

# 盛土圧密進行中に地震作用を受ける粘性土地盤の動的挙動に関する遠心模型実験

上田 恭平<sup>1</sup>・澤田 凱人<sup>2</sup>・渦岡 良介<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 京都大学助教 防災研究所 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)  
E-mail: ueda.kyohei.2v@kyoto-u.ac.jp

<sup>2</sup>非会員 京都大学大学院 工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)  
E-mail: sawada.kaito.87z@st.kyoto-u.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 京都大学教授 防災研究所 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)  
E-mail: uzuoka.ryosuke.6z@kyoto-u.ac.jp

2011年東北地方太平洋沖地震では、河川堤防において、厚い粘土や泥炭が堆積した層を有する非液状化地盤上でも盛土の被害が確認された。一般的に粘性土地盤の圧密が完了するには長い時間を要するため、基礎地盤の圧密進行中に盛土が地震作用を受ける可能性は十分に考えられる。そこで本研究では、粘性土地盤上に構築された盛土の地震時挙動の解明を目的とし、盛土載荷に伴う粘性土地盤の圧密進行度に着目して、遠心模型実験を行った。その結果、粘性土地盤の圧密進行度が低い場合に、地震時の沈下量が大きくなることが明らかとなった。また圧密進行度の低い段階で一度地震動を受けた粘性土地盤は、その後再び地震動を受けた際に、地盤内の応答加速度が大きくなることが示された。一方、再加振時の地盤内の過剰間隙水圧や盛土の沈下量に関しては、先行加振時における圧密進行度の差異の影響を大きく受けないことが明らかとなった。

**Key Words :** *embankment, consolidation history, cohesive soil (or clay) deposit, seismic behavior, centrifuge model test*

## 1. はじめに

我が国では地震による被害が後を絶たず、近年では2016年の熊本地震において、各種土木構造物や地盤の被害が報告されている。また、2018年には北海道胆振東部地震が発生し、札幌市清田区の液状化現象や厚真町での地すべりに代表される地盤災害が記憶に新しい。日本では南海トラフ地震や首都直下地震等の発生も危惧されており、社会インフラや住宅建造物の耐震性についての関心が高まっている。南海トラフ地震の被害が予想される大阪湾付近に目を向けると、比較的厚い粘土層を含む地盤が広がっている。また2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では、厚い粘土や泥炭層を有する非液状化地盤上においても盛土の地震被害が確認された<sup>1)</sup>。このことは、これまで精力的に研究が行われてきた液状化地盤上の盛土の地震時挙動<sup>(例えば、2)~4)</sup>に加え、非液状化地盤上の盛土についても地震時の動的挙動の解明や耐震性能の評価が重要となることを意味している。特に基礎地盤が粘性土から構成される場合は、砂質系の基礎地盤と比べて

盛土圧密に伴う基礎地盤の沈下量が大きく、このような圧密時の沈下量の差が地震動が作用した場合の動的挙動にも影響を及ぼすものと考えられる。

このような問題に対し、岡村ら<sup>5)</sup>は遠心模型実験を実施することにより、地震が作用する前に粘土地盤において圧密沈下が生じることで、地震時の盛土の安定性が低減することを報告している。このような安定性低下の一義的な原因として、粘土地盤の圧密に伴い堤体下部がお椀のような形状で沈下することで、不飽和状態であった堤体内の飽和化が進展したことが挙げられる。また、上田ら<sup>6)</sup>は盛土下の粘性土層の圧密履歴の違いに着目し、盛土載荷に伴う正規圧密地盤の圧密沈下の影響を大きく受けた盛土堤体は、過圧密状態の基礎地盤上の盛土堤体と比べて地震時の変形量が拡大することを明らかにしている。この原因として、粘性土地盤の圧密沈下によって盛土堤体内の応力状態が建設当初から変化していたこと、また堤体内の不飽和領域で飽和化が進展していたこと等が挙げられている。なお、これらの研究では盛土載荷に伴う粘性土地盤の(一次)圧密の終了を待って加振実験

を行っており、圧密進行度の影響については考慮されていない。

これに対し、1995年兵庫県南部地震では、施工年次の異なる近接した二つの埋立地の一方で液状化被害が大きく、一方では液状化被害が少なかったことが報告されている。古田ら<sup>7)</sup>はその要因として粘土層の圧密進行度の差異に着目し、人工島の液状化特性に与える影響について検討している。また、小堤<sup>8)</sup>は盛土載荷後の長期の現場計測データ（粘性土地盤の過剰間隙水圧や盛土沈下量等）が存在する地点を対象に、粘性土用に拡張されたひずみ空間多重せん断モデルを用いて圧密沈下解析を実施している。計測データには圧密進行中に瞬間的な過剰間隙水圧の上昇が見られ、このような現象を説明する最も合理的な解釈として、圧密が完了する前の地盤に地震動が作用した可能性を指摘している。

しかしながら、圧密進行中に粘性土地盤が地震作用を受けた場合の動的挙動については、これまで十分な研究がなされているとは言い難い。特に、基礎地盤の圧密進行度の違いにより、その上の盛土堤体の地震時挙動がどの程度影響を受けるかを解明することには大きな意義があると考えられる。そこで本研究では、圧密進行度の異なる粘性土地盤上の盛土を対象に遠心場における模型振動実験を実施し、圧密進行中に地震作用を受けた場合の盛土および基礎地盤の動的挙動に圧密進行度が与える影響を明らかにする。また、圧密進行中に地震作用を受けた基礎地盤上の盛土が、圧密完了後に再び地震作用を受けた場合に、先行加振時の圧密進行度が再加振時の応答にどのように影響を与えるかについても考察することとした。

## 2. 遠心模型実験の概要

### (1) 遠心力載荷装置と振動負荷装置

本実験には京都大学防災研究所の遠心力載荷装置（有効回転半径 2.5 m）を使用した。加振実験で使用した振動負荷装置は、Electro-Hydraulic 型の油圧アクチュエータ式である。振動制御は入力信号により油圧サーボバルブをコントロールすることで、アキュムレータタンクからピストンに流入する油の量を調節することにより行う。この油圧サーボ制御方式は、比較的単純な機構で大きな加振力と変位を発生できることや、加振周波数を制御しやすいといった利点がある。

土槽は内寸が 45 cm×30 cm×15 cm（長さ×高さ×奥行き）の剛土槽を使用した。片方の側面がガラス張りであり、地盤の変形形状を観察することができる。

### (2) 実験ケースおよび地盤材料

本研究では圧密進行度をパラメータとするため、基礎地盤の条件はすべて正規圧密（NC）粘土（後述のとおり、盛土載荷の前に基礎地盤のみで正規圧密を行っている）とした。また、実験条件を簡略化するため、盛土堤体の材料にはセメント混合土を用いた。すなわち、本実験では盛土堤体は変形しないものとして取り扱った。表-1に示すように、実験（Case 1～4）では1回目の加振のタイミング（すなわち盛土載荷に伴う圧密進行度）を変化させることで、圧密進行度の違いが加振時の盛土の動的挙動に及ぼす影響について調べることにした。なお、入力した地震波は、加速度振幅が 10 秒間かけて最大値まで増幅し、20 秒間最大値のまま維持、その後 10 秒間で 0 に減少するようなテーパ付きの正弦波で、実スケールで振動数が 2Hz、継続時間は 30 秒間とした。Case 1 では圧密進行度が 0.1、すなわち 10% しか圧密が進行していないのに対し、Case 4 では圧密進行度が 1.0 で既に盛土載荷による圧密が完了している。1 回目の加振振幅は 170 Gal 程度を目標にしたが、Case 3 でやや加速度が小さくなっている。Case 5 は Case 4 と同じく圧密進行度が 1.0 であるが、入力加速度の振幅が 100 Gal 程度と小さめに設定した。なお、いずれのケースにおいても1回目の加振の終了後、上昇した基礎地盤内の過剰間隙水圧が消散し、間隙水圧および盛土沈下量の変化が収束したのを確認した後、2回目の加振を行った。

本実験で対象とした模型断面を図-1に示す。50Gの遠心場において実験を行っているため、模型寸法はプロトタイプスケールの1/50となる（これ以降、断りのない限り数値はプロトタイプスケールで示す）。なお、基礎地盤が正規圧密状態のため、後述するように盛土載荷に伴って圧密が進行することから、同図では圧密前（破線）と圧密後（実線）の幾何形状を示している。

粘土地盤の作製にはカオリン粘土（製造元：段谷化学鉱業原料）を用いた。一方、セメント盛土はインスタントセメント（製造元：トーヨーマテラン株式会社）により作製した。このインスタントセメントはセメントや砂の計量が不要なプレミックスタイプのモルタルであり、水セメント比 15% で水と混練することで、20 MPa 程度の大きな圧縮強度（JIS A 1108 準拠）を発揮する。カオリン粘土の物性値を表-2に示す。なお、セメント盛土の作製方法およびカオリン粘土の圧縮指数と体積圧縮係数の算定方法については、既往の文献<sup>9)</sup>を参照されたい。基礎地盤の間隙流体に関しては、遠心場における振動実験で一般に用いられる粘性流体（メチルセルロース水溶液、シリコンオイル等）ではなく、水を使用した。このことから、一般的なカオリン粘土（ $10^8$  m/s オーダー<sup>例えば</sup>）よりも 50 倍大きな透水係数（ $5.0 \times 10^7$  m/s 程度）を有する基礎地盤が実験対象となるが、既報<sup>9)</sup>で述べたとおり過剰間隙水圧の消散が透水係数の違いにより早まる以

表-1 実験ケース

Case	加振①の タイミング (時間)	圧密進行度	入力加速度 (Gal)	
		t完了時間	加振①	加振②
1	3.6	0.08	177	182
2	5	0.1	180	189
3	16.5	0.35	150	154
4	52	1	168	185
5	47	1	96	109

\* 加振①のタイミングは遠心力50Gに到達した時点からの経過時間を表す。

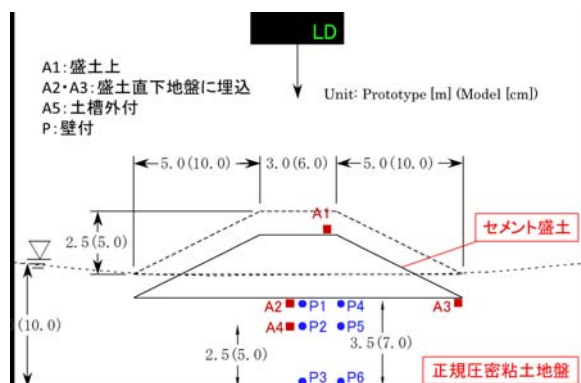


図-1 模型断面図およびセンサー配置

表-2 カオリン粘土の物性値

土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.744
液性限界 $w_L$ (%)	44.1
塑性限界 $w_P$ (%)	24.0
圧縮指数 $C_c$	0.289
体積圧縮係数 $m_v$ (m <sup>2</sup> /kN)	$2.3 \times 10^{-4} \sim 4.9 \times 10^{-4}$
体積弾性係数 $K$ (kPa)	2,000~4,300

\*  $m_v, K$ は98kPa下での値

外、顕著な影響はないものと考えられる。

実験で用いた計測機器は、図-1に示す加速度計 (SSK製) 5台 (振動台の加速度計1台を含む) と間隙水圧計 (SSK製) 6台に加え、レーザー変位計 (キーエンス製) 1台、高速度カメラ (ナックイメーシングテクノロジー製) 1台である。本実験では盛土自体の変形を考慮しないため、盛土天端の沈下量 (=盛土底面の沈下量) のみ計測した。

### (3) 実験手順

実験フローを図-2に示す。正規圧密粘土地盤の作製手順<sup>10)~12)</sup>は、以下に示すとおりである。

- 1) パウダー状のカオリンと水を質量比1:1 (すなわち、含水比100%) で混合し、約4時間かけて攪拌脱気を行い、スラリーを作製する。
- 2) 作製したスラリーを土槽に所定の高さまで流し込

み、遠心力 (ここでは50G) を作用させて自重圧密を行う。

- 3) 自重圧密完了後、(1G場に戻した上で) 地表面と地下水面が一致するように余分な水を取り除く。

ここで、自重圧密完了の判断は、土槽底部に設置した間隙水圧計 (P3, P6) の値が一定に収束することをもって自重圧密完了とした。なお、事前検討において長時間の遠心力载荷中に水分の蒸発が確認されたことから、蒸発防止のため水表面をサラダ油でキャップした。

自重圧密後、セメント盛土を基礎地盤上に設置し、遠心力を作用させることで盛土载荷による圧密過程を模擬する。その後、前述のとおり遠心力が50Gに到達した時点から表-1に示す一定時間が経過した後、テーパ付きの正弦波による1回目の加振を行った。加振終了後は、上昇した基礎地盤内の過剰間隙水圧が消散し、間隙水圧および盛土沈下量の変化が収束したのを確認した後、2回目の加振 (テーパ付き正弦波) を行った。遠心力载荷による盛土圧密過程から2回目の加振終了後までの基礎地盤内の間隙水圧の変化の模式図を、図-3に示す。同図に示す1回目の加振のタイミングはCase 4もしくはCase 5に相当し、盛土による圧密が完了した、すなわち盛土荷重により上昇した間隙水圧が一定値に収束した後、1回目の地震動が作用し過剰間隙水圧が上昇しているのがわかる。Case 1~3では図中に示すように1回目の加振のタイミングが盛土圧密が完了する前のため、加振時

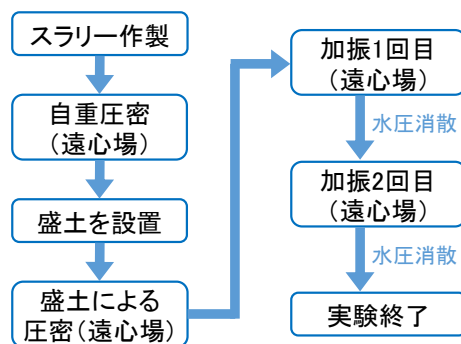


図-2 実験の手順

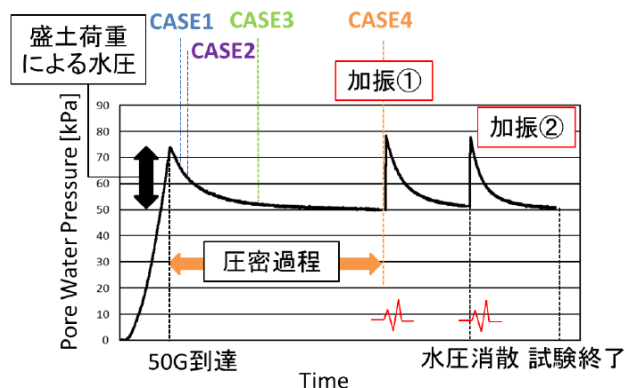


図-3 実験中 (盛土圧密~加振後) の間隙水圧の変化の模式図

の過剰間隙水圧の上昇量に加え、盛土の沈下量も異なる可能性が示唆される。

### 3. 1回目の加振時における盛土の動的挙動

#### (1) 概要

図-4に全過程を通しての過剰間隙水圧時刻歴を示す。Case 1~3では盛土荷重による過剰間隙水圧の消散が完了する前に加振が行われている。Case 4では、盛土荷重による過剰間隙水圧の消散が完了した後で加振が行われている。図-5に全過程を通しての盛土沈下量時刻歴を示す。圧密沈下量と加振時沈下量を比較すると、圧密沈下量の方が大きい結果となった。57200秒（Case 1では加振直前に相当）における各ケースの盛土沈下量は、1.10~1.19 mの範囲で誤差が生じた。Case 4とCase 5を比較すると、Case 5の加振直前の沈下量とCase 4の同時刻の沈下量では約0.1 mの誤差があり、遠心模型実験の性質上、この程度の実験誤差は生じうるものと考えられる。盛土の最終沈下量については圧密進行度の低いケースで大きくなる傾向となった。

#### (2) 応答加速度の時刻歴

図-6に1回目の加振時の入力加速度および応答加速度の時刻歴を示す。ここでは、入力加速度（A5）に加え、

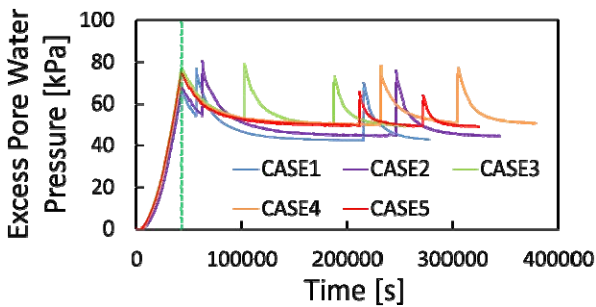


図-4 過剰間隙水圧の時刻歴

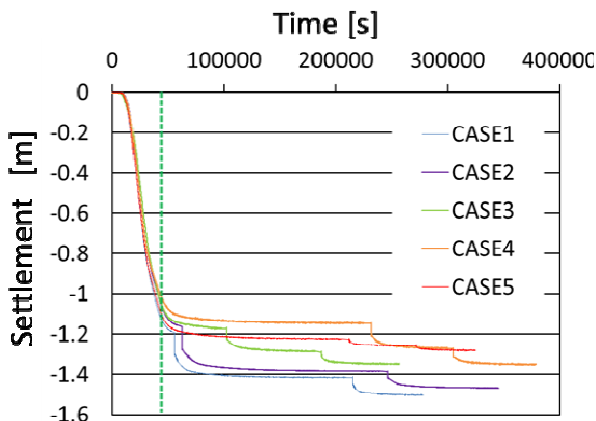


図-5 盛土沈下量の時刻歴

盛土上（A1）と地盤内（A4）の応答加速度についてケース間で比較し考察する。入力加速度はCase 3で少し小さい値となったが、それ以外でよく一致した。この入力に対し、加速度伝播時間に若干の差は生じたものの、A1およびA4ともにケース間でほとんど同じ応答が得られた。地盤内の応答加速度は、全ケースで加速度振幅が減衰しており、地盤がある程度剛性を失ったことがわかる。

入力加速度の大きさが応答加速度に与える影響について、Case 4（入力加速度最大振幅：168 Gal）とCase 5（入力加速度最大振幅：96 Gal）の実験結果を用いて考察する。両者は、ともに圧密完了後に加振を行ったケースである。入力加速度の大きいケースでは、地盤内応答加速度振幅が減衰しているのに対し、入力加速度の小さいケースでは減衰は見られず入力波形を保って伝播した。入力加速度が小さい場合には、地盤は入力加速度が大きいケースに比べて剛性低下の程度が低いことがわかる。

#### (3) 過剰間隙水圧の時刻歴

図-7に1回目の加振時の過剰間隙水圧の上昇過程を示す。盛土に近い深さの水圧計の値は、ばらつきが大きくケース間の比較ができなかったため、P2, P3について示し考察する。圧密進行度の近いCase 1とCase 2で間隙水圧

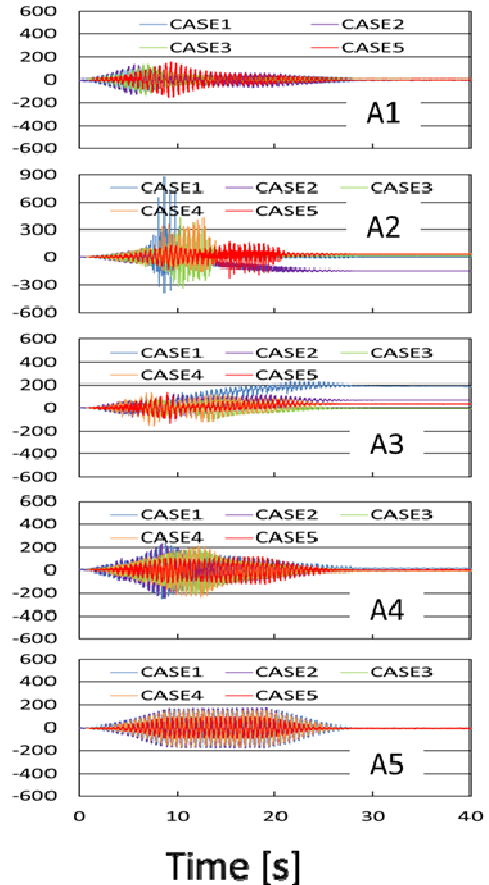


図-6 加振1回目の入力加速度（A5）と応答加速度

の立ち上がりに差があり、ケース間で圧密進行度による傾向を見ることはできなかった。過剰間隙水圧の最大値については、圧密進行度の低いケースに比べて、圧密完了後に加振するケースでより大きな値となった。ここで過剰間隙水圧を加振直前からの増分とせず、直前の値を含んだ間隙水圧時刻歴を図-8に示す。加振中における間隙水圧の値は各ケースで異なる傾向が見られるのに対し、加振から200秒後には各ケースで一致した。

図-9に1回目の加振による過剰間隙水圧の消散過程を示す。消散過程については、圧密進行度の違いによる次の傾向が生じた。圧密が完了していないケースでは、圧密が完了してから加振するケースに比べて、過剰間隙水圧の消散時間が1/4程度に短縮された。これは、加振による過剰間隙水圧の消散に加え、圧密による過剰間隙水

圧の消散も同時に進行したことによるものと考えられる。Case 4（入力加速度最大振幅：168gal）とCase 5（入力加速度最大振幅：96gal）について、1回目の加振による過剰間隙水圧を図-10に示す。過剰間隙水圧の立ち上がりに誤差は見られるものの、その最大値は地盤内部で前者が28.3 kPa、後者が24.0 kPaとなった。また地盤底部においても前者は後者よりも大きくなった。

#### (4) 盛土沈下量の時刻歴

1回目の加振によって生じた即時沈下量を図-11に示す。圧密進行度が低いケースでは、圧密完了後に加振するケースに比べて、2倍程度大きい即時沈下が生じた。盛土荷重による圧密が完了していない粘性土地盤は、十分な有効応力を保持しておらず、より大きな即時沈下が生じたと考えられる。Case 4, 5を比較すると、入力加速度が

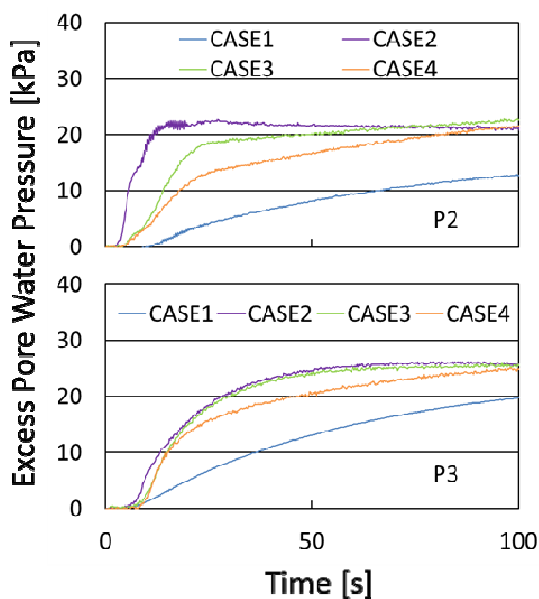


図-7 加振1回目の過剰間隙水圧時刻歴（上昇過程）

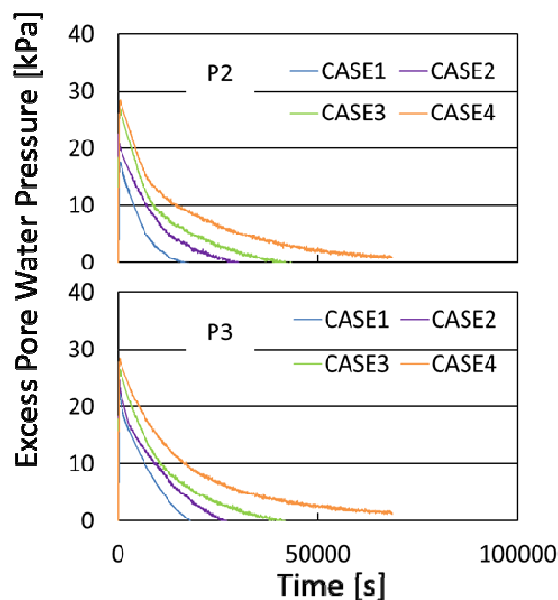


図-9 加振1回目の過剰間隙水圧時刻歴（消散過程）

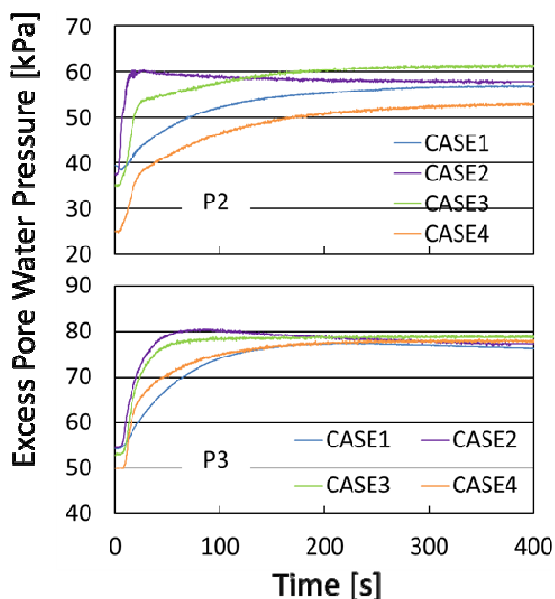


図-8 加振1回目の間隙水圧時刻歴（上昇過程）

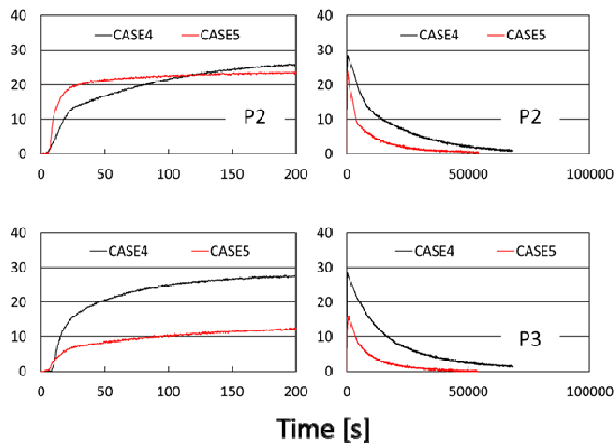
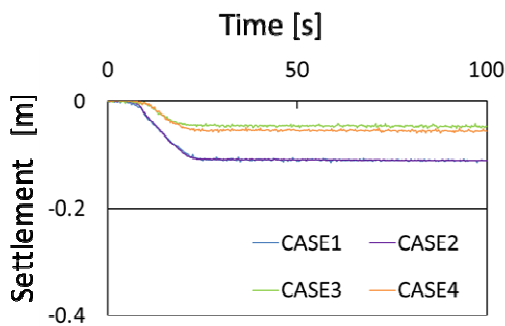


図-10 Case 4, 5における加振1回目の過剰間隙水圧時刻歴（左：上昇過程，右：消散過程）

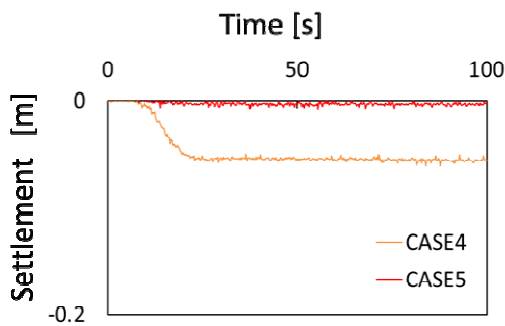
小さいケースでは、即時沈下量が1/10程度となり、入力加速度の大きさは即時沈下量に大きな影響を与えることがわかった。

1回目の加振によって生じた過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量について図-12に示す。こちらも即時沈下と同様に圧密進行度の低いケースでより大きな値となった。Case 1で0.115 mの沈下が生じたのに対し、Case 4では0.067 mと倍半分程度小さい値となった。また即時沈下量と比べると、圧密進行度が低いケースでは差がほとんどなかったのに対し、圧密完了後に加振するケースでは過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の方が10~20%程度大きな値となった。

#### 4. 2回目の加振時における盛土の動的挙動



(a) Case 1~4の比較



(b) Case 4とCase 5の比較

図-11 加振1回目の盛土の即時沈下量

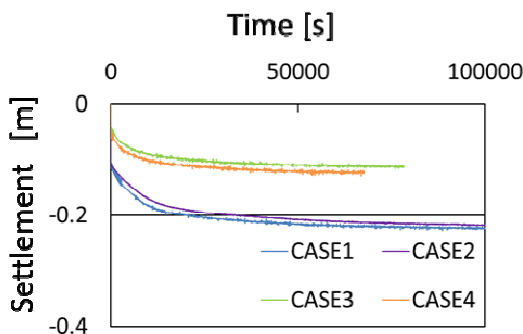


図-12 加振1回目の過剰間隙水圧消散に伴う盛土沈下量

#### (1) 応答加速度の時刻歴

2回目の加振時における応答加速度時刻歴を図-13に示す。加振1回目と同様にCase 3で入力加速度が少し小さくなっており、先に述べた加振波の大きさによる影響によって、Case 3のみ地盤内応答加速度振幅が減衰しなかった。しかしながら、入力加速度の等しいケースを比較すると、先行加振時の圧密進行度が低いケースで、より大きな加速度振幅の増幅が見られた。また、加振1回目による地盤内加速度応答と比較しても、圧密進行度の低いケースでより大きな応答となっており、より強く加振波を伝えたことが分かる。これは、圧密進行度の低いケースで、加振1回目による沈下量より大きくなったことにより地盤の剛性が高くなったことが可能性として考えられる。この結果から圧密進行途中に地震被害を受けた粘性土地盤は、再度地震被害を受けた際に圧密進行度の低いケースにおいて、より大きな加速度応答を伝えることとなり、粘性土地盤上の構造物等に大きな被害をもたらす可能性が示唆される。

#### (2) 過剰間隙水圧の時刻歴

2回目の加振による過剰間隙水圧を図-14に示す。全ケースで間隙水圧は静水圧に近い値で加振しており、ここでの過剰間隙水圧は直前の値からの増分として表される。過剰間隙水圧の上昇過程については、加振1回目と同様

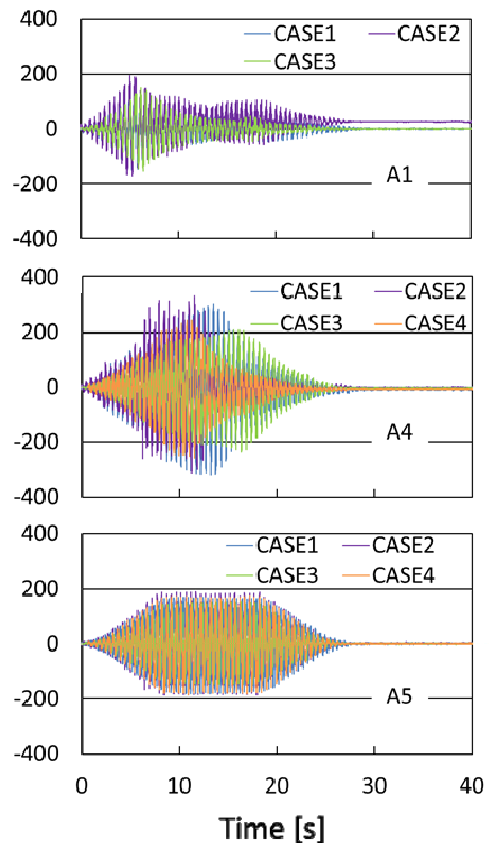


図-13 加振2回目の入力加速度 (A5) と応答加速度

にケース間で水圧の立ち上がりにはばらつきが見られた。その最大値については、ケース間でほとんど一致した。地盤底部でCase 3のみ少し小さい値となったが、これは入力加速度の大きさによる影響が出たものと考えられる。

消散過程についても、ケース間でほとんど一致した。このことから、圧密進行中に地震被害を受けた場合に、地震時の圧密進行度は、その後の地震による過剰間隙水圧には影響を与えないことが示唆される。

### (3) 盛土沈下量の時刻歴

2回目の加振による盛土沈下量を図-15に示す。入力加速度の違いによる影響は見られるものの、入力加速度の一致しているケース間では、即時沈下量も一致した。また、過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量についても同様に、ケース間でほとんど一致した。この結果は、過剰間隙水圧の消散過程についての実験結果との整合性が取れている。このことから、2回目の加振による沈下量そのものには、先行加振時の圧密進行度の影響は少ないと言える。しかしながら、2回目の加振の直前の沈下量は、Case 1で1.416 m, Case 2で1.384 m, Case 3で1.291 m, Case 4で1.270 mとなっており、先行加振時の圧密進行度に応じて地盤がより密になっていることが分かる。ケース間で同じ即時沈下が生じた原因については、応答加速度の比較からも述べたように、地盤がより大きく地震動を伝えたことによるものと考えられる。

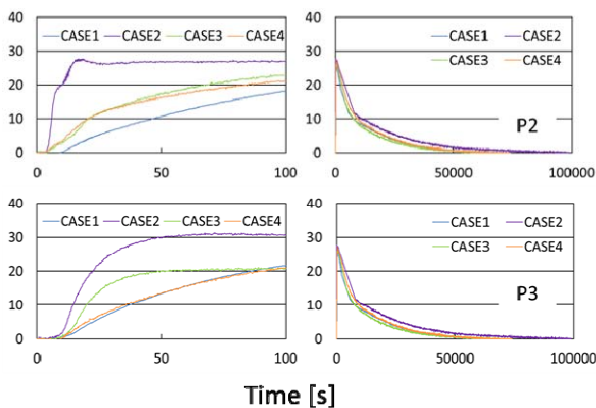


図-14 加振2回目の過剰間隙水圧時刻歴（左：上昇過程，右：消散過程）

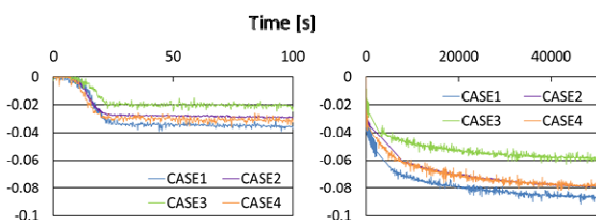


図-15 加振2回目の盛土沈下量（左：即時沈下量，右：過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量）

## 5. まとめ

本研究では、粘性土地盤上に構築された盛土の地震時挙動の解明を目的とし、盛土載荷に伴う粘性土地盤の圧密進行度に着目して、遠心模型実験を行った。実験では正規圧密状態の粘土地盤上にセメント盛土を設置し、圧密進行途中に加振することによって、圧密進行度の違いが粘性土地盤の地震時挙動に及ぼす影響について検討した。その結果、圧密進行中に受けた地震により生じる盛土沈下量は、圧密進行度が低い場合により大きくなることが明らかとなった。圧密進行度が低い場合、盛土荷重による過剰間隙水圧が消散する前に加振が行われたことで、加振時には地盤の有効応力は圧密完了後に加振するケースに比べて小さい。そのため、より大きな即時沈下が生じ、結果として最終沈下量が大きくなったと考えられる。

また、実験では1回目の加振終了後に過剰間隙水圧の消散を待って再加振を行った。これは、盛土圧密進行中に地震被害を受けた粘性土地盤上の盛土が、その後再び地震動を受けた場合にどのような応答を示すか明らかにすることを目的としたものである。その結果、先行加振時の圧密進行度の差異によって生じていた粘性土地盤の沈下量の差異が、再加振時の粘性土地盤の加速度応答に大きな影響を与えることがわかった。すなわち、先行加振時の圧密進行度が低い場合に、再加振時の地盤応答加速度は大きくなる結果となった。一方で過剰間隙水圧や加振に伴う沈下量については、影響が少ないという結果となった。

## 参考文献

- 1) 国土交通省東北地方整備局北上川等堤防復旧技術検討会：北上川等堤防復旧技術検討会 報告書 本編，193p., 2011.
- 2) 風間基樹，稲富隆昌，飯塚栄寿，永吉貴行：飽和砂地盤上の盛土の地震時安定性に関する遠心力模型振動実験，土木学会論文集，No. 547/III-36, pp. 107-116, 1996.
- 3) 飛田哲男，井合進，上田恭平：地震時における盛土の挙動に関する遠心模型実験と解析，第28回土木学会地震工学研究発表会論文集，2005.
- 4) 池野勝哉，吉田誠，安楽宗一郎，風間基樹，渦岡良介，仙頭紀明：液状化地盤上の盛土挙動に関する模型振動実験および数値解析，第30回土木学会地震工学研究発表会論文集，2009.
- 5) Okamura, M., Tamamura, S. and Yamamoto, R.: Seismic stability of embankments subjected to pre-deformation due to foundation consolidation, *Soils and Foundations*, Vol. 53(1), pp. 11-22, 2012.
- 6) 上田恭平，芦野貴之，井合進：圧密履歴を有する粘性土地盤上の盛土の地震時挙動に関する遠心模型実験，土木学会論文集 C (地圏工学)，Vol. 75, No. 2, pp. 234-247, 2019.

- 7) 古田竜一, 八嶋厚, 渦岡良介, 竹内法道: 埋立層直下の粘土層の圧密進行度が人工島液状化特性に及ぼす影響, 土木学会論文集, Vol. III-62, No. 729, pp. 15-30, 2003.
- 8) Ozutsumi, O.: Modeling of Cohesive Soils: Consolidation and Seismic Response, Developments in Earthquake Geotechnics (Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering Book 43), Springer, pp. 341-365, 2018.
- 9) 松下英次, 山本哲朗, 鈴木素之, 笹西孝行: 粘性土の一次元圧密特性に及ぼす pH の影響, 土木学会論文集, No. 757/III-66, pp. 57-72, 2004.
- 10) 寺師昌明, 北詰昌樹: 正規圧密粘土地盤上の補強盛土の挙動, 港湾技術研究所報告, Vol. 28, No. 2, pp. 33-47, 1989.
- 11) 高橋英紀, 北詰昌樹, 浦上朋靖, 橋爪秀夫, 田端竹千穂, 森川嘉之: 閉塞した中間砂層を含む粘土地盤における間隙水圧伝播および沈下特性, 土木学会論文集 C, Vol. 63, No. 2, pp. 635-648, 2007.
- 12) 北詰昌樹: 築堤を繰り返した土砂処分場の安定性評価の検討, (一財) 港湾空港総合技術センター研究開発助成報告書, 47p., 2013.

(2019.?? 受付)

## CENTRIFUGE MODEL TESTS ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF EMBANKMENT CONSTRUCTED ON CLAY DEPOSITS IN THE PROCESS OF CONSOLIDATION

Kyohei UEDA, Kaito SAWADA and Ryosuke UZUOKA

In the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, it has been reported that embankments constructed on non-liquefiable ground (e.g., thick clay or peat deposit) were damaged. In general, a clay deposit takes a long time to complete the consolidation compared to a sandy deposit, so there is a possibility that an embankment constructed on the clay deposit is subjected to seismic loading in the process of the consolidation. In this study, we carry out a series of centrifuge model tests to study the dynamic behavior of an embankment constructed on a clay deposit; attention is focused on the effect of the degree of consolidation of the clay deposit on the dynamic response. The experimental results reveal that the embankment settlement due to a first loading becomes larger along with the decrease in the consolidation degree. In addition, it is found that the consolidation degree at the timing of the first loading has no significant effect on the response of excess pore water pressure in the clay deposit and embankment settlement during a subsequent seismic loading once the consolidation is completed (i.e., excess pore water pressure is fully dissipated) after the first loading.