

# 泥炭地盤の圧密沈下とその予測

## Consolidation Settlement of Peaty Ground and Its Prediction

林 宏 親 (はやし ひろちか)

(紳土木研究所 寒地土木研究所 主任研究員)

### 1. はじめに

ヨシやスゲなどの湿生植物の遺体が、主として低温あるいは多湿の条件の下で長年にわたり分解が不十分なまま自然に堆積してきたものを泥炭と呼んでいる。地盤工学会基準 (JGS0051 地盤材料の工学的分類法) では、鉱物質以外の土を高有機質土とし、そのうち「未分解で繊維質なもの」を泥炭、「分解が進み黒色なもの」を黒泥に分類している<sup>1)</sup>。泥炭はその大半が有機物から成り、植物繊維が互いに交錯して海綿状の組織を形成している。口絵写真—19からわかるように、一般的な土からはおよそかけ離れた特殊土であり、試験調査や解析に通常の方法が適用できないことも多い。

本文では、泥炭地盤の工学的な特徴を概説するとともに、泥炭地盤の圧密沈下とその予測について述べる。

### 2. 泥炭地盤の特徴

泥炭地盤に盛土などを築造すると、供用後も長く続く沈下 (口絵写真—20)、すべり破壊、周辺地盤の共下がりや隆起、側方流動などが生じる。さらに、施工機械や交通車両による地盤振動の問題もあり、古くから土木技術者を悩まし続けてきた。

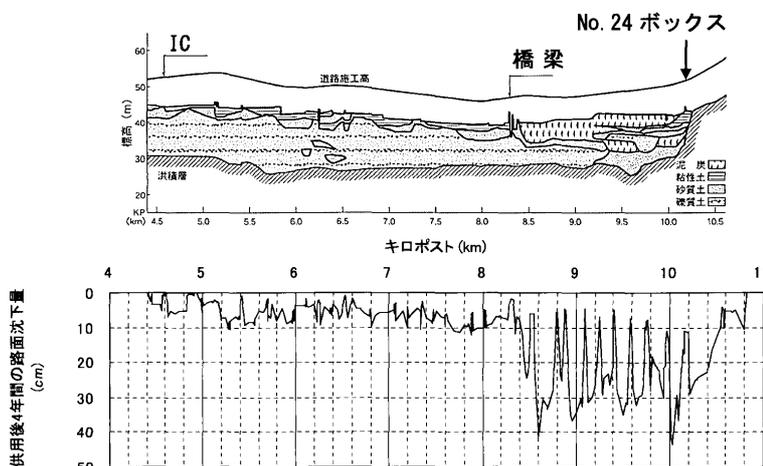
我が国において広域な泥炭地盤が見られるのは、北海道と東北である。北海道には、約2 000 km<sup>2</sup>に及ぶ泥炭地盤が分布しており、北海道の平野面積の約6%に相当している。一方で、規模の小さい泥炭地盤は、全国各地に散在している。少面積の泥炭地盤の方が、事前の地盤

調査において見落とされがちのため、工事が始まってから問題が露見し、大掛かりな対応が必要となることもある。北海道でよく見られる泥炭層の厚さは3~5 m程度で、その下位の軟弱粘土層が20 mを超えることも珍しくない。泥炭の特殊性に加え、厚い軟弱粘土層の存在が問題をより複雑にしている。

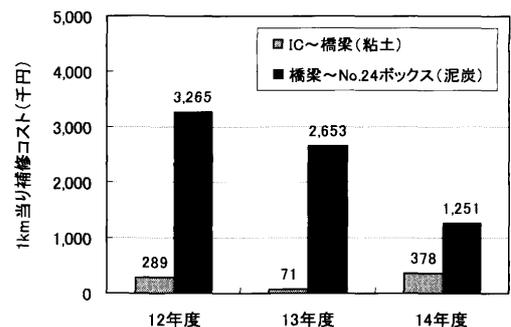
### 3. 泥炭地盤上の道路盛土の沈下計測事例

まず、北海道の泥炭地盤上に建設された高規格道路盛土の供用後の沈下と補修履歴の実態調査結果<sup>2)</sup>について述べる。当該道路では、供用後に橋梁ならびにボックスカルバートの前後で大きな段差が見られた。図—1に調査箇所の地盤縦断面図と供用4年目における路面沈下の計測結果を示す。当該地盤は、KP 8.3 kmにある橋梁を境にして大きく分けることができる。ICから橋梁まで (延長3.7 km) は主に粘土から構成される軟弱地盤であり、橋梁からNo. 24ボックスカルバートまで (延長2.2 km) には泥炭が厚く堆積している。道路の施工高は、全線において大きな違いがないにもかかわらず、路面沈下量には地盤構成の違いが明確に現れている。粘土地盤における路面沈下は数 cm から最大で10 cm程度に収まっているのに対し、泥炭地盤では40 cmを超える沈下が計測された。なお、当該道路の設計時には、ボーリング、サウンディング (標準貫入試験・ダッチコーン貫入試験) ならびに圧密試験などの室内試験が十分な頻度で実施されており、妥当な地盤調査であったと考えられるが、後述する泥炭の沈下解析手法が確立していなかったため、このような沈下を予測することは困難であったと思われる。

図—2に当該道路におけるオーバーレイ舗装などの路面補修費用を示す。供用4年目まで



図—1 当該地盤の縦断面図と供用4年目における路面沈下の計測結果



図—2 路面補修に要したコスト

に15~40 cmの残留沈下が発生した泥炭地盤（橋梁からNo. 24ボックス間）では、3年間で1 km 当たり720万円程度の補修費用であったのに対し、残留沈下が数~10 cmであった粘土地盤（ICから橋梁間）では、その約10%で済んでいる。

豊田ら<sup>3)</sup>は、別の泥炭地盤上の高速道路盛土において、供用後20年目に沈下の実態調査を実施している。その結果、20年が経過しても沈下が収束に至っておらず、高さ5~6 mの盛土において最大92 cmもの供用後の残留沈下を報告している。いずれの事例からも、泥炭地盤の沈下問題の重大さと維持管理の困難さが改めて認識される。

#### 4. 泥炭地盤の圧密沈下

軟弱地盤上の盛土の場合、ライフサイクルコストを念頭に置き、その性能を損なわない範囲で残留沈下を許容し、維持補修を行いながら供用するのが一般的である。この際、沈下量と沈下速度の関係、特に供用後に発生する残留沈下を事前に予測しておくことが極めて重要になることは言うまでもない。

ところが、泥炭の圧密は、慣用的な沈下解析法では表現することのできない特殊な挙動をとることが知られている。泥炭地盤の圧密沈下の経時変化（概念図）を図-3に示す。圧密沈下は、巨視的な間隙からの脱水による圧密（一次圧密）とクリープ的な変形（二次圧密）に分かれる。

##### 4.1 一次圧密

泥炭の場合、粘土に比べ間隙が著しく大きいので、一次圧密沈下量は極めて大きい。したがって、盛土の構築にあたって、所要の高さを得るために非常に多くの土量を必要とする。高さ数 mの盛土を造るために10 mを超える盛土厚を必要とすることも珍しくない。

一方、圧密速度も粘土と挙動を異にする。Terzaghiの圧密理論によれば、圧密初期の沈下量と $\sqrt{t}$ の関係は直線になる。すなわち、圧密初期のひずみ速度と時間の関係は両対数紙上で直線であり、かつ、その勾配 $\alpha$ は圧密初期の沈下量が $\sqrt{t}$ 時間軸に比例することより、 $-0.5$ でなければならない。及川<sup>4)</sup>は、泥炭（自然含水比662~808%）の圧密試験を実施し、 $\alpha$ を求めている（図-4）。泥炭の $\alpha$ は、 $-0.55 \sim -0.90$ の範囲にあり、

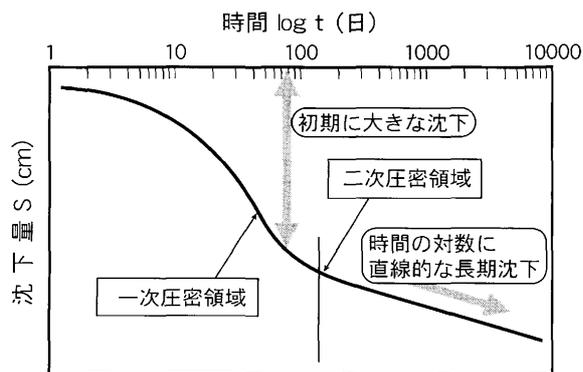


図-3 泥炭地盤の沈下挙動概念図

$\alpha = -0.5$ とはなっていない。このことは、Terzaghi理論と比べ、泥炭の沈下速度が初期において速く、圧密後半になると遅れることを示している。泥炭の透水係数は、圧密に伴って顕著に低下することがわかっている<sup>5)</sup>が、Terzaghi理論ではこの点が考慮されていないことによるものと考えられる。このような初期の沈下を $\sqrt{t}$ 時間軸に対してプロットしても、 $\alpha$ が小さなものほど沈下が急速に収束する形の曲線となり、直線部分は存在しない。もちろん、理論曲線とのカーブフィッティングも困難である。

##### 4.2 二次圧密

泥炭では、時間の対数に比例して生じるクリープ的な沈下である二次圧密が顕著に生じる。粘土の二次圧密は、粘土骨格の粘性圧縮あるいは骨格構造の劣化<sup>6)</sup>による遅れ圧密と理解されている。しかし、泥炭の場合は、骨格を構成している植物繊維自身が大きな間隙を持っており、その圧縮に起因するクリープ挙動と考えられている。つまり、泥炭と粘土では二次圧密の機構が異なるわけだが、本文では便宜上、両者とも二次圧密と称することとする。木暮<sup>7)</sup>は、植物繊維内の微視的な間隙（ミクロポア）は植物繊維相互間の巨視的な間隙（マクロポア）と連通していることで、植物繊維の圧縮には植物繊維内の過剰間隙水圧の消散と排水が伴うと指摘している。すなわち、泥炭のクリープ現象を一次圧密の延長と捉えるべきとした上で、ミクロポアからの排水には長時間を要するため、泥炭の沈下は長期にわたって継続するとしている。このモデルは、泥炭の沈下機構を理解する上で示唆に富んでいる。

一方、泥炭の二次圧密沈下を現象面から説明している研究も多くあり、実務に有用な情報を与えている。二次圧密を時間の対数に対するひずみの傾きとして整理すると次式のように表される。これを二次圧密係数  $C_{\alpha c}$  と呼んでいる。

$$C_{\alpha c} = (\Delta H/H) / \Delta \log t \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 $\Delta H$ は二次圧密による沈下量、 $H$ は初期の泥炭厚である。Mesri and Godlewski<sup>8)</sup>は、圧縮指数  $C_c$  に対する  $C_{\alpha c}/C_c$  が泥炭では  $0.07 \pm 0.02$ 、粘土では  $0.05 \pm 0.02$  であるとしている。松尾ら<sup>9)</sup>は、泥炭で約

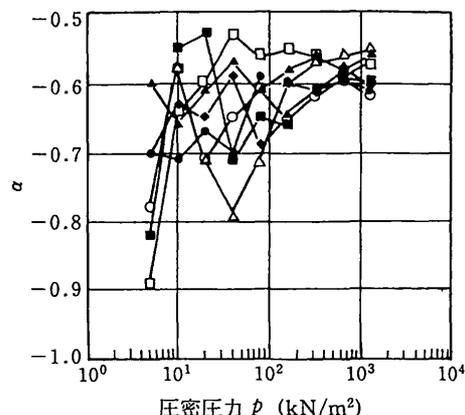


図-4 圧密初期の沈下速度~時間関係の勾配 $\alpha$ の実測例

報告

0.065と報告している。泥炭の $C_c$ が非常に大きいことを考えると、粘土と比べ桁違いに大きな二次圧密量となることがわかる。

ここまで述べた泥炭の一次圧密後半の遅れと顕著な二次圧密が、長期にわたって生じる大きな残留沈下の要因となっている。この泥炭特有の現象をTerzaghi理論によって表現することはできない。さらに、泥炭の $C_c$ には顕著な応力依存性があること<sup>10)</sup>も、慣用的な沈下解析法の適用を困難なものとしている。

5. 泥炭地盤の沈下解析手法とその精度

ここでは、泥炭地盤の沈下を解析するために提案されている手法について述べる。

5.1 一次元圧密沈下の解析

能登<sup>11)</sup>は、Terzaghi理論からの発想を離れ、泥炭の室内・現場試験から得られた多くの沈下曲線を整理することで、泥炭特有の沈下挙動を表現可能な予測式を以下のように提案している。

① 二次圧密が始まる時間 $t_s$ までの沈下（一次圧密）

$$S_p = \varepsilon_t / (1 + C_p \times t^{-0.62}) \times H_1 \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 $\varepsilon_t$ は一次圧密の最終ひずみ、 $C_p$ は一次圧密の速度に関わる係数、 $t$ は時間（日）、 $H_1$ は荷重直前の泥炭層厚（cm）である。

②  $t_s$ 以後の沈下（二次圧密）

$$S_s = S_p + C_s \times H_1 \times \log(t/t_s) \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $S_p$ は①で $t=t_s$ のときの沈下量、 $C_s$ は二次圧密係数である。なお、誌面の関係上詳細に触れることができないが、式(2)および式(3)における $t_s$ 、 $\varepsilon_t$ 、 $C_p$ 、 $C_s$ は、圧密試験結果ではなく、自然含水比から推定式を用いて決定できる。泥炭地盤が著しく不均質で設計定数を決定するために数多くの試験を行う必要があることを考えると、自然含水比から沈下解析ができることは実務において有益であり、本解析法は「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル<sup>12)</sup>」に採用されている。

図-5は泥炭地盤上の盛土工事における実測沈下と能登の提案式による計算沈下を比較した図である。当該工事では、厚さ3.2~5.3mの泥炭層（自然含水比600%程

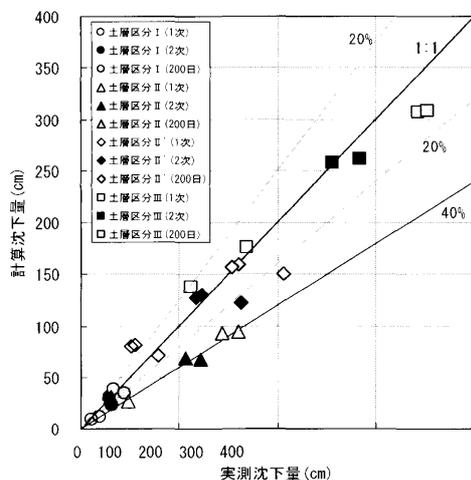


図-5 盛土中央における地表面沈下の実測値と解析値

度)の下位に有機質粘土などが堆積する地盤上に厚さ12m程度の高盛土が施工された。地盤構成の違いに応じて土質区分をIからIIIまで分類して計算している。また、2ケ年に分けて段階盛土施工されており、凡例の1次と2次は盛土の段階を示している。1次盛土の完成時、2次盛土（完成盛土高）の完成時および2次盛土完成後200日での沈下量を示している。実測値に対し計算値は、+20%から-40%の範囲であった。従来の計算法の精度を検証した事例<sup>13)</sup>では、+100%から-150%が得られており、これと比較しても能登の提案式の精度の高さがわかる。

5.2 有限要素法による解析

盛土築造などに伴う泥炭地盤の沈下は、図-6に示すように圧密沈下と側方流動（せん断変形）による沈下が複合して発生する。これは泥炭地盤に限らず、粘土地盤でも見られる挙動であるが、泥炭地盤の場合、せん断剛性が小さいため大きな側方流動が生じる。道路・鉄道盛

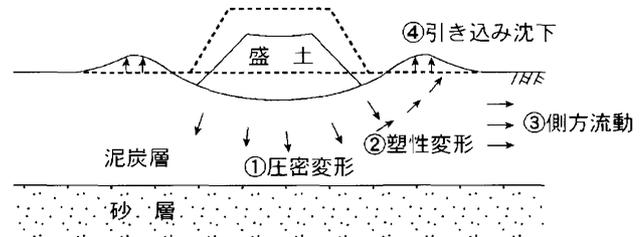
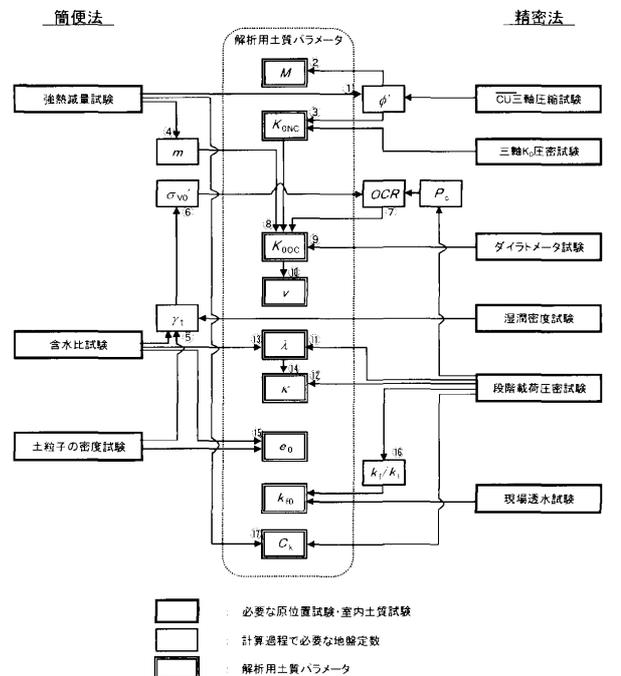


図-6 盛土荷重による泥炭地盤の変形概念図



- ①  $\phi = 0.19 Li (\%) + 32$
- ②  $M = 6 \sin \phi / (3 - \sin \phi)$
- ③  $K_{OGC} = 1 - \sin \phi$  Jaky (1948)
- ④  $m = 0.005 Li (\%) + 0.45$
- ⑤  $\gamma_1 = G_c \gamma_w (1 + W_c) / (1 + G_c W_c)$
- ⑥  $\sigma'_{vo} = \gamma_1 h - P_w$
- ⑦  $OCR = P_c / \sigma'_{vo}$
- ⑧  $K_{OGC} = K_{OGC} OCR^m$
- ⑨  $K_{OGC} = 0.54 K_n^{0.13}$
- ⑩  $v = k_0 / (1 + k_0)$
- ⑪  $\lambda = C_c / 2.3$
- ⑫  $\kappa = C_c / 2.3$
- ⑬  $C_c = 0.01 W_c (\%)$
- ⑭  $C_c = 0.1 C_c$
- ⑮  $e_0 = G_c W_c$
- ⑯  $k_1 / k_0 = 10$
- ⑰  $C_c = 0.024 Li (\%) + 0.8$

※ここで、 $P_w$ は水圧、 $P_c$ は圧密降伏応力、 $v$ はポアソン比である。  
 ※⑮および⑰式は、飽和土のみに成り立つことに注意が必要である。  
 泥炭地盤は、一般に地下水位が高く飽和状態にあることが多い。

図-7 泥炭地盤の弾塑性FE解析用土質パラメータの決定法

土や河川堤防のような帯状盛土においては、一次元圧密と見なせるのは盛土中央付近であって、それ以外では側方流動に起因する変形が無視できない程度に生じることもある。また、泥炭地盤の場合、盛土周辺地盤の引き込み沈下も非常に大きく、近隣の既設構造物などに悪影響を与える場合も少なくない。

このような二次元的な変形を解析するためには、有限要素解析が有効であるが、泥炭の土質パラメータの決定法が不明確なため、その普及が妨げられている。そこで、林ら<sup>14)</sup>は、泥炭地盤の弾塑性解析に必要なパラメータと自然含水比や強熱減量に相関関係があることを利用して、解析用パラメータを決定するフローチャート(図-7)を提案している。泥炭地盤は著しく不均質に堆積しているため、力学試験と併せて物理試験を数多く実施し、平均的な物理インデックスから推定されるパラメータと力学試験から直接求めたパラメータの両者を勘案して、解析用パラメータを決定するのが合理的である。

現在のところ、泥炭の二次圧密機構を記述した構成モデルは確立していない。やむを得ず、泥炭の二次圧密を粘性と大胆に仮定して関口太田モデルを用いて解析することが多い。ここで、札幌市近郊の泥炭地盤における道路盛土(図-8)を対象に実施された関口太田モデルを用いた土-水連成解析結果を示す。泥炭の弾塑性パラメータは、図-7の方法を用いて土質試験結果から忠実に設定し、二次圧密係数は能登の方法<sup>11)</sup>を用いて自然含水比から推定した。粘土のパラメータはIizuka and Ohta<sup>15)</sup>の方法で決定している。図-9に解析結果と実測沈下を示す。当該箇所では、厚さ10.8 mの盛土が施工されたが、供用開始時で約4 mの実測沈下であった。当該地盤の圧縮性の高さがわかる。なお、経過日数2075日(供用684日)までの実測値が得られているが、それと解析結果がほぼ一致しており、関口・太田モデルを用いた有限要素解析ならびに図-7に示したパラメータの決定法が、泥炭地盤の長期沈下解析に適用可能なことがわかる。

## 6. おわりに

泥炭の沈下挙動は、粘土などと比べ特異ではあるが、実務上有効な解析手法が提案されてきている。また、有限要素解析にしても、やっとその有効性を議論できる程度にまで研究が進展してきた。地盤工学の分野にも性能設計の考え方が導入されてきており、沈下予測の重要性は従前以上に高まっていることから、さらなる精度の向上が期待される。

## 参考文献

- 1) 地盤工学会：土質試験の方法と解説(第一回改訂版)，pp. 216～217, 2000.

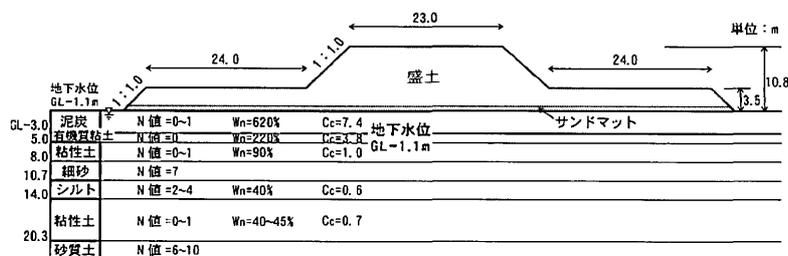


図-8 解析対象箇所断面

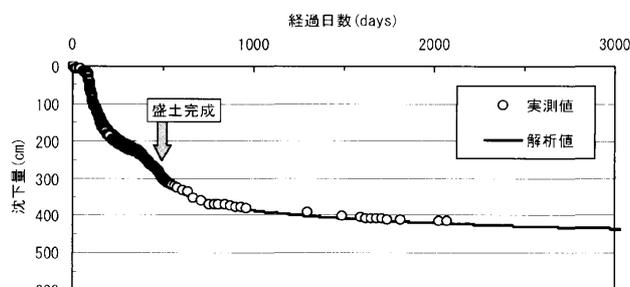


図-9 盛土中央における地表面沈下の実測値と解析値

- 2) 林 宏親・西本 聡・大場久義：泥炭地盤における道路の長期沈下とライフサイクルコスト，第50回北海道開発局技術研究発表会発表概要集 (CD-R)，2006.
- 3) 豊田邦男・辻野英幸・門田 浩・坪田邦治：道央道(札幌～岩見沢間)の軟弱地盤における沈下と維持管理について，地盤工学会北海道支部技術報告集，No. 45, pp. 253～258, 2005.
- 4) 及川 洋：沈下速度より見た高有機質土の一次圧密特性，土木学会論文集，No. 554/III-37, pp. 111～118, 1996.
- 5) 林 宏親・三田地利之・西本 聡：原位置透水試験および圧密試験による泥炭の透水特性の評価，土木学会論文集 C, 2008.
- 6) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, Vol. 40, No. 2, pp. 99～110, 2000.
- 7) 木暮敬：高有機質土の地盤工学，東洋書店，pp. 149～180, 1995.
- 8) Mesri, G. and P. M. Godlewski: Time and Stress-compressibility Interrelationship, Journal of the geotechnical Engineering Division, ASCE, 1977.
- 9) 松尾 啓・山口晴幸・大平至徳：泥炭の二次圧密係数について，土質工学会論文集，Vol. 26, No. 1, pp. 139～150, 1986.
- 10) Oikawa, H.: Compression curve of soft soils, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3, pp. 99～104, 1987.
- 11) 能登繁幸：「修正された泥炭地盤の沈下予測式」の簡略化，開発土木研究所月報，No. 460, pp. 37～41, 1991.
- 12) 北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，2002.
- 13) 稲田倍徳：軟弱地盤の土質工学—予測と実際—，鹿島出版会，pp. 113～114, 1994.
- 14) 林 宏親・三田地利之・西本 聡：泥炭地盤の弾塑性 FE 解析用土質パラメータの決定法，第43回地盤工学研究発表会発表講演集 (CD-R)，2008.
- 15) 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.

(原稿受理 2008.7.16)