泥炭の圧密特性に関する実験的研究*

赤 井 浩 一** 大 西 有 三** 安 川 郁 夫***

Experimental Study on Consolidation Properties of Peat

by

Koichi AKAI, Yuzo OHNISHI

(Department of Transportation Engineering, Kyoto University, Kyoto)

and Ikuo YASUKAWA

(Fushimi Technical High School, Kyoto)

Structures such as a road constructed on peat continue to settle in many years and often produce serious differential settlements.

The mechanical properties of peat have been studied by many researchers, and the secondary compression is known to be predominant in the settlement. The prediction of settlement at the field based on the Terzaghi's consolidation theory has not been successful yet in many cases for peat.

This paper describes an experimental study to find out a more accurate method for predicting the field settlement. The results show that the consolidation settlement should be interpreted by strain, and the strain increase at the field seems proportional to the value determined in the laboratory by adopting the square law of the depth of the soil layer. Also the long-term settlement appears to be estimated from the laboratory test results by using the concept of Bjerrum.

(Received Dec. 25, 1978)

キー・ワード：泥炭，圧密，二次圧密，層厚二乗則

1 はじめに

泥炭は、わが国では北海道にのみ局地的に分布する特殊土と考えられていたが、近年の土木事業の調査や工事において、本州にも泥炭地盤が各地に存在することが明らかとなり、設計や施工において問題となってきた。特に泥炭は、軟弱粘土とは異った特性をもち、軟弱粘土との対比における強度の特異性ととも、その圧密現象については未解明の部分が多い。

泥炭は二次圧密部分が普通の粘土に比して多いなど、従来の理論では説明のつかない現象が多い。泥炭の特異な圧密現象を説明すべく種々の試みがなされているが、土粒子実質部分に相当するものが未分解の植物繊維であり、これが大きな圧縮性を示す泥炭に対して、根本において Terzaghi の圧密理論のみに執着するのは合理的とはいえない。この圧密理論に基づく標準圧密試験の結果を用いて泥炭層の沈下予測が試みられているがうまくいっていない。これに対し、現地のある

る時期までの観測データをもとにして、それ以後の沈下を予測しようとする試みの方はうまくいっている。

ところで、今回、室内試験データから泥炭の圧密沈下の予測はできないものかということから実験を試みた。特異な性質を示す泥炭であっても、標準試験装置を用いた要素試験と現地での挙動とになんらかの相似性がありはしないかという考えから、いくつかの考察に基づいて、瞬時載荷方式による圧密試験を行った。

2 泥炭層の圧密沈下計算法

泥炭の圧密沈下を予測する方法には大きく分けて、室内試験結果に基づく方法と現地観測データに基づく方法の二つに大別される。ところが前者の方法はうまくいっていない。そこには種々の要因が考えられており、泥炭の圧密特性とともになんかなり研究されているが、それらの要因を包含するような形での実用性の高い圧密沈下計算法は提案されていない。これに対し、現地観測データに基づいて以後の沈下を予測しようとする方法は、従来の方法の他に新たなものも提案されており、これらの方が現在のところ実用性の高い計算法であると考えられる。

* 原稿受理 昭和53年12月25日

** 正 会 員 京都大学工学部 京都市左京区吉田本町

*** 京都市立伏見工業高校 京都市伏見区深草鈴塚町

2・1 室内試験結果に基づく方法

圧密の計算は、沈下量とその沈下がどれだけの時間かかって進行するか、の沈下時間の二つの面に分けられる。室内で圧密試験を行って圧密諸係数を求めてそれらの計算をするが、粘土の場合、沈下量の推定は比較的あうのに対し時間の推定の方に問題があるとされる。これに比べて泥炭の場合、そのどちらも問題が多いといえる。

沈下量 S は、直接的に測定され、得られる間げき比 e や圧縮指数 C_e 、体積圧縮係数 m_v を用いて次に示す式で計算される。

$$S = \frac{C_e}{1+e_0} H \log_{10} \frac{p_0 + 4p}{p_0} \quad (1)$$

$$S = \frac{e_0 - e}{1+e_0} H \quad (2)$$

$$S = m_v 4pH \quad (3)$$

こうして求められた沈下量の進行は、Terzaghi の圧密理論に基づく圧密係数 c_v を決定し、この c_v を用いてどちらかといえば間接的な形で推定することになる。

粘土の場合では(1)～(3)式は同等の価値を有し、どちらかといえば(1)、(2)式が用いられるケースが多いといえる。ところが、泥炭ではこの二つの式は特に問題を有すると考えられる。

泥炭の場合、 $e - \log p$ 曲線が圧密降伏応力 p_c 以上の圧力の範囲でも直線とみなされる部分が少く曲線となる場合が多いため C_e の決定が非常に困難である。

また、泥炭では土粒子部分に相当する繊維質部分の比重の測定にばらつきが多く、その部分の高い圧縮性を考えると、間げき比 e そのものの決定に困難が伴うとともに、 e の値そのものが粘土と比べて非常にあいまいな数値になってくる。多くのデータから、自然含水比や初期間げき比と C_e の関係を統計的に求めたり、自然含水比と間げき比との関係を統計的に処理して求めたりしているが、もともとばらつきの大きいデータからの統計的な処理であり、あくまで泥炭の圧密特性の基礎的研究の域にとどまるものであり、それらの関係を利用することの実用性は低いものと考えられる。

C_e や e の変化から沈下量を求める(1)、(2)式に対して、泥炭の場合、(3)式の m_v を用いるのが最もよいといわれる。ただし、この場合、標準圧密試験が24時間載荷で、泥炭は二次圧密が初めから終りまで続くことから、ある時点での m_v 値を用いての沈下計算となる。しかし、圧密の計算は沈下量の推定だけが独立したものでなく、沈下時間の推定と一体となって評価されるべきであり、次に述べる c_v 値の問題を考えあわせたとき、(1)～(3)式の適用性は比較の程度の差と考えるのが妥当である。

上記の沈下量計算の場合以上に沈下時間の推定には問題が多い。沈下時間の推定は Terzaghi の圧密理論に基づいて決定される c_v を用いて行いが、泥炭ではこの圧密理論を適用するにあたって次のような問題がある。

(1) 粘土粒子は非圧縮性と仮定できるのに対し、粘土粒子に相当する未分解の植物繊維はかなりの圧縮性を示して無視できない。

(2) 泥炭は二次圧密が大きく、理論の適用限界を示すものと考えられる一次圧密が非常に小さく、それが 41 ± 8 (%) 程度といわれている。

(3) 実験において初期圧縮量が大きく、 c_v を求めるための時間-圧密率関係の整理に困難を伴う。 $\sqrt{t}$ 法や曲線定規法がうまく使えないため、泥炭には $\log - \log$ 曲線定規法を用いるのがよいといわれる。

このような問題とあわせ、理論の適用の問題とともに沈下時間の推定には新たな手法が必要であると考えられる。

以上の方法に対し、二次圧密量の大きい土について、二次圧密を沈下計算において考慮しようと試みられた理論式も提案されている。理論の面で整理された形で提案されているものに安原らのものがある。安原らは Bjerrum の提案した沈下の考え方をその考察に入れているが、泥炭についてはすでに述べたように C_e や c_v の決定に問題があり、提案されている理論式には C_e や c_v が用いられており、計算の複雑さとともに適用に困難があると考えられる。

以上で問題となった圧密諸係数は標準圧密試験によって求められるものであるが、二次圧密が長く続く泥炭に対して、24時間載荷間隔で荷重を倍にかけていく標準圧密試験方法がはたして泥炭の圧密の場合に適当なものかという試験法自体の問題もある。これについては今回の研究の主要なテーマでもあり、後で詳しくふれる。

2・2 現地観測データに基づく方法

これは、現場の盛土後の沈下観測データによって将来の沈下を予測しようというもので、現在提案されているものに次の三つがある。それらは、対数形式とよばれる方法、双曲線形式とよばれる方法および浅岡の方法である。

2・2・1 対数形式 他二つの方法が純粹に現場観測データから沈下を予測しようとするのに対して、この方法は、重要な係数を室内試験データから求めるものである。盛土荷重によって一次圧密が終了したと思われる沈下量 S_0 とその時間 t_0 を決定し、別に室内試験で、被圧縮層の時間の対数1サイクルごとの圧縮率 C_s (二次圧縮係数) を求めておいて、以後の t 時間後の沈下量を次式で推定するものである。

$$S = S_0 + C_s H \log \left(\frac{t}{t_0} \right) \quad (4)$$

これには S_0 や t_0 の決定に問題があるとともに、長期の推定には計算値が過大となり、あわないといわれている。

2・2・2 双曲線形式⁶⁷⁾ これは盛土後のある程度の沈下観測データからそれ以後の沈下の進行を測定しようとするもので、手法において浅岡の方法と類似である。

現地の実測データのうち、沈下量 S を縦軸に、経過時間 t を横軸にそれぞれ普通目盛でとったとき、 S と t は双曲線関係になり次式で示される。

$$S_t = S_0 + \frac{t}{a + bt} \quad (5)$$

この式を変形すると

$$\frac{t}{S_t - S_0} = a + bt \quad (6)$$

となり、 $t/(S_t - S_0)$ と t とが直線となることから、ある経過日数に対する t と S_t のデータを(6)式に基づいてプロットして a 、 b を決定し、以後の沈下を(5)式を用いて予測するのである。精度を上げるため、観測データを重ねながら a 、 b を補正していく手法がとられる。

2・2・3 浅岡の方法 双曲線形式は現地の観測事実に基づいた経験則といえるのに対し、浅岡の方法は、理論的に提案されたもので、現地の観測データを使いながらそれ以後の沈下を推定しようとする方法である。

この手法においては、盛土後ある一定の時間間隔ごとに、例えば1か月ごとにととか3か月おきにというように沈下量を観測していくのである。そうすると $(j-1)$ 番目の沈下量 S_{j-1} と j 番目の沈下量 S_j とが一致してくれば沈下が終了したことになる、そのときの沈下量が最終沈下量 S_f となる。

$$S_{j-1} = S_j = S_f \quad (7)$$

いま、観測を始めたときの沈下量を β_0 とし、それ以後の沈下量を測定して、 $(j-1)$ 番目の沈下量を横軸 (S_{j-1} 軸) に、 j 番目の沈下量を縦軸 (S_j 軸) にというように、ある時間間隔の沈下データをセットとにして、その座標軸にいくつかの観測値をプロットしていくと、

$$S_j = \beta_0 + \beta_1 S_{j-1} \quad (8)$$

なる直線式で表される (Fig. 1)。 (8)式で表される直線が $S_j = S_{j-1}$ を示す 45° の線と交わる点が最終状態を示すことになる。 (7)、(8)式から

$$S_f = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} \quad (9)$$

となる。ある期間の観測によって、これらの関係を求めておいて、ある時点での沈下量を S_0 とすると、そ

Fig. 1. Graphical method of settlement prediction (Asaoka's method).

れ以後の等間隔にとった時間の i 番目の沈下量は次式で求められる。

$$S_i = (\beta_1)^i S_0 + \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} - \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} (\beta_1)^i \quad (10)$$

以上のように、現地の沈下が双曲線形式や浅岡の方法のような規則性をもった沈下であれば、層構成がどうであっても、圧密諸係数の決定にどのような問題があるだろうが、それらとは関係なく、沈下の進行が推定できるというように非常に有効な手法である。しかし、精度を上げるためにはかなり長期の沈下観測が必要である。ところが、設計や当初の施工段階で将来の沈下予測が実際には必要であることが多い。それにはどうしても室内試験結果を用いた方法によらなければならず、室内試験結果を用いる方法については、すでに述べた泥炭の特性から考えて試験法そのものも含めて検討が必要である。

3 新たに試みた圧密試験と泥炭層の圧密計算法

3・1 瞬時載荷圧密試験

泥炭のように、二次圧密の大きい場合の沈下に関しては Bjerrum の提案した沈下の概念が非常に有効である。Bjerrum の考えは Fig. 2 に示される。図において、ある粘土が沈降堆積して 10 000 年たっていれば $A \rightarrow B$ に至っている。これをサンプリングして圧密試験を行うと $B \rightarrow C$ の経路をたどる。現地の地盤は 24 時間載荷ではなく、また二次圧密が続くことから以後の沈下は $C \rightarrow E$ の経路で進むことになる。たとえば、10 年後であれば D 点にある。Fig. 2 において $B \rightarrow C$ に至る沈下は即時圧縮 (Instant Compression) とよばれ、 $C \rightarrow E$ に至る沈下は遅延圧縮 (Delayed Compression) とよばれる。しかし、Bjerrum は Fig. 2 の平行線群をどのように定めるかについては述べていない。

Fig. 2 において $B \rightarrow C$ は一次圧密終了点に対応するものであると考えるのが妥当であるが、標準圧密試験方法を用いるかぎり決められない。標準圧密試験は 24 時間間隔で荷重増加比を 1 にして圧密荷重を上げてい

Fig. 2. Concept of prediction of long-term settlement due to secondary compression (After Bjerrum).

くものであり、前の荷重段階の二次圧密の影響が次の段階に含まれる。このような標準圧密試験結果から描かれる e - $\log p$ 曲線は Fig. 2 の B→C 線に何ら対応しないものである。さらに、時間間隔をかえたり、荷重増加比を変えれば圧密に関する諸係数はそれぞれ異ってくることはすでに知られている。標準圧密試験方法が現場での状況と対応している場合はほとんどないといえる。つまり、その試験法は、24時間間隔で荷重増加比を1にして圧密していくという約束された方法で一斉に行うから“標準”なのであり、現場との対応からみて“標準”なのではない。

泥炭のように二次圧密が大きい土に対して、24時間間隔で荷重増加比を1にしても、その試験条件の制約のもとにおける圧密特性がわかるのみで、なんら現場を予想したものになっていない。現場での圧密挙動を考える場合は、Fig. 2 に示した Bjerrum の考えに基づく特性が判明する方が望ましい。それには、いくつかの供試体に別々にそれぞれの段階の荷重を一気にかけて圧密していき、それぞれの一次圧密終了点を結んでいけば、それが Fig. 2 において B→C で示したと同じ Instant Compression 線を示すことになる。また同様に、Fig. 2 と同じような等時曲線を示す平行線群を描くことができる。

3・2 試料と試験方法

今回、実験に用いた試料は、北海道道央自動車道岩見沢試験盛土工事現場からシンウォールサンプラーで採取された乱さない試料である。現地の土層の状態は地表面から厚さ約2.70mの粘土層の下に約3.0mの泥炭層があり、その下に泥炭混り粘土としてシルト、砂

層が続くという土層構成である。用いた試料は第2層目の泥炭である。

試験には、泥炭用に作成した薄型の圧密リングを用い、供試体の成形には特に慎重を期した。供試体は、瞬時載荷圧密試験用に6個準備し、それら一つずつ別々に荷重を一気にかけて長期の圧密を行った。用いた荷重の大きさは0.2, 0.4, 0.8, 1.6, 3.2, 6.4 kg/cm²である。これらの結果と比較するため、従来の標準圧密試験も同時に行った。

3・2・1 データの整理 粘土では非圧縮性とみなされる土粒子が、泥炭においては未分解の植物繊維であるため大きな圧縮性を示し、また含水比や比重の測定に大きなばらつきが生じる。採取された泥炭試料について慎重な取扱いを行ったにもかかわらず、一連の実験に用いた試料の間で、含水比は400%から800%、比重は1.3から2.1の間で変動している。したがって、泥炭の場合、圧密の整理に土粒子部分の体積を基準においた間げき比 e を用いることは合理的ではない。泥炭には腐植した大きささまの繊維分が混りあっているが、長い時間かかって腐植していることから、大きな土層でも小さな供試体でも圧縮性は同じ性状を示すと考えられる。ばらつきの大きい値を基準におくことの不合理性と、現場での挙動との相似性を考えたとき、圧密の整理には外から直接測定される圧縮ひずみを用いる方が合理的である。したがって、データの整理はすべてひずみ ϵ で行った。

3・2・2 初期補正 粘土でも泥炭でも、荷重をかけた直後は瞬時沈下が生じる。これが泥炭では特に大きい。段階的に荷重をかける標準圧密試験では、第1段階の荷重による圧密の初期補正值は、沔紙の圧縮や載荷板と供試体とのなじみなどによるものとして圧密量のなかに入れないのが普通である。今回のような瞬時載荷の場合、計算される初期補正值には、弾性的な瞬時圧縮以外にそのような圧縮も含まれる。この補正量の確定は困難であることから、便宜上、別に行った標準圧密試験の第1段階の荷重 (0.1 kg/cm²) による初期補正量をその補正量として用いた。以下の試験結果はこの補正量を差し引いたものである。

3・3 試験結果と考察

各圧密荷重ごとの圧縮ひずみ ϵ と時間の対数 $\log t$ との関係を示したものが Fig. 3 である。図中の破線の矢印で示した点は、瞬時沈下を含んだ一次圧密終了点である。一次圧密終了点の決定は、載荷直後の初期圧縮量が大きいので $\sqrt{t}$ 法や曲線定期法をうまく適用できない。そのため、泥炭などの初期圧縮量の大きい場合によりといわれる $\log$ - $\log$ 曲線定期法を用いた。いずれのデータもだいたい8時間以後では ϵ と $\log t$ の間には直線関係にあり、荷重による直線のこう配には

 Fig. 3. Relationship between ϵ and $\log t$ by instant compression method.

 Fig. 4. Relationship between m_v , c_v and $\bar{p}$.

有為な差は認められない。これは、粘土では、二次圧密の増加割合がある限界の応力以下において、その増加の割合が応力とともに増加し、限界の応力以上ではほぼ同じであるとされる事実とは異った泥炭の特性と考えられる。

つぎに、従来の標準圧密試験のデータの整理に準じて求めた瞬時載荷圧密試験と標準圧密試験（二つの供試体について行った）による泥炭の体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 c_v の変化の対比を試みたのが Fig. 4 である。

m_v の変化については、標準圧密も瞬時載荷もほとんど差異はなく、ある大きさの圧密圧力（圧密降伏応力の約 2 倍の大きさ）までは、大まかについてはほぼ一定の値であり、それより大きな圧力に対しては $m_v - \log \bar{p}$ 曲線は直線関係にあるといえる。これらのことは、24 時間後の m_v 値を用いるかぎり、標準圧密であっても瞬時載荷圧密であっても沈下量の推定に関してあまり大差が生じないことが予想される。次節の瞬時

載荷圧密データの適用性からみて、沈下量に関するかぎり、室内での 24 時間に対応する時間までの圧密沈下量は m_v を用いて推定することの妥当性を示しているともいえる。

つぎに Fig. 4 の c_v の変化をみると標準圧密においては非常に大きな変化を示す。これに対し、瞬時載荷ではほぼ一定の値に近いものであり、標準試験より大きな c_v 値を示している。これからみて、現場の沈下の経時変化の予測を c_v 値を用いて行う場合では、両者の試験方法では非常な差を生じることがわかる。泥炭地盤の現場では、標準圧密による c_v 値から推定した沈下速度より、早く沈下が進んでいる事実からみて瞬時載荷のデータが現場により対応していることをうかがわせる。なお、 c_v 、 m_v から計算される透水係数 k は、 m_v の変動が小さいことから c_v と同じ傾向を示すことになる。

以上のことから、瞬時載荷方式と現場との相似性を考えたとき、泥炭は荷重の大きさによって圧縮量は異なるが、それぞれの荷重に対応する圧縮量まで進む早さは、粘土と異り、荷重の大きさによってあまり差がないということがかがえる。

また、Lake¹¹⁾ は泥炭の供試体厚さを種々にかえた室内実験を行い、圧縮ひずみの時間的な進行が排水距離（供試体の厚さ）に関係せず、各荷重段階で同じように進むことを見だしている。これらのことから、圧密の進行の速度は、排水距離や荷重の大きさとは違った別の要因によって決るのではないかということをかがわせるものであり、粘土とは異った泥炭の圧密特性と考えられる。

3・4 試験結果の現地への適用性について

つぎに、試験結果の現地への適用性について検討を加えてみた。Fig. 5 は、試験盛土における押え盛土区間の層別沈下の観測データである。この盛土部の泥炭層中央深さでの圧力は $p + 4p = 1.59 \text{ kg/cm}^2$ であり、

Fig. 6. Laboratory test result applied to field test.

Fig. 5. Field settlement curve.

今回の室内試験での 1.6 kg/cm^2 の荷重に対応するので、実測値と室内でのデータの比較を試みた。

Fig. 3 に示した $\epsilon\text{-log } t$ のデータは、試料を採取することによる膨潤量、つまり弾性的な再圧縮量も含んでいる。いま、Fig. 3 の一次圧密終了点のひずみと圧密荷重との関係を描いたのが Fig. 7 における太い実線で描いた線である。この線が Bjerrum の考えを適用した Instant Compression を示すものであるが、その図から明らかなように、粘土の場合と同様に圧密降伏点が決定できる。JIS 改訂案の方法で p_y を決めた点（この p_y の大きさは別に行った標準圧密試験データから $e\text{-log } p$ 曲線を描いて決めた p_y 値と一致した）のひずみ量 ϵ_0 は試料採取に伴う弾性的な再生縮量とみなしてよいと考えられるので、この量を差し引いて室内試験と現地とを比較したのが Fig. 6 である。

Fig. 6 の曲線 A は、室内試験結果 (1.6 kg/cm^2) を示し、この曲線での一次圧密終了点（水平矢印の点）の ϵ と現地データとを比較すると盛土完成直後のひずみ量と一致した。このことから、盛土後の沈下がす

に二次圧密に対応していると考えられる。このことは、中崎らが泥炭地盤における試験盛土のデータから、盛土の荷重終了までに沈下量の 60~80% がすでに終了しており、荷重終了後は沈下は徐々に進行し二次圧密現象の傾向が現れていると述べていることから推定できる。

つぎに、小さな供試体と現地の泥炭層とは、ひずみで考えたとき、圧密の進行は相似であるとし、通常の圧密と同様に時間が層厚の比の二乗に比例するという層厚二乗則を仮定して $\epsilon\text{-log } t$ 曲線を描くと Fig. 6 の曲線 B となる。曲線 B 上に、盛土直後のひずみを取り、その点を起点としてそれ以後の経過時間と現地実測値の関係をプロットすると曲線の B 上にくってくる。粘土でも、二次圧密¹³⁾部分で層厚二乗則を必ずしも否定できないという指摘もあり、泥炭の場合、層厚二乗則が二次圧密領域において成り立つという結論はそれほど論外なものではないと考えられる。

この層厚二乗則を用いて Bjerrum の提案した沈下

Fig. 7. Long-term settlement analysis.

計算を試みたのが Fig. 7 である。Fig. 7 において、一次圧密終了点を示した実線は、今回の現地との対応を考えたとき盛土直後に対応することからみても、即時圧縮 (Instant Compression) を示す線となる。それ以後の沈下は遅延圧縮 (Delayed Compression) となり、層厚の二乗則を用いて長期圧密の沈下を示す平行線群を Fig. 7 のように描くことができる。Fig. 7 には Fig. 5 の押え盛土工区の盛土直後からの実測値も同時に示してある。さらに、現地の別の試験盛土 ($p+4p=1.45 \text{ kg/cm}^2$) の盛土直後からの各時間ごとの実測値を同様に Fig. 7 上にプロットすると、ひずみの等時曲線を示す平行線群上についてくる。このことは、泥炭層の圧密は、瞬時載荷方式による圧密試験を行えば層厚二乗則が成り立ち、任意の圧密荷重に対する長期の圧密沈下の予測は Bjerrum の方法によって可能であるということを示している。

4 結 論

二次圧密の大きい泥炭に対して、従来の標準圧密試験方法を用いた結果は現地での沈下実測に合わず、新たに瞬時載荷方式による圧密試験を行って現地データとの比較を試みた結果、泥炭の圧密の進行には層厚二乗則が仮定できると考えられる。そして、Bjerrum の長期圧密を考慮した沈下の考えに従えば、瞬時載荷方式による結果の一次圧密終了点が瞬時圧縮 (Instant Compression) に対応し、それ以後の沈下には遅延圧縮 (Delayed Compression) を示す平行線群を描くことができ、これを利用すれば、任意の圧密荷重に対する長期の沈下予測が可能と考えられる。また、このことは、泥炭層に新たに加えられる盛土荷重による圧密圧力を瞬時載荷方式で加えて圧密試験を行うだけで、その泥炭層の沈下予測ができるという試験の簡略化にもつながるものである。

この研究にあたり、泥炭試料や現地での観測データを提供いただいた日本道路公団札幌建設局技術部長持永竜一郎氏はじめ関係者の方々に対し深く謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) 浅岡 颯, 第13回土質工学研究発表会, p. 277 (1978).
- 2) 佐々木晴美, 木元喬之, 能登繁幸, 第32回土木学会年次学術講演集第3部, p. 309 (1977).
- 3) 土質工学会, 土質工学ハンドブック「第22章 軟弱地盤対策」, p. 734 (1965) 技報堂
- 4) 大平至徳, 小谷 章, 加登文士, 土と基礎, **17**, No. 9, 17 (1969).
- 5) 安原一哉, 山内豊聡, 有機質土に関するシンポジウム発表論文集, p. 41 (1977).
- 6) 宮川 勇, 「軟弱地盤と盛土」, 土と基礎の設計法 (その3), 土質工学会, p. 147 (1963).
- 7) 土質工学会, 日本の特殊土「第4章 泥炭」, p. 141 (1974) 土質工学会
- 8) Bjerrum, L., "Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings", *Géotechnique*, **17** (1967) Seventh Rankine Lecture
- 9) 網干寿夫, 土質力学「第4章 圧密」, 最上武雄編, p. 331 (1969) 技報堂
- 10) 柴田 徹, 土木学会論文集, No. 9, p. 29 (1960).
- 11) Lake, J. R., "Pore-Pressure and Settlements during Small-Scale and Laboratory to Determine the Effectiveness of Vertical Sand Drains in Peat", *Proc. of Conf. on Pore Pressure and Suction in Soil*, p. 103 (1961).
- 12) 中崎英彦, 鈴木善雄, 馬場崎亮一, 波田野敬, 第11回土質工学研究発表会, p. 549 (1976).
- 13) 三笠正人, 第19回土質工学シンポジウム, p. 37 (1974).