

泥炭性軟弱地盤の地震時変形に伴う被災軽減技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 22～平 25

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：富澤幸一、林 宏親、福島宏文、
橋本 聖、江川拓也、梶取真一

【要旨】

近年、豪雨、豪雪、大規模地震などによる地盤災害が多発しており、安全・安心な暮らしを守る社会資本整備が強く求められている。特に、大規模地震が発生した際、既設の土木構造物は大きく被災した事例が数多く認められている。北海道には脆弱な泥炭性軟弱地盤が広く分布するが、そこに築造された盛土（道路盛土や河川堤防）や構造物基礎の動的な力学挙動の詳細は未だ明らかになっておらず、地震時の泥炭層の変形に起因する盛土や構造物基礎の補強技術の確立が求められている。そこで、本研究では、泥炭性軟弱地盤における既設土木構造物（盛土・基礎）の地震時変形に伴う被災軽減技術の確立を目的に、室内実験・数値解析を主体に、現場条件に応じた盛土・基礎の合理的耐震補強工法を検討した。その結果、泥炭の動的変形特性について、基本的な特性が明らかとなった。また、泥炭性軟弱地盤中の杭基礎の地震時挙動を検討し、既設基礎の耐震補強技術として、性能規定設計を考慮した耐震照査フローを策定した。また、泥炭性軟弱地盤における既設基礎の耐震技術として、杭基礎の周辺に地盤改良による固化改良体を併設する新たな既設杭基礎の耐震補強技術を、大規模模型実験の実施により研究した。一連の実験より、本耐震補強技術の実用化に向け、未対策と対比した耐震性能の向上すなわち地震時の応答変形の抑制効果について明らかになった。

キーワード：泥炭、地震、盛土、杭基礎、軽減技術

1. はじめに

近年、日本において大規模地震が多発しており、既設土木構造物（盛土・基礎）も被災している。そのため、安全・安心な社会資本整備の構築が求められてきている。特に、北海道には脆弱な泥炭性軟弱地盤が広く分布するが、そこに築造された既設土木構造物（盛土・基礎）の地震時の被災軽減技術および合理的耐震補強工法を早期に用意する必要がある。以上の背景を受け、本研究では、泥炭の室内実験や数値シミュレーションなどを実施し、泥炭性軟弱地盤の地震時変形挙動を検討した。

さらに、既設基礎の耐震性能評価および耐震補強技術として、現行の性能規定設計を考慮した耐震照査フローを策定した。また、泥炭性軟弱地盤において、杭基礎の周辺に地盤改良による固化改良体を併設する新たな耐震補強技術を大規模模型実験により研究した。一連の実験より、本耐震補強技術の実用化に向け、未対策と対比した耐震性能の向上つまり地震時の応答変形の抑制効果を検討した。

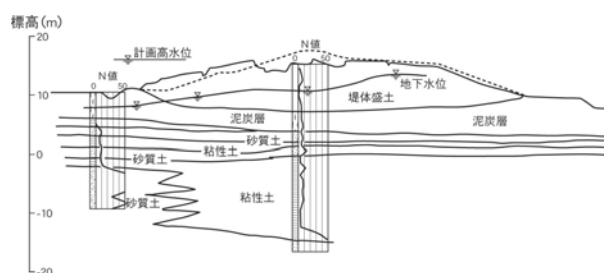


図 1 1993 年釧路沖地震における十勝川統内築堤 (KP32. 7) の被災断面文献 1) を基に一部修正

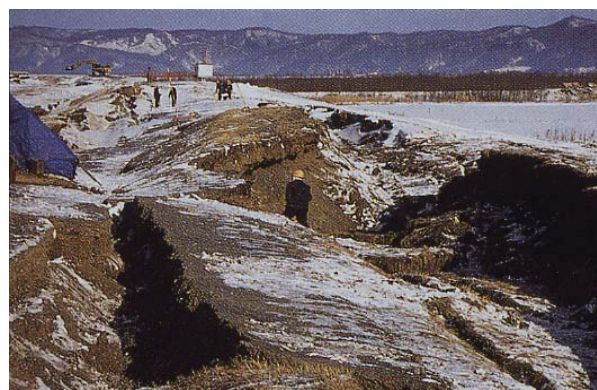


写真 1 1993 年釧路沖地震における十勝川統内築堤の被災状況

2. 泥炭性軟弱地盤の地震時変形の評価

2.1 泥炭性軟弱地盤上の盛土の地震被害事例

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

これらの大きな変形は、泥炭性軟弱地盤における地震動の増幅だけでは説明できないと考えられる。そこで、一般研究「泥炭性軟弱地盤における盛土の耐震補強技術に関する研究(平成18年度~21年度)」において、そのメカニズムについて検討した結果、沈下して地下水位以下に埋没した盛土層(以下、沈下盛土層)の圧縮、泥炭層の側方への変形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濁化が複合的に作用した結果であることがわかった。また、沈下盛土層の液状化については、その簡易的な予測法を明らかにした。しかし、泥炭性軟弱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。

2.2 泥炭の動的変形特性

地震による泥炭の変形特性に関する研究^{5)~9)}は、砂質土や粘性土などに比べ研究事例が極めて少なく、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、動的変形特性を調べた。

2.2.1 繰返しねじりせん断試験と繰返し三軸試験の比較

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

図2に繰返しねじりせん断試験から得た等価せん断剛性率 G を繰返し三軸試験の G で除した比率とせん断ひずみの関係を有効拘束圧ごとに示す。1%以下のせん断ひずみにおいて、ねじりせん断試験の G は三軸試験結果の75%~80%であった。それより大きいせん断ひずみでは、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。

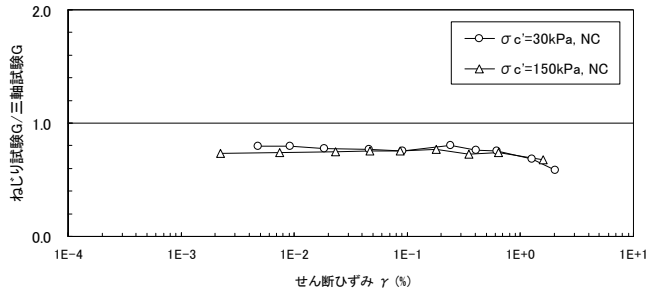


図2 二つの試験方法から得られたGの比較

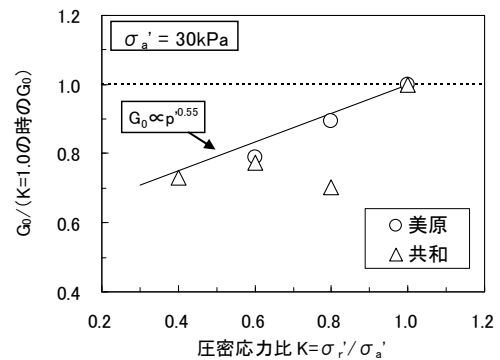


図3 軸方向応力一定の場合の異方圧密応力比と初 G_0 の比率

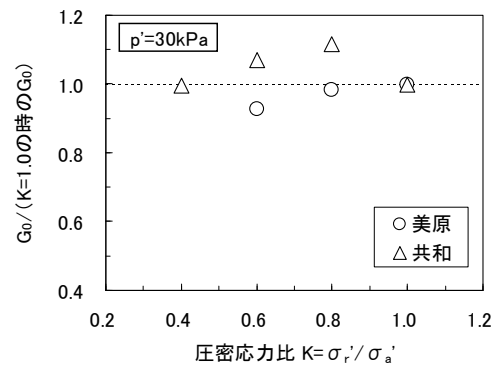


図4 平均有効応力一定の場合の異方圧密応力比と G_0 の比率

2.2.2 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¹¹⁾¹²⁾。一方、泥炭は構造異方性が強く、無機質土と比べて異なる K_0 特性を持つ¹³⁾。そこで、繰返しねじりせん断試験を行い、異方圧密応力比の違いが動的変形特性に与える影

響を調べた。図3に異方圧密応力比と等方圧密したときの初期せん断剛性率 G_0 に対する異方圧密時の G_0 の比の関係を示す。データにばらつきはあるものの、異方圧密応力比が小さくなるに伴い G_0 が小さくなった。その傾向は、能登・熊谷⁵⁾の報告よりも顕著なことから、異方圧密応力比がせん断剛性に与える影響が強いことがわかる。したがって、原位置の有効土被り圧を軸方向応力として等方圧密で室内試験をした場合、 K_0 値が小さい泥炭ほど G_0 を過大に見積もることになる。図4に異方圧密応力比と等方圧密したときの G_0 に対する異方圧密時の G_0 の比の関係を整理する。異方圧密応力比に関係なく G_0 の比率は0.93~1.1の範囲にあった。異方圧密時の圧密応力比が変化しても平均有効応力を等しくすれば、得られる G およびそのひずみ依存性に違いはほとんどないと考えられる。以上の結果から、泥炭の動的変形特性を得るために、繰返しねじりせん断試験を実施する場合、圧密条件を原位置での応力状態を再現した異方圧密とするか、もしくは原位置と平均有効応力を等しくした等方圧密とするのが良いと判断できる。

3. 泥炭性軟弱地盤における既設基礎の耐震性能

3.1 基礎の耐震性能と基礎補強技術

現行の道路橋設計法では、プレート境界型や内陸直下型の大規模地震動に対して、橋脚や基礎などの構造部材は所要の耐震性能を確保するように規定されている¹⁴⁾。つまり、構造物基礎は地震時に大きな損傷や安全性を損なうような過大な変形を生じさせないことが重要となる。そのため既設基礎についても、現行照査指標に照らし、基礎の耐力・変形性能が著しく小さいものや損傷・変形が生じているものは、地震水平保有耐力を確保するため耐震補強を行うことが必要となる。とりわけ、泥炭性軟弱地盤はせん断強度が過小であることから、その中に施工された基礎については、近年の多発している大規模地震での被災事例を考慮し、合理的な耐震補強を講じる必要がある。大規模地震に対して橋梁は損傷を軽減するため、橋脚本体に比べて基礎は水平保有耐力が大きいことが求められる。ただし、現在、橋脚本体や支承構造を中心に耐震補強が実施されているが、例えば橋脚をRC巻立てなど補強した場合に、現場条件によっては基礎本体に付加が加わり、図5に示すように降伏耐力 P_y が以下の関係となり基礎の耐震補強が必要になるケースもある。

$${}_rP_y < {}_pP_y$$

ここに、 ${}_rP_y$: 基礎の降伏耐力

${}_pP_y$: 橋脚補強後の降伏耐力

特にこのようなケースでは、既設基礎の耐震性能を確

保するため、必要に応じた耐震補強が必要と考えられる。

既設構造物基礎の補強技術としては、概ね以下の手法が提案されている¹⁵⁾。

1) 基礎の耐力増加工法

フーチング補強・増杭工法・地中連続増設工法など

2) 基礎周辺の地盤改良工法 (液状化対策を含む)

置換工法・固結工法・地盤締め固めなど

なお、既設基礎の耐震補強に際しては、実施の有無も含めた事由を整理し、関係機関と十分な協議を行うとともに、工法別の耐震性能の変化を解析する必要がある。

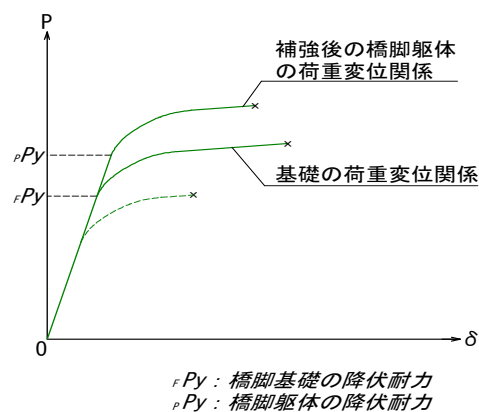
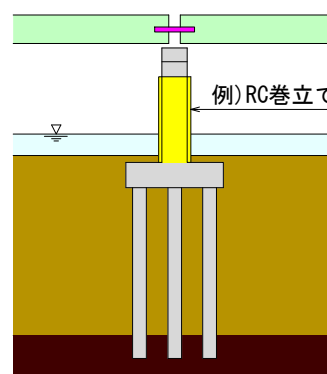


図5 基礎と橋脚降伏耐力 (橋脚補強後の事例)

3.2 既設基礎の耐震照査フロー

泥炭性軟弱地盤では、前記したようにその必要性に応じて、既設基礎の耐震補強を施す必要があると考えられる。そこで、現行の性能規定設計を考慮し、既設基礎の耐震照査フローを策定した (図6)。フロー内の地質調査は、粘性土系地盤ではせん断強度および砂質土系地盤では液状化判定が主体となる。基礎の損傷・変形の調査は目視・試掘・ボアホールカメラ・I T試験などを実施することになる。

また、レベル1 およびレベル2 地震動に対する基礎の

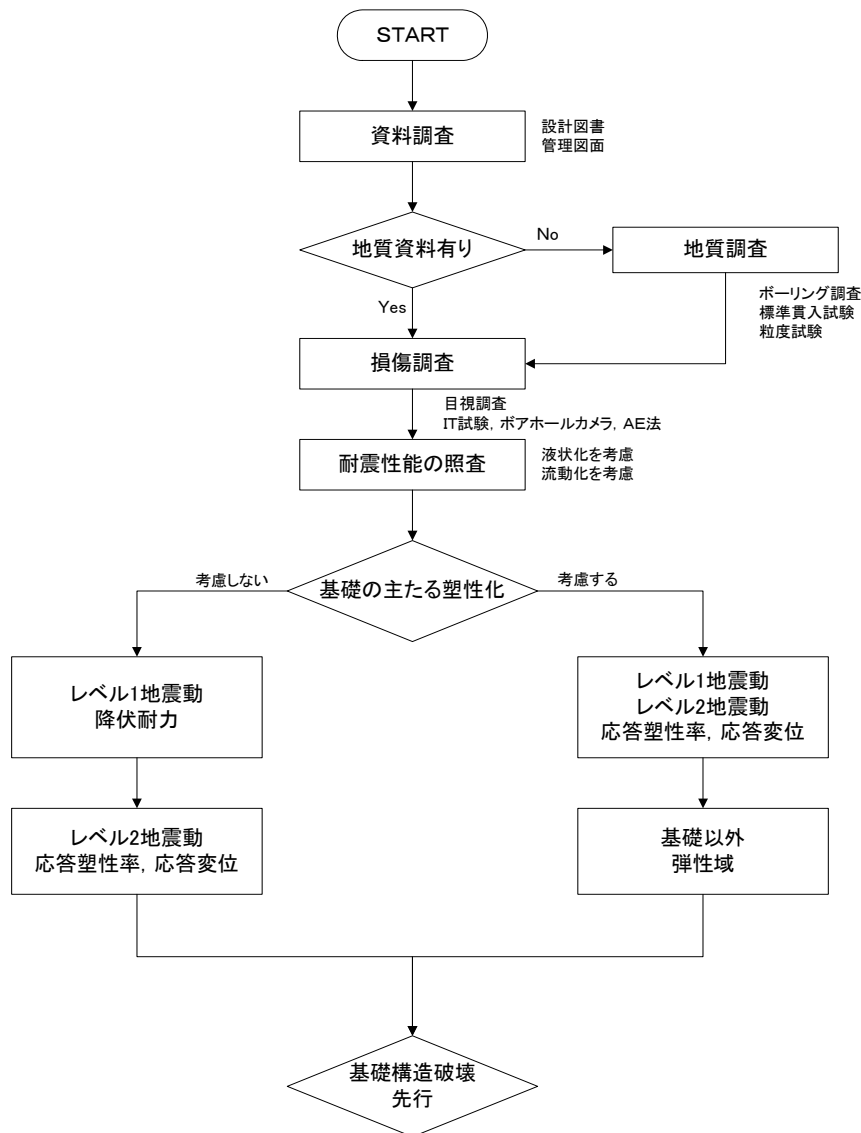


図6 既設基礎の耐震照査フロー

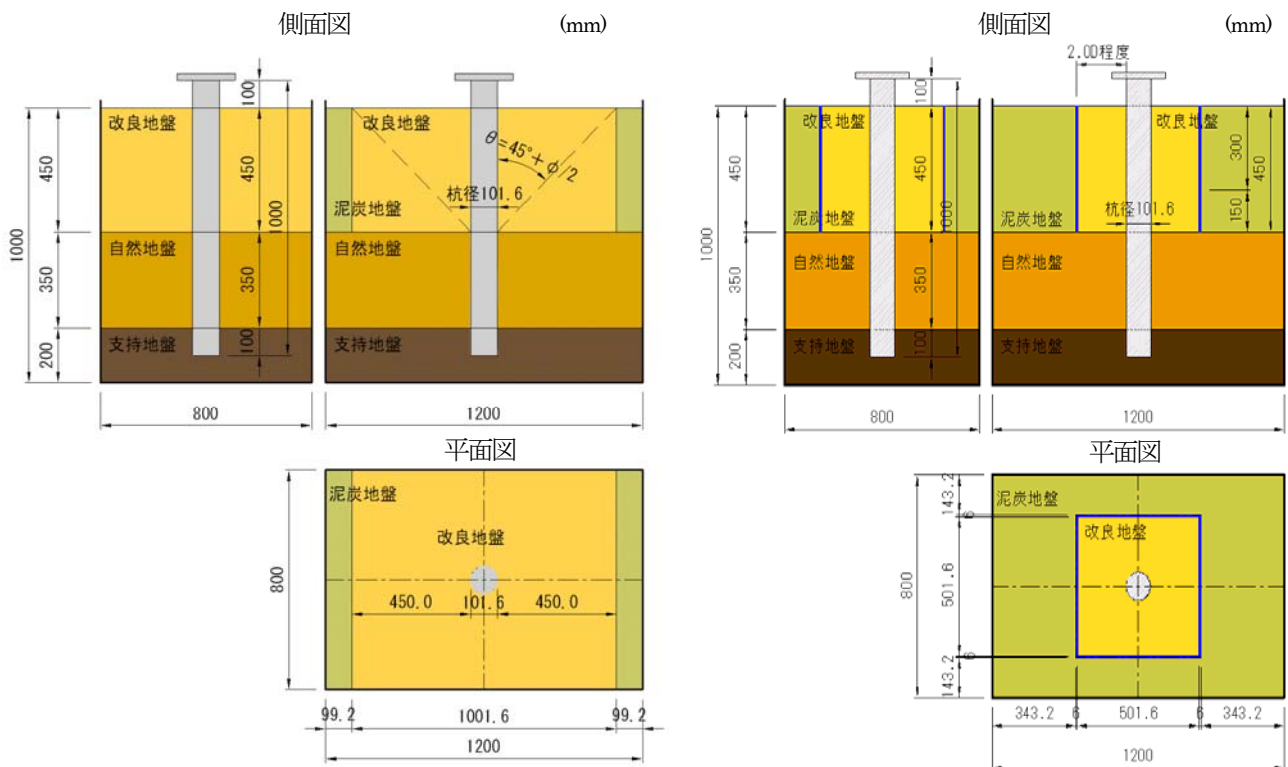
耐力照査は、降伏耐力の確保が前提である。本フローに従い、既設基礎の耐震補強を講じることで所要の耐震性能が確保されると考えられるが、せん断強度が非常に小さい泥炭性軟弱地盤中の基礎補強では、基礎周辺の地盤改良工法が有効な場合もある¹⁶⁾。

3.3 既設杭基礎の耐震補強技術

既設基礎の代表的な耐震補強技術には、①フーチング補強、②増し杭、③地中連続壁増設、④鋼管矢板基礎増設、⑤ケーソン基礎増設、⑥碎石置換工、⑦地盤固化処理などがある¹⁵⁾。ただし、耐震補強は既設構造物基礎と

の複合構造体となる場合が多いため、明瞭なそれぞれの設計照査法が体系化されていない。また、交通を供用しながらの具体的な施工管理法についても整備されているとは言い難い。

そこで、せん断強度が過小な泥炭性軟弱地盤において、既設杭基礎の周辺に固化改良体を併設することで耐震性能の向上を図る耐震補強技術を研究開発した。この既設杭基礎の耐震補強技術をコンポジットパイルと仮称する(図7)。コンポジットパイルは、増し杭や補強材・地盤改良体を下部工と一体化させる従来の基礎の耐震補強工



ケース2 (a) コンポジットパイル (固化改良体)

ケース3 (b) コンポジットパイル (鋼板補強)

図7 大規模模型実験モデル

法^{17),18)}とは異なり、あくまでも固化改良体の反力効果に期待し既設杭基礎の耐震性能の確保を図る技術であり、施工性・コスト面でも有用と考えられる。コンポジットパイルは現在特許申請をしている。以下に、コンポジットパイルの実用化に向け、一連の大規模模型実験成果を特に地震時保有水平耐力つまりエネルギー吸収効果¹⁹⁾を主体に整理した。

3.4 既設杭基礎の耐震補強実験

既設杭基礎の大規模模型実験は、泥炭性軟弱地盤を対象に、せん断土槽(幅1200mm(加力方向)×奥行800mm×高さ1000mm、せん断枠15段)を用いた杭の静的水平交番載荷実験²⁰⁾および大型振動台を用いた動的加震実験とした。本実験でせん断土槽を用いるのは、対策工である固化改良体外側の泥炭性軟弱地盤の変形挙動を再現するためである。図7にコンポジットパイルの大規模模型実験モデルを示す(ケース2,3)。実験モデルは静的実験ケースおよび動的実験ケースをそれぞれ3ケースとした。ケース1の試験地盤は、上部層を未対策の泥炭地盤、中間層を自然地盤、下部層を支持地盤の3層系地盤としたものである。ケース2の試験地盤は、既往研究²¹⁾で杭と地盤改良を併用する複合地盤杭基礎で一定の耐震性の向

上が検証されたことから、上部層に深さ $1/\beta$ から受働土圧の作用勾配 $\theta=45^\circ+\phi$ の3次元範囲を固化改良体で補強し、中間層を自然地盤、下部層を支持地盤の3層系地盤としたものである(図7 ケース2(a)固化改良体)。ケース3の試験地盤は、実施工において改良範囲を狭めたり水中施工時の仮締切りの必要性を想定し、上部層の固化改良体の受働土圧範囲の概ね半分を鋼板で負担してその周辺を泥炭地盤とし、中間層を自然地盤、下部層を支持地盤の3層系地盤としたものである(図7 ケース3(b)鋼板補強)。つまり、ケース2,3ともに本報で提案するコンポジットパイルである。

以下、静的水平交番載荷実験の3ケースをケース1静、ケース2静、ケース3静とし、同様に動的加震実験の3ケースをケース1動、ケース2動、ケース3動と区分する。なお、固化改良体は、ベントナイトを母材とし早強セメントを添加して所定強度となるように作成した。本実験における固化改良体による複合地盤は改良率 $a_p=100\%$ の全面改良とし、本実験の基準値強度と定めた一軸圧縮強さ $q_u=300\text{kN/m}^2$ 相当とした。セメント添加量は、事前配合試験の材令および発現強度より設定したが、一軸圧縮試験および三軸圧縮試験結果より、固化改良体

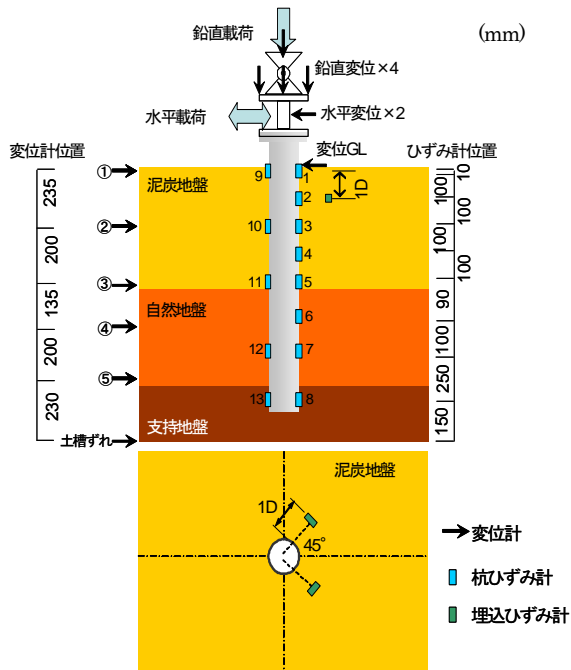


図8 計測器配置図

は一般土工部で泥炭性軟弱地盤に施工される改良体と強度特性はほぼ同類と判断される。また、自然地盤は N 値10相当(単位重量 $\gamma=17.7\text{kN/m}^2$ 、粘着力 $c=22.7\text{N/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi=37.6^\circ$)の砂質土地盤とし、締固め含水比 $w=5\%$ として造成した。試験杭は、実大規模を想定した鋼管杭(杭径 $D=101.6\text{mm}$ 、杭厚 $t=4.2\text{mm}$ 、長さ $L=1110\text{mm}$)の単杭を用い、セメント体の支持地盤に100mm貫入した先端支持杭とした。

実験時には、図8に示したように変位計を配置し、杭頭および杭地表面変位と深さ方向の地盤変位(せん断土槽の変形)を計測した。また、鋼管杭にはひずみゲージを杭外側に貼付し、実験時の杭曲げ応力を計測し、各水平変位レベルにおける杭の弾性挙動を管理した。なお、本実験の着目変位は杭地表面位置の相対水平変位量である。また実験時の地表面状況を目視およびビデオカメラで観察した。

3.5 静的水平交番載荷実験

3.5.1 実験装置

静的水平交番載荷実験装置のセットアップ状況を写真2に示す。静的水平交番載荷実験にはせん断土槽を用いた。この際、油圧ジャッキは水平載荷では両端ピン構造、鉛直載荷では片側ピン、片側固定構造でリニアウエイにより水平移動可能とした。これにより鋼管杭には、水平載荷の各段階において常に鉛直方向の上載荷重が作用する状態とした。

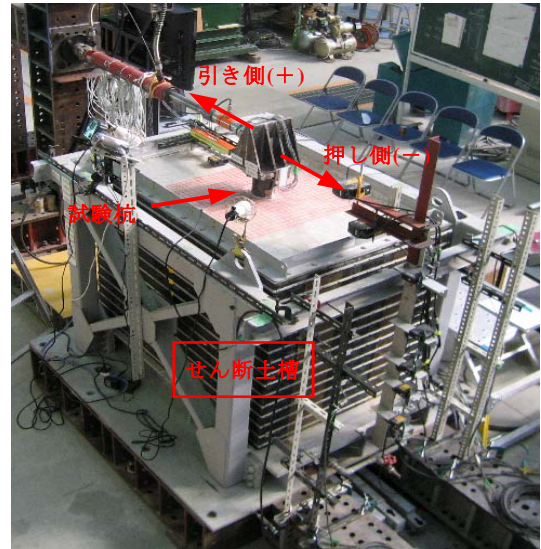


写真2 静的実験装置セットアップ

3.5.2 載荷方法

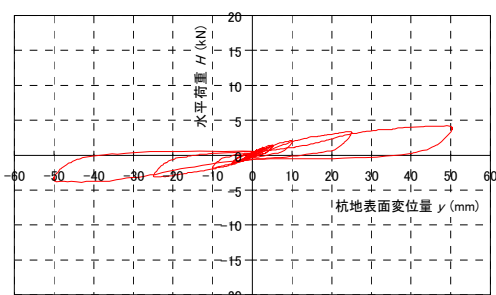
静的水平交番載荷実験の載荷方法は、変位制御による正負交番の繰返し載荷とした²⁰⁾。その際の目標とする杭の地表面水平変位量 y は、杭設計時における常時および地震時荷重を想定し、以下の①から⑦を最大値とする各ステップ3回の繰返し載荷とした。

- ①杭径の 0.5%変位 (杭地表面変位: $y=0.5\text{mm}$)
- ②杭径の 1.0%変位 (杭地表面変位: $y=1.0\text{mm}$)
- ③杭径の 2.5%変位 (杭地表面変位: $y=2.5\text{mm}$)
- ④杭径の 5.0%変位 (杭地表面変位: $y=5.0\text{mm}$)
- ⑤杭径の 10.0%変位 (杭地表面変位: $y=10.0\text{mm}$)
- ⑥杭径の 25.0%変位 (杭地表面変位: $y=25.0\text{mm}$)
- ⑦杭径の 50.0%変位 (杭地表面変位: $y=50.0\text{mm}$)

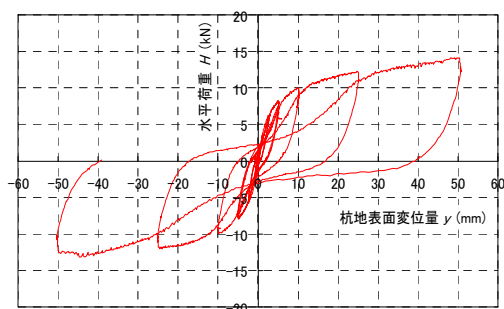
この際に変位ホールド時間は収束を考慮し、一律1分間とした。なお、杭体には軸力5kNを油圧ジャッキで一定軸力となるように自動油圧制御で載荷した。

3.5.3 静的水平交番載荷実験結果

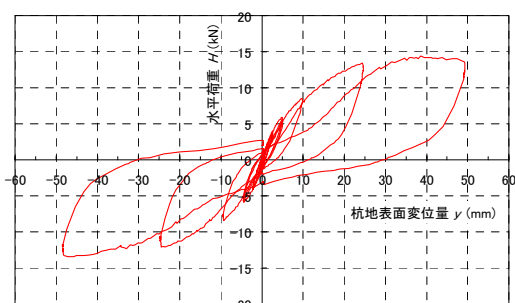
静的水平交番載荷実験で得られた3ケース(ケース1静、ケース2静、ケース3静)の水平荷重 H ~杭地表面変位量 y の関係を図9に示した。図によれば、未対策のケース1静では水平荷重に対する変位が非常に大きく、杭の水平抵抗が過小であることが分かる。ただし、残留変位は小さく杭は弾性挙動内にあると判断される。これに対して、杭周辺に固化改良体を併設したケース2静および固化改良体を鋼板補強したケース3静は、水平荷重 H ~杭地表面変位量 y の関係はほぼ同等で、各水平載荷時においてケース1静に対し3倍以上の比較的大きな水平抵抗が発揮されていることが分かる。また、最大荷重



(ケース1 静) 未対策



(ケース2 静) コンポジットパイル
(固化改良体) 改良強度 : 300kN/m²



(ケース3 静) コンポジットパイル
(鋼板補強) 改良強度 : 300kN/m²

図9 静的水平交番載荷実験

においても固化改良体の反力効果は持続している。つまり、対策工を施すことによる杭の変形抑制効果が発揮されている。

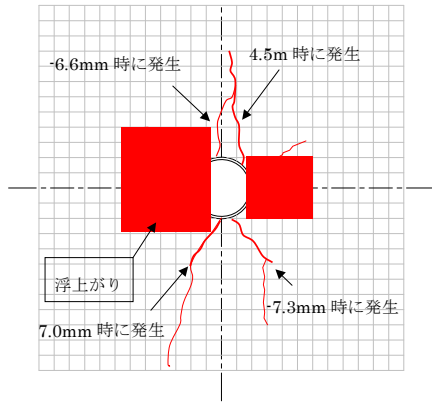
図10にケース1 静、ケース2 静、ケース3 静の杭変位に伴う地表面の変状状態を示した。この地表面変状は最終荷重段階でのスケッチである。図によれば、ケース1 静では、杭の荷重方向の前背面に泥炭地盤が隆起するせん断変形が認められた。また、荷重の横断方向に杭変位

量5mm以上つまり杭径5%の水平変位量でクラックの発生が確認された。ケース2 静では、小規模地震時の変形と想定される杭径1~2%の杭変位で固化改良体との多少の剥離が認められ、杭径10%の10mm変位で横断方向に比較的大きなクラックが生じた。また、大規模地震時挙動と考えられる25mm変位で杭前面にせん断破壊が生じた。ケース3 静では、杭が25mm変位でも多少の剥離はあったが固化改良体の損傷は認められない。ただし、補強鋼板の外側の泥炭地盤に隆起・亀裂などの変状が発生した。

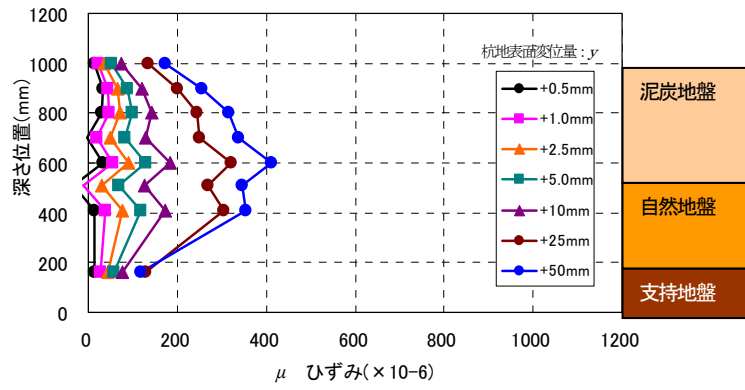
この結果、ケース2 静およびケース3 静のように固化改良体や鋼板の耐震補強を施すことにより、所要の杭水平反力を発揮することになるが、そのメカニズムは異なると考えられる。つまり、ケース2 静では杭周辺の固化改良体の直接的な反力効果が認められるが、ケース3 静では杭と鋼板補強した固化改良体が概ね一体として挙動するために、脆弱な鋼板の外側の泥炭地盤の強度で水平抵抗が支配されることになった。

図11に杭の各変位レベルにおけるケース1 静、ケース2 静、ケース3 静の杭ひずみ分布を示した。図によれば、ケース1 静では、杭地表面変位量 $y=50\text{mm}$ 時においても、杭最大ひずみは 400μ 程度と小さく、その最大値は泥炭地盤と自然地盤の境界部にある。これに対して、ケース2 静では、杭地表面変位量 $y=50\text{mm}$ 時において杭最大ひずみはケース1 静の約2倍である 800μ 程度と大きくなっている。その最大値は固化改良体のほぼ中央に移行している。また、ケース3 静では、杭最大ひずみはケース2 静よりやや大きく 800μ を上回り、最大値の発現位置はほぼ固化改良体と自然地盤の境界部となった。ただし、これらのひずみ値も杭体の降伏(降伏値約 1500μ)以下である。

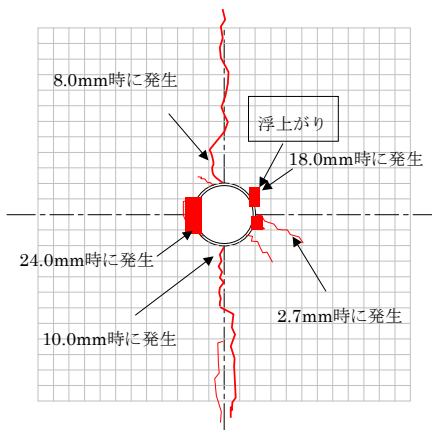
以上の3ケース(ケース1 静、ケース2 静、ケース3 静)の静的水平交番載荷実験の結果、杭周辺に固化改良体を併設したケースおよびさらに固化改良体を鋼板補強したケースのコンポジットパイルは、未対策の泥炭性軟弱地盤に対して、杭基礎は静的な慣性力に対する所要の変形抑制効果を示した。ただし、固化改良体のみの補強対策のケースは、大規模変形時では杭基礎そのものは問題ないと想定されるが固化改良体の損傷が懸念される。この場合には、大規模地震後に固化改良体の再固化などの対応をする必要がある。また、固化改良体を鋼板補強した補強対策のものは、大規模変形に対して、固化改良体の健全性を確保ができるものの、杭挙動が鋼板の外側の地盤強度に支配されることになり杭応力の増加などが留意点と考えられる。



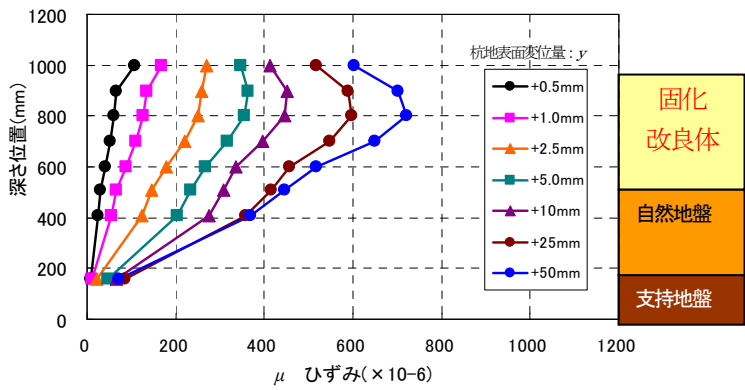
(ケース1 静) 未対策



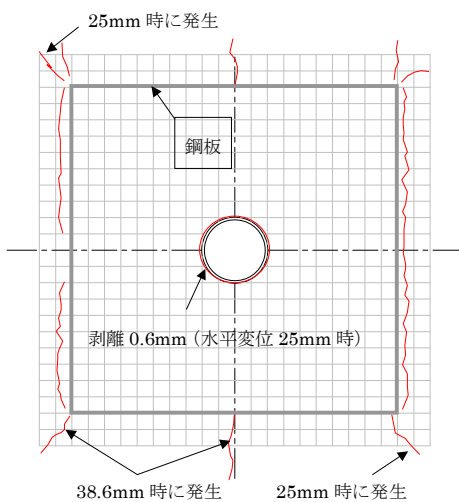
(ケース1 静) 未対策



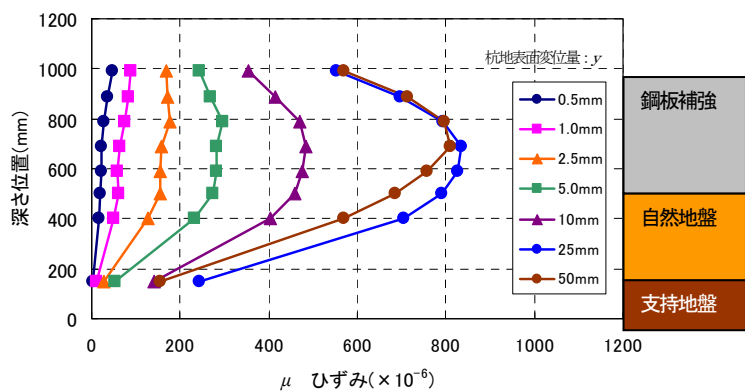
(ケース2 静) コンポジットパイル (固化改良体)
改良強度 : 300kN/m²



(ケース2 静) コンポジットパイル (固化改良体)
改良強度 : 300kN/m²



(ケース3 静) コンポジットパイル (鋼板補強)
改良強度 : 300kN/m²



(ケース3 静) コンポジットパイル (鋼板補強)
改良強度 : 300kN/m²

図10 杭変位による地表面変状

図11 鋼管杭ひずみ分布

3. 6 動的加振実験

3. 6. 1 実験装置

動的振動実験で使用する大型振動台の全景を写真3に示した。大型振動台テーブルは、加振テーブルの自重を支持し、ピッチングおよびヨーイング方向の動きを低摩擦でガイドしながら作動できるようにする静圧軸受方式の支持装置である。その仕様は、自重支持軸受の4台とヨーイングガイド軸受の片側2台が固定式球面型静圧軸受、ヨーイングガイド軸受の残り2台とピッチングガイド軸受の4台はプリロードシリンダを内蔵した球面型静圧軸受で押し付け力を加える構造となっている。また、コンクリート基礎を150基の空気ばねで支持し、25mm浮上させることで実験棟建屋、敷地外への共振の影響を最小化している。

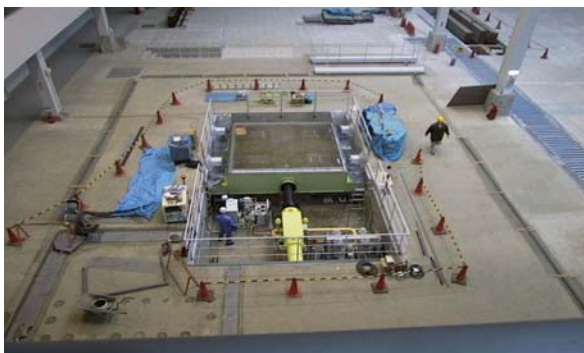


写真3 振動台実験装置

3. 6. 2 載荷方法

大型振動台を用いた動的加振実験は、以下の手順により実施した。

- ①ホワイトノイズで加振し杭の卓越振動数を測定する。
- ②杭の卓越振動数で目標変位（静的試験と同等）となるような加速度のsin波を設定し加振する。
- ③ホワイトノイズで加振し杭卓越振動数の変化を見る。
- ④変化した杭の卓越振動数で目標変位（静的試験と同等）に加速度を調整し加振する。
- ⑤上記①～④の作業を繰り返し、杭の水平変位＝杭径0.5%～50%（静的試験①～⑦）となるよう加振する。

ホワイトノイズは最大加速度30gal、1～20Hzまでとした。入力波の加速度時刻歴波形を図12に示した²²⁾。この図の波形に倍率をかけることでsin波の振動数と最大加速度を調節した。また、波の前半3波と後半3波にコサインテーパをかけて振幅が徐々に変化するようにした。静的水平交番載荷実験の繰り返し載荷回数に合わせて、最大加速度振幅の波は3波入力することとし、テーパ部分と合わせて合計で9波を入力することとした。

目標変位は、静的水平交番載荷実験に合わせて、①杭

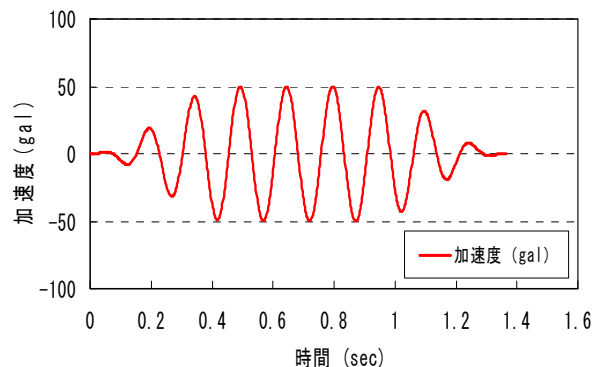


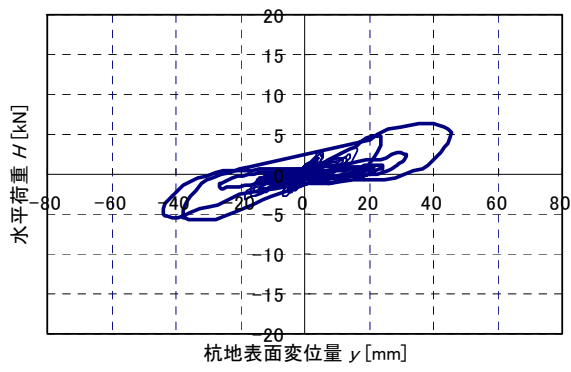
図12 入力加速度波形

径の0.5%変位、②杭径1.0%変位、③杭径2.5%変位、④杭径5.0%変位、⑤杭径10.0%変位、⑥杭径25.0%変位、⑦杭径50.0%変位とした。

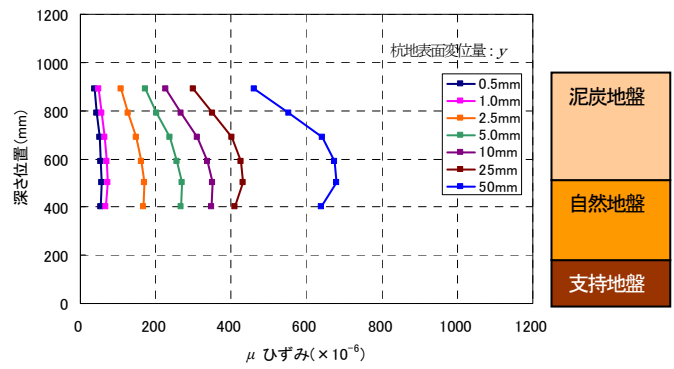
3. 6. 3 動的加振実験結果

動的加振実験の3ケース（ケース1動、ケース2動、ケース3動）の実験成果を静的水平交番載荷実験に準じ、水平荷重 H ～杭地表面変位量 y の関係で整理し図13に示した。図によれば、未対策のケース1動では、静的実験と同様に動的な反力効果が過小であることが分かる。固化改良体を鋼板補強したコンポジットパイルのケース3動でも動的水平抵抗は比較的小さく、固化改良体を併設したコンポジットパイルのケース2動で大きな動的水平抵抗が発揮されている。ケース3動で動的水平抵抗がケース2動よりも小さくなるのは、静的と同様に、動的挙動が脆弱な鋼板の外側の泥炭地盤の反力に支配されるためと推察される。

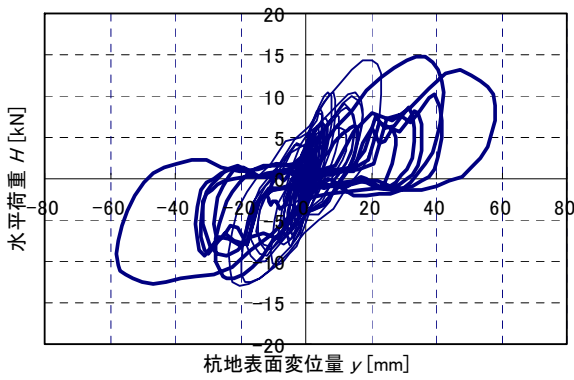
それぞれのケースの $y=50\text{mm}$ 相当の杭最大変位に対する動的諸元を整理した。まず、ケース1動では加振周波数は3.20Hz、最大入力加速度820galと小さい。これに対して、ケース2動では加振周波数は7.00Hz、最大入力加速度1681gal、同様にケース3動では加振周波数は6.00Hz、最大入力加速度1842galとケース1動のそれぞれ2倍程度である。このことから、杭に固化改良体を併設するコンポジットパイルの耐震性の向上が分かる。また、ケース2動とケース3動の杭応答を確認すると、杭最大変位 $y=50\text{mm}$ 相当で、ケース2動では杭最大応答加速度2667galに対し、ケース3動では最大応答加速度1655galであり、固化改良体を鋼板補強したケースより固化改良体のみケースで耐震性能が大きいと考えられる。ただし、固化改良体の地震時の健全性では、ケース3動で杭最大応答変位時でもなんら損傷が無かったのに対して、ケース2動では杭応答変位 $y=40\text{mm}$ 相当で杭横断方向に再固化が必要と考えられるクラックが生じた。つまり、ケー



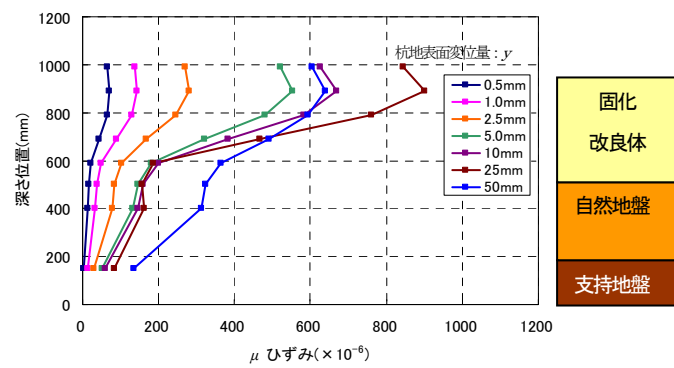
(ケース1 動) 未対策



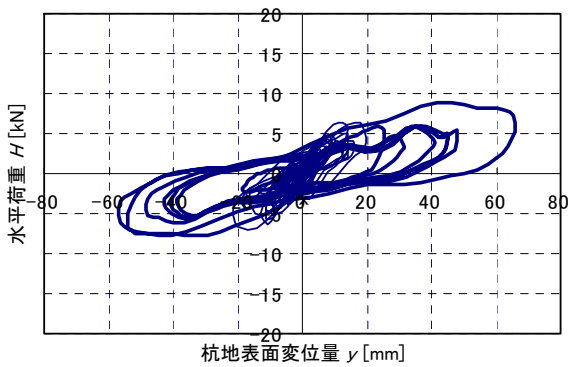
(ケース1 動) 未対策



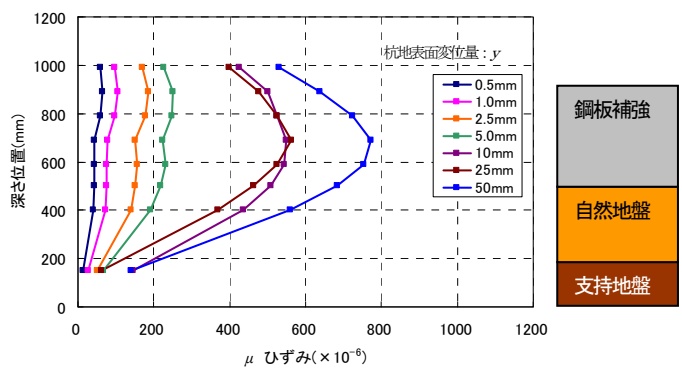
(ケース2 動) コンポジットパイル (固化改良体)
改良強度 : 300kN/m²



(ケース2 動) コンポジットパイル (固化改良体)
改良強度 : 300kN/m²



(ケース3 動) コンポジットパイル (鋼板補強)
改良強度 : 300kN/m²



(ケース3 動) コンポジットパイル (鋼板補強)
改良強度 : 300kN/m²

図13 動的加振動実験
(水平荷重 H ~ 杭地表面変位量 y)

図14 鋼管杭ひずみ分布
(ケース1 動, ケース2 動, ケース3 動)

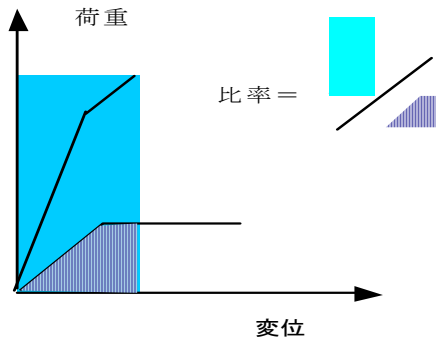


図15 エネルギー—変位モデル

ス3動の固化改良体を鋼板補強した補強対策のものは、静的慣性力に対する大規模変形時と同様に動的にも固化改良体の健全性を確保ができるものの、動的水平抵抗および杭最大応答加速度の考察からは、ケース2動の固化改良体のみ併設したコンポジットパイルで比較的大きな耐震性が確保され優位と判断される。

図14に杭の各応答変位レベルにおけるケース1動、ケース2動、ケース3動の杭ひずみ分布を示した。図によれば、ケース1動では、固化改良体と自然地盤の境界部に静的水平交番載荷実験結果の約1.5倍である 600μ 以上の杭ひずみが発生している。また、ケース2動の杭最大ひずみは 900μ と大きく固化改良体内で発生した。ケース3動の杭最大ひずみはケース2動よりやや小さく 800μ 程度であった。つまり、杭変形を同等で整理したため、ケース2動とケース3動では顕著な差が認められなかった。

杭基礎の耐震性の評価手法は種々あるが、ここでは対策工を実施したことによる地震時保有水平耐力すなわちエネルギー吸収効果で動的加震実験の水平荷重 H ～杭地表面変位量 y の関係を精査した。つまり、エネルギー—変位に基づき荷重～変位量の負担面積を各ケースで対比した。この際、エネルギー—変位とは弾塑性復元力特性を有する構造物が地震動を受けた場合に、弾塑性と弾性の両者の応答の吸収エネルギーを同量とする非線形挙動の推定法である¹⁹⁾。その結果、基礎に水平力が作用した際の吸収エネルギーを図15に示すように、荷重～変位の負担面積比で扱うことができる。

図16に動的加震実験の3ケース(ケース1動、ケース2動、ケース3動)水平荷重 H ～杭地表面変位量 y の骨格曲線を改めて整理した。図によれば、固化改良体を併設したコンポジットパイルのケース2動で比較的大きなエネルギー吸収効果を発揮していることが分かる。これを大規模地震時挙動と想定される杭変位量 $y=25\text{mm}$ (杭径25%)で表1に整理した。表中にエネルギー吸収量は

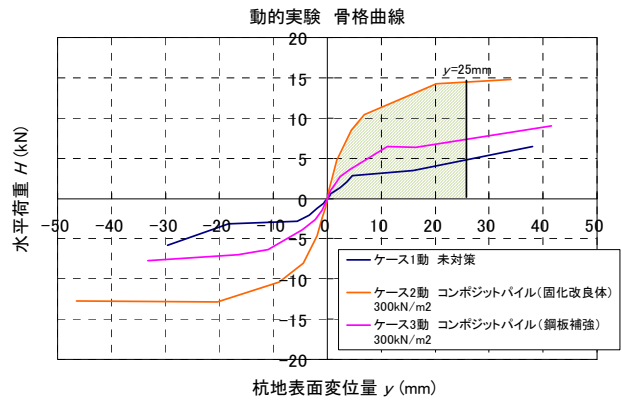


図16 動的加震実験のエネルギー吸収

表1 エネルギー吸収効果

動的実験ケース	エネルギー吸収量 (kN・mm)	未対策との割合 (%)
ケース1動 未対策	78.29	100
ケース2動 コンポジットパイル (固化改良体) 300 kN/m ²	279.07	356
ケース3動 コンポジットパイル (鋼板補強) 300 kN/m ²	136.05	174

負担面積であるが、この結果、未対策のケース1動を100%基準とした場合、固化改良体を併設したコンポジットパイルのケース2動で356%、固化改良体を鋼板補強したコンポジットパイルのケース3動で174%のエネルギー吸収効果すなわち耐震性の向上を確認した。この結果からも、前記したように対策工としても耐震性は、鋼板補強するよりも固化改良体のみ併設したコンポジットパイルで優位と考えられる。

4. まとめ

本研究の結果を要約すると以下の通りである。

(1) 泥炭の動的変形特性について

- 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。
- 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。

(2) 泥炭性軟弱地盤における既設基礎の耐震補強技術について

- 1) 泥炭性軟弱地盤中の既設基礎は、現行照査指標に照らし、耐力・変形性能が著しく小さいものや既に損傷・変形が生じているものは、地震水平保有耐力を確保するため耐震補強を行うことが必要である。耐震補強実施の有無などは、関係機関との協議による。
- 2) 基礎耐震補強技術として、現行の性能規定設計を考慮し、既設基礎の耐震照査フローを提案した。

(3) 泥炭性軟弱地盤における既設杭基礎の新たな耐震補強技術（コンポジットパイル）の大規模模型実験成果について

- 1) 静的水平交番載荷実験の結果、杭周辺に固化改良体を併設および固化改良体を鋼板強化したコンポジットパイルは、未対策の泥炭性軟弱地盤に対して、静的な慣性力に対する所要の杭基礎の変形抑制効果を示した。
- 2) 固化改良体のみでの補強対策のものは、静的な大規模変形時に固化改良体の損傷が懸念される。また、固化改良体を鋼板補強した補強対策のものは、固化改良体の健全性を確保ができるものの、静的な慣性力による杭挙動が鋼板の外側の軟弱地盤の強度に支配されることが留意点である。
- 3) 動的加震実験の成果、未対策では静的実験と同様に動的反力効果が過小である。固化改良体を鋼板補強したコンポジットパイルでも動的水平抵抗は比較的小さく、固化改良体を併設したコンポジットパイルで大きな動的水平抵抗を発揮した。鋼板補強した対策工が固化改良体のみでの対策工よりも動的水平抵抗が小さくなるのは、静的と同様に、動的挙動が固化改良体の反力効果ではなく脆弱な鋼板の外側の地盤反力に支配されるためと推察される。
- 4) 同一杭変位 ($y=50\text{mm}$ 相当) の杭加振周波数および最大入力加速度は、未対策 (3.20Hz、820gal) に対して固化改良体を併設 (7.00Hz、1681gal) および固化改良体を鋼板補強 (6.00Hz、1842gal) したコンポジットパイルはそれぞれ倍程度に大きくなった。また、杭最大応答加速度の同一杭変位の対比では、固化改良体を鋼板補強したケース (1655gal) より固化改良体のみケース (2667gal) で耐震性能が大きいと考えられる。
- 5) 杭基礎の耐震性をエネルギー吸収量で評価した場合、大規模地震時挙動と想定される杭変位量 $y=25\text{mm}$ では、未対策を 100%基準とすると、固化改良体を併設したコンポジットパイルで 356%、固化改良体を鋼板補強したコンポジットパイルで 174%のエネルギー吸収効果すなわち耐震性の向上が確認された。

参考文献

- 1) 北海道開発局開発土木研究所：1993年釧路沖地震被害調査報告、開発土木研究所報告第100号、pp.13-32、1993。
- 2) 北海道開発局土木試験所：1968年十勝沖地震被害調査報告、土木試験所報告第49号、pp.9-24、1968。
- 3) 地盤工学会：1994年北海道東方沖地震災害調査報告書、pp.100-105、1998。
- 4) 地盤工学会：2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書、pp.47-69、1998。
- 5) 能登繁幸、熊谷守晃：泥炭の動的変形特性に関する実験的研究、土木試験所月報、No.393、pp.12-21、1986。
- 6) 石原研而、國生剛治、堤 千花、石田寛和：高有機質土の動的変形特性に関する研究、土木学会第58回年次学術講演会講演概要集（III部門）、pp.167-168、2003。
- 7) Wehling, T. M., Boulanger, R. W., Arulnathan, R., Harder Jr., L. F., Torres, R. A., Driller, M. W. :Nonlinear dynamic properties of a fibrous organic soil, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.129, No.10, pp.929-939, 2003。
- 8) 近江健吾、森 友宏、風間基樹、渦岡良介、仙頭紀明：宮城県における高有機質土の動的変形特性、第42回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.719-720、2007。
- 9) 荻野俊寛、高橋貴之、及川 洋、三田地利之：北海道および秋田県で採取された不かく乱高有機質土の変形特性、第44回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.269-270、2009。
- 10) 林 宏親、西本 聡、梶取真一：泥炭の動的変形特性に関する検討、地盤工学会北海道支部技術報告集No.50、pp.79-84、2010。
- 11) 安田 進、山口 勇：種々の不攪乱土における動的変形特性、第20回土質工学研究発表会発表講演集、pp.539-542、1985。
- 12) Kokusho, T., Esashi, Y. and Yoshida, Y. : Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain Range, Soils and Foundations, Vol.22, No.4, pp.1-18, 1982。
- 13) 林 宏親、三田地利之、田中洋行、西本 聡：泥炭性軟弱地盤の静止土圧係数とその評価、土木学会論文集C、Vol. 62、No. 1、pp.127-138、2006。
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、pp1-46、2002。
- 15) 日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料、pp.1-80、2000。
- 16) 土木研究所寒地土木研究所：北海道における複合地盤杭基礎の設計施工法に関するガイドライン、pp.1-189、2010。
- 17) N E T I S 新技術情報提供システム：In-Cap 工法（CB-030075-A）。
- 18) （財）鉄道総合技術研究所、（株）大林組：シートパイルを用いた既設鉄道構想物基礎の耐震補強設計マ

ニューアル（案）第1版、2011.

- 19) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、pp.316-326、2002.
- 20) 地盤工学会：地盤工学会基準 杭の水平載荷試験方法・同解説 第1回改訂版、pp.22-28、2010.

- 21) 富澤幸一、三浦清一：複合地盤における杭の耐震性能の評価法、日本材料学会 材料、Vol.59、No.1、pp.26-31、2010.
- 22) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編、pp.32-64、2007.

MITIGATION TECHNIQUE FOR DEFORMATION OF PEATY GROUND CAUSED BY EARTHQUAKE

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2010-2013

Research Team : Cold-Region Construction

Engineering Research Group

(Geotechnical Research)

Author : TOMISAWA Koichi

HAYASHI Hirochika

FUKUSHIMA Hirofumi

HASHIMOTO Hijiri

EGAWA Takuya

KAJITORI Shin'ichi

Abstract : Several major earthquakes that occurred in Hokkaido were seen to cause severe damage to embankments and structures on peaty ground. However, the detailed dynamic behavior of embankment and foundation structure constructed on peaty ground have not been clarified.

To clarify dynamic properties of peat, some laboratory tests on peat were conducted. As a result, the applicability of a triaxial and a torsional shear test for peat was found. It was also revealed that the effect of anisotropic consolidation conditions on dynamic properties of peat.

When existing foundation structures on peaty ground would be instability during earthquake, some reinforcement for the foundation structures is needed. A flow chart on reinforcement technique against earthquake for existing foundation structure was proposed.

To make practicable technology for improving the seismic performance of the existing deep foundations in peaty soft ground, large-scale model tests were conducted. As a result, the effect of the new solution which is combined method with piles and ground improvement was revealed.

Keywords : peat, earthquake, embankment, pile foundation, mitigation technique