

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、山木正彦

【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正規圧密および過圧密状態の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、動的遠心力模型実験により、上載圧の違いが泥炭地盤における地震動の増幅（減衰）特性に及ぼす影響を調べるとともに、泥炭地盤上盛土の地震時の破壊モードを再現し、さらにはふとん籠による対策工の効果を確認した。併せて、現場事例調査をもとに、盛土の耐震対策としてドレーン工が有効であることを示すとともに、耐震性照査法として静的自重変形解析の適用性を確認した。

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力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

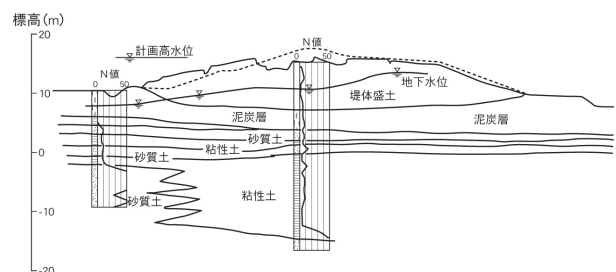


図1 1993年釧路沖地震における十勝川統内築堤(KP32.7)の被災断面文献1)を基に一部修正



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

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⁾。

これらの大きな変状は、盛土に作用する地震時慣性力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）」⁹⁾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^{6)~10)}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11)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。

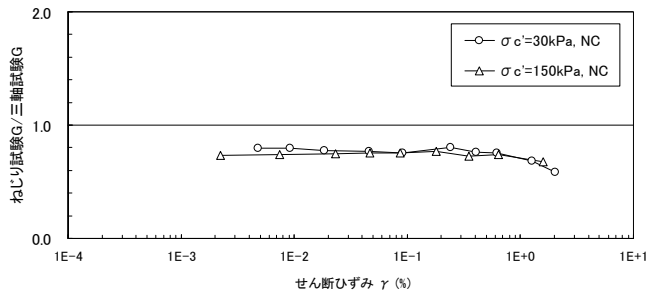


図2 二つの試験方法から得られたGの比較

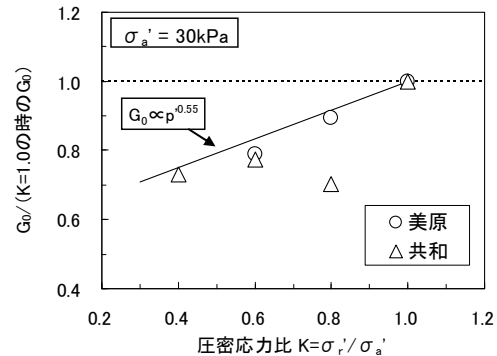


図3 軸方向応力一定の場合の異方圧密応力比と初 G_0 の比率

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' ($= (1+2K)\sigma'_v/3$; 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¹²⁾¹³⁾。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¹⁴⁾。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に軸方向応力が一定の条件における異方圧密応力比と、等方圧密したときの G_0 ($K=1.0$ の時の G_0)に対する異方圧密時の G_0 の比 ($G_0/(K=1.0$ の時の G_0))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⁹⁾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に平均有効応力が一定の条件における異方圧密応力比と、等方圧密したときの G_0 ($G_0/(K=1.0$ の時の G_0))に対する異方圧密時の G_0 の比 ($G_0/(K=1.0$ の時の G_0))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

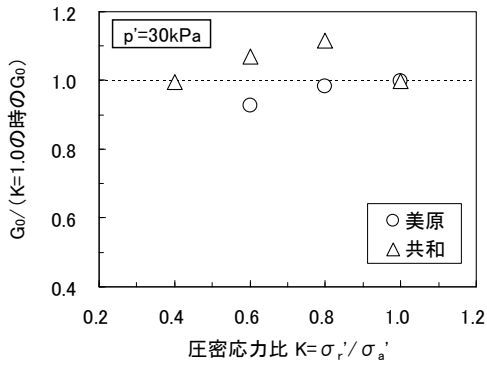


図4 平均有効応力一定の場合の異方圧密応力比と G_0 の比率

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 正規圧密状態における泥炭の動的変形特性

3.3.1 正規圧密泥炭の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 $L_r=18\% \sim 95\%$ ）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15)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のがわかる。また、その傾きは $-0.49 \sim -0.60$ 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おいて図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。砂や粘土での G_0 は、 σ_c' の0.5乗程度（ $n=0.5$ 程度）に比

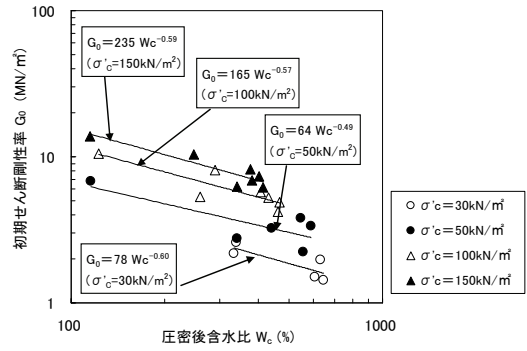


図5 圧密後含水比と初期せん断剛性率

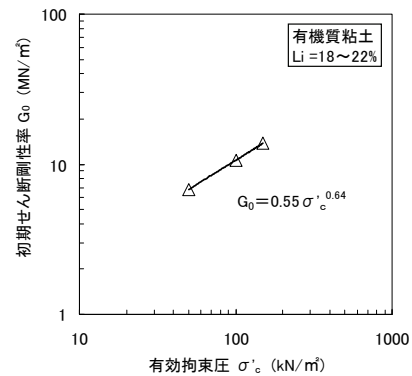


図6 有効拘束圧と初期せん断剛性率（有機質粘土）

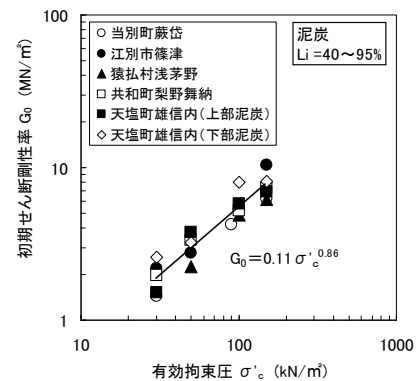


図7 有効拘束圧と初期せん断剛性率（泥炭）

例して増加することが報告されており¹³⁾¹⁶⁾、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 の間に明瞭な相関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、

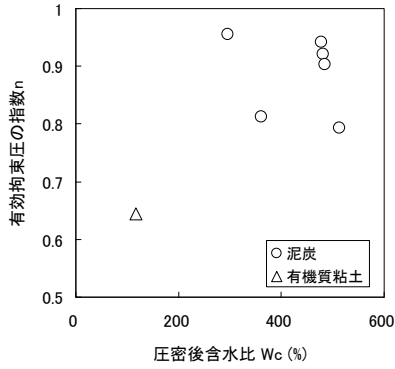


図8 圧密後含水比と拘束圧の指数 n

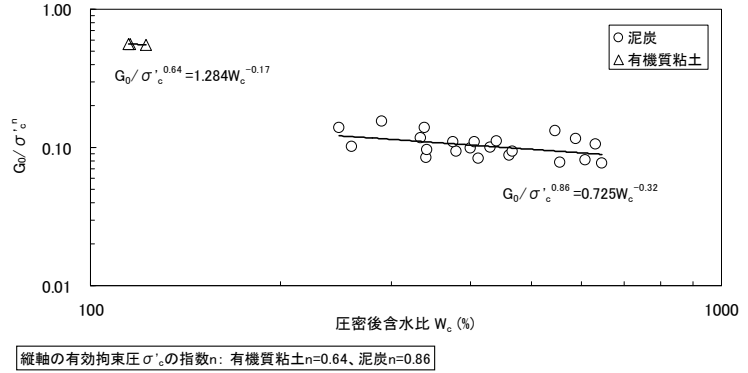


図9 圧密後含水比と G_0/σ'_c^n

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/σ'_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。

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

$$\text{泥炭} : G_0 = 0.725 W_c^{-0.32} \sigma'_c^{0.86}$$

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。

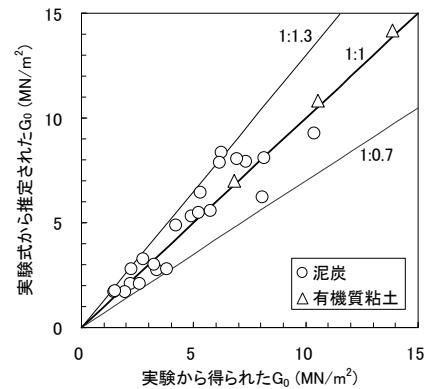


図10 初期せん断剛性率の実験値と推定値

3.3.2 正規圧密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。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。

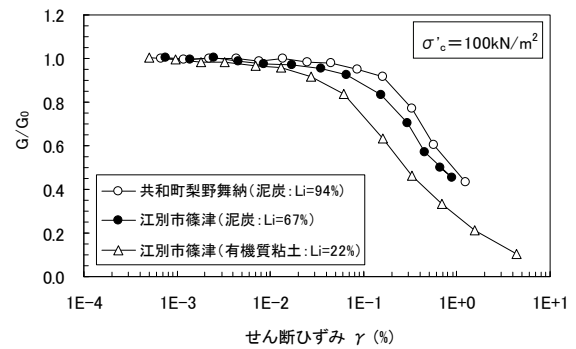


図11 せん断ひずみとせん断剛性比

図12に図11と同じ試料と σ'_c の γ と h の関係を示す。おおよそ0.05%以下の γ 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%

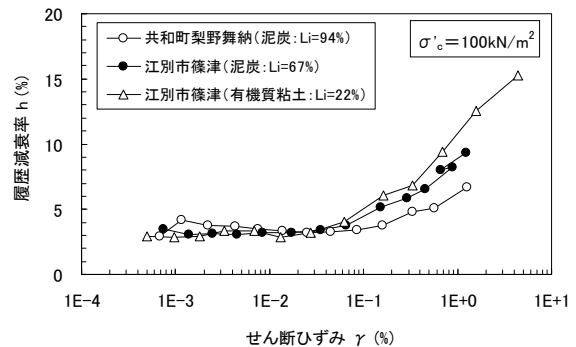


図12 せん断ひずみと履歴減衰率

程度より大きな γ では、 γ 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 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、 $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_r)$ と $h = h_{max}(1 - G/G_0)$ で表現される Hardin-Dreinevich モデル¹⁷⁾ (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。

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

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

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、 $G/G_0 = 0$ 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

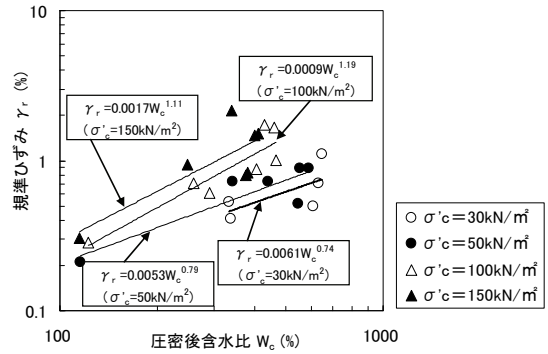


図 13 圧密後含水比と規準ひずみ

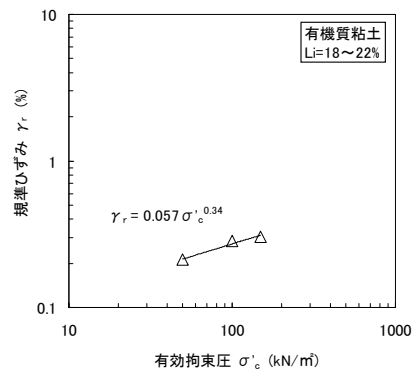


図 14 有効拘束圧と規準ひずみ (有機質粘土)

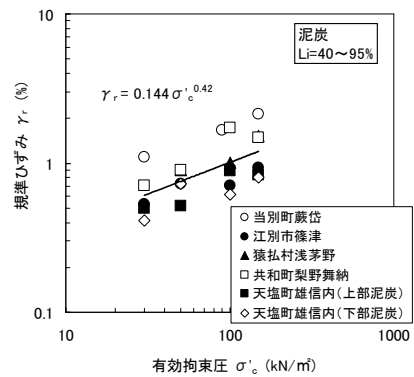
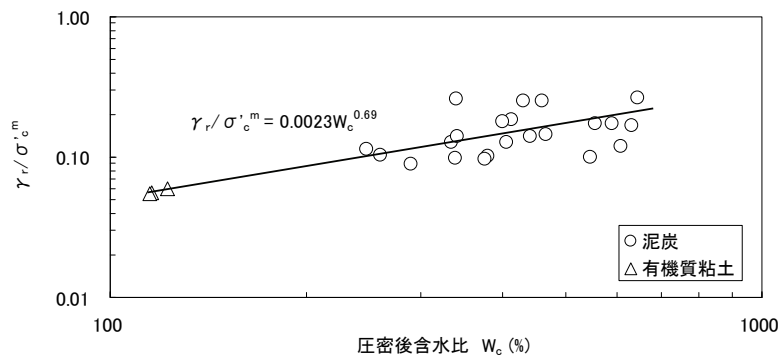


図 15 有効拘束圧と規準ひずみ (泥炭)



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 $\gamma_r/\sigma_c'^m$

められなかった。次に h_{max} と σ'_c の関係を図 18 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。

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

3. 4 過圧密状態における泥炭の動的変形特性

3.4.1 過圧密泥炭の微小ひずみにおける泥炭のせん断剛性率 G_0

泥炭地盤は人為的な応力変化がなくても、地下水位の季節変動などによって容易に過圧密状態になる¹³⁾。そこで、前節において検討した正規圧密泥炭の研究を進展させて、過圧密履歴の影響を検討した。

北海道内 2 箇所(天塩町雄信内、江別市江別太)において、シンウォールサンプリングした不攪乱泥炭 3 種類(天塩泥炭 A : 自然含水比 $W_n=727\% \sim 783\%$ ・強熱減量 $Li=68\% \sim 79\%$ 、天塩泥炭 B : $W_n=422\% \sim 742\%$ ・ $Li=39\% \sim 76\%$ 、江別泥炭 : $W_n=328\% \sim 411\%$ ・ $Li=28\% \sim 50\%$) および粘土 1 種類 ($W_n=47\%$ ・ $Li=5\%$) を用いて実験を行った。泥炭試料の過圧密履歴は、まず圧密試験から得られた圧密降伏応力より十分に大きな圧力 ($60 \sim 150 \text{kN/m}^2$) で圧密し、3t 法により圧密を打ち切った後、 30kN/m^2 まで圧力を低下させることで、過圧密比 $OCR=2, 3, 5$ を得た。なお、試料物性や実験方法については、文献 18) に詳しい。

図 19 に OCR と G_0 の両対数における関係を示す。岩崎ら¹⁶⁾は、豊浦砂のような細粒分の少ない砂では、 G_0 に及ぼす過圧密履歴の影響はほとんどないが、細粒分の多い砂では、過圧密履歴によって G_0 の値が正規圧密状態に比べ増加するとしている。Kokusho et al.¹³⁾は、 $OCR=5 \sim 15$ の過圧密粘土の G_0 が正規圧密粘土のそれより 35% 程度大きいとしている。これに対して泥炭では、図 19 に示すように両対数軸上において OCR の増加に伴い G_0 がほぼ線形に増加した。この傾向は、粘土と比べて泥炭のほうが著しい。以上のことから、泥炭の G_0 は過圧密履歴の影響を顕著に受けることがわかり、 G_0 を決定する際に、その過圧密履歴を考慮することが重要といえる。

図 19 の関係をより明確にするために、正規圧密状態の G_0 (G_{0NC}) に対する過圧密状態の G_0 (G_{0OC}) の比 G_{0OC}/G_{0NC} と OCR の両対数上における関係を図 20 に示す。この際、基準である G_{0NC} のばらつきが結果を大きく左右する。したがって、平均的な G_{0NC} を 3.3.1 で述べた ($G_{0NC} (\text{MN/m}^2) = 0.725W_c(\%)^{-0.32} \sigma'_c (\text{kN/m}^2)^{0.86}$) を用いて算出した上で、その値を使って実験から得た G_{0OC} を正規化した。いずれの試料においても、 OCR の増加にしたがって、 G_{0OC}/G_{0NC} がほぼ線形的に増加した。すなわち、両者の関係は G_{0OC}

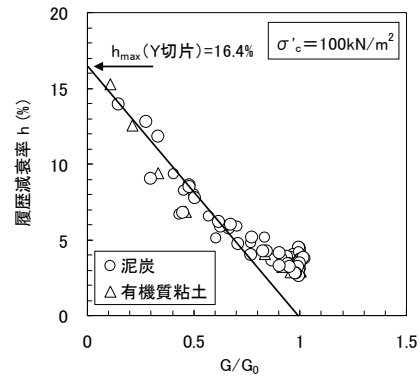


図 17 せん断剛性比と履歴減衰率 (有効拘束圧 100kN/m^2)

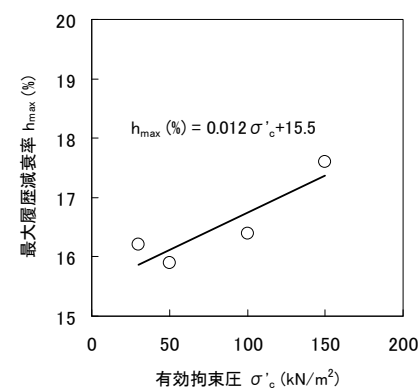


図 18 有効拘束圧と最大履歴減衰率

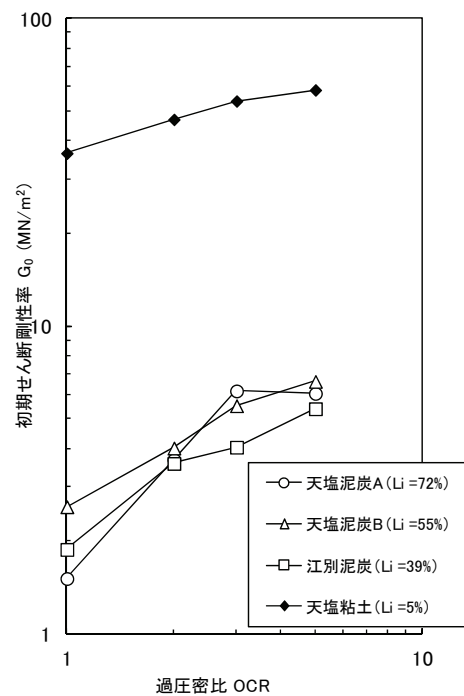


図 19 過圧密比と初期せん断剛性率

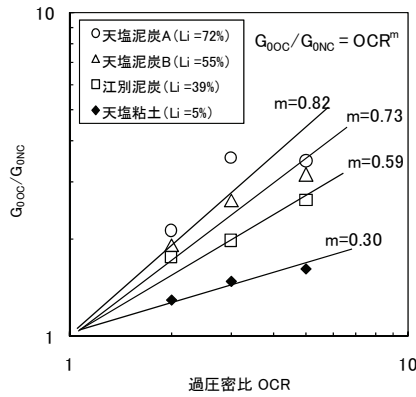


図 20 過圧密比と G_{OOC}/G_{ONC}

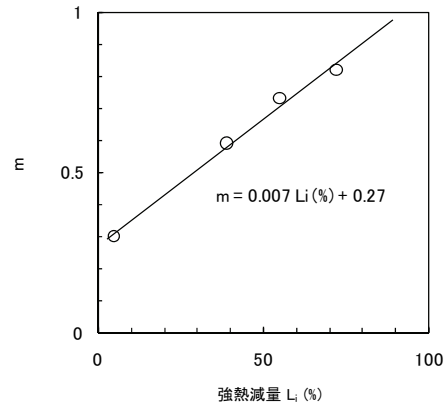


図 21 強熱減量と指数 m

$G_{OOC} = OCR^m$ で表現できる。また、指数 m は、試料によって異なり、粘土では $m=0.3$ 、泥炭では $m=0.59 \sim 0.82$ であった。近江ら⁹⁾は、天塩粘土と江別泥炭の中間程度の物性に相当する $W_n = 85 \sim 360\%$ の泥炭で $m=0.48$ を得ており、今回の実験結果の傾向に近い。これらのことは、OCR の指数 m が定数ではなく、試料の物性によって異なることを示している。

Hardin and Black¹⁹⁾は、過圧密粘土の m が塑性指数に応じて変化するとしている。塑性指数のような物理インデックスから m を推定できると、実務において有用な情報となる。しかし、泥炭では、繊維質が多いため、コンシステンシー試験の実施が困難である。一方、泥炭の力学的定数は、 W_n や Li と関連付けて整理されることが多い。今回の実験結果の整理を考えると、圧密の前後で変化しない値である Li が便利である。そこで、図 21 に Li と m の関係を示す。 Li が増加するとともに、 m が線形的に増加することがわかる。この関係は、 $m = 0.007Li(\%) + 0.27$ で近似できる。つまり、過圧密履歴を受けた泥炭の G_{OOC} は $G_{OOC} = G_{ONC} OCR^{(0.007Li(\%)+0.27)}$ で表現することができる。

3.4.2 過圧密泥炭のせん断剛性率や履歴減衰率のひずみ依存性

代表的な結果として、天塩泥炭 B のせん断ひずみとせん断剛性比 G/G_0 の関係を図 22 に示す。正規圧密泥炭と過圧密泥炭を比較すると、過圧密泥炭は、全ての OCR において、正規圧密泥炭とほぼ同じ曲線であった。つまり、泥炭の過圧密履歴は、その G のひずみ依存性に対してほぼ影響を与えないと言える。岩崎ら¹⁶⁾や Kokusho et al.¹³⁾も、砂や粘土に関して G のひずみ依存性に及ぼす過圧密履歴の影響は少ないと報告している。なお、全てのケースにおいて、せん断ひずみ 0.03%程度から G/G_0 の低下が見られ、せん断ひずみ 0.4~0.7%の時には 0.5 程度の G/G_0 まで低下した。

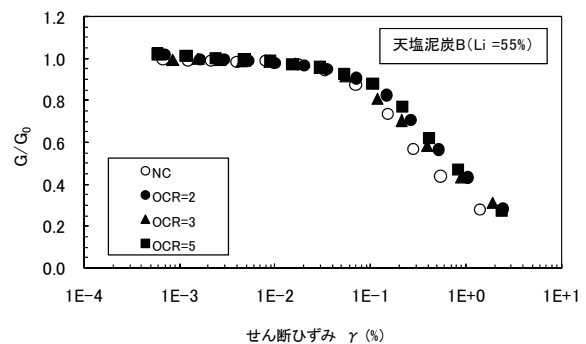


図 22 天塩泥炭 B のせん断ひずみとせん断剛性比

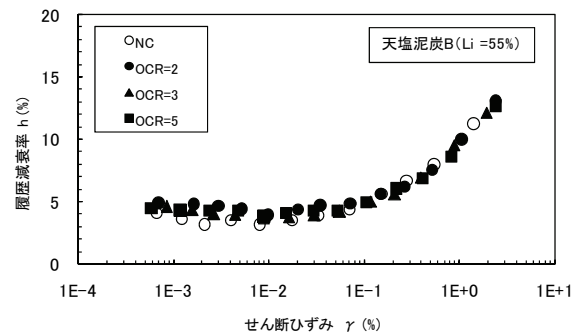


図 23 天塩泥炭 B のせん断ひずみと履歴減衰率

図 23 に天塩泥炭 B のせん断ひずみと履歴減衰率の関係を示す。ここでも、過圧密泥炭は、全ての OCR において、正規圧密泥炭とほぼ同じ曲線であった。また、いずれの試料においても、0.1%程度より大きなせん断ひずみでは、ひずみが増加するにつれて履歴減衰率が増加した。

以上のように、泥炭のせん断剛性率および履歴減衰率のひずみ依存性に及ぼす過圧密履歴の影響は、ほとんどないことがわかった。すなわち、3.3.2 で得られた正規圧密泥炭の動的変形特性やその推定式は、過圧密泥炭にも適用できる。

4. 泥炭地盤における地震動増幅（減衰）特性

泥炭地盤の地震時応答を明らかにするため、泥炭地盤内の有効拘束圧の違いが泥炭地盤の地震時挙動に及ぼす影響を把握することを目的に遠心力模型実験を実施した。なお、泥炭地盤は非常に軟弱であり、粘性土地盤と比べても、泥炭地盤は側方流動の影響が懸念されることから、せん断土槽を用いて実験を行った。

4.1 実験条件

本実験は、実物の1/50縮尺である模型地盤をせん断土槽に作製し、50G（G：重力加速度）の遠心加速度場において加振実験を行った。実験に用いた土槽は、フレーム数32段のせん断土槽で、せん断フレーム間の摩擦は外部から供給する空気圧によって軽減している。入力波形は正弦波・100Hz（実物換算：2Hz）、入力波数は20波、入力加速度は300m/s²（実物換算600gal）相当である。模型作製の詳細は文献20)を参照されたい。

実験は、泥炭地盤に作用する応力状態を変えて、全部で4ケース行った。作製した泥炭の主な物性値は表1の通りである。表2に実験ケースの一覧を、図24に各ケースの実験断面図を示す。ケース1は載荷なしの条件としているが、泥炭地盤を作製する途中に、予圧密（20kN/m²）は行っている。ケース2・3は、鋼板で表2に示す載荷を土槽の全幅700mmに等分布載荷を行った。ケース4は、実盛土を想定し、盛土載荷を行った。ケース4は、加速度計の設置箇所によって、応力が異なるため、FEMによる弾塑性の全応力解析で応力分布を求めた。側方の境界条件は鉛直ローラー、底面の境界条件は固定とした。地盤のモデル化は、三軸CD試験などの結果から、盛土部の湿潤単位体積重量17.2kN/m³、粘着力4.0kN/m³、内部摩擦角32°、泥炭の水中単位体積重量1.0kN/m³、粘着力4.5kN/m³、内部摩擦角32°、ポアソン比は盛土・泥炭ともに0.3とした。表3に加速度計設置箇所の有効応力を示す。

4.2 実験結果

4.2.1 結果の整理について

以下の点に着目して、実験結果の整理を行った。

まず、載荷の有無が与える影響について整理するため、ケース1とケース2・3の比較を行った。

次に、等分布載荷と盛土載荷の影響を整理するため、ケース1～3とケース4の比較を行った。この際に、ケース1～3は等分布載荷であるので、測線1～3の同深度で得られた加速度を平均して整理した。また、計測深度ごとに、応力の違いが与える影響を整理した。

なお、応答加速度は、最大値と最小値の平均値から算出した。入力加速度は、土槽下面上の加速度計A1の計

表1 泥炭地盤の物性値

含水比 (%)	210~280
土粒子密度 (g/cm ³)	1.912
圧縮指数	3.11

表2 実験ケースの一覧

	上載荷重	備考
ケース1	無し	予圧密あり (20kN/m ²)
ケース2	90kN/m ²	等分布載荷
ケース3	180kN/m ²	等分布載荷
ケース4	盛土載荷	図24参照

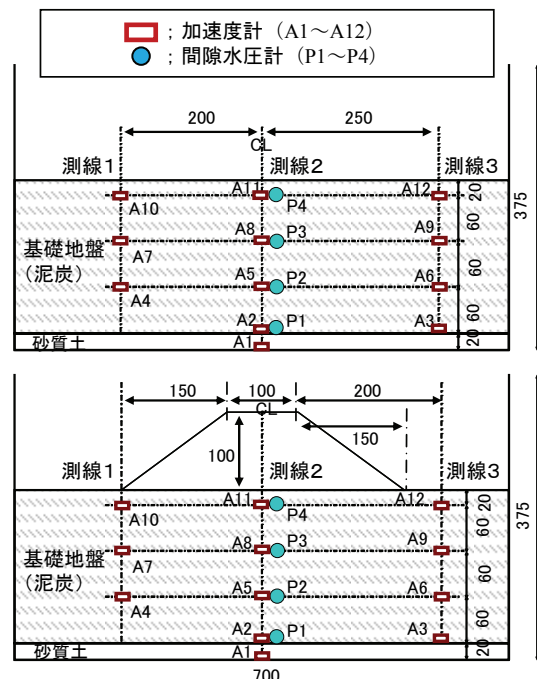


図24 各ケースの断面図（数値：mm）
（上図：ケース1～3、下図：ケース4）

表3 ケース4の有効応力

深さ GL-(m)	鉛直応力 (kN/m ²)			加速度計 設置No.
	測線1	測線2	測線3	
0	15	69	1	
1	13	71	3	A10,11,12
2	18	70	6	
3	22	70	9	
4	25	69	12	A7,8,9
5	28	69	16	
6	31	68	19	
7	33	67	22	A4,5,6
8	35	66	25	
9	36	64	28	
10	37	63	29	A2,3

測値を用いた。

4.2.2 載荷の有無の影響

図25に測線1～3の各ケースの応答加速度の比較を示す。応答加速度は入力加速度で正規化した。

ケース1～3の比較を行う。各測線とも同様の傾向を示しており、上載荷重の有無によらず、地表面付近の加速度は減衰傾向である。

また、上載荷重がない場合、泥炭地盤内の応答加速度は、地表面に向かって減衰傾向にある。上載荷重がある場合、一旦、泥炭地盤内で応答加速度は増幅する傾向にある。上載荷重が大きい方が応答加速度の増幅も大きい傾向にある。

4.2.3 等分布載荷と盛土載荷の影響

等分布載荷となるケース1～3の3測線の同深度での応答加速度を平均したものとケース4を比較したものを図26に示す。応答加速度は、入力加速度で正規化している。なお、ケース2の加速度計A4（測線1の地表面から7mの位置）での計測値は、他の測線の傾向と異なるため、除外して平均した。

図26より、盛土による分布荷重においても、地表面付近の加速度は減衰傾向にある。ケース4の測線3の応答加速度は、ケース1（載荷：なし）と同様な傾向であった。ケース4の測線1・2の応答加速度は、ケース1とケース2の中間的な減衰傾向を示した。

4.2.4 応力の違いが与える影響

図27の白抜きマークはケース1～3の深度ごとの正規化した応答加速度と鉛直応力の関係を示し、塗りつぶしたマークはケース4の深度ごとの正規化した応答加速度と鉛直応力の関係を示す。ケース2・3は、等分布載荷で単純な断面であるため、ニューマークの計算式を用いて、深度ごとに有効応力を求めた。ケース4の応力は全応力解析から求めた値（表3）を用いた。

全体の傾向としては、応力が大きいと応答加速度の減衰が小さいまたは増幅が見られる（図27のグラフの右上に伸びる方向）。また、ケース1～3の深さ10mでの計測値（図27の□）を除くと、同じ応力が作用している場合、深度が深い方が応答加速度の減衰が小さいまたは増幅が見られる。

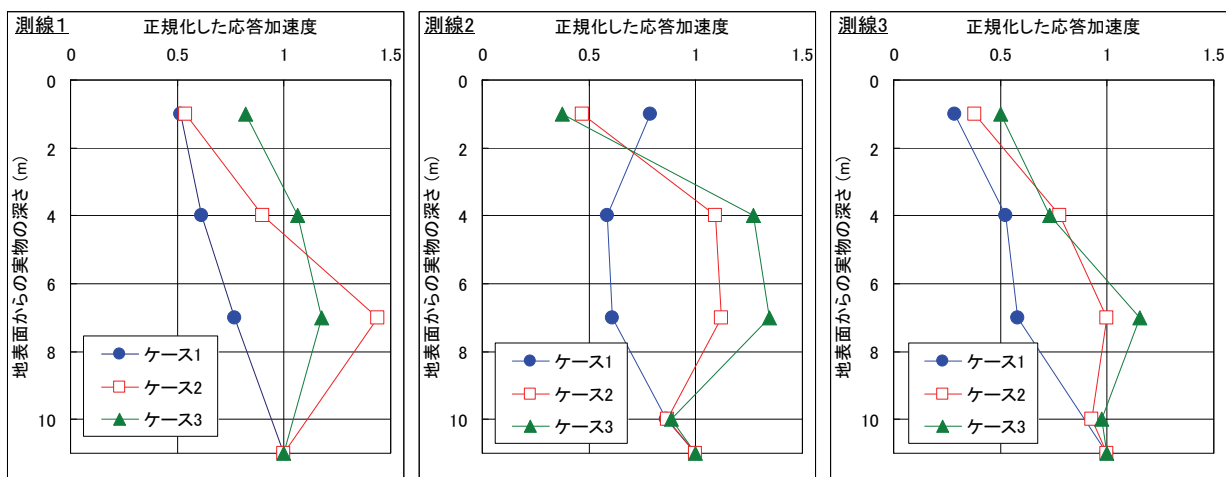


図25 測線1～3の各ケースの応答加速度の比較（入力加速度で正規化）

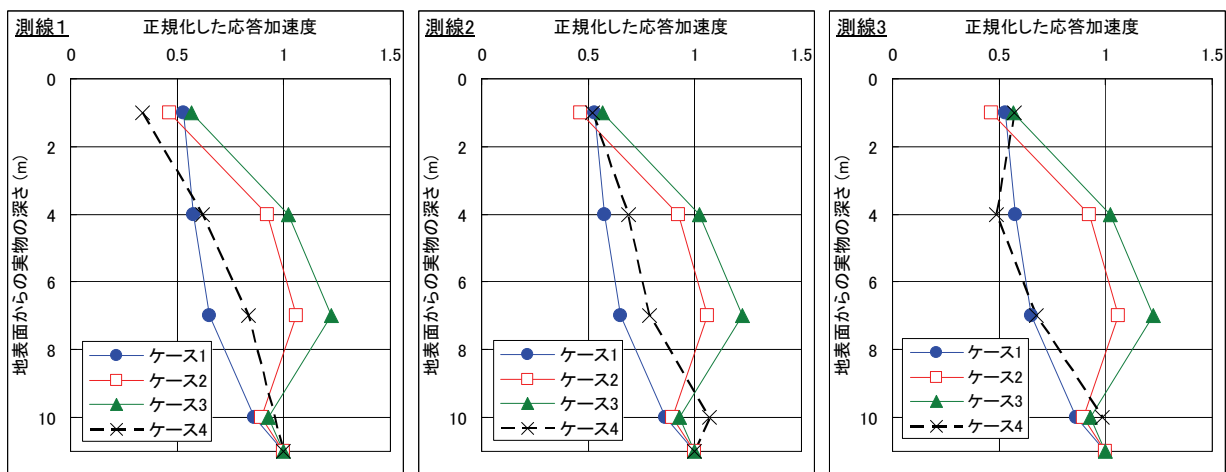


図26 応答加速度の比較（ケース1～3は測線1～3の平均）

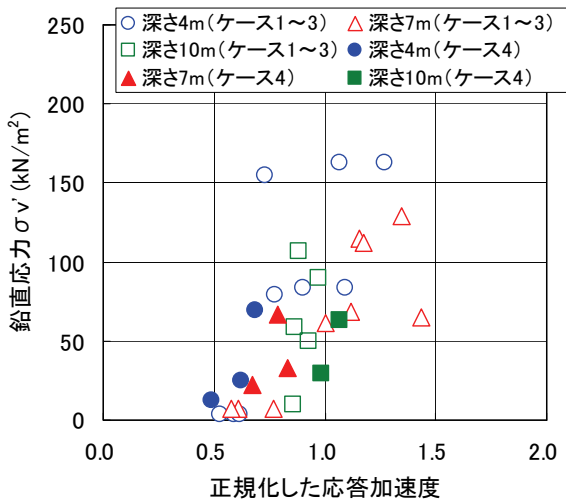


図27 鉛直応力と応答加速度の関係

5. 泥炭地盤上盛土の耐震補強技術に関する動的遠心力模型実験

5.1 実験の目的

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、主に盛土自体の液状化（図28参照）によって発生することを明らかにした。ここでは、動的遠心力模型実験に基づき、泥炭地盤上の盛土の耐震補強技術を検討する。

耐震補強技術の検討を遠心力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。2.で述べたが、北海道において、1993年釧路沖地震により十勝川河川堤防が盛土自体の液状化を伴って大崩壊が生じた（図1、写真1）。破壊モードの特徴として、盛土底部の液状化に起因した天端の沈下と側方流動が挙げられる。また次章で記すが、被害を受けた河川堤防は水位が基礎地盤（地表面）より高く、盛土内に高い水位が形成されていた。

これらを踏まえ、泥炭地盤に盛土がめり込み沈下し、

かつ水位が高い状態を模擬した動的遠心力模型実験（遠心場：50G）を行い、実験による破壊モードの再現を図った。併せて、その再現ケースを基本とし、泥炭地盤上盛土の地震時挙動に及ぼす盛土条件の影響を明らかにするために盛土内水位を変えたケース、盛土の締固め度を変えたケースの実験を行った。併せて効果的な対策工を検討することを目的に、盛土のり面、のり尻等にふとん籠を施したケースの実験を行い、ケース間で地震時挙動や被害程度の比較を行った。

5.2 実験条件および実験手法

5.2.1 実験条件

模型寸法は実物の1/50を想定した縮尺とし、50G（G：重力加速度）の遠心場において加振実験を行った。

表4に実験条件一覧を、図29に各ケースの模型断面を示す。ケース25-1、2、3、4とケース26-1、2、3、4は、使用材料や模型作製過程は同一であるが、実施年度が異なるものである。ケース26-1、2はケース25-1、4の試験結果の再現性を確認する目的で実施しており、加振時の入力加速度に若干の差異はあるが諸条件は同じである。

ケース25-1は図28で記した現象の再現を目的とした無対策のケース、ケース25-2はケース25-1に対し盛土内水位を下げたケース、ケース25-3はケース25-1に対し盛土の締固め度を上げたケース、ケース25-4は25-1に、26-2～4はケース26-1に対策工（ふとん籠）を施し

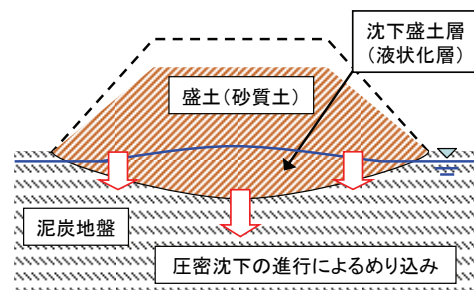


図28 盛土の液状化の発生概念図

表4 実験条件一覧

ケース	上部盛土				沈下盛土層		盛土内水位	加振条件			対策工	遠心力	備考	
	高さ	天端幅	のり面勾配	締固め度	厚さ	締固め度		加振波	周波数	入力加速度				
25-1	100mm (5m)	100mm (5m)	1:1.5	85%	40mm (2m)	78%	高	正弦波 40波	75Hz (1.5Hz)	(533gal)	なし	50g	—	
25-2				85%			低			(574gal)				
25-3				90%			高			(544gal)				
25-4				85%			高			(590gal)				ふとん籠 (図29(b)参照)
26-1				85%			高			(530gal)				なし
26-2				85%			高			(540gal)				ふとん籠 (図29(b)参照)
26-3				85%			高			(575gal)				ふとん籠 (図29(c)参照)
26-4				85%			高			(570gal)				ふとん籠 (図29(d)参照)

※括弧内は実物換算値、※盛土内水位高：沈下盛土層下端から3～3.2m程（実物換算）、※盛土内水位低：沈下盛土層下端から2.5m程（実物換算）

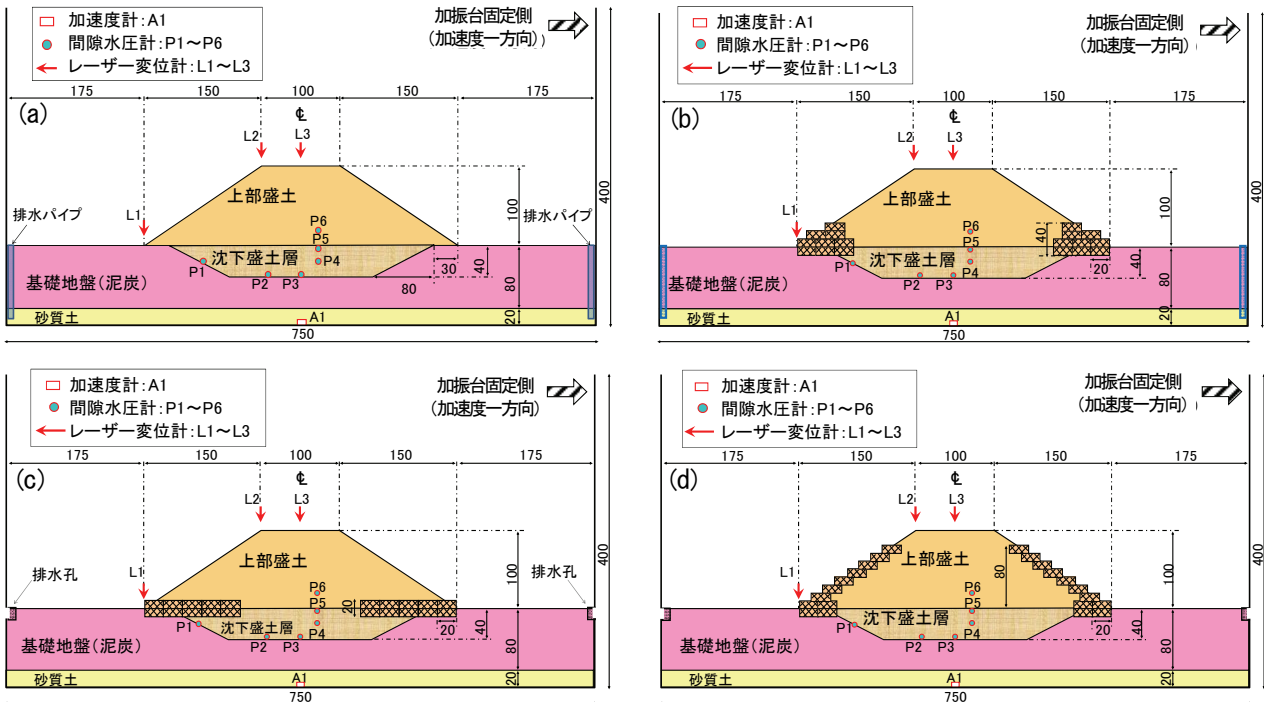


図 29 模型断面図 (単位: mm) (奥行き 200mm)

(a): ケース 25-1~3、26-1 (b): ケース 25-4、26-2 (c): ケース 26-3 (d): ケース 26-4

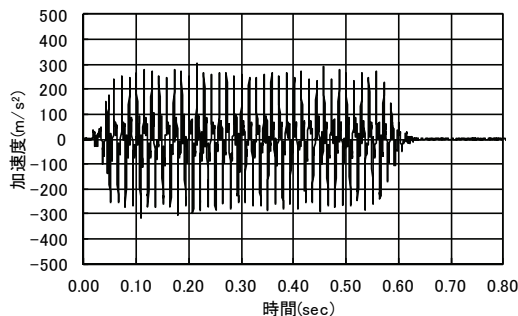


図 30 入力加速度波形 (ケース 25-1)

たケースである。なおケース 25-1、2、3 は盛土締固め度や盛土内水位の高さに違いはあるが、作製した模型の断面は同一である。泥炭地盤にめり込み沈下した盛土を想定した沈下盛土層は、その形成過程を考慮して密度を上部盛土より下げている²¹⁾。表 4 の※で記した盛土内水位は加振直前に間隙水圧計で計測した水圧から算出している(盛土内水位の形成方法は後述する)。なお表中の入力加速度は土槽底部に設置した加速度計(図 29 中 A1)で計測された加振加速度を実物換算した値である。ケース 25-1 における入力加速度波形を図 30 に示す。

5.2.2 使用材料

使用した盛土材(上部盛土および沈下盛土層)は北海道内で採取した山砂である。試料の主な物性値を表 5 に示す。泥炭を想定した基礎地盤材は、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

表 5 盛土材(沈下盛土層含む)の物性値

土粒子の密度(g/cm^3)	最大乾燥密度(A-c法)(g/cm^3)	最適含水比(%)	50%粒径(mm)	細粒分含有率(%)
2.671	1.468	25.6	0.267	5.8

表 6 基礎(泥炭)地盤の物性値等

土粒子の密度(g/cm^3)	含水比(%)	圧縮指数	透水係数(m/s)	強熱減量(%)
1.991	260~290	2.71	2.07E-07	50

表 7 使用材の強度定数等

		圧密非排水(CUB)三軸圧縮試験		圧密排水(CD)三軸圧縮試験		繰返し非排水三軸試験
		c' (kN/m^2)	ϕ' ($^\circ$)	c_d (kN/m^2)	ϕ_d ($^\circ$)	RL20
盛土材	Dc=78%	5.0	23.8	2.0	30.7	0.167
	Dc=85%	8.8	30.3	3.0	31.9	0.185
	Dc=90%	9.0	35.5	9.1	34.6	0.505
泥炭		4.2	32.7	1.0	26.8	—

したものである。なお、園芸用ピートモスは、60°Cで乾燥させた後、0.85mm以下に粉砕したものを用いた。作製した泥炭の主な物性値等を表 6 に示す。表中の含水比は後述する基礎地盤作製の過程で予圧密等を行った後の値である。また、ふとん籠には粒径 3-5mm 程度の砂利を使用した。

盛土材(山砂)および基礎地盤材(泥炭)に対して実施した一連の力学試験の結果を表 7 に示す。試験は地盤工学会基準²²⁾に従っている。なお、本遠心実験では上部盛土の締固め度 Dc を 85% もしくは 90% とし、沈下盛土層の締固め度 Dc は 78% 程度であるため、一連の力学試

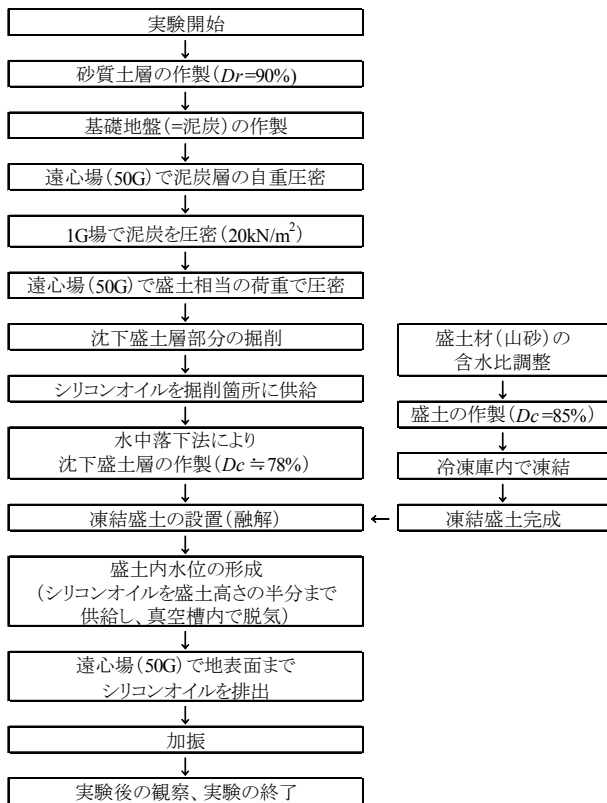


図 31 実験手順 (ケース 25-1 の例)

験はその密度の供試体を作製し行っている。繰返し非排水三軸試験の有効拘束圧は上部盛土を想定した $D_c = 85\%$ および 90% の試験では 50kPa 、沈下盛土層を想定した $D_c = 78\%$ では 60kPa としている。また、泥炭の供試体は、先に記した含水比 600% の試料を 20kPa で予圧密することで作製しており、予圧密後の含水比は 265% 程度であった。

盛土材の非排水繰返し三軸試験結果に着目すると、締固め度が 85% から 90% に上昇することで、 $RL20$ (繰返し載荷回数が 20 回で両振幅軸ひずみが 5% に達する応力比) が 0.185 から 0.505 に急増している。本実験で使用した盛土材 (山砂) の液状化強度は、密度が比較的高い範囲では密度依存性が強いことがわかる。

5.2.3 実験手順

ケース 25-1 を例に図 31 に実験の手順を示す。泥炭層下部に基盤排水層として、空中落下法により相対密度 $D_r = 90\%$ の砂層 (豊浦砂) を作製する。砂層は、土槽下部からポーラスストーンを介して脱気水を供給し飽和させた。次いで、作製した泥炭を土槽に投入した後、遠心場 ($50G$) で泥炭層を自重圧密させた。次に、 $1G$ 場において、バロフラム式エアースリンダーを用いて、一次元圧密を実施した。順次、圧力を上げていき、最終圧密圧力は 20kN/m^2 とした。その後、表面を整形し、平坦な泥炭地盤を作製した。さらに、この後の盛土の構築に伴う泥

炭地盤の沈下およびすべり破壊を回避することを目的とし、遠心場 ($50G$) において、盛土を想定した荷重で圧密を再度行っている。本手法で作製した泥炭地盤は実際の泥炭地盤²³⁾と同程度の物性値および圧縮性となっている (表 6 参照)。

以上の手法で泥炭地盤を作製した後、沈下盛土層を作製する。なお既往の実験²⁴⁾では、加振時において沈下盛土層の過剰間隙水圧発生量が限定的であったことを踏まえ、本実験では沈下盛土層の作製方法を変更している。

沈下盛土層は、泥炭地盤を所定の形状に掘削することで作製した。ここで、沈下盛土層の厚さは、泥炭の一般的な圧縮性と盛土荷重の関係から設定した²⁴⁾。掘削箇所には水の 50 倍の動粘度を持つシリコンオイルを供給した後、そこに水中落下法により盛土材 (山砂) を締固め度 $D_c \approx 78\%$ (相対密度 $D_r \approx 35\%$) で投入した。実際の盛土は、基礎地盤の圧密の過程で盛土底部の密度や拘束力が低下することが指摘されている²¹⁾。実験ではその状態を模擬するために、沈下盛土層の密度を上部盛土よりも低く設定している。

沈下盛土層を作製した後、別途所定の締固め度 (含水比は 20% とした) で作製した凍結盛土を沈下盛土層上に設置し、融解させた (対策工を施したケース 25-4、26-2、3、4 に関してはふとん籠 1 段目を設置後に凍結盛土を設置)。

ケース 25-2 に関してはここで模型の作製は終了となり、遠心場 ($50G$) において加振を行う。一方、ケース 25-1、3、4、26-1、2、3、4 に関しては、盛土内水位形成過程に入る。

シリコンオイルを地表面から 50mm (盛土高さの半分) まで供給し (図 32 (a))、真空槽内で脱気することで盛土内にシリコンオイルを供給した (図 32 (b))。この時、模型を観察しながら徐々に負圧を作用させ、最終的な負圧は -90kPa とした。 -90kPa の負圧作用時間は 12 時間程度である。その後、遠心場 ($50G$) において、電磁バルブを操作することで、泥炭地盤に埋め込んだ排水パイプ (ケース H26-1、2、3、4 に関しては土槽側壁に設けた排水孔) を介して、シリコンオイルを排出し (図 32 (c))、その後盛土内に水位が形成された状態 (図 32 (d)) で加振を行った。なお、シリコンオイル排出終了のタイミングは盛土周辺の水位が基礎地盤面 (地表面) に達した時 (カメラで確認) とし、盛土内の水位高さは、間隙水圧計の値により確認した。

5.3 実験結果と考察

5.3.1 実験後の観察

写真 2、3 に各ケースの加振前後の状況を示す。ケース

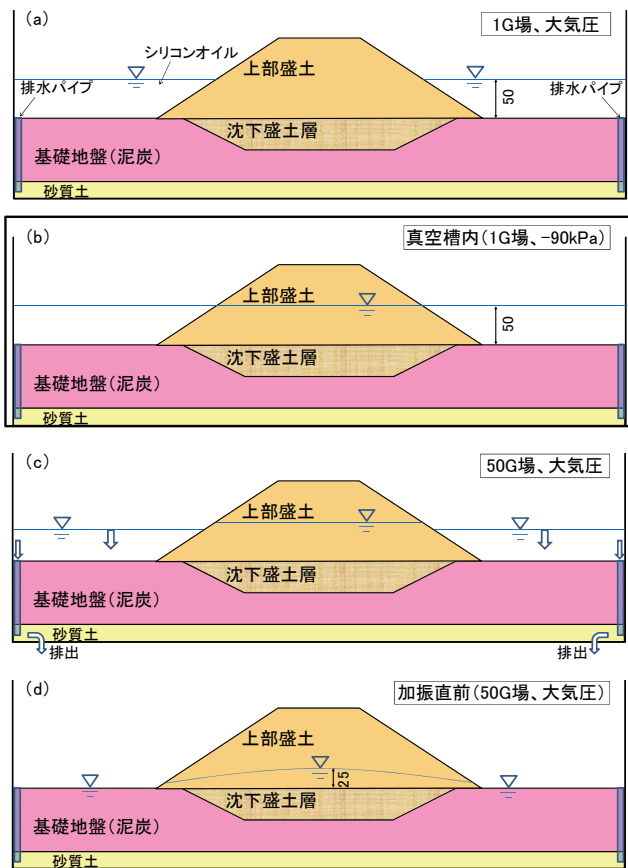


図 32 盛土内水位形成過程 (単位 : mm)

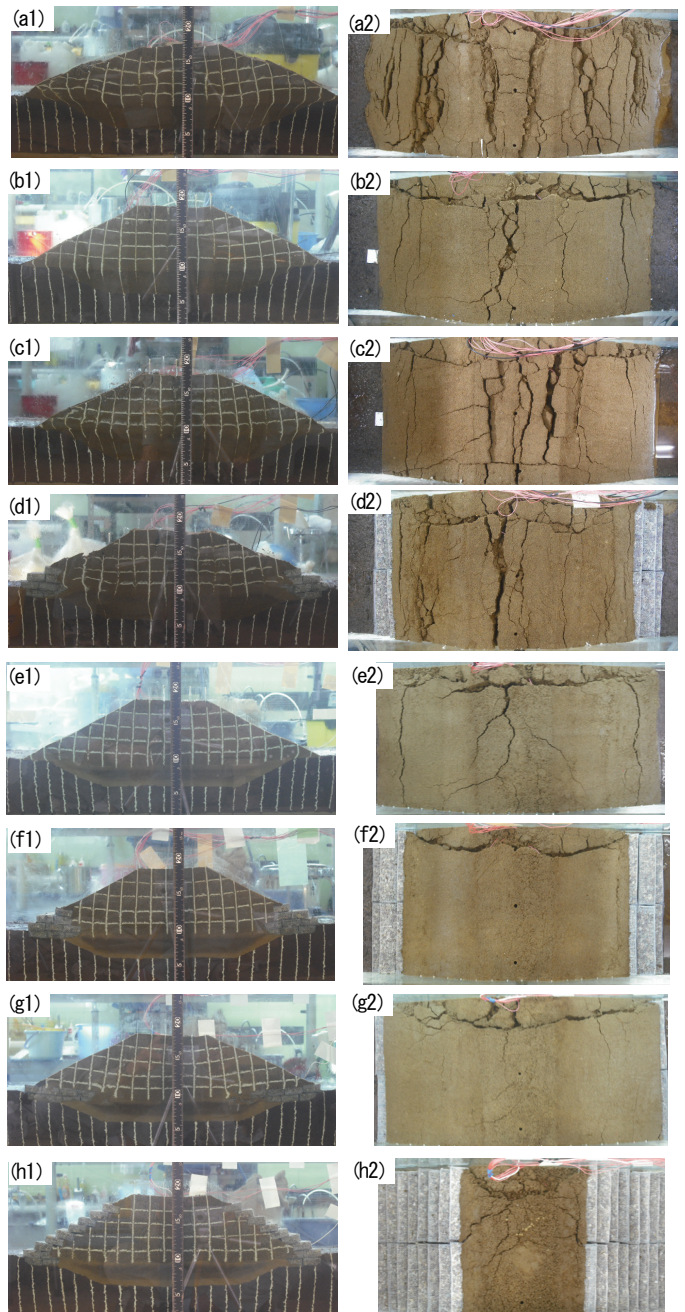


写真 3 加振後の状況

- (a1)、(a2) ケース 25-1 (b1)、(b2) ケース 25-2
 (c1)、(c2) ケース 25-3 (d1)、(d2) ケース 25-4
 (e1)、(e2) ケース 26-1 (f1)、(f2) ケース 26-2
 (g1)、(g2) ケース 26-3 (h1)、(h2) ケース 26-4

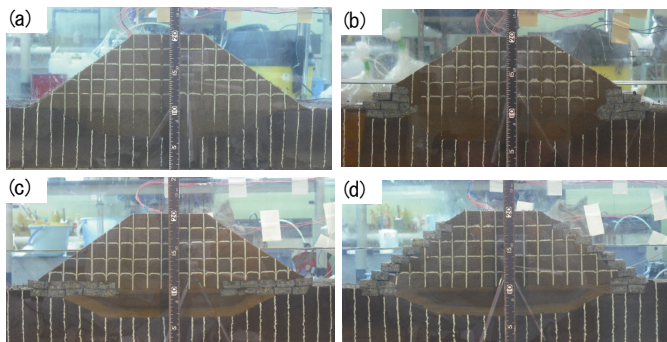


写真 2 作製された実験模型

- (a) ケース 25-1、2、3、26-1
 (b) ケース 25-4、26-2
 (c) ケース 26-3
 (d) ケース 26-4

25-1、2、3、4 に着目すると、模型内に作製したメッシュからは、いずれのケースも天端が沈下し、のり面がはらみ出す傾向が確認され、特にケース 25-1 で顕著に現れている。水位が低いケース 25-2 の盛土の変状は全体的に小さく、盛土内水位が高いが盛土の締固め度も高いケース 25-3 では、全体的な変状は限定的だがのり尻付近の側方への変状が局所的に生じていることが確認される。このことは、側方流動に対しては盛土内水位の影響が強い

ことを示唆している。上面から観察すると、ケース 25-1 では天端、のり面ともに大きな亀裂が生じている。ケース 25-2、ケース 25-3 は共に天端に亀裂が生じているが、のり面の亀裂は限定的である。ケース 25-4 はケース 25-2、3 と同様の傾向ではあるが、のり面に細かい亀裂が多く見受けられる。これは、ふとん籠が設置されていない場合 (ケース 25-1) はのり面に大開口の亀裂が生じていることを考えると、ふとん籠により強制的に側方流動を抑

えた結果と思われる。なお、いずれのケースにおいても沈下盛土層は液状化もしくはそれに近い現象が生じている（後述）。

一方、25-1、4 の再現性を確認するために実施したケース 26-1、2 に着目すると、条件は同じであるにもかかわらず、実験後の様相が大きく異なり、盛土天端、のり面に生じた亀裂は極めて限定的である。写真 2、3 から確認できるが、ケース 26-1、2、3、4 の沈下盛土層内に色の違いが見受けられる。これは沈下盛土層内で細粒分（特に粘土分）が分級された結果と想像できる。このことと実験後の状況から、ケース 26-1、2、3、4 で使用した盛土材はケース 25-1、2、3、4 と比較し粘土分が多く、粘着力を有していたと考えられる。しかし、ケース 25-1、2、3、4 で使用した盛土材とケース 26-1、2、3、4 で使用した盛土材は採取位置、採取時期とも同じであり、事前に実施した材料試験でも粒度に顕著な違いがないことを確認している（ケース 26-1、2、3、4 で使用した盛土材の細粒分含有率は 7.5%）。原因は今後詳細に検討するが、ケース 26-3、4 の対策効果の評価を行うためにも、後記する 5.3.4 で加振による盛土沈下等に関して定量的な検証を行う。

次いで、被災事例の再現を目的としたケース 25-1 に関して、より詳細に考察する。図 33 はケース 25-1 の加振後に、1G 場においてレーザー変位計により計測した地表面の形状を初期形状に重ね合わせた図である。図中には加振直前に間隙水圧計で計測した水圧から得た盛土内の水位線を参考に示している。図より、加振により盛土天端が沈下し、のり面がはらみ出し側方に流動している様子が確認できる。また、天端およびのり面に生じた亀裂に着目すると、その方向は鉛直方向であることがわかる。これは、盛土底部（直下）が液状化することで、上部盛土が自重により鉛直方向に落下（沈下）したためと思われる。このような変状は 1993 年釧路沖地震による河川堤防被害でも見られており（図 1 および写真 1 参照）、本ケースにより泥炭地盤上盛土の地震時破壊モードを再現できたと考える。

5.3.2 盛土の変状

地震動による盛土の変状に関して、より定量的に把握するために、ケース 25-1、2、3 に関して加振による盛土の鉛直変位およびのり尻の側方変位を図 34 に示す。なお鉛直変位は、天端中央とのり肩に設置したレーザー変位計により遠心場（50G）で計測された値で、のり尻の側方変位は加振後に 1G 場で測定した値である。なお変形量は実物換算した値で示している。

図より、天端中央の沈下量でケース 25-2 が最大となっ

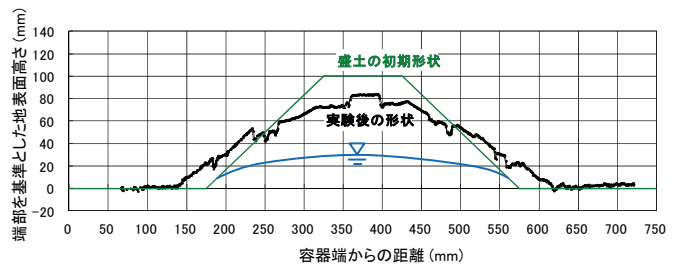


図 33 加振前後の盛土形状比較（ケース 25-1）

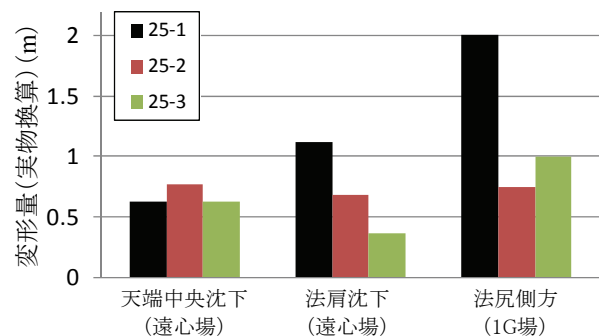


図 34 各計測箇所における変形量

ているが、のり肩沈下量、のり尻側方変位量はケース 25-1 が最大で、のり肩沈下量は 1m 以上、のり尻側方変位量は 2m となっている。天端中央の沈下量に関してケース 25-1 が最大を示さなかった理由は、図 33 で確認できるが、加振後に天端中央に残された突起を計測したためであり、実質的にはケース 25-1 で最大の変状が生じたと言える。

ケース 25-1 に対して水位を下げたケース 25-2 は天端中央、のり肩の沈下量、のり尻の側方変位量はそれぞれ 75cm 程で、ケース 25-1 より小さい。また、それぞれの変位量が同程度であるため、写真 3 (b1) で示したメッシュの乱れが小さかったと思われる。

ケース 25-1 に対して盛土の締固め度を上げたケース 25-3 の沈下量、側方変位量は、ケース 25-1 より小さく、沈下量に着目するとケース 25-2 よりさらに小さい。ただし側方変位量はケース 25-2 より若干大きい値を示している。先に示した通り、使用した盛土材は密度を上げることで液状化強度が急増するため、盛土の締固め度を上げることで沈下量は抑制されたが、水位が高く、また拘束圧が小さいのり尻付近が加振により側方変形したためと考えられる。

以上より、盛土内水位を下げる、盛土密度を上げる、といったことを行うことで、盛土自体の液状化による被災の規模は低減されることが実験的に確認された。

5.3.3 盛土内の過剰間隙水圧

盛土条件の違いが過剰間隙水圧の発生状況に及ぼす影響を確認するために、図 35 にケース 25-1、2、3 におけ

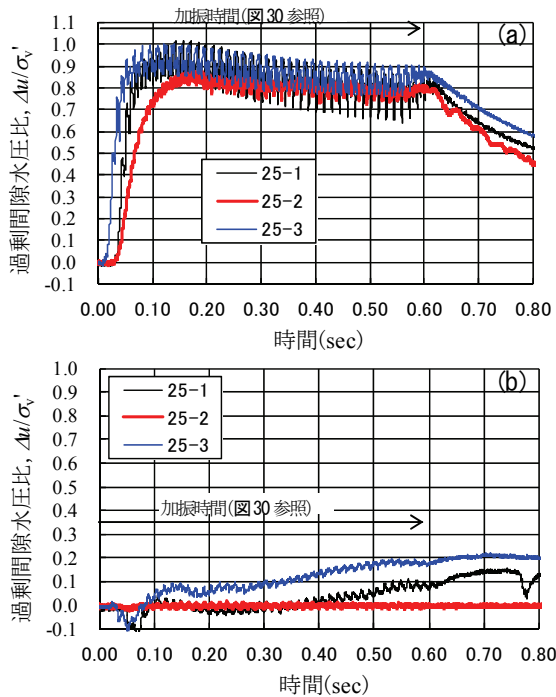


図35 過剰間隙水圧の発生状況
(a) 沈下盛土層(P4)、(b) 上部盛土(P6)

る沈下盛土層中央部(図29におけるP4)と上部盛土下部(図29におけるP6)で計測した過剰間隙水圧を、有効上載圧で正規化した過剰間隙水圧比の経時変化を示す。有効上載圧は上部盛土、沈下盛土層の密度、水位、地盤内応力分散を勘案し、P4の位置で、ケース25-1は68kPa、ケース25-2は73kPa、ケース25-3は72kPaとし、P6の位置で、ケース25-1は54kPa、ケース25-2は56kPa、ケース25-3は57kPaとした。なおP6は、沈下盛土層下端から6cm(実物換算で3m)上に位置し、初期地下水位面(沈下盛土層下端から実物換算で3.2m)と同程度の位置である。

図より、沈下盛土層では3ケースとも若干の差はあるものの同様な挙動を示している。加振開始直後より過剰間隙水圧が急激に発生し、過剰間隙水圧比で0.87以上まで達していること、加振が終了(図中0.6sec程度)した後は徐々に過剰間隙水圧が消散していくことが確認できる。本実験において、沈下盛土層はほぼ液状化しているものと判断できる。

上部盛土では、盛土内水位が低いケース25-2は加振中に過剰間隙水圧が生じておらず、水位はP6の位置より下に存在していることがわかる。一方、ケース25-1は加振開始後しばらく経過した後に過剰間隙水圧が発生していることから、ケース25-1は、加振時にはP6付近(P6より若干低い位置)に水位が形成されていたものと思われる。ケース25-3は水位形成の過程でケース25-1より

若干初期水位が高かったため、加振中もケース25-1より若干高い推移を示しているが、その挙動傾向は同じである。この結果は、地震による過剰間隙水圧の発生に伴い、盛土内水位が上昇し得ることを示している。また、ケース25-1に生じた過剰間隙水圧比は0.15程度であるが、沈下盛土層に生じた過剰間隙水圧がケース25-1と25-2で同程度であることを考えると、上部盛土に生じた過剰間隙水圧(およびそれに伴う有効応力の減少)が5.3.1、5.3.2で記したケース25-1の側方流動を誘発したと推察される。一方で、ケース25-3で生じた過剰間隙水圧比は0.2程度とケース25-1より若干高い。それにもかかわらずケース25-1より盛土の変状が抑制されている理由としては、盛土全体の締固め度が5%高いためと思われる。

ここで、図35(b)のケース25-1、3において、加振が終了(図中0.6sec程度)した後に過剰間隙水圧比のピークを得ているが、通常、加振中より加振後に盛土内応力が増加することは考えづらい。この現象は加振後も基礎地盤面より上の盛土が振動していたためと推測される。

5.3.4 対策工の沈下抑制効果

対策工の効果を評価する前に、5.3.1で記したケース25-1、4とケース26-1、2の結果の不一致に関して考察する。図36はケース25-1、4、ケース26-1、2、3、4の加振による変形量を算出した結果である。ケース25-1に関しては図34で示した結果と同一である。

ここで改めて実験条件を整理すると、ケース25-1とケース25-4は対策工の有無のみ異なり、ケース26-1とケース26-2、3、4も同様に、対策工の規模は異なるが対策工の有無のみ異なる。ただしケース25-1、4とケース26-1、2は同一条件で実験を行ったが、結果として盛土材が異なっていた可能性があり、破壊の様相が異なっている(写真3参照)。

ここで、ケース25-1における天端中央とのり肩の沈下量の平均を $S_{ave25-1}$ とし、以下同様にケース25-4、ケース26-1、2の沈下量の平均を $S_{ave25-4}$ 、 $S_{ave26-1}$ 、 $S_{ave26-2}$ とする。 $S_{ave25-4}$ を $S_{ave25-1}$ で正規化した $S_{ave25-4}/S_{ave25-1}$ 、 $S_{ave26-2}$ を $S_{ave26-1}$ で正規化した $S_{ave26-2}/S_{ave26-1}$ と、同様にのり尻の側方変形量をそれぞれ δ_{25-1} 、 δ_{25-4} 、 δ_{26-1} 、 δ_{26-2} とし、正規化した $\delta_{25-4}/\delta_{25-1}$ 、 $\delta_{26-2}/\delta_{26-1}$ を図37に示す。

図より、沈下量に関しては無対策のケース(ケース25-1とケース26-1)の沈下量を1とすると、同じ対策を施したケース25-4とケース26-2の沈下量は0.6前後で同程度であることがわかる。対して、のり尻の側方変形量に関しては、大きく差が生じている。この違いが生じた理由は现阶段では不明ではあるが、これらのことより、ケース25-1、2、3、4とケース26-1、2、3、4は盛土材が異

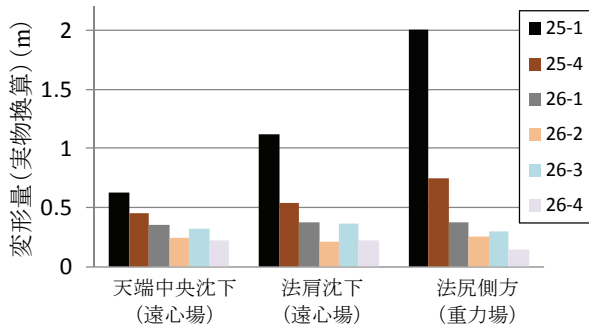


図 36 各計測箇所における変形

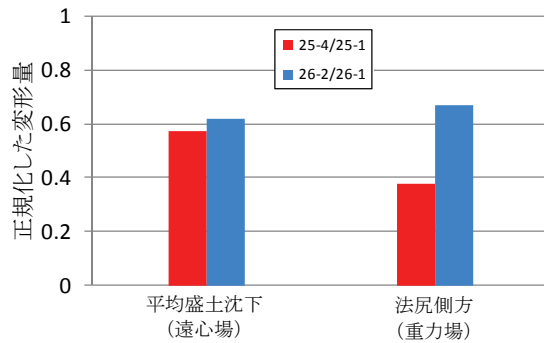


図 37 正規化した変形量

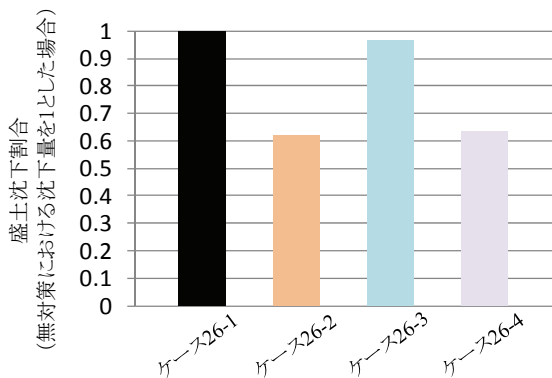


図 38 対策工の沈下抑制効果

なっていた可能性があるものの、本報告における沈下量に関しては、無対策のケース 26-1 を基準とし、対策工の規模の違いを評価可能と判断し、議論を進める。

図 38 は、無対策のケース (ケース 26-1) の加振時盛土沈下量 (天端中央とのり肩の沈下量の平均値) を 1 とし、各対策を施した各ケースにおける盛土の加振時盛土沈下量をその割合で示したものである。図より、のり尻にふとん籠を集中的に設置したケース 26-2 と、のり面にふとん籠を設置したケース 26-4 が、盛土の沈下に対して効果が高く、4 割程度沈下を抑制することが可能である。一方、地震時の過剰間隙水圧消散を期待したケース 26-3 に関しては、沈下抑制効果が低い。次節で盛土内に発生した過剰間隙水圧に着目するが、これらの結果は、地震時の盛土内水位が同程度である場合、ふとん籠のように盛土に対して比重の重いものをのり尻に集中して配置す

る (ケース 26-2)、もしくはのり面に配置する (ケース 26-4) といった、強制的に盛土の変状を抑える手法の方が、本変状メカニズムに対する対策として有効である可能性を示唆している。

以上一連の実験により、泥炭地盤上の既設盛土に対する耐震補強として、ふとん籠による補強法が有効であることを確認することができた。

5.3.5 対策工を施した盛土の沈下量および過剰間隙水圧の経時変化

加振時における盛土の沈下量の蓄積状況を把握するために、各ケースにおける盛土天端中央の沈下量の経時変化を図 39 に示す。ここではケース間における沈下の増加傾向を比較するために、沈下量は最終的な沈下量 (図 36 の結果と同一) で正規化している。図より、沈下量の増加傾向に関しては、ケース間で明確な差異は見られず、いずれのケースにおいても加振の継続とともに沈下量が漸増し、加振が終了した 0.6 秒後から沈下の増加は止まるようである。ふとん籠の配置の違いは、盛土内の応力分布等に変化をもたらすことが考えられるが、今回設定したふとん籠の配置では、地震時の盛土の沈下の経時変化に影響を及ぼさないことが示された。

次いで、図 40 に沈下盛土層における過剰間隙水圧の発生傾向を示す。対策工として設置したふとん籠は砂利 (粒径 3-5mm) で作製されているため、ふとん籠設置箇所付近の過剰間隙水圧の発生を抑制する効果が期待される。過剰間隙水圧は沈下盛土層ののり尻付近 (図 29 における P1) と沈下盛土層の中央付近 (図 29 における P4) で計測した結果である。なお、ここでは過剰間隙水圧は有効上載圧 (P4 はいずれのケースも 68kPa、P1 はケース 26-1 では 34kPa、ケース 26-2、3、4 はふとん籠の重量を考慮して 36kPa としている) で正規化した過剰間隙水圧比 ($\Delta u/\alpha_v$) としている。

図 40 (a) より、沈下盛土層中央付近では、過剰間隙水圧の抑制を最も期待したケース 26-3 も含め、いずれのケースにおいても過剰間隙水圧比の最大値が 0.8~1.0 程度に達しており、この箇所では液状化が生じていると判断できる。一方で、のり尻 (ふとん籠) 付近では、過剰間隙水圧比の最大値は 0.6~0.8 程度であり、沈下盛土層中央と比較し、全体的に過剰間隙水圧の発生が抑制されているようである (図 40 (b))。しかし、沈下盛土層中央 (図 40 (a)) ではふとん籠が設置されたケース 26-2~4 で、無補強のケース 26-1 と比較し過剰間隙水圧比が抑制されているようではあるものの、のり尻 (ふとん籠) 付近 (図 40 (b)) では、傾向が異なり、無補強のケース 26-1 で過剰間隙水圧が抑制されているように見受けられ

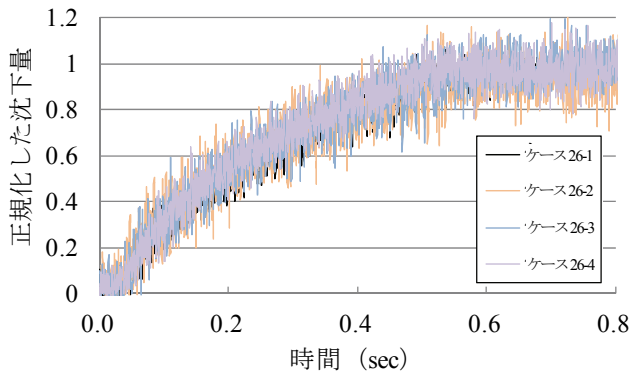


図 39 各ケースの沈下増加傾向 (盛土天端中央)

る。また、図 40 (a) では、加振終了後 (約 0.6 秒後) から水圧が消散していく様子が確認されるが、図 40 (b) ではそれが見られない。

これらの結果より、本実験においてはふとん籠が地震時の過剰間隙水圧の発生を抑制させる効果、もしくは地震後に速やかに過剰間隙水圧を消散させる効果は明確とは言えず、現段階では先に示したふとん籠による盛土の沈下抑制効果は、ふとん籠の力学的もしくは物理的な効果によるものと推察される。しかし既往の実験において、ふとん籠が過剰間隙水圧の抑制に効果があった²⁴⁾という結果もあることから、今後も継続して検討を進める。

その他、沈下の増加傾向 (図 39) と過剰間隙水圧の発生傾向 (図 40 (a)) を見ると、その時間依存性に違いが確認される。先に記したように、沈下量は時間とともに漸増する様相であるが、過剰間隙水圧は、加振直後から 0.2 秒程度の間で急上昇している。このことは、本メカニズムによる盛土の沈下は、有効応力が減少 (消失) した瞬間に突発的に生じるものではなく、加振中に徐々に進行するものであり、基礎地盤の液状化を対象とした既往の研究²⁵⁾と同様の傾向といえる。

5.3.6 常時の盛土内水位に及ぼす対策工の影響

一連の実験において、ふとん籠による明確な地震時の過剰間隙水圧の発生抑制効果や、消散効果は見られなかったが、ここでは、常時における盛土内の水位低下に及ぼすふとん籠の排水効果に関して検証する。

図 32 で示した通り、本実験では盛土内に水位を形成する目的で、一度盛土の半分の高さまでシリコンオイルで満たした後、排水孔を介して外部にシリコンオイルを排出している。図 41 は沈下盛土層中央 (間隙水圧計 P4) の位置で計測した、シリコンオイル排出時の間隙水圧の経時変化である。遠心場 (50g) でシリコンオイルが盛土半分の高さであり、排水バルブが閉じた状態の水圧を 0、排水バルブを開放した時間を 0 とし、その後の時間経過による水圧の変化を図示したものである。

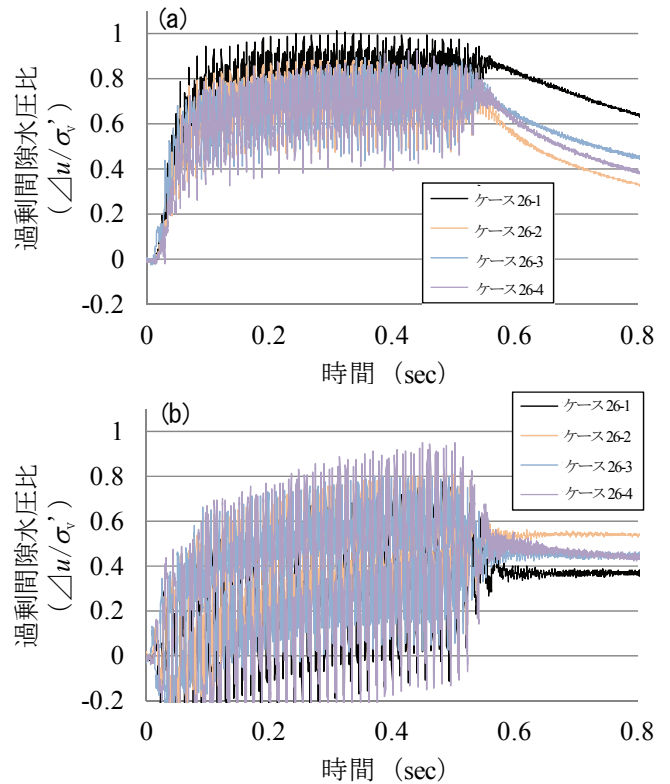


図 40 各ケースの過剰間隙水圧発生傾向
(a) 沈下盛土中央 (P4)、(b) 盛土のり尻付近 (P1)

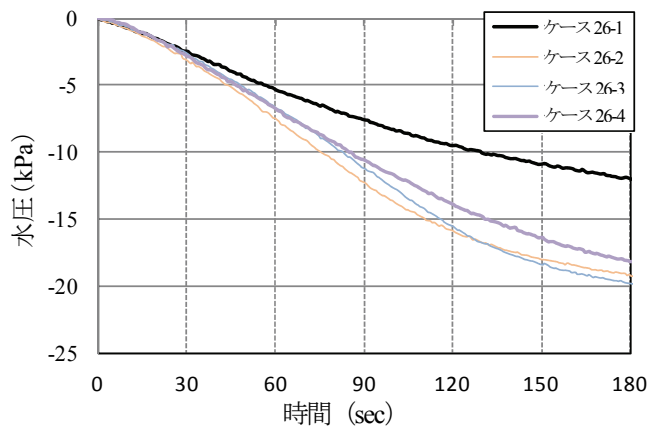


図 41 常時におけるふとん籠の排水効果

図より、ふとん籠が設置されているケース 26-2、3、4 は無補強のケース 26-1 と比較し水圧の低下速度が速く、ふとん籠が施されたケース間で比較すると、ケース 26-4 より盛土内部までふとん籠が設置されているケース 26-2 や 26-3 の方が、ケース 26-4 より若干速い。土槽外部へのシリコンオイル排出速度は、いずれのケースにおいても同程度であるため、この水圧低下速度の違いは、ふとん籠の有無およびその設置方法の違いと言える。

今回実施した一連の実験では、加振直前の盛土内水位を揃えるような実験条件としたため、図 38 で示したようにケース 26-3 では補強効果が直接的には見られなかつ

たものの、5.3.2 で示した通り、水位が低下することで盛土の変状程度は低減されることから、ケース 26-3 のようなふとん籠の配置でも、現実には効果的な対策になりうると考えられる。ただし、ケース 26-2、4 についても盛土内水位の低下に寄与した結果が得られたため、具体的な対策費用を算定したわけではないが、その対策規模も考慮すると、現段階では盛土内水位を低下させつつ変状を抑えるケース 26-2 の対策が、最も効率的・効果的であると考えられる。

6. 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ると、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. で述べた通り、1993 年釧路沖地震によって、泥炭地盤上に築造されていた十勝川統内地区の河川堤防が約 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、被災箇所とは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 42)。無被災箇所には、堤体内の水位を低下させる目的で図 43 に示すドレーン工が、地震前に設置されていた。図 42 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含む) 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 42 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。

谷本ら²⁰⁾は、堤体の液状化現象に関する遠心力模型実験を行い、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おり、適切に設置されたドレーン工には、排水効果が期待されている。

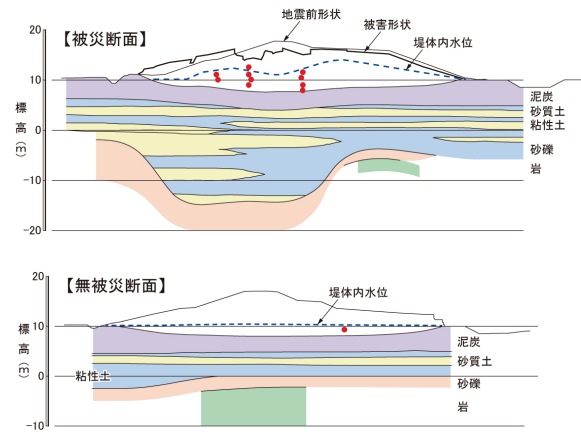


図 42 十勝川統内築堤の被災箇所と無被災箇所の断面図

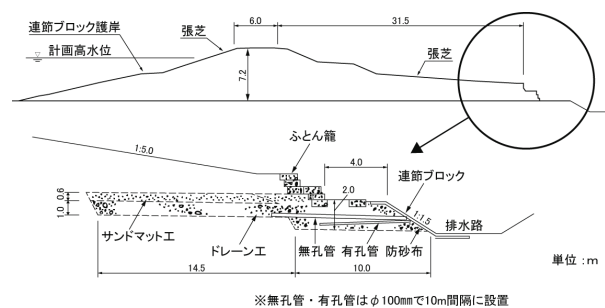


図 43 無被災箇所のドレーン工

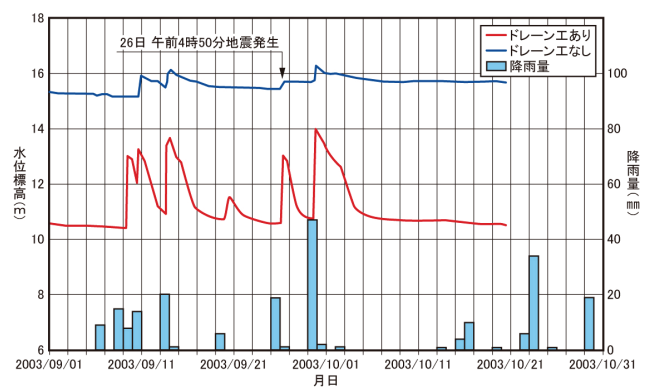


図 44 堤体内の水位挙動観測結果

そこで、図 44 に 2003 年十勝沖地震の前後に測定された十勝川統内堤防のドレーン工設置・非設置箇所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と、5. で検討したふとん籠は構造的に変わるものではない。5.3.2 で示したように、

盛土内水位の低下は地震時の沈下の低減に寄与すること
また、5.3.6 で示したように、ふとん箱は常時の水位を速
やかに低下させる効果があることから、ドレーン工は耐
震対策となり得ると考えられる。

7. 地震時自重変形解析の泥炭地盤上盛土への適用

7.1 目的

地震時の土構造物の変形量を算出する手法はいくつか
提案されているが(ニューマーク法や動的解析等)、液状
化に伴う盛土の変形を簡便かつ精度よく静的に算定する
方法としては、液状化の発生による土層の剛性低下を仮
定するとともに、土構造物としての自重を作用させ、そ
の変形を有限要素法により算定する方法(有限要素法を
用いた自重変形解析法)が、「河川構造物の耐震性能照査
指針・解説」で紹介されている。この解析手法は、安田
ら²⁷⁾により提案されており、安田らは本解析手法を「液

状化に伴う残留変形解析(Analysis for Liquefaction-induced
Deformation)」、略してALIDと称していることから、本
報においても以降ALIDと記述する。

本章では、先述した被災メカニズムである、泥炭地盤
上盛土の液状化による被災事例をもとに再現解析を行い、
本手法(ALID)の泥炭地盤上盛土の耐震性能照査法として
の適用性の検討結果を報告する。

7.2 解析対象断面の概要

解析対象の盛土断面は、1993年釧路沖地震で被災した
釧路川左岸 KP9.85 の堤防断面(以下、釧路川堤防)と、
2003年十勝沖地震で被災した牛首別川左岸 KP4.0 の堤防
断面(以下、牛首別川堤防)である。各地震の諸元を表 8
に、被災後の各地質横断面を図 45 に示す。

釧路川堤防は、その被災後の調査により次のことがわ
かっている。基礎地盤の表層には圧縮性の大きな泥炭
(Ap)が分布し、盛土(B)はこの泥炭の沈下で基礎地盤に沈

表 8 1993年釧路沖地震と2003年十勝沖地震の諸元

地震名	発生日時	最大震度	マグニチュード	震源地	震源の深さ
釧路沖地震	1993年1月15日	6	M7.5	釧路沖	101km
十勝沖地震	2003年9月26日	6	M8.0	十勝沖	45km

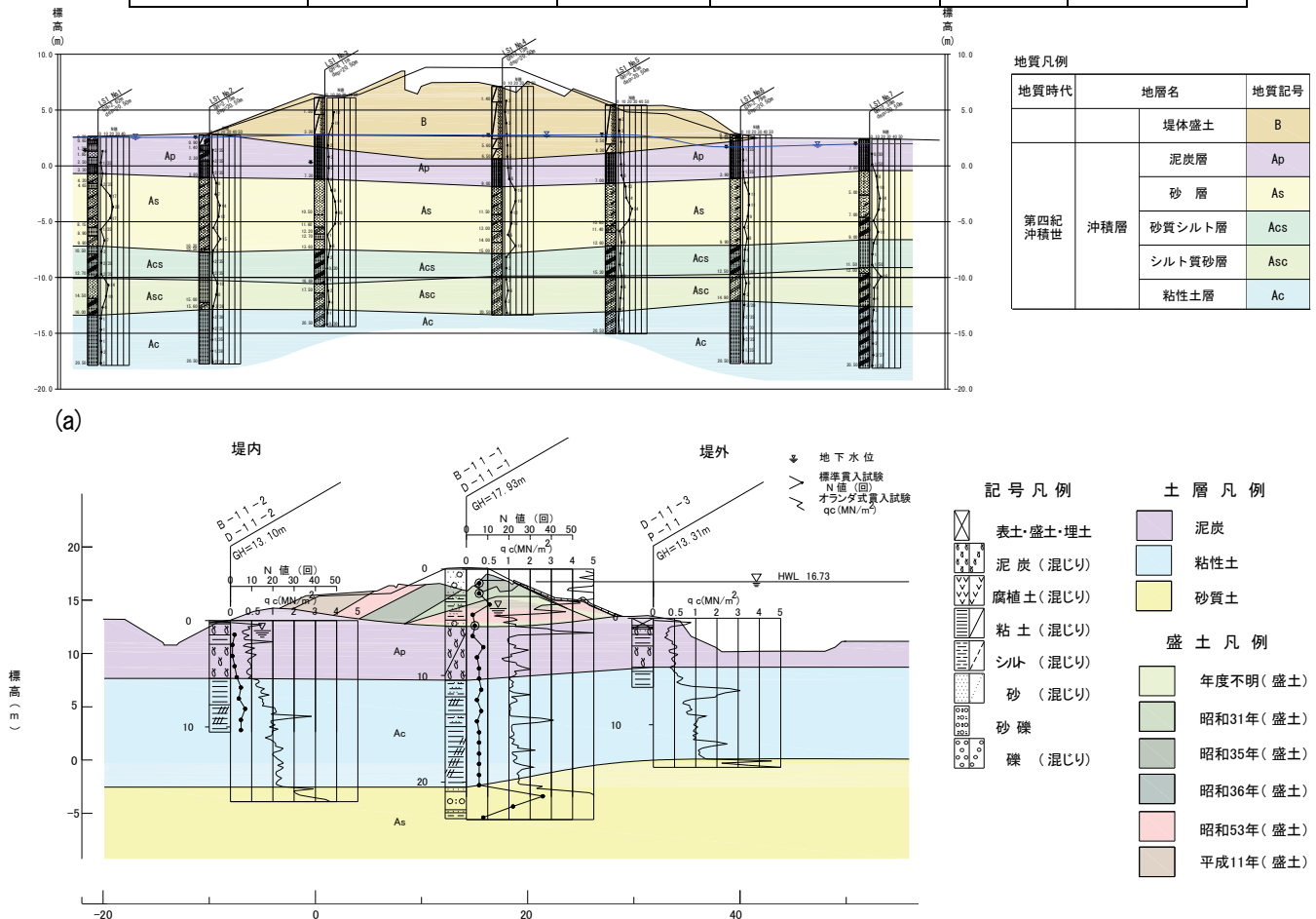


図 45 解析対象断面 (a) 釧路川堤防 (b) 牛首別川堤防

み込んでいる。泥炭の下位にはN値10~20程度の緩い砂層(As)が厚く堆積し、以深は粘性土と砂質土が互層を呈している。深度20mを過ぎても基礎層は確認されていない。盛土(B)は、火山灰質の砂を構成物とし、地下水位以下のN値が6以下である。地下水位はこの盛土内の高くに位置し、盛土底部では広い範囲に渡り飽和状態にあったものと考えられる。

釧路川堤防の被災形態は、天端で最大1.9mの沈下・陥没が発生し、堤内側の法肩部に段差を伴う縦断亀裂が見られた。また、表法面は崩壊し、はらみだしが生じた。このような被害が生じた原因として、①地下水面以下となった堤体砂質材料の液状化、②基礎地盤の砂層(As)の液状化、が考えられる。

牛首別川堤防に関しては、基礎地盤の上部には圧縮性の大きな泥炭(Ap)および軟弱粘性土(Ac)が厚く堆積し、盛土はこれらの土層の沈下で基礎地盤に沈み込んでいる。その下位は砂質土(As)が分布し、そのN値は20~35を示す。なお盛土センターで確認された盛土材は、築造年代の違いで、地下水位より上位は礫混じり砂、下位は礫混じり砂質シルトと礫混じり砂である。地下水位以下の盛土のN値は3程度と非常に緩く、盛土底部の盛土材は飽和状態にある。

牛首別川堤防の被災形態は、天端で最大2mの沈下・陥没が発生し、裏法面は崩れ、水平変位が生じた。表法面には目立った変状は確認されていない。このような被害が生じた原因として、①地下水面以下となった堤体砂質材料の液状化、が考えられる。

7.3 自重変形解析 (ALID)

7.3.1 概要

ALIDは、数値解析的には有限要素法(FEM)に基づくもので、特徴としては、液状化に伴う盛土の変形を基礎地盤の砂質土層が液状化し砂質土層の剛性が低下したことに起因して発生するものと仮定し、解析における外力として盛土および土層の自重のみを考慮する静的な自重変形解析である。

液状化した土層の剛性低下の特徴は、図46に示すような剛性低下のない地震前と、液状化が発生し土層の剛性が低下した時のせん断応力 τ ~せん断ひずみ γ 関係の模式図で示される。液状化した土層は、状態点O点~C点までは液状化の発生により剛性が非常に小さい状態にあるが、C点を越えて変形が進むと剛性が急激に回復するような挙動を示す。この挙動はバイリニア型のせん断応力 τ ~せん断ひずみ γ 関係でモデル化される。

地震前の状態から液状化が発生するまでの土層の応力状態は、O点~A点までの応力の経路をたどる。次に、液状化が発生し、砂質土層の剛性が低下した状態の応力

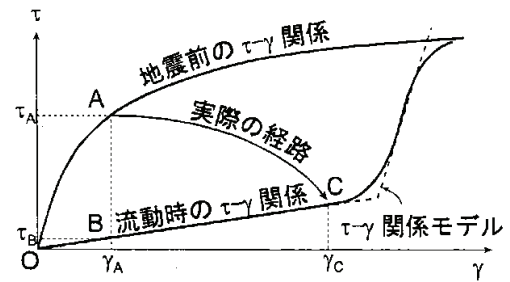


図46 地震前と液状化時のせん断応力 τ ~せん断ひずみ γ 関係の模式図

状態は、A点からC点へと移行する。地震により発生したせん断ひずみは γ_A ~ γ_C であり、これが液状化時の剛性低下に伴う変形である。液状化層の剛性低下を考慮した解析では、A点→B点→C点の経路にしたがってこの過程を追跡し、変形量を算定することになる。

ALIDは基礎地盤の液状化解析には実績があるものの、盛土の液状化解析にはその適用性は明確になっていない。本章では泥炭地盤にめり込み沈下した盛土の液状化に関してALIDの適用性を検討するものである。

7.3.2 液状化層の検討

先に述べた通り、ALIDでは液状化に伴う地盤の剛性低下に起因する変形を取り扱うため、対象断面の液状化層を明らかにする必要がある。ここで、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」(以下、道示)に従い対象断面の液状化の判定を行う。

道示では、次の3つの条件全てに該当する土層に対し、液状化の判定を行う必要があるものとしている。

- 1) 地下水位が地表面から10m以内にあり、かつ地表面から20m以内の深さに存在する飽和土層。
- 2) 細粒分含有率FCが35%以下の土層、またはFCが35%を超えても塑性指数 I_p が15以下の土層。
- 3) 50%粒径 D_{50} が10mm以下で、かつ10%粒径 D_{10} が1mm以下である土層。

釧路川堤防においては、上記3条件全てに該当する土層は、盛土(B)と砂層(As)であった(図45(a)参照)。

牛首別川堤防においては、堤防の築堤年代によって盛土材量が異なっており、主な構成物は礫混じり砂、礫混じり砂質シルトであった。その中で地下水位以深にある盛土のうち、礫混じり砂は、 $FC < 35\%$ であり、液状化判定の対象土層であった。

液状化の判定に必要なとなる水平震度は、牛首別川堤防に関しては、その被災地点(左岸 KP4.0)は直近の気象庁の震度観測点(豊頃町茂岩本町)から直線距離で1km程度であるため、観測記録(最大加速度543.8gal)から得た。一方、釧路川堤防の被災地点(左岸 KP9.85)は直近の気象

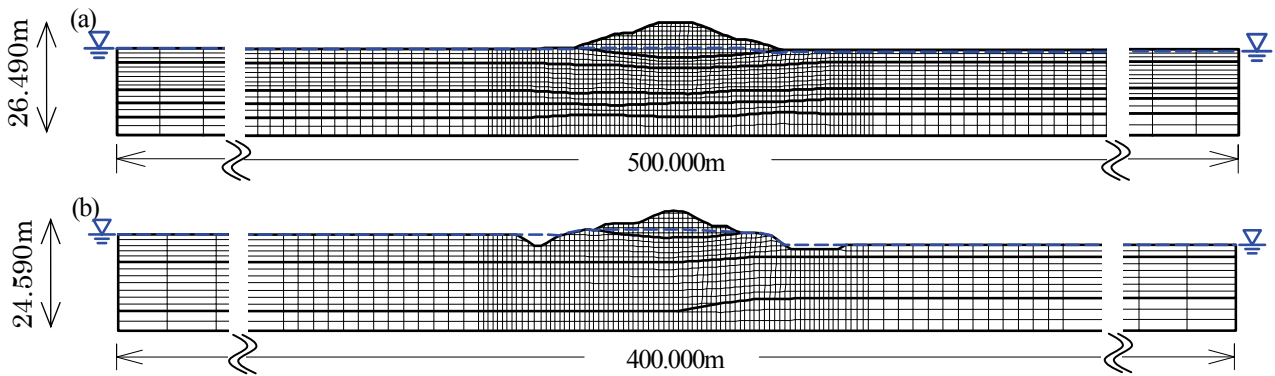


図47 有限要素メッシュ (a) 釧路川堤防 (b) 牛首別川堤防

表9 解析に使用した地盤パラメータ等一覧

対象盛土	土層記号	適用モデル	代表N値	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	せん断剛性率 (kN/m ²)		ポアソン比 (地震前) ν	粘着力 c' (kN/m ²)	せん断抵抗角 ^{※7} $\phi'(^{\circ})$	圧縮指数 C_c	膨張指数 C_s	限界状態応力比 M	基準間隙比 e_0	過圧密比 OCR	静止土圧係数		繰返し三軸強度比 ^{※8} R_L	相対密度 $D_r(\%)$	
					地震前 G	液状化時 G_1									正規圧密 K_{0NC}	過圧密 K_{0OC}			
釧路川堤防	B	MC-DP ^{※1} (弾塑性体 ^{※2})	3	17.0	3295	要素毎に設定 ^{※5}	0.27	0	38	—	—	—	—	—	—	0.38	—	0.16	38
	Ap	カムクレイモデル ^{※3} (弾塑性体)	—	11.3	72 ^{※4}	※6	0.27	0	39	4.06	0.81	1.60	7.5	4.1	0.37	0.91	—	—	
	As	弾塑性体 (液状化時:剛性低下)	12	17.2	13338	要素毎に設定 ^{※5}	0.26	0	41	—	—	—	—	—	—	0.35	—	0.24	58
	Acs	弾塑性体	2	16.1	2100	$G=G_1$	0.33	0	30	—	—	—	—	—	—	0.50	—	—	—
	Asc	弾塑性体	6	17.0	6238	$G=G_1$	0.35	0	28	—	—	—	—	—	—	0.53	—	—	—
	Acs	弾塑性体	1	16.0	1050	$G=G_1$	0.33	0	30	—	—	—	—	—	—	0.50	—	—	—
牛首別川堤防	B	MC-DP ^{※1} (弾塑性体 ^{※2})	6	19.0	6300	要素毎に設定 ^{※5}	0.33	0	30	—	—	—	—	—	—	0.50	—	0.17	32
	Ap	カムクレイモデル ^{※3} (弾塑性体)	—	11.0	110 ^{※4}	※6	0.28	0	37	2.84	0.57	1.52	6.2	1.0	0.39	0.39	—	—	
	Ac	弾塑性体	6	17.0	6300	$G=G_1$	0.33	0	30	—	—	—	—	—	—	0.50	—	—	—
	As	弾塑性体	29	19.0	31256	$G=G_1$	0.3	0	35	—	—	—	—	—	—	0.43	—	—	—

- ※1 MC-DPモデルは、破壊基準にMohr-Coulombを、降伏曲面にDrucker-Pragerを用いた弾塑性モデル。
- ※2 地下水位以下の盛土(B)は液状化層として扱い、液状化時は剛性低下を考慮する。
- ※3 カムクレイモデルは、泥炭の圧密とせん断による体積変化を统一的に記述できる弾塑性モデル。
- ※4 この値は盛土前(素地部)のGである。カムクレイモデルにより、盛土構築による圧密沈下(塑性変形)を考慮したGが自動計算される。(→※6)
- ※5 液状化に対する抵抗率 F_L および R_L と、図40の関係から、解析プログラム内で液状化層の要素に対して自動計算される。
- ※6 解析プログラム内で盛土の荷重をもとに自動計算される。
- ※7 釧路川堤防の盛土(B)および砂層(As)は試験値を使用した。
- ※8 釧路川堤防の砂層(As)の R_L は試験値を使用し、それ以外はN値からの推定値である。

庁の震度観測点(釧路市幣舞町)から直線距離で10km程度離れている。その観測点における最大加速度(919.3gal)を基に、一次元地震応答解析により被災地点の加速度を算出したところ294galであった。また、北海道開発局で設置している広里地震計(釧路川左岸 KP7.4、被災地点から直線距離で2km程度)における最大加速度が320galであったことも踏まえ、被災地点の最大加速度は300galとし、水平震度を得た。

これらの水平震度や盛土等のN値を用いて行った道示による液状化判定の結果、釧路川堤防においては盛土(B)と砂層(As)ともにFL(液状化に対する抵抗率)が1.0未満(盛土(B)で $FL \approx 0.5$ 、砂層(As)で $FL \approx 0.6$)となり、液状化する土層と判定された。また牛首別川堤防においては盛土(礫混じり砂)のFLが1.0未満($FL \approx 0.3$)となり、同じく液状化する土層と判定された(以降、牛首別川堤防の盛土もBと表記する)。

以上より、ALIDでは上記土層を液状化層として扱うこととする。

7.3.3 境界条件等

対象断面の有限要素メッシュを図47に示す。モデルの鉛直方向は、現地盤面から深度20mまでを対象とし、幅方向は、天端中央から堤防敷幅の5倍程度とした。境界条件は、左右側面は水平方向固定で鉛直方向自由、下端は水平・鉛直方向とも固定とした。

7.3.4 地盤パラメータ

解析に用いた地盤パラメータ等を表9に示す。表中の注記にもあるが、基本的に試験を行っているものは試験値を、試験を行っていないものは、既往の一般値や推定値等を使用している^{28),29),30)}。

図48は液状化層における剛性低下を、液状化に対する抵抗率FLおよび繰返し三軸強度比RLの関係で整理したものである³¹⁾。ALIDにおいてはこの関係をもって液状

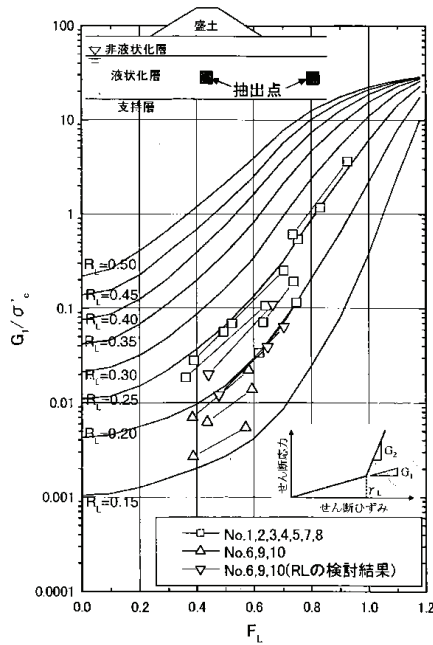


図 48 FL が 0.8 より小さい範囲のせん断剛性比と FL、RL の関係 (豊田ら³¹⁾)

化層の各要素の剛性を自動的に算出している。

7. 4 結果と考察

7.4.1 釧路川堤防

地下水位以下の盛土と基礎地盤の砂層(As)が液化化する条件で行った解析結果を図 49 に示す。図より基礎地盤において大きな側方流動が発生し、盛土の沈下は実測より極めて過大である。その他、現地では確認されていない盛土法尻から少し離れた箇所での地盤の隆起が解析では生じている。

折敷ら³²⁾は、基礎地盤の砂層では周辺の地下水位記録から、地震時に過剰間隙水圧の上昇が確認されたが、地震後に実施された開削調査の結果、泥炭層の上面にはすべり面は確認されず、砂層の液化化は今回の被害には影響がなかったと結論付けている。このことは、砂層において地震時に過剰間隙水圧がある程度発生したものの、砂層のせん断強度は完全には消失していなかった可能性を示唆している。

以上を踏まえ、砂層を非液化化層と仮定して試算した結果を図 50 に示す。この図より、先の結果と比較し、実際の被災状況を良く再現していると思われる。しかし、盛土天端中央、両法肩の沈下量を比較すると(図 51 (図中の数字は解析結果図の数字に対応))、実測値より若干過小に評価している。対象地点において砂層は液化化と非液化化の間のような挙動をしていた、もしくは盛土と砂層に挟まれた泥炭層の挙動を適切に表現できなかったことが推測される。

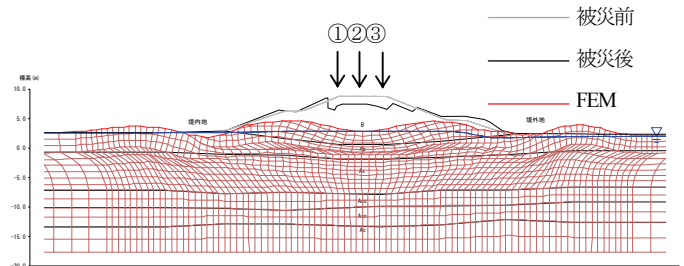


図 49 釧路川堤防の再現解析結果

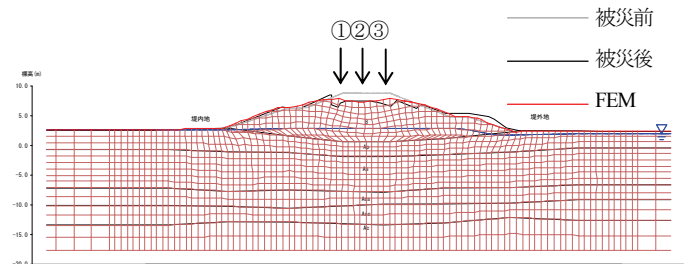


図 50 釧路川堤防の再現解析結果
(基礎地盤砂層(As)を非液化化層とした場合)

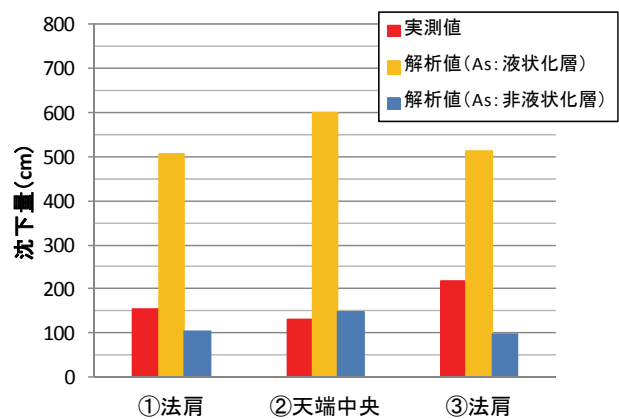


図 51 釧路川堤防における実測値と解析値の沈下量比較

7.4.2 牛首別川堤防

図 52 に地下水位以下の盛土が液化化する条件で実施した再現解析結果を示す。図より、ALID により被災形態を良く再現できたといえる。ただし、沈下量を詳細に見ると(図 53)、天端中央で計測された最大沈下量(218cm)を若干ではあるが過小に評価している。

他方、被災後の調査において、泥炭層を掘削して造られている堤内排水路(図 45 (b) 参照)の変状が目視確認されている。この変状は地震による泥炭の変形に起因すると思われるが、解析では排水路自体を変形させるような泥炭層の変状は見とれない。

以上より、課題は抽出されたものの、現地の土質定数が把握されれば、地震時自重変形解析は泥炭地盤上盛土の液化化による変形量を概ね表現でき、本解析手法は本メカニズムに対する耐震性能照査手法として適用可能で

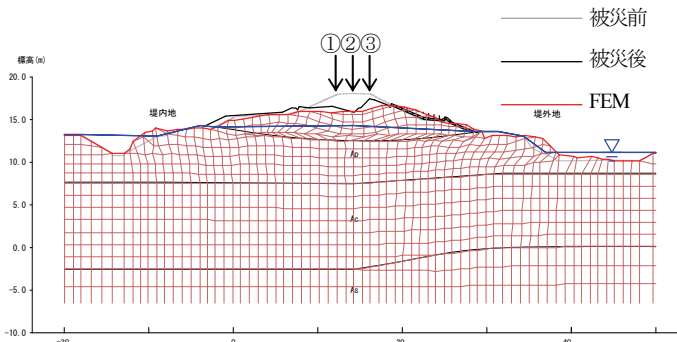


図52 牛首別川堤防の再現解析結果

あると考える。一方で、本解析においては、泥炭地盤に対して静的問題で実績のあるカムクレイモデルを適用したが、地震時の泥炭地盤の挙動を明らかにし、より正確なモデルを構築する必要があると考える。

8. 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) 正規圧密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-Drebnich 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。
 - 5) 泥炭の G_0 は過圧密履歴の影響を強く受け、その傾向は強熱減量 Li が大きい泥炭ほど著しいことが明らかとなった。また、その関係を利用して OCR と Li から過圧密履歴を受けた泥炭の G_0 を推定する実験式を提案した。
 - 6) 泥炭のせん断剛性率および履歴減衰率のひずみ依存性に及ぼす過圧密履歴の影響は、ほとんどないこ

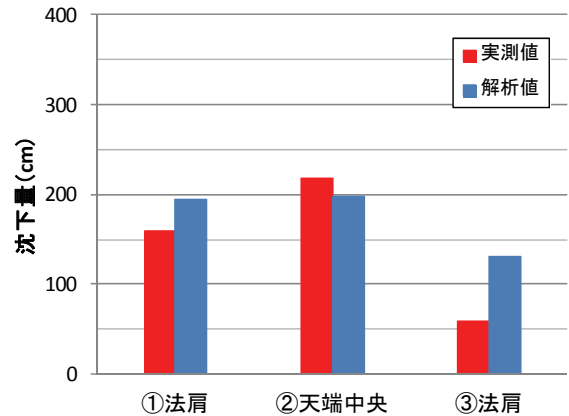


図53 牛首別川堤防における実測値と解析値の沈下量比較

とがわかった。すなわち、正規圧密泥炭の動的変形特性やその推定式は、過圧密泥炭にも適用できる。

(2) 泥炭地盤の地震時増幅（減衰）特性について

- 1) 上載荷重の有無によらず、地表面付近の応答加速度は減衰傾向にある。
- 2) 応力が大きい方が応答加速度の減衰は小さい、または増幅の傾向がある。
- 3) 同じ応力であれば、深度の深い方が応答加速度の減衰は小さい、または増幅の傾向にある。

(3) 盛土の耐震補強技術について

- 1) 泥炭地盤上に構築された盛土を対象とした動的遠心力模型実験を行い、盛土下部の液状化に起因する被災メカニズムの再現ができた。
- 2) 盛土内水位を下げたケース、盛土の締固め度を上げたケースの実験を行い、いずれも盛土の沈下や側方流動が抑制されることを確認した。
- 3) 対策工としてのり尻やのり面にふとん籠を設置することで、無対策と比較し4割程度沈下を抑制することが可能であり、泥炭地盤上の既設盛土に対する耐震補強として、ふとん籠による補強法が有効であることを確認することができた。
- 4) また、1993年釧路沖地震において十勝川堤防で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。動的遠心力模型実験により、盛土内水位の低下は地震時の沈下の低減に寄与すること、ふとん籠は常時の水位を速やかに低下させる効果があることが確認され、ドレーン工は耐震対策となり得ると考えられる。

(4) 地震時自重変形解析の泥炭地盤上盛土への適用について

- 1) 釧路川堤防における再現解析では、道示による液状化判定の結果、液状化すると判定された砂層の存在

により変形が極めて過大になった。

- 2) その釧路川堤防の再現解析において、被害の実態に合わせ液状化層を再設定したところ、解析による被災形態は実際に近づき、再現性は高いといえる。しかし、沈下量は若干過小に算出されたことから、液状化層の剛性低下の程度や泥炭層の取り扱いに課題があると思われる。
- 3) 牛首別川堤防の再現解析に関しては、沈下量や被災形態に関して概ね再現できた。しかし、やはり若干ではあるがその沈下量は過小に評価しているため、今後は泥炭層の地震時挙動をより正確に把握する必要があると思われる。
- 4) 課題は抽出されたものの、現地の土質定数が把握されれば、地震時自重変形解析は泥炭地盤上盛土の液状化による変形量を概ね表現でき、本解析手法は本メカニズムに対する耐震性能照査手法として適用可能であると考えられる。

本研究は平成27年度で終了となるが、平成28年度からプロジェクト研究「高盛土・谷状地形盛土のり面・特殊土地盤の詳細点検・耐震性診断・対策手法に関する研究」が開始される。その中で、本研究の課題や精度の良い照査に寄与する調査法、および具体的な対策の設計法などについて検討する予定である。

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) (独) 土木研究所 寒地土木研究所 寒地地盤チーム: 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、土木研究所資料、第4194号、2011.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 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.

- 9) 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回地盤工学会研究発表会発表講演集、pp.719-720、2007.
- 10) 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回地盤工学会研究発表会発表講演集、pp.269-270、2009.
- 11) 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.
- 12) 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回土質工学会研究発表会発表講演集、pp.539-542、1985.
- 13) 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.
- 14) 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.
- 15) 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.
- 16) 岩崎敏男、龍岡文夫、高木義和: 地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)ー広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性ー、土木研究所報告、No.153、1980.
- 17) 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.
- 18) 林宏親、山梨高裕、橋本聖、山本正彦: 過圧密泥炭の微小ひずみにおけるせん断剛性率と動的変形特性、地盤工学会北海道支部技術報告集No.54、pp.7-14、2014.
- 19) Hardin, B.O. and Black, W. L.: Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 95(SM6), pp.1531-1537, 1969.
- 20) 梶取真一、西本 聡、林 宏親、橋本 聖: せん断土槽を用いた泥炭地盤の地震時応答特性に関する研究、地盤工学会北海道支部技術報告集No.53、pp.105-108、2013.
- 21) Sasaki, Y.: River Dike Failures during The 1993 Kushiro-oki Earthquake and 2003 Tokachi-oki Earthquake, Proceedings of IS-Tokyo, 2009.
- 22) (公) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説、pp.730-749、2009.
- 23) (独) 土木研究所寒地土木研究所: 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル、2011.
- 24) 林宏親、西本聡、橋本聖、梶取真一: 泥炭地盤上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、Vol.6、No.3、pp.465-473、2011.
- 25) 松田隆、佐藤清、田中紀和、後藤洋三：円筒土留壁体の液状化時挙動に関する遠心模型振動試験と数値解析的評価、土木学会論文集No.589/III-42、pp.11-20、1998.
- 26) 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.
- 27) 安田進、吉田望、安達健司、規矩大義、五瀬伸吾、増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法、土木学会論文集、No.638/III-49、pp.71-89、1999.
- 28) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編IV下部構造編、2012.
- 29) 木暮敬二：高有機質土の地盤工学、東洋書店、1995.
- 30) 林宏親、三田地利之、西本聡：泥炭地盤の変形挙動解析に用いる土質パラメータの決定法、地盤工学会北海道支部技術報告集、No.48、pp.283-290、2008.
- 31) 豊田耕一、杉田秀樹、石原雅規：河川堤防の地震被災事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討、第4回日本地震工学会大会—2005梗概集、pp.226-227、2005.
- 32) 折敷秀雄、佐々木康：液状化により被災した河川堤防の地盤改良を併用した復旧、土木学会論文集 No.686/VI-52、pp.15-29、2001.

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

Budgeted : 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

YAMAKI Masahiko

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 confirmed to be able to suppress the deformation of the embankment due to gabion. And it was revealed that applicability of ALID to liquefaction of embankment.

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