

セメント固化処理土による壁体を利用した 岸壁構造の地震時挙動

高橋 英紀*・上野 一彦**・河田 雅也***・小西 一生†・府川 裕史††
・和田 眞郷†††・竹内 秀克‡・徳永 幸彦‡‡・森川 嘉之‡‡‡

要 旨

深層混合処理工法によって地盤をセメント固化して、その改良体を岸壁の本体工として利用する方法が提案されている。比較的経済的に岸壁を構築でき、改良体をそのままクレーンの基礎としても利用できる。特に、老朽化した矢板式岸壁を改修する方法として適している。ただし、コンクリートよりも固化処理土は軽いために、地震時に岸壁は不安定化しやすいと考えられ、地震時挙動を把握しておくことが重要である。本研究では、遠心模型実験や有限要素法解析による数値解析に基づいて本岸壁構造の地震時挙動を検討した。その結果、岸壁本体工である改良体にはある程度の幅（本体工の高さ程度以上）を設け、非液状化層に着底させることが望ましいことを示した。また、設計における外力条件の検討を行い、安定性評価法の妥当性を示した。数値解析では、実験結果を再現することを試み、概ね精度よく再現できることを確認した。最後に、実験や解析結果に基づいた設計法や施工における注意点についてまとめた。

キーワード：固化処理土，深層混合処理工法，岸壁，遠心模型実験，有限要素法解析

* 地盤研究領域 地盤改良研究グループ長

** 五洋建設株式会社

*** 清水建設株式会社

† 株式会社竹中土木

†† 東亜建設工業株式会社

††† 東洋建設株式会社

‡ 株式会社不動産テトラ

‡‡ CDM研究会

‡‡‡ 地盤研究領域長

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1 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

電話：046-844-5055

Fax：046-844-0618

E-mail：takahashi-h@p.mpat.go.jp

Seismic Behaviours of Quaywall Structure Utilising Cement Treated Soil as Retaining Wall

Hiddenori TAKAHASHI*

Kazuhiko UENO**

Masaya KAWATA***

Kazuo KONISHI†

Hirofumi FUKAWA††

Masato WADA†††

Hidekatsu TAKEUCHI‡

Sachihiko TOKUNAGA‡‡

Yoshiyuki MORIKAWA‡‡‡

Synopsis

A method has been proposed in which the ground is cemented by the deep mixing method, and the improved body is used as the main body of a quay wall. Quay walls can be constructed relatively economically and the improved bodies can be also used as foundations for cranes. This method is particularly suitable for repairing dilapidated sheet pile quay walls. However, as cement treated soil is lighter than concrete, the quay walls are likely to be unstable during earthquakes, and it is important to understand their seismic behaviours. In this study, the seismic behaviours of the quaywall structure were investigated based on centrifuge model tests and numerical analyses using the finite element method. The results showed that it is desirable for the improved block, which is the main body of the quaywall, to have a certain width (more than the height of the main body) and to land on the non-liquefied layer. The external force conditions in the design were also studied and the stability evaluation method was verified. The numerical analyses reproduced the test results with generally good accuracy. Finally, design methods based on the test and analytical results and construction precautions are summarised.

Key Words: Cement treated soil, deep mixing method, quay wall, centrifuge model test,
finite element analysis

* Head of Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Department
** Penta-Ocean Construction Co., Ltd.
*** Shimizu Corporation
† Takenaka Civil Engineering & Construction Co., Ltd.
†† Toa Corporation
††† Toyo Construction Co., Ltd.
‡ Fudo Tetra Corporation
‡‡ Cement Deep Mixing Method Association
‡‡‡ Director of Geotechnical Engineering Department
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute
Phone : +81-46-844-5055 Fax : +81-46-844-0618 E-mail : takahashi-h@p.mpat.go.jp

目 次

要 旨	78
1. まえがき	81
2. 遠心模型実験	82
2.1 実験方法	82
2.2 実験結果	86
3. 安定性照査法の検討	91
3.1 照査方法	91
3.2 Newmark法による滑動量の推定方法	91
3.3 滑動量の推定結果	91
4. 数値解析	92
4.1 解析方法	92
4.2 解析結果	94
5. 結論	97
6. あとがき	97
謝辞	97
参考文献	97
付録A 設計法の概要	99
付録B 施工の注意点	102

1. まえがき

港湾地域における代表的な岸壁の構造形式には、コンクリートケーソンや鋼板セル等を用いた重力式、鋼矢板や鋼管矢板等を用いた矢板式、鋼管と床版を用いた栈橋式などがある。岸壁の構造形式については、各々の現場に適したものが選択され、いずれの形式も多くの現場で採用されてきた。一方で、より経済的に新たな岸壁を構築したり、既存の岸壁を改修して増深したり、耐震性を高めたりすることが望まれている。その1つの試みとして、深層混合処理工法^{1) 2)}によって地盤をセメント固化して、その改良体を岸壁の本体工として利用する方法が提案されている（図-1.1 参照）。コンクリートや鋼材によって本体工を構築することに比べて、深層混合処理工法によって改良体を構築する方が一般的には経済的である。また、比較的広い範囲を固化処理するために、図-1.1に示すように改良体をそのままクレーンの基礎として利用することもできる。さらに、地震によって岸壁が海側へ変位したり、船舶が衝突して改良体が損傷したりしても、重機によって改良体を壊すことは比較的容易であり、補修を行いやすい可能性もある。改良体の背後を追加で深層混合処理することで、原形断面に復旧したり、より耐震性を増したりすることも可能である（図-1.2 参照）。ただし、コンクリートに比べて固化処理土は軽く、岸壁の安定性を確保するためには、通常重力式岸壁の本体工よりも改良体の幅を広くしたり、深度を大きくしたりする必要がある。また、地盤内に転石が無く、地盤の強度が比較的低い条件下で深層混合処理工法を適用できる

ため、そのような地盤条件に限定して適用できる構造形式である。転石をオーガーで削孔することも可能であるが、その場合には費用が追加される。さらに、改良体の長期的な劣化^{例えは 3), 4)}も加味する必要がある。これらの短所も考慮して現場で用いることが重要である。なお、本構造形式の断面形状は重力式岸壁のものに似ているために、「疑似重力式岸壁構造」と呼ばれたりしている。著者らは、深層混合処理地盤によって形成する岸壁構造であることを強調するために「DM 岸壁構造（DM は Deep Mixing の略）」と名付けている。

本構造形式が提案されて実際に現場において適用された岸壁は三河港神野地区の岸壁である^{5) 6)}。この現場では、老朽化した矢板式岸壁を改修し、耐震強化するとともに水深を大きくする必要があり、種々の検討の後に本構造が初めて適用された。設計では、準静的なつり合い状態を考えて永続状態と変動状態での安定性は評価され、偶発時の挙動は有限要素解析を用いて検討された。実際の施工も終了しており、問題なく岸壁は完成している。ただし、他の現場においても本構造を広く用いるためには設計法と施工法を構築しておく必要があり、特に、固化処理土の軽さに起因して岸壁が不安定化しやすいため、地震時の挙動を確認しておく必要がある。振動特性を把握することで、改良体の寸法や形状等について、より経済的で安定性の高いものを設計できる可能性もある。昨今では、重量物を取り扱う洋上風力発電施設の建設・維持管理のための岸壁にも本構造の利用が検討されており、より詳細な検討が必要である。

著者らを含む研究グループは、遠心模型実験や数値解

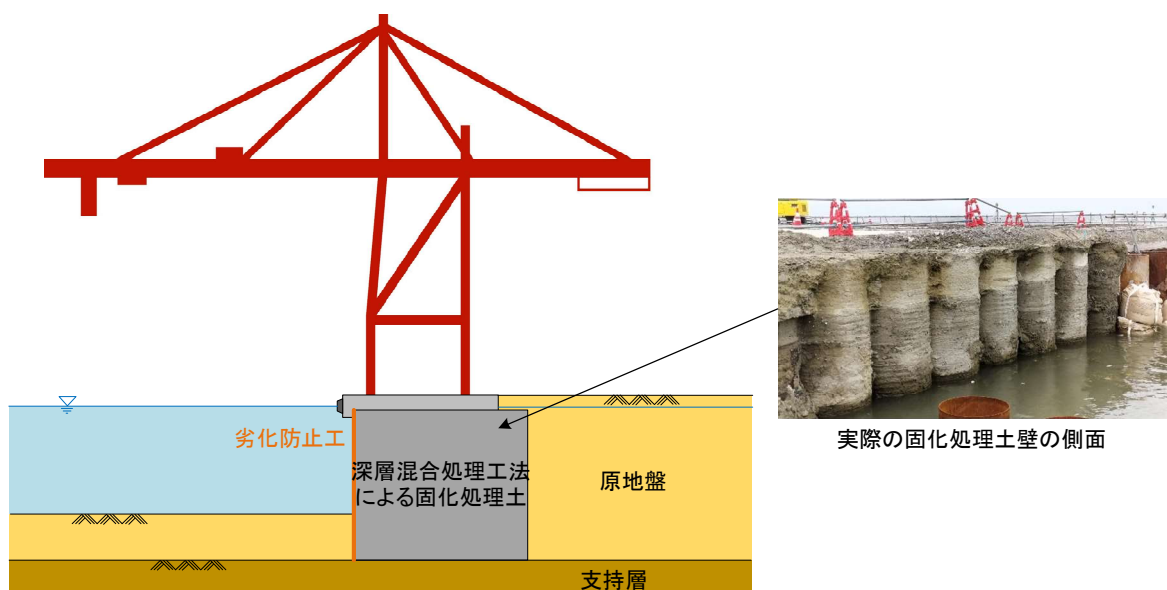


図-1.1 深層混合処理工法による岸壁構造（DM 岸壁構造）

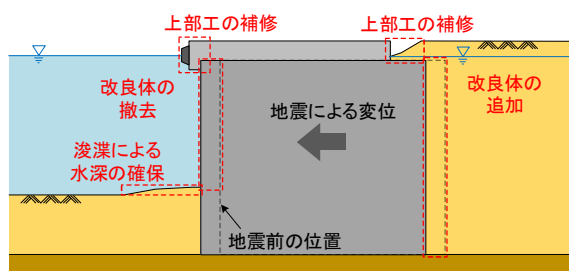


図-1.2 地震による被災後の復旧概念

析によって深層混合処理工法で本体工を構築した岸壁の振動特性を把握することに加えて、設計法と施工法を検討してきた。本稿では、それらをまとめており、模型実験については文献⁷⁾、数値解析については文献⁸⁾を基にして、実験ケースを追加して加筆修正したものである。また、付録に示した設計法・施工法については、文献⁹⁾を参照している。本稿の2章では、振動特性の把握を目的として実施した模型実験の結果をまとめている。実験では、実物スケールの岸壁の挙動を再現するために、地盤内応力を大きくできる遠心模型実験手法を適用した。改良体の寸法や形状等を変化させたケース群において、それらの振動特性や変形挙動を観察した。岸壁の設計においては、準静的な力のつり合いから安定性を評価するため、3章では、力のつり合いと模型実験の結果を比較した。これによって、設計法の妥当性を検証した。4章では、有限要素法解析による数値解析について述べている。耐震強化岸壁の設計においては、変形照査を行うことになっており、実験結果を指標として岸壁の変位量の解析精度について確認を行った。これらの結果に基づいた設計法を付録にまとめている。また、付録では、施工における注意点についても述べている。

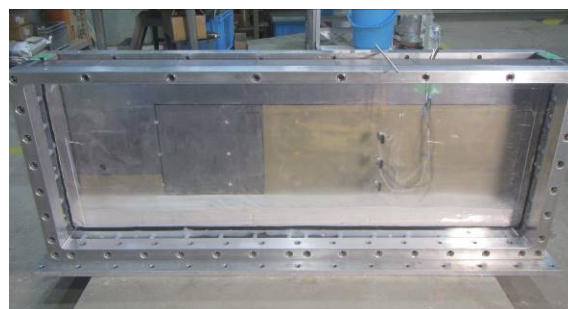
2. 遠心模型実験

2.1 実験方法

(1) 模型作製方法

実物スケールの岸壁の地震時挙動を再現するために、地盤内応力を実物のものと同じように大きくできる遠心力場（50g 場）で振動実験を実施した。応力を大きくすることで、応力に依存する地盤の変形を模型内に再現できる。実験では、岸壁本体工となる改良体の寸法や形状等を系統的に変化させて、それらが岸壁の振動特性や変形挙動に与える影響を調べた。

用いた試料容器の内寸法は、幅 1,300 mm×深さ 490



(a) センサーのぶら下げ状況



(b) 作製した岸壁模型

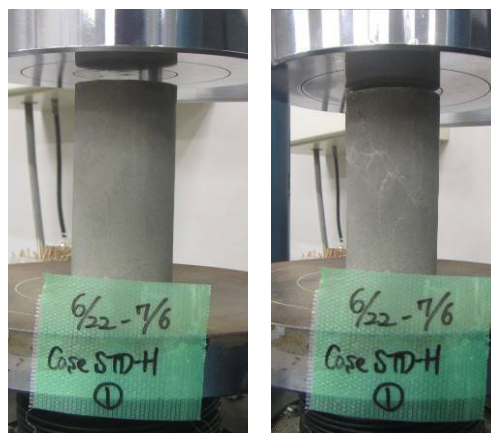
図-2.1 地盤の作製状況

mm×奥行 80 mm（実物換算で 65 m×24.5 m×4 m）である。始めに、試料容器の壁面と地盤の間の摩擦を極力低減するために、グリースを塗布したメンブレンを貼り付け、所定の位置に加速度計や間隙水圧計などのセンサーをぶら下げた（図-2.1(a)参照）。センサーをぶら下げた紐を地盤作製後に切断することで、センサーが地盤変位に追従できる。また、砂地盤の変位量を観察できるように、メンブレンに少量の色砂を貼り付けておいた（図-2.1(b)参照）。次に、支持層として飯豊硅砂 7 号（平均粒径 0.18 mm）によって下層に密地盤（ $D_r = 90\%$ ）を作製した。支持層上に固化処理土のブロックを設置した後、その前背後に同じく飯豊硅砂 7 号による緩い地盤（ $D_r = 50\%$ ）を作製した。この緩い層は地震時には液状化し、岸壁の安定性としては厳しい条件とした。砂地盤は密度が均一となるように空中落下法によって作製した。サンドホッパーの排出口の大きさや落下高さによって相対密度を調整することができる。なお、砂地盤の作製方法については、基本的に文献¹⁰⁾に従っている。

固化処理土は、飯豊硅砂 7 号に早強ポルトランドセメントのスラリーを混合して作製したものである。セメントの添加量を変えることで、異なる強度の固化処理土を作製することができる。この固化処理土の一軸圧縮強さについては後述する実験ケース一覧表に示しているが、

表-2.1 実験ケース一覧

ケース名	固化処理土による本体工の諸元				砂地盤の相対密度(%)	
	形状	高さ(m)×幅(m)	単位体積重量(kN/m ³)	一軸圧縮強さ(kN/m ²)	前背後の地盤	支持層
STD	基本形	15×15	19.5	493	49	89
STD-H	基本形	15×15	21.3	2,085	48	85
NW	狭い幅	15×7.5	19.3	2,495	49	91
WD	広い幅	15×18.5	19.9	1,478	49	83
FL	浮き型	12×15	19.8	2,289	49	89
KEY	根入れ（せん断キー）	16.3×15	19.6	1,867	48	91
DEP	根入れ（全体）	18.5×15	19.9	1,314	48	87
FLT	複合（背後改良）	15×15	19.0	1,415	48	91
FLT2	複合（背後改良 2 つ）	15×15	20.0	1,370	49	84
STD-SP	基本形（矢板あり）	15×15	19.5	3,266	51	83



(a) 試験前

(b) 試験後

図-2.2 一軸圧縮試験前後の固化処理土

現場の改良体を想定して基本的には 1,000 kN/m² 以上の強度とした。図-2.2 に、一軸圧縮試験前後の供試体の状況を示しておく。模型では支持層上に本体工である改良体を置いただけであり、別途実施した摩擦試験によると摩擦係数は $\mu = 0.8$ 程度であった。実際の現場では、深層混合処理工法の打設を所定の深さで留めるため、本体工の底面にはある程度の凹凸が発生する。このため、実験での摩擦係数よりも現場での摩擦係数はより大きくなると考えられる。

(2) 実験ケース

表-2.1 には、全ケースの実験条件を記しており、各ケースにおいて岸壁本体工と背後地盤の改良条件のみを変化させて、それらの影響を評価した。図-2.3 には、全 10 ケースの模型概略図を示している。括弧内の寸法は実物スケールであり、模型寸法に対して 50 倍したものである。

STD は基本となる実験ケースであり、本体工の縦横比は 1 としている。実物スケールで 15 m×15 m となり、前面に 4 m の層厚の原地盤があるとして、水深 10 m 岸壁を想定した。このケースから実験を始めたが、改良体の内部破壊も想定されたため、強度を低めに設定した。結果的には、 $q_u = 493 \text{ kN/m}^2$ の強度でも改良体は壊れなかったために、その後のケースでは実験準備中の取り扱いやすさを優先させて $q_u = 1,000 \text{ kN/m}^2$ 以上の大きめの強度とした。なお、固化処理土の強度を大きくすると、その剛性も大きくなるが、未処理土の地盤の変形に比べて固化処理土の変形は小さく、固化処理土の強度の違いが岸壁全体の変形挙動に与える影響は小さいと言える。

STD-H は、本体工の重量の違いを調べるための実験ケースである。コンクリートケーソンの岸壁を想定して、その単位体積重量を大きくした。NW と WD は、本体工の縦横比を 2 と 0.8 にしたもので、縦横比が岸壁挙動に与える影響について調べることを目的とした。FL について

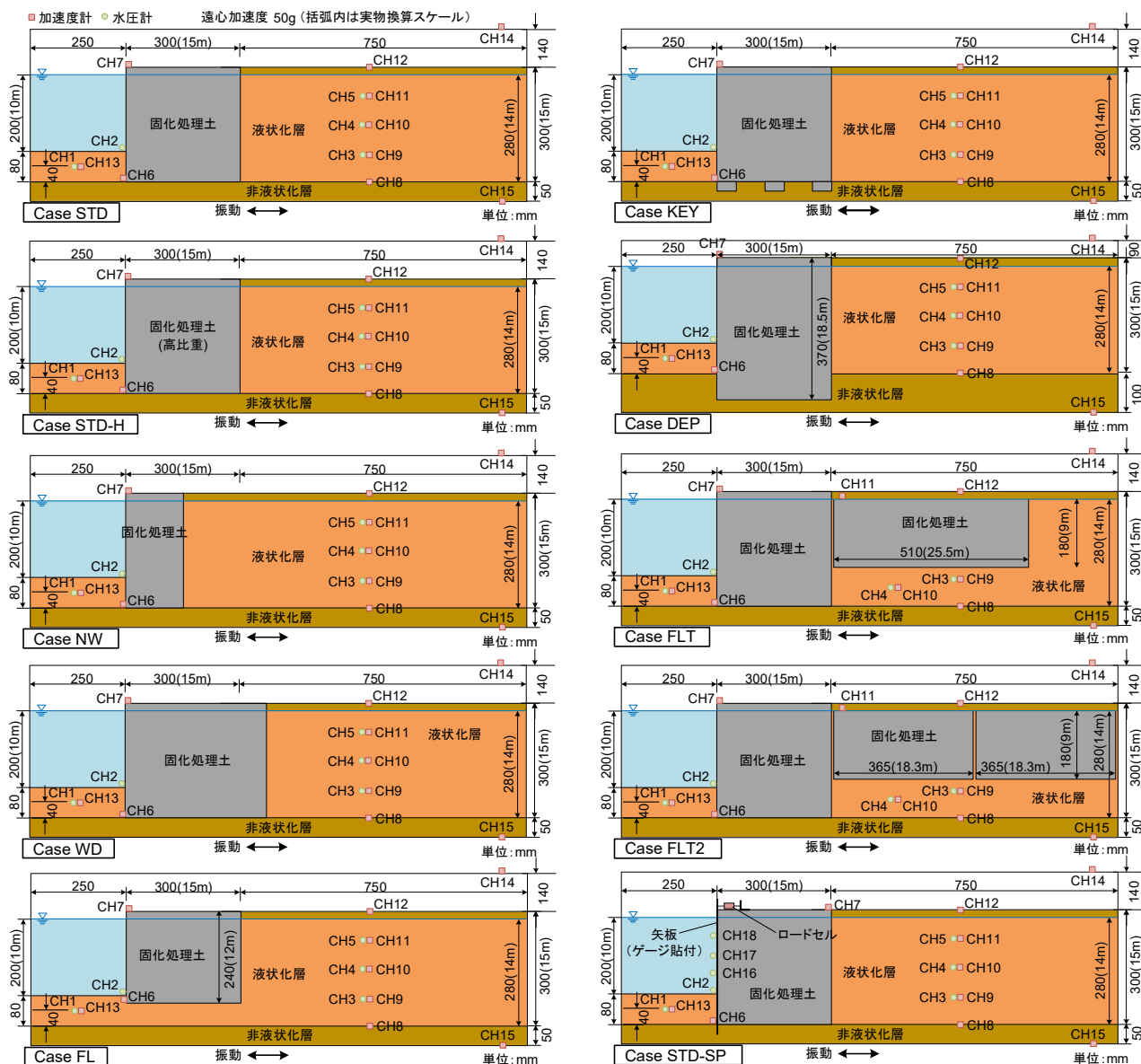


図-2.3 実験断面図

ては、本体工を支持層に着底させずに、下部に液状化層を残した。KEY では、基本ケース STD に対して、3 か所のせん断キーを設けた。せん断キーとは、図-2.3 (Case KEY の図面を参照) に示すような本体工底面の凸部のことである。このせん断キーによって本体工の滑動を抑制する効果を確認した。後述するが、KEY のケースでは根入れが不十分であったため、より明確に根入れを行ったものが DEP である。支持層に対して 3.5 m 相当の根入れを行った。FLT と FLT2 では、本体工背後地盤に支持層に未着底の固化処理土のブロックを埋め込んだ。背後地盤に対して固化処理工法で液状化対策を行う場合、それを支持層に着底することが理想である。しかしながら、固化処理を施す範囲が大きくなると不経済となることか

ら、支持層に着底させない浮き型の選択肢も検討できる。本体工が支持層に着底していることから、浮き型部分の改良体の水平変位が抑制され、その下部の地盤のせん断変形が抑制され、液状化しにくくなることも期待した実験ケースである^{11), 12)}。

最後の STD-SP については、本体工前面に矢板を挿入し、矢板に作用する力などを測定した。DM 岸壁構造では、背後地盤の土留めは固化処理土による本体工に期待しており、前面の矢板は主に固化処理土が海水に曝露しないための劣化防止工と考えている。このため、矢板は岸壁全体の安定性を保つための構造部材ではない。しかしながら、上部工の重量や牽引力を矢板に期待する設計も考えられ、その場合には矢板を降伏させないようにす

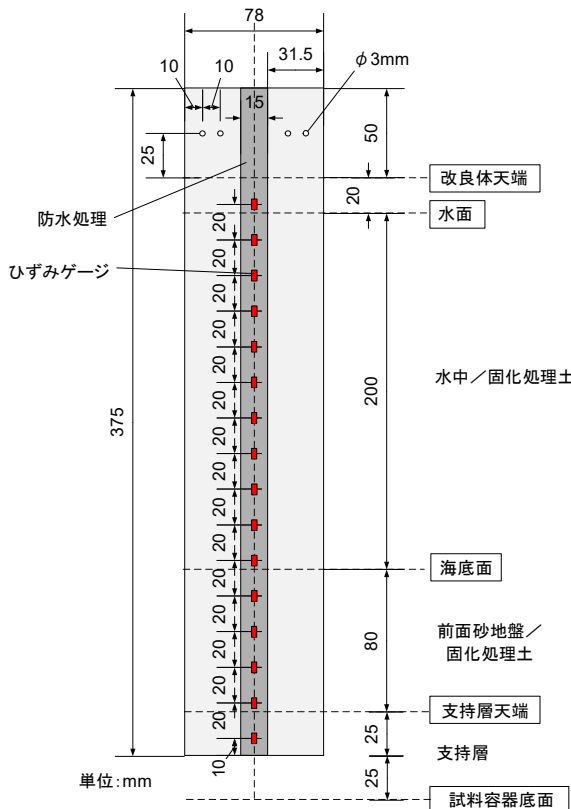


図-2.4 ケース STD-SP で用いた矢板

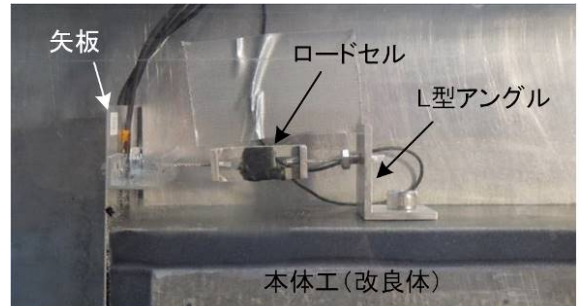
ることが必要となる。特に、地震時には、上部工と矢板への慣性力や海側から動水圧が矢板に作用し、矢板にとっては厳しい荷重条件となる。STD-SP では、板厚 0.8 mm の極薄いアルミ板を矢板模型として、それにひずみゲージを貼り、矢板上部と本体工を繋げておく実験を行った。ひずみゲージを貼り付けたアルミ板の図面を図-2.4 に示しており、20 mm 間隔（実物換算で 1 m）で貼り付けて両面の 2 枚のゲージでブリッジを組み、曲げひずみを計測した。本体工である改良体に固定した L 型アングルと矢板の上部をステンレスワイヤーで結合したが、その間に特製の小型のロードセルを結び付けた。これによって、張力を計測することができる。用いた矢板と上部の結合状況を図-2.5 に示しておく。これらに加えて、矢板前面に水圧計を設置し、静水圧と動水圧も計測した。

(3) 実験手順

作製した岸壁模型を遠心模型実験装置に搭載し、遠心力場にて振動実験を行った。使用した遠心装置や振動台は港湾空港技術研究所が所有する遠心模型実験装置 PARI Mark II-R である。図-2.6 に示すように、この装置はビーム型の遠心装置であり、プラットフォームに振動台と試料容器を設置し、遠心力場において試料容器を振



(a) 模型矢板



(b) 結合状況

図-2.5 模型矢板と上部の結合状況

図-2.6 遠心模型実験装置 PARI Mark II-R¹³⁾

動させることで地震を再現することができる。装置の詳細は文献¹³⁾を参照されたい。地盤に遠心加速度 30g を負荷した状態で、水頭差を利用して粘性流体（動粘性係数：約 50 mm²/s）を地盤模型の下方から流し込んだ。遠心力場で粘性流体を流し込む理由は、短時間で砂地盤への通水が可能であることと、高い飽和度の地盤を作製することによる¹⁴⁾。設定した高さまで水位を上昇させた後、遠心加速度を 50g まで増加して、岸壁模型に振動を加えた。振動は 1 段階のみであり、入力信号は 50 Hz（実物換算で 1 Hz）の正弦波 50 波である。例として、ケース STD で計測した試料容器底面での加速度を図-2.7 に実物スケールに換算して示す。約 2.8 m/s²の加速度であつ

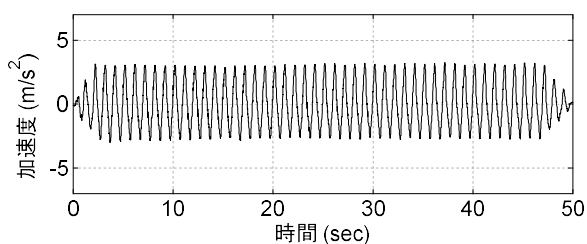


図-2.7 入力加速度の例 (ケース STD)

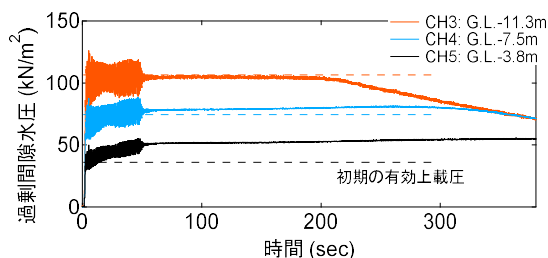
た. この加速度は大きく, 地盤は液状化して大きな変形が残留する. 図を省略するが, 他の実験ケースにおいても同程度の加速度であり, ケース毎の入力加速度の再現性は高かった.

2.2 実験結果

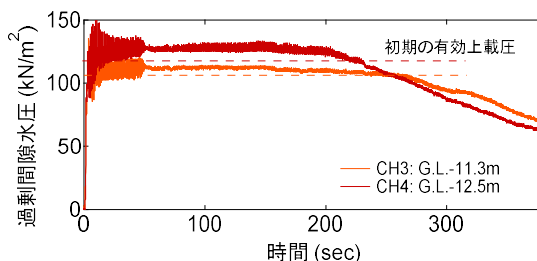
(1) 地盤内の間隙水圧特性および岸壁の変形挙動

図-2.8 に, 代表としてケース STD-H と FLT2 での背後地盤内の過剰間隙水圧の時刻歴を実物スケールで示している. STD-H での計測結果を見ると, いずれの深さにおいても振動初期で過剰間隙水圧は有効上載圧に達しており, 地盤は液状化したことが分かる. 浅部の間隙水圧計ほど振動によって沈下するために, 振動中に初期の有効上載圧よりも過剰間隙水圧は大きくなっていった. 図を省略するが, 他のケースにおいても同様の過剰間隙水圧特性となっており, 背後地盤は液状化していた. また, 本体工前面の地盤においても同様に液状化が生じていた. FLT2 の背後地盤 (改良体下部の地盤) での計測結果を見ると, このケースにおいても振動初期で過剰間隙水圧は有効上載圧に達していた. もう少し小さな振動であれば, 浅部の改良体の効果によって下部の地盤のせん断が抑制されたと考えられるが, 今回の実験での振動は大きく, 改良体下部の地盤においても液状化する結果になったと考えられる.

図-2.9 に, 全 10 ケースでの振動後の岸壁の様子を示している. 破線が振動前, 実線が振動後の本体工の位置を示している. いずれのケースにおいても, 振動によって岸壁本体工は海側へ変位し, 背後地盤は沈下した. 背後からの土圧によって本体工は海側へ変位するために, 2 次元的なせん断変形および負のダイレイタンスによって背後地盤は沈下したと言える. 図-2.10 には, 各ケースでの振動による岸壁法線付近 (法線から 1.5 m 内側) の水平変位量と, 本体工の傾斜角度, 背後地盤の沈下量をまとめている. それぞれ画像解析によって求め, 背後地盤の沈下量は本体工直背後でのものを示している.



(a) ケース STD-H



(b) ケース FLT2

図-2.8 本体工背後地盤の過剰間隙水圧

図を見ると, 本体工の寸法や形状, 重量を変えることで変位量も変化していた. 水平変位量に着目すると, 本体工が大きく傾斜したケース NW や非液状化層に支持せずに本体工下部に液状化層を残した FL において変位量は特に大きくなっていった. また, 基本ケースの STD に比べて, 本体工の重量を増した STD-H や, 幅や深さを大きくした WD や DEP, 背後地盤に別の改良体を設けた FLT2 では, 水平変位量は小さくなっていった. つまり, 本体工の重量や幅を増したり, 深さを増して根入れしたり, 背後地盤に水平変位が抑制される改良体を設けたりすることで水平変位量は低減することが分かった. 次に, KEY と STD-SP とは似た変形挙動になっており, せん断キーと同様に根入れした矢板が本体工下部の水平方向の動きを抑制したと考えられる. DM 岸壁構造では, 前面の矢板は安定性を確保するための構造部材とは考えていないが, 実際には本体工の動きを抑制する結果となっていた. 傾斜については, 本体工の幅が狭い NW では大きく傾斜し, 本体工の幅が高さに比べて小さい KEY や STD-SP でも多少の傾斜が生じていた. これらのケースでの傾斜角は比較的大きいために, 本体工の中心での変位はそれほど大きくないにもかかわらず, 岸壁法線での水平変位量も STD と同程度に大きくなっていった. 背後地盤の沈下量については, 本体工が傾斜した NW や非液状化層に支持しなかった FL で大きく, 背後地盤に改良体を設けた FLT2 では小さかった. その他のケースでは概ね同程度の沈下量となっていた.

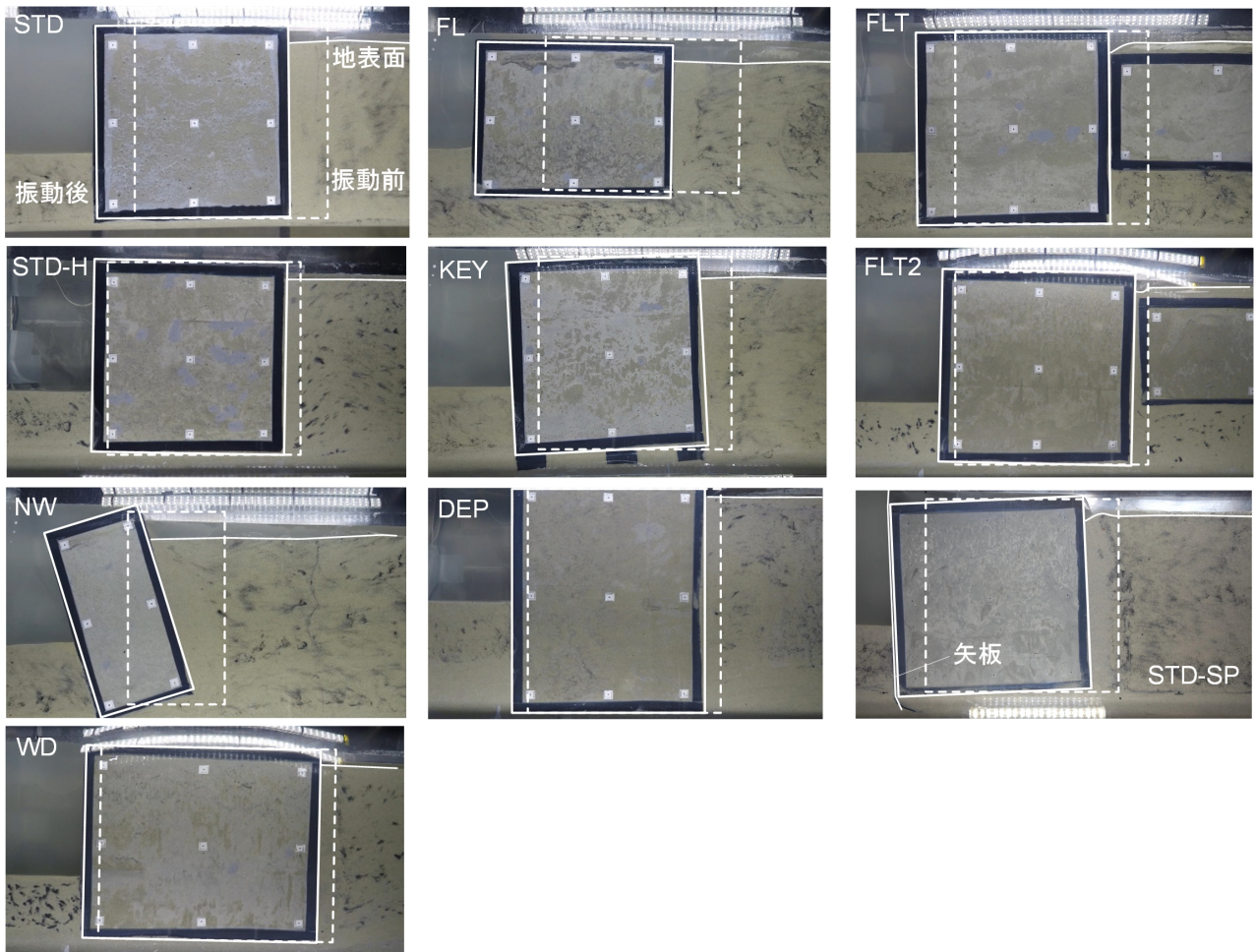


図-2.9 振動後の岸壁本体工の状況

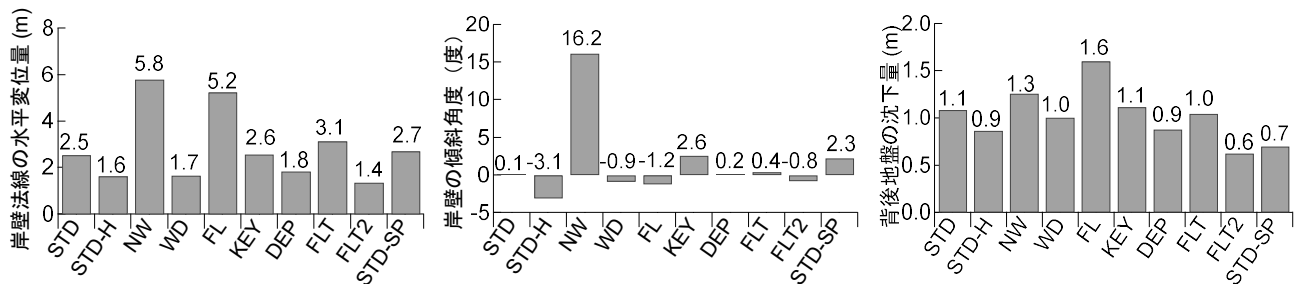


図-2.10 岸壁法線の水平変位量と本体工の傾斜角度，背後地盤の沈下量

岸壁本体工の変位量の観点からは，本体工にはある程度の幅（本体工の高さ程度）を設けた方が良く，さらに非液化化層に着底させることが望ましいことが分かった。なお，後述するように本体工に幅があれば振動による岸壁本体工のロッキングは低減して，滑動モードが卓越する。地震後の復旧を考えると，滑動モードが卓越することが合理的と言え，ロッキングや破壊モードの観点からも本体工に高さと同程度以上の幅を設けることは重要である。また，本体工前面の矢板の根入れが本体工下端よりも深い場合には本体工が傾斜するため，可能ならば矢

板は本体工内に留めた方が望ましい。

(2) 応答加速度特性

ケース STD, STD-H, NW, WD, FL, STD-SP を代表として，岸壁本体工天端と下端，振動台からの入力加速度を図-2.11 に実物スケールで示している。STD と STD-H の振動特性は比較的類似しており，本体工下端は入力加速度からそれほど位相遅れは発生していないが，本体工天端は入力加速度から遅れていた。本体工が軽い STD において本体工天端の振幅が多少大きかった。これは本体工がより大きくロッキングするためと考えられる。背後地

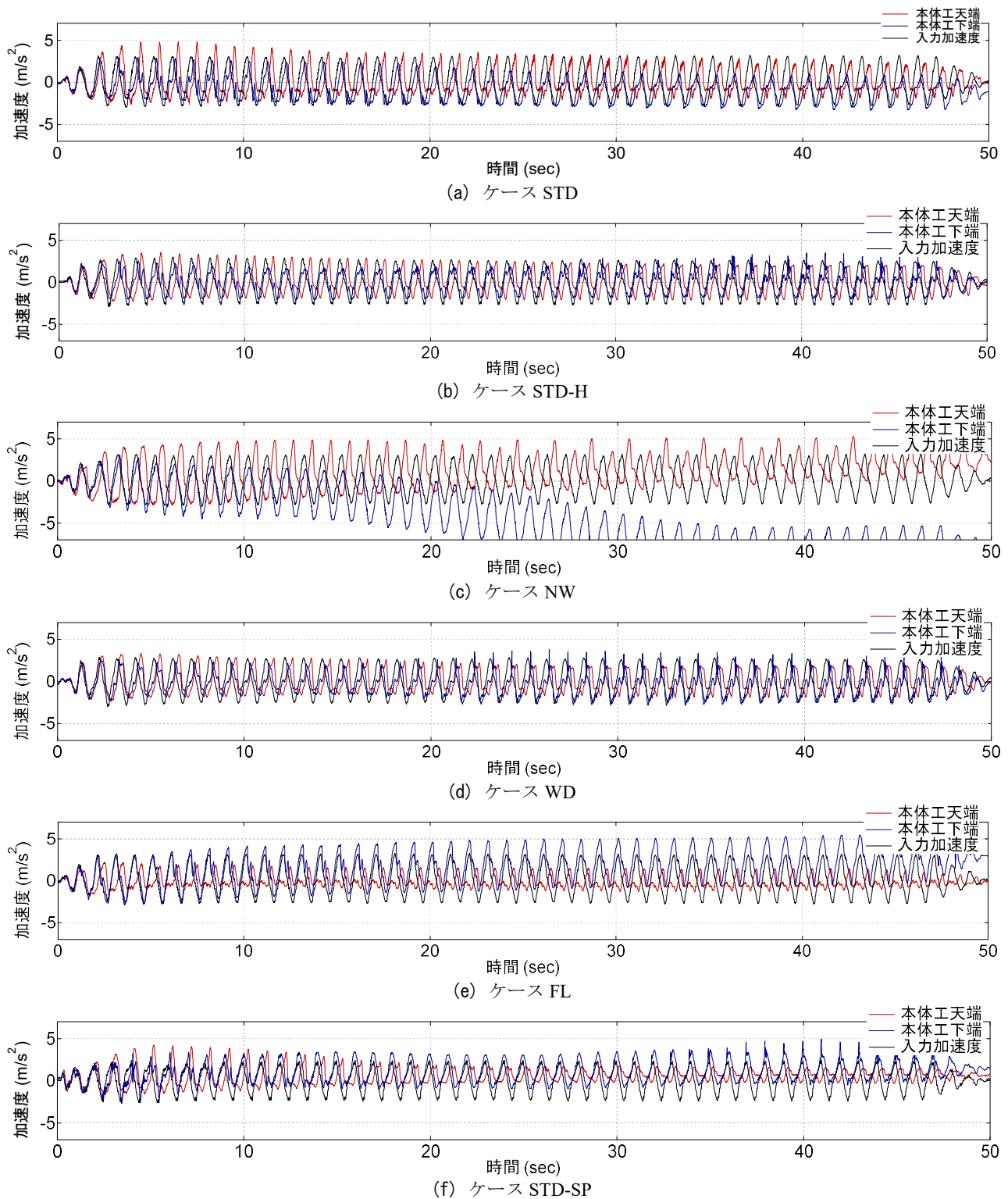


図-2.11 入力加速度と本体工の応答加速度

盤は液状化して加速度は応答しないために、図示を省略する。

ケース NW のように本体工の幅が狭いと、入力加速度に対して本体工天端での加速度振幅は大きくなっていた。

また、振動中に加速度の中心点に変化していた。これは幅が狭い本体工は大きくロッキングすることに加えて、傾斜するためと考えられる。例えば、本体工上部に荷役クレーンがあれば、この大きな振動や傾斜は有害である。

この観点からも、本土工には少なくとも改良深さ程度の幅を設ける必要があると言える。なお、本来、傾斜による加速度の中心点の変化は一樣な方向に生じるはずであるが、異なる方向と変化量となっていた原因は不明であり、センサーの特性か不調に因るものと考えられる。

本土工の幅を広げたケース WD においては、STD、STD-H、NW とは異なり、入力加速度に対して本土工天端と下端の両方で同程度の位相遅れが発生していた。また、その加速度振幅も比較的小さかった。これは、本土工の幅が広がることで、他のケースに比べてロッキングが小さくなったためと考えられる。このことから、本土工の幅を広げることは岸壁の安定性を高めることが分かった。

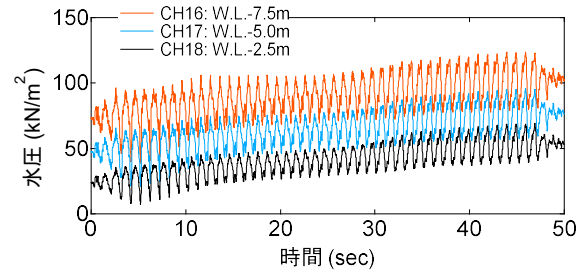
本土工下部に液状化層を残したケース FL では、本土工下端での加速度は入力加速度に近いものとなっているが、本土工天端での加速度振幅は極端に小さくなっている。本土工下部に液状化層を残し、背後地盤が液状化することで、本土工天端に振動が伝わりにくくなる結果となっていた。ただし、前述したように、本土工の残留変位は大きく、本土工を支持層に着底させないことは残留変位の観点から望ましくないと言える。

ケース STD-SP では本土工前面に矢板を挿入したが、STD に比べて本土工下端の位相遅れが減り、本土工天端の加速度振幅は小さくなっていた。STD と振動特性が異なるのは、前面の矢板が本土工下端よりも下部まで根入れしたためと考えられる。矢板があることで振動特性が STD と異なり、滑動モードが卓越しないと考えられるため、可能ならば矢板の長さを本土工下端の深さまでに収めた方が望ましい。

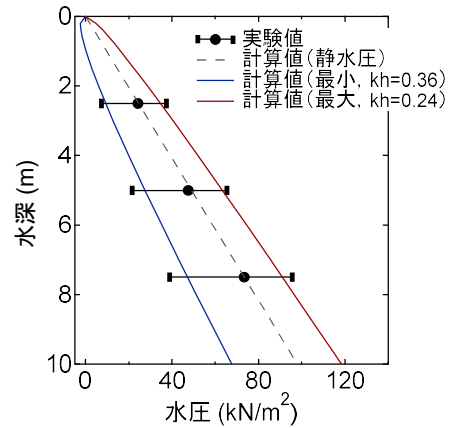
以上のことから、岸壁本土工の応答加速度の観点からも、本土工にはある程度の幅（本土工の高さ程度）を設ける方が良い。また、幅が広いほど、ロッキングが減り、本土工はより安定性が増すと考えられる。

(3) 前面矢板の挙動

ケース STD-SP では、本土工前面に矢板を挿入し、矢板に作用する力を測定した。また、矢板上部を本土工から引っ張っている張力と、矢板前面の水圧も計測した。まず、矢板前面での水圧に着目してみると、図-2.12 のようになっていた。実物スケールに換算して示している。(a)には3か所の深度で計測した水圧の時刻歴、(b)には水圧（静水圧と7秒までの最小・最大水圧）の深度分布を示している。また、水圧の深度分布には、計算から求めた静水圧とそれに Westergaard 式¹⁵⁾から求めた変動圧を足したものも示している。変動圧に関しては、本土工天端と下端に付けた加速度計の平均値から水平震度を求



(a) 水圧の時刻歴



(b) 水圧の深度分布

図-2.12 矢板前面の水圧

めた。時刻歴を見ると、振動中は動水圧の影響で水圧が変動するが、負圧にはなっていなかった。また、振動が進むと全体的に水圧が増加し、振動後も水圧が残留していた。これは、本土工が海側へ変位することで海側の水位が上昇したためで、狭い試料容器内で生じることであり、実際の岸壁ではこのような水圧上昇は生じない。この影響を取り除くために、水圧の深度分布の図(b)では、7秒までの変動圧を示している。水圧の深度分布をみると、静水圧については、ほぼ計算と同じ値となっていた。また、最小・最大水圧についても、Westergaard 式から求めた変動圧と近い値となっていた。

次に、矢板上部と本土工を結合したワイヤーでの張力の時刻歴を実物スケールに換算して図-2.13 に示す。矢板の幅は実物スケールで 3.9 m であり、この値で除して単位奥行き当たりの張力として示している。図に示すように、実際に矢板の変形を抑制するような大きさの張力は発生しておらず、ノイズに埋もれる程度の小さな張力であった。

矢板にひずみゲージを貼り付け、発生するひずみも計測した。計測したひずみに校正係数を乗じて求めた曲げモーメントの時刻歴を図-2.14 に示している。この値についても実物スケールで示しており、単位奥行き当たりの値で示している。図に示すように、上部と下部では大

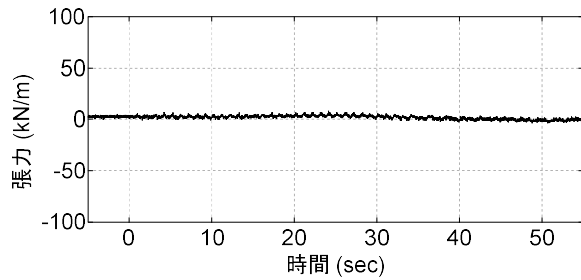
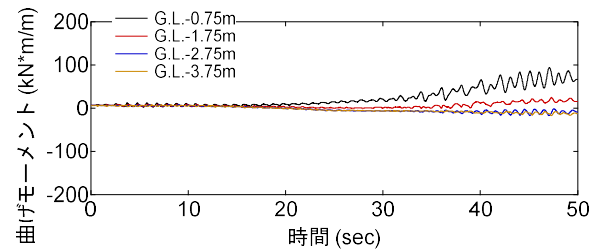


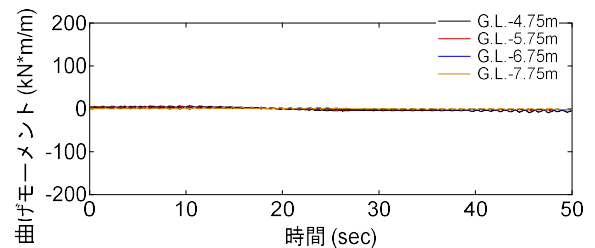
図-2.13 矢板上部と本体工の結合ワイヤーの張力

きな曲げモーメントが発生していた。本体工が海側へ変位することで矢板前面の水位が上昇し、矢板上部は陸側へ屈曲していた。また、本体工が海側へ動くことで、本体工下端より深く根入れした矢板が屈曲した。これらの結果が曲げモーメントの変化に表れていた。その他の中央付近での深度では、大きな曲げモーメントとはなっておらず、鋼矢板であっても降伏しないような小さな曲げモーメントであった。つまり、矢板の上下部分を除いて本体工に接している部分の矢板には曲げモーメントはほぼ発生せず、変形していなかった。

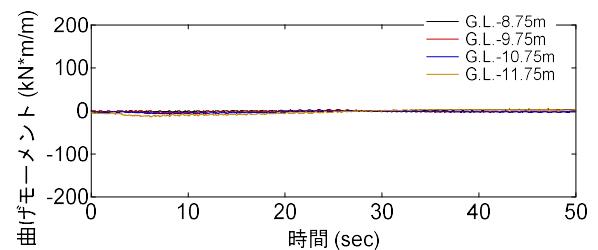
通常の矢板式岸壁では、矢板背後は裏込石などの地盤となっていることが多く、背後地盤からの静水圧が矢板へ作用している。このため、矢板の設計では、前後の静水圧は相殺していると考え、動水圧で矢板は海側へ引っ張られることを想定する。矢板の背後地盤が改良体であっても、改良体内の間隙水が連続していれば、長期的には間隙水圧は静水圧分布になると考えられる。セメントの添加量が多く水和物で間隙が満たされていれば、間隙水は連続しておらず、間隙水圧は静水圧分布にはならない。ただし、いずれにしても、矢板が海側へ変位しようとする、矢板へ水圧を作用させるだけの水量が矢板と本体工（改良体）の間には無いために、水圧が低下したり負圧となったりするはずである。固化処理土の透水係数はかなり小さいために、固化処理土からの水の供給も考えられない。実験においても、矢板上部と本体工を結合したワイヤーでの張力や矢板における曲げモーメントはほぼ発生しておらず、静水圧が相殺し動水圧と慣性力で海側へ矢板が引っ張られたとは考えにくい。矢板模型は 0.8 mm のアルミ板であり、小さな力でも屈曲したはずである。これらのことから、矢板前後で静水圧が相殺していることを想定せず、矢板前面の静水圧も考慮して矢板を設計しておけば良いと考えられる。ただし、矢板と本体工（改良体）の間に海水が入り込むようなことがあれば、陸側からの水圧も作用してしまうため、海水が入らないように注意することが重要である。



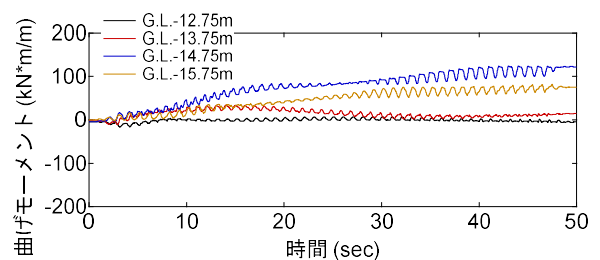
(a) G.L. -0.75m～-3.75m



(b) G.L. -4.75m～-7.75m



(c) G.L. -8.75m～-11.75m



(d) G.L. -12.75m～-15.75m

図-2.14 前面矢板の曲げモーメント

3. 安定性照査法の検討

3.1 照査方法

固化処理土を岸壁の本体工として利用する構造に対しても、構造形式として同種のケーソン式岸壁と同様の安定性照査法を適用できると考えられる。永続時と変動時のケーソン式岸壁においては、下部地盤が剛であると仮定して本体工であるケーソンの滑動と転倒に対する安定性を準静的な力のつり合いによって照査する。また、本体工が偏心傾斜することを仮定して下部地盤の支持力を照査する。2章で述べたように、実施した遠心模型実験においても、振動によって固化処理土のブロックが滑動や転倒することで本体工が大きく変位しており、滑動と転倒、支持力の照査が必要と考えられる。また、ケーソン式岸壁ではケーソンが壊れないように鉄筋等の補強部材の配置を設計するが、本構造形式の岸壁においても改良体が破壊しない強度に設定する必要がある。特に、海側下端の圧壊（端趾圧による破壊）について注意する必要がある。支持力照査時に求める地盤反力に対して固化処理土の強度がより大きいことを確認するべきである。なお、偶発時においては、安定性を完全に保つことは難しいために、FEM 解析などによって変形照査を行う必要がある。

3.2 Newmark 法による滑動量の推定方法

ケーソン式岸壁と同様に、準静的な力のつり合いによって安定性を照査できると考えられるが、本体工に作用する外力の仮定が妥当であるか、遠心模型実験の結果を用いて確認することを試みた。本来、つり合いを超える外力が作用すれば模型実験においても本体工が動くことを確認することが望ましいが、いずれの実験ケースにおいても本体工が動いたために、この方法で確認することができない。そこで、仮定した外力を用いて Newmark 法¹⁶⁾によって滑動量を算定し、外力の妥当性について検討した。Newmark 法は、斜面の地震時残留すべり変位の簡易算定法として広く用いられている方法であり、すべり土塊を剛体と仮定して、ある一定以上の加速度が土塊に作用するとその土塊はすべり始めると考え、加速度の継続時間を基にすべり変位量を簡易的に推定する方法である。この方法を本岸壁構造にも流用して、本体工の滑動量を求めることとした。

計算に用いた外力図を図-3.1に示している。また、運動方程式を以下の式(1)に示す。

$$W a' = W a + \alpha P_{dl} + P_{sl} - \mu W' g \quad (1)$$

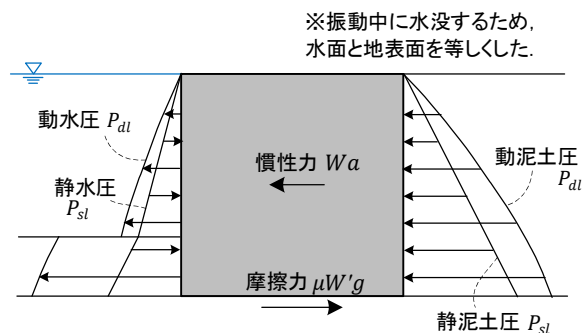


図-3.1 計算に用いた水平方向の外力

ここに、 W 、 W' : 本体工の質量と水中質量、 a' : 本体工と支持層の相対加速度、 a : 支持層の加速度、 P_{dl} : 液状化土と水からの動圧の合力、 α : 動圧の低減率、 P_{sl} : 液状化土と水からの静圧の合力、 μ : 本体工底面の摩擦係数(0.8)、 g : 重力加速度(9.8 m/s²)である。本体工と支持層の相対加速度が正になり、相対速度が0になるまでの時間で加速度を二階積分によって滑動量を求めた。

液状化した土からの土圧を仮定することは難しいが、過去の研究においては液状化した土を泥土と考えて、その泥土の密度を用いて Westergaard 式から土圧を求める方法が示されている¹⁷⁾。本研究においても、この仮定を用いた。ただし、前述のように、本体工と支持層の加速度の位相は異なっており、本体工へ作用する土圧・水圧と慣性力のピークはズレることを意味している。このため、土圧・水圧を低減できるため、次項の計算結果では土圧・水圧を低減した。

3.3 滑動量の推定結果

ケース STD における支持層に対する本体工の相対加速度と相対速度、滑動量の時系列を図-3.2(a)に示し、STD-H の滑動量の時系列を図-3.2(b)に示す。滑動量の時系列の図には、遠心模型実験で得られた水平変位量も併せて示している。模型実験の結果は、改良体の中心に付けたターゲットの変位を画像解析によって求めたものである。なお、液状化土・前面の水からの土圧・水圧を低減しており、仮に低減率 α を STD では0.15、STD-H では0.45として計算した。これらは、背後地盤が沈下せず、本体工前面の地盤が隆起していない振動初期において、実験の水平変位量と概ね合うように調整した値である。図に示すように、Newmark 法による滑動量は実験での水平変位量よりも大きく、土圧・水圧をかなり低減しても計算結果の方が大きいことが分かった。このことから、計算において仮定した外力を用いて安定性照査を行うな

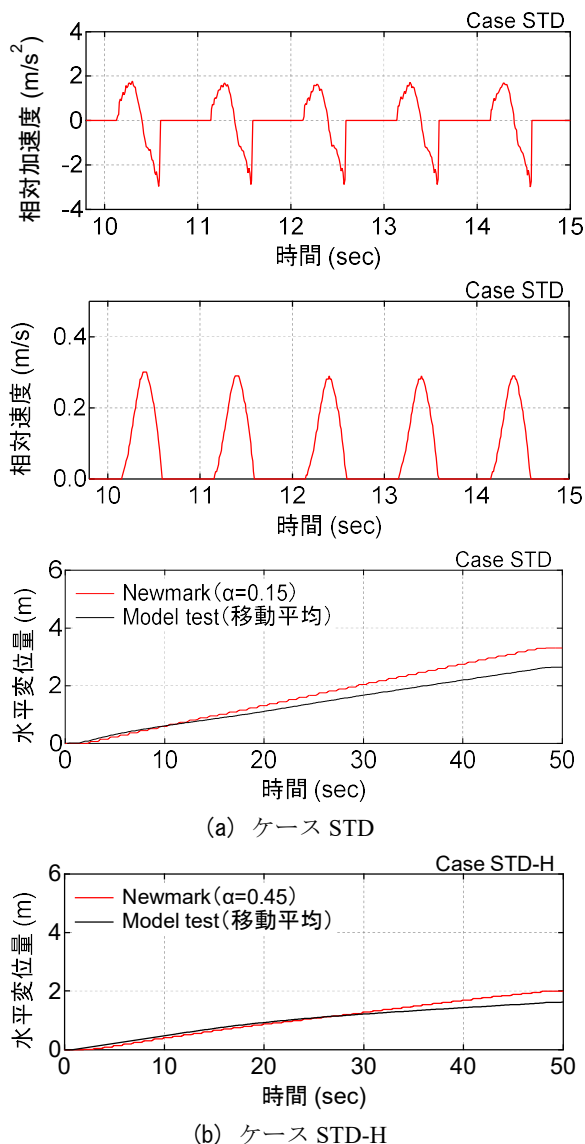


図-3.2 Newmark 法による計算結果

らば、動圧の低減分だけ余裕度があると言え、余裕度を含んだ安全側の安定性照査を行えると考えられる。

4. 数値解析

4.1 解析方法

耐震強化岸壁の設計においては、変形照査を行うことになっており、実験結果を指標として数値解析による岸壁の変位量の再現精度について確認を行った。解析には、岸壁を代表とする港湾施設の地震時挙動の検討に多く用いられている解析コード FLIP¹⁸⁾を使用した。有限要素法によって離散化され、構成則には非線形ばねモデルが採用されている。ばねモデルの応力～ひずみの非線形関係には双曲線モデルによる Masing 則が適用され、非線形な剛性の異方性は多重せん断機構に基づくばねモデル（マルチスプリングモデル¹⁹⁾）によって考慮される。間隙水圧が地盤の変形問題に連成され、累積塑性せん断仕事から過剰間隙水圧の発生を定義することで、液状化を考慮した有効応力解析を行うこともできる²⁰⁾。

実験ケース STD, NW, FL の3つを対象に解析を行うこととした。STD は基本ケースであり、NW では本体工が大きく転倒し、FL では本体工が大きく水平方向に変位したため、これらを代表として解析を行った。基本ケース STD の解析モデルを図-4.1 に示す。また、各ケースの解析モデル概略図を図-4.2 に示す。有限要素メッシュは、実物スケールで 0.5 m 四方を標準とし、本体工周辺は細分化した。境界条件は、剛土槽をモデル化するため、側方は鉛直ローラー、底面は固定境界とした。砂地盤要素にはマルチスプリングモデルを使用した。地盤要素のパラメータを表-4.1 にまとめておく。動的変形特性に関するパラメータのうち、基準初期せん断剛性 G_{ma} やせん断抵抗角 ϕ_f は、圧密排水 (CD) 三軸圧縮試験の結果を基に設定した。また、液状化特性を規定する液状化パラメータは、別途実施の繰り返し単純せん断の要素シミュレーションによって、ひずみや間隙水圧の上昇傾向が試験結果と整合するよう調整した。液状化パラメータの詳細は、他の文献^{例えは 21)}を参照されたい。図-4.3 に、砂地盤の液状化曲線（液状化判定：軸ひずみ 5.0% [解析では単純せん断ひずみ片振幅 3.75%]）を示しているが、解析結果は室内試験結果と良好な対応を示している。本体工は線形弾性体でモデル化しており、入力値としての密度 ρ や変形係数 E には、表-2.1 に示した一軸圧縮試験結果を参考とした。ポアソン比 ν は 0.33 とした。

解析フェーズは 2 段階とし、1 段階目では各要素に重量を与えて自重解析を行い、2 段階目で地震動を与えて動的解析を行った。図-4.4 に、各解析段階における本体工周辺のモデル概念を示す。通常の地震応答解析においては、深層混合処理工法によって構築した本体工は、動

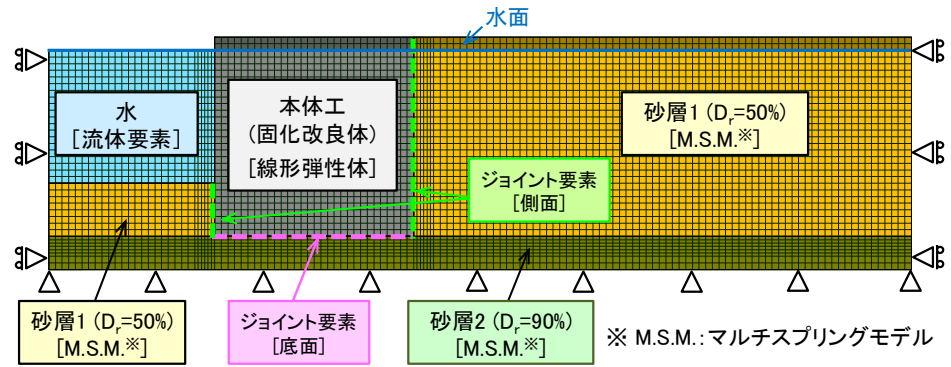


図-4.1 数値解析モデル (ケース STD)

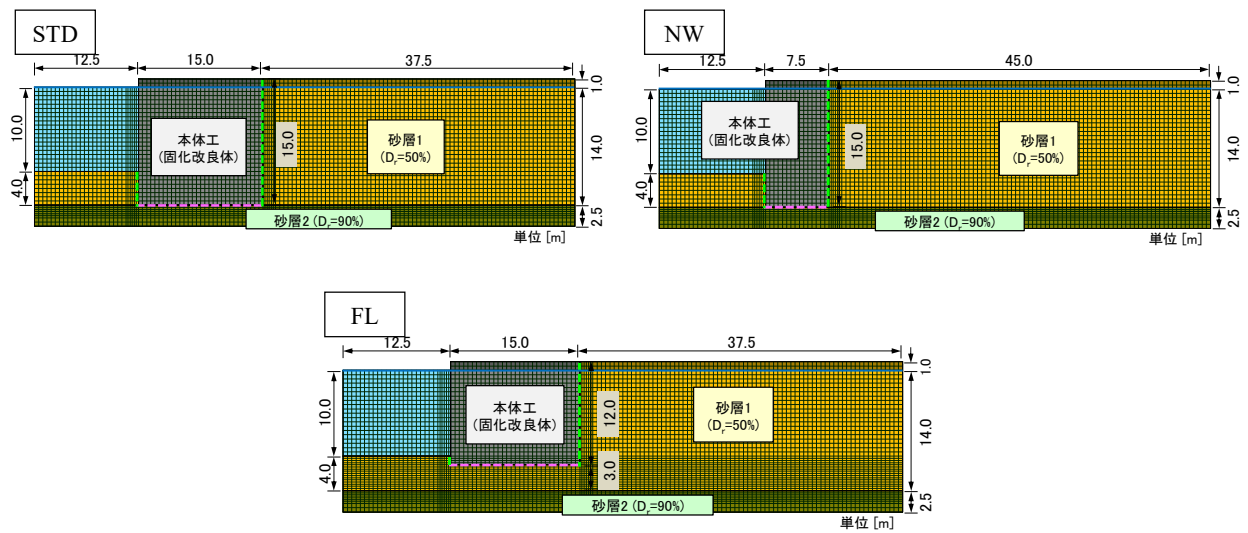


図-4.2 数値解析モデルの概要図

表-4.1 地盤要素 (マルチスプリングモデル) のパラメータ

対象層		砂層 1	砂層 2
相対密度, D_r [%]		50	90
密度, ρ [t/m^3]		1.94	2.02
変形特性	基準有効拘束圧, σ_{ma} [kN/m^2]	98.0	98.0
	基準初期せん断剛性, G_{ma} [kN/m^2]	27,000	36,000
	基準初期体積弾性係数, K_{ma} [kN/m^2]	70,000	94,000
	内部摩擦角, ϕ_f [$^\circ$]	38.82	44.69
	粘着力, c [kN/m^2]	0.0	0.0
	最大減衰, h_{max}	0.24	0.24
液状化特性	変相角, ϕ_p [$^\circ$]	28.0	28.0
	w_1	1.00	1.40
	p_1	0.40	0.40
	p_2	1.10	0.80
	c_1	1.23	1.72
	S_1	0.005	0.005

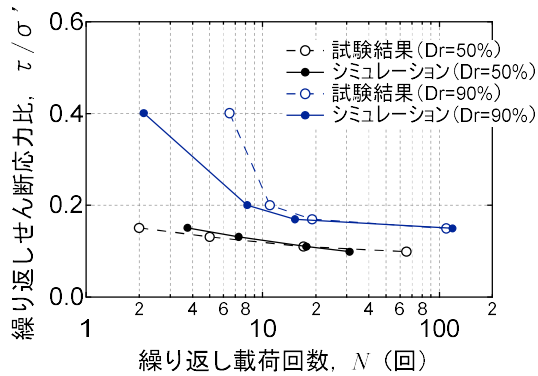


図-4.3 液状化抵抗曲線の再現

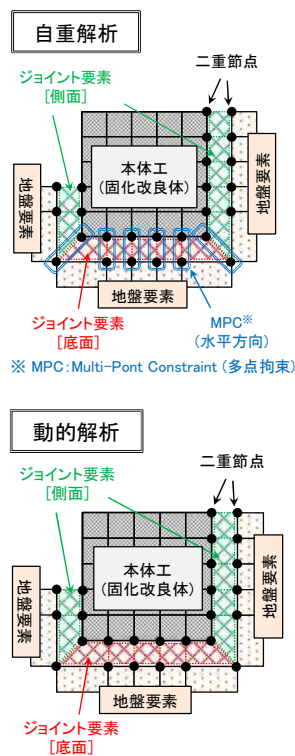
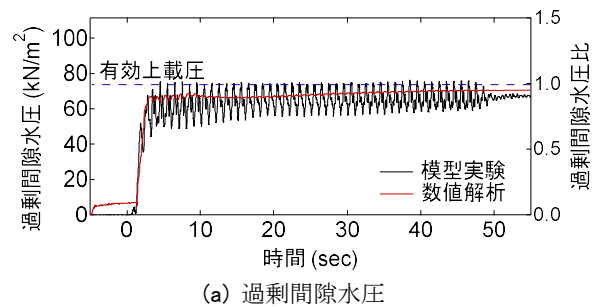


図-4.4 各解析フェーズでの本体工周辺のモデル

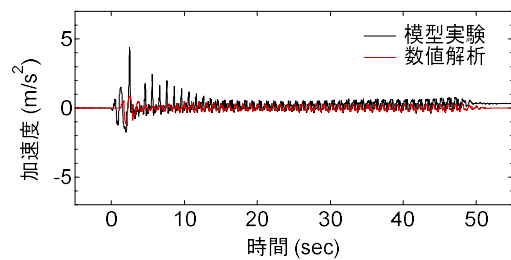
的解析時には周辺地盤と境目を設けず一体化させることが多い。本解析では、本体工は重力式岸壁のケーソンのように大きく変位して、地盤との境界面を設けた方が良く考え、本体工と周辺地盤の境界部は二重節点を設けて縁を切り、二重節点間にジョイント要素を設置して滑りや剥離を表現することを試みた。ジョイント要素のパラメータを表-4.2に示す。自重解析では、地盤が固化処理地盤にぶら下がらないようにするため、ジョイント要素のせん断方向の抵抗力を生じない条件（剛性ゼロ）とした。また、本体工底部の二重節点の水平変位を拘束（同期）した。動的解析では、本体工底部の二重節点の拘束を解除し、ジョイント要素の抵抗を発揮させた。なお、

表-4.2 ジョイント要素のパラメータ

解析フェーズ	自重解析		動的解析	
適用箇所	底面	側面	底面	側面
垂直方向初期剛性 K_n [MN/m ²]	1,000	1,000	1,000	1,000
せん断方向初期剛性, K_s [MN/m ²]	0	0	1,000	1,000
粘着力, c_j [kN/m ²]	0.0	0.0	0.0	0.0
摩擦角, ϕ [°]	0.0	0.0	36.9	36.9



(a) 過剰間隙水圧



(b) 応答加速度

図-4.5 背後地盤の間隙水圧と加速度（ケース STD）

ジョイント要素の剛性は、解析コード FLIP でよく用いられる一般的な値とした。また、摩擦角 ϕ は摩擦係数 $\mu=0.75$ 相当の値とした。入力加速度は実験の計測加速度を原点補正後、加振前後の値をゼロにして用いた。計算時間ステップ Δt は0.001秒、レーレー減衰の剛性行列比例係数 β は0.002とした。

4.2 解析結果

(1) 地盤内の過剰間隙水圧および応答加速度

ケース STD における背後地盤内（図-2.3のCH4）の過剰間隙水圧の時刻歴を図-4.5(a)に示す。実験結果は実物スケールに換算している。過剰間隙水圧は振動開始直後に急上昇し、砂の単位体積重量から計算した有効上載圧程度に達した。同図に解析結果も過剰間隙水圧比として示しているが、実験と同様に、加振後に直ちに過剰間隙水圧比は1.0近くまで上昇していた。このように、実験と解析の両者において液状化していることを確認した。

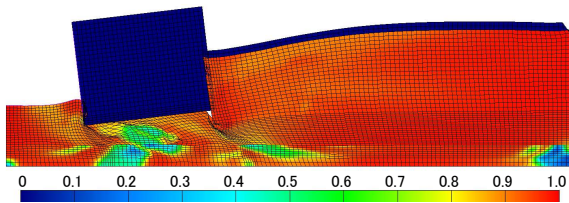
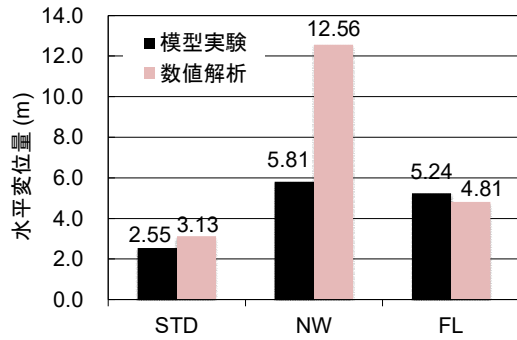
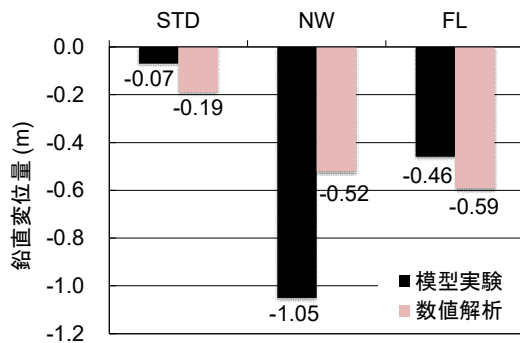


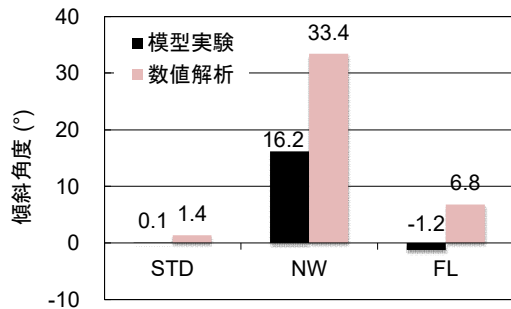
図-4.6 過剰間隙水圧比の最大値の分布 (ケース FL)



(a) 水平変位量



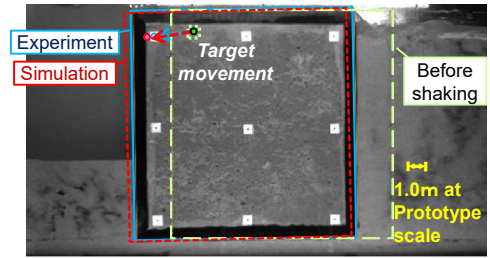
(b) 鉛直変位量



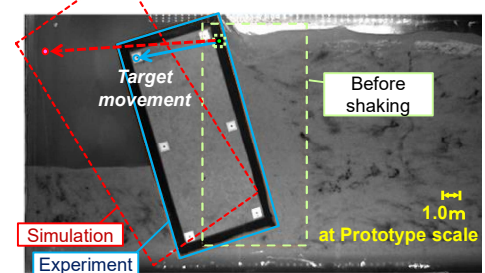
(c) 傾斜角度

図-4.7 本体工の残留変位量の比較

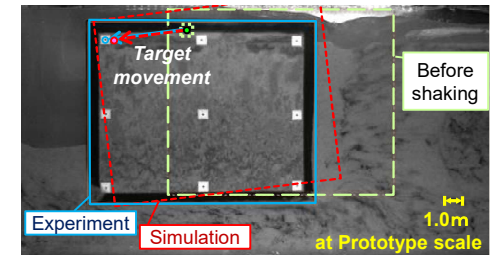
図-4.5(b)には同地点での応答加速度を示す。間隙水圧が上昇する振動開始の数波後以降では入力加速度に対して加速度は応答していなかった。これは、地盤が液化化することで振動が加速度計に伝わっていないものと考えられる。数値解析においても同様の結果であり、加速度



(a) ケース STD



(b) ケース NW



(c) ケース FL

図-4.8 各ケースでの本体工の変位

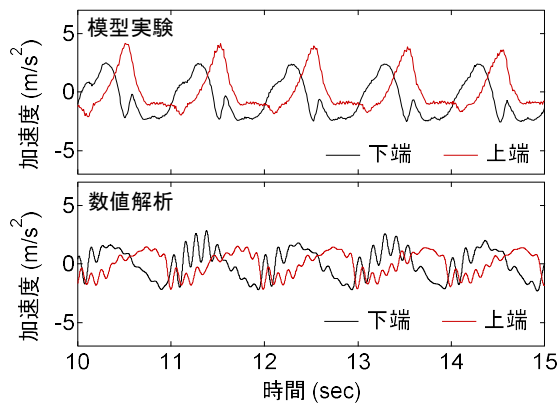
はかなり小さかった。

図-4.6には、本体工を支持層から浮かせたケース FLでの過剰間隙水圧比の最大値の分布を示している。図中のメッシュは振動後の残留した変形を表している。本体工下部の一部領域を除いて、周辺地盤（砂層 1）や基礎地盤（砂層 2）の全域で、間隙水圧が上昇していた。地盤のほぼ全域で水圧が上昇する傾向は他ケースも同様であり、模型実験と同じ結果であった。

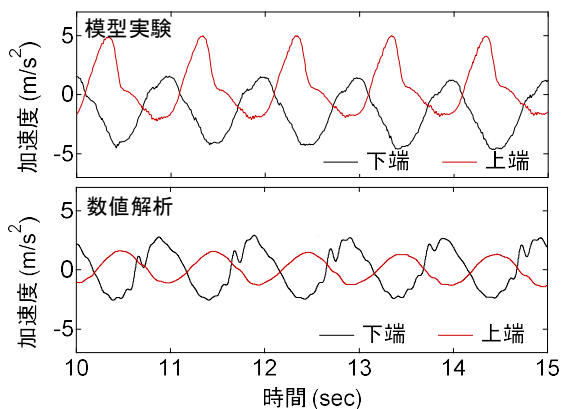
(2) 本体工の挙動

加振後の本体工の水平変位量と鉛直変位量、傾斜角度を図-4.7に示す。また、実験の本体工の変位状況を示す写真に解析結果を重ねたものを図-4.8に示す。図-4.7の実験結果は、本体工のターゲット位置（図-4.8に図示した本体工の岸壁法線付近で法線から 1.5 m 内側）の移動量を示す。解析結果は、実験と同位置での節点の変位量を示す。

ケース STD では、傾斜は小さく、本体工は主に水平移動した。この移動量は、実験と解析でほぼ同等であり、



(a) ケース STD



(b) ケース NW

図-4.9 本体工の上端と下端での加速度

解析精度は高かった。一方、NW では、海側へ大きく転倒する様子を再現できたが、水平変位と鉛直変位のいずれも大きかった。また、本体工が大きくなる計算結果となっていた。本解析では微小変形理論に基づく解析を行っていること、回転方向の運動方程式は解いていないことから、回転に伴う本体工の変形（拡大）が生じたものと考えられる。このため、実験と解析の変位量が合わなかった。ただし、微小変形理論でモデル化できる変位量は大きく超えているため、変位量を算定することは解析の適用範囲外と言える。FL での水平変位と鉛直変位量については比較的再現精度が高かった。ただし、解析での傾斜角度が多少大きかった。実験では、本体工と基礎地盤間の領域は液状化し、大きくせん断変形するが、本体工である固化処理土の比重は周辺地盤と同程度のため、沈み込まずに海側へ水平移動したと推測される。解析では、図-4.6 の本体工下部で間隙水圧が上昇していない領域があり、この部分が傾斜角度に影響を与えた可能性がある。ある条件下で軸差せん断応力が作用した際、有効応力が回復して水圧発生しにくい現象は、本解析の過剰間隙水圧モデルの特性として報告されている²²⁾。同様の

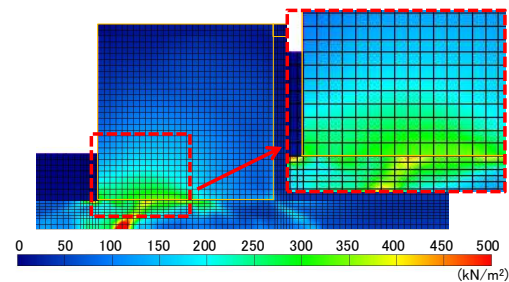


図-4.10 最大せん断応力の最大値の分布 (STD)

表-4.3 本体工（改良体）の応力

ケース	STD	NW	FL
最大せん断応力, $\tau_{\max}$ [kN/m ²]	351	1491	229
非排水せん断強さ, s_u [kN/m ²]	247	1248	1145
$\tau_{\max} / s_u$	1.42	1.19	0.20

現象が生じた可能性も示唆される。

ケース STD と NW の水平方向の応答加速度についても比較しておく。これを図-4.9 に示す。振動を比較しやすいように、解析結果については 10 Hz のローパスフィルタで高周波成分を除去した。STD では、実験での本体工天端の局所的な大きな加速度を解析では再現できていないものの、位相遅れは概ね再現できている。NW においても、実験での大きな加速度を再現できていないが、位相の反転については再現できていた。解析結果に対しては、ローパスフィルタを掛けないと乱れがあり、ローパスフィルタを掛けると加速度が小さくなり、加速度の比較が難しいが、位相遅れなどから判断して、解析は振動特性を概ね再現できたと言える。

(3) 本体工である改良体内部に生じるせん断応力

ケース STD における加振中の最大せん断応力 $\tau_{\max}$ の最大値分布を図-4.10 に示す。図に示すように、本体工の海側底面（前趾）付近に局所的な応力が発生した。表-4.3 には本体工に生じた最大せん断応力の最大値と非排水せん断強さ $s_u (=q_u/2)$ を示す。どのケースも本体工の海側底面付近でせん断応力の最大値が確認され、本体工が基礎地盤まで到達する STD と NW では、非排水せん断強さに対して発生するせん断応力が大きかった ($\tau_{\max}/s_u > 1.0$)。このため、設計において、本体工（改良体）の端趾圧の評価は重要である。なお、この計算結果は、本体工を線形弾性体としてモデル化したもので、本体工内部の応力を多少過大評価している。実際に、本体工が低強度の STD でも、実験後の本体工に変形や破損などは確認されなかった。

5. 結論

深層混合処理工法で本体工を構築した岸壁の一般化を図るためには、設計法と施工法を構築する必要がある。特に、岸壁が不安定化する振動特性を把握しておくことが重要である。そこで本研究では、本岸壁構造の振動特性を遠心模型実験と数値解析を通して検討した。遠心模型実験では、固化処理土で本体工を形成した岸壁の地震時挙動を系統的に調べた。その結果、岸壁本体工にはある程度の幅（本体工の高さ程度以上）を設け、非液化化層に着底させることが望ましいことを示した。これによって本体工のロッキングを低減し、滑動モードが卓越する傾向に近づけられる。本体工前面の矢板の設計においては、海側からの静水圧を考慮しても良いと考えられることも示した。また、Newmark 法による岸壁本体工の滑動量の推定を通して、地震時安定性評価法の妥当性を示した。有限要素法による数値解析では、遠心模型実験を指標として岸壁の変形挙動などを再現することを試みた。本体工と周辺地盤との境界部には、二重節点およびジョイント要素を用いることで、地震時の岸壁本体工の挙動がよく再現された。ただし、本体工が転倒するようなモードの場合、変位量の再現精度は低下することが分かった。また、本体工が支持層に着底することで、本体工の前趾に局所的な内部応力が発生することを示した。改良体の端趾圧の検討など、内部安定の検討も重要であることが分かった。これらの結果に基づいた設計法や施工における注意点をまとめた。

6. あとがき

本研究では、深層混合処理工法で本体工を構築した岸壁の一般化を図るため、振動特性を遠心模型実験と数値解析を通じて検討した。また、付録には、設計法・施工法の概要を示した。三河港神野地区にて DM 岸壁は初めて施工されて以来、しばらくは適用事例が無かったが、洋上風力発電施設整備のための岸壁構造として広く注目されることになった。特に矢板式岸壁の改良方法として経済的な工法であり、今後も多くの適用が期待されることである。

設計における残る課題としては、改良体の地耐力の評価が挙げられる。固化処理土の支持力や地耐力の発現特性は、砂や地盤などの一般的な土材料のものとは異なり、コンクリートなどの高強度な構造によるものとも異なる。洋上風力発電施設の部品の重量は大きく、適切な地耐力評価手法の構築が待たれる。また、まえがきで

も記したが、改良体の長期的な劣化は 1 つの課題である。固化処理土が海水や空気に直接触れていなくても、間隙水や間隙空気に触れることで劣化が進む。また、寒冷地で本岸壁構造を利用する場合、凍結融解に伴う劣化も起こり得る。この曝露面からの劣化深度を考慮した設計を行うことなどが必要である。本岸壁構造は現場に適用されてから間もないため、特に改良体の健全性などについて長期的に調査していくことが重要である。さらに、本文中に記したように、矢板の根入れが本体工下端よりも深い場合、本体工の変位モードは滑動から転倒になる傾向にある。本体工が動くとしても滑動モードを卓越させた方が都合は良いため、矢板の強度が期待できない場合には一部を引き抜く選択肢も取り得る。

施工における課題としては、深層混合処理工を施す際の矢板に有害な変位を出さない慎重な施工が必要なことである。地盤改良を行うことで、少なからず地中変位が発生する。この変位が既存の矢板を変形させないようにすることが難しく、現場での試行錯誤が必要となっており、安定した施工方法の構築が期待される。

(2024年1月31日受付)

謝辞

本稿の内容の多くは、港湾空港技術研究所と CDM 研究会（五洋建設、清水建設、竹中土木、東亜建設工業、東洋建設、不動テトラ）で実施した共同研究の成果である。模型実験は（株）ジオデザイン市の市川友弘氏にご協力いただいた。また、検討にあたっては、国土交通省中部地方整備局から現場で実施した施工事例の情報を提供いただいた。国土交通省港湾局の宮田正史室長と、国土交通省国土技術政策総合研究所の竹信正寛室長、港湾空港技術研究所の伊豆太特別研究主幹、松本英雄特別研究主幹、山路徹領域長、川端雄一郎グループ長には、本稿をとりまとめる際に、貴重な意見をいただいた。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 沿岸技術研究センター：港湾・空港における深層混合処理工法技術マニュアル（改訂版）、沿岸技術研究センター、315p., 2018.
- 2) Kitazume, M. and Terashi, M.: The Deep Mixing Method, CRC Press, 436p., 2013.
- 3) Takahashi, H., Morikawa, Y., Fujii, N., and Kitazume, M.: Thirty-seven-year investigation of quicklime-treated soil produced by deep mixing method, Ground Improvement, Vol. 171, Issue 3, pp. 135-147, 2018.

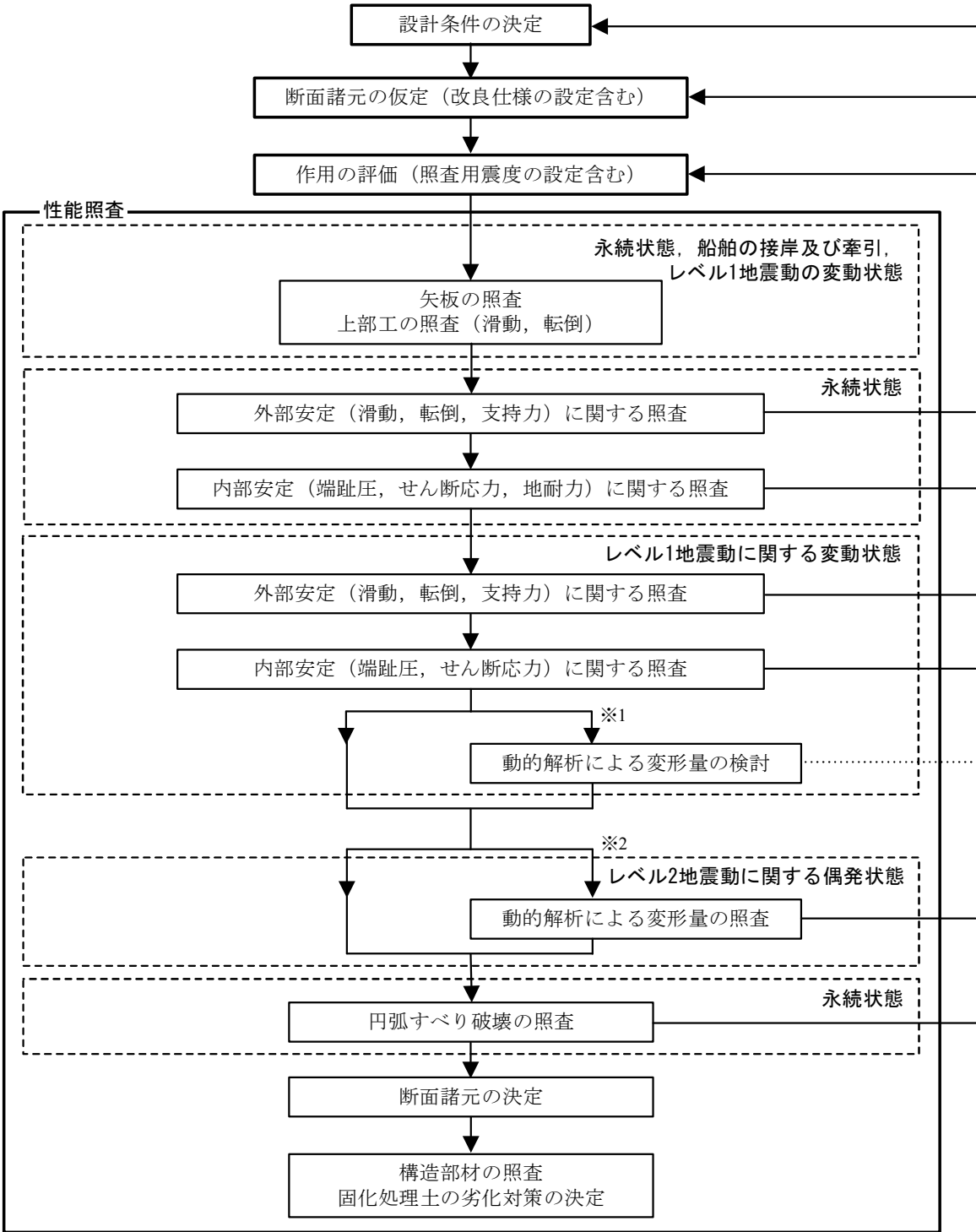
- 4) Takahashi, H., Sato, I., Morikawa, Y., and Ozawa, A.: Long-term durability of cement-treated soil used in offshore airport island construction, *Applied Sciences*, Vol. 13, Issue 14, No. 8081, 18p., 2023.
- 5) 岩田尚晃, 宮原祐二, 山脇秀仁: 既設構造物を考慮した耐震強化岸壁の整備, 中部地方整備局管内事業研究発表会, 国土交通省中部地方整備局, 6p., 2015.
- 6) 村上巧一, 小椋進, 鬼頭孝明, 富田健: 固化改良工法を用いた耐震強化岸壁の整備について, 第71回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, pp. 1267-1268, 2016.
- 7) 高橋英紀, 府川裕史, 浅田英幸, NGUYEN Binh, 竹内秀克: 固化処理土で構築された岸壁の地震時挙動と安定性評価手法の検討, 土木学会論文集B3 (海洋開発), Vol. 78, No. 2, pp. I_589-I_594, 2022.
- 8) 府川裕史, 浅田英幸, 田口博文, 高橋英紀, 森川嘉之: 本体工に深層混合処理工法を用いた岸壁の動的有限要素解析手法, 土木学会論文集B3 (海洋開発), Vol. 76, No. 2, pp. I_432-I_437, 2020.
- 9) 深層混合処理工法による岸壁構造設計・施工マニュアル (案): CDM研究会, 100p., 2023.
- 10) Takahashi, H., Kitazume, M., Ishibashi, S., and Yamawaki, S.: Evaluating the saturation of model ground by P-wave velocity and modelling of models for a liquefaction study, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 6, Issue 1, pp. 13-25, 2006.
- 11) 高橋英紀, 森川嘉之, 津國正一, 吉田誠, 深田久: 液状化対策としての格子状固化処理工法の改良深さ低減に関する研究, 港湾空港技術研究所報告, Vol. 51, No. 2, pp. 3-39, 2012.
- 12) 高橋英紀, 森川嘉之, 吉田誠, 川崎廣貴, 田口博文, 丸山憲治: 液状化対策のための浮き型格子状固化処理工法の岸壁への適用性に関する検討, 土木学会論文集B3 (海洋開発), Vol. 68, No. 2, pp. I_450-I_455, 2012.
- 13) Takahashi, H., Fujii, N., Morikawa, Y., and Takano, D.: Development of hydro-geotechnical centrifuge PARI Mark II-R, Technical Note of the Port and Airport Research Institute, No. 1353, 27p., 2019.
- 14) Okamura, M. and Inoue, T.: Preparation of fully saturated models for liquefaction study, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 12, Issue 1, pp. 39-46, 2012.
- 15) Westergaard, H.M.: Water pressure on dams during earthquake, *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 98, Issue 2, pp. 418-433, 1933.
- 16) Newmark, N.M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, *Géotechnique*, Vol. 15, Issue 2, pp. 139-160, 1965.
- 17) Kohama, E., Miura, K., Yoshida, N., Ohtsuka, N., and Kurita, S.: Instability of gravity type quay wall induced by liquefaction of backfill during earthquake, *Soils and Foundations*, Vol. 38, Issue 4, pp. 71-83, 1998.
- 18) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Analysis of un-drained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 2, pp. 16-20, 1992.
- 19) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modelling Soil behavior under principal stress axes rotation, *Proceedings of the 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, pp. 523-530, 1985.
- 20) Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Report of Port and Harbour Research Institute*, Vol. 29, No. 4, pp. 27-56, 1990.
- 21) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法, 港湾技術資料No. 869, 1997.
- 22) 中原知洋, 井合進, 一井康二, 横山伸幸, 小堤治: 砂質土の定常状態を考慮した有効応力解析法について, 第43回地盤工学研究発表会論文集, pp. 1795-1796, 2008.

付録A 設計法の概要

A.1 設計のフロー

本編において、地震時に本体工は滑動あるいは転倒して破壊することを確認し、外力の評価も行った。これら

に基づく、重力式係船岸とその基礎に用いる深層混合処理地盤の設計法を踏襲できると考えられ、それらを参考にするとDM岸壁構造の設計フローは図-A.1のようになる。最初に設計条件を確認し、それに基づいて改良仕様を含んで断面諸元を仮定する。また、照査用震度を含



※1 必要に応じて、レベル1地震動に対して動的解析によって変形量を検討する。

※2 耐震強化施設の場合、レベル2地震動に対して動的解析によって変形量を照査する。

図-A.1 DM岸壁構造の設計手順 (案)

めて作用の評価を行う。クレーンや風力発電設備などの重量物による荷重も作用として考慮する。これらの条件に基づいて性能照査へと進む。性能照査では、始めに本土工前面の矢板と上部工について照査を行う。次に、永続状態と変動状態（レベル1地震動）における岸壁本体工（改良体）の外部安定と内部安定を照査する。必要に応じて、動的解析を行って変形量を検討する。さらに、耐震強化施設であれば、偶発状態（レベル2地震動）における岸壁の変形量を照査する。解析方法は本編の4章を参照されたい。その後、永続状態において全体のすべり破壊を検討し、断面諸元を決定する。なお、各照査において満足できない場合には、条件設定に戻る。最後に、構造部材の照査や固化処理土の劣化対策の方法について検討する。以下では、代表的な項目について補足する。

A.2 改良体の仕様

(1) 設計基準強度

固化処理土の強度は、一般的な深層混合処理工法と同様に、室内配合試験の結果に従うことを基本とする。室内配合試験に先立って改良地盤の設計を行う場合、陸上施工を想定して $q_{uck} = 500 \sim 2,500 \text{ kN/m}^2$ 程度の設計基準強度の特性値を目安にすることも多い。この値は、これまでの配合試験や実績を参考にして定めたものである。ただし、高含水比の地盤や腐食物含有量が高い有機質地盤など特殊な地盤に適用する場合は、設計の前に配合試験を行って設計基準強度の特性値を定めることが勧められる。実際の施工では、固化処理土によって形成された改良杭をオーバーラップさせて改良体を形成するため、その影響を考慮して、固化処理土の強度に $\alpha\beta = 0.8$ を乗じて改良体の材料強度とする。

(2) 改良パターン

深層混合処理工法によって改良体を構築する場合、改良杭をオーバーラップさせていく。改良杭の組み合わせ方法によって、図-A.2 に示すようにブロック式、壁式、格子式、杭式、接円式などの改良パターンがある。DM岸壁構造では、改良体が土留めとなり、大きな力で土圧に抵抗するために、ブロック式を基本としている。格子式や部分的に壁式にしたり、接円式（接円ラップ）にしたりすることも考えられるが、それらの改良パターンを採用する場合、改良体の内部安定を確保できることの検討やオーバーラップしないことの影響評価（岸壁法線方向へのドミノ破壊、ねじれ破壊、一体化されていないことによる振動特性の変化、不等沈下など）を慎重に行う必要がある。また、少なくとも法線直角方向に関してはオーバーラップさせて接合を強固にする必要がある。

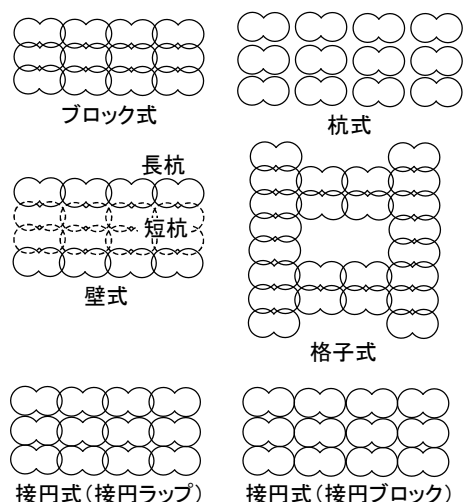


図-A.2 改良パターン

(3) 改良範囲

改良体の天端高さは背後地盤内の残留水位以下とすることを基本とする。これは、固化処理土は乾湿繰り返し作用に弱いためである。また、固化処理土内の間隙水が連続するセメント配合であれば、残留水位よりも改良体の天端が高いと、長期的には残留水位以上の固化処理土の含水比が低下し、固化処理土の強度が低下する可能性も考えられるためである。なお、改良体の透水性は低いために、背後地盤の残留水位を高めることがあるので、それも考慮して残留水位を設定する。また、矢板付近では海側の水位の影響を受けるため、改良体の天端が水位よりも高くなる場合、固化処理土が乾燥しないような上部工を設ける工夫も必要である。改良体上部のセメント配合量を増やしたり、設計上は残留水位より上部の強度を期待しないようにしたりする方法も考えられる。

改良深度に関しては、液状化しない支持層に着底させることを基本とする。浮き型の場合には地震時の本土工（改良体）の変位が大きくなる可能性があり、変形照査を綿密に行う必要がある。また、本土工の下端は、岸壁前面の海底面よりも深くする必要がある。本土工下端を海底面より高く設定して、前面の矢板で土留めを行う構造も考え得るが、その構造では矢板を岸壁の安定性を確保するための構造部材として扱う必要があり、DM岸壁構造とは概念が異なるものとなる。別途、設計法を構築する必要がある。

改良幅に関しては、改良深度に相当する幅を設けることが望ましい。改良幅が狭い場合、本土工のロッキングが大きくなり、転倒モードも発現しやすくなる。

(4) 改良体の仕様

上記の(1)～(3)を参考にして改良体の仕様を仮定する

が、岸壁の性能照査を行う中で満足できない項目があったり、全体的に余裕がある結果となったりする場合には、改良体の仕様を見直して繰り返し照査を行い、最適な改良体の仕様を決定する。

A.3 照査用震度

レベル1地震動に関する変動状態の照査は、準静的な力のつり合いで安定性を検討する震度法で行う場合が多い。震度法では地震力を想定するために、照査用震度が必要になる。DM岸壁構造においても他の岸壁設計と同様に、工学的基盤の設計地震動を用いて、工学的基盤から上部の原地盤および本体工を対象とした1次元地震応答解析を実施して得られる地表面加速度を用いて震度を求めることを基本とする。港湾の施設の技術上の基準・同解説においては、岸壁設計に用いる震度は、岸壁の許容変位量を考慮したものとなっており、残留変位が10cm程度になることが推定されるものである。算定式には係数が設定されており、岸壁構造によって異なる値となるため、本来、DM岸壁構造においても独自の係数を算定することが理想ではある。一方で、同じ震度を用いて設計したケーソン式岸壁とDM岸壁構造を対象とした動的数値解析が行われており、同程度の変位量になっていた。このため、ケーソン式岸壁の係数を参照することとする。具体的な照査用震度の算定方法については、港湾の施設の技術上の基準・同解説を参照されたい。

A.4 矢板および上部工

(1) 矢板

DM岸壁構造では、本体工である改良体前面には劣化防止工が必要である。地盤が固化するまでの土留めが必要であることから、劣化防止工としては鋼矢板か鋼管矢板が現実的な材料と言える。矢板は、固化処理土が波浪で浸食したり、乾燥したりすることを防ぐ。また、上部工の重量を負担する設計も考え得る。上部工は本体工から鉛直反力を得る方が良いが、幅が必要な鋼管矢板を利用した場合、鋼管矢板の上に岸壁法線を設けるために、矢板から上部工の鉛直反力を得なければならないこともある。矢板は岸壁の供用期間において性能を期待される部材となるため、適切に防食を行う必要がある。

矢板の照査では、残留水圧、静水圧、地震時動水圧、上部工からの作用力等を考慮する。地盤改良の施工前、地盤改良の施工中、施工後の3つの状態で照査を行う。施工後においては、本編で述べたように、矢板前後で静水圧が相殺していることを想定せず、矢板前面の静水圧を考慮して矢板を設計すれば良いと考えられる。残留水

圧については、本体工より上部での水圧のみを考慮すれば良い。また、後述するが、上部工からの水平方向の引張力を期待して矢板を設計することは避けるべきであり、自立矢板として設計することを基本とする。

根入れ深さとしては、上記の外力を想定して安定性を保てるように設定すれば良い。ただし、本編の実験結果で示したように、本体工下端よりも根入れを深くすると、地震時に本体工が傾斜して変位する傾向になる。これを避けるために、矢板の応力や安定性を保てるならば、本体工下端よりも深くに根入れする必要はない。

(2) 上部工

上部工としてはコンクリート構造を採用することが基本であり、本体工（改良体）の天端高が残留水位以下となるように、上部工の厚さを決定する。A.2で述べたように、本体工の天端を残留水位以上とする場合には、この限りではない。上部工の安定性照査では、背後からの土圧・水圧、地震慣性力、船舶からの作用力、矢板壁からの作用力、上載荷重、自重等を考慮する。また、コンクリートである上部工と本体工（改良体）の摩擦係数は基本的に $\mu=0.5$ とする。摩擦力が足りない場合には上部工底面にせん断キー（ホゾ）を設けて本体工（改良体）に食い込ませる方法もあるが、その抵抗力の評価は難しいので、これは補助的な対策と考えると良い。なお、矢板壁からの水平反力を上部工に期待する設計は避けることが望ましい。これは、控え杭式矢板岸壁のタイロッドとは異なり、コンクリートは引張力に弱いためである。

A.5 安定性の検討

(1) 外的安定

外的安定に関しては、重力式係船岸や基礎に用いる深層混合処理地盤と同様に、本体工下部の地盤が剛であると仮定して滑動と転倒の照査を行い、下部の地盤に対しては支持力の照査を行えば良い。なお、各照査において部分係数を設定できていないため、調整係数によって安定性を検討することとする。具体的な調整係数の値については文献⁹⁾を参照されたい。

(2) 内的安定

基礎に用いる深層混合処理地盤では、端趾圧とせん断応力を考える。上部にケーソンなどの重量物が載るために、鉛直せん断の破壊モードを考えることになっている。一方、DM岸壁構造では本体工の上にケーソンなどの重量物が載らないため、基本的には鉛直せん断の照査は省略できる。ただし、改良体の強度が小さい場合や重量物が載る場合、鉛直せん断を含むせん断破壊についても照査を行う。また、洋上風力発電設備のような重量物に対

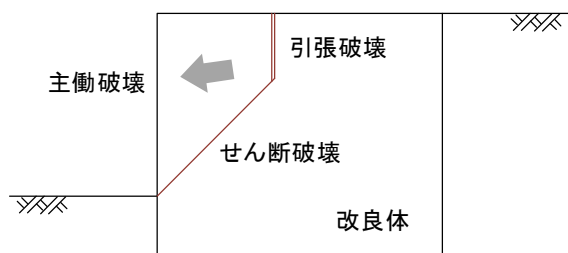


図-A.3 改良体の主働破壊モード

しては、地耐力についても評価する必要がある。

せん断破壊については、鉛直せん断や改良体自体の主働破壊が想定される。鉛直せん断については、任意のせん断断面を仮定して、せん断強度がせん断応力を上回ることを確認すれば良い。主働破壊については、Kitazume et al.²⁾が算定方法を提案しており、図-A.3 に示すようにせん断破壊と引張破壊が複合する破壊モードとなることが示されている。

改良体の地耐力評価手法については、現在のところ明確なものが示されていない。これは、固化処理土は砂や地盤などの一般的な土材料とは異なり、コンクリートなどの高強度な材料とも異なるためである。適切な評価手法の提案が待たれるところではあるが、暫定的な方法として、鉛直載荷時に改良体内に発生する最大のせん断応力を調べる方法が考えられる。地盤内応力の弾性解としては、最大せん断応力は $\tau_{max}=q/\pi$ (q は載荷圧力) と表せる。一方、固化処理土のせん断特性としては、過去の固化処理土のせん断試験^{例えば 3), 4)}に基づくと、 $1/3q_u$ 程度の軸差応力以下の荷重であれば、ほぼ塑性しないことが分かっている。このため、発生する最大せん断応力 τ_{max} が設計圧縮強度の $1/3$ の半分を超えないように改良体を設計しておけば良いと言える。

参考文献（付録A）

- 1) 深層混合処理工法による岸壁構造設計・施工マニュアル（案）：CDM研究会，100p., 2023.
- 2) Kitazume, M., Hayano, K., and Hashizume, H.: Seismic stability of cement treated ground by tilting and dynamic shaking table tests, Soils and Foundations, Vol. 43, Issue 6, pp. 125-140, 2003.
- 3) Kongsukprasert, L. and Tatsuoka, F.: Ageing and viscous effects on the deformation and strength characteristics of cement-mixed gravelly soil in triaxial compression, Soils and Foundations, Vol. 45, Issue 6, pp. 55-74, 2005.
- 4) 宮下千花：固結した地盤材料の変形強度特性の拘束圧・載荷速度依存性，東京大学博士論文，2016.

付録B 施工の注意点

B.1 深層混合処理工法の配置計画と打設順序

既設の矢板背後に固化処理土地盤を形成する場合、機械攪拌式の深層混合処理機だけではDM岸壁を構築するのは難しい。これは機械攪拌式の処理機では、矢板に接した状態で固化処理土地盤を構築することができないためである。このため、矢板と機械攪拌式の処理機で構築した本体工（改良体）の間は、高圧噴射攪拌式の処理機を用いて固化する必要がある。機械攪拌式に比べて高圧噴射攪拌式の地盤改良は高価であることや、本体工として確実に固化処理土地盤を形成する必要があることから、機械攪拌式の深層混合処理機による固化を優先すべきである。なお、セメントを攪拌混合した直後は、地盤は液体状になるため、部分的に液圧が矢板へ作用する。矢板が液圧に耐えられない場合、矢板を切梁でつなぐなどの一時的な補強も検討する必要がある。また、新規にDM岸壁を構築するならば、機械攪拌式の深層混合処理機によって固化処理土地盤を形成してから、その直前に矢板を打設すればよく、上記の問題は発生しない。

矢板に近い未改良地盤上に深層混合処理機が載ると、その重量で地盤が変形し、矢板を変形させる危険性がある。このため、固化処理後の地盤上に施工機を載せて、未改良部を改良していく前進施工を行うことが望ましい。また、変位低減型の深層混合処理機を用いるとしても、施工に伴って地盤は側方に変位するため、矢板付近での施工には注意が必要である。矢板の変形を減らすために、矢板から遠ざかる方向へ打設を進めたり、タイロッドを活かしながら施工したり、場合によっては変位緩衝孔を設けたりすることが望ましい。深層混合処理工法における変位緩衝孔の効果については、例えば、文献^{1), 2), 3)}などで報告されている。三河港神野地区のDM岸壁の施工では、深層混合処理機の打設箇所の既設タイロッドを取り外したが、外した箇所の両脇に仮設のタイロッドを設置して矢板が変形することを抑制した。この方法については、文献⁴⁾で述べられており、参照されたい。

B.2 硬質地盤や転石への対応

固化処理を行う対象の原地盤は硬質な場合がある。通常の機械攪拌式の陸上深層混合処理機では、 N 値=10 程度（粘性土）、30 程度（砂質土）までの地盤で施工が可能であるが、それより硬質地盤では施工できるかどうかは現場の土の状況次第である。しかしながら、近年、硬質地盤対応の施工機も開発されており、改良対象の地盤が硬質な場合には、そのような施工機を用いることも

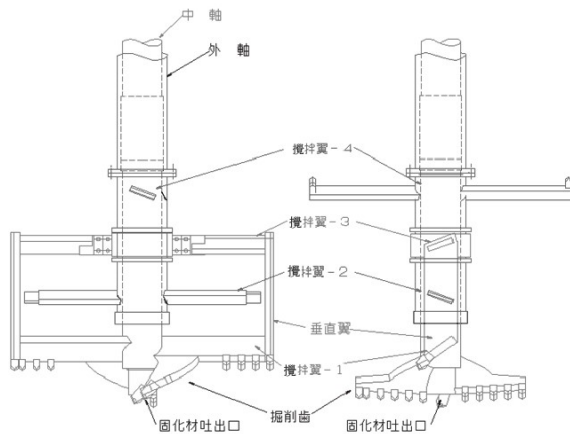


図-B.1 相対攪拌式深層混合処理工法の攪拌翼

できる。例えば、硬質地盤の改良に対応した相対攪拌式深層混合処理工法（CDM-Mega 工法、 $\phi 1,600 \text{ mm} \times$ 単軸）がある（図-B.1）。また、標準型改良機（ $\phi 1,000 \text{ mm} \times 2$ 軸）によっても掘削ヘッドの補強を行うことで硬質な砂質地盤を改良した実績もある。具体的には、掘削爪（ビット）を取り付けた。この場合の適用可能な N 値は、粘性土で N 値=12 以下、砂質土で N 値=40 以下であった。ただし、回転数や打設速度を低下させるなどして、施工サイクルは低下するので、事前に留意しておく必要がある。

既設岸壁を改良する場合、地盤内に石や礫が含まれることもある。転石以外の地中障害物としても、コンクリート版や松杭などもある。これらの障害物があると深層混合処理機で固化処理を行えないことが多い。障害物を地中から掘り起こす方法としては、ロックオーガー工法や全周回転オールケーシング工法等があげられる。これらの方法によって障害物を取り除き、土で埋め戻し、固化処理を施す。

B.3 波浪や高潮位への対策

岸壁を構築する場所において、防波堤による波の遮蔽が十分ではない場合、施工中の波浪対策が重要である。また、高潮位時の海水の侵入についても対策を施しておく必要がある。DM 岸壁構造では、陸上の深層混合処理機が用いられるが、越波や浸水が生じる箇所では施工が難しいだけでなく、施工機の動作不良や資機材の流出も考えられる。また、浸水によって地盤改良を施した天端が浸食されたり、海水が未固化の処理土に混じることによって品質が低下したりすることが考えられる。さらに、上部工の施工時にも越波や浸水は問題となる。施工場所の経時波浪データ（波高や波向きなど）や潮位デー



図-B.2 波よけとして設置した仮設の鋼矢板

タを収集し、施工箇所の水位を水中ポンプで下げることや、図-B.2 に示すような波よけの鋼矢板等を岸壁前面に設置することを検討する。

上部工の施工については、特に波が問題となり、コンクリートの現場打設では、型枠設置後やコンクリート打設後に、波の影響によって型枠の損壊やコンクリートの品質低下が懸念される。このため、プレキャスト製上部工コンクリートを用いることが勧められる。この場合、荒天時を避ければ、条件によっては波浪対策の必要がなくなる。

参考文献（付録B）

- 1) 柴田健司, 西林清茂, 上野孝之: 軟弱地盤における変状対策に関する研究(その1) - 変位吸収法の室内試験とシミュレーション -, 大林組技術研究所報, No. 46, pp. 63-68, 1993.
- 2) 伊藤智治, 上野孝之, 西林清茂, 高橋真一: 軟弱地盤における変状対策に関する研究(その2) - 変位吸収法のメカニズムと実用設計手法 -, 大林組技術研究所報, No. 53, pp. 71-76, 1996.
- 3) 吉田吉孝, 高橋寛行, 村川徳尚, 草野孝三: 機械攪拌工法地盤改良による近接土留めへの影響検討および考察, 西松建設技報, Vol. 40, No. 1, 7p., 2017.
- 4) 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, 中部地方整備局管内事業研究発表会, 国土交通省中部地方整備局, 6p., 2015.