

遠心力模型実験による泥炭性軟弱地盤上盛土の地震時挙動に関する検討

江川拓也¹・西本聡²・富澤幸一³

¹北海道開発土木研究所 土質基礎研究室 研究員 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34)

E-mail:ta-egawa@ceri.go.jp

²北海道開発土木研究所 土質基礎研究室 室長 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34)

E-mail:nishimoto@ceri.go.jp

³北海道開発土木研究所 土質基礎研究室 研究員 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34)

E-mail:ko-tomsw@ceri.go.jp

北海道に特有な泥炭性軟弱地盤上の盛土は地震時に被害を受けやすいとされている。しかし、こうした盛土の地震時の挙動が観測された事例はほとんどない。そこで、泥炭性軟弱地盤上の盛土をモデル化し、遠心力载荷試験装置で地震時の挙動を観測した。その結果、地盤内の加速度応答は地盤の初期せん断剛性に依存しており、地盤内の加速度応答が大きい場合に地盤の側方への変状と沈下が進行した。また、入力地震波の加速度の相違により地盤内の加速度応答が異なった。これは、泥炭の初期せん断剛性が、泥炭性軟弱地盤内に発生するせん断ひずみの大きさが 10^{-4} レベルではほとんど低下していないのに対し、 $10^{-2}\sim 10^{-1}$ レベルでは $1/3\sim 1/10$ 程度までに低下していることによるものと理解された。

Key Words : Earthquake, Peaty soft ground, Embankment, Centrifuge model test

1. はじめに

道路盛土や河川堤防などの盛土構造物は、本来にある程度の耐震性を有するなどの理由からこれまで耐震設計について配慮されることは少なかった。しかし、1990年代に発生したいくつかの大きな地震により、盛土構造物としての本来の機能を損なう被害が発生した。また、今日においては通信、電気、水道、ガスなどのライフライン系施設を安全に収容できることも盛土構造物本来の機能として要求される。これらのことから、地震に強い盛土構造物が求められており、盛土構造物についても耐震性に関する検討が示された¹⁾。北海道においても過去のいくつかの大きな地震により盛土構造物に大きな崩壊が発生している^{2)~5)}。1968年に発生した十勝沖地震では泥炭性軟弱地盤(以下、泥炭地盤とする)上に造られた河川堤防、1993年に発生した釧路沖地震では沢地形あるいは集水地形に造られた道路盛土の崩壊が特徴的であった。

このような背景のもと、著者らは、盛土構造物の地震時挙動を動的遠心力模型実験により把握し、耐震性の向上に関する資料を得ることを目的に研究を行っている。合理的な耐震設計法を確立するために

は地震時における地盤ならびに盛土の実挙動を把握する必要がある。実際の被害事例や報告から北海道に特有な泥炭地盤上の盛土は地震時に被害を受けやすいとされているが、加速度応答や間隙水圧の挙動などが観測された事例はほとんどない。また、沢地形などの浸透水が存在する盛土の地震時安定性評価について検討した中^{6) 7)}で、一部適切な評価が出来なかった箇所では、のり尻部に存在した泥炭層が盛土崩壊に関わっていた可能性があった。

ここでは、現在まで明らかにされていない泥炭地盤ならびにその上に造られた盛土構造物の地震時挙動について、泥炭地盤層厚、盛土高、入力加速度をパラメータとした動的遠心力模型実験から得られた知見を報告する。

2. 実験方法

実験は、幅700mm、高さ350mm、奥行き200mmの土槽内に1/50縮尺の泥炭地盤ならびに盛土の模型を作製し、50Gの遠心加速度場において正弦波(SIN20波)による加振を行った。図-1に、実験模型の模式図と計測センサーの配置を示す。

(1) 模型泥炭地盤

泥炭地盤の模型作製は、泥炭層の圧密時に両面排水を行うため土槽底面に豊浦砂砂を用いて相対密度90%以上の密な飽和砂層を作製した。その後、泥炭地盤材料として、市販の園芸用ピートモスの0.85mm ふり通過分とカオリン粘土の乾燥重量比1:1の混合試料を初期含水比約600%のスラリーとして投入した。つづいて、50Gの遠心加速度場において自重圧密を行った後、盛土の盛り立てによる静的な破壊を防ぐためサーチャージ载荷を最終圧力約50kN/m²まで3段階に分けて行い泥炭層を作製した。初期状態の圧密係数が30000cm²/d前後と大きいため一次圧密はすぐに終了するが、自重圧密を含め各段階50Gの遠心加速度場で間隙水圧がほぼ静水圧となる15分間の载荷とし、最終段階は30分とした。

泥炭地盤材料ならびに作製した泥炭地盤の物性について、表-1に北海道における代表的な泥炭の物性⁸⁾と比較して示したがほぼ代表的な物性を示している。図-2に、模型泥炭地盤の動的変形特性を把握する目的で有効拘束圧をパラメータとして実施した動的変形特性試験結果を示す。図より、初期せん断剛性率は有効拘束圧に依存しており、有効拘束圧が高いほど大きい。模型泥炭地盤の動的変形特性試験結果と、実際の現場における泥炭の動的変形特性に関する以下の実験式から求めた推定値を比較し、その代表性を検証した。

泥炭の動的変形特性に関する実験式^{9) 10) 11)}

$$\left. \begin{aligned} \frac{G}{G_0} &= \frac{1}{(1 + \gamma_r)} \\ h &= h_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_0}\right) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここに、 G : せん断剛性率(kN/m²)
 G_0 : 初期のせん断剛性率(kN/m²)
 $G_0 = 1.37 \times 10^4 W_c^{-0.67} (\sigma_c')^{0.55}$

γ : せん断ひずみ
 γ_r : 基準せん断ひずみ($G = G_0/2$ となるせん断ひずみ)
 $\gamma_r = 7.01 \times 10^{-6} W_c (\sigma_c')^{0.42}$
 h : 減衰比
 h_{\max} : せん断ひずみ無限大のときの減衰比(=0.23)
 W_c : 含水比(%)
 σ_c' : 平均有効拘束圧(kN/m²)

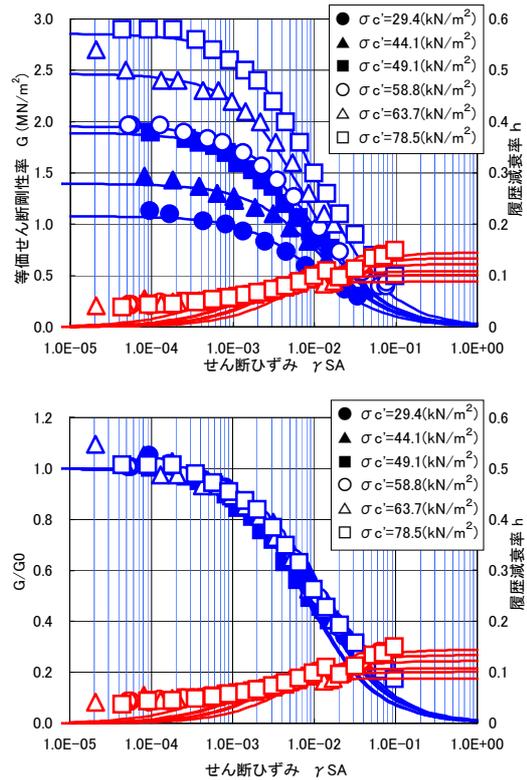


図-2 模型泥炭地盤の動的変形特性試験結果

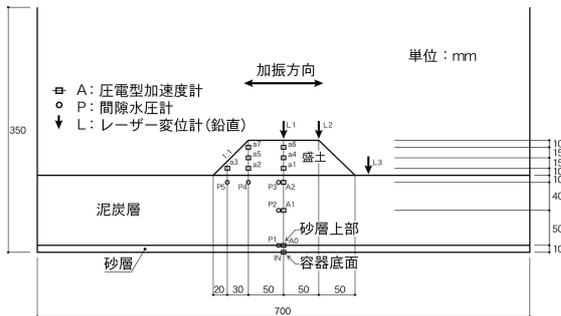


図-1 実験模型の模式図と計測センサーの配置

表-1 泥炭地盤材料ならびに作製した泥炭地盤の物性と北海道における代表的な泥炭の物性の比較

		模型泥炭	北海道泥炭
土粒子の密度	ρ_s (g/cm ³)	2.07	1.3~2.1
圧縮指数	C_c	3.72	2.6~5.3
最終圧密後の	q_c (kN/m ²)	103~311	100~300
ユーン指数,含水比	W (%)	211~311	115~1150
と湿潤密度	ρ_t (g/cm ³)	1.04	0.95~1.12

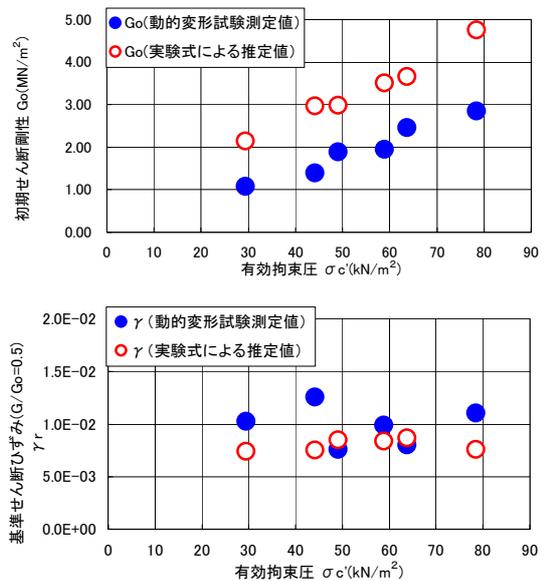


図-3 動的変形特性試験結果と実験式による推定値の比較

図-3に、動的変形特性試験結果とこれらの実験式による推定値を比較して示す。図より、初期せん断剛性率の絶対値は、実験式による推定値が2倍程度大きいのが、有効拘束圧に対する変化傾向は一致している。基準せん断ひずみは、有効拘束圧との依存関係は見られず、ばらつきはあるものの実験式による推定値と一致している。以上のことより、実験に用いた模型泥炭地盤は実験模型としての代表性があるものと考えられる。

(2) 模型盛土

盛土の模型作製は、盛土材料として豊浦珪砂とカオリン粘土の乾燥重量比 8 : 2 の混合試料を最適含水比に調整し、締固め度 85%、のり面勾配 1 : 1.0 で別容器にて作製した。その後、圧密が終了した泥炭地盤上に乱さないように設置した。盛土材料ならびに作製した盛土の物性を表-2に示す。

なお、動的な遠心力模型実験では、間隙流体として相似則を満足させる相似比倍の粘性を持つ流体が一般に用いられるが、今回は泥炭地盤の地震動伝播に着目しており、カオリン粘土にシリコンオイルなどの粘性流体を混ぜることによる性質の変化を考慮し、泥炭地盤ならびに盛土の間隙流体には水を用いた。

(3) 実験条件

表-3に実験ケースの一覧を示す。今回の実験では、泥炭地盤層厚の変化ならびに泥炭地盤上に盛土が造られることによる泥炭地盤内の有効拘束圧の変化が、泥炭地盤と盛土の地震時挙動に与える影響を把握することを目的に、表に示す泥炭地盤層厚、盛土高を設定した。また、過去の実験において、泥炭地盤内の加速度応答は入力地震波の周波数によって異なり、模型泥炭地盤の固有周波数と見積もられた地震波を入力することにより泥炭地盤の変形が大きく盛土の変形も大きくなることを明らかにしている^{1,2)}。このことから、入力周波数の設定は、事前の予備的な実験において求めた各泥炭地盤層厚の固有周波数とした。

表-2 盛土材料と作製した盛土の物性

締固め度	Dc(%)	85
土粒子の密度	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.64
最大乾燥密度	$\rho_{dmax}(\text{g/cm}^3)$	1.87
最適含水比	Wopt(%)	11.0
湿润密度	$\rho_t(\text{g/cm}^3)$	1.77
有効応力表示 の強度定数	$C'(\text{kN/m}^2)$	1.96
	$\phi'(^{\circ})$	26.2

表-3 実験ケースの一覧

ケース	泥炭地盤層厚	盛土高	泥炭地盤に作用する σ_c'	入力周波数
1	10.0m	2.5m	35.7kN/m ²	1.2Hz
2	5.0m	2.5m	32.3kN/m ²	1.5Hz
3	2.5m	2.5m	30.6kN/m ²	1.5Hz
4	2.5m	5.0m	59.5kN/m ²	1.5Hz

表中の値は全て実物換算値

加振条件は、1つのケースに対する入力加速度を60gal、130gal、200gal程度となるように設定したステップアップ加振とし、加振間隔は加振後の間隙水圧が静水圧になるのを確認した後に行っている。

3. 実験結果および考察

各ケースの実験結果を整理し、泥炭地盤層厚ならびに泥炭地盤内の有効拘束圧の違いによる泥炭地盤と盛土の地震時挙動を検討した。ここで、加速度の応答波形は時間軸に対し上下対象であるとは限らないことから、波形の最大値と最小値を読みとりその平均値を応答加速度とした。また、砂層上の加速度計A0の計測値を入力加速度として整理している。

(1) 泥炭地盤ならびに盛土の変形

図-4に、加振による泥炭地盤ならびに盛土の変形状況として、ケース1の最終加振後の変形図を示す。模型の変形は、泥炭地盤中央部の沈下ならびに側方への拡がりにもない盛土が相対的に沈下、変形したものと考えられ、泥炭地盤上に造られた盛土において地震時に一般的に見られる変形を示した。

図-5に、各ケースの入力加速度と盛土天端中央の累積沈下量の関係を実物換算値で示す。泥炭地盤層厚の違いによる沈下の傾向にあまり大きな差は見られないが、入力加速度が小さな場合、泥炭厚が薄いほど沈下量が大きく、入力加速度が大きくなるとその傾向は逆転し泥炭厚が厚いほど沈下量が大きくなっている。有効拘束圧が高く地盤の初期せん断剛性が最も大きいと考えられるケース4では、加振1回目から他のケースに比べ沈下の傾向が大きい。

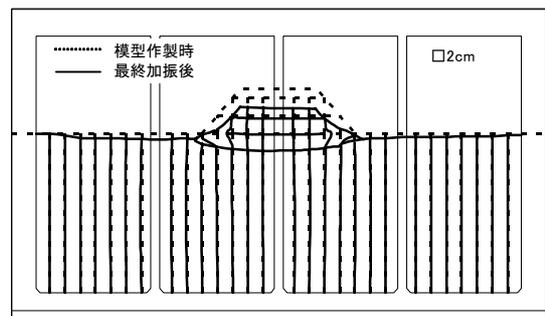


図-4 最終加振後の変形図(ケース1)

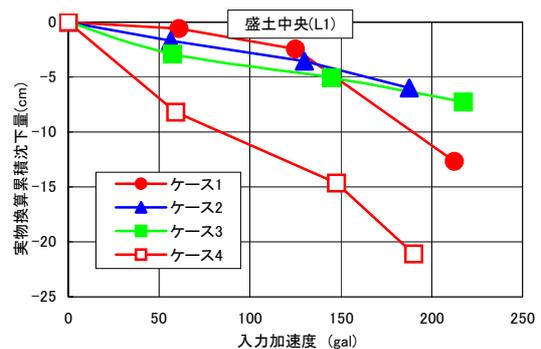


図-5 入力加速と盛土天端中央の累積沈下量

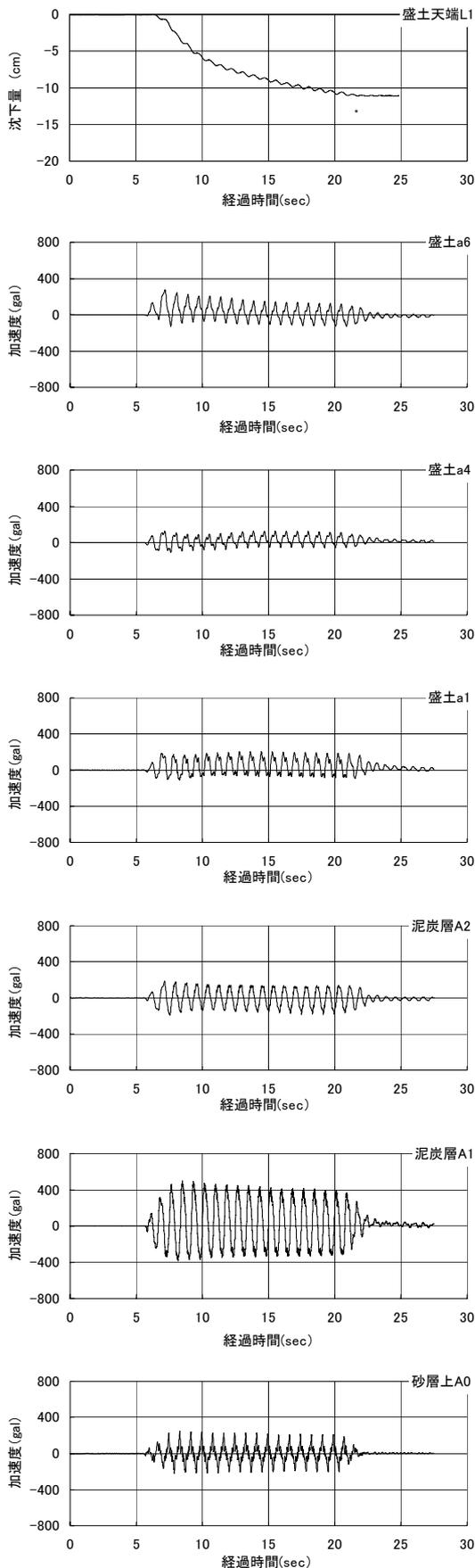


図-6 ケース1の盛土中央測線における加速度と沈下量の時刻歴(入力加速度213gal)

図-6に、ケース1の入力加速度210gal程度の時の模型中央測線における各センサーの時刻歴を示す。図より、各波形に大きな位相のずれは見られず振幅とともに沈下が進行している様子が確認された。また、泥炭地盤中央深度(A1)で加速度振幅が大きく増幅しており、盛土内での大きな振幅の変化は見られない。これらの傾向は他のケースにおいても同じであり、変形図より盛土自体の圧縮沈下は少なく、泥炭地盤が振幅にともない沈下したものと考えられる。

(2) 泥炭地盤内における加速度応答

図-7に、泥炭地盤内における加速応答について、入力加速度に対する深度方向の加速度応答倍率として各ケース入力加速度ごとに比較して示す。図より、泥炭地盤内における加速度応答は、入力加速度に対する応答倍率に差があるものの、各ケースとも泥炭地盤内、特に、泥炭地盤中央深度において加速度が

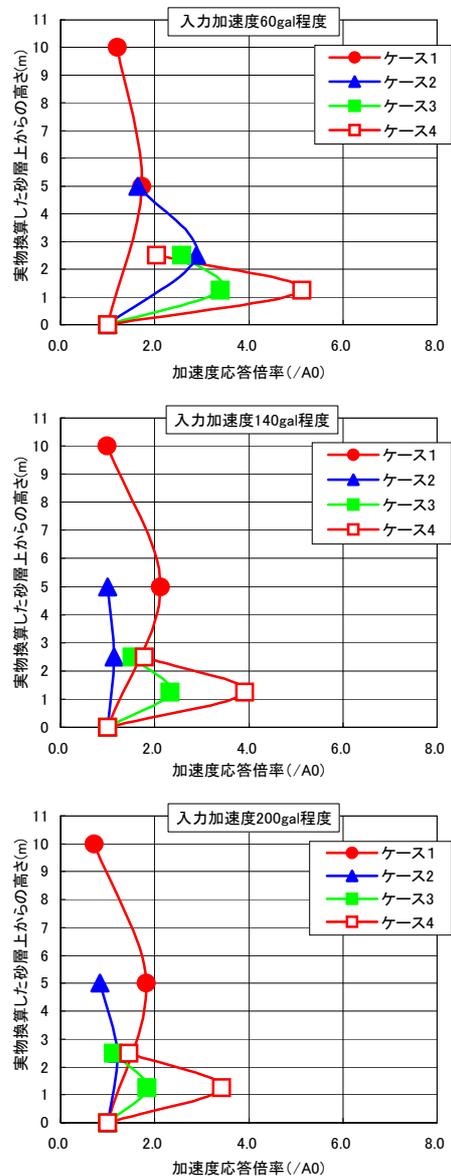


図-7 泥炭地盤内の入力加速度に対する深度方向の加速度応答倍率

増幅している傾向が確認された。各ケースの泥炭地盤内における加速度の増幅傾向の差は、入力加速度が小さな場合(60gal 程度)に顕著に見られ、泥炭地盤層厚が薄いほど増幅の程度が大きい。これは、ケース1～ケース3では、泥炭地盤に作用する盛土上載荷重が同程度であっても、泥炭地盤の層厚が違うことにより、盛土上載荷重が及ぼす影響範囲に差が生じ、つまり、有効拘束圧の違いにより地盤の初期せん断剛性に泥炭地盤内での差があるためと理解される。また、有効拘束圧が高く地盤の初期せん断剛性が大きなケース4において最も増幅しており、これらのことから、泥炭地盤内の加速度応答は地盤の初期せん断剛性に依存しているものと考えられる。さらに入力加速度を大きくした加振を重ねると、泥炭地盤内における加速度応答倍率は低くなる傾向を示した。

(3) 入力加速度の相違による加速度応答特性の変化

図-7より、入力加速度が小さな場合に泥炭地盤内での加速度応答が大きく、入力加速度が大きくなるにしたがい加速度応答が小さくなる傾向が見られた。ここでは、各ケースの入力加速度の相違による泥炭地盤内の加速度応答の変化について整理した。

図-8に、各ケースの入力加速度と泥炭地盤中央深度における応答加速度ならびに泥炭地盤内に発生した平均的なせん断ひずみの関係について示す。泥炭地盤内に発生する平均的なせん断ひずみは、図-6に示されるように泥炭地盤内の応答加速度波形に大きな位相のずれが生じていないことから周波数が一定であると、入力加速度ならびに泥炭地盤中

央深度で計測された応答加速度を2回積分して求められる変位の差を、それぞれの泥炭地盤中央深度から泥炭地盤底面までの層厚で除すことにより求めた。

図より、泥炭地盤内における加速度応答が入力加速度を大きくした加振を重ねることにより低下していく傾向が明確に見られ、その度合いは、ケース2を除いて泥炭地盤内の初期せん断剛性が大きいと思われる順に大きい。これは、泥炭地盤内での加速度増幅が大きなケースほど泥炭地盤内に発生するせん断ひずみが大きくなっていることに起因していると考えられる。図-2より、ケース4の有効拘束圧に相当する $\sigma'c=58.8\text{kN/m}^2$ の動的変形特性試験結果では、ケース4の地盤内に発生した 10^{-1} レベルのせん断ひずみで初期せん断剛性が約1/10程度まで低下していることがわかる。同様にケース1～ケース3の有効拘束圧に相当する $\sigma'c=29.4\text{kN/m}^2$ の動的変形特性試験結果では、 $10^{-2}\sim 10^{-1}$ レベルのせん断ひずみで初期せん断剛性が1/3～1/5程度まで低下している。このことから、入力加速度を大きくしたことによる泥炭地盤内の加速度応答の低下は、泥炭地盤のせん断剛性が地盤内に発生するせん断ひずみの大きさに応じて低下していることに起因し、有効拘束圧が高く初期せん断剛性が大きなケースほどその度合いが大きいと理解された。これらの関係は、加振により生じた泥炭地盤の側方への変状ならびに沈下挙動の関係と合致する。

4. まとめ

泥炭性軟弱地盤ならびにその上に造られた盛土構造物の地震時挙動について、泥炭地盤層厚、盛土高、入力加速度をパラメータとした動的遠心力模型実験から以下の知見を得た。

1. 加振により発生する泥炭地盤ならびに盛土の変形は、泥炭地盤の地震応答にともなう沈下ならびに側方への変形により盛土が相対的に沈下、変形し、泥炭地盤内における加速度応答が大きなケースでその傾向が顕著であった。
2. 泥炭地盤内における加速度応答は、地盤の中央深度において大きく増幅する傾向を示し、その大きさは泥炭地盤の初期せん断剛性に依存しており、泥炭地盤に作用する有効拘束圧が高いケースほど大きな応答を示した。
3. 泥炭地盤の初期せん断剛性が大きなケースほど、入力加速度が大きくなることによる泥炭地盤内の加速度応答の低下が顕著で、これは、泥炭地盤のせん断剛性が地盤内に発生するせん断ひずみの大きさに応じて低下したことによるものと理解され、地震時における泥炭地盤ならびに盛土の変形挙動の支配的な要因であると考えられた。

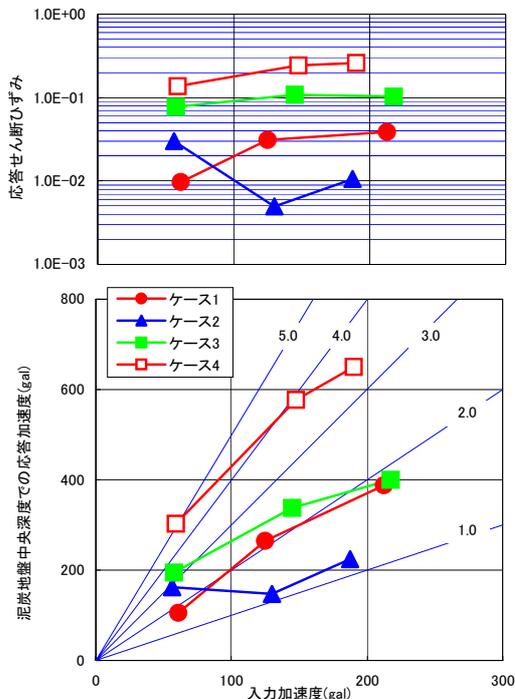


図-8 入力加速度と泥炭地盤中央深度での応答加速度、泥炭地盤内に発生したせん断ひずみの関係

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工のり面工・斜面安定工指針，pp.173-180,1999.
- 2) 北海道開発土木試験所：1968年十勝沖地震被害調査報告，土木試験所報告第49号，pp.9-24,1968.
- 3) 北海道開発局開発土木研究所：1993年釧路沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第100号，pp.13-40,1993.
- 4) 北海道開発局開発土木研究所：1993年北海道南西沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第101号，pp.21-40,1994.
- 5) 北海道開発局開発土木研究所：1994年北海道東方沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第108号，pp.7-24,1995.
- 6) 江川拓也，西川純一，林宏親：道路盛土の地震時安定に関する動的遠心模型実験，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp.689-692,2001.
- 7) 江川拓也，西川純一，林宏親：浸透水の影響を受ける道路盛土の地震時安定性評価，北海道開発土木研究所月報No.582，pp.20-26,2001.
- 8) 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，北海道開発技術センター，pp.1-6,2002.
- 9) 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，pp.12-21,1986.
- 10) 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，pp.14-24,1987.
- 11) 加治屋安彦，能登繁幸：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-，土木試験所月報No.418，pp.1-9,1988.
- 12) 江川拓也，西川純一，林宏親：盛土を載せた泥炭性軟弱地盤の地震時挙動に関する遠心力模型実験，第11回日本地震工学シンポジウム講演論文集，pp.959-962,2002.

(2003. 6.30 受付)

A STUDY ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF EMBANKMENTS ON PEATY SOFT GROUND THROUGH CENTRIFUGE MODEL TESTS

Takuya EGAWA, Satoshi NISHIMOTO and Kouichi TOMISAWA

Embankments constructed on peaty soft ground peculiar to Hokkaido are considered to be vulnerable to damage during earthquakes. There have been few cases, however, in which the seismic behavior of such embankments has been observed. A model embankment on peaty soft ground was therefore constructed, and its seismic behavior was investigated through a series of centrifuge model tests.

As a result, it was found that the acceleration response in peaty soft ground was dependent on the initial shear modulus of the ground, and that lateral deformation and settlement progressed toward the sides of peaty soft ground when the acceleration response in the peaty soft ground was large. In addition, the acceleration response in the ground varied according to the difference in the acceleration of input motion. This was considered to be due to the cyclic deformation characteristics of the peat material, through which the initial shear modulus decreased to approximately 1/3 to 1/10 when the range of shear strain level that occurred in peaty soft ground was 10^{-2} to 10^{-1} , while there was nearly no change when the level was less than 10^{-4} .