

堤体の液状化に及ぼす堤体密度の影響

THE EFFECTS OF SOIL DENSITY ON LIQUEFACTION IN DIKE LEVEE

荒木裕行¹・谷本俊輔²・石原雅規³・佐々木哲也³
 Hiroyuki ARAKI, Shunsuke TANIMOTO, Masanori ISHIHARA and Tetsuya SASAKI

¹正会員 博(工) 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム
 (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム (同上)

³正会員 工修 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム (同上)

The river levees located on non-liquefiable foundation layer were damaged by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake because liquefaction occurred at the saturated zone inside the river levee. The mechanism of the liquefaction inside a levee has not been clarified fully. In this study, a series of centrifugal model tests was conducted in order to evaluate the effects of soil density on the liquefaction inside a levee. The density of a bottom part of the levee with the degree of compaction (D_c) of 90 % decreases by 3 to 4 % due to the consolidation of the clay foundation layer below the levee. After shaking, crest settlement of the levee with D_c of 90 % was approximately half of that of the levee with D_c of 85 %. In the case of the levee with D_c of 90 %, deformation of liquefaction zone at the bottom of the levee was restrained by the un-liquefaction zone located at the toes of the slope.

Key Words : Levee, Earthquake, Liquefaction, Soil density, Centrifugal model test

1. はじめに

軟弱粘性土地盤上に築堤された堤防では、堤体底部に形成された飽和域の液状化（堤体液状化）が発生することが知られている。堤体液状化が生じる典型的な堤体としては、(1) 軟弱粘性土地盤上に砂質土で築かれた堤体であること、(2) 堤体荷重によって軟弱粘性土地盤が下に凸の弧状に圧密沈下していること、(3) 軟弱粘性土地盤にめり込んだ堤体底部が地下水位以下となって飽和状態にあることといった条件が挙げられる¹⁾。

例えば、2011年東北地方太平洋沖地震では阿武隈川、鳴瀬川、江合川、久慈川、利根川、江戸川など、東北地方および関東地方の広範囲にわたる堤防において堤体液状化による被災が確認された²⁾。また、1993年釧路沖地震など既往の地震においても、堤体の液状化による被災事例が確認されている³⁾。

これまでの堤防の耐震点検および対策においては基礎地盤の液状化に主眼が置かれてきたが、2011年東北地方太平洋沖地震の事例を鑑みると、今後は堤体液状化に関しても対策の必要な堤防の抽出と対策技術の確立が必要である。堤体液状化による被災危険箇所の抽出を目的と

して、谷本ら¹⁾は2011年東北地方太平洋沖地震での被災事例を対象に、堤体液状化の要因分析を行った。天端沈下率を被災程度の指標として、法勾配、堤体の土質、堤体下部の飽和層厚との関連性が見出されたが、液状化抵抗と関連性の深い土の密度に関する情報については考慮できていない。

また、堤体のような盛土自体の液状化のメカニズムの解明を目的として、遠心模型実験が実施されている。林ら⁴⁾は泥炭地盤上の砂質盛土を対象とした遠心実験を実施し、盛土内で液状化が生じると盛土底部が側方に流動し、泥濘化を伴いながら法尻がはらみ出すことで天端が沈下することを示した。また、Okamura *et al.*⁵⁾ は基礎地盤の違いが堤体液状化に与える影響について、遠心模型実験を通じて検討を行った。堤体の荷重によって軟弱粘性土層が圧密沈下すると堤体底部では伸張変形が生じており、これが堤体内で液状化が生じる一因とされている。しかしながら、既往研究では堤体内的密度と被災程度の関連性や地震前の詳細な密度分布については検討できていない。

そこで本研究では堤体の密度に着目し、堤体の液状化に及ぼす密度の影響を評価することを目的とした。遠心模型実験を実施し、加振前における堤体の密度分布の計

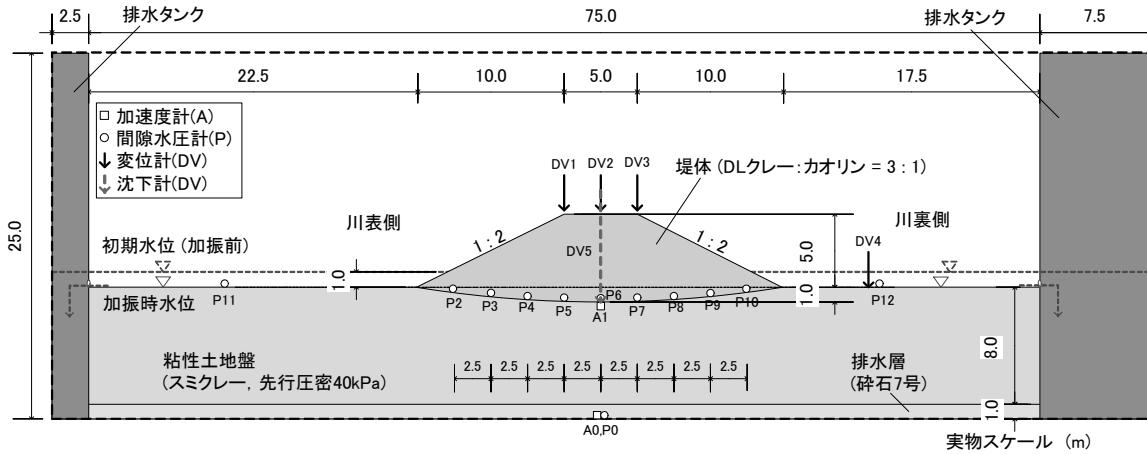


図-1 模型概要図

測、堤体の密度の違いによる堤体の変状やメカニズムの違いについて検討を行った。

2. 実験条件

(1) 実験模型

実際の堤体液状化に伴う被災事例の分析結果¹⁾を参考に、堤体が軟弱粘性土地盤にめり込むことで堤体底部に1.0 m以上の飽和層が形成されている堤防を想定して模型を作製した。実験はすべて50 Gの遠心力場の下で行い、以降に示す数値は特記しない限り実物換算した値である。

図-1に模型概要を示す。堤防の高さは5.0 m、天端幅は5.0 m、法勾配2割、軟弱粘性土層は層厚8.0 mとして下部に排水層を設けた。加速度計、間隙水圧計、変位計は図-1に示す通り配置した。なお、加速度計A1については堤体中央下部の粘土地盤中に設置した。

堤体にはDLクレー（非塑性シルト）とカオリンを乾燥重量比3:1で配合した材料（土粒子密度 $\rho_s=2.635 \text{ g/cm}^3$ 、細粒分含有率 $F_c=100\%$ 、塑性指数 $IP=7.5$ ）を用いた。本材料のA-b法による最大乾燥密度 ρ_{dmax} は 1.723 g/cm^3 、最適含水比 w_{opt} は16.9 %であった。堤体は水道水を用いて含水比を約16 %に調整した材料を用い、締固め度 D_c を85 %および90 %としてモールド内で突き固めることで作製した。各 D_c における力学試験結果および透水試験結果を表-1に示す。

軟弱粘性土地盤にはスミクレー（低液性限界粘土、 $\rho_s=2.746 \text{ g/cm}^3$ 、 $IP=15.8$ 、圧縮指数 $C_c=0.183$ 、強度増加率 $c_u/p=0.44$ ）を用いた。既往研究⁶⁾においてはカオリン（ $\rho_s=2.606 \text{ g/cm}^3$ 、 $IP=51.5$ 、 $C_c=0.394$ 、 $c_u/p=0.23$ ）を使用したが、加振によって軟弱粘性土地盤が顕著に変形した。これを踏まえ、本実験ではカオリンよりも c_u/p の大きいスミクレーを使用した。ただし、スミクレーはカオリンよりも圧密沈下量が小さく、堤体荷重による圧密によって1m程度のめり込み量を再現できない。そこで、本実験では堤体下部の軟弱粘性土地盤表面を事前に掘削し、さらに堤体荷重による圧密を行うこととした。掘削形状は円弧状とし、最大深さをG.L.-1.0 mとした。

表-1 堤体材料の室内試験結果

| | $D_c = 85\%$ | $D_c = 90\%$ |
|-----------------------|--------------|----------------------|
| $c_{cu} (\text{kPa})$ | 1.60 | 2.21 |
| $\phi_{cu} (\circ)$ | 14.0 | 19.7 |
| 液状化強度比 R_{L20} | 0.136 | 0.141 |
| 透水係数 (cm/sec) | — | 4.2×10^{-5} |

堤体の変形を観察するため、堤体作製時に土槽のガラス面に沿って標点を設置した。標点は土材料と密度の近いアルミ製リベットであり、設置間隔は水平方向に2.5 m、鉛直方向に1.0 mとした。標点とガラス面との摩擦を低減するために、アルミ製リベットのガラス面に触れる面にはグリスを塗布した。また、粘性土地盤の変形を観察するため、乾麵を土槽ガラス面に沿って挿入し、2.5 m間隔のメッシュを作製した。

模型作製および実験手順を以下に示す。

- 1) スラリー状にしたスミクレーを土槽内に投入し、脱気を行った後、40 kPaの先行圧密荷重の下で圧密度が概ね90%となるまで遠心力を載荷した。
- 2) 遠心力を除荷し、地表面を所定の層厚に整形した。また、盛土下部の粘性土地盤表面を円弧状に掘削した。
- 3) モールド内で所定の密度になるまで突き固めて作製した堤体模型を凍結し、粘性土地盤上に設置した。堤体の底面の形状は、粘性土地盤表面と同形状とした。
- 4) 模型を脱気槽内で真空脱気した後、CO₂ガスを注入しながら大気圧に戻すことによって堤体内的空隙を炭酸ガスで置換した。さらに、50 kPaの負圧を与え、間隙流体として脱気水を注入することでG.L.+1.0 m付近まで飽和させた。
- 5) 水位を保った状態のまま0.1 G/minの増加割合で50 Gまで遠心力を載荷し、堤体荷重による粘性土地盤の圧密を実施した。堤体中央底部における有効上載圧は80~85 kPa程度であり、少なくとも中央から両法面中腹付近までの直下における粘性土地盤は正規圧密状態となる。
- 6) 水位をG.L.まで低下させ、有効応力の増加に伴う粘性土地盤の圧密と堤体内の水位変化が概ね収まった状態で加振を行った。

(2) 実験ケース

表-2に実験ケース一覧を示す。Case 2-1およびCase 2-2は D_c が90 %の堤体を想定し、地震外力を受ける前の軟弱粘性土地盤の圧密による堤体の密度変化の把握を目的として静的実験とした。Case 2-1では、前述の実験手順6において水位の低下、堤体荷重による圧密を行った後、加振を行うことなく遠心力を除荷した。また、Case 2-2では、手順6において水位の低下、堤体荷重による圧密を行った後、川表側水位のみをG.L.+3.5 mまで上昇させ、模型スケールで約260分間水位を保持した後、遠心力を除荷した。

Case 2-4およびCase 2-8は初期の D_c を85 %および90 %として加振を行い、初期密度の違いが堤体の液状化に与える影響を把握することを目的とした。入力波としてレベル2-1地震動(II種地盤)⁷⁾の標準加速度応答スペクトルに適合させた板島橋TRの地震動波形を用い、土槽下面境界以深への逸散減衰と振動台の加振能力を勘案して振幅を0.9倍とした。加振のタイミングは、堤体内に設置したP2からP10の間隙水圧計(図-1)の計測結果から求めた堤体内水位が同程度となった時点とした。なお、毛管上昇高さは把握できておらず、ここでいう堤体内水位には含まれていない。

3. 地盤の圧密沈下に伴う堤体密度の変化

(1) 計測方法

Case 2-1およびCase 2-2では遠心力を除荷した後、重力場で模型を解体しながら堤体の密度を計測した。Case 2-1において、遠心力除荷後約30分間ににおける天端(DV1～3)および堤体底部(DV5)の変位量から堤体自体の鉛直方向の膨張量を求めたところ、模型スケールで堤体の高さの0.1 %程度であった。このことから、遠心力の除荷に伴う堤体の密度変化は十分小さいと考えられる。

密度の計測には模型スケールで内径17.3 mm、高さ20 mmのステンレス製コアカッタを用いた。コアカッタの測定精度について予備試験を行った。堤体材料を用いて $D_c=80.6\%$ として作製した供試体に対して、コアカッタで3点の計測を行った結果を図-2に示す。計測結果はわずかに小さめとなる傾向があるが、3点の平均は80.2 %であり、計測誤差は1 %未満であった。

(2) 堤体内的密度分布

堤体密度の計測結果を図-3に示す。堤体内に四角で示した箇所が計測箇所である。両ケースの堤体の密度分布は概ね同様の傾向を示した。堤体底部では密度が低下したが、堤体内的G.L.+0～2.5 m付近では初期密度が保持された領域が存在した。さらに天端付近では密度が低下した。密度の分布は概ね左右対称となっている。

Case 2-2の結果は川表側の水位を3.5 mまで上昇させて

表-2 実験ケース一覧

| ケース名 | 実験種別 | 堤体の初期 D_c (%) |
|----------|------|-----------------|
| Case 2-1 | 静的 | 90.6 |
| Case 2-2 | 静的 | 90.0 |
| Case 2-4 | 動的 | 84.7 |
| Case 2-8 | 動的 | 89.6 |

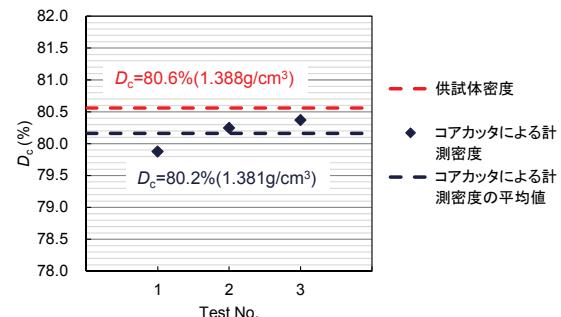
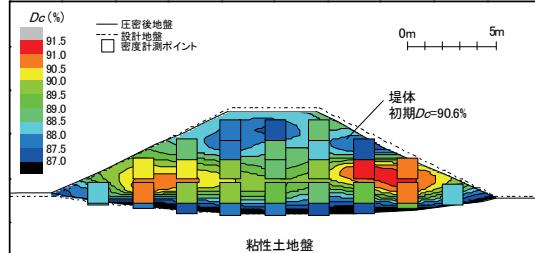


図-2 堤体材料を用いたコアカッタの予備試験結果

a) Case 2-1



b) Case 2-2

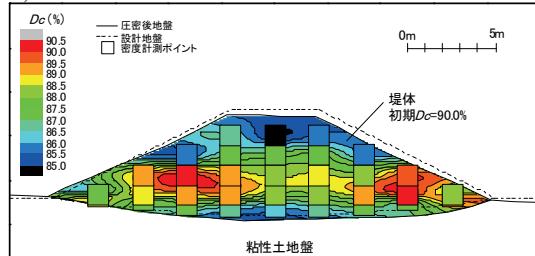


図-3 堤体内的密度分布 (Case 2-1, Case 2-2)

模型スケールで約260分間保持した後に計測したものであるが、堤体内的密度分布は概ね左右対称であり、さらにCase 2-1と同様の傾向を示していることから、河川水位の上昇が密度分布に与える影響は小さいと考えられる。

初期密度が90.6 %であったCase 2-1の堤体底部では D_c が87 %程度まで、初期密度が90.0 %であったCase 2-2では86 %程度まで低下していた。堤体中央付近における粘性土地盤の圧密に伴う鉛直方向のめりこみ沈下量は、Case 2-1で約0.2 m、Case 2-2で約0.3 mであった。また、Case 2-2では堤体底部の粘性土地盤表面に乾麵を設置することで粘性土地盤表面の水平方向の変形量を計測したところ、堤体中央から両法尻方向に6.25 mまでの領域では平均で0.8 %の伸張ひずみが確認された。つまり、堤体荷重による粘性土地盤の圧密によって、堤体下部の粘

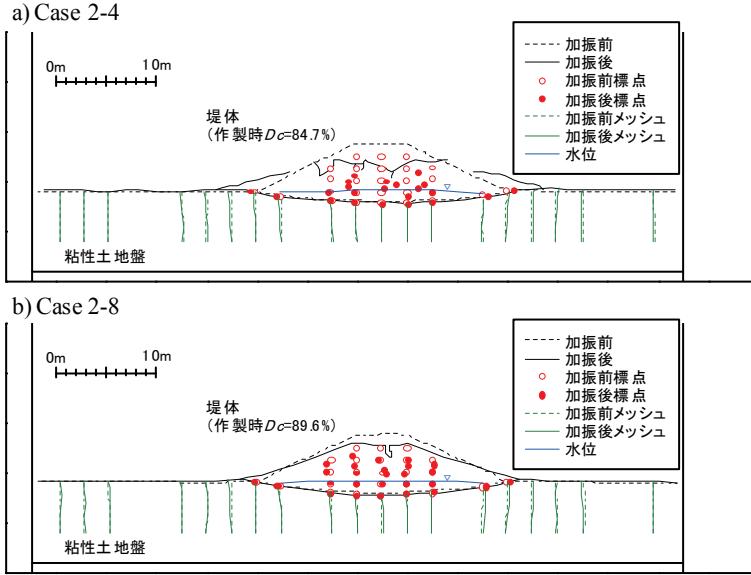


図-4 変形状況のスケッチ

性土地盤表面は沈下とともに、基礎地盤が水平方向に伸張するように変形しており、堤体底部での密度低下はその結果として生じたものと考えられる。Case 2-1とCase 2-2の密度低下量の違いは、めり込み沈下量の違いや初期密度のわずかな違いが影響していると考えられる。

また、GL.+0～2.5 m付近においては密度低下の程度が小さく、Case 2-1では D_c が89～91 %程度、Case 2-2では D_c が88～90 %程度となっている領域が存在した。この一因としては堤体底部の密度低下に伴って、堤体内でアーチ構造が形成された可能性も考えられるが、天端付近ではいずれのケースでも密度の低下が確認されており、この密度低下の原因は不明である。

本実験では堤体底部に1.0 m以上のめり込み沈下を再現するため、軟弱粘性土の表面を最大で1.0 m掘削した。堤体荷重による粘性土層の圧密沈下量も0.2～0.3 m程度は生じたものの、実際の堤防ではめり込み沈下量の大半が粘性土地盤の圧密に伴って生じていると考えられる。そのため、実際の事例では本実験の結果より顕著な密度低下が生じている可能性がある。

4. 初期密度の異なる堤体の地震時挙動

(1) 加振後の堤体の変形概要

加振による変形状況のスケッチを図-4に、天端状況の写真の図-5に示す。図-4に示す堤体内的水位は加振直前の間隙水圧から求めた値であり、毛管上昇高さは把握できていない。間隙水圧から求めた堤体中央における飽和層厚は、Case 2-4で1.1 m、Case 2-8で1.2 mであった。

Case 2-4では、両のり尻がともに約3～5 mのはらみ出し、天端は著しい縦断亀裂が生じた。天端の3測点(DV1～DV3)で計測された残留沈下量の平均値は約2.3 mであった。



図-5 加振後の天端状況

一方、Case 2-8はCase 2-4と比較して堤体の変形が小さく、亀裂も大幅に低減された。天端の残留沈下量の平均値(DV1～DV3)は約1.1 mであった。

(2) 過剰間隙水圧と天端沈下の時刻歴変化

加振中の入力加速度(A1)、堤体底部の過剰間隙水圧(P2～P10)、天端沈下(DV1～3)の計測結果を図-6および図-7に示す。各間隙水圧計位置における加振直前の有効上載圧 σ'_v は、初期密度、加振直前の堤体内水位および堤体の高さから求めた。また、加振後の σ'_v については、堤体内水位および密度が加振前と同じと仮定して加振後の堤体の高さから概算した値であり、亀裂等の存在については考慮されていない。また、各時刻における σ'_v の水平分布を図-8および図-9に示した。

Case 2-4では12 sec付近において過剰間隙水圧 Δu が σ'_v に近づき、15 sec付近では堤体底部のほぼ全域にわたって液化した(図-6、図-8)。天端沈下DV1～3については、過剰間隙水圧 Δu がピークに達した15 sec付近から生じ始め、加振終了とともに収束した。P5～8の Δu は12～20 sec以降に減少しているが、これは堤体の変形に伴う σ'_v の減少によるものと考えられる。40 sec以降ではほぼ全ての Δu が σ'_v (加振後)の概算値に概ね近い状態となっており、液化した状態が継続したと考えられる。

Case 2-8では、 Δu は10 sec付近まで上昇したものの、その後15 sec付近まで一旦収束傾向を示した(図-7、図-9)。法尻近傍(P2, 3, 9, 10)では15 secから加振終了に至るまで Δu の上昇が抑制され、部分的に間隙水圧が負に転じた。この領域では液化に至らず、負の間隙水圧は側方伸張変形に伴う正のダイレイタンシーによるものと考えられる。一方、法肩直下付近(P4, 5, 7, 8)における Δu は15 sec以降に再び上昇し、20 secから25 secにかけて σ'_v に近づいた後、50 secに至るまで高い状態が保持された。DV1～3については、 Δu が再び上昇をし始めた15 sec付近から生じ始め、加振終了とともに収束した。

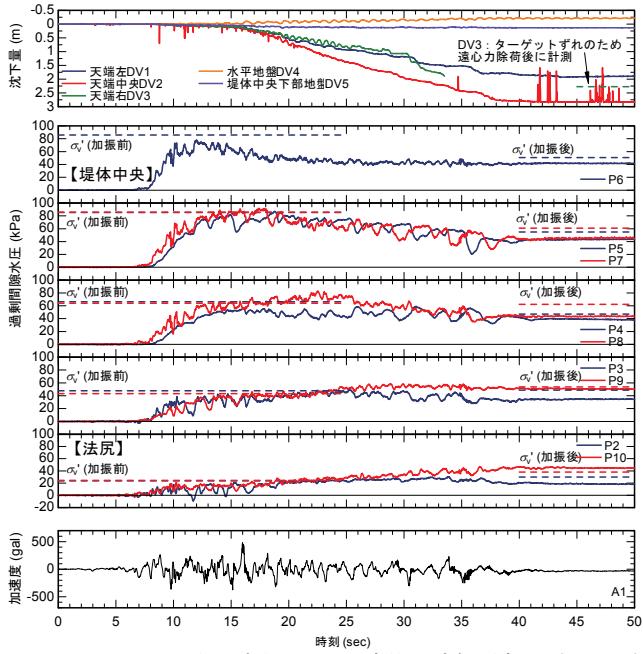


図-6 過剰間隙水圧および変位の時刻歴変化 (Case 2-4)

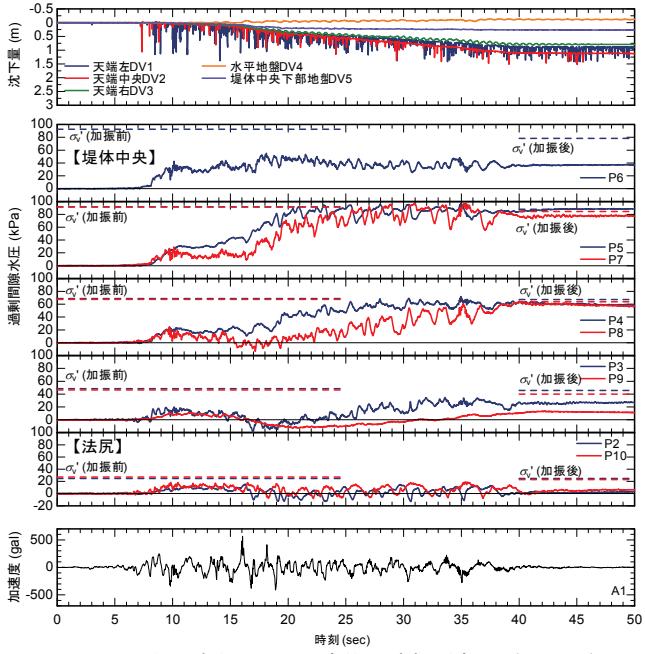


図-7 過剰間隙水圧および変位の時刻歴変化 (Case 2-8)

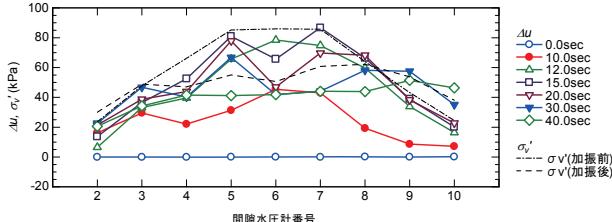


図-8 各時刻における過剰間隙水圧 (Case 2-4)

堤体中央 (P6)においては、10 sec以降に Δu があまり上昇しなかった(図-7, 図-9)。一般的に飽和砂が非排水状態で繰り返しせん断を受けた場合、不連続な亀裂は形成されないが、P6の箇所では実験終了後の模型解体時に天端から堤体底部に至る縦断クラックが確認された。このことから、当該箇所では液状化しなかったものと考えられる。

(3) 粘性土地盤の変形

図-6および図-7には水平地盤 (DV4) と堤体中央直下の粘性土地盤 (DV5) で計測した鉛直沈下量についても併せて示す。Case 2-4, Case 2-8とともに、DV4, 5についてもDV1~3とほぼ同じタイミングで変位が生じ始めた。残留値で比較すると、DV5についてはCase 2-4で0.14 m, Case 2-8で0.26 mの沈下が生じ、DV4についてはCase 2-4で0.22 m, Case 2-8で0.12 mの隆起が確認された。

模型解体時に測定した堤体下部の粘性土地盤表面の形状、および遠心場において撮影した画像から読み取った堤体と地盤形状を図-10に示す。加振を行っていないCase 2-1およびCase 2-2の堤体下部の粘性土地盤表面の形状はほぼ同様であり、ここではCase 2-2を代表値として示す。加振を行ったCase 2-4, 2-8では堤体中央より法肩の直下付近で粘性土地盤が大きく変形しており、粘性土

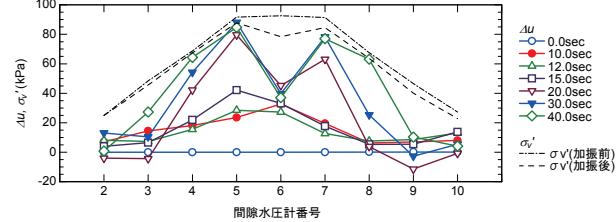


図-9 各時刻における過剰間隙水圧 (Case 2-8)

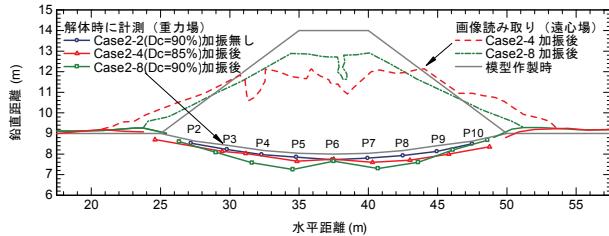


図-10 加振後の粘性土地盤形状

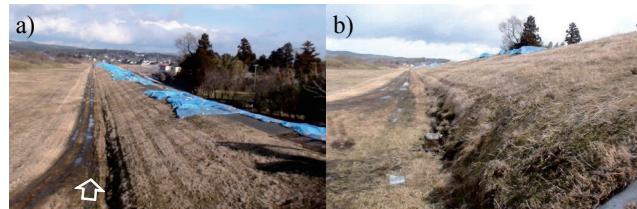


図-11 2011年東北地方太平洋沖地震で発生した堤体の液状化による被災事例 (江合川右岸14.6k付近, 写真b)は写真a)中の白矢印箇所で撮影)

地盤表面はW字状となっている。法肩直下での粘性土地盤表面の鉛直変位量を比較すると、Case 2-4では約0.2 m, Case 2-8では約0.6 mであった。法肩直下の沈下量はCase 2-8の方が顕著ではあったが、Case 2-4では堤体の底部がほぼ全域にわたって沈下する傾向を示した。

このように局所的な変形が生じた箇所は、堤体底部の

過剰間隙水圧が上昇した箇所に接する粘性土地盤と概ね一致しており、液状化領域の変形と何らかの関連があるとみられる。また、Case 2-8の天端沈下量は約1.1 mであることから、天端沈下量の約半分が法肩直下の粘性土地盤の沈下に起因しているといえる。

ここで、2011年東北地方太平洋沖地震によって生じた堤体の液状化による被災事例の一つとして江合川右岸14.6k付近における法尻付近の被災状況を図-11に示す。堤体法尻のはらみ出しあは生じているが、水平地盤上の轍の直線性が保たれており、地震を受けて粘性土地盤が顕著に変形したような痕跡は確認されなかった。つまり、本実験では粘性土地盤の隆起が実事例に比べて過大となっている可能性が高い。実験では粘土材料のせん断強度・剛性が小さかった可能性があり、この点については今後の検討が必要である。

(4) 堤体の密度が液状化に与える影響

D_c を90%とした堤体を対象に加振を行ったCase 2-8では法肩直下付近で液状化が生じたが、法尻付近では液状化しなかった。液状化が生じなかつた法尻付近(P2, 3, 9, 10)は、Case 2-1およびCase 2-2において D_c の減少程度が小さかつた領域と概ね一致する。当該領域は密度が相対的に大きく、さらに初期せん断力も作用していたことで、大きな液状化抵抗を有していたと考えられる。一方、液状化が生じた法肩直下付近(P4, 5, 7, 8付近)は、Case 2-1およびCase 2-2において D_c が3~4%低下していた領域と概ね一致する。Case 2-8では堤体内部で液状化は生じたものの、液状化領域の側方への変形は法尻側に形成された非液状化領域によって抑制され、結果的に天端沈下も抑制されたと考えられる。

ただし、Case 2-8では液状化領域に接する堤体下部の粘性土地盤に変形が生じた。実験で用いた粘土材料のせん断強度・剛性が小さかつたことが一因と考えられ、このような粘性土地盤の変形が生じなければ天端の沈下や縦断クラックはさらに低減されていた可能性がある。

堤体の D_c を85%としたCase 2-4では、堤体底部のほぼ全域が液状化したことで著しい変形が生じた。液状化領域の変形に対して抵抗できる領域がなかつたことが、著しい変形に繋がつたものと考えられる。Case 2-4でも堤体底部の粘性土地盤は沈下したもの、堤体自体の変形が卓越したため、地盤の変形が堤体の変形に与えた影響は小さかつたと考えられる。

以上より、堤体の液状化に対して堤体の密度は重要なファクターであるといえる。堤体材料の特性にも影響を受けることに留意する必要はあるが、堤体の密度を向上させることで堤体の液状化による被害を抑制できる可能性は高い。また、軟弱粘性土地盤上の堤体底部では密度が低下している領域が存在する可能性があり、耐震点検において被災の程度を予測する上では、堤体材料やその分布、堤体内水位と併せて密度低下領域の分布を把握す

る方法が求められる。

5. まとめ

堤体の液状化による地震被害については、その発生メカニズムや対策工法の確立が求められている。本研究では軟弱粘性土地盤上に築造された堤体密度の異なる堤体を模擬した遠心模型実験を実施し、堤体の密度と液状化による変状について検討を行つた。得られた結果を以下にまとめる。

- 1) D_c が90%の堤体の場合、軟弱粘性土地盤が堤体の荷重により圧密して約0.2~0.3 mの沈下が生じると、法尻から中腹にかけては初期密度が概ね保持された領域が存在したもの、堤体の底部では D_c が3~4%低下することが確認された。
- 2) D_c が85%の堤体では堤体底部のほぼ全域が液状化し、著しい変形が生じた。 D_c が90%の堤体では部分的に液状化したものの堤体の変形は大幅に抑制され、天端沈下量は D_c が85%のケースの半分以下であった。
- 3) D_c が90%の堤体では法尻付近で液状化が生じず、この領域がせん断抵抗を発揮することで、液状化した領域の変形を抑制し、天端の沈下が抑制されたと考えられる。
- 4) 実験では粘性土地盤に過大な変形が生じており、特に D_c が90%のケースでは粘性土地盤の変形に起因する堤体の変形が発生した可能性が高い。

参考文献

- 1) 谷本俊輔、石原雅規、佐々木哲也：東北地方太平洋沖地震における堤体液状化の要因分析、河川技術論文集、第18巻、pp.307-332、2012.
- 2) Sasaki, Y., Towhata, I., Miyamoto, K., Shirato, M., Narita, A., Sasaki, T. and Sako, S.: Reconnaissance report on damage in and around river levees caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, *Soils and Foundations*, Vol.52, No.5, pp.1016-1032, 2012.
- 3) 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.
- 4) 林宏親、西本聰、橋本聖、梶取真一：泥炭地盤に築造された盛土の地震による変形メカニズムと耐震補強、地盤工学ジャーナル、Vol.6, No. 3, pp. 465-473, 2011.
- 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, No.1, pp.11-22, 2013.
- 6) 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、pp. 1349-1350, 2012.
- 7) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説、2012.3.

(2014. 4. 3受付)