

# 排水を利用した小規模構造物、外構用簡易液状化対策の遠心模型実験

眞野 英之 石川 明 社本 康広 吉成 勝美  
(技術研究所) (技術研究所) (技術研究所) (技術研究所)

## Centrifugal model tests on simplified improvement method for reducing liquefaction damage of small structures and outdoor facilities, using by drainage

by Hideyuki Mano, Akira Ishikawa, Yasuhiro Shamoto and Katsumi Yoshinari

### Abstract

The new improvement method that can reduce the liquefaction damage of the small structures and the outdoor facilities by making the high permeable gravel layer near the ground surface is proposed. The proposed method makes the gravel layer of more than 30cm thickness beneath the structure, and drainage to ground surface is provided. The effect of the proposed method is confirmed by centrifugal model tests. The proposed methods do not have the effect to prevent liquefaction, but the damage of structure can be remarkably reduced. In the cases of the cement treated soil with very low permeability instead of gravel, the inclination of the structures continued increasing during liquefaction. It is effective for reducing liquefaction damage by drainage from the liquefaction layer.

### 概要

地表付近に排水性の高い礫層を設けることで、小規模構造物や外構の液状化被害を大幅に低減する対策の効果を遠心模型実験で確認した。礫を用いて基礎底近傍や表層付近を厚さ 30cm 以上置換することにより、地盤が液状化に至っても構造物の傾斜を大幅に小さくでき、噴砂も抑止できることを確認した。排水性のないセメント改良で行った実験では、液状化が継続している間、構造物の傾斜が増加し続け、被害抑止の効果は小さかった。液状化層からの排水性を確保することが、液状化被害低減に有効であることを確認した。

### §1.はじめに

地震時に地盤の液状化が生じると、噴砂、側方流動、支持力喪失などにより、構造物や外構、インフラ等に多大な被害を与え、復旧には多大の費用と時間を要することが多い。

既往の液状化対策は、地盤改良により地盤の密度増加<sup>1)</sup>や排水性の向上<sup>2)</sup>、もしくは地盤のせん断変形の抑制<sup>3)</sup>などにより過剰間隙水圧が蓄積するのを抑制し、地盤が液状化に至らないようするか、頑強な杭基礎で構造物を支持することにより、液状化が生じても構造物には被害が及ばないようにするのが一般的である。しかし、これらの対策は液状化層全体を改良する必要があることや、液状化を防止するだけの改良率を必要とすることから一般に高価である。このため、液状化対策を行う場合でも、その対象は主要な構造物に限られ、変電設備、貯水槽や原材料タンク、配管ラックなど主要構造物に付帯する小規模構造物や構内道路、駐

車場などの外構にはコスト面から適用が困難であった。しかし、主要構造物が無被害でも、これら小規模構造物や外構が液状化により大きな被害を受けると、工場や病院の業務継続やマンション等の住環境維持に大きな障害をきたすことは、過去に液状化を生じた地震で明かである。

業務継続や住環境維持のためには、少なくとも必要最低限の付帯構造物や外構に対しても液状化対策を施す必要があり、軽微な構造物、外構にも採用可能な低価格で効果的な液状化対策が望まれている。

写真-1は2011年東北地方太平洋沖地震後10日ほど経過した時点の新浦安駅近くの状況である。車道は多少のうねりはあるものの、ひび割れや噴砂痕もほとんど見られず、自動車の通行に支障が無い状態であった。一方、歩道部は、亀裂や沈下もしくは隆起がみられ、液状化により大きな被害を受けていた。車道部と歩道部の液状化被害の差は、この地点のみでなく、市内の他の地点でも確認されている<sup>4) 5)</sup>。車道と歩道は

隣接しており、ごく表層に近い部分以外はほぼ同じ地盤条件と考えられ、両者とも地盤は液状化に至ったと推測される。両者の被害の違いは路盤や路床の品質の違いと考えられ、交通荷重が小さい歩道は、より簡易な路盤となっており、その分噴砂に対して弱点となったと考えられる。逆に歩道部分で噴砂が生じて間隙水圧が抜けたことにより、車道部分では被害が抑えられたと考えられる。

このことは、礫などのフィルターを介して水のみが地表に排出される排水性を予め確保しておけば、地盤が液状化に至っても噴砂や流動が生じず、液状化被害を大きく低減できる可能性があることを示している。上記の対策は、液状化を防止する必要がないことや地表近傍のみの対策ですむため、簡便な対策ですむ。

本報告では、排水効果を用いた表層のみの対策が、小規模構造物、外構の液状化被害をどの程度低減できるかを遠心模型実験で調べた結果について報告する。



写真-1 車道と歩道の液状化被害の差

## §2.提案する対策方法の例

地表面近傍の排水性確保による液状化被害低減対策として提案する工法を以下に示す。礫層の厚さ、範囲などの対策仕様は、構造物や地盤条件に応じて設計して決定する。

### ①小規模構造物を新設する場合の対策

表層まで液状化層が続く場合は、構造物直下の地盤の水圧を逃がすために、図-1 に示すように構造物の底

面と外周に厚さ 30cm 以上の排水(礫)層を設け、構造物周囲より地表に排水できるようにする。排水層は目詰まり対策を施した礫を用いるのが最も簡単であるが、設計上必要な排水性能を確保できれば他の材料でもかまわない。

基礎底面付近に難透水層があり、その下が液状化層である場合には、基礎底面+外周の礫層敷設に加え、液状化層までドレーンを設置し排水させる必要がある。液状化を防止する必要はないので、ドレーンは液状化層に到達していれば良く、径や本数も設計上必要な排水機能が確保できるだけで良い。

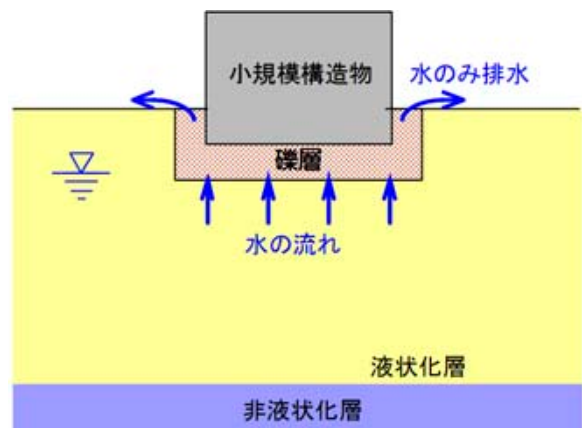


図-1 新設小規模構造物用の対策例

### ②既存構造物の対策例

既存構造物の場合は、構造物底面に排水層を設置することは困難である。液状化により傾斜した構造物直下の地盤状態を、遠心模型実験で観察した結果<sup>9)</sup>によれば、液状化の場合でも写真-2 のように構造物底面外周からすべり面が生じ崩壊に至ることが確認されている。すべり面以外の部分では、予め水平、等間隔に設置した色砂が明確に確認でき、地盤が大きく乱された痕跡は見受けられない。以上のことから、すべり面の



写真-2 液状化で傾斜した構造物直下の地盤変形

起点となる基礎外周部直下を改良し、すべり面の発生を抑止することで被害低減が図れると考えられる。

具体的には、図-2に示すように基礎外周部に溝状に礫層を設け(以下、礫溝と記す)、これにかかるよう既存基礎を50~80cm程度拡幅することにより、基礎端部からのすべり面の発生を抑止する。

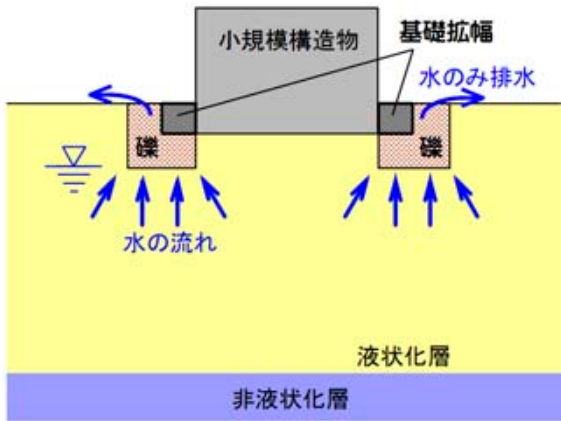


図-2 既設小規模構造物用の対策例

### ③駐車場、道路など

駐車場のよう構造物が存在しない場合は、地震後の地盤の傾斜に対する要請はそれ程厳密なものではなく、また不同沈下の原因となる外力も存在しないので、図-3のように液状化対象層で発生する水圧の消散に必要な排水溝(コンクリートにおけるひび割れ誘発目地のようなもので、他よりも排水しやすい部分を意図的につくる)を10~20m間隔で設け、更に地表へ排水する排水柵を一定間隔で設ける。

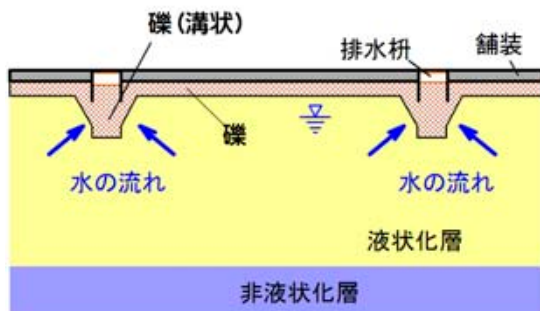


図-3 外構の対策例

## S3.新設小規模構造物の対策の効果確認実験

提案した対策方法の効果を検証するために遠心模型実験を行った。

### 3.1 実験概要

実験は遠心加速度 30G 下で実施した。図-4は新設構造物用実験に用いた模型および模型地盤を示したも

のである。実験に用いたせん断土槽は内寸法で 800mm×470mm×370mm である。

地盤は、土槽底部に相対密度 90%以上の 3号珪砂層を厚さ 50mm 設け、その上に液状化層となる 7号珪砂層( $\gamma_{sat}=18kN/m^3$ )を空中落下法により相対密度 35%、厚さ 240mm(実換算で 7.2m)作成した。使用した地盤材料の物理定数を表-1に、粒径加積曲線を図-5に示す。間隙流体は透水性の相似側を満足させるため 30cs のシリコンオイルを用い、地下水位は地表面とした。

模型地盤中にベンダーエレメントを設置し、実験における遠心加速度の上昇過程で地盤の S 波速度を計測した。7号珪砂層の有効上載圧と S 波速度の関係を図-6に示す。地表から 2m(有効上載圧約 16kN/m<sup>2</sup>)までの S 波速度は約 50~100m/s であった。

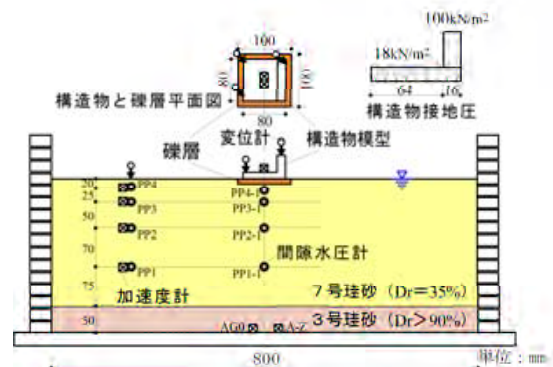


図-4 実験モデル

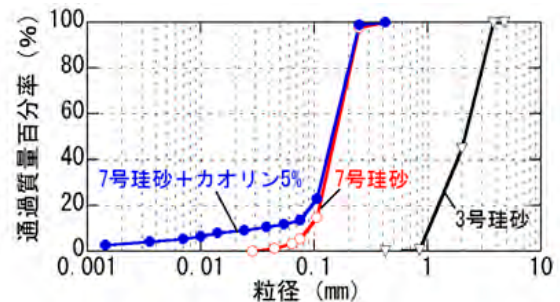


図-5 地盤材料の粒径加積曲線

表-1 地盤材料の物理定数

試料名	7号珪砂	7号+カオリン
土粒子比重	2.635	2.630
最大乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.539	1.599
最小乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.206	1.206
均等係数	1.63	4.77
透水係数 Dr=35% (cm/s)	$5.58 \times 10^{-3}$	$2.40 \times 10^{-3}$

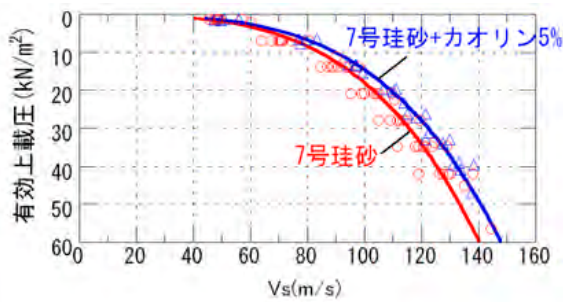


図-6 地盤材料の有効上載圧-S波速度関

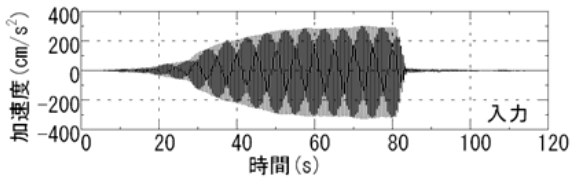


図-7 加振波形

構造物は、図-4に示すように平面が80mm角(実換算2.4m角)とし、基礎底面はアルミ製とした。傾斜が生じやすいように偏心荷重として一方の端部(幅の20%)に真鍮製ブロックを設置した。摩擦力を大きくするために、基礎底部には接着剤を用いて7号珪砂を貼り付けた。遠心下における接地圧は、アルミ部分(全体の80%)が約18kN/m<sup>2</sup>、真鍮取付部(同20%)が約100kN/m<sup>2</sup>、平均接地圧は34kN/m<sup>2</sup>である。1つの土層に構造物を奥行き方向に2個並べ、異なった条件の結果が比較できるようにした。

加振波形は、実換算で2Hzの正弦波とし、最大加速度300cm/s<sup>2</sup>、漸増100波、定常60波、漸減5波の計165波とした。実換算における加振時間は、82.5秒である。加振波形を図-7に示す。

実験条件は、対象とする地盤、構造物の実条件や設計用地震力と比べ非常に厳しい条件とした。例えば、埋立地でも地盤の相対密度は50~60%以上<sup>8)</sup>と考えられ、地下水位も高い場合でも地表面から0.5~1.5m程度下にあるのが一般的である。現実より厳しい条件下で対策効果を確認することで、対策の信頼性が増すことができると考えた。

実験ケースを表-2に示す。実験は、構造物底面直下に行く排水層の層厚、面積、および排水性を変えて実施した。排水性のあるケースでは改良部分には相対密度90%以上の3号珪砂を使用した。礫による改良部分の作成は、地盤改良下端面まで地盤を作成した状態で、改良範囲の大きさに作成した厚さ0.5mmのアルミ板枠を設置し、土槽に仮固定した。枠に蓋をして枠の外に所定の高さまで地盤を作成した。その後、枠外側の部分をビニールシートで養生し、枠内の礫層を空中落下法で作成した。地盤をシリコンオイルで飽和させた後、鉛直方向に静かに引き抜いて枠を撤去した。

表-2 実験ケース一覧

ケース名	地盤	改良材	改良厚(m)	改良幅(m)
L-N	飽和砂	—	—	—
L-G0.3		礫	0.3	3.0
L-G0.6			0.6	
L-G1.2			1.2	
L-G0.3-3.6			0.3	3.6
L-G0.3-4.8		0.3	4.8	
L-C0.3	セメント改良土	—	0.3	3.0
L-C0.6		—	0.6	
L-C1.2		—	1.2	
D-N	乾燥砂	—	—	—

一方、排水性のないケースでは、セメント改良とし、練り上がり1m<sup>3</sup>あたり80kgのセメントを7号珪砂に加えて予め所定の形状に作成しておき、地盤を作成時に、所定の位置に設置した。

また、液状化を生じない場合の例として同じ密度の乾燥砂を使用したケースも実施した。

非常に緩い地盤であることから、遠心荷重により構造物に傾斜が生じないように、実験に先立って偏心荷重相当分のカウンターウェイトを構造物に設置し、偏心を無くした状態で一度遠心加速度30Gまで荷重した。一旦遠心加速度を除荷してカウンターウェイトを取り外し、再度30Gまで荷重して加振を行った。よって実験時には基礎直下の地盤は過圧密となっている。

計測項目は、地盤と構造物の加速度および地盤内の間隙水圧(側方地盤と各構造物直下)、構造物および地盤の沈下量である。構造物の沈下量は、構造物に取り付けた変位計測板(アルミ製130mm角、厚さ3mm)を、レーザー変位計を用いて構造物毎に3箇所を計測した。

### 3.2 実験結果

結果は全て実換算値で表す。

図-8は、無対策(L-N)と礫敷設1.2m(L-G1.2)の実験における加振中の加速度、間隙水圧、過剰間隙水圧比の時刻歴である。構造物直下の過剰間隙水圧比は、地盤の有効上載圧に構造物中心(図心)直下における構造物自重による応力増分をBoussinesqの式で求めて足し合わせた値を用いて求めた。

側方地盤は、浅部(G.L.-1.95m)が加振開始後約20秒で、深部(G.L.-3.45m)も約30秒で過剰間隙水圧比が1に達し、地盤の加速度応答から判断すると7号珪砂層は全層で液状化に至ったと判断される。構造物の加速度は、浅部地盤が液状化した20秒で応答が低下し始め、深部地盤が液状化に至った約30秒以降は非常

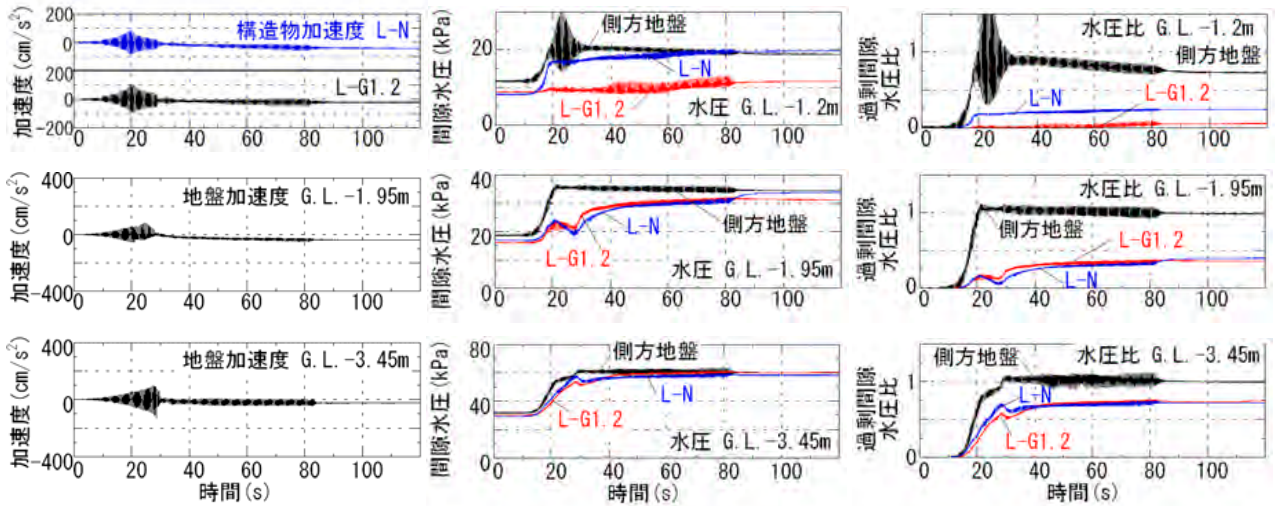


図-8 加振中の地盤・構造物加速度、間隙水圧、過剰間隙水圧比の時刻歴  
(ケースL-N(対策なし)およびL-G1.2(礫厚1.2m、幅3m)の場合)

に小さな加速度応答である。対策の有無で構造物の加速度に違いは見られない。側方地盤のG.L.-1.2mの20～30秒付近で水圧が大きく振動しているが、同じ平面位置で深度が異なる計器には水圧の振動が見られないことや、他の実験ケースでは同様の現象が観察されなかったことから何らかのノイズと推測される。

無対策(L-N)の基礎直下G.L.-1.2mにおける間隙水圧の時刻歴は側方地盤とほぼ同じ値である。一方、礫を基礎底面に敷設した試験体(L-G1.2)は、同じ深度の間隙水圧はほとんど上昇しておらず、礫による排水効果が現れている。しかし、礫層から75cm以上離れたG.L.-1.95mと-3.45mでは、加振中は無対策のものと同様の時刻歴となっており、礫敷設の影響は及んでいない。両ケースとも構造物直下においては、過剰間隙水圧比は構造物の重量の影響があるために1に達していないが、構造物の加速度応答波形が側方地盤とほぼ同じことや間隙水圧が一定になること、後述するように加振終了後に乾燥砂では見られない構造物の傾斜増分が生じることから、構造物下も地盤は液状化に至っていたと考えられる。

図-9は、加振終了後の間隙水圧の時刻歴を示したものである。土槽底部は非排水であるため、間隙水圧の消散は深部より始まり、本ケースでは側方地盤のG.L.-4.95mで約500秒(約8分)間、G.L.-1.2mで約1200秒(約20分)間、液状化状態が維持され、その後水圧の消散が生じている。

地盤改良の排水性の有無による間隙水圧を比較したものが図-10である。排水性のないセメント改良では、改良体直下の水圧は側方地盤とほぼ同じである。改良から0.65m離れた-1.35mでは、水圧の時刻歴に排水性の有無の影響はほとんど見られない。

## ②構造物の沈下、傾斜増分

各ケースで加振終了後に構造物に生じた傾斜増分を比較したものが図-11である。無対策(L-N)の場合、加

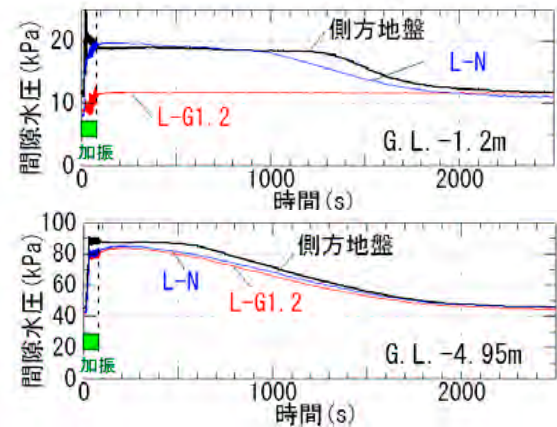


図-9 加振終了後の間隙水圧時刻歴

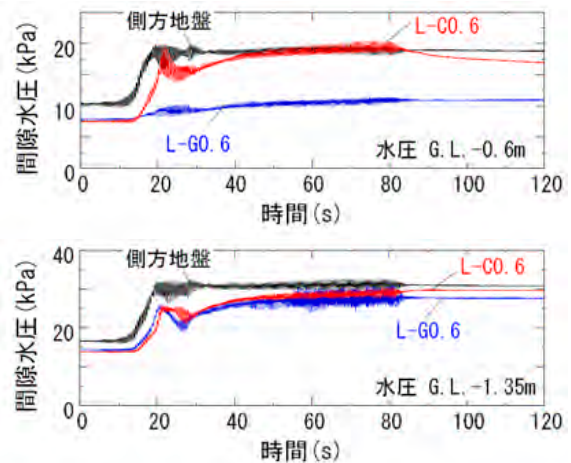


図-10 排水性の有無による間隙水圧の差

振終了後も構造物の傾斜が増加し続け、300秒を過ぎた時点で変位計が計測板から外れた。実験後に傾斜を計測した結果、加振後に生じた傾斜増分は約0.16であった。排水性のある対策を行ったケースでは、加振終了後の変位増分は、地表面近傍が液状化状態を保っていても早期に収束し、非常に厳しい実験条件であるにもかかわらず、最終的な傾斜増分は約1/500以下に収まっている。礫層の厚さによる違いは、層厚が厚いほど傾斜増分が若干早期に収束する傾向がみられるが、今回の実験範囲では大きな違いはないといえる。

一方、排水性のないセメント改良を行ったケースでは、構造物の傾斜は無対策よりは小さいものの、表層の過剰間隙水圧が低下し始めるまで傾斜が増加し続け、最終傾斜は1/100程度となった。実験では1000~1200秒で液状化が終息したが、より長時間液状化が継続した場合は、より大きな傾斜が構造物に生じる危険性が高い。セメント改良では、改良面積分基礎面積が広がった効果しか無いため、液状化被害の低減には効果が小さいと言える。改良厚さの違いによる差は、ほとんど見られなかった。

実験後、間隙流体(シリコンオイル)を排水した後の模型の状況を写真-3、4に示す。セメント改良では、改良体周辺に噴砂痕が見られたケースもあるが、礫敷設によるケースでは、いずれのケースにおいても改良周辺に噴砂は見られず、礫層の敷設により液状化被害を大幅に低減できると言える。

#### S4.既設小規模構造物の対策

既存構造物対策として、基礎外周のみに礫を敷設し、礫にかかるように基礎を拡幅した場合の効果を遠心模型実験により確認した結果を以下に示す<sup>9)</sup>。

##### 4.1 実験概要

実験モデルを図-12に示す。土槽や地盤は液状化層の砂を7号珪砂から7号珪砂にカオリン粘土を重量比で5%混ぜた砂(以後7号+カオリン砂と記す)とした以外は、新設用と同じである。地盤材料を変えたのは、加振終了後に生じる構造物の傾斜の増加する時間が表層付近の液状化状態の継続時間(過剰間隙水圧比が1を保つ時間)とほぼ一致することから、透水性を小さくすることで、液状化状態の継続時間を長くし、対策効果がより明確になるようにしたためである。7号+カオリン砂の粒径加積曲線を図-5に、主な物理定数を表-1に、有効上載圧とS波速度の関係を図-6に併せて示した。

実験ケースを表-3に示す。実験は対策の有無、対策を行う面(基礎外周4面、対向2面)、基礎の根入れ、対策の方法(礫敷設かドレーン)を変えた計7ケースと

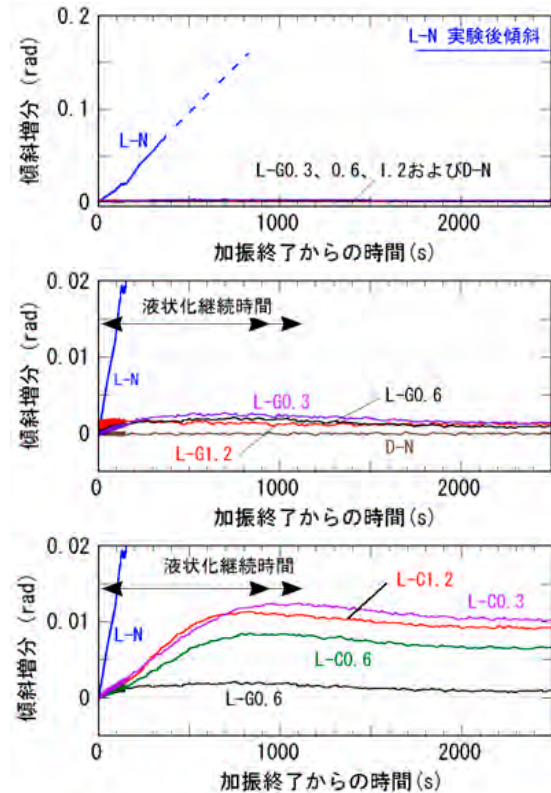


図-11 加振終了後の構造物傾斜増分



写真-3 加振終了後の構造物の状態  
(基礎下礫と無対策)

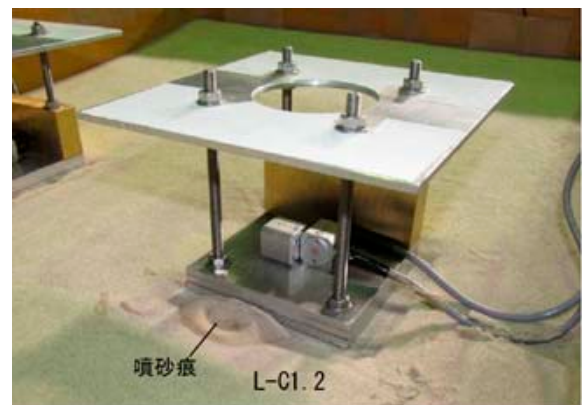


写真-4 加振終了後の構造物の状態  
(基礎下セメント改良)

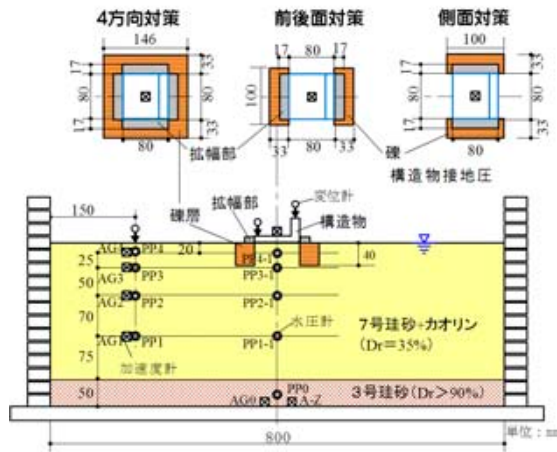


図-12 実験モデル(既設構造物用)

表-3 実験ケース(既設構造物用)

ケース名	根入れ	対策方向	礫幅×深さ)
N0	なし	なし	なし
N4-1.2	なし	4面	1m×1.2m
NFB-1.2		前後面	1m×1.2m
NLR-0.6		側面	1m×0.6m
NLR-1.2		側面	1m×1.2m
E0	0.6m	なし	なし
EFB-1.2D	0.6m	前後面	ドレーンφ0.33m 長さ1.2m 各面3本

した。表-3 中の対策方向は、構造物重量が重い側を前面、反対側を後面、これと直角の面を側面と定義して記した。基礎幅の幅は全てのケースで17mm(実換算0.51m)とした。

対策工となる礫溝は3号珪砂を使用し、相対密度90%以上となるように作成した。礫層の幅は33mm(実換算1m)とした。礫溝の代わりにドレーンを用いるケースでは、礫(3号珪砂)で直径11mm(実換算φ330mm)、のドレーンを33mm(実換算1m)間隔で対策面毎に3本作成し、その上に厚さ10mm(実換算0.3m)の礫層を設けた。ドレーン先端は構造物底面から実換算1.2mとした。

実験模型は、根入れのないケースについては新設用対策と同じものを用いた。根入れのあるケースについては、ベース部分のみ内部を空洞化した厚さ33mm(実換算1m)のアルミ製に変更し、20mm(同0.6m)地盤に根入れさせた。根入れを有するケースの接地圧は、一般部が22kN/m<sup>2</sup>、偏心荷重部分は104kN/m<sup>2</sup>、平均接地圧は38kN/m<sup>2</sup>である。

基礎の拡幅は、長さ80mm、幅17mm(実換算51cm)、厚さ10mmのアルミ材をボルトにより基礎に固定することで行った。

加振波は、新設用対策と同じ正弦波である。

## 4.2 実験結果

図-13にNLR-1.2(側面対策礫厚1.2m)とNFB-1.2(前後面対策礫厚1.2m)を行った際の構造物の応答加速度、G.L.-0.6mおよびG.L.-2.85mの間隙水圧の時刻歴を示す。G.L.-2.85mの間隙水圧には4方向対策を行ったN4-1.2の結果も併せて記した。入力に加振時間は82.5秒であるのに対し、構造物の応答加速度は18秒付近から低下し、28秒以降は非常に小さな値となっており地盤が液状化したものと判断される。

構造物直下G.L.-0.6mの間隙水圧は、加振中の構造物の傾斜に伴うせん断歪みの影響等により一旦低下する部分もあるが、加振終了時にはいずれの深度でも側方地盤の水圧とほぼ等しくなっている。新設対策では

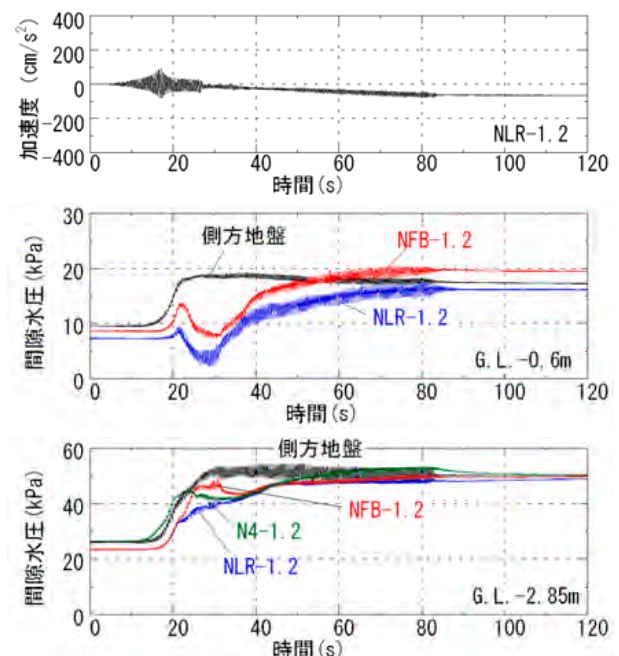


図-13 構造物の応答加速度および地盤中  
の間隙水圧の時刻歴

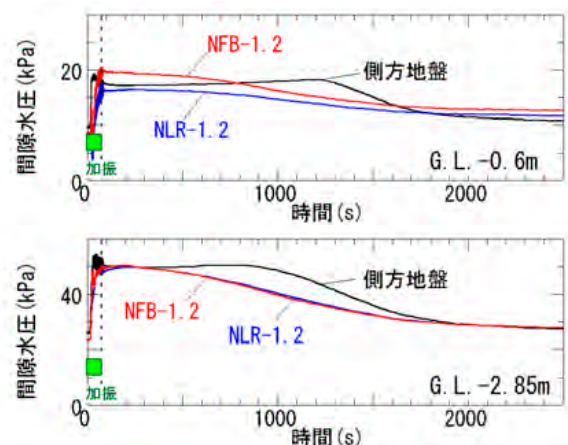


図-14 加振終了後の間隙水圧の時刻歴

構造物下にも礫を敷設しているため、構造物直下の礫部分の水圧はほとんど上昇しなかったが、基礎外周のみの礫敷設では、礫に囲まれていても加振中の基礎中心直下の水圧上昇を抑制するだけの排水効果は期待できないものといえる。

図-14にNLR-1.2とNFB-1.2における加振終了後の過剰間隙水圧の消散過程を示す。7号珪砂にカオリン粘土を混ぜ透水性を小さくしたため、表層付近の液状化状態は本ケースでは約1300秒(約20分)間維持されている。間隙水圧の上昇過程においては、側方地盤と構造物直下で大きな違いは見られなかったが、消散過程ではG.L.-0.6m、G.L.-2.85mとも構造物直下は300秒付近から水圧の低下が始まっており、水圧消散過程においては、礫による改良の影響がみられる。

対策の有無により構造物に生じる沈下の時刻歴の違いを表したものが図-15である。表層地盤液状化継続時間は、側方地盤の水圧計のうち最も地表に近いPP4の水圧が低下し始めるまでの時間を示している。E0においては約500秒で後側の変位計がターゲットから外れ計測が不能になった。相対密度が35%と非常に緩いため、平均沈下をみると沈下のほとんどは加振中に生じており、加振終了後はゆっくりと沈下が進行している。加振中の沈下は無対策のほうが若干大きめであるが、対策の有無で際だった違いはない。表層の過剰間隙水圧が1以下になって(1300~1500秒経過後)も沈下は継続し、3000~4000秒経過してようやく収束に至っている。無対策のケースでは加振終了後の前側と後側の沈下性状が異なり、加振終了後も構造物の傾斜が進行していることがわかる。一方、対策を行ったケースでは、加振終了後は前面、後面ともほぼ同じ沈

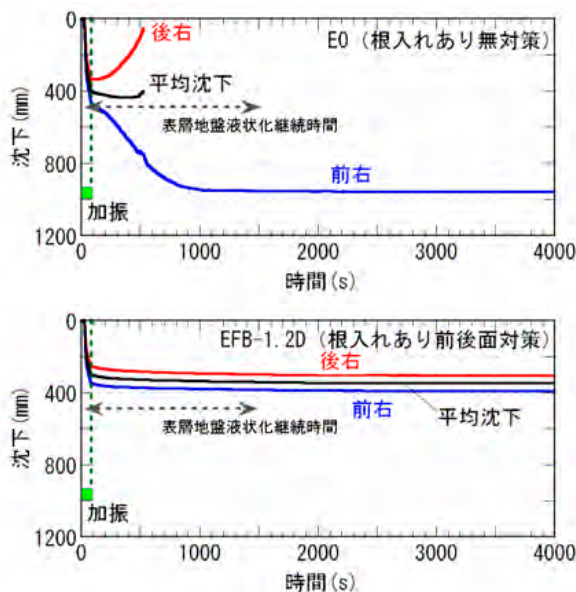


図-15 構造物の沈下の時刻歴

下性状を示し、一様に沈下が進行していることが確認できる。

加振終了後の構造物の傾斜増分を図-16に示す。無対策の2ケース(N0、E0)は、加振終了後も傾斜が増加し続け、表層の過剰間隙水圧が低下し始める時点まで傾斜が増加し続けた(N0)。最終傾斜は、根入れのないN0で約1/65、根入れのあるE0で1/1.7(約30°)であった。無対策で根入れがあるケースのほうが傾斜が大きくなった理由としては、根入れのないケースでは基礎底面外周近傍地盤は排水面であるのに対し、根入れがある場合は、排水面ではなく、基礎近傍で液状化状態が継続するためと考えられる。

一方、対策を行ったケースは、最も礫厚が薄いNFR-0.6を含めて、液状化継続時間に関係なく早期に傾斜が収束し、最終的な傾斜増分は1/300以下に収まっている。基礎外周のみの対策でも傾斜抑止には大きな効果が期待できることを示している。また、既存構造物はごく近接して隣接構造物が存在する場合が多く、基礎の4面に対策を施すことが難しい場合も多いが、基礎の対面2面だけなど限られた範囲に対策を行っても被害低減効果が高いことを示している。写真-5は、根入れがあるケースで対策の有無による実験終了後の状態を示したものである。無対策のものがほぼ転倒しているのに対し、対策したものは被害が小さい。また、地表には多数の噴砂孔ができるとともに、地表面は白

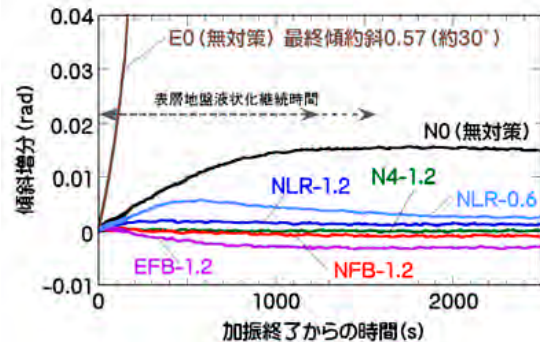


図-16 構造物の傾斜の時刻歴



写真-5 対策の有無による実験後の状況



く粘性のある土で覆われた。これは地盤中のカオリン粘土分が噴砂による分級作用<sup>10)</sup>で表層に貯まったものと考えられる。

## §5.外構の液状化対策

外構対策で用いる礫溝による排水による噴砂抑制効果を遠心模型実験で確認した結果について報告する。

### 5.1 実験概要

実験における液状化層は、新設用対策と同じ7号珪砂、相対密度35%とした。図-17に実験模型を示す。地盤作成前に加振方向(土槽長手方向)の土槽中心軸に沿って長さが土槽長辺の内寸よりもやや長い厚さ0.2mmの薄いゴムシートを設置する。ゴムシートの左右端部は短辺側の土槽壁(土槽用メンブレン)に固定した。仮設の梁材を用いてゴムシートにしわができるように上部から数点で吊ってシートを支持した。この状態で空中落下法により地盤を作成した。たるんだゴムシートにより、加振時にシート近傍で地盤のひずみが他の部分と異なり噴砂しやすくなることを狙ったものである。

実験ケースは、無対策のものと、ゴムシートに沿って地表面に幅20mm、深さ20mm(実換算60cm角の断面)の礫溝を設けた場合2種類である。礫は3号珪砂を用い、空中落下法により作成した。地盤中には図-17に示した位置に色砂をいれてある。

地表面には噴砂で覆われた範囲がわかるように30mm間隔でマップピンを設置した。

実験前にゴムシート頂部を、仮設の梁材から変位計用の不動梁に受け替えて地表面が隠れないようにした。

加振波形は、新設用と同じ2Hzの正弦波で漸増100波、定常60波、漸減5波、最大加速度は実換算で約300cm/s<sup>2</sup>である。

## 5.2 実験結果

実験結果は、実換算値で示す。

図-18に地盤の加速度応答と過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。20~25秒付近で過剰間隙水圧が1に達し、

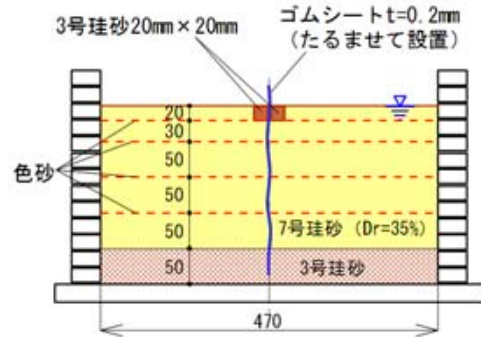


図-17 外構用の実験モデル  
(土槽短辺側から見た状態)

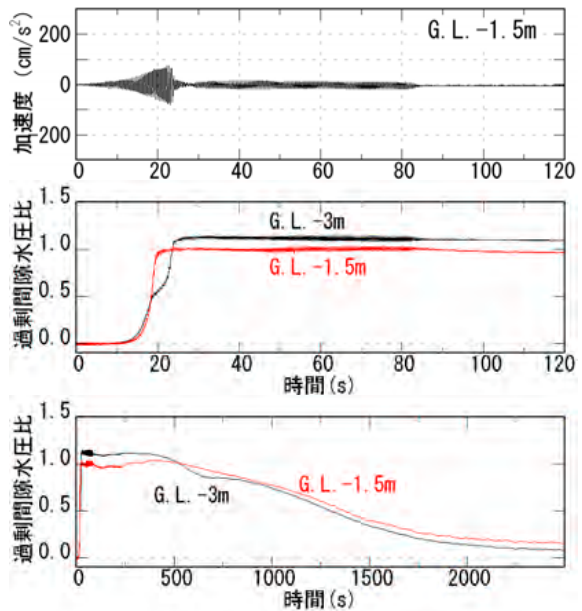
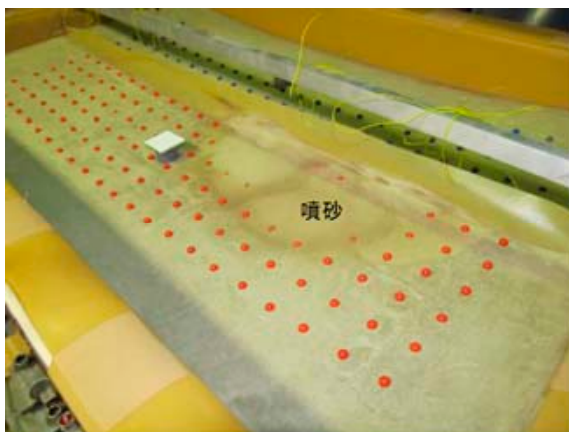
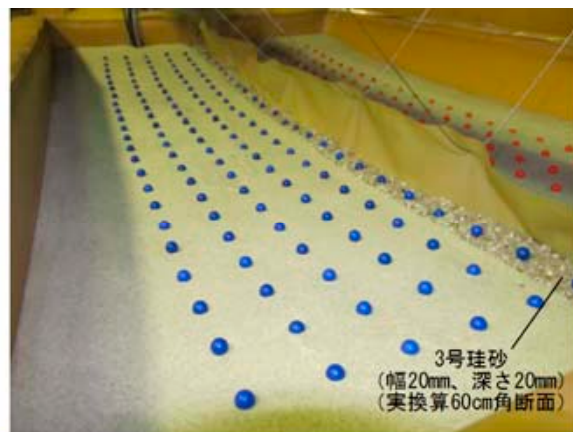


図-18 地盤の加速度応答と過剰間隙水圧比の時刻歴



無対策



対策あり

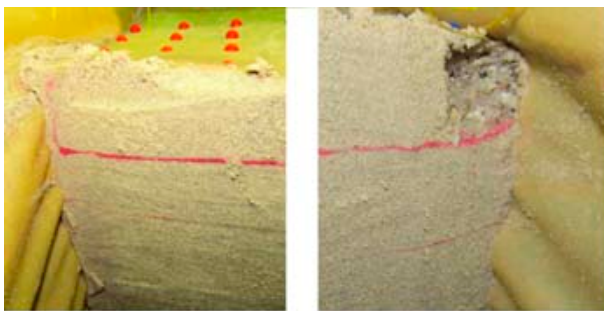
写真-6 対策の有無による実験後の地表面の状況

液状化に至っている。その後、500～600秒間は過剰間隙水圧が維持され液状化状態にあることがわかる。

実験終了後、間隙流体を排水した後の地表面の状況を写真-6に示す。対策を行わなかったものは、ゴムシートとの境界部で噴砂を生じ、マップピンが広い範囲で砂に埋まってしまっている。ビデオ映像で確認したところ、噴砂は加振終了後実換算で約140秒経過した時点(加振開始からは約220秒)で生じた。一方、対策を行ったケースでは、噴砂は生じなかった。

実験後に地盤の断面を観察した結果を写真-7に示す。無対策の場合は、地表面に最も近いG.L.-0.6mの色砂がゴムシート近傍で上方に移動したことが確認でき、ゴムシートと接する部分は色が付いていない砂となっている。2段目(G.L.-1.5m)の色砂は、少し盛り上がった部分が見られるが連続している。このことから、噴砂はG.L.-0.6～1.5mの間で生じたものと考えられる。また、噴砂により地表面が沈下したと思われる筋が見られる。

礫溝により対策を行ったものは、色砂に切れ目はなくほぼ初期の状態を保っており、礫溝を設け排水性を確保することは、噴砂の抑止に有効である。



無対策

対策あり

写真-7 対策の有無による地盤断面の状況

#### <参考文献>

- 1) 原田健二,大林享,吉富宏紀:“建築物における締固め工法による液状化対策の検証”,基礎工, No.12, pp.47-49, 2012.
- 2) 田中幸久,國生剛治,江東靖行,松井家孝:“グラベルパイルによる水平地盤の液状化防止について”,土木学会論文集 第352号/III-2, pp.89-98, 1984
- 3) 鈴木吉夫, 齊藤聰, 鬼丸貞友, 木村玄, 内田明彦, 奥村良介:“深層混合処理工法を用いた格子状地盤改良による液状化対策工”, 土と基礎, Vol.44, No.3, pp.46-48, 1996.
- 3) 奥野哲夫, 荻迫栄治, 河辺衛:“地盤の3次元応力～浸透連成解析による矩形盛土解析に関する一考察”, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集III-A, pp.506-507, 1998.
- 4) 内村太郎, 今村眞一郎, 金田一広, 鬼塚信弘, 古関潤一, 藤原斉郁, 小西康彦:“公共構造物の被害情報の整理と分析”, 土木建築地盤三学会連合による「浦安市における液状化ならびに対策技術の調査・検討に関する報告会」資料, 2012.
- 5) 東畑郁雄:“公共土木・社会基盤施設について 被害実態 復興の目標 復興の方法”, 土木建築地盤三学会連合による「浦安市における液状化ならびに対策技術の調査・検討に関する報告会」資料, 2012.
- 6) 石川明, 吉成勝美, 社本康広, 眞野英之:“液状化にもなる地盤の進行性破壊の観察”, 第48回地盤工学研究発表会, pp.1597-1598, 2013.
- 7) 社本康広, 木村匠, 眞野英之, 吉成勝美, 石川明:“排水効果を利用した液状化に伴う地盤の進行性破壊の防止対策(その1～5)”, 第47回地盤工学研究発表会, pp.1383-1392, 2012
- 8) 清水恵助, 陶野郁雄:東京湾岸における埋立土の物理的性質—密度特性—, 第14回土質工学研究発表会, pp.181-184, 1979
- 9) 眞野英之, 社本康広, 石川明, 吉成勝美:“構造物外周に設けた礫層と基礎拡張による既存構造物の液状化対策(その1～2)”, 第48回地盤工学研究発表会, pp.1599-1602, 2013
- 10) 吉見吉昭:“浚渫埋立土の粒度・塑性特性と液状化抵抗”, 土と基礎, Vol.39, No.8, pp.449-50, 1991.

## §6. 結論

礫による排水性を確保することにより、地表面近傍の対策のみで小規模構造物、外構の液状化被害を大幅に低減する対策工法の効果を遠心模型実験で確認した。以下、本実験で得られた結論を示す。

- 1) 小規模構造物の下および外周に礫を敷く対策を行った場合、礫層以外の地盤は液状化に至るものの、液状化による構造物の傾斜を大幅に低減する効果を確認した。礫層厚は厚さ30cm(模型寸1cm)でも顕著な効果があり、層厚を厚くしても大きな違いは見られなかった。
- 2) 礫層に替えて排水性のないセメント改良を行った場合、液状化が継続している間、構造物の傾斜が増加し続ける傾向が見られた。改良幅一定の条件で改良厚を厚くしても、傾斜を抑止する効果に変化は見られなかったことから、排水性を有しない対策は、液状化被害低減の観点からは効果が小さいといえる。
- 3) 既存構造物対策として構造物の外周のみ礫を敷設し、礫にかかるように基礎を拡張する対策でも、液状化による傾斜を抑止する効果が確認された。対策は、基礎4周に行ったほうが効果は大きいですが、対向2面のみ対策でも、大きな効果があることを確認した。
- 4) 外構対策として表層に礫の溝を構築する対策の効果を確認した。噴砂に対して弱点となる部分の地表面付近に溝状に礫を敷設することで、噴砂を抑止する効果があることを確認した。