

遠心模型実験による動的載荷時の不飽和道路盛土の安定性に与える初期含水比の影響

京都大学大学院 学生会員 ○土井達也, 李 忠元
 京都大学大学院 フェロー 岡二三生
 京都大学大学院 正会員 肥後陽介, 木村 亮, 木元小百合

1. はじめに

2007年能登半島地震や, 2004年新潟県中越地震では山岳道路盛土に多大な被害が生じた. これらの地震では降雨後に地震が発生し, また被害を受けた盛土の多くが集水地形を埋め立てて造られたものであったため, 水分の浸透によって盛土の崩壊が生じた可能性が指摘されている¹⁾²⁾. しかし, 不飽和盛土内の水分量の変化が地震時安定性に与える影響については, 国内外で研究例は少ないのが現状である³⁾⁴⁾.

本研究では, 盛土および盛土基礎地盤内の水分量の増加が盛土の地震時安定性に与える影響を検証するため, 初期含水比の異なる不飽和盛土について, 遠心場における振動台実験を行った. 降雨などで盛土内の水分量が増加した場合を単純化して模擬するためである. 実験の結果から, 動的載荷時の盛土の安定性について検討した.

2. 実験条件

実験は含水比をパラメータとして, 50 g の遠心場で4ケース実施した. 実験条件を表-1に, 模型断面および計測器の配置を図-1にそれぞれ示す. 硬質な地山に施工された片盛土を想定している. 実験に用いた試料は, 一部道路として供用されている淀川堤防砂である ($D_{50}=0.29\text{mm}$, $\rho_s=2.661\text{g/cm}^3$, $w_{opt}=13.7\%$, $\rho_{dmax}=1.861\text{g/cm}^3$). 盛土および盛土基礎地盤は予め含水比調整した砂を突き固めて作製し, $D_c=90\%$ とした. Case 1では最適含水比以下, Case 2では最適含水比付近の不飽和盛土を想定しており, Case 3, Case 4では最適含水比を超える含水比の不飽和盛土を想定している. なお, Case 4の含水比18%は締固め度 $D_c=90\%$ の模型作製のための上限の含水比である. 振動台は変位制御であり, 加振波形としては, プロトタイプ換算で周波数1Hz, 振幅150mmのテーパ付正弦波(30波)を用いた.

3. 実験結果

実験結果はすべてプロトタイプ値で示した. 写真-1から写真-4に, 各ケースの振動載荷前後の様子を示す. 最適含水比付近のCase 1, Case 2では変形が小さいのに対し, 含水比の高いCase 3, Case 4では変形が大きいことがわかる. 表-2にCase 1, Case 3, Case 4における天端の沈下量を示す. 含水比の高いケースでは天端の沈下量が大きい結果となった. これは, 盛土内の水分が多いほど, サクションが弱くなり, 盛土の強度および剛性が低下するためであると考えられる.

表-1 実験条件

ケース	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
含水比	12.6%	13.7%	17.5%	18.0%

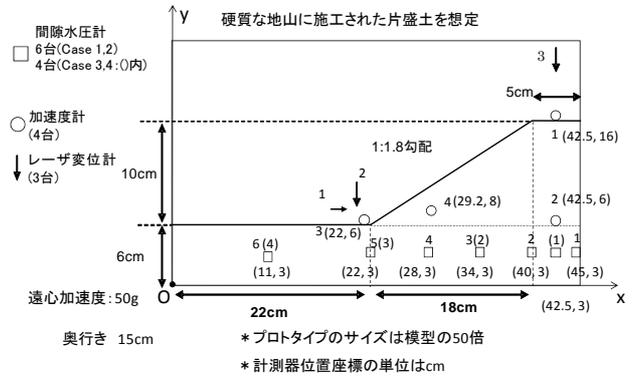


図-1 模型断面および計測器の配置

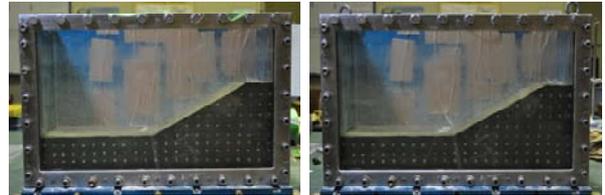


写真-1 Case 1における振動載荷前後の様子

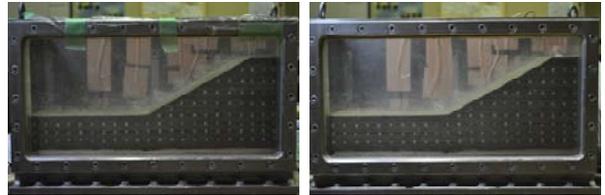


写真-2 Case 2における振動載荷前後の様子

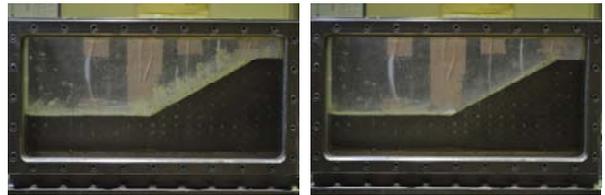


写真-3 Case 3における振動載荷前後の様子



写真-4 Case 4における振動載荷前後の様子

表-2 Case 1, 3, 4における天端の沈下量

ケース	Case 1	Case 3	Case 4
天端の沈下量 (mm)	3.2	105.3	750.0

図-4に Case 3, Case 4における変形モードを示す。なお、破線が加振後の盛土の形状である。Case 3に比べて含水比の大きいCase 4ではより大規模な変形が生じていることがわかる。

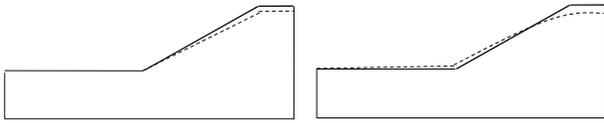


図-4 変形モード(左 Case 3, 右 Case 4) 破線が加振後の盛土の形状

図-5は Case 2における加速度応答スペクトルを示したものである(減衰定数は0.05とした)。また図-6は加速度応答スペクトル伝達関数(各計測地点の加速度応答スペクトルを振動台の加速度応答スペクトルで割ったもの)を示したものである。ただし、図-5, 図-6中の加速度計番号は、図-1に示す加速度計番号と対応している。図-5においてスペクトルの大きい周期0.6secから1.0secに着目すると、図-6より、入力加速度が天端で増幅されており、法尻における増幅が最も小さくなっていることがわかる。

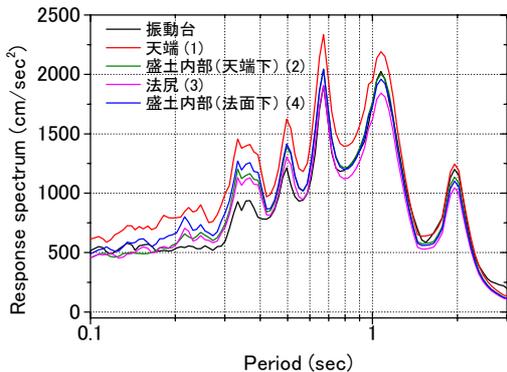


図-5 Case 2における加速度応答スペクトル

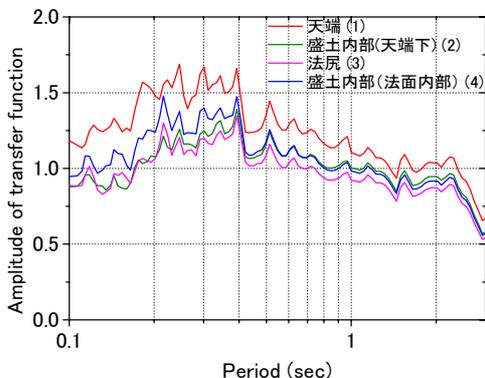


図-6 Case 2における加速度応答スペクトル伝達関数

図-7は Case 1, Case 2, Case 3, Case 4の基礎地盤内部(天端下)における間隙圧の計測結果である。

ただし空気圧と水圧の平均的な間隙圧であり、加振時の間隙圧を0kPaとしている。Case 2では間隙圧の発生が少ないが、Case 3, 4では加振に伴って間隙圧が上昇した。これはCase 3, 4の方がより基礎地盤内部が飽和に近いためであると考えられる。なお、Case 4では間隙圧の消散が確認されなかったが、同条件での再実験により約100分後には間隙圧が消散していることを確認した。このため、Case 4ではCase 3に比べて消散に時間がかかったと考えられる。これは、Case 3に比べて、Case 4の方がより大きく変形したためであると考えられる。

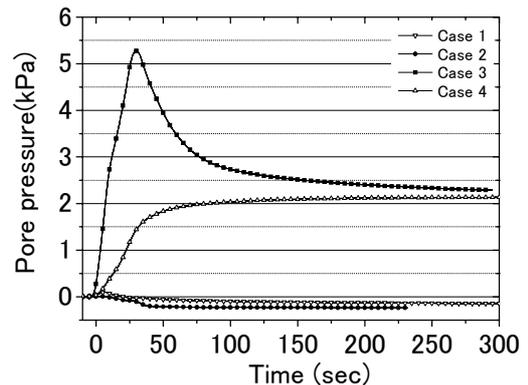


図-7 Case 1, Case 2, Case 3, Case 4の基礎地盤内部(天端下)における間隙圧の計測結果

4. まとめ

初期含水比の異なる不飽和盛土に対して遠心場における振動台模型実験を行った。その結果、盛土の含水比が最適含水比を超える場合は、地震時の変形量が大きくなり、特に含水比が最も大きいCase 4では盛土が崩壊した。また、含水比が大きい場合、基礎地盤内でより大きな間隙圧が発生することがわかった。今後は、さらに実験データを蓄積すると共に、数値解析による模型実験のシミュレーションを行い、水分量の変化が不飽和盛土の地震時安定性に与える影響を検討していく。

謝辞

本研究は、「平成21年度国土交通省道路政策の質の向上に資する技術研究開発」の一部として実施された。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人土木研究所, 独立行政法人建築研究所:平成19年(2007年)能登半島地震被害調査報告, pp. 102-183, 2007.
- 2) 国土交通省 国土技術政策総合研究所, 独立行政法人 土木研究所:平成16年(2004年)新潟県中越地震土木施設災害調査報告, pp. 157-236, 2004.
- 3) 廣瀬康平, 永田隆広, 大塚悟, 磯辺公一: 第44回地盤工学会研究発表会, 783, 2009.
- 4) 大川寛, 杉田秀樹, 佐々木哲也, 水橋正典: 第43回地盤工学会研究発表会, 572, 2008.