

地中構造物の液状化時の浮上り対策工法 に関する遠心模型実験

佐藤 清¹・佐伯宗大²

¹株式会社大林組 技術研究所 土木構造研究室 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

E-mail:sato.kiyo@obayashi.co.jp

²日本技術開発株式会社 東京支社 地下・地盤技術部 (〒164-8601 東京都中野区本町5-33-11)

E-mail:saekimu@jecc.co.jp

地中構造物の周辺地盤が液状化すると、浮上り現象が発生する可能性がある。本研究では幅5.85m、高さ3.15mのボックスカルバートをモデル化し、遠心模型実験によって地中構造物の浮上り挙動と、鋼矢板による対策工法の効果について検証した。実験は25gの遠心重力場にて実施し、実験モデルは未対策モデルとシートパイルによる対策モデルとした。構造物模型は硬質塩化ビニル製で、比重を0.75に調整した。実験の結果、地中構造物の浮上り挙動と対策工法による浮上り低減効果に関するデータが得られた。また、未対策モデルおよび対策モデルのそれぞれに浮上り量の評価式を適用し、実測と予測値の比較を行った。

Key Words : Underground structure, Liquefaction, Centrifuge model test, Uplift

1. はじめに

地震時に地中構造物の周辺地盤が液状化すると、構造物が浮力に抵抗できなくなり浮上り現象が発生する可能性がある。このような浮上りへの対策工法は現在研究途上であるが、1つの有効な対策として矢板締切り工法を挙げることができる。矢板締切り工法は地中構造物の両側に、構造物を挟むように矢板を打設する工法であるが、液状化の発生を抑制するのではなく、構造物直下への液状化地盤の回り込み防止を期待する工法である。

矢板締切り工法に関する既往の設計法¹⁾では、地震時土圧に対して矢板が健全であれば構造物の浮上りを抑制できるとしている。しかしながら対象としている地震動がレベル1であるため、レベル2クラスの大規模地震に対する浮上り防止効果は明確でない。そこで、筆者らは既往設計法¹⁾により矢板締切り工法の試設計を行い、それをプロトタイプとする遠心模型振動実験によりレベル2地震動に対する適用性を検証した。実験は「対策なし」と「対策あり」のケースを実施し、両者の浮上り挙動の比較から、対策工の効果を検証した。また、合理的に浮上り対策の設計を行うには、浮上り量の定量的な評価が重要になるため、佐々木ら²⁾による浮上り量の評価式を実験結果に適用し、実測と予測値の比較を行った。

2. 矢板締切り工法の試設計

試設計では図-1に示す共同溝を対象とした。共同溝横断面は幅5.58(m)×高さ3.15(m)の一層二径間であり、躯体天端の深度は2.5(m)とした。共同溝横断面の断面積は6.64(m²) (0.15m×0.15mのハンチ部も含む)とし、共同溝自重は捨てコン重量5.0(kN/m)等を含み168.0(kN/m)とした。共同溝周辺の地盤の状況は図-2に示すものとし、躯体は液状化対象層内に完全に埋没されているものとした。地層構成は、液状化対象層(沖積砂質土層)の下に洪積粘性土層および洪積砂質土層が存在し、GL-30mに基盤が位置するものとした。地盤種別は種地盤である。地下水位はGL-2.0mとした。設計地震力については、既往設計法²⁾で示されている様に、当該構造物が共同溝であるため、現行共同溝設計指針に示されている震度 $K_h = 0.15$ (種地盤)を用いることとした。

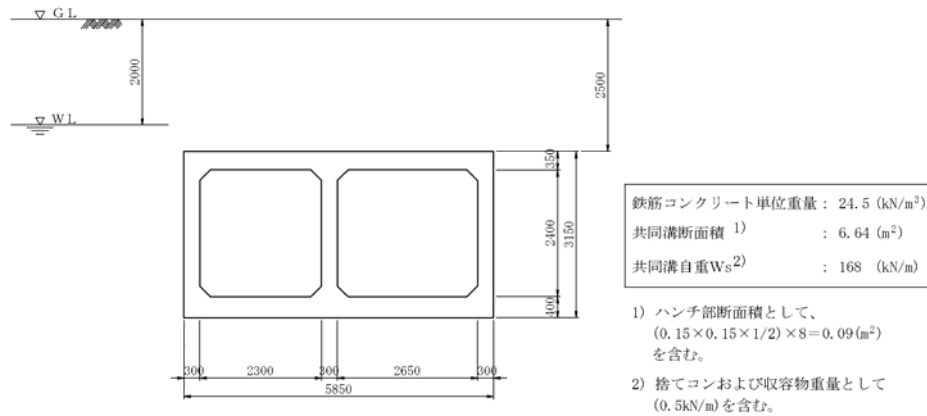


図-1 構造物断面

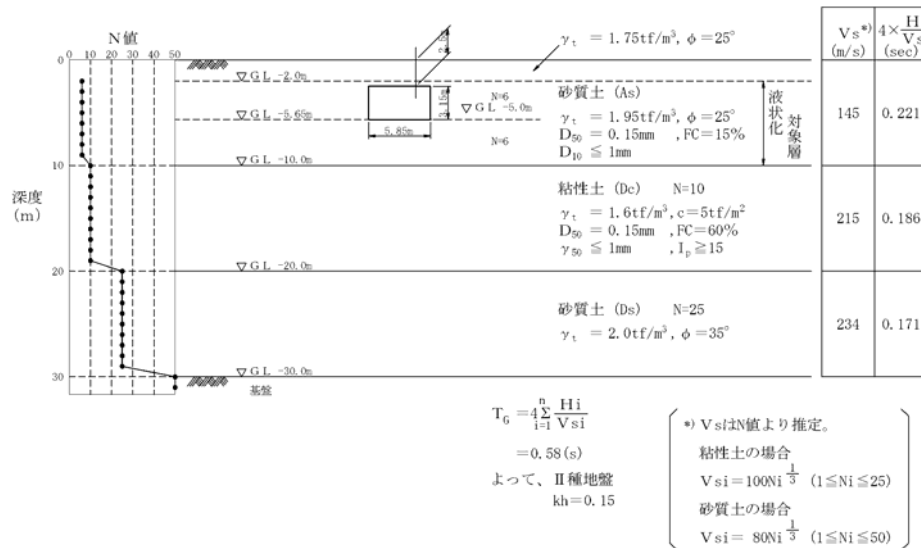


図-2 地盤条件

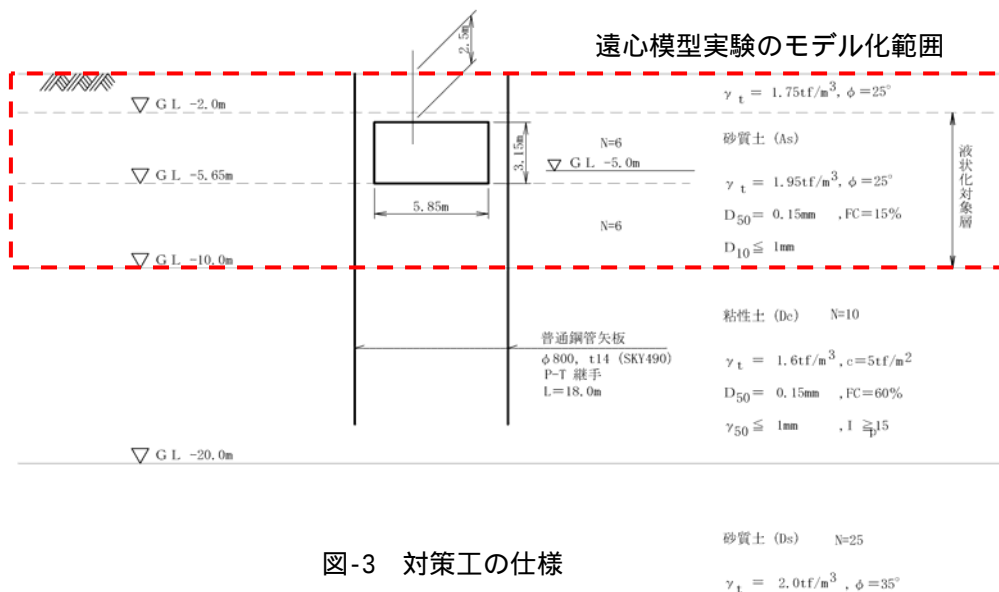


図-3 対策工の仕様

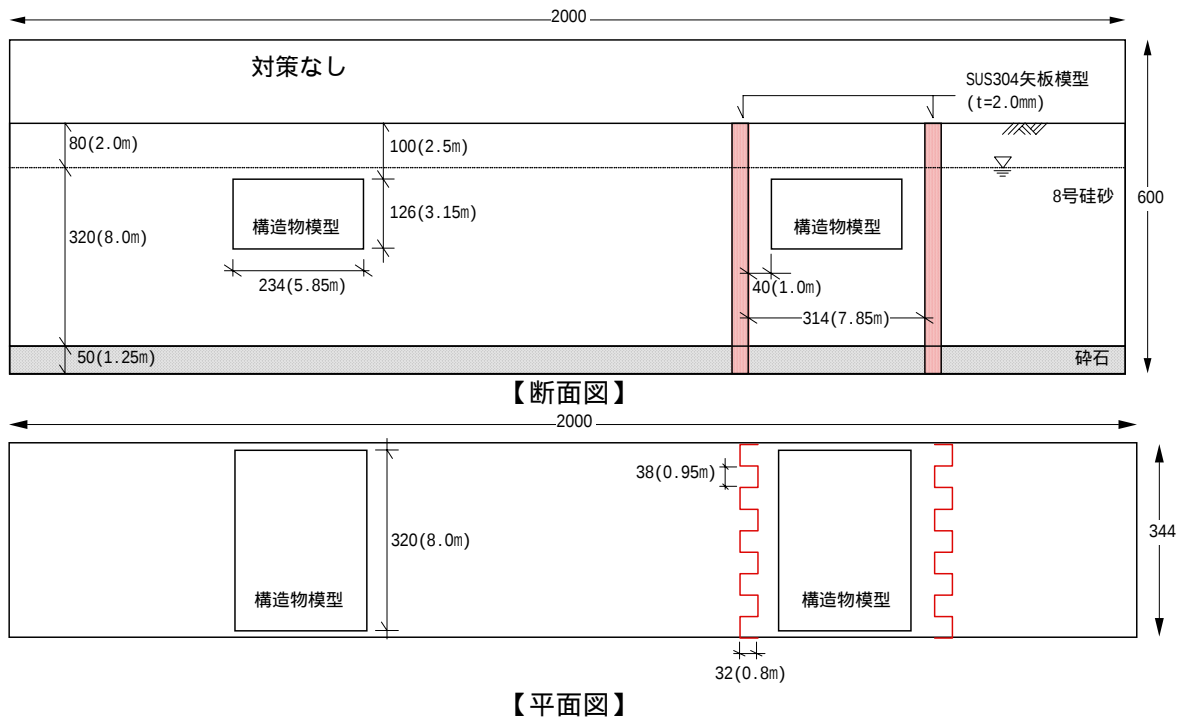


図-4 実験模型（単位 mm，()内はプロトタイプ換算値）

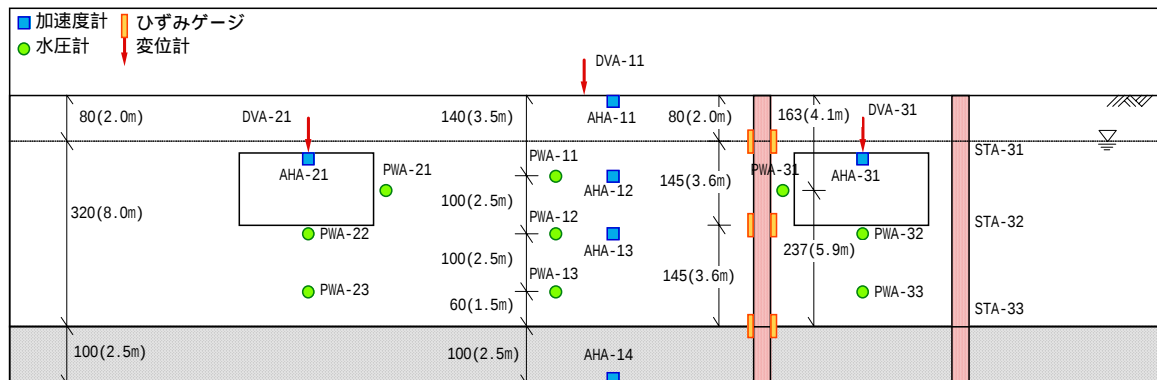


図-5 計器配置

表-1に浮上りに対する対策工の必要性に関する検討結果を示す。浮上り安全率 $F_u < 1.0$ ，すべり安全率 $F_s < 1.5$ となり，浮上りに関する対策工が必要であると判定された。

表-1 浮上りに対する検討結果

液状化安全率FL（平均値）	0.84
浮上り安全率	0.74
すべり安全率	0.74

表-1の結果から，対策工法として鋼管矢板（SKY490， $\phi 800\text{mm}$ ， $t14\text{mm}$ ，P-T継手， $L=18.0\text{m}$ ）による締切り工法を試設計した。試設計では既往設計法¹⁾に従って，L1 地震時における発生断面力が許容応力度内であることを確認した。

3．遠心模型振動実験の方法

(1) 実験概要 対策あり

実験は図-3に示す破線の範囲をモデル化の対象として，1/25の縮小模型を作製し，25gの遠心重力場で加振を行った。厳密には鋼矢板が根入れされている粘土層までをモデル化するべきであるが，工程上の理由等により，上部砂層（GL-0m～10m）のみをモデル化した。

(2) 実験模型

図-4に実験模型を示す，模型は幅200cm，奥行き34.4cm，高さ60cmのコンテナ内部に作製した。また，1つのコンテナ内に対策なし模型（図-4左側）と対策あり模型（図-4右側）を同時に作製した。

これにより、同じ加振に対して対策の有無を直接比較することができる。以下に模型の詳細を示す。

a) 模型地盤および構造物模型の仕様

模型地盤の作製において、密度や液状化強度などの条件をプロトタイプと完全に一致させることは困難である。そこで地盤材料には容易に入手できる8号硅砂を使用し、以下の条件により模型地盤の仕様を決定した。

プロトタイプ地盤と模型地盤の繰返し三軸強度比RLを一致させる。

プロトタイプと模型における液状化層の密度と構造物模型の見掛けの密度の差 ($\rho_{sat} - \rho_m$) を一致させる。

模型地盤の上部非液状化層は下部液状化層と同一の乾燥密度とする。

および については、浮上り量を決める条件として重要と考えられる項目をプロトタイプと模型で一致させることとした。 については、模型地盤の作製を容易にするためである。表-2に8号硅砂の物理特性、表-3に上記の条件 ~ によって決定した模型地盤（液状化層）および構造物模型の仕様を示す。

表-2 8号硅砂の物理特性

最大粒径(mm)	0.250
細粒分含有率(%)	17.0
最大間隙比	1.482
最小間隙比	0.798

表-3 実験模型（液状化層および構造物）の仕様

項目	プロトタイプ	実験模型
飽和密度 $\rho_{sat}(g/cm^3)$	1.95	1.79
N値	6	-
Vs(m/s)	145	136
間隙比e	-	1.084
相対密度Dr(%)	-	58
繰返し三軸強度比RL	0.196	0.196
構造物密度 $\rho_m(g/cm^3)$	0.912	0.754
$\rho_{sat} - \rho_m$	1.038	1.038

せん断波速度Vsについては、プロトタイプ地盤の場合は $Vs(m/s)=80N^{(1/3)}$ により算出し、模型地盤の場合は以下の式(1)によりせん断剛性Gを算出し³⁾、Vsに換算した。

$$G=900 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.4} \quad \dots (1)$$

模型地盤の相対密度の決定は、室内試験から求めた8号硅砂の相対密度と繰返し三軸強度比RLの関係（図-6）から、目標とする値（=0.196）を満たす相対密度を求めた。

構造物模型は塩化ビニル製とし、表-3に示すとおり見掛けの密度を0.754(g/cm³)に調整した。密度の調整は内部に空洞を設けることで行った。

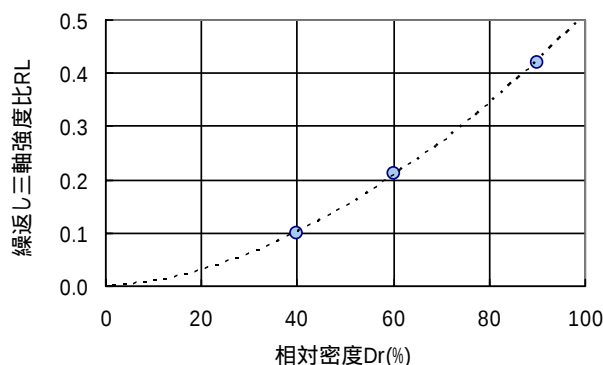


図-6 8号硅砂の繰返し三軸強度比



写真-1 地中構造物模型

b) 浮上り対策工法の仕様

プロトタイプの試設計では鋼管矢板を仮定したが、これを1/25縮小模型で再現することは難しい。よって、模型では厚さ2mmステンレス板（SUS304）を波型に加工した鋼矢板模型を作製した。このとき、曲げ剛性EIを相似則によってプロトタイプと一致させた。写真-2にコンテナ内に設置した鋼矢板模型を示す。



写真-2 鋼矢板模型（模型を上部から撮影）

(3) 模型作製方法

a) 地盤模型

液状化層および上部非液状化層は乾燥した8号珪砂を空中落下させ、所定の密度（ $Dr=58\%$ ）になるよう調整した。地盤作製後、間隙を二酸化炭素置換し、所定の水位まで脱気水により飽和させた。脱気水はコンテナ底部から注水したが、液状化層全体に行渡るよう、液状化層の下に碎石層を設けた。

液状化層の相対密度は、模型作成時には目標よりやや小さめの $Dr=50\%$ に調整し、遠心力載荷時の沈下（約4mm）により加振時には $Dr=54\%$ となった。

b) 構造物模型

構造物模型の底面レベルまで地盤が完成した後、模型を静かにコンテナ内に設置した。コンテナと側壁との離隔は1cm（模型寸法）確保し、摩擦の影響を除去した。

c) 鋼矢板模型

鋼矢板模型は、写真-2に示すようにコンテナ底部にボルト固定した。コンテナ側壁との隙間（約2mm）にはグリースを充填して摩擦の影響を除去し、さらにテフロンシートによって間隙水の移動が無いようにした。鋼矢板模型と構造物模型の離隔は、実施工を考慮して4cm（プロトタイプ1m）とした。

(4) 計器配置

図-5に計器配置図を示す。計測は構造物および地表面の鉛直変位のほか、加速度および間隙水圧、鋼矢板模型のひずみとした。

4. 遠心模型振動実験の結果

ここから実験結果を示す。実験結果は全てプロトタイプ換算した値を示す。

(1) 地盤応答

a) 加速度応答

入力波の原波は、道路橋示方書⁴⁾に示されるレベル2タイプ波形のうち、神戸海洋気象台波形（種地盤-1）とした。図-6にコンテナ底面での加速度波形を示す。コンテナ底部での最大加速度は656(gal)であった。

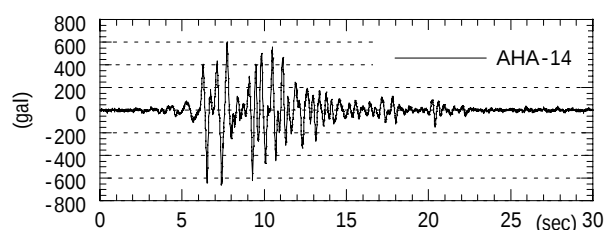


図-6 入力加速度波形

図-7に地表面の応答加速度波形を示す。地表面の最大加速度は242(gal)であり、液状化の影響により入力加速度に対して大幅に低下している。

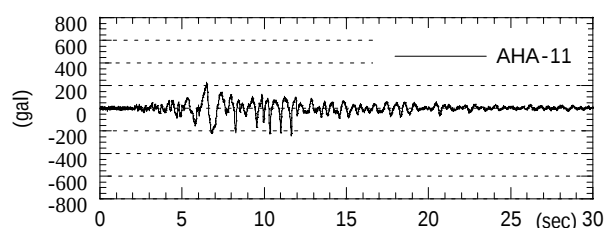


図-7 地表面加速度

b) 水圧応答

図-8にコンテナ中央部の過剰間隙水圧比時刻歴を示す。図に示すPWA-11～13より、液状化層の全体で液状化が生じていると判断することができる。PWA-12のみ水圧の上昇が緩やかであるが、理由は調査中である。

図-9に「対策なし」の構造物模型近傍における過剰間隙水圧比、図-10に「対策あり」の構造物模型近傍における過剰間隙水圧比時刻歴を示す。水圧比の最大値は0.6～0.8程度であり、コンテナ中央部に比べると水圧の上昇の程度が低い。これは構造物模型の浮上りに伴う周辺地盤の変形、すなわちダイレイタンスーによると考えられる。

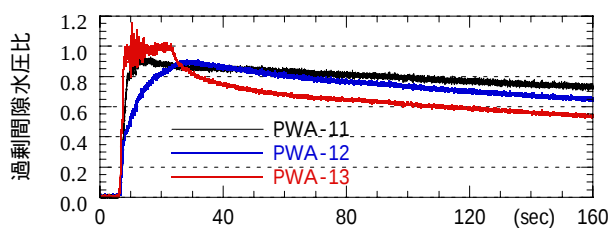


図-8 過剰間隙水圧比（コンテナ中央）

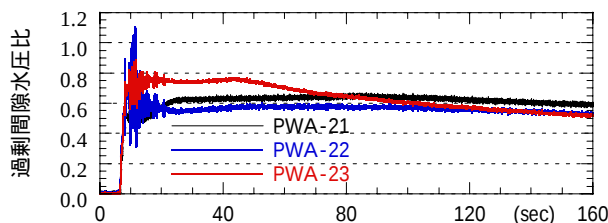


図-9 過剰間隙水圧比（構造物近傍 / 対策なし）

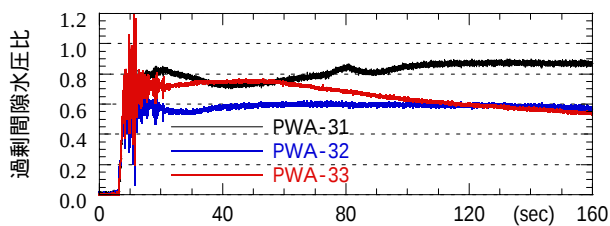


図-10 過剰間隙水圧比（構造物近傍 / 対策あり）

図-9および図-10に示す構造物模型近傍の水圧応答では、図-8に示すコンテナ中央に比べて、加振中の振動成分が卓越している。これは加振時にコンテナ端部に若干の鉛直方向加速度が発生し、その影響により生じた成分と考えられる。

図-10のPWA-31は、「対策あり」の構造物模型と鋼矢板模型の隙間に設置した水圧計の応答である。他の水圧計の応答と異なり、加振後（横軸40sec以降）に水圧上昇が見られる。これは、過剰間隙水圧の抜け道が地中構造物模型と矢板模型の隙間しかないため、構造物模型直下の過剰間隙水圧が供給されたためと考えられる。

c) 地表面沈下

図-11に地表面沈下の時刻歴を示す。実験終了後の実測値から算出した最終的な最終的な地表面沈下量は38cmであった。図より、沈下の約80%が加振中（横軸5～20sec）に生じたことになる。

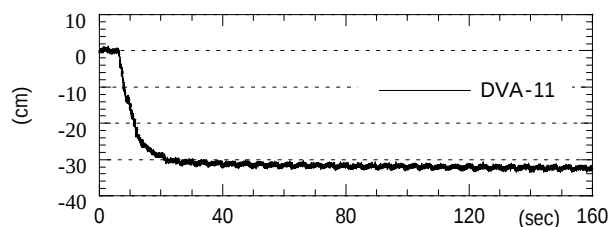


図-11 地表面沈下量（コンテナ中央）

(2) 構造物模型の浮上り挙動

図-12に構造物模型の浮上り量を示す。最終的な浮上り量は、「対策なし」が67cmで「対策あり」が51cmであった。「対策なし」の場合、浮上り量のほぼ全てが加振終了までに発生しているが、「対策あり」の場合、全浮上り量の80%が加振中に発生し、残りの20%は加振後に生じている。これは図-10に示したように、過剰間隙水圧が消散しにくく、加振後も構造物周辺で高い水圧比が維持されることによると考えられる。

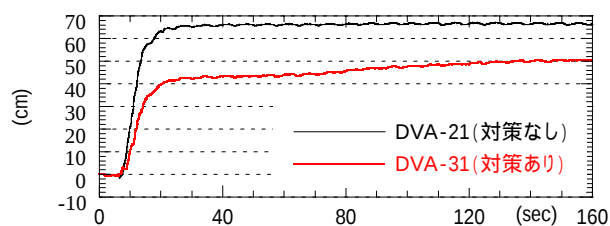


図-12 構造物の浮上り時刻歴

既往の研究²⁾によると、矢板締切り工法における地中構造物の浮上り量は、地盤の回り込みによる量 + 矢板のたわみによる量と考えることができる。図-13は加振による鋼矢板の曲げひずみを示しているが、最大20(μ)程度しか発生しておらず、今回の実験ケースでは、ほぼ全ての浮上り量が地盤の回り込みによるものと言える。

以上、「対策あり」でも比較的大きな浮上り量が発生したのは、地中構造物と鋼矢板の離隔(1m)が広く、構造物直下への液状化地盤の回り込みを十分に防ぐことができなかった、加振終了後も構造物周辺で高い過剰間隙水圧が維持された、ことによると考えられる。

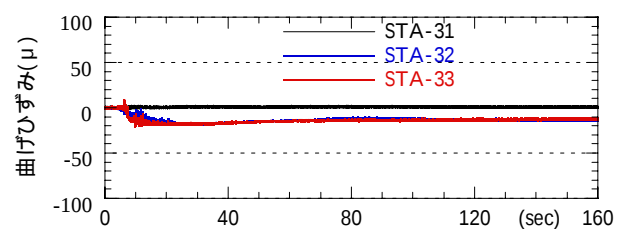


図-13 鋼矢板の曲げひずみ時刻歴

写真-3および写真-4に、実験終了後に撮影した地中構造物位置の状況写真を示す。写真-3に示す「対策なし」では、構造物模型の浮上り(67cm)と周辺地盤の沈下(38cm)に伴う、構造物模型の側壁位置でのせん断破壊が観察できる。写真-4に示す「対策あり」でも同様に、構造物側壁位置での破壊が観察できる。また、写真では確認しにくいですが、鋼矢板模型と地盤との境界では噴砂の跡が観察された。



写真-3 実験後の状況（対策なし）



写真-4 実験後の状況（対策あり）

図-12および13に、構造物模型の浮上り量と周辺地盤の過剰間隙水圧比の関係を示す。図-12は「対策なし」、図-13は「対策あり」である。横軸の過剰間隙水圧比は、それぞれ構造物側壁近傍の記録（対策なし：PW-21，対策あり：PW-31）とした。

「対策なし」と「対策あり」で浮上り開始時の過剰間隙水圧比を比較すると、「対策なし」が0.5程度であるのに対して、「対策あり」はやや大きく0.7程度である。両者の差は鋼矢板の影響によるものと考えられ、「対策あり」の場合、鋼矢板が周辺地盤を回り込み難くしているため、「対策なし」の場合よりも地盤の剛性低下（地盤の流動化）が進行しないと、浮上りが発生しないと考えられる。

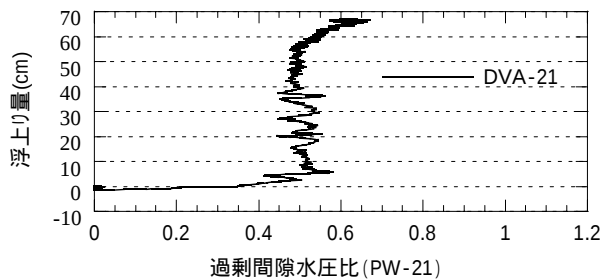


図-12 構造物の浮上り量と過剰間隙水圧比の関係（対策なし）

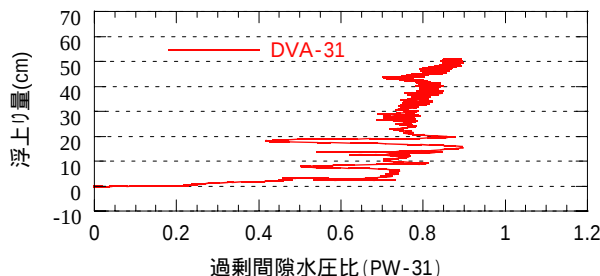


図-13 構造物の浮上り量と過剰間隙水圧比の関係（対策あり）

図-14は横軸に「対策あり」の浮上り量，縦軸に「対策なし」の浮上り量をプロットしたもので，「対策なし」に比べて「対策あり」の場合，浮上り開始が遅い，浮上り速度が遅い，加振停止後

にも浮き上がりが進行する，などの特徴が見られる。

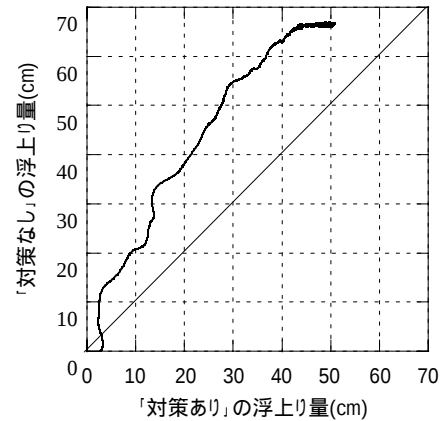


図-14 「対策あり」と「対策なし」の浮上り挙動の比較

5. 予測式による浮上り量の評価

ここでは佐々木ら²⁾の予測式により，実験条件下での浮上り量を予測し，実験結果と比較する。予測式は佐々木らの研究成果²⁾によるものを使用した。計算に入力した地盤条件は，表-4に示すとおりである。

表-5に予測結果と実験結果を比較して示す。なお，地中構造物と鋼矢板の離隔は，矢板の形状を考慮して1.8m（図-4参照）とした。

表-4 計算条件

地盤の相対密度：Dr (%)	58
地下水以上の土の密度： ρ_t (g/cm ³)	1.25
地下水以下の土の密度： ρ_d (g/cm ³)	1.75
構造物の密度： ρ_m (g/cm ³)	0.754
動的せん断強度比：R	0.212
液状化抵抗率：FL	0.197

表-5 予測結果

	実験結果(m)	予測値(m)
対策なし	0.67	0.65
対策あり	0.51	0.28

表-5に示すように，「対策なし」のケースでは実験結果を精度良く予測できている。一方，「対策あり」のケースでは実験結果よりも予測値の方が小さく，その差は23cmとなった。「対策あり」のケースで予測値が小さくなった理由は今後の検討課題であるが，実験では加振終了後も浮上りが継続していることが影響している可能性も考えられる。

4. まとめ

本研究では，既存マニュアルによって矢板締切り

工法による浮上り対策工法の試設計を行い、これをプロトタイプとした遠心模型実験を実施した。実験結果から、レベル2地震動に対する対策工の効果および応答特性について評価を行った。以下に主な結果をまとめる。

- (1) 「対策なし」のケースでは浮上り量が67cmに達したが、「対策あり」のケースでは51cm（対策なしの76%）に低減された。
- (2) 「対策あり」のケースでは、実施工を考慮して地中構造物と鋼矢板の最小離隔を1mとしたが、レベル2地震動に対して地盤の回り込みを完全には防止できなかった。
- (3) 「対策あり」のケースにおける浮上り量は、ほぼ全て地盤の回り込みによるものであった。
- (4) 「対策なし」・「対策あり」のどちらも、地盤が完全液化化に達する前に浮上りが開始した。浮上り開始時の過剰間隙水圧比は、「対策なし」が0.5、「対策あり」が0.7であった。
- (5) 「対策あり」の浮上り開始時の過剰間隙水圧比が「対策なし」よりも高いのは、鋼矢板により地盤が回り込み難くなっているためと考えられる。また、浮上り速度も「対策なし」より遅く、これらは矢板締切り工法による対策効果とすることができると言える。

- (6) ただし、「対策あり」のケースでは、構造物直下地盤の過剰間隙水圧が消散し難いため、「対策なし」よりも浮上り挙動が長時間継続する。
- (7) 既往の浮上り量の予測式を適用した結果、「対策なし」は精度良く予測されたが、「対策あり」では実験結果に比べて予測値がやや小さめの値となった。

なお本研究は、土木学会地震工学委員会「地下構造物の合理的な地震対策研究小委員会（岩楯敬広：首都大学東京都市環境学部教授）」の活動の一環として、実施したものである。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案），共同研究報告書 第186号，1999。
- 2) 佐々木哲也，石原雅規，田村敬一，杉田秀樹：矢板締切り工法を施した地中構造物の浮上り変位量予測法，土木技術資料40-10，pp.54-59，2004。
- 3) 足立紀尚，龍岡文夫：新体系土木工学18-土の力学（ ），pp.211-223，1998。
- 4) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説耐震設計辺，pp.304-310，2002。

(2005. 6. 15 受付)

A DYNAMIC CENTRIFUGE TEST OF UNDERGROUND STRUCTURES ON COUNTERMEASURE AGAINST SOIL UPLIFTING CAUSED BY GROUND LIQUEFACTION

SATO Kiyoshi, and SAEKI Munehiro

Ground liquefaction caused in nearby underground structures may create potentials of soil uplifting. In our research, by employing scaled model of Box Culvert sized in width of 5.85m by height of 3.15m, uplifting performance of the underground structure and the effects of the liquefaction countermeasure using sheet pile were examined. The testing was conducted using centrifuge model test field with 25G for non-countermeasure model and countermeasure model with sheet piles. The testing model was created with rigid PVC and its specific gravity was set as 0.75. As a result, the experiments provided data on uplifting performance of the underground structure and effects of the countermeasure methods to reduce soil lifting. Furthermore, the results of the each test were applied to estimation formula of soil uplifting rate, and then the estimated value and the observed value were compared.