

バーチカルドレーンによる部分改良地盤の改良効果

Effect of Vertical Drains Installed in a Portion of the Ground

熊本 直樹* (Naoki Kumamoto)
住岡 宣博** (Nobuhiro Sumioka)
森脇 武夫*** (Takeo Moriwaki)
吉國 洋**** (Hiroshi Yoshikuni)

キーワード：圧密／強度／沈下／粘性土／バーチカルドレーン／有効応力／有限要素法 (IGC : D5)

1. まえがき

バーチカルドレーン工法は、軟弱地盤改良の最も代表的な工法であり、1936年に実用化されて以来、約30年間はその有効性に疑いを持たれることなく、急速に普及した。ところが、1960年後半になるとこの工法の有効性に疑問を抱く技術者が現れ始め、バーチカルドレーン工法の有効・無効論争が現在まで続いてきた。

わが国における有効・無効論争は海側、山側の技術者が対抗する形で行われてきたが、海側、山側の地形・土質等の自然条件の違いの他に、バーチカルドレーンに期待する効果が大きく異なっていたこと、圧密のメカニズムにまで立ち入った議論があまりなされなかったことなどもあって、水掛け論に終始した感がある。

バーチカルドレーン工法が無効であると主張する理由の一つとして、設計時に期待した効果が実際にはみられなかったということが挙げられている。これは、バーチカルドレーンが無効であるというよりも、設計理論の前提条件と実際の現場の条件が多くの場合に異なっていることに起因することが多い。

例えば、設計理論と実際の相違点のひとつとして、改良範囲および荷重範囲の違いが挙げられる。設計で用いられるBarronの理論は、バーチカルドレーンを広範囲に打設し、荷重も無限に広く荷重される全面改良・全面荷重を前提としているのに対し、実際のはほとんどが部分改良・部分荷重である。

このような設計理論と実際の境界条件の相違点はいくつかあるが、著者らは、これまでに部分改良・部分荷重により多次元的な変形が生じる地盤の地表面沈下挙動を、弾塑性有限要素法を用いた数値実験によって検討し、通常的设计理論で予測される挙動との違いを明らかにした²⁾。また、同様の手法で地盤内の有効応力増加および強度増加も検討し、報告している³⁾。しかし、上記検討は片面排水地盤にバーチカルドレーンを部分的に打設した条件であったので、今回は両面排水地盤に関する検討を追加し、これまでの検討結果とあわせて部分改良地盤の改良効果をこの報文に総括した。数値シミュレーションは実際に生じる現象の全てを忠実に再現できるものではないが、Barronの理論で予測される現象と部分改良地盤の改良効果の違いは十分知ることができ、この検討結果は実設計において大いに参考になるものと考えられる。

2. 部分改良地盤の変形挙動の検討手法

バーチカルドレーン打設地盤の変形挙動を、系統的な数値計算で検討する。数値計算方法としては、境界条件の処理、材料の多様性への対応が容易である有限要素法を用いる。

圧密現象の解析を行う場合は、通常の変形解析の基礎方程式にDarcy 則および変形と脱水の連続条件を加

* 三菱重工業㈱ 広島研究所 鉄構・土木研究室, **中電技術コンサルタント㈱ 土木第2本部

*** 広島大学 工学部 第四類 助手, ****広島大学 教授 工学部 第四類

えて解析する必要がある。このためには、間隙水の流れを考慮する必要があるが、圧密現象を準静的と見なして、間隙水圧を未知数にとる。なお、以下ではDarcy 則と連続条件を併せて、広義の連続条件と呼ぶ。

圧密現象を有限要素法で解く方法についてはかなり研究されており、間隙水圧の離散化方法については、それを要素に対応させる方法と節点に対応させる方法とに大別される。ここでは前者の方法を採用し、連続条件式は安定な差分として最も簡単な後退差分で近似している。粘土骨格の構成関係は、いわゆる修正 Cam-clay 理論に基づき、関連流れ則および直交則を採用して導出している。

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平面ひずみ有限要素法解析を行うためには、何らかの近似的取扱いを必要とする。その方法はいくつかあるが、ここでは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た¹⁾。

3. 数値解析用モデル地盤および計算ケース

3.1 数値解析用モデル地盤

数値解析に用いるモデル地盤は、海成粘土を想定して、1ケースを除いて、層厚10mの正規圧密粘土地盤とした。計算に使用した定数は福山粘土と広島粘土を参考にして、表1に示すとおりとした。なお、圧密過程中 c_v を一定とするために、透水係数 k を間隙比の変化に応じて変化させている。

計算は、載荷幅 (B_L)、改良幅 (B_T)、ドレーンピッチなどを変化させて、63ケース行った。そのうち約半分のケースでは壁状のドレーンピッチを2mとし、残りのケースでは3mである。以下で引用する計算ケースの荷重強度は全て $q=5\text{tf/m}^2$ であり、これはモデル地盤に対しては安全率約1.2に相当する²⁾。また、モデル地盤の下端面は非排水面としているが、5ケースのみについては両面排水地盤として計算した。

この数値計算では、壁状のドレーンを使用しているので、改良地盤の設計理論に相当するものは一次元圧密理論である。したがって、設計時の改良効果は一次元圧密理論で予測することになり、時間係数 T_h は式(1)ようになる。

$$T_h = c_v t / L^2 \quad (L: \text{壁状ドレーンピッチの} \frac{1}{2}) \quad (1)$$

一方、非改良地盤の圧密過程は、通常的设计では一次元圧密理論で予測しているので、粘土層下端面を非排水面とした非改良時のモデル地盤の時間係数 T_v は

$$T_v = c_v t / H^2 \quad (H: \text{層厚}) \quad (2)$$

である。すなわち、上記土質について具体的に示すと、改良を施さない原地盤の圧密度90%に達する時間は約23年であるが、ドレーンピッチ2mの場合はそれを2.8月に、ドレーンピッチ3mの場合はそれを6.4月に短縮することを期待している。なお、非改良両面排水地盤の時間係数 T_v は、層厚の $\frac{1}{2}$ を式(2)の H に代入して求められる。

計算では、改良幅および載荷幅を系統的に変化させ、それに応じてモデル地盤の要素分割も変化した。バーチカ

表1. 計算に使用した定数

計算に使用した定数		備考
圧縮指数	$\lambda = 0.291$	自然対数
膨潤指数	$\kappa = 0.0304$	自然対数
限界状態線の傾き	$M = 1.40$	
初期鉛直応力	$\sigma'_{v0} = 2 + 0.5z \text{ (tf/m}^2\text{)}$	z : 地表面からの深度 (単位:m)
静止土圧係数	$K_0 = 0.597$	
初期間隙比	$e_0 = 2.01 - 0.291 \ln((1+2K_0)\sigma'_{v0}/3)$	
初期透水係数	$k_0 = c_v m_v \gamma_w$	
圧密係数	$c_v = 100\text{cm/day}$	圧密過程中一定
体積圧縮係数	$m_v = \lambda / (1 + e_0)\sigma'_{v0}$ (m/tf)	
間隙水の単位体積重量	$\gamma_w = 1.0\text{tf/m}^3$	

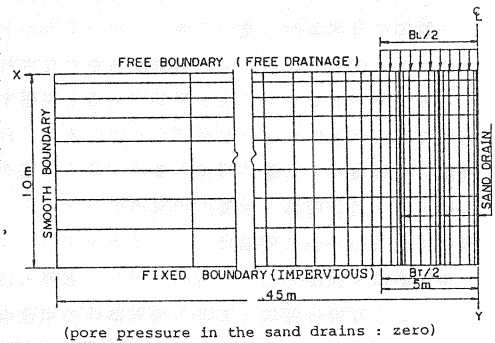


図1 要素分割例 (片面排水地盤)

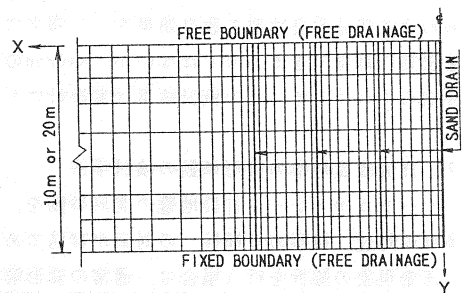


図2 要素分割例 (両面排水地盤)

ルドレーンを片面排水地盤に打設したときの要素分割例を図1に、両面排水地盤に打設したときの例を図2に示す。

計算は中心線から左半分について行い、中心線から左側へX座標を、地表面から鉛直方向へY座標をとった。解析領域の左右端面は、X方向変位を拘束、Y方向変位は自由、下端面はX、Y方向変位を拘束、上端面の変位は完全自由としている。また、大部分のケースでは解析領域の上端面のみを排水境界、他の境界面は全て非排水面とし、片面排水地盤条件にした。両面排水地盤の場合は、解析領域の下端面も排水境界とした。

前述のように、バーチカルドレーンは壁状ドレーンとしており、ドレーン位置の要素分割線を完全排水面とした。したがって、ウェルレジスタンス、ドレーンの剛性は考慮していない。また、荷重の剛性も、考慮していない。荷重は、微小荷重増分法を用いて、非排水条件で載荷し、そのあと圧密過程の計算に入って、非改良域の圧密が終了する20000日まで計算した。

4. 改良および載荷パターンと変形特性

4.1 地表面沈下形状

改良幅と載荷幅が等しいときの地表面沈下形状の例を図3に、改良幅より載荷幅が広いときのそれを図4に示す。これらの図から、改良域と非改良域との境界付近で沈下遅れが発生し、改良幅よりも載荷幅が広くなると沈下遅れが顕著になることがよく分る。本章では、この沈下遅れについて説明する。

4.2 時間～沈下度関係

載荷幅と改良幅の関係が地表面沈下～時間関係に与える影響を説明する。図5に、載荷幅 B_L と改良幅 B_T の比 B_L/B_T が 1.0, 2.0 のときの時間係数 T_h と沈下度 I_v の関係を示す。ここで時間係数 T_h は式(1)で定義され、沈下度 I_v は式(3)で定義する量である。

$$I_v = (S - S_0) / (S_r - S_0) \quad (3)$$

ここで、 S , S_0 , S_r はそれぞれ、地表面沈下量、 S の初期値、 S の最終値である。図5の中で 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、non-improvement と書いてある曲線は、無処理地盤の $T_h \sim I_v$ 関係である。

図5(a)から分かるように、載荷幅と改良幅が等しい場合は、 $X=0 \sim X=0.8B_T/2$ まではほぼ設計理論と同

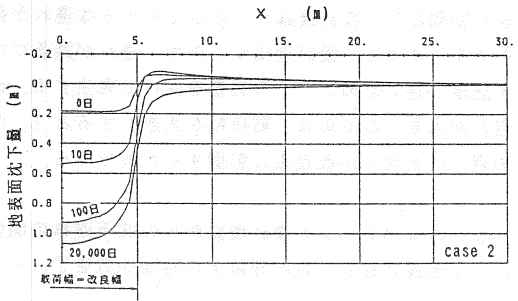


図3 改良幅と載荷幅が等しいときの
地表面沈下形状の例

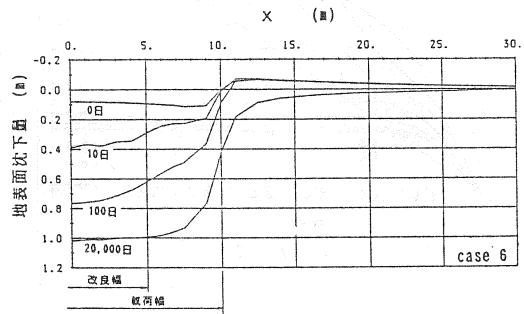
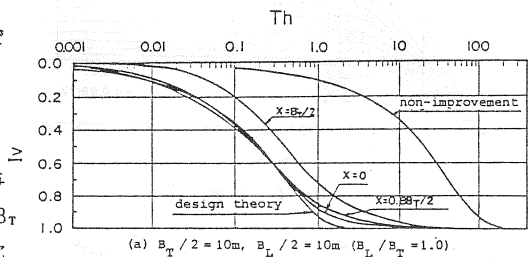
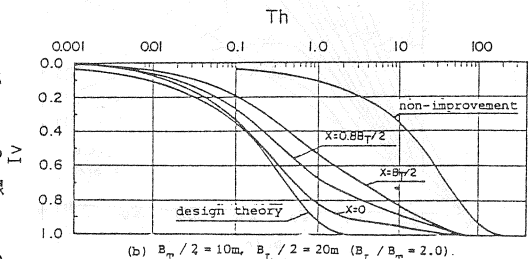


図4 改良幅より載荷幅が広いときの
地表面沈下形状の例



(a) $B_T/2 = 10\text{m}$, $B_L/2 = 10\text{m}$ ($B_L/B_T = 1.0$)



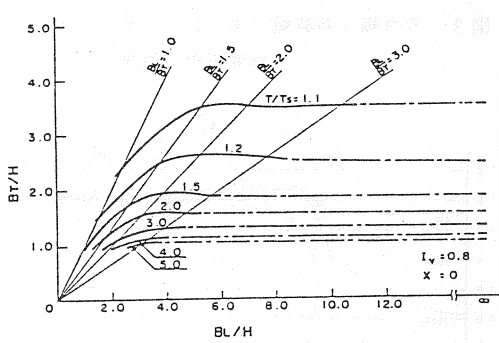
(b) $B_T/2 = 10\text{m}$, $B_L/2 = 20\text{m}$ ($B_L/B_T = 2.0$)

図5 時間～沈下度関係の例 (ドレーンピッチ 2 m)

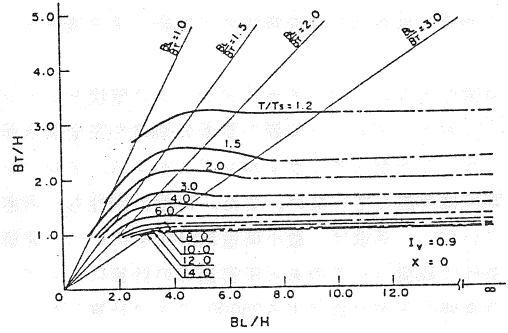
じ速度で圧密は進行するが、 I_v が 0.7 以上では設計理論からの遅れが顕著になる。改良端部においては、圧密の初期から、設計理論からのかなり大きな遅れが発生する。一方、 $B_L/B_T = 2.0$ と改良幅に比して載荷幅を大きくすると、設計理論からの沈下遅れが顕著になる。このような設計理論からの遅れは、非改良域の圧密速度が遅いために、その影響を受けて発生する。改良幅に比べて載荷幅を大きくしたとき設計理論からの遅れが大きくなるのは、載荷幅を大きくすると $B_L/B_T = 1.0$ の場合よりも非改良域の沈下量が増大し、その遅い圧密沈下が改良域に影響するためである。

4.3 改良パターンと設計理論からの沈下遅れの関係

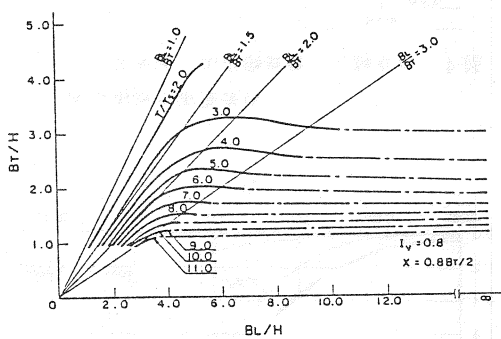
ある圧密度に達する設計理論上の時間係数を T_s とし、数値計算でその圧密度と同じ値の沈下度に達する



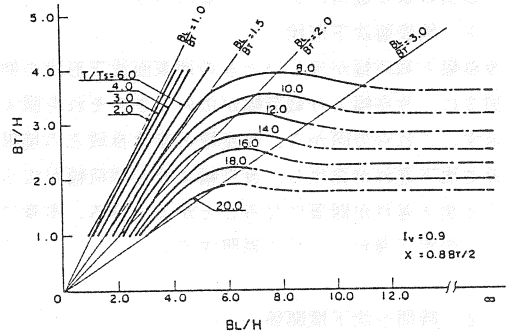
(a) $X = 0$



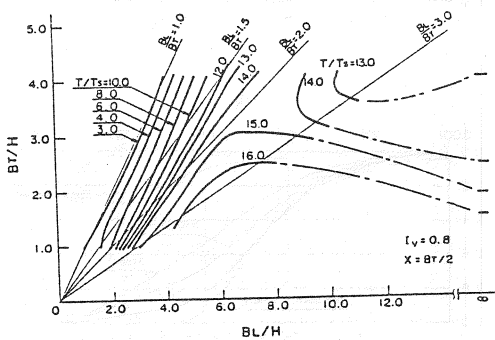
(a) $X = 0$



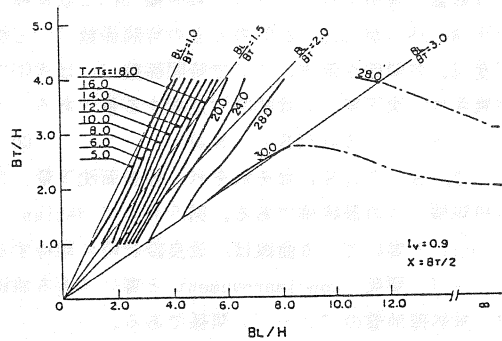
(b) $X = 0.8B_T/2$



(b) $X = 0.8B_T/2$



(c) $X = B_T/2$



(c) $X = B_T/2$

図6 時間遅れ比の等値線の例 ($I_v = 0.8$)

図7 時間遅れ比の等値線の例 ($I_v = 0.9$)

時間係数を T とする。このとき、 T/T_s を時間遅れ比と定義する。すなわち、 $T/T_s < 1$ では数値計算の沈下が設計理論のそれより速く、 $T/T_s > 1$ では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。

さて、ドレーンピッチ 2 m のときの時間遅れ比を整理した例を図 6、図 7 に示す。図 6 は $I_v = 0.8$ のときの、図 7 は $I_v = 0.9$ のときの $X = 0$ 、 $X = 0.8B_T/2$ 、 $X = B_T/2$ の位置の時間遅れ比を示したものである。

図 6 をみると、中心線上 ($X=0$) では、時間遅れ比が比較的小さい。中心線上 ($X=0$) および改良端から 2 割内側 ($X=0.8B_T/2$) では、載荷幅 B_L を固定して改良幅 B_T を大きくしていくと時間遅れ比が小さくなる傾向にある。また、改良幅 B_T を固定して載荷幅 B_L を大きくしていくと、時間遅れ比が大きくなっていく傾向にあるが、ある載荷幅以上になるとほぼ一定値になるようである。改良端 ($X=B_T/2$) では時間遅れ比が大きくなり、載荷幅と改良幅が等しい場合でも T/T_s 値は 3、載荷幅が改良幅の 2 倍のときは T/T_s 値は 13 程度である。以上は沈下度 I_v が 0.8 のとき (図 6) の説明であるが、沈下度 I_v が異なる場合は、 X 座標位置が同じであれば、曲線の形は類似し、 T/T_s 値が異なる。すなわち、図 6 と図 7 を比較すると、 I_v が大きくなると T/T_s 値も大きくなっており、 I_v が異なっても定性的には図 6 と同じ傾向である。

これまでの考察は、全て、ドレーンピッチが 2 m のときの計算に基づいているが、ドレーンピッチを拡げて改良速度を遅くすると、ドレーンピッチが密で改良速度が速いときよりも T/T_s 値が小さくなる³⁾。

この理由として、次の 2 つが考えられる。第 1 の理由は、設計理論では鉛直方向の排水の影響は考慮していないのに対し、数値解析では粘土層の上端面も排水面としていることである。ドレーンピッチ 2 m の場合は、無処理地盤に比べて 100 倍の沈下速度になるので、鉛直方向排水の影響は小さい。ところが、ドレーンピッチ 3 m の場合は、無処理地盤に比べて 44.4 倍の沈下速度であるので、ドレーンピッチ 2 m の場合よりも鉛直方向排水の影響が相対的に大きくなる。第 2 の理由は、ドレーンピッチを広げることにより改良速度が遅くなり、無処理時の圧密速度すなわち非改良域とのギャップが緩和されることである。

さて、同じ圧密度に達する時間を、無処理時に t_n 、改良時に t_i とし、 $B_L/B_T = 2.0$ で、沈下度 $I_v = 0.9$ のときの t_n/t_i と改良端から 2 割内側での沈下遅れ比 T/T_s の関係を図 8 に示す。この図から、 t_n/t_i を大きくすると、時間遅れ比 T/T_s が大きくなること分かる。大胆に言えば、ドレーンピッチ 3 m のときの T/T_s 値は、ドレーンピッチ 2 m のときの約半分である。

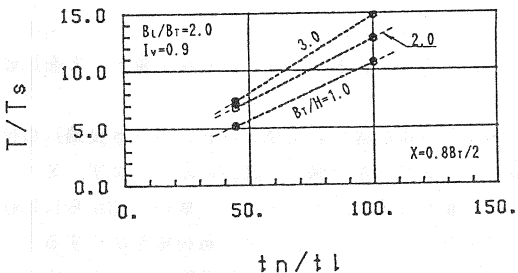


図 8 t_n/t_i と時間遅れ比の関係例

以上から、ドレーンを密に打設して圧密を速くしようとすればするほど沈下遅れが顕著になり、設計理論で予想するほどには圧密は速くならないことが分かる。

なお、以上の検討は全て数値計算に基づくものであるが、この数値計算方法による計算結果と実測値とを対比して、数値計算と同様の現象は、実際にも発生していることを確認している²⁾。

これまで第 4 章で説明してきた事柄は、全て片面排水地盤に関するものであるが、その結論は両面排水地盤についても同様に言えるので、その例を以下に示す。片面排水地盤及び両面排水地盤にドレーンピッチが

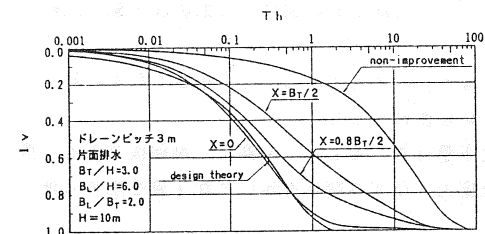


図 9 沈下度 I_v の時間変化 (片面排水地盤)

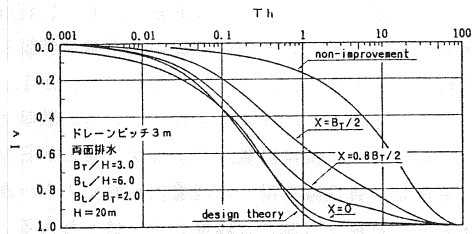


図 10 沈下度 I_v の時間変化 (両面排水地盤)

3 mで、 B_T/H 、 B_L/H 及び t_n/t_i を同一条件にしたとき、すなわち

片面排水地盤 ; フレッチ=3.0m, $B_T/H=3.0$, $B_L/H=6.0$, $B_L/B_T=2.0$, $t_n/t_i=44.4$, ($H=10m$)

両面排水地盤 ; フレッチ=3.0m, $B_T/H=3.0$, $B_L/H=6.0$, $B_L/B_T=2.0$, $t_n/t_i=44.4$, ($H=20m$)

のときの沈下度 I_v の時間変化を図9, 図10に示す。図9と図10を比較すると沈下度の曲線は極めて類似しており、片面排水地盤にドレーンを打設したものに関する第4章の考察は、両面排水地盤についても定性的に共通して言えることが分かる。

次に、沈下度 I_v が0.8のときの時間係数 T_n を比較すると、 $X=0$ においては片面、両面排水地盤ともに約0.6、 $X=0.8B_T/2$ においては片面排水地盤が約1.5であるのに対し両面排水地盤は約1.4とほぼ同じである。 $X=B_T/2$ においては片面排水地盤が約5であるのに対して両面排水地盤では約6.5と少し差がある。したがって、改良端から2割内側($X=0.8B_T/2$)程度までは第4章の考察は両面排水地盤に定量的にも適用でき、改良端($X=B_T/2$)では定量的には少し値が異なると結論できる。

4.4 最終沈下量

通常の設計では、荷重による地盤内応力を弾性論を用いて求め、 m_v 法、 e 法、 C_c 法のいずれかで最終沈下量 S_f を求める。そこで、この慣用沈下計算法と、ここで行った数値解析の沈下量を比較してみる。

慣用計算法としては C_c 法を取り上げ、 C_c 法を用いて数値解析と同じ荷重条件の最終沈下量 S_f を求める。この S_f を設計理論における沈下量という意味で、 S_s と表記する。一方、数値解析の沈下量としては、最終沈下量 S_f から瞬時沈下量 S_0 を引いたもの、すなわち

$$S_c = S_f - S_0 \tag{4}$$

を求め、この S_c と C_c 法による沈下量 S_s とを比較する。

$X=0$ (中心線)および $X=B_T/2$ (改良端)の位置の S_c/S_s を、図11, 図12に示す。まず、 $X=0$ の沈下量を見ると、 S_c/S_s の値は1.03から1.18程度であり、どちらかと言えば、荷重幅を広くすると1に近づくようである。また、荷重幅 B_L を小さくすると、FEM計算による $X=0$ の沈下量は C_c 法によるものよりも大きくなっていく。しかし、その増加量は高々2割増程度である。

一方、 $X=B_T/2$ (改良端)のときの S_c/S_s は、荷重幅 B_L を増していくと、一旦増加したあと、1へ近づく。しかし、 S_c/S_s は大きくても、1.12程度である。また、 $X=B_T/2$ の位置の沈下量の特徴は、荷重幅 B_L を小さくしていくと、 S_c/S_s が1より小さくなることである。しかし、小さくなると言っても、 $S_c/S_s=0.8$ 程度であり、1に近い数字であることには変わりはない。

以上のように、慣用計算法による沈下量とFEMによる沈下量は異なるとしても高々2割前後である。慣用計算法は、弾性論を用いた地盤内鉛直応力と一次元圧縮の応力~ひずみ関係を用いて沈下量を求める便法であるが、簡便さの割には精度のよい値を与える。

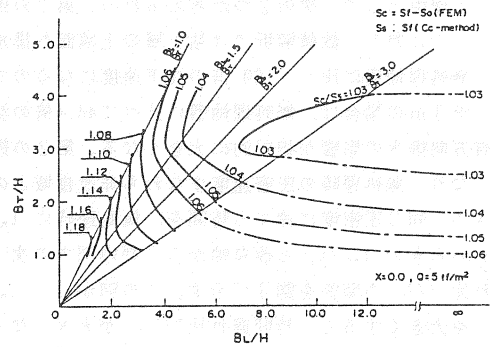


図11 C_c 法とFEMによる最終沈下量の比較

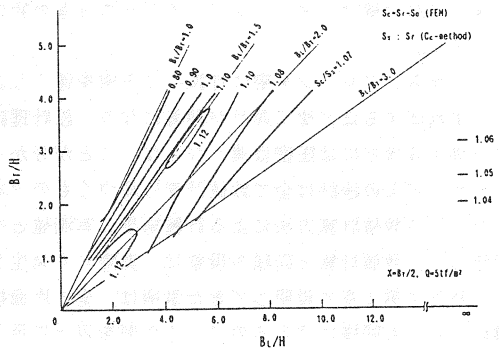


図12 C_c 法とFEMによる最終沈下量の比較

5. 余改良域の決定方法

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、その構造物の周囲が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。

この章では、部分改良地盤に全面載荷したときの適切な余改良域の決定方法を提案する。

感覚的ではあるが、部分改良地盤に全面載荷したときの沈下度の等時曲線(図13)を、①改良域中心からの遅れが殆どない領域、②改良域中心からの遅れが著しい領域、および③遷移領域に区分する。次に、各改良幅に対して沈下度の等時曲線を作成し²⁾、各改良幅に対する上記3区分の境界の X_R/H を求める。

この3区分の境界の X_R/H を遅れが殆どない幅 B_{TN}/H に対してプロットすると図14に示すようになり、 $B_{TN}/H \sim B_T/H$ 平面を3領域に区分できる。ここで、 B_T は全改良幅を、 B_{TN} は有効改良幅を意味し、余改良幅を B_{TS} とすると、

$$B_T = B_{TN} + 2B_{TS} \quad (5)$$

という関係にある。

図14から、遅れることなく改良したい幅、つまり、有効改良幅 B_{TN} が与えられたときに、全改良幅 B_T を定めることができる。目的によっても異なるが、「改良域中心からの遅れが殆どない領域」で全改良幅 B_T を決めるのはあまりにも安全側であると思われる。余改良幅 B_{TS} を粘土層厚 H と同じにとると図13の一点鎖線のようになり、遷移領域の中央付近にくる。図13から分かるように、遷移領域の中央付近であれば沈下遅れはあまり目立たない。一方、余改良幅 B_{TS} を粘土層厚 H の半分にとると、図14の破線のようになる。この破線は「遷移領域」と「遅れが著しい領域」の境界付近にあり、図13から分かるように、端部において沈下の遅れが目立つ。

以上から、余改良幅 B_{TS} としては、層厚 H と同程度にとることをここでは提案する。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期待できる。

6. 部分改良地盤に全面載荷したときの有効応力および強度増加

6.1 有効応力増加

ここでは、平均有効応力 σ'_m の増加について検討する。境界条件としては、第5章と同様に、部分改良した片面排水地盤に全面載荷する場合を取り上げる。

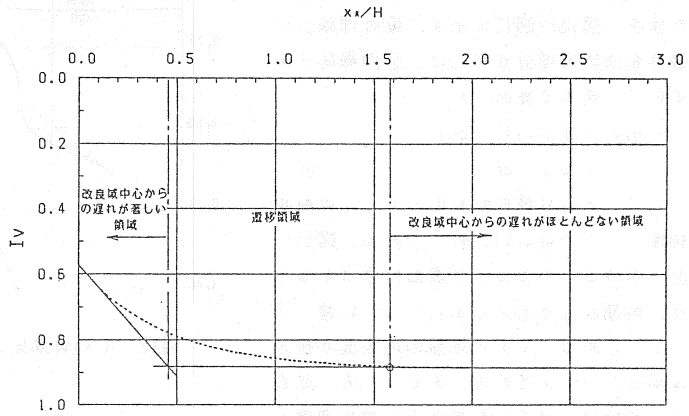


図13 改良域内の沈下遅れの区分

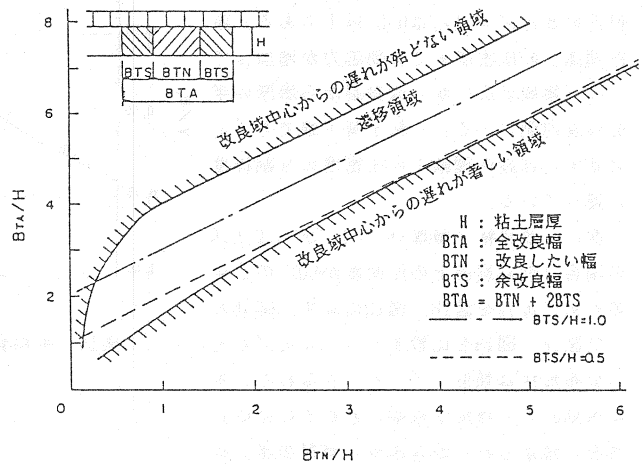


図14 余改良幅決定方法

改良幅/層厚(B_T/H)が2.1で、設計理論上の圧密度が70%, 80%, 90%のときの数値計算の平均有効応力増分 $d\sigma'_m$ を設計理論上の最終有効応力増分 $d\sigma'_{rs}$ で無次元化した値を、図15~図17に示す。設計理論上の最終有効応力増分 $d\sigma'_{rs}$ は、全面載荷であるので、式(6)で算出した。

$$d\sigma'_{rs} = d\sigma_{vr}(1+2K_0) = q(1+2K_0) \quad (6)$$

ここで、 σ_{vr} は最終鉛直応力で、 q は荷重強度(ここでは $q=5\text{tf/m}^2$)である。図15~図17をみると、改良域の表面付近はかなり早い時期から $d\sigma'_m/d\sigma'_{rs}=1.0$ に達している。これは、モデル地盤の地表面が排水境界となっているためである。一方、改良域の端部付近は平均有効応力の増加速度が遅く、設計理論上の圧密度が90%に達する時点になっても、改良域と非改良域の境界付近の $d\sigma'_m/d\sigma'_{rs}$ は0.5以下である。設計理論上の圧密度まで有効応力が増加していない領域は広いが、改良端から層厚の半分程度内側に入ると、粘土層下端でも $d\sigma'_m/d\sigma'_{rs}$ は設計理論上の圧密度の9割程度に達している。

次に、改良幅/層厚(B_T/H)が3.0, 6.0の場合で設計理論上の圧密度が80%のときの $d\sigma'_m/d\sigma'_{rs}$ を図18, 図19に示す。図16および図18, 図19を比較すると、 $d\sigma'_m/d\sigma'_{rs}$ の分布形状は類似している。すなわち、平均有効応力の増加が極端に遅れるのは改良端部に限定され、改良端から層厚の半分程度内側に入ると、 $d\sigma'_m/d\sigma'_{rs}$ は設計理論上の圧密度の9割程度に増加している。

6.2 強度増加

次に、強度増加について考察する。数値計算のモデル地盤を一次元圧密したときの強度増加率 $dc_u/d\sigma_{vr}$ は、修正Cam-clay理論によれば $dc_u/d\sigma_{vr}=0.318$ と算出される。つまり、この章では $q=5\text{tf/m}^2$ の全面載荷のケースを考えているので、通常的设计の考え方をすれば、 $dc_{urs}=1.59\text{tf/m}^2$ の最終的な強度増加を期待することになる。

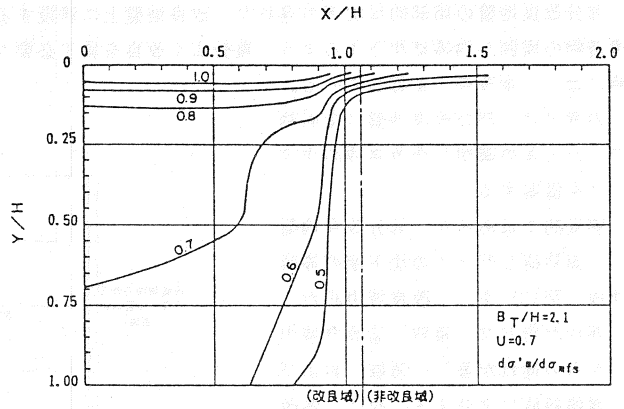


図15 平均有効応力増分($B_T/H=2.1, U=0.7$)

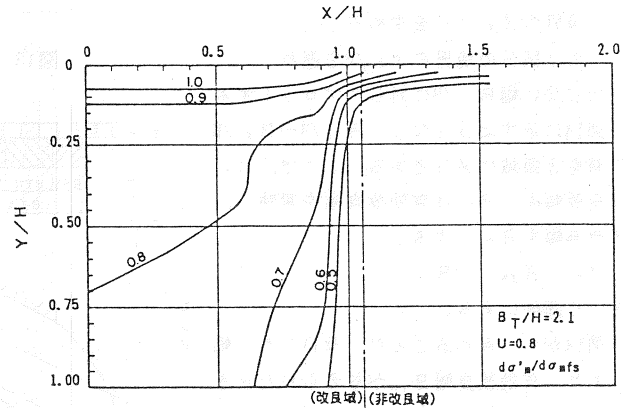


図16 平均有効応力増分($B_T/H=2.1, U=0.8$)

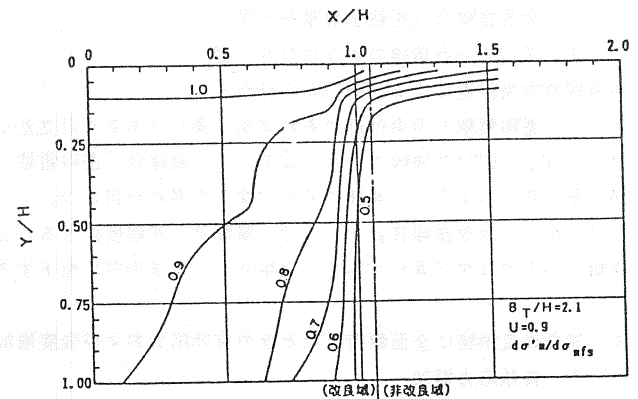


図17 平均有効応力増分($B_T/H=2.1, U=0.9$)

一方、数値計算の強度増加 dc_u は、以下のようにして求める。平均有効応力 σ'_m 、偏差応力 q_s で異方応力状態にある要素の一軸圧縮強度 q_u は、修正Cam-clay理論によれば、式(7)で与えられる。

$$q_u = M\sigma'_m \left\{ \frac{1 + (q_s / (M\sigma'_m))^2}{2} \right\}^{1 - \kappa / \lambda} \quad (7)$$

したがって、圧密過程中的任意な応力状態にある要素の非排水せん断強度増分 dc_u は、その状態での一軸圧縮強度 q_u と初期状態での一軸圧縮強度 q_{u0} を式(7)で算出し、式(8)に代入することによって求められる。

$$dc_u = dq_u / 2 = (q_u - q_{u0}) / 2 \quad (8)$$

$B_T / H = 2.1, 3.0, 6.0$ の場合で、設計理論上の圧密度が80%に達する時間の dc_u / dc_{urs} を、片面排水地盤と両面排水地盤とを対比して示すと、図20～図25のようになる。図20～図25中の数値は、設計理論上の圧密度が80%のとき、通常的设计理論で予想される粘着力の最終増加量に対して、数値計算で得られた粘着力増加量との程度大きくなっているかを示している。また、ここでは全面載荷について検討し、粘土層全域にわたって通常的设计理論で予想される粘着力の最終増加量 dc_{urs} は一定と考えているので、図20～図25の数値は数値計算で得られた非排水せん断強度増分の分布をも示している。図26、図27は $B_T / H = 3.0$ の場合の $U = 0.7$ および $U = 0.9$ のときの非排水せん断強度増分である。

図20～図25は設計理論上の圧密度が80%の時点の dc_u / dc_{urs} であるが、その値が0.8に達している領域は少ない。平均有効応力増分と同様に、強度増加の遅れは改良域端部で顕著であり、改良端から層厚の半分程度内側へ入ると設計理論上の圧密度の9割程度に達する。

片面排水地盤を改良した場合と両面排水地盤を改良した場合を比較すると、片面排水地盤の $Y = 0 \sim 1.0H$ が両面排水地盤の $Y = 0 \sim 0.5H$ にはほぼ相当し、 X 方向は両者同様の現象である。但し、両面排水地盤の場合、 $Y = 0.5$ の上下を比較すると、粘土層の下端面付近は表面付近よりも強度発現が遅れる傾向にある。載荷条件及び排水条件は上下方向には完全に対称であるので、強度発現の違いは変形に関する境界条件、すなわち、粘土層下端面の変形を拘束していることに起因しているものと思われる。図26、図27は $B_T / H = 3.0$ の場合の $U = 0.7$ および $U = 0.9$ のときの非排水せん断強度増分であるが、改良端から $0.5H$ 程度内側までは、強度発現の遅れが著しいという点、および粘土層の下端面付近は表面付近よりも強度発現が遅れる傾向にあるという点は $U = 0.8$ のときと同じである。

したがって、設計に際しては、いわゆる強度増加率を0.85～0.9程度に低減し、さらに改良端付近は強度の発現が遅れるということを見込む必要があるであろう。

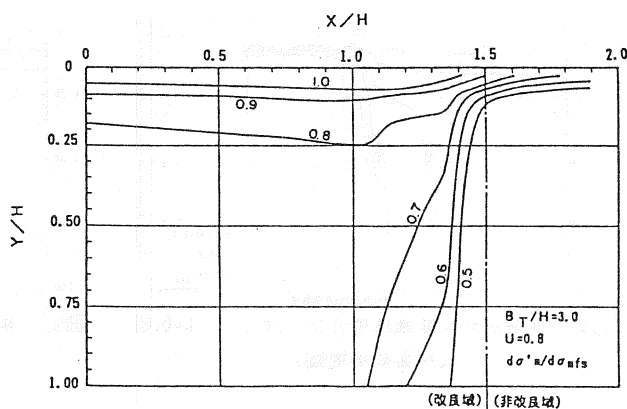


図18 平均有効応力増分 ($B_T / H = 3.0, U = 0.8$)

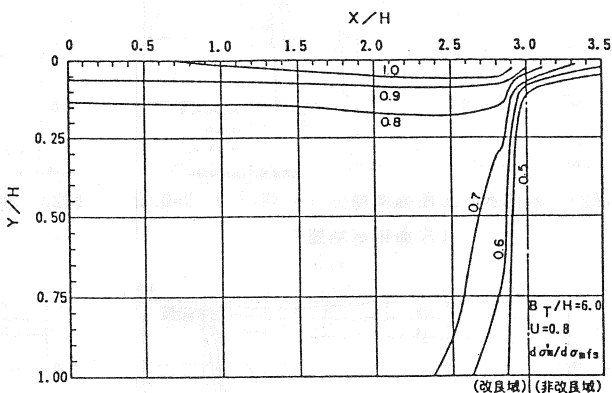


図19 平均有効応力増分 ($B_T / H = 6.0, U = 0.8$)

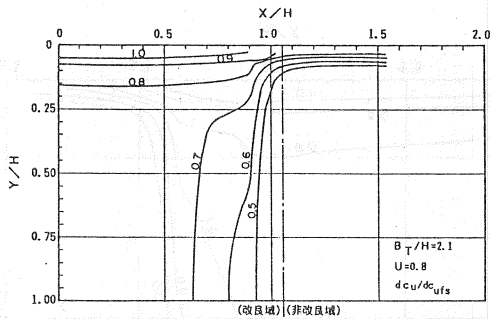


図20 非排水せん断強度増分 ($B_T/H=2.1, U=0.8$)
【片面排水地盤】

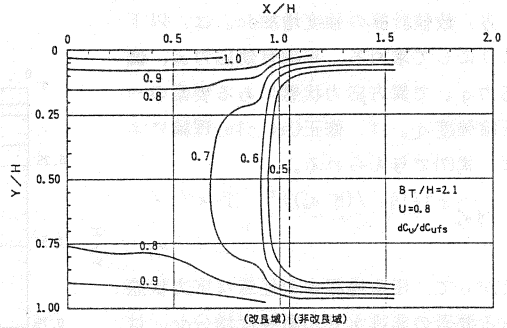


図21 非排水せん断強度増分 ($B_T/H=2.1, U=0.8$)
【両面排水地盤】

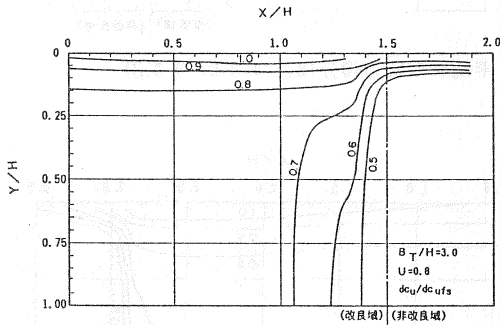


図22 非排水せん断強度増分 ($B_T/H=3.0, U=0.8$)
【片面排水地盤】

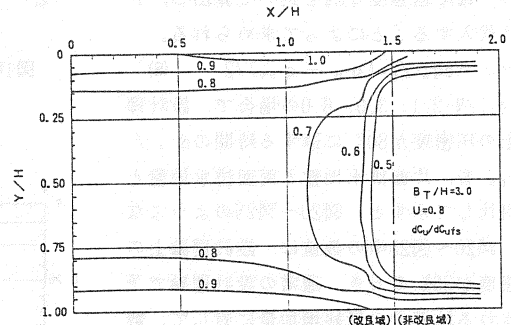


図23 非排水せん断強度増分 ($B_T/H=3.0, U=0.8$)
【両面排水地盤】

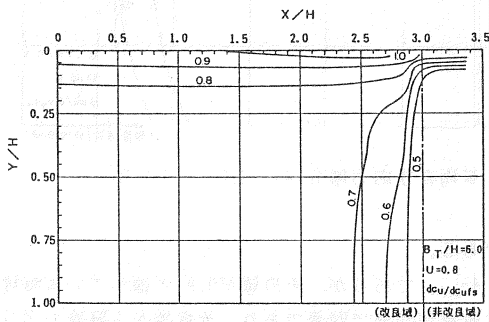


図24 非排水せん断強度増分 ($B_T/H=6.0, U=0.8$)
【片面排水地盤】

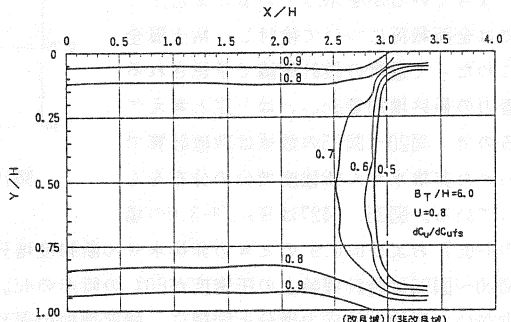


図25 非排水せん断強度増分 ($B_T/H=6.0, U=0.8$)
【両面排水地盤】

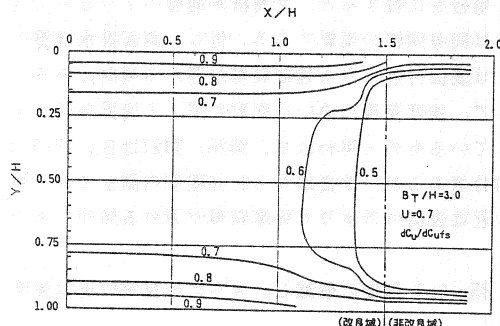


図26 非排水せん断強度増分 ($B_T/H=3.0, U=0.7$)
【両面排水地盤】

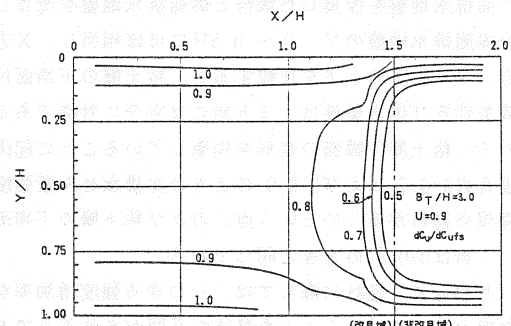


図27 非排水せん断強度増分 ($B_T/H=3.0, U=0.9$)
【両面排水地盤】

7. 結論

この論文では、部分改良・部分載荷のバーチカドレーン打設地盤の変形挙動を、設計理論と対比させながら、弾塑性有限要素法を用いて検討した。その主要な結論は、次のとおりである。

- (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、設計理論で予測したものよりも沈下が遅れる。この沈下遅れは、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、沈下の遅れは、圧密後期に顕著になる。
- (2) ドレーンピッチをせまくして、沈下速度を速くしようとすればするほど、非改良域の影響を強く受け、設計理論からの沈下遅れが大きくなる。
- (3) 沈下度の等時曲線を利用して、構造物の周囲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と良いことが分かった。
- (4) (1)～(3)の結論は主として片面排水地盤のバーチカドレーンを打設したときの検討結果に基づくものであるが、この結論は両面排水地盤についても同じことが言える。
- (5) 部分改良地盤に全面載荷したときの平均有効応力および強度の増加を検討したところ、設計に際してはいわゆる強度増加率を0.85～0.9程度低減し、さらに改良端付近は強度の発現が遅れるということを見込む必要があることが判明した。

謝 辞

この研究は、土質工学会中国支部「バーチカドレーンの有効性に関する研究委員会」の研究の一部として実施したものである。また、数値計算および計算結果の作画は、(株)リョーセンエンジニアズ吉森幸浩氏が実施した。ここに記して、上記委員会のメンバーおよび土質工学会中国支部の各位、また、吉森幸浩氏に対して謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 熊本, 吉国 (1986), バーチカドレーンを打設した地盤の有限要素法による計算方法, 土質工学会中国支部論文報告集, Vol.4, No.1, pp.43～52
- 2) Kumamoto, N., N. Sumioka, T. Moriwaki and H. Yoshikuni (1988), "Settlement behavior of the improved ground with a sand drain system", Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp. 77-88
- 3) 熊本 (1988), バーチカドレーン打設地盤の圧密変形に関する研究, 広島大学学位請求論文
- 4) 新舎, 原, 安部, 田中 (1982), サンドドレーンによる部分改良地盤の圧密沈下と側方変位, 土と基礎土質工学会, Vol.30, No.5, pp. 7～12
- 5) 熊本, 住岡, 森脇, 吉国 (1988), 部分改良地盤の沈下と強度増加, 土質工学会中国師部論文報告集, Vol.6, No.1, pp.71～80