

不飽和泥炭の間隙圧算定法

山田道男^{*1}・本多和洋^{*2}・中村智昭^{*3}・赤石勝^{*4}

Methods of Estimating Pore Pressure in Unsaturated Peat

by

Michio YAMADA, Tomoaki NAKAMURA, Kazuhiro HONDA and Masaru AKAISHI

(Received on Mar.20, 2003, accepted on May, 28, 2003)

Abstract

The compressibility of pore water and soil particles in saturated soils is very low in comparison to that of the soil skeleton. Thus, an increment of stress applied to saturated soils is carried by the pore water and the pore pressure parameter B is equal to one. However, the high compressibility of fibrous peat formed by the decay of plants may result in a small parameter B value as there is a gas in the fibrous peat. The applied stress increment is carried partly by the pore water and the soil skeleton as the effective stress even under undrained conditions. This paper describes the application of finite element analysis to the interpretation of the undrained behavior of peat composed of highly compressible fibrous matter. The authors demonstrate how the bulk modulus of the fibrous matter can be determined from oedometer and triaxial undrained compression tests on peat. It is also shown by finite element analysis that the excess pore pressure induced in peat is characterized by the ratio of the bulk modulus of the fibrous matter to that of the soil skeleton. The validity of the analysis is examined by a limited number of comparisons between measured and calculated undrained behaviors of peat.

Keywords: peat, pore pressure, effective stress, finite element analysis

1. 緒 言

軟弱地盤の地下水位は、多くの場合地表面付近にある。そのため地下水位以下の地盤は、飽和状態と考えられている。したがって、軟弱地盤に関する地盤工学上の知見のほとんどは、飽和土を対象としたものである。しかし、腐植含有量の大きな泥炭性軟弱地盤では、腐植の分解過程で発生するガスが泥炭地盤内部に気体として含まれている。土質調査のボーリング中に地下水位より下の泥炭地盤から発生するガスが観測されることは珍しくない。E.T.Harahan(1967)の測定によれば、エアートラップに集められた泥炭供試体のガスが、体積比で約5%あった。¹⁾そのような泥炭地盤上に盛土をし、載荷直後の非排水解析を行う場合、泥炭地盤を飽和土として扱くと、地盤内に発生する間隙圧の予測が実際と大きく異なる可能性がある。

一般に、泥炭地盤の変形や強度を正確に予測することは大変難しい。泥炭地盤が極めて不均質なためである。多くの泥炭は、高含水比でしかも高い圧縮性を有しており、粘性土とはかなり異なった力学的挙動を示す。²⁾飽和粘性土の間隙水と土粒子の圧縮性は、土構造骨格の圧縮性に比べ大変小さい。したがって、飽和粘性土の間隙水圧係数 B は、1 に等しい。一次元圧縮・非排水条件下で載荷直後に発生する過剰間隙水圧の大きさは、作用荷重に等しい。植物の腐敗によりガスを内蔵する繊維質構造の泥炭地盤では、たとえ載荷直後の非排水条件下であっても、

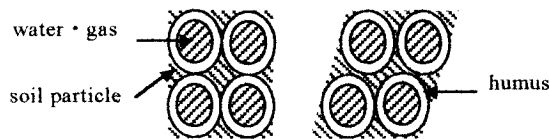


Fig.1 Structural model (Ohira, 1979)

作用荷重の一部は有効応力として土粒子骨格構造に影響を与える。この観点から、大平(1979)は、Fig.1に示すような泥炭の構造モデルを提案している。³⁾

この泥炭モデルは、間隙水(液体要素)と土粒子を含む植物繊維など固体要素、そしてガス(気体要素)で構成されている。ガスの圧縮性は間隙水・土粒子・植物繊維の圧縮性に比較して極めて大きい。飽和土として泥炭の力学的挙動を考えることには問題がある。地盤内ガス量によって載荷直後即時的に発生する沈下量が増大し、間隙圧は飽和土に発生するそれよりかなり小さくなる。したがって、飽和土を前提とした地盤の沈下・安定に関係する間隙圧予測は、泥炭地盤の実際の挙動と大きく異なるであろう。しかし、泥炭を不飽和土として扱うための理論的体系は確立されていない。そこでこの報告では、植物繊維内部に含まれるガスと土粒子を圧縮性の大きな固体要素と仮定し、間隙水との2相系飽和土モデルで泥炭の力学的挙動を検討した。飽和土の液体ならびに固体要素の圧縮性を考慮した有効応力法に基づく有限要素解析を行い、泥炭の非排水三軸圧縮試験で発生する間隙圧と比較し提案モデルの適用性を調べた。また、提案モデルの有限要素解析に必要な土質定数決定法についても検討している。

*1 工学研究科土木工学専攻博士課程後期学生

*2 工学研究科土木工学専攻博士課程前期学生

*3 工学部土木工学科学生

*4 工学部土木工学科教授

2. 泥炭固体要素（土粒子・植物繊維・ガス）の圧縮性と応力ひずみマトリックス \tilde{D}

泥炭中の植物繊維内部に含まれるガスと土粒子を圧縮性の大きな固体要素と仮定し、間隙水との2相系飽和土モデルを用いた非排水条件下の有限要素解析の \tilde{D} マトリックスについて簡単に要約する。土粒子、水、ガスを本来なら固体、液体、気体の3相系として扱うアプローチが必要である。しかし、そのための基礎的研究は、全くなされていない現状にある。厳密なアプローチが見出されるまで間、本報告の近似的アプローチも工学的にそれなりの役割を果たせると思われる。

有効応力法に基づく飽和粘土の非排水有限要素解析法は、D.J.Naylorによって開発された。⁴⁾ Naylor法は、飽和粘土を対象としているため粘土を構成する土粒子と間隙水は非圧縮性である。不飽和泥炭を対象にそれらの圧縮性を考慮し、 \tilde{D} マトリックスを誘導する。⁵⁾

泥炭の固体部分は、土粒子とガスを含む腐植土繊維、液体部分は間隙水から構成されるものとする。間隙水圧の変化 Δu による固体部分と液体部分の単位体積当たりの体積変化 ΔV_1 は、式(1)で示すことができる。

$$\Delta V_1 = \left[\frac{n}{K_w} + \frac{1-n}{K_s} \right] \Delta u = \frac{1}{K_F} \Delta u \quad (1)$$

ここに、 K_s と K_w は、それぞれ固体部分と液体部分の体積弾性係数であり、 n は間隙率である。

有効応力の変化 $\Delta \tilde{\sigma}'$ による固体部分の体積変化は、式(2)で示すことができる。

$$\Delta V_2 = \frac{\tilde{m}^T \Delta \tilde{\sigma}'}{3K_s} \quad (2)$$

ここに、三次元解析の場合 $\tilde{m} = [1, 1, 1, 0, 0, 0]$ である。

したがって、全体の体積変化は、式(3)で示すことができる。単位体積で考えているため式(3)の体積変化は、体積ひずみ増分でもある。

$$\Delta V = \Delta V_1 + \Delta V_2 = \frac{1}{K_F} \Delta u + \frac{\tilde{m}^T \Delta \tilde{\sigma}'}{3K_s} = \tilde{m}^T \Delta \tilde{\epsilon} \quad (3)$$

式(3)から誘導される Δu は、全応力増分 $\Delta \tilde{\sigma}$ と有効応力増分 $\Delta \tilde{\sigma}'$ の差に等しいので式(4)で表される。

$$\Delta u = K_F \tilde{m}^T \left(\Delta \tilde{\epsilon} - \frac{\Delta \tilde{\sigma}'}{3K_s} \right)$$

$$\tilde{m} \Delta u = \Delta \tilde{\sigma} - \Delta \tilde{\sigma}' = (\tilde{D} - \tilde{D}') \Delta \tilde{\epsilon} \quad (4)$$

ここに、 \tilde{D} と \tilde{D}' は、それぞれ全応力および有効応力に関する応力-ひずみマトリックスである。

したがって、剛性マトリックスの組立に必要な全応力の応力-ひずみマトリックス \tilde{D} は、式(5)で示される。

$$\tilde{D} = \tilde{D}' + \tilde{m} \tilde{m}^T K_F + \frac{\tilde{m} \tilde{m}^T \tilde{D}' K_F}{3K_s} \quad (5)$$

式(5)は固体部分だけでなく流体部分の圧縮性を考慮することが可能である。ガスの存在を圧縮性流体として評価するには、本報告と同様に圧縮性流体の定数決定法を確立する必要がある。将来取り組む価値のある課題と思われる。

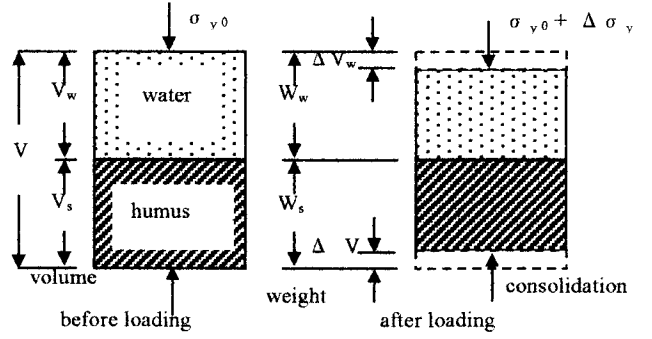


Fig.2 Volume change of peat

3. 試料および実験方法

東京近郊のA, Bの2箇所においてシンウォールサンプリングによって得られた乱されていない泥炭試料を実験に用いた。両泥炭試料の自然含水比は、600%以上であり、かなりの量の植物性繊維を有している。試料Aの土粒子の比重 $G_s=2.06$ 、強熱減量 $Li=80\%$ 、試料Bは、 $G_s=1.52$ と $Li=92\%$ である。

3.1 一次元圧密試験

A地点から採取した試料で標準圧密試験を実施した。圧密荷重増分 $\Delta P=9.8, 29.4$ あるいは 68.0 kN/m^2 による圧密沈下量を、ダイヤルゲージで測定した。圧密試験前後の含水比を測定し、固体部分の体積弾性係数 K_s を決定することが試験目的である。

3.2 圧密非排水三軸圧縮試験

間隙水圧測定を伴う圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。49, 98あるいは 196 kN/m^2 で等方圧密し、せん断試験前間隙係数 B を測定した。固体部分の体積弾性係数 K_s を決定するため、 B 値測定時供試体の軸ひずみを測定した。実験には 98 kN/m^2 のバックプレッシャーを用いた。

4. 実験結果と考察

Fig.2は、垂直応力増分 $\Delta \sigma_v$ を受けた泥炭要素の一次元圧密前後の体積変化に関する模式図である。一次元圧密中に泥炭試料からガスが排出されないと仮定すれば、間隙水の体積変化 ΔV_w は式(6)で表すことができる。

$$\Delta V_w = G_s V_s (\omega_0 - \omega) \quad (6)$$

ここに、 G_s は、泥炭固体部分の比重であり、 ω_0 と ω は、圧密前後の含水比、 V_s は、泥炭固体部分の体積である。

測定される一次元圧密における体積ひずみ $\Delta \epsilon_v$ は、式(7)で示すことができる。

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\Delta V_w + \Delta V_s}{V_w + V_s} = \frac{1}{1 + e_0} \left[G_s (\omega_0 - \omega) + \frac{\Delta V_s}{V_s} \right] \quad (7)$$

ここに、 e_0 は、初期間隙比である。

式(7)の $\Delta V_s/V_s$ を泥炭固体部分の体積弾性係数 K_s で置き換えると、式(8)が得られる。

$$K_s (= \frac{\Delta \sigma_y}{\Delta V_s / V_s}) = \frac{\Delta \sigma_y}{[\Delta \varepsilon_v (1 + e_0) - G_s (\omega_0 - \omega)]} \quad (8)$$

標準圧密試験結果から求めた試料の \$K_s\$ 値を **Table 1** に示した。非排水条件下で発生する過剰間隙水圧の予測式が、A. W. Skempton(1954)によって提案された。\$^6\$) 等方応力増分 \$\Delta \sigma\$ による間隙水圧係数 \$B\$ は、式(9)で定義される。

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{1}{1 + n * C_w / C_0} \quad (9)$$

ここに、\$C_w\$ は、間隙水の圧縮性に関する定数、\$C_0\$ は、土粒子骨格の圧縮性に関する定数である。

\$C_w\$ は、\$C_0\$ に比べて十分小さいため、\$B\$ 値は 1 に等しい。この誘導では土粒子を構成している鉱物の圧縮性は、水の圧縮性の概略 1/30 と小さいため土粒子が非圧縮性でと仮定している。一般に、\$B\$ 値は、せん断試験前に三軸供試体の飽和度を確認するためにチェックされる。したがって、泥炭固体部分の体積弾性係数 \$K_s\$ は、測定された \$B\$ 値と非排水条件下で発生する体積ひずみ \$\Delta \varepsilon_v\$ を用いて、式(3)から誘導された式(10)によって計算できる。

$$K_s = \frac{(1 - nB) \Delta \sigma}{\Delta \varepsilon_v - nB \Delta \sigma / K_w} \quad (10)$$

Table 2 は、非排水等方圧縮条件下で測定された \$B(=\Delta u/\Delta \sigma)\$ 値と軸ひずみ \$\Delta \varepsilon_a\$ を 3 倍した体積ひずみ \$\Delta \varepsilon_v\$ から計算した \$K_s\$ を示している。標準圧密試験から求めた **Table 1** の \$K_s\$ 値とかなり大きな差が認められる。両試験から得られた \$K_s\$ 値の妥当性を検証できないため次章の有限要素法による計算結果を用い比較検討を行う。

5. 有限要素計算と実測値の比較

Fig.3 は、計算に用いた一次元圧縮条件下と三軸圧縮条件下の有限要素メッシュである。計算に用いる土質定数は、**Table 3** に示した。また、圧密非排水三軸圧縮試験の再現計算を行うため泥炭の弾塑性構成式として修正カムクレイモデルを採用している。

Fig.4 は、一次元圧縮条件における有限要素計算結果と実測値の比較である。泥炭の排水条件下の体積弾性係数 \$K\$ に対する固体部分の体積弾性係数 \$K_s\$ の比 \$K_s/K\$ と \$B\$ 値の関係を示している。過剰間隙水圧は、\$K_s\$ 値に依存し、\$K_s\$ 値が \$K\$ 値に等しくなったら、\$B\$ 値はゼロとなる。また、\$K_s/K\$ がおよそ 30 に近づくと \$B\$ 値は 1 に近づき、非排水状態で発生する体積ひずみもほぼゼロとなる。

Fig.5 は、試料 A に関して非排水条件下で等方応力増分を載荷し、発生水圧と軸ひずみを測定し、**Fig.4** と同様に計算結果と比較した。圧密非排水三軸圧縮試験のせん断試験前の \$B\$ 値測定時、飽和土であるならば本来発生する筈のない軸ひずみを測定したものである。体積ひずみを非排水等方圧縮試験における体積ひずみと間隙水圧の測定値は、計算結果にかなり近い。非排水状態における体積ひずみを精度良く測定できないため泥炭試料を等方弾性体と仮定し、軸ひずみの 3 倍を体積ひずみとしている。泥炭の体積弾性係数 \$K_s\$ は、標準圧密試験より非排水等方圧縮試験の方がより正確に決定できそうである。

Table 1 \$K_s\$ determined from oedometer test :Sample A

\$\Delta \sigma_v\$ (kN/m ²)	\$\omega_0\$ (%)	\$\omega\$ (%)	\$e_0\$	\$\Delta \varepsilon_v\$ (%)	\$K_s\$ (kN/m ²)
9.8	690	585	10.74	14.19	314
29.4	604	470	9.40	18.70	207
68.6	652	380	10.15	34.81	194

Table 2 \$K_s\$ determined from undrained triaxial test

Sample	\$\Delta \sigma\$ (kN/m ²)	\$\omega\$	\$B\$	\$\Delta \varepsilon_v\$ (%)	\$K_s\$ (kN/m ²)
A	49	0.874	0.735	0.984	1780
	98	0.842	0.649	2.184	2040
B	98	0.860	0.957	2.140	810
	98	0.858	0.866	2.222	1130
	98	0.853	0.812	2.650	1140

Table 3 Soil constants for F. E. Analysis

Sample	\$\Delta \sigma\$ (kN/m ²)	\$\omega\$	\$B\$	\$\Delta \varepsilon_v\$ (%)	\$K_s\$ (kN/m ²)
A	49	0.874	0.735	0.984	1780
	98	0.842	0.649	2.184	2040
B	98	0.860	0.957	2.140	810
	98	0.858	0.866	2.222	1130
	98	0.853	0.812	2.650	1140

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} = \frac{224}{1.686} = 133$$

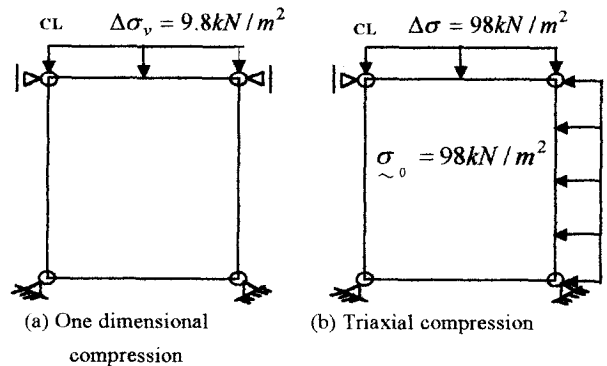


Fig.3 Finite element mesh

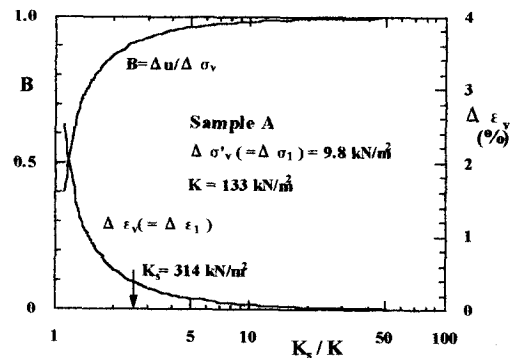


Fig.4 \$B\$ and \$K_s\$-\$K\$ relations in onedimensional Compression

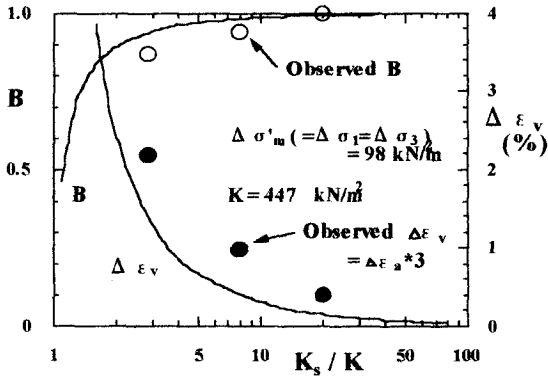
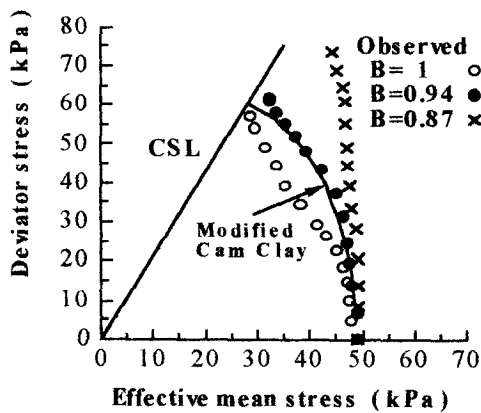
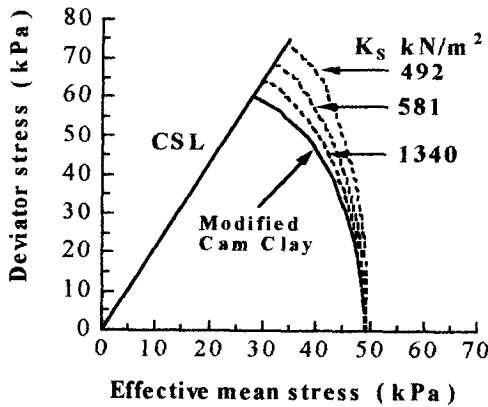


Fig.5 B and K_s - K relations in undrained isotropic compression



a) calculated undrained path



b) observed undrained path

Fig.6 consolidated undrained triaxial compression tests

Fig.5 は、試料 A に関して非排水条件下で等方応力増分を載荷し、発生水圧と軸ひずみを測定し、Fig.4 と同様に計算結果と比較した。圧密非排水三軸圧縮試験のせん断試験前の B 値測定時、飽和土であるならば本来発生する筈のない軸ひずみを測定したものである。体積ひずみを非排水等方圧縮試験における体積ひずみと間隙水圧の測定値は、計算結果にかなり近い。体積

ひずみを測定できないため軸ひずみの 3 倍を体積ひずみと仮定しているが、泥炭の体積弾性係数 K_s は、標準圧密試験より非排水等方圧縮試験の方がより正確に決定できそうである。

Fig.6 (a) は、有限要素法による有効応力経路の計算結果を示している。3 種類の K_s 値に対して計算された有効応力経路を、飽和土を前提とした修正 Cam Clay モデルのそれと比較している。泥炭に含まれるガス量に応じて圧縮性が大きくなり、不飽和度が上昇する。不飽和度が上昇して K_s 値が減少すると非排水せん断時に発生する間隙圧減少の影響により有効応力経路が変化する傾向が計算されている。また、Fig.6 (b) は、圧密非排水三軸試験における B 値測定結果と非排水せん断時の有効応力経路である。

B 値の小さな供試体は、非排水せん断時に発生する間隙圧が減少し、有効応力経路が鉛直に立ち上がる傾向が観察される。非排水せん断時の有効応力経路の計算結果は、実験結果と類似した傾向を示すようである。これらの結果より、この報告で提案された考え方は、不飽和泥炭の非排水せん断時の有効応力変化の近似的予測法として利用できそうである。非排水せん断時の泥炭の体積変化をより正確に把握する実験手法の確立が今後に残された課題と思われる。

5. 結言

不飽和泥炭の圧縮性を考慮することによって、非排水圧縮条件下で泥炭に発生する間隙圧算定法を検討した。得られた結果を要約すると次のようである。

- 1) ガスを含む泥炭繊維質部を圧縮性土粒子骨格と仮定した有効応力に基づく有限要素解析によって、非排水せん断時に発生する間隙圧を近似的に算定しうる。
- 2) 圧縮性土粒子の体積弾性係数 K_s 算定法を提案した。一次元圧密試験による K_s 算定法は、圧密終了時の含水比測定が難しいため精度が極めて不良である。三軸圧縮試験において B 値と非排水条件下で発生する体積ひずみ測定値による K_s 算定法は、一次元圧密試験による方法よりかなり信頼できる。非排水条件下で発生する体積ひずみの正確な測定が K_s の算定精度に影響する。

参考文献

- 1) E.T. Harahan : An investigation of some physical properties of peat, Geotechnique, Vol.4, No.3, pp.108-123, 1967.
- 2) H. Yamaguchi, Y. Ohira and K. Kogure : Volume change characteristics of undisturbed fibrous peat, Soils and Foundations, Vol.25, No.2, pp. 119-134, 1985.
- 3) Y. Ohira : The settlement of consolidation for peat ground, Soils and Foundations, Vol.27, No.7, pp. 81-88, 1979.
- 4) D.J. Naylor : Non-linear finite element models for soils, PhD thesis, University College of Swansea, 1975.
- 5) D.J. Naylor and G.N. Pande : Finite elements in geotechnical engineering, Pineridge press, 1981
- 6) Skempton, A. W. : The pore-pressure coefficient A and B, Geotechnique, Vol.4, No.4, pp.143-147, 1954