

含水強熱減量比による泥炭性地盤の工学的特性

対馬 雅己・岩崎 恒明*

Some Engineering Properties for Peaty Ground

by Moisture Content-Ignition Loss Ratio

Masaki TSUSHIMA and Tsuneaki IWASAKI*

(昭和51年10月31日受理)

1. まえがき

泥炭、あるいは泥炭性地盤は土質地盤の大部分を占める普通の堆積土層の中でも特にその生成営力、あるいは生成過程が特異なもの部類に入り、構造物の基礎地盤としての十分な支持力を期待し得ず、一般に圧縮性が大きいなど多くの不都合な要素を包含している。

泥炭性地盤を成因的に分類していくと、堆積の状態あるいは堆積の位置により定積土 (Sedentary soils)、生成の営力により植物の腐朽集積、成因により植積土 (Cumlose soils) として分類されるが、これはあくまでも地質学的な観察によるもので工学的なものではない。

一般に泥炭は、有機物の分解作用が外的条件によって妨げられ、分解が不十分な植物の遺体であって、植物組織が肉眼で判別できる状態の土をいう。植物遺体の分解を妨げる外的条件は、水分の供給過剰、低温などが挙げられるが、これらのうち水分の供給過剰は地質的な堆積過程によって生じるものであり、これが泥炭性地盤の形成の上での一次要因となる。更に植物遺体の分解作用を妨げる二次的要因としての低温条件が加われれば、現在北海道地方に見られるような泥炭地盤を形成することになる。

泥炭とはいっても土質材料である以上、何らかの形での変形・強度に対するアプローチの方法はあるはずで、これまでも多くの意義ある報告が見られる。今回は以上の認識に基づいて、泥炭の地盤環境、沈下あるいは強度の取り扱い方法について、主として含水強熱減量比を媒介とした側面的な考察を試みた。

2. 泥炭地の地質的堆積環境

図一¹⁾は過去20,000年までの海水準の変化を示したものである。洪積世に4回以上出現した氷河期の中で最も新しいものが Würm 氷期である。図からこの時の海水

準が現在の海水準より100~200m低下していたことが知られる。この後水河の後退と海面の上昇とが続いたのが、18,000年前から6,000年前にかけての時期である。日本においては、有楽町海進あるいは縄文海進と呼ばれているものであり、世界的に見れば後氷期海進に相当するものである。²⁾ この海進によって生じた溺れ谷に堆積が進んで形成されたのが沖積層である。

泥炭層も沖積土層の一種に含まれる軟弱地盤の典型であるから、上記の海進と沖積層の堆積過程の中で形成されたものにほかならない。ただその堆積には一つの条件が必要であり、その条件が満たされた時泥炭層が形成されている。それは堆積過程で形成される湿地あるいは沢沼地の存在である。泥炭地を形成するこれらの湿地、沢沼地はおおよそ次の三種に分類される。³⁾⁴⁾

- (1) 海岸砂州または砂丘の背後に形成された潟湖の堆積地帯。
- (2) 主谷部の堆積土量によって出口を閉塞された小溺れ谷地帯の沢沼地。
- (3) 後背湿地帯として形成された低湿地帯。

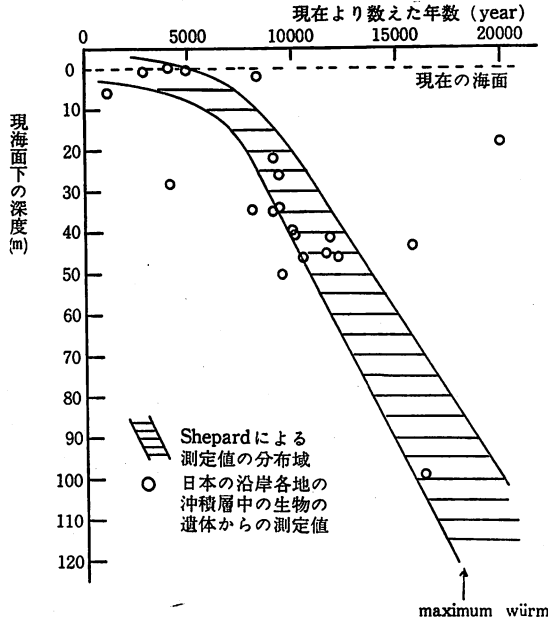
(1), (2), (3)の土質柱状図の例をそれぞれ、図一2, 図一3, 図一4に示す。これらの図を見る限り比較的厚い泥炭層が形成され、その堆積状況が工学的に問題となりそうなのは(2)(3)の場合のようである。これは泥炭層の下層に比較的軟弱な沖積の粘土層が厚く堆積しているからである。

例えば図一3は貝沼泥炭層の土質柱状図であるが、この地域は武蔵野台地東部の開析谷に発達した泥炭地である。この泥炭地は地表から1~3mが泥炭または黒泥よりなり、その下には軟弱な粘土層がある。泥炭は主としてマコモより成っているが、下部にはヒソの実を含んでいる。この地帯は関東造盆運動の一部として南上りの地殻変動を受けたことにより、開析谷の出口が旧荒川の堆積物でふさがれ排水の悪い湿地あるいは沼として長く続き泥炭の成長を許したものと思われる。

* 応用地質調査事務所

3. 泥炭性地盤の沈下について

武蔵野台地の開析谷の出口付近に発達した有機質土地盤上にある東横線自由ヶ丘駅付近において、建設物の基礎工事の際、地下水面が低下し、有機質土地盤が著しく

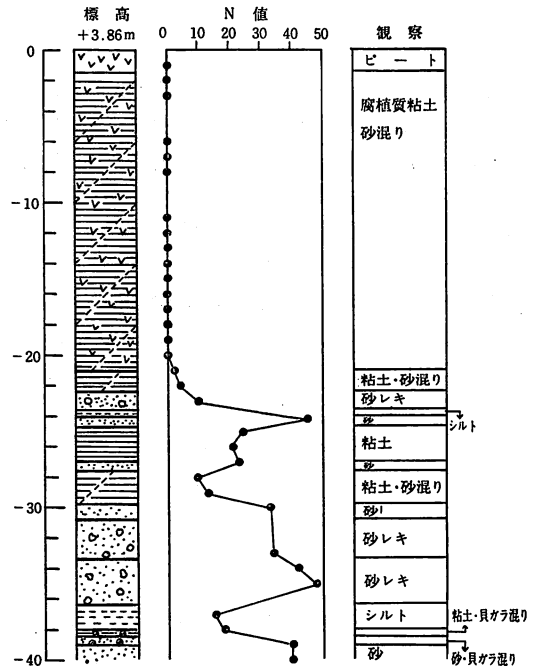


図一 放射性炭素 (C¹⁴) による年代測定値が示す後氷期の海面上昇¹⁾

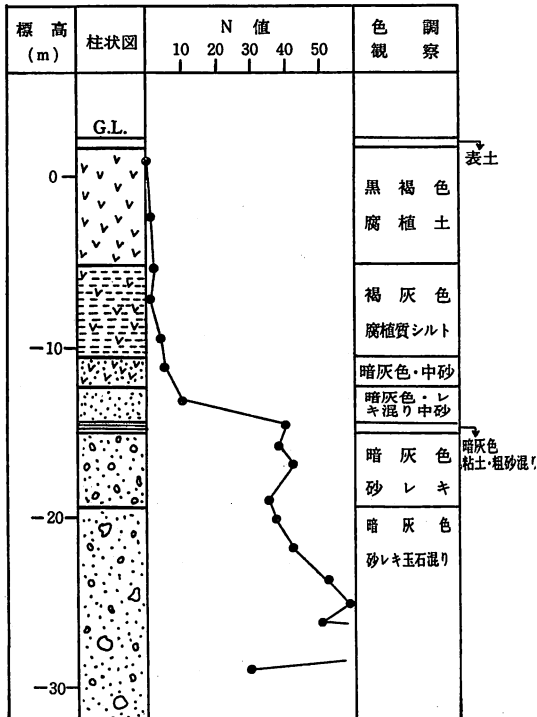
圧縮されたため付近の約30戸の民家の土台に不等沈下を生じ、壁などに大きな亀裂を生じたという被害報告がある。

一般に有機質土地盤に限らず、盛土・構造物の築造・地下水位の低下など何らかの形で上載圧が増加すれば圧密による沈下は生じる。上記の例は有機質土地盤の沈下特性が通常の粘性土の比ではないことの認識、あるいは建設に先立つ地盤調査、特に有機質土層に対する種々の検討の甘さがあったために生じたものと言わなければならない。

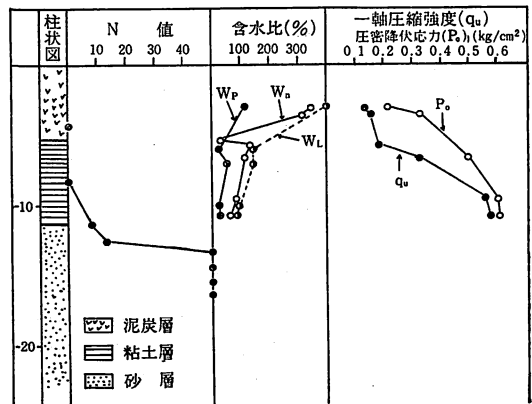
さて、有機質土、特に泥炭性の地盤の場合、工事の施



図三 貝沼泥炭地(濁れ谷セキ止め湖沼跡)土質柱状図



図二 浮島ヶ原濁湖跡中央部土質柱状図



図四 大宮付近荒川後背湿地泥炭地土質柱状図

工にともなう沈下量をあらかじめ推定しておくことは難しい。これはサンプリングや供試体の成形を含めて、泥炭の場合、その沈下を推定する上での基礎データを提供する圧密試験法に多くの問題点が含まれているからである。そこでここでは、あらかじめ増加荷重に対するおおよその最終沈下量の概算を求めておき、その後は施工管理過程における双曲線法の適用によって推定沈下量を実際の沈下量に収束させていく方法の可能性について、若干の検討を試みたい。

図一五は含水強熱減量比と圧密荷重の関係を示したものである。図から含水強熱減量比 $W/I_\ell (=f)$ と圧密荷重 P の間には次の関係があることが知られた。

$$\frac{W}{I_\ell} - \frac{W_0}{I_\ell} = \frac{C_c}{GI_\ell} \log \left(1 + \frac{4P}{P} \right) \quad \dots\dots(1)$$

一方層厚 H に対する下沈量 ΔH は次式で与えられる。

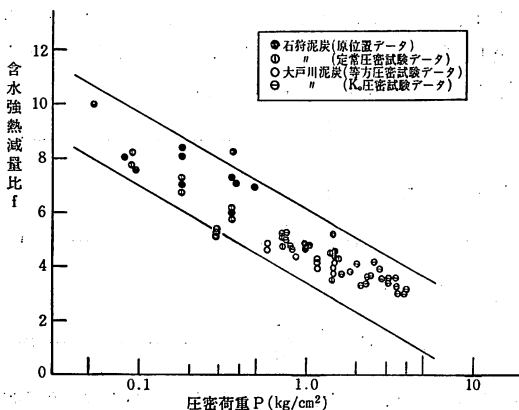
$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_c}{(1+e_0)} \log \left(1 + \frac{4P}{P} \right) \quad \dots\dots(3)$$

(1)式は若干書き換えることにより(2)式の右辺と等置される。したがって、次式ようになる。

$$\begin{aligned} \frac{\Delta H}{H} &= \frac{C_c}{(1+e_0)} \log \left(1 + \frac{4P}{P} \right) \\ &= \frac{C_c}{\left(\frac{C_c}{GI_\ell} \right) (1+e_0)} \left(\frac{W}{I_\ell} - \frac{W_0}{I_\ell} \right) \quad \dots\dots(2) \end{aligned}$$

- ここで H : 層厚 I_ℓ : 強熱減量値
 ΔH : 沈下量 W_0 : 初期の含水比
 P : 圧密荷重 W : 最終沈下時の含水比
 $4P$: 増加荷重 e_0 : 初期の間ゲキ比
 C_c : 圧縮指数 G : 比重

(3)式より、 W 、 e_0 、 C_c が求まれば、 ΔH の推定が可能となる。 C_c は図一五あるいは(1)式より $C_c/GI_\ell \approx \text{const}$ よりおおよその値が知られる。既に報告したように、大戸川付近の泥炭に対して行なって実験結果によると C_c/GI_ℓ



図一五 含水強熱減量比と圧密荷重の関係

昭和52年2月

≈ 4 であった。5) W は(1)式より計算できる。また泥炭地盤の地下水面は、ほぼ地表面近くにあるものと仮定して $e_0 = GW_0$ から計算できる。このようにして求めた値を用いて(3)式から ΔH を計算すれば、増加荷重 $4P$ に対する大体の沈下量は推定できるものでないかと思われる。このようにして求めた値が著しく大きな沈下量を与えるなら、設計条件を変更し、許容沈下量に対して認め得るものならば施工に踏み切れればよい。

施工が開始されたら、初期の沈下の詳細な実測記録から双曲線法によって推定沈下量を修正する。6)7) 双曲線法によれば、

$$\Delta H_t = \Delta H_a + \frac{t}{a+bt} \quad \dots\dots(4)$$

- ここに ΔH_t : 観測開始後 t における沈下量
 ΔH_a : 観測開始時における沈下量
 a, b : 定数

a, b は観測記録より決定できるので、最終沈下量 ΔH_∞ は次式によって求められる。

$$\Delta H_\infty = \Delta H_a + \frac{1}{b} \quad \dots\dots(5)$$

以上述べた方法によって、泥炭性地盤の沈下量を推定するならより合理的な施工計画を作成できるのではないかと考えられる。

4. 泥炭の含水強熱減量比と強度

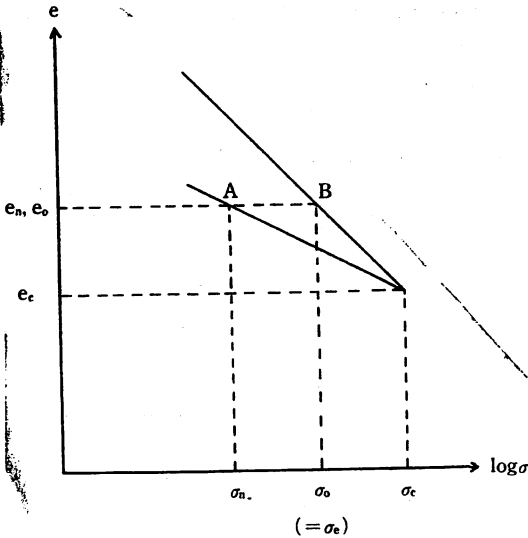
既に報告したように5), 含水強熱減量比 (f) と圧密圧力 (σ) との間には次の関係が成立する。

$$f_0 - f_c = \phi_1 \log \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right) \quad \dots\dots(6)$$

- ここに f_0 : 初期圧密圧力 σ_0 に対応する含水強熱減量比
 f_c : 圧密圧力 σ_c に対応する含水強熱減量比
 ϕ_1 : 定数 ($= C_c/GI_\ell$) ; 強熱減量値によらずほぼ一定とみなせる。

一般に泥炭の場合、 I_ℓ が異なれば、 $e \sim \log P$ 曲線の位置、形は相対的に大きく変わるが、これを f で整理してみると、正規圧密部分ではある圧密圧力に対応してほぼ一定の領域に分布する。これを示したのが(6)式である。ここでは(6)式を過圧密の場合にも適用できるように拡張し、更に非排水強度 (C_u) との関係についても考察してみる。図一六は泥炭の圧密膨張過程における $e \sim \log \sigma$ の関係である。応力座標 σ は $P(\sigma_1)$ でも σ_{oct} でも座標軸の位置が相対的に移動するだけであるから、一般性を失わないため σ としておく。

さて過圧密状態A点の間ゲキ比は正規圧密状態B点の間ゲキ比に等しい。したがってこの点に対応する圧力は



図一六 泥炭の $e \sim \log \sigma$ 関係の概念図

Hvorslev の等価圧密圧力の概念を用いれば、 $\sigma_0 = \sigma_e$ となる。また膨張前の最大圧力を σ_c とすれば、A 点の状態に対応する過圧密比 (n) は

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_n} \dots\dots\dots(7)$$

となる。8) 一方泥炭の $f \sim \log \sigma$ の関係は正規圧密状態であれば、(1)式で表わされる。図一七は泥炭の圧密膨張過程における $f \sim \log \sigma$ の関係である。図からもわかるとおり、膨張時の $f \sim \log \sigma$ の関係は全て異なるが膨張前の最大圧密圧力 σ_c が規定されれば、その点を起点として全てほぼ平行に膨張過程をたどることが解る。そこで図一八を参考にして過圧密状態にある泥炭の含水強熱減量比は

$$f_n - f_c = \phi_2 \log \frac{\sigma_c}{\sigma_n} \dots\dots\dots(8)$$

として表わされることが解る。またその傾き ϕ_2 は泥炭の種類を問わずほぼ一定とみなせる。(8)式はまた過圧密比 n を用いて

$$f_n - f_c = \phi_2 \log n \dots\dots\dots(9)$$

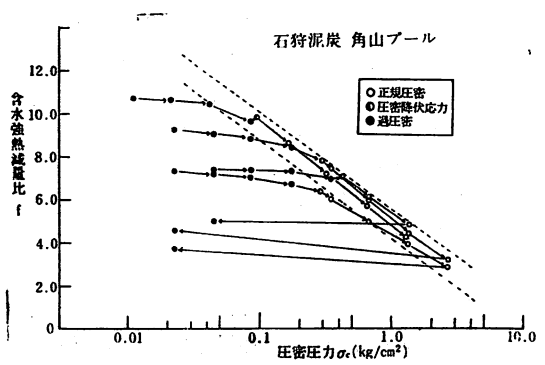
としてもよい。また(8)式における σ_n が等価圧密圧力と与えられることも考慮すれば図一八から

$$f_n - f_c = \phi_1 \log \frac{\sigma_c}{\sigma_e} \dots\dots\dots(10)$$

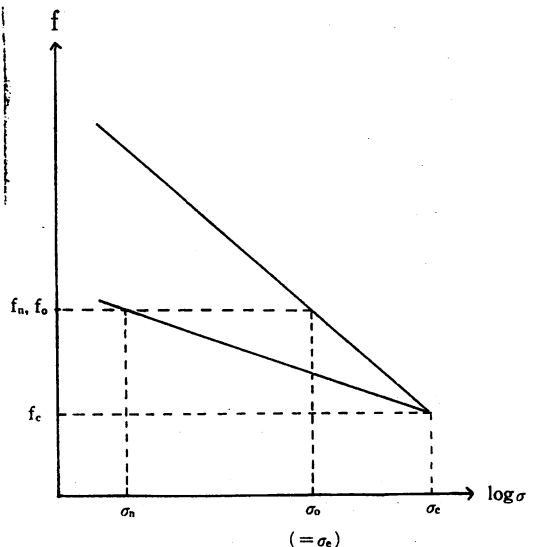
$$\text{ここに } \sigma_e = \sigma_c / n^2 ; \lambda = \frac{C_u}{C_c} \dots\dots\dots(11)$$

となる。

次に(8)(9)式を非排水強度と含水強熱減量比との関係に換算してみる。三田地は若干の仮定を設けたうえで、 $n < 10$ 程度では正規圧密状態の強度増加率 (k_c) と過圧



図一七 圧密膨張過程における $f \sim \log \sigma$ 関係



図一八 泥炭の $f \sim \log \sigma$ 関係の概念図

密状態の強度増加率 (k_n) の間には近似的に次の関係が成立することを示している。9)

$$k_n = k_c n^{\lambda-2} \dots\dots\dots(12)$$

n, λ はそれぞれ(7), (11)式で与えられる。そこで正規圧密状態 f_0, f_c に対応する強度を C_{u0}, C_{uc} 過圧密状態 f_n に対応する強度を C_{un} とすれば(6)式より

$$f_0 - f_c = \phi_1 \log \frac{C_{uc}}{C_{u0}} \dots\dots\dots(13)$$

これを C_{uc} について解けば

$$C_{uc} = C_{u0} \text{Exp} \left\{ \frac{2.3}{\phi_1} (f_0 - f_c) \right\} \dots\dots\dots(14)$$

となる。また(8)式より

$$f_n - f_c = \phi_1 \log \frac{C_{uc}/k_c}{C_{un}/k_n} \dots\dots\dots(15)$$

k_n は(12)式より、 k_c を用いて表わすことができるから結局

$$f_n - f_c = \phi_2 \log \frac{n^{1-\lambda} C_{uc}}{C_{un}} \dots\dots\dots (16)$$

となる。これを C_{un} について解けば

$$C_{un} = n^{1-\lambda} C_{uc} E_{xp} \left\{ \frac{2.3}{\phi_2} (f_c - f_n) \right\} \dots\dots\dots (17)$$

として与えられる。

5. まとめ

以上、泥炭性地盤の堆積環境、沈下、強度などその基本的な諸元の取り扱い方法について経験的、あるいは実験的に明らかになっている特性を利用して考察を加えた。これらにはデータによる証査が加えられていないので、今後はこの方面の考察が必要であろう。しかし考察を進める上で用いた基本的関係が、ある程度満足のいくものであるから、ここに展開した検討にも若干の期待が持てるものと思う。

泥炭性地盤の特性について、これまでほとんど知られていないものに振動特性がある。たとえば関東大震災の時の木造家屋の倒壊率について山の手台地と下町低地では大きな差があり、下町低地ではその被害状況が著しかったことは良く知られている。ところが山の手台地の谷部に堆積している泥炭性地盤（有機質土地盤）上の構造物の被害もまた卓越していた。このことは、泥炭性地盤の卓越周期が家屋の卓越周期に極めて近似していることを示している。普通の沖積層の卓越周期が0.6~0.8secと言われているところをみると、泥炭性地盤の場合もその程度かあるいはそれより幾分大きいのではないかとの推測が生じる。今後は常時微動の測定などにより、泥炭性地盤の固有周期がどの程度かを知る必要がある。ま

た応答解析に必要な減衰定数、剛性率の取り方も泥炭の場合には未知である。

終りに本研究を行なうにあたり御指導いただいた秋田大学鉱山学部宮川勇教授に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 貝塚爽平, 東京の自然史, p.105, 1964年
- 2) 湊・藤原・熊野: 北海道の海岸平野における軟弱地盤の深度, 地質学編集第7号, pp. 1~11, 1972年
- 3) 土質工学会: 土質調査法, 第二章地盤地質調査, 1974年
- 4) 斎藤, 大矢: 土質地盤の性状とその調査, 物理探鉱, vol. 24, No. 5, pp. 21~29, 1971年
- 5) 宮川, 三浦, 岩崎: 泥炭性有機質土の強度と試案“状態図”について, 第31回土木学会年次学術講演会概要集, pp. 135~136, 1976年
- 6) 宮川勇: 泥炭地の性質について, 北海道開発局土木試験所月報第50号, pp. 2~14, 1957年
- 7) 宮川勇: 泥炭地における土質工学上の2・3の問題, 北海道開発局, 昭和37年
- 8) 中瀬・小林・勝野: 圧密および膨張による飽和粘土のセン断強度の変化, 港湾技術研究所報告, vol. 8, No. 4, pp. 103~143, 1969年
- 9) MITACHI and KITAGU; CHANGE IN UNDRAINED SHEAR STRENGTH CHARACTERISTICS OF SATURATED REMOLDED CLAY DUE TO SWELLING, SOILS AND FOUNDATIONS, vol. 16, NO. 1, 1976