

# 泥炭の動的変形特性に関する実験的研究 (第3報)

— 泥炭地盤の地震応答特性 —

An Experimental Study on Dynamic Properties of Peat Soils (3rd report)  
— Seismic Response Characteristics of Peaty Ground —

加治屋安彦\* 能登繁幸\*\*

Yasuhiko KAJIYA and Shigeyuki NOTO

前報<sup>2)</sup>で提案した泥炭の動的変形特性モデルについて、その適用性を総合的に検討するため、泥炭地盤のPS検層実施例や、強震計観測波、過去の地震の盛土被害による検証を行った。

その結果、同モデルによる計算値とPS検層値はよい一致を示し、同モデルを用いて行った地震応答計算の結果も、地表の強震計観測波や過去の地震の盛土被害発生の有無とよく対応して、同モデルの妥当性がおおむね確認された。

《泥炭；動的性質；繰返し三軸せん断試験；モデル化》

To investigate the applicability of a model of dynamic deformation characteristics of peat proposed in our previous report, we performed the verifications with PS logging examples, recorded seismic waves on strong motion seismograph, and the embankment damage at past earthquake.

As a result, the calculated values agreed well with the PS log, and the seismic response analysis corresponded to the seismic waves on the ground surface and the embankment damage at past earthquake. This further verifies the appropriateness of the model.

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

## 1. まえがき

筆者らは、北海道内各地で採取したさまざまな含水比の泥炭について、有効拘束圧を変化させて非排水繰返し三軸せん断試験を実施し、地盤の地震応答解析を行う際必要となる泥炭の動的変形特性のモデル化を検討してきた。検討の結果、初期せん断剛性率  $G_0$  については(1)式で整理できることを明らかにした。<sup>1)</sup>

$$G_0 = 1740Wc^{-0.67} (\sigma_c')^{0.55} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $Wc$  : 試験時含水比 (%)

$\sigma_c'$  : 有効拘束圧 ( $\text{kg f/cm}^2$ )

また、せん断剛性率  $G$  と減衰比  $h$  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、(2)~(5)式で整理できることを明らかにするとともに、別の地点の泥炭で  $0.1 \text{ kg f/cm}^2$  の有効拘束圧での非排水繰返し三軸せん断試験やPS検層を行い、これらのモデルが低拘束圧の条件下でも適用可能であること、これらのモデルを用いて推定した原位置における泥炭層のせん断剛性率とPS検層により求めたそれとがほぼ一致することなどを明らかにした。<sup>2)</sup>

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

$$\gamma_r = 4.81 \times 10^{-5} Wc (\sigma_c')^{0.42} \dots\dots\dots (3)$$

$$h = h_{\text{max}} (1 - G/G_0) \dots\dots\dots (4)$$

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

ここに、 $\gamma$  : せん断ひずみ

\*土質研究室主任研究員 \*\*同室長

$\gamma_r$ : 基準ひずみ

$h_{max}$ : ひずみ無限大のときの減衰比

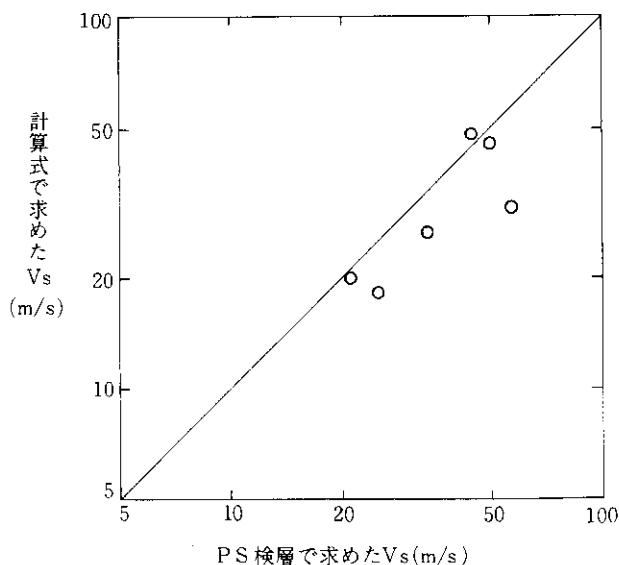
本報告は、さらに泥炭地盤のPS検層実施例や、強震計観測波、過去の地震の盛土被害による検証を行い、上記モデルの適用性を総合的に検討した結果をとりまとめたものである。

## 2. PS検層実施例による検証

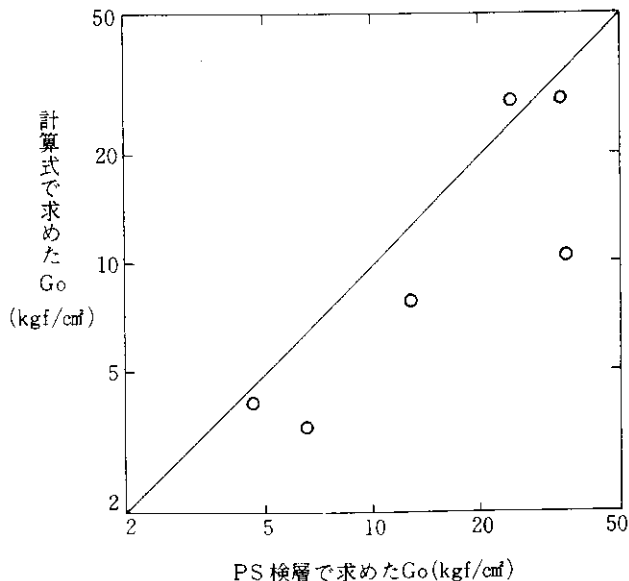
北海道内の泥炭地盤におけるPS検層の実施例は非常に少ない。これは、地震応答解析を伴った耐震設計が、泥炭地盤上に築かれる土構造物などについてはまだ一般的に行われるまでにはいたっていないためと思われるが、前報で紹介した2地点も含めて、北海道開発局管内で6カ所の実施例があった。これらは、測定の目的がそれぞれ異なるため、同じレベルの精度でデータが揃っているわけではないが、一部推定でデータを補完することにより、モデルを用いて原位置の泥炭層のせん断波速度  $V_s$  や初期せん断剛性率  $G_0$  を求めることが可能である。そ

表一 1  $V_s$ ,  $G_0$ ～計算値とPS検層値の比較

地点	含水比 (%)	有効拘束圧 (kgf/cm <sup>2</sup> )	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	計算値		PS検層値	
				S波速度 $V_s$ (m/s)	$G_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	S波速度 $V_s$ (m/s)	$G_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
A	553	0.036	1.02	19.9	4.1	21.0	4.6
B	535	0.026	1.02	18.3	3.5	25.0	6.5
C	570	0.210	1.06	31.2	10.5	57.1	35.3
D	137	0.236	1.34	46.1	29.1	50.0	34.2
E	362	0.072	1.09	26.6	7.9	34.0	12.9
F	312	0.633	1.20	48.6	28.9	45.0	24.8



図一 1 せん断波速度  $V_s$  の比較



図一 2 初期せん断剛性率  $G_0$  の比較

の計算結果とPS検層結果とを比較したのが表-1および図-1, 2である。

これらの結果をみると、計算値はPS検層値に比べて少し小さい傾向があり、室内での動的試験で求めた値がPS検層値より小さいという一般的な傾向と合っているようである。このような傾向を示す原因は、泥炭の場合は原位置における有効拘束圧が低く、サンプリングの際の応力解放による試料の乱れは比較的少ないと考えられるので、原位置の泥炭層が地下水の変動や積雪の影響により過圧密状態にあったためか、あるいは足立<sup>3)</sup>らが指摘するように、圧密時間の差による（すなわち、原位置の泥炭層では二次圧密の影響が現われている）ためと考えられる。

また、 $V_s$  に比べて  $G_0$  の差が大きいが、これは  $G_0$  が  $V_s$  の二乗に比例することから容易に理解できる。

いずれにしても、含水比が100～600%、有効拘束圧が0.03～0.6 kgf/cm<sup>2</sup>と広範囲で、さまざまな地点の泥炭であるにもかかわらず、計算値とPS検層値は比較的良好一致を示していると判断される。

## 3. 強震計観測波による検証

### 3.1 強震計設置個所の地盤概要

設置個所は、一般国道244号別海町別海橋の旧道地点で、根室半島と野付岬のほぼ中間に位置し、根室湾に注ぐ西別川河口にあたり、基盤（深度40m）と地表（深度2m）に強震計が設置されている。

この地域の地質は、洪積世の火山砕屑物からなる薫別層および床丹浮石層を基盤とし、その上を沖積世の泥炭層、現河川および氾濫原堆積物が覆っている<sup>4)</sup>。ポーリ

ングの結果は図-3に示すとおりで、地表より深度1.1 mまでは粗粒砂、1.1~4.15mは泥炭と火山灰の互層、4.15~8.3mは細粒~粗粒砂、8.3~19.0mは砂質シルト、19.0~20.2mは粗粒砂、20.2~23.75mは砂質シルト、23.75~28.0mは中粒~粗粒砂、28.0~40.0mは火山灰と続いている。また、地下水位は深度1.95mに位置している。

泥炭は火山灰およびシルトを含み、火山灰と互層をなしている。その物性は含水比が116~205%、強熱減量が20~36%で北海道内の泥炭の下限值に近く、分解度は70~88%を示している。

### 3.2 原位置試験

原位置試験としては、ボーリング孔を利用した密度検層、PS検層を行うとともに、地表で常時微動測定を実施した。

密度検層の測定は、放射性同位元素(コバルト60)を線源とする測定器で深さ方向に連続的に行った。PS検層は、板たたき法により1.0 m間隔で行った。この両試験の結果は図-3に示すとおりで、泥炭層のせん断波速度Vsは113m/sと、前述した他地点の値と比較してかなり速い値となっている。この原因としては、泥炭が火山灰やシルト混じりで火山灰と互層をなしており、また堆積状態も水平とは限らず、過去の工事などにより乱され、

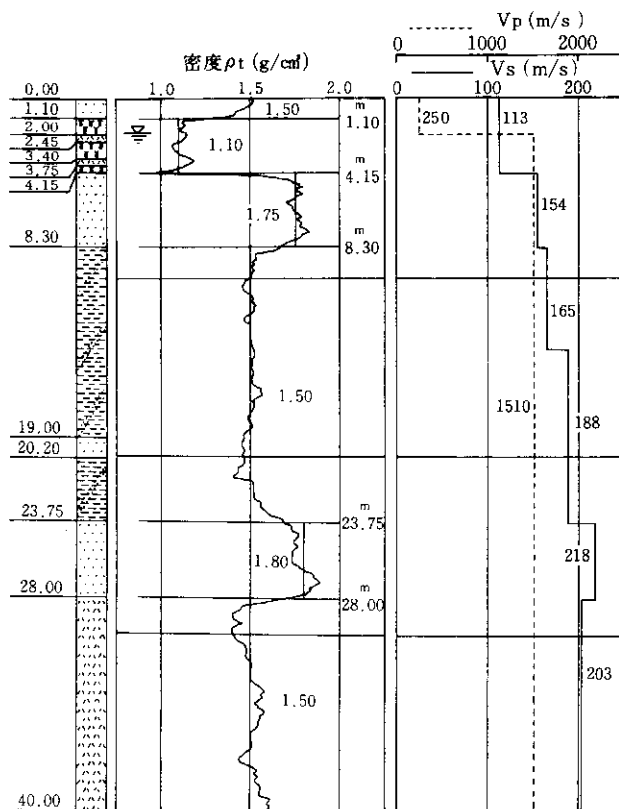


図-3 観測地点の土層と密度および速度分布

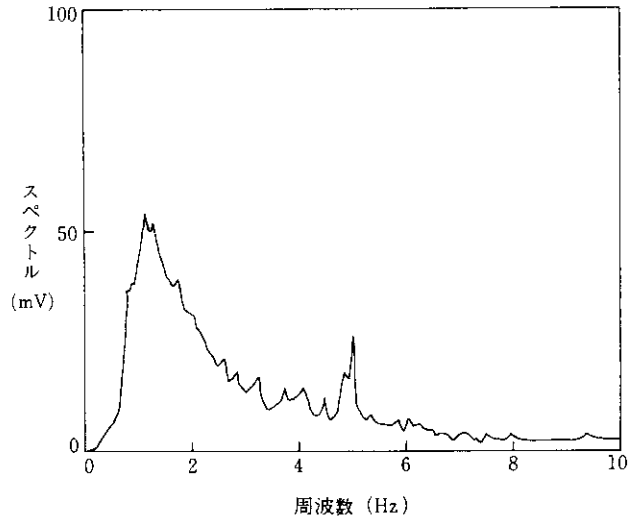


図-4 常時微動測定結果 (NS成分)

自然堆積地盤でなかったか、過圧密の状態であったためと考えられる。

常時微動は、速度型地震計で3成分(NS, EW, 上下)の測定を行った。さらに、測定時間20秒間のフーリエスペクトルを求め、20秒区間を1秒ずつ移動して2048個のフーリエスペクトルの平均(測定時間34分あまり)を求めた。測定結果の一例として、NS成分の結果を図-4に示す。固有周波数は1.20 Hzである。他の成分について固有周波数のみを示すと、EW成分では1.15 Hz、上下成分では1.30 Hzである。

### 3.3 地盤の動的特性のモデル化

#### ① 初期せん断剛性率 Go

初期せん断剛性率 Go は、密度検層で求めた密度 ρ と PS 検層で求めたせん断波速度 Vs とから(6)式で算出した。

$$Go = \rho Vs^2 \quad \dots\dots\dots (6)$$

なお、泥炭層の値は、同様に(6)式で求めたものをモデル1、含水比と有効拘束圧とから(1)式で求めたものをモデル2として、2とおりの方法で求めた。モデル1の場合は  $Go = 143 \text{ kgf/cm}^2$ 、モデル2の場合は地下水位より上が  $19 \text{ kgf/cm}^2$ 、地下水位以下が  $22 \text{ kgf/cm}^2$  で、両者は大きく違っている。2章で比較した他の地点と比べてもその違いは大きく、この原因としては、前述した地盤の条件とともに、互層となっている層全体を泥炭のみの含水比でモデル化していることなどが考えられる。

#### ② G/Go~γ, h~γ関係

砂質土、粘性土については、建設省土木研究所でとりまとめている方法<sup>5)</sup>により求めた。また、火山灰については砂質土と同様に求めた。さらに、泥炭については(2)~(5)式により求めた。

以上のモデル化において、静止土圧係数  $K_0$  は 0.5 とした。

### 3.4 地震応答解析方法

解析については一次元の重複反射法により行い、プログラムは Lysmer らにより開発された SHAKE を用いた。このプログラムは、地震時における土の非線形性を等価線形で考慮している。

解析結果は、次の観点から観測波との比較を行った。

- ① 最大加速度の比較
- ② 波形の比較
- ③ パワースペクトルの比較
- ④ 加速度応答スペクトルの比較
- ⑤ 初期せん断剛性率  $G_0$  を用いて求めた伝達関数と常時微動のスペクトルの比較
- ⑥ 応答解析で収束したせん断剛性率  $G_{eff}$  を用いて求めた伝達関数と観測波の地表と基盤のフーリエスペクトル比の比較

解析に用いた地震波は、表-2に示すとおりで、①の最

表-2 使用地震波

記録年月日	地震名	マグニチュード	解析	
			①	②~⑥
1972. 5.11	off Kushiro	5.8	○	
1978.12. 6	Near Kunashiri Is	7.7	○	○
1979. 7. 4	Near Kunashiri Is	5.9	○	
1981. 1.23	S Coast of Hokkaido	7.1	○	

大加速度の比較では4つの地震波すべてを、②~⑥の比較では1978年12月6日に国後島付近で発生した地震波を用いた。

具体的には、地盤で観測された地震波を入力して地表の応答を求め、それと地表の観測波を比較することとした。

### 3.5 解析結果

#### ① 最大加速度

4つの地震波について、最大加速度の観測値と解析値を比較した結果を図-5に示す。モデル1の解析値に一部小さめの値があるが、両モデルとも解析値と観測値は全体的にはほぼ近い値を示しているといえる。

#### ② 波形

地表の波形を観測波、モデル1、2の順で図-6(a)~(c)に示す。モデル2は高周波成分がなくなり波形がなめらかになっており、その点ではモデル1の方が観測波に近いといえる。

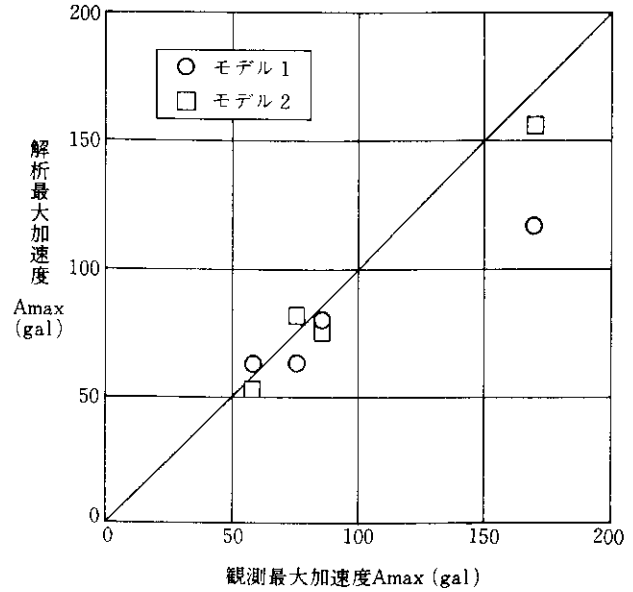


図-5 最大加速度の比較

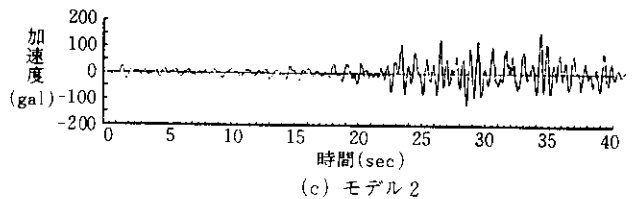
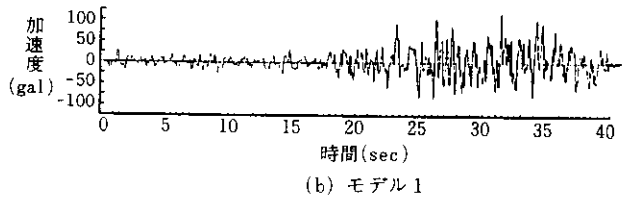
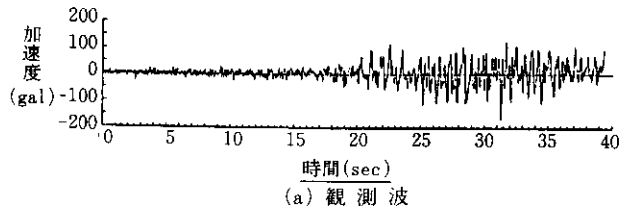


図-6 波形の比較

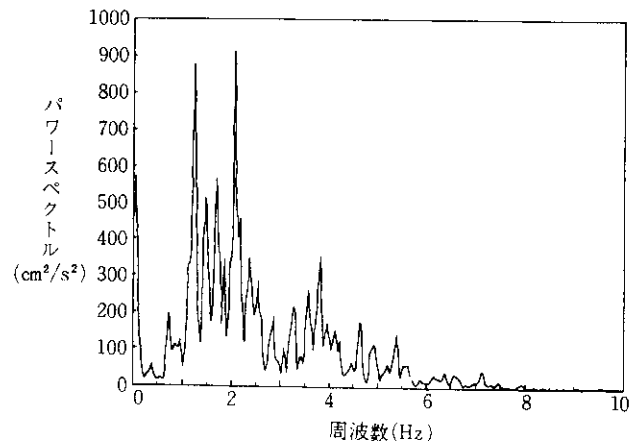


図-7 観測波のパワースペクトル

③ パワースペクトル

観測波、モデル1、2のパワースペクトルを図-7~9に示す。モデル1、2ともスペクトルの大きな範囲が少し低周波側にずれている。上述のとおりモデル2は高周波部分がなくなっているが、スペクトルの大きな1~2 Hz付近はモデル1よりも観測波に近い。

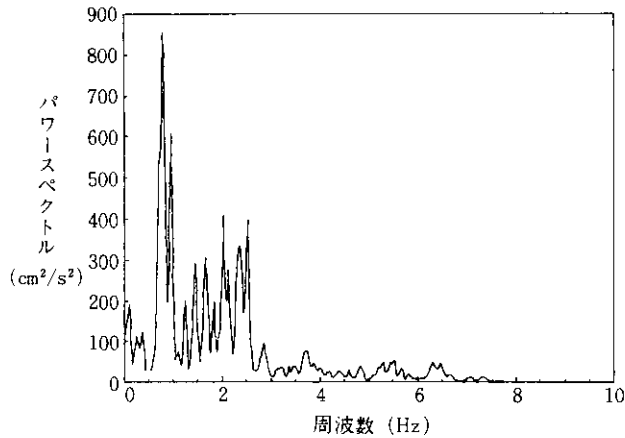


図-8 モデル1のパワースペクトル

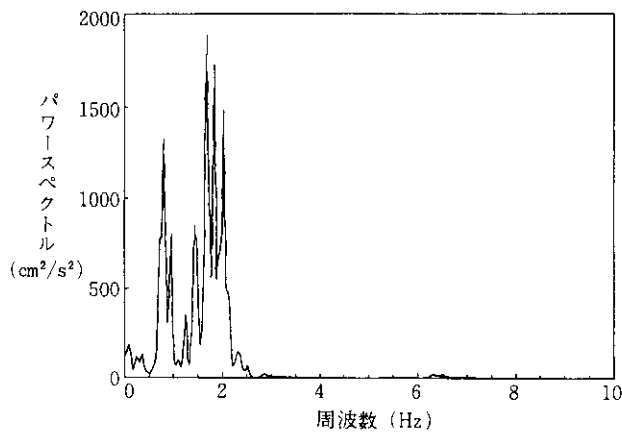


図-9 モデル2のパワースペクトル

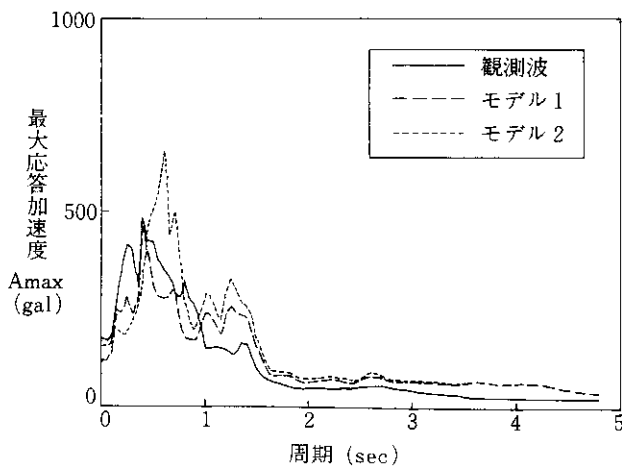


図-10 加速度応答スペクトル

④ 加速度応答スペクトル

減衰比5%の場合の加速度応答スペクトルを図-10に示す。また、最大応答加速度のピーク値とその応答倍率、周期を表-3に示す。最大応答加速度のピーク値とその周期、全体の形において、モデル1の方が観測波に近いことがわかる。

表-3 加速度応答結果

	観測波	モデル1	モデル2
最大応答加速度	480	455	650
倍率	2.83	3.89	4.16
周期	0.40	0.40	0.60

⑤ 伝達関数と常時微動測定結果

モデル1、2の初期せん断剛性率  $G_0$  を用いて求めた伝達関数を図-11、12に示す。

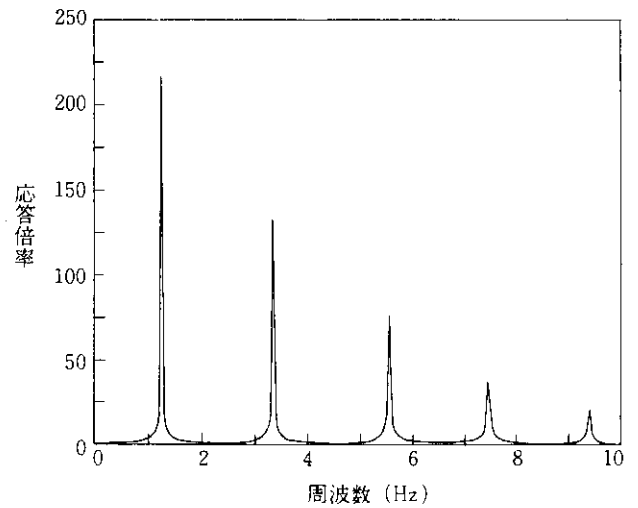


図-11  $G_0$ を用いた伝達関数(モデル1)

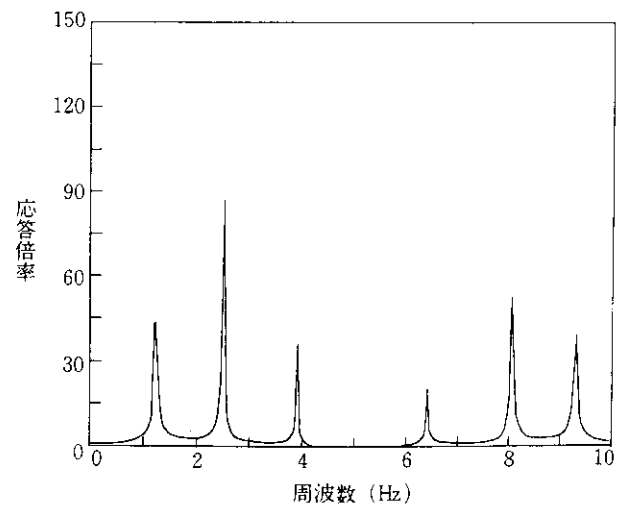


図-12  $G_0$ を用いた伝達関数(モデル2)

1次の固有周波数に着目すると、モデル1が1.25Hz、モデル2が1.20Hzであり、常時微動測定結果(NS成分1.20Hz、EW成分1.15Hz)とかなり一致した結果が得られた。

⑥ 伝達関数とフーリエスペクトル比

地表の観測波の基盤波に対するフーリエスペクトルの比を図-13に、さらに応答解析で収束したGeffを用いて求めた伝達関数を図-14、15に示す。1次の固有周波数は、観測波のフーリエスペクトル比が1.17Hzであるのに対して、モデル1が0.95Hz、モデル2が0.925Hzと8割程度の低い周波数になっているが、2次、3次の固有周波数も含めた全体の形はモデル1が観測波に近い。

以上、①～⑥までの比較全体でみると、やはり実測に基づくモデル1の方がモデル式による推定のモデル2よりも若干観測波に近い結果になることは認めざるを得ない。しかし、これは前述のとおり、当該地点の泥炭層の

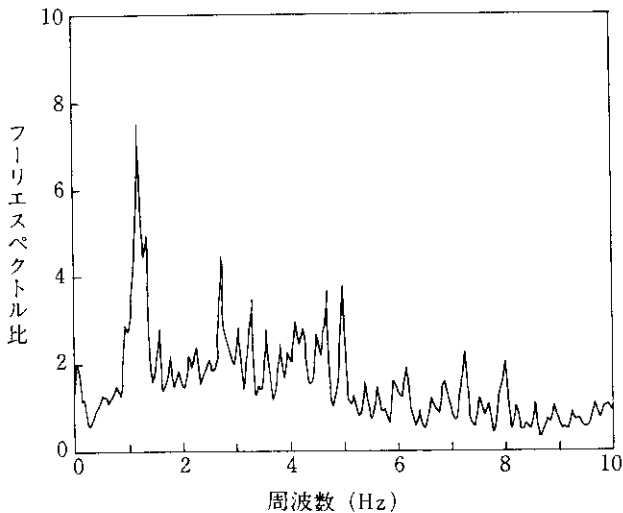


図-13 観測波のフーリエスペクトル比

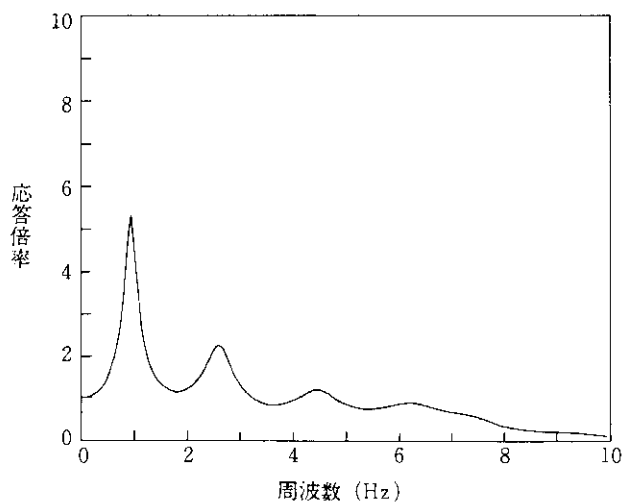


図-14 Geffを用いた伝達関数(モデル1)

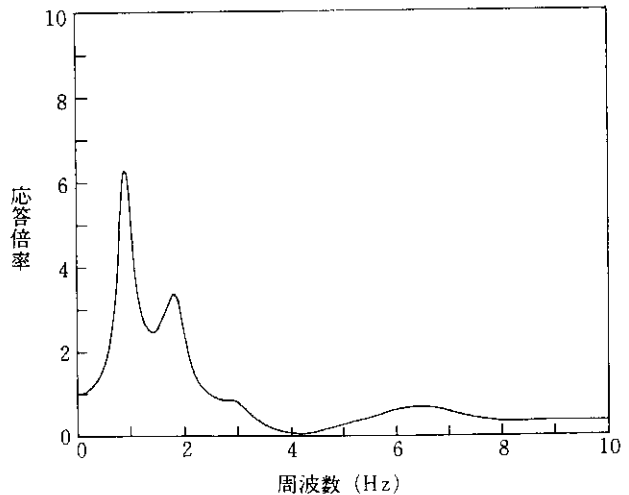


図-15 Geffを用いた伝達関数(モデル2)

せん断剛性率のPS検層値が、通常の泥炭に比べてかなり大きいものであったために生じたものであり、その点では原位置のせん断剛性率さえうまく推定することができれば、解析結果をモデル1程度まで観測結果に一致させられることを示したともいえる。また、最大加速度などでは、モデル2による計算値もモデル1以上に観測値とよく対応していることから、設計の実用上では、本研究の提案モデル式もかなり有用であることを示していると考えられる。

4. 過去の地震の盛土被害による検証

4.1 1968年十勝沖地震における盛土の被害

1968年5月16日に襟裳岬南南東約150Kmの地点を震源として発生した十勝沖地震は、マグニチュード7.9という大規模なもので、さらに同日中にマグニチュード7.5にも及ぶ余震があり、これらの地震により北海道、東北地方で多数の死傷者がでたほか、公共施設、建築物、その他にかなりの被害が発生した。盛土の被害については、北海道開発局管内では鷗川および十勝川の下流部堤防を中心に堤体の沈下やきれつ、のり面の膨れ上がりといった報告がなされている。このうち、特に十勝川下流部の堤防については、泥炭地盤上に位置するものであり、泥炭地盤の地震被害に関する貴重な資料となっている。被害調査報告<sup>6)</sup>によれば、被害地区の泥炭層厚は無被害地区に比べてかなり厚く、基礎地盤(0~3m, 0~5m, 0~10m)の平均コーン支持力で比べても、被害地区は無被害地区の1/4~1/2程度であるとしている。

この十勝川下流部の堤防については、その後河川施設の整備に伴い、ボーリング調査を始めとする多くの地盤調査や堤防の耐震性検討調査が実施され、被害地区、無被害地区ともに詳細な地盤構成を知ることができるよう

になってきた。そこで、これらの地盤資料と当時の盛土被害記録を用いて、本研究で提案している泥炭の動的変形特性モデルの検証を行った。

#### 4.2 検証の方法

検証の方法としては、まず十勝川下流部の泥炭地盤上の堤防から無被害箇所と被害箇所をそれぞれ5カ所ずつ抽出する。そして、既往の地盤資料から土層構成を把握し、各層のモデル化を行う。さらに基盤に当該地域の推定基盤波を入力して地震応答解析を行い、地表部における加速度やせん断ひずみ、変位などを算出して被害発生との対応関係を調べた。

#### 4.3 検証対象個所の地盤概要

検証対象個所の地盤概要を図-16に示す。これらの10地点は、無被害箇所、被害箇所ともに泥炭層を含むことのみを条件として、川の下流からある程度距離において無作為に抽出したものである。なお、被害調査報告では被害地区の泥炭層厚が無被害地区に比べてかなり厚く、これが被害の原因であるとしているが、今回の事例でみる限り、それだけでは説明できないものがあるように思

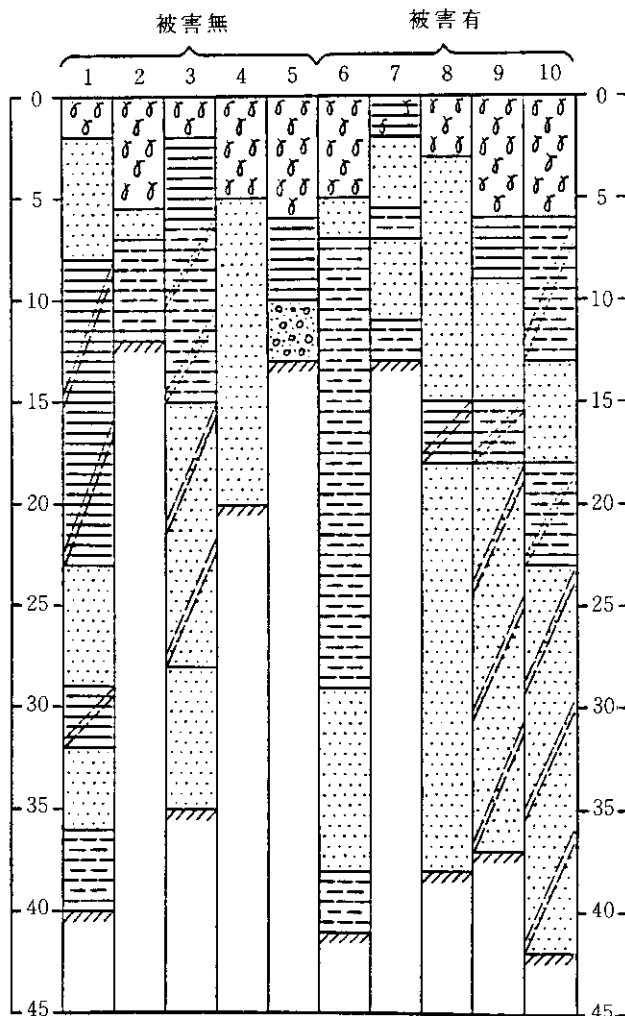


図-16 検証対象個所の地盤概要

われる。

#### 4.4 地盤の動的特性のモデル化

地盤の動的特性のモデル化は、3章の方法とほぼ同様に行ったが、砂・粘土などのせん断波速度はN値から推定した。密度については北海道内の実態を踏まえ、粘性土が $1.7 \text{ g/cm}^3$ 、砂が $1.8 \text{ g/cm}^3$ 、砂礫が $2.0 \text{ g/cm}^3$ とし、泥炭は泥炭性軟弱地盤対策工指針(案)<sup>7)</sup>により含水比から推定した。また、全地点で地下水位はGL-1.00mとした。

#### 4.5 地震応答解析方法

解析に用いた地震波は、室蘭港の地表においてSMA C-B<sub>2</sub>型強震計で得られた波を川島らの方法<sup>8)</sup>によるフィルタで補正し、それを基盤に降ろして、建設省土木研究所で提案している最大加速度の距離減衰式<sup>9)</sup>により当該地域の基盤の最大加速度を推定して、その値を50galに調整したものである。

解析方法は前章と同様一次元の重複反射法で、用いたプログラムはLysmerらにより開発されたSHAKEである。次元解析のため盛土の形状についてはなら考慮していないが、当該盛土が十勝川下流部の平坦部の堤防であるため、その形状はあまり変わらず、どの地点も地震時の堤体高が2m程度であり、地盤だけで考えてもある程度被害の発生との対応関係をみることができると思われたので、こうした方法を採用した。

#### 4.6 解析結果と被害の関係

地震応答解析結果のうち、無被害箇所と被害箇所の一例を図-17, 18に示す。解析結果より、以下の8つの値を指標として被害発生との対応関係を検討した。

- ①  $A_T$  (gal): 泥炭層上面の最大加速度
- ②  $A_{max}$  (gal): 泥炭層内の平均最大加速度
- ③  $A_B$  (gal): 泥炭層下面の最大加速度
- ④  $A_T/A_B$ : 泥炭層内の増幅度
- ⑤  $\gamma_T$  (%): 泥炭層上面の最大せん断ひずみ
- ⑥  $\gamma_{max}$  (%): 泥炭層内の平均最大せん断ひずみ

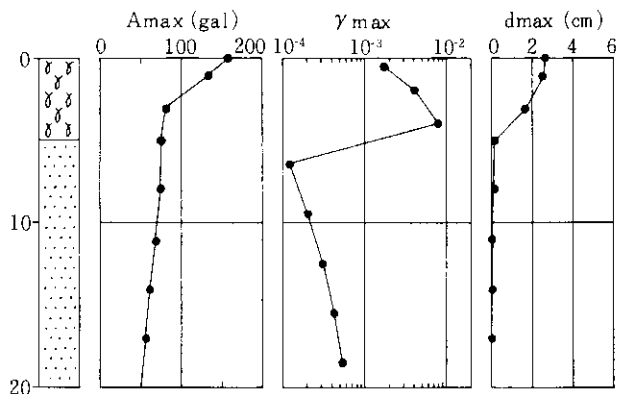


図-17 無被害個所の解析例

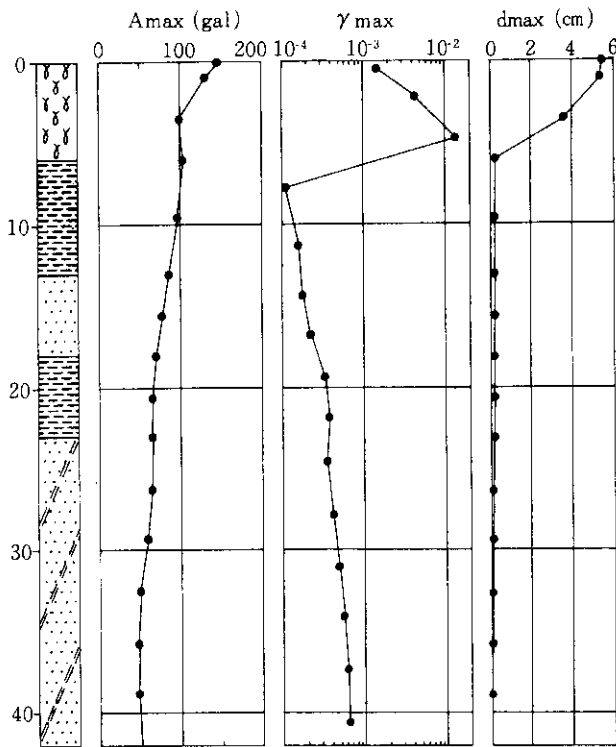


図-18 被害個所の解析例

- ⑦  $d_T$  (cm): 泥炭層上面の最大変位
- ⑧  $d_T - d_B$  (cm): 泥炭層内での最大変位

図-19(a)~(h)は、それぞれの指標を無被害個所と被害個所で区別してまとめたもので、平均と分散の範囲を示

している。図中の数字は、両者の平均値の差の検定を行った結果で、(7)式で定義される統計量Zの実現値を表わしている。

$$Z = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{\sqrt{\sigma_1^2/n_1 + \sigma_2^2/n_2}} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $\bar{X}_1, \bar{X}_2$ : 平均値  
 $\sigma_1, \sigma_2$ : 標準偏差  
 $n_1, n_2$ : データ数

この値が1.64以上になると10%、1.96以上になると5%の水準で有意な差が認められることになる。記号はこれらの有意水準を表わしている (\*; 10%, \*\*; 5%)。この中で、No.7地点は軟弱層が原因の破壊というより液状化が生じたものと思われ、被害有のグループの中で他の地点とは異なる傾向を示しているが、この地点を含めても、 $\gamma_T$ と $\bar{\gamma}_{max}$ では無被害個所と被害個所の平均値の間に5%の水準で有意な差が認められ、 $d_T, d_T - d_B$ では10%の水準で有意な差が認められる。

これらの結果は、泥炭のような軟弱地盤上の盛土での被害の危険性が、瞬間的な加速度よりむしろ地盤に発生するせん断ひずみや変位によって判断できるものであることを示していると考えられる。いずれにしても、これら4つの応答解析値は被害発生の有無をある程度分離しており、このことはモデルがおおむね妥当であることを示したと判断される。

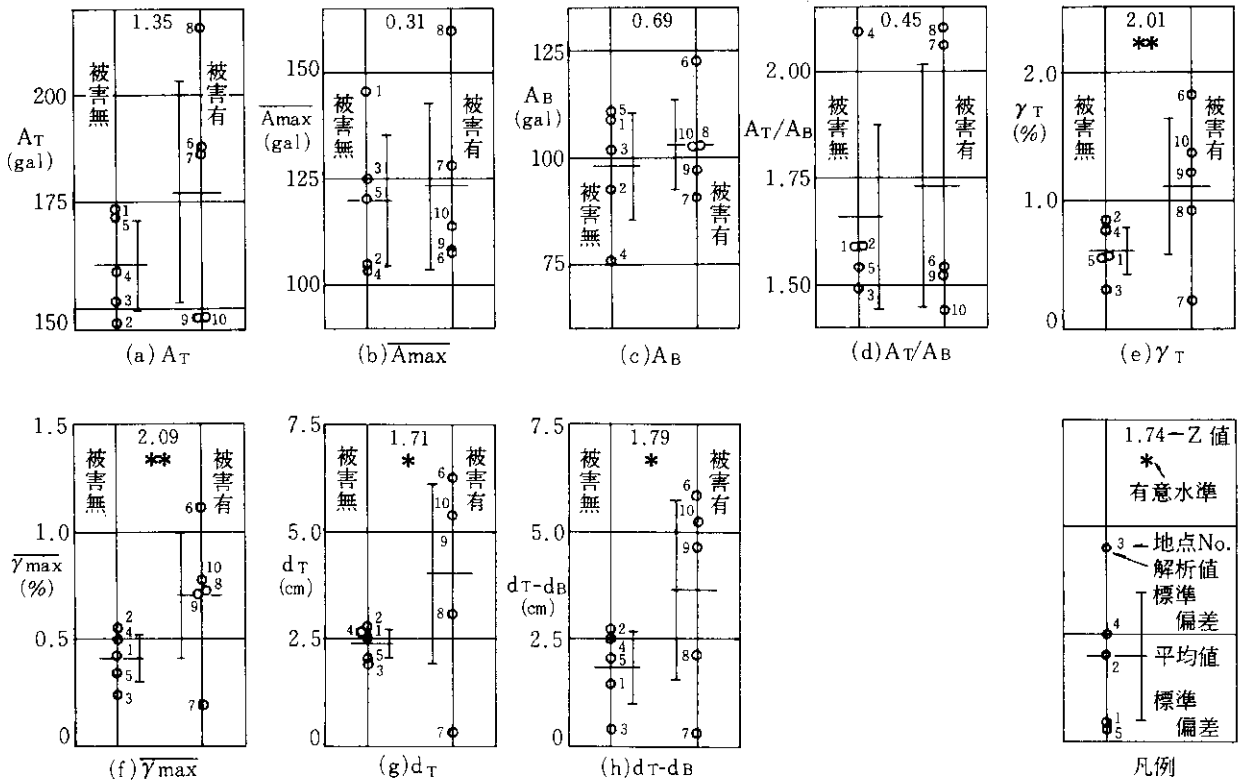


図-19 解析結果と被害との関係



## 5. ま と め

これまでの一連の研究において、以下にまとめる知見を得た。

- ① 泥炭の動的変形特性については、Hardin-Drnevichモデルの適用が可能で、含水比と有効拘束圧を用いて(1)~(5)式で表わすことができる。
- ② ①は100~800%の含水比と0.8kgf/cm<sup>2</sup>までの有効拘束圧において適用可能である。
- ③ 以上のことは、PS検層実施例による検証、強震計観測波による検証ならびに過去の地震の盛土被害による検証で、その妥当性がおおむね確認された。

## 6. あとがき

一連の研究により、泥炭の動的変形特性のモデル化についてはある程度満足できる成果が得られたと考えている。今後は、このモデルを実際の泥炭性軟弱地盤の耐震設計に役立てる手法について検討していきたいと考えている。

なお、本研究については、北海道開発コンサルタント(株)峯田一彦氏に現場調査および地震応答計算で御協力をいただいた。また、現場調査および資料調査において、釧路開発建設部、帯広開発建設部の関係各位に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) 能登繁幸, 加治屋安彦: 泥炭の動的変形特性に関する実験的研究(第2報), 土木試験所月報, No.406, 1987年3月.
- 3) 足立紀尚, 龍岡文夫: 土の力学(Ⅲ), 技報堂出版, 1981.
- 4) 北海道立地下資源調査所: 5万分の1地質図幅説明書“別海”, 1963.
- 5) 土研資料第1778号地盤の地震時応答特性の数値解析法, 1982.2.
- 6) 土木試験所報告第49号1968年十勝沖地震被害調査報告, 1968.12.
- 7) 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.
- 8) 川島一彦, 高木義和, 相沢 興: 数値化精度を考慮したSMAC-B<sub>2</sub>型強震計記録の計器補正法および変位計算法, 土木学会論文報告集第325号, 1982年9月.
- 9) 川島一彦, 相沢 興, 高橋和之: 土木研究所報告第166号最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式, 1985.9.

\*

\*

\*