

パ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

住岡宣博*・吉國 洋**

室内模型実験および有限要素解析によってパーチカルドレーンによる圧密の変形挙動を検討した。鉛直応力や体積ひずみは圧密終了時に一様分布とならず、排水面に近いほど鉛直有効応力も体積ひずみも大きい。この不均一化は排水面近傍粘土要素への応力集中に原因し、粘土の体積変形の非可逆性由来すると考える。本研究は弾塑性圧密理論の立場でこの問題を検討した。

Keywords : vertical drain, clay, consolidation, model test, soil test, finite element analysis, elasto-plasticity, stress distribution

1. ま え が き

サンドドレーンで改良された実地盤の調査結果から、ドレーン間の粘土には最終的に不均一な応力やひずみの分布が生じることを確認した¹⁾。この挙動は、Barron²⁾が提案したパーチカルドレーンの解析法を基本にした設計法での予測とは性格を異にしている。すなわち、弾性圧密論によると圧密最終状態では応力やひずみは一様に分布するのであるが、実地盤ではこれとは異なり、排水面付近への顕著な応力集中が生じている。これは、実際の粘土が弾塑性材料であるために生じる、弾性圧密理論では説明できない現象のひとつと判断される。特に、パーチカルドレーンの場合には排水方向と変位方向が異なるので、粘土の内部挙動を詳細に調査する必要がある。従来、現場の圧密が設計理論どおりに進行しない理由のひとつに、パーチカルドレーン打設時の粘土の攪乱の問題が指摘され、多くの理論的研究³⁾⁻⁵⁾や実験的研究⁶⁾⁻⁸⁾が行われてきた。攪乱の問題は、圧密挙動の解釈を複雑にする。前述の調査結果も、排除型サンドドレーンによる改良地盤から得られたものなので、不均一な応力やひずみの分布には施工時の攪乱の影響も含まれており、パーチカルドレーンの圧密メカニズムを考える上で障害となる。そこで著者は、粘土の不均質性や攪乱の問題を取り除き、変形が平均的に K_0 で等鉛直ひずみ、排水が内向き放射流れの場合の圧密変形メカニズムを解明するために室内模型実験を行い、粘土の圧密挙動を調べた。そして弾性および弾塑性有限要素法を用いた模型実験のシミュレーション解析を行いパーチカルドレーンによる圧密の変形メカニズムについて考察した。

表-1 試料の物理的性質

液性限界 W _L (%)	塑性限界 w _s (%)	液性指数 I _p	土粒子密度 ρ _s
116.5	45.4	71.1	2.623

2. 模型実験

(1) 使用した試料

実験に用いた試料は、広島湾五日市沖より採取した広島粘土を室内で練り返し再圧密したもので、その物理的性質は表-1に示すとおりである。試料の作成手順は以下のとおりである。まず粘土をスラリー状にして、420 μm のふるいに通して粗粒分を除去し、含水比を液性限界の約2倍(約230%)に調整した。含水比の調整を行った試料を脱気槽に入れ、24時間の真空脱気を行った。脱気を終えた粘土スラリーを直径247.4 mm、高さ400 mmの円筒圧密容器に静かに流し込み、24時間自重圧密させる。その後、復動式ペロフラムシリンダーによる載荷装置を設置し載荷圧密を行う。載荷は、0.1 kgf/cm²~0.5 kgf/cm²を三段階載荷とし、0.1 kgf/cm²と0.2 kgf/cm²の場合がそれぞれ2日間、0.5 kgf/cm²の場合は3t法によって載荷期間を定めた。排水は、両面排水である。

(2) サンドドレーン模型地盤の作成

この実験では、人為的操作による粘土の攪乱を極力避けるために、試料作成からサンドドレーンによる圧密までを、同一の圧密容器で行った。0.5 kgf/cm²の荷重による圧密を終えると、圧密容器から載荷装置を取り外し、前述の試料の中心を木工用ドリルで慎重に削孔した。この時ドレーン下端には2 cm程度の粘土層を残した。これは後述する粘土下面を非排水条件に近づけるための措置である。次にこの孔に注水した後、豊浦標準砂を自然

*正会員 中電技術コンサルタント(株)土木第二本部総括課長
(〒734 広島市南区出汐2-3-30)

**正会員 工博 広島大学教授 工学部第四類

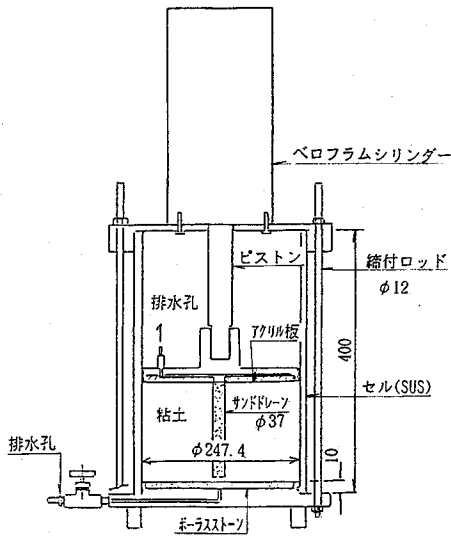


図-1 圧密実験装置

表-2 実験ケース

試験番号	ドレーン径 d_v (mm)	初期含水比 w_0 (%)	圧密応力 (kgf/cm ²) $\sigma_{20} \rightarrow \sigma_z$	圧密時間 γt
T1.7	37	102.9	0.5 \rightarrow 1.5	1.7 t
T3.2	37	100.2	0.5 \rightarrow 1.5	3.2 t
T5.0	37	101.2	0.5 \rightarrow 1.5	5.0 t
ST1	18	100.0	0.5 \rightarrow 1.5	2.0 t

落下で静かに充填し、サンドドレーンを設置した。その後載荷装置を再度設置し、0.5 kgf/cm²の圧密応力のもとで2日間予圧密して、サンドドレーンと粘土の応力状態を安定させ、模型地盤を作成した。尚、載荷装置を取り外した際、これに装着していたポーラスストーンを中心部に孔を開けたアクリル板に取り替えて粘土上面は非排水とした。粘土下面については排水孔を閉じて非排水条件に近づけた。この措置によって概ねサンドドレーンによる排水と見做しても差し支えないと判断している。サンドドレーンの径、排水長の縮尺は実モデルの凡そ1/10程度に相当する。また、この時の模型地盤高は約160 mmである。模型地盤を含む圧密実験装置を図-1に示す。

(3) 実験方法

a) 実験ケース

実験はφ37 mmとφ18 mmの二種類のサンドドレーン径について行った。作成した模型地盤を復動式ベロフラムシリンダーを用いて1.5 kgf/cm²の荷重で鉛直等ひずみに圧密する。載荷は瞬時載荷とした。圧密放置時間は土質試験法に示されているγt法⁹⁾に従い、1.7 t~5 tの間で変化させた。実験ケースを表-2に示す。なお、ST1の実験では、排水面付近粘土への鉛直応力の集中

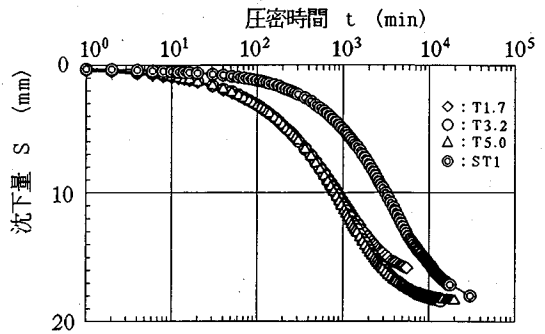


図-2 模型地盤の時間・沈下曲線 ($\sigma_z=1.5$)

過程を調べた。

b) 含水比試験

所定の圧密時間に達したものは圧密容器から慎重に取り出し、ドレーン周囲から同心円状に1 cm刻みに試料を切り出し含水比試験を行った。この試験結果をもとに排水面と非排水面間の粘土の含水比分布を調べた。また、この結果を用いて間隙比やひずみを算定した。

c) 一軸圧縮試験

排水面と非排水面間の粘土の強度分布を調べるためにJIS規格とは異なり、直径2 cm、高さ4 cmのミニ供試体を作成して一軸圧縮試験を行った。供試体寸法を変化させた場合の一軸圧縮試験結果の評価についての報告¹⁰⁾によると、同寸法の供試体による試験結果は標準寸法の場合とほぼ同等である。試験時のひずみ速度は1%/minである。ミニ供試体用の試料採取中心位置は排水面から1 cm刻みに半径方向に9点とした。これを上層と下層について実施し、一つの模型地盤につき合計18試料の一軸圧縮試験を行った。

3. 実験結果と考察

(1) 圧密曲線形状

前述の実験ケースの時間沈下曲線を図-2に示す。同図中、T3.2 (○印)とT5.0 (△印)はほぼ同一の曲線形状を示しているため、両曲線は重なり合っている。その曲線形状から判断すると、この二つのケースは既に十分な2次圧縮段階にある。一方、T1.7の場合是一次圧密がほぼ終了した程度と推察される。また、ドレーン径が18 mmの模型地盤ST1もT1.7と同様に、一次圧密がほぼ終了した程度と判断される。

(2) 含水比の分布性状

今回の実験では、各々の模型地盤から六本ずつの含水比分布曲線を求めた。上層部は載荷板周囲にOリングを装着していたものの結果的にセル内周囲との間に完全には非排水状態が保てなかった。また下層部はポーラスストーンとドレーン間での排水の影響の可能性が考えら

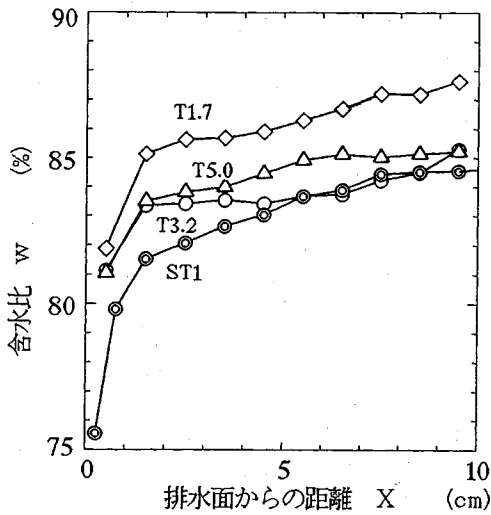


図-3 含水比の半径方向分布

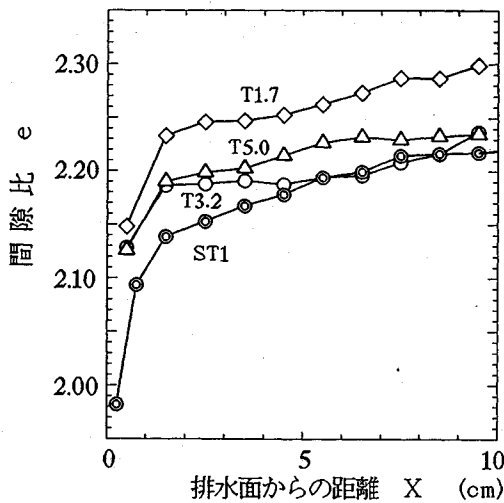


図-4 間隙比の半径方向分布

れるので、ここでは中間部で得られた代表結果を図-3に示す。同図の横軸はサンドドレーンの外周面(排水面)からの半径方向の距離を示している。これによると、含水比は半径方向に一樣とはならず、排水面側に近いほど低くなっている。このことは、排水面に近いほど、より大きな圧密応力のもとで圧密されたことを示している。特に排水面近傍 $x \leq 2$ cm での含水比の低下が著しい。全体としては放物線形状の分布を示す。この傾向は圧密時間の違いによらない。ST1では排水面近傍の含水比をより詳細に調べている。排水面から5 mm幅の部分の含水比は極めて低く、ドレーンと粘土の境界面付近では極端な応力集中が生じていることを示している。

(3) 間隙比の分布性状

前節に示した含水比の半径方向の場合と同様に、間隙

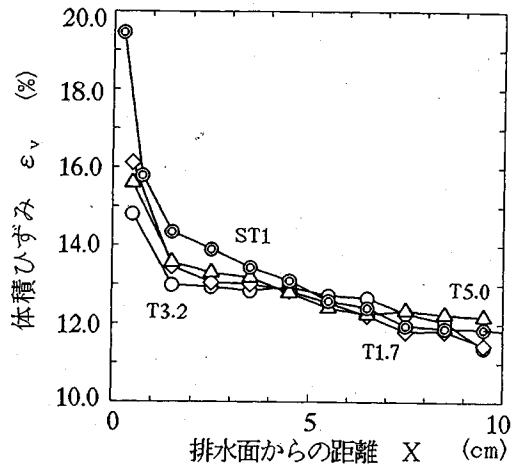


図-5 体積ひずみの半径方向分布

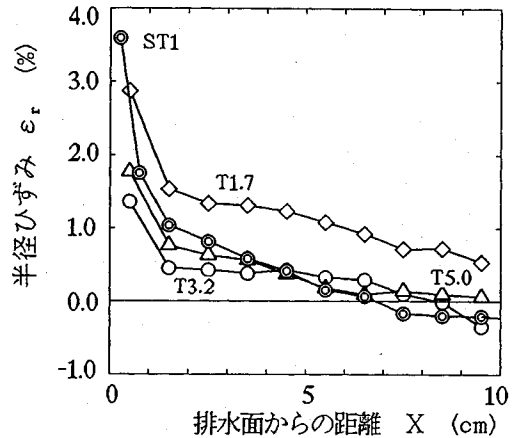


図-6 半径ひずみの半径方向分布

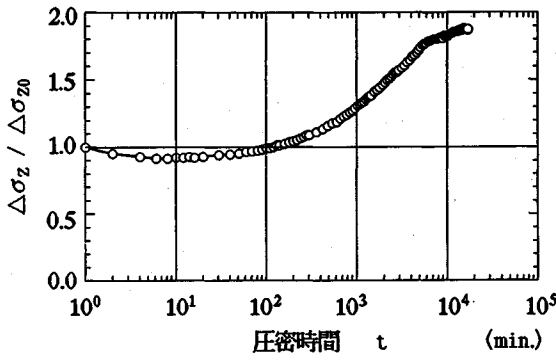
比の半径方向分布を整理したのが図-4である。この試験は飽和条件を満足しているので、間隙比は含水比 w と土粒子の密度 ρ_s から算定した。間隙比の分布形が、前述の含水比の分布性状と相似形になるのは当然であるが、排水面近傍と非排水面側の間隙比の差は、T1.7の場合で0.15前後、ST1の場合では0.22前後にも達している。図は割愛するが、参考のために、標準圧密試験から求めた $e \sim \log p$ 曲線をもとに圧密応力増分の比を推定すると、排水面側には非排水面側の1.5倍~2.0倍相当以上の応力が作用したことになる。

(4) 体積ひずみ ϵ_v の分布性状

サンドドレーンによる圧密開始時の含水比 w_0 から求めた初期間隙比 e_0 と、前節に示した圧密後の間隙比 e から、式(1)で体積ひずみ ϵ_v を求めた。

$$\epsilon_v = \ln[(1+e_0)/(1+e)] \times 100 \quad (\%) \dots \dots \dots (1)$$

図-5に ϵ_v の半径方向分布を示す。この結果によると各ケースともほぼ同一の傾向と値を示しており、 ϵ_v に



図一七 排水面周辺粘土の鉛直全応力の経時変化 ($\Delta\sigma_{z0}=1.0$ kgf/cm²)

ついても排水面側のひずみが大きい。また圧密時間の違いによる分布形状の差異は認められないことから、体積ひずみの分布形は2次圧密段階以降も長期間にわたってほぼ一定の形を保持するものと考えられる。

(5) 半径ひずみの分布性状

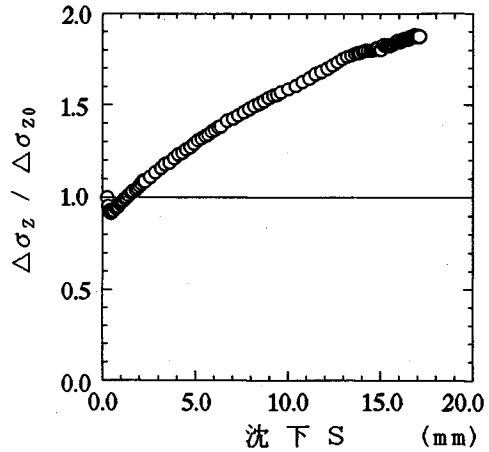
前節に示した体積ひずみ ϵ_v と鉛直ひずみ ϵ_z から、式(2)で半径ひずみ ϵ_r を求めた。 ϵ_z は初期の試料高さと同圧密終了後の試料高さをもとに、対数ひずみで表現したものである。

$$\epsilon_r = 1/2 (\epsilon_v - \epsilon_z) \dots \dots \dots (2)$$

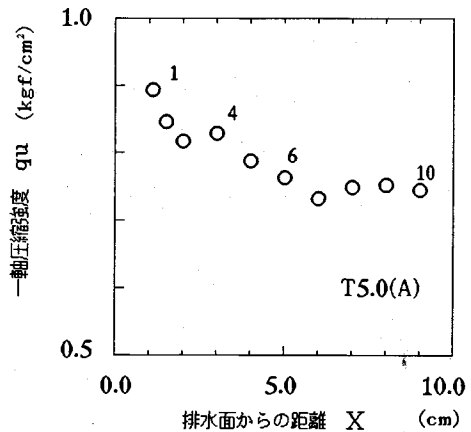
図一六に ϵ_r の半径方向分布を示す。これによると、排水面側で大きな正のひずみが発生し、排水面から離れるにしたがって負のひずみに変化する傾向にある。粘土の構造骨格に弾性を仮定した理論では、圧密初期に同様なひずみ状態が生じた後、圧密終了時には $\epsilon_r=0$ の一様状態に回復するが、実際の粘土では塑性成分が卓越し、ひずみは残留することを示している。この結果は半径方向の応力 σ_r も粘土要素内で非一様分布することを表しており、その大きさは排水面側ほど大きいことになる。尚、圧密時間の短い T 1.7 の場合に ϵ_r がすべて正の値となるのは、サンドドレーンの径が圧密期間中に増加したことに相当する。

(6) ドレーン周辺粘土への応力集中過程

前節までの結果から、パーチカルドレーンによる圧密では、圧密終了時点においても粘土地盤内の半径方向に非一様な応力分布が存在することが明らかとなった。特にドレーン周辺への応力集中が顕著である。ここでは、この応力集中過程を明らかにするために実施した ST 1 の鉛直全応力の測定結果を示す。鉛直全応力の測定は、サンドドレーンへの応力集中成分の影響をできるだけ排除するために、ドレーン径 18 mm の場合についてのみ行った。実験は、容器の底部を特殊加工して、その中心部に $\phi 65$ mm の土圧計を埋め込んだ円筒圧密容器で実施した。図一七にこの土圧計で測定した鉛直全応力増分の経時変化を示す。図の縦軸は、任意時間の鉛直全応力



図一八 排水面周辺粘土の鉛直全応力と沈下量の相関

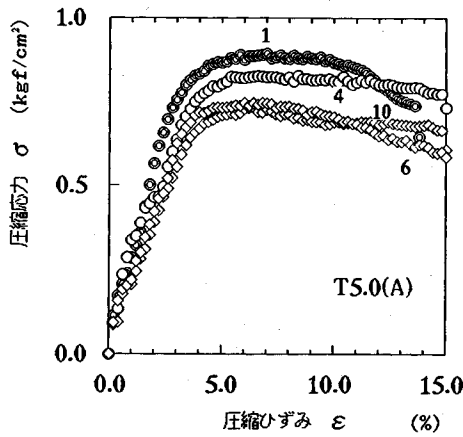


図一九 一軸圧縮強度の半径方向分布

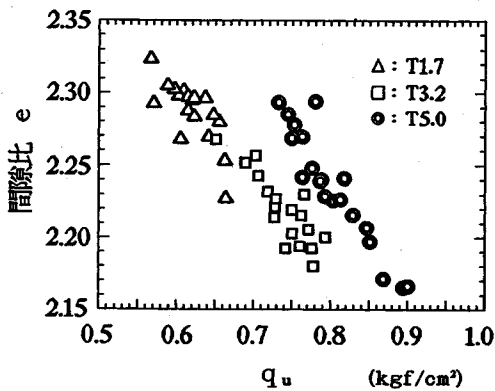
増分値 $\Delta\sigma_z$ を荷重直後の鉛直全応力増分値 $\Delta\sigma_{z0}$ で除して正規化したものである。横軸は圧密の実時間である。同図によると、圧密初期を除くと、ドレーン周辺粘土に作用する鉛直全応力は経時的に単調増加し、最終値は初期の値の 1.9 倍以上に達する。この経時変化を沈下量との関係で整理したのが図一八である。この結果は、ドレーン周辺部への応力集中過程は沈下と強い正の相関を持つことを示している。すなわち、パーチカルドレーンによる圧密では、圧密中に応力の配分現象が起り、経時的に排水面側の粘土への応力集中となる。地盤全体に加えた全応力は一定であるので、非排水面側の粘土ではこれとは逆に、鉛直全応力は経時的に単調減少することになる。これは、弾性挙動とは性格を全く異にする。

(7) 一軸圧縮強度の半径方向分布

模型地盤の半径方向の圧縮強度分布を調査することで間接的ではあるが応力分布形状を知ることができる。図一九は、T 5.0 の実験から得られた一軸圧縮強度 q_u の半径方向分布の例である。図一十はこのケースの応力～



図一10 一軸圧縮試験の応力～ひずみ曲線



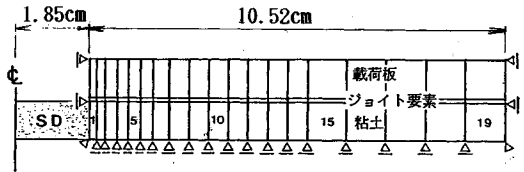
図一11 間隙比と一軸圧縮強度の関係

ひずみ曲線である。この結果は、明らかな q_u の非一様分布を示している。特に、排水面付近の q_u の増加傾向は著しい。また、図一11には間隙比と一軸圧縮強度の関係を示す。この図によると間隙比が同じでも圧密期間が異なると一軸圧縮度は異なり、圧密期間の長いものほど強度が高くまた広範な分布を示す傾向にある。いずれにしても、間隙比との相関は明らかに認められる。この結果は、間隙比の分布形と一軸圧縮度の分布形が一对対応していることを示しており、最終的に半径方向の応力は不均一になることを追認している。

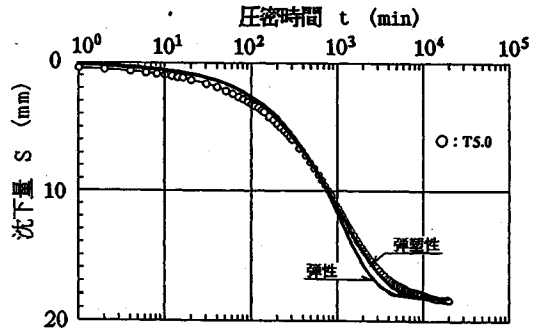
4. 有限要素法による数値解析

(1) 計算モデル

圧密過程における粘土の内部挙動を調べるために、前述の T5.0 および ST1 の実験ケースについて有限要素法による数値解析を行った。解析は軸対称条件で行い、粘土の構成則には線形弾性モデルと、修正カムクレイ理論にもとづく弾塑性モデルを用いた。解析では粘土のみを考え、その内周と外周の水平方向変位を固定し、鉛直等ひずみ条件とした。排水面は粘土内周面のみとした。



図一12 有限要素分割の例 (T5.0)



図一13 実験値と解析値の沈下曲線の比較

粘土要素は一層で、半径方向を19要素に分割した。載荷は剛な載荷板を介して鉛直荷重のみを作用させ、載荷板と粘土要素の境界には、ジョイント要素を用いている。有限要素分割の例を、図一12に示す。主な土質定数は次のとおりである。なお解析の初期状態は、試料作成終了時、すなわち 0.5 kgf/cm^2 の荷重での一次元圧密完了時の状態とした。

弾性： $E=6.10 \text{ kgf/cm}^2$, $\nu=0.323$,

$$k=1.043 \times 10^{-5} \text{ cm/min}$$

弾塑性： $\lambda=0.358$, $\kappa=0.0358$

$$M=1.5, K_0=0.561$$

$$\nu=0.323, k_0=1.8 \times 10^{-5} \text{ cm/min}$$

透水係数は $c_v=0.092 \text{ cm}^2/\text{min}$ となるように定めたもので、弾塑性解析の場合は圧密中も c_v 一定となるよう k を変化させている。この c_v 値は、実験で得られた時間沈下曲線を門田法¹¹⁾で逆解析して求めたものである。なお上記の土質定数は、一次元圧密の場合に、弾性解析と弾塑性解析の時間沈下関係がほぼ一致するように定めている。弾塑性解析の初期鉛直応力と初期間隙比は実験条件に一致させている。

(2) 計算方法

作用させた荷重は 1.0 kgf/cm^2 で、実験に合わせて瞬時載荷とした。圧密過程の計算における時間ステップは初期の $\Delta t=0.05$ 分、最終 $\Delta t=40.0$ 分で、圧密経過時間 20,000 分を合計 690 ステップで解析した。

5. 解析結果と考察

(1) 時間・沈下関係

T5.0 に対する時間沈下関係の実験値と、有限要素法

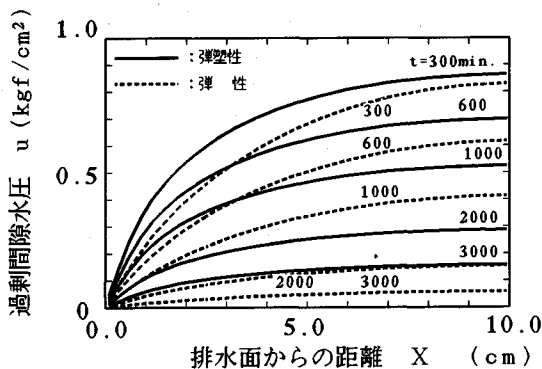


図-14 弾性解析と弾塑性解析の間隙水圧分布の比較

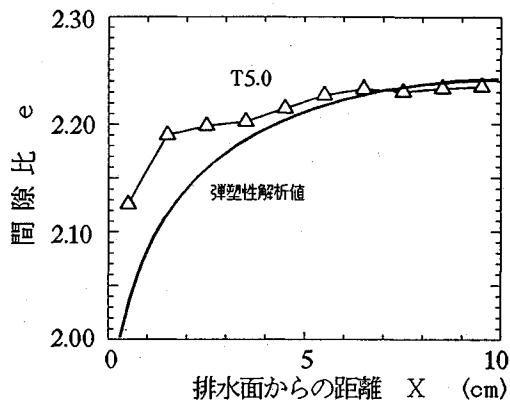


図-15 実験と解析の間隙比分布の比較

による解析結果の比較を 図-13 に示す。弾性解析と弾塑性解析を比較すると、 c_v 一定条件の計算にもかかわらず、明らかに弾性解析の方が圧密の進行が速い。一次元圧密解析では両者はほぼ一致する結果を得ているので、この差異は放射流れの圧密と一次元流れの圧密メカニズムの相違に起因する。また、実験値と解析値を比較すると、弾塑性解析の方が、弾性解析よりも良好な一致を示す。弾性解析の方は、実験値よりも圧密が早く進行し、特に圧密後半にかけてズレが拡大する。これらの結果は、施工に伴う攪乱の影響を除外しても、実際の粘土の圧密メカニズムに、弾性圧密論との大きな相違があることを示唆している。

(2) 間隙水圧分布

等圧密経過時間における、弾性解析と弾塑性解析の過剰間隙水圧分布を、図-14 に示す。この図をみると、明らかに弾性解析の方が過剰間隙水圧の消散が早く、しかも分布形状に大きな違いが認められる。弾性解析では平均的になだらかな分布形状であるのに対して、弾塑性解析では、排水面付近で曲率が急変し、この付近での動水勾配が極端に大きい。この現象は、透水係数の分布に起因している。排水面付近の透水係数は、応力集中によ

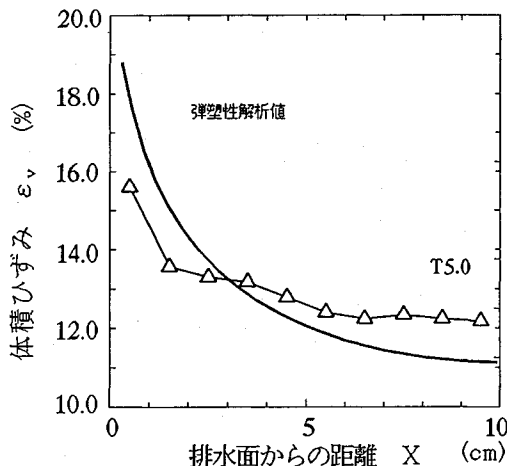


図-16 実験と解析の体積ひずみ分布の比較

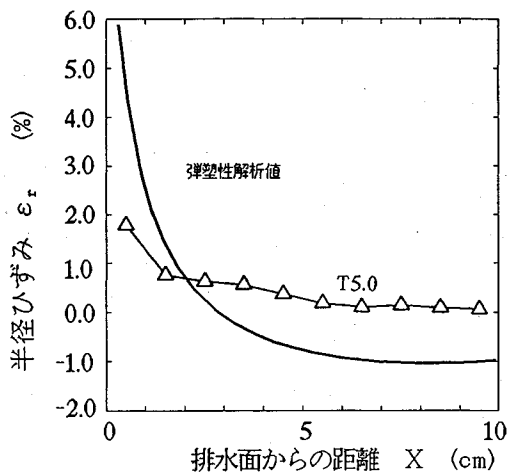
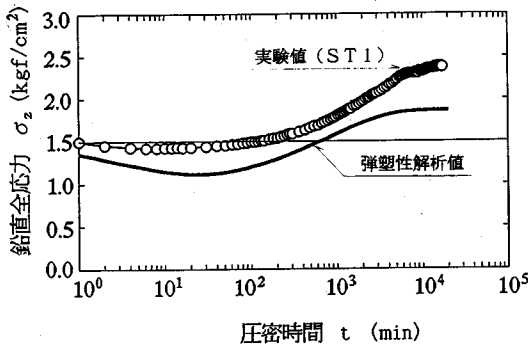


図-17 実験と解析の半径ひずみ分布の比較

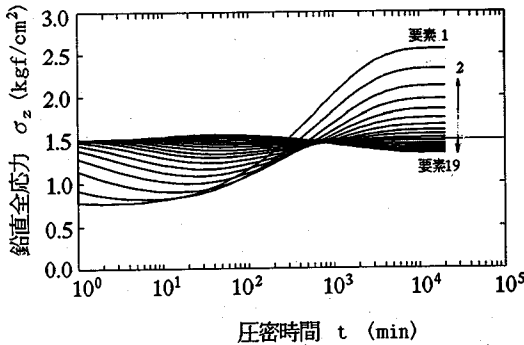
てその周辺のそれに比べて極端に低下するためと考えられる。Onoue⁵⁾は粘土を線形弾性材料ととらえ、ドレーン周辺の攪乱帯の c_v の低下を、透水係数 k の低下による場合と、体積圧縮係数 m_v の低下による場合に分けて解析し、同じ c_v の低下であっても k の低下の方が間隙水圧分布形状を大きく変化させ、圧密の遅れが大きいことを示した。このことは、 c_v 一定でも、 k に非一様分布が生じると、間隙水圧分布に変化が生じることを示唆している。ちなみに、図-14 にみられる弾塑性解析の間隙水圧の分布形は、前述の攪乱帯の k を低下させた場合の解析結果と類似する。

(3) 間隙比とひずみの分布性状

弾塑性解析結果から得られた、間隙比 e 、体積ひずみ ϵ_v 、半径ひずみ ϵ_r の半径方向の分布を 図-15、図-16 および 図-17 に示す。それぞれの図中には、比較のために実験値を示している。これらの図をみると、いずれ



図一18 鉛直全応力の経時変化の比較

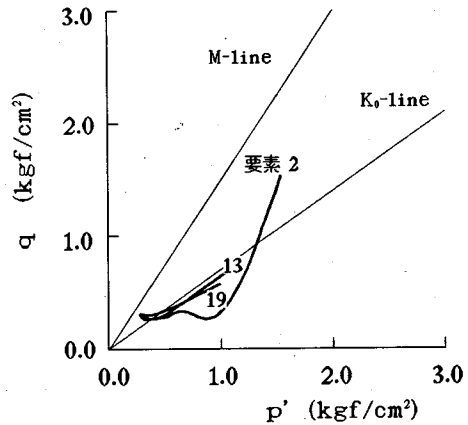


図一19 粘土要素の鉛直全応力の経時変化

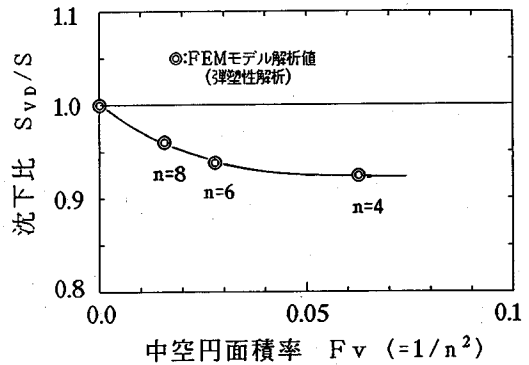
の場合も解析結果は定量性にはやや欠けるものの、定性的には実験値をよく説明している。但し図一17に示した実験値の ϵ_r の積分値は0とはならない。これは圧密中にドレーンの径が増加したもので、必ずしも解析条件とは一致しない。しかしこれらの結果は、半径方向の応力やひずみの非一様な分布現象は粘土の弾塑性圧密挙動に起因していることを示している。

(4) 鉛直全応力の解析結果

ST1の実験で得られた鉛直全応力 σ_z の経時変化と弾塑性解析結果の比較を図一18に示す。実験値は圧密容器の中心に設置した $\phi 65$ mmの土圧計部分の面積での平均値であるので、 $\phi 18$ mmのサンドドレーンの分担した応力も含まれており、解析の条件とは多少異なるが、定性的には一致する傾向にある。同図から、排水面付近の σ_z は圧密初期には弾性的挙動をし、圧密が進んでひずみが大きくなると弾塑性挙動が卓越して経時的に単調増加することが分かる。図一19には要素の鉛直全応力 σ_z の経時変化を示した。排水面側の要素2は前述の土圧測定結果と定性的には同様である。一方、非排水面側の要素19では、これとは全く逆に σ_z は圧密初期に一端増加傾向のピークを迎えたのち、単調減少する。つまり、粘土内では応力の配分現象が経時的に進行し、排水面側の粘土への応力集中となる。



図一20 有効応力経路



図一21 ドレーンピッチによる沈下量の変化

(5) 有効応力経路

排水面側の要素と非排水面側の要素の有効応力経路の違いを、図一20に示す。排水面側の要素2の応力経路をみると、初期には偏差応力 q の大きな変化なく推移したのち、単調に増加し最終的には K_0 ラインを大きく越え応力比 $\eta (=q/p')$ は単調に増加して、破壊ライン (M-line) に近づく。これは、圧密初期には半径方向の有効応力 σ_r の増加が卓越し、それ以降は応力集中によって、鉛直方向の有効応力 σ_z の増加が卓越することを示している。一方、非排水面側の要素19では、圧密初期に非排水応力経路上を推移したのち、 K_0 より小さな応力比のもとで圧密が進行する。また、排水面と非排水面の中間に位置する要素13は、ほぼ K_0 圧密状態となっている。この解析結果は、平均的には K_0 変形をしているにもかかわらず、ドレーン間粘土は K_0 状態ではなくさまざまな応力状態にあることを示している。特に排水面側の粘土の η の増加は著しく、圧密後半になると体積ひずみよりも、せん断ひずみが卓越することになる。

(6) ドレーンピッチと沈下量

非線形な応力-ひずみを持つ弾塑性材料では、 K_0 で等鉛直ひずみの場合、最終的に応力の非一様分布が生じ

ると、応力の一様分布の場合に比べて、鉛直ひずみは小さくなる。サンドドレーンで改良された現場の沈下観測データによると、ドレーンピッチが小さいほど沈下量が小さい。この理由が、圧密最終状態での粘土内の応力の非一様分布にあることは既に報告した¹⁾。ここでは、ドレーンピッチの違いによって、沈下量が増える様子を検討した例を示す。図-21は、ドレーン比 $n (=d_e/d_w)$ を変化させた弾塑性解析によるモデル計算結果を沈下について整理したものである。解析では、ドレーンの剛性は考慮せず、粘土を中空円柱として取り扱っている。縦軸は、中空円柱の圧密沈下計算結果を、荷重と層厚を等しくした一次元沈下量で除したものである。この解析結果は、同一の荷重条件であってもドレーン比 n が小さいほど、換言すれば急速に圧密させるほど沈下量が小さくなることを示している。

6. 結 論

攪乱の影響をできるだけ排除したバーチカルドレーンによる圧密模型実験と、弾性および弾塑性有限要素法による解析から得られた結論をまとめると、以下のようである。

(1) バーチカルドレーンによる平均的に K_0 で鉛直等ひずみの圧密では、排水面側の粘土への顕著な応力集中が生じ、最終的に半径方向に応力やひずみは不均一となる。この現象は粘土の弾塑性圧密挙動に起因する。この状態は2次圧密過程でも残留する。

(2) 応力集中現象は、同時に透水性や圧縮性の非一様分布を生み、圧密曲線形状を変化させる要因となる。特に排水面周辺には透水性の極めて低いゾーンが形成されるので、実際の粘土の圧密曲線は k 一定・ m_v 一定の弾性圧密論から得られるそれとは異なる。

(3) 応力集中現象は、粘土内に圧縮性の非一様分布を引き起こすので、圧縮量に変化を与える因子となる。具体的にはドレーンピッチが小さいほど、換言すれば急

速に圧密させるほど圧縮量は小さくなる。

(4) 弾性モデルと弾塑性モデルを比較すると、弾塑性モデルの方がバーチカルドレーンによる粘土の圧密挙動を、より忠実に表現する。

参 考 文 献

- 1) 住岡宣博・吉國洋：サンドドレーン改良地盤の圧密メカニズムの考察，土木学会論文集，No. 463/Ⅲ-22，pp. 65～74，1993.
- 2) Barron, R.A. : Consolidation of fine-grained soils by drain wells Transactions ASCE, Vol. 113, No. 2346, pp. 718～742, 1948.
- 3) Richart, F.E. : A review of the theories for sand drains, Proc. A.S.C.E., Vol. 83, No. SM3-1302, 1957.
- 4) Hansbo, S. : Consolidation of fine grained soils by Prefabricated drains, Proc. 10th ICSMFE, 12/22. pp. 677～689, 1981.
- 5) Onoue A. : Consolidation by vertical drains taking well resistance and smear into consolidation, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 4 JSSMFE, pp. 165～174. Dec. 1988.
- 6) 赤井浩一・矢野隆夫・黄豊益：サンドドレーンの打設方法と圧密効果に関する室内実験，第16回土質工学研究発表会講演集，土質工学会，pp. 233～236，1980.
- 7) 尾上篤生：バーチカルドレーン周辺の攪乱帯の透水係数について，第26回土質工学研究発表会講演集，土質工学会，pp. 2015～2018，1991.
- 8) 田沢光弥・若命善雄：サンドドレーン工法の比較実験，土質工学会誌「土と基礎」，土質工学会，Vol. 22, No. 7, pp. 23～30，1974.
- 9) 土質試験法（第3回改訂版）編集委員会編：土質試験の方法と解説，土質工学会，pp. 304～305，1990.
- 10) 常田亮・亀井健史：極小供試体による一軸圧縮試験結果の経済的評価手法，第26回土質工学研究発表会，土質工学会，pp. 575～576，1991.
- 11) 例えば，吉國洋：バーチカルドレーン工法の設計と施工管理，技報堂出版，pp. 149～150，1979.

(1992. 6. 15 受付)

EXPERIMENTAL STUDIES ON CONSOLIDATION MECHANISM OF A CLAY LAYER WITH VERTICAL DRAIN

Nobuhiro SUMIOKA and Hiroshi YOSHIKUNI

Consolidation mechanism was examined by model tests and finite element analyses. At the completion of consolidation, vertical effective stress and volumetric strain do not have a uniform distribution, but the nearer the drainage boundary is, the larger the vertical effective stress and the volumetric strain are. This non-uniformity is attributed to the stress concentration at the clay elements near the drainage boundary and is considered to be stemmed from non-reversibility of the volumetric deformation of clay. This study examined this problem from the view of the theory of elasto-plastic consolidation.