

委員会報告

バーチカルドレーンの有効性に関する研究

1. 研究の目的

バーチカルドレーン工法の有効性が議論され始めて久しい。その概略の結論は、海成の軟弱地盤に有効であり、陸成の軟弱地盤に対しては十分な有効性を認めたいというものである。

しかし、今日では、工期や残留沈下障害に対してかなり厳しい要求がなされ、有効性に関する議論も定性的議論から改良成果の精度を問題にする定量的議論を要求されている。

世界的に有数の軟弱地盤である瀬戸内海を抱える土質工学会中国支部にとって、この問題に対する的確な結論を出すことは、非常に有意義なことである。そこで、バーチカルドレーン工法の有効性を定量的に議論するとともに、この工法を有効に利用するためにはどのような点に留意すればよいかを明らかにすることを目的として、本研究委員会は設立された。

2. 研究組織

本研究委員会は、土質工学会中国支部の第二種研究委員会として昭和59年10月に設立され、表2.1のメンバーで昭和63年9月まで活動を続けてきた。

表 2.1 研究委員会名簿

委員長	吉国 洋	広島大学
委員兼幹事	森脇 武夫	広島大学
委員	井上 年行	復建調査設計㈱
”	熊本 直樹	三菱重工業㈱
”	酒井 哲雄	五洋建設㈱
”	住岡 宣博	中電技術コンサルタント㈱
”	栃木 博	日本道路公団
”	二井岡 均	広島県
”	山本 実	不動建設㈱

3. 研究の概要

本研究委員会では、先ず、これまでに行なわれてきたバーチカルドレーン工法の有効性に関する論争を振り返り、どのような点を根拠にバーチカルドレーン工法の有効性、あるいは無効性を主張しているのかを明らかにするとともに、この論争からどのような結論が導き出されたのかを検討した。

バーチカルドレーン工法の無効性を主張する人達の最大の論拠は、現場比較試験を行なったところ、バーチカルドレーンを施工した区間と施工しない区間とで、沈下曲線に有意差が認められなかったことである。しかし、これらの試験においても、バーチカルドレーンを施工した区間と施工しない区間とでは過剰間隙水圧の消散状態が明らかに違っていた。にも拘らず、地表面沈下はほとんど同じように行っているのは何故か、といった圧密変形メカニズムについてはこれらの論争ではほとんど議論されることはなかった。そこで、本研究委員会ではどのようなメカニズムによってそのような現象が生じているのかを検討した。さらに、

これらの点を踏まえて、バーチカルドレーン工法を有効に利用するためにはどのような点に注意を払えば良いかを検討した。

本報告では、先ずこれまでに行われたバーチカルドレーン工法の有効性に関する論争の経緯と収獲を簡単に振り返り、これに対する本研究委員会の評価を述べると共に、この評価に基づいて本研究委員会で特に取り上げた部分改良地盤と不貫通バーチカルドレーン打設地盤の圧密挙動、およびバーチカルドレーン打設地盤と無処理地盤の圧密変形メカニズムの違いについて報告する。

4. バーチカルドレーン工法の有効性に関する論争の経緯とその評価

4.1 論争の経緯

バーチカルドレーン工法の有効性に最初に疑問を投げかけたのは、1954年のHousel（ハウゼル）¹⁾の論文であるとされている。この論文では、道路や堤防などの幅の狭い荷重による沈下は圧密よりも側方流動によって生じるため、バーチカルドレーンの効果は期待できないと述べている。この考え方は圧密理論そのものを否定するという異端的なものであったため、バーチカルドレーン工法自体の有効性に関してはそれ程注目されることはなかった。また、初期に発生した様々なトラブルは、バーチカルドレーン工法に対する認識の不的確さや、施工の不手際のためとされ、工法そのものの有効性が疑われることはなかった。その後、1969年にCasagrande（カサグランデ）ら²⁾が、世界各地で行なわれた10カ所の施工例を基にバーチカルドレーン工法の有効性に疑問を投げかけた。彼らは、主としてバーチカルドレーンの打ち込み式の施工法を問題としていて、打ち込みによる攪乱のためにドレーンのない場合とほぼ等しい速さで沈下するとしている。その他、泥炭に対しては全く無効であること、非常に鋭敏な粘土に対しては有害であると述べている。これに対してBroms（ブロムス）ら³⁾は、Hansbo（ハンスボ）⁴⁾によって報告され、Casagrandeが無効例として取り上げたスウェーデンのSka-Edeby（スコーエドビィ）空港建設に伴う試験盛土工事は、盛土後2年間だけのデータで効果がないと判断しているが、その後の10年間のデータを見れば明らかに効果があったものと判断されると反論している。これを機に、学者、技術者を巻き込んで、学会を二分する程の大論争へと広がった。そして、この論争に決着を着けるべく、ボストン土木学会が1970年にハーバード大学で公開討論会⁵⁾を開いた。その結果、

- 1) バーチカルドレーンの有効性を判定するためには無処理との比較実験をする必要がある。
- 2) バーチカルドレーンが必要かどうかを決定するためには徹底した土質調査が必要である。
- 3) バーチカルドレーンは一次圧密に対しては有効であるが、二次圧密に対して効果がない。
- 4) 泥炭層や有機質土は、バーチカルドレーンがなくても速く沈下し、二次圧密量も大きいので、このような地盤ではバーチカルドレーンは効果がない。

という点では意見の一致をみたが、

- 1) しま状粘土（Varved clay）と鋭敏粘土に対するバーチカルドレーンの効果。
- 2) 打ち込み式のバーチカルドレーンの効果。
- 3) 粘土の強度増加に対するバーチカルドレーンの効果。

の点では意見が全く一致しなかった。

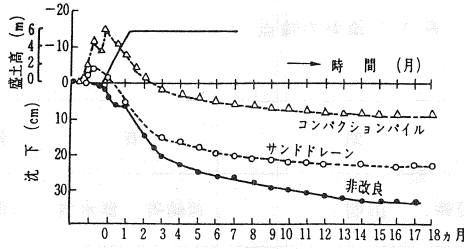
我国におけるバーチカルドレーン工法の有効性に関する論争は、アメリカでの論争の影響を受けて、現場試験データの再検討という形で始まった。1968年に発行された土質工学会編「土質試験結果の解釈と適用例」の中で、斉藤⁶⁾は6カ所、持永⁷⁾は3カ所の施工例を挙げてバーチカルドレーンによる圧密促進効果を無条件で信じることはできないと述べている。その後、バーチカルドレーン工法の有効性を検討するため1970年にはシンポジウム⁸⁾が、1972年には「土と基礎」の小特集号⁹⁾で紙上討論が行なわれた。これらの討論においても有効・無効とする両者の主張は共に過去数十年の施工実績に基づくものであり、両者が共に納得するような結論を得ることができず、この問題は1982年に「土と基礎」の講座¹⁰⁾で再び取り上げられ、現在に引き継がれている。

表 4.1 論争の論点

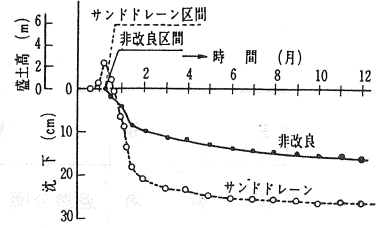
主張	無効	有効
技術者	道路公団、国鉄：「山側」	運輸省、農水省：「海側」
工事の種類	道路、鉄道	埋立、干拓
盛土形式	二次元、三次元	一次元
地盤条件	成層地盤、中間砂層、泥炭、 サンドシーム、サンドレンズ	均質地盤、 沖積粘土
使用目的	沈下の促進、残留沈下の低減	強度増加の促進
沈下の促進	効果なし	効果あり
強度増加の促進	効果あり（ない場合もある）	効果あり
間隙水圧の消散	差がある	差がある
残留沈下の低減	効果なし	期待しない
最終沈下量	V D 打設域で大きくなる可能性あり	一致するはず

バーチカルドレーン工法を有効、あるいは無効とする両者の主張を簡単にまとめると次のようである（表 4.1参照）。バーチカルドレーン工法の効果を疑問視する人達は、主として国鉄（現JR）や道路公団等で鉄道（新幹線）や道路（名神、東名高速道路）建設に従事してきたいわゆる「山側」の技術者である。彼らは、比較試験工事で得られた無処理地盤とバーチカルドレーン打設地盤との沈下速度に有意差がないというデータ（図 4.1）を基にして、従来は不必要な場合にもバーチカルドレーンを使用していたのではないかと、使用しなくても同じくらいの速さで沈下したのではないかとこのバーチカルドレーン無効論を主張した。また、このほか供用開始後の残留沈下をバーチカルドレーン工法によって10cm以下に抑えることができなかったことが、このような無効論を唱えた根拠のひとつにもなっている。ただ、彼らもバーチカルドレーンを打設した地盤と無処理地盤の強度増加には明らかな有意差があり、強度増加の促進に対してはバーチカルドレーンの効果を認めていた。一方、バーチカルドレーンの有効性を主張する人達は、運輸省や農林水産省等で港湾、海岸埋立、および干拓工事に従事してきたいわゆる「海側」の技術者であり、バーチカルドレーンなしに軟弱地盤における護岸や港湾施設の急速な建設は有り得ないと主張した。そして、彼らは、前者のグループの無効論に当惑しながらも、無効論の根拠となっている比較試験がバーチカルドレーンの効果が表れにくい泥炭層、サンドシームを含んでいること、荷重が埋立のように一次元的でなく二次元、三次元的な載荷であること、特に無処理地盤では強度増加が見られないことからこの沈下は圧密によるものでなく側方流動によるものではないかということより、このようなデータだけではバーチカルドレーンの有効性を否定する

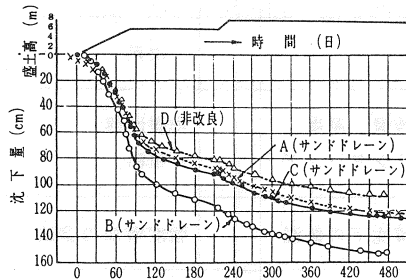
ことはできないと主張した。しかし、有効論を主張する人達も、無効論を論破するだけの決定的なデータを持ち合わせておらず、ともすれば水掛論的な論争に終始した。さらに、この論争がいまひとつ噛み合わなかったもうひとつの原因に、バーチカルドレーンが有効か無効かの判断基準がそれぞれ異なっていたことが挙げられる。すなわち、無効論を主張する前者では鉄道や道路の供用開始後に生じる残留沈下量をメ



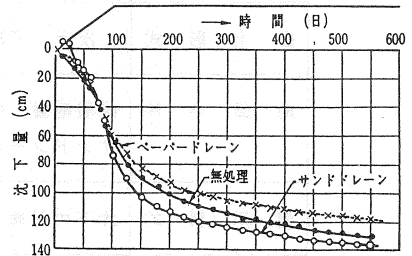
(a) 尼崎試験工場の沈下曲線



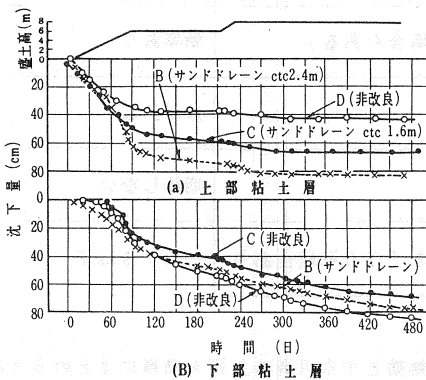
(d) 乙訓試験工場の沈下曲線



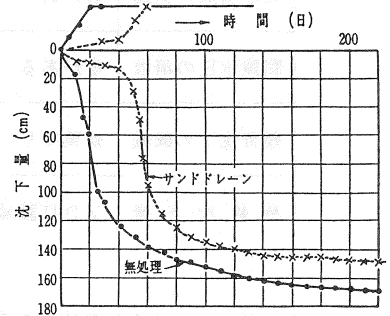
(b) 大垣試験工場の地表面沈下曲線



(e) 厚木試験工場の沈下曲線



(c) 大垣試験工場の層別沈下曲線



(f) 愛甲試験工場の沈下曲線

図 4.1 比較試験工場の沈下曲線¹⁶⁾

ンテナンスが可能な10cm以下にするためにバーチカルドレーンを用いて沈下を促進させておくことが主目的であり、強度増加の促進に関しては二次的である。これに対して、有効論を主張する後者では荷重を載せること自体が容易でなく、強度増加の促進が主目的であり、沈下を促進させることは二次的である。そして、数m沈下した後に数10cmの沈下が残るのは仕方がないと考えている。このような相違が、バーチカルドレーン工法の有効性に関する評価の違いを生んだものと考えられる。

4.2 論争に対する本研究委員会の評価

このようなバーチカルドレーン工法の有効性に関する論争に対して、本研究委員会は以下のような評価を下した。ただし、本研究委員会のメンバーの大半は、バーチカルドレーン工法は原則的に有効であると考えているため、以下に示す総括もそのような観点からのものとなっている。

(1) 測定期間に関して

バーチカルドレーン工法の無効論を主張する人達の根拠は、現場比較試験を行ないバーチカルドレーンを

施工した部分と施工しない部分の沈下曲線を比較したところ、両者に有意差が認められなかったことである（図 4.1）。これらの施工例の中には前述したSka-Edeby 空港のように、10 数年に渡る長期観測の結果ではバーチカルドレーンの効果が認められたにもかかわらず、施工後短期間のデータでは沈下速度に差がないと評価したケースもある。一般に、現場比較試験はそのままの状態で長期間放置できず、数年で荷重が撤去されたり、観測が打ち切られる場合がほとんどであり、これらの中にはもう少し観測を続けなければ、はっきりした評価を下すことができないケースも見受けられる。このように、バーチカルドレーン工法の有効性の評価を下すには長期間の観測が必要である。

(2) 地盤条件に関して

バーチカルドレーン工法の無効論を主張する場合とそうでない場合の地盤条件は概ね異なっている。すなわち、前者の地盤は中間砂層やサンド・シームのようなものがあったり、泥炭、有機質土を含んだ複雑な成層状態をしているものであり、後者の地盤は比較的単純な成層状態の沖積粘土地盤である。前者の地盤では、鉛直方向の透水性に比べて水平方向の透水性が極めて高いため、一次元圧密理論で推定したより圧密沈下は非常に速く進行し、このような地盤にバーチカルドレーンを打設し、排水能力を付加して圧密を促進させようとしても、元来の圧密速度が遅いためその効果はほとんど表れない。これが沈下速度に有意差が表れなかった原因だとする意見もある。これに関して、Rowe (ロウ)¹¹⁾ は、地盤の不均一性と標準圧密試験による C_v 値の検討結果よりバーチカルドレーンが有効なのは標準圧密試験で得られた値が $C_v < 0.18 \text{ cm}^2/\text{min}$ の均質粘土であって、それ以上の C_v 値が得られる地盤にはバーチカルドレーンは不要であるとしている。一方、無効論の中には地盤条件がいかなる場合でも沈下促進に対しては効果が全く表れないという意見もある。また、泥炭や有機質土を多く含む地盤においては、後述するように二次圧密の影響が大きく、バーチカルドレーンの効果が表れにくいとされている。

(3) 二次圧密に関して

バーチカルドレーン工法は、Terzaghi・Barronの圧密理論（弾性理論）に基づいて生まれたものであるため、弾性的な性質の大きな粘土に対しては比較的適合性が良いが、塑性、粘性的な性質が大きい粘土に対しては適合性が悪くなる。従って、泥炭や有機質土などのように二次圧密の大きな粘土に対してはあまり効果が認められないのは当然のことである。また、バーチカルドレーンによって二次圧密を減少させることは元来無理なことであるため、バーチカルドレーンの効果を二次圧密が主体となる残留沈下量の低減で評価することは適切でない。二次圧密量を低減するためには、プレローディング工法など、他の工法を併用する必要がある。

(4) 沈下速度と最終沈下量に関して

同じ条件の元で、バーチカルドレーンを打設した区間とそうでない区間の最終沈下量が同じになるか否かは、バーチカルドレーン工法の効果を判定するうえで、非常に重要なことである。すなわち、ある時点で沈下速度にそれほど差がなく、沈下量に差があり、バーチカルドレーンを打設したものの方が無処理のものより大きい場合に、最終沈下量が同じになるか否かでバーチカルドレーンの効果は全く別なものになる。もし、最終沈下量が同じになれば、その時点で圧密沈下は促進していたことになり、バーチカルドレーンの効果があったことになる。一方、最終沈下量が異なり、バーチカルドレーンを打設した区間の沈下がそのまま大きな値になるとすれば、バーチカルドレーンは沈下量を大きくしただけで、無効というよりむしろ有害であったことになる。最終沈下量は、後述するバーチカルドレーンの打ち込みの乱れとも関係しているが、この

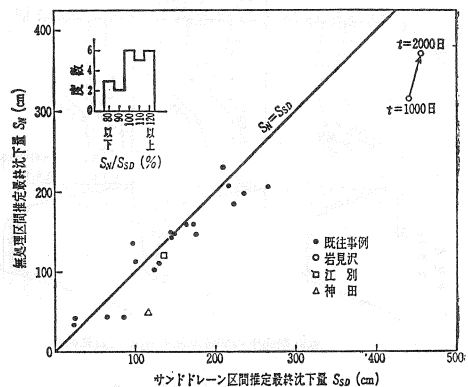


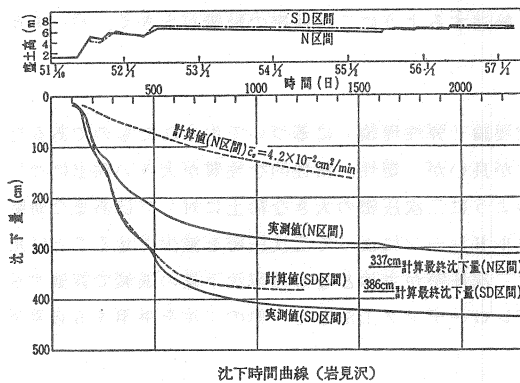
図 4.2 比較試験工事での最終沈下量の比較¹²⁾

ことに関して栗原¹²⁾は現場比較試験におけるバーチカルドレーン打設区間と無処理区間の最終沈下量を双曲線法によって推定し、検討を行なっている。栗原が示した図 4.2を見れば、両者の最終沈下量はほぼ同じか、バーチカルドレーンを打設した方がやや大きいといった程度である。このことより、圧密途中でバーチカルドレーン打設区間の沈下量が無処理区間より大きい場合は、バーチカルドレーンの効果があったと言っても良いようである。

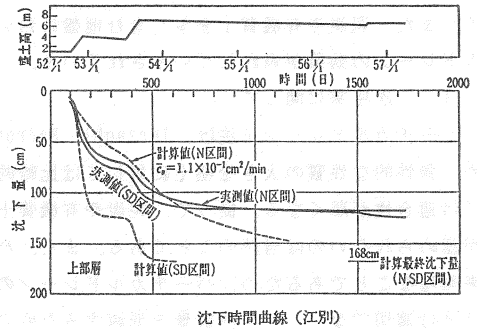
(5) 過剰間隙水圧と強度増加に関して

バーチカルドレーン工法の有効性に関して、沈下の促進に対しては今もって意見が分かれているが、強度増加の促進に対しては比較的早い時期からその程度の差こそあれ、効果があるという点で意見の一致を見ていた。前述したように、無効論を主張する山側の現場では比較的強度の大きな地盤に施工される場合が多く、強度増加を期待してバーチカルドレーン工法を用いることは希であった。そのため、強度増加に関してはあまり注意が払われず、強度増加が認められてもそれが直接バーチカルドレーンの有効性に結びつかなかった。一方、海側の現場の大半は、非常に軟弱な地盤であり、バーチカルドレーンによる強度増加の促進なしには構造物の建設は考えられなかった。そのため、強度増加の促進に効果のあるバーチカルドレーン工法は有効なものであると疑うことなく信じられていた。

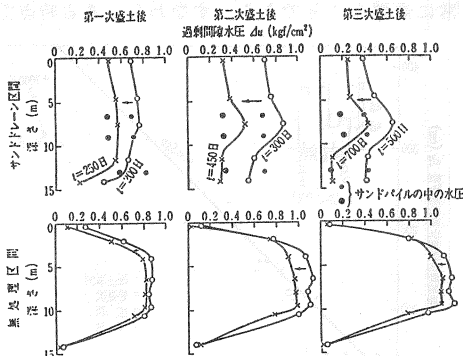
バーチカルドレーン工法の有効性が議論されて来ると、地盤内で発生している過剰間隙水圧を測定し、過剰間隙水圧の消散にバーチカルドレーンがどの程度効果があるかを調べようとする試みも数多くなされた。過剰間隙水圧を精度良く、長期間に渡って測定することは非常に困難なことであり、当初は信頼すべきデー



沈下時間曲線 (岩見沢)

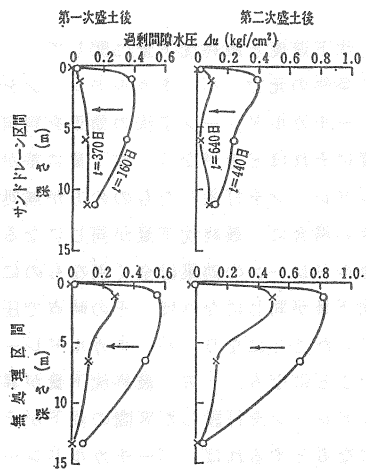


沈下時間曲線 (江別)



放置期間中の間隙水圧の消散 (岩見沢)

(a) 岩見沢試験工事



放置期間中の間隙水圧の消散 (江別)

(b) 江別試験工事

図 4.3 比較試験工事における過剰間隙水圧の消散状態¹²⁾

タを得ることができなかったが、測定された大半のデータからはバーチカルドレーンを打設した区間では無処理区間より明らかに早く過剰間隙水圧が消散していることが認められた(図 4.3)。

(6) 打ち込みによる乱れに関して

打ち込み式のバーチカルドレーンは地盤を攪乱し、透水性を損なうために、沈下速度を遅らせるとともに沈下量自体を増大させる。この増大した沈下量が見かけ上のバーチカルドレーンの沈下促進効果を示している。また、鋭敏な粘土地盤にバーチカルドレーンを打設すれば、非常に大きな強度損失が生じ、その後の圧密によっても十分な強度が得られず、強度増加を目的とする地盤改良にも不適当だ、などとするのがアメリカにおけるバーチカルドレーン無効論の代表的な意見である。氷河によって形成された粘土地盤(Varved clay, Quick clay)では、確かにこのようなこともあり、オーガー状の掘削機を用いて施工した場合は打ち込み式に比べて1/3から1/5の速さで圧密が進行するという報告がLandau(ランディウ)¹³⁾によってなされている。我国においても、これと同様な報告が田沢ら¹⁴⁾によってなされているが、そうでない報告も道路公団¹⁵⁾によってなされている。この報告書では、オーガー式と打ち込み式のバーチカルドレーンを比較して、

1)沈下量の経時変化に有意差はない。

2)打設直後の地盤の強度は、オーガー式では低下しないが、打ち込み式では若干低下する。

3)放置後の強度は、逆に打ち込み式の方が大きくなる。

と総括している。

(7) 部分載荷・部分改良に関して

バーチカルドレーン工法の無効論を主張する山側の工事は鉄道や道路の建設が主体であり、盛土荷重は二次元的であり、バーチカルドレーンの打設域も荷重が載る部分だけに限られる場合がほとんどである。さらに、バーチカルドレーン工法の有効性を確かめるために行なわれた現場比較試験は長手方向にも制限があり、三次元的なものである。このような場合には、一次元圧密と異なり、側方流動が生じる。この側方流動は、非排水クリープとして生じるため、圧密初期の無処理地盤の方で大きく表れると考えられる。従って、圧密初期の地表面沈下が無処理地盤とバーチカルドレーン打設地盤でほとんど同じであっても、バーチカルドレーン打設地盤の沈下は圧密沈下が主体であり、無処理地盤では圧密沈下より側方流動が大部分を占めている可能性がある。また、水平方向の透水性が高い地盤に部分載荷をした場合は、盛土直下の間隙水はすみやかに盛土外部まで移動する事が可能であり、このような場合にはバーチカルドレーンを打設しないでも盛土部の沈下はかなり速く進行することが予想される。

また、バーチカルドレーンを部分的に打設した場合は、打設域の沈下は周りの非打設域の影響を受け、全面載荷・全面改良である一次元的なものに比べて遅れが生じ、バーチカルドレーンの効果が表れにくい。バーチカルドレーン打設区間と無処理区間が隣接するような現場比較実験で、バーチカルドレーンの効果が認められなかったのにはこのような影響も十分考えられる。

このような部分改良地盤の圧密挙動に関しては、文献17と18で詳しく述べられているので、そちらを参照されたい。

(8) 不貫通バーチカルドレーンに関して

バーチカルドレーン工法を用いる際に、施工能力の制約や経済性から粘土層の途中でバーチカルドレーンを打ち止めて、ドレーン下部にある程度の未処理部分を残すことがある。ここではこれを不貫通バーチカルドレーンと呼ぶことにする。このような不貫通バーチカルドレーン打設地盤の圧密速度を慣用的な設計で予測する場合は、通常ドレーン部分についてはBarron解、未処理部分についてはTerzaghiの一次元圧密の解を用いている。しかし、未処理粘土部分からの排水はドレーン部分に限定されていることや、ドレーンの透水性も有限であることなどから、実際の挙動は設計時に予測したものと異なっていることが多い。特に、圧密前半でもうすぐ沈下が終了しそうに見えるが、実際はそのままだらだらと続き、圧密速度は設計で予測したものより大きく遅れることがある。また、圧密途中の実測沈下曲線から最終沈下量を予測する場合は、その

量を過小に見積ったりすることがある。このように不貫通バーチカルドレーン打設地盤の圧密挙動は、設計等で予測するより遅れたり、沈下量が大きくなったりするため、バーチカルドレーン工法の無効性を主張する人たちの論拠となっている場合がある。

このような不貫通バーチカルドレーン打設地盤の圧密挙動に関しては、後で詳しく述べる。

5. 部分改良地盤の圧密

5.1 はじめに

バーチカルドレーンの設計は、一般に Barron の理論を用いて行われる。したがって、設計理論には載荷範囲および改良範囲ともに無限に広いという条件が含まれている。ところが、実際のバーチカルドレーンは部分的に打設され、載荷範囲も限定された範囲であることが多く、このことが設計時点で予想した改良特性と実際とが異なる原因の一つと考えられる。そこで、本研究委員会では、設計理論と実際の上記の相違点により発生する地盤の変形挙動の差異を、弾塑性構成式に基づく有限要素法を用いて検討した。

5.2 部分改良地盤の変形挙動の検討手法

境界条件の処理、材料の多様性への対応等において有限要素法が有用であるので、ここでは修正 Cam-clay 理論に基づく有限要素法を用いて部分改良地盤の変形挙動を検討した。

サンドドレーンなどのバーチカルドレーンは、一般に柱状であるので、これを打設した地盤の有限要素法解析を行うためには、三次元的な取り扱いを必要とする。しかし、ここでは平面ひずみ条件による解析を行ったので、柱状のドレーンを壁状のドレーンに置き換える方法を採用して検討した。

5.3 数値実験用モデル地盤

数値実験に用いるモデル地盤は、海成粘土を想定し、層厚10mの正規圧密粘土地盤とした。使用した構成式は、修正 Cam-clay model で、その定数は福山粘土と広島粘土を参考にして定めた。なお、圧密過程に圧密係数 C_v が一定となるように、透水係数 k を間隙比に対応させて変化させた。

計算では、改良幅 (B_r) および載荷幅 (B_l) を系統的に変化させ、モデル地盤の要素分割は改良幅および載荷幅に応じて変化した。 $B_r/2 = B_l/2 = 5\text{m}$ のときの要素分割図を図 5.1 に示す。地表面中心線から左方向に X 座標を、下方向に Y 座標をとっている。ウェルレジスタンス、ドレーンの剛性および荷重の剛性は考慮していない。地表面に載荷した荷重強度は $q = 5\text{tf/m}^2$ である。

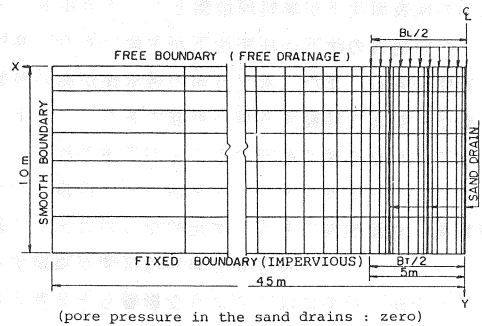


図 5.1 要素分割例 ($B_r = B_l = 10\text{m}$)

5.4 改良および載荷パターンと変形特性

(1) 時間～沈下度関係

時間～沈下度関係の例を図 5.2 に示す。図 5.2 の横軸は、壁状ドレーンピッチの半幅を用いて無次元化した時間係数 T_h で、沈下度 I_v は式 (5.1) で定義する沈下量の無次元値である。

$$I_v = (S - S_0) / (S_f - S_0) \quad (5.1)$$

ここで、 S はある時間の地表面沈下量、 S_0 は瞬時沈下量、 S_f は最終沈下量である。図 5.2

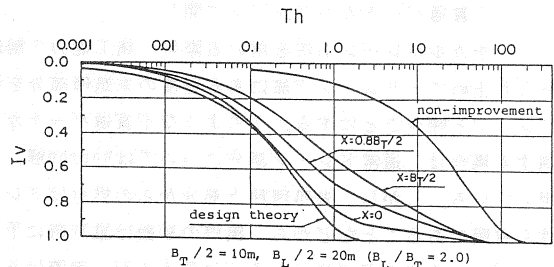


図 5.2 時間係数 T_h と沈下度 I_v の関係の例

の図中に示す $X=0$, $X=0.8 B_T / 2$, $X=B_T / 2$ は、それぞれ、中心線、改良端から2割内側、改良端の地表面位置を示す。また、design theory と書いている曲線は、改良設計時に期待する $T_h \sim I_v$ 関係であり、non-improvement と書いてある曲線は、通常的设计時に予想される無処理地盤の $T_h \sim I_v$ 関係である。

図 5.2 から、部分改良地盤では、非改良域の影響を受けて、設計理論からのかなり大きな沈下遅れが発生し、その遅れの度合いは改良端部に近くなるほど顕著になることが分かる。また、この沈下遅れは圧密後期に大きくなることも分かる。なお、図は省略するが、改良幅に比して載荷幅を大きくしていくと、設計理論からの沈下遅れが顕著になることも判明した。

(2) 改良パターンと設計理論からの沈下遅れの関係

ある圧密度（例えば80%）に達する時の設計理論上の時間係数を T_s 、数値解析でその圧密度と同じ値の沈下度に達する時間係数を T とし、 T/T_s を時間遅れ比と定義する。すなわち時間遅れ比は、 $T/T_s < 1$ で数値計算の沈下が設計理論のそれより速く、 $T/T_s > 1$ で数値計算の沈下が設計理論のそれよりも遅いことを意味する。

以上で定義した時間遅れ比 (T/T_s) と沈下度の関係の例を図 5.3 に示す。図 5.3 から、改良端部になるほど、また、圧密の後期になるほど、時間遅れ比 T/T_s が大きくなることがよく分かる。シリーズ計算で得られた図 5.3 のような時間遅れ比を、載荷幅～改良幅平面上に描いた例の一つが、図 5.4 である。図 5.4 から載荷幅を固定して改良幅を大きくしていくと時間遅れ比が小さくなり、改良幅を固定して載荷幅を大きくしていくと時間遅れ比が大きくなる傾向であることが分かる。しかし、ある載荷幅以上になると時間遅れ比はほぼ一定値になる。

5.5 部分改良地盤に全面載荷したときの地表面沈下形状

次に、埋立地盤のように幅広く載荷された地盤を、部分的に改良したときの地表面沈下形状について検討した。すなわち、軟弱土層の全面に一樣荷重が作用し、部分的にサンドドレーンが打設されている状態の地盤を考え、その地表面沈下形状について検討した。

その一例を図 5.5 に示す。図 5.5 中の実線は、設計理論で平均圧密度が 0.7、0.8、0.9、0.95 に達する時間における数値実験の沈下

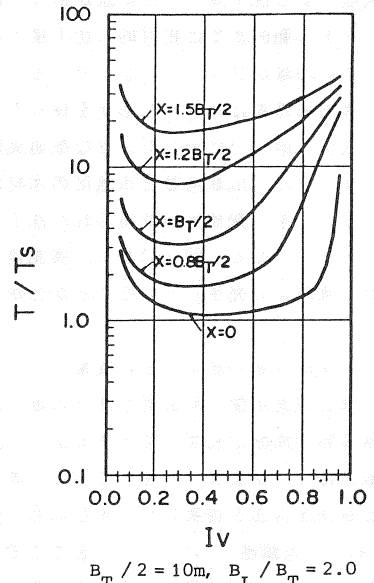
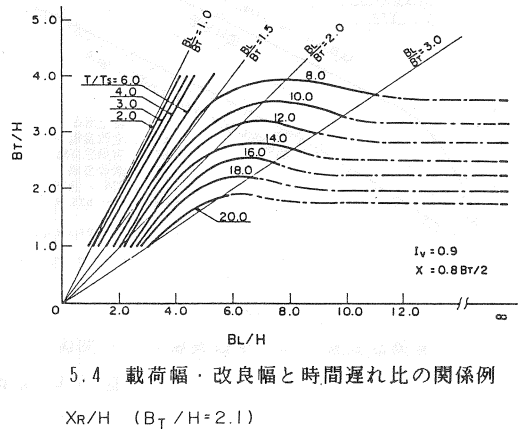


図 5.3 沈下度 I_v と時間遅れ比 T/T_s の関係例



5.4 載荷幅・改良幅と時間遅れ比の関係例
 $X_{R/H} (B_T/H=2.1)$

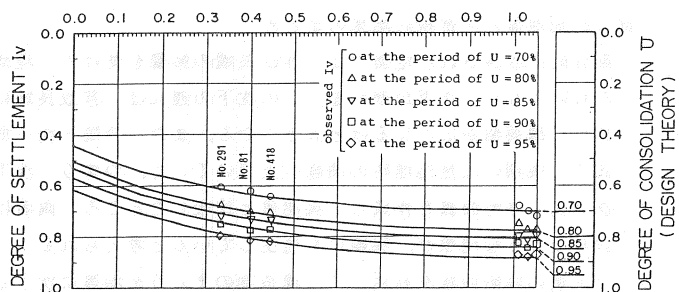


図 5.5 沈下度 I_v の等時曲線の例と実測値との関係

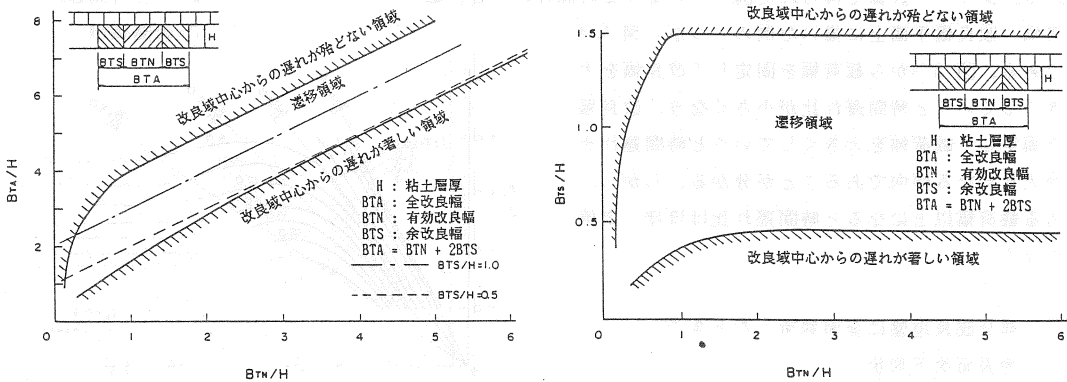
度 I_v を図示したものの、すなわち沈下度の等時曲線であり、その横軸は改良端からの座標 X_R を層厚 H で無次元化したものである。

さて、図 5.5 の沈下度の等時曲線から、次の三つの事柄が判明した。すなわち、設計理論の圧密度と数値実験による沈下度 I_v とに差があり、ほとんどの場合において数値実験の沈下度 I_v が遅れること、改良端からある範囲までは相対的に沈下度 I_v の変化が目立つが、改良端からある程度内側に入ると、沈下度 I_v の等時曲線がフラットになってくること、少なくとも設計理論でいう $U=0.7\sim 0.95$ の範囲では、沈下度 I_v の等時曲線群は類似した形状を保っているということである。

次に、図 5.5 に示したような数値実験結果が、実際の変形挙動とほぼ等しいかどうかを検討した。引用したデータは、広島港甘日市地区の木村港建設に伴って施工された土地造成時に得られたものである。実測沈下度 I_v を、数値実験で得られた沈下度 I_v の等時曲線図上にプロットすると、図 5.5 にプロットしている点のようになる。図 5.5 から、実測値と計算値はよく対応しており、この章で行った数値実験と同様の現象が、実際にも発生していることが分かる。

5.6 余改良域の決定方法の提案

部分改良地盤の局部的な沈下の遅れが、改良地盤上に建設する構造物にとって不具合がある場合は、その構造物の周囲は均等に沈下するよう、幾分広く改良を施す必要がある。この幾分広く行う改良のことを、一般には、「余改良」と称している。本研究委員会では適切な余改良域の決定方法を検討し、図 5.6 に示す余改良決定方法を提案した。すなわち、余改良幅 B_{TS} として層厚 H と同じ同程度（つまり、 $B_{TS}=H$ 、図 5.6 (a) : 一点鎖線）にとることをここでは提案した。こうすると、有効改良幅 B_{TN} 内では、沈下遅れがあまり発生せず、ほぼ均等に沈下するものと考えられる。



(a) 有効改良幅 B_{TN} と全改良幅 B_{TA} の関係

(b) 有効改良幅 B_{TN} と余改良幅 B_{TS} の関係

図 5.6 余改良幅の決定方法

5.7 部分改良地盤の圧密検討結果のまとめ

- (1) 部分的に改良された地盤では、非改良域の影響を受けて、理想的なモデルからなる設計理論で予測したものよりも、沈下が遅れる。この沈下の遅れは、非改良域に近い改良端部で顕著であり、改良幅に比べて載荷幅が広がるほど大きくなる。また、時間-沈下曲線を見ると、圧密初期には設計理論に近く、後期には無処理時の曲線へ近づいていく。つまり、沈下の遅れは、圧密後期に大きくなる。
- (2) 沈下度の等時曲線を作成し、実測値と比較したところ、両者はよく一致した。したがって、ここで検討したような現象が、実際にも発生していると考えられる。
- (3) 沈下度の等時曲線を利用して、構造物のまわりを均等に沈下させるために行う「余改良」の幅についても検討し、粘土層厚と同程度に余改良幅をとる方法を提案した。

6. 不貫通バーチカルドレーンによる圧密

6.1 はじめに

バーチカルドレーン工法を用いる際、軟弱粘土層が厚いための施工能力上の制約、粘土層下部に被圧水層が存在する場合の遮水層としての考慮、或いは広い区域を改良する場合は経済性の考慮等から、粘土層中間でドレーンを打ち止め、ドレーン下部にある程度の未処理部分を残すことがある。ここでは、これを不貫通バーチカルドレーンと呼ぶ。このような改良形式の圧密は、本来三次元的な考えの基に置かれるべきものであるが、一般には簡便的な取り扱いがなされている。すなわち、ドレーン打設部分についてはK₀状態の中空円柱の圧密解であるBarronの解を用い、未処理部分についてはドレーン下端面や粘土層下端面を排水面と仮定して、Terzhagiの一次元圧密の解を用い、両者を重ね合わせるというものである。ところが実際のドレーンの透水性は有限であることや、未処理粘土部分の排水面はドレーン下端面の限られた面積に限定され、一次元排水の状態とは大きく異なることなどから、慣用的な設計方法の計算結果は実際とは異なることが予想される。そこで、本研究委員会では不貫通バーチカルドレーンによる地盤改良の圧密挙動を調査することを目的として数値実験を行った。

ここでは地表面の沈下挙動とドレーン下端部分の沈下挙動に着目し、未処理粘土の層厚やドレーンピッチなどの改良パターンの違いが沈下速度に及ぼす影響と、三次元圧密計算で得られた解が慣用的設計法で得られる圧密計算の解とどのように異なるかについてとりまとめたものを報告する。なお、今回の計算ではドレーンの透水性を無限大とした理想的ドレーンを想定した。

6.2 検討方法

検討は、線形弾性圧密理論に基づく有限要素法を用いて軸対象条件で行った。シリーズ計算は、ドレーンの直径 $d_w = 0.5\text{m}$ とし、ドレーンピッチ（ドレーンの有効円の直径 d_o とドレーンの直径 d_w の比 n で表現）とドレーン下端未処理粘土部分の厚さを種々変化させて行った。ここでは、全粘土層厚を H 、ドレーン部分の層厚を HD 、ドレーン下端未処理粘土層厚を HR とした。なお、解析ではドレーン部分の長さ HD は 7.5m で固定している。

要素分割は、節点数341~462、要素数300~410である。図 6.1 に要素分割の例を示す。排水境界はドレーン外周面、ドレーン下端面、及び地表面である。粘土層下端面を非排水としたのは、不貫通バーチカルドレーンによる圧密の遅れが最も顕著となる場合を想定したためである。土質パラメータは、広島粘土を参考にして次のように定めた。

$$E = 66.6 \text{ tf/m}^2, \quad \nu = 0.333, \quad k = 0.0001 \text{ m/day}$$

$$(m_v = 0.1 \text{ kgf/cm}^2, \quad C_v = 100 \text{ cm}^2/\text{day})$$

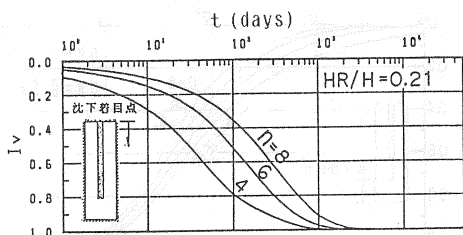


図 6.3 時間～沈下関係の比較 (HR/H=0.21)

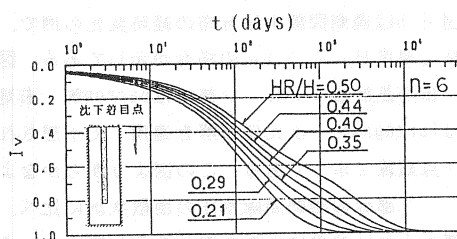


図 6.2 時間～沈下関係の比較 (n = 6)

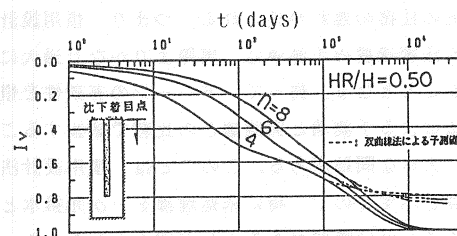


図 6.4 時間～沈下関係の比較 (HR/H=0.50)

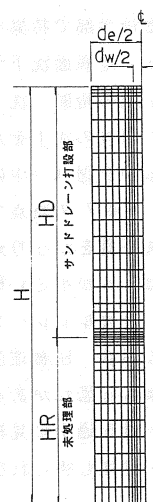


図 6.1 要素分割図

6.3 地表面の沈下特性

(1) 未処理粘土層厚の違いの影響

図 6.2は圧密全層中に占める未処理粘土層厚の比 HR/H の違いによって、地表面の時間～沈下関係がどのように変化するかを $n=6$ のケースについて示したものである。ここで I_v は地表面の沈下度を示し、ある時点の沈下量を最終沈下量で除したものであり、圧密度に相当する。この図からは、 HR/H が大きくなると圧密後半部で未処理部の沈下の影響が強く現れ、特異な圧密曲線形状を示すことが分かる。

(2) ドレーンピッチの違いの影響

図 6.3～図 6.4 は同一の HR を残した場合にドレーンピッチによって圧密曲線形状がどのように変化するかを示している。 $HR/H=0.21$ のように未処理粘土層厚が改良層厚に比べて相対的に小さい場合には、 $n=4$ のようにドレーンピッチが密な場合、圧密終期では圧密曲線は時間の対数に対して直線的となり一見二次圧密的である。 HR/H の比率が大きくなると、 $n=4$ のようにドレーンピッチが密な程、つまりドレーン部の沈下速度が未処理部のそれに比べて速い程、圧密後半部で特異な曲線形状を示すようになる。

(3) 地表面沈下予測の特性

上記の時間～沈下関係の圧密途中段階のデータを用いて以後の沈下を双曲線法で予測すると、どのようになるかを図 6.4中に破線で示している。図中の予測は $I_v=0.7$ の時点で行ったものであるが、いずれも最終沈下量をかなり過少に見積もることになる。その傾向は、 n が小さい程顕著である。このことは、不貫通バーチカルドレーン改良地盤の沈下を実測値から予測する場合、圧密速度を過大に、そして沈下量を過少に見積もる恐れがあることを示している。つまり、残留沈下量を過少に見積もる結果となり、さらに期待した沈下速度も得られないと考えることに成りかねない。

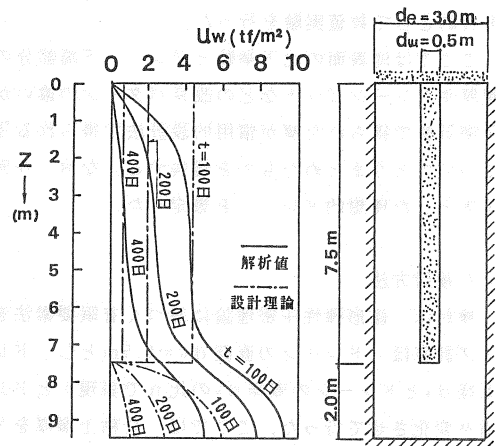


図 6.5 過剰間隙水圧の深度方向分布

6.4 過剰間隙水圧分布の経時変化特性

図 6.5は過剰間隙水圧分布の経時変化の例で、未処理粘土層厚 $HR=2.0m$ の場合が示してある。図中には、慣用設計法（ドレーン部にはBarron解、未処理部にはTerzaghiの一次元圧密解を適用）で予想される値が一点鎖線で示してある。この図より明らかなようにドレーン部分の過剰間隙水圧の消散状況に比べ、未処理部のそれは非常に大きな遅れを示している。また、ドレーン部についてみると圧密終期ではドレーン下端付近の圧密の遅れが見られる。つまり、慣用設計法による圧密速度の予測値は、実際よりかなり過大に評価することとなる。従って、ドレーンの有効性を慣用設計法による予測値と実測値との比較で議論することには、大きな問題がある。このことは、慣用設計法の問題点を示すもので、特に未処理部を一次元排水と仮定することには問題があることが明らかとなった。

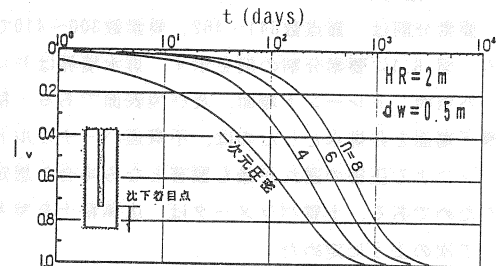


図 6.6 未処理部の時間～沈下関係 ($HR/H=0.21$)

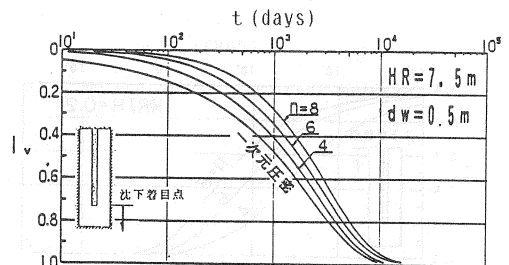


図 6.7 未処理部の時間～沈下関係 ($HR/H=0.50$)

6.5 未処理部の沈下特性

(1) 未処理部の時間～沈下関係

図 6.6、図 6.7 は未処理部の沈下に着目し、未処理部上端面の沈下度 I_v と時間 t の関係を一次元圧密の解と比較したものである。ここで I_v とは、未処理部の上端面の各時間ステップでの沈下量を最終ステップでの沈下量で除したものである。これらの図より、次のことが分かる。すなわち、未処理部の沈下速度は一次元圧密の解より遅れ、その遅れはドレーンピッチが粗な程、また未処理層厚が小さい程顕著である。

(2) 未処理粘土の層厚 HR と時間遅れ比 R の関係

図 6.8 は未処理粘土の層厚 HR と同層の時間遅れ比 R を、 $I_v = 0.8$ の場合について示したものである。ここで、時間遅れ比 R とは、未処理粘土層がある圧密度に達する時間を、その層が一次元圧密理論でその圧密度に達する時間で除したものである。すなわち、 $R = 1.0$ は一次元圧密の沈下速度と、未処理粘土部のそれが等しいことを示し、 $R > 1.0$ は遅れのあることを示すものである。同図より、時間遅れ比 R はドレーンピッチの大きい程、つまり有効排水面積が小さい程大きく、未処理粘土層厚 HR が増加する程小さくなることが分かる。

(3) 未処理部の沈下度 I_v と時間遅れ比 R の関係

図 6.9 は時間遅れ比 R が沈下度 I_v によってどのように変化するかを HR = 2.0m の場合について示したものである。この図から、時間遅れ比 R は n が大きい程大きく、 I_v が大きい程小さくなることが分かる。

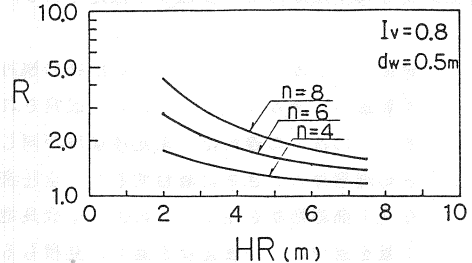


図 6.9 未処理部の層厚 HR と時間遅れ比 R

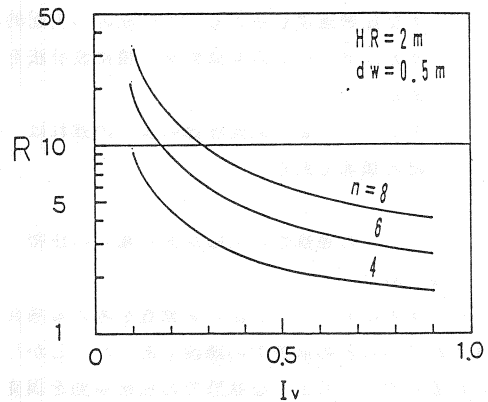
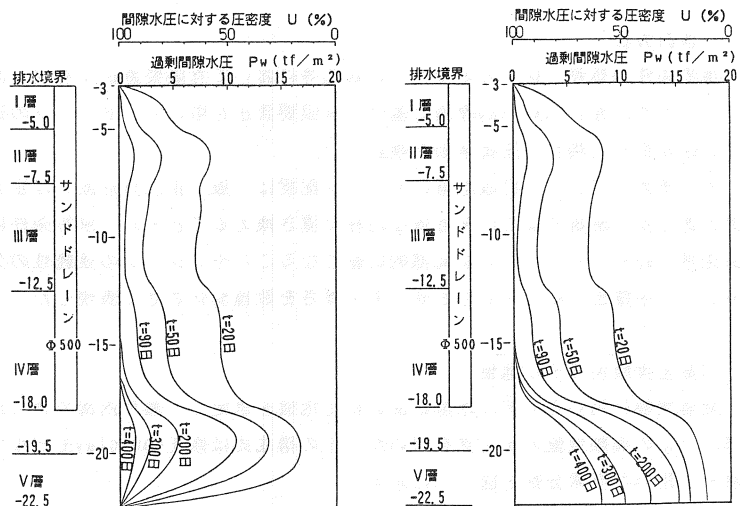


図 6.9 未処理部の I_v と時間遅れ比 R

6.6 粘土層下端面の排水条件の影響

前節までは粘土層下端面を非排水条件とした場合の解析結果について述べてきたが、ここでは参考のために粘土層下端面を排水条件とした場合と非排水条件とした場合の比較例を示す。図 6.10 は、実地盤に対する解析例で、過剰間隙水圧の消散状況を等時曲線で示したものである。ドレーン部の等時曲線が深度方向に変化しているのは、この地盤が層状地盤で、それぞれの層で圧密定数が異なるためである。この解析例は、慣用設計法で両面排水の場合に $t = 90$ 日で全層の平均圧密度が 90



(a) 下端面を排水条件とした場合

(b) 下端面を非排水条件とした場合

図 6.10 粘土層下端面の排水条件の影響

%になるように設計されたものであるが、図 6.10(a)から明かのようにドレーン下端付近から未処理粘土層にかけて過剰間隙水圧の消散の遅れが著しい。粘土層下端面の排水条件の違いに関しては、非排水条件の場合に比べて排水条件の場合は過剰間隙水圧消散の遅れはかなり緩和される。また、図 6.10(a)の未処理部分の間隙水圧分布のピーク値から判断すると、未処理部分の排水がドレーン下端面だけに限定されることの影響は未処理粘土層厚の1/3程度と推定される。

6.7 不貫通バーチカルドレーンによる圧密の検討結果のまとめ

- (1) 不貫通バーチカルドレーンにより改良された地盤の沈下は、慣用設計理論で予測したものよりも遅れる。この沈下の遅れは、未処理層厚が同じ場合ではドレーンピッチが粗な程顕著である。
- (2) 未処理層厚の大きさに着目すると、全圧密層厚にしろ未処理層厚の比が大きいほど圧密後半で特異な沈下曲線形状を示す。このような改良地盤の最終沈下量を、圧密途中の実測値から予測すると、沈下量を過少な、圧密速度を過大に見積もる恐れがある。
- (3) 間隙水圧の消散過程および未処理部の沈下性状からみると、慣用設計法による予測値は、実際より過大な圧密速度を与える。この原因の支配的なものは、未処理部への一次元圧密解の適用にあり、バーチカルドレーンの有効性を、慣用設計法を用いた予測値と実測値との比較で議論することは不適當である。
- (4) ドレーン下部の未処理部の沈下の遅れは、未処理部の層厚が小さいほど、ドレーンの改良率が小さいほど顕著である。

7. ドレーンの連続性に欠陥がある場合の圧密

7.1 はじめに

バーチカルドレーン工法の有効性を考える場合、これまではドレーンの施工状態は良好で、その連続性は保たれているとの前提での議論であった。しかし、現実には起こりうる可能性としては施工状態の不良も考えられるので、このような状態での圧密挙動を調査することも必要である。そこで、本研究委員会ではドレーンの施工状態が不良であり、ドレーンの連続性に欠陥が生じた場合の圧密挙動を弾塑性構成式に基づく有限要素法を用いて検討した。

7.2 検討方法

境界条件の処理、材料の多様性への対応等において有限要素法が有用であるので、ここでは修正Cam-clay理論に基づく有限要素法を用いて、ドレーンの連続性に欠陥が生じた場合の圧密挙動を検討した。

バーチカルドレーン打設地盤のドレーン配置は一般に正三角形或いは正方形配置であるが、解析ではこれを等価な円柱に置き換えることとし、解析条件は軸対象条件で行った。ドレーンが局部的に細くなることやドレーンの連続性の欠陥は、ドレーン中間部に粘土を介在させ、その厚さを数種変化させて表現した。

7.3 数値実験用モデル地盤

数値実験に用いるモデル地盤は海成粘土地盤を想定し、瀬戸内海で得られた層厚22.5mの実際地盤のデータを用いた。土の構成式は修正Cam-clayモデルである。解析に用いた要素分割を図 7.1に示す。

7.4 検討結果

- (1) 地表面の時間～沈下関係

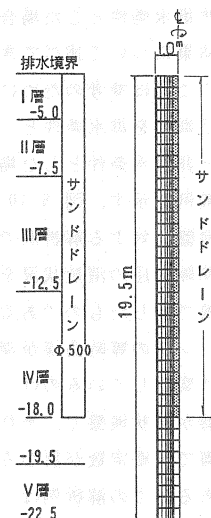


図 7.1 要素分割図

図 7.2はドレーンの連続性が良好な場合、ドレーン中間部に粘土が1cm介在した場合および10cm介在した場合の地表面の時間～沈下関係を示したものである。この図から分かるように、ドレーン中間部に粘土が1cm介在しただけで、圧密速度はドレーンが良好な場合に対して、見掛け上65～70%程度に低下する。さらに中間部に粘土が10cm介在した場合は圧密速度は25%程度にまで低下し、ドレーンの排水機能は決定的なダメージを受ける。すなわち、ドレーン中に粘土等が介在したり、ドレーンが局部的にでも細くなってその連続性が損なわれた場合、圧密排水機能は極度に低下し、沈下の遅れが顕著となる。

ただし、粘土が1cm介在した場合の時間～沈下曲線は、見掛け上は特異な状態とは見えず、この図からドレーンの排水不良状態を判断することは困難である。

(2) 過剰間隙水圧の消散状況

前記の検討ケースの過剰間隙水圧の消散状態を図 7.3に示す。この図において、ドレーン部の等時曲線が深度方向に一様にならないのは、この解析対象地盤が層状地盤であり、各々の層の圧密定数が異なるためである。ドレーンの連続性に欠陥のある場合では粘土を介在した層の上下で間隙水圧の消散状態に大きな差異が生じている。この図からもドレーンの連続性が損なわれた場合には、圧密速度が大きく低下することが分かる。

7.5 ドレーンの連続性に欠陥がある場合の圧密の検討のまとめ

- (1) ドレーン中に粘土等が介在してその連続性が損なわれた場合、圧密速度は大きく低下する。その比率はドレーン中に介在する粘土の厚みが例え1cmの薄いものであっても相当に大きなものとなる。
- (2) しかし、ドレーン中に介在する粘土の厚みが薄い場合には、地表面の沈下曲線形状に際立って特異な点は見られないことから、沈下曲線のみからドレーンの連続性の欠陥を見出すことは困難と思われる。
- (3) 過剰間隙水圧の消散状態は、ドレーンの不連続面を境に大きく異なる。したがって、圧密の遅れは不連続面の発生位置によって左右され、地表面に近い位置であるほどドレーンの圧密促進効果は損なわれる。
- (4) 上記のことより、ドレーンの施工状態の良否が、圧密促進効果を大きく支配するので、ドレーン材の選択やドレーンの連続性等に関する施工管理には慎重を期す必要がある。

8. バーチカルドレーン打設地盤と無処理地盤の変形メカニズムの違いについて

8.1 はじめに

バーチカルドレーン工法は無効であると主張する人々の最も大きな拠り所は、現場比較試験を行ったとき、バーチカルドレーン打設地盤と無処理地盤で地表面沈下曲線に有意な差が認められなかったことである。し

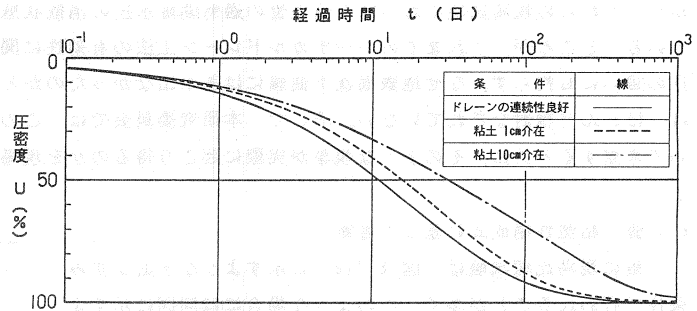


図 7.2 地表面の時間～沈下関係

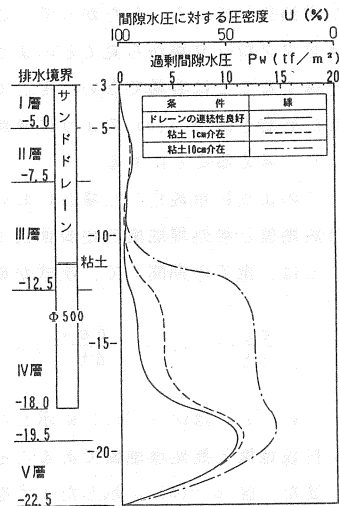


図 7.3 過剰間隙水圧の深度方向分布

かし、これらの現場試験においても両地盤の過剰間隙水圧の消散状態は明らかに違っていることが報告されている。ところが、これまでのバーチカルドレーン工法の有効性に関する論争では、このような過剰間隙水圧の違いにも拘らず、なぜ地表面沈下曲線には差が出なかったのかといった圧密変形のメカニズムに関しては、ほとんど検討なされていない。そこで、本研究委員会では、この点に関して、弾・粘塑性構成式に基づいて考察すると共に、そのような現象が実際に起こり得るのかを現場実測データに基づいて考察した。

8.1 弾・粘塑性構成式に基づく考察

一般に現場比較試験は、図 8.1(a) に示すような平面ひずみ条件で行われることが多く、このような場合には同図に示すような二次元的な変形が生じ、地盤内の各要素はそれぞれ異なった挙動をしている。したがって、このような場合には、地盤全体をマクロな立場から見てどのような現象が生じているのかを把握することは容易でない。そこで、図 8.1(a) の荷重条件と変形状態を図 8.1(b) のように単純化し、ひとつの要素の挙動として考えることにする。

このように単純化した場合において、「バーチカルドレーン打設地盤と無処理地盤で地表面沈下曲線に差がない。」ということは、全ての期間 t で、次式が成立することを意味している。

$$\left(\frac{de_v}{dt}\right)_{VD} = \left(\frac{de_v}{dt}\right)_N \tag{8.1}$$

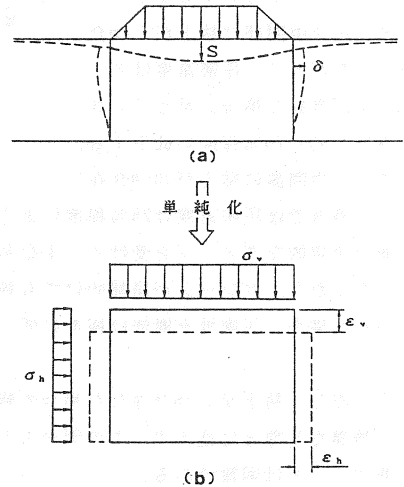


図 8.1 問題の単純化

ここに、 e_v は図 8.1(b) に示したように鉛直ひずみであり、下添字 VD と N はそれぞれバーチカルドレーン打設地盤と無処理地盤であることを示している。

また、図 8.1(b) に示したような平面ひずみ条件での体積ひずみ ν とせん断ひずみ γ を、

$$\nu = \frac{1}{2} (e_v + e_h) \quad , \quad \gamma = \frac{1}{2} (e_v - e_h) \tag{8.2}$$

と定義し、ひずみの弾性成分は粘塑性成分に比べて十分小さく無視できるものと仮定すると鉛直ひずみ e_v と鉛直ひずみ速度 de_v/dt は次式で与えられる。

$$e_v = e_v^{vp} = \frac{1}{2} (\nu^{vp} + \gamma^{vp}) \tag{8.3}$$

$$\frac{de_v}{dt} = \frac{de_v^{vp}}{dt} = \frac{1}{2} \left(\frac{d\nu^{vp}}{dt} + \frac{d\gamma^{vp}}{dt} \right) \tag{7.4}$$

ここに、上添字 vp は粘塑性成分であることを示している。粘塑性体積ひずみ速度 $d\nu^{vp}/dt$ と粘塑性せん断ひずみ速度 $d\gamma^{vp}/dt$ の比、すなわち粘塑性ひずみ増分比が関口モデルによって表現できると考えると、せん断ひずみ速度 $d\gamma^{vp}/dt$ は次式で表される。

$$\frac{d\gamma^{vp}}{dt} = \frac{1}{M - \eta} \frac{d\nu^{vp}}{dt} \tag{8.5}$$

したがって、式 (8.4) の鉛直ひずみ速度 de_v/dt は、次式で表される。

$$\frac{de_v^{vp}}{dt} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{M - \eta} \right) \frac{d\nu^{vp}}{dt} \tag{8.6}$$

さらに、バーチカルドレーン打設地盤と無処理地盤で地表面沈下曲線に差がないという条件、すなわち式(8.1)を用いると、バーチカルドレーン打設地盤と無処理地盤での粘塑性体積ひずみ速度の比は次式で表される。

$$\frac{\left(\frac{d v^{\nu p}}{d t}\right)_{V D}}{\left(\frac{d v^{\nu p}}{d t}\right)_{N}} = \frac{1 + \frac{1}{M - \eta N}}{1 + \frac{1}{M - \eta v_D}} \quad (8.7)$$

従って、式(8.7)が全ての期間で成立すれば、バーチカルドレーン打設地盤と無処理地盤で地表面沈下曲線に差がないということになる。

図8.2は、関口モデルを用いた有限要素法によって解析したバーチカルドレーン打設地盤と無処理地盤の代表的な要素のストレスパスを示したものである。この解析においては、バーチカルドレーン打設地盤と無処理地盤の地表面沈下曲線には明らかに差が生じ、式(8.7)が成立しているとは言い難いが、地盤条件、荷重条件などによっては、式(8.7)が成立する可能性もあるのではないかと考えられる。そこで、図8.2を参考にして、その可能性について検討する。

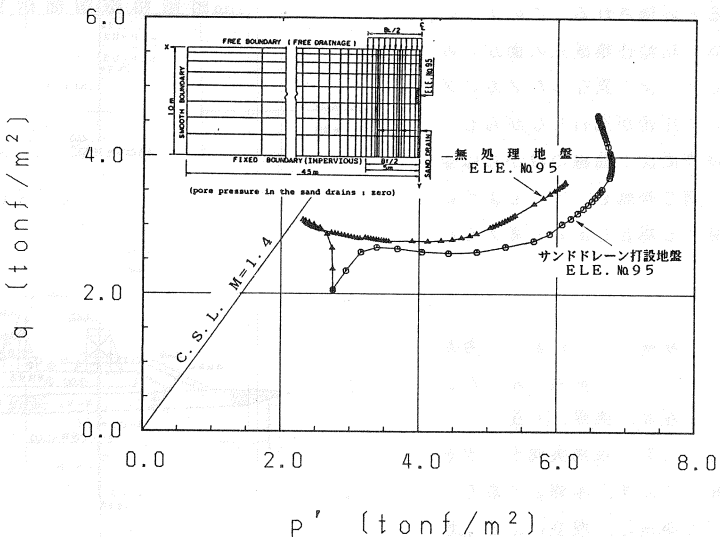


図 8.2 VD 打設地盤と無処理地盤の有効応力経路 (弾・粘塑性解析例)

圧密前半では、バーチカルドレーン打設地盤の方が無処理地盤より圧密が速く進行すると考えられるため、体積ひずみ速度もバーチカルドレーン打設地盤の方が無処理地盤より大きいと考えられる。一方、そのときの応力比は、図8.2より無処理地盤の方がバーチカルドレーン打設地盤より大きくなっていると考えられる。すなわち、圧密前半では、次の不等式が成立するため、式(8.7)は分子>分母となり、地盤条件、荷重条件などによっては式(8.7)が成立する可能性もあると考えられる。

$$\left(\frac{d v^{\nu p}}{d t}\right)_{V D} > \left(\frac{d v^{\nu p}}{d t}\right)_{N} \quad , \quad \eta v_D < \eta N \quad (8.8)$$

一方、圧密後半では、無処理地盤の方がバーチカルドレーン打設地盤より体積ひずみ速度が大きいと考えられる。そして、そのときの応力比は図8.2よりバーチカルドレーン打設地盤の方が無処理地盤より大きくなっていると考えられる。すなわち、圧密後半では、次の不等式が成立するため、式(8.7)は分子<分母となり、地盤条件、荷重条件などによっては式(8.7)が成立する可能性もあると考えられる。

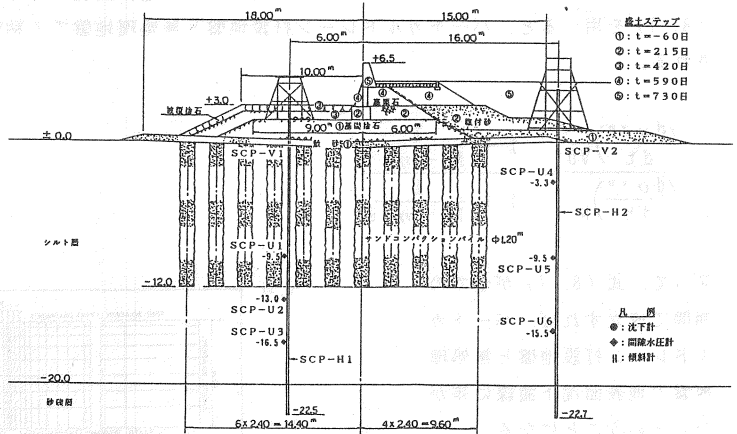
$$\left(\frac{d v^{\nu p}}{d t}\right)_{V D} < \left(\frac{d v^{\nu p}}{d t}\right)_{N} \quad , \quad \eta v_D > \eta N \quad (8.9)$$

このように、ある地盤条件、荷重条件、改良条件のときには、式(8.7)が圧密期間の全てを通じて成立

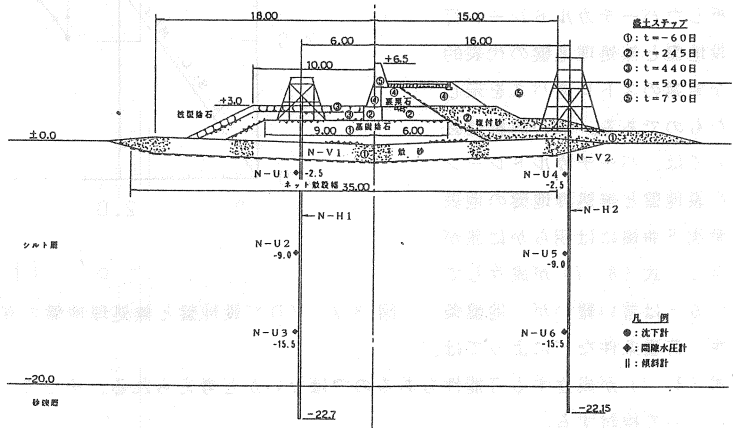
する場合もあると考えられる。そのような場合には、バーチカルドレーン打設地盤と無処理地盤で、地盤内部の間隙水圧や側方変形などは異なった状態で圧密が進行しながらも、地表面沈下だけを見れば全く同じように圧密が進行していると評価される。このように、弾・粘塑性構成式の面からみると、全く異なったメカニズムで圧密が進行しながらも、地表面沈下曲線だけからは全く同じ挙動をしているように見える場合もあると考えられる。

8.3 現場データに基づく考察

ここでは、前項で示したような現象が実際に生じていることを、現場実測データを用いて示す。本報告で取り上げる事例は、埋立による土地造成事業に伴う護岸工事で、当地盤の上層には軟弱な海成シルト層が19~22m堆積し、その下に支持層と見せる砂礫層がある。上層の海成シルト層の土性は、比重 $G_s=2.55$ ~ 2.66 、自然含水比 $w_n=65$ ~ 92 %、湿潤密度 $\rho_t=1.47$ ~ $1.59t/m^3$ 、液性限界 $w_L=73$ ~ 104 %、塑性指数 $I_P=34$ ~ 76 %、一軸圧縮強度 $q_u=0.10+0.03 \cdot Z$ kgf/cm²、圧縮指数 $C_c=0.8$ ~ 1.2 、圧密係数 $C_v=150$ ~ 400 cm²/dayである。計画護岸断面は、地盤改良工法の違いによって2つに分けられる。すなわち、図8.3に示すように本体工は共に捨石式混成堤であるが、地盤改良には低置換率(20%)のサンドコンパクションパイル工法と、敷砂とネット敷設の表面処理工法の2つタイプが用いられた。断面形状、地盤改良の仕様、施工順序、および計器の設置位置などは図中に示すとおりである。本工事に於いてサンドコンパクションパイルが打設された断面(SCP断面と略す)の置換率は20



(a) SCP断面



(b) N断面

図 8.3 標準断面図

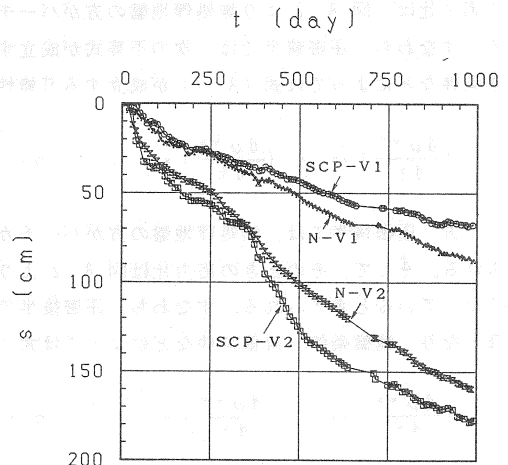


図 8.4 地表面沈下曲線の実測値

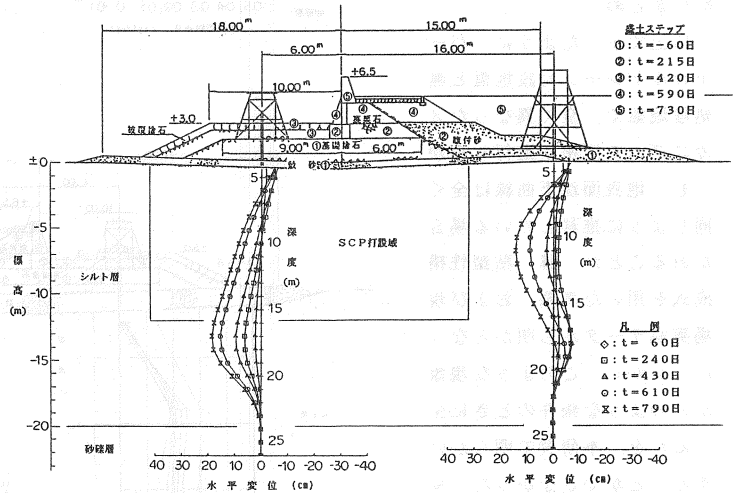
%とかなり低置換率であるため、バーチカルドレーンを打設した地盤とそれほど変わらない挙動を考えると、サンドコンパクションパイルを打設しない断面（N断面と略す）との挙動を比較し、前項で示したような現象が生じているかどうかを検討する。

図 8. 4 は、SCP断面とN断面の地表面沈下曲線を示したものである。この図では、最初の敷砂、および基礎捨石施工より約2ヶ月経過して計器が設置され、計測を開始したときを $t=0$ としている。この図より、両断面の同じ位置での地表面沈下曲線は、共に非改良域である護岸背面側の後半で若干の違いが見られるものの、全体的にはサンドコンパクションパイルによって改良した地盤と、そうでない地盤の違いが表れているとは考え難いほど差がない。特に、測定を始めてから最初の1年間は全く同じ地表面沈下曲線をしているといっても過言ではない。このように、地表面沈下曲線を見る限りでは両断面の挙動に大きな違いはなく、サンドコンパクションパイル打設の効果はないと判断される。

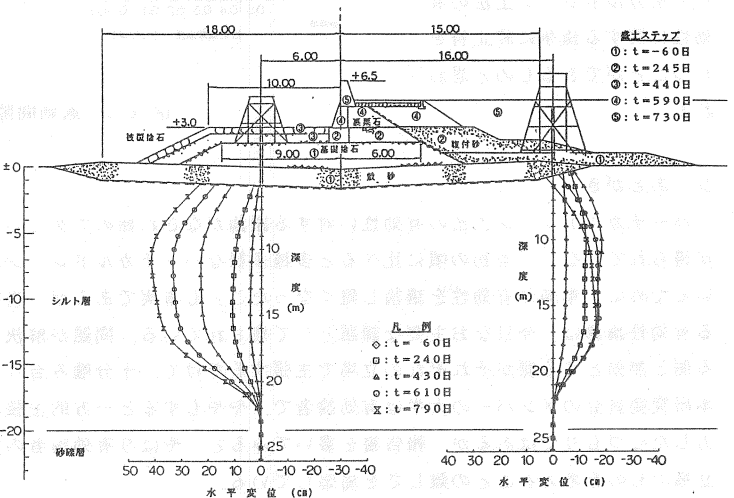
図 8. 5 は、SCP断面とN断面の地中側方変形を描いたものである。この図では、両者に明らかな相違があることがわかる。すなわち、SCP断面では前面側と背面側の傾斜計で挟まれる部分に盛土が載荷される工事期間の前半でも、わずかな側方変形しか生じていない。

一方、同じ期間にN断面では堤体の外側に向かって大きくはらみ出すような側方変形が生じている。したがって、このことはSCP断面とN断面で全く同じように地表面沈下が生じているものの、SCP断面でのそれは圧密に伴って生じる体積変形によって生じるものであり、N断面でのそれは圧密を伴わない非排水せん断変形によって生じるものであり、両者は全く異なったメカニズムによって生じていることを示していると考えられる。

このことを裏付けるために両断面での過剰間隙水圧の消散状態の違いを示したものが、図 8. 6 である。この図より、過剰間隙水圧はSCP断面では載荷後わずかな期間で急速に消散しているのに対して、N断面ではあまり消散していないことが分かる。これは前述したように、SCP断面では圧密が進行することによって地表面沈下が生じているが、N断面では圧密がそれほど進



(a) SCP断面



(b) N断面

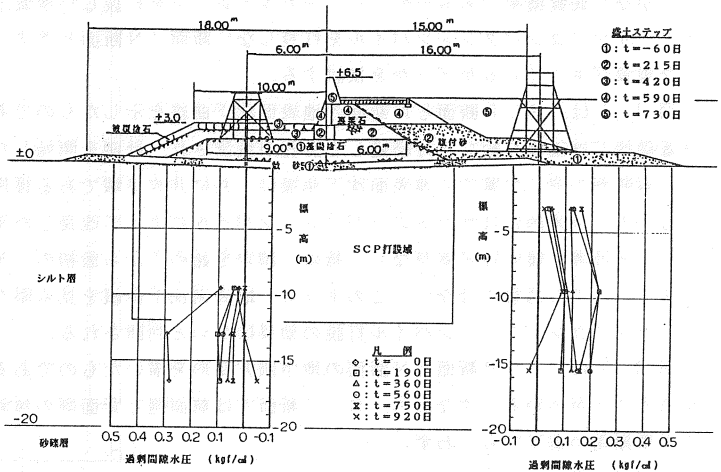
図 8.5 地中側方変位の実測値

行せず、体積変化を伴わない非排水せん断変形によって地表面沈下が生じていることを示している。

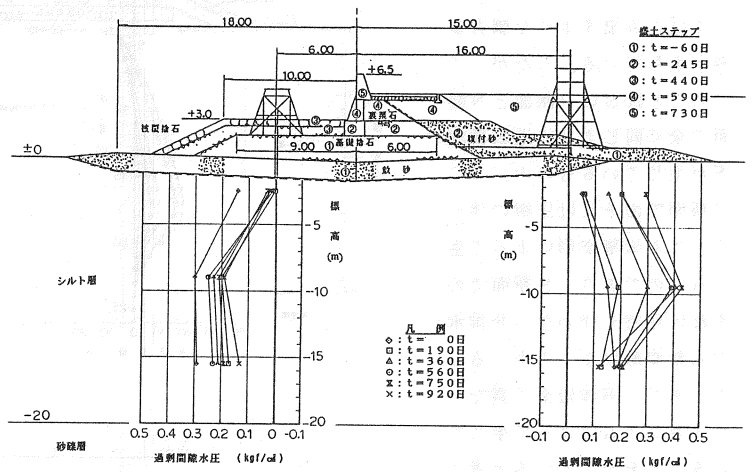
このように本事例は、サンドコンパクションパイル打設地盤と無処理地盤で、地中の挙動は全く異なっている、地表面沈下曲線にはその違いが表れない場合があることを示したものである。

8.4 まとめ

以上で示したように、バーチカルドレーン打設地盤と無処理地盤で、全く異なったメカニズムで圧密が進行しながらも、地表面沈下曲線は全く同じように推移している場合があることが、弾・粘塑性構成式を用いた考察、および現場実測データから明かとなった。しかし、このような現象がどのような条件のときに生じるかを、本研究で明らかにすることができなかった。今後、この点を明らかにすれば、バーチカルドレーン工法の有効性に関する論争に終止符を打つことができるものと思われる。



(a) SCP断面



(b) N断面

図 8.6 過剰間隙水圧の実測値

9. あとがき

バーチカルドレーン工法の有効性に対する議論がなされ始めて久しいけれど、今日においても十分な結論が得られていない。当初の頃に比べると多種多様なバーチカルドレーンが開発され、施工目的も多様化しているために、単純に有効性を議論し難くなったことも事実であるが、当初から存在した残留沈下抑制に対する有効性論議は、今日なお主要な課題として残されている。問題が解決しない今ひとつの理由に、有効とする側と無効とする側がそれぞれの立場で主張するだけで、十分噛み合った議論になっていないことがある。本研究委員会のメンバーの大半は有効論者で、ややもすると一方的主張になり易く、それを避けるように努力した心づもりではあるが、報告書を書いてみると、やはり有効論者の主張が色濃くみられ、対峙する側の立場でものを考えることの難しさを痛感している。

この3年間の研究期間で、バーチカルドレーン工法を効果的にしない様々な要因を見出すことはできたと考えているが、大きな素因のひとつと考えられる粘土のクリープの問題がほとんど手付かずで終わったこと

は誠に残念でもある。この問題は、真正面から取り組むにはあまりに大きい問題ではあるけれども、別の機会を捕らえて是非挑戦したいと考えている。

終わりに当たって、研究委員会を組織して戴いた(社)土質工学会中国支部と現場データなどの提供を戴いた諸機関、諸企業の方々に厚くお礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) Housel, W.S. (1954) : "Checking up on Vertical Sand Drains", Bull. HRB, No.90, pp.1
- 2) Casagrande, L. and S. Poulos (1969) : "On the Effectiveness of Sand Drains", Canadian Geotechnical Journal, Vol.6, pp.287-326
- 3) Lindskog, G. and B.B. Broms (1970) : "On the Effectiveness of Sand Drains", Discussion, Canadian Geotechnical Journal, Vol.7, pp.508-510
- 4) Hansbo, S. (1960) : "Consolidation of Clay, with a Special Reference to Influence of Vertical Sand Drains", Proc. SGI, No.18, pp.1
- 5) Boston Society of Civil Engineers (1971) : "Report of Panel Discussion on Vertical Sand Drains", Journal of Boston Society of Civil Engineers, Vol.58, No.2, pp.78-84
- 6) 斉藤迪孝 (1968) : 土質工学における誤りやすい諸問題、土質試験結果の解釈と適用例、土質工学会、pp.1-28
- 7) 持永龍一郎 (1968) : 圧密試験、土質試験結果の解釈と適用例、土質工学会、pp.239-276
- 8) 土質工学会 (1970) : 第15回土質工学シンポジウム「軟弱地盤改良工法とその効果」
- 9) 土質工学会 (1972) : 土と基礎、「軟弱地盤」小特集号、Vol.20, No.8
- 10) 土質工学会 (1982) : 講座「深い地盤改良の実際と問題点を考える」、土と基礎、Vol.30, No.9~Vol.31, No.2
- 11) Rowe, P.W. (1968) : "The Influence of Geological Features of Clay Deposits on the design and performance of Sand Drains", Supplement to the Proc. ICE, pp.1-72
- 12) 栗原則夫 (1982) : バーチカルドレーン工法の実際と問題点(2) - 高速道路盛土の場合 -、土と基礎、Vol.30, No.11, pp.81-87
- 13) Landau, R.E. (1966) : "Method of Installation as a Factor in Sand Drain Stabilization Design" Highway Research Record, No.133, pp.75
- 14) 田沢光弥・若命善雄 (1974) : サンド・ドレーン工法の比較実験、土と基礎、Vol.22, No.7, pp.23-30
- 15) 日本道路公団試験所、土木試験室 (1986) : 軟弱地盤における高速道路盛土の沈下特性に関する研究
- 16) 持永龍一郎 (1972) : 圧密による軟弱地盤の改良効果について、土と基礎、Vol.20, No.8, pp.25-31
- 17) Kumamoto, N., Sumioka, N., Moriwaki, T. and Yoshikuni, H. (1987) : "Settlement Behavior of Improved Ground with Vertical Drain System.", Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.77-88
- 18) 熊本直樹・住岡宣博・森脇武夫・吉国洋 (1988) : 部分改良地盤の沈下と強度増加、土質工学会中国支部論文報告集、Vol.6, No.1, pp.71-80