

泥炭の動的変形特性に関する実験的研究 (第2報)

An Experimental Study on Dynamic Properties of Peat Soils (2nd report)

能登繁幸* 加治屋安彦**

Shigeyuki NOTO and Yasuhiko KAJIYA

北海道内8地点で採取した不攪乱泥炭試料の非排水繰返し三軸せん断試験の結果から、泥炭の動的変形特性のモデル化を試みるとともに、別の2地点の原位置試験と室内試験の結果を用いてモデルの検証を行った。

その結果、初期せん断剛性率 G_0 および基準ひずみ γ_r は、含水比と圧密圧力で整理されること、せん断剛性率 G および減衰比 h のひずみ依存特性についてはHardin-Drnevichモデルの適用が可能であることなどを明らかにした。

《泥炭；動的性質；繰返し三軸せん断試験；モデル化》

Undrained cyclic triaxial tests were carried out on undisturbed peat samples from eight sites in Hokkaido. Modeling of the dynamic deformation characteristics was performed with the test results. In-situ and laboratory tests on peat from two other sites were performed to verify the model.

This has shown that the initial shear modulus G_0 and standard strain γ_r can be expressed by water content and consolidation pressure, and the Hardin-Drnevich model applies to G and h characteristics dependent on the strain.

Keywords: peat, dynamic properties, cyclic triaxial test, modeling.

1. ま え が き

土木構造物の耐震性の検討を行う際、地震時における地盤の応答計算をしてその挙動を推定する必要に迫られることが多いが、このためには地盤を構成する土の動的性質のうち、特に初期せん断剛性率 G_0 や基準ひずみ γ_r 、せん断剛性率 G および減衰比 h のひずみ依存特性を知る必要がある。

一般的な砂や粘土については、これまで多くの研究により拘束圧、間隙比、せん断ひずみ振幅などが G および h に影響を及ぼすことが明らかにされてきたが、泥炭については、分布する地域が北海道と本州の一部に限られるため、その動的変形特性の態様は明らかにされていない状況にある。

この報告は、前報¹⁾で紹介した北海道内各地の泥炭の非排水繰返し三軸せん断試験の結果をさらに分析し、泥

炭の動的変形特性についてモデル化を試みるとともに、新たに別の2地点で実施した原位置試験と室内試験の結果により、モデルを検証した結果についてとりまとめたものである。

2. 前報のまとめ

前報では、図-1に示す8地点において採取した不攪乱泥炭試料について、非排水繰返し三軸せん断試験を実施した結果を報告した。

試料泥炭の物理的性質は表-1に示すとおりで、自然含水比は100~900%の広範囲に、また構成植物も多岐にわたっている。表中に示した北海道の泥炭の物性値の範囲と比べても、用いた試料はほぼ全範囲をカバーするといえるものである。

試験は、それぞれの試料について有効拘束圧 σ'_c を0.2, 0.4, 0.8 kgf/cm²の3段階に変えて行った。

*土質研究室長 **土質研究室主任研究員

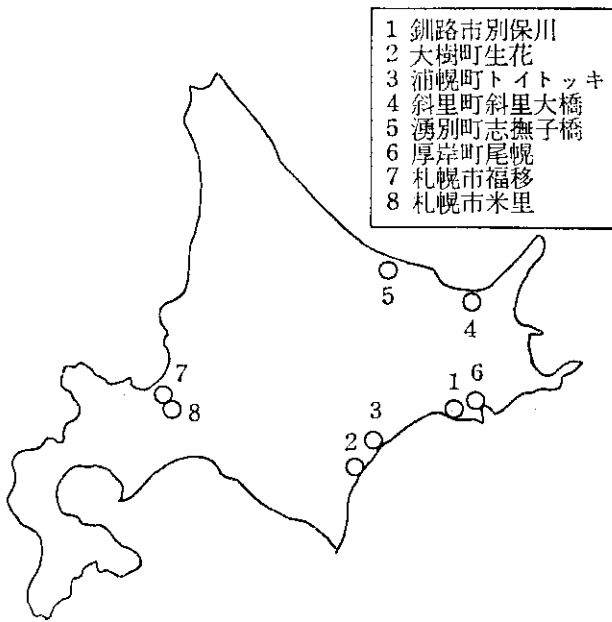


図-1 泥炭採取地点位置図

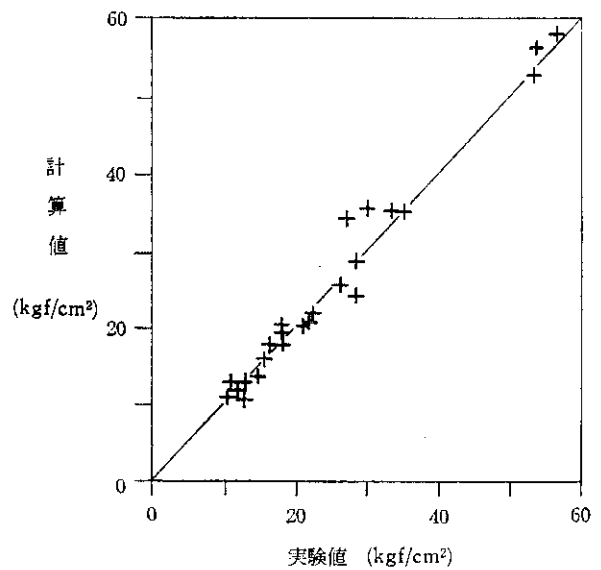


図-2 G_0 の計算値と実験値の比較

表-1 基本物性試験結果一覧表

試料 No.	採取地点名	採取深さ (m)	自然含水比 w_n (%)	強熱減量 Lig (%)	分解度 H (%) ^{注)}	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	土粒子の比重 G_s	初期空隙比 e_0	圧縮指数 C_c	圧密降伏力 p_c (kgf/cm ²)
1	釧路市別保川	0.20~1.00	92~271	12.3	94.6	1.095~1.366	0.296~0.679	2.533	2.29	0.78	0.420
2	大樹町生花	0.50~1.30	188~212	29.5	88.0	1.120~1.178	0.366~0.404	2.251	4.50	1.94	0.290
3	浦幌町トイトッキ	0.30~1.10	311~538	43.0	89.4	0.873~1.021	0.137~0.210	1.999	6.58	3.19	0.275
4	斜里町斜里大橋	0.60~1.40	453~761	56.4	77.6	0.925~1.024	0.108~0.173	1.892	11.26	9.48	0.295
5	湧別町志撫子橋	0.60~1.40	442~528	61.9	90.9	0.856~0.935	0.136~0.162	1.815	9.46	6.24	0.170
6	厚岸町尾幌	0.30~1.10	427~527	62.1	89.3	0.993~1.046	0.167~0.186	1.759	7.87	4.77	0.300
7	札幌市福移	0.30~0.60	658~892	64.9	80.6	1.005~1.012	0.116~0.133	1.552	13.97	11.40	0.192
8	札幌市米里	1.00~1.80	397~865	83.2	65.7	1.006~1.073	0.163~0.255	1.604	10.96	6.13	0.270
北海道の泥炭の物性値の範囲 ²⁾			115~1,290	30~98	--	0.82~1.20	0.08~0.55	1.13~2.19	2~19	2~14	--

注) 水洗法による

試験の結果、種々の知見が得られたが、特に泥炭の初期せん断剛性率 G_0 と試験時の含水比 w_c および有効拘束圧 σ'_c の相関がきわめてよく、3者の関係は次に示す実験式で整理できることが明らかとなった。

$$G_0 = 1740 W_c^{0.67} (\sigma'_c)^{0.55} \dots \dots \dots (1)$$

図-2は、 G_0 について(1)式による計算値と実験値を比較したものであるが、両者は非常によく一致している。

3. 動的変形特性のモデル化

3.1 Hardin-Drnevich モデル³⁾

動的変形特性のモデル化を行うに当たっては、Hardin-Drnevich モデル (以下 H-D モデルと略す) の適用を仮定することとした。このモデルは、骨格曲線に土の静的な応力・ひずみ関係によく用いられている Kondner の双曲線モデル⁴⁾ を利用しており、 G および h は以下の式で表わされる。

$$G/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_r) \dots\dots\dots (2)$$

$$h = h_{max}(1 - G/G_0) \dots\dots\dots (3)$$

このモデルでは、 G_0 と γ_r の 2 つのパラメーターで骨格曲線が決まり、さらに h_{max} というパラメーターにより h を決定することができる。したがって、これらのパラメーターを定式化することができれば、全体のモデル化が可能となる。

3.2 基準ひずみ γ_r と W_c の関係

図-3 は γ_r と W_c の関係を整理したものであるが、これを見ると、 γ_r と W_c は比例関係にあり、 W_c が高いほど、また拘束圧 σ'_c が大きいほど、 γ_r も大きくなることがわかる。柴田ら⁵⁾ は、Hardin-Drnevich の理論をもとにして、正規圧密粘性土の γ_r は間隙比 e が大きいほど大きいことを示しているが、泥炭では e と W_c の相関が高いので、 γ_r と W_c の関係が同様の傾向を示したものと見える。

3.3 基準ひずみ γ_r と σ'_c の関係

γ_r が W_c に比例するとして、それぞれの拘束圧の条件ごとに回帰直線を求めたものが図-3 中に引いた直線である。そしてさらに、各直線の $W_c=300, 400, 500\%$ における γ_r の値を拘束圧で整理しなおしたものが図-4 である。これを見ると、 γ_r と σ'_c は両対数紙上で直線関係にあることがわかる。

3.4 基準ひずみ γ_r の定式化

γ_r が W_c と比例関係にあり、かつ σ'_c と両対数紙上で直線関係にあるとして、定式化を試み、次に示す実験式を得た。

$$\gamma_r = 4.81 \times 10^{-5} W_c (\sigma'_c)^{0.42} \dots\dots\dots (4)$$

図-5 は、(4) 式による計算値と実験値を比較したものであるが、両者はよく一致していることがわかる。

3.5 G/G_0 のひずみ依存特性曲線

G_0 と γ_r が定式化されたことにより、(2) 式を用いて任意のひずみ振幅における G を算出することができることになる。そこで、実際に実験で求めた G/G_0 のひずみ依存特性とこのモデルによる計算結果を比較することとする。図-6 が比較結果の一例である。図中の曲線が計

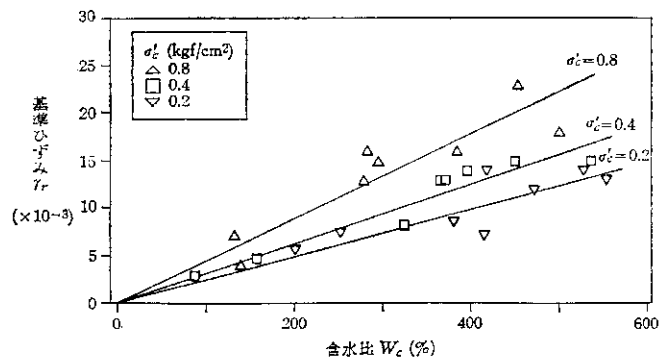


図-3 基準ひずみ γ_r と含水比 W_c の関係

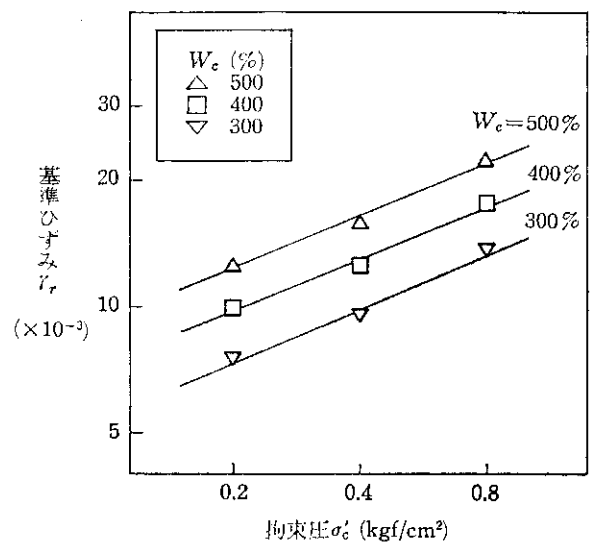


図-4 基準ひずみ γ_r と拘束圧 σ'_c の関係

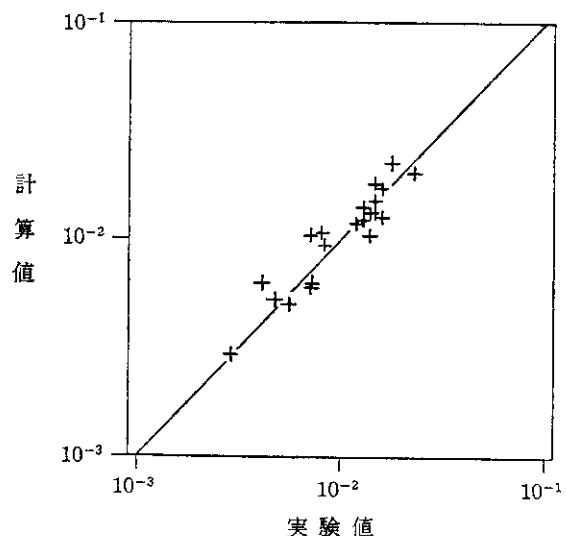


図-5 基準ひずみ γ_r の計算値と実験値の比較

算値で、各記号が実験値であるが、両者は非常によく一致している。また、すべての実験値について計算値との比較を行ったものが、図-7 (G/G_0) と図-8 (G) である。これらを見ても、計算値と実験値は非常によく一致しており、このモデルが実際の現象をかなりよく表現していることがわかる。

3.6 減衰比 h と G/G_0 の関係

h が (3) 式で表わされるとすれば、 h と G/G_0 の関係は、 $G/G_0 \sim h$ 座標平面上で X 切片が 1、 Y 切片が h_{\max} の直線で表わされることになる。

実際、実験値では h と G/G_0 はどのような関係を有するのか、図-9 に全データをプロットしてみた。この図を見ると、 G/G_0 が 1 に近づく微小ひずみ領域で h が大きめにでており、この部分で直線関係がくずれているように見受けられる。しかしながら、図にはプロットしていないが、さらに小さなひずみ領域の測定結果ではロードセルの測定限界からヒステリシスループが乱れこれ以上に大きな値も得られており、この部分ではひずみが小さくなるにしたがって徐々に誤差が大きくなっているものと考えられ、この点を考慮すれば他の部分の傾向として一応実験値でも (3) 式の関係の有するようと思われる。なお、図中で点が弧を描いているように見えるが、個々の試料のデータで見た場合はそうした傾向はあまり認められなかった。

3.7 h_{\max} と W_c の関係

h_{\max} は $G=0$ に対応するひとつの仮想的な値であるが、実験値の h と G/G_0 の関係から、個々の試料についてこれを求め、 σ'_c で区分して W_c との関係で整理したのが図-10 である。これを見ると、泥炭の h_{\max} は W_c にあまり依存しないようである。また、 h_{\max} は σ'_c が大きいほど若干大きくなるようであるが、ばらつき範囲が大きいので明らかな傾向といえるまでにはいたっていない。

以上のことから、 h_{\max} については、平均的にはほぼ 0.23 程度とすることとした。先に示した図-9 中の直線は、 h_{\max} をこの 0.23 に固定して引いたものである。

3.8 h_{\max} と G_0 の関係

なお、モデル化には直接関係しないが、 h_{\max} と G_0 の関係を図-11 に整理している。これを見ると、泥炭において h_{\max} は G_0 にあまり依存しないものと思われる。

3.9 減衰比 h のひずみ依存特性曲線

図-12 は、減衰比 h のひずみ依存特性についてモデルによる計算値と実験値を比較した一例である。また、すべての実験値について計算値との比較を行ったのが図-13 である。おおむねの傾向はつかんでいるが、やは

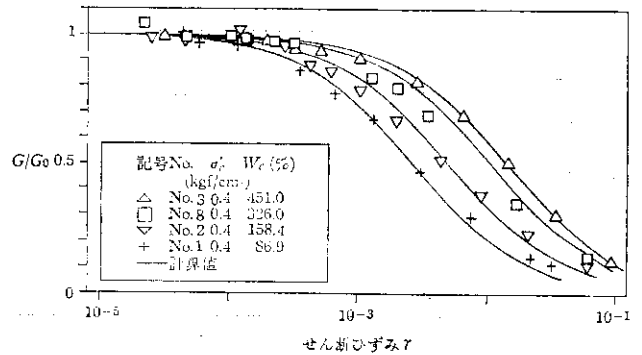


図-6 G/G_0 のひずみ依存特性曲線

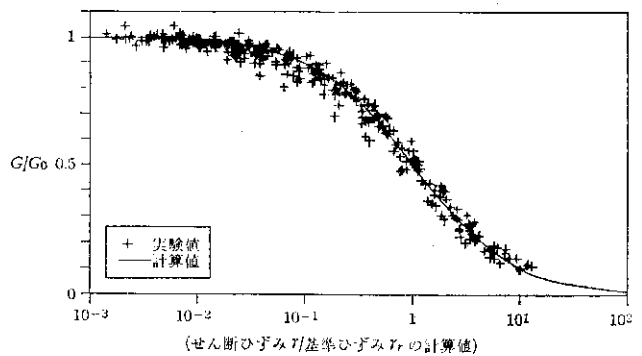


図-7 G/G_0 のひずみ依存特性曲線～計算値と実験値の比較

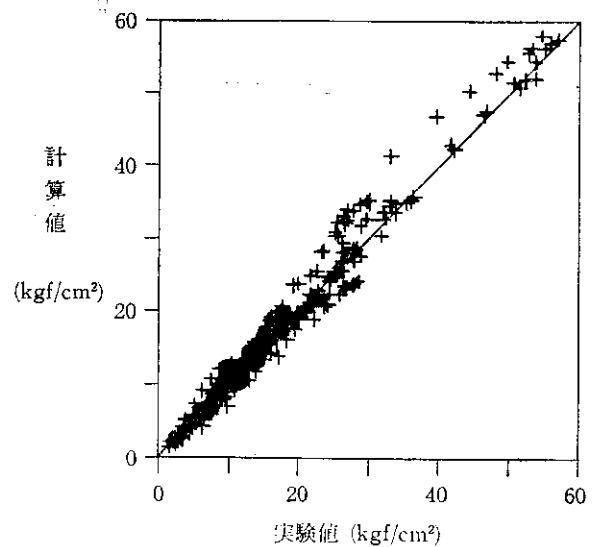


図-8 G の計算値と実験値の比較

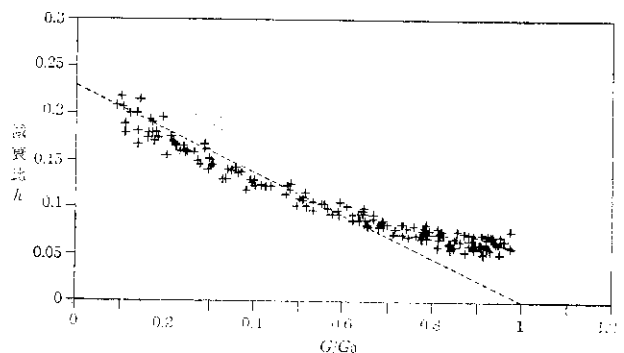


図-9 減衰比 h と G/G_0 の関係

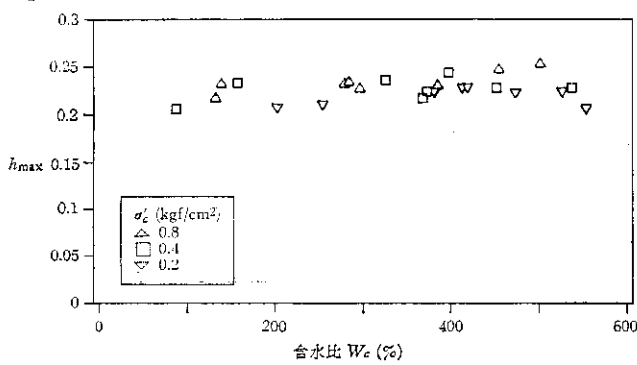


図-10 h_{max} と含水比 W_c の関係

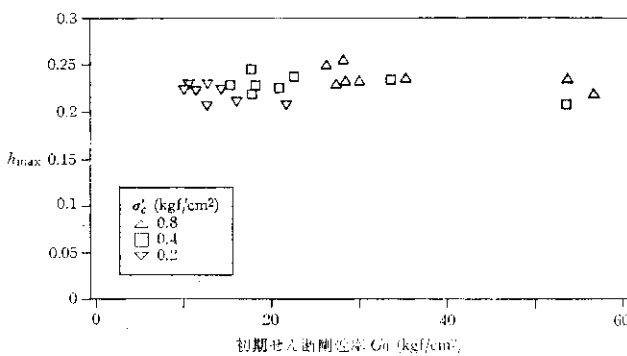


図-11 h_{max} と初期せん断剛性率 G_0 の関係

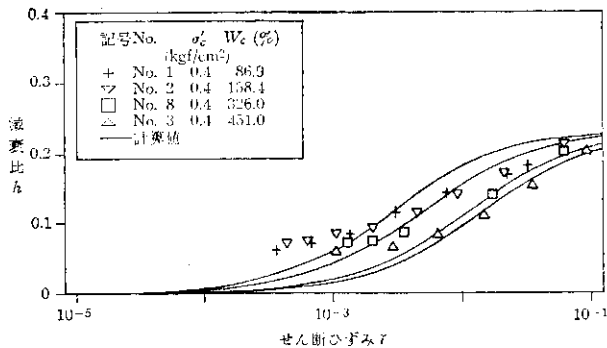


図-12 減衰比 h のひずみ依存特性曲線

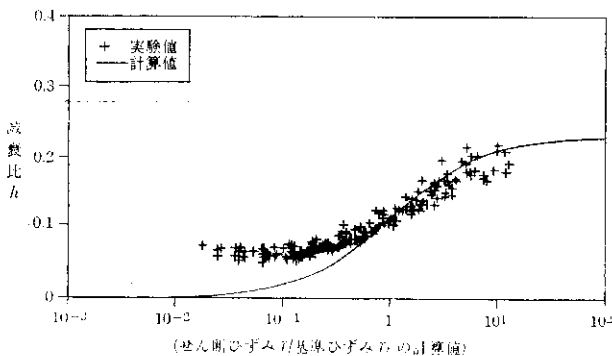


図-13 h のひずみ依存特性曲線～計算値と実験値の比較

り微小ひずみ領域で計算値が0に近づいていくのに対して実験値は一定の値以下にならず、計算値に対して大きめになっている。

しかしながら、ひずみがいくら小さくなくても泥炭では本質的にある程度の h が残るものなのか、それともこれは測定の限界による誤差から生じたものなのかをこの結果のみから判断することは困難であり、また現実の耐震設計に適用する際の周波数の違いやひずみレベルの違いの影響などを考慮すると、この部分におけるこの程度の差がどのくらい計算結果に影響するものか疑問でもある。むしろ、実際に強震観測波形などを用いて検証を行い、その影響の有無を確認する方が有効であろう。そこで、この部分については別の機会にさらに検討を行うこととして議論を進めることとする。

いずれにしても、おおむねの傾向の一致により、H-Dモデルの適用可能性は h においてもある程度認められたものと思われる。

3.10 泥炭の動的変形特性モデル～まとめ

前節までの検討により、泥炭に対しても H-D モデルを適用し、動的変形特性を定式化することが可能であることが判明した。全体をまとめると以下ようになる。

$$G/G_0 = 1/(1+\gamma/\gamma_r) \dots\dots\dots (2)$$

$$h = h_{max}(1-G/G_0) \dots\dots\dots (3)$$

$$G_0 = 1740 W_c^{0.67} (\sigma'_c)^{0.55} \dots\dots\dots (1)$$

$$\gamma_r = 4.81 \times 10^{-5} W_c (\sigma'_c)^{0.42} \dots\dots\dots (4)$$

$$h_{max} = 0.23 \dots\dots\dots (5)$$

4. 検証調査

4.1 調査の概要

作成した動的変形特性モデルを検証するため、新たに別の2地点においてPS検層、オランダ式貫入試験などの原位置試験、繰返し三軸せん断試験を始めとする室内試験を行った。以下にその概要を述べる。

4.1.1 調査地点と試料泥炭の基本物性

調査地点は、江別市豊幌の幌向川左岸堤内地と江別市美原の石狩川下新篠津堤内地の2地点（以下幌向、下新篠津と略す）で、距離にして3kmあまり離れている。

両地点は石狩平野の一部で、札幌―苫小牧低地帯と呼ばれる構造単位のはぼ中央に位置している。この地域は石狩川を始め数多くの河川の蛇行により形成された後背湿地で、0~6mの泥炭層とその下位の粘土・シルト層からなり、この粘土・シルト層は最大で層厚30mにも及ぶ⁶⁾。

試料採取は、泥炭の採取に一般的に用いられているシ

表-2 基本物性試験結果一覧表

地点	T.No.	深度 (m)	含水比 W (%)	強熱減量 Lig (%)	分解度 H (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	比重 G _s	間隙比 e
幌 向	1	0.5~0.7	635.1	81.5	71.7	1.003	0.136	1.606	10.81
	2	1.4~1.6	714.0	64.2	77.8	1.006	0.124	1.754	13.15
	3	2.4~2.6	730.7	62.3	78.4	0.985	0.119	1.768	13.86
	4	3.4~3.6	405.8	47.7	91.3	1.057	0.209	2.047	8.79
	5	4.2~4.4	551.1	54.9	86.3	1.012	0.155	1.956	11.62
下 新 篠 津	6	0.5~0.7	904.0	71.5	75.7	0.979	0.098	1.546	14.78
	7	1.4~1.6	670.0	68.7	78.7	1.011	0.131	1.736	12.25
	8	2.4~2.6	440.6	49.0	90.2	1.040	0.192	2.019	9.52
	9	3.4~3.6	685.3	70.3	63.4	0.994	0.127	1.722	12.56
	10	4.4~4.6	343.2	39.6	87.1	1.061	0.239	2.179	8.11

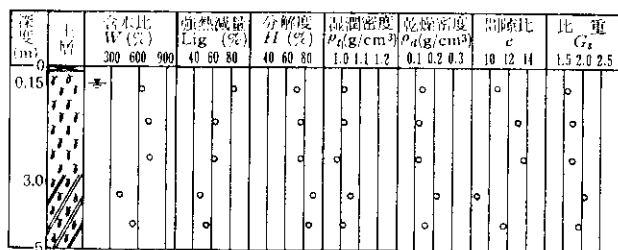


図-14 基本物性値の深度分布 (幌向)

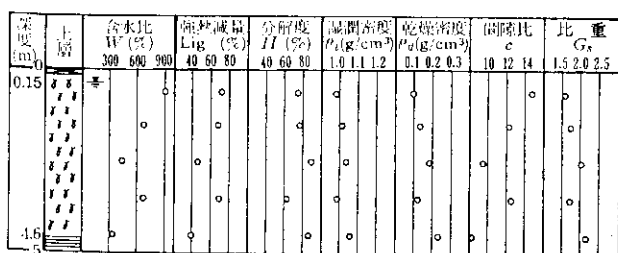


図-15 基本物性値の深度分布 (下新篠津)

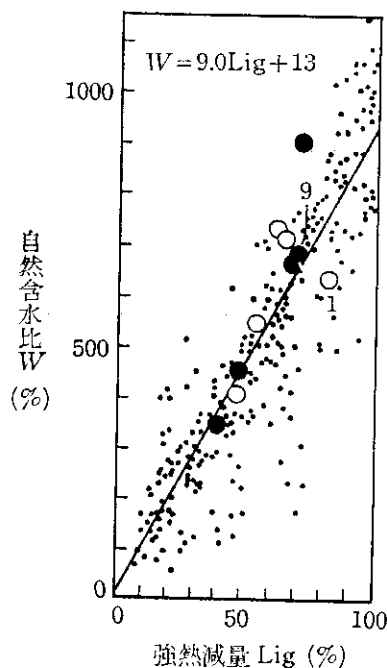


図-16 W と Lig の関係

ソールサンプリングにより深度 5.00 m まで連続的に行った。

試験に用いた各供試体について基本物性試験を行った結果を表-2に示す。また、これらの深さ方向の分布は図-14, 15に示すとおりである。なお、「泥炭性軟弱地盤対策工指針(案)北海道開発局編²⁾に示される含水比と他の物性値の関係図に、各供試体の値を加筆して図-16~19に示す。ほとんどの試料は既存データのばらつきの範囲内にあるが、No.1の試料は幌向川付近の地表近くに分布する黒色、針金状の堅い繊維からなる、いわゆる

針金泥炭と呼ばれるものに近く、同程度の含水比で比較すると強熱減量が大きく比重が小さい。また、No.9の試料中にはかなりの大きさの木片が混入していたことが後に判明した。

以上のことから、後述の試験結果の解釈において、これらのデータは特異値として扱うことが妥当であると考えられる。

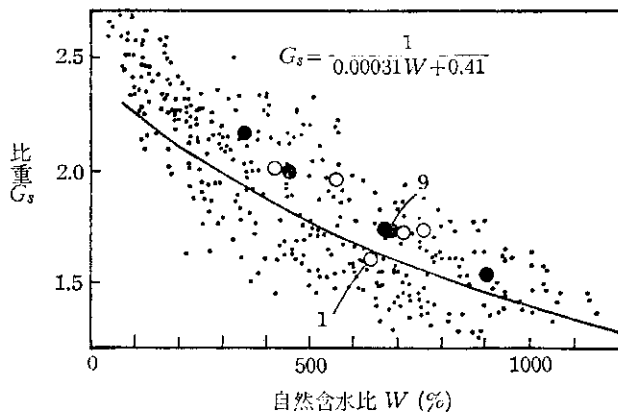


図-17 G_s と W の関係

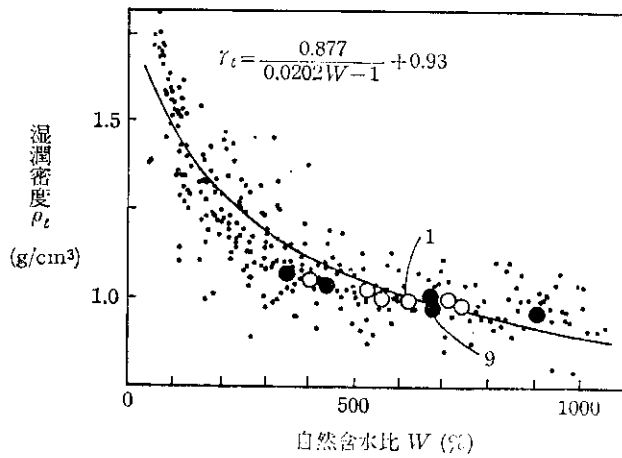


図-18 ρ_t と W の関係

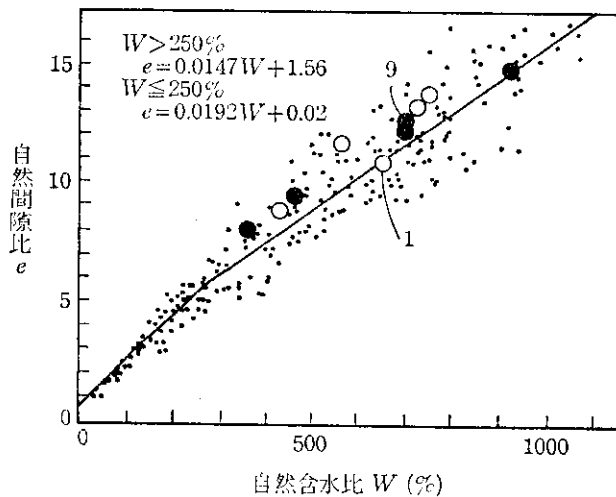


図-19 e と W の関係

4.1.2 原位置試験

原位置試験のPS検層とオランダ式貫入試験は、深度5mまで行った。

PS検層は、板たたき法により0.5mの測定間隔で行った。なお、通常のP波・S波速度の測定のほかに、振

幅の距離減衰から減衰比も求めた。このため、板近傍の地表にも孔中に設置した受振器と同一のものを設置した。せん断剛性率 G は、密度 ρ_t を 1.0 g/cm^3 とし ρ_t とS波速度 V_s から(6)式で求めた。

$$G = \rho_t V_s^2 \dots \dots \dots (6)$$

また、減衰比 h は地表と地中で受振された最大振幅の減衰から距離減衰係数 α を算出し、波動の位相速度 c と周波数 f から(7)式で求めた。

$$h = \alpha / (2\pi f) \dots \dots \dots (7)$$

原位置試験の結果は図-20, 21に示すとおりで、 q_c 値は地下水位より上では若干大きい、地下水位以下の泥炭層では木片などによると思われる異常値を除くとほぼ $1 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$ 程度である。 V_s は $16 \sim 32.5 \text{ m/s}$ 、平均的には $21 \sim 25 \text{ m/s}$ で、 V_p は $700 \sim 850 \text{ m/s}$ である。 V_p は地盤が飽和状態であれば、水のP波速度と同程度の $1400 \sim 1500 \text{ m/s}$ 前後になるはずであるが、実際には地下水位以下でも完全には飽和していないものと思われる。

減衰比 h は測定された波動の周波数の範囲で、幌向が $5.7 \sim 10.4\%$ 、下新篠津が $3.9 \sim 6.8\%$ であった。

4.1.3 繰返し三軸せん断試験

試験は前報と同様に、図-22に示す空気圧制御方式で軸圧加振型の繰返し三軸せん断試験装置を用いて行った。前報からの変更点は、せん断ひずみ $\gamma = 10^{-2}$ までの供試体の軸方向変位の測定に、非接触型変位計(容量土

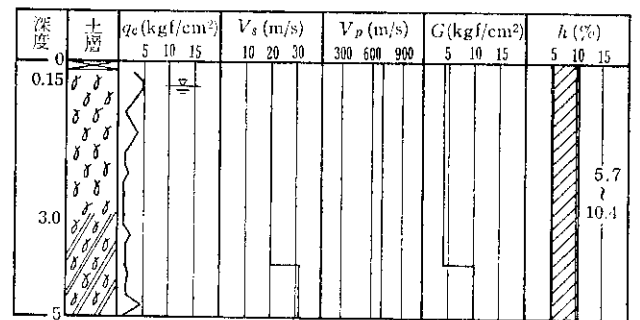


図-20 原位置試験結果(幌向)

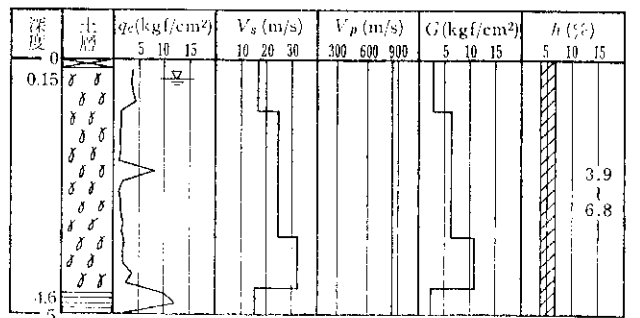


図-21 原位置試験結果(下新篠津)

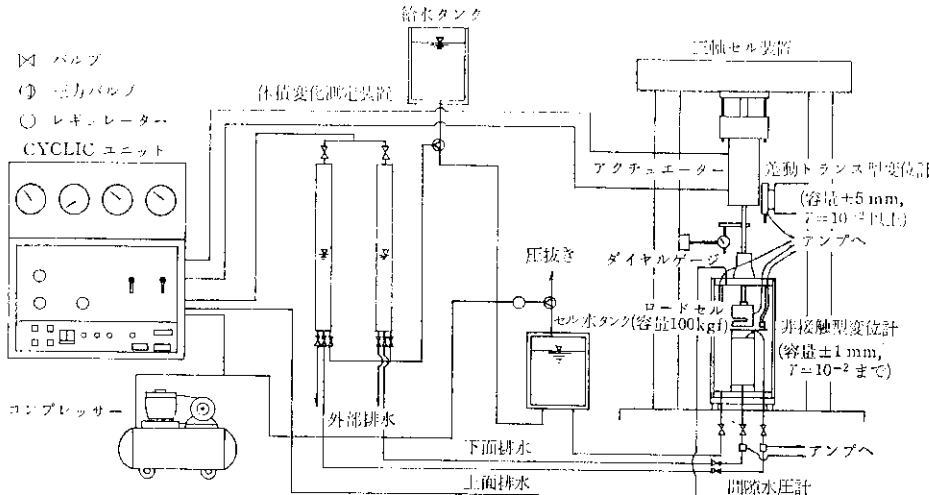


図-22 繰返し三軸せん断試験装置系統図

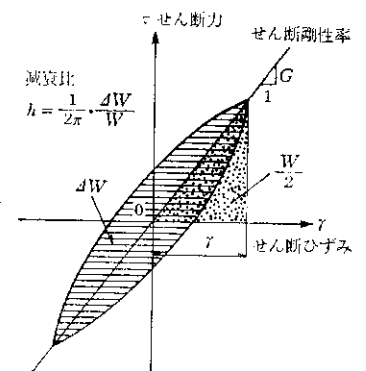


図-23 Gとhの求め方

1 mm) を用いたことである。
 供試体の大きさは直径 75 mm, 高さ 150 mm とし, 背圧 2.0 kgf/cm², 拘束圧 0.1 kgf/cm² で 4 時間程度等方圧密した。圧密の終了は間隙水圧の消散と排水の終了時とした。

なお, 今回は拘束圧が小さく圧密時間が短かく済むので, 供試体にはる紙を巻かなかった。

荷重の減荷も前報同様, 側圧一定, 非排水状態で, 周波数 0.25 Hz の一定振幅正弦波形成力を応力制御方式で加える方法により行った。荷重は小さい方から順次大きくし, 各段階の繰返し載荷終了後にいったん圧密排水させながら各供試体とも 10 段階程度減荷した。

G および h の算出も前報同様 図-23 のように求め, 原則として 10 波目で整理した。また, G₀ の算出も前報同様 1/G と γ の直線関係から求めた。なお, 試験結果の整理に用いている含水比 W_c は, 圧密終了時の値である。

せん断ひずみ γ については B 係数が 0.9~0.95 となり, ほぼ飽和状態とみなせるのでポアソン比を 0.5 と仮定し, 3/2 * ε_a (ε_a は軸ひずみ) として求めた。

4.2 調査結果および考察
 4.2.1 G₀, γ_r および h_{max} の検証

繰返し三軸せん断試験の結果で, G₀ と含水比 W_c の関係を前報の結果と比較したのが 図-24 である。図中の直線は (1) 式による計算値であるが, No. 1, 9 の試料を除くとバラツキはあるもののおおむね実験値は直線上にあるといえる。

また, 基準ひずみ γ_r について, (4) 式による計算値と実験値を, 両対数紙上で比較したものが 図-25 である。これもバラツキはあるが, おおむね両者は一致している。

図-26 に示す h_{max} については, バラツキは大きいが平均的には 0.23 程度の値となっている。

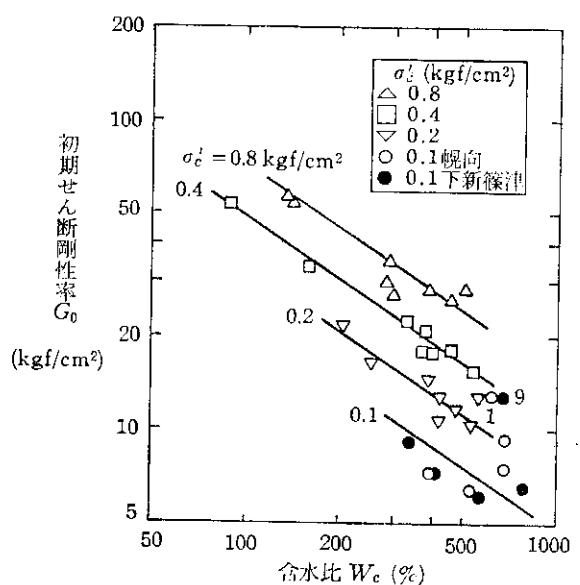


図-24 G₀ と含水比 W_c の関係

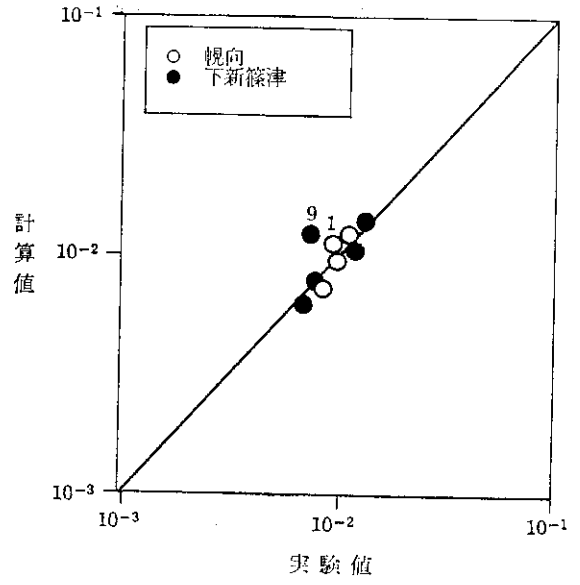


図-25 基準ひずみ γ_r の計算値と実験値の比較

以上より、H-Dモデルの適用に必要な各パラメータの実験式(1), (4), (5)はおおむね妥当であり、各式は $\sigma'_c = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の低拘束圧の条件下でも適用可能であるといえる。

4.2.2 G/G_0 および h のひずみ依存特性曲線の検証

同様に繰返し三軸せん断試験の結果としての G/G_0 および h のひずみ依存特性曲線で、モデルの検証を行ったのが図-27, 28である。微小ひずみ領域で h の実験値が若干大きめにでていることを除くと、おおむねよい一致を示している。

以上のことから、泥炭の G および h のひずみ依存特性については、 $\sigma'_c = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の低拘束圧の条件下でも、H-Dモデルの適用が可能であるといえる。

4.2.3 PS検層による検証

PS検層によって求めた G, h を、モデルによる計算値や繰返し三軸せん断試験による実験値と比較したのが図-29である。

モデルによる計算値および繰返し三軸せん断試験によ

る実験値は、静止土圧係数 $K_a = 0.5$ と仮定した原位置の平均拘束圧に補正している。それぞれ値を求めたときのせん断ひずみ γ 周波数 f を、整理して次に示す。

・せん断剛性率 G

PS $\gamma = 10^{-4}$, $f = 20 \sim 60 \text{ Hz}$

モデル $\gamma \rightarrow 0$, $f = 0.25 \text{ Hz}$

三軸 $\gamma \rightarrow 0$, $f = 0.25 \text{ Hz}$

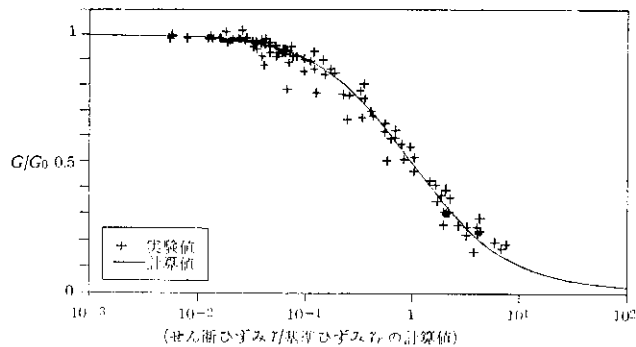


図 27 G/G_0 のひずみ依存特性曲線～計算値と実験値の比較

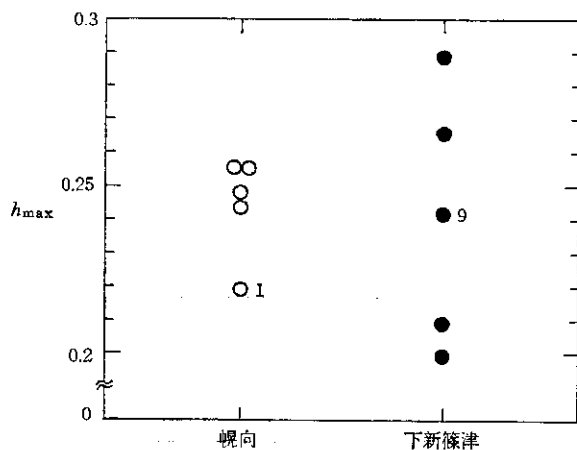


図-26 h_{max} のパラッキ

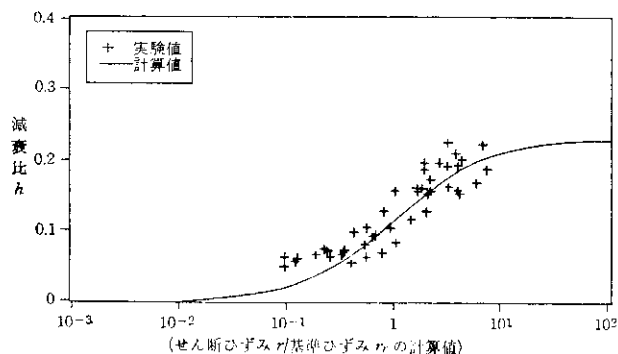


図-28 h のひずみ依存特性曲線～計算値と実験値の比較

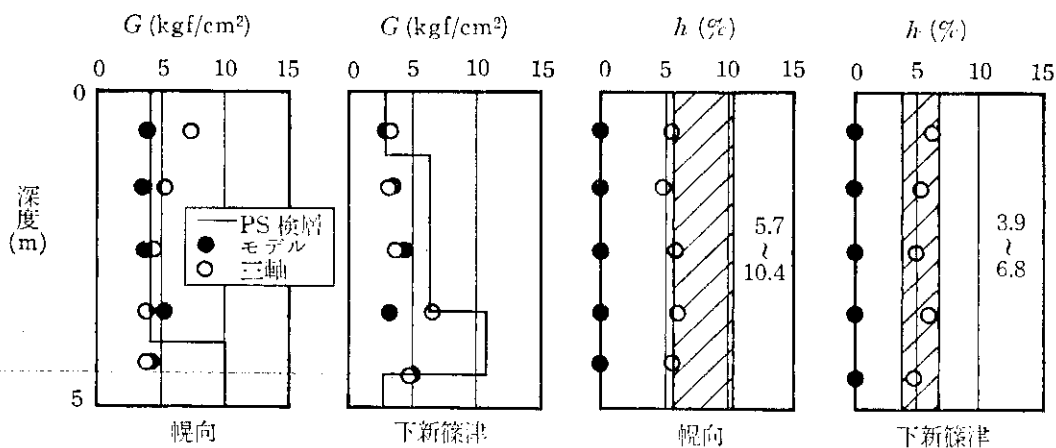


図-29 G および h の比較 (PS～モデル～三軸)

・減衰比 h

PS $\gamma = 5 \times 10^{-7} \sim 5 \times 10^{-5}$

$f = 20 \sim 60 \text{ Hz}$

モデル $\gamma = 10^{-5}$, $f = 0.25 \text{ Hz}$

三軸 $\gamma = 10^{-3}$, $f = 0.25 \text{ Hz}$

せん断剛性率 G については、モデルによる計算値は PS 検層の値と比較的によく一致している。繰返し三軸せん断試験による実験値は、幌向の地表近くのデータが針金泥炭であるという供試体固有の理由から若干値に違いが見られるが、全体としては比較的よく一致している。また、 $\gamma = 10^{-4}$ で G/G_0 はほぼ 1 に近く、ひずみレベルの違いの影響はほとんどないことから、 G においては周波数の違いはあまり影響しないものと思われる。

減衰比 h については、モデルによる計算値は PS 検層による値よりかなり小さなものとなっている。これは、モデルの想定している周波数が、PS 検層における波動の周波数よりかなり低いためではないかと思われる。

繰返し三軸せん断試験による実験値は、幌向で PS 検層による値の範囲の下限付近に、下新篠津でちょうどその範囲に一致している。この点は、ひずみが小さくなくても泥炭の h はある程度残ることを示していると思われるが、ひずみレベルの違いや周波数の違い、PS 検層で求める h の精度の問題を考えると、厳密に検証を行うためにはさらに詳細な調査が必要になるとと思われる。

次に泥炭層 5 m 部分について、その固有周期を (8) 式に示すように各層内の伝播時間の和と考え、次の 3 種類の方法により求めた。

$$T = \sum 4 H_i / V_i \dots\dots\dots (8)$$

- ① PS 検層の V_s から求める。
- ② 含水比の単純平均から (1) 式で G_0 を求め、その値から V_s を逆算して求める。
- ③ 繰返し三軸せん断試験で求めた G_0 の全層厚での単純平均を原位置の拘束圧に補正し、その値から V_s を逆算して求める。

図-30 は ① 対 ②, ① 対 ③ について比較を行った結果である。ともによく一致している。

4.2.4 オランダ式貫入試験による検証

オランダ式貫入試験の q_c 値は地盤の強度を示す値で、動的変形特性を示すものではないが、強度と動的な剛性とはある程度関係があると思われるため、両者の相関を調べて矛盾するような結果が生じていないか検証を行った。図-31 がその結果である。縦軸を G_0 、横軸を q_c 値としている。この図を見ると、(1) 式で求めた G_0 と q_c 値の間に一定の関係はみられないが、繰返し三軸せん断試

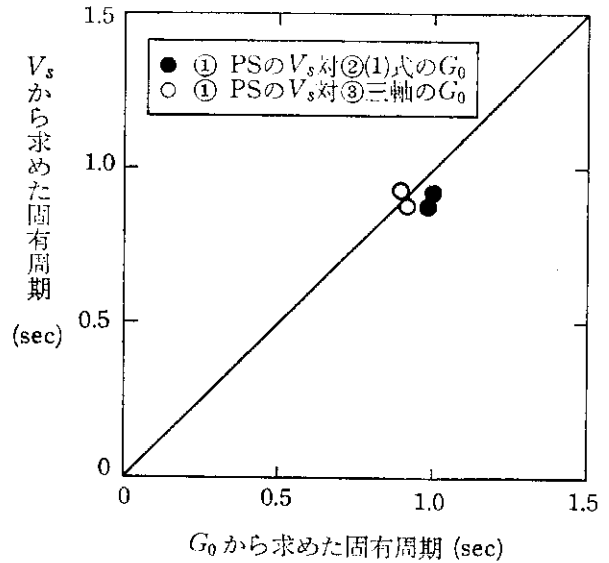


図-30 固有周期の計算比較

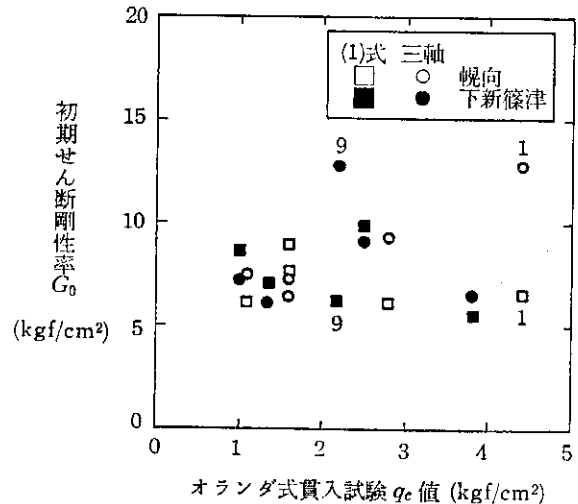


図-31 G_0 と q_c 値の関係

験から求めた G_0 は、 q_c 値の増加とともに大きくなる傾向が若干みられる。データ数が少ないので明らかなことはいえないが、いずれにしても G_0 と q_c 値の関係は、全体として常識に反するものではないようである。

5. ま と め

北海道内 8 地点で採取した不攪乱泥炭試料の非排水繰返し三軸せん断試験の結果から、泥炭の動的変形特性のモデル化を試みるとともに、別の 2 地点の原位置試験と室内試験の結果を用いてモデルの検証を行い、以下に述べる知見を得た。

(1) 前報で提案した G_0 に関する下記の実験式は、 $\sigma'_c = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の低拘束圧の条件下でも適用可能である。

$$G_0 = 1740 W_c^{-0.67} (\sigma'_c)^{0.55}$$

(2) 泥炭の基準ひずみ γ_r は、含水比 W_c および有効拘束圧 σ'_c との相関がよく、3者の関係は次に示す実験式で整理できる。さらに、この式は $\sigma'_c = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の低拘束圧の条件下でも適用可能である。

$$\gamma_r = 4.81 \times 10^{-5} W_c (\sigma'_c)^{0.42}$$

(3) $G=0$ に対応する仮想的な減衰比 h_{\max} は、泥炭の場合平均的に 0.23 程度である。

$$h_{\max} = 0.23$$

(4) Hardin-Drnevich モデルは泥炭に対しても適用可能で、同モデルのパラメーターを上記の実験式で求めて計算した G/G_0 のひずみ依存特性は、実験で求めるそれとよく一致する。また、同様の方法で計算した h のひずみ依存特性は、微小ひずみ領域で実験値より小さめになる点についてさらに検討が必要ではあるが、おおむねの傾向はつかんでいるといえる。

(5) PS 検層から求められる G は、モデルによる計算値、繰返し三軸せん断試験による実験値とほぼ一致する。このことは、地盤の固有周期の計算値の比較においても確認された。

6. あとがき

これまでの一連の実験・調査により、泥炭の動的変形特性についてはかなり明らかになったと考えられるが、さらに以下に示す検討を加え、得られた知見をより体系的に整理していきたいと考えている。

(1) 含水量試験と PS 検層のデータを集積し、含水比と PS 検層から求められるせん断剛性率の対応を検証

する。

(2) モデルを用いた応答計算により強震観測波形や被災事例の検証を行い、微小ひずみ領域の h のひずみ依存特性を始めとするモデルの適用性についてさらに検討を行う。

なお、本研究については、北海道大学工学部土岐祥介教授に御指導をいただいた。また、北海道開発コンサルタント(株)峯田一彦氏には実験およびデータ整理で御協力をいただいた。ここに記して謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 能登繁幸, 熊谷守晃: 泥炭の動的変形特性に関する実験的研究, 土木試験所月報 No. 393, 1986年2月.
- 2) 北海道開発局軟弱地盤対策工研究会: 泥炭性軟弱地盤対策工指針(案), 1981.
- 3) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.: Shear Modulus and Damping in Soils; Design Equations and Curves, Proc. ASCE, Vol. 98, SM7, pp. 667-692, 1972.
- 4) Kondner, R. L.: Hyperbolic Stress-Strain Response; Cohesive Soils, Proc. ASCE, SM1, pp. 115-143, 1963.
- 5) 柴田 徹・D. S. Soelarno: 繰返し載荷を受ける粘性土の応力・ひずみ特性, 土木学会論文報告集第276号, pp. 101-110, 1978.
- 6) 北海道立地下資源調査所: 5万分の1地質図幅説明書, '江別', 1971.
- 7) 殿内啓司, 坂山利彦, 内山成和, 今井常雄: PS 検層による原位置での地盤の Q 値(減衰量)の測定, 第28回土質工学シンポジウム, pp. 93-98, 1983.

*

*

*