

泥炭地盤の変形特性を考慮した土構造物の耐震性能照査に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 24～平 27

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ
(寒地地盤)

研究担当者：林 宏親、橋本 聖、梶取真一

【要旨】

北海道において発生したいくつかの大規模地震によって、泥炭地盤上の道路盛土ならびに河川堤防に大きな被害が発生した。しかし、泥炭地盤の動的な力学挙動の詳細は未だ明らかになっておらず、泥炭地盤の動的変形特性を考慮した盛土の耐震性評価技術や泥炭地盤において特徴的にみられる盛土自身の液状化に対する補強技術の確立が求められている。

そこで、広範囲な物性を持つ泥炭の室内土質試験を実施したところ、泥炭の微小ひずみにおけるせん断剛性率や動的変形特性およびそれらの特性と含水比との関連がわかった。さらに、含水比と有効拘束圧からそれらの物性値を推定する実験式を提案した。また、動的遠心模型実験や現場事例調査を行い、地震動の継続時間が盛土被害に与える影響および盛土内に設置されたドレーン工の効果が明らかとなった。

キーワード：泥炭、地震、盛土、動的変形特性、耐震補強

1. はじめに

北海道に広く分布する泥炭地盤は、高有機質で特異な工学的性質を有する極めて軟弱な地盤である。北海道において発生したいくつかの大規模地震によって、泥炭地盤上の道路盛土ならびに河川堤防に大きな被害が発生している。しかし、泥炭地盤の動的な力学挙動の詳細は未だ明らかになっておらず、泥炭地盤の動的変形特性を考慮した盛土の耐震性評価技術や泥炭地盤において特徴的にみられる盛土自身の液状化に対する補強技術の確立が求められている。

以上の背景を受け、本研究では、泥炭の室内実験や動的遠心模型実験などを実施し、泥炭地盤上の盛土の耐震性評価技術や泥炭地盤において特徴的にみられる盛土自身の液状化に対する補強技術を検討した。

2. 泥炭地盤上の盛土の地震被害事例

1993年釧路沖地震によって、河川堤防および道路盛土に大規模な被害が生じた。代表的な被害事例として、十勝川統内地区築堤の被害が挙げられる(図1、写真1)¹⁾。天端および堤外側のり面上部が約2~3.5m沈下し、築堤法線方向の大きな開口亀裂がみられた。これ以外の地震においても、泥炭地盤上の盛土に大きな被害が報告されている²⁾³⁾⁴⁾。

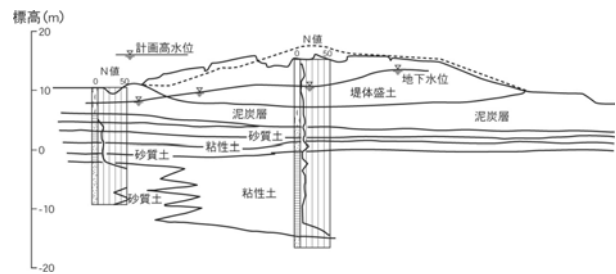


図1 1993年釧路沖地震における十勝川統内築堤(KP32.7)の被災断面文献1)を基に一部修正



写真1 1993年釧路沖地震における十勝川統内築堤の被災状況

これらの大きな変状は、泥炭地盤における地震動の増幅だけでは説明できないと考えられる。そこで、一般研究「泥炭性軟弱地盤における盛土の耐震補強技術に関する研究（平成18年度～21年度）」において、そのメカニズムについて検討した結果、沈下して地下水位以下に埋没した盛土層（以下、沈下盛土層）の液状化とそれに伴う盛土の尻付近の泥濘化、さらに泥炭層の側方への変形が複合的に作用した結果であることがわかった。また、このうち主たる要因は沈下盛土層の液状化であることを示したうえで、沈下盛土層の液状化による盛土沈下量の簡易的な予測法を明らかにした。しかし、泥炭地盤の変形については、不明なままであるので、本研究において検討することとした。

3. 泥炭の動的変形特性

地震による地盤の動的解析のうち、地震応答解析（等価線形法）によって地盤の地震動増幅などを算出する場合、解析パラメータとして、土の微小ひずみにおけるせん断剛性率 G_0 ならびにせん断剛性率 G や履歴減衰率 h のひずみ依存性（動的変形特性）が必要となる。この分野における泥炭に関する研究は、砂質土や粘性土などに比べ研究事例^{9)~11)}が極めて少なく、未だ不明確な部分を残しているのが現状である。そこで、不攪乱泥炭に対して繰返し三軸試験および繰返しねじりせん断試験を行い、微小ひずみにおけるせん断剛性率や動的変形特性を調べた。

3.1 繰返しねじりせん断試験と繰返し三軸試験の比較

植物繊維が水平に堆積し、強い構造異方性を有する泥炭に対しては、供試体の45度面に繰返し荷重が作用する三軸試験よりも繰返しねじりせん断試験の方が適している可能性がある。よって、繰返しねじりせん断試験と従来良く用いられてきた繰返し三軸試験結果を比較した。なお、実験方法については、文献10)に詳しい。

図2に繰返しねじりせん断試験から得た G を繰返し三軸試験の G で除した比率とせん断ひずみ γ の関係を有効拘束圧 σ'_c ごとに示す。 $\gamma=1\%$ 以下において、ねじりせん断試験の G は三軸試験結果の75%~80%であった。それより大きい γ では、60%~70%となった。これは、泥炭特有の構造異方性の影響が顕著に現れたものと考えられる。ねじりせん断試験では、水平面に繰返し荷重が作用することから、実際に近い状況と考えられる。

3.2 異方圧密応力比が泥炭の動的変形特性に与える影響

砂質土や粘性土の試験の場合、平均有効応力 p' (=

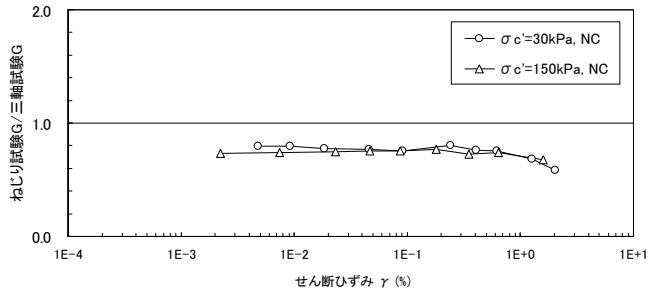


図2 二つの試験方法から得られたGの比較

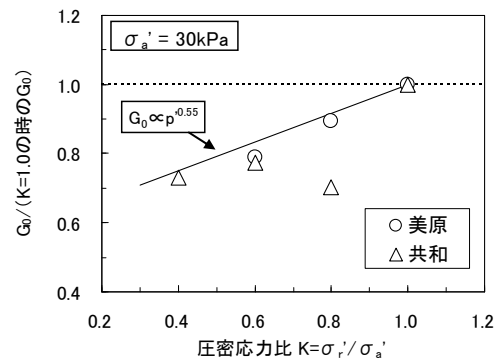


図3 軸方向応力一定の場合の異方圧密応力比と初 G_0 の比率

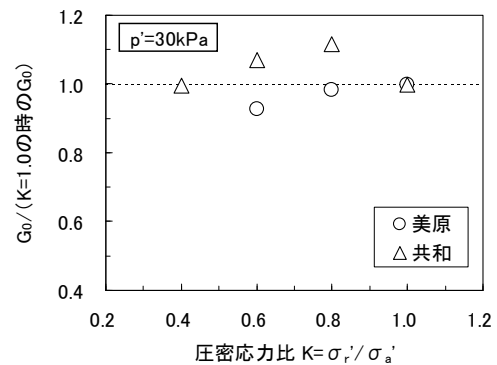


図4 平均有効応力一定の場合の異方圧密応力比と G_0 の比率

$(1+2K)\sigma'_v/3$: K は異方圧密応力比 ($=\sigma'_h/\sigma'_v$)、 σ'_h は水平圧密応力、 σ'_v は鉛直圧密応力)を一定にすれば、異方圧密応力比の影響は無視できることが確認されている^{11) 12)}。一方、泥炭は構造異方性が強く、無機質土と比べて異なる K_0 特性を持つ¹³⁾。そこで、繰返しねじりせん断試験を行い、異方圧密応力比の違いが動的変形特性に与える影響を調べた。図3に異方圧密応力比と等方圧密したときの G_0 に対する異方圧密時の G_0 の比の関係を示す。データにばらつきはあるものの、異方圧密応力比が小さくなる

に伴い G_0 が小さくなった。その傾向は、能登・熊谷⁵⁾の報告よりも顕著なことから、異方圧密応力比がせん断剛性に与える影響が強いことがわかる。したがって、原位置の有効土被り圧を軸方向応力として等方圧密で室内試験をした場合、 K_0 値が小さい泥炭ほど G_0 を過大に見積もることになる。図4に異方圧密応力比と等方圧密したときの G_0 に対する異方圧密時の G_0 の比の関係を整理する。異方圧密応力比に関係なく G_0 の比率は0.93~1.1の範囲にあった。異方圧密時の圧密応力比が変化しても平均有効応力を等しくすれば、得られる G およびそのひずみ依存性に違いはほとんどないと考えられる。以上の結果から、泥炭の動的変形特性を得るために、繰返しねじりせん断試験を実施する場合、圧密条件を原位置での応力状態を再現した異方圧密とするか、もしくは原位置と平均有効応力を等しくした等方圧密とするのが良いと判断できる。

3.3 微小ひずみにおける泥炭のせん断剛性率 G_0

北海道内5箇所（当別町蕨岱、江別市篠津、猿払村浅茅野、共和町梨野舞納、天塩町雄信内）においてシンウォールサンプリングを行い、有機質粘土から未分解な植物遺骸を多く含んだ繊維質泥炭までの広範囲な物性を持つ7種類の不攪乱試料（自然含水比 $W_n=143\% \sim 970\%$ および強熱減量 $L_i=18\% \sim 95\%$ ）を採取し、繰返しねじりせん断試験に供した。なお、正規圧密状態での挙動を調べるために、すべての試料において圧密降伏応力より十分に大きい σ'_c を与えた。なお、試料の物性や実験方法については、文献14)に詳しい。

今回の実験で得られた圧密後含水比 W_c と G_0 の関係を両対数上に整理したのが図5である。同じ σ'_c であれば、 W_c が高くなるにつれて G_0 がほぼ直線的に小さくなることがわかる。また、その傾きは-0.49~-0.60の範囲にあり、 σ'_c が異なっても傾きは大きく変わらない。

σ'_c と G_0 の関係を有機質粘土と泥炭にわけて図6と図7に示す。有機質粘土の G_0 は、 $\sigma'_c=50 \sim 150 \text{ kN/m}^2$ の範囲において $6.8 \sim 13.9 \text{ MN/m}^2$ であり、 G_0 は σ'_c の0.64乗（以下、この指数を n とする）に比例して増加した。泥炭の G_0 は、有機質粘土と比べて小さく、 $\sigma'_c=50 \sim 150 \text{ kN/m}^2$ の範囲で $2.2 \sim 10.4 \text{ MN/m}^2$ であった。また、 G_0 と σ'_c は試料の違いに関係なく概ね比例関係にあり、 $n=0.86$ であった。今回の実験結果では、有機質粘土あるいは泥炭の n は砂や粘土よりも大きく、無機質土と比べて σ'_c の影響を強く受けることがわかる。図8に W_c と試料ごとに求めた n の関係を示す。先に述べたとおり、有機質粘土の $n=0.64$ と比べて、泥炭の $n=0.79 \sim 0.96$ （平均値は0.86）は大きい。今回の実験結果の範囲では W_c と n の間に明瞭な相

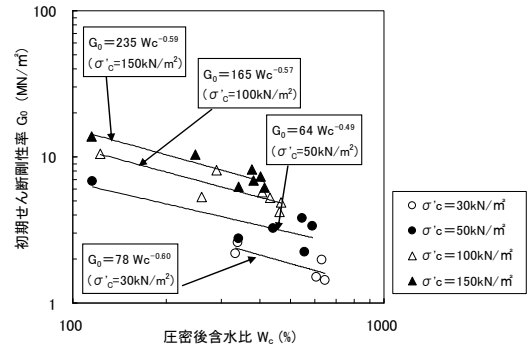


図5 圧密後含水比と初期せん断剛性率

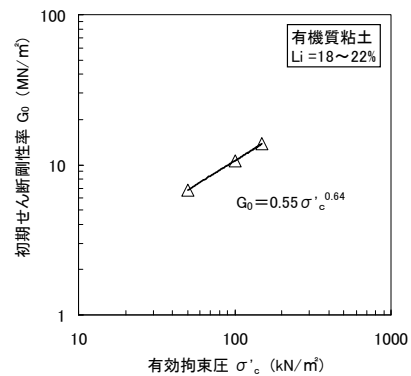


図6 有効拘束圧と初期せん断剛性率（有機質粘土）

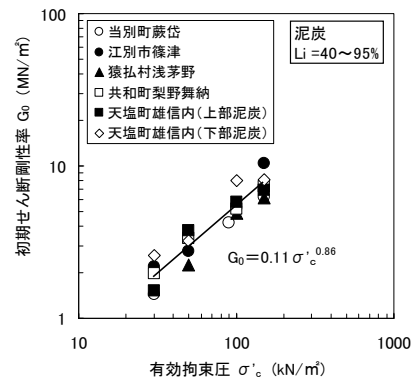


図7 有効拘束圧と初期せん断剛性率（泥炭）

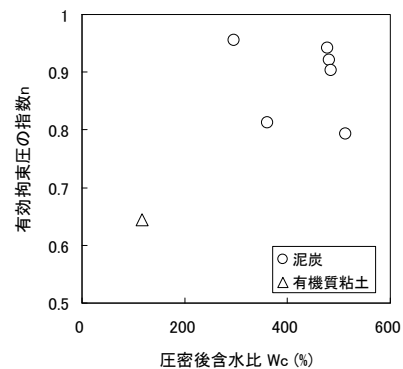


図8 圧密後含水比と拘束圧の指数n

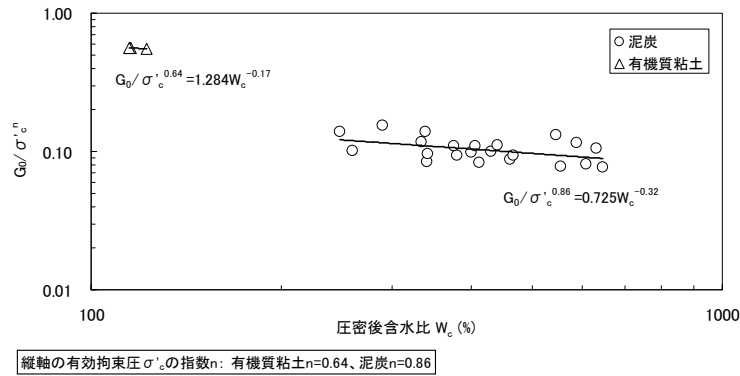


図9 圧密後含水比と G_0/σ_c^n

関係は認められない。

以上の実験結果および既往研究の知見を踏まえて、有機質粘土と泥炭を対象にした G_0 の定式化を検討する。図5、図6および図7において、 G_0 が W_c や σ_c' と両対数上で直線的な関係にあったことから、 G_0 を σ_c' の n 乗で除した値 ($G_0/\sigma_c'^n$) と W_c の関係を図9に示す。ここで、 n は、図8から土質別の平均値 (有機質粘土: $n=0.64$ 、泥炭: $n=0.86$) と仮定した。 W_c と $G_0/\sigma_c'^n$ の関係は、土質ごとに図中に示した式で近似できる。この結果から、有機質粘土および泥炭の G_0 (MN/m^2) は、次式で表すことができる。ここで、 W_c の単位は%、 σ_c' の単位は kN/m^2 である。

有機質粘土: $G_0 = 1.284W_c^{-0.17}\sigma_c'^{0.64}$

泥炭: $G_0 = 0.725W_c^{-0.32}\sigma_c'^{0.86}$

これらは G_0 を簡易に推定できる式であり、実務において有用と考える。しかし、これらはいくつかの近似関係や仮定に基づいていた実験式であり、その精度を確認する必要がある。図10に実験から得られた G_0 と上式から推定した値の関係を示す。有機質粘土ならびに泥炭とも概ね実験値と推定値が一致し、推定値は実験値の0.7~1.3倍の範囲にあった。

3.4 泥炭のせん断剛性率や履歴減衰率のひずみ依存性

次に、動的変形特性の代表的な結果として、物性が異なる3試料 (共和町の泥炭、江別市の泥炭と有機質粘土) における $\sigma_c' = 100\text{kN}/\text{m}^2$ のせん断ひずみ γ とせん断剛性比 G/G_0 の関係を図11に示す。繊維質が多く、圧密後含水比 ($W_c=430\%$) や強熱減量 ($L_r=94\%$) の高い共和町の泥炭では、 $\gamma=0.05\%$ 程度から G/G_0 の低下が見られ、 $\gamma=1\%$ の時には初期の0.5程度の G であった。一方、泥炭と比べ含水比や有機物の少ない江別市の有機質粘土 ($W_c=122\%$ 、 $L_r=22\%$) では、 $\gamma=0.01\%$ 程度から G/G_0 の低下が現れ、 γ の増加に伴う G/G_0 の減少が比較的大きい。

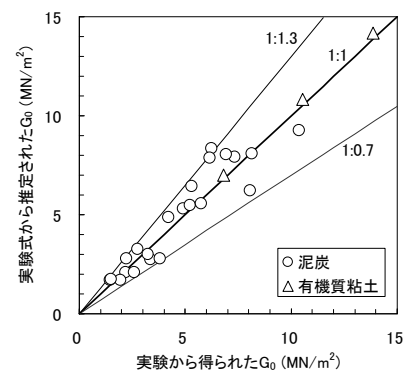


図10 初期せん断剛性率の実験値と推定値

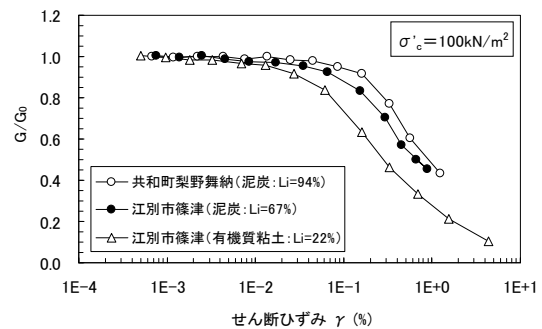


図11 せん断ひずみとせん断剛性比

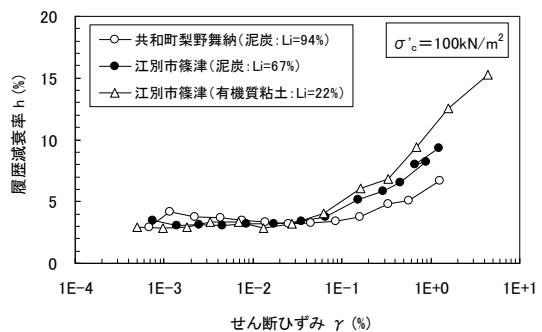


図12 せん断ひずみと履歴減衰率

やや分解の進んだ泥炭である江別市の泥炭 ($W_c=259\%$, $L_r=67\%$)では、両者の中間的な結果であった。すなわち、含水比や強熱減量の大きい泥炭ほど、 G のひずみ依存性(非線形性)が弱いといえる。

図12に図11と同じ試料と σ'_c の γ_r と h の関係を示す。おおよそ0.05%以下の γ_r においては、試料の違いによる h の差が見られない。また、いずれの試料においても、0.1%程度より大きな γ_r では、 γ_r が増加するにつれて h が増加した。粘土・シルトと比較して、泥炭や有機質粘土の h は小さく、その傾向は γ_r が大きい領域において著しい。

動的変形特性の単純化には、 $G/G_0 = 1/(1 + \gamma_r/\gamma_r)$ と $h = h_{max} (1 - G/G_0)$ で表現されるHardin-Drnevichモデル¹⁵⁾(以下、H-Dモデル)が良く用いられる。ここで、 γ_r は $G/G_0=0.5$ における γ (規準ひずみ)、 h_{max} は最大履歴減衰率である。なお、 G のひずみ依存性は γ_r で比較することができる。ここでは、先に述べた結果を基にH-Dモデルを適用し、泥炭や有機質粘土の動的変形特性の定式化について検討する。

図13に W_c と γ_r の関係を示す。泥炭の γ_r は0.4~2.1%の範囲にあり、有機質粘土の γ_r は0.2~0.3%と泥炭と比べ小さい値であった。また、ばらつきはあるものの、同じ σ'_c であれば W_c が高いほど大きな γ_r であった。泥炭と有機質粘土にわけて σ'_c と γ_r の関係を図14と図15に示す。いずれも σ'_c と γ_r は両対数上で比例関係にあることがわかる。 σ'_c の指数 m を見ると、泥炭が $m=0.42$ 、有機質粘土が $m=0.34$ であった。 γ_r が W_c や σ'_c と両対数上で直線的な関係にあったことから、 γ_r を σ'_c の m 乗で除した値($\gamma_r/\sigma_c'^m$)と W_c の関係を図16に示す。ここで、図14や図15の関係から有機質粘土は $m=0.34$ 、泥炭は $m=0.42$ と仮定した。 W_c と $\gamma_r/\sigma_c'^m$ の関係は、土質に関係なく図中に示した式で近似できる。以上の関係を利用すると、有機質粘土および泥炭の γ_r は、次式で表すことができる。ここで、 W_c の単位は%、 σ'_c の単位は kN/m^2 である。

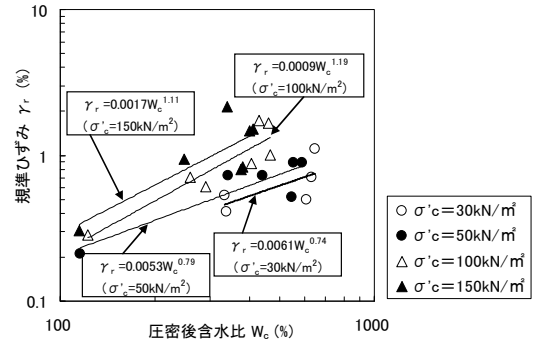


図13 圧密後含水比と規準ひずみ

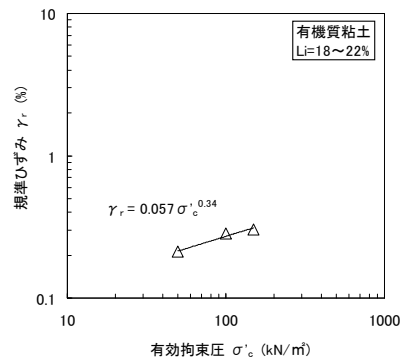


図14 有効拘束圧と規準ひずみ (有機質粘土)

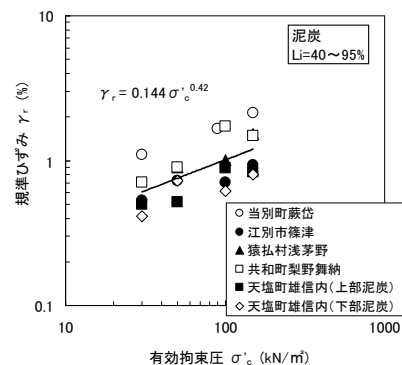
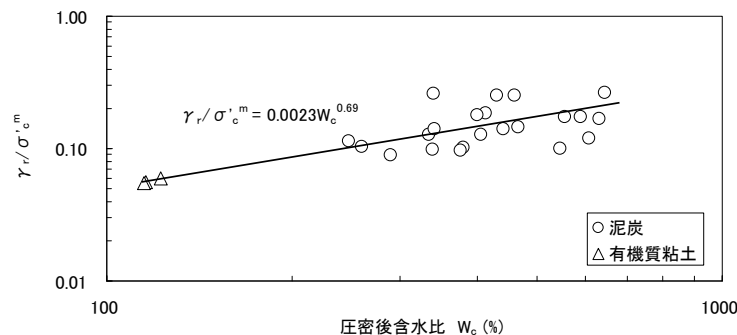


図15 有効拘束圧と規準ひずみ (泥炭)



縦軸の有効拘束圧 σ'_c の指数 m : 有機質粘土 $m=0.34$ 、泥炭 $m=0.42$

図16 圧密後含水比と $\gamma_r/\sigma_c'^m$

有機質粘土 : $\gamma_r (\%) = 0.0023W_c^{0.69}\sigma_c^{0.34}$

泥炭 : $\gamma_r (\%) = 0.0023W_c^{0.69}\sigma_c^{0.42}$

図17に $\sigma'_c=100\text{kN/m}^2$ における G/G_0 と h の関係を示す。 $h = h_{\max}(1-G/G_0)$ で表現されるとすれば、図17において G/G_0 と h は直線関係となり、 $G/G_0=0$ の時の切片が h_{\max} を示す。実験結果は、 $G/G_0=0.8$ より大きい領域を除いて概ね直線関係にあり、 h_{\max} は16.4%であった。また、土質の違いによる明瞭な差は認められなかった。次に h_{\max} と σ'_c の関係を図8に示す。 σ'_c の増加に伴いわずかに h_{\max} が増加し、両者の関係は次式で近似できる。ここで、 σ'_c の単位は kN/m^2 である。

$$h_{\max} (\%) = 0.012\sigma'_c + 15.5$$

4. 盛土の耐震補強技術

過年度に実施した一般研究「泥炭性軟弱地盤における盛土の耐震補強技術に関する研究」において、泥炭地盤上の盛土の地震時被害は、主に盛土自身の液状化(図19)によって発生することを明らかにした。ここでは、遠心模型実験や現地調査に基づき、泥炭地盤上の盛土の耐震補強技術を検討する。

4.1 遠心模型実験による検討

耐震補強技術の検討を遠心模型実験で行う場合、まず実験において事象の再現をすることが必要となる。東北地方太平洋沖地震では、相当な継続時間の地震動が計測されていることを踏まえ、地震の継続時間が盛土被害に及ぼす影響を動的遠心力模型実験(遠心場:50G)により検討した。

実験の手順を図20に示す。泥炭材料には、園芸用ピートモスとカオリン粘土を1:1で混合し、初期含水比600%に調整したものを用いた。沈下盛土層は、所定の形状に泥炭地盤を掘削し、空中落下法により豊浦砂を相対密度 $D_r=35\%$ で投入した。実際の盛土は、圧密の過程で密度低下や拘束力が低下することを踏まえ、沈下盛土層は液状化による被害を顕著にするために、液状化しやすい設定とした。盛土材には、豊浦砂とカオリン粘土を8対2(乾燥重量比)で混合し、最適含水比に調整したものを用いた。なお、沈下盛土層は水の50倍の動粘性度を持つシリコンオイルで飽和させた。シリコンオイルの供給の完了は間隙水圧計の値および土槽の横に設置したカメラから確認し、加振を行った。表1に各ケースの加振条件を示す。模型内にレーザー変位計および間隙水圧計、加速度計を設置した。設置した箇所を図21に示す。

地震動の継続時間が盛土被害に及ぼす影響を検討するため、地震動の加速度と周期が同じ条件において、波数を20波と40波の2ケースの実験を行い比較した(表1)。

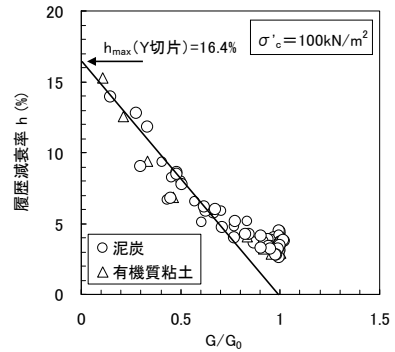


図17 せん断剛性比と履歴減衰率(有効拘束圧100kN/m²)

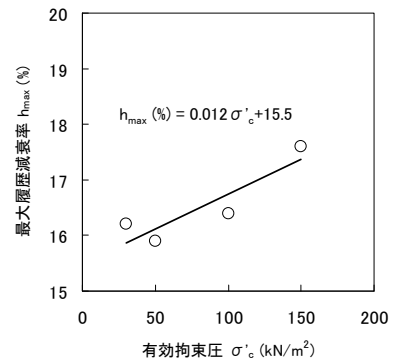


図18 有効拘束圧と最大履歴減衰率

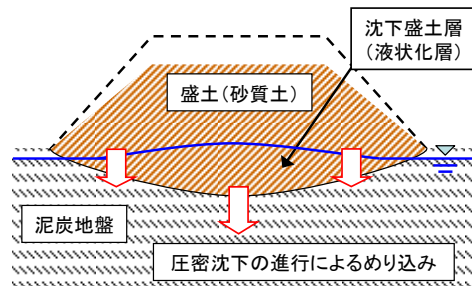


図19 盛土の液状化の発生概念図

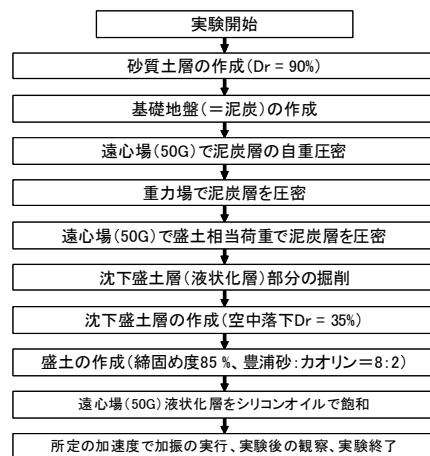


図20 実験手順

地震動の継続時間が長いケース2では、ケース1に比べて変形が大きかった。のり肩および天端中央の沈下量を比較すると、ケース2はケース1と比べて、1.3~1.6倍に達した(表2)。盛土ののり肩および天端中央の変形は、地震動の継続時間とともに沈下し続けた。また、加振後の観察の結果、ケース2では盛土がより側方に大きく流動したのが認められた。

4.2 現地調査によるドレーン工の効果検証

泥炭地盤上の盛土の地震被害が、主に盛土自身の液状化によると考え、盛土内の水位低下が耐震性向上に寄与すると思われる。そこで、1993年釧路沖地震において、十勝川堤防において発生した地震被害を事例にしてドレーン工の耐震補強効果について検討する。

2. で述べたとおり、1993年釧路沖地震によって、泥炭地盤に築造されていた十勝川統内地区の堤防が約2~3.5m沈下し、天端やのり面に大きな開口亀裂が生じた¹⁾(図1、写真1)。この主たる要因は、堤体の液状化であることが明らかになっている。なお、この地震での当該地区の震度は5であり、直近で観測された最大水平加速度は430galであった。一方、被災箇所にて近接する下流側堤防では、被災箇所とほぼ同様な地盤構成および堤防規模であったにもかかわらず、ほとんど被害が生じなかった(図22)。無被災箇所には、堤体内の水位を低下させる目的で図23に示すドレーン工が、地震前に設置されていた。図22には、被災後に調査された堤体内水位を青破線で示しているが、被災箇所では無被災箇所と比べ堤体内水位が高いことがわかる。被災箇所では、堤体中央における堤体厚(沈下して泥炭層にめり込んだ堤体をむ)である約10mの33%~52%に相当する約3.3m~5.2mの厚さの飽和域があったと推定される。

図22中の赤丸は、堤体土の土性およびN値から計算されたFL値が1.0を下回った箇所を示している。被災箇所では水位以下にあるほとんどの堤体土のFL値が1.0を下回っているのに対し、無被災箇所ではごく一部に限られている。これは、前述した堤体内水位の差に加え、被災箇所の堤体材料が砂質土主体である一方、無被災箇所ではシルト主体であることによると考えられる。

林ら¹⁶⁾は、盛土の液状化に関する遠心模型実験の結果から、のり尻に設置したふとん籠が過剰間隙水圧の発生を抑制することを明らかにしている。谷本ら¹⁷⁾は、堤体の液状化現象に関する遠心模型実験を行い、川裏側にドレーン工、川表側に押え盛土を一定規模で設けることで耐震効果が得られることを確認している。いずれも、ふとん籠やドレーン工には、排水効果が期待されている。

そこで、図24に2003年十勝沖地震の前後に測定され

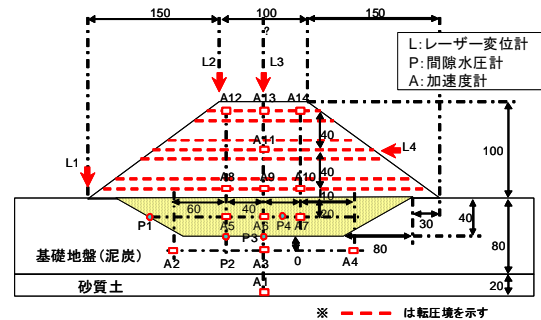


図21 計測器の設置断面

表1 加振条件

ケース	加速度 (gal)	周期 (秒)	地震波数
1	600	0.5	20
2	600	0.5	40

表2 各ケースでの盛土の鉛直変位 (mm)

+ : 隆起、- : 沈下

ケース	のり尻 (L1)	のり肩 (L2)	天端中央 (L3)
1	10.5	-18	-17
2	12	-24	-28

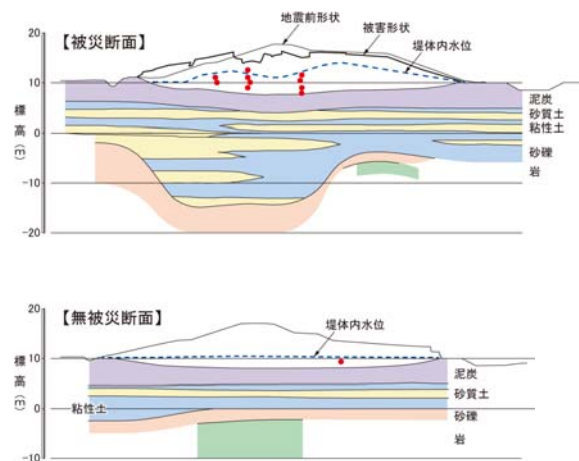


図22 十勝川統内築堤の被災箇所と無被災箇所の断面図

た十勝川統内堤防のドレーン工設置・非設置箇所での堤体内水位と降雨量を示す。ドレーン工非設置箇所では、設置箇所と比べ堤体内に高い水位が形成されている。さらに、ドレーン工設置箇所では、降雨後に一時的に水位が上昇するものの、速やかに低下しており、ドレーン工の排水効果が見てとれる。ドレーン設置箇所では、2003年十勝沖地震（震度6弱、直近での実測最大水平加速度528gal）においても、甚大な被害は生じなかった。

今回確認されたドレーン工のほか、盛土のり尻にせふとん籠を盛土のり尻に設置する対策の効果が、実験的に確認されている。当該実験では、ふとん籠の地震時の排水機能に着目しているが、今回確認されたような常時における排水効果も期待できると思われる。

5. まとめ

本研究の結果を要約すると以下の通りである。

(1) 泥炭の微小ひずみにおけるせん断剛性率および動的変形特性について

- 1) 泥炭の動的変形試験のうち、ねじりせん断試験では、水平面に繰返し荷重が作用することから、実際に近い状況と考えられる。
- 2) 泥炭の動的変形特性を得るために、繰返しねじりせん断試験を実施する場合、圧密条件を原位置での応力状態を再現した異方圧密とするか、もしくは原位置と平均有効応力を等しくした等方圧密とするのが良いと判断できる。
- 3) 正規圧密状態の有機質粘土および泥炭に関して、含水比 W が微小ひずみにおけるせん断剛性率 G_0 へ与える影響が明らかとなった。また、 G_0 の有効拘束圧 σ'_c 依存性が無機質土と比べ強いこともわかった。さらに、 W と σ'_c から G_0 を推定する実験式を提案した。
- 4) 泥炭および有機質粘土のせん断剛性比 G/G_0 および履歴減衰率 h について、Hardin-Drnevichモデルを適用し、必要なパラメータである規準ひずみおよび最大履歴減衰率と σ'_c や W の関係を明らかにするとともに、これらパラメータに関する実験式を提案した。

(2) 盛土の耐震補強技術について

- 1) 泥炭地盤における盛土の液状化に関する動的遠心模型実験を行い、地震動の継続時間が盛土被害に与える影響を確認した。
- 2) 1993年釧路沖地震において、十勝川堤防において発生した地震被害を事例にして検討したところ、ドレーン工の排水効果が明らかとなった。このことが、盛土の耐震補強効果に寄与する可能性があり、今後検証する予定である。

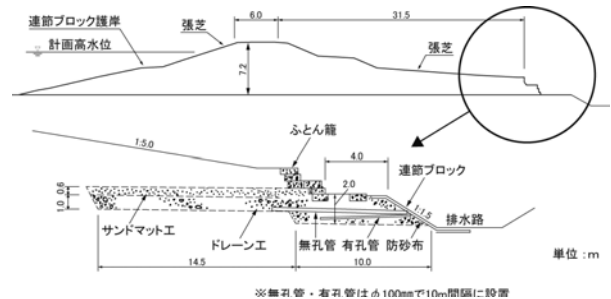


図23 無被災箇所のドレーン工

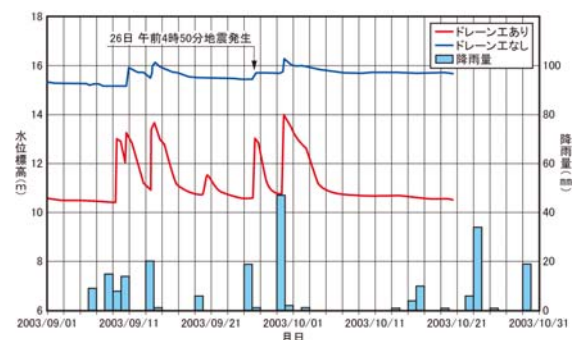


図24 堤体内の水位変動観測結果

参考文献

- 1) 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.13-32、1993。
- 2) 北海道開発局土木試験所: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) 地盤工学会:1994年北海道東方沖地震災害調査報告書、pp.100-105、1998。
- 4) 地盤工学会:2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書、pp.47-69、1998。
- 5) 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。
- 6) 石原研而、國生剛治、堤 千花、石田寛和:高有機質土の動的変形特性に関する研究、土木学会第58回年次学術講演会講演概要集(III部門)、pp.167-168、2003。
- 7) Wehling, T. M., Boulanger, R. W., Arulnathan, R., Harder Jr., L. F., Torres, R. A., Driller, M. W.: Nonlinear dynamic properties of a fibrous organic soil, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.129, No.10, pp.929-939, 2003。
- 8) 近江健吾、森 友宏、風間基樹、渦岡良介、仙頭紀明:宮城県における高有機質土の動的変形特性、第42回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.719-720、2007。

- 9) 荻野俊寛、高橋貴之、及川 洋、三田地利之：北海道および秋田県で採取された不かく乱高有機質土の変形特性、第44回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.269-270、2009.
- 10) 林 宏親、西本 聡、梶取真一：泥炭の動的変形特性に関する検討、地盤工学会北海道支部技術報告集No.50、pp.79-84、2010.
- 11) 安田 進、山口 勇：種々の不攪乱土における動的変形特性、第20回土質工学研究発表会発表講演集、pp.539-542、1985.
- 12) Kokusho, T., Esashi, Y. and Yoshida, Y : Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain Range, Soils and Foundations, Vol.22, No.4, pp.1-18, 1982.
- 13) 林 宏親、三田地利之、田中洋行、西本 聡：泥炭性軟弱地盤の静止土圧係数とその評価、土木学会論文集C、Vol. 62、No. 1、pp.127-138、2006.
- 14) 林 宏親、西本 聡、橋本 聖、梶取真一：中空ねじり試験による正規圧密泥炭の動的変形特性、地盤工学会北海道支部技術報告集No.53、pp.89-96、2013.
- 15) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 98(SM7), pp.667-692, 1972.
- 16) 林 宏親、西本 聡、橋本 聖、梶取真一：泥炭地盤に築造された盛土の地震による変形メカニズムと耐震補強：地盤工学ジャーナル、6(3)、pp.465-473、2011.
- 17) 谷本俊輔、林 宏親、石原雅規、増山博之、佐々木哲也：堤体盛土の液状化対策に関する動的遠心力模型実験、第47回地盤工学研究発表会発表講演集（CD-R）、2012.

SEISMIC PERFORMANCE VERIFICATION FOR EARTH STRUCTURES IN CONSIDERATION OF DEFORMATION CHARACTERISTICS OF PEATY GROUND

Budget : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2012-2015

Research Team : Cold-Region Construction

Engineering Research Group

(Geotechnical Research)

Author : HAYASHI Hirochika

HASHIMOTO Hijiri

KAJITORI Shin'ichi

Abstract : Several major earthquakes that occurred in Hokkaido were seen to cause severe damage to embankments on peaty ground. However, the detailed dynamic properties of peaty ground have not been clarified.

To clarify dynamic properties of peat, a series of cyclic torsional shear tests on peat and organic clay were conducted. As a result, it was found that the shear modulus at small strain and the dynamic properties of normally consolidated peat and organic clay. Some equations for estimation of these properties were proposed.

To make advanced technology for improving the seismic performance of embankments constructed on peaty ground, a series of dynamic centrifugal model tests and field investigation were performed. As a result, it was revealed that the effect of shaking period on the deformation of embankments. It was found that the effect of a drain method on seismic resistance of embankments.

Keywords : peat, earthquake, embankment, dynamic property, seismic strengthening