

岸壁を対象とした格子状地盤固化の 液状化対策効果

山田 岳峰¹・石井 健嗣²・大谷 芳輝³・小原 隆志⁴・北山 真⁵

¹正会員 鹿島建設株式会社 土木管理本部土木技術部 (〒107-8348 東京都港区赤坂 6-5-11)
E-mail: takemine@kajima.com

²正会員 鹿島建設株式会社 北陸支店 (〒950-8550 新潟市中央区万代 1-3-4)
E-mail: ishiiken@kajima.com

³正会員 鹿島建設株式会社 土木設計本部解析技術部 (〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30)
E-mail: otaniyos@kajima.com

⁴正会員 鹿島建設株式会社 九州支店 (〒812-8513 福岡県福岡市博多区博多駅前 3-12-10)
E-mail: obarat@kajima.com

⁵正会員 ケミカルグラウト株式会社 技術本部設計部 (〒105-0001 東京都港区虎ノ門 2-2-5)
E-mail: m-kitayama@chemicalgrout.co.jp

本研究は、液状化を生じる地盤に立地する控え工付き鋼矢板式岸壁を対象に、矢板と控え工の間に30%程度の置換率の格子状地盤固化を1ユニット設置した対策工の液状化・側方流動抑制効果を遠心模型振動実験並びに数値解析で確認する。研究の結果、次の結論を得た。地震時に1.3 m～3.7 m以上の変位が発生する岸壁の変位を対策によって0.3 m～1.2 mに抑制できる；格子状固化で改良された岸壁構造は、仮に一部分に損傷が発生しても岸壁の変位は脆性的に増大しない；固化した地盤には水平曲げ、鉛直曲げ、水平方向引っ張りが発生するため、設計照査でこれらの影響に関する留意が望ましい。

Key Words: quay wall, liquefaction, mitigation, Jet-Grouting, Centrifuge test, finite element method

1. はじめに

東日本大震災の教訓の一つとして、震災後の石油製品の供給の継続が挙げられる¹⁾。また、被災した施設の回復力の強化が、事業継続上の経営課題と意識されるようになった。そこで、2013年から資源エネルギー庁の「産業・エネルギー基盤強靱性確保事業」により製油所の施設の耐震評価²⁾が始まり、現在、危険物を取り扱う施設の安全性の確保、並びに石油製品の出入荷に必要な施設の地震対策が進められている。対策では、液状化や側方流動の発生が懸念される地盤に立地する施設を対象に、施工上限られた用地の範囲で施設を供用しながらの液状化対策が求められることが多い。従って、地盤の対策は、対策効果が高く、施工性に優れた地盤固化の利用が有望である。

一方で、建設後長く利用された臨海地区の岸壁・護岸では、大規模な更新事業も行われるようになってきた。既存施設の土木構造を利用しながら、地震対策とともに、

埠頭の利用再編に関連した増深や環境に配慮した対応を実施する事例も出てきている^{3),4)}。ここでも地盤固化が利用されている。これらの事業は、港湾の競争力強化や魅力向上等、今後の港湾施設の利用価値を高める取り組みである。今後さらに同様な事業の増加が予想される。

そこで、筆者らは、岸壁・護岸の液状化対策として、低置換率格子状固化や側方流動抑制壁といった、低コスト化が可能な技術の有効性を実験並びに2次元数値解析で検証してきた^{5)~10)}。本研究では、液状化を生じる地盤に立地する控え工付き鋼矢板式岸壁を対象に、鋼矢板の陸側にあたる矢板と控え工の間に30%程度の置換率の格子状固化を1ユニット設置した岸壁の液状化・側方流動抑制効果を遠心模型振動実験で確認する。さらに、岸壁を含む地盤・構造物の全体系を対象とした3次元動的弾塑性FEM解析を行い固化した地盤（以降、固化体と称す）を対象に、変形モードと水平ひずみ、鉛直ひずみの発生傾向を実験と解析で比較し、固化体の応答を分析するとともに、側方流動圧／偏土圧が作用する条件下で

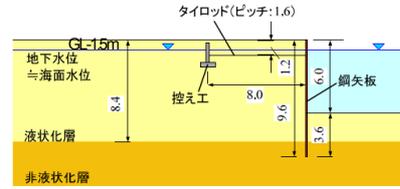
格子状固化を検討する際の留意点について考察する。

2. 遠心模型実験方法

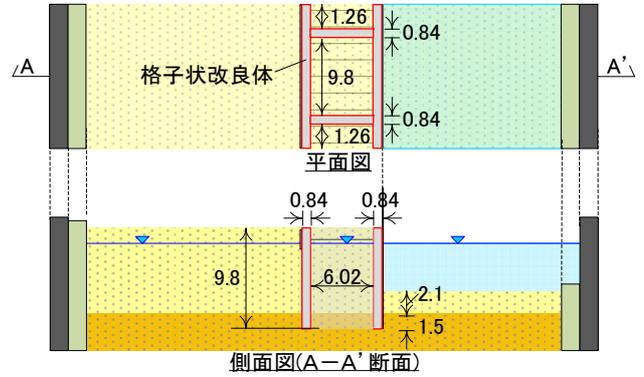
実験では、実物モデル（以降、プロトタイプと称す）として、東京湾に立地する実際の鋼矢板式岸壁を参考とした図-1 に示す鋼矢板式岸壁を想定した。実験は、遠心加速度（70G）を作用させた遠心模型振動実験を実施した。実験モデルは、相似則を考慮し、鋼矢板、控え工は、曲げ剛性がプロトタイプと等価になるようにモデル化した。タイロッドについてもプロトタイプと引張剛性が等価な材料でモデル化した。模型の材料形状と物性値を表-1 に示す。

地盤は、液状化層（ $Dr=50\%$ 、以降、第1層と称す）と非液状化層（ $Dr=90\%$ 、以降、第2層と称す）の2層構成とし、豊浦砂を用いて空中落下法で作成した。ここで、格子状固化の固化体は振動実験時点で一軸圧縮強さ 2.43MN/m^2 のセメント改良土である。地盤の作成前に固化体を所定の形状に作成し、地盤を作成する途中で、第2層に実物換算で1.5 m 根入れされるように、固化体を設置した。鋼矢板、タイロッド、控え工も地盤の作成途中に所定の位置に配置した。計測項目は、地盤の水平加速度、過剰間隙水圧、変位、矢板の水平変位並びに固化体のひずみであり、これらの計器も、固化体並びに地盤の作成途中または地盤の作成後に設置した。このような方法で気乾地盤を作成した後、炭酸ガスを通気し、その後、水の粘性の70倍のシリコンオイルを浸透させることで飽和した模型地盤を作成した。

模型地盤の作成後、実験模型に遠心加速度を徐々に作用させて、70G 場で模型の挙動が安定したことを確認した後に振動実験を実施した。実験ケースを、表-2 に示す。無対策の CASE1、並びに矢板と控え工の間に1ユニットとなる格子状固化（改良対象地盤に対する固化体の置換率は約30%）を設置した CASE2 と CASE3 である。CASE1 では、微小な不規則波を加振した後、レベル1 港湾波（最大加速度 102 gal、図-2 参照、以降、当該地震波を L1 波と称し当該ケースを CASE1-1 とする）、レベル2 首都直下地震波（最大加速度 139 gal）、レベル2 南海トラフ地震基本波（最大加速度 326 gal、図-2 参照、以降、当該地震波を L2 波と称し当該ケースを CASE1-2 とする）を、順番に加振し（以降、連続加振と称す）、各地震波毎の岸壁の応答を確認した。一方、CASE2 と CASE3 では、微小加振の後に、L1 波、L2 波をそれぞれ加振した（以降、単独加振と称す）。



(1) 想定した実物モデル



(2) 実験モデル（対策有りの場合）

図-1 実験モデル（単位：m、実物換算値）

表-1 実験模型の材料形状と物性値

項目	材料形状	物性など	備考
地盤材料	液状化層（第1層）	豊浦珪砂 $Dr = 50\%$ 程度	・空中落下法により作製
	非液状化層（第2層）	豊浦珪砂 $Dr = 90\%$ 程度	
間隙流体	シリコンオイル	動粘度 $70\text{mm}^2/\text{s}$	・ $50\text{mm}^2/\text{s}$ と $100\text{mm}^2/\text{s}$ のシリコンオイルを混合
鋼矢板	アルミ板（実物換算で $h:9.8\text{m} \times t:0.07\text{m}$ の断面）	実物換算 $EI=2.0E+03\text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$	—
控え工	アルミ板（実物換算で $h:1.9\text{m} \times t:0.2\text{m}$ の断面）	実物換算 $EI=4.39E+04\text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$	—
タイロッド	ピアノ線	引張強度 326N 実物換算 $EA=1.23E+05\text{kN}/\text{本}$	—
タイロッドと矢板、控え版の固定条件	エポキシボンデで接着	接着強度 174N	・タイロッドの引き抜けがないよう、結び目を作製
固化体	壁厚 0.84m	$q_u=2.43\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $E_{sp}=402\text{MN}/\text{m}^2$	・豊浦砂、カオリン粘土、水、ジェットセメントで作製

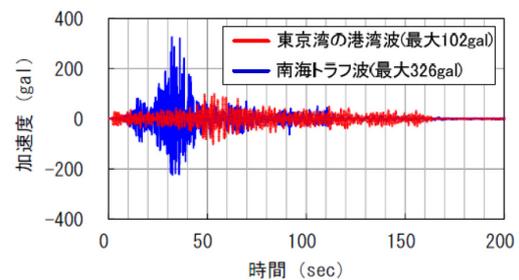


図-2 実験で想定した地震波

表-2 実験ケース

	対策無し※	対策有り
L1 波	CASE1-1	CASE3
L2 波	CASE1-2	CASE4

※：連続加振。別途、岸壁の変形量は、単独加振の変形量が連続加振の変形量より大きくなることを確認している。従って、対策無しの岸壁の変形量は単独加振では、連続加振の実験値よりさらに大きくなるのが予想される。

3. 実験結果と考察

(1) 実験後の岸壁の変形量と固化体の健全度

無対策の実験ケース CASE1-1, CASE1-2, 並びに格子状固化を配置した実験ケース CASE2, CASE3 の実験後の岸壁と周辺地盤の変形状況, 並びに矢板頂部の最大水平変位を図-3 に示す. 地盤の液状化の発生により, 対策無しの場合の矢板の水平変位は, L1 波で 1.3 m 以上, L2 波で 3.7 m 以上になる. 一方, 対策した場合の各入力波の水平変位は, L1 波で 0.3 m, L2 波で 1.2 m にそれぞれ抑えられることが分かる. 30%程度の置換率の格子状固化を陸側方向に 1 ユニット設置した, 従来型の格子状固化と比べても最小限に近い構成の改良でも, 液状化・側方流動対策として, 岸壁の変形抑制効果があることが分かった.

CASE2, CASE3 では, 実験後に固化体を掘り出し, ひび割れなどの損傷の有無を確認した. その結果, L1 波で加振した CASE2 は写真-1 に示すように, 固化体の損傷は確認されなかった. L1 波に対しては, 周辺地盤が液状化しても, 固化体は健全なことから固化体の効果が十分に機能する. 一方, L2 波で加振した CASE3 では, 固化体の一部に損傷(ひび割れや直交する壁どうしの部分的な分離)が確認された. 従って, 地震動が大きくなる場合には固化体の内部安定性に留意する必要がある. しかし, 今回の実験条件(矢板, 控え工と格子状固化が複合する岸壁構造)では, 損傷を受けても岸壁の変形が脆性的に進行することは無かった. この原因として, 仮に格子状固化の一部に破壊が発生しても, 地震作用に抗する抵抗力が再配分されること等によって変形抑制効果が残存する, 岸壁構造としては所謂“粘り強い”構造になっていると推定している.

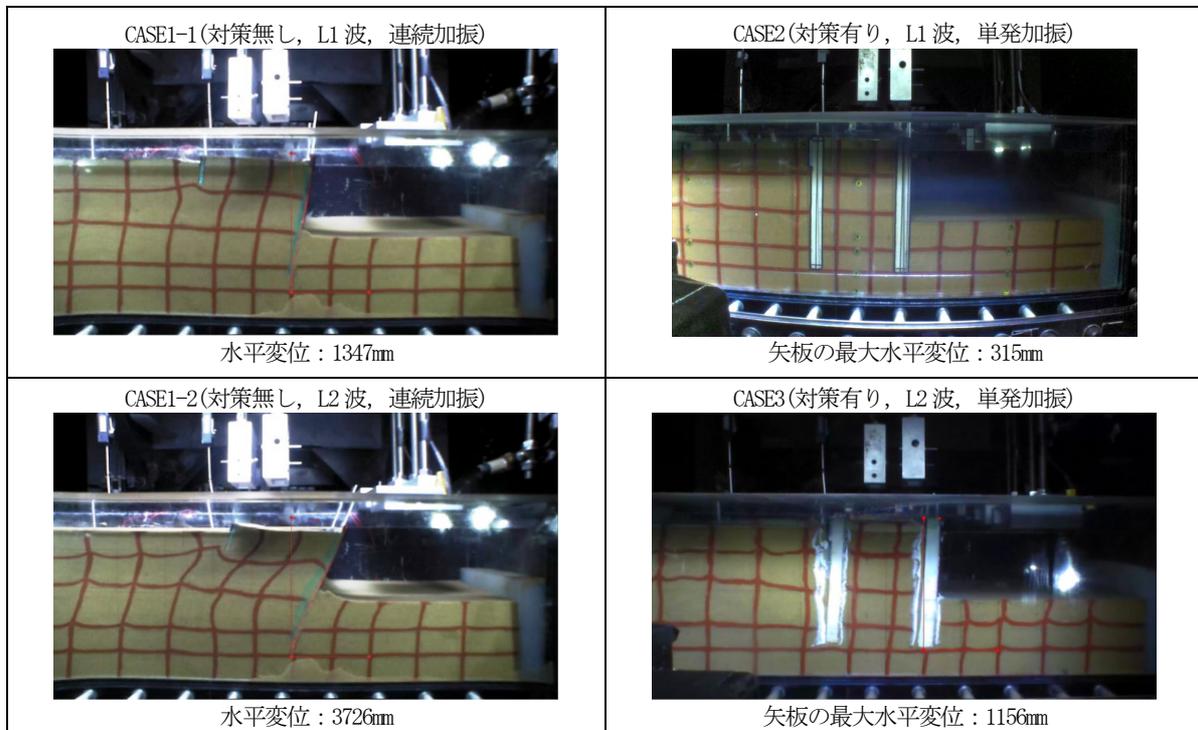
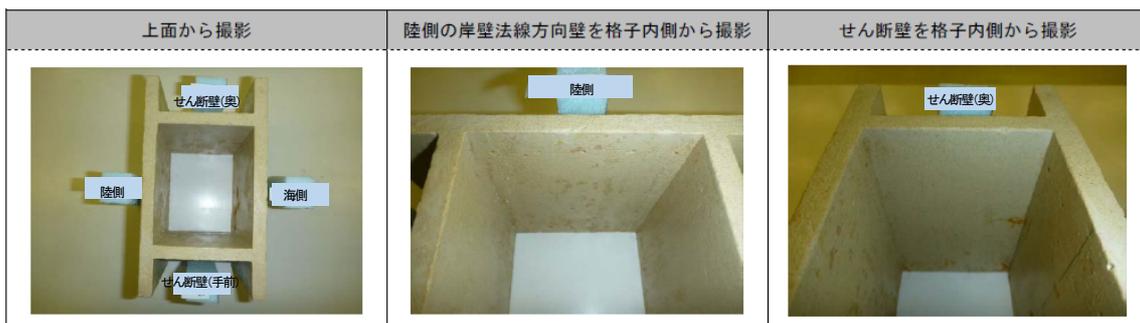


図-3 実験結果

写真-1 CASE2 の実験後に掘り出した固化体の状況 損傷は確認されなかった



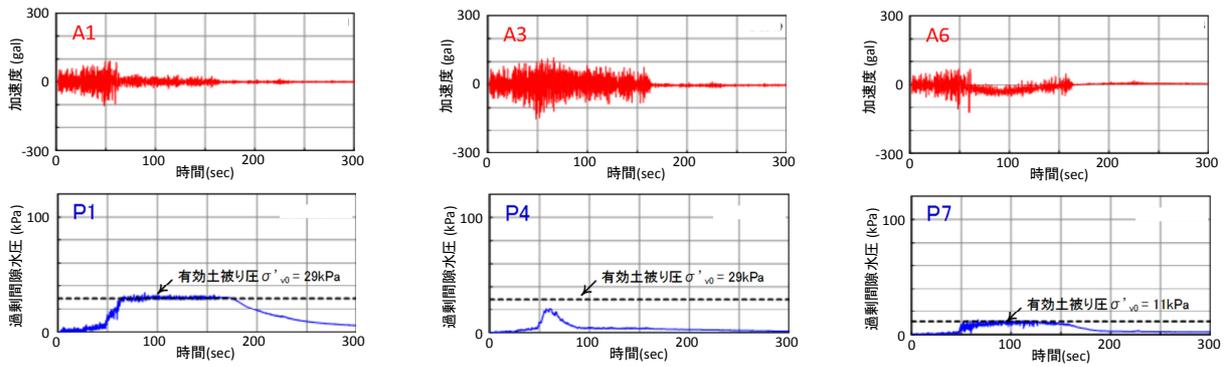


図-4(2) 加速度，過剰間隙水圧の計測結果 (CASE2)

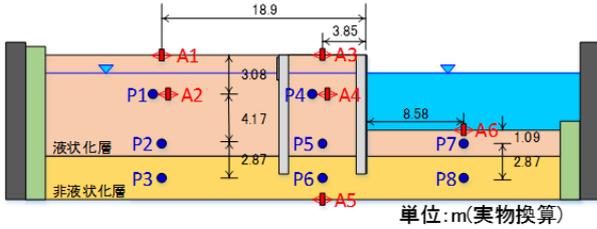


図-4(1) 加速度，過剰間隙水圧の計測箇所 (CASE2)

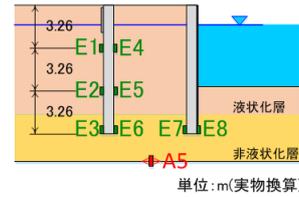


図-5 土水圧の計測位置 (CASE2)

(2) 格子状固化を有する岸壁，地盤，固化体の応答

固化体の損傷が確認されなかった CASE2 に注目し，地盤と固化体の特徴的な応答について，以降，考察する。

a) 地表面の水平加速度と地盤内の過剰間隙水圧

陸側の無対策地盤，格子状固化で囲まれた地盤（以降，改良地盤），並びに海側の無対策地盤の各位置における地表面加速度と深度が浅い位置での第 1 層の過剰間隙水圧 (P1, P7, P4) の応答を図-4 に示す。陸側，海側の無対策地盤は，いずれも，過剰間隙水圧が有効土被り圧まで増大し完全液状化に至っていること，また液状化の発生に伴い地表面の応答加速度が急激に減少していることが分かる。一方，格子状固化による改良地盤のせん断変形抑制効果により，改良地盤の過剰間隙水圧の発生が抑制され液状化していないこと，並びに地表面に加速度が伝播していることが分かる。液状化の発生状況は，深度 7.25 m 位置でも同様に，無対策地盤の P2 では液状化が発生し，改良地盤の P5 では液状化が発生しなかった。なお，密な砂地盤の第 2 層では，どの計測位置でも液状化は発生しなかった。

b) 固化体に作用する土水圧

固化体の中心位置で，図-5 に示す深度の固化体の表面に土圧計を貼付し，固化体に作用する土水圧を計測した。第 1 層の土水圧は，過剰間隙水圧の上昇によりいずれも増大した。ここでは，特に土水圧の値と変化が大きかった第 2 層の E6 (深度 9.78 m) と E8 (深度 3.96 m) の計測結果を図-6 に示す。概ね 200~250 kPa の土水圧が発生していることが分かる。この結果は，固化体の海側

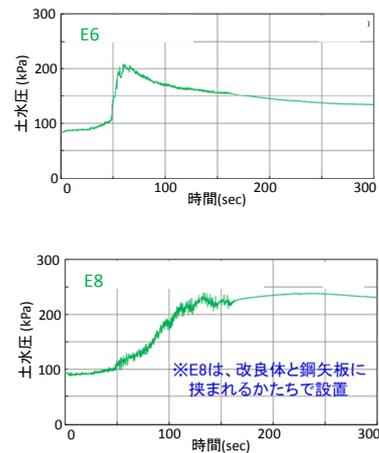


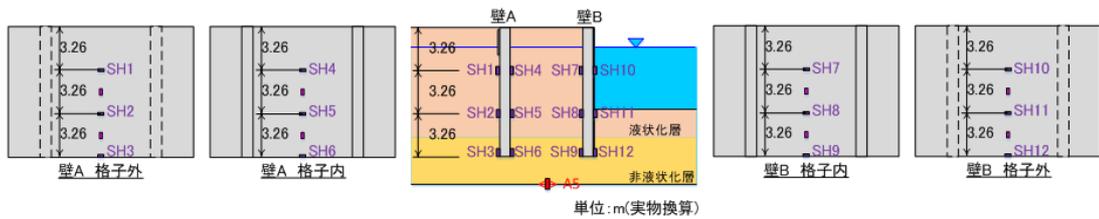
図-6 岸壁法線方向の固化壁の根入れ部の土水圧 (CASE2)

への変位に伴う，液状化が発生していない第 2 層での受働土圧の作用の増大を示唆している。

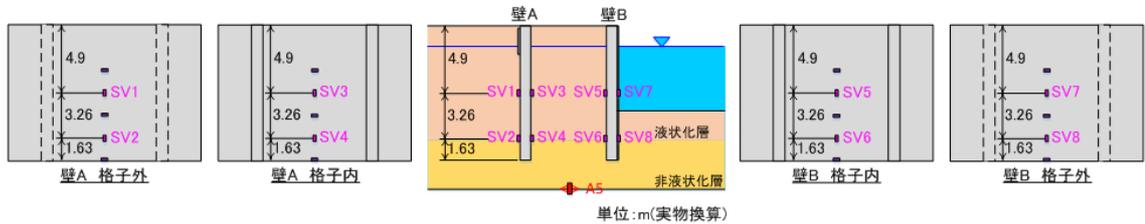
ただし，E6 の土水圧は経過時間 60 秒程度で最大値を示した後に徐々に低下する一方で，E8 の土水圧は経過時間とともに徐々に増大している。これらの土水圧の大小と変化の傾向は，両者の計測位置で深度，土被り圧が異なることと，水平移動と回転変形が混在する固化体の変形モードが影響している可能性がある。

c) 固化体に発生するひずみ

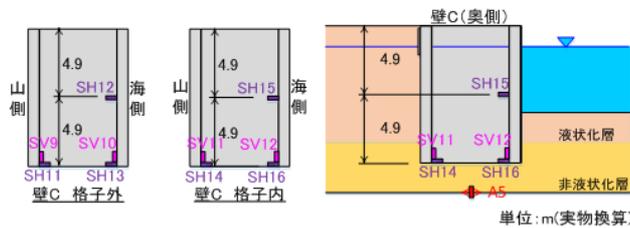
実験では，図-7 に示すように合計 28 箇所 で固化体表面に発生するひずみを計測した。ひずみの符号は，いずれも圧縮を負，引張りを正とした。岸壁法線方向の壁の水平ひずみの代表的な計測結果を



(1) 岸壁法線方向の固化壁の水平ひずみの計測位置



(2) 岸壁法線方向の固化壁の鉛直ひずみの計測位置



(3) せん断壁の水平ひずみ、鉛直ひずみの計測位置

図-7 固化体のひずみの計測位置 (CASE2)

図-8に示す。陸側の壁の根入れ部では、SH3とSH6（いずれも深度9.78 m）で $200 \times 10^6 \sim -500 \times 10^6$ のひずみが発生し、最大加速度加振前後に相当する経過時間50秒～60秒付近で、陸側に凸となる水平曲げ性状の挙動を示す。ただし、振動の継続とともに表裏のひずみの差は縮小する。SH7とSH10は、海側の壁の深度3.26 m位置の水平ひずみで、当該箇所では海側に凸となる水平曲げ性状となり、 $-200 \times 10^6 \sim 400 \times 10^6$ のひずみが発生する。図-9は、深度4.9 mの陸側の岸壁法線方向壁の鉛直ひずみSV3とSV1の経時変化である。当該箇所では陸側に凸の鉛直曲げが発生し、それぞれの縁ひずみは $\pm 200 \times 10^6$ 程度を示す。この応答は、主に固化体が非液状化層に根入れされていることに起因した結果と推定される。岸壁法線と直交する壁（以降、せん断壁と称する）の水平ひずみの計測結果の一例を図-10に示す。SH15とSH12は、海側の法線方向壁に近接する箇所に設置したせん断壁の水平ひずみ（深度4.9 m）を計測している。格子内に設置したSH15は、最大 600×10^6 のひずみを示した後、概ね $150 \sim 200 \times 10^6$ のひずみに収束する。実験で注目している1ユニットの格子の外側に設置したSH12は、経過時間50秒～60秒付近で -300×10^6 程度となり、それ以降では、 $100 \sim 200 \times 10^6$ のひずみに収束する。SH15とSH12の平均値は概ね全継続時間にわたり 150×10^6 程度となり、せん断壁の当該箇所では水平ひずみが卓越することが分かる。

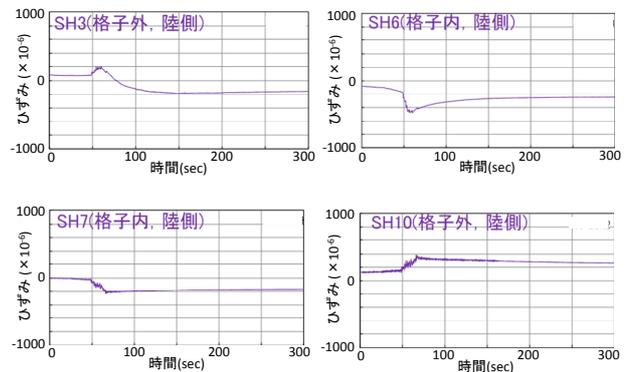


図-8 岸壁法線方向の固化壁の水平ひずみ (CASE2)

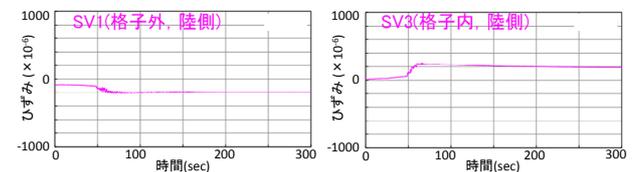


図-9 岸壁法線方向の固化壁の鉛直ひずみ (CASE2)

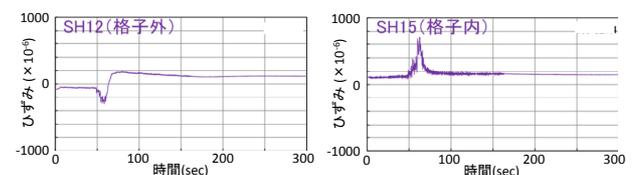
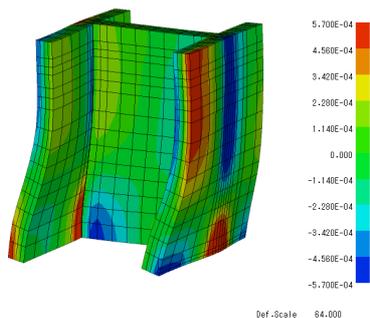
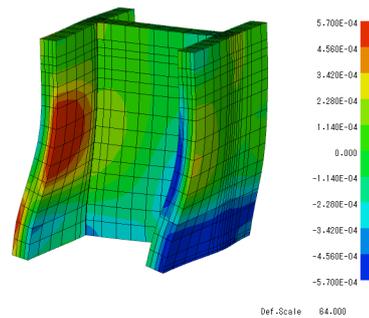


図-10 せん断壁の水平ひずみ (CASE2)



(1) 水平ひずみ



(2) 鉛直ひずみ

図-11 3次元動的弾塑性FEM解析結果の一例

図-11 は、岸壁を含む地盤・構造物の全体系を対象とした3次元動的弾塑性FEM解析を行い、固化体部分を対象に、変形モードと水平ひずみ、鉛直ひずみの発生傾向を整理した結果である。この解析は、定性的な評価に留まっているものの、実験で得られたひずみの発生傾向は、数値解析結果と整合している。従って、固化体には実験や解析で得られた応答が発生していると考えられる。側方流動圧／偏土圧が作用する条件下での格子状固化では、固化体の内部安定性評価の際に、流動／変位する方向に直交する壁（本研究では岸壁法線方向の壁）の水平曲げ、鉛直曲げやせん断壁の水平方向引張り等にも留意することが望まれる。

5. まとめ

本研究では、液状化を発生しやすい地盤に立地する控え工付き鋼矢板式岸壁を対象に、矢板と控え工の間に30%程度の置換率の格子状固化を陸側方向に1ユニット設置した岸壁の液状化／側方流動抑制効果を遠心模型振動実験で確認した。さらに、実験と解析で、地盤と改良地盤の応答を分析した。得られた知見は下記の通りである。

- 最大加速度 102 gal のレベル 1 地震動で加振した実験では、対策無しの場合の岸壁の変位 1.3 m 以上に対して、対策後の変位を 0.3 m に抑制でき、かつ固化体の損傷も確認されなかった。
- 最大加速度 326 gal のレベル 2 地震動で加振した実験では、対策無しの場合の岸壁の変位 3.7 m 以上に対して、対策後の変位を 1.2 m に抑制できた。実験では固化体の一部が損傷を受けるが、損傷を受けても岸壁の変形が脆性的に進行することはなかった。格子状固化で改良された控え工付き鋼矢板の岸壁構造が粘り強くなっていることを示唆している。

- 実験並びに解析から、固化体には、流動／変位する方向に直交する壁（本研究では岸壁法線方向の壁）の水平曲げ、鉛直曲げやせん断壁の水平方向引張り等の応答が発生することが確認された。
- 側方流動圧／偏土圧が作用する条件下での格子状固化では、固化体の内部安定性評価の際に、曲げや引張り等が、固化体の内部安定性に及ぼす影響にも留意することが望ましい。

今後、内部安定性の検討において、固化体の非線形挙動も勘案した詳細な検討を予定している。

参考文献

- 石油連盟：東日本大震災における石油業界の対応と提言, 2011.
- 資源エネルギー庁：製油所等の耐震性能等の評価の手引き, 2013.
- 岩田尚晃・宮原祐二・山脇秀仁：既設構造物を考慮した～耐震強化岸壁の整備～, 国土交通省中部地方整備局, 平成 27 年度中部地方整備局管内事業研究発表会, 2015.
- Wilcox K.: The Seattle Department of Transportation will employ jet grouting in the replacement of a critical part of its transportation infrastructure, 2013.
- 石井健嗣, 小原隆志, 北本幸義, 藤崎勝利, 山田岳峰：岸壁・護岸を対象とした地盤固化による低コスト液状化対策技術の遠心模型実験, 第 70 回土木学会年次学術講演会, I-464, pp.927-928, 2015.
- 京川裕之, 大谷芳輝, 鎗田哲也, 田口勝則, 山田岳峰：岸壁・護岸を対象とした地盤固化による低コスト液状化対策技術の解析的評価, 第 70 回土木学会年次学術講演会, I-465, pp.929-930, 2015.
- 山田岳峰, 石井健嗣：岸壁・護岸の合理的な液状化対策に関する考察, 第 6 回インフラ・ライフライン減災対策シンポジウム, 2015.
- 京川裕之, 大谷芳輝, 鎗田哲也, 田口勝則, 山田岳峰, 鎌田敏幸, 北山真, 澤田叔宏：中大規模地震に

対する地盤固化低コスト液状化対策技術の解析的評価, 第 71 回土木学会年次学術講演会, 2016.

- 9) 京川裕之, 大谷芳輝, 鎗田哲也, 田口勝則, 山田岳峰, 澤田叔宏: 動的微小変形特性に基づく護岸液状化対策の解析的評価に関する検討, 第 51 回地盤工学研究発表会, 2016.
- 10) 山田岳峰, 京川裕之, 石井健嗣, 鎗田哲也, 北山

真: 既設岸壁・護岸の液状化対策を対象とした低コスト工法と段階的地震対策の提案, 土木学会第 36 回地震工学研究発表会, B23-984, 2016.

EFFECTIVENESS OF LATTICE-SHAPED GROUND IMPROVEMENT FOR QUAY WALL AGAINST SOIL LIQUEFACTION

Takemine YAMADA, Kenji ISHII, Yoshiteru OHTANI, Takashi OBARA
and Makoto KITAYAMA

In this study, the effectiveness of lattice-shaped soil solidification located between sheet pile and anchor plate for quay wall against ground liquefaction is examined by centrifuge tests and the numerical analysis. The findings are as the following. The displacement of the quay wall where the displacement of 1.3 m to 3.7 m or more occurs during the earthquake can be mitigated to 0.3 m to 1.2 m by the countermeasure; in case of the quay wall structure improved by lattice solidification, the displacement does not proceed brittlely even if damage occurs a part of the quay; horizontal bending, vertical bending and horizontal tension occur in the solidified ground, so it is desirable to pay attention to these effects in the design.