

# 鋼矢板岸壁の地震時挙動に関する 模型振動実験と有効応力解析

Shaking table test and effective stress analysis on dynamic behavior of sheet pile quay walls

三藤正明<sup>1)</sup> , 吉田誠<sup>2)</sup> , 清宮理<sup>3)</sup>

Masaaki Mitou, Makoto Yoshida and Osamu Kiyomiya

1) 工博 株式会社五省コンサルタント 東京支店 統括技術顧問

(〒210-0015 神奈川県川崎市川崎区南町16-1 朝日生命川崎ビル, E-mail: mitou@c-gosei.com )

2) 博(工) 五洋建設株式会社 土木部門洋上風力事業本部技術部 担当部長

(〒112-8576 東京都文京区後楽2-2-8, E-mail: makoto.yoshida@mail.penta-ocean.co.jp )

3) 工博 早稲田大学 理工学術院創造理工学部社会環境工学科 名誉教授

(〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1, E-mail: k9036@waseda.jp )

In order to clarify the dynamic behavior of steel sheet pile quay walls with ground anchors for seismic reinforcement, shaking table tests were conducted using an underwater shaking table. Effective stress analyses for the shaking table tests were also conducted to confirm the reproducibility of the seismic behavior. Furthermore, effective stress analyses were conducted by changing the installation position and angle of the ground anchors, and the effects on the displacement and bending moment of the steel sheet pile quay walls were examined.

**Key Words :** sheet pile quay wall, seismic reinforcement, shaking table test, effective stress analysis

## 1. はじめに

港湾分野では、大規模地震発生時における緊急物資輸送経路の確保や物流施設の事業継続の観点から、既存岸壁の耐震補強が重要課題である。グラウンドアンカー（以下、アンカーと称す）工法は耐震補強工法の一つであり、その特徴は、既設施設への影響を最小限に抑えられ、経済性に優れており、防食法の開発などにより腐食環境の厳しい港湾においても適用例が増加していることである。

矢板式岸壁の耐震性に関する研究として、塩崎ら[1]は被災事例を対象に遠心模型振動実験を実施し、矢板背後地盤の液状化が大きな被災要因であることなどを明らかにし、有効応力解析による実験の再現に成功している。矢板式岸壁の有効応力解析は、その精度向上に関する研究[例えは2]が多数行われ実務で一般的に使用されている。

アンカーで補強された構造物の地震時挙動に関する研究として、山本ら[3]はアンカーを設置した斜面の振動台実験とそのFEM解析を実施し、大規模地震時にアンカー張力が過大になることなどを明らかにし、解析による実験結果の再現に成功している。

本研究では、アンカーで耐震補強効果した鋼矢板式岸壁の動的挙動を明らかにすることを目的として、大型水中振動台による模型振動実験を実施した。また、模型振動実験に関する有効応力解析を行い、実現象に対する再現性を確認した。さらに、アンカーの設置位置や設置角度を変化させた有効応力解析を実施し、鋼矢板の変位や曲げモーメントに及ぼす影響について検討を行った。

## 2. 検討内容

### (1) 模型振動実験内容

実験対象モデルは、図-1に示すように設計震度0.2で試設計された鋼矢板式岸壁である。計画水深は-6mであり、標高-21m以深を工学的基盤と仮定し、前面鋼矢板と控え鋼矢板をタイワイヤにて結束する構造を想定した。

実験断面を図-2に、実験全景を写真-1示す。模型の縮尺は1/17とし、井合により提案されている1G場の相似則[4]を適用した。実験ケースは、表-1に示すように、耐震補強なしのCASE-1と、アンカーによる耐震補強を行うCASE-2の2ケースとした。

本実験では、砂質土および埋土に相馬硅砂5号を用い、前者は相対密度約80%の密詰め地盤、後者は相対密度約60%の液状化地盤を想定し、水中落下法にて作製した。

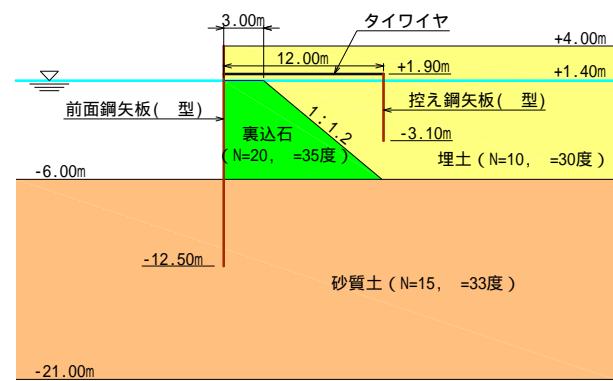


図-1 実験対象モデル

裏込石には、実際の石と概ね相似粒径となるように単粒度碎石6号を使用した。前面鋼矢板および控え鋼矢板はそれぞれ厚さ6mm、3mmの鋼板とし、図-2の紙面奥行き方向に3枚ずつ配置した。アンカーおよびタイワイヤには直径6mmの鋼棒を使用し、前面矢板1枚(幅400mm)あたり2本ずつ配置した。アンカーは、設置角度を45度とし、上端は前面鋼矢板のタイワイヤと同じ高さの位置に固定し、下端は土槽底面に固定した。なお、アンカーの配置による岸壁への影響は、有効応力解析で検討することとした。

加振装置には大型水中振動台を使用した。これは、15m × 15mの大型水槽の底面の一部に直径5.5mの振動台テーブルを設置したものであり、水中に構築される構造物の模型振動実験が可能である。3次元6自由度の加振性能を有し、最大積載重量は60t、最大加速度は±2G、最大変位は±200mmである。実験土槽は、長さ2.5m、高さ1.5m、奥行き1.3mの箱型の鋼製枠を使用した。

加振波は、図-3に示すように、1995年兵庫県南部地震ポートアイランド地下-83mで観測された兵庫県南部地震波(最大加速度679Gal)とし、相似則に従い時間軸を1/8.37に圧縮したものを使用した。

図-2に示す計測器により、鋼矢板の変位(5ch)、加速度(1ch)、ひずみ(20ch)、アンカーおよびタイワイヤの張力(各2ch)、および地盤の変位(3ch)、加速度(21ch)、過剰間隙水圧(15ch)の時系列データを計測した。地表面の残留変形形状は、実験前後におけるターゲットの変位量から求めた。

## (2) 有効応力解析内容

有効応力解析には解析コードFLIP[5]を用いた。FLIPは、1998年に運輸省港湾技術研究所において開発された有効応力法に基づく二次元有効応力解析プログラムである。特に液状化現象による地盤破壊現象を予測できるプログラムとして、港湾施設の解析を中心に多くの解析事例が論文等で発表されており、被災事例などの再現性が確認されている。

本解析における有限要素分割図およびアンカー配置を図-4に示す。要素の大きさは、解析で対象とする波長の1/5以下とするため、埋土および砂質土の要素高さの上限をそれぞれ0.13mおよび0.23mとした。

解析に使用したパラメータを表-2～表-5に示す。前面鋼矢板および控え鋼矢板は線形はり要素でモデル化した。矢板と地盤との間には剥離や滑りを表現するためにジョイント要素を設定した。タイワイヤおよびアンカーは非線形ばね要素でモデル化し、圧縮力を伝達させないように圧縮側の剛性をゼロとし、引張側は線形ばねとした。地盤は多重せん断バネモデルを実装したマルチスプリング要素でモデル化した。埋土および砂質土のパラメータは、1次元土槽を用いた予備実験のシミュレーションに基づき設定した。裏込石のパラメータはせん断波速度Vs=300m/s( m' = 98kPa)と仮定して求めた。その他の地盤パラメータはFLIPにおける標準的な方法に基づき設定した[6]。境界条件は、実験土槽が剛土槽であることを考

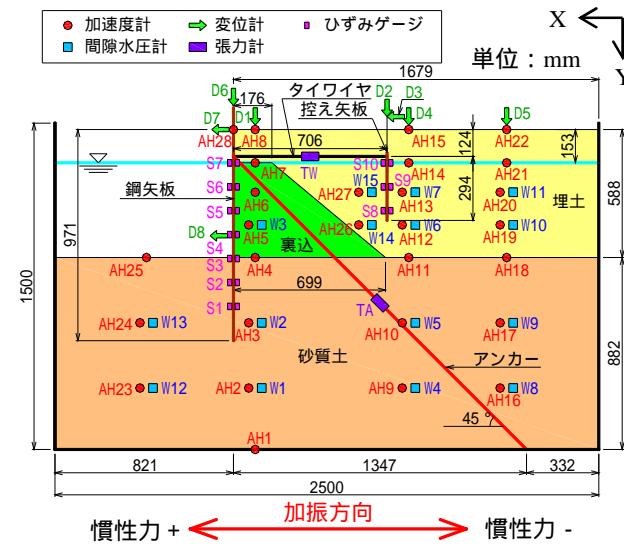


表-2 地盤パラメータ

土層区分	動的変形特性パラメータ										液状化特性パラメータ						
	密度 $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	基準 拘束圧 $\sigma_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	体積 弾性係数 $K_{ma}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$m_G$	$m_K$	ポアソン比 $v$	間隙率 $n$	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi_f$ (°)	最大 減衰定数 $h_{max}$	変相角 $\phi_p$ (°)	S1	W1	P1	P2	C1
埋土(気中)	1.87	-	10,068	2,656	0.0	0.0	0.33	0.45	0	40.0	0.24	-	-	-	-	-	-
埋土(水中)	1.87	3.0	5,568	14,520	0.5	0.5	0.33	0.45	0	40.0	0.24	28	0.005	1.23	0.5	1	1.8
砂質土	1.91	5.2	9,805	25,569	0.5	0.5	0.33	0.45	0	40.0	0.24	28	0.005	3.64	0.5	1	1.8
裏込石	2.00	98.0	180,000	469,400	0.5	0.5	0.33	0.45	0	40.0	0.24	-	-	-	-	-	-

慮し、側面は鉛直ローラ、底面は固定境界とした。

解析方法は、初期応力状態を正確に再現するため、4段階法(初期自重解析3段階+動的解析)を適用した[2]。アンカーは、実験条件と整合させるため動的解析時のみモデル化した。入力地震動には、模型振動実験の土槽底版(AH1)で計測された加速度時刻歴を使用した。

模型振動実験の再現解析は、アンカーなしのCASE-1とアンカーによる耐震補強を行ったCASE-2の2ケースとした。さらに、アンカーの配置が矢板の変位や曲げモーメントに及ぼす影響について検討するため、CASE-2を対象に、アンカー上端の設置位置、アンカーの設置角度を変えて解析を実施した。アンカー上端の設置位置は、図-4に示すように、最も高い「High」、最も低い「Low」、HighとLowの中間の高さの「Mid」の3箇所とした。「High」は、タイワイヤと同じ設置高さであり、模型振動実験と同じ条件である。「Low」は、砂質土地表面とHighの中間の高さである。アンカーの設置角度は、30度、45度および60度の3ケースとし、合計9ケースの解析を行った。

### 3. 模型振動実験の再現解析結果

#### (1) 時刻歴

図-5に、CASE-1(アンカーなし)とCASE-2(アンカーあり)の解析による加速度、変位、タイワイヤ・アンカー張力の時刻歴波形を実験結果と併せて示す。加速度時刻歴波形は、低周波成分について解析と実験は調和的であるが、0~1秒において高周波成分を過小評価する傾向を示している。一方、過剰間隙水圧比(W1)は、解析、実験とともに最大値が概ね1に達しており埋土の液状化を再現できているが、0~1秒において解析では過剰間隙水圧の発生が実験より早くなっている。しかし、0~1秒において矢板水平変位(D7)が解析、実験ともに発生していないことから、同時間帯における加速度および過剰間隙水圧比の解析と実験の相違については、その影響は小さいと判断される。

前面矢板上部の水平変位(D7)によると、変位の増加傾向や、アンカーによる耐震補強を行った場合に変位が低減される様子について、解析と実験は整合する結果を示している。しかし、CASE-1での残留変位の解析値は28mmであり実験値の19mmを約5割過大評価している。また、CASE-2では解析による残留変位は4mmであり実験値の15mmを約7割過小評価している。

CASE-1では、控え矢板前面地盤の過剰間隙水圧比

表-3 鋼矢板パラメータ

構造部材	ヤング率 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断剛性 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $v$	断面積 $A$ (m <sup>2</sup> /m)	断面二次モーメント $I$ (m <sup>4</sup> /m)	有効せん断面積率 $ef$
前面鋼矢板	$2.06 \times 10^8$	$7.92 \times 10^7$	0.3	0.006	$1.80 \times 10^{-8}$	0.833
控え鋼矢板	$2.06 \times 10^8$	$7.92 \times 10^7$	0.3	0.003	$2.25 \times 10^{-9}$	0.833

表-4 タイワイヤ・アンカーパラメータ

構造部材	長さ $L$ (m)	ヤング率 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $v$	断面積 $A$ (m <sup>2</sup> /m)	軸剛性 $E A$ (kN/m)	軸方向バネ定数 $K$ (kN/m/m)
タイワイヤ	0.7060	$2.06 \times 10^8$	0.3	$1.414 \times 10^{-4}$	$2.911 \times 10^4$	$4.123 \times 10^4$
アンカー	1.9049	$2.06 \times 10^8$	0.3	$1.414 \times 10^{-4}$	$2.911 \times 10^4$	$1.528 \times 10^4$

表-5 ジョイント要素パラメータ

垂直剛性 $K_n$ (kPa)	せん断剛性 $K_s$ (kPa)	粘着力 $c_j$ (kPa)	内部摩擦角 $\phi_j$ (°)
$10^6$	$10^4$	0	15

(W15)の解析値が実験値より大きくなる傾向を示していることから、解析では控え矢板前面地盤の液状化による顕著な剛性低下が生じて控え矢板の変位が大きくなり、その結果、前面矢板の水平変位を過小評価したと推察される。解析精度を向上させるためには、解析条件などについて今後詳細な検討が必要である。

一方、CASE-2の実験結果について、図-6の岸壁残留変位を見ると、前面矢板が沈下したことがわかる。このことから、実験では矢板の沈下に伴うアンカーの回転でアンカーが緩んだことが矢板の水平変位増加の一因になったと推測される。解析では前面矢板の沈下が考慮されていないため、矢板の水平変位を過小評価したと推察される。本解析では微小変形理論を適用しているが、今後有限変形理論を導入することにより、解析精度が向上する可能性がある。

CASE-2のタイワイヤ張力(TW)およびアンカー張力(TA)によると、タイワイヤ張力が減少するかわりにアンカー張力が増加する現象や、アンカー張力の全体的な増加傾向について解析と実験は整合する結果を示している。

しかし、解析によるアンカー張力の最大値は5.1kN/mであり、実験の4.0kN/mを2~3割過大評価している。これは、解析では前面矢板の沈下にともなうアンカーの緩みを考慮できていないことに起因すると推測される。

一方、CASE-1およびCASE-2の解析によるタイワイヤ張力は、実験結果と異なり、加振途中に大きく低下してほ

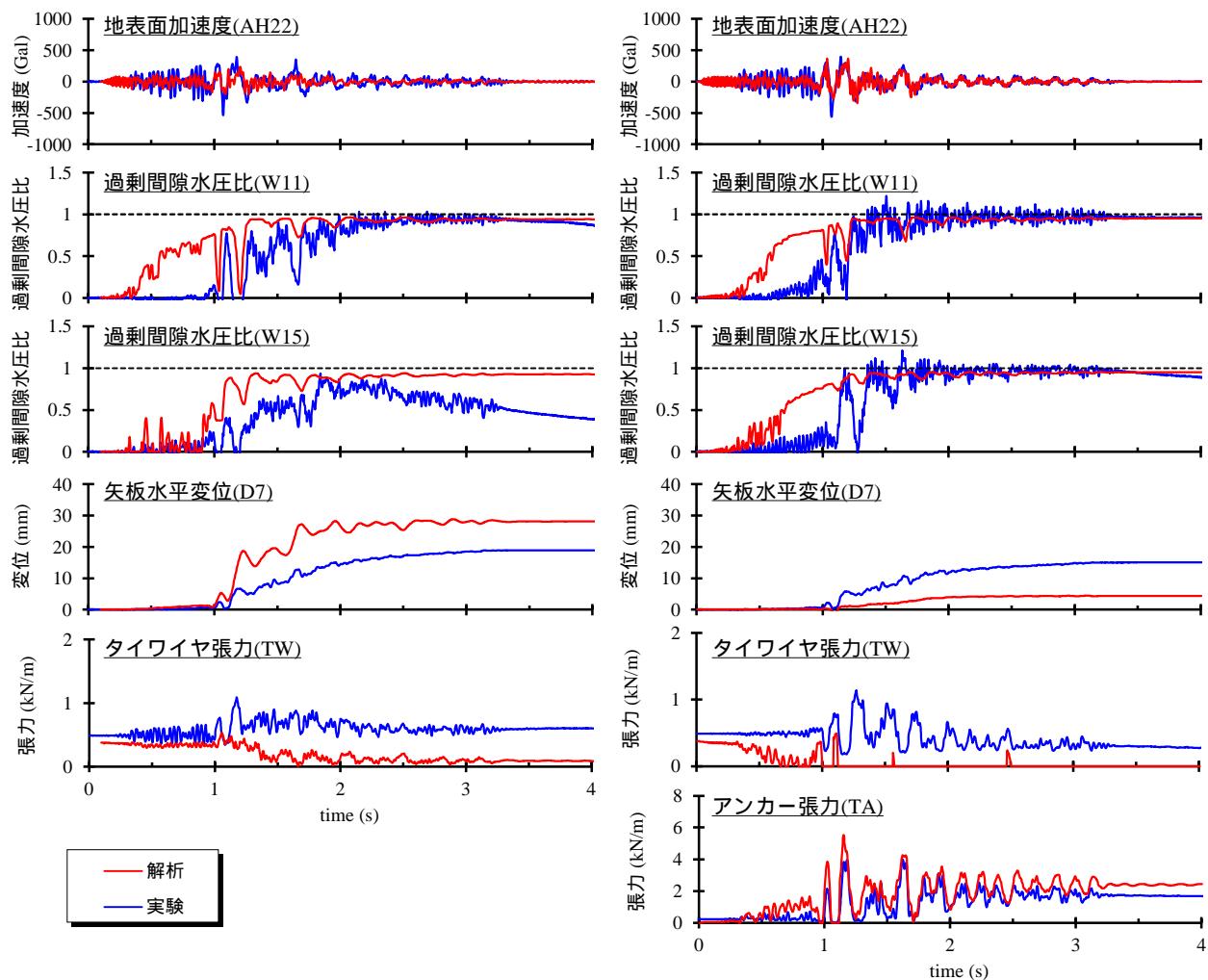


図-5 解析と実験の時刻歴波形の比較

ほぼゼロになっている。これは、前述のとおり解析では控え矢板前面地盤の剛性低下を大きく評価したことによると考えられる。なお、CASE-2では、前面矢板の水平変位に抵抗する力としてアンカー張力が支配的であり、タイワイヤ張力の解析と実験の違いが矢板変位に及ぼす影響はCASE-1と比べて小さいと推測される。

## (2) 岸壁の残留変形形状および最大せん断ひずみ・過剰間隙水圧比分布

CASE-1(アンカーなし)とCASE-2(アンカーあり)の岸壁の残留変形形状および最大せん断ひずみ・過剰間隙水圧比分布の解析結果を図-7に示す。CASE-1の解析結果によると、前面矢板全体が前面側に倒れる変形が卓越しており、図-6の実験結果と異なる変形モードを示している。これは、解析ではタイワイヤ張力を過小評価したため、前面矢板の変位を拘束する力が低下したことが原因であると推察される。CASE-2では前面矢板が中央付近ではらむように変形しており実験結果と整合している。

過剰間隙水圧比分布によると、埋土は全域で液状化しており、控え矢板周辺地盤のせん断剛性・強度が著しく低下したことが伺える。このため、CASE-1では控え矢板が岸壁前面側に大きく変位しており、周辺地盤に10%程度のひずみが発生している。CASE-2では前面矢板の根入れ

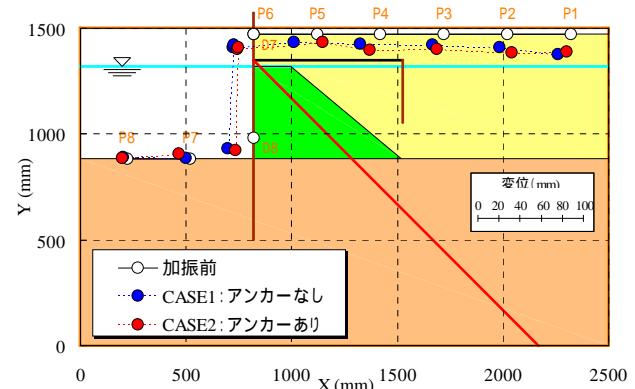


図-6 実験による岸壁の残留変形形状

部分で砂質土の過剰間隙水圧比が1に近い値を示しており、砂質土が著しく軟化している。このため、前面矢板中央付近が前面側へ変位し、周辺地盤に10%~15%のひずみが生じている。

## (3) 前面矢板の曲げモーメント分布

図-7に、CASE-1(アンカーなし)とCASE-2(アンカーあり)の解析による前面矢板の曲げモーメント分布を実験結果と併せて示す。アンカーで耐震補強したCASE-2の曲げ

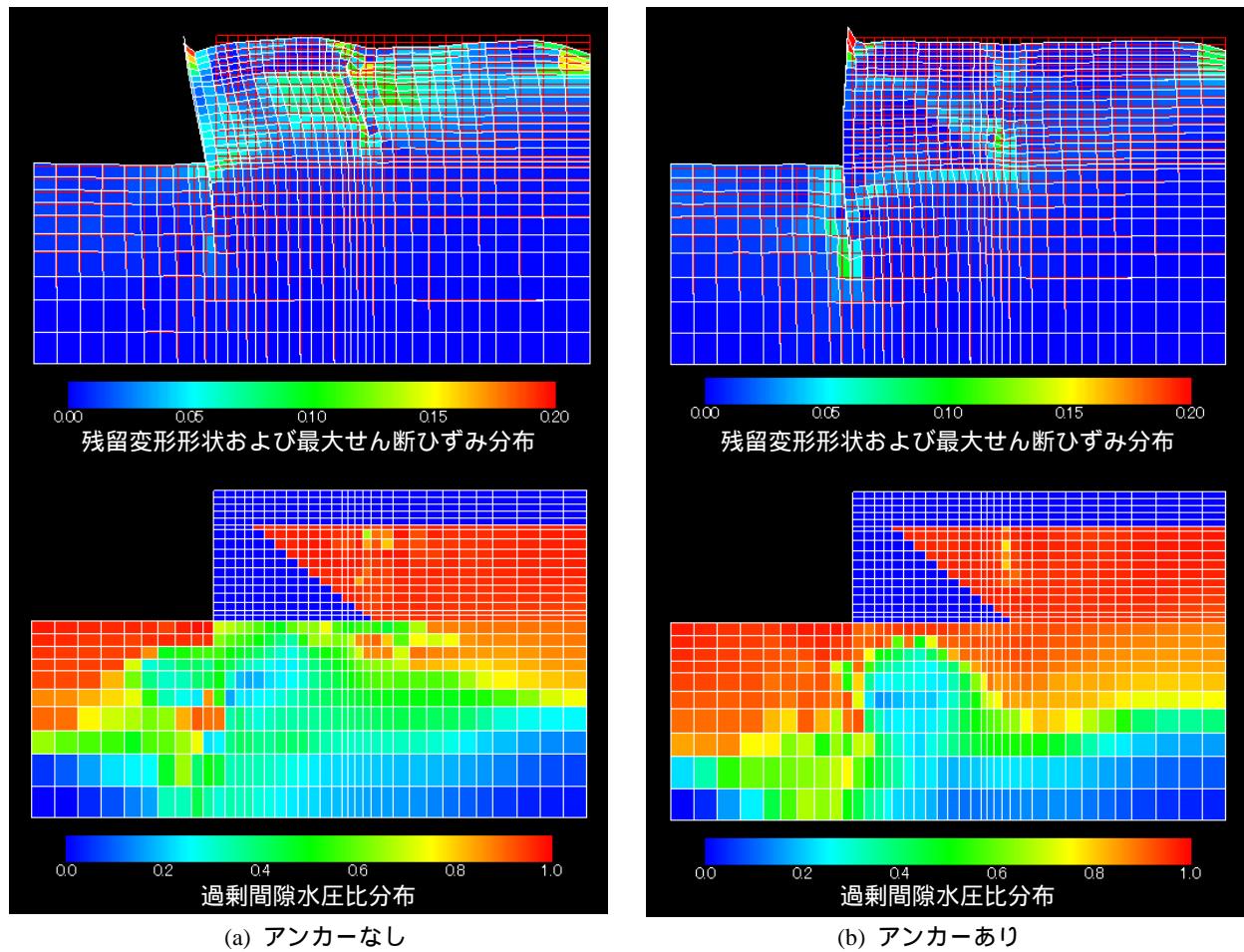


図-6 岸壁の残留変形形状(変位倍率5倍), 最大せん断ひずみ分布および過剰間隙水圧比分布の解析結果

モーメントがCASE-1と比較して大きくなり降伏モーメントを上回っている様子について, 解析と実験は整合する結果を示している.しかし,CASE-1での曲げモーメント最大値は, 解析では0.09 kN·mであり, 実験の0.13 kN·mを約3割過小評価している.また,CASE-2では解析による曲げモーメント最大値は0.26kN·mであり, 実験の0.19kN·mを約4割過大評価している.これは,CASE-1の解析ではタイワイヤ張力による矢板の変位拘束力が小さかったこと,CASE-2ではアンカー張力による拘束力が大きかったことに起因すると推測される.

#### (4) 前面矢板に作用する土圧増分分布

図-7に, 前面矢板に作用する土圧の最大値分布の解析と実験の比較を示す. なお, 実験での土圧分布は, 前面矢板のひずみゲージから求めた各曲げモーメントをそれぞれ線形近似し, その傾きからせん断力分布を求め, さらに各せん断力をそれぞれ線形近似し, その傾きから算出した. 解析による前面矢板根入れ部分の土圧は, 前面側と背面側の土圧の差分とした. 同図によると, タイワイヤ取付点から砂質土までの土圧は一様あるいは三角形に近い分布を示しており, 土圧の分布形状および値は解析と実験で整合する結果を示している. 解析結果によると, CASE-2のタイワイヤ取付点において, アンカー張力の反力として大きな土圧が生じていることがわかる.

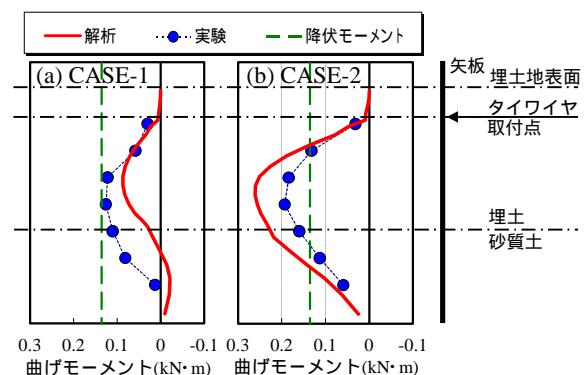


図-7 前面矢板の曲げモーメント最大値分布比較

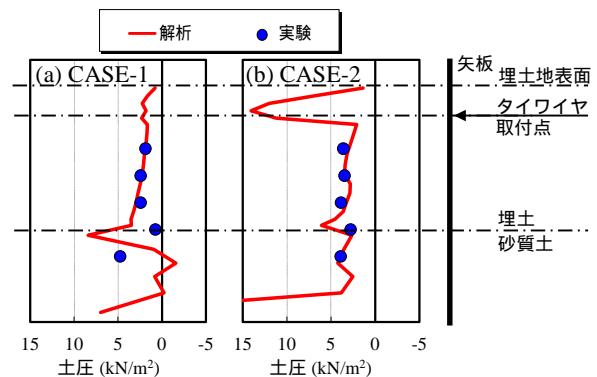


図-8 前面矢板に作用する土圧最大値分布比較

#### 4. アンカーの配置に関する解析結果

アンカーの配置に関する解析結果として、図-9、10に前面矢板の残留水平変位分布および曲げモーメント最大値分布を、図-11にアンカーの配置とアンカー張力の関係を示す。アンカー上端の設置位置が高いほど矢板は中央付近ではらむ変形モードを示す。設置位置が低くなるとはらみ出しが抑えられて前面側に倒れながら反るモードに移行するとともに曲げモーメントが小さくなる。設置位置による最大変位の違いはわずかである。一方、アンカーの設置角度が小さいほど前面矢板の水平変位は小さくなるが、曲げモーメントは増加することがわかる。

図-11によると、アンカー設置位置や設置角度がアンカー張力に及ぼす影響は小さく、両者の相関性は低いと判断される。

アンカーの設置位置を低くすると設置作業が水中になり、設置角度を小さくするとアンカー長が長くなるため、構造的な安全性だけでなく施工性および経済性も考慮してアンカーの最適配置を決定する必要がある。

#### 5. まとめ

グラウンドアンカーで耐震補強した鋼矢板式岸壁の動的挙動を明らかにすることを目的として、大型水中振動台による模型振動実験を実施した。また、模型振動実験に関する有効応力解析を行い、実現象に対する再現性を確認した。さらに、アンカーの設置位置や設置角度を変えて有効応力解析を行い、アンカーの設置位置や設置角度を変化させた有効応力解析を実施し、鋼矢板の変位や曲げモーメントに及ぼす影響について検討を行った。

模型振動実験の再現解析を実施した結果、控え矢板前面地盤の過剰隙隙水圧やタイワイヤ張力などについて実験結果と異なる点はあるものの、岸壁の動的挙動や背後地盤の液状化、アンカーによる補強効果について、解析と実験は整合する結果を示しており、本解析手法によりアンカーで耐震補強した鋼矢板式岸壁の動的挙動を概ね評価することができた。

アンカーの配置に関する解析を実施した結果、アンカー上端の設置位置によって矢板の変形モードが異なり、設置位置が低いほど曲げモーメントが小さくなることが示された。一方、設置角度が小さいほど水平変位は小さくなるが、逆に曲げモーメントは増加する傾向を示した。アンカーの最適配置は、構造的な安全性だけでなく施工性および経済性も考慮して決定する必要がある。

謝辞: 本研究は早稲田大学、五洋建設(株)、東亜建設工業(株)、東洋建設(株)の4機関による産学共同研究の一部として実施したものです。ここに記して御礼申し上げます。

#### 参考文献

- [1] 塩崎禎郎、菅野高弘、小濱英司: 矢板式係船岸の耐震性に関する実験および解析、海洋開発論文集、第20巻、pp.131-136、2004。

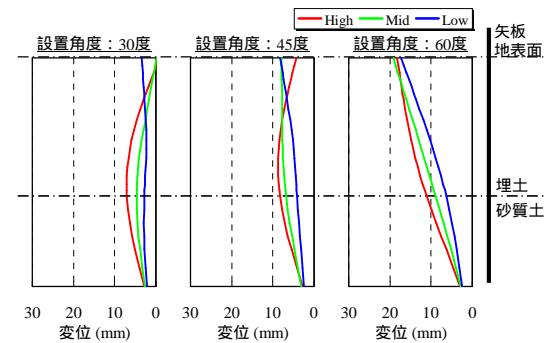


図-9 前面矢板の残留水平変位分布

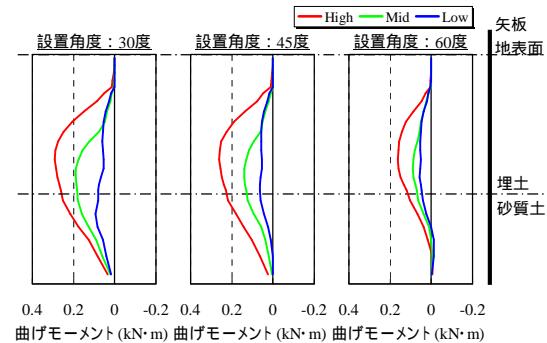


図-10 前面矢板の曲げモーメント最大値分布

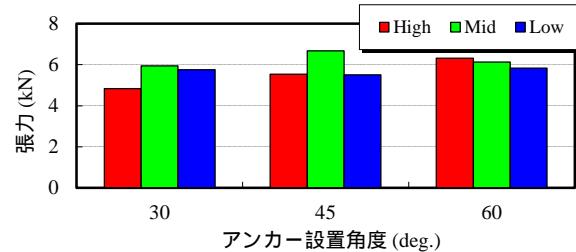


図-11 アンカーの配置とアンカー張力の関係

- [2] 井合進、三輪滋、小堤治、溜幸生、山本裕司、森浩章: 地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙動に与える影響の解析的検討、第26回地震工学研究発表会講演論文集、pp.809-812、2001。
- [3] 山本彰、鳥井原誠: グラウンドアンカーの耐震対策に関する研究: 土木学会論文集、No.736 / -63, pp.153-166, 1993.
- [4] Susumu IAI: 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, 1988.
- [5] Susumu IAI, Yasuo Matsunaga, and Tomohiro Kameoka: ANALYSIS OF UNDRAINED CYCLIC BEHAVIOR OF SAND UNDER ANISOTROPIC CONSOLIDATION, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.16-20, 1992.
- [6] 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タの簡易設定法、港湾技研資料、No.869, 1997.