泥炭地盤に対するアイソタック則の適用性

田中 洋行¹, 林 宏親²

1 北海道大学・大学院工学研究院

2 (独) 土木研究所 寒地土木研究所・寒地地盤チーム

概 要

北海道に広く分布する泥炭地盤に対して、ひずみ速度に着目したアイソタック則の適用性について議論する。北海道の天塩川と夕張川のサイトから採取された試料に対して、標準的な「土の段階載荷による圧密試験」を行った。この試験結果を用いて、アイソタック則に必要なパラメータを求め、さらに泥炭のひずみ速度依存性を通常の粘性土と比較した。また、盛土および埋立における沈下データから、実地盤におけるひずみ速度依存性を求め、泥炭と粘性土における依存性の比較、および室内試験で得られた依存性と比較した。その結果、泥炭地盤もアイソタック則が適用できる可能性がかなり高いこと、および泥炭は粘性土と比べて、ひずみ速度依存性が大きいことがわかった。

キーワード：アイソタック則、泥炭、二次圧密、ひずみ速度

1. はじめに

北海道には、高圧縮性の泥炭が広く分布しており、道路盛土や河川堤防において、長期に渡る沈下が大きな問題となっている。泥炭を含めて透水性の低い地盤では、過剰間隙の消散に伴う有効応力の増加による圧縮と、有効応力が一定にもかかわらず圧縮が長期に渡る二次圧密と呼ばれる沈下が知られている。最近、粘性土の沈下をアイソタック則によって解釈する試みが広く注目されている（例えば、Imai¹⁾, Nash²⁾, Leroueil³⁾, Tanaka⁴⁾, Den Haan and Kruse⁵⁾, Watabe ら⁶⁾）。しかしながら、Den Haan を除いて、泥炭は二次圧密の影響が大きいと言われているにもかかわらず、アイソタック則に基づいた泥炭の沈下に対する解釈はほとんどなされていない。この理由として、泥炭はローカル性が強い材料なので研究者の数が相対的に少ないこと、また有効応力に基づく Terzaghi の圧密理論に比べて、アイソタック則は比較的新しい考え方であることに原因があると思われる。

本論文では、JIS で定める「土の段階載荷による圧密試験」から得られた結果を用いて泥炭のひずみ速度依存性を明らかにする。対象とする泥炭は地表面付近に分布しているので、本論文で行った圧密試験では、4.9kPa と多少小さな載荷段階から試験を行った。しかし、この点を除くと、荷重増加率は 1.0、各荷重段階の継続時間は 24 時間で、通常の地盤調査の業務で行われている、いわゆる標準圧密試験と同様である。

さらに、この室内試験から得られたひずみ速度依存性を、現場計測で得られた沈下特性と比較した。用いたデータは北海道中央自動車道の盛土で得られた長期沈下⁷⁾である。また、Aboshi⁸⁾によってまとめられた海性粘性土地盤上で行われた埋立、および彼が行った大型長期圧密試験から得られた長期沈下データを用いて、アイソタック則の適用性を、泥炭地盤と比較して議論する。

2. アイソタック則

アイソタック則を述べる前に、良く知られている Bjerrum⁹⁾の遅延圧密の概念から説明を始める(図 1 参照)。彼は、図に示すように鉛直圧力(p)と間隙比(e)の関係は、経過年代によって異なるが、年代ごとの関係は p を対数とすると、互いに平行となるモデルを提案した。すなわち、有効応力が一定になった後の圧密 (Delayed Settlement (遅延圧密)) と有効応力の変化による沈下 (Instant Settlement) とに区分した。年代が異なる e - $\log p$ 曲線が互いに平行であることは、遅延圧密 (二次圧密) 量が p によらないことを示している。このモデルは、荷重履歴的には正規圧密地盤でも、自然地盤では現在の土かぶり圧より圧密降伏応力が大きいことを良く説明できるので、多くの研究者によって受け入れられてきた。しかし、絶対年代で e - $\log p$ 関係を規定する方法は、層厚による影響を考えることができない。例えば 10 年の経過時間を考えると、室内の圧密試験における層厚 2cm の場合では二次圧密に長期間突入している

図1 Bjerrum⁹⁾の遅延圧密の概念図

状態に対して、20mの層厚を有する地盤の場合では、ドレーン打設しない限り、未だ一次圧密が終了していない状態にある。したがって、絶対年代の代わりに、一次圧密終了（End of primary consolidation, EOP）の時間（ t_p ）を基準として二次圧密に対する時間を表現した方が、より一般性が増す。

後述する図7に示すように、時間を対数にして沈下量（ひずみ量）をプロットすると、一次圧密を終了した後のひずみの増加は $\log t$ に比例することが知られている。この勾配を一般に二次圧密係数（ C_α ）と呼んでいる。 C_α は間隙比の変化で定義されることが多いが、本論文では、後述するように自然ひずみに対する勾配として定義する。すなわち、二次圧密を含めたひずみ（ ε ）は、式(1)によって表すことができる。

$$\varepsilon = C_c \log\left(\frac{p + \Delta p}{p}\right) + C_\alpha \log\left(\frac{t}{t_p}\right) \quad (1)$$

ここに、 p ：载荷前の荷重、 Δp ：荷重増加率、 C_c ： ε - $\log p$ 関係における勾配（ ε で定義された圧縮指数）、 t ：時間である。

式(1)によれば、EOP（ t_p ）は層厚によらず自動的に決定され、また EOP の後に生じる二次圧密は、荷重レベルによらず、 C_α によって決まる。

一方、定ひずみ速度(CRS)圧密試験や分割圧密試験の結果から、 ε - $\log p$ 関係はひずみ速度（ $\dot{\varepsilon}$ ）によって変化することが数多く報告されている（例えば、Imai¹⁾）。この概念図を図2に示す。図には ε - $\log p$ 関係は直線で表わされているが、直線である必要はない。 $\dot{\varepsilon}$ が大きくなると、 ε - $\log p$ 関係は右側にシフトしていく。すなわち、粘性の影響を受けて、 $\dot{\varepsilon}$ が大きいほど大きな荷重が支えられると考える。

図2 アイソタック則に基づいた ε と p' の関係

このようにアイソタック（同速度との意味）則においては、 ε - $\log p$ 関係は時間ではなく、 $\dot{\varepsilon}$ によって決まる。図に示すように、 $\dot{\varepsilon}$ が異なる ε - $\log p$ 関係は互いに平行になっている。これは、遅延圧密の概念と同様に、二次圧密の挙動は p によらないことを意味している。

CRS 試験では、通常一定の $\dot{\varepsilon}$ の下で行うので、ある $\dot{\varepsilon}$ に対応した ε - $\log p$ 上で ε と p は変化する。一方、段階载荷試験では、過剰間隙水圧の消散によって生じた有効応力の変化から ε が生じ、その速度に応じた ε - $\log p$ 関係に沿って圧密が進行していく。過剰間隙水圧が完全に消散し有効応力が一定となると、時間とともに $\dot{\varepsilon}$ が減少して行くので、図2に示すように、 p が一定の下で $\dot{\varepsilon}$ が異なる ε - $\log p$ 曲線を横断しながら、ひずみは増大する。アイソタック則によるひずみ速度依存性の表現方法は、いろいろ提案されている。例えば、Watabe ら⁶⁾は $\dot{\varepsilon}$ が $10^{-7}/s$ の ε - $\log p$ 関係を基準にして、ひずみ速度の変化による ε - $\log p$ 関係のシフト量をひずみ速度依存性としている。本論文では、図2に示すように、ひずみ速度を10倍変えた時に生じる応力変化 Δp を式(2)で定義される R で、ひずみ速度依存性を表現することにする。

$$R = \frac{p_1 - p_2}{p_1} = \frac{\Delta p}{p_1} \quad (2)$$

ここに、 p_1 、 p_2 は、ひずみ速度を変える前、および変えた後の p である（図2）。

図3は、泥炭に対して行った CRS 試験の結果を示す。試料や実験方法については堤ら¹⁰⁾を参照されたい。最初の $\dot{\varepsilon}$ は、 $3 \times 10^{-6}/s$ で行い、途中から $3 \times 10^{-7}/s$ 、 $3 \times 10^{-6}/s$ と交互に変化させた。ひずみ速度を $3 \times 10^{-6}/s$ から $3 \times 10^{-7}/s$ に変化させると、 p は減少する。しかし、さらに $3 \times 10^{-7}/s$ と一定のひずみ速度で試験を続けると、 ε - $\log p$ 関係は $3 \times 10^{-6}/s$ の ε - $\log p$ とほぼ平行となる。一方、 $3 \times 10^{-7}/s$ から $3 \times 10^{-6}/s$ に10倍ひずみ速度を増加させると、 $1/10$ に減少した時のように急には応力は変化しないが、徐々に $3 \times 10^{-6}/s$ の ε - $\log p$ 関係に漸近する。同様な挙動は粘性土でも観測される（Tsutsumi and Tanaka¹¹⁾）。このように泥炭でも、 ε - $\log p$ 関

図3 泥炭を対象に行ったひずみ速度を変化させた CRS 試験結果

係はひずみ速度の影響を強く受ける。

アイソタック則をより具体的に理解するために、概念図(図2)を使って2つのケースを考えてみる。1つは荷重増分 Δp が小さい場合と大きい場合である。有効応力が一定のもとで生じるひずみ(二次圧密)量は荷重レベルによって同じなので、 Δp が大きいほど、沈下全体に占める二次圧密量が小さくなるので、時間と沈下の関係は Terzaghi の圧密度(U)と時間係数(T_v)の関数に類似する。これは、アイソタック則に限らず、最初に述べた Bjerrum の遅延圧密の概念でも説明できる。しかし、層厚が異なる場合には、両者のモデルでは圧密の進行の仕方は大きく異なる。すなわち、室内試験のような薄い層厚では非常に早く圧密が進行するのでひずみ速度は大きい、したがって一次圧密中(有効応力が変化する期間)の ε - $\log p$ 関係は右側にシフトする。一方、層厚が大きな現場では、ひずみ速度が遅いため、 ε - $\log p$ 関係は左側に寄る。その結果、同じ Δp の下でも室内試験では二次圧密が顕著に認められるが、実際の地盤では、その影響が小さくなる。この点が、両者の考え方で大きく異なる(田中ら¹²⁾)。

両者の考え方のもう一つの重要な違いは、式(1)による方法では、二次圧密を考える場合に t_p が必要であることである。計算上では t_p は容易に計算されるが(決めることができるが)、実際に沈下が継続している場合には、いつの時点をとするか難しい。一方、アイソタック則の場合には、絶対時間は必要ではなく、異なった時間における沈下量から求められるひずみ速度によって、沈下挙動を表現できることが大きな特徴である。

3. 用いた試料と実験方法

今回の試験で用いた泥炭は、図4に示す天塩川と夕張川の河川敷から採取された。試料の採取は JGS1221 で規格化された固定ピストン式シンウォールサンプラーで行った。試験に用いた試料の一覧表を表1に示す。多くの研究者によって(例えば文献15)), 間隙比(e)、土粒子の密度(ρ_s)、初期含水比(w_i)、湿潤体積質量(ρ)、強熱減量(L_i)との間には強い関係があり、その関係は泥炭によって大きく変わらないことが知られている。表に示す値も、過去のデータと同様な関係があることから、いわゆる“一般的な”泥炭と考えられる。参考までに、 L_i が10%以下の試料は粘性土と考えて良い。

これまでの圧密試験の整理方法は、間隙部分が荷重によって圧縮し、土粒子の部分は変形しないと考えて、 e - $\log p$ の関係で整理することが多かった。しかし、泥炭の場合は、固体の部分は土粒子ばかりではなく、植物繊維から成り立っているため、その圧縮性自体無視できない。また、このような理論的な理由はさておき、表1に示すように泥炭の e は非常に大きく、また ρ_s も試料によって著しく値が異なるので、 e を求める精度が問題となる。また、後述するように、試験後の供試体は大変形が生じるので、従来の公称ひずみでは、変形をうまく表現できない。代わりに、式(3)で定義される自然ひずみ(ε)で、泥炭の圧縮を表わすことにする。

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h} = \ln\left(\frac{h}{h_0}\right) \quad (3)$$

ここに、 h :高さ、 h_0 :初期高さ、 Δh :変位量

実験は、全て JISA1217 で定める「土の段階载荷による圧密試験方法」に従って行った。具体的には、供試体の寸法は直径 60mm、初期高さ 20mm で、両面排水で行った。荷重増加率は 1.0 で、泥炭の場合には初期の荷重は 4.9kPa とし、最終の荷重は 627.8kPa とした。また粘性土の場合は、9.8kPa から実験を開始し、1255.7kPa まで载荷を行った。各荷重段階の時間は 24 時間とした。

図 4 泥炭の分布図と試料を採取した場所（分布図は文献 13 から引用）

表1 室内試験に用いた試料の物理特性

(a)天塩川

試料番号	T5-1	T5-2	T5-3	T5-4	T5-5	T5-6
深度(m)	0.6	1.7	3.1	4.0	5.6	7.9
L_i (%)	93	88	75	86	6	6
w_i (%)	856	893	722	835	79	82
ρ_s (g/cm ³)	1.524	1.553	1.667	1.992	2.599	2.616
e_0	13.05	13.87	12.11	10.66	2.05	2.15
ρ_t (g/cm ³)	0.980	0.993	0.994	1.009	1.511	1.501
w_L (%)					79.6	79.3
w_P (%)					32.3	29.8
I_p					47.3	49.5

(b)夕張川

試料番号	T2-1	T2-2	T2-4	T2-5
深度(m)	1.4	2.5	4.3	5.6
L_i (%)	94	39	60	6
w_i (%)	969	312	428	63
ρ_s (g/cm ³)	1.479	2.049	1.806	2.598
e_0	14.33	6.39	7.73	1.64
ρ_t (g/cm ³)	0.964	1.057	1.045	1.611
w_L (%)				62.7
w_P (%)				23.4
I_p				39.4

各サイトの圧密降伏応力(p_c)の深さ方向の分布を図 5 に示す。原位置の有効土かぶり圧(p'_{v0})は、サンプリングを行った時の地下水位と ρ_1 から求めた。図から、両サイトとも、泥炭と粘土地盤でも p_c は p'_{v0} より大きい。泥炭に着目すると、天塩川の方が夕張川と比べて p_c が p'_{v0} より大きい、すなわち過圧密比が大きい。泥炭は地表面に分布していることと、泥炭の ρ_1 は水の値に極めて近いいため水中体積重量はゼロに近い値となる。このため、 p'_{v0} は地下水によって大きく変動する。両サイトの p_c 値はほぼ同じであるが、サ

(a)天塩川

(b)夕張川

図5 試料を採取した地点の圧密降伏応力 p_c と有効土かぶり圧 p'_{vo}

図6 代表的な自然ひずみと圧密荷重の関係

ンプリング時に測定された地下水位が両サイトで異なっ
 たので、天塩川の方が過圧密比が大きな結果となった。し
 かし、地下水位が一年を通して一定となっている保証はな
 く、したがって、図に示すような p'_{v0} となっているかにつ
 いては不明である。一方、両サイトとも、粘性土の p_c は p'_{v0}
 よりかなり大きく、過圧密比は 2.0 以上となっている。こ
 の大きな過圧密比はセメンテーションなどの年代効果に
 よって生じるとは考えにくい。試料の採取場所が河川に近
 いことから、泥炭が堆積する前に河川の流れの変化によ
 って生じた削除による力学的な過圧密と考えられる。

4. 室内試験結果

図 6 にひずみ (ε) と圧密荷重 (p) を対数でプロットした
 関係を示す。図には、泥炭と粘性土とを比較して示してあ
 るが、泥炭の圧縮量は非常に大きいのがわかる。このよ
 うに高圧縮性を示す場合には、自然ひずみによる表示の方
 が合理的である。泥炭の場合には、自然ひずみで整理すると、
 正規圧密時の ε - $\log p$ 関係は直線になる傾向が強いと報告さ
 れている (例えば、Oikawa¹⁵⁾)。今回得られた結果でも、
 ほぼ直線の関係が得られている。しかしながら、 p が大き
 くなると、勾配が多少減少する傾向にある。通常の粘性土
 で得られる e - $\log p$ 関係における圧縮指数と同様に、 ε - $\log p$
 関係においてもその勾配 C_c を本論文でも規定する。ただ
 し、本論文では ε は自然ひずみで、“%” の単位を用いて
 いるので、 C_c も (%) で表示することにする。また、通常の間
 隙比によって表わしている e - $\log p$ 関係で規定される圧縮
 指数を述べる場合には、 C_{ce} の記号を使って区別する。

図 7 は、 p' を 313.9 kPa から 627.8 kPa に増加させた時に
 生じたひずみ増分 ($\Delta\varepsilon$) と対数時間の関係を示す。また、
 間隙水圧の消散の状況を判断するために、図 8 に示す $\sqrt{t}$
 法から求めた 90% 圧密終了時の時間 (t_{90}) を図 7 に矢印で
 示す。図から時間が t_{90} を超えると、 $\Delta\varepsilon$ は対数時間に比例
 して増加するのがわかる。すなわち、この勾配が (1) 式で表
 示される C_a である。

通常の粘土の場合には、正規圧密時になると、 p' の増加
 による透水係数 (k) の減少と体積圧縮係数 (m_v) の減少の割
 合が同じとなるので、結果的に圧密係数 (c_v) は一定となる。
 しかしながら、泥炭の場合には、 m_v の低下より k の低下割合
 が著しいので、 c_v は p' とともに減少する (林ら¹⁶⁾)。図 8
 に示す $\sqrt{t}$ と沈下量の関係からもわかるように、 p' の増加
 によって t_{90} が増加、すなわち c_v が減少しているのがわか
 る。ここで、強調したいのは、 c_v が最も小さくなる最大荷
 重の下でも、100 分も経過すると、過剰間隙水圧はほぼ消
 散することである。

図 9 に、経過時間と、ひずみ速度 ($\dot{\varepsilon}$) の関係を示した。
 標準的な圧密試験の場合では、変形量を読む時間が 12 時
 間後の次は 24 時間後となる。したがって、 $\dot{\varepsilon}$ を計算するた
 めには、時間間隔が非常に大きくなる。そこで、24 時間
 後の $\dot{\varepsilon}$ は、ひずみが $\log t$ に比例、すなわち C_a が一定となる

図 7 各段階載荷で生じたひずみと経過時間の代表例

図 8 t_{90} を求めるための $\sqrt{t}$ プロット

(a) 泥炭における圧密圧力による影響

(b) 泥炭と粘性土の比較

図 9 経過時間とひずみ速度の関係

と仮定し、その勾配から計算した。図 9(a)に示すように、 $\dot{\epsilon}$ は荷重レベルによって影響される。すなわち、変形量が少ない過圧密レベルでは、全般に $\dot{\epsilon}$ は小さいが、正規圧密に入ると、 p' によらず経過時間と $\dot{\epsilon}$ の特定の関係が得られる。応力の状態が過圧密レベルにおける“ひずみ速度依存性”も非常に興味深い課題である。しかしながら、通常の粘性土と違い、泥炭は植物繊維を多く含むので、供試体の整形は非常に難しく、圧密リングに対して隙間がないような状態で供試体をセットすることは困難である。このため、本論文では p' が p_c を超えて、供試体にある程度の大変形が生じる荷重レベルで得られた結果について議論することにする。

荷重が大きなレベルにおける $\dot{\epsilon}$ と経過時間の関係を、泥炭と粘性土とで比較した例を、図 9(b)に示す。過剰間隙水圧が消散した t_{90} 以降の時間から、経過時間と $\dot{\epsilon}$ の両対数の関係はほぼ直線となる。また、明らかに泥炭の方が、同じ経過時間に対して、 $\dot{\epsilon}$ が大きいことがわかる。ひずみ速度を代表する値として、24 時間後のひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{24h}$ を用いて、 $\dot{\epsilon}$ を支配する因子を考えてみる。図 10 に天塩川の試料から得られた、荷重レベルと $\dot{\epsilon}_{24h}$ の関係を示す。図から、荷重レベルが正規圧密となった領域では、荷重レベルによらず $\dot{\epsilon}_{24h}$ は、泥炭も粘性土もほぼ一定であることがわかる。すでに述べたように、泥炭の c_v は荷重レベルによって減少するので、図に示す結果は、 $\dot{\epsilon}_{24h}$ は c_v にあまり影響されないことを示している。図 11 は、各載荷段階で 24 時間後に生じたひずみ $\Delta\epsilon$ を示したものである(ただし、 p' は圧密後の値)。これら 2つの図から $\Delta\epsilon$ が大きいほど、 $\dot{\epsilon}_{24h}$ も大きくなることがわかる。Leroueil¹⁷⁾は 24 時間後のひずみ速度は式(4)に示すように、 $C_{ce}/(1+e)$ に関連づけられるとしている。

$$\dot{\epsilon}_{24h}(s^{-1}) = 2 \times 10^{-7} \frac{C_{ce}}{1+e_o} \quad (4)$$

C_{ce} が大きくなれば、 $\Delta\epsilon$ も大きくなるので、彼の提案式と今回の結果は矛盾しない。図 12 に今回の試験で得られた w_i と自然ひずみへの勾配で定義した C_c の関係を示す。 C_c は w_i によって多少増加する傾向にあるものの、 C_c はおおよそ 80%となる。この値を式(4)に代入すると($C_c/100 = C_{ce}/(1+e)$)、 $\dot{\epsilon}_{24h}$ は $1.6 \times 10^{-7}/s$ となる。図 13 に荷重レベルを 627.8kPa に限定して、 w_i と $\dot{\epsilon}_{24h}$ の関係を示す。泥炭の $\dot{\epsilon}_{24h}$ は $2 \sim 3 \times 10^{-7}/s$ の値に分布しており、泥炭では式(4)は $\dot{\epsilon}_{24h}$ を多少過小評価する。

段階載荷における圧密時間は、本研究でも採用した 24 時間が標準である。この 24 時間の根拠は単に人間の活動が 24 時間単位であるからで、理論的な根拠はない。この意味では、3t法にみられるように EOP を基準とした時間、あるいはアイソタック則に従うならば、ひずみ速度で圧密終了時間を規定する方が論理的である。本研究で判明した大事な点は、アイソタック的な観点から泥炭の圧密を考え

図 10 24 時間後のひずみ速度と圧密圧力の関係

図 11 各載荷段階で生じたひずみ

図 12 初期含水比(w_i)と自然ひずみで定義した C_c との関係

図 13 初期含水比(w_i)と 24 時間後のひずみ速度の関係

ると、24 時間後のひずみ速度は通常の粘性土に比べてかなり大きな値のまま、次の荷重段階に移行することである。仮に、粘性土と同様なひずみ速度になるように各段階の経過時間とすると、図 9(b)から各荷重段階の経過時間は 1 週間から 10 日程度必要になる。別な言い方をすると、現行の各載荷段階が 24 時間で得られた ε - $\log p$ (または e - $\log p$) 関係は、 $\dot{\varepsilon}$ が大きい分、粘性土と比べて右側に位置していることになる。

図 9(a)に示した関係を、ひずみ速度とひずみの関係に整理し直すと図 14 が得られる。図 7 と図 9(a)から、 $\dot{\varepsilon}$ が $1 \times 10^{-5}/s$ より小さくなると、過剰間隙水圧は消散し、有効応力はほぼ一定とみなすことができる (図 9(a)に示す例では、 t_{90} に対応する経過時間のときの $\dot{\varepsilon}$ は $1 \sim 2 \times 10^{-5}/s$)。すなわち、 $\dot{\varepsilon}$ が $1 \times 10^{-5}/s$ より大きいと、ひずみは有効応力の増加と、ひずみ速度の減少によって生じる。 $\dot{\varepsilon}$ が $1 \times 10^{-5}/s$ より小さな範囲では、ひずみ速度の減少だけによってひずみが増大する領域となる。この領域に入るひずみの大きさが p によって多少変化しているが、これは C_c が p によって変化していることを示している。しかしながら、ひずみ速度とひずみの勾配は、 p が 39.2kPa の場合を除いて、ほぼ同じ値となっている。これは、図 2 に示しているように、 $\dot{\varepsilon}$ が異なる ε - $\log p$ 曲線の間隔が p に依存していないことを意味している。 $p=39.2\text{kPa}$ の傾きが他の大きな p の ε - $\log \dot{\varepsilon}$ の勾配より小さな理由は、 p がまだ完全に正規圧密領域に入っていないからである。

ここで、 C_α の意味を別な角度から考えてみる。 C_α は時間が 10 倍経過した間に生じたひずみ量を表わしている。時間が 10 倍になることは、ひずみ速度が $1/10$ となったことに他ならない。したがって、図 14 に示す ε と $\dot{\varepsilon}$ の関係の傾き $\Delta \varepsilon / \Delta \log \dot{\varepsilon}$ は C_α と同じ指標である (Leroueil³⁾, Den Haan and Kruse⁵⁾, Watabe ら¹⁸⁾)。さらに、式(2)で定義されるひずみ速度依存性 R と $\Delta \varepsilon / \Delta \log \dot{\varepsilon}$ の関係は、図 2 を参照すると、式(5)と式(6)で表わすことができる。

$$\Delta \varepsilon / \log \dot{\varepsilon} = C_\alpha = C_c \log \left(\frac{p + \Delta p}{p} \right) = C_c \log(1 + R) \quad (5)$$

$$\frac{C_\alpha}{C_c} = \log(1 + R) \quad (6)$$

すなわち、Mesri and Godlewski¹⁹⁾が唱えている C_α/C_c の一定則はひずみ速度によらず、 R が一定であることに他ならない (Den Haan and Kruse⁵⁾, Watabe ら¹⁸⁾)。今回得られた C_α を式(5)に示す R に換算するために、 C_α と C_c の関係を図 15 にプロットした。本論文では、ひずみを自然ひずみとしたので、 C_c の直線性はかなり改善されたが、それでも図 6 あるいは図 14 に示したように、 p によって C_c が多少影響される。このため、 ε - $\log p$ 関係において、注目する p と、その前後の合計 3 点のデータを用いて、 ε - $\log p$ 曲線を放物線近似し、その傾きを C_c とした。図から C_α/C_c は夕張川の

図 14 代表的なひずみ速度とひずみの関係

図 15 今回の試験で得られた泥炭の C_α/C_c

図 16 道央自動車道で計測された二次圧密係数⁷⁾

泥炭の方が、天塩川より大きな傾向が認められ、0.025～0.08 の範囲が得られた。これを、式(6)から R に直すと、0.06 から 0.20 と、通常の粘土と比べて値そのものが大きく、また大きなばらつきを呈している。この傾向は、図 15 でプロットされた本研究で得られた粘性土の C_α と C_c の関係からも認められる。

5. 現場で観測されたひずみ速度依存性

現在までに、盛土あるいは埋め立てによって生じた沈下が多く現場で計測され、論文などを通じて公表されている。特に、旧日本道路公団が北海道でも名だたる泥炭地帯

上に建設した道央自動車道では、数多くの地点で長期に渡って沈下の計測がなされた。図 16 は、盛土の沈下量をもとに C_α の形で初期含水比(w_i)に対して整理されたものである⁷⁾。建設後 400 日から 2000 日の間に得られた C_α はほぼ一定となっている。文献 7) では、種々の工区に分けて C_α を示しているが、本論文ではサンドドレーンで処置された区間と、無処理区間を区別して示す。図から C_α は、ドレーンの有無による違いは認められない。また、 w_i に対して、 C_α はわずかに増加する傾向にあるが、ばらつきの方が大きい。

能登²⁰⁾は北海道で泥炭地盤上に施工した多くの盛土沈下から、泥炭式と呼ばれている経験式を提案し、北海道ではこの経験式が泥炭地盤の標準的な設計方法となっている。一次圧密終了時間 (t_p) や C_α は、泥炭の層厚(H)および w_i によって、それぞれ式(7)と(8)によって表せられる。

$$t_p = 0.0055H^2 \quad (7)$$

$$C_\alpha = 3.3 + 0.0043w_i \quad (8)$$

ここに、それぞれの単位は、 t_p : 日、 H : cm、 C_α : %、 w_i : % である。式(8)から求めた C_α を図 16 に示す。彼の提案した C_α は道央自動車道から得られた値よりかなり大きく、ほぼ上限値に相当している。式(7)については、後で述べる。

図 16 に示した現場データと室内試験との比較を行うために、2 つの図を用意した。図 17 は、萩野²¹⁾が行ったもので、今回と同様な標準圧密試験を行っているが、載荷期間が 210 日と非常に長期の沈下曲線から得られた C_α を示している。対象とした泥炭の p_c に関するデータは不明であるが、荷重レベルが 19.6kPa と小さいケースでは、他の荷重レベルで得られた値と比べて C_α が小さな傾向にあるが、39.2 あるいは 78.4kPa で得られた C_α は同様な値を示しており、荷重レベルは正規圧密領域に入ったと判断できる。沈下観測で得られた値と比べて、図 17 の w_i は大きい、 C_α は 0.8~5% と図 16 に示す盛土から得られた値より大きな傾向にある。図 18 に、本研究で得られた結果を示す。図 17 と比較すると、明らかに図 17 の方が C_α の値が小さいのがわかる。すなわち、時間の経過とともに C_α が減少する傾向が認められる。

C_α を求めた時の時間がわかれば、その時の ε が容易に計算される。また、図 12 に示す今回の実験で得られた w_i と C_c の関係を用いて、現場での C_α に対応する C_c を求めると、(6)式から現場での R が計算できる。このような方法で求めた ε と R の関係を図 19 に示す。ここで、能登が求めた関係は H を 5m とし、 w_i は 200, 500, 1000% の時の C_α を用いて、10 および 100 年後の ε と R の関係を求めた。ちなみに、式(7)を用いて H が 5m の場合の t_p を求めると、3.8 年となる。 C_α から ε と R の関係を求める方法で問題となるのは、後で述べる粘性土における沈下データを含めて、 C_α は初期の層厚を基に、すなわち工学ひずみによって表され

図 17 長期圧密室内試験から得られた二次圧密係数²⁰⁾

図 18 本研究で得られた二次圧密係数

表 2 網干⁸⁾による文献から得られた諸定数と主要な計算結果

(a)宇部サイト				
W_i (%) : 80	e : 2.12	C_α (%) : 0.48	C_{ce} : 1.0	
Time (days)	2700	6000	10000	13000
Rate (1/s)	8.93×10^{-12}	4.02×10^{-12}	2.41×10^{-12}	1.86×10^{-12}
R	0.035	0.035	0.035	0.035
(b)西広島サイト				
W_i (%) : 120	e : 3.18	C_α (%) : 1.22	C_{ce} : 1.3	
Time (days)	3000	5000	7000	9000
Rate (1/s)	2.04×10^{-11}	1.23×10^{-11}	8.76×10^{-12}	6.81×10^{-12}
R	0.095	0.095	0.095	0.095
(c)大規模圧密試験				
C_{ce} : 0.60	e : 2.10			
C_α (%)	0.84	0.84~0.34	0.34	
Time (days)	100000	3890000	4190000	
Rate (1/s)	6.08×10^{-10}	1.56×10^{-11}	5.87×10^{-12}	
R	0.105	0.105	0.041

図 19 本研究で行った結果と文献による沈下データから計算されたひずみ速度と R の関係
()内の数字は盛土後の経過時間 (年)

ていることである。したがって、今回の論文で用いた自然
ひずみから求めた C_α と比べて、図 16 と 17 の C_α は小さく
なることに留意する必要がある。

泥炭で得られたひずみ速度依存性を通常の粘性土と比べるために、Aboshi⁸⁾が報告している表 2 に示すデータを用いて検討する。この中で、宇部は 1956 年に埋め立てを開始したサイトで、対象地盤は地盤改良を行っていない。埋め立て後 2700 日から計測を行った最後の 13000 日まで、 C_a がほぼ一定である沈下データが得られている。表 2 に示している C_{ce} , w_i , 初期間隙比 (e_0) は圧縮層の代表的な値を記している。西広島は、宇部より新しく 1971 年から 1981 年にかけて埋め立てられたサイトで、用いた沈下データはサンドドレーンで改良した場所である。また、同じ表にある大規模圧密試験とは、Aboshi が広島大学構内で行った大規模な圧密試験で、今回の解析で用いるデータは初期厚さ 1m で得られた沈下を用いた。載荷後、70 日後に C_a が一定となり、その値は 0.84% であった。しかし、2700 日経過すると、 C_a は 0.34% に減少したと報告している。

さらに、室内試験から求めた ϵ と R の関係を検討するために Watabe ら⁶⁾が提案した式(9)を用いる。彼らは圧密降伏応力(p_c)とひずみ速度の関係を、式(9)で表わすことを提案している。

$$\ln\left(\frac{p_c + p_{cL}}{p_{cL}}\right) = c_1 + c_2 \ln \dot{\epsilon}_{vp} \quad (9)$$

ここに、 p_{cl} は ε を無限に小さくした時の圧密降伏応力で、 c_1 、 c_2 は大阪湾の更新世の粘性土を含めた多くの試料に対して行った実験結果から求められた定数である⁶⁾。室内試験によるひずみ速度は $10^{-9}/s$ のオーダーで、それより小

な ϵ は、両対数で直線になることを利用して、外挿して求めている。また、式(9)のひずみ速度は塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_p$ となっているが、一般に弾性ひずみは小さく、今回のような全ひずみとしても大きな誤差は生じない。式(9)によって、 ϵ が10倍変化する時の p_c の変化を計算し、これから R の変化に変換し、結果を図19に示した。

すでに述べたように、本研究で求められた天塩川と夕張川の泥炭の ε は $10^{-7}/s$ レベルである。また、夕張川の R は $0.12 \sim 0.23$ と大きく、天塩川は $0.09 \sim 0.13$ となった。230 日間 (0.8 年) 室内で長期圧密した泥炭は、 $10^{-9}/s$ レベルの ε となり、 R は $0.05 \sim 0.17$ と、本研究で得られた 24 時間後の載荷で求めた R より多少減少する。また、道央自動車道の沈下計測から得られた値は、計測後 2000 日 (5 年) 経過した時点で、 ε は $10^{-10}/s$ レベルとなり、 R は長期圧密室内試験の結果より、さらに減少する傾向にある。しかしながら、能登による式(8)によって C_α から求めた R は、今回行った 24 時間の載荷で求めた R と比べても、かなり大きなひずみ速度依存性を示していることがわかる。これから、式(8)による長期沈下の評価は、かなり安全側にあると判断される。長期圧密、道央自動車道、式(8)から得られた関係に注目すると、 ε が大きいほど R も大きな傾向が得られている。これは、 R すなわち C_α が小さいほど、経過時間に対する沈下量が小さくなるので、 ε も小さくなるためである。

粘性土を扱った Aboshi のデータを見てみると、宇部の場合、埋め立て後 2700 日(7.4 年)経過した段階で、 ε は $10^{-11}/s$ 、13000 日(35 年)後でも $10^{-12}/s$ に達していない。また、その時の R は 0.035 と、泥炭で得られた R の最低値に相当する。一方、サンドドレーンで改良した西広島で得られた ε レベルは $10^{-11}/s$ で、 R は 0.095 と、宇部よりかなり大きく、泥炭のほぼ中央値に相当している。また、大規模圧密試験から得られた結果を見てみると、最初の時点では R

が 0.10 程度なのが、急に 0.04 に低下している。これは、すでに述べたように 2700 日 (7.4 年) 経過した後、 C_a が変化したことに対応している。しかしながら、実際は C_a が徐々に変化したと考えられ、したがって ε が $10^{-9}/s$ の時の R は 0.10 であるが、 ε の減少にともない徐々に R は減少し、 ε が $10^{-11}/s$ 当たりで R が 0.04 程度になったと考えられる。このように考えると、西広島の埋め立て地の R は大きい。これが、サンドドレーンのせいなのか、他に要因があるのか、データが少ない現段階では結論を避けたい。Watabe ら⁹⁾のラインは、泥炭や今回解析に用いた粘性土の最低の値を示している。

ここで、今回得られた結果を別な角度から見てみる。泥炭における 1 日後の ε は $10^{-7}/s$ 程度で、道央自動車から得られた結果を参考にすると、経過日数が 2000 日 (5 年) になると ε は $10^{-10}/s$ と、 ε は 1/1000、すなわち 3 桁ほど減少する。このことは、泥炭がアイソタック則に従うとし R を今回の研究で得られた最大値 0.2 とすると、 $(1.0-0.2)^3=0.5$ から、5 年後の沈下を考えるためには、24 時間の載荷で得られた ε -logp 関係より 0.5 倍、左に移動する必要がある。同様に、 R をそれぞれ 0.1 および 0.05 とすると、それぞれ 0.72, 0.86 の倍率が得られる。さらに 10 倍長い期間である 50 年後を考えると (ε は $10^{-11}/s$)、上記の R のもとでは、それぞれ、0.41, 0.65, 0.81 と計算される。一方、能登の提案する(8)式に従うとすると、 R が大きい分だけ、これらの数字より小さくなる。

今回の室内試験あるいは文献による盛土から計算された R は、0.025 から 0.2 以上と広範囲にばらついている。このばらつきは、粘性土の値^{6),11)}と比べてかなり大きい。これが、本当に泥炭としての特性なのか、あるいは計測による誤差によるものなのかについては、今後さらにデータの収集と解析を進める必要がある。

6. まとめ

北海道の二か所で採取された泥炭試料を用いて、標準圧密試験 (24 時間の段階載荷) を行い、この試験結果を用いて、最近注目を浴びているアイソタック則の適用性を検討した。あわせて、文献から道路盛土の沈下計測の値を用いて、現地あるいは長期の泥炭のひずみ速度依存性を求めた。また、粘性土の特性とも比較し、泥炭のひずみ速度の特異性を明らかにした。得られた主な結論は以下の通りである。

- 1) ひずみ速度を試験中に変化させる定率ひずみ (CRS) 試験において、ひずみ速度を減少させると、圧密圧力 (p) が減少、ひずみ速度が増加させると p が増加するひずみ速度依存性が泥炭でも明瞭に認められた。
- 2) 泥炭の 24 時間後のひずみ速度は、粘性土のそれよりも大きく、おおよそ $2 \times 10^{-7}/s$ レベルとなった。これは、各載荷段階で生じるひずみ量が粘性土と比べて大きいからである。24 時間後のひずみ速度が粘性土と同

様な値となるためには、載荷時間を 1 週間から 10 日としなければならない。

- 3) ひずみ速度によって ε -logp 関係がどの程度シフトするかを表す指標 R を用いて、ひずみ速度依存性を検討した。今回対象とした泥炭の 24 時間載荷後の R は、サイトによって多少異なる結果を得、そのオーダーは 0.08 から 0.25 の値が得られた。この値を粘性土のそれと比較すると大きく、しかもばらつきの幅が大きい。この大きなばらつきが泥炭の特性に由来するのか、あるいは泥炭地盤で沈下を計測によって生じたかについては、今後さらなる検討が必要である。
- 4) 道路盛土の沈下データを用いて、盛土建設後 2000 日経過したひずみ速度と R を計算した。その結果、ひずみ速度は、 $10^{-11}/s$ から $10^{-10}/s$ で、 R は 0.025 から 0.17 の値が得られた。この値と、本研究の室内試験で得られた結果を比較すると、ひずみ速度の減少によって R が減少する傾向が認められる。しかしながら、泥炭地盤の沈下の推定に用いられている“泥炭式”によれば、ひずみ速度レベルが $10^{-11}/s$ のオーダーでも、 R は 0.2 前後とかなり大きい。
- 5) 海性粘性土が堆積している海面を埋め立てた沈下データを用いて、4)と同様に、ひずみ速度と R を求めた。この埋め立ては 25 年から 35 年経過しているが、ひずみ速度は $10^{-11}/s$ 程度であり、また R は 0.03 から 0.1 の値を得た。本論文では大規模圧密試験のデータも含めて 3 ヶ所と少ないが、泥炭の R より小さな傾向にある。

参考文献

- 1) Imai, G.: Analytical examinations of the foundations to formulate consolidation phenomena with inherent time-dependence, Proc. of the international symposium of compression and consolidation of clayey soils, IS-Hiroshima '95, Japan, Vol. 2, pp. 891-936, 1995.
- 2) Nash, D.: Modeling the effects of surcharge to reduce long term settlement of reclamations over soft clays, Soils and Foundations, Vol., 41, No. 5, pp. 1-13, 2001.
- 3) Leroueil, S.: Suklje's Memorial Lecture – The isotache approach: Where are we fifty years after its development by Professor Suklje?, Proc. of European-Danube Conference on Geotechnical Engineering, Ljubljana, Vol. 1, pp. 55-88, 2006.
- 4) Tanaka, H.: Consolidation behavior of natural soils around pc value –Long term consolidation test–, Soils and Foundations, Vol. 45, No. 3, pp. 83-96, 2005.
- 5) Den Haan, E. J. and Kruse, G. A. M.: Characterization and engineering properties of Dutch peats, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Vol. 3, pp. 2101-2134, 2007.
- 6) Watabe, Y., Uda, K., Nakatani, Y., and Leroueil, S.: Long term consolidation behavior interpreted with isotache concept for worldwide clays, Soils and Foundations, Vol. 52, No. 3, pp. 449-464, 2012.
- 7) 宮下隆雄, 沢彰男: 道央自動車道 (札幌～岩見沢) 盛土施工における現場計測結果について, 泥炭に関する研究討論会論文集, 土質工学会北海道支部, pp. 115-120, 1986.
- 8) Aboshi, H.: Case records of long-term measurement of

- consolidation settlement and their predictions, Proc. of the international symposium of compression and consolidation of clayey soils, IS-Hiroshima '95, Japan, Vol. 2, pp. 847-874, 1995.
- 9) Bjerrum, L.: Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings, 7th Rankine Lecture, Geotechnique, Vol. 17, No. 2, pp. 81-118, 1967.
- 10) 堤彩人, 田中洋行, 川口貴之, 北田薫美: ひずみ速度依存性が泥炭の圧密特性に及ぼす影響, 技術報告集, Vol. 48, 地盤工学会北海道支部, pp. 323-328, 2008.
- 11) Tsutsumi, A. and Tanaka, H.: Compressive behavior during the transition of strain rate changing, Soils and Foundations, Vol. 51, No. 5, pp. 813-822, 2012.
- 12) 田中洋行, 宇高薫, 野坂知正: 二次圧密と層厚との関係, 土と基礎, 地盤工学会誌, Vol.53, No.7, pp.11-13, 2005.
- 13) 能登繁幸: 泥炭地盤工学, 技報堂, 1991.
- 14) 高有機質土の力学特性性質および試験方法に関する研究委員会: 高有機質土の工学, 土質工学会, 1990.
- 15) Oikawa, H.: Compressive curve of soft soils, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3, pp. 99-104, 1987.
- 16) 林宏親, 三田地利之, 西本聡: 原位置透水試験と圧密試験による泥炭地盤の透水特性の評価, 土木学会論文集 C, Vol.64, No.3, pp.495-504, 2008.
- 17) Leroueil, S.: Tenth Canadian Geotechnical Colloquium: Recent developments in consolidation on natural clays, Canadian Geotechnical J., Vol. 25, No. 1, pp. 85-107, 1988.
- 18) Watabe, Y., Udaka, K., Nakatani, Y., and Leroueil, S.: Correspondence to "Long term consolidation behavior interpreted with isotache concept for worldwide clays", Soils and Foundations, Vol. 53, No. 2, pp. 360-362, 2013.
- 19) Mesri, G. and Godlewski, P. M.: Time and stress compressibility interrelationships, J. Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 103, No. 5, pp. 417-430, 1977.
- 20) 能登繁幸: 5.北海道の泥炭地盤における沈下予測法の変換, 高有機質土の圧密諸定数に関して, 高有機質土地盤の諸問題に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.15-23, 1993.
- 21) 萩野治雄, 島谷登, 能登繁幸, 後藤彰: 泥炭の長期圧密特性について, 第18回土質工学研究発表会講演集, pp.241-242, 1983.

(2013. 8. 20 受付)

Applicability of Isotache model to peaty ground

Hiroyuki TANAKA¹ and Hirochika HAYASHI²

1 Hokkaido University

2 Geotechnical Research Team, Civil Engineering Research Institute for Cold Region

Abstract

This paper discusses applicability of Isotache Model to the peaty ground, which is extensively distributed in Hokkaido, Japan. The conventional oedometer test with constant incremental loading was carried out for peat samples collected at two sites in Hokkaido. Isotache parameters were obtained from this test and compared with those of usual clayey soils. In addition, these characteristics are compared with the rate dependency calculated from settlement measured at fields, such as embankments and reclamations. It is concluded that the applicability of Isotache model to the peaty ground is confirmed and the strain rate dependency in the peaty ground is more significant than that in clayey ground.

Key words: Isotache model, peat, secondary compression, strain rate