ＩＳＳＮ　０３８６－５８７８
土木研究所資料　第４１９４号

土 木 研 究 所 資 料

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 23 年 3 月

独立行政法人土木研究所
寒地土木研究所
寒地基礎技術研究グループ
寒地地盤チーム

Copyright © (2011) by P.W.R.I.

All rights reversed. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は，独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土 木 研 究 所 資 料
第 4194 号 2011 年 3 月

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

寒地基礎技術研究グループ　寒地地盤チーム　　上席研究員　西本　聡
主任研究員　林　宏親
研究員　橋本　聖
研究員　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、そのメカニズム、耐震性の評価手法ならびに合理的な補強法などは明確にされていない。

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、泥炭地盤上の盛土に関する動的遠心模型実験を実施し、その耐震性および既設盛土を念頭に置いた補強法について検討した。その結果、泥炭地盤上の盛土で特徴的に見られた被災変状モードを再現することができ、沈下によって泥炭層にめり込んだ盛土底部における過剰間隙水圧の発生とそれによる盛土の泥濘化が変状の主な要因であることが明らかとなった。また、ふとん籠による補強が有効なことがわかった。さらに、この盛土底部の液状化現象による沈下量を予測する方法の確立を目的に、動的 FEM 解析などを実施したところ、沈下盛土層の液状化抵抗率が小さくなるに従い FEM 解析から得られた沈下率（沈下量/盛土高）が大きな値となり、両者には相関関係が認められた。したがって、この結果を利用して、泥炭地盤における盛土の地震時沈下量の簡易的な予測ができる。

キーワード：地震、泥炭、盛土、過剰間隙水圧、ふとん籠、沈下予測

目　次

１．まえがき・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1

２．泥炭地盤上の盛土の地震被害事例・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 2

３．泥炭地盤における盛土の地震による変状メカニズムと補強技術・・・・・・ 4
3.1 遠心模型実験の条件と模型の作成方法 5
3.2 ふとん籠による補強のコンセプトと実験条件 15
3.3 計測装置 17
3.4 加振条件 17
3.5 実験結果（盛土の耐震性と変状メカニズム） 18
3.5.1 盛土および地盤の変形
3.5.2 加速度、間隙水圧および沈下
3.6 実験結果（ふとん籠の補強効果） 28

４．簡易的な沈下予測手法の提案・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 32
4.1 解析方法 32
4.2 FLIP 解析に用いる土質パラメータの決定 36
4.3 入力地震動の決定 41
4.4 解析結果 44
4.4.1 円弧すべり安全率と沈下率の関係
4.4.2 液状化抵抗率と沈下率の関係
4.6 簡易的な沈下予測法の提案 50
4.7 提案した方法の適用性 50

５．まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 52

参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 53
巻末資料・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 54

１．まえがき

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（写真 1、図 1）。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、そのメカニズムならびに耐震性の評価手法などが明確になっていないのが現状である。さらに泥炭地盤上には、既に相当数の道路盛土や河川堤防が築造されており、既設盛土に対する合理的な耐震補強法の確立も求められている。

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、泥炭地盤上の盛土に関する動的遠心模型実験（第 3 章）ならびに数値シミュレーション（第 4 章）を実施し、その耐震性、簡易的な沈下予測法および既設盛土を意識した補強法について検討した。その結果、泥炭地盤上の盛土で特徴的に見られた被災変状モードを再現することができ、沈下によって泥炭層にめり込んだ盛土底部における過剰間隙水圧の発生とそれによる盛土の泥濘化が変状の主な要因であることが明らかとなった。また、ふとん籠による補強が有効なことがわかった。さらに、沈下盛土層の液状化抵抗率が小さくなるに従い沈下率（沈下量/盛土高）が大きな値となり、両者には相関関係が認められた。この結果を利用した地震時沈下量の簡易的な予測を提案した。

写真１　北海道で典型的に見られる繊維質泥炭

図１　泥炭性軟弱地盤の分布図

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、十勝川統内地区築堤に著しい変状が生じた（図 2、写真 2）[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。これ程の大きな変状は、泥炭層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。ここでの特徴は、基礎地盤の表層が泥炭であるにもかかわらず、液状化の痕跡を示す噴砂が確認されたことである。当研究所の調査 [1)]および佐々木 [2)]は、盛土底部の飽和領域が液状化したと推測している。つまり、泥炭は極めて大きな圧縮性があり、沈下量も大きい。加えて、地下水位が地表面付近にあることが多い。結果として、盛土底部は泥炭層の中にめり込み、地下水位以下に飽和した状態で存在しており、この部分が液状化したとしている。なお、被災後の地盤調査によって、地下水位以下に盛土材料が存在したことが確認されている。液状化によるものだとすれば、このように大きな変状が説明できる。

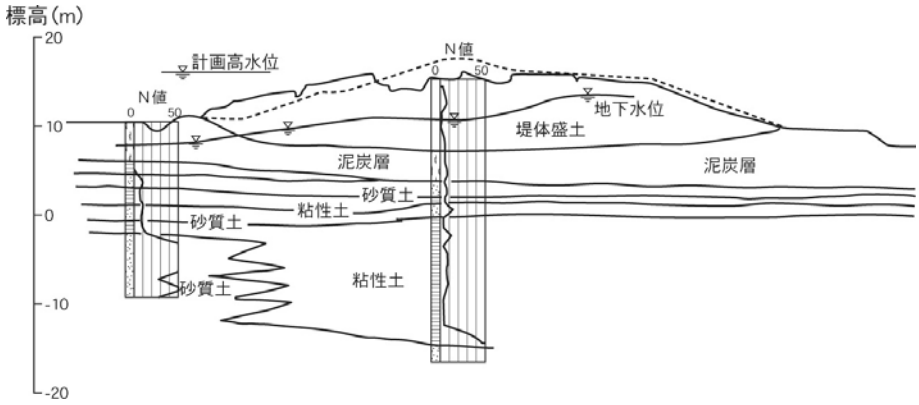


図 2　1993 年釧路沖地震における十勝川統内築堤(KP32.7)の被災断面[文献 1)を基に一部修正]

写真 2　1993 年釧路沖地震における十勝川統内築堤の被災状況

また、同様な被災は、1994 年北海道東方沖地震の道路盛土においても報告されている（図 3）[3)]。ここでも、円弧すべりのような破壊形態ではなく、盛土全体が押し潰されたように変状する典型的な泥炭地盤上の盛土被害を呈している。泥炭地盤上の盛土が被害を受けやすいことは、古くから指摘があったこと[例えば 4)]ではあるが、そのメカニズムとして盛土底部の液状化が認識されたのは、1993 年釧路沖地震が契機と思われる。

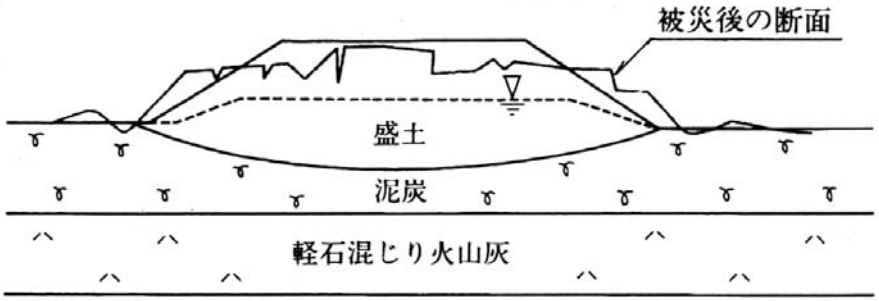


図 3　1994 年北海道東方沖地震における道道中春別俵橋線美広橋取り付け盛土の被災断面 [3)]

３．泥炭地盤における盛土の地震による変状メカニズムと補強技術

前述した変状メカニズムを再現することと、その詳細な挙動を調べる目的で、当所が所有している遠心力載荷装置を使って動的遠心模型実験を実施した。

実験ケースを表 1 に示す。各ケースの盛土材料および形状は同一とし、基礎地盤が良好なケース（ケース 1）と泥炭地盤上の盛土で盛土底部が液状化層として地表面以下に飽和して存在する条件を模したケース（ケース 2 とケース 3）の比較を行った。さらに、ふとん籠をのり尻に設置して、耐震補強を施した実験も行った。なお、模型寸法は実物の 1/50 縮尺とし、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。

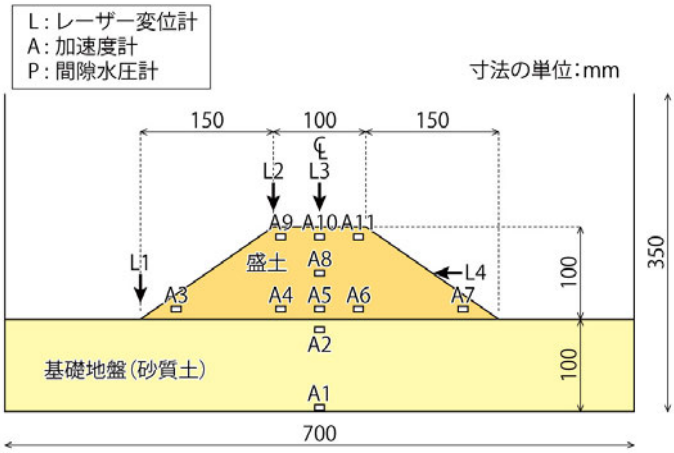
表 1　実験ケース

ケース	想定した条件	沈下盛土の厚さ	盛土高	加振条件
1	良好な基礎地盤上の盛土	－	10cm（実物換算：5m）	ステップ加振（100gal相当→200gal相当→600gal相当）
2	沈下した盛土底部が液状化層として存在	2cm（実物換算：1m）		単発加振（600gal相当）
3	沈下した盛土底部が液状化層として存在	4cm（実物換算：2m）		単発加振（600gal相当）
4	ふとん籠による対策（のり尻にふとん籠2段）	4cm（実物換算：2m）		単発加振（600gal相当）
5	ふとん籠による対策（のり尻にふとん籠4段）	4cm（実物換算：2m）		単発加振（600gal相当）

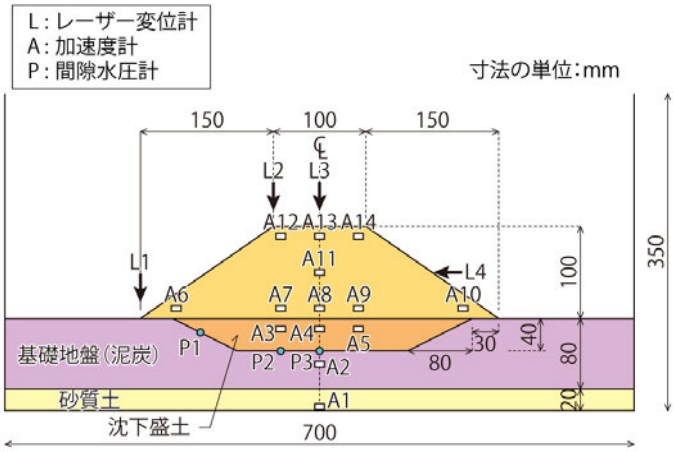
3.1 遠心模型実験の条件と模型の作成方法

ケース 1 とケース 3 の模型地盤と計測センサー配置を図 4 に示す。ケース 1 では、良好な基礎地盤とするため、乾燥豊浦砂を相対密度 Dr =90%程度になるよう空中落下法にて作成した。

一方、盛土底部が液状化層となっているケースでは、図 5 に示す流れで模型を作成した。泥炭層の下位には、基盤層として豊浦砂を空中落下法によって Dr =90%程度に作成した後、脱気水を供給し飽和するように努めた。泥炭層には、粉砕した市販の園芸用ピートモスとカオリン粘土を乾燥重量比で 1:1 にて混合した材料を用いた。この材料に含水比 600%まで加水した後、真空ミキサー内で脱気しながら撹拌した。その状態で 5 日以上放置し、模型容器に投入した。その後、図 5 の通り自重圧密ならびに盛土荷重に相当するプレロード荷重による予備圧密を行った。上記の作業により平坦な泥炭層を作成した後、沈下した盛土底部を模した土層（以下、沈下盛土層という）を作成するため、所定の断面どおり掘削し、豊浦砂を空中落下法にて Dr =50%になるよう投入した。さらに、間隙流体の速度に関する動的な相似則を満足させるために、水の 50 倍の粘性を持つシリコンオイルで飽和した。



(a) 基礎地盤が良好なケース（ケース 1）



(b) 盛土底部の液状化層があるケース（ケース 3）

図 4　模型地盤と計測センサー

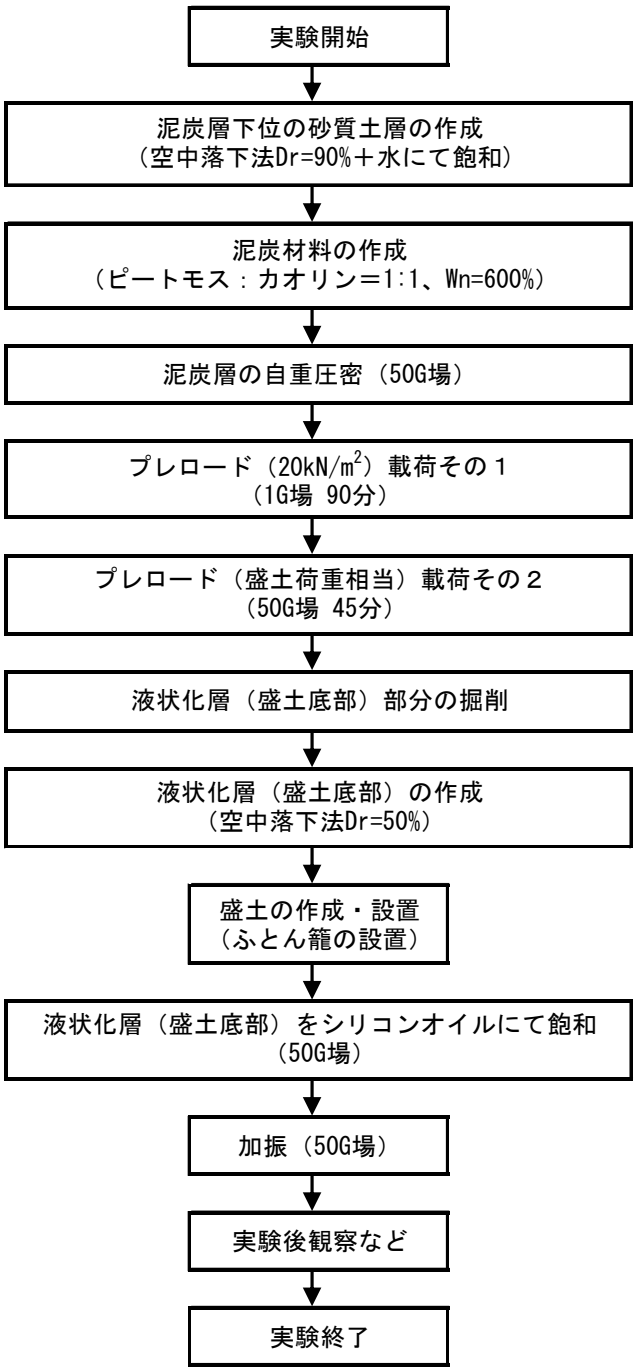


図５　ケース２およびケース３の実験フロー

実験手順の詳細は、以下の通りである。

① 実験土槽の準備

実験土槽底面と基礎地盤の周面摩擦を確保するため、実験土層底面に耐水性サンドペーパーを貼り付ける。なお、ポーラスストーン部はサンドペーパーを切り抜いている。

②泥炭下部排水層の設置

泥炭下部排水層は、空中落下法により相対密度 Dr=90%にて、所定の層厚 2cm を作成する。その後、ポーラスストーンを経由して、砂表面から 1.5cm まで水位を上昇させ飽和させる（写真 3）。

なお、飽和は 1G 場において、水頭差約 60cm 程度で行った。

(a)　飽和状況その１

(b)　飽和状況その２

写真３　泥炭下部排水層の飽和状況

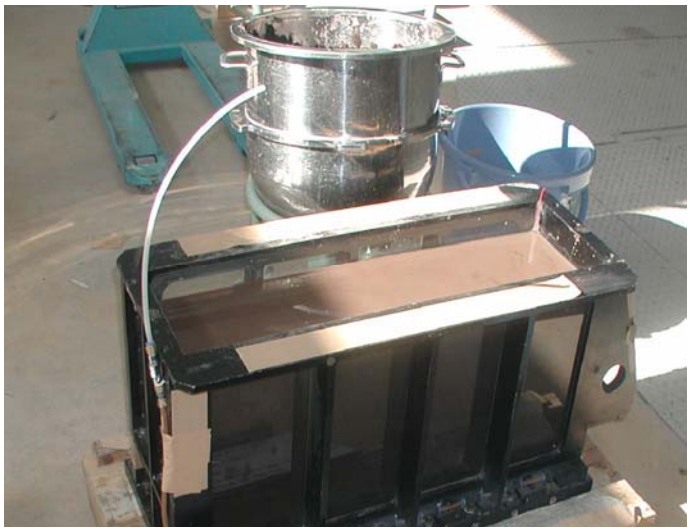
③ 軟弱地盤材料の混合

ビートモスとカオリン粘土の乾燥重量比 1:1 で混合し、初期含水比 600%になるように、加水混合する。混合は 15 分空練りした後加水して、真空ミキサーにより負圧をかけながら、両者が十分に馴染むように 1 時間程度攪拌する。材料地盤の物性を安定させるため、5 日以上の養生時間を設ける。養生期間により分級した材料を均一にするため、実験土層投入直前に再度 15 分の真空攪拌を実施する。

④ 軟弱地盤材料の投入

初期含水比 600％で調整したスラリー状ビートモスカオリン混合試料を実験土槽上部から 10ｃｍまで投入する。投入時は、基礎砂層を乱さないように、かつ材料の均一性および飽和度を確保するため、レードルを用いて段階的に投入し、随時ヘラを用いて馴染ませると同時に気泡を抜く。（写真 4）

(a) スラリー状泥炭投入状況



(b) 泥炭投入完了後の実験土槽

写真 4　泥炭地盤材料の投入状況

⑤ 泥炭地盤の自重圧密

泥炭層が投入された加振容器を遠心装置上の加振装置上に設置し、遠心加速度 50G で自重による圧密を終了させ、スラリー状の泥炭を安定させる。圧密速度が非常に速く、沈下自体は 10 分程度で終了する。載荷は 20 分実施した。

⑥ 泥炭地盤へのサーチャージ載荷および泥炭地盤の成形

泥炭地盤へのサーチャージを行うため、ベロフラム式エアーシリンダーを用いて実施した。載荷荷重は、20kN/m^2 とし、圧密は以下の手順で段階載荷を実施した（写真 5）

STEP-1 ： 載荷荷重 1.1 kN/m^2 載荷期間 15 分間

STEP-2 ： 載荷荷重 3.4 kN/m^2 載荷期間 15 分間

STEP-3 ： 載荷荷重 7.5 kN/m^2 載荷期間 15 分間

STEP-4 ： 載荷荷重 10.0 kN/m^2 載荷期間 15 分間

STEP-5 ： 載荷荷重 14.6 kN/m^2 載荷期間 15 分間

STEP-6 ： 載荷荷重 20.0 kN/m^2 載荷期間 15 分間

STEP-7 ： 荷重が各ケース均一に載荷されるように、水を吸引後に、試験土槽上部から 23cm の位置で掘削成形する。

STEP-8 ： 袋詰めした鉛散弾を投入した後、水を投入し、遠心場で最終圧密を行う。

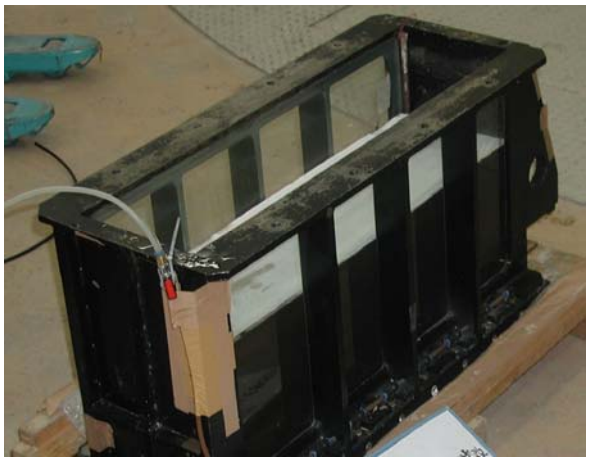
20G 場 載荷期間 15 分間

35G 場 載荷期間 15 分間

50G 場 載荷期間 15 分間

STEP-9 ： 想定形状に合わせて掘削を行う。

泥炭地盤載荷完了



(a) 自重圧密後地盤にろ紙設置

(b) 載荷プレート設置

(c) エアーシリンダー設置

(d) 鉛散弾の設置

写真 5　泥炭地盤へのサーチャージ載荷および泥炭地盤の成形状況

⑦盛土の設置

相対密度 Dr=50％の砂地盤上での盛土の設置が沈埋盛土材を乱さないかどうかを検証するため、相対密度 Dr=30％の砂地盤上で盛土を転圧し、影響が無いことを確認した。

⑧沈下盛土層の設置

沈下盛土材は豊浦砂を空中落下法により、Dr＝50％で設置する。その後、遠心載荷装置に設置して、ロータリージョイントを経由して、シリコンオイルで飽和させた。ノズル先端は、沈下盛土中央部下端に設置した。飽和方法の詳細は以下のとおりである。

1G 場：約 2 分	注入圧力 0.00kgf/m^2	ノズル周辺を飽和させ地盤を安定化させる。
約 5 分	注入圧力 0.10kgf/m^2	同　上
約 20 分	注入圧力 0.15kgf/m^2	同　上
20G 場：約 5 分	注入圧力 0.15kgf/m^2	シリコンオイルの粘性が大きいため、段階的に遠心場で飽和させる。シリコンオイルの注入管理は CCD カメラおよび間隙水圧計により行う。沈下部盛土材が湿潤した段階で 50G 場に載荷力を上げる。
50G 場：約 5 分	注入圧力 0.15kgf/m^2	完全な飽和状態にするため、50G 場まで載荷力を上昇させる。シリコンオイルの注入管理は、主として、設置した間隙水圧計を基に行う。

⑨ ふとん篭の設置

3.2 **ふとん籠による補強のコンセプトと実験条件**において、述べる。

⑩ 加振

遠心加速度を 50G にした後、5 分間の安定期間をとる。その後所定の加振を実施する。同時に、加速度、変形量、間隙水圧を各センサーにて計測する。

⑪ 変状の観察

加振過程の模型の変状は、プラットフォームに設定した CCD カメラを介して観察し、映像は VTR で記録する。盛土側面のメッシュ状況および天端、法面に発生したクラックを写真撮影にて記録する。

⑫ 含水比分布の測定

軟弱模型地盤の模型土層の端部より 5～10cm の位置において深度方向に試料を採取し、含水比の深度分布を測定する。含水比の測定は表層 5ｍｍを除く、1.5cm 毎に実施する。

泥炭層の物性を表 2 に示す。含水比は実験終了後にサンプリングした供試体の平均値である。比較的高い含水比、低い土粒子の密度ならびに大きな圧縮指数は、実際の泥炭と同じ傾向である（図 6）。

表 2　実験に用いた泥炭の物性

項目	値
材料	ピートモス：カオリン＝1：1
自然含水比（%）	290～340
土粒子の密度（g/cm^3）	2.03
圧縮指数	2.7
粘着力（kN/m^2）	2
内部摩擦角（°）	34.2

※強度定数は、$\overline{\mathrm{CU}}$条件の三軸圧縮試験結果

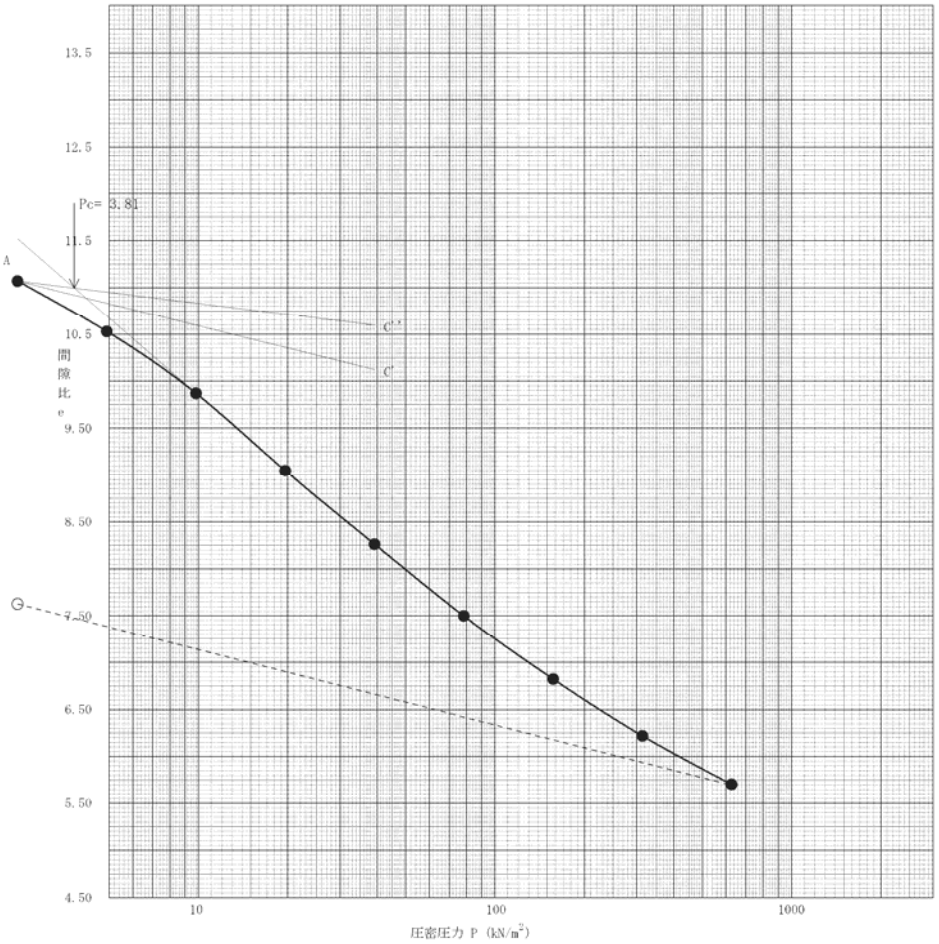


図 6　実験に用いた泥炭の e-logP 曲線

盛土に用いた材料は、豊浦砂とカオリン粘土を乾燥重量比で8：2に混合し、水で最適含水比に調整した土である。盛土の物性値を表3に示す。また、粒度試験および締固め試験の結果を図7と図8に示す。

表3　実験に用いた盛土の物性

項目	値
材料	豊浦砂：カオリン＝8：2
締固め度（%）	85
土粒子の密度（g/cm^3）	2.68
最大乾燥密度（g/cm^3）	1.87
最適含水比（%）	10.8
粘着力（kN/m^2）	14
内部摩擦角（°）	27.5

※強度定数は、CD条件の三軸圧縮試験結果

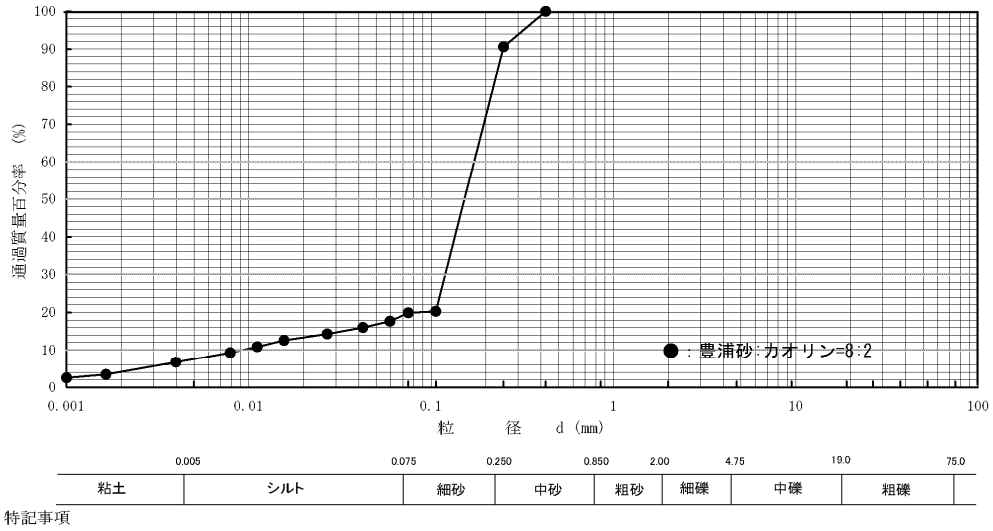
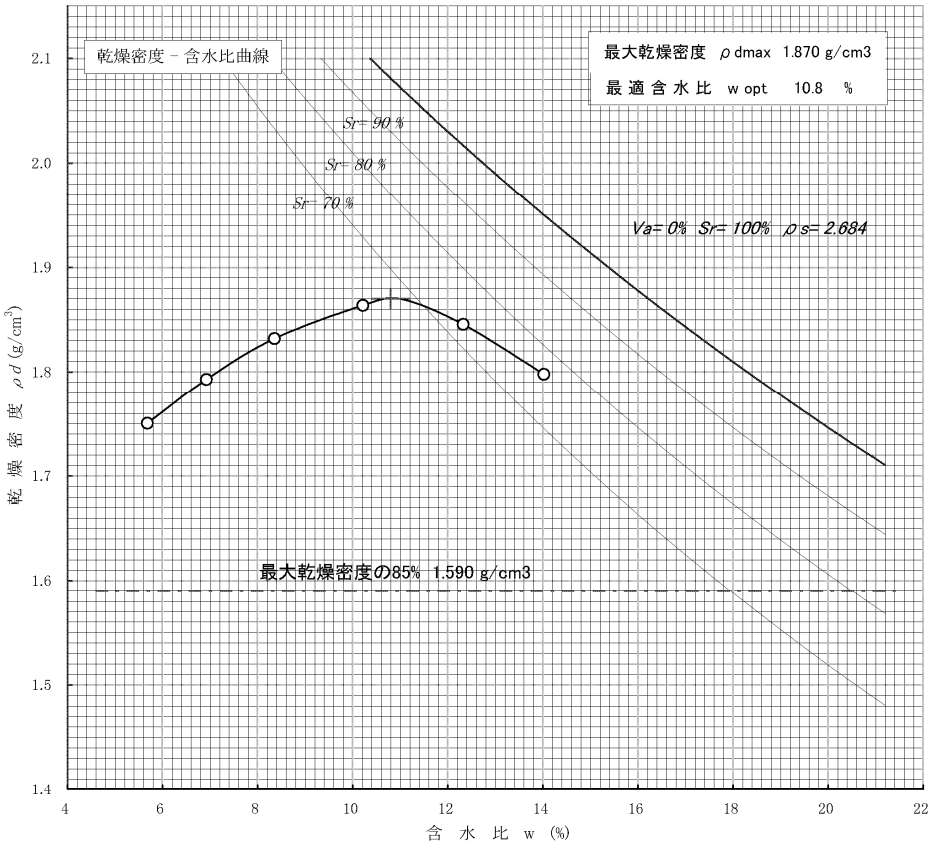


図7　粒径加積曲線



特記事項

1) 内径15cmのﾓｰﾙﾄﾞの場合はｽﾍﾟｰｻｰﾃﾞｨｽｸの高さを差引く。

ｾﾞﾛ空気間隙曲線の計算式

$$\rho\,\mathrm{dsat} = \frac{\rho\,w}{\rho\,w/\rho\,s + w/100}$$

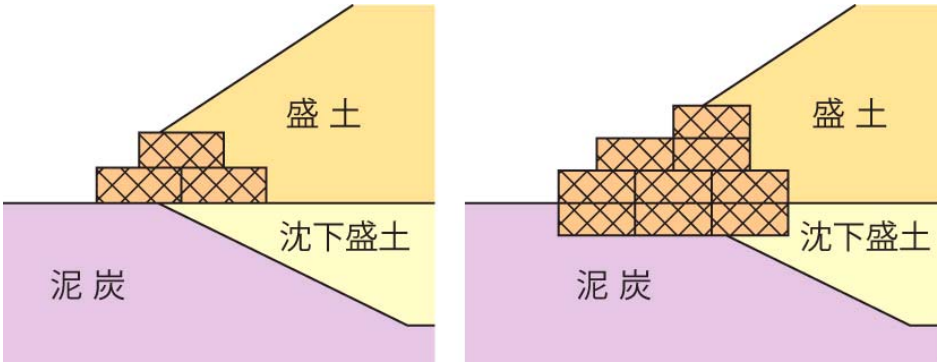
図８　締固め曲線

3.2 ふとん籠による補強のコンセプトと実験条件

新設盛土であれば、地盤改良などの実施は容易である。また、盛土の締固めを充分に行うだけでも耐震性の向上をある程度図ることができる [5)]。しかし、既設盛土の補強を念頭に置くと、大規模な地盤改良などによる対策は現実的ではない。また、道路盛土や河川堤防は延長が長いことから、経済性は重要な要素である。

当チームの既往の研究において、沢部などの集水地形において盛土内に浸透水が存在する場合の耐震補強として、ふとん籠をのり尻に設置する方法が有効なことが明らかになっている [5)]。ふとん籠には排水効果や盛土の拘束効果が期待できる。また、土木工事において一般的に用いられるものであり、施工が容易で工費も安価である。以上のことから、ふとん籠の設置は既設盛土の耐震補強として有効と判断した。

実験に用いたふとん籠は、化学繊維製ネットと豆砂利を用いて作製した（写真 6）。寸法は厚さ 5mm、幅 20mm、長さ 100mm（実物換算：厚さ 25cm、幅 100cm、長さ 500cm）、密度は約 1.6g/cm^3 である。実際のふとん籠より寸法が長いが、これは模型作製を容易にするためである。ふとん籠の設置パターンを図 9 に、ふとん籠を 4 段設置したケース（ケース 5）の模型断面を図 10 に示す。実際に既設盛土の補強を行う場合、供用しながらの施工を考える必要がある。ここでは、盛土天端はそのままで、のり面のみを仮掘削することを想定して、ふとん籠の設置範囲を決めた。ケース 4 では、盛土のり尻を補強する目的で、ふとん籠を 2 段設置した。ケース 5 では、ケース 4 と同じ目的で盛土のり尻にふとん籠を置き、さらに沈下盛土層に発生した過剰間隙水圧の消散を促す排水材として、盛土のり尻付近の地盤表層部にも埋設した。両方のケースとも、ふとん籠の設置以外は、ケース 3 と同様に模型を作製した。



(a) 2 段（ケース 4）　　(b) 4 段（ケース 5）

図 9　ふとん籠の設置パターン

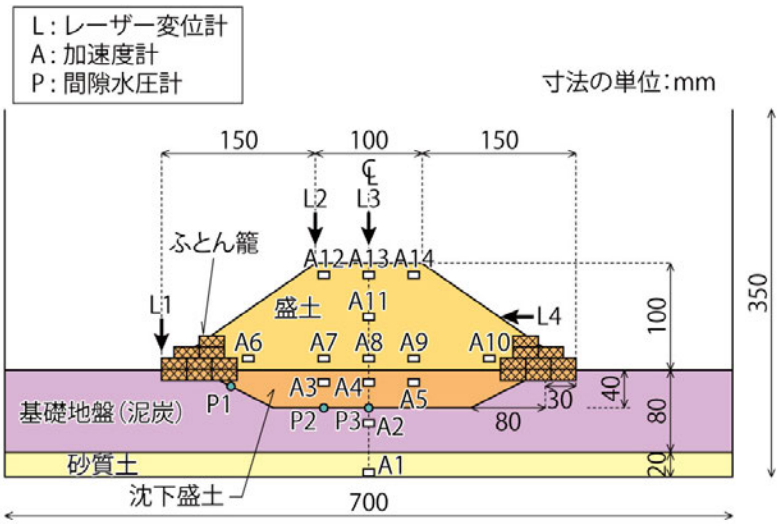


図 10　模型地盤と計測センサー（ケース 5）

(a) ふとん籠

(b) 設置状況

写真 6　実験に用いたふとん籠模型

3.3 計測装置

基礎地盤および盛土内部の応答加速度は，加速度計を設置することによる影響を極力排除するため，超小型の圧電型加速度計によって計測した。間隙水圧計も超小型のものを使用した。盛土の変形を測定するために，レーザー変位計を設置した（図 4，図 10）。

3.4 加振条件

設定した加速度波形は、全て周波数 100Hz（実物換算 2Hz）の正弦波である。加振時間は 0.2 秒（同 10 秒）とした。ただし、後に示す図 13 からわかるように、加振装置の性能上、実際に入力された加速度波形はきれいな正弦波ではない。

ケース 2 からケース 5 においては、約 300m/s^2（実物換算：600gal 相当）の入力加速度を 1 回与えた。液状化層がある場合､加振によって液状化層の形状や剛性が加振前と比べ大きく変化することを考慮したものである。ケース 1 においては、同一模型に対して入力加速度を約 50m/s^2（実物換算：100gal 相当）、約 100m/s^2（実物換算：200gal 相当）、約 300m/s^2（実物換算：600gal 相当）と順次大きくしていくステップ加振を行った。このケースでは液状化層がないため､1 回目および 2 回目の加振後に盛土ならびに基礎地盤に大きな変形がなかった。したがって、ケース 2 からケース 5 の加振結果とケース 1 の 3 回目の加振結果と比較を行った。

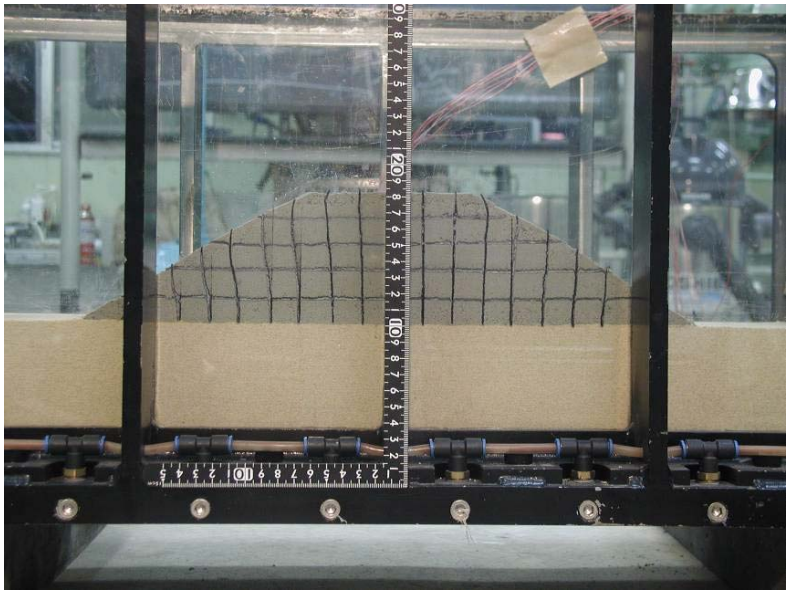
3.5 実験結果（盛土の耐震性と変状メカニズム）

3.5.1 盛土および地盤の変形

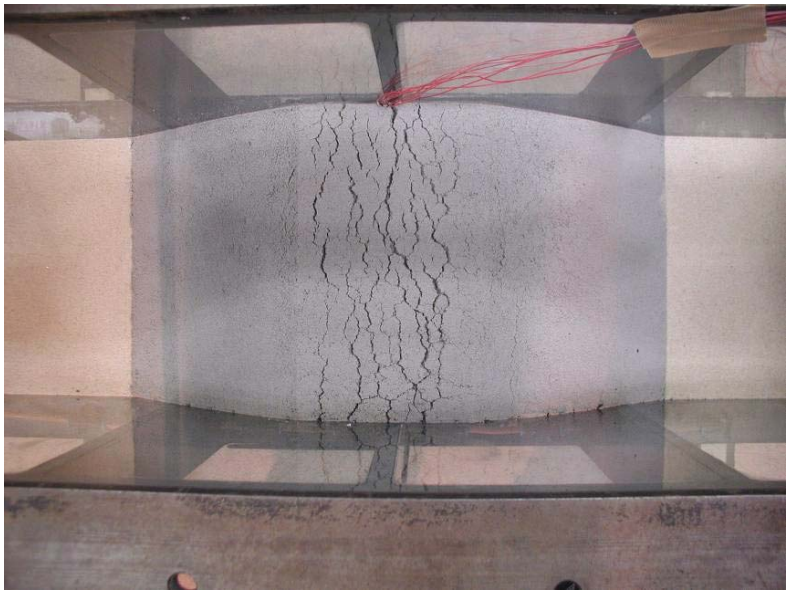
ケース 1 ならびにケース 3 の加振後における変形断面および上面からの変形状況を写真 7 と写真 8 に示す。基礎地盤が良好なケース 1 では、加振によって盛土中央で 7mm 程度（実物換算：35cm）の沈下が生じた。しかし、写真 7(a)からわかるように、盛土全体的には加振前の盛土形状がほぼ保たれていた。クラックは、主に盛土天端に発生しており、幅 1mm 程度、深さ 10mm 程度であった（写真 7(b)、図 11）。

一方、沈下盛土層 4cm のケース 3 では、16mm 程度（実物換算：80cm）の沈下が発生した。加振によって盛土の形状が大きく変わっていることがわかる（図 12）。盛土のり尻付近の土が盛土外側に大きく流動し、全体的に盛土が潰れたような形状となっている。この変状モードは、1993 年釧路沖地震の時の十勝川統内地区築堤（図 2）や 1994 年北海道東方沖地震時の泥炭地盤上道路盛土の被災（図 3）と似ている。模型実験後、盛土ののり尻付近が泥濘化していることが観察されている。沈下盛土層の飽和流体の水圧が加振によって上昇し、土被りの小さい盛土ののり尻付近に浸潤し、のり面に流れ出たと推測される。基礎地盤に目を転じると、沈下盛土層が側方にはほとんど流動せずに鉛直に圧縮していることがわかる。緩い砂（Dr =50%）が、加振によって密になった結果と考えられる。また、盛土外側付近の泥炭層は側方にやや流動している。しかし、せん断面は観察されていない。盛土のクラックは、ケース 1 と比べ大規模に発生した（写真 8(b)）。クラックの幅が 5mm 以上のものが天端だけではなく、のり面にも数多く発生した。

河川堤防の場合、かさ上げが数度にわたって行われていることがままあり、その施工履歴は複雑なことが多い。古くに築造された堤体底部部分の締固めは充分になされておらず、密度が比較的低いと考えられる。道路盛土の場合も、古くに建設された道路では、同様な状況となっている可能性がある。つまり、築造された年代の古い河川堤防や道路盛土の場合、盛土上部に比べ底部が液状化しやすい状況になっている可能性が高い。今回の実験は、盛土材と比べ液状化しやすい材料で沈下盛土層を作成しているが、上記の現況をある程度模していると考えられる。したがって、地震による泥炭地盤上の盛土被害は、泥炭層にめり込んだ盛土底部の圧縮、泥炭層の側方流動ならびに沈下盛土層の間隙水の浸潤による盛土のり尻付近の泥濘化が複合的に作用した結果と推測される。盛土ののり尻付近が盛土外側へ流動し、全体的に押し潰れたような盛土形状となったこと、ならびに大きなクラックの発生を考えると、沈下盛土層での過剰間隙水圧の発生に伴う盛土材の泥濘化の影響が強いと思われる。

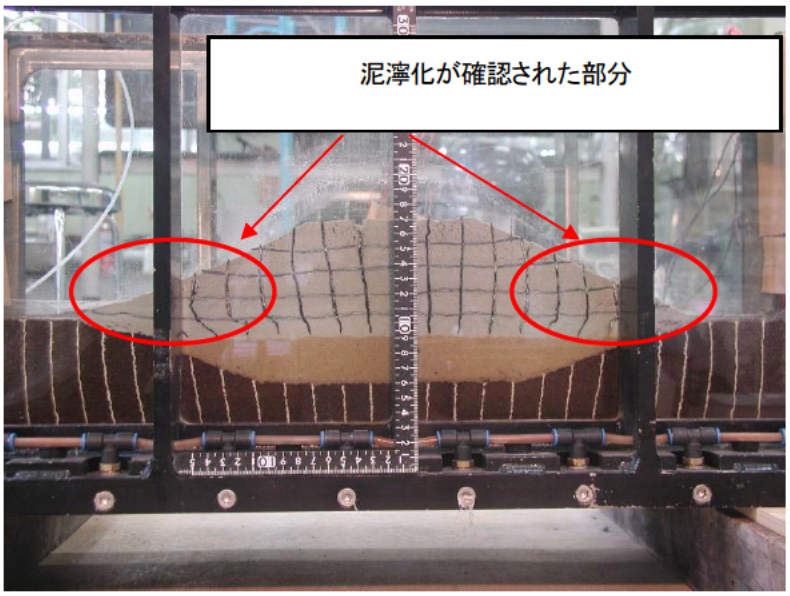


(a) 側面からの状況

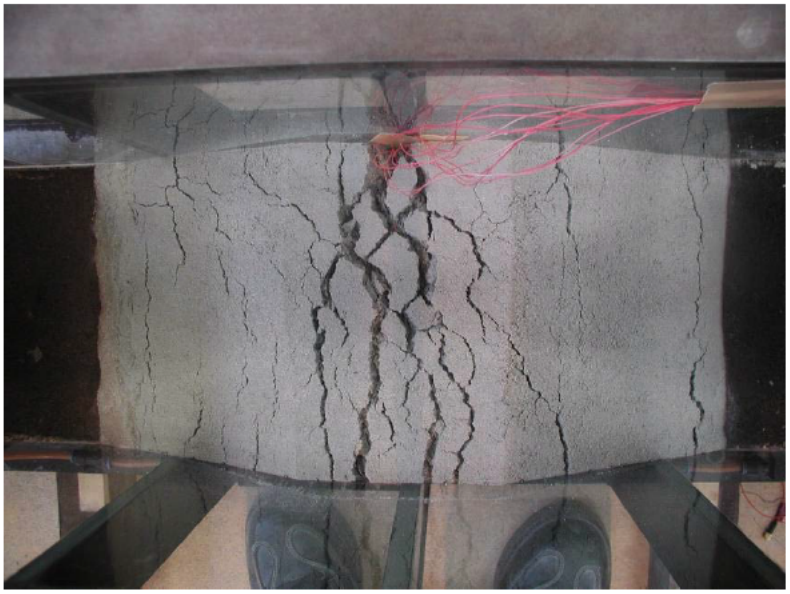


(b) 上面からの状況

写真 7　ケース 1 の実験後観察



(a) 側面からの状況



(b) 上面からの状況

写真 8　ケース 3 の実験後観察

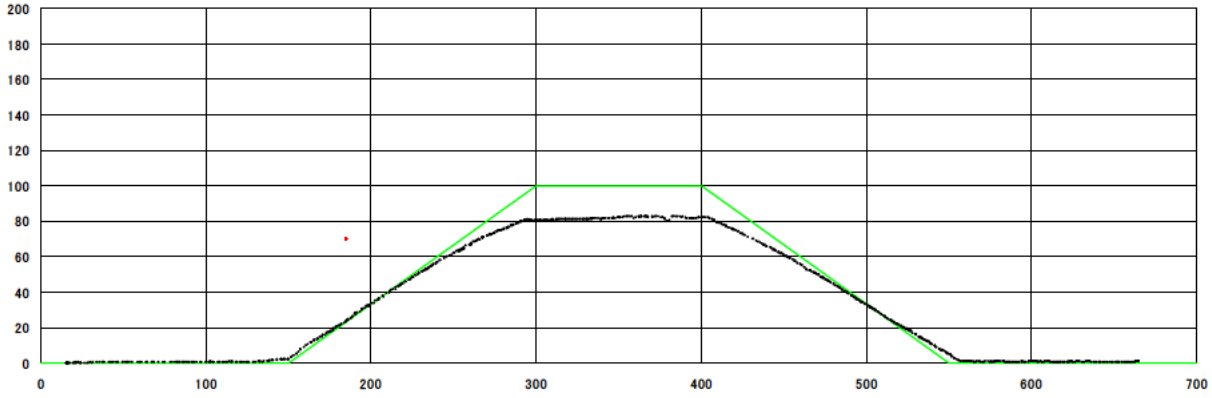


図 11　ケース 1 の盛土変形プロファイル

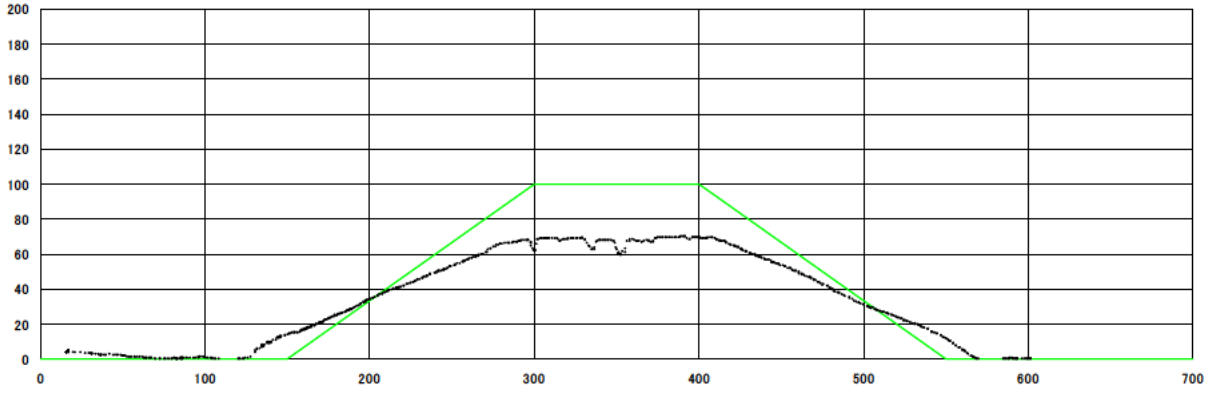


図 12　ケース 3 の盛土変形プロファイル

3.5.2 加速度、間隙水圧および沈下

図 13 にケース 3 における入力加速度、盛土中央天端における応答加速度、沈下盛土層の盛土中央下における過剰間隙水圧ならびに盛土のり肩における沈下量の経時変化を示す。入力加速度（A1）は、平均的に 270m/s^2（実物換算：540gal）であった。盛土中央下の沈下盛土層（P3）の過剰間隙水圧は、加振時間の継続に伴って徐々に蓄積されており、振動成分を除くと最大 30 kPa 程度に達している。この位置での有効土被り圧は、約 70kN/m^2 であることから、過剰間隙水圧比で 0.42 程度になる。図には示していないが、他の計測位置（P1、 P2）においても同程度の過剰間隙水圧比が計測された。したがって、完全液状化ではなかったが、相当に強度および剛性が低下したものと考えられる。この水圧上昇によって、盛土のり尻付近に間隙流体（実験ではシリコンオイル、実際は水）が流出し、盛土材の泥濘化に至ったと推測される。

盛土中央天端の応答加速度が入力加速度と比べ減衰している。通常、泥炭層内ならびに盛土内において加速度が増幅されるのが一般的であるが、沈下盛土層および盛土のり尻付近の泥濘化による剛性低下があったと考えると説明がつく。盛土のり肩の沈下は、加振時間の継続および過剰間隙水圧の蓄積に伴って徐々に進行し、最終的に盛土高 100mm の 16 %に相当する約 16mm に達した。

図 14 にケース 1 からケース 3 の沈下量を示す。基礎地盤が良好なケース（ケース 1）において発生した沈下（7mm 程度）の要因は、観察などから加振による盛土の圧縮によるものと考えられる。一方、沈下盛土層のあるケース（ケース 2 とケース 3）では、ケース 1 の 2 倍程度の沈下が生じた。いずれも、盛土中央とのり肩で沈下量に大きな差はなく、このことからも泥炭地盤で特徴的に見られた盛土全体が潰れるような変状モードであったことがわかる。

図 15 に盛土底部（沈下盛土層）の液状化による盛土の地震時被害の概念図を示す。

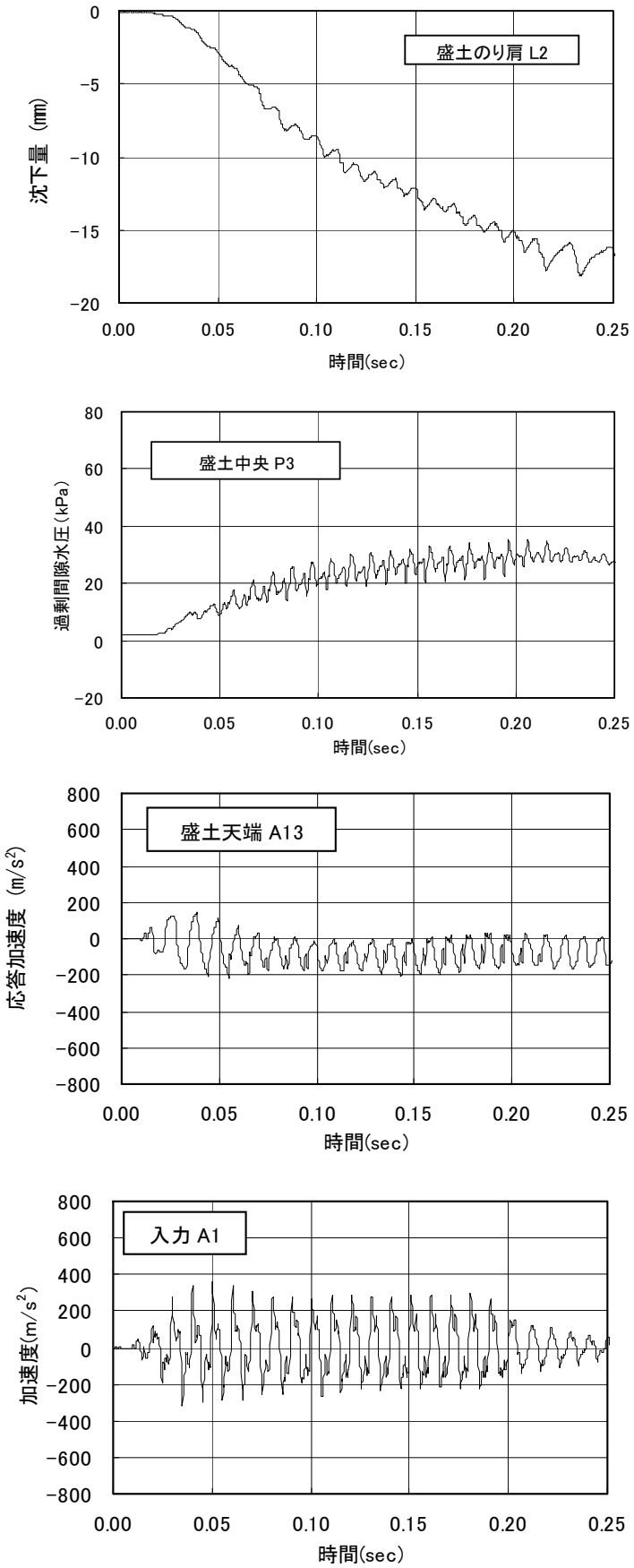


図 13　ケース 3 における計測データの経時変化

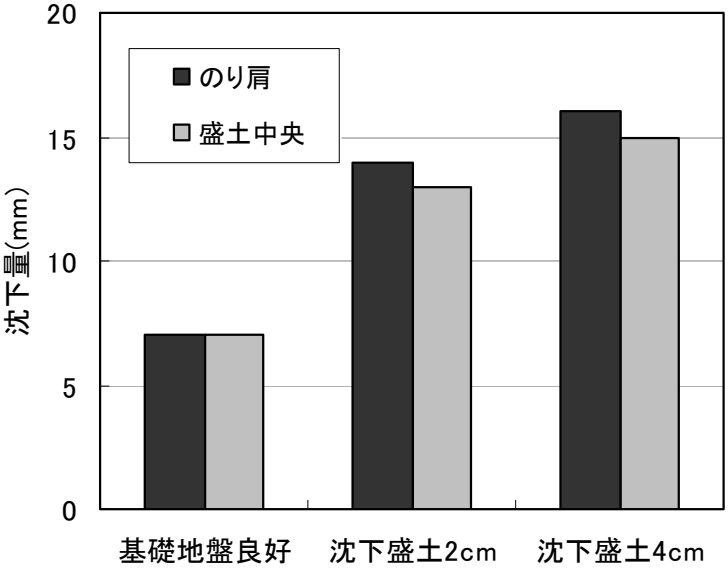


図 14　ケース 1 からケース 3 の盛土沈下量の比較

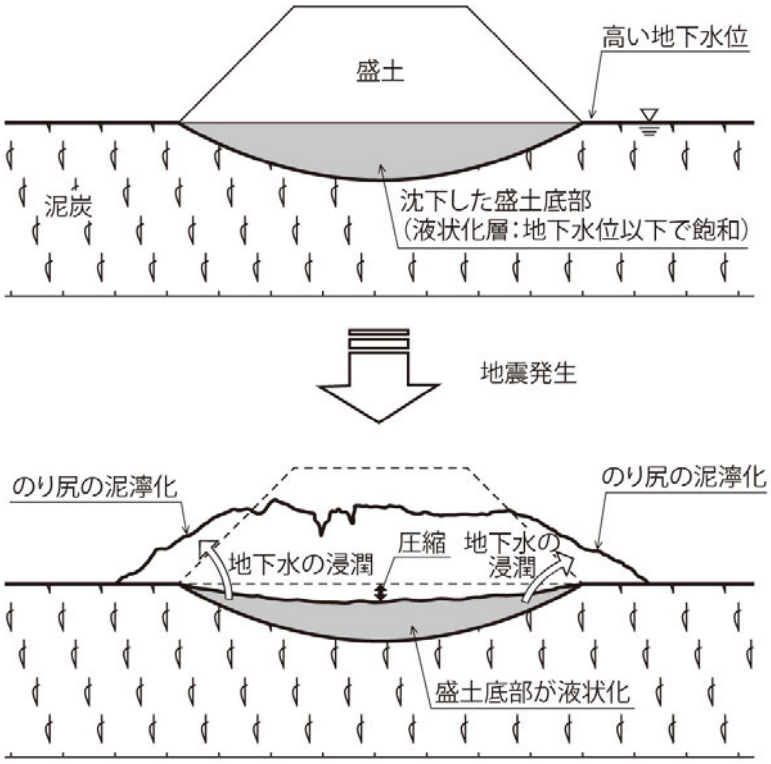
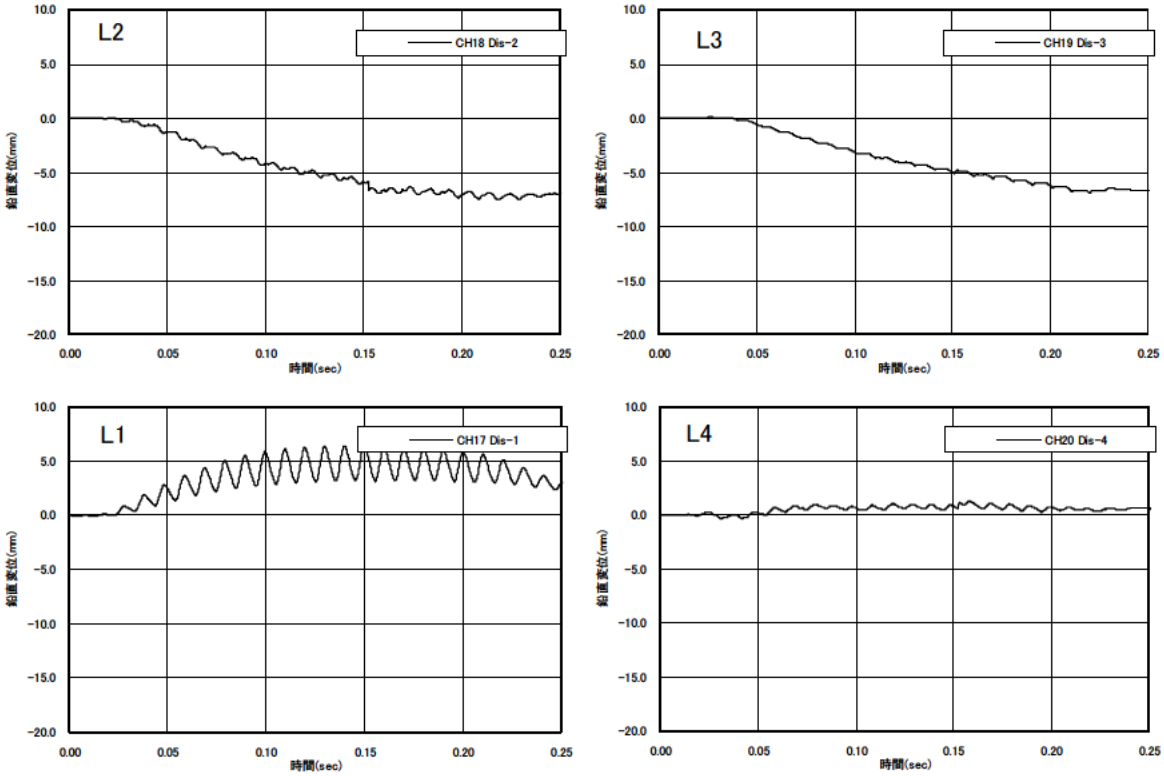


図 15　盛土底部（沈下盛土層）の液状化による盛土の地震時被害の概念図

ケース 1 における変位計測結果を図 16 に示す。



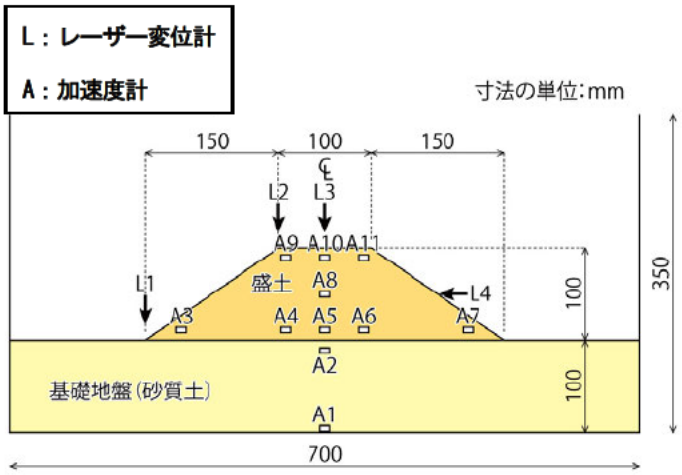
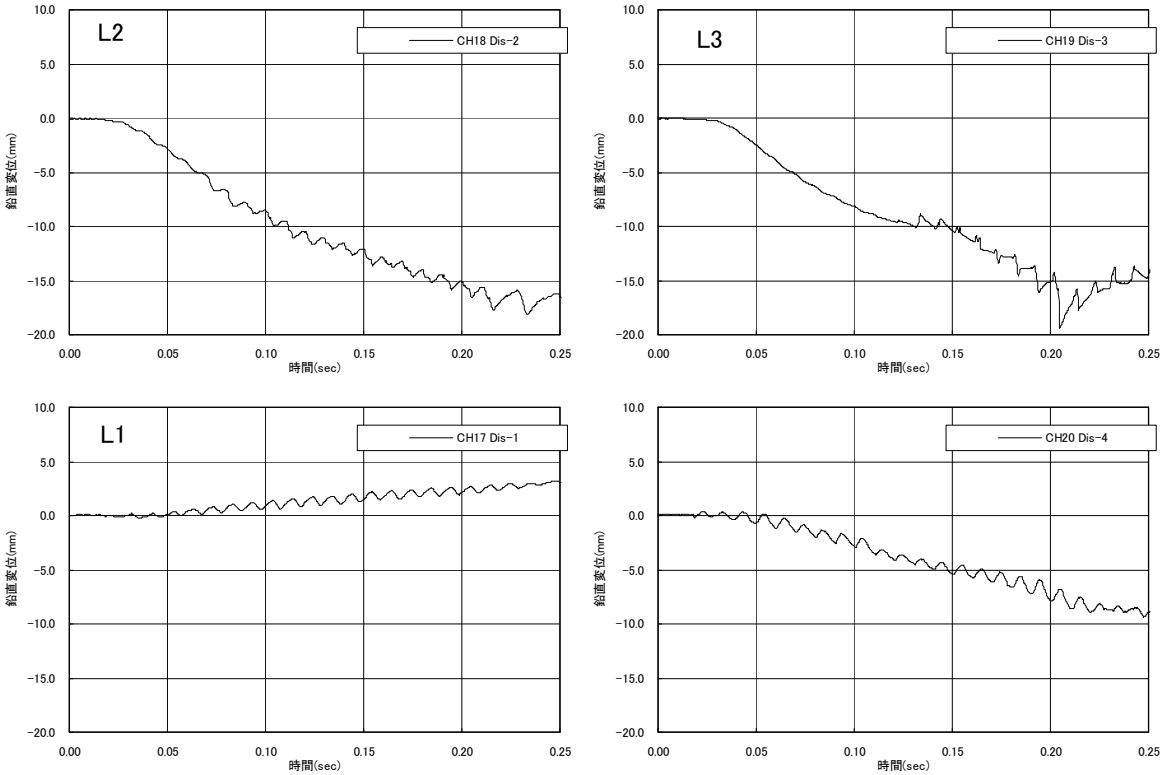


図 16　ケース 1 における変位計測結果

ケース 3 における変位計測結果を図 17 に示す。



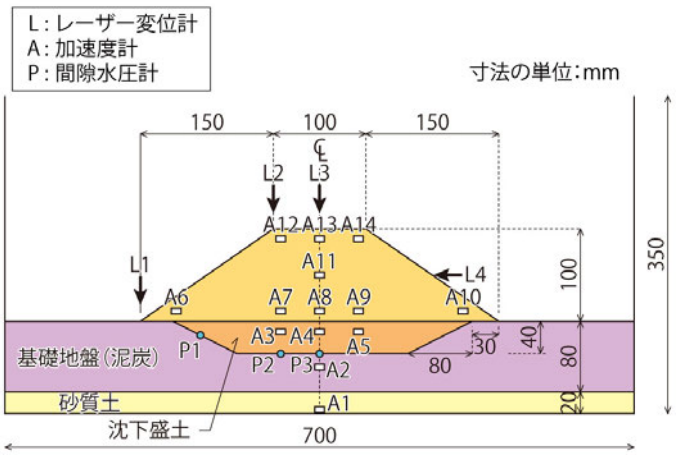
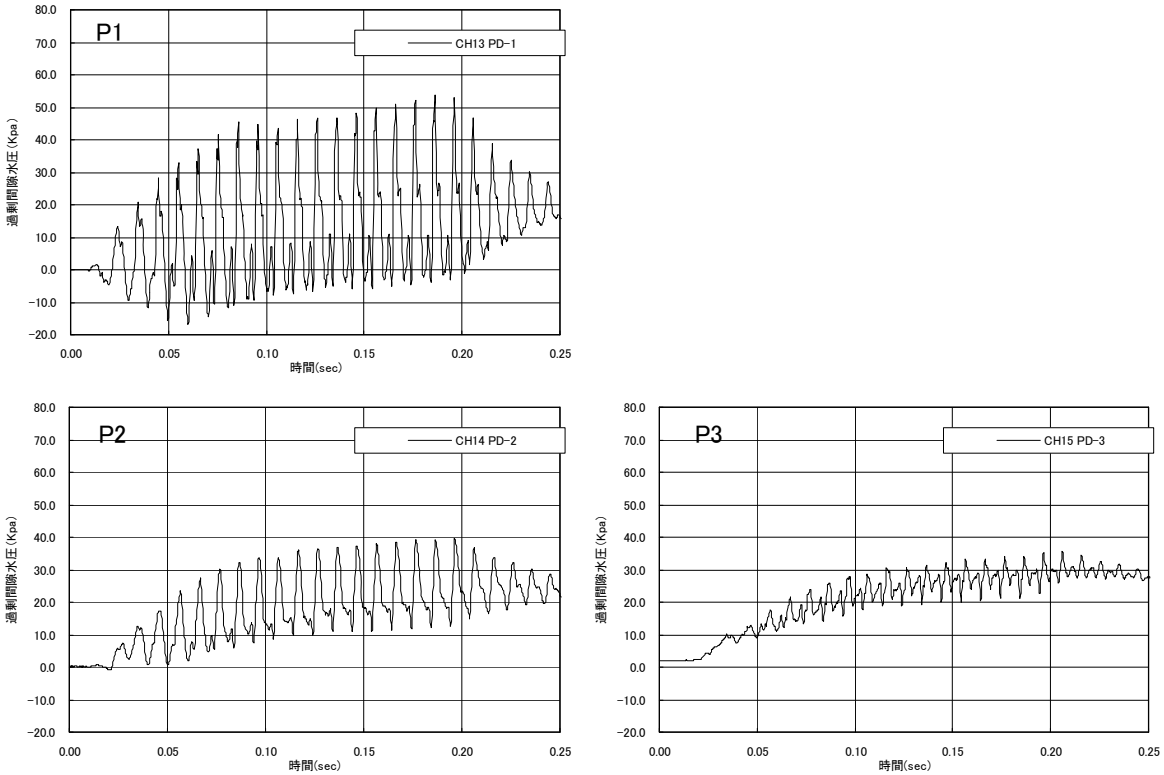


図 17　ケース 3 における変位計測結果

ケース 3 における沈下盛土層の間隙水圧計測結果を図 18 に示す。



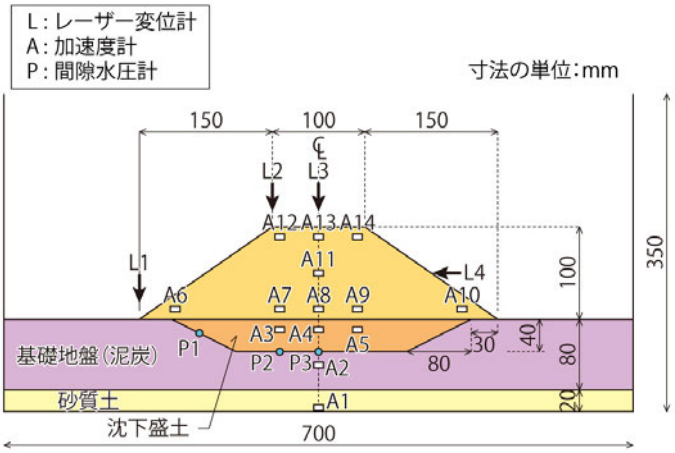
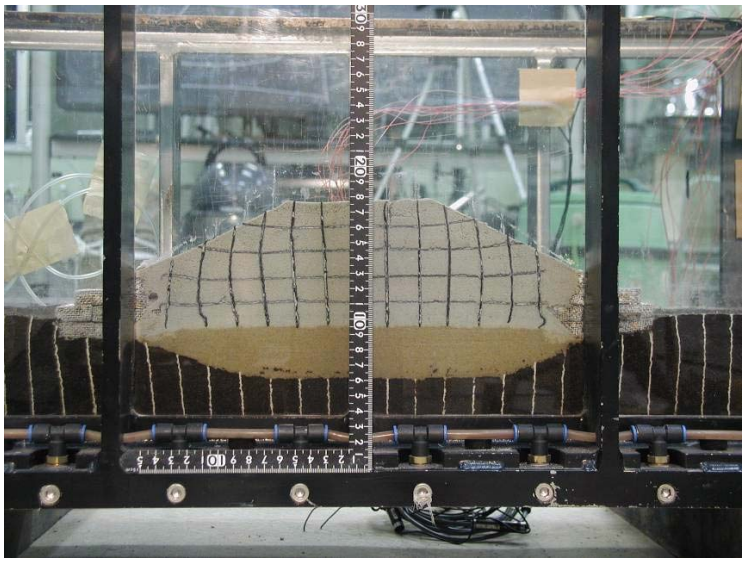


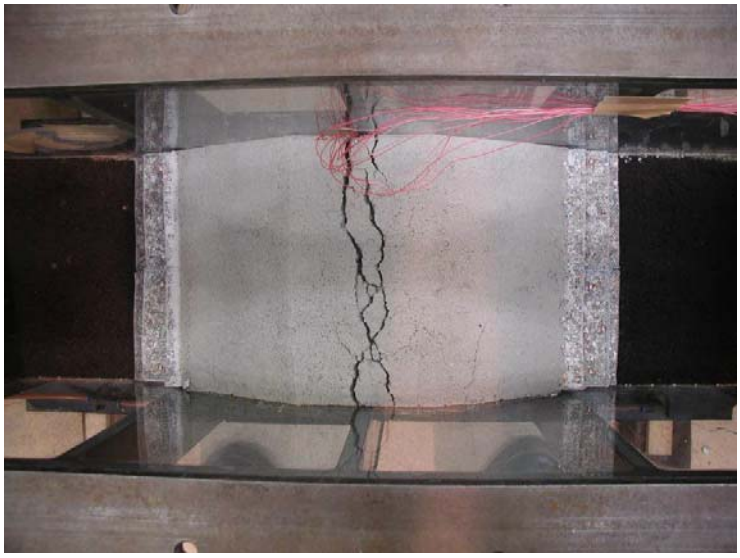
図 18　ケース 3 における沈下盛土層の間隙水圧計測結果

3.6 実験結果（ふとん籠の補強効果）

ふとん籠 2 段のケース（ケース 4）においては、無対策のケース（ケース 3：写真 8）と比較して少ない状況ではあったが、のり尻部の泥濘化が生じており、盛土の側方流動も若干発生した。盛土天端のクラックの幅は約 8mm であった。一方、ふとん籠 4 段のケース（ケース 5）では、無対策のケース（写真 8）と比較して、盛土の変形およびクラックが抑制されており、盛土のり尻付近の側方流動が小さい（写真 9、図 19）。盛土天端に発生したクラックの幅は、2mm 程度であった。実験後の観察においても、のり尻部の泥濘化が確認されなかった。

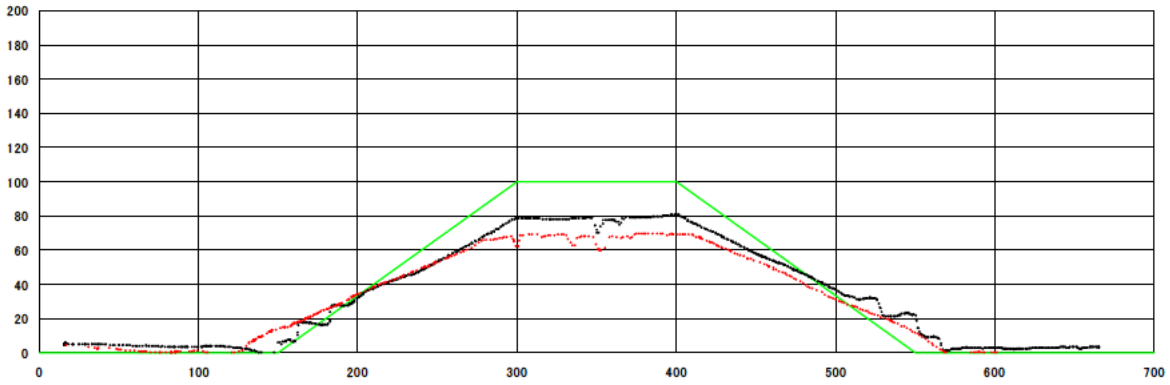


(a) 側面からの状況



(b) 上面からの状況

写真 9　ケース 5 の実験後観察



※赤線は、ケース 3（無対策）の結果を示す

図 19　ケース 5 の盛土変形プロファイル

図 20 にケース 3 からケース 5 における沈下盛土層の過剰間隙水圧比を示す。対策の仕様があがるにつれ、過剰間隙水圧の消散が促進されている。特にケース 5 では、過剰間隙水圧比が 0.05～0.17 であり、ふとん籠を表層地盤内にも設置したことによって、排水効果が充分に発揮されている。実際の施工においては、置換え工法のようにのり尻付近の表層地盤内に砕石を充填する方法が適当と思われる。

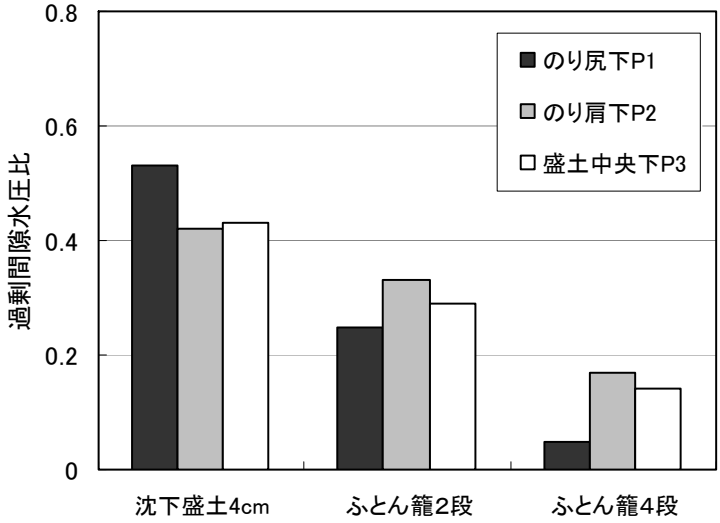


図 20　沈下盛土層での過剰間隙水圧比

各ケースにおける沈下量を図 21 に示す。ケース 5 の沈下量が、基礎地盤が良好なケースと無対策のケースの中間値程度にまで抑えられている。これは、表層地盤内に埋設したふとん籠の排水効果によって盛土の泥濘化を防いだことに加え、盛土の側方流動を抑制するに充分な拘束効果があったことによると考えられる。

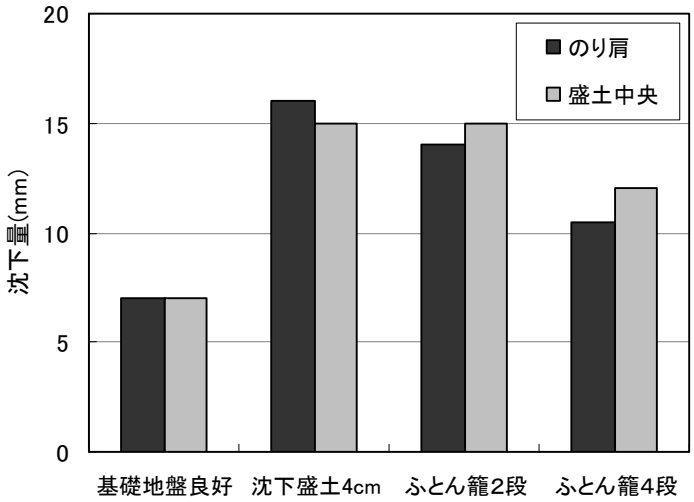


図 21　各ケースの盛土沈下量の比較

図 22 にすべてのケースにおける過剰間隙水圧比と盛土沈下率（のり肩沈下量÷盛土高）の関係を示す。過剰間隙水圧比と盛土の沈下量は、ほぼ線形関係にある。つまり、過剰間隙水圧の発生が、盛土の変状に大きく影響を与えたことがわかる。

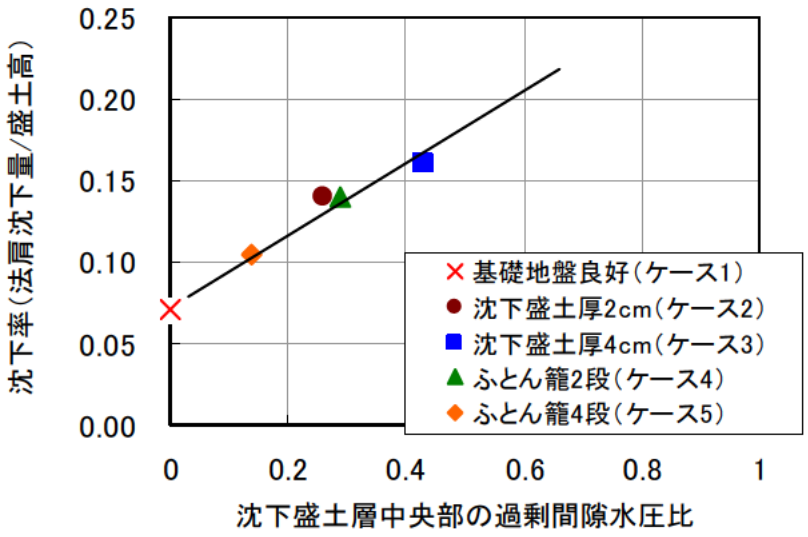


図 22　過剰間隙水圧比と盛土沈下率

耐震補強効果の評価は、対策工に期待する効果と実際に得られた効果とを比較しての相対的な議論である。さらに実務においては、経済性や施工性も無視できない。ここで扱った沈下して地下水位以下に埋没した盛土底部の過剰間隙水圧の上昇およびそれに伴う盛土のり尻付近の泥濘化に関して既設盛土の補強を考えた場合、図 2、図 3 および写真 2 に示した原形をとどめないような大規模な崩壊を防ぐためには、沈下盛土層の排水を促すためにのり尻付近下に砕石などを用いた暗渠排水工を施すとともに、のり尻にふとん籠を積んで盛土を拘束する方法が効果的と考えられる。

４．簡易的な沈下予測手法の提案

３章において、泥炭性軟弱地盤に築造された盛土の地震による変形のメカニズムを明らかにした。次の課題として、このような泥炭地盤特有の現象を対象とした地震時沈下量の予測法の確立が挙げられる。特に、既設の道路盛土や河川堤防を評価対象に考えると、相当に長い延長を効率よく評価する簡易的な方法が、１次スクリーニングとして有効である。簡易的な沈下予測法には、地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算（いわゆるΔu 法）から得られるすべり安全率と盛土の沈下率（沈下量/盛土高）の関係を用いる方法がある [6)]。本方法は簡便なことから実用的ではあるが、沈下量を過大に評価する傾向がある。土屋・峯田 [7)]は、液状化抵抗率を用いて簡易に沈下量を計算する方法を提案している。土屋・峯田の方法は、Δu 法から沈下量を計算する方法と比べ予測精度が高いことが確認されており [7)]、実務において有用な方法である。

しかし、Δu 法から沈下量を計算する方法および土屋・峯田の方法のいずれも、自然地盤の液状化層を対象としたものであり、前述した盛土底部の液状化による沈下量に対して、妥当な値を与えるとは限らない。そこで、本検討では、沈下盛土層の液状化現象を対象に、円弧すべり安全率および液状化抵抗率と地震時沈下量の関係について検討した。

4.1 解析方法

解析の流れを図 23 に示す。まず北海道において典型的に見られる一般的な泥炭地盤を想定し，図 24 のようなモデル解析断面を設定した。盛土の天端幅（10m）と法勾配（1:1.8）を一定値とし、盛土高を 3m, 5m, 7m の 3 ケースとした。地下水位は盛土内を含めて地表面と仮定した。

次に、沈下盛土層が液状化することによって、そのせん断強度がゼロになると仮定し、図 25 に示す条件で沈下盛土の厚さを変化させて円弧すべり計算を実施した。その結果を表 4 に示す。設定した沈下盛土厚の違いに応じて、円弧すべり安全率 F_S = 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.8 となっている。さらに、道路橋示方書・同解説（Ｖ耐震設計編）[8)]の液状化抵抗率 F_L 算定法に従い 1993 年釧路沖地震において釧路川近傍にて計測された地表面最大加速度 320gal に相当する水平震度 K_h = 0.327 を用いて、沈下盛土層の液状化抵抗率 F_L が 0.3, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0（一部のケースでは、F_L = 0.3, 0.4, 0.6, 1.0 のみ）となるよう沈下盛土層の N 値を決定した。以上が、本検討における沈下盛土層の厚さと N 値の仮定手順である。得られた沈下盛土層の N 値は、1～12 の範囲であった。

その上で、上記の計算で求めた条件において、運輸省港湾技術研究所（当時）によって開発された「液状化による構造物被害予測プログラム（FLIP）」を用いて二次元動的有効応力 FEM 解析を実施し、沈下盛土層の液状化による盛土の沈下量を求めた。以上の一連の計算によって、設定した盛土高（3m, 5m, 7m）ごとに、異なる円弧すべり安全率 F_S（沈下盛土層の厚さに依存）と異なる液状化抵抗率 F_L（沈下盛土層の N 値に依存）の組み合わせ条件下における盛土の沈下量が計算できることになる。

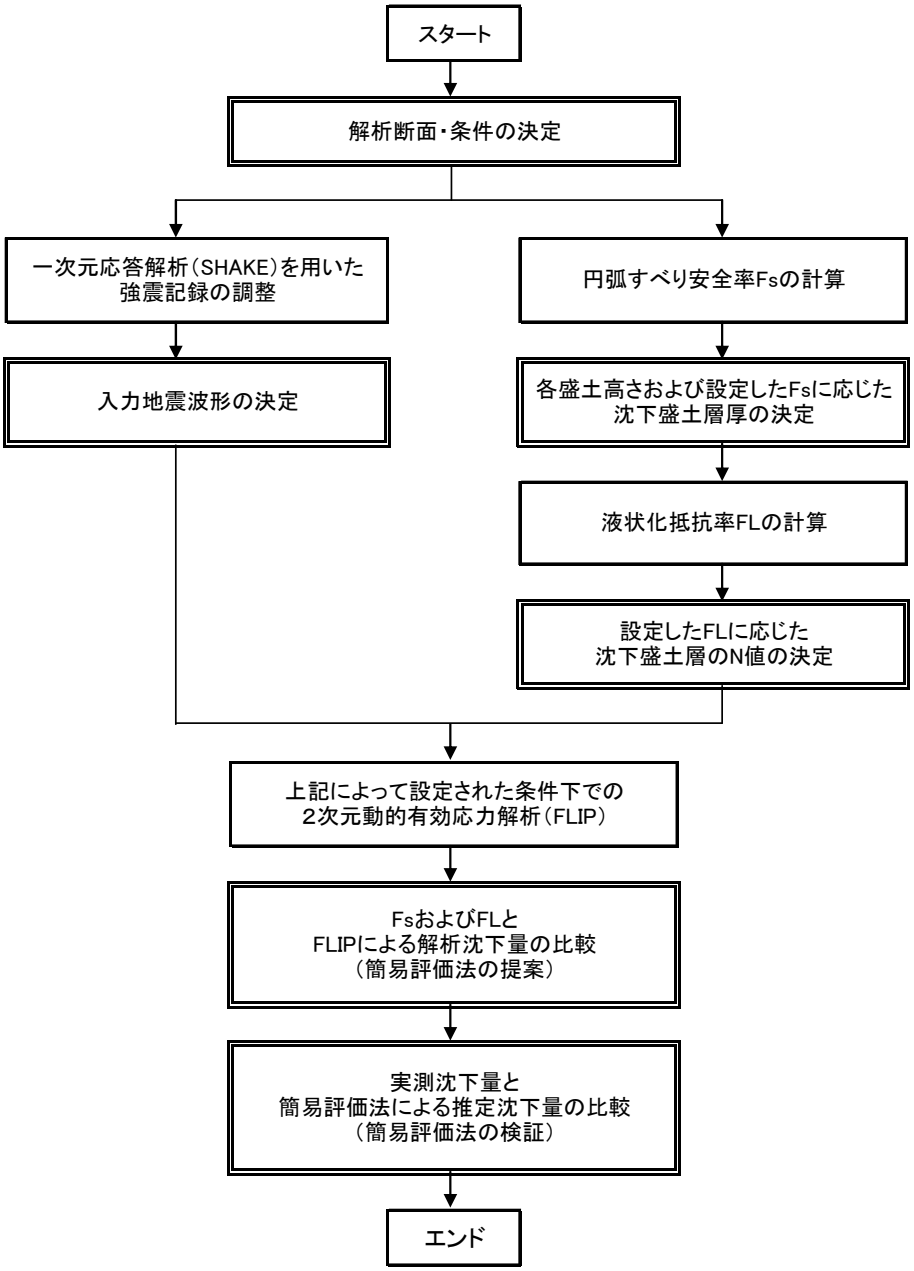

スタート
解析断面・条件の決定
一次元応答解析（SHAKE）を用いた
強震記録の調整
円弧すべり安全率Fsの計算
入力地震波形の決定
各盛土高さおよび設定したFsに応じた
沈下盛土層厚の決定
液状化抵抗率FLの計算
設定したFLに応じた
沈下盛土層のN値の決定
上記によって設定された条件下での
２次元動的有効応力解析（FLIP）
FsおよびFLと
FLIPによる解析沈下量の比較
（簡易評価法の提案）
実測沈下量と
簡易評価法による推定沈下量の比較
（簡易評価法の検証）
エンド

図 23　解析の流れ

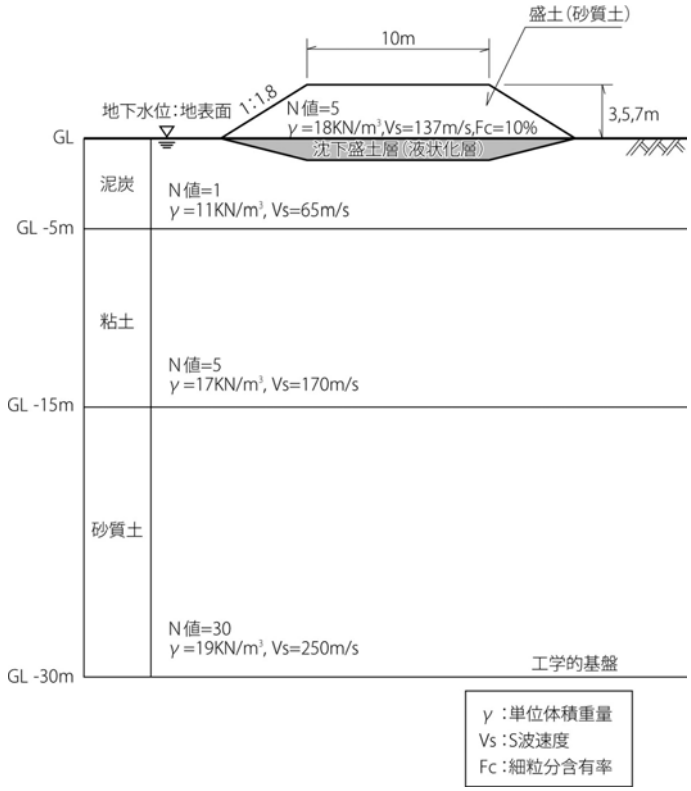
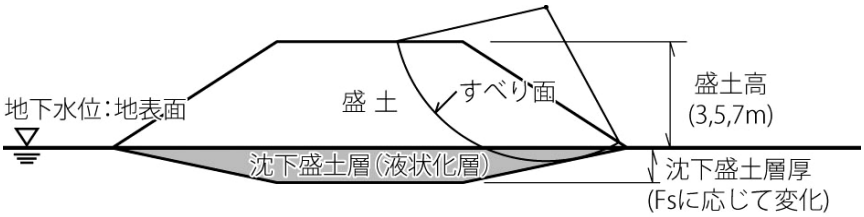


図 24　モデル断面



※沈下盛土層は液状化によってせん断強度がゼロになると仮定

図 25　円弧すべりの概念図

表 4　設定した沈下盛土層厚と円弧すべり安全率

設定した沈下盛土層厚(m)			すべり安全率 Fs
盛土高3mの場合	盛土高5mの場合	盛土高7mの場合	
2.1	3.5	4.9	0.2
1.5	2.6	3.5	0.3
1.2	2.0	2.7	0.4
1.0	1.6	2.2	0.5
0.5	0.9	1.2	0.8

代表的なケースとして、盛土高 5m・円弧すべり安全率 $F_S = 0.2$ の断面図を図 26 に、解析メッシュを図 27 に示す。

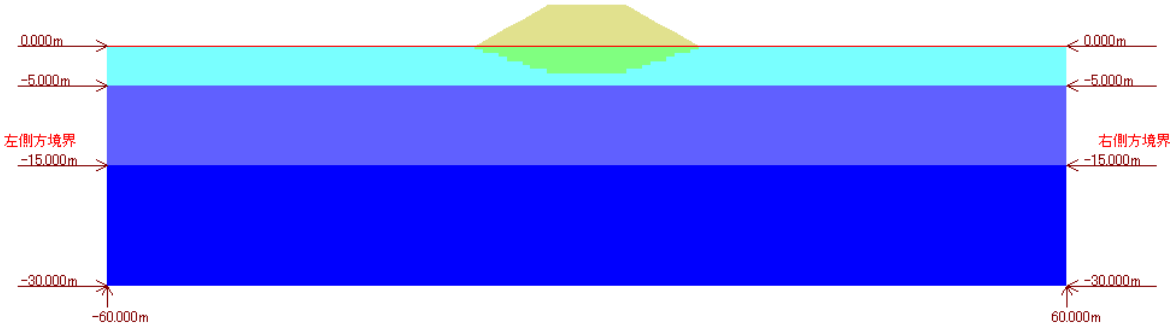


図 26　検討断面（盛土高 5m・円弧すべり安全率 $F_S = 0.2$）

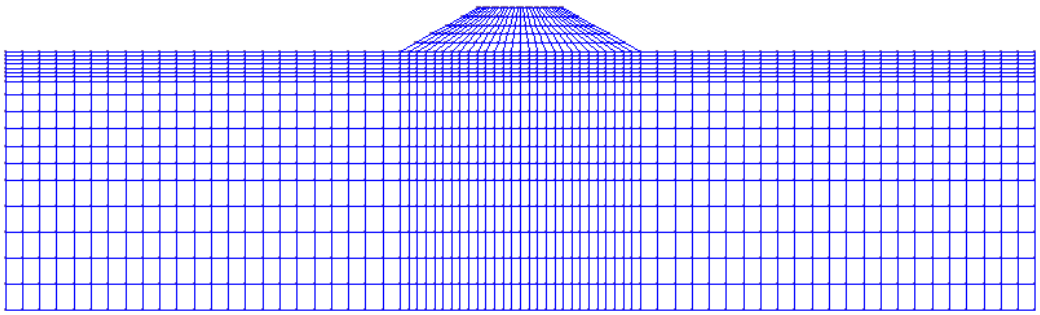


図 27　解析メッシュ（盛土高 5m・円弧すべり安全率 $F_S = 0.2$）

4.2 FLIP 解析に用いる土質パラメータの決定

液状化抵抗率 F_L の計算によって仮定した沈下盛土層の N 値を用いて、FLIP 解析に用いる土質パラメータを決定した。解析に用いたせん断弾性係数 G_{ma}(kN/m^2)、体積弾性係数 K_{ma}(kN/m^2)は、式(1)および式(2)によって求めた。また、これらの値を規定する基準拘束圧力σ_{ma}'は、式(3)で与えた。

$$G_{ma} = \rho Vs^2 \qquad (1)$$

$$K_{ma} = (2+3)\,((1+\nu) / (1-2\nu))\,G_{ma} \qquad (2)$$

$$\sigma_{ma}' = \sigma'\,(1 + K_0) / 2 \qquad (3)$$

ここで、ρ は湿潤単位体積重量(kN/m^3)、Vs は S 波速度(m/s: 粘土の $Vs = 100\,N^{1/3}$、砂質土の $Vs = 80\,N^{1/3}$、N は標準貫入試験による N 値)、νはポアソン比（$\nu = 0.33$ を仮定)、σ'は有効土被り圧(kN/m^2)、K_0 は静止土圧係数（$K_0 = 0.5$ を仮定）である。

それ以外の土質パラメータ（内部摩擦角、減衰定数、変相角および各液状化パラメータ）は、N 値、細粒分含有率などから森田ら [9]の提案している簡易設定法によって仮定した。解析に用いた土質パラメータを表 5 から表 8 に示す。

表5　解析に用いたパラメータ（盛土高 3m、八戸波）

土層名				泥炭層	粘性土層	砂質土層	盛土層	盛土層（沈下部） Bk2																			
								八戸																			
								Fs0.2				Fs0.3				Fs0.4				Fs0.5				Fs0.8			
				Ap	Ac	As	Bk1	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL1.0
層厚	h	m		5.00	10.00	15.00	3.00	2.10				1.53				1.18				0.95				0.50			
湿潤密度	ρ_t	t/m^3		1.10	1.70	1.90	1.80	1.80				1.80				1.80				1.80				1.80			
間隙率	n			0.45	0.45	0.45	0.45	0.45				0.45				0.45				0.45				0.45			
動的変形特性	S波速度	Vs	m/s	65	170	250	137	137				137				137				137				137			
動的変形特性	初期せん断剛性	G_{ma}	kPa	4.65E+03	4.91E+04	1.19E+05	3.38E+04	3.38E+04				3.38E+04				3.38E+04				3.38E+04				3.38E+04			
動的変形特性	体積弾性率	K_{ma}	kPa	1.21E+04	1.28E+05	3.10E+05	8.81E+04	8.81E+04				8.81E+04				8.81E+04				8.81E+04				8.81E+04			
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.2	54.2	81.5	158.4	20.3	46.8				45.1				44.0				43.4				42.0			
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.3	51.0	78.5	155.4																					
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.4	49.0	76.7	153.6																					
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.5	47.7	75.5	152.4																					
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.8	45.2	73.1	150.0																					
動的変形特性	ポアソン比	ν		0.33	0.33	0.33	0.33	0.33				0.33				0.33				0.33				0.33			
動的変形特性	拘束圧依存係数	m		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5				0.5				0.5				0.5				0.5			
動的変形特性	内部摩擦角	ϕf	度	10.00	10.00	35.00	沈下部同等	37.24	37.65	38.55	39.89	37.22	37.60	38.45	39.82	37.20	37.56	38.39	39.77	37.19	37.54	38.34	39.73	37.16	37.50	38.25	39.66
動的変形特性	粘着力	c	kPa	20	30																						
動的変形特性	減衰上限数	hmax		0.24	0.24	0.24	0.24	0.24				0.24				0.24				0.24				0.24			
変相角	ϕ_p	度						28				28				28				28				28			
液状化パラメータ	W1							3.827	4.147	5.071	7.269	3.809	4.106	4.954	7.047	3.797	4.076	4.879	6.891	3.788	4.061	4.832	6.790	3.772	4.021	4.734	6.579
液状化パラメータ	S1							0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
液状化パラメータ	P1							0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
液状化パラメータ	P2							1.088	1.068	1.009	0.888	1.089	1.070	1.016	0.896	1.090	1.072	1.021	0.901	1.091	1.073	1.024	0.905	1.092	1.076	1.030	0.912
液状化パラメータ	C1							0.994	1.214	1.849	3.369	0.981	1.185	1.768	3.213	0.973	1.165	1.717	3.104	0.967	1.155	1.684	3.033	0.956	1.127	1.617	2.885

表6　解析に用いたパラメータ（盛土高5m、八戸波）

土層名				泥炭層	粘性土層	砂質土層	盛土層	盛土層（沈下部） Bk2																						
								八戸																						
				Ap	Ac	As	Bk1	Fs0.2					Fs0.3				Fs0.4				Fs0.5					Fs0.8				
								FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL0.8	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL0.8	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL0.8	FL1.0
層厚		h	m	5.00	10.00	15.00	5.00	3.50					2.56				1.96				1.55					0.85				
湿潤密度		ρ_t	t/m^3	1.10	1.70	1.90	1.80	1.80					1.80				1.80				1.80					1.80				
間隙率		n		0.45	0.45	0.45	0.45	0.45					0.45				0.45				0.45					0.45				
動的変形特性	S波速度	Vs	m/s	65	170	250	137	137					137				137				137					137				
動的変形特性	初期せん断剛性	G_{ma}	kPa	4.65E+03	4.91E+04	1.19E+05	3.38E+04	3.38E+04					3.38E+04				3.38E+04				3.38E+04					3.38E+04				
動的変形特性	体積弾性率	K_{ma}	kPa	1.21E+04	1.28E+05	3.10E+05	8.81E+04	8.81E+04					8.81E+04				8.81E+04				8.81E+04					8.81E+04				
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.2	89.1	115.9	192.8	33.8	78.0					75.2				73.4				72.2					70.1				
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.3	83.8	110.9	187.8																								
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.4	80.4	107.8	184.7																								
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.5	78.1	105.6	182.5																								
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.8	74.2	102.0	178.8																								
動的変形特性	ポアソン比	ν		0.33	0.33	0.33	0.33	0.33					0.33				0.33				0.33					0.33				
動的変形特性	拘束圧依存係数	m		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5					0.5				0.5				0.5					0.5				
動的変形特性	内部摩擦角	ϕf	度	10.00	10.00	35.00	沈下部同等	37.58	37.29	38.21	39.12	39.55	37.56	37.23	38.10	39.46	37.55	37.19	38.03	39.40	37.55	37.17	37.98	38.83	39.35	37.53	37.13	37.89	38.70	39.27
動的変形特性	粘着力	c	kPa	20	30																									
動的変形特性	減衰上限数	hmax		0.24	0.24	0.24	0.24	0.24					0.24				0.24				0.24					0.24				
変相角		ϕ_p	度					28					28				28				28					28				
液状化パラメータ		W1						3.570	3.860	4.687	5.796	6.422	3.553	3.818	4.570	6.281	3.544	3.792	4.500	6.186	3.540	3.778	4.453	5.403	6.120	3.527	3.748	4.370	5.243	5.997
液状化パラメータ		S1						0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
液状化パラメータ		P1						0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
液状化パラメータ		P2						1.105	1.086	1.033	0.962	0.922	1.106	1.089	1.041	0.931	1.106	1.090	1.045	0.938	1.106	1.091	1.048	0.988	0.942	1.107	1.093	1.053	0.998	0.950
液状化パラメータ		C1						0.817	1.016	1.585	2.347	2.778	0.805	0.988	1.505	2.681	0.799	0.970	1.456	2.615	0.796	0.960	1.424	2.1	2.570	0.788	0.939	1.367	1.967	2.485

表7 解析に用いたパラメータ（盛土高7m、八戸波）

土層名				泥炭層	粘性土層	砂質土層	盛土層	盛土層（沈下部） Bk2																			
								八戸																			
								Fs0.2				Fs0.3				Fs0.4				Fs0.5				Fs0.8			
				Ap	Ac	As	Bk1	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL1.0
層厚		h	m	5.00	10.00	15.00	7.00	4.90				3.52				2.74				2.15				1.20			
湿潤密度		ρ_t	t/m^3	1.10	1.70	1.90	1.80	1.80				1.80				1.80				1.80				1.80			
間隙率		n		0.45	0.45	0.45	0.45	0.45				0.45				0.45				0.45				0.45			
動的変形特性	S波速度	Vs	m/s	65	170	250	137	137				137				137				137				137			
動的変形特性	初期せん断剛性	G_{ma}	kPa	4.65E+03	4.91E+04	1.19E+05	3.38E+04	3.38E+04				3.38E+04				3.38E+04				3.38E+04				3.38E+04			
動的変形特性	体積弾性率	K_{ma}	kPa	1.21E+04	1.28E+05	3.10E+05	8.81E+04	8.81E+04				8.81E+04				8.81E+04				8.81E+04				8.81E+04			
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.2	123.9	150.2	227.1	47.3	109.2				105.1				102.7				101.0				98.1			
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.3	116.2	143.0	219.9																					
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.4	111.8	138.9	215.8																					
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.5	108.5	135.8	212.7																					
動的変形特性	基準化拘束圧	σ_{ma}'	kPa Fs=0.8	103.1	130.8	207.7																					
動的変形特性	ポアソン比	ν		0.33	0.33	0.33	0.33	0.33				0.33				0.33				0.33				0.33			
動的変形特性	拘束圧依存係数	m		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5				0.5				0.5				0.5				0.5			
動的変形特性	内部摩擦角	ϕf	度	10.00	10.00	35.00	沈下部同等	37.35	37.67	37.91	39.28	37.35	37.62	37.80	39.16	37.36	37.59	37.73	39.10	37.35	37.57	37.67	39.04	37.36	37.54	37.58	38.94
動的変形特性	粘着力	c	kPa	20	30																						
動的変形特性	減衰上限数	hmax		0.24	0.24	0.24	0.24	0.24				0.24				0.24				0.24				0.24			
変相角		ϕ_p	度					28				28				28				28				28			
液状化パラメータ		W1						3.401	3.638	4.385	6.017	3.403	3.599	4.280	5.854	3.404	3.578	4.216	5.762	3.403	3.561	4.171	5.678	3.404	3.535	4.093	5.547
液状化パラメータ		S1						0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
液状化パラメータ		P1						0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
液状化パラメータ		P2						1.115	1.100	1.053	0.948	1.115	1.130	1.059	0.959	1.115	1.104	1.063	0.965	1.115	1.105	1.066	0.970	1.115	1.107	1.071	0.978
液状化パラメータ		C1						0.701	0.864	1.377	2.499	0.702	0.837	1.305	2.387	0.703	0.823	1.261	2.324	0.702	0.811	1.230	2.266	0.703	0.793	1.176	2.176

表8 解析に用いたパラメータ（盛土高5m、神戸波）

土層名				泥炭層	粘性土層	砂質土層	盛土層	盛土層（沈下部） Bk2																									
								神戸																									
								Fs0.2					Fs0.4					Fs0.5					Fs0.6					Fs0.8				
				Ap	Ac	As	Bk1	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL0.8	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL0.8	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL0.8	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL0.8	FL1.0	FL0.3	FL0.4	FL0.6	FL0.8	FL1.0
層厚		h	m	5.00	10.00	15.00	5.00	3.50					1.96					1.55					1.26					0.85				
湿潤密度		ρ_t	t/m^3	1.10	1.70	1.90	1.80	1.80					1.80					1.80					1.80					1.80				
間隙率		n		0.45	0.45	0.45	0.45	0.45					0.45					0.45					0.45					0.45				
動的変形特性	S波速度	Vs	m/s	65	170	250	137	137					137					137					137					137				
動的変形特性	初期せん断剛性	G_{ma}	kPa	4.65E+03	4.91E+04	1.19E+05	3.38E+04	3.38E+04					3.38E+04					3.38E+04					3.38E+04					3.38E+04				
動的変形特性	体積弾性率	K_{ma}	kPa	1.21E+04	1.28E+05	3.10E+05	8.81E+04	8.81E+04					8.81E+04					8.81E+04					8.81E+04					8.81E+04				
動的変形特性	基準化拘束圧	$\sigma_{ma'}$	kPa Fs=0.2	89.1	115.9	192.8	33.8	78.0					73.4					72.2					71.3					70.1				
動的変形特性	基準化拘束圧	$\sigma_{ma'}$	kPa Fs=0.4	80.4	107.8	184.7																											
動的変形特性	基準化拘束圧	$\sigma_{ma'}$	kPa Fs=0.5	78.1	105.6	182.5																											
動的変形特性	基準化拘束圧	$\sigma_{ma'}$	kPa Fs=0.6	76.5	104.1	181.0																											
動的変形特性	基準化拘束圧	$\sigma_{ma'}$	kPa Fs=0.8	74.2	102.0	178.8																											
動的変形特性	ポアソン比	ν		0.33	0.33	0.33	0.33	0.33					0.33					0.33					0.33					0.33				
動的変形特性	拘束圧依存係数	m		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5					0.5					0.5					0.5					0.5				
動的変形特性	内部摩擦角	ϕf	度	10.00	10.00	35.00	沈下部同等	37.56	37.77	37.63	38.11	38.53	37.54	37.73	37.54	37.98	38.38	37.53	37.72	37.52	37.94	38.34	37.53	37.71	37.50	37.92	38.30	37.53	37.70	37.47	37.88	38.26
動的変形特性	粘着力	c	kPa	20	30																												
動的変形特性	減衰上限数	hmax		0.24	0.24	0.24	0.24	0.24					0.24					0.24					0.24					0.24				
変相角		ϕ_p	度					28					28					28					28					28				
液状化パラメータ		W1						3.548	3.730	4.136	4.580	5.046	3.533	3.696	4.060	4.455	4.872	3.531	3.687	4.039	4.419	4.824	3.526	3.680	4.022	4.395	4.788	3.524	3.671	4.000	4.358	4.739
液状化パラメータ		S1						0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
液状化パラメータ		P1						0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
液状化パラメータ		P2						1.106	1.094	1.068	1.040	1.010	1.107	1.096	1.073	1.048	1.021	1.107	1.097	1.075	1.050	1.024	1.107	1.098	1.076	1.052	1.027	1.107	1.098	1.077	1.054	1.030
液状化パラメータ		C1						0.802	0.927	1.206	1.511	1.832	0.791	0.904	1.154	1.425	1.712	0.790	0.897	1.139	1.400	1.679	0.787	0.893	1.128	1.384	1.654	0.786	0.886	1.113	1.359	1.621

4.3 入力地震動の決定

解析で得られる沈下量は、入力する地震波の周波数特性や継続時間などの影響を受ける。本検討では、基盤入力地震動として､プレート型地震における代表的な強震記録である 1968 年十勝沖地震の八戸港地震波（以下、八戸波）と、代表的な直下型地震の強震記録である 1995 年兵庫県南部地震の神戸港地震波（以下、神戸波）を次の手順で耐震設計上の基盤面に引き戻した波形を用いた。

① 地表面にて観測された強震記録を一次元地震応答解析（SHAKE）によって強震記録観測箇所の耐震設計上の基盤面に引き戻して、当該箇所の基盤面での地震波形を求める。

② ①で求めた波形を図 24 の基盤面（砂質土層下端）に入力した一次元地震応答解析（SHAKE）を行い、地表面の最大加速度が 1993 年釧路沖地震において釧路川近傍にて計測された地表面最大加速度 320gal と同じになるように加速度振幅を調整する。

以上の結果得られた基盤面での最大加速度は、以下の通りであった。その波形を図 28 と図 29 に、一次元地震応答解析の結果を図 30 と図 31 に示す。

・八戸波　210gal

・神戸波　144gal

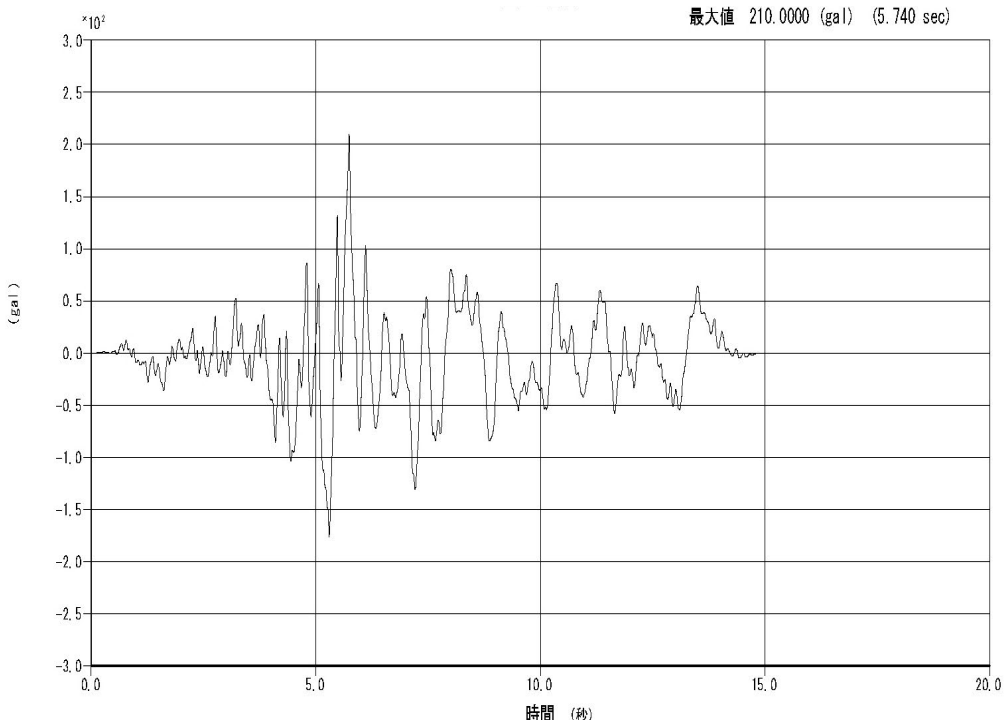


図 28　基盤面の入力地震動（八戸波）

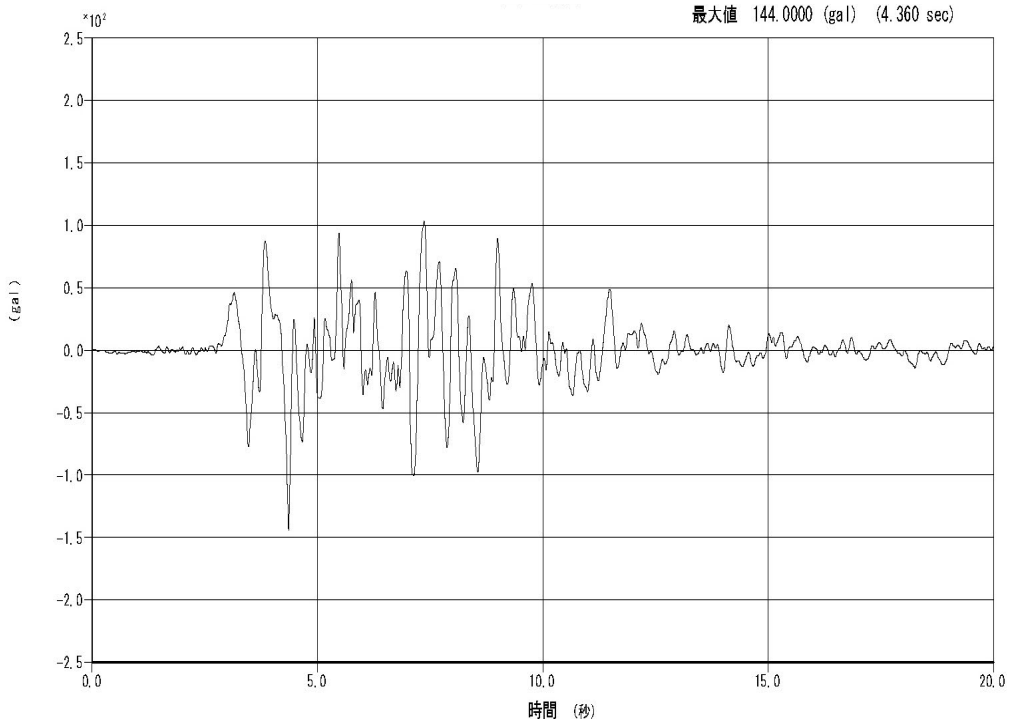


図 29　基盤面の入力地震動（神戸波）

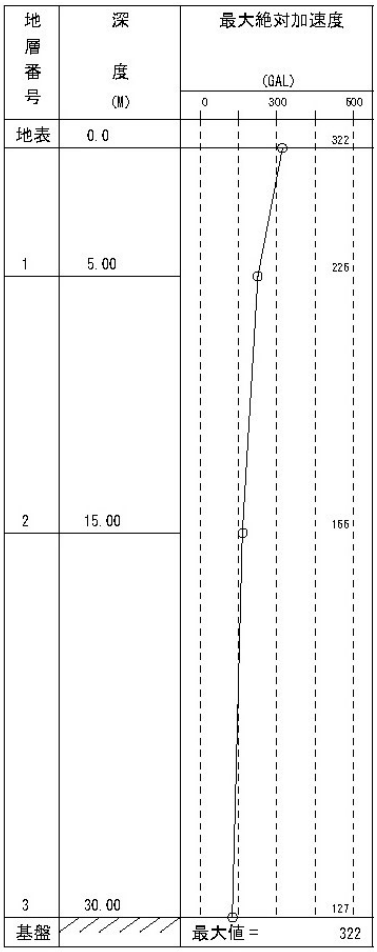


図 30　一次元応答解析結果（八戸波）

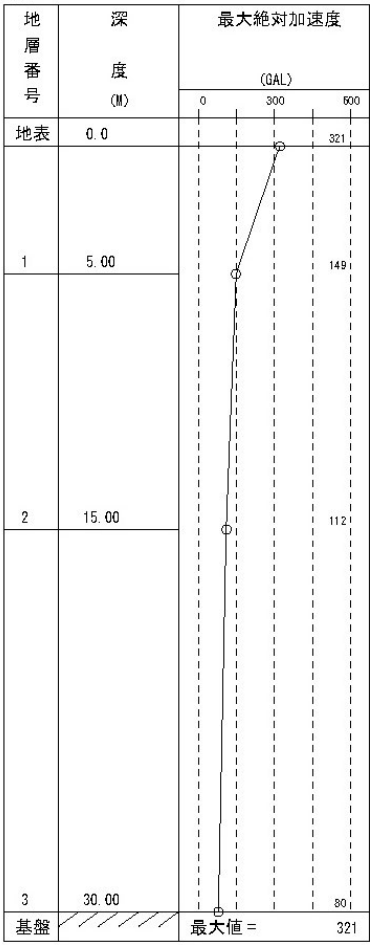


図 31　一次元応答解析結果（神戸波）

4.4 解析結果

4.4.1 円弧すべり安全率と沈下率の関係

円弧すべり安全率 F_S と沈下率 S/H の関係を、地震波形ごとに図 32 と図 33 に示す。ここで、沈下率 S/H とは、沈下量 S を盛土高 H で除した値である。いずれの地震波形においても、液状化抵抗率 F_L の小さい（F_L=0.3, 0.4）場合に、円弧すべり安全率 F_S の減少に伴って沈下率 S/H が大きくなる傾向が若干見られるものの、全体的には円弧すべり安全率 F_S の大きさと沈下率 S/H に明瞭な関係は認められない。特に、八戸波の場合、液状化抵抗率 F_L が 0.8 と 1.0 のケースにおいては、円弧すべり安全率 F_S に関係なく沈下率 S/H が 0.07～0.1 程度となっている。

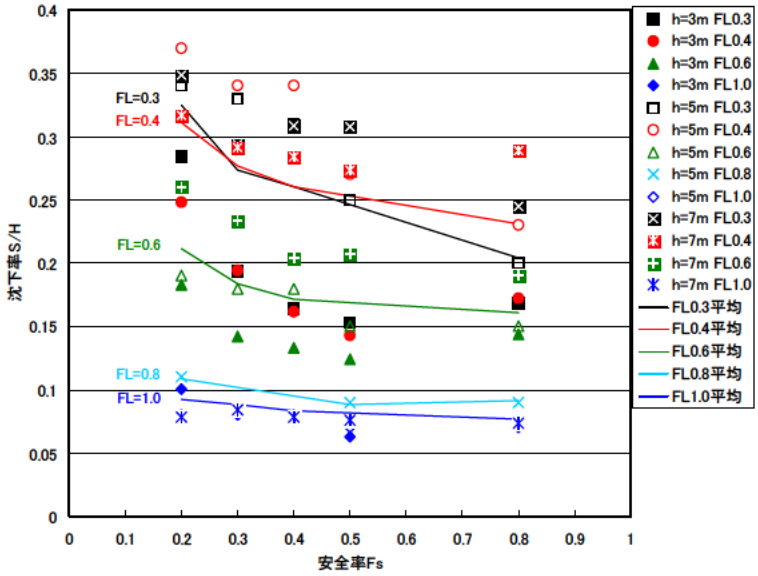


図 32　円弧すべり安全率と沈下率の関係（八戸波）

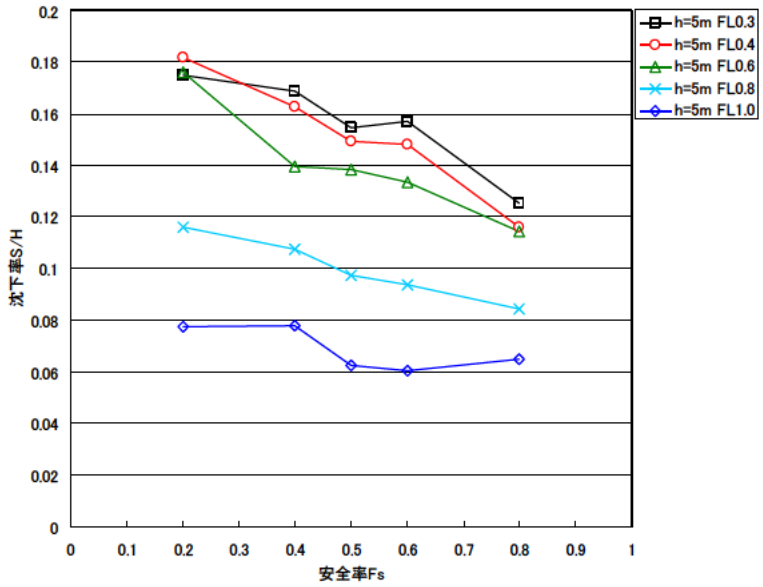


図 33　円弧すべり安全率と沈下率の関係（神戸波）

4.4.2 液状化抵抗率と沈下率の関係

図 34 から図 38 に八戸波における円弧すべり安全率 F_S ごとの液状化抵抗率 F_L と沈下率 S/H の関係を示す。図中の実線は、円弧すべり安全率 F_S ごとの近似関係を表している。いずれも、円弧すべり安全率 F_S と沈下率 S/H の関係と異なり、液状化抵抗率 F_L が小さくなるに伴い沈下率 S/H が大きな値となっている。その傾向は、液状化抵抗率 F_L が 0.4～0.8 の範囲で著しく、液状化抵抗率 F_L が 0.4 以下ではほぼ一定の沈下率 S/H となっている。また、同じ液状化抵抗率 F_L であれば、円弧すべり安全率 F_S の大きい方が小さい沈下率 S/H であり、その差は液状化抵抗率 F_L が小さい範囲の方が顕著であった。以上のことから、液状化抵抗率 F_L と沈下率 S/H に密接な関係があり、その関係に円弧すべり安全率 F_S がある程度関与していることがわかる。

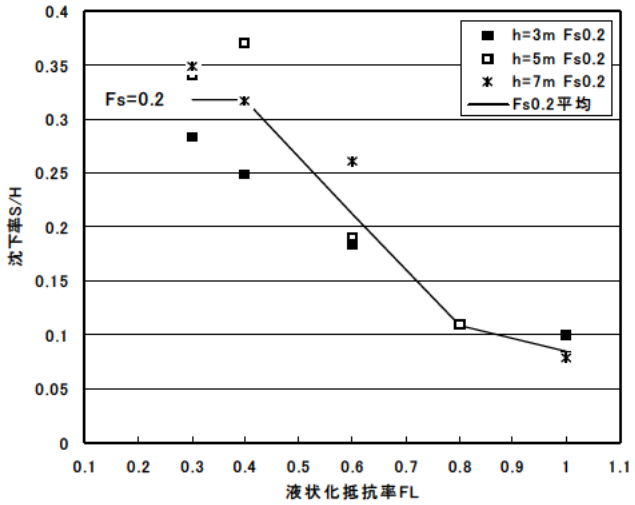


図 34　液状化抵抗率と沈下率（八戸波、円弧すべり安全率 F_S＝0.2）

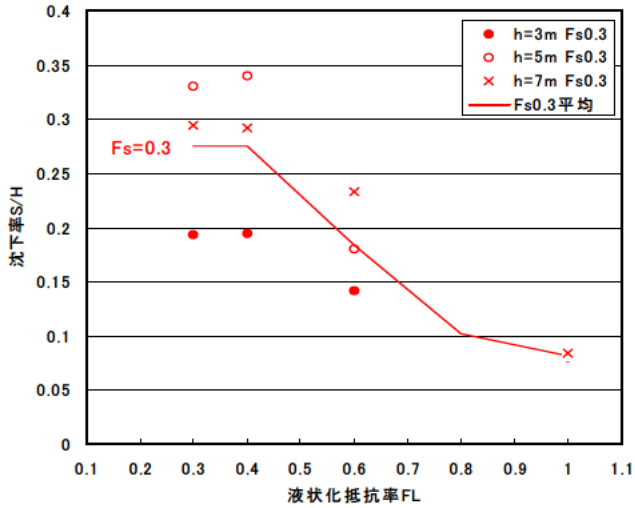


図 35　液状化抵抗率と沈下率（八戸波、円弧すべり安全率 F_S＝0.3）

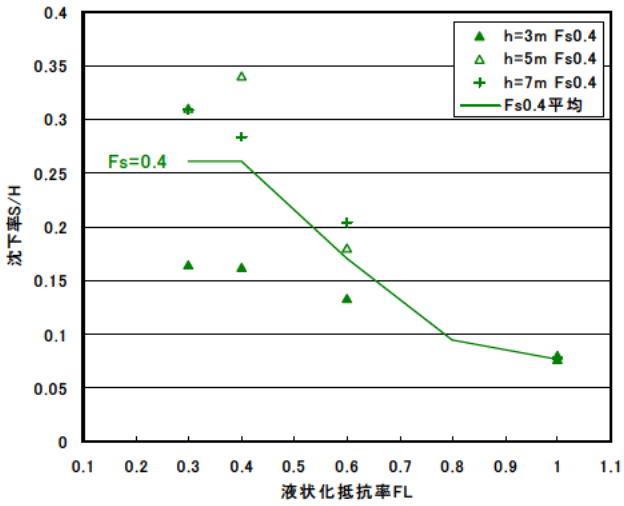


図 36　液状化抵抗率と沈下率（八戸波、円弧すべり安全率 $F_S = 0.4$）

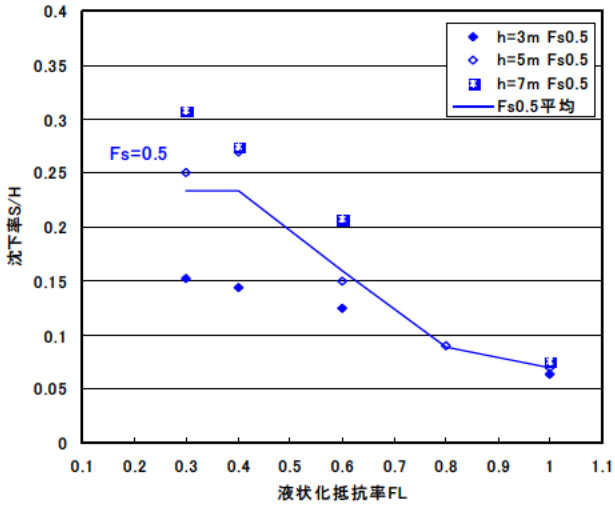


図 37　液状化抵抗率と沈下率（八戸波、円弧すべり安全率 $F_S = 0.5$）

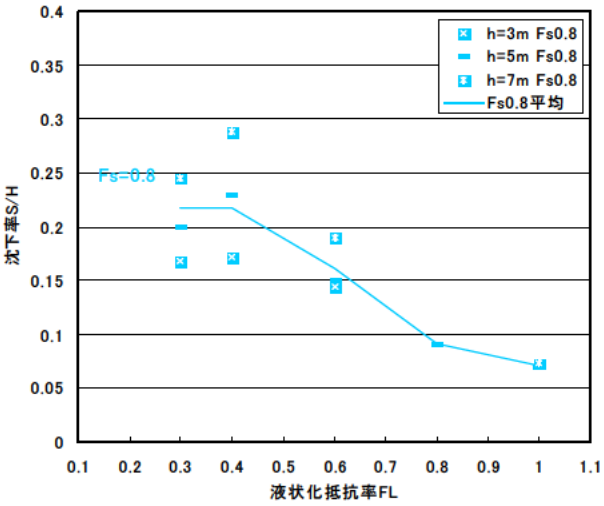


図 38　液状化抵抗率と沈下率（八戸波、円弧すべり安全率 $F_S = 0.8$）

神戸波における液状化抵抗率 F_L と沈下率 S/H の関係を図 39 に示す。八戸波と同様に、液状化抵抗率 F_L が小さくなるに従い沈下率 S/H が大きくなっている。その傾向が、円弧すべり安全率 F_S にある程度依存しているのも八戸波と同じ結果である。

また、八戸波（プレート型）と神戸波（直下型）を比較すると、八戸波の沈下率 S/H がわずかに大きくなっている。これは、主要地震動の継続時間や周波数の影響によるものと思われるが、今回の結果だけでは明確な結論を導くには至らない。

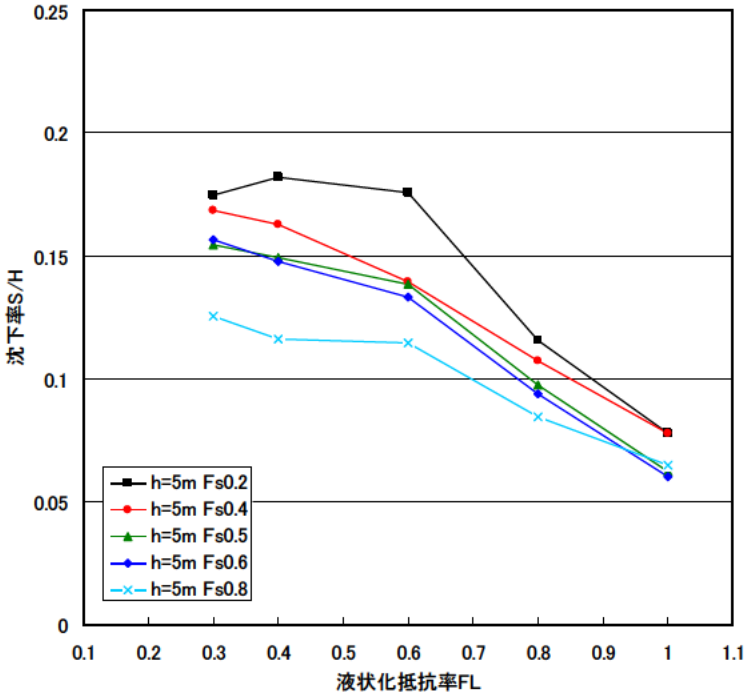


図 39　液状化抵抗率と沈下率（神戸波）

解析結果の一覧を表９に示す。

表９　解析結果の一覧

地震波	盛土高(m)	FL＼Fs	沈下率S/H					
			0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8
八戸	3	0.3	0.284	0.193	0.164	0.153	－	0.168
		0.4	0.248	0.194	0.162	0.143	－	0.172
		0.6	0.183	0.142	0.133	0.124	－	0.144
		1.0	0.101	0.081	0.076	0.063	－	0.073
	5	0.3	0.340	0.330	0.310	0.250	－	0.200
		0.4	0.370	0.340	0.340	0.270	－	0.230
		0.6	0.190	0.180	0.180	0.150	－	0.150
		0.8	0.110	－	－	0.090	－	0.090
		1.0	0.080	0.080	0.080	0.070	－	0.070
	7	0.3	0.349	0.294	0.308	0.308	－	0.245
		0.4	0.317	0.292	0.284	0.274	－	0.289
		0.6	0.260	0.233	0.204	0.208	－	0.190
		1.0	0.078	0.084	0.078	0.076	－	0.073
神戸	3	0.3	0.175	－	0.169	0.155	0.157	0.126
		0.4	0.182	－	0.163	0.149	0.148	0.116
		0.6	0.176	－	0.140	0.138	0.133	0.114
		0.8	0.116	－	0.107	0.097	0.094	0.084
		1.0	0.078	－	0.078	0.062	0.060	0.065

以上の結果から、液状化抵抗率 F_L と沈下率 S/H に密接な関係があり、その関係に円弧すべり安全率 F_S がある程度関与していることがわかる。プレート型である八戸波の方が、大きな沈下率 S/H となった理由は明確ではないが、安全側の立場に立って、八戸波の液状化抵抗率 F_L と沈下率 S/H の関係をひとつの図にまとめたものが図 40 である。図中の実線は、円弧すべり安全率 F_S ごとの近似関係を表している。また，後述する地震被害データ（表 10）も併記した。この図を用いることで、泥炭性軟弱地盤上の盛土に見られた盛土底部（沈下盛土層）の液状化による沈下量を簡易に予測することができる。

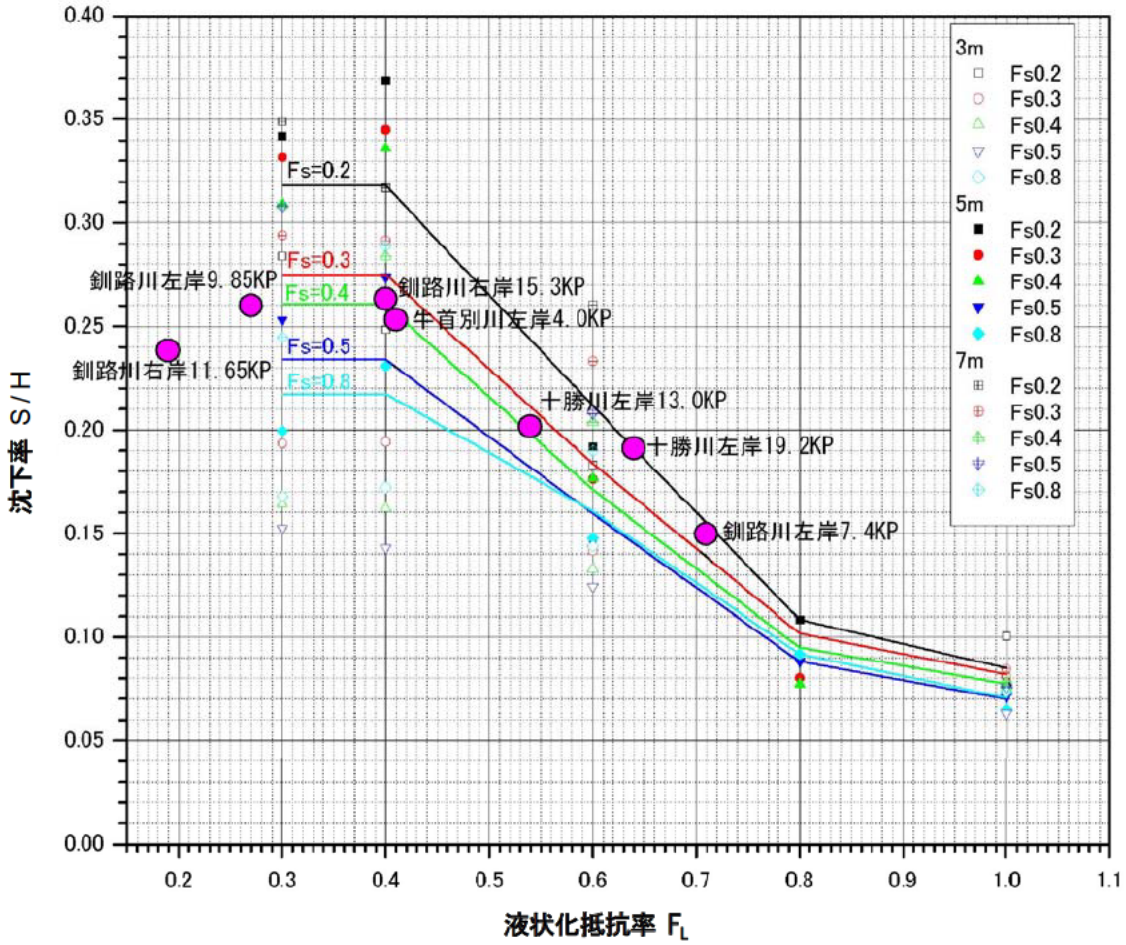


図 40　沈下盛土層の液状化抵抗率と沈下率

4.6 簡易的な沈下予測法の提案

前節において述べた結果から、図 40 の関係を用いることで簡易的に地震時沈下量を推定できると考えられる。すなわち、以下の手順による。

①地震時沈下量を求めようとする箇所の盛土の形状・密度、沈下盛土層の厚さ・N 値・粒度、地下水位など、円弧すべり安全率 F_S および沈下盛土層の液状化抵抗率 F_L を計算するために必要な事項を調査する。

②沈下盛土層およびその土層内に地下水位が確認された場合、調査結果に基づき、円弧すべり安全率 F_S と沈下盛土層の液状化抵抗率 F_L を算定する。

③円弧すべり安全率 F_S を算定する際、地下水位以下の沈下盛土層は、せん断強度をゼロと仮定する。また、液状化抵抗率 F_L の計算には、道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）に示される方法を用いて良い。

④図 40 を利用して、計算から得られた円弧すべり安全率 F_S と液状化抵抗率 F_L から沈下率 S/H を推定し、当該箇所の盛土高 H よりその沈下量 S を算出する。ここでの盛土高は、沈下量を含んだ盛土厚ではないことに注意する。

4.7 提案した方法の適用性

ここでは、前節において提案した方法を用いて推定した地震時沈下量と実測沈下量を比較することで、沈下量の簡易的な評価手法としての適用性を検証する。1993 年釧路沖地震における釧路川堤防および 2003 年十勝沖地震での十勝川堤防と牛首別川堤防において、沈下盛土層の液状化抵抗率 F_L と円弧すべり安全率 F_S ならびに実測沈下量が明らかとなっている 7 断面のデータを用いた（表 10）。

推定沈下量と実測沈下量の関係を図 41 に示す。沈下量の小さい範囲においては推定値が実測値より大きく、沈下量の大きい範囲ではその逆の傾向はあるが、2003 年十勝沖地震の牛首別川のデータを除いて、推定値と実測値がほぼ一致した。したがって、本手法はその簡便性から考えても有効な手法といえる。なお、2003 年十勝沖地震の牛首別川については、実測沈下率が 0.5 を超える大きな破壊を呈した箇所であり、本手法の適用範囲を超えたものと考えられる。

表 10　各被災箇所のデータと沈下予測値

地震名	河川名	KP	盛土高H (m)	沈下量S (m)	沈下率 S/H	すべり安全率 Fs	液状化抵抗率 FL	予測値	
								S/H	S(m)
1993年釧路沖地震	釧路川	左岸7K400	3.9	0.2	0.05	0.232	0.71	0.150	0.6
		左岸9K850	6.4	1.9	0.30	0.405	0.27	0.260	1.7
		右岸11K650	5.5	1.2	0.22	0.484	0.19	0.238	1.3
		右岸15K302	1.5	0.2	0.13	0.382	0.40	0.263	0.4
2003年十勝沖地震	十勝川	左岸13K000	4.5	0.4	0.09	0.473	0.54	0.202	0.9
		左岸19K200	4.2	0.4	0.10	0.129	0.64	0.191	0.8
	牛首別川	左岸4K000	3.9	2.2	0.56	0.411	0.41	0.253	1.0

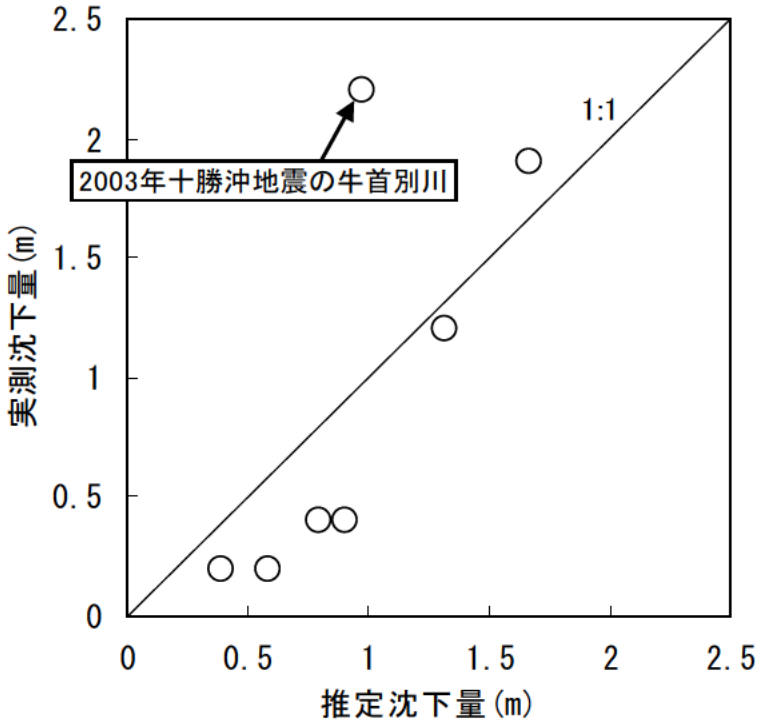


図 41　推定沈下量と実測沈下量の関係

５．まとめ

本研究において、泥炭地盤上の盛土に関する動的遠心模型実験ならびに数値シミュレーションを実施し、その耐震性、簡易的な沈下予測法および補強法について検討した。その結果、以下のことが明らかになった。

①泥炭地盤上の盛土底部が沈下によって泥炭層にめり込み液状化層（沈下盛土層）として存在する条件を模して実験を行ったところ、泥炭地盤上の盛土で特徴的に見られた変状モードを再現することができた。

②泥炭地盤上の盛土被害は、沈下盛土層の圧縮、泥炭層の側方流動ならびに沈下盛土層での過剰間隙水圧の発生による盛土のり尻付近の泥濘化が複合的に作用した結果と推測される。しかし、盛土のり尻付近が外側へ流動し、全体的に押し潰れたような変状モードであったことなどを考えると、盛土材の泥濘化の影響が強いと思われる。

③ふとん籠をのり尻付近の表層地盤とのり尻に 4 段設置したケースでは、盛土の変形を抑制できた。これは、表層地盤内に埋設したふとん籠の排水効果によって過剰間隙水圧の発生を抑制したことに加え、ふとん籠が盛土を拘束し、盛土の側方流動を防いだことによると考えられる。

④一般的な泥炭性軟弱地盤を想定したモデル解析地盤に対して、FLIP を用いた二次元動的有効応力 FEM 解析および沈下盛土層の液状化抵抗率 F_L と円弧すべり安全率 F_S の算出を行った結果、円弧すべり安全率 F_S の大きさと FEM 解析から得られた沈下率（沈下量 S を盛土高 H で除した値）S/H に明瞭な関係は認められなかった。

⑤一方、沈下盛土層の液状化抵抗率 F_L と沈下率 S/H に密接な関係があり、その関係に円弧すべり安全率 F_S がある程度関与していることがわかった。したがって、図 40 の関係を用いることで簡易的に地震時沈下量を推定できると考えられる。

なお、本検討では、簡易的な地震時沈下量の予測手法の確立を目的としたため、変状の主たる要因である沈下盛土層の液状化のみに着目した検討を行った。しかし、地震時に盛土の基礎地盤である泥炭層の側方流動も発生していることが遠心模型実験において確認されており [5)]、この点も考慮することによって解析精度を高めることができると考えている。

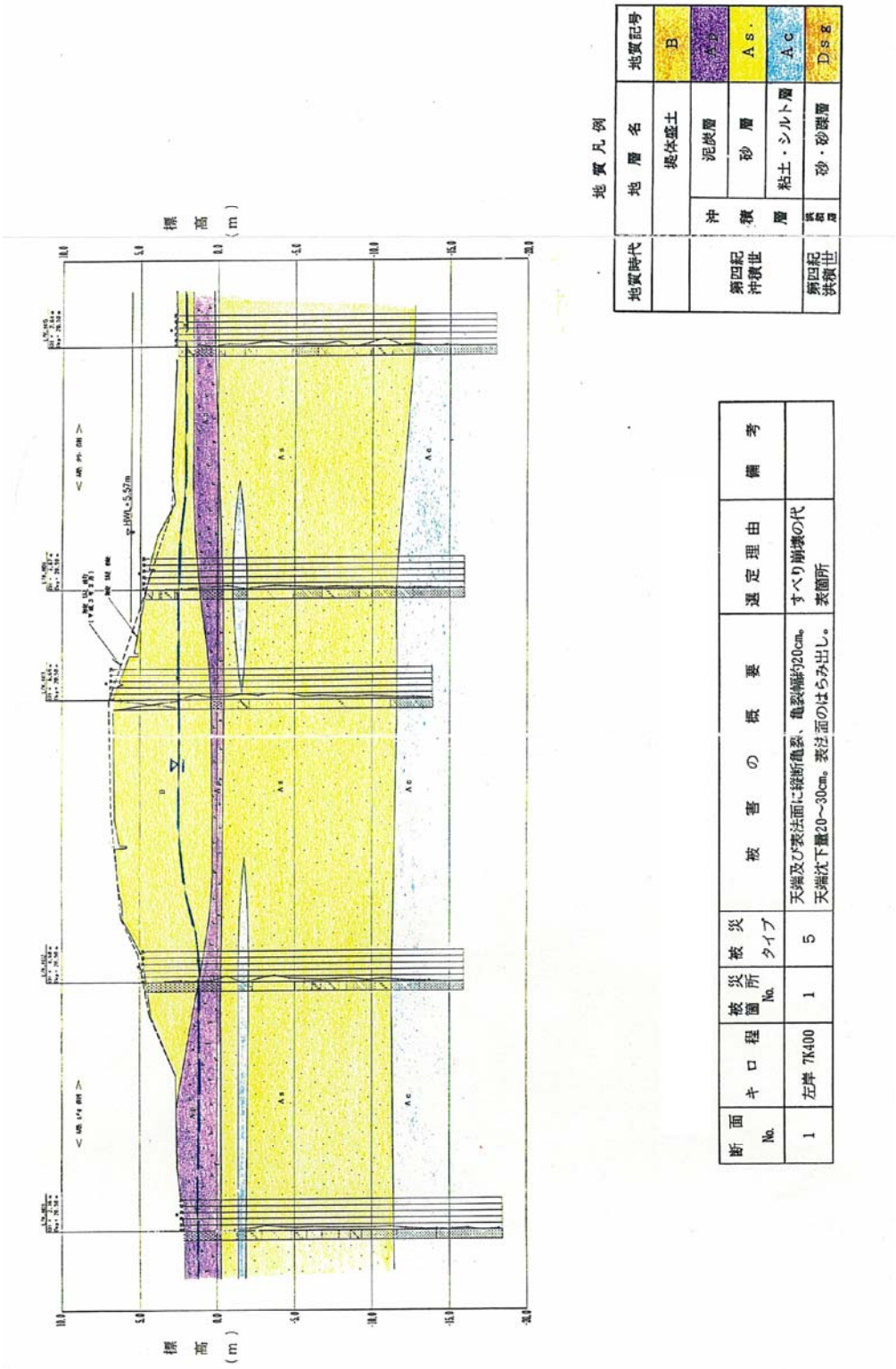
参考文献

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) 佐々木康：堤防の地震災害と災害軽減工学、JICE REPORT Vol.9、p.89、2006.
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) 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.
5) 林　宏親、西川純一、江川拓也：浸透水の影響を受ける道路盛土の耐震性に関する検討、開発土木研究所月報 No.568、pp.28-37、2000.
6) 松尾　修：河川堤防における耐震設計：土と基礎、No.47、No.6、pp.9-12、1999.
7) 土屋智穂、峯田一彦：土構造物の地震時変形量の簡易評価法、地盤工学会北海道支部技術報告集第 45 号、pp.153-156、2005.
8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）、PP.121-125、2002.
9) 森田年一、井合　進、Hanlong Liu、一井康二、佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法、港湾技研資料、No.869、1997.

巻末資料

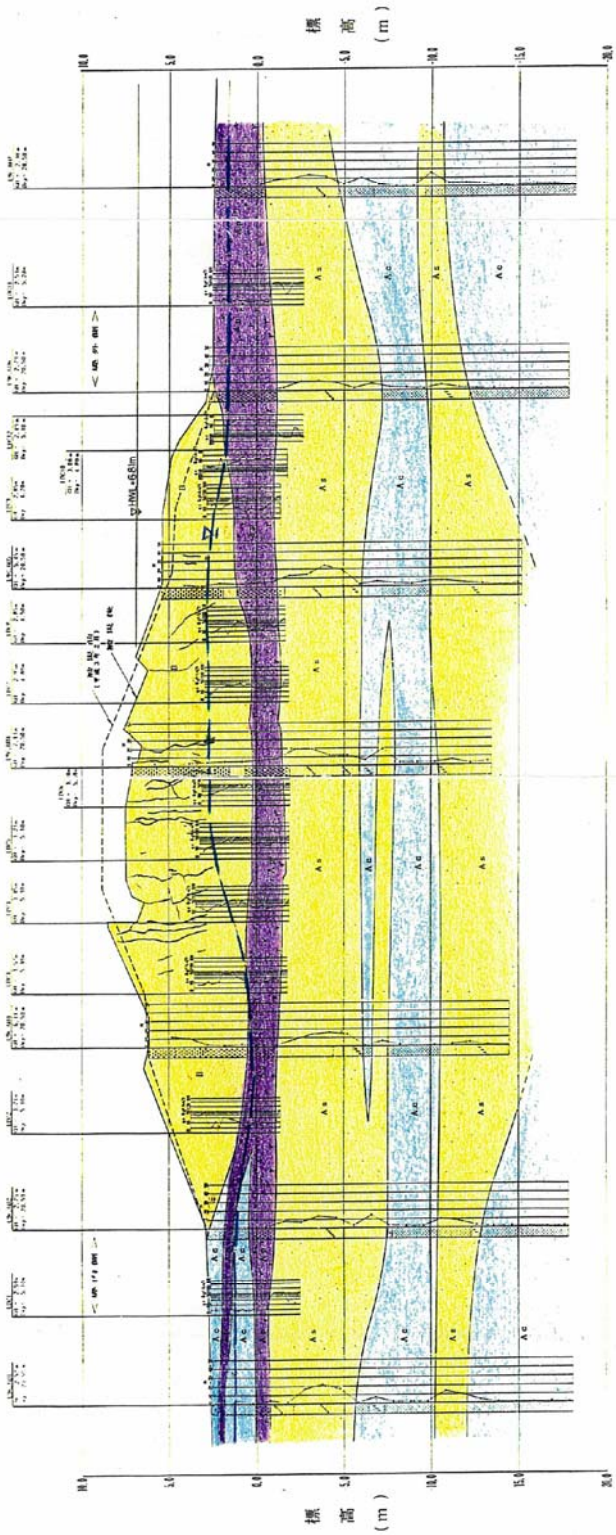
４章で扱った盛土底部（沈下盛土層）の液状化が被災要因と判断されている７箇所の事後調査結果に基づいて作成された被災・地質横断図を示す。

地震名	河川名	KP
1993年釧路沖地震	釧路川	左岸　7K400
		左岸　9K850
		右岸 11K650
		右岸 15K302
2003年十勝沖地震	十勝川	左岸 13K000
		左岸 19K200
	牛首別川	左岸　4K000



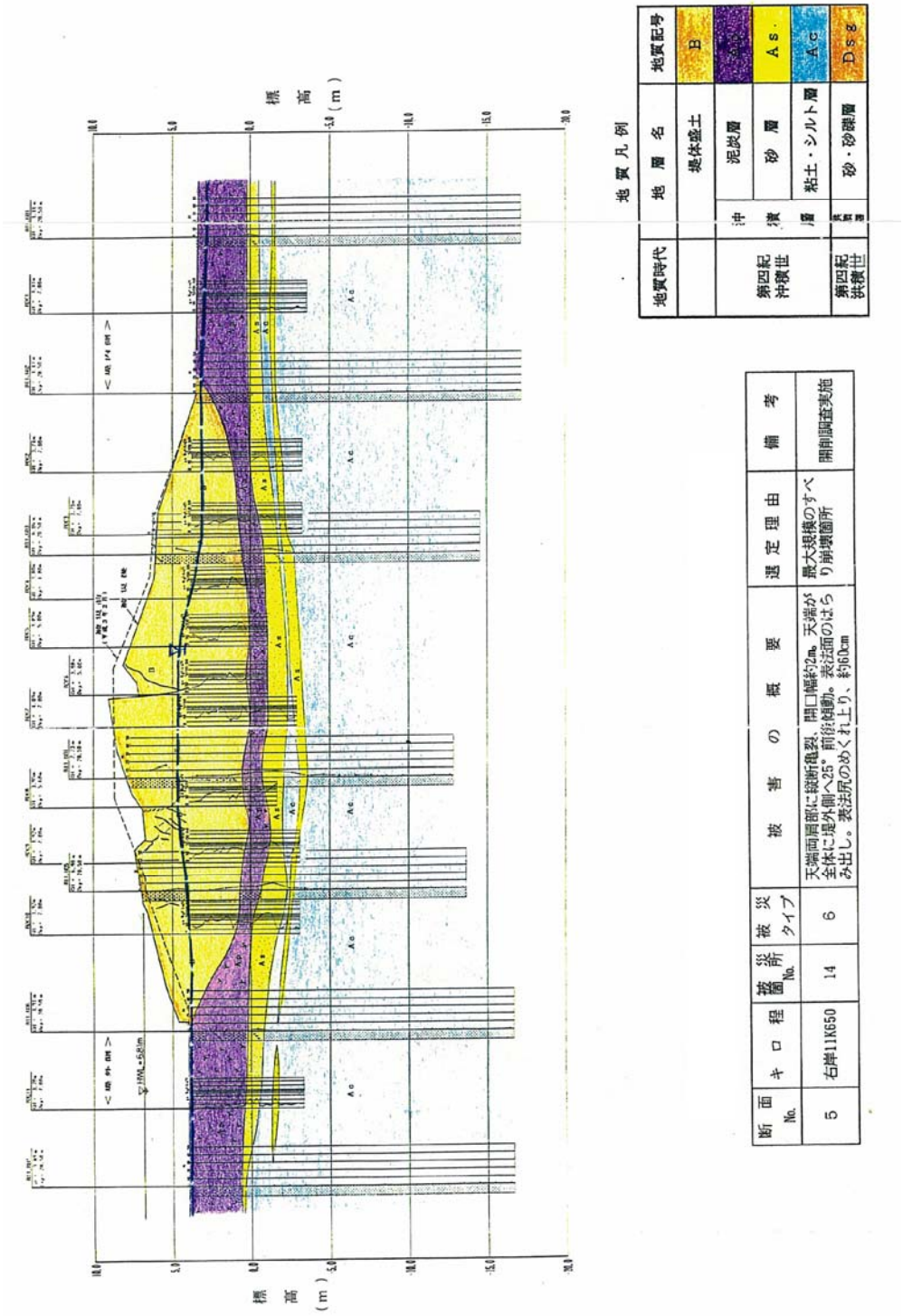
断面No.	キロ程	被災箇所No.	被災タイプ	被害の概要	選定理由	備考
1	左岸 7K400	1	5	天端及び表法面に縦断亀裂、亀裂幅約20cm。天端沈下量20～30cm。表法面のはらみ出し。	すべり崩壊の代表箇所	

地質横断、被災横断図（釧路川左岸 7K400）

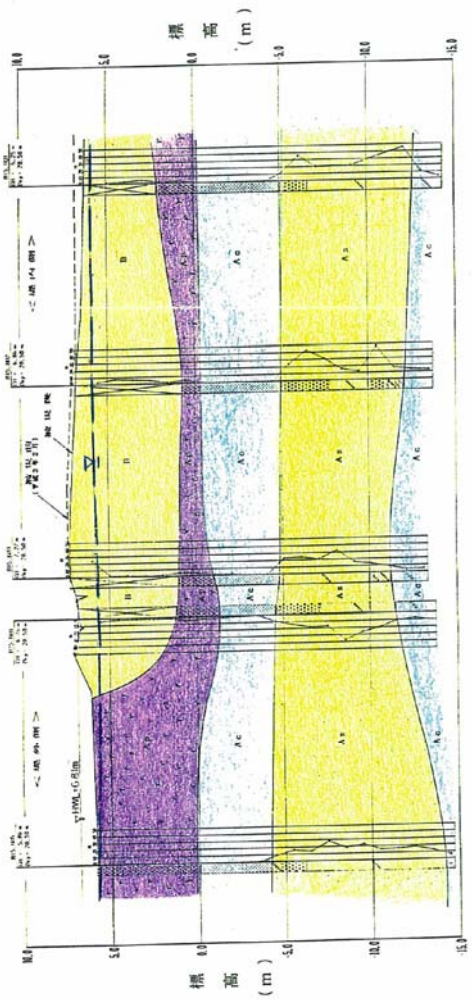


断面No.	キロ程	箇所No.	被災タイプ	被害の概要	選定理由	備考
3	左岸 9K850	9	6	天端堤内側肩部に段差を伴う縦断亀裂。天端沈下量、最大1.9m。表法面崩壊、はらみ出し	最大規模の沈下箇所	開削調査実施

地質横断、被災横断図（釧路川左岸 9K850）



地質横断、被災横断図（釧路川右岸 11K650）

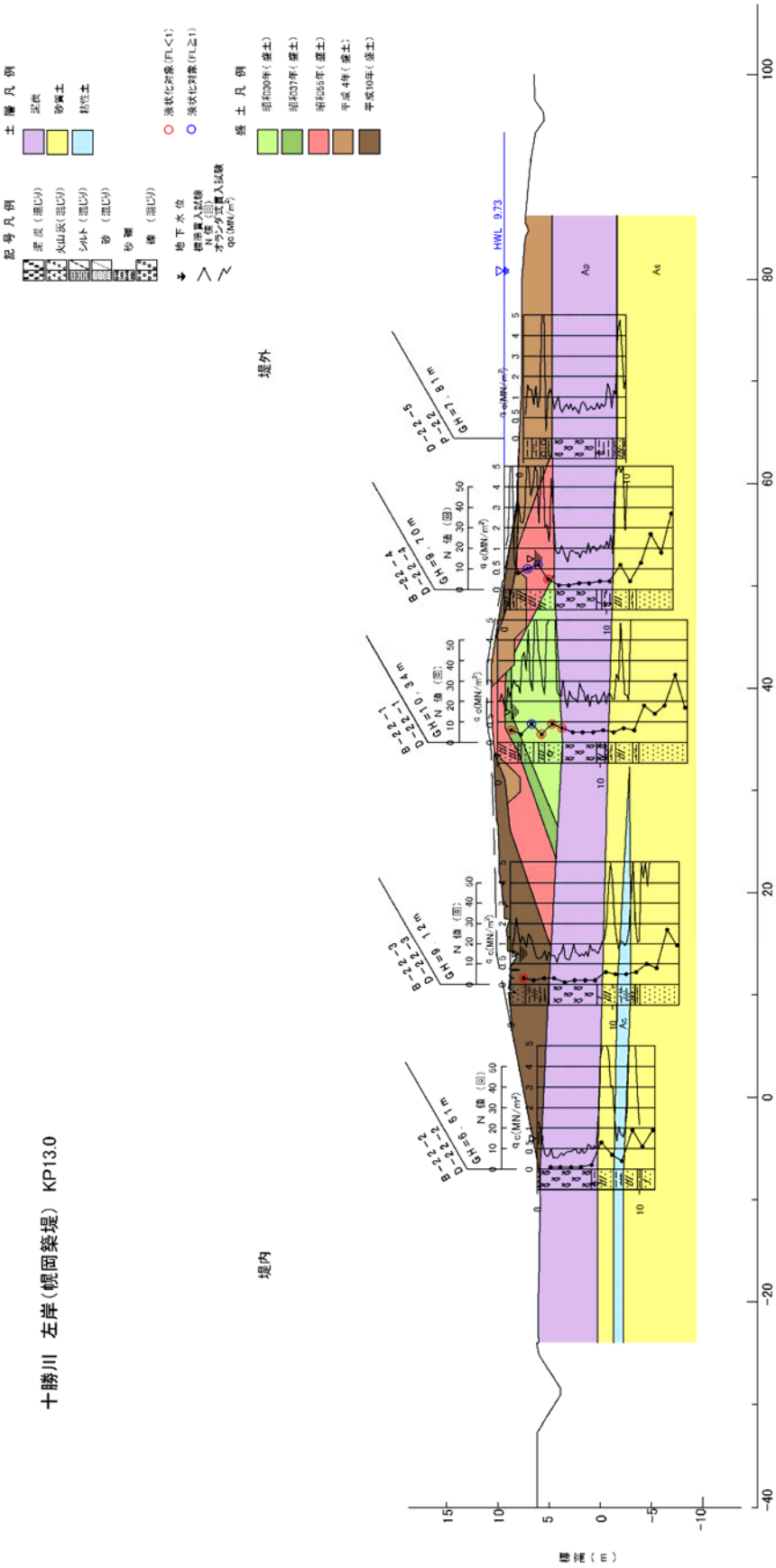


断面No.	キロ程	被災箇所No.	被災タイプ	被害の概要	選定理由	備考
6	右岸15K302	16	5	天端及び法肩小段に縦断亀裂、亀裂幅10~20cm 天端沈下量10~20cm	縦断亀裂の代表箇所	

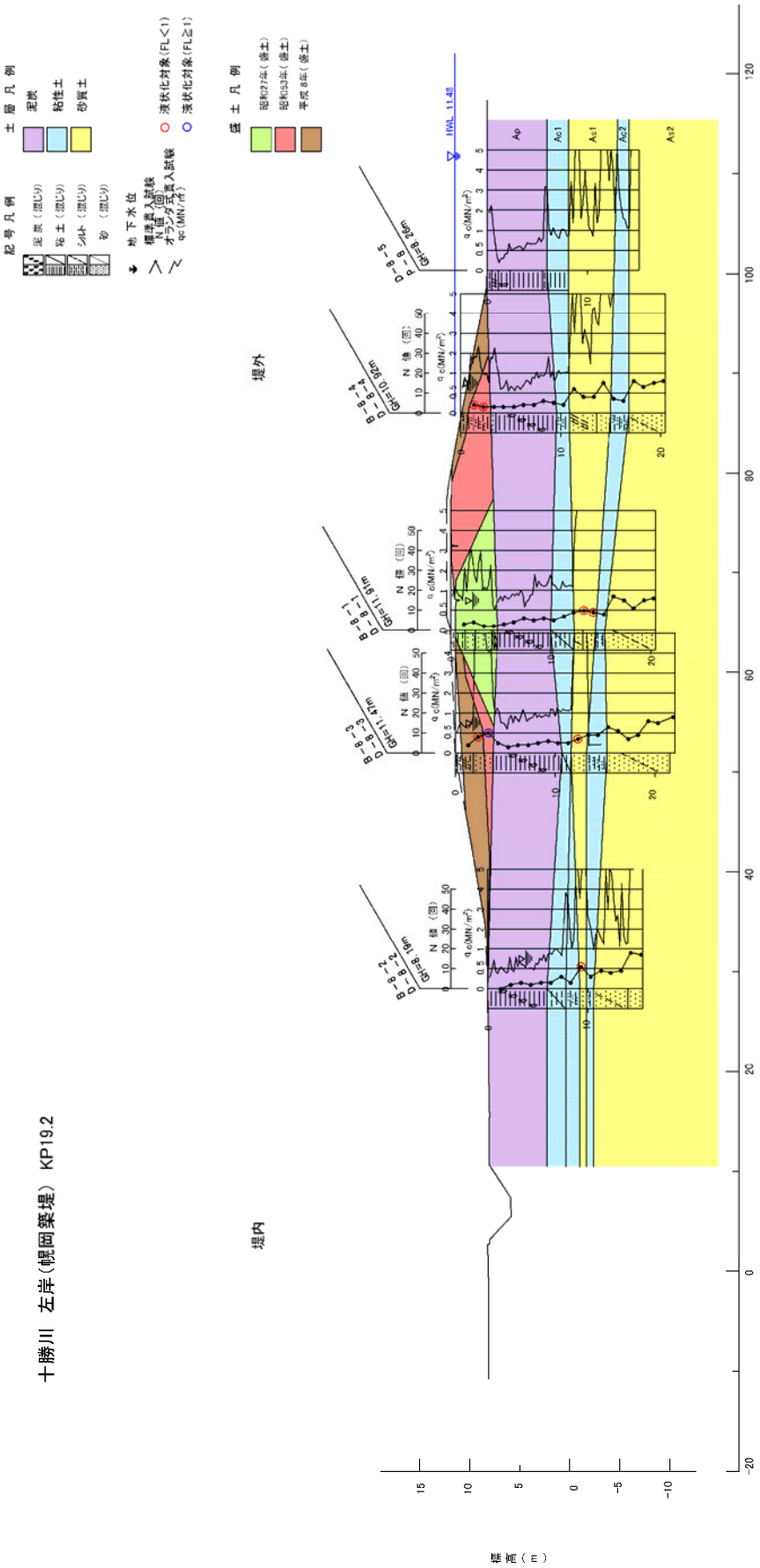
地質凡例

地質時代	地層名		地質記号
	堤体盛土		B
第四紀沖積世	沖積層	泥炭層	Ac
		砂層	As
		粘土・シルト層	Ac
第四紀洪積世	洪積層	砂・砂礫層	Dsg

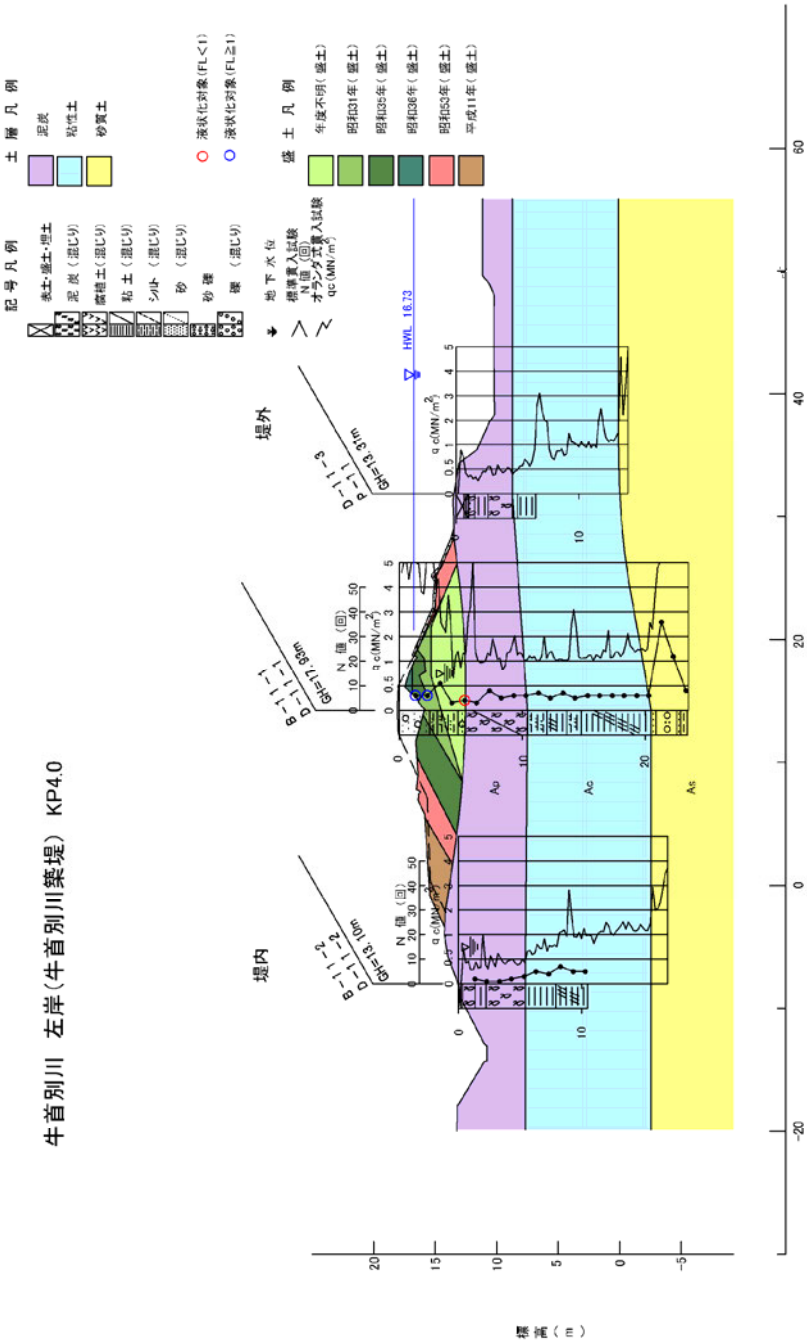
地質横断、被災横断図（釧路川右岸 15K302）



地質横断、被災横断図（十勝川左岸 13K000）



地質横断、被災横断図（十勝川左岸 19K200）



地質横断、被災横断図（牛首別川左岸 4K000）

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of P.W.R.I.
No.4194　March 2011

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所
寒地土木研究所　寒地技術推進室
〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1 番 34 号 電話 011-590-4046