

地下構造物周辺の液状化地盤におけるせん断ひずみ履歴による体積ひずみの評価

大矢 陽介¹・小濱 英司²

¹正会員 国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所

(〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1) E-mail: ooya-y@pari.go.jp

²正会員 国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所

(〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1) E-mail: kohama-e83ab@pari.go.jp

2011年東北地方太平洋沖地震の際、仙台空港の誘導路において地下構造物周辺の直上地盤で局所的な沈下被害が発生した。本研究では、このような地下構造物周辺で発生した沈下被害の原因を明らかにすることを目的に、砂地盤内に地下構造物模型を設置した1g場模型振動実験で得られた地盤内のせん断ひずみ履歴より体積ひずみを推定し、地表面沈下量について実験値と比較した。その結果、地盤内のひずみ履歴を評価することで、地下構造物近傍の地表面沈下量が局所的に大きくなる実験結果を再現でき、せん断ひずみの最大値よりも累加値で評価した地表面沈下量の方が実験結果の推定精度が高いことが分かった。

Key Words : *liquefaction, sandy ground, shake table test, earthquake damage, underground structure, airport pavement*

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震の際、仙台空港の県道地下道が交差する誘導路において、地下構造物周辺で局所的な沈下被害が発生した¹⁾。被害は埋戻し土の液状化が原因であるが、埋戻しの範囲と沈下の範囲が対応しておらず、原地盤も液状化した可能性があることから、地下構造物との動的相互作用による構造物周辺地盤の変形が、局所的な沈下の原因と考えられる。本研究は、このような地下構造物周辺で発生した沈下被害について、メカニズムの解明、変位予測手法の確立を目的とする。

筆者らは、1g場模型振動実験を実施し、地盤と地下構造物の動的相互作用により、地下構造物近傍の地盤において軸差せん断ひずみの最大値、累積値が他の位置と比べ大きくなること、沈下量が大きくなり表層地盤が引張破壊すると、液状化地盤内のひずみ分布に対応した地表面の沈下分布になることを明らかにした²⁾。

本稿では、地下構造物周辺の沈下量をより定量的に評価することを目的に、模型振動実験で得られた地盤内のせん断ひずみ履歴より体積ひずみを推定し、地表面沈下量について実験値と比較した。

2. 模型振動実験

(1) 模型の寸法設定と製作

図-1に模型寸法と計測センサーの配置を示す。実験は高さ2m、幅4m、奥行き1.4mの鋼製剛土槽を用い、模型の縮尺比は検討対象の地下構造物の寸法、液状化層厚を参考に1/15とした。液状化の発生を想定した砂層の厚さは、実物の8mに対して模型では0.53mである。相似則は、1g場における相似則³⁾を適用した。以後、実験結果等の物理量は、模型スケールの値である。

対象施設では地震時に構造物の浮き上がりや沈下といった変位が確認されなかったため、本実験では地下構造物の模型は振動台に固定した。

砂層および基層は珪砂6号($\rho_s=2.641\text{g/cm}^3$, $\rho_{dmax}=1.706\text{g/cm}^3$, $\rho_{dmin}=1.417\text{g/cm}^3$)を用い、基層は気中落下法、砂層は水中落下法により相対密度45%を目標に製作した。その後、表層を珪砂4号($\rho_s=2.639\text{g/cm}^3$, $\rho_{dmax}=1.782\text{g/cm}^3$, $\rho_{dmin}=1.524\text{g/cm}^3$)を用い、気中落下法により製作した。土槽の体積と砂の投入重量より求めた相対密度を図-1に記した。

地下構造物との相互作用の影響範囲を評価するために、図-1に示すように地下構造物近接する位置(Line3)、地

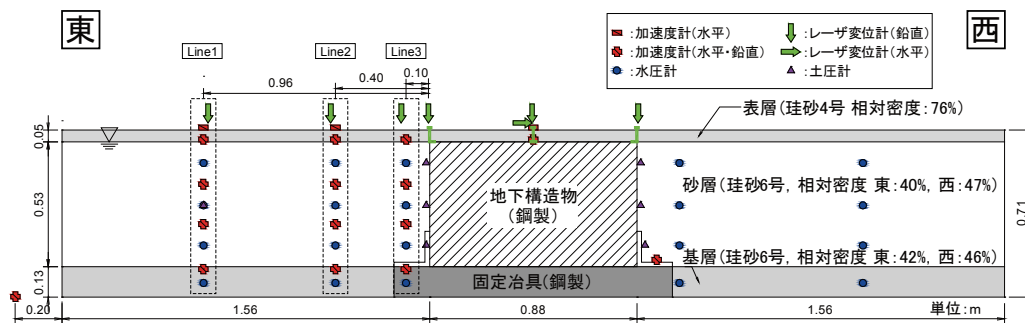


図-1 模型寸法と計測センサーの配置²⁾

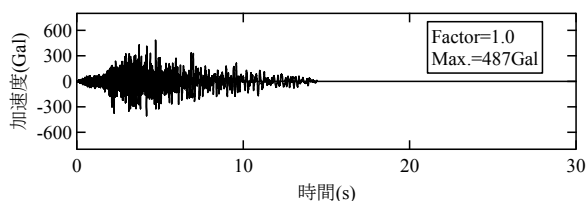


図-2 Step2の入力地震動（工学基盤における2E波）²⁾

表-1 加振ステップの一覧²⁾

	振幅倍率	最大加速度（計測値）
Step1	0.7倍	333Gal
Step2	1.0倍 (2E波相当)	480Gal
Step3	1.5倍	746Gal

下構造物よりやや離れた位置（Line2），地下構造物との十分な距離を取った位置（Line1）を設定し，各種センサーを深さ方向に配置した．加速度センサーは水平および鉛直方向の加速度を計測できるよう1箇所につき2個設置した．地盤のひずみ履歴は，設置した加速度センサーで計測した加速度時刻歴より，変位時刻歴を求め評価した．

(2) 加振条件

加振実験の入力地震動は，図-2に示す工学基盤におけるレベル2地震動相当の波形（2E波）を基準波形とした．実験は，加速度振幅を段階的に増加させたステップ加振により行い，基準波形の振幅を0.7倍，1.0倍，1.5倍に調整した波形を用いた．加振ステップの一覧を振動台上に設置した加速度センサーで計測された加速度の最大値とあわせて表-1に示す．

実験がステップ加振であるため，2ステップ以降はセンサーの移動や地盤の変形，密実化の影響が含まれる．また，後述する地表面の変位やひずみは，各ステップで発生した増分量とする．なお，加速度振幅が最も小さなStep1においても，砂層全域で液状化が発生し，加速度波形の減衰が確認できた．

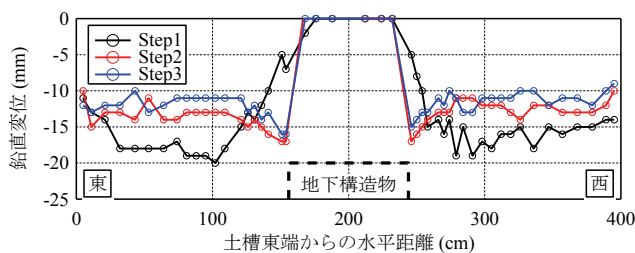


図-3 地表ターゲット位置の鉛直変位²⁾
(各加振ステップの増分値)

(3) 実験結果

図-3に地表に設置したターゲットの鉛直変位，図-4に示すセンサー位置の加速度時刻歴および過剰間隙水圧比の時刻歴を，図-5および図-6にそれぞれ示す．

Step1では，地下構造物直上の表層の地盤が，周辺地盤の沈下に追従するように側方へ変位したため，地下構造物を中心とする山なりの沈下分布となった．一方，Step2以降では，地下構造物近傍で表層が引張破壊して段差が発生したことで，表層の側方への変位も小さくなり，地下構造物近傍での沈下が局所的に大きくなったと考えられる．

加速度水平成分の時刻歴は，基層上部でやや増幅し，砂層においては，加振直後の3秒程度までは台加速度よりも加速度振幅が大きくなるが，その後急激に小さくなり，地盤が液状化した際の特徴が現れた．地下構造物近傍のLine3では，砂層上部で加速度振幅の減衰が確認できるが，深部では減衰の程度は小さく，振動台に固定されて振動する地下構造物の影響を受けていることは明らかである．同様に，地下構造物の影響により，Line3において，鉛直方向成分が他と比べて強い増幅傾向を示した．

砂層全域で液状化が発生し，過剰間隙水圧比の上昇タイミングは砂層全域で大体同じであったが，地下構造物近傍（Line3）では動水圧またはサイクリックモビリティによる影響と見られる振動成分が確認できた．

実験結果の詳細は，既報²⁾を参照されたい．

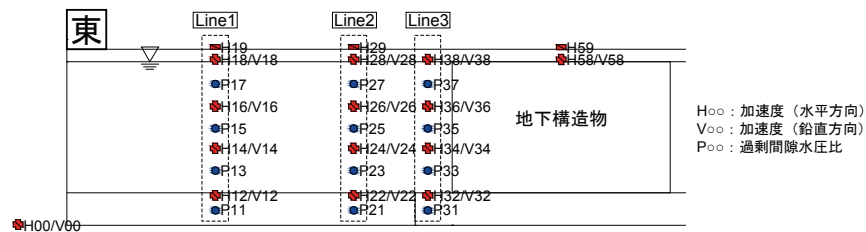
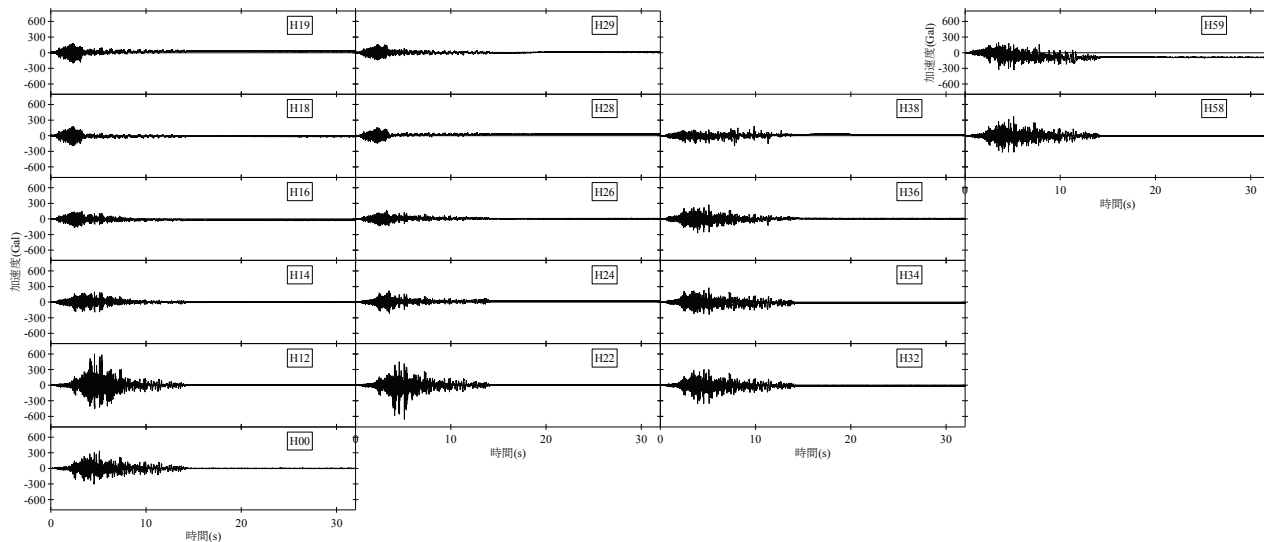
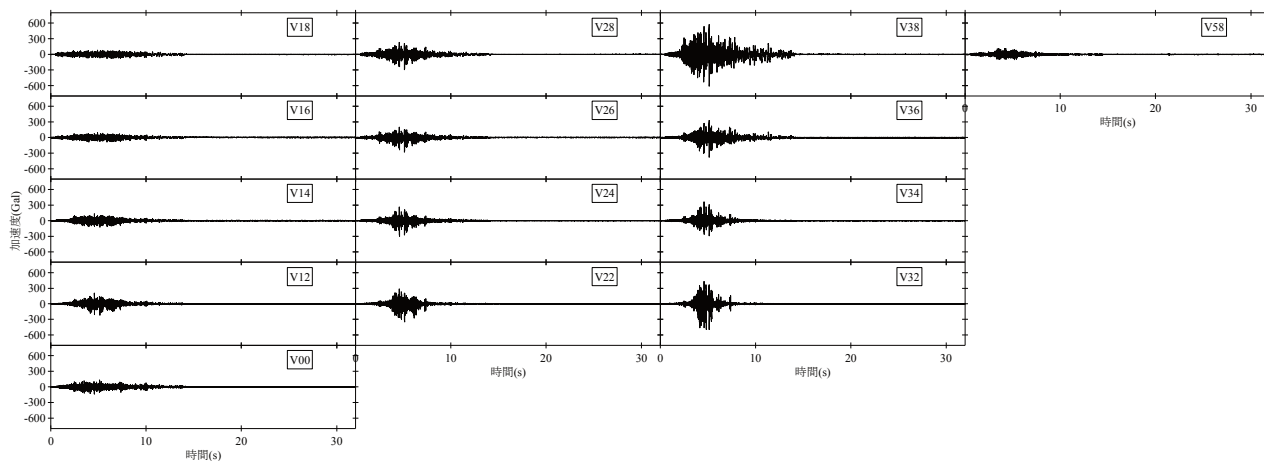


図4 時刻歴出力位置²⁾



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図5 加速度時刻歴 (Step1)²⁾

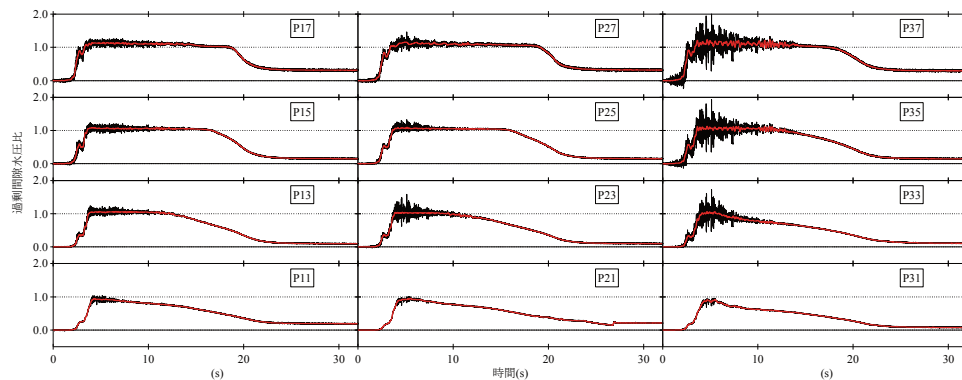


図6 過剰間隙水圧比時刻歴 (Step1) (赤線はローパスフィルタ通過後)²⁾

3. 地盤のひずみ履歴の評価

既報²⁾では、図-7 に示す鉛直方向に配置した2個の加速度センサーから得られた加速度時刻歴より、図-8 に示すせん断変形モードに対応する単純せん断ひずみ γ_{xy} および軸差せん断ひずみ γ_a を次式から求めた。

$$\gamma_{xy}(t) = \frac{\iint (\ddot{u}_{x1}(t) - \ddot{u}_{x2}(t)) dt dt}{h} \quad (1)$$

$$\gamma_a(t) = \frac{2 \iint (\ddot{u}_{y1}(t) - \ddot{u}_{y2}(t)) dt dt}{h} \quad (2)$$

ここで、 h はセンサー間の距離、 $\ddot{u}(t)$ は計測した加速度時刻歴であり、図-7 に示すように、添字の数字はセンサーの番号、 x と y はそれぞれ加速度成分のうち水平方向と鉛直方向を表す。

次に、加速度時刻歴から求めた2つのせん断ひずみより、次式から最大せん断ひずみを求めた。

$$\gamma_{\max}(t) = \sqrt{\gamma_{xy}(t)^2 + \gamma_a(t)^2} \quad (3)$$

累加せん断ひずみ γ_{acm} は、各時刻間隔における最大せん断ひずみ増分の絶対値を累積した値として、次式から求めた。

$$\gamma_{acm} = \int |\dot{\gamma}_{\max}(t)| dt \quad (4)$$

ところで、式(3)により求めた最大せん断ひずみ時刻歴から各時刻の増分値を求める方法では、主ひずみ軸回転によるせん断ひずみの変化を評価することが出来ない。そこで、本稿では累加せん断ひずみを求める式(4)に必要な最大せん断ひずみの増分値を次式で求めた。

$$d\gamma_{\max}(t) = \sqrt{(\gamma_{xy}(t) - \gamma_{xy}(t-dt))^2 + (\gamma_a(t) - \gamma_a(t-dt))^2} \quad (5)$$

図-9 に累加値の算出方法が異なる2つのせん断ひずみの累積値と最大値の分布を示す。ここで、同図(b)の累加値の軸は(a)の1.25倍大きく設定した。ひずみの分布に顕著な違いは見られないが、最大せん断ひずみの算出方法を式(5)に変更することで、図-9 のプロット点の累加値は平均で29%、最大で39%増加した。また、後述する累加せん断ひずみより推定した体積ひずみは、平均で9%、最大で12%増加した。

4. 体積ひずみの評価

(1) 体積ひずみの推定方法

砂層の体積ひずみは、模型地盤の試料を用いた室内試験を参考に2つの方法で推定した。一つ目は、文献⁴⁾を参考に図-10 に示す最大せん断ひずみと体積ひずみの関係より求めた。室内試験は相対密度50%程度で実施した結果であるが、模型地盤は相対密度が40%台であること

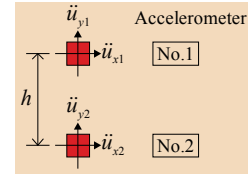
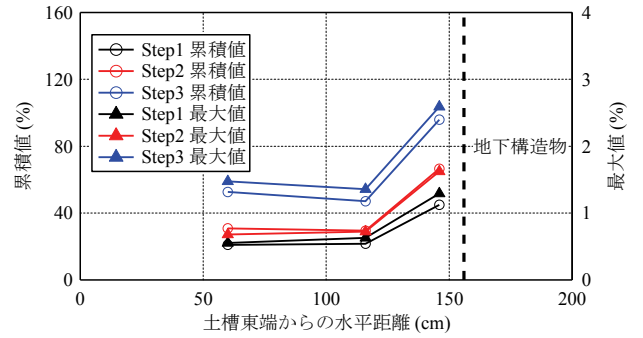


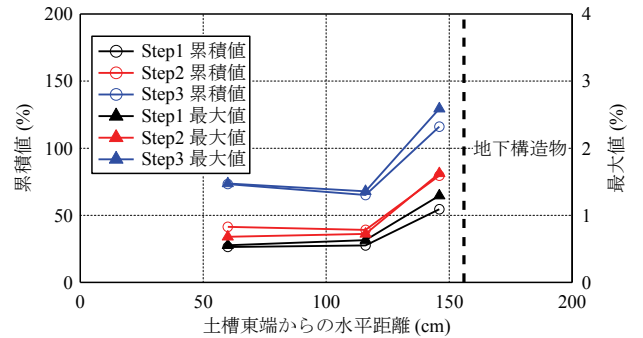
図-7 セン断ひずみを評価する2個の加速度センサーと加速度の方向²⁾



(a) 単純せん断 (b) 軸差せん断
図-8 地盤のせん断変形モード（破線が変形前）²⁾



(a) 最大せん断ひずみ時刻歴の増分値から求めた²⁾



(b) 式(5)の増分値から求めた

図-9 セン断ひずみの累積値と最大値の分布

から、文献の相対密度40%の結果を用いた。同図には模型実験の加速度時刻歴の最大せん断ひずみから求めた体積ひずみをプロットしているが、室内試験とひずみレベルの違いが明らかである。

二つ目は、図-11 に示す累加せん断ひずみ γ_{acm} と体積ひずみ ε_v の関係を双曲線で表した次式より求めた。

$$\varepsilon_v = \frac{\varepsilon_{v,\max} \gamma_{acm} / \gamma_r}{1 + \gamma_{acm} / \gamma_r} \quad (6)$$

ここで、 $\varepsilon_{v,\max}$ は体積ひずみの最大値、 γ_r は規準ひずみである。2つの双曲線のパラメータは室内試験結果を参考に決定し、双曲線が室内試験の体積ひずみ最大値付近を通り、双曲線の収束値も室内試験とほぼ同じになるよ

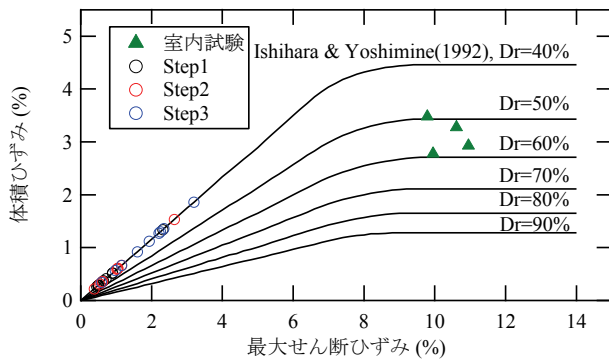


図-10 最大せん断ひずみによる体積ひずみの推定
(文献⁴⁾に加筆)

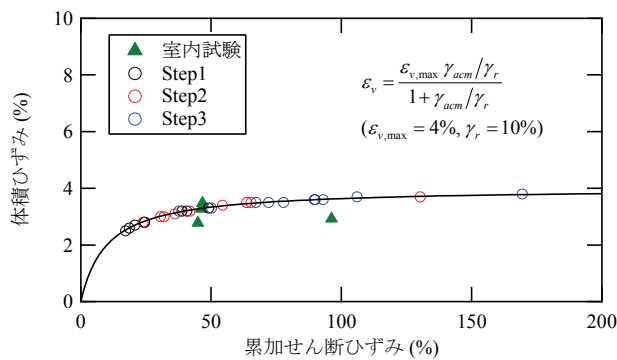


図-11 累加せん断ひずみによる体積ひずみの推定

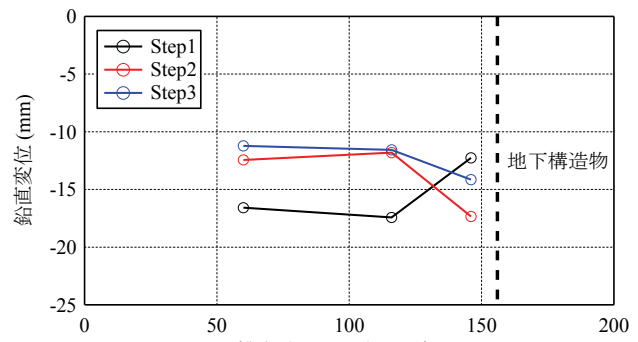
う, $\varepsilon_{v,max} = 4\%$, $\gamma_r = 10\%$ とした. 同図には模型実験の累加せん断ひずみから求めた体積ひずみをプロットしているが, 室内試験の累加せん断ひずみとひずみレベルは同程度である.

推定した体積ひずみに加速度センサー間の層厚を掛け, 砂層の3区間分を合算した値を地表面の沈下量として, 模型実験と比較した.

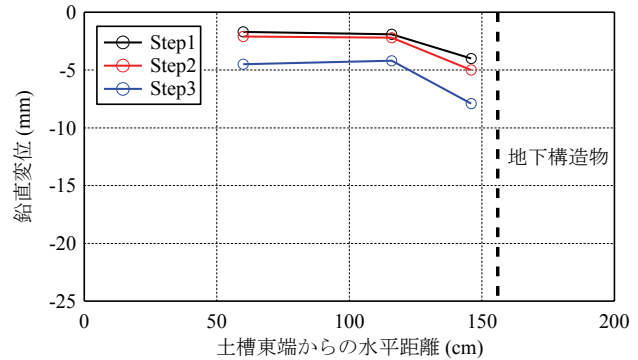
(2) 実験結果との地表面沈下量の比較

最大せん断ひずみおよび累加せん断ひずみから推定した体積ひずみより求めた地表面の鉛直変位の分布を実験結果と合わせて図-12に示す. 最大せん断ひずみから求めた鉛直変位は実験値と比較してかなり小さくなり, 一方, 累加せん断ひずみから求めた鉛直変位は実験値と同程度となった. これは, 地下構造物近傍では, 液状化地盤がせん断ひずみ振幅が小さい範囲で繰返しせん断を受けているため, 体積ひずみに寄与する地盤の損傷を累積値で評価した方が適当であることを示す結果と考えられる.

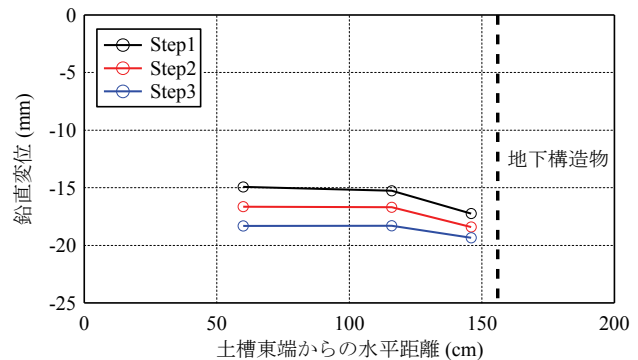
実験がステップ加振であるため, ステップが増えるたびに地盤が密実化し, 沈下量は小さくなった. 一方, 2つの推定値は加速度時刻歴から求めているため入力地震動の振幅増加に対応して大きくなり, 推定した鉛直変位も大きくなるため, 模型実験と地盤内のひずみ履歴から



(a) 実験結果 (レーザ変位計)²⁾



(b) 最大せん断ひずみから推定



(c) 累加せん断ひずみから推定

図-12 地表面の鉛直変位分布の比較

の推定値に違いが現れたと考えられる.

また, 2つの方法で求めた沈下量は, Step1 から地下構造物近傍で局所的に大きくなった. これは, 表層の側方変位や引張破壊の影響を考慮していないことが理由である.

5. おわりに

主ひずみ軸回転を考慮した累加せん断ひずみは, 考慮しない値よりも平均で29%増加した. また, せん断ひずみより推定した地表面沈下量の推定精度は, 最大せん断ひずみより累加せん断ひずみの方が高かった. 地盤内のひずみ履歴を評価することで, 地下構造物近傍の地表面

沈下量が局所的に大きくなる実験結果を再現できた。

今後、室内試験より地盤のせん断ひずみ量と体積収縮量の関係を明らかにし、この関係を有限要素法による数値解析に取り入れ、変位予測手法について検討する予定である。

参考文献

- 1) 坪川将丈, 水上純一, 畑伊織, 前川亮太: 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震による仙台空港の舗装に関する被害報告, 国土技術政策総合研究所資料, No.680, 20pp.
- 2) 大矢陽介, 小濱英司, 佐伯嘉隆, 佐藤成: 液状化地盤における地下構造物周辺地盤のひずみ履歴と地表面沈下に関する模型振動実験, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 72, No.2, pp.I_360-I_365, 2016.
- 3) Iai, S.: Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 27, No. 3, pp.3-24, 1988.
- 4) Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, pp.173-188, 1992.

EVALUATION OF VOLUMETRIC STRAIN IN LIQUEFIED GROUND AROUND UNDERGROUND STRUCTURE BY USING SHEAR STRAIN HISTORIES

Yousuke OHYA and Eiji KOHAMA

Local subsidence damage on the airport taxiway right over the ground nearby the underground structure occurred at Sendai airport during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake. Shake table tests of the 1g gravitational field were performed to make clear a mechanism of the subsidence damage. This study focuses on evaluation of volumetric strain of liquefied ground around the underground structure by using shear strain histories obtained by the shake table tests and correlation between experimental results and estimated values of subsidence of ground surface. As a result, local subsidence around underground structure could be evaluated by shear strain histories and subsidence estimated by using the accumulated shear strain was higher estimation accuracy against experimental results than by using the maximum shear strain.