

地震時の滑り破壊前の盛土の損傷レベル評価に関する遠心振動台実験 その1

盛土 遠心力模型実験 振動台実験

(株) 複合技術研究所

○鈴木 聡 太田剛弘

(公財) 鉄道総合技術研究所

井澤 淳 土井達也 小島謙一

東京工業大学

大村直哉 高橋章浩

1. はじめに

盛土の耐震性能評価では、円弧滑り破壊を前提としたニューマーク法が使用されることが多い(例えば 1), 2)。しかしながら、この手法では実際の盛土の損傷形態を必ずしも正確に再現出来ておらず、適切な耐震性能評価を実施することが困難な場合がある(例えば 3)。これは、地震時の盛土の被害は沈下や法面のはらみだし、クラックの発生など、滑り破壊には至らない損傷が発生するケースが多いのに対して、円弧滑りによる極限釣り合い法による安全率ではこのような損傷の評価や破壊に対する尤度を評価することが出来ないためであると考えられる。筆者らは、盛土が滑り破壊に至るまでの損傷過程を遠心振動台実験によって明らかにすると共に、盛土の滑り破壊や損傷レベルの評価について検討を行っている。本稿では、標準的な盛土の損傷過程を明らかにすることを目的とした遠心振動台実験について報告する。

2. 実験概要

本実験では、PIV 法⁴⁾を適用し、盛土内部に生じるひずみを精緻に計測することで地震時の盛土の損傷過程の把握を試みた。盛土材には江戸崎砂を締め度 $D_c=85\%$ で使用し、盛土勾配を標準的な 1:1.5、盛土高さは 5m (遠心加速度 50G 場換算) とした。江戸崎砂の物性を表 1 に、 $D_c=85\%$ での各種地盤材料試験結果を表 2 に示す。この仕様での盛土材は、鉄道構造物等設計標準 同解説 土構造¹⁾(土構造標準)において、土質 3 の低品質材料に相当する。模型形状およびセンサー配置を図 1 に示す。入力波として鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計²⁾(耐震標準)に示す標準設計地震動のスペクトル I および II を採用し、I→II→I の順で 3 回加振した。

写真 1 に予備試験として実施した腹付け盛土の 50G 場で撮影した写真を、図 2 に加振後の PIV 解析から得られた最大せん断ひずみ分布の例を示す。精緻な PIV 解析の実施できるように色砂による不均質模様様の作成を行い、約 3mm メッシュでの分布作成により、腹付け盛土境界部での微小なひずみが特定可能であることが分かる。なお、本実験では振動中のハイレームレート撮影も行っているが、振動前後の画像を用いた PIV 解析を元に検討を行う。実験では、本加振前に微小なホワイトノイズ加振を行い、盛土の固有周期が 0.187 秒であることを確認した。

3. 実験結果

HD1 における水平変位と VD1 における天端沈下量の時刻歴を図 3 に示すが、3 回の加振中にすべり破壊は発生せず、天端沈下が卓越する結果となった。水平変位については、振動成分は大きいものの、振動終了後はほぼ残留していない。ここで、地震時の盛土の変形性状を評価する場合、繰り返しせん断による変位の蓄積量が大きいため、入力地震動の振幅だけでなく、繰り返し特性も考慮する必要がある。そこで、入力地震動の振幅と繰り返しの影響を併せて考慮できる指標として、地盤の液状化判定の際に使用することが提案されている累積損失エネルギー $W^5)$ (式(1))を適用して整理することとした。

表 1 江戸崎砂の物性等

土粒子密度: G_s	2.72
平均粒径: D_{50}	0.29 mm
有効径: D_{10}	0.14 mm
均等係数: U_c	3.9
曲率係数: $U'c$	1.13
粘土分含有率: P_c	2.3 %
細粒分含有率: F_c	7.8 %
最大間隙比: e_{max}	0.87
最小間隙比: e_{min}	1.29
最適含水比: w_{opt}	17.8%
最大乾燥密度: ρ_{dmax}	1.673g/cm ³

表 2 江戸崎砂 ($D_c=85\%$) の特性

乾燥密度: ρ_d	1.422g/cm ³
圧縮指数: C_c	8.75
膨潤指数: C_s	1.21
圧密降伏応力: P_c	91.8kPa
粘着力: c	5.0 kPa
内部摩擦角: ϕ	30.2 deg.

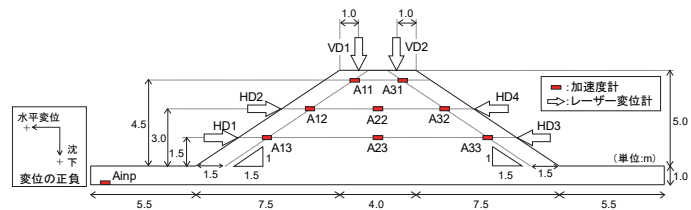


図 1 模型盛土とセンサー配置 (実物大換算)

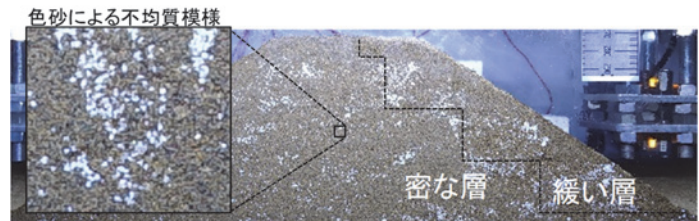


写真 1 予備試験の PIV 解析に用いた模型盛土写真

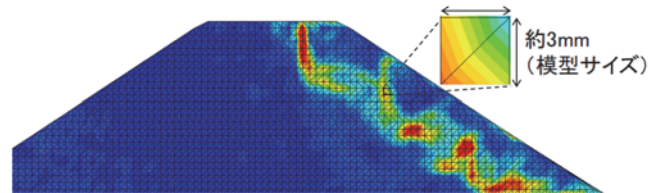


図 2 予備試験で得られたひずみ分布の一例

$$W = \oint \tau(\gamma) d\gamma \quad (1)$$

この場合、盛土体のせん断応力 τ ~ せん断ひずみ γ 関係が必要となるため、**図 4 (a)** および式(2)(3)にしたがって盛土内に設置した加速度計の値を用いて推定することとした⁶⁾。

$$\tau = \rho H_1 A_{11} + \rho \frac{H_2}{2} A_{12} = \rho \left(H_1 A_{11} + \frac{1}{2} H_2 A_{12} \right) \quad (2)$$

$$\gamma = \left(\iint A_{13} dt dt - \iint A_{22} dt dt \right) / H_2 \quad (3)$$

得られた τ ~ γ 関係の一例を**図 4 (b)**に示す。**図 5**に法尻水平変位および天端沈下と累積損失エネルギー W を盛土中央部付近の上載圧 $\sigma'_v = 50 \text{kPa}$ で正規化した正規化累積損失エネルギー W/σ'_v の関係を示す。地震動による繰り返しの沈下が蓄積するが、沈下速度は鈍化し、硬化している様子が見取れる。**図 6 (a) ~ (d)**に3回目加振後のPIV解析から得られた鉛直、水平、体積、最大せん断ひずみ分布をそれぞれ示す。盛土体の揺すり込み沈下による鉛直ひずみが卓越していること、水平ひずみは盛土中央部で伸張側、側方で圧縮傾向にあるものの全体としてのひずみ量は小さく、体積ひずみ分布からも圧縮沈下する傾向にあることが分かる。なお、最大せん断ひずみ分布において水平方向にひずみの集中するラインが下部に見られるが、盛土作成時の締めめ層境界の影響と考えられ、実際に発生するせん断ひずみは小さいと考えられる。以上の結果より、1:1.5 勾配のような標準的な盛土形状の場合、揺すり込み沈下が主体の損傷を示し、地震動と共に硬化する(剛性が向上する)傾向にあると言える。また、比較的大きな地震動を計3回入力したにもかかわらず潜在的な滑り線も確認できなかったことから、標準的な勾配の盛土の場合、破壊に至るまでに過大な地震力が必要となることも確認できた。

4. まとめ

本稿では、標準的な勾配を有する盛土の地震時の損傷過程を遠心振動台実験により把握した。その結果、ニューマーク法で仮定しているような滑り破壊が発生する前に揺すり込み沈下が卓越し、徐々に硬化する傾向があることを確認した。

参考文献

- 1) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 2007. 2) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012. 3) 藤原ら: 東北地方太平洋沖地震における鉄道盛土の被害要因に関する考察, 土木学会論文集 A1, Vol. 71, No. 4, pp. I_79-86, 2015. 4) White, D. J., Take, W. A. & Bolton, M. D.: Soil deformation measurement using particle image velocimetry and photogrammetry, Geotechnique, Vol. 53, No. 7, 619-631, 2003. 5) 風間ら: 地盤に入力された累加損失エネルギーの評価法と液状化予測への適用, 土木学会論文集, No. 631/III-48, pp. 161-177, 1999. 6) Koga, Y. and Matsuo, O.: Shaking table tests of embankments resting on liquefiable sandy ground, Soils and Foundations, Vol.30, No.4, pp.162-174, 1990.

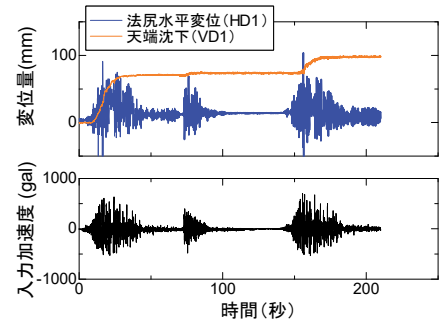
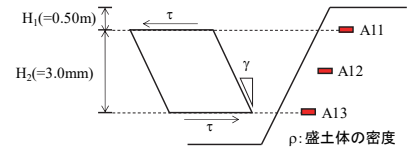
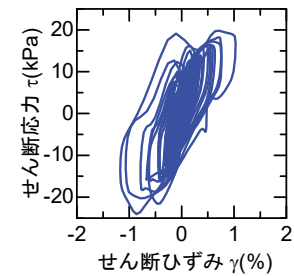


図3 1:1.5 勾配盛土の変位時刻歴



(a) 模式図



(b) 算定結果

図4 加速度計記録を用いた盛土体のせん断応力~せん断ひずみ関係の算出

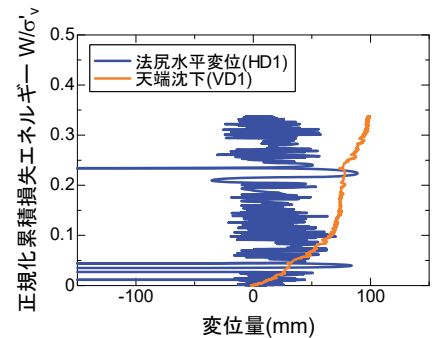


図5 1:1.5 勾配盛土: 正規化累積損失エネルギー~法尻水平変位関係

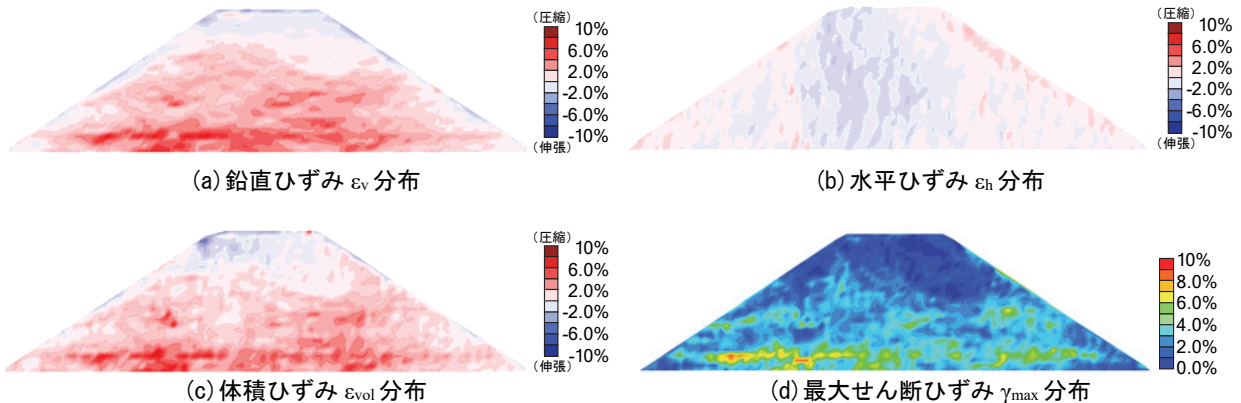


図6 3回目加振後のひずみ分布