提案式(6.11)中の $\gamma$ を0.33と仮定した。

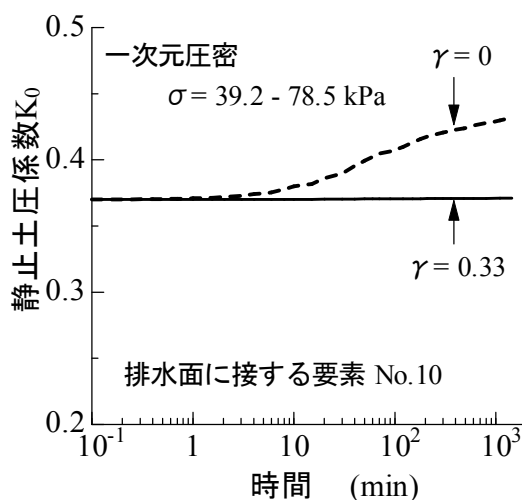


図-6.16 一元圧密中の $K_0$ 値に及ぼす定数 $\gamma$ の影響

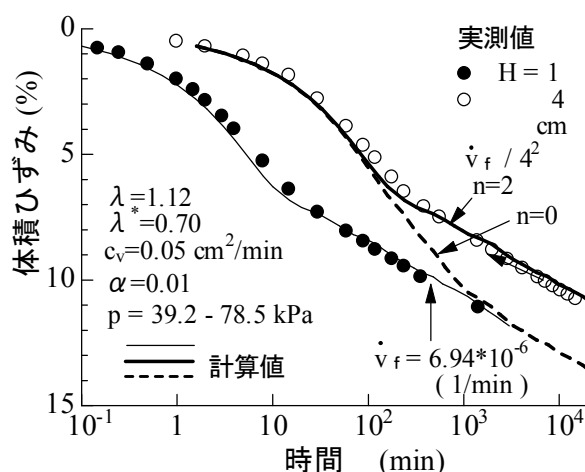


図-6.17 最大排水距離の異なる供試体の圧密量-時間曲線

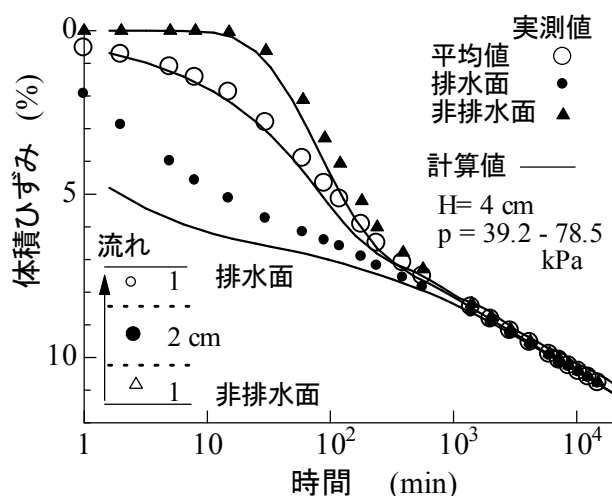


図-6.18 最大排水距離 $H=4\text{cm}$ の圧密量-時間曲線

### 6. 5. 2 有限要素法による一元圧密解析

図-6.17の○記号と●記号は、標準圧密試験の最大排水距離 $H=1\text{ cm}$ と分割型圧密試験( $H=4\text{ cm}$ )から得られた圧密量-時間曲線である。 $H=1\text{cm}$ の $\dot{v}_f$ は、 $\alpha/1440=6.94 \times 10^{-6} \text{ min}^{-1}$ で、この値を利用して計算した結果が細実線である。最大排水距離 $H=4\text{cm}$ の供試体では、式(6.6)の定数 $n=0$ と $n=2$ でそれぞれを求めて計算した結果を太実線と破線で示した。 $n=0$ とした破線はSukljeのアイソタック(仮説B)、 $n=2$ とした実線では実験結果に対応する平行移動型(仮説A)の圧密量-時間曲線が計算される。

図-6.18は、分割型圧密試験の排水面(●記号)と非排水面に接する分割片(▲記号)ならびに平均(○記号)の圧密量-時間曲線である。排水面に接する分割片の計算結果は、圧密前半において実測値とずれているが、非排水面の圧密挙動は実測値とほぼ一致している。分割型圧密試験の4供試体底部で測定した間隙水圧の測定値と計算値を比較したのが図-6.19である。計算された過剰間隙水圧は、全層において実測値よりもやや消散が早い傾向を示すものの、全体的には良く再現できている。いくつかの仮定に基づく計算結果ではあるが、計算に用いた複数の土質定数に関する仮定の妥当性を示すものである。



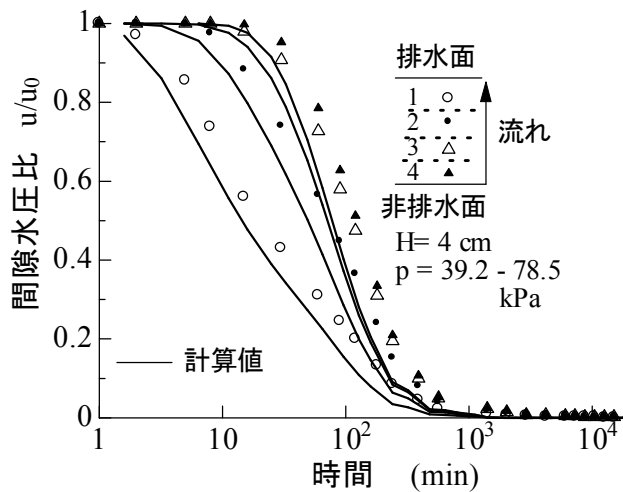


図-6.19 最大排水H=4cmの間隙水圧比—時間曲線

## 6. 6 結 論

泥炭質軟弱地盤で観測される二次圧密に起因すると考えられる長期沈下と室内一次元圧密試験で観察される二次圧密係数を比較検討した。得られた結果を次に示す。

- 1) 泥炭や粘土など複数の地層で構成される軟弱地盤の旧地表面の長期沈下速度は、多層地盤の平均的挙動であるが、一次元圧密試験における泥炭や粘土単独の二次圧密係数と関係する可能性を確認した。
- 2) 泥炭質地盤でも第4章の提案法で、一次元圧密有限要素圧密解析を行い、室内圧密試験結果と現場の長期沈下挙動の類似性を確認した。
- 3) 室内試験により得られた最大排水距離の異なる泥炭の圧密量—時間曲線は仮説Aの平行移動型に近く、Terzaghi理論の $H^2$ 則が成立することを確認した。
- 4) 提案法において、二次圧密の初期速度をどう仮定するかによって平行移動型(仮説A)、Sukljeのアイソタック(仮説B)のいずれの計算結果を得ることを明らかにした。

なお、一次圧密量と二次圧密量を分離測定し、提案法に含まれる定数仮定の妥当性を確認することが今後の課題である。

## 参考文献

- 1) 飯沼孝一, 白子 博明, 赤石 勝, 杉山 太宏 : 圧密沈下対策が実施された泥炭質軟弱地盤の長期沈下と二次圧密, 材料学会, 第11回地盤改良シンポジウム論文集, pp.57-62, 2014年11月.
- 2) Talor ,D.W. : “*Foundamentals of Soil Mechanics*” , JOHN WILEY & SONS, Inc.,1948.
- 3) Bjerrum ,L. : Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays Related to Settlements of Buildings, *Geotechnique*, Vol.17, No.2, pp.81-118.,1967.
- 4) Ladd, C. C. , Foott, R. , Ishihara, K. , Schlosser, F. &Poulos, H. G. : Stress-deformation and strength characteristics, *Proc. 9th Int. Conf. on SMFE, Tokyo, 2*, 421-494. 1976.
- 5) Leroueil,S. ,Kabbaj,M.,Tavenas,F.and Bouchard,R. : Stress-strain-strain rate relationship for the compressibility of sensitive natural clays, *Geotechnique*, 35, No.2, pp. 159-180., 1985.
- 6) Nash,D. : Modelling the effects of surcharge to reduce long term settlement of reclamations over soft clays : a numerical case study, *Soils and Foundations*, Vol.41, pp. 1-31.,2001.
- 7) Taylor, D.W. and Merchant, W. : A theory of clay consolidation accounting for secondary compression, *Jour. Math. and Phy.* Vol.19, pp.167-185 .,1940.
- 8) Wahls, H.E. : Analysis of primary and secondary consolidation, *Proc. ASCE, Sm6*, pp.207-231.,1962.
- 9) Barden, L. : Primary and secondary consolidation of clay and peat, *Geotechnique*, Vol.18, pp.1-24, 168.,1968.
- 10) Aboshi, H. : An experimental investigation on the similitude in the consolidation of a soft clay including the creep settlement, *Proc. 8th ICSMFE, Vol.4.3*, pp.88.,1973.
- 11) Mesri, G. and Rokhsar, A. : Theory of Consolidation for Clays, *Proc. of ASCE, Vol.100*,

- 12) Sekiguchi, H. and Torihara, M. : Theory of One Dimensional Consolidation of Clays with Consideration of their Reological Properties, Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp27-44.,1976 .
- 13) 稲田倍穂, 赤石勝 : ダイレイタンシーを考慮した一次元圧密解析, 土質工学会論文報告集, Vol.20, No.2, pp.119-127., 1980.
- 14) Yin,J.H. & Graham,J. : Elastp-visoco-plastic modeling of one-dimensional consolidation, Geotechnique, 35, No.2, pp. 159-180., 1996.
- 15) Weber,W.G. : Performance of embankments constructed over peat,Prpc. Of ASCE,SM1,pp.53-76.,1969.
- 16) 竹嶋正和 : 軟弱地盤盛土における長期沈下に関する二, 三の知見, 土と基礎, Vol.27, No3, pp.37-44., 1979.
- 17) 日本道路協会 : “道路土工軟弱地盤対策工指針”, pp.60, 1986.
- 18) 白子博明, 杉山太宏, 外崎明, 赤石勝 : 一次元圧密中に発生する二次圧密の推定, 土木学会論文集C, Vol.64, No.3, pp.565-570., 2008.
- 19) 飯沼孝一, 今井誉人, 赤石勝, 杉山太宏 : 一次元圧密における有効応力経路と塑性ポテンシャル,土木学会論文集C(地圏工学),Vol71,No.2, pp.119-124, 2015.
- 20) 日本道路公団試験所 : “軟弱地盤における盛土おける事例集 技術資料” 第302号, 1977.
- 21) 松尾啓, 山口晴幸, 大平至徳 : 泥炭の二次圧密係数について : 土質工学論文報告集Vol,No.1, pp.139-150, ,March,1986.
- 22) Smith, I.M. : “*Programing the finite element method with application to geomechanics*”, John Wiley & Sons, Inc., 1982.
- 23) Owen, D. R. J. and Hinton, E. : “*Finite Elements in Plasticity*”, Pineridge Press Limited. 1980.

## 第7章 結 言

「軟弱地盤の慣用的沈下解析法の高精度化に関する研究」と題する本論文は7章からなる。以下の各章の結論を述べる。

1章では、本研究の背景、目的と構成及び位置付けを記述した。

2章では、①市販の弾塑性圧密 FE ソフトにおける弾塑性構成式により計算された圧密度  $U$ —時間係数  $T_v$  関係の圧密度  $U$  が、圧縮指数  $\lambda$  から算出したひずみの圧密度  $U_e$  でない場合があること確認した。②慣用設計では、一般に沈下速度が遅くなると言われているがひずみの圧密度  $U_e$  で算定することで、一部解決できることを示した。③提案したプログラムによる手法は、弾塑性モデルではないが非線形モデルで、圧密度—時間関係を精度良くに再現できることを明らかにした。④代表的な弾塑性モデルの修正カムクレイが組み込んである市販の弾塑性圧密 FE ソフトでは、一次元圧密中の  $K_0$  値が一定ではなく、変化する結果になることを示した。⑤層厚換算法の問題では、層厚換算法が二層地盤における層境界の水の流れの連続条件を考慮していないため、圧密の後半の圧密沈下量時間曲線が大きく異なることを示した。⑥一次元圧密有限要素法では、棒要素、三角形要素による影響と層を構成する要素数に影響は、少ない結果を確認した。⑦差分法では、層を構成する要素が少ないと圧密前半に、若干異なる結果となることを検証できた。⑧このことより慣用設計でも、多層地盤の圧密時間関係は、簡易に算定できる一次元圧密有限要素法の棒要素で算定する有用性を明らかにした。

3章では、①三笠のひずみに関する圧密方程式でも、二次圧密を考慮した一次元圧密解析に利用できることを明らかにした。②標準圧密試験で観測される全圧密量の経時変化に近い計算結果を得るには、一次圧密量を全圧密量の6割程度に仮定する必要がある、二次圧密は一次圧密終了後ではなく、圧密初期から発生していること示すことができた。③一次元圧密試験の圧密度—時間曲線は、最大排水距離や圧密荷重増分の影響を受けるが、一次圧密比  $r$  を一定と仮定し、圧密係数  $c_v$  の大きさを変化させる

計算によって実測値に近い結果が得られた。④圧密荷重増分が1よりも小さい場合には、荷重増分比1の圧密試験から得られる圧密係数を1桁近く減少させることを明らかにした。

4章では、①一次元圧密条件下で観察される二次圧密量と粘塑性流動則から、二次圧密の各方向ひずみ成分を求める新たな塑性ポテンシャル利用法を提案した。②塑性ポテンシャルに含まれる係数をどう設定するかによって、一次元圧密の有効応力経路を実測値と同じように計算でき、圧密前後の静止土圧係数も実測値と一致することを示した。③塑性ひずみと粘塑性ひずみの計算において、塑性ポテンシャルの係数を使い分けることで二次圧密中の静止土圧係数の増加を説明できる可能性を明らかにした。

5章では、まず、差分法と有限要素法の比較から、①等分布荷重による自由ひずみ条件の差分法と有限要素法による計算結果は、等ひずみで行われた吉国・住岡のサンドドレーンの模型実験結果とほぼ一致した。また等ひずみのBarron解の方が実測値との差が大きかった。

次に、載荷面の変形条件から、②載荷面の変形条件は圧密度50%以降の圧密度と時間係数の関係にほとんど影響しない。圧密度50%以前への影響も大きくない。実用的には、数値解析の容易な自由ひずみ条件による圧密解析で不具合ないことを明らかにした。

さらにサンドドレーンの模型実験と数値解析の結果から、③密詰め時の砂柱直径が大きくなるほど圧密沈下量は減少することを確認した。ただし、沈下速度には影響しないことを確認した。④等ひずみ条件の圧密では、緩詰め状態でも砂柱への応力集中によって圧密沈下量が減少することを確認した。粘土部の体積圧縮係数 $m_v$ のみを減少させて計算したBarron解による沈下曲線は、実測値とよく一致することを確認した。⑤緩詰め、密詰めに関わらず、等ひずみ圧密終了後に切り出した粘土の一軸圧縮強度 $q_u$ は、圧密荷重に対応した強度より小さいため、砂柱部への応力集中によるものと考えられる。⑥等ひずみ条件の有限要素解析では、砂のヤング係数を粘土よりも大きく

設定することで、緩詰め砂柱への応力集中効果を表現できることを確認した。サンドドレーンの有限な透水係数と圧縮性を考慮できる有限要素解析による圧密解析の有用性を確認した。

6章では、①泥炭や粘土など複数の地層で構成される軟弱地盤の旧地表面の長期沈下速度は、多層地盤の平均的挙動であるが、一次元圧密試験における泥炭や粘土単独の二次圧密係数と関係する可能性を確認した。②泥炭質地盤でも第4章の提案法で、一次元圧密有限要素圧密解析を行い、室内圧密試験結果と現場の長期沈下挙動の類似性を確認した。③室内試験により得られた最大排水距離の異なる泥炭の圧密量-時間曲線は仮説Aの平行移動型に近く、Terzaghi理論の $H^2$ 則が成立することを確認した。④排水距離の異なる圧密速度を求めることにおける提案法において、二次圧密の初期速度をどう仮定するかによって平行移動型(仮説A)、Sukljeのアイソタック(仮説B)のいずれの計算結果を得ることを明らかにした。

7章は、結論である。本研究の問題点や今後に残されている検討課題について述べた。最後に、本研究で残された主要な課題は、次のようである。①一次元圧密における全圧密中の一次圧密と二次圧密の割合の決定法、②提案した塑性ポテンシャルの係数決定法、③二次圧密の収束に対するモデル、④多次元の圧密解析モデル開発、となる。今後も、この課題に挑戦し、社会に貢献できる研究を続けていく所存である。

以上

## 用語の定義

### 第1章

$N$  値：標準貫入試験の打撃回数

$S$ ：双曲線法で予測される沈下量

$S_0$ ：双曲線法で予測する開始沈下量

$t$ ：任意時間

$t_0$ ：双曲線法で予測する開始時刻

$a, b$ ：双曲線の予測する定数

$\beta$ ：二次圧密速度(=沈下量/ $\log\Delta t$ )

$\alpha$ ：二次圧密係数(体積ひずみで定義するもの)

$H$ ：軟弱地盤対象層厚

$U$ ：圧密度

$T_v$ ：時間係数

$e$ ：間隙比

$e_1$ ：標準圧密試験間隙比

$e_2$ ：現場予測間隙比

$S$ ：全沈下量

$S_i$ ：即時沈下量

$S_c$ ：圧密沈下量

$K_0$ ：静止土圧係数

### 第2章

$U$ ：圧密度

$T_v$  : 時間係数  
 $Z$  : 圧密層の深さ  
 $H$  : 圧密層の厚さ  
 $t$  : 圧密経過時間  
 $u$  : 間隙水圧  
 $u_i$  : 初期間隙水圧  
 $M, m$  : Terzaghi 理論における比例定数  
 $U_e$  : ひずみ量で定義した圧密度  
 $U_\sigma$  : 間隙水圧(有効応力)で定義した圧密度  
 $\varepsilon_f$  : 最終鉛直ひずみ  
 $m_v$  : 体積圧縮係数  
 $C_c$  : 圧縮指数( $e-\log P$  の勾配)  
 $dp_0$  : 初期盛土荷重  
 $dp_f$  : 最終盛土荷重  
 $dp$  : 荷重増分  
 $\sigma_{y0}$  : 載荷前鉛直有効応力  
 $U_e$  : ひずみ量で定義した圧密度  
 $U_\sigma$  : 間隙水圧(有効応力)で定義した圧密度  
 $\lambda$  : 圧縮指数( $e-\ln p$  の自然対数で定義されるもの,  $\lambda = c_c * 0.4343$ )  
 $\kappa$  : 膨張指数( $e-\ln p$  の自然対数で定義されるもの,  $\kappa = c_s * 0.4343$ )  
 $\nu$  : ポアソン比  
 $y$  : 一次元圧密解析の深さ  
 $K_0$  : 静止土圧係数  
 $\varepsilon$  : 体積ひずみ



$T$  : 経過時間  
 $c_v$  : 圧密係数  
 $\varepsilon_f$  : 圧密度  $U=100\%$  の体積ひずみ  
 $\sigma'_y$  : 鉛直有効応力  
 $u_0$  : 初期間隙水圧  
 $k$  : 透水係数  
 $K_0$  : 静止土圧  
 $M$  :  $p - q$  平面上の CSL の勾配  
 $t_{50}$  : 圧密度  $50\%$  の圧密経過時間  
 $u_0$  : 初期間隙水圧  
 $\underline{K}$  : 剛性マトリックス  
 $\underline{C}$  : 連成マトリックス  
 $\underline{P}$  : 透水マトリックス  
 $\underline{d}_0$  : 節点変位  
 $\underline{d}_1$  :  $\Delta t$  後の節点変位  
 $\underline{u}_0$  : 節点水圧  
 $\underline{u}_1$  :  $\Delta t$  後の節点水圧  
 $\underline{F}$  : 節点外力  
 $\underline{D}$  : 応力—ひずみマトリックス  
 $\beta$  : 定数  $(= 1.5(1-\nu)/(1+2\nu))$   
 $\nu$  : ポアソン比  
 $G$  : 定数  $(= f * p / \lambda)$   
 $E$  : ヤング係数 (弾性係数)  
 $\Delta e$  : 間隙比の増分

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量

$l_A$  : 上層の層厚

$l_B$  : 下層の層厚

$S$  : 全沈下量

$S_1$  : 上層の沈下量

$S_2$  : 下層の沈下量

$f_0$  : 初期体積比(=  $1 + e_0$ )

$p'$  : 平均有効応力

$q$  : 偏差応力

$\eta$  : 応力比(= $q/p$ )

### 第3章

$\Delta v$  : 一次元圧密粘土の全体積ひずみ増分

$\Delta v_p$  : 一次圧密の体積ひずみ増分

$\Delta v_s$  : 二次圧密の体積ひずみ増分

$m_p$  : 一次圧密量で定義する体積圧縮係数

$\alpha$  : 体積ひずみで定義した二次圧密係数

$\dot{v}_i$  : 二次圧密の初期速度

$\dot{v}_s$  : 二次圧密速度

$\Delta p$  : 鉛直有効応力増分

$t$  : 圧密時刻

$t_i$  : 二次圧密の開始時刻

$v$  : 体積ひずみ

$c_v$  : 圧密係数

$y$  : 圧密層内の位置  
 $\dot{v}$  : 体積ひずみ速度  
 $v_f$  : 一日後の全圧密量の体積ひずみ  
 $t_L$  : 標準圧密試験の1日(=1440分)後の経過時間  
 $\dot{v}_f$  : 全圧密量を決定した  $t_f$  における体積ひずみ速度  
 $c_v^*$  :  $m_p$  で定義した圧密係数  
 $H$  : 排水層の距離  
 $\underline{K}$  : 剛性マトリックス  
 $\underline{C}$  : 連成マトリックス  
 $\underline{P}$  : 透水マトリックス  
 $\underline{d}_0$  : 節点変位  
 $\underline{d}_1$  :  $\Delta t$  後の節点変位  
 $\underline{u}_0$  : 節点水圧  
 $\underline{u}_1$  :  $\Delta t$  後の節点水圧  
 $\underline{F}$  : 節点外力  
 $\underline{F}_s$  : 二次圧密  $v_t$  による等価節点力  
 $\underline{B}$  : ひずみ-変位マトリックス  
 $\underline{D}$  : 弾性応力-ひずみマトリックス  
 $\underline{\varepsilon}_s$  : ひずみマトリックス

#### 第4章

$v$  : 一次元圧密粘土の全体積ひずみ  
 $v_e$  : 一次圧密の体積ひずみ(=弾性体積ひずみ)  
 $v_p$  : 一次圧密の体積ひずみ(=塑性体積ひずみ)

$v_s$  : 二次圧密の体積ひずみ (= 粘塑性体積ひずみ)  
 $\lambda^*$  : 一次圧密量で定義する圧縮指数  
 $\lambda$  : 全圧密量で定義する圧縮指数  
 $p_0, p$  : 圧密前後の平均有効応力  
 $f_0$  : 初期体積比  
 $\alpha$  : 体積ひずみで定義した二次圧密係数  
 $\dot{v}_i$  : 二次圧密の初期速度  
 $\dot{v}_s$  : 二次圧密速度  
 $t_{90}$  : Terzaghi 圧密理論における圧密度 90% 時間係数  
 $v_{sf}$  : 一日後の全圧密量の体積ひずみ  
 $\dot{v}_{sf}$  : 全圧密量を決定した  $t_{sf}$  における体積ひずみ速度  
 $F$  : 降伏関数  
 $Q$  : 塑性ポテンシャル  
 $q$  : 偏差応力  
 $p$  : 平均有効応力 (プライムを省略している)  
 $M$  :  $p$  -  $q$  平面上の CSL の勾配  
 $p_0$  :  $K_0$  圧密時の平均有効応力  
 $\gamma_p$  : 塑性ひずみに関する塑性ポテンシャル係数  
 $\gamma_s$  : 粘塑性ひずみに関する塑性ポテンシャル係数  
 $\dot{\varepsilon}_s$  : 一次圧密における二次圧密による体積ひずみ速度  
 $\underline{K}$  : 剛性マトリックス  
 $\underline{C}$  : 連成マトリックス  
 $\underline{P}$  : 透水マトリックス  
 $\underline{d}_0$  : 節点変位

$d_1$  :  $\Delta t$  後の節点変位  
 $u_0$  : 節点水圧  
 $u_1$  :  $\Delta t$  後の節点水圧  
 $F$  : 節点外力  
 $E_p$  : 塑性ひずみ  $v_p$  による等価節点力  
 $E_s$  : 粘塑性ひずみ  $v_s$  による等価節点力  
 $B$  : ひずみ-変位マトリックス  
 $\sigma$  : 有効応力成分  
 $D_e$  : 弾性応力-ひずみマトリックス  
 $\varepsilon_p$  : 塑性ひずみマトリックス  
 $\varepsilon_s$  : 粘塑性ひずみマトリックス  
 $dv$  : 要素微小部分の体積  
 $K_0$  : 静止土圧係数  
 $K_{0i}$  : 初期静止土圧係数  
 $t_{100}$  : Terzaghi 圧密理論における圧密度 100% 時間係数  
 $\eta$  : 応力比 ( $=q/p$ )  
 $m_v$  : 体積圧縮係数  
 $e_0$  : 初期間隙比  
 $\nu$  : ポアソン比  
 $\kappa$  : 膨張係数  
 $\phi'$  : せん断抵抗角  
 $k$  : 透水係数  
 $\sigma_y$  : 鉛直有効応力

## 第5章

$u$  : 過剰間隙水圧

$t$  : 圧密時間

$r$  : 半径方向の距離

$c_h$  : 水平方向の圧密係数

$k_h$  : 水平方向の透水係数

$m_v$  : 体積方向の体積係数

$\lambda$  : 圧縮指数 ( $e - \ln p$  の自然対数で定義されるもの,  $\lambda = C_c * 0.4343$ )

$\kappa$  : 膨張指数 ( $e - \ln p$  の自然対数で定義されるもの,  $\kappa = C_s * 0.4343$ )

$\nu$  : ポアソン比

$e_0$  : 初期間隙比

$K_0$  : 静止土圧係数

$M$  :  $p - q$  平面上の CSL の勾配

$\sigma'_{y0}$  : 載荷前鉛直有効応力

$\Delta \varepsilon_f$  : 最終圧密量 (一次元化の体積ひずみ)

$\sigma_{y0}$  : 載荷後鉛直有効応力

$f_0$  : 初期体積比 ( $= 1 + e_0$ )

$P$  : 平均有効応力 (プライムは省略)

$q$  : 偏差応力

$K$  : 主応力比 ( $= \sigma_r / \sigma_a$ )

$\sigma_r$  : 半径応力

$\sigma_a$  : 軸応力

## 第6章

$C_a$  : 間隙比で定義した二次圧密係数  
 $dv$  : 現場圧密量  
 $e_y$  : 現場間隙比  
 $p_c$  : 圧密降伏荷重  
 $m_i$  : 想定原位置体積圧縮係数  
 $\varepsilon_1$  : 一日後の圧密量  
 $\varepsilon_2$  : 現場の圧密量  
 $e_1$  : 標準圧密試験の一日後の間隙比  
 $e_2$  : アイソタック則での現場の間隙比  
 $\alpha$  : 体積ひずみで定義した二次圧密係数  
 $\varepsilon_A$  : 軸ひずみで定義した二次圧密係数  
 $\alpha_v$  : 等方圧密試験における体積ひずみで定義した二次圧密係数  
 $\eta$  : 応力比 ( $=q/p'$ )  
 $v$  : 体積ひずみ  
 $D$  : ダイレイタンシー係数  
 $\phi'$  :  $\overline{CU}$  試験によるせん断抵抗角  
 $OCR$  : 過圧密比

## 謝 辞

本論文は、著者が東海大学大学院（博士課程前期）を終了してから、株式会社オオバに在職し、24年間余りの間の研究成果を取りまとめたものである。

東海大学名誉教授 赤石勝先生には、学部時代より本研究の機会を与えていただくとともに、博士論文全般にわたりご指導をいただいた。特に、株式会社オオバでの軟弱地盤の土工問題に関して、赤石先生には、卒業後も電子メールや定期的な勉強会にて、懇切丁寧にご指導をしていただきました。ここに、深謝の意を表す。

東海大学土木工学科教授 杉山太宏先生には、学会活動や査読付き論文への投稿時には、懇切丁寧なご指導をいただいた。本論文のとりまとめに関してもご助言をいただいたことに、感謝の意を表す。

東海大学名誉教授 近藤博先生には、東海大学工学研究科土木工学科(博士課程前期)在籍のときに、研究に対する取り組み姿勢や研究成果のとりまとめに関して、貴重なご指導をいただき、感謝の意を表す。

東海大学土木工学科教授 笠井哲郎先生には、論文博士審査の主査を務めていただき、論文博士の申請書類や審査会及び公聴会の対応や博士論文のとりまとめに関して、的確なご助言をいただき、ここに感謝の意を表す。

金沢工業大学環境土木工学科教授 外崎明先生には、 $K_0$ 三軸圧縮試験の貴重なデータを無償でご提供いただき、数値解析上の結果の確認に利用させていただいたことに、深く感謝の意を表す。

台湾国立中央大学土木系名誉教授 張恵文先生と台湾国立中央大学土木系教授 黄文超先生には、Taiwan Geotechnical Society への投稿の際には、格段の配慮をいただいたことに、深く感謝の意を表す。

東海大学土木工学科教授 梶田佳孝先生、三神厚先生、日本大学理工学部交通システム工学科教授 峰岸邦夫先生には、博士論文の審査にあたり、論文の細部にわたり、



確認をしていただき、ご指導いただいたことに感謝の意を表する。

東海大学土木工学科先輩の山田道男博士と白子博明博士には、建設コンサルタントに勤務しながら研究をする姿勢や研究の進め方などを懇切丁寧に、ご助言をいただいた。ここに、心より感謝の意を表する。

また、東海大学土木工学科後輩の小野田ケミコ(株)今井誉人主査と株式会社オオバ梶山憲介係長、株式会社横河システム杜磊氏には研究成果をとりまとめるのに、相談に乗っていただき感謝の意を表する。

また、東海大学土木工学科 赤石研究室、近藤研究室、杉山研究室の卒研究生、院生の皆様と土質実験や数値解析等を一緒にできたことに、感謝の意を表する。

最後に、本研究の活動支援をしてくれた株式会社オオバ関係者と小職の家族に、心より感謝の意を表する。