

泥炭地盤の圧密沈下について

佐々木 晴 美*

目 次

ま え が き	13
1 泥炭の圧密特性	13
2 泥炭地盤の沈下予測に対する圧密試験の問題点と適用性	17
3 泥炭地盤の沈下予測に関する現状と問題点ならびに技術的対応	19
4 泥炭地盤におけるサンドドレーン工法の効果	22
あ と が き	24
参 考 文 献	26

ま え が き

泥灰は、基本的に分解不十分な植物の遺体が堆積したものであるところから、場合によっては、含水比が1000%以上、強熱減量が90%以上、間ゲキ比が20程度、圧縮指数が15程度に達するものがあるなど、その工学的性質は粘土に比べて著しく異なる。このような泥炭からなる泥炭地盤の圧密沈下特性は、泥炭の分類の面からみれば、低位泥炭（富栄養性泥炭：よし泥炭、すげ泥炭など）、中間泥炭（中間栄養性泥炭：わたすげ泥炭、ぬまがや泥炭など）、高位泥炭（貧栄養性泥炭：みずごけ泥炭など）の別によって異なることが考えられるが、一般的には、泥炭の固体部分に相当する泥炭の繊維質などの実質部分の圧縮変形、圧密過程における透水係数の変化が無視できないなど、テルツァギ（Terzaghi）の圧密理論の仮定を満足し得ないところから粘土の場合に比べて、最終沈下量または沈下の経時変化を高い精度で予測することはむずかしい。泥炭地盤の沈下量の予測を困難にしている他の要因として、泥炭の異方性、せん断ひずみ、ガス含有量などがあげられよう。また、泥炭地盤の圧密沈下は、上載荷重による圧縮応力の深さ分布と泥炭層厚との関係によっては、泥炭層の下層粘土の圧密沈下特性によっても影響を受けるであろう。

ここでは、まず、泥炭の圧密特性についての整理を試みるとともに、泥炭の圧密試験において、その供試体を作成するためのサンプリングから圧密試験の準備、実施および試験結果の整理にいたるまでの問題点について検討する。また、泥炭地盤の沈下予測の現状、問題点なら

びにその技術的対応について考察するとともに、本来、圧密沈下の促進を意図して用いられるサンドドレーン工法の、泥炭地盤に対する適用性および効果についても述べることとする。

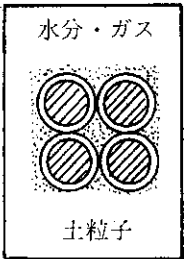
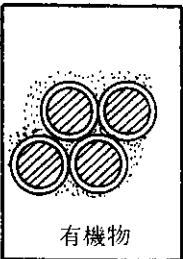
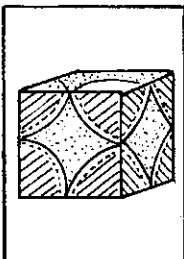
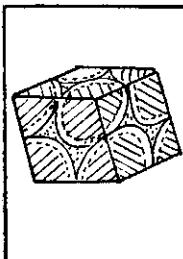
1 泥炭の圧密特性

泥炭は、その成因、構造、工学的特性などのすべての点において、一般粘土とは本質的に異なるところから、それと同様に取扱うことにできない。すなわち、泥炭は本来、植物の遺体が低温多湿の条件のもとで、多年にわたり分解不十分のまま堆積したものであり、泥炭構成植物の種類、河川氾濫による土砂の流下、拡散や火山噴火に伴う降灰の有無その他の条件によって、その有機物含有量や分解度は異なる。また、わが国で比較的多く見られる繊維質泥炭では、主として植物の根の部分からなる繊維質は縦横に交錯して海綿状の構造を形成し、比較的分解しやすい植物の茎や葉の部分は、水平層を形成するところから工学的特性に関する顕著な異方性や不均一性が見られる。このような泥炭の特異性から、その構造は、表-1.1にそのモデルの一例を示すように、少なくとも有機質および無機質の固体部分、水、ガスなどによって構成されているものと考えられる。

泥炭の、このような成因、構造、工学的特性等に関する基本的な特異性から、その圧密特性も、一般の粘土と著しく異なるとともに、テルツァギの圧密理論の適用は困難である。すなわち、粘土を対象としたテルツァギの圧密理論は、①土は均質である。②土は完全に飽和され

*土質研究室長

表-1.1 泥炭構造のモデル

有機物の形状	不定長をもったパイプ		中空ボール	
接触角	90°	60°	90°	60°
モデル				

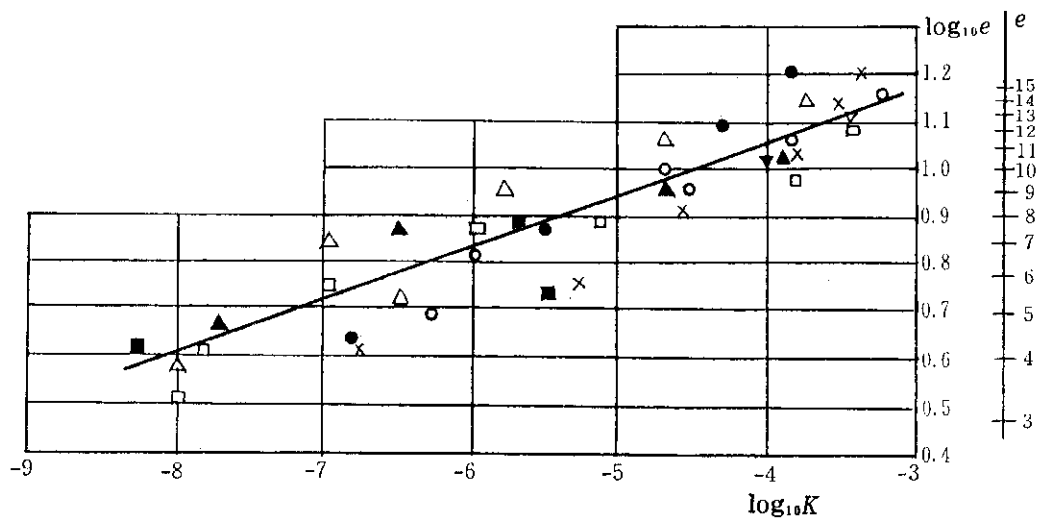


図-1.1 圧密過程の透水係数の変化

透水係数 (k cm/scc) と空隙比 (e) の関係 (透水係数は圧密試験の過程で変水位法による)

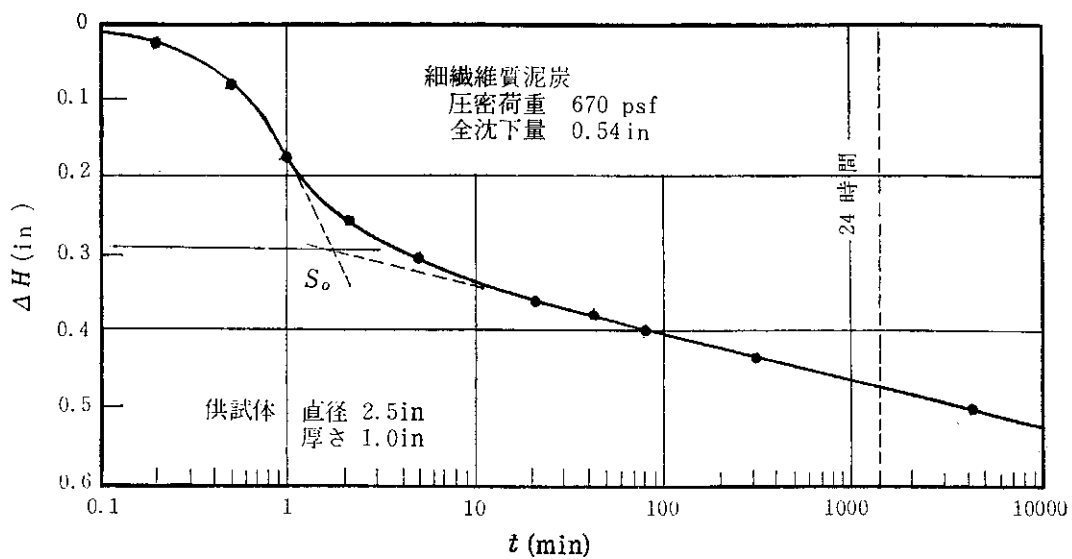


図-1.2 泥炭の圧密試験における時間～沈下曲線

ている。③固体部分それ自体の圧縮性が無視できる。④間ゲキ水の流れはダルシー (Darcy) の法則に従う。⑤圧密過程において土の性質は変わらない。などの仮定にもとづいているが、泥炭の場合には、とくに、③と⑤の仮定が満足されない。図-1.1は、泥炭の標準圧密試験において、圧密過程における透水係数の変化を測定した結果の一例であり、上記の⑤の仮定が満足されないことを裏づける資料の一つとみなすことができよう。図-1.2は、標準圧密試験によって得られた泥炭の典型的な時間～沈下曲線の一例であり、図-1.3は、標準圧密試験によって得られた、同一圧密荷重強度に対する泥炭と粘土

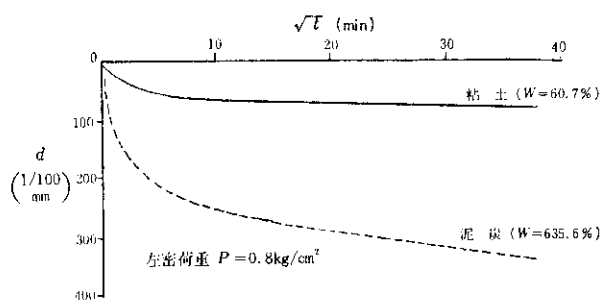


図-1.3 標準圧密試験による泥炭と粘土の時間～沈下曲線

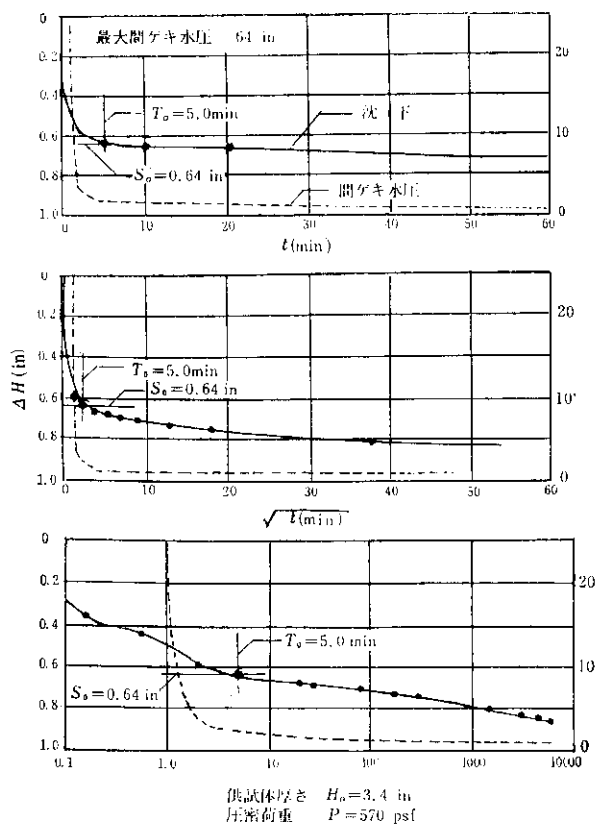


図-1.4 泥炭の圧密曲線

の時間曲線の一例である。これらの図に見られるように、泥炭の初期圧縮変形は、載荷後短時間に起こるとともに、その圧縮変形量は大きく、その後の長期的な圧縮変形は、時間の対数に対して、ほぼ直線的に増加することがわかる。この場合の初期圧縮は、圧密試験においては、一般に、載荷後2～3分以内に起こり、その変形量は、全変形量の50%程度とみなされている。図-1.4は、泥炭の標準圧密試験における時間～沈下曲線を、間ゲキ水圧の変化と対応させて示したものであるが、同図に見られるように、泥炭供試体内部の間ゲキ水圧の低下の程度は、圧密の初期の段階で、急速に、しかも、ほとんど100%に近い状態で行われ、わずかな部分が、その後の時間経過とともに増加しているに過ぎない。このような間ゲキ水圧の低下の程度は、現地調査の結果にも見られる。図-1.5はその一例であり、高さ2.0mの盛土荷重によって発生した泥炭地盤内部の間ゲキ水圧の深さ分布とその低下の程度の推移を、圧縮応力の分布と対比して示したものである。

図-1.6は、泥炭の標準圧密試験において、初期圧縮

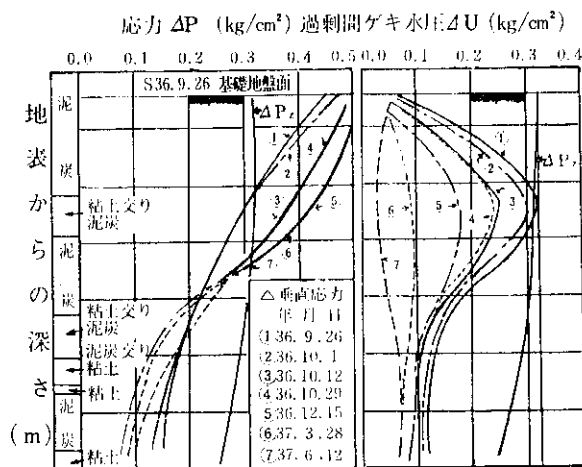


図-1.5 盛土中央の基礎地盤内応力

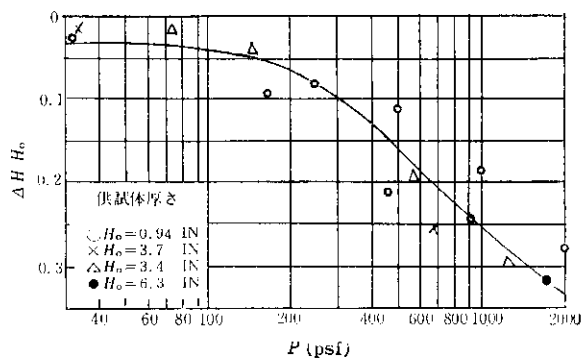


図-1.6 供試体厚さと圧密荷重との関連における泥炭の初期沈下

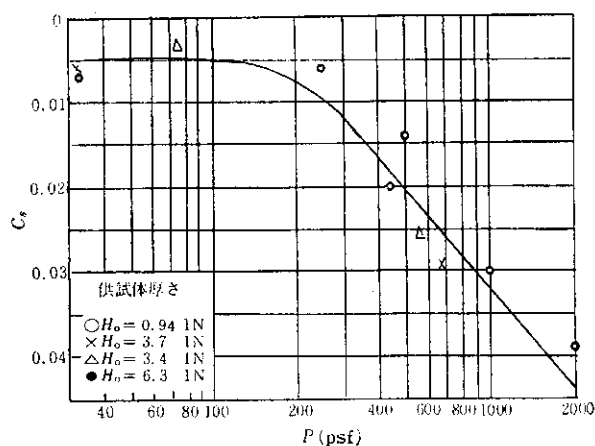


図-1.7 供試体厚さと圧密荷重との関連における泥炭の長期圧密の速さ

変形量と供試体の初期高さの比 $\Delta H/H_0$ を、圧密荷重の対数に対応させて示したものである。このような初期圧縮沈下量が泥炭層の厚さと載荷重の大きさに比例することは、圧密試験および現地調査のいずれからも見いだされている。このように、初期圧縮が短期間に起こり、その圧縮変形量が大きいのは、初期間ゲキ比が大きいことにより、また、圧縮の長期的な進行は、泥炭の有機質部分の圧縮性に起因するものと考えられる。

図-1.4において、時間軸を対数にとった時の長期圧縮に対する時間～沈下曲線の勾配を初期圧縮終了時の供試

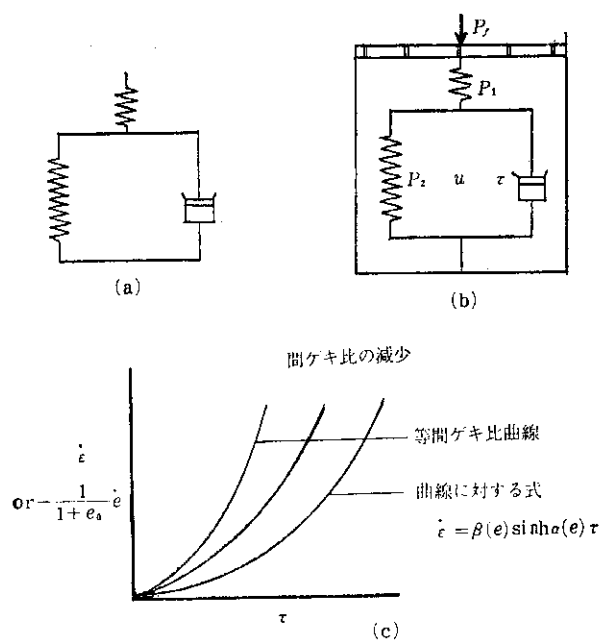


図-1.8 無定形・粒状泥炭のレオロジーモデル

体高さで除して求められる二次圧縮係数 $\bar{C}_s$ を、圧密荷重の対数と対応させて示した一例が図-1.7であるが、同図からも、泥炭の二次圧縮係数は、圧密荷重によって顕著に変化することがうかがわれる。

泥炭の圧密の力学モデルについての考え方に、次のようなものがある。すなわち、無定形・粒状泥炭の場合に

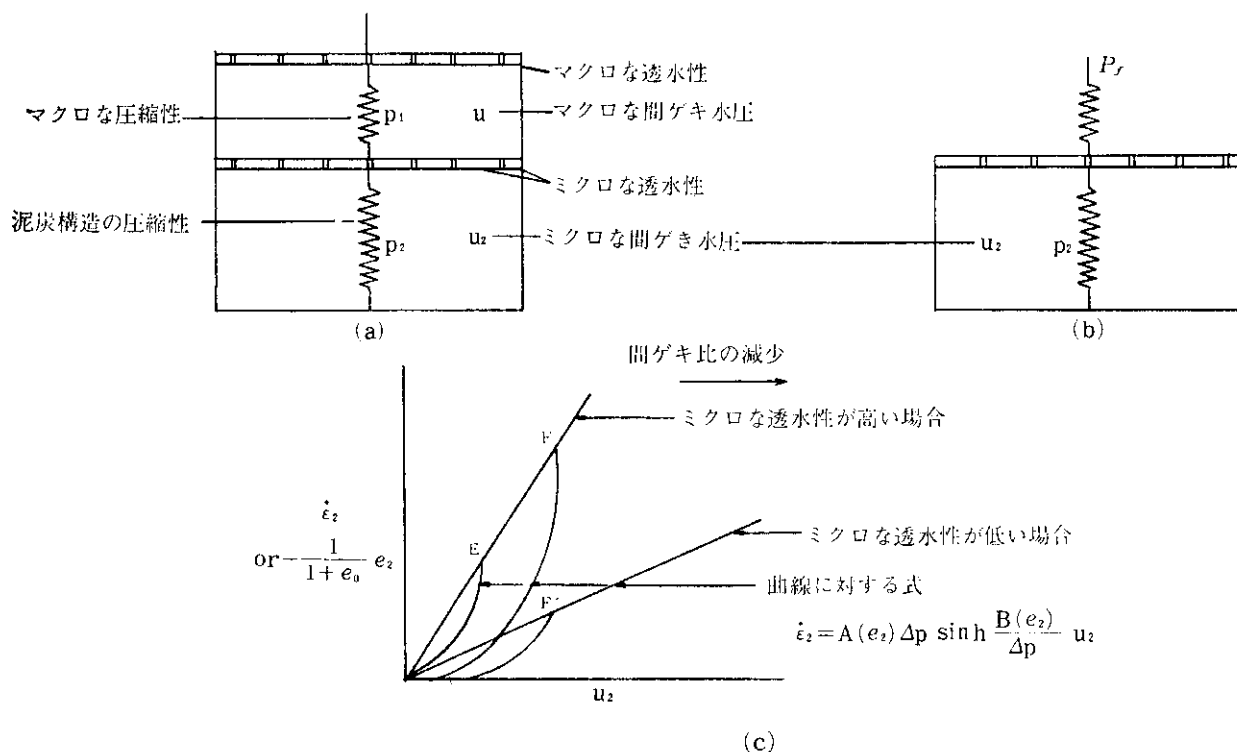


図-1.9 繊維質泥炭のレオロジーモデル

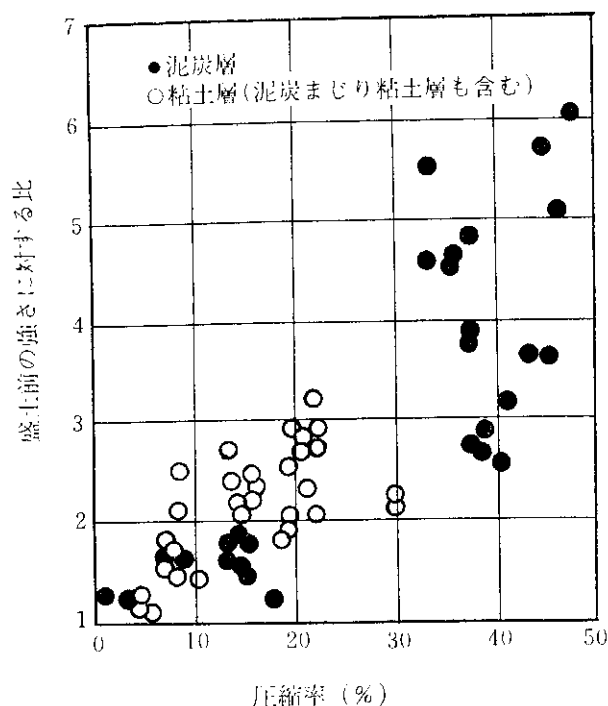


図-1.10 圧縮率と強さ増増の関係

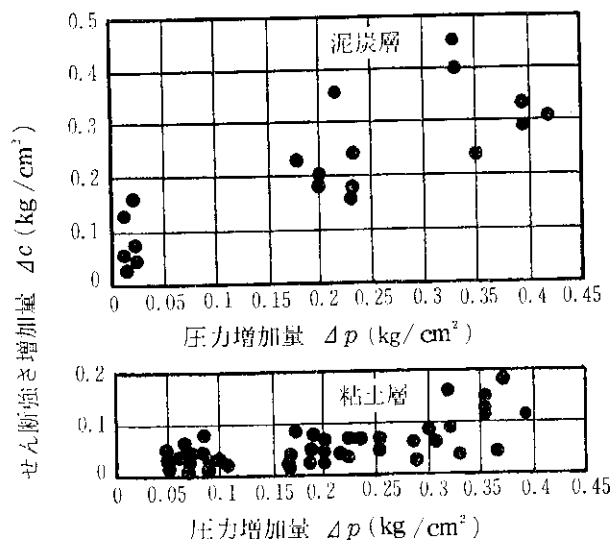


図-1.11 圧縮応力の増加量とせん断強さの増加量との関係

は、主としてコロイド状の粒子からなるところから、圧縮に対して塑性的な抵抗を発揮し、したがって、粘土に類似したレオロジー的挙動を示すとし、この場合のレオロジーモデルには、ギブソン (Gibson) およびロー (Lo) らによる非線型モデルが適用されるべきものとして、図-1.8のようなレオロジーモデルを考えようとするものであり、また、繊維質泥炭の場合には、基本的に、間ゲキが非木質材料で満たされた間ゲキ構造材料であると

ころから、網状組織への細孔の排水システムというアダムス (Adams)⁸⁾、ドジョン (DeJong)⁹⁾ らの考え方にもとづいて、繊維質泥炭の一次圧密および二次圧密の物理的メカニズムを説明するために、図-1.9に示すようなレオロジーモデルが提案されている。

圧縮によるせん断強さの増加が著しいことも、泥炭の圧密に関する特性の一つとしてあげられる。図-1.10は、北海道の石狩泥炭地で測定した泥炭地盤の圧縮率と強度増加の関係をを示したものである。この場合、地盤強度の測定には、二重管式コーンペネトロメータを用いている。同図から、泥炭、粘土ともに圧縮による強度増加が著しいことがわかるが、とくに、泥炭の場合には、初期圧縮が短時間に起こり、その圧縮量が大いことから、圧縮後比較的短時間に大きな強度増加が期待できることになる。また、図-1.11は、圧力増加量とベーンせん断強さの増加量との関係を泥炭と粘土について示したものであり、同図によると、粘着力増加率 $\Delta c/\Delta p$ は、粘土については0.2~0.3であるのに対して、泥炭については、0.5~1.0またはそれ以上にもなる。

2 泥炭地盤の沈下予測に対する圧密試験の問題点と適用性

2.1 サンプル段階における問題点

泥炭の“乱さない試料”の採取に際しては、通常、地表部ではブロックサンプリングが行われ、深部では固定ピストン型シンオールサンプラーまたはフォイルサンプラーが用いられる。しかし、多くの場合、植物繊維から構成され、含水比が大きく、圧縮性が高いという泥炭の特性が“乱さない試料”の採取を困難にしている。ただし、泥炭の含水比がきわめて高く、しかもその乱れの程度を、とくに厳しく規制しようとする場合には凍結コア・サンプリングが採用されることもあるが、一般的ではない。

いずれにしても、サンプラーが泥炭地盤に挿入される場合には、泥炭を構成する植物繊維は、ある程度押されて撓んだ後に切断される。したがって、採取された泥炭サンプルの構造または物理的性質は、自然状態におけるそれらとは異なったものとなる可能性が高い。また、含水比のきわめて高い泥炭のサンプリングにおいては、泥炭地盤中に挿入したチューブを地上に引上げる過程で、泥炭コア内の自由水が相当量排水され、含水比、飽和度、ひいては圧縮性が自然状態のそれらと異なることが考えられる。

このように、泥炭の場合には、サンプリングの段階において、その構造、物理的性質ひいては圧縮性がそこな

われやすいところから、サンプリングによって得られた泥炭サンプルを用いる圧密試験には、試料の乱れの影響が入りこむ可能性が高いと考えなければならないであろう。

2.2 圧密試験の準備段階における問題点

フォイルサンプリング・チューブからの泥炭試料の取りだしは、各チューブの端部で切断したフォイルを引抜くことによって試料を乱すことなく容易に行うことができる。しかし、シンオールサンプリング・チューブからの泥炭試料の取りだしは、その圧縮性がきわめて大きいところから、試料押しだし器ではなく、パレルカッターを用いることが必要である。とくに、分解度の低い繊維質泥炭や木片まじりの泥炭などでは、供試体の成形がほとんど不可能であり、このような場合には、泥炭試料の入ったシンオール・チューブをパレルカッターで切断し、チューブの切断片から泥炭試料をそのまま圧密リングにてん充するなどの処置が必要となる。なお、圧密リングは、泥炭に対して化学的に安定であり、内部の状態が側面から観察できる透明プラスチック製のものが望ましい。

なお、JISA 1217に決められた標準圧密試験の方法では、圧密リングの内径は6 cmとなっているが、カナダでは、泥炭の場合には2.5 インチ (6.35 cm) 以上とすることが推奨されている。

2.3 圧密試験の段階における問題点

泥炭試料の質のバラツキが顕著で、圧縮変形量も大きな場合には、載荷板が傾きやすいので、これを防ぐ工夫が望ましい。また、含有ガスの体積変化が問題になる場合には、圧縮箱を水密にして恒圧セルを連結し、原地盤でその土が受けていた水圧に等しい水圧を加えておくことが望ましいし、原地盤中で飽和していたと考えられる試料が、採取、運搬、成形などの過程で相当量の脱水をみる場合には、セット後、真空ポンプで静かに気泡を抜き、水を置換することも考えられる。

土中水の粘性および土粒子界面への吸着性が、温度の影響を受け、両因子が重なって透水係数が変化することから、圧密試験中の泥炭供試体の温度は、原位置での年間平均温度にできるだけ近い値に保つことが望ましいことが指摘されている。

圧密荷重の加え方については、荷重の範囲とくに第一段階の荷重の大きさと荷重増加率の設定の仕方に注意を要する。まず、第一段階の荷重の大きさについては、泥炭地盤における有効土かぶり圧が小さいところから、粘土を対象とした標準的な荷重に比べて小さい値をとるべきであろう。荷重増加率については、標準的な圧密試験

方法では1.0が用いられているが、泥炭の場合には、この程度の増加率では一次圧密が分離できないことがあり、このような場合には、増加率を3.0程度に上げるとデータ整理が容易になるとの指摘もある⁸⁾。また、設計荷重と同じ大きさの圧密荷重を加える単一荷重載荷方式のように、現地の工事計画に合わせた圧密荷重の加え方も考えられ、この場合には、圧密試験の結果を、そのまま現地に応用することが考えられる。さらに、一次圧密の速さと大きさを知るためのの短期間・多段階荷重増加の方法が考えられる。この方法では、間ゲキ水圧が低下すると同時に次の段階の荷重が加えられる。したがって、泥炭供試体の初期の透水性と厚さに応じて、2～3分から1時間程度の間隔で荷重が加えられる。

2.4 圧密試験結果の整理上の問題点

圧密試験結果の整理方法には、圧密試験における初期の沈下量～時間曲線が、時間係数 $T_v \leq 0.2$ (圧密度 $U \leq 52.6\%$) では $\sqrt{t}$ 時間軸で直線に近似できることを利用したテイラー (Taylor) の $\sqrt{t}$ 法、同曲線が二次圧密のため後半の部分では $\log t$ に対して直線的傾向を有する事実を用いたキャサグランデ (Casagrande) の $\log t$ 法などがあり、また、土質工学会せん断試験法委員会改訂案では、テルツァギの圧密理論値を対数目盛りのトレーシング方眼紙にプロットしておいて実験曲線と重ね合わせる曲線定規法が提案されている。

しかし、泥炭に対する時間～沈下量曲線は、その一例を図-2.1、2.2に示すように、圧密初期においても $\sqrt{t}$ 時間軸での直線部分を得るのはきわめて困難な場合が多く、また、二次圧密領域と思われる後半部分についても $\log t$ 時間軸で直線的傾向を示しながらも、直線の決定にとまどう場合が多い。したがって、試験結果を整理する者の判断で大きな個人誤差が介入しやすく、圧

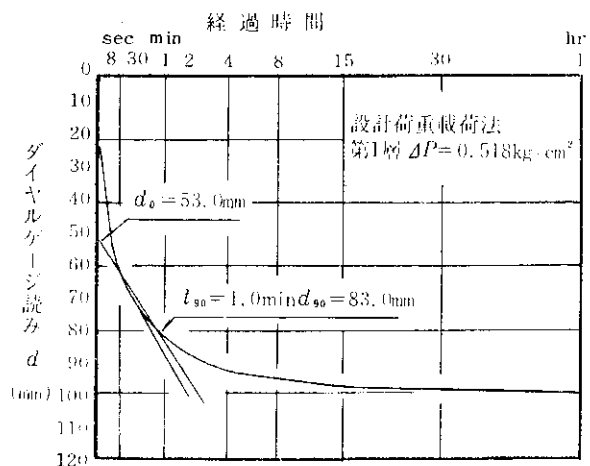


図-2.1 $\sqrt{t}$ 法による沈下量～時間曲線の整理

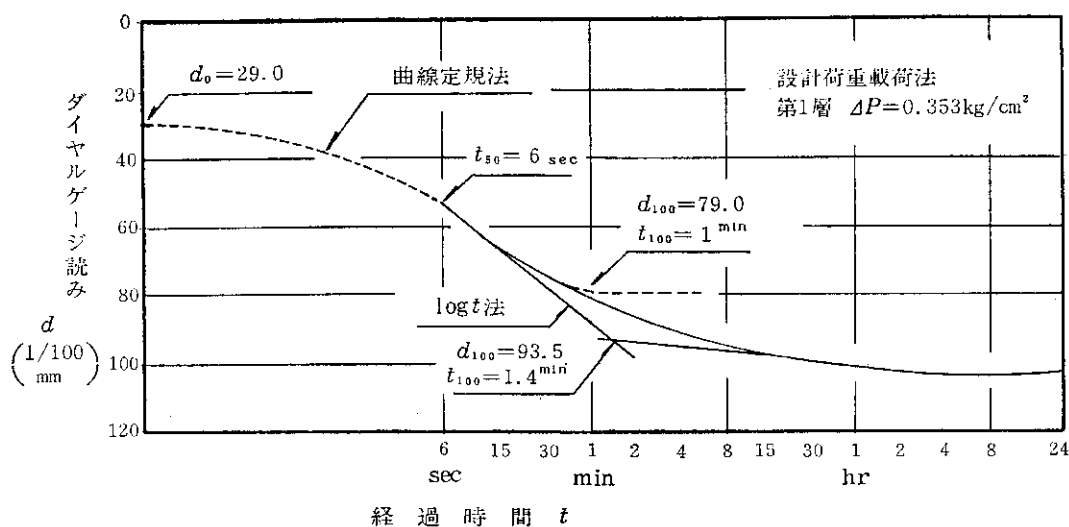


図-2.2 log t 法および曲線定規法による沈下量～時間曲線の整理

密係数 C_v などの決定に問題が残る。

さらに、泥炭の圧密試験結果の整理に際して、初期圧縮量の補正が問題となる。この初期圧縮に相当する圧密量は、圧密理論の適用されないもので、供試体自体の即時沈下に加えて、気泡や口紙の圧縮などが考えられ、とくに繊維質泥炭の場合には、供試体の上下両面の成形をいかに注意深く行っても完全な平面とすることは困難であるところから、供試体と加圧板のなじみが初期圧縮量の測定に大きな影響を与えるものと推定される。測定した圧縮量 d と時間 t との関係を整理して得られた初期圧縮量 d_0 を測定圧縮量から差引いた補正圧縮量 $(d-d_0)$ と、時間 t との関係を両対数紙上で表わし、それが理論曲線 $\log U \sim \log T_v$ 関係と一致するかどうかを検証する $\log \sim \log$ 曲線定規法は、このような初期圧縮の補正に関する問題を解消するための一整理方法である。

また、圧密試験によって得られる泥炭の間ゲキ比と圧密圧力の対数との関係曲線は、圧密降伏応力以上の圧密圧力の範囲でも直線とみなされる部分が少なく、むしろ、曲線となる場合が多い。したがって、圧縮指数を一定値として求めることができず、圧密降伏応力もキャサグランデの方法や土質工学会せん断試験法委員会による圧密試験法改訂案の方法によっても求めることがむずかしいことが多い。これに関しては、間ゲキ比と圧密圧力の関係が両対数紙上で折線となることから、その交点を泥炭の圧密降伏応力としている例もある。

3 泥炭地盤の沈下予測に関する現状と問題点ならびに技術的対応

3.1 泥炭地盤の一般的な沈下予測方法

(1) 圧密沈下量

一般に、層厚 H なる半無限の軟弱土層の表面に、この土層に圧縮応力 Δp が働くような荷重を載荷した場合の圧密沈下量 ΔH は、次式によって表わされる。

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta p \cdot H \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\Delta H = \frac{C_c}{1+e_0} \cdot H \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\Delta H = \frac{e_0 - e}{1+e_0} \cdot H \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

m_v : 体積圧縮係数

C_c : 圧縮指数

p_0 : 土層の中央深さにおける載荷前の有効土かぶり圧

e_0 : 土層の中央深さにおける載荷前の間ゲキ比

e : 土層の中央深さにおける載荷後の間ゲキ比

これらの式は、いずれも標準圧密試験の結果を利用するものであるが、泥炭の場合には、その比量試験における問題点から e_0 の値の信頼性がとくに薄いこと、 $e \sim \log p$ 曲線の直線部分が明確でないために C_c の決定がむずかしいこと、 p_0 が明確でないことなどから、(2)、(3) 式には実用上の難点があるとし、また、盛土荷重による泥炭地盤の圧密沈下量についての各式による計算結果と実測結果との比較検討の結果をふまえ、(1) 式を用いるのがよいとする考え方がある。ただし、この場合、 m_v の値は、図-3.1に示すように、圧密圧力の増大とともに減少することが考慮される。

また、泥炭地盤の圧密沈下量を、一次圧密沈下量と二次圧密沈下量に分け、前者を(2)式で、後者を次式で求めようとする考え方がある。

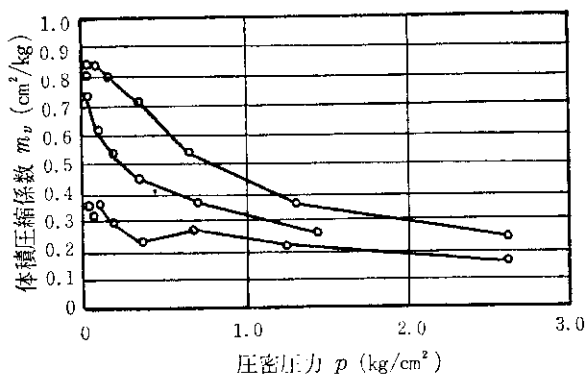


図-3.1 体積圧縮係数と圧密圧力との関係

$$\Delta H_s = \frac{C_s}{1+e} \cdot H \cdot \log \frac{t}{t_0} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、

ΔH_s : 一次圧密の終了時点 t_0 から或る時点 t までの二次圧密沈下量

C_s : $e \sim \log t$ 曲線における 1 サイクルの時間変化に対する e の変化

H : 一次圧密終了時点における被圧縮層の厚さ

(2) 沈下の経時変化

泥炭の圧密試験においては、すでに前節で述べたように、圧密係数の決定がむずかしいことや二次圧密による沈下量が大きいことに加えて、その圧密過程において、その固体部分の圧縮変形が無視できないこと、透水係数の変化が顕著であることなどから、基本的にテルツァギの圧密理論を適用することができない。したがって、今のところ、標準圧密試験の結果から、ただちに、泥炭地盤の沈下の経時変化を、適切に予測することは困難である。

このような理由により、現在のところ、次のような経験的な表示方式によって泥炭地盤の沈下の経時変化を推定することが多い。

$$\Delta H_t = \Delta H_a + \frac{t}{a+bt} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、

ΔH_t : 観測開始後 t における沈下量

ΔH_a : 観測開始時 ($t=0$) における沈下量

a : 定数 ($1/a$ は初期沈下速度)

b : 定数 ($1/b = \Delta H_{t=\infty} - \Delta H_a$)

上式で、 b の値は、土質調査や圧密試験の結果から $\Delta H_{t=\infty}$ が求められるから、 ΔH_a の観測値が施工の段階で得られれば決めることができる。 a の値は、このようにして b の値を決めた後、 ΔH_t の初期観測値が得られれば、(5)式から、または、同式を $\frac{t}{(\Delta H_t - \Delta H_a)} = a + bt$

のように書き換えて、 t と $\frac{t}{(\Delta H_t - \Delta H_a)}$ の関係のグラフを作成することによって求めることができる。

また、泥炭の場合、二次圧密沈下量が大きく、この沈下が時間の対数に対して、ほぼ直線的に変化するところから、その経時変化を次式で表わそうとする考え方もある。

$$\Delta H_t = \Delta H_0 + C_s H \log \left(\frac{t}{t_0} \right) \dots\dots\dots (6)$$

ここに、

ΔH_t : 経過時間 t における全沈下量

ΔH_0 : 一次圧密沈下量

t_0 : 一次圧密の終期

C_s : 二次圧密係数

H : 経経時間 t_0 における被圧縮層の厚さ

上式における C_s は、二次圧密領域における沈下と時間の対数との関係曲線の勾配を、二次圧密が始まる時点での被圧縮層厚で除したもので、二次圧密領域における時間の対数の 1 サイクルに対する被圧縮層の圧縮率を表わす。上式は、泥炭地盤の沈下の経時変化に関する実験結果と比較的よく適合するが、式そのものが長期間経過時に対して不合理であり、過大な結果を与える恐れがあるので適用期間の制限を受ける。

3.2 泥炭地盤の沈下予測における問題点

一般に、泥炭地盤の沈下の予測を困難にしている要因としては、すでに前節で述べたような圧密試験に付随した問題点のほかに、泥炭地盤は圧縮性を含み工学的特性に関する異方性やバラツキを有し、鉛直方向に圧縮されるだけでなく側方に押しだされるような変形を生じ、二次圧密と思われる沈下が徐々に、しかも長期にわたって継続するという特性を有することなどに起因すると考えられる。また、泥炭地盤では、一般に地下水位が高いところから、盛土の地下水位以下の部分に対する浮力の作用の仕方をどのように考えるか、さらに原生植物の根を含む Surface Mat の沈下に及ぼす影響をどのように考慮するかも泥炭地盤特有の問題であろう。さらに、二次元圧密や三次元圧密の問題、上載荷重による地盤内力分布の推定方法などにも検討の余地がある。

3.3 泥炭地盤の沈下の簡易予測方法

(1) 土質常数にもとづく圧縮沈下量の予測

一般に、泥炭についての圧密試験の結果によれば、先行荷重よりも大きな荷重範囲では、圧縮率 $m = \frac{\Delta H}{H}$ と圧密荷重 p との間に次式のような関係が認められている。

$$m = \frac{p}{E_0 + \frac{p}{m_0}} \dots\dots\dots (7)$$

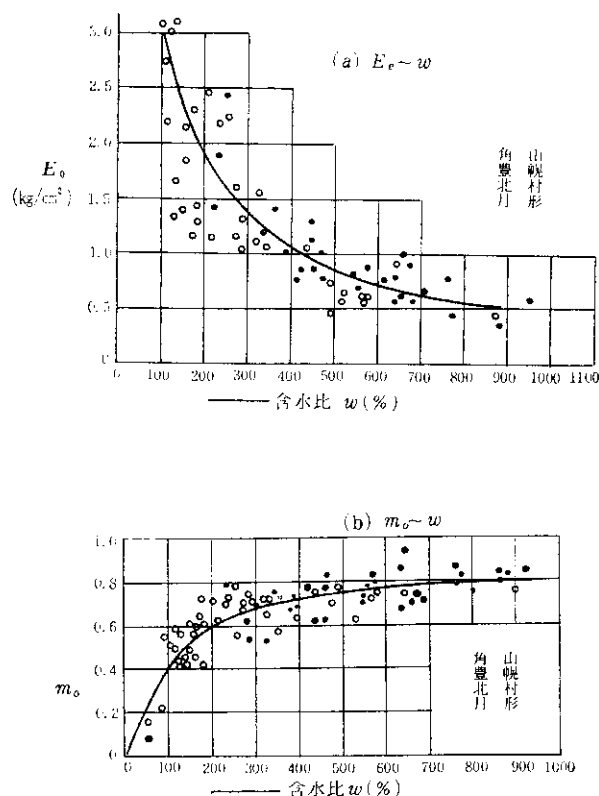


図-3.2 含水比と常数 E_0 , m_0 の関係

上式における E_0 は初期の圧縮比例常数を、 m_0 は $p=\infty$ に対する圧縮率の仮想値を示す定数で、図-3.2 のように含水比などの物理的性質との間に、おおよそ、一定の関係をもっているところから、比較的簡単な土質試験によって得られる土質常数を(7)式に適用することによって泥炭地盤の圧縮沈下量を予測することが可能であろう。もちろん、このような方法による圧縮沈下量の予測値は概略的な値に過ぎないが、泥炭に関する圧密理論の不備や圧密試験における種々の問題点、泥炭地盤の沈下計算を行う上での問題点などを考えあわせると、このような簡易な方法で圧縮沈下量を予測しておき、施工の段階において実際の沈下量を測定し、その結果にもとづいて(5)式などを用いて修正を行う方法も、実用に供し得るであろう。

(2) 泥炭地盤の工学的性質に関するバラツキを考慮した圧縮沈下量の予測

一般に土質調査は、調査対象地域のうち適当な地点を選んで行われ、調査の目的、重要性さらには経済性などを考慮して妥当と考えられる調査地点間隔で計画、実施されることが多い。圧密試験のための試料を採取するためのサンプリングもその例外ではなく、広い調査対象地域のごく限られた地点における試料の採取にとどまらざるを得ないのが通例である。したがって、サンプリングに

よって得られる試料にもとづく圧密常数は、調査対象地域の地盤全体からみれば、きわめてわずかの点に対するデータでしかない。

しかしながら、地盤は必ずしも均一な工学的性質を有するものではなく、とくに泥炭地盤の場合には、そのバラツキは顕著である。したがって、このような泥炭地盤を対象としてサンプリングを行う場合には、妥当なサンプル数が問題となるが、既往の土質調査試験データの統計処理にもとづくマクロ的な推定または考察を併せて

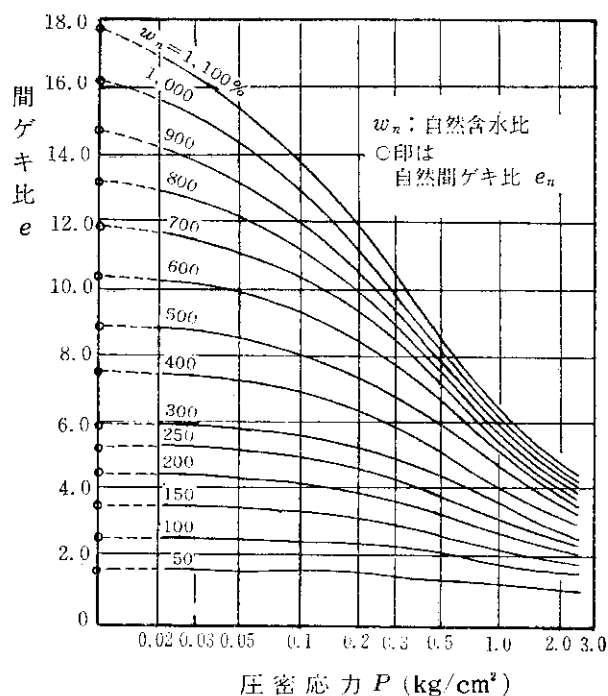


図-3.3 統計的に推定した $e \sim \log P$ 曲線

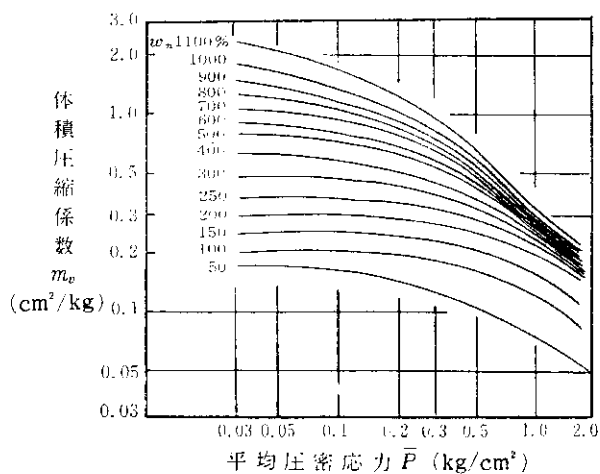


図-3.4 統計的に推定した $\log mv \sim \log \bar{P}$ 曲線

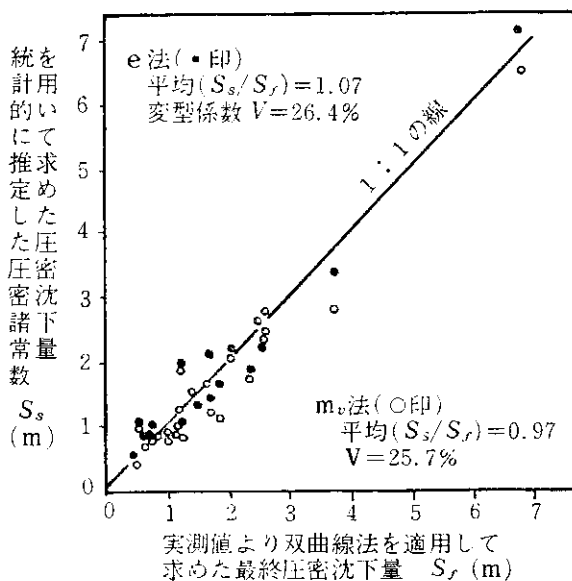


図-3.5 実測による最終沈下量を統計処理した
圧密諸常数による圧密沈下量の比較

行うことが望ましい。

このような意図のもとに、現在までに収集した数多くの泥炭の圧密試験データを統計的手法を用いて整理し、自然含水比をパラメーターとして最も確からしい圧密諸¹⁵⁾常数が推定された。図-3.3, 3.4は、このような処理によって求められた泥炭の $e \sim \log p$ 曲線と $\log m_v \sim \log p$ 曲線である。これらの資料から推定した圧密常数を用いて求められた圧密沈下量と、実測によって得られた盛土荷重による泥炭地盤の沈下量を対比させたものが図-3.5であるが、同図から、このような推定値と実測値がきわめてよく一致することがわかる。

したがって、統計処理によるこのような圧密常数に関する資料は、概略的な沈下量の予測はもとより、かなり精度の高い沈下量の推定にも適用し得るように思われる。

3.4 泥炭地盤の沈下予測結果の施工段階における修正

現在の圧密試験法は、基本的に、その背後にいろいろな未解決の問題をかかえており、それによって得られる圧密常数は、明確な意味をもった力学的常数というよりも、むしろ一種の指数的特性とみなすべきものであることのほか、上載荷重によって基礎地盤内部に生ずる圧縮応力の大きさおよびその分布や側方流動にもとづく沈下などに関する算定方法に問題が残されているところから、軟弱地盤の沈下量およびその経時変化の予測が、今なお困難な状況にある。とくに、泥炭地盤の場合には、顕著な初期圧縮と二次圧密特性を有するほか、圧密特性に

関する異方法やバラツキが大きいところから、その予測は一段とむずかしいことは、すでに述べたとおりである。

したがって、施工の段階においては実際の沈下量の測定を行い、その結果にもとづいて、沈下の予測値を修正して、その後の工事の進捗を的確なものとするのが望ましい。泥炭地盤の場合には、多くの実績から(5)式を用いて修正する方法が採用される場合が多い。

4 泥炭地盤におけるサンドドレーン工法の効果

泥炭地盤におけるサンドドレーン工法の効果については、各方面で調査研究が行われてきたが、現在のところ、沈下促進に関する効果はほとんど認められないが、盛土基礎地盤を強化し、盛土の安定を増す効果は認められるというのが一般的な考え方であろう。^{16),17),18),19),20),21)}

例えば、図-4.1は米国カリフォルニアの泥炭地における道路築造に際して、サンドドレーンを施工した場合と施工しない場合の盛土荷重による沈下の経時変化に関する観測結果であり、図-4.2は、カナダはブリティッシュ・コロンビアの泥炭地における道路築造に際して、¹⁷⁾サンドドレーン工法の効果に関する調査を行った結果であるが、いずれの場合にも、同工法の沈下促進に関する効果は明確ではない。また、北海道の泥炭地盤でサンドドレーン工法の効果に関する調査を行った結果によると、¹⁹⁾沈下の促進については、わずかに2~4%の効果が認められているに過ぎない。

一方、図-4.3は、ソ連のカリーニン地方の泥炭地盤におけるスリット・サンドドレーンの効果に関する試験盛土の状況を示す。この場合、スリットの幅は10 cm、深さは2.5 m、その間隔は1.0 m, 2.0 m, 3.0 m, 4.0 mの4種であり、サンドマットの厚さは50 cmである。図-4.4は、当該個所の泥炭地盤のプロフィール、サンドドレーン施工区間と非施工区間における盛土前後の含水比ならびにベーンせん断強さの変化を、図-4.5は、これら両区間における盛土後の基礎地盤の沈下、含水比、ベーンせん断強さならびに間ゲキ水圧の経時変化を示している。ただし、図-4.5における基礎地盤の沈下は、深さ0.1 m, 1.0 m, 2.0 mに対するものであり、含水比、ベーンせん断強さおよび間ゲキ水圧は、深さ1.0 mにおける測定結果である。これらの資料から次のように判断される。すなわち、沈下の進行速度については、深さ2.0 mの位置では、サンドドレーン施工区間の方が、非施工区間に比べて若干大きいように見えるが、深さ0.1 m, 1.0 mの位置では、施工区間のそれは、非施工区間の場合に比べて、逆に小さい傾向が明らかである。したがって、この場合においても、少なくとも地表面付近の沈下

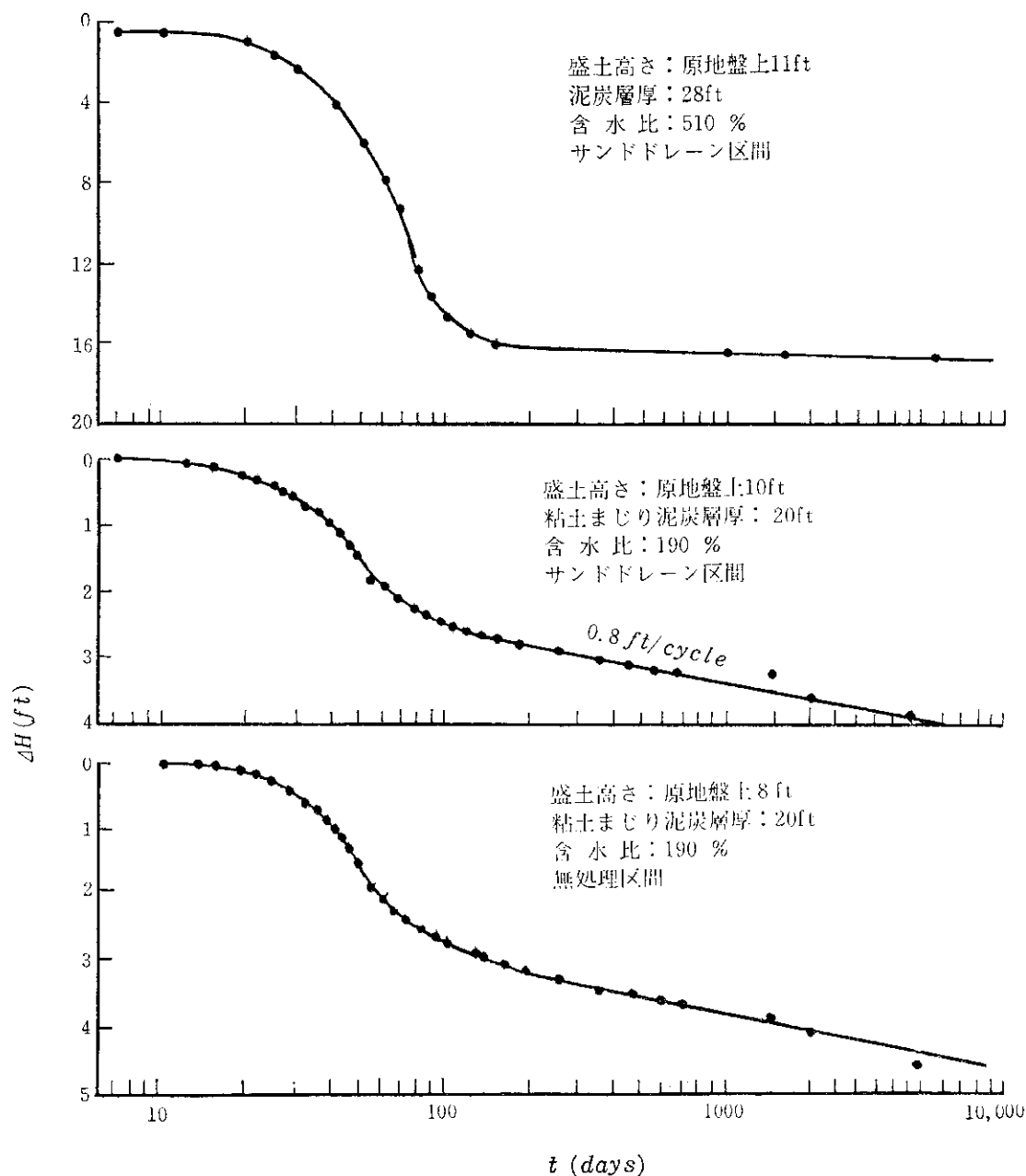


図-4.1 泥炭地盤におけるサンドドレーン施工・非施工区間の時間～沈下曲線

を見る限り、サンドドレーンの沈下促進効果は認められないとしてよいであろう。しかし、含水比、間ゲキ水圧については、サンドドレーン施工区間の方が非施工区間に比べて、明らかに小さく、ベーンせん断強さについては、施工区間の方が大きい結果となっている。含水比、間ゲキ水圧およびベーンせん断強さに関する、このような測定結果から、サンドドレーンによる排水、それに伴う間ゲキ水圧の減少、圧密の進行、さらには、有効応力の増大に伴うせん断強さの増加などの現象が基礎地盤内部で起こっていることが推定される。この場合、サンドドレーン施工区間における盛土後の同一経過日数に対す

る基礎地盤の沈下量が、非施工区間におけるそれに比べて小さいことと、サンドドレーンの施工によって基礎地盤内部の間ゲキ水圧が減少することとは矛盾するように考えられるが、このような現象は、帯状の盛土荷重による泥炭地盤の沈下が、側方流動にもとづく沈下を含み、圧密沈下を上まわるとともに、サンドドレーンの施工が、このような沈下を抑制することに起因するのではないかということを推定させるが明らかでない。

泥炭地盤に対して施工されたサンドドレーン工法について、盛土荷重の大きさと砂柱¹⁹⁾および砂柱間地盤の強度の関係を示す図-4.6および図-4.7からは、少なくとも

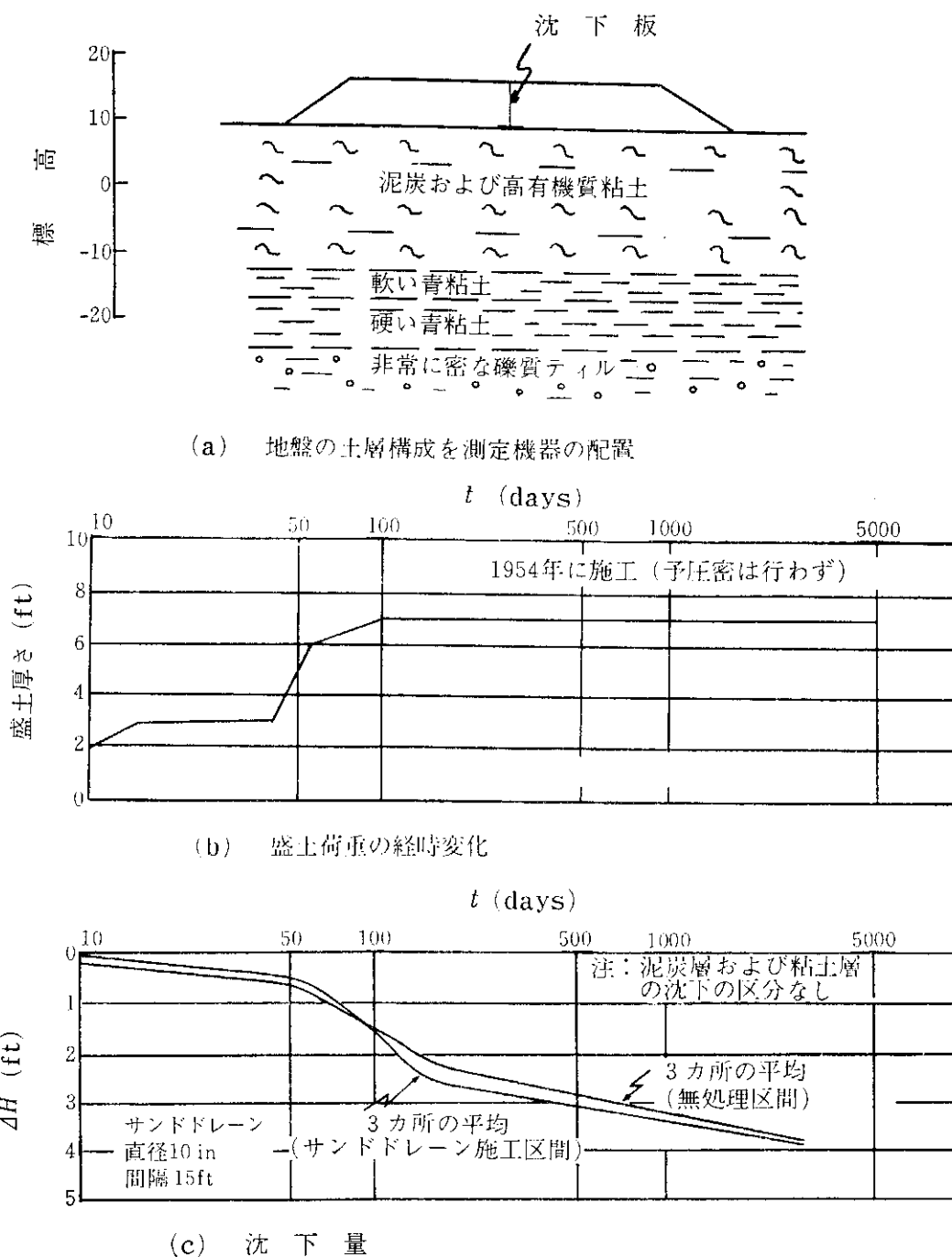


図-4.2 泥炭地盤上の道路築造における地盤条件と沈下曲線

砂柱間隔が1.3~1.8 m程度では、盛土荷重の増大にしたがって砂柱のせん断強さが著しく大きくなり、また、地盤のせん断強さもわずかながら増加する傾向が認められる。このような結果のほか、泥炭地盤上に築造された道路において、サンドドレーン工法によって施工された区間は、無処理区間に比べて安定性が大きく、自動車交通によって発生する地盤振動も小さいという現地調査結果なども考えあわせると、泥炭地盤においては、サンド

ドレーン工法の場合でも、盛土荷重の大きさに応じて砂柱のせん断強さの増加を期待するとともに、強化された複合地盤が形成されるものと考えることができそうである。

あとがき

泥炭地盤の圧密沈下の機構の解明、ひいては最終沈下量、沈下の経時変化に関する予測のむずかしさは、基本

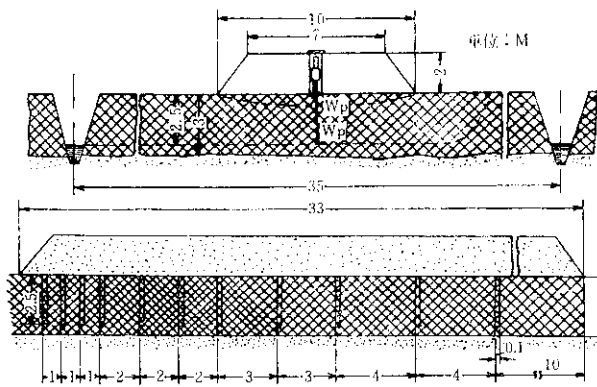


図-4.3 スリット・サンドドレーン試験盛土

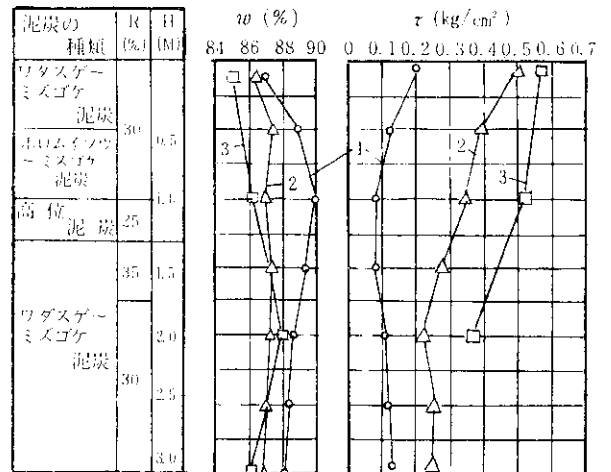


図-4.4 泥炭地盤におけるサンドドレーン施工の有無と含水比、ベーンせん断強さ

- 1) 盛土前
- 2) 無処理区間における盛土後30日
- 3) サンドドレーン施工区間における盛土後30日

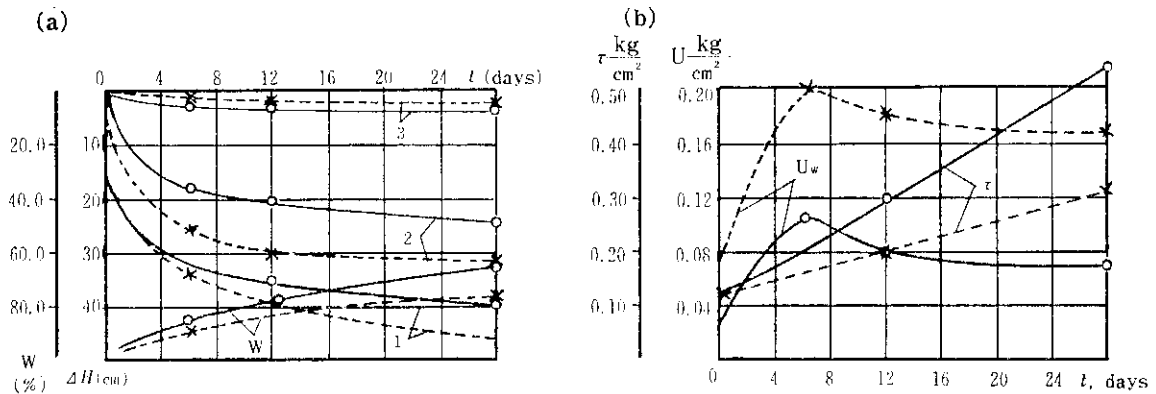


図-4.5 サンドドレーン施工の有無と泥炭の含水比、ベーンせん断強さ間ゲキ水圧の経時変化

- (a) 時間～沈下量, 時間～含水比
- (b) 時間～間ゲキ水圧, 時間ベーンせん断強さ; 実線—サンドドレーン施工区間, 破線—無処理区間

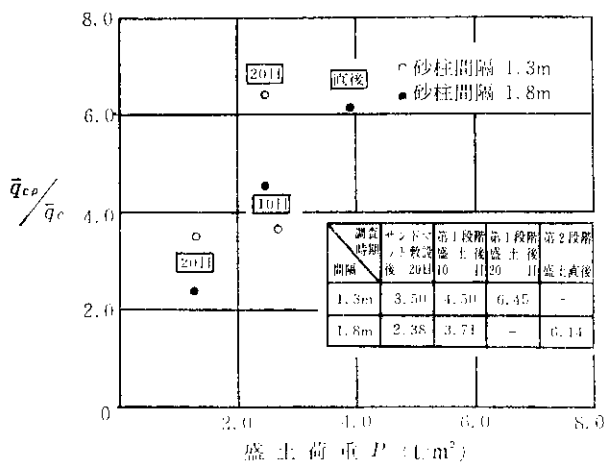


図-4.6 砂柱と素地のコーン支持力の比(g_{cr}/g_c)と盛土荷重 (P) の関係 (望月寒川サンドドレーン工法)

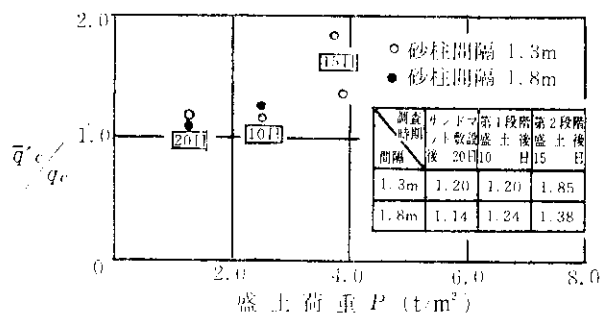


図-4.7 砂柱打設前後の地盤のコーン支持力の比(g_c/g_c)と盛土荷重 (P) の関係 (望月寒川, サンドドレーン工法)

的には、泥炭が分解不十分のまま堆積した植物の遺体からなり、その構造、工学的性質が一般の粘土と異なるとともに、そのバラツキが大きいことに起因するものと考えられる。

したがって、泥炭地盤の圧密沈下の機構について、ミクロ的な視点に立った研究を進めていくことも、当然、必要ではあるが、調査対象地域の泥炭地盤全体からみれば、きわめてわずかの点に対するデータしか提供しない圧密試験およびその結果に関する議論に偏ることなく、泥炭地盤の圧密特性に関する既往のデータを統計処理した資料の利用を図るなど、当該地域の地盤を全体的と把握しながら、泥炭地盤の圧密沈下を考え、また、予測する姿勢が大切であろう。

参 考 文 献

- 1) Y. Ohira (1962): Some Engineering Researches on the Experiments of the Physical Properties of the Peat and on the Sounding Explorations of the Peaty Areas in Hokkaido, Japan, pp. 263.
- 2) 宮川勇 (1962): 泥炭地における土質工学上の2, 3の問題, 土質工学会北海道支部講習会テキスト
- 3) I. C. Mac Farlane (1969): Muskeg Engineering Handbook, the Muskeg Subcommittee of the NRC, Associate Committee on Geotechnical Research, pp. 107~115.
- 4) J. I. Adams (1965): The Engineering Behaviour of a Canadian Muskeg Proc. Sixth Intern. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng., Vol. 1, pp. 5.
- 5) 河野, 佐々木, 四方 (1968): 天塩泥炭地における盛土基礎地盤の安定と沈下について 第11回北海道開発局技術研究発表会論文集 pp. 477
- 6) P. L. Berry and T. J. Poskitt (1972): The consolidation of peat, Geotechnique, Vol. XXII, No. 1, pp. 27~52.
- 7) R. E. Gibson, & K. Y. Lo (1961): A theory of Consolidation for Soils exhibiting Secondary Compression, Publication No. 41, Norwegian Geotechnical Institute
- 8) J. I. Adams (1963): A comparison of field and laboratory measurement in peat, Proc. Ninth Muskeg Res. conf. and Ontario Hydro Res. Q. 15, pp. 1~7.
- 9) De Jong, G. D. J. (1968): Consolidation Models consisting of an Assembly of Viscous Elements on a Cavity Channel Network, Geotechnique 18, No. 2, pp. 195~228.
- 10) 渡辺 進 (1974): 泥炭の圧密試験 方法 第19回土質工学シンポジウム 昭和49年度発表論文集 土質工学会 pp. 89.
- 11) Y. Ohira and A. Kotani, (1968): Some investigation of the time curves with $\log U \sim \log T_v$ ruled curve, Memoirs of the Defence Academy, Vol. VIII, No. 1,
- 12) 大平至徳 (1966): 泥炭と泥炭地盤, 道路, pp. 80.
- 13) 河野, 佐々木, 四方 (1970): 盛土基礎としての泥炭性軟弱地盤の圧密特性について 土質工学会北海道支部技術報告資料第10号 pp. 45~52.
- 14) 土質工学会 (1974): 日本の特殊土 第4章泥炭 pp. 163.
- 15) 佐々木, 能登, 木元 (1977): 泥炭の工学的性質の特異性に関する考察 有機質土に関するシンポジウム発表論文集 pp. 21~24.
- 16) J. R. Lake (1960): Pore Pressure and Settlement Measurements during Small-Scale and Laboratory Experiments to determine the Effectiveness of Vertical Sand Drains in Peat, Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworth, London pp. 103~107.
- 17) N. D. Lea and C. O. Brawner (1963): Highway Design and Construction over Peat Deposits in Lower British Columbia, Highway Res. Board Res. Rec. No. 7, Washington, D. C. pp. 1~33.
- 18) L. Casagrande and S. Poulos (1969): On the Effectiveness of Sand Drains Canadian Geotechnical Journal 6, pp. 287.
- 19) 河野, 小林, 佐々木 (1971): 泥炭性軟弱地における盛土基礎処理工法の効果について, 第15回土質工学シンポジウム論文集, pp. 93~98.
- 20) L. S. Amarnyan, M. A. Shaposhnikov, V. D. Sokolov, A. V. Isaev, and E. A. Strekalkin (1968): Effectiveness of using Slit Sand Drains in Peat Bases, Soil Mechanics and Foundation Engineering, translated from Russian, Number 2, pp. 126~128.
- 21) R. E. Bigham (1971): On the Effectiveness of Sand Drains: Discussion, Canadian Geotechnical Journal, Volume 8, NUMBER 1 pp. 142~143.
- 22) W. G. Weber Jr. (1969): Performance of Embankments constructed over Peat Proc. of the A. S. C. E., SMI, pp. 53~76.