

調査研究課題	2. 橋梁との接合部における道路保全技術に関する研究		
テーマ名	構造物接続部への適用を目指した泥炭地盤における長期沈下予測ツールの開発	研究期間	1 カ年
研究代表者	山添 誠隆 (秋田工業高等専門学校)		
共同研究者	西村 聡 (北海道大学)		

最終報告概要

本研究では、泥炭地盤における長期沈下挙動の予測ツールの開発を目的として、定ひずみ圧密試験 (CRS) および長期圧密試験を実施した。長期圧密試験はプレロード工法を念頭に置き、荷重撤去後の再沈下挙動の評価も行った。その結果、次の実験事実が得られ、アイソタック則が適用できる可能性が高いことが明らかになった。1) 泥炭の応力ひずみ関係は現在のひずみ速度により決定し、ひずみ速度を変化させるとひずみ速度変更後の応力ひずみ関係に直ちにシフトするひずみ依存特性を示す (図 1)。2) 荷重増加率が大きい場合、二次圧密沈下は $\log t$ (t: 時間) に比例して発生し、二次圧密係数は 1 ヶ月以内であれば時間とともに低下することなく、ほぼ一定である。また、3) 荷重除荷後の再沈下挙動は、過圧密比 OCR が 1.5 以下であればアイソタック則にしたがう。これらの実験事実を踏まえ、間隙比の塑性的な変化速度を状態変数とした数値解析モデルを二次元水・土連成 FEM プログラムに組み込み、これをプラスチックボードドレーン工法で改良された泥炭性軟弱地盤上の試験盛土に適用した。その結果、解析結果は原位置で計測された沈下量などを十分な精度で再現でき (図 2)、実地盤に対する本解析ツールの適用性が確認できた。以上から、開発したツールは、補修工事が増大することが多い橋梁など構造物と一般盛土部との間に発生する段差についても簡易かつ高精度に予測できる有用なツールになり得ると期待される。

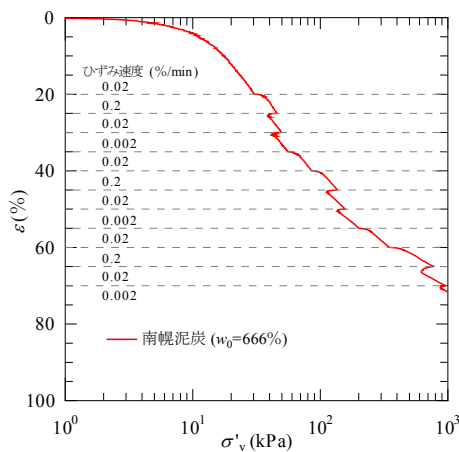


図 1 試験中にひずみ速度を変化させて行った CRS 試験結果

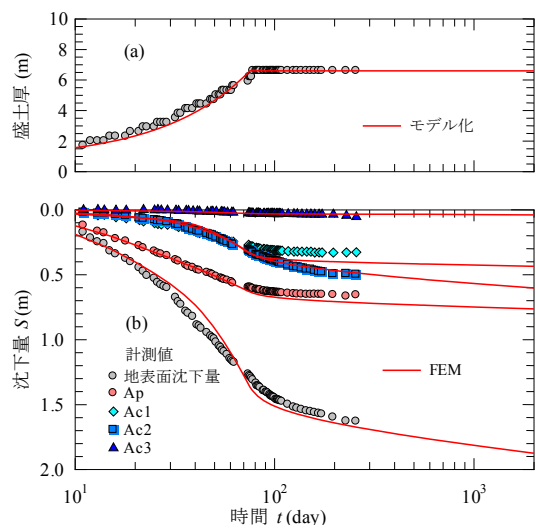


図 2 試験盛土の解析結果

構造物接続部への適用を目指した泥炭地盤における長期沈下予測ツールの開発

泥炭 長期沈下 アイソタック理論

秋田工業高等専門学校 正会員 山添誠隆
北海道大学大学院 国際会員 西村 聡

1. はじめに

北海道・東北には、泥炭地盤という植物遺骸が未分解で堆積した高圧縮性の地盤が広範囲に分布している。この泥炭地盤上に構造物を建設すると、過剰間隙水圧の消散に伴い非常に大きな沈下が生じる（一次圧密）。さらに、過剰間隙水圧が消散し有効応力が一定になったあとも、二次圧密と呼ばれる沈下が大きく生じることが知られている。長期沈下に起因する道路盛土の共用後の支障として、一般盛土部では走行方向の路面の不陸があるが、とりわけ問題となるのが先行して沈下対策を行うボックスカルバートならびに橋梁などの構造物とその後建設される一般盛土部との間に発生する段差で、補修工事には多大なコストを要することが多い。とくに2車線道路では通行規制が伴う補修作業自体が困難である。したがって、二次圧密を含めた泥炭地盤の圧密沈下挙動の簡易かつ高精度な予測手法の開発は急務である。

上記のような粘性すなわち時間依存性挙動を伴う圧密過程の合理的な表現方法として、近年、Šukljeによって提案されたアイソタック則¹⁾が粘性土に対して有効であることが示されている。本研究では、はじめにアイソタック則の概念について説明したのち、定ひずみ圧密試験（以下 CRS）および長期圧密試験から得られたデータを用いて、泥炭に対するこの概念の適用性を検討する。長期圧密試験では、しばしば残留沈下低減のために用いられるプレロード工法を念頭置いた荷重撤去後の再沈下挙動の評価も行う。以上の検証結果を踏まえて、泥炭挙動の記述に適した弾塑性モデルとそれを実装した二次元水・土連成 FEM プログラムを開発する。さらに、これをプラスチックボードドレーン（以下 PBD）で改良された泥炭地盤上の試験盛土に適用し、長期沈下の解析値と計測値との比較から、その予測ツールの精度を検証する。

2. アイソタック則

二次圧密を示す粘性土の圧密過程には、一次圧密中は粘性の影響がなく（Terzaghi の H^2 則にしたがう）一次圧密終了後に二次圧密が生じるという考え方（仮説 A）と、常に粘性の影響が生じているという考え方（仮説 B）がある²⁾。後者は土の応力-ひずみ関係がひずみ速度によって決まる結果として現れる圧密現象と言え、Šukljeによって提案されたアイソタック則¹⁾と呼ばれる概念に基

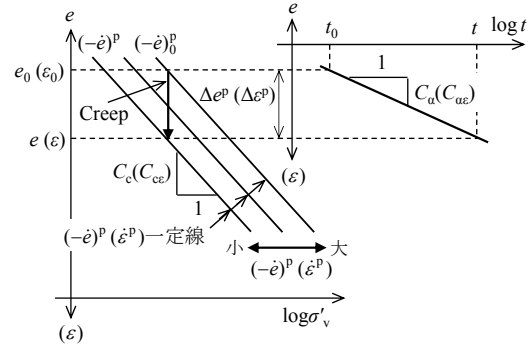


図1 アイソタック則

づくものである。近年の研究から、粘性土に対してその成立が検証されている。

図1はアイソタック則の概念図である。Terzaghiの圧密理論では $e-\log\sigma'_v$ 曲線 (e : 間隙比, σ'_v : 圧密圧力 (鉛直有効応力)) は一義的に決まるとしているが、アイソタック則では現在の塑性間隙比速度 $(-\dot{\epsilon})^P$ によって $e-\log\sigma'_v$ 曲線が決定されるという仮説を設けている。 $(-\dot{\epsilon})^P$ が大きくなると粘性の影響を受けて $e-\log\sigma'_v$ 曲線は右側にシフトする。言い換えれば、 $(-\dot{\epsilon})^P$ が大きいほど大きな荷重を支えることができる。この図に示したように、異なる $(-\dot{\epsilon})^P$ の $e-\log\sigma'_v$ は互いに平行であり、また同じ $(-\dot{\epsilon})^P$ での $e-\log\sigma'_v$ の傾きが圧縮指数 C_c である (式(1))。縦軸を圧縮ひずみ ϵ で定義した場合の各記号の表記は図において () 内に示したとおりで、圧縮指数 C_{ce} は e_0 を用いて式(2)で表すことができる。

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta(\log \sigma'_v)} \quad (1)$$

$$C_{ce} = \frac{C_c}{1+e_0} \quad (2)$$

ここで、 e_0 は自然含水比 w_n に対応する間隙比である。

ひずみ速度一定のもとで行う CRS 試験に対して、段階荷重圧密試験では、荷重増荷によって発生した過剰間隙水圧の消散と有効応力の増加によって e の減少が生じ、刻々の $(-\dot{\epsilon})^P$ とそれに対応する $e-\log\sigma'_v$ 曲線を迎って圧密が進行することになる。そして過剰間隙水圧が消散し有効応力が一定になると、図1に示すように、 σ'_v が一定の下で $(-\dot{\epsilon})^P$ が異なる等 $(-\dot{\epsilon})^P$ 線を突き抜けて e が減少する (クリープ変形)。

クリープによる e の減少が非可逆的で $\log t$ (常用対数, t : 時間) に比例するものとし、その勾配を二次圧密係数 C_α とすると (式(3))、これから $(-\dot{\epsilon})^P$ は現在の時間 t を用



写真1 試料の採取状況

いて式(4)のように表せる。ここで、上添え字 p は間隙比変化の塑性成分、下添え字 0 は初期値を意味する。

$$C_a = \frac{-\Delta e^p}{\Delta(\log t)} \quad (3)$$

$$(-\dot{e})^p = \frac{d(-\Delta e)^p}{dt} = \frac{d\left(C_a \log \frac{t}{t_0}\right)}{dt} = \frac{0.434 C_a}{t} \quad (4)$$

なお、式(5)のように縦軸を ε とした二次圧密係数を本論文では C_{ae} と記す。

$$C_{ae} = \frac{C_a}{1 + e_0} \quad (5)$$

式(3)および式(4)より、 e の塑性変化量は次式のとおりとなる。

$$-\Delta e^p = C_a \log \frac{t}{t_0} = C_a \log \frac{(-\dot{e})_0^p}{(-\dot{e})^p} \quad (6)$$

また、 ε の塑性変化量は式(5)および式(6)より次のように表される。

$$\Delta \varepsilon^p = \frac{-\Delta e^p}{1 + e_0} = C_{ae} \log \frac{\dot{\varepsilon}_0^p}{\dot{\varepsilon}^p} \quad (7)$$

3. 室内試験

3.1 用いた試料

CRS 試験および長期圧密試験に供した試料は、北海道空知郡南幌町の晩翠遊水地の掘削箇所において採取された泥炭である(以下南幌泥炭と表記)。泥炭の物性は、空間的に非常に不均一なことが多く、また堆積年代の違いから深度方向に分解の程度が異なる。試料は、試験値のバラツキを極力小さくするため、同一箇所・同一深度から円柱形アクリルサンプラーを用いて不攪乱試料を採取した(写真1)。後述するように、CRS 試験および長期圧密試験に用いた圧密リングの内径は 60mm である。試験試料の泥炭は植物繊維を多量に含んでおり、試験時における供試体側面の成型が非常にむずかしい。そのため、試料採取には内径 60mm のサンプラーを使用し、側面を成型せずにそのまま圧密リングに供試体をセットできるように配慮した。

表1 試験試料の物性値

	南幌泥炭
固体部分の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	1.79(平均値)
自然含水比 $w_n(\%)$	688(平均値)
強熱減量 $L_i(\%)$	76.3(平均値)
分解度 $H(\%)$	74.2(平均値)
圧縮指数 C_c	5.0~7.4
圧密降伏応力 $p_c(\text{kPa})$	12.0~12.5

表2 試験項目および内容

試験項目	試験内容
CRS 試験(定速)	ひずみ速度 0.02%/min
CRS 試験(変速)	ひずみ速度は 0.02%/min を基準に 10 倍、1/10 倍に変化
長期圧密試験(荷重載荷)	増加荷重 $\Delta p=9.8\text{kPa}$, 98kPa 放置期間 約 1ヶ月
長期圧密試験(荷重除荷)	OCR=1.1, 1.3, 1.5 放置期間 約 1ヶ月

試験試料の物理・力学特性を表1に示す。南幌泥炭の自然含水比は $w_n=688\%$ 、強熱減量が $L_i=76.3\%$ を示し、高含水で繊維分が卓越している。圧縮指数 C_c および圧密降伏応力 p_c は、ひずみ速度 0.02%/min の CRS 試験から求めたものである。 p_c は 15kPa 以下であり、 C_c は 5.0~7.5 程度を示し、圧縮性が非常に大きいことがわかる。これらの値はいずれも木暮³⁾が示した既往の物性値の範囲内にある。

3.2 試験内容および方法

本研究では、表2に示すように CRS 試験(定速、変速)と長期圧密試験(荷重載荷、荷重除荷)に関する4種類の実験を実施した。

CRS 試験の試験装置は通常使用されているもので、内径 60mm、高さ 20mm の圧密リングに供試体をセットしたのち、脱気水で圧密容器内を満たし、背圧(98kPa)を載荷した。上端は排水、下端は非排水面とした排水条件のもとで、軸圧縮応力 σ_v を載荷し、沈下量と供試体下端における過剰間隙水圧 Δu を測定した。ひずみ速度は 0.02%/min を基準とし、試験中、ひずみ速度を一定に保つ定速 CRS 試験と、基準ひずみ速度に対してひずみ速度を 10 倍および 1/10 倍に交互に変化させる変速 CRS の 2 つを実施した。後述するように、泥炭は試料によるバラツキが非常に大きく、異なる試料に対してひずみ速度を変えた実験の結果を比較させることがむずかしい。そこで、同一試料に対して載荷中にひずみ速度を変化させる変速 CRS を行うことで、泥炭の応力ひずみ関係に及ぼすひずみ速度の影響を調べることにした。なお、圧密圧力 σ'_v は、供試体内の過剰間隙水圧が深さ方向に放物線分布しているとの仮定のもとに、次式によって求めた。

$$\sigma'_v = \sigma_v - \frac{2}{3} \Delta u \quad (8)$$

長期圧密試験の試験装置は、通常の標準圧密試験と同じものを用いた。圧密リングの寸法は CRS 試験と同じである。排水条件は両面排水とした。詳細な試験条件は

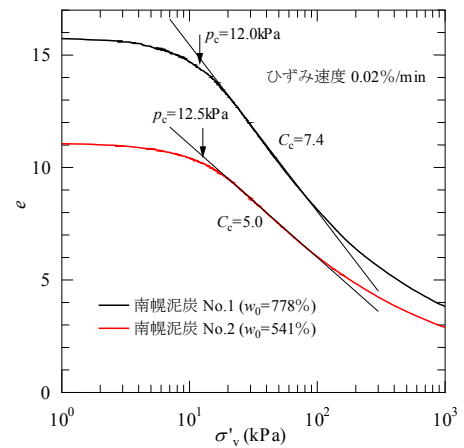
3.3.2, 3.3.3 で示すが、初期状態は、定速 CRS 試験（ひずみ速度 0.02%/min）から求めた圧密降伏応力 p_c をもとに、正規圧密状態になるように荷重の初期値を決め、24 時間継続荷重を行った。この初期状態に対して、荷重増大率 $\Delta p=9.8, 98\text{kPa}$ を与え、沈下量を 1 ヶ月間計測した。また、荷重除荷長期圧密試験では、初期状態に対してプレロード荷重を 24 時間継続荷重し、その後一部荷重の撤去を行い、約 1 ヶ月沈下量を計測した。過圧密比は $OCR=1.1, 1.3, 1.5$ とした。これらの結果から、荷重増大率における泥炭の長期沈下特性およびそれに及ぼす荷重増大率の影響、並びに荷重除荷後の再沈下挙動の把握を行うとともに、アイソタク則による記述可能性を検討した。

3.3 試験結果および考察

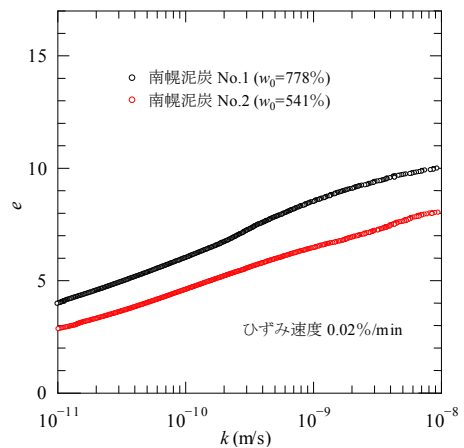
3.3.1 ひずみ速度依存性

図 2(a)は、同一箇所から採取した試料に対して行った定速 CRS 試験（ひずみ速度 0.02%/min）から求めた $e\text{-log}\sigma'_v$ 曲線である。ここに、 e : 間隙比、 σ'_v : 圧密圧力である。 e の計算に用いた固体部分の密度 ρ_s は、表 1 に示した試験結果の平均値である。この試験結果から、南幌泥炭の初期間隙比は $e_0 \approx 11, 16$ と非常に大きく、 σ'_v の増加とともに e は大きく低下することがわかる。また、正規圧密領域における $e\text{-log}\sigma'_v$ 曲線の勾配である圧縮指数 C_c は、粘性土では直線関係を示すが、泥炭では逆 S 字の曲線形状を示し、圧密とともに小さくなる。図 2(b)は $e\text{-log}k$ 関係 (k : 透水係数)、図 2(c)は $\text{log}c_v\text{-log}\sigma'_v$ 関係 (c_v : 圧密係数) である。圧密圧力が 50kPa 以下の低応力下では、軸圧縮応力増大時に発生する過剰間隙水圧が非常に小さく、また供給している間隙水圧は試験中、常に一定ではなくわずかに変動するため、 k および c_v を正しく求めることができなかった。したがって、これらの値は参考値として取り扱う必要がある。 σ'_v が 50kPa 以上の k に着目すると、泥炭の k は e が大きいわりには 10^{-8}m/s 以下とかなり小さく、また圧密とともに大きく低下する。そのため、 c_v は σ'_v が 50kPa 程度であれば $100\text{cm}^2/\text{d}$ 程度を示すが、 σ'_v の増加とともに大きく低下し、 σ'_v が 1000kPa 程度になると $1/20$ ($5\text{cm}^2/\text{d}$) 程度となる。

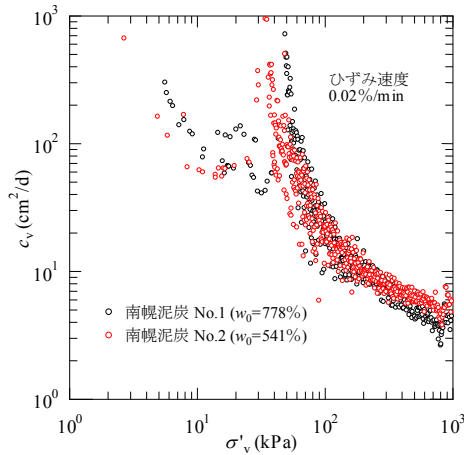
試験試料は同一箇所から採取されたものであるが、図 2(a)に示すように $e\text{-log}\sigma'_v$ 曲線は試料によって大きく異なり、圧密曲線の再現性が低い。泥炭は含水比のバラツキが非常に大きく、加えて固体部分の密度の変化も大きいので e の計算には誤差を伴う。そこで、沈下量を初期の供試体高さで除した工学ひずみ ε によって結果を整理したのが図 3 である。図 2 と比較すると試験結果の再現性が高まっていることがわかる。ひずみに対する圧縮指数 C_{ce} は式(2)によって表され、このうち e_0 および C_c は初期含水比 w_0 の増加とともに大きくなる。また、 ε の算出には固体部分の密度を用いない。このため、圧密曲線



(a) $e\text{-log}\sigma'_v$ 曲線



(b) $e\text{-log}k$ 曲線



(c) $\text{log}c_v\text{-log}\sigma'_v$ 曲線

図 2 定速 CRS 試験結果

の差異が小さくなったものと考えられる。これらの結果を踏まえて、以下のデータ整理では e ではなく ε によって行うことにした。

図 4 は図 3 から求めた C_{ce} と w_0 の関係である。黒丸のプロット記号の $C_{ce}(\text{max})$ は、図 3 に示した $\varepsilon\text{-log}\sigma'_v$ 曲線の最大勾配である。白抜き記号の $C_{ce}(\sigma'_v=112.7\text{kPa})$ は、圧密圧力が $\sigma'_v=112.7\text{kPa}$ のときの圧密曲線の傾きで、これは後述する 3.3.3 で使用するために求めたものである。データは 2 点しかないが、これらの結果から w_0 が大き

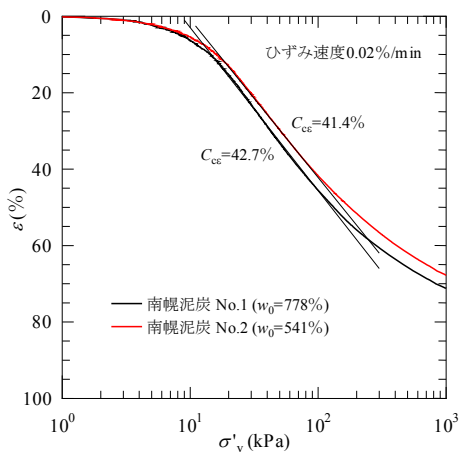


図3 定速 CRS 試験から求めた ε - $\log\sigma'_v$ 曲線

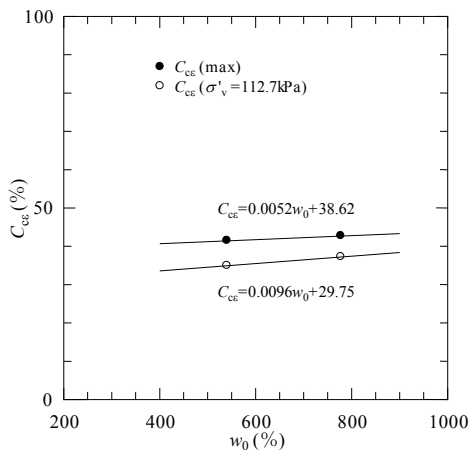


図4 二次圧密係数 C_{cc} と初期含水比 w_0 の関係

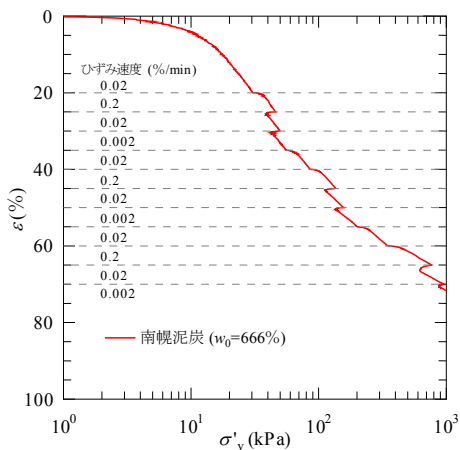
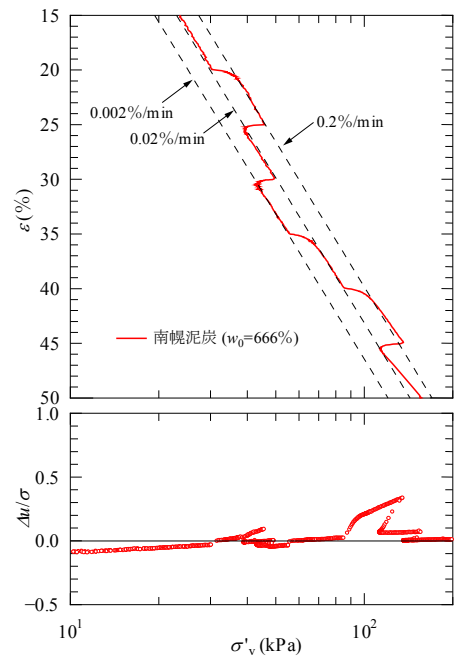


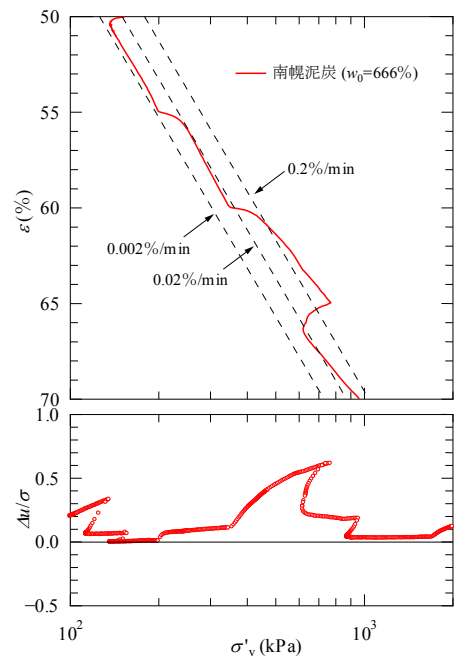
図5 変速 CRS 試験から求めた ε - $\log\sigma'_v$ 曲線

くなるにしたがい C_{cc} もやや大きくなる。また、 ε - $\log\sigma'_v$ 関係は逆 S 字の曲線形状を示すため、 $\sigma'_v=112.7\text{kPa}$ における C_{cc} は、最大勾配 ($C_{cc}(\text{max})$) の約 0.85 倍である。

圧縮特性は ε を用いて整理することで試験結果の再現性を高めることができるが、図 3 に示したように同一ひずみ速度で行った試験であるにもかかわらず両試験値にはまだ差があり、異なるひずみ速度で試験を行っても圧密曲線のシフトがひずみ速度によるものか、あるいは



(a) $\sigma'_v=20\sim 100\text{kPa}$



(b) $\sigma'_v=100\sim 1000\text{kPa}$

図6 変速 CRS 試験から求めた ε - $\log\sigma'_v$ 曲線の拡大図と $\Delta u/\sigma$ - $\log\sigma'_v$ 関係

試料のバラツキに依存しているのかを特定することが困難である。そこで、同一供試体に対して、基準ひずみ速度を 0.02%/min とし、圧密降伏応力 p_c 以降の圧密圧力において、 ε が 5% 毎にひずみ速度をその 10 倍 (0.2%/min) およびその 1/10 倍 (0.002%/min) に交互に変化させる変速 CRS 試験を実施した。図 5 は変速 CRS 試験から求めた ε - $\log\sigma'_v$ 曲線である。また、 $\sigma'_v=20\sim 100\text{kPa}$ および $\sigma'_v=100\sim 1000\text{kPa}$ の ε - $\log\sigma'_v$ 曲線を拡大したものが図 6 である。

表3 試験試料の C_{ae} と C_u/C_c

圧密圧力 (kPa)	南幌泥炭	
	C_{ae} (%)	C_u/C_c
20~100	3.3	0.075
100~1000	2.0	0.076

図5から、応力ひずみ関係は、幅広い応力範囲において、ひずみ速度が大きくなると右側に、小さくなると左側にシフトするひずみ速度依存特性が確認できる。泥炭の圧密曲線は逆S字の形状を示すが、図6(a)に示したように、 $\sigma'_v=20\sim100\text{kPa}$ の応力範囲に限れば概ね直線と見なすことができる。この図から途中でひずみ速度を10倍および1/10倍変化させると、ひずみ速度変更後の応力ひずみ関係に直ちにシフトすることがわかる。図6(b)の $\sigma'_v=100\sim1000\text{kPa}$ の応力範囲に関しても、逆S字の形状が現れているが、同様のひずみ速度依存特性が確認できる。なお、図6(b)において、ひずみ速度0.2%/minの $\varepsilon\text{-log}\sigma'_v$ 曲線はかなり右側にシフトしているが、この載荷過程では軸圧縮時に非常に大きな過剰間隙水圧 Δu が発生した。このため、過剰間隙水圧の放物線分布の仮定が満たされておらず、 σ'_v を過大評価している可能性が高い。

CRS試験の結果から得られたひずみ速度 $\dot{\varepsilon}$ (0.02%/min)と $10\dot{\varepsilon}$ (0.2%/min) (あるいは $1/10\dot{\varepsilon}$ (0.002%/min))の $\varepsilon\text{-log}\sigma'_v$ 曲線の圧縮ひずみの差 $\Delta\varepsilon$ は、式(7)から下記に示すように二次圧密係数 C_{ae} と等しくなる。

$$\Delta\varepsilon = C_{ae} \log \frac{10\dot{\varepsilon} \left(1 - \frac{C_{se}}{C_{ce}}\right)}{\dot{\varepsilon} \left(1 - \frac{C_{se}}{C_{ce}}\right)} = C_{ae} \quad (9)$$

ここで、 C_{se} : 圧縮ひずみで定義した膨張係数である。

表3は上記の方法で求めた C_{ae} である。応力範囲が $\sigma'_v=20\sim100\text{kPa}$ では $C_{ae}=3.3\%$ であるが、 $\sigma'_v=100\sim1000\text{kPa}$ ではその約半分である $C_{ae}=2.0\%$ となり、圧密圧力の大きさによって C_{ae} の値は変化する。 $\varepsilon\text{-log}\sigma'_v$ の勾配である圧縮指数 C_{ce} についても、逆S字の曲線形状を示すため、前者の応力範囲では $C_{ce}=44.1\%$ であるが、後者では $C_{ce}=26.2\%$ となり C_{ae} と同様、前者の約半分となった。しかし、 C_{ae} を C_{ce} で除した値 C_{ae}/C_{ce} ($=C_u/C_c$)は圧力レベルに関わらず0.075程度となる。 C_u および C_c は応力レベルに依存するが C_u/C_c は圧密圧力の大きさに関わらずほぼ一定となること、およびその値は多くの研究者によって報告されたデータをもとに泥炭では $C_u/C_c=0.07\pm 0.01$ であることをMesri⁴⁾は示している。これは、主に北米やカナダの泥炭に対して求めた値であるが、松尾ら⁵⁾は日本の泥炭に対してもこの関係が成り立つことを載荷型圧密試験の結果から明らかにしている。南幌泥炭についても、CRS試験の結果から、圧密圧力の大きさに依存せず、これらの既往の研究結果とほぼ同じ値が得られた。

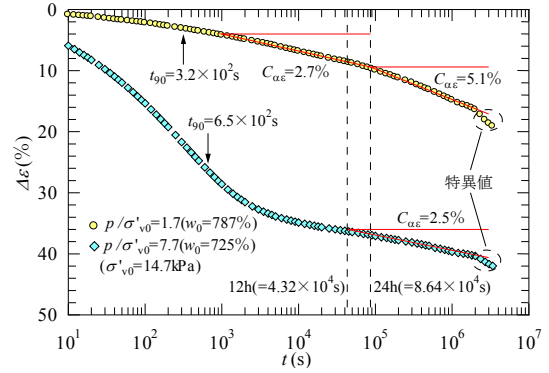


図7 長期圧密試験から求めた $\Delta\varepsilon\text{-log}t$ 関係

3.3.2 長期沈下挙動

図2(a)に示したように、南幌泥炭の圧密降伏応力は $p_c=12.0\sim12.5\text{kPa}$ である。長期圧密試験では、 p_c とほぼ同じ 14.7kPa の荷重を24時間継続載荷し、これを初期状態とした。沈下量と時間の関係から、荷重載荷後120s以内には圧密度は90%に達していることを確認しており、したがって24時間後は圧密度100%、初期応力は $\sigma'_{v0}=14.7\text{kPa}$ である。この初期状態に対して、荷重レベルが大きく異なる増加荷重 $\Delta p=9.8, 98\text{kPa}$ を載荷させ、約1ヶ月沈下量を計測した。図7は荷重載荷によって発生したひずみ増分 $\Delta\varepsilon$ と対数時間 $\text{log}t$ の関係である。凡例に示した p/σ'_{v0} は荷重増加率である。ここに、 p ($=\sigma'_{v0}+\Delta p$): 最終荷重である。 p/σ'_{v0} は $\Delta p=9.8\text{kPa}$ では $p/\sigma'_{v0}=1.7$ 、 $\Delta p=98\text{kPa}$ では $p/\sigma'_{v0}=7.7$ である。図中、圧密の進行状況が判断できるように、 \sqrt{t} 法によって求めた理論圧密度90%に対応する時間 t_{90} を矢印で示してある。なお、この試験は室温を22度程度に保ちほぼ一定の条件下で行うことにしたが、 2.2×10^6 s以降、エアコンの故障により室温が28度に上昇した。 2.2×10^6 s以降の $\Delta\varepsilon$ が急に上昇したのはこの影響が関係しているものと推測されるが、本質的な理由は不明である。そのためこれらのデータは特異値として扱い、以下のデータ整理からは除くことにした。

図7からいずれの荷重増加率においても過剰間隙水圧がほぼ消散した t_{90} 以降の二次圧密領域において、概ね $\text{log}t$ に比例して $\Delta\varepsilon$ が生じていることがわかる。荷重増加率が大きい場合 ($p/\sigma'_{v0}=7.7$)、発生する $\Delta\varepsilon$ の大部分は一次圧密が占める。一方、荷重レベルが小さい場合 ($p/\sigma'_{v0}=1.7$) では、全沈下量の大部分が二次圧密となる。このことは、大荷重を載荷する場合、発生する圧縮ひずみは過剰間隙水圧の消散に伴う一次圧密によるものが大部分を占め、二次圧密は相対的に小さいことを意味する。ただし、泥炭地盤は圧縮性が非常に大きいため、相対的に小さいとは言え、二次圧密量は粘性土地盤とは比較にならない程大きく、実務上は無視できない。小荷重の場合は、粘性効果が支配的になり、二次圧密を考慮しない設計法では沈下量を過少評価することになる。

二次圧密係数 C_{ae} ($=\Delta\varepsilon/\Delta(\text{log}t)$) については、 $p/\sigma'_{v0}=7.7$

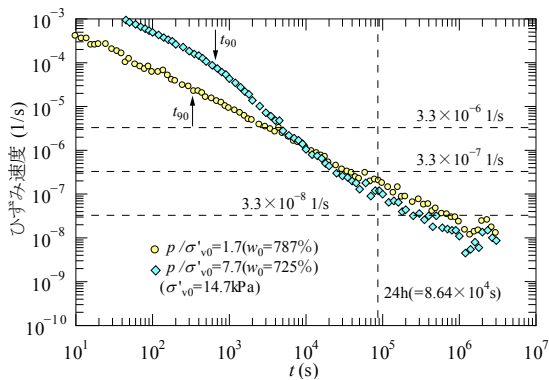


図8 長期圧密試験から求めた $\log \dot{\epsilon} - \log t$ 関係

では $C_{ae0}=2.5\%$ である。 C_{ae} は 1 ヶ月程度の計測期間では時間の経過とともに減少することはなく、標準圧密試験のように 12h (4.32×10^4 s) と 24h (8.64×10^4 s) のひずみを結んだ勾配との変化は小さい。CRS 試験から求めた C_{ae} は圧密圧力の大きさに依存し、圧密圧力が 100kPa 以下では $C_{ae}=3.3\%$ 、100kPa 以上では $C_{ae}=2.0\%$ となったが (表 3)、圧密後の圧密圧力が $\sigma'_{vf}=112.5$ kPa となる長期圧密試験の結果はその中間程度であるので、概ね CRS 試験の結果と同じと言える。一方、 $p/\sigma'_{v0}=1.7$ の場合、24h (8.64×10^4 s) 程度を境に勾配が変化し、 $t < 24$ h では $C_{ae}=2.7\%$ 、 $t \geq 24$ h ではやや大きくなり $C_{ae}=5.1\%$ となった。低荷重では C_{ae} は時間とともに変化する。CRS 試験から得た C_{ae} は 100kPa 以下では 3.3% であったので、 $t \geq 24$ h ではこれよりも 1.5 倍程度大きい。

図 8 は荷重載荷後のひずみ速度 $\log \dot{\epsilon}$ と $\log t$ の関係である。図中には CRS 試験において基準としたひずみ速度 $0.02\%/min$ (3.3×10^{-6} 1/s)、およびその 1/10 倍 (3.3×10^{-7} 1/s)、1/100 倍 (3.3×10^{-8} 1/s) の $\dot{\epsilon}$ 線を示してある。この図からわかるように $\dot{\epsilon}$ は、荷重レベルに関わらず 24 時間経過後 (8.64×10^4 s) には $1 \sim 2 \times 10^{-7}$ 1/s 程度まで低下し、その後、 $\log t$ に対して線形的に低下し約 1 ヶ月には $1 \sim 2 \times 10^{-8}$ 1/s 程度 (基準ひずみ速度の 1/100 倍以下) となった。

3.3.3 除荷後の再沈下挙動

荷重除荷の長期圧密試験は、図 9 の模式図に示すように行った。はじめに、荷重載荷の長期圧密試験と同様、圧密降伏応力 p_c とほぼ同じ 14.7kPa の荷重を 24 時間継続載荷し、これを初期状態とした (状態①)。次に、荷重除荷後の最終的な圧密圧力を $\sigma'_{vf}=112.7$ kPa ($\sigma'_{vf}=\sigma'_{v0}+98$ kPa) とし、過圧密比が $OCR=1.1, 1.3, 1.5$ となるプレロード荷重 Δp_p を 24 時間継続載荷した (状態②)。増加荷重 98kPa は盛土厚 5m 程度に相当する。なお、状態①および②ともに、沈下量と時間の関係から 24 時間後の圧密度は 100% であった。その後、 OCR の大きさに応じて一部荷重 Δp_u を撤去し、沈下量を約 1 ヶ月計測した (状態③)。表 4 は各 OCR での Δp_p および Δp_u の設定値である。

なお、一般的にプレロード工法は、一次圧密が未完了

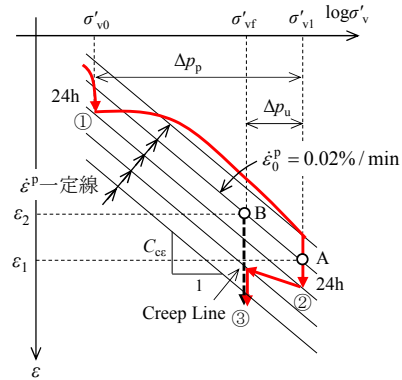


図9 アイソタック則に基づいた $\epsilon - \log \sigma'_v$ 曲線と除荷時の再沈下挙動

表 4 プレロード荷重 Δp_p および撤去荷重 Δp_u

OCR	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{vf} (= $\sigma'_{v0}+98$) (kPa)	σ'_{v1} (= $OCR \times \sigma'_{vf}$) (kPa)	Δp_p (= $\sigma'_{v1} - \sigma'_{v0}$) (kPa)	Δp_u (= $\sigma'_{v1} - \sigma'_{vf}$) (kPa)
1.1	14.7	112.7	124.0	109.3	11.3
1.3			146.5	131.8	33.8
1.5			169.1	154.4	56.4

の時点で荷重の撤去を行うが、本研究では塑性ひずみ速度を特定するために、24h 経過した二次圧密沈下中 (状態②) に荷重撤去を実施することにした。

図 10 は荷重除荷後のひずみ増分 $\Delta \epsilon$ と対数時間 ($\log t$) の関係である。この図からわかるように、荷重除荷によって一旦膨張し、その後膨張も沈下も発生しない平衡状態がしばらく続いたのち、再沈下挙動が現れていることが確認できる。 OCR の増加とともに膨張量 (リバウンド量) は大きくなっており、また再沈下が始まる時間も遅くなっている。再沈下に伴う $\Delta \epsilon$ は $\log t$ に比例して発生している。

再沈下が始まる時間は、図 10 から $OCR=1.1$ では $t=2 \times 10^4$ s (5.6h) で、 $OCR=1.3, 1.5$ では $t=3.5 \times 10^4$ s (9.7h)、 $t=9 \times 10^4$ s (25h) である。 OCR の大きさにもよるが一般的には荷重除荷後の圧密係数は正規圧密時の値 (図 2(c)) よりも大きくなる。したがって、再沈下は比較的早期に起こると思われたが、実験結果は上記したような時間を要している。この時間遅れの要因として、荷重除荷によって供試体内部に発生した負圧の消散に伴う吸水膨張とクリープによる沈下が同時に打ち消し合うように作用したこと、供試体と圧密リングとの間に働く摩擦力が影響したことなどが推測される。

図 11 は荷重除荷後のひずみ速度 $\log \dot{\epsilon}$ と $\log t$ の関係である。図中には CRS 試験において基準としたひずみ速度 $0.02\%/min$ の 1/10 倍 (3.3×10^{-7} 1/s)、1/100 倍 (3.3×10^{-8} 1/s)、1/1000 倍 (3.3×10^{-9} 1/s) の $\dot{\epsilon}$ を示してある。24 時間経過後 (8.64×10^4 s) の $\dot{\epsilon}$ は $3.3 \times 10^{-9} \sim 3.3 \times 10^{-8}$ 1/s 程度を示し、 OCR が大きいほど $\dot{\epsilon}$ は小さくなっている。長期圧密試験では、約 1 ヶ月の継続載荷を行っても $\dot{\epsilon}$ は $1 \sim 2 \times 10^{-8}$ 1/s 程度までしか低下しなかったが (図

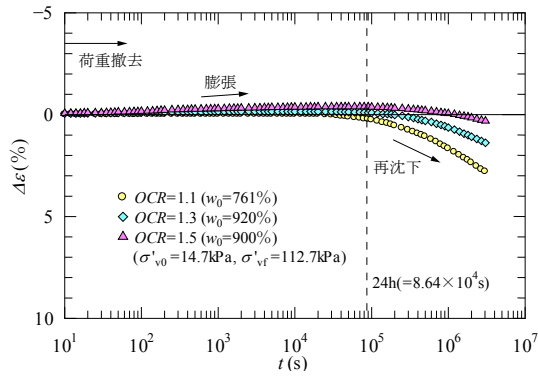


図 10 荷重除荷後の $\Delta\varepsilon$ -log t 関係

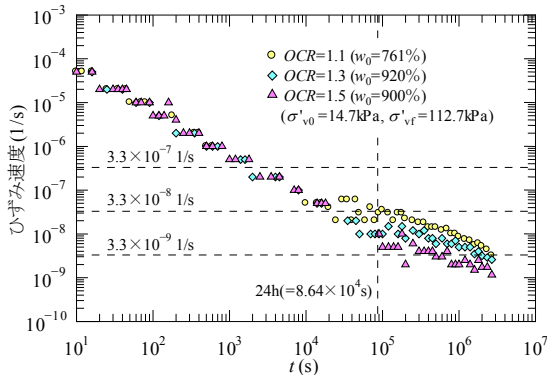


図 11 荷重除荷後の log $\dot{\varepsilon}$ -log t 関係

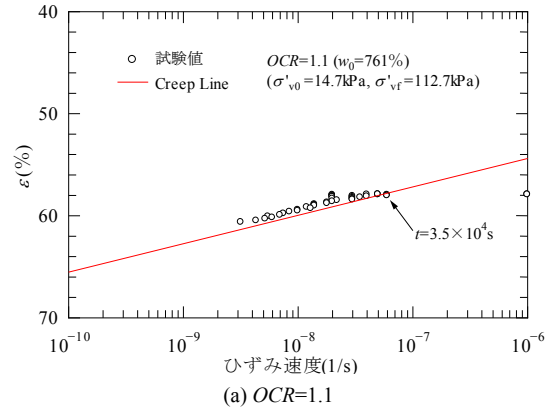
8), 荷重除荷を行うことによって 24 時間後 (8.64×10^4 s) にはこれと同程度あるいはそれ以下の $\dot{\varepsilon}$ となっている。 $\dot{\varepsilon}$ は約 1 ヶ月後には $2 \sim 3 \times 10^{-9}$ 1/s 程度まで低下した。

図 12 は OCR=1.1, 1.3, 1.5 における圧縮ひずみ ε とひずみ速度 log $\dot{\varepsilon}$ の関係である。図中には、アイソタック則による Creep Line (式(10)) も示してある。Creep Line と試験結果の比較によって、除荷後の再沈下挙動がアイソタック則にしたがって進行するのかを検証する。

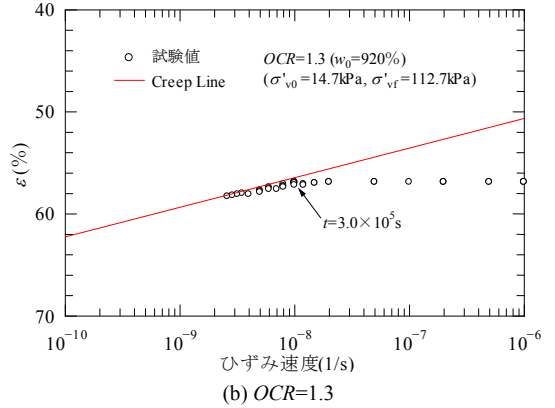
なお、Creep Line は次のように求めた。図 9 に示すように、プレロード荷重 Δp_p を載荷後、クリープ変形時のひずみ速度から、基準ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_0^p = 0.02\%/min$ (3.3×10^{-6} 1/s) に対応する圧縮ひずみ ε_1 が特定できる (A 点)。次に A 点から ε -log σ'_v 曲線の勾配 C_{ce} を用いて、 σ'_{vf} (=112.7kPa) における基準ひずみ速度の ε_2 (B 点) がわかる。したがって、式(10)によって σ'_{vf} における Creep Line を描くことができる。

$$\begin{aligned} \varepsilon &= \varepsilon_1 - C_{ce} \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v1}}\right) + C_{uc} \log\frac{\dot{\varepsilon}_0^p}{\dot{\varepsilon}^p} \quad (10) \\ &= \varepsilon_2 + C_{uc} \log\frac{\dot{\varepsilon}_0^p}{\dot{\varepsilon}^p} \end{aligned}$$

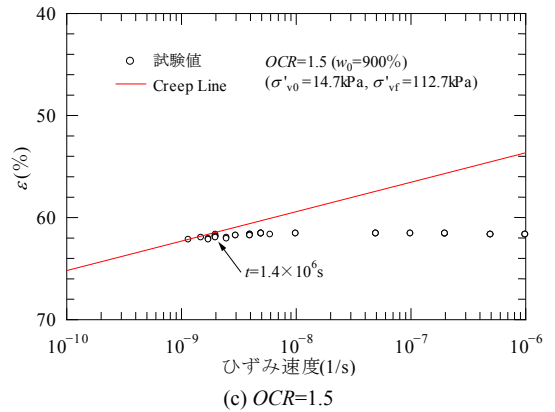
ここで、 C_{ce} : 圧縮係数である。 C_{ce} は、泥炭の圧密曲線が逆 S 形状を示すこと (図 3), および初期含水比 w_0 の値によって多少値が変化するため、図 4 内に示した σ'_{vf} と同じ圧密圧力 $\sigma'_{vf}=112.7\text{kPa}$ における C_{ce} と w_0 の関係式



(a) OCR=1.1



(b) OCR=1.3



(c) OCR=1.5

図 12 荷重除荷後の ε - $\dot{\varepsilon}$ 関係

($C_{ce}=0.0096w_0+29.75$) を用いて算出した。 C_{uc} はひずみで定義した二次圧密係数で、表 3 に示した南幌泥炭の関係式 $C_{uc}/C_{ce}=0.075$ に C_{ce} を乗じて求めた。

プレロード荷重 Δp_p の載荷後、24h 時点のひずみ速度は 10^{-7} 1/s 程度であったが、 Δp_u の撤去に伴い、図 12 の試験結果からわかるように、ひずみ速度は OCR=1.1 では $t=3.5 \times 10^4$ s (9.7h) には 6×10^{-8} 1/s まで大幅に低下し、その後は式(10)によって与えられる Creep Line に沿ってひずみが増加している。また、OCR=1.3 では $t=3.0 \times 10^5$ s (83h) に 10^{-8} 1/s, OCR=1.5 では $t=1.4 \times 10^6$ s (389h) に 2×10^{-9} 1/s までひずみ速度が低下し、以後、OCR=1.1 の場合と同様、Creep Line に沿って再沈下によるひずみが増加した。この結果は、人為的に荷重除荷履歴を与えた泥炭地盤の再沈下挙動についてもアイソタック則によって説明できる可能性があることを示唆するものであ

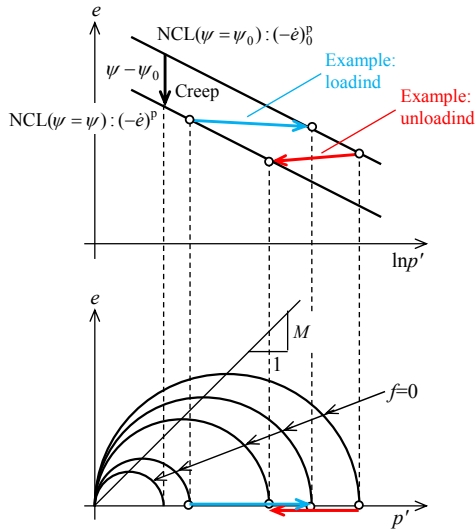


図 13 塑性間隙比速度の変化に伴う NCL および降伏曲面の変化

る。

4. 数値解析モデル

各種圧密試験の結果から、泥炭の応力ひずみ関係（圧密曲線）はひずみ速度依存性を示し、アイソタック則が適用できる可能性が高いことが明らかになった。カムクレイ系の弾塑性モデルに対する時間効果特性の記述には種々の手法⁶⁾⁷⁾⁸⁾が提案されているが、本研究では間隙比の塑性的な変化速度を状態変数とし、これによって正規圧密線 NCL をシフトさせる中井らの方法⁸⁾を修正カムクレイモデルに組み込んだ。このモデルは応力ひずみ-塑性ひずみ速度間に一義的な関係があるとするアイソタック則に基づいたものであり、関口・太田モデル⁹⁾と本質的には同じである。

塑性間隙比速度が $(-\dot{e})_0^p$ から $(-\dot{e})^p$ まで変化したときの

NCL の移動量 $\psi - \psi_0$ は、式(6)より式(11)のように与える。

$$\psi - \psi_0 = \lambda_\alpha \ln \frac{(-\dot{e})_0^p}{(-\dot{e})^p} \quad (11)$$

ここで、 $\lambda_\alpha (=0.434C_\alpha)$: 自然対数の二次圧密係数である。

この NCL の移動量と修正カムクレイモデルの降伏関数を組み合わせられることによって、ひずみ速度依存型の降伏曲面 f が次式で与えられる。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{M^2 + \eta^2}{M^2} + \frac{\psi - \psi_0}{1 + e_0} - \varepsilon_v^p = 0 \quad (12)$$

ここで、 λ, κ : 圧縮、膨張指数、 M : 限界状態応力比である。 p' は平均有効応力で、有効応力テンソル σ'_{ij} を用いて $p' = \sigma'_{ij} \delta_{ij} / 3$ である。 δ_{ij} はクロネッカーのデルタ ($i=j$ のとき $\delta_{ij}=1$, それ以外は $\delta_{ij}=0$) である。 $\eta (=q/p')$ は応力比で、 $q (= \sqrt{3S_{ij}S_{ij}}/2)$: 一般化された偏差応力、 $S_{ij} (= \sigma'_{ij} - p' \delta_{ij})$:

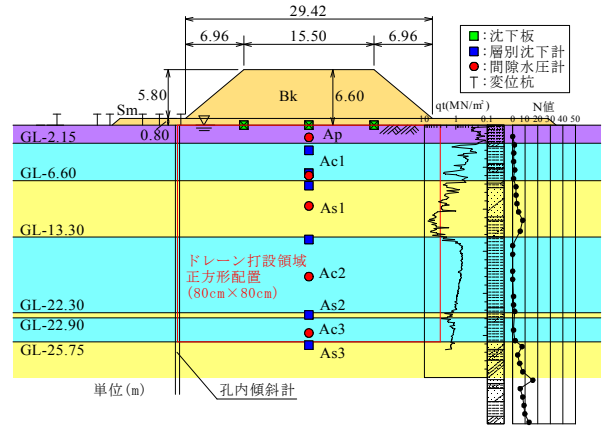


図 14 試験盛土およびサイトの横断面図

偏差応力である。 ε_v^p : 塑性体積ひずみである。

図 13 に示すように、上記モデルにおいて $(-\dot{e})^p$ の変化は現在の NCL の位置の変化および降伏曲面の拡大/縮小に反映される。本研究では、このモデルを筆者らが開発した二次元水・土連成 FEM プログラムに組み込み、次章以降、この解析ツールを用いて試験盛土の動態解析を行う。

5. 試験盛土への適用

5.1 試験盛土

5.1.1 概要

解析対象とした試験施工は釧路市鶴野において行われた。試験施工は対策工の効果を比較検証するために、同一箇所において無処理、PBD 工法、真空圧密工法の 3 工法が実施された。このうち、本論文では PBD 工法を適用した試験盛土を解析対象とする。PBD 試験盛土箇所には、図 14 に示すように軟弱層が深度 26m 付近まで非常に厚く堆積している。中間砂層 (As1) より上部の軟弱層は泥炭 (Ap) と粘性土 (Ac1) で構成され、下部は均質な粘土層 (Ac2, Ac3) である。Ac2 と Ac3 の間には砂層 (As2) が狭在する。Ac3 層より下位は N 値 10 前後を示し軟弱地盤上の排水基盤とみなせる砂層 (As3) である。したがって、後述の FEM 解析では As3 層より上位の土層を解析対象とした。盛土 (Bk) は敷幅 $B=29.42\text{m}$ 、延長 $L=43.92\text{m}$ である。サンドマット (Sm) の厚さは 0.8m である。計測機器として、同図のように沈下板、層別沈下計、間隙水圧計、孔内傾斜計、変位杭が設置された。初期水位はボーリング調査の結果より地表面に位置する。

5.1.2 地盤特性

図 15 はサンドマット敷設前の基礎地盤の地盤特性値である。試験盛土箇所では、ボーリングおよびサウンディング試験（標準貫入試験・電気式静的コーン貫入試験）と、シンウォールサンプリングから得られた試料を用い

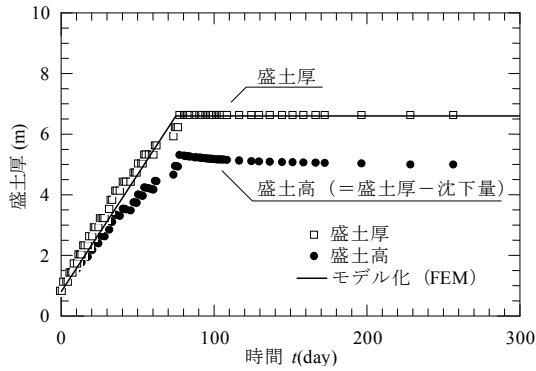


図 16 施工による盛土厚の時間変化

て土質試験（物理・圧密試験）を行った。図 15 からわかるように、上部軟弱層の N 値は 0~2 を示し、非常に軟弱である。泥炭 (Ap) は自然含水比 $w_n=800\sim900\%$ 程度、強熱減量 $L_i=75\%$ 程度であり、高含水で植物繊維を多量に含む。圧縮指数は $C_c=6.2$ を示し、非常に圧縮性が高い。上部粘性土 (Ac1) は $w_n=70\sim100\%$ 程度で、部分的に泥炭を挟む。また、細砂も狭在しており、そのためコーン先端抵抗 q_t は所々で大きくなっている。中間砂層 (As1) は砂分が 40~70% 程度を占め、層厚も 6.7m と厚いことから、排水層として期待できる。下部粘性土の Ac2 層は N 値 0~2 程度と非常に軟弱で、 $w_n=70\sim95\%$ 程度である。As1 層との境界付近の圧密降伏応力 p_c は大きいですが、それ以深では p_c と有効土被り圧はほぼ同じであり正規圧密状態にある。Ac3 層は p_c が大きいですが、これは年代効果を受けて疑似過圧密状態にあるものと推測される。

5.1.3 施工概要

図 16 は盛土の施工履歴を示したもので、盛土中央の地表面に設置された沈下板において測定された盛土厚（盛土の施工厚さ）と、これから発生した沈下量を引い

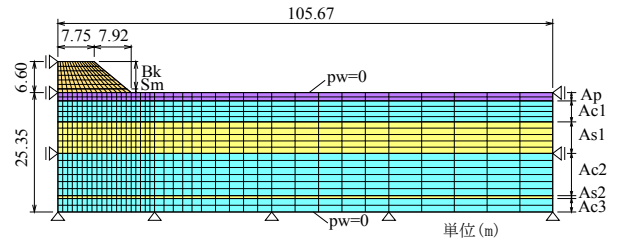


図 17 有限要素メッシュと境界条件

て求めた盛土高（盛土の天端高さ）が示されている。なお、盛土に先立ち 0.8m 厚のサンドマットが半年前に敷設された。サンドマットを含む盛土の最終厚さは 6.6m で 260 日の時点で 1.6m 程度の沈下が生じ盛土高は 5.0m 程度になった。1 日あたりの盛り立て速度は 7.7cm/day であった。後述する FEM 解析では施工履歴に基づき図中の実線でモデル化する。PBD は、本体盛土施工前にマンドレルを用いて As3 層まで貫通し打設した。ドレーンの打設間隔は 80cm の正方形配置である。

5.2 解析条件

5.2.1 有限要素メッシュと境界条件

図 14 をもとにモデル化した有限要素メッシュと境界条件を図 17 に示す。法線方向に平面ひずみ条件を仮定し、盛土の対称性から片側半分のモデルで解析を行った。変位境界として、左右端側面は水平方向固定、下端は固定とした。水理境界は地表面および下端は排水条件（両面排水）、左右端側面は非排水条件である。また、盛土部は完全排水条件（過剰間隙水圧は常にゼロ）とした。

なお、サンドマットは本工事の半年前に施工された。解析負荷軽減のために、サンドマット工は、別途、慣用一次元圧密計算を行い、その結果から同施工による圧密はほぼ終了しているとみなした上で、沈下分を差し引い

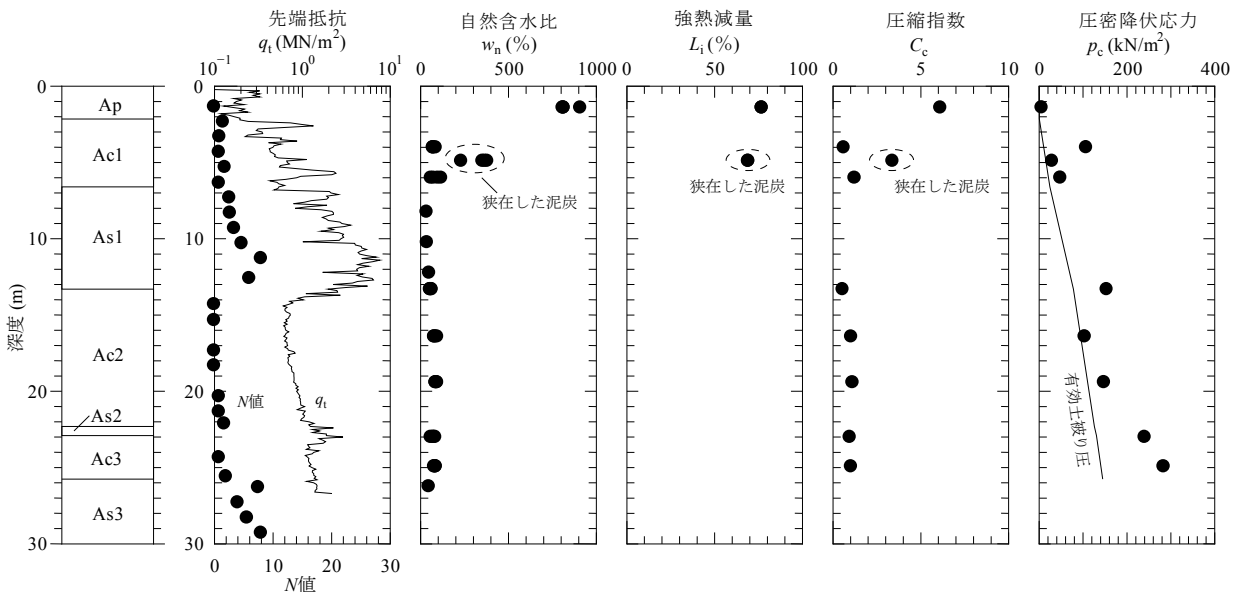


図 15 解析対象地盤の特性値分布

表 5 地盤パラメータの設定方法および根拠

地盤パラメータ		泥炭 (Ap)	粘性土 (Ac1,Ac2,Ac3)	盛土, 砂質土 (Bk,Sm,As1,As2)	備考	
初期状態, 降伏応力	単位体積重量	γ_t (kN/m ³)	試験値		一般値	
	圧密降伏応力	p_c (kN/m ²)	標準圧密試験($e-\log\sigma'_v$ 曲線)より		—	
	静止土圧係数	K_{0NC}	$K_{0NC}=1-\sin\phi'^{11)}$		—	正規圧密
		K_{0OC}	$K_{0OC}=K_{0NC}OCR^m$ ¹²⁾ , $OCR(=p_c/\sigma'_{vi})$: 過圧密比 σ'_{vi} : 有効土被り圧 $m=0.005L_i+0.45$ ¹³⁾		—	過圧密
弾塑性力学特性	弾性係数	E (kN/m ²)	—	—	$E=2800N$ ¹⁵⁾	
	ポアソン比	ν	0.2	0.3	0.3	一般値
	圧縮指数	C_c	標準圧密試験($e-\log\sigma'_v$ 曲線の正規圧密領域の勾配)より		—	
	膨張指数	C_s	$\kappa=\lambda/5$ を仮定		—	
	初期間隙比	e_0	p_c に対応する e		—	
	せん断抵抗角	ϕ' (°)	$\phi'=0.19L_i+32$ ¹⁶⁾	$\phi'=30$ (一般値)	$\phi'=4.8lnN_i+21$ ¹⁷⁾	—
	限界状態応力比	M	$M=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$		—	
	圧密, 透水特性	透水係数の初期値	k_0 (m/s)	標準圧密試験(p_c に対応する k)より		一般値
透水係数指数		C_k	標準圧密試験($e-\log k$ 曲線の勾配 C_k)より		—	
時間依存特性	二次圧密係数	C_α	$C_\alpha/C_c=0.07$ (Mesri)	$C_\alpha/C_c=0.030$ (逆算値)	—	
	初期塑性間隙比速度	$(-\dot{e})_0^p$ (1/s)	$(-\dot{e})_0^p = C_\alpha / t_c$, $t_c \doteq t_{90} = H^2 T_v (U=90\%) / c_v$		—	Ac3 層は $t_c=1$ 万年

表 6 地盤パラメータの設定値

	深度 GL(m)	モデル	γ_t (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	C_c	C_s	e_0	M	OCR	K_{0NC}	K_{0OC}	k_0 (m/s)	C_k	C_α	$(-\dot{e})_0^p$ (1/s)
Bk	-6.60~-0.80	E	18.0	14,000	0.3											
Sm	-0.80~0.00	E	18.0	14,000	0.3											
Ap	0.00~1.75	EVP	10.2		0.2	6.14	123	13.0	1.92	1.0	0.27	0.27	1.1×10^6	2.50	0.430	2.2×10^8
Ac1	1.75~6.20	EVP	15.4		0.3	0.94	0.19	2.50	1.20	2.2	0.50	0.74	1.0×10^8	0.63	0.028	1.4×10^9
As1	6.20~12.90	E	18.0	12,880	0.3						0.51		1.0×10^6			
Ac2	12.90~21.90	EVP	15.3		0.3	1.10	0.22	2.29	1.20	1.0	0.50	0.50	2.9×10^9	1.10	0.033	4.7×10^{10}
As2	21.90~22.50	E	18.0	4,760	0.3						0.58		1.0×10^7			
Ac3	22.50~25.35	EVP	14.9		0.3	1.05	0.21	2.06	1.20	1.0	0.50	0.50	4.2×10^{10}	1.05	0.031	1.0×10^{13}

モデル E: 弾性体, EVP: アイソタック型時間効果修正カムクレイモデル (弾粘塑性体)

た各土層の層厚に対してモデル化を行った。また、初期応力はサンドマット敷設下とそれ以外では異なるが、図 14 に示したようにサンドマットは広範囲に渡り施工されたこと、および本解析は盛土中央での沈下挙動を把握することを主たる目的としているため、サンドマットは盛土下についてのみモデル化を行い、初期応力はサンドマット敷設下の値を敷設外にも同じ値を与えることにした。なお、解析開始のゼロ点は、本体盛土施工開始時点とした。

5.2.2 構成モデルおよび解析手法

土の構成モデルとして、泥炭および粘性土には 4 章で説明したひずみ速度依存型の修正カムクレイモデルを、盛土および砂層には弾性体を適用した。なお、荷重載荷前の各軟弱層のひずみ速度は非常に小さいと推測され、このような場合、ひずみ速度依存性は非常に小さい、あるいは消滅していると考えられる。そこで本解析では、応力点が初期降伏曲面に至るまでは非粘性モデルとして解析することにした。

解析に用いた有限要素プログラムは、微小変形理論に基づき定式化したもので、四辺形 4 節点アイソパラメトリック要素 (4 点 Gauss 積分) である。なお、ドレーン打設領域の要素には、平面ひずみ条件下でも放射状の間

隙水の流れが表現できる拡張マクロエレメント法⁹⁾を使用した。正方形配置された PBD に対して放射流れを適用するために、1 本の PBD が排水を受け持つ正方形部分を等面積となる直径 d_e ($=90.4m$) の円に置き換えた。また、長方形断面の PBD は周長に着目し直径 d_w ($=6.6cm$) の円形断面に置換した。沈下により地下水位に深に沈み込んだ盛土の浮力補正については、文献 10) による。

5.2.3 地盤パラメータと二次圧密係数

対象箇所では、物理試験のほかに圧密試験 (段階載荷) が行われている。これらの試験結果をもとに、表 5 に示す方法および根拠に基づき、表 6 の地盤パラメータを設定した。なお、PBD 改良域の泥炭層 (Ap) の水平方向透水係数 k_h は、圧密試験から求めた鉛直方向透水係数 k_v の 0.5 倍¹⁸⁾を用いることにした。粘性土層については $k_h=k_v$ とした。

時間に依存するパラメータのうち、二次圧密係数は、泥炭層 (Ap) については Mesri の推定式 $C_\alpha/C_c=0.07$ から決めた。粘性土層については計測データから逆算された値 ($C_\alpha/C_c=0.03$) より設定した。

初期塑性間隙比速度 $(-\dot{e})_0^p$ は、荷重載荷直前の塑性間隙比速度であり、堆積年代を t_c とすると $(-\dot{e})_0^p = C_\alpha / t_c$ となるが、 $(-\dot{e})_0^p$ の同定はむずかしい。本解析では、既往の

研究¹⁹⁾を参考に $t_c \doteq t_{90}$ とし $(-e)_0^p$ を決めた。なお、 $(-e)_0^p$ は PBD 設置による状態変化は考慮しなかった。最下層に堆積する Ac3 層は、圧密降伏応力 p_c が有効土被り圧よりもかなり大きい (図 15)。本解析では、Ac3 層は時間効果によって疑似過圧密特性を示していると解釈し、沖積地盤の最も古い堆積年代である 1 万年を t_c として $(-e)_0^p$ を求め、 $(-e)_0^p$ が非常に小さい状態にある正規圧密土として時間効果をモデル化することにした。

5.3 解析結果および考察

FEM 解析の結果得られた沈下量と過剰間隙水圧の経時変化と計測値とを比較させ図 18 に示す。図 18(b) から、地表面沈下量および各層の層別沈下量の解析値は計測値と概ね一致していることがわかる。また、図 18(c), (d) より、過剰間隙水圧の解析値についても計測値とほぼ一致しており、PBD の圧密促進効果により過剰間隙水圧はほとんど発生していない。なお、図 18(c) において、経過 130 日以降の計測値に過剰間隙水圧の僅かな上昇が見られるが、これは近傍で実施された真空圧密工法の真空ポンプ解除の影響であると考えられ、解析ではこの効果は考慮していない。

図 19 は泥炭層 (Ap) の長期沈下に着目するために、盛土完了時点の沈下量からの差分で層別沈下量を示したものである。これから、アイソタック則に基づく泥炭層の解析値は計測値とほぼ一致していることがわかる。

以上、PBD 試験盛土の解析から、実地盤に対してもアイソタック則によって長期沈下を含む圧密変形挙動を精度よく予測できる可能性が示された。

6. 結論

泥炭地盤における簡易かつ高精度な長期沈下予測ツールの開発を目的として、CRS 試験および長期圧密試験を実施し、その結果から近年有効性が認められつつあるアイソタック則の適用性を検討した。その上で、これを数値解析モデル化し、プラスチックボードドレーン (PBD) で改良された泥炭地盤上の試験盛土を対象に二次元水・土連成弾粘塑性 FEM 解析を実施し、解析値と動態観測結果との比較から予測精度の検証を行った。

得られた主要な結論をまとめると次のようになる。

- 1) ひずみ速度を試験中に変化させる変速 CRS 試験の結果から、幅広い応力範囲において、応力ひずみ関係 (圧密曲線) は現在のひずみ速度により決定し、ひずみ速度を変化させるとひずみ速度変更後の応力ひずみ関係に直ちにシフトするひずみ依存特性を示すことが確かめられた。
- 2) また、ひずみで定義した二次圧密係数 C_{ae} および圧縮指数 C_{ce} は、圧密圧力の増加に伴いともに小さくなるが、その比 C_{ae}/C_{ce} ($=C_u/C_c$) は圧密圧力に依らずほぼ一定となり、既往の研究成果と同様、

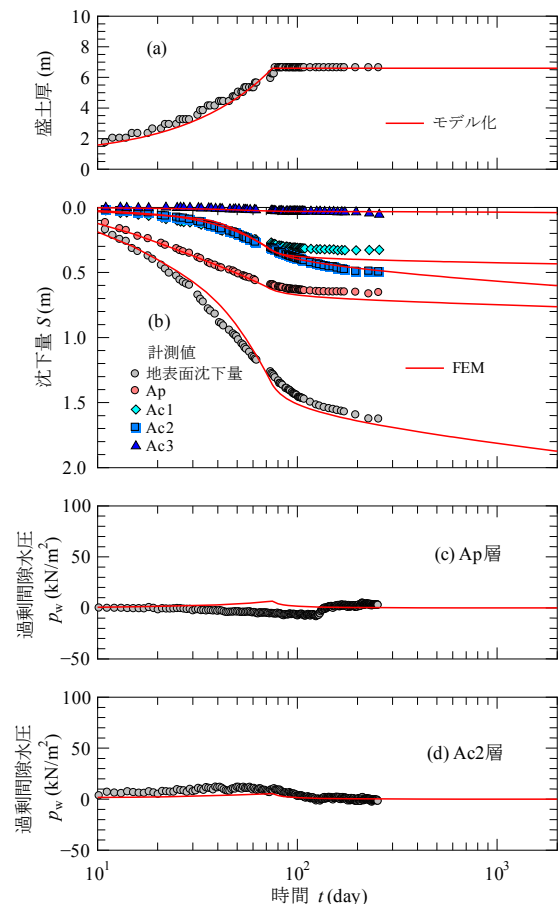


図 18 FEM 解析結果と計測結果の比較

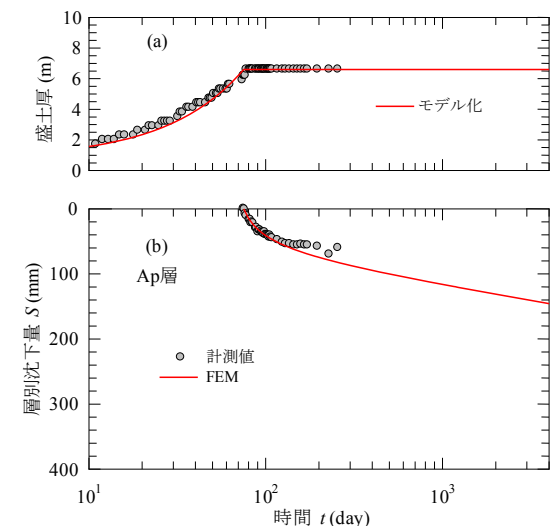


図 19 FEM 解析結果：盛土完了後の泥炭層 (Ap) の沈下量

$C_u/C_c=0.075$ となることが明らかになった。

- 3) 長期圧密試験結果によると、二次圧密沈下は $\log t$ に比例して発生し、また C_{ce} は計測した 1 ヶ月以内では時間とともに低下することはなく、ほぼ一定であった。ただし、荷重増加率が小さい場合、 C_{ce} は一定ではなく圧密後半にやや大きくなる結果となった。
- 4) 荷重増加率が大きい場合、沈下の大部分は一次圧

密が占めるのに対して、荷重増加率が小さい場合は、全沈下量のうち、その大半が二次圧密となり、アイソタック則に従う結果となることが長期圧密試験結果から示された。

- 5) プレロード工法を想定した長期圧密試験結果から、荷重除荷に伴いリバウンドが発生し、その後リバウンドも沈下も生じない平衡状態が継続したのち、再沈下が生じる挙動結果が得られた。再沈下はアイソタック則から推定される Creep Line に沿ってひずみが増加し、過圧密比 OCR が 1.5 以下では、除荷後の再沈下挙動もアイソタック則によって説明できる可能性が高いことが明らかになった。
- 6) 以上の各種圧密試験の結果から、泥炭に対してもアイソタック則が成り立つ可能性が高いと判断し、中井らが提案するアイソタック則に基づく数値解析モデルを用いて、PBD で改良された泥炭地盤上の試験盛土に対して FEM 解析を行った。その結果、解析結果は原位置において計測された沈下量および過剰間隙水圧を十分な精度で再現でき、実地盤に対するアイソタック則の適用性が確認できた。

謝辞

本研究を遂行するにあたり、北海道大学 東京オフィス 田中洋行 所長から有益なご助言を戴いた。また、室内試験の実施にあたっては、秋田工業高等専門学校 花田智秋 技術職員から多大なる協力を得た。なお、本論文で使用した試験盛土のデータは、北海道開発局釧路開発建設部より提供されたものである。ここに記して、謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) Šuklje, L.: The analysis of the consolidation process by the isotache method, Proceedings of 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol.1, pp.200-206, 1957.
- 2) Leroueil, S.: The isotache approach. Where are we fifty years after its development by Professor Šuklje? (2006 Prof. Šuklje's Memorial Lecture), Proceedings of European-Danube Conference on Geotechnical Engineering, Ljubljana, Vol.1, pp.55-88, 2006.
- 3) 木暮敬二：有機質土の地盤工学，東洋書店，pp.31-38, 1995.
- 4) Mesri, G. and Godlewski, P. M.: Time- and stress-compressibility interrelationship, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, GT5, pp.417-430, 1977.
- 5) 松尾啓，山口晴幸，大平至徳：泥炭の二次圧密係数について，土質工学会論文報告集，Vol.26, No.1, pp.139-150, 1986.
- 6) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. of Specialty Session 9, 9th ICSMFE, pp.229-239, 1977.
- 7) Oka, F.: Prediction of time-dependent behaviour of clay, Proc. 10th ICSMFE, Vol.1, pp.215-218, 1981.
- 8) Nakai, T., Shahin, H. M., Kikumoto, M., Kyokawa, H., Zhang, F. and Farias, M. M.: A simple and unified three-dimensional model to describe various characteristics of soils, Soils and Foundations, Vol.51, No.6, pp.1149-1168, 2011.
- 9) 平田昌史，清水英樹，福田淳，山田耕一，川井田実：拡張マクロ・エレメント法を用いたパーチカルドレーン打設地盤の FEM 解析，応用力学論文集，Vol.13, pp.431-442, 2010.
- 10) 太田秀樹，萩野芳章，斎藤禎二郎，勝山克二：埋立地盤の圧密計算における余盛・浮力補正の取り扱い，土木学会年次学術講演会講演概要集第3部(A)，Vol.51, No.3A, pp.480-481, 1996.
- 11) Jaky, J.: Pressure in silos, Proceedings of the 2nd International Conference on SMGE, Vol.1, pp.103-109, 1948.
- 12) Schmidt, B.: Earth pressures at rest related to stress history, Canadian Geotechnical Journal, Vol.3, No.4, pp.239-242, 1966.
- 13) Hayashi, H., Yamazoe, N., Mitachi T., Tanaka, H., Nishimoto, S.: Coefficient of earth pressure at rest for normally and overconsolidated peat ground in Hokkaido area, Soils and Foundations, Vol.52, No.2, pp.299-311, 2012.
- 14) Mayne, P. W., Kulhawy, F. H.: K0-OCR relationships in soil, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.108, GT6, pp.851-872, 1982.
- 15) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編，pp.284-285, 2012.
- 16) 林宏親，三田地利之，西本聡：泥炭地盤有限要素解析用のカムクレイパラメーター決定に関する検討，第40回地盤工学研究発表会講演集，pp.857-858, 2005.
- 17) (社)日本道路協会：前掲示方書，pp.604-605
- 18) 山添誠隆，田中洋行，林宏親，萩野俊寛，三田地利之：プラスチックボードドレーン工法を適用した泥炭地盤の圧密沈下予測に用いる水平方向圧密係数，地盤工学ジャーナル，Vol.8, No.4, pp.517-532, 2013.
- 19) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.