

アーク矢板土留付きジャケット岸壁の開発

Development of Jacket Type Quays with Arc-Shaped Retaining Wall

田中 祐人 TANAKA Sachito JFE エンジニアリング 沿岸鉄構事業部技術室 部長代理・工博
塩崎 禎郎 SHIOZAKI Yoshio JFE スチール スチール研究所 土木・建築研究部 主任研究員(課長)
末田 明 SUEDA Akira JFE エンジニアリング 沿岸鉄構事業部技術室 部長代理・工博

要旨

背面土圧が作用するジャケット岸壁に関して、ジャケット栈橋と土留構造を一体化した工法を検討した。その結果、直線型鋼矢板を円弧状に打設したアーク矢板土留めを用いることで、工期短縮が可能となり、工事費を縮減できることが分かった。次に、1 G 場の模型振動実験と数値解析によって、本工法は従来工法と同等の耐震性能を有することを明らかにした。

Abstract:

Jacket type quays combining with retaining wall are investigated for structural improvements. Newly developed jacket type quays, to which arc-shaped sheet piles wall are adopted as a retaining wall, lead to both shorter construction period and reduction of construction cost. Furthermore, the jacket type quays are confirmed to have seismic resistance equivalent to the conventional jacket type quays by shaking table tests in 1 G gravitational field and numerical analyses.

1. はじめに

港湾分野では船舶の大型化や耐震性能向上のため、岸壁の増深、耐震強化岸壁の新設や耐震強化岸壁への改良工事が増加している。これらの要求性能に応える工法として現場施工期間の短縮のみならず、経済性の観点からも図1に示すジャケット岸壁¹⁾の採用が増えている。

従来のジャケット岸壁では図2に示すように栈橋部分を

ジャケットが担い、鋼矢板から成る土留部分はジャケットから腹起しを介して支持されながら、根入れで抵抗する構造となっている。そのため、ジャケット岸壁の全体工事費は栈橋部分と土留部分の両方を加算することになる。岸壁としての要求性能を保持したままで全体工事費を縮減するためには、それぞれ分担している機能を集約して、機能上の重複部分を省くことが考えられる。そこで、腹起しを介さずに、土留部分のアーク矢板壁(土圧を支える円弧状の膜体)とジャケットを一体化することで、経済性に優れたジャケット工法²⁾を開発した。このアーク矢板壁には面内周方

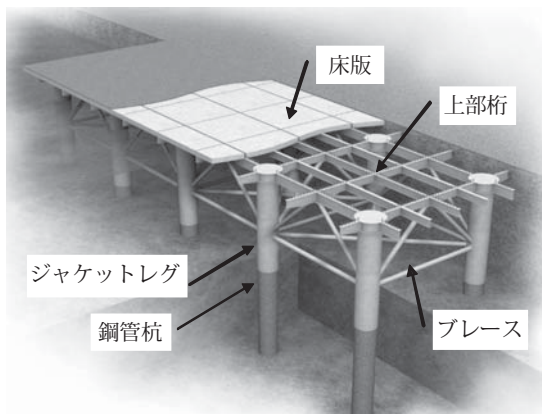


図1 ジャケット岸壁

Fig.1 Perspective view of jacket type quay

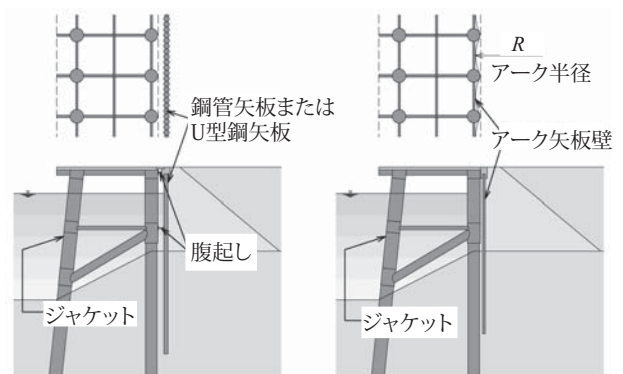


図2 従来のジャケット岸壁(左)と本工法(右)

Fig.2 Conventional (left) and newly developed (right) jacket type quays

向の引張力（フープテンション）が作用するが、直線型鋼矢板を適用することで鋼材の引張強度を有効に利用することができる。

ここでは、まず本工法の特長や設計の考え方を述べて、従来工法との比較を行う。次に、本工法の性能を検証するために実施した模型振動実験について述べ、最後に数値シミュレーションの適用性について報告する。

2. 本工法の特長

2.1 構造概要と特長

本工法は図1のジャケット岸壁と写真1の鋼矢板セル工法で用いられるアーク矢板壁の長所を組合せたものである。その概要を図3に、アーク矢板壁とジャケットとの取合いを図4に示す。図3に示すとおり、ジャケットの陸側レグをつなぐように、直線型鋼矢板を円弧状に打設してアーク矢板壁を構築する。このアーク矢板壁とジャケットは、図4のサドル部で取合っており、土圧は充填されたグラウトを介して支圧でジャケットのレグに伝達される。裏込め時などにレグの左右で不均衡な土圧が作用することも考えられるが、サドル部のグラウトの圧縮強度やL形鋼の溶接強度が高いので、十分な耐力を有している。

このような構造とすることによって、アーク矢板壁には周

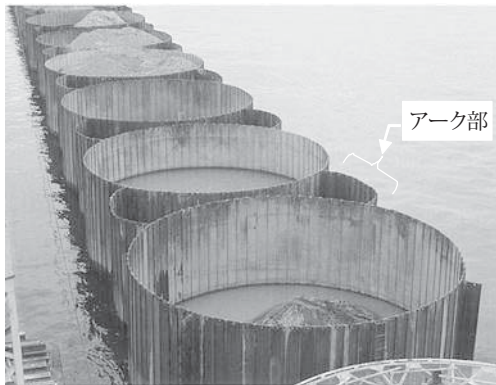


写真1 鋼矢板セル工法のアーク矢板壁

Photo1 Arc-shaped retaining wall applied to sheet pile cell structure

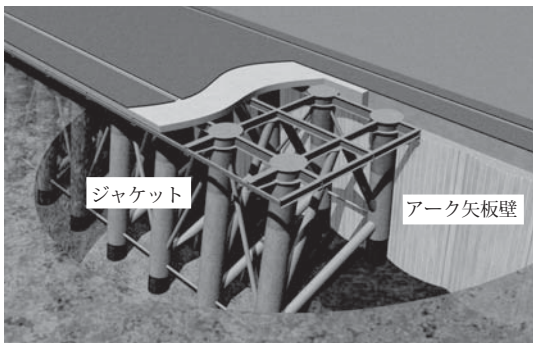


図3 アーク矢板土留付きジャケット岸壁

Fig.3 Jacket type quay with arc-shaped retaining wall

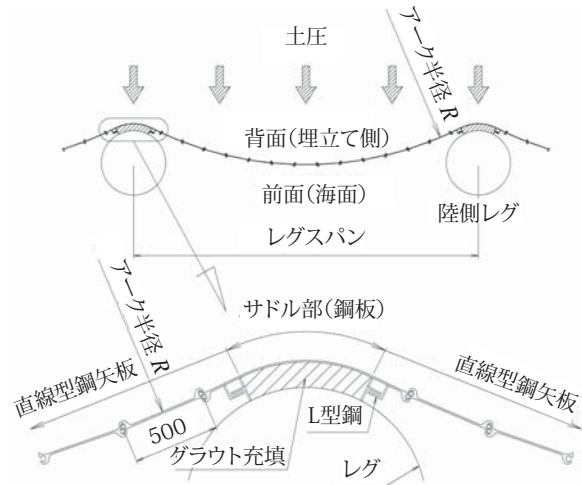


図4 アーク矢板壁とジャケットの連結（サドル部）

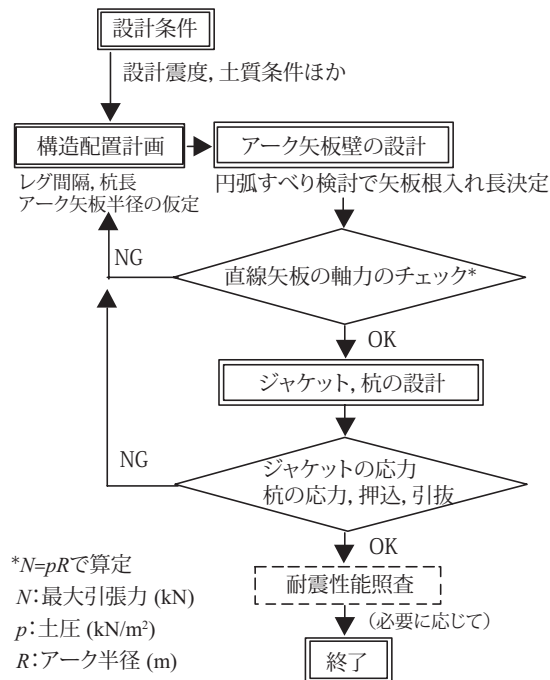
Fig.4 Connection between arc-shaped wall and jacket leg (part of saddle)

方向に引張力が作用し、鋼材の引張強度を効率よく利用することができる。また、アーク矢板壁を剛性の高いジャケットに線支持させることで、アーク矢板壁の根入れに期待する必要がなくなり、その長さを極小化することができる。

したがって、土留部分と栈橋部分が分担して機能していた従来工法に比べて、両者を一体化することで鋼材重量の低減が可能となる。

2.2 設計手法

本工法の設計フローを図5に、設計の基本的な考え方を以下に示す。ジャケットやアーク矢板壁の設計自体はそれ



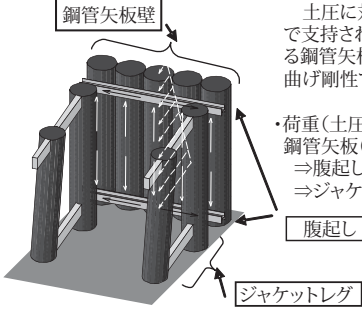
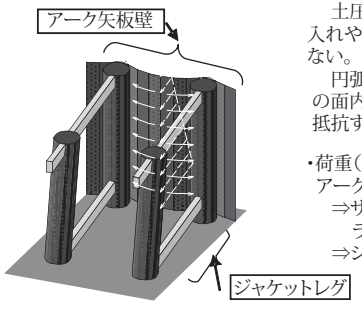
* $N=pR$ で算定
 N : 最大引張力 (kN)
 p : 土圧 (kN/m²)
 R : アーク半径 (m)

図5 設計フロー

Fig.5 Design flow

表 1 従来工法と本工法の比較

Table 1 Comparison between conventional and newly developed jacket type quays

形式	鋼矢板 (従来工法)	アーチ矢板 (本工法)
作用荷重と土留構造のイメージ	 <ul style="list-style-type: none"> ・土留壁 土圧に対して腹起こしで支持され、根入れを有する鋼管矢板(鋼矢板)壁の曲げ剛性で抵抗する。 ・荷重(土圧)の流れ 鋼管矢板(曲げ部材) ⇒ 腹起こし(曲げ部材) ⇒ ジャケットレグ 	 <ul style="list-style-type: none"> ・土留壁 土圧に対して矢板の根入れや曲げ剛性を考慮しない。 円弧状のアーチ矢板壁の面内周方向引張力で抵抗する。 ・荷重(土圧)の流れ アーチ壁(引張部材) ⇒ サドル内の充填グラウト(支圧部材) ⇒ ジャケットレグ
使用鋼矢板	鋼管矢板 (大水深), U型鋼矢板 (中水深)	直線型鋼矢板
特長	・土留壁の根入れも考慮できるので、岸壁の水平剛性が高くなる。	・円弧状の土留壁に引張力が作用するので矢板断面が小さくなり、鋼材を減らすことができる。 ・同上の理由で直線型鋼矢板の継手の遊間(ガタツキ)が減り、遮水性が向上する。

ぞれ「ジャケット工法技術マニュアル」¹⁾、ならびに「港湾の施設の技術上の基準・同解説」³⁾に準拠する。

- (1) 矢板の根入れ長は背後地面の円弧滑りから決定する。
- (2) アーチ矢板壁はジャケットのレグおよび杭で線支持する。
- (3) 土圧はサドル部の充填グラウトを介してジャケットのレグに伝達されるので、グラウトの支圧強度が許容値以下であることを確認する。
- (4) 土圧によってアーチ矢板壁には面内周方向の引張力(フープテンション)が作用する。直線型鋼矢板の継手強度は母材よりも大きいので、母材がこのフープテンションに抵抗できることを確認する。

2.3 従来工法と本工法の比較

従来工法と本工法の比較を表1に示す。図6の従来工法は鋼管矢板が腹起こしで支持されながら、根入れ部分の地盤による受働土圧で主働土圧とつりあっている。そのため、鋼管矢板は曲げ部材としての断面性能が必要となるので、土留部分の剛性は高くなるが、鋼材重量は重くなる。一方、本工法では曲げ剛性が小さい直線型鋼矢板を用いるので、土留部分の剛性は小さくなる。しかし、継手の引張強度が母材強度よりも高い直線型鋼矢板をアーチ状に配置することにより、フープテンションに対して効率よく抵抗できるため、従来工法に比べて鋼材重量が軽くなる。

表2には岸壁水深15m、海底地盤N=10、設計震度0.25(耐震強化岸壁を想定)の設計条件に基づき図5の設計フローに従って試設計を行い、概算工事費と全体工期の比較を示す。その結果、本工法では一部のジャケット部材や鋼管杭において、従来工法の板厚よりも薄くすることができた。さらに、本工法は鋼管矢板と腹起こしが不要なため、

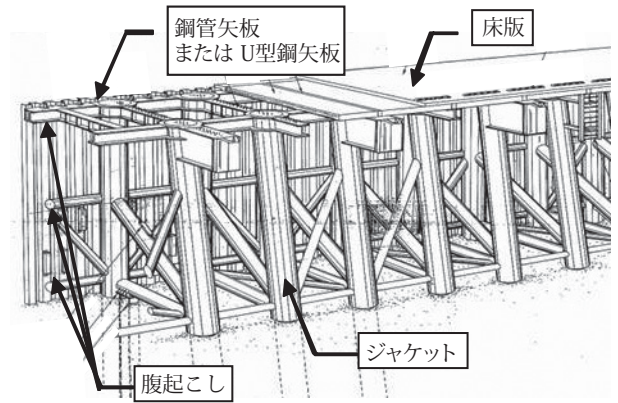
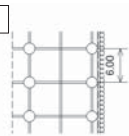
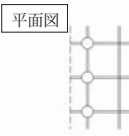
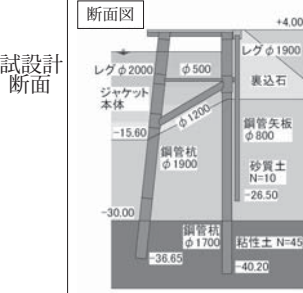
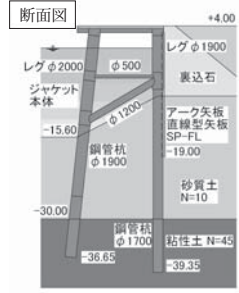


図6 鋼矢板土留付きジャケット岸壁
Fig. 6 Conventional jacket type quay with sheet pipe piles

表2 試設計結果の比較

Table 2 Comparison of trial design

形式	鋼管矢板式 (従来工法)	アーチ矢板式 (本工法)
平面図		
断面図		
概算工事費 (比率)	1.00	0.88
工期 (比率)	1.00	0.79

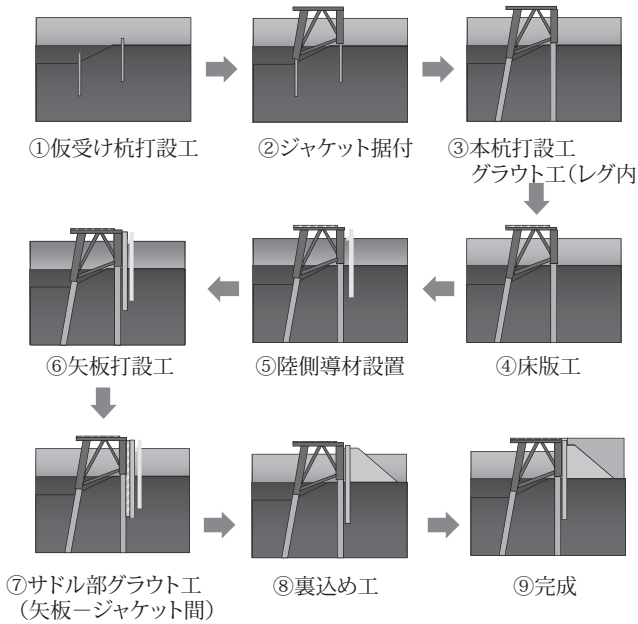


図7 施工フロー
Fig.7 Construction flow

従来工法より鋼重が軽くなった。これらより，本工法は従来工法に比べて経済性で12%，工期で21%ほど優位であることが分かった。

2.4 施工方法

図7に本工法の施工フローを示す。本工法では図の①から④に示すように，まず現地に据付けたジャケットを本杭で海底に固定して，栈橋部分を完成させる。次に⑤，⑥のように導材や導棒を陸側に設置して，直線型鋼矢板を一枚ずつアーク状に打設する。その後，⑦のようにアーク矢板壁とジャケット間のサドル部に挿入したナイロン製袋にグラウトを充填して土留部分を完成させる。最後に，通常の岸壁のように⑧の裏込めや⑨の埋土を行って岸壁を完成させる。

本工法は土留部分の現地施工が少ないので，従来工法よりも工期が優位になる。

3. 模型振動実験による動的挙動の解明

3.1 実験概要

3.1.1 実験方法

土留構造の違いがジャケット岸壁の耐震性に与える影響を把握するため，1/20縮尺の模型振動実験を行った。振動台は（独）港湾空港技術研究所所有の3次元水中振動台を用いた。相似則は井合提案の1G場（9.8 m/s²）の振動実験用相似則を用いた⁴⁾。表3に各パラメータの縮尺比を示す。実験断面は表2の試設計断面を参考に決定し，従来工法との比較のため写真2に示すように従来工法と本工法の模型2断面を同時に加振した。模型断面を図8に示す。

表3 実験パラメータの縮尺比

Table 3 Scaling factor for 1 G shake table test

パラメーター	実物 / モデル	縮尺比
長さ, 間隙水圧	λ	20.00
密度, 加速度	1.00	1.00
時間	$\lambda^{0.75}$	9.46
変位	$\lambda^{1.5}$	89.44
EI	$\lambda^{4.5}$	715 541.75
EA	$\lambda^{2.5}$	1 788.85

ひずみの相似縮尺を $\lambda^{0.5}$ としたときの相似則

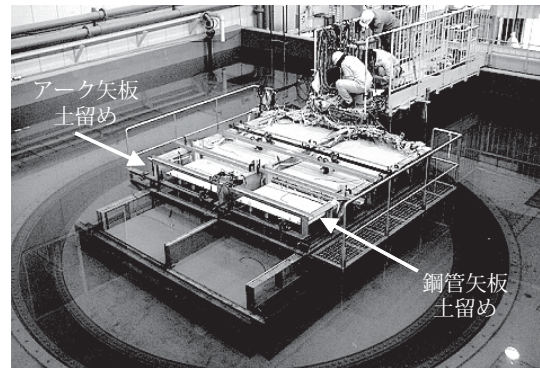


写真2 模型振動実験の状況
Photo 2 Set up of 1 G shake table test

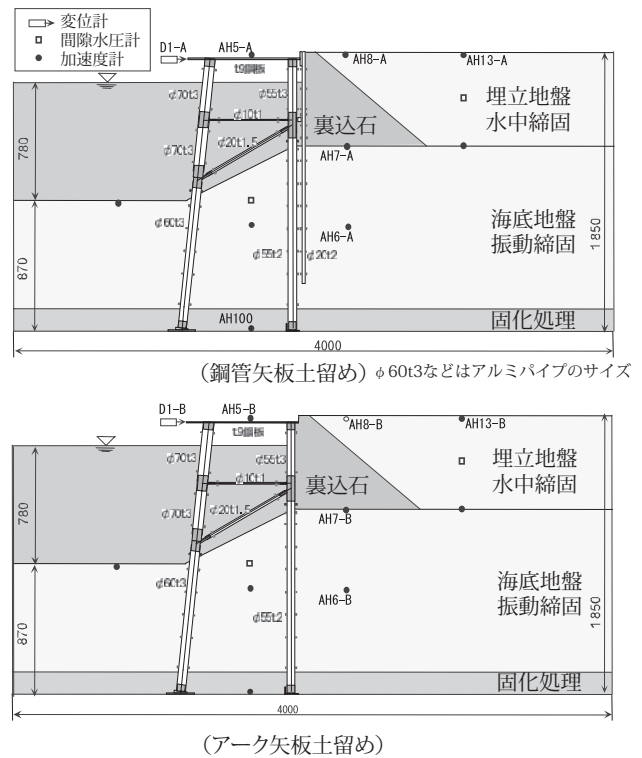


図8 実験断面図
Fig.8 Cross sections of model quay walls

3.1.2 ジャケット模型の製作

ジャケット模型は実物の振動特性を合わせるようにアルミニウムパイプ（接合部は削りだした鋼管）でモデル化し

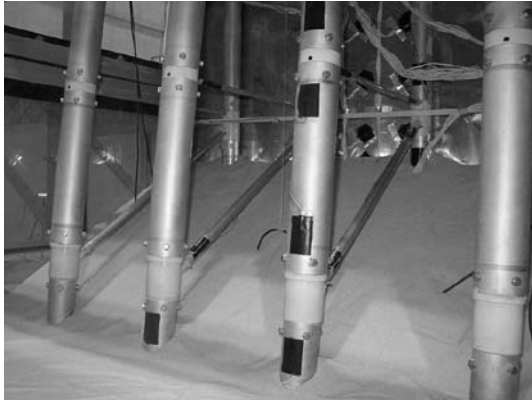


写真3 ひずみゲージの添付状況
Photo3 Strain gages on jacket legs and piles

た。試設計では、ジャケット本体に若干の諸元の差が生じたが、既成のアルミニウムパイプでその差をモデル化することは困難であった。そのため、両者のジャケット本体は同じ諸元とし、土留構造の違いによる耐震性の差を明確化することにした。アーチ型鋼矢板は直線型鋼矢板の面内引張方向の軸剛性 EA を合わせるため、0.2 mm 厚さの銅板を用いた。鋼管矢板は曲げ剛性 EI を合わせるためアルミニウムパイプを用いてモデル化した。上部工床版は 9 mm の鋼板を用いてモデル化した。

写真3 に示すようにジャケット模型、アーチ型鋼矢板、鋼管矢板には適宜ひずみゲージを貼り付けている。また、ジャケットと模型地盤の応答を把握するため、変位計、加速度計、間隙水圧計を図8のように配置している。

3.1.3 模型地盤の作成

地盤の作成方法は、過去の 1 G 場の実験と同じ方法を採用した⁵⁾。海底地盤は気中落下法で投入した 5 号珪砂を SWEEP 加振して相対密度 90% 程度まで締固めた。その後、水位を上げ、実際の施工過程と同様に、砕石（6 号砕石を用いた）による裏込めを行った。埋立地盤は、裏込石表面に不織布を設置してから、5 号珪砂を水中落下法で投入し、振動棒で相対密度 70% 程度まで締固めた。

3.1.4 加振方法

工学的基盤への入射波である加振波形は、1968 年十勝沖地震の八戸波（地震計の特性を補正した波形、最大加速度 210 cm/s²、主要動の継続時間約 14 s）と、港湾のレベル 2 地震動として作成された最大クラスのシナリオ地震（大正型関東地震の震源モデルによる波形、最大加速度 507 cm/s²、継続時間約 100 s）を用いることにした。両者の時刻歴波形とフーリエスペクトルを図9に示す。シナリオ地震の波形は、継続時間が長く、周波数 1 Hz 以下の長周期成分を多く含んでいることが分かる。なお、シナリオ地震の波形による加振は、最大クラスの地震に対する耐震性能の検証を目的としている。

実験では、これらの波形の時間軸を相似則で 1/9.46 に圧縮した波形を用いた。加振手順は、八戸波の振幅を 0.5 倍、

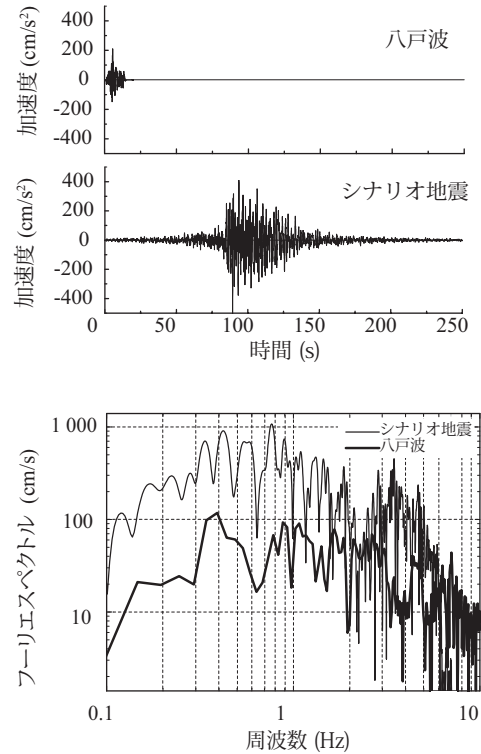


図9 入力地震動とフーリエスペクトル
Fig.9 Time histories and fourier spectra of input motions

1.0 倍、1.5 倍、2.0 倍に調整したステージ加振を行い、その後、シナリオ地震の加振を行った。

3.2 実験結果

3.2.1 加速度応答

各ステージ加振のジャケット床版上 (AH5)、埋立地盤地表面 (AH8, AH13) の最大加速度を整理して図10に示す。振動台の値に比べて地表面では 2 倍程度に増幅されていることがわかる。

ジャケット床版上 (AH5) と背後 (AH8) の最大加速度は、アーチ型鋼矢板土留めよりも鋼管矢板土留めの方が 7 ~ 30% 程

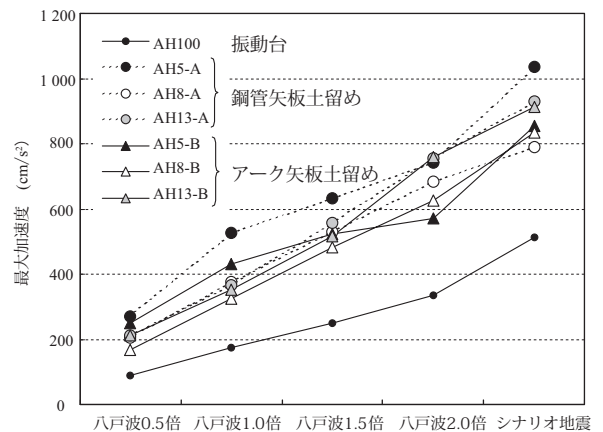


図10 各加振の最大加速度
Fig.10 Maximum acceleration for each input motion

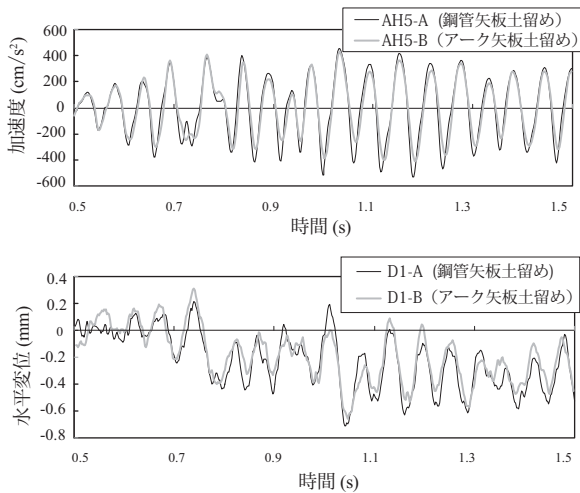


図11 ジャケット天端の加速度と水平変位時刻歴
(八戸波 1.0 倍加振, 変位および加速度とも海側がマイナス)
Fig.11 Time histories of acceleration & horizontal displacement waves on jacket top (Input motion: Hachinohe wave 1.0times, acc. and disp. direction: seaward minus)

度大きな値となっている。図11の八戸波加振の時刻歴波形では、最大値だけでなく、全般的に、鋼管矢板土留の方が、加速度振幅が大きいことがわかる。これは、土留め構造の違いにより作用する土圧が異なるためと考えられる。その要因としては、土留めの根入れ長、剛性以外にも、鋼管矢板土留めはジャケットと上部工と腹起こし部分で点接触しているだけで土圧の水平成分しか伝達できないのに対して、アーチ矢板土留めはジャケットと一体化しているため、土圧の鉛直成分まで伝達できている違いがあるものと考えられる。

埋立地盤地表面 (AH13) に関しては、両者の最大加速度は良好に一致しており、同一な地盤が作成されていたものと判断できる。また、地表面加速度から作用震度⁶⁾ ($=1/3 \times (a_s/g)^{1/3}$, a_s : SMAC フィルター処理した地表面加速度, g : 重力加速度) を求めると、八戸波 1.0 倍加振の作用震度が 0.23 ~ 0.24 で、ほぼ設計震度相当であることが分かる。八戸波 1.5 倍加振では 0.26 ~ 0.27 となり設計震度を上回る。

3.2.2 変位応答

ジャケット天端の水平変位 (各ステージ加振の最大値/残留値) を図12に示す。

最大変位に関しては、八戸波 1.5 倍加振までアーチ矢板土留めの方が小さく、八戸波 2.0 倍加振以降では、アーチ矢板土留めの方が大きくなっている。ただし、両者の違いは小さく、設計震度に近い八戸波 1.0 倍加振では 4%、八戸波 1.5 倍加振では 7% の差にとどまる。加速度応答ではすべての加振でアーチ矢板土留めの方が小さかったが、最大変位が生じる時刻と最大加速度が生じる時刻が異なるためである。

残留変位は地盤の非線形挙動によって生じるもので、杭や土留め構造近傍の地盤剛性の低下や、ジャケット岸壁が

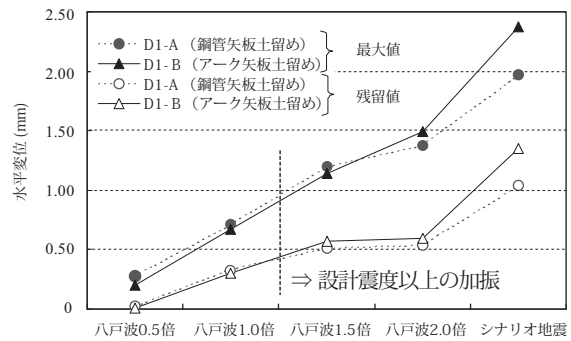


図12 各加振の水平変位
(ジャケット天端の最大値と残留値)

Fig.12 Horizontal displacement on each input motion (Maximum and residual disp. on jacket top)

海側に変位した際に、背後の裏込石は沈下しながら締め固まり、陸側には戻りにくい特性などが影響しているものと考えられる。残留変形が明確に生じるのは、八戸波 1.0 倍加振からで、八戸波加振ではアーチ矢板土留め、鋼管矢板土留めの差は 1 割程度である。シナリオ地震の加振では、鋼管矢板土留めの方が、最大値で 17%、残留値で 23% 小さな値となり、八戸波加振に比べると差が大きくなっている。この要因としては、鋼管矢板の曲げ剛性や、根入れ長が長いことによる受働抵抗の効果が現れているものと推察される。

シナリオ地震での加振に対しては最大値、残留値ともアーチ矢板土留の方が鋼管矢板土留に比べて大きくなっている。実物に換算すると、鋼管矢板土留の最大/残留変位が 176 mm / 93 mm に対して、実物のアーチ矢板土留は 212 mm / 121 mm であり、アーチ矢板土留は最大/残留変位でそれぞれ 36 mm / 28 mm ほど変位が大きかった。このシナリオ地震は港湾のレベル 2 地震動として作成された最大クラスであるが、本実験のジャケットや杭、土留は弾性応答のみである。そのため、本実験の結果が実物のレベル 2 地震応答をどの程度再現しているかが明確ではないが、最大クラスのレベル 2 地震動に対してでも水深 15 m の岸壁において水平変位の差が 28 ~ 36 mm 程度であるので、ほぼ同等の耐震性があると考えられる。

3.2.3 アーチ矢板のひずみ

アーチ矢板土留の周方向ひずみの時刻歴波形を図13に示す。ひずみは、模型地盤作成による静ひずみの増加分を加えた値で整理した。ひずみの値は正の値を示し、アーチ矢板土留めには周方向の引張力が作用していることを確認できる。

4. 数値シミュレーションの適用性確認

4.1 解析概要

4.1.1 解析方法

有効応力解析プログラム FLIP⁷⁾ を用いて、模型振動実験のシミュレーションを実施した。今回の実験は、過去に重

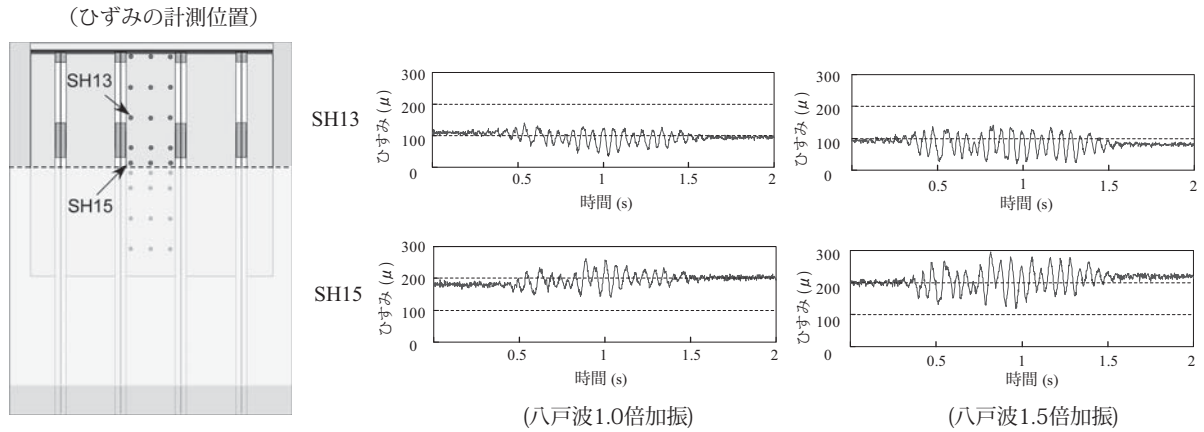


図 13 アーク矢板のひずみ時刻歴
Fig. 13 Time histories of strain on arc-shaped wall

力式岸壁の実験をシミュレートしたケース⁵⁾と同じ地盤の作成方法を用いたため、解析で用いる地盤定数と解析条件を同一とした。地盤定数を表 4 に示す。本実験では、文献 5) の実験と同様に過剰間隙水圧の上昇が小さかったため、液状化パラメータの設定は行っていない。

4.1.2 解析モデル

図 14 に有限要素分割図を示す。地盤はマルチスプリング要素を用い、ジャケット、鋼管矢板は線形梁要素を用いた。杭間を地盤がすり抜ける現象を再現するため、杭と地盤を別節点として、杭 - 地盤相互作用ばねで連結した。鋼管矢板と土が接する部分には、ジョイント要素を配置し、滑りと剥離を考慮できるようにした。アーク矢板に関しては曲げ剛

性が期待できないため要素設定は行わず、アーク矢板が存在する部分は土のすりぬげが生じないので、鋼管矢板と同様にジョイント要素を配置した。鋼管矢板とジャケットは、床版部と腹起こし部分で圧縮力を伝えるので、圧縮だけに効く非線形ばねでモデル化した。

数値解析の安定化のために用いるレーレー減衰 β は 0.0015、解析時間ステップ Δt は 0.001 s とした。入力地震動は、八戸波 1.0 倍加振の実験で収録された振動台の加速度波形データを用いた。

4.2 解析結果

八戸波 1.0 倍加振に対する解析の変位と加速度の時刻歴

表 4 地盤の材料定数
Table 4 Model parameters for soil

	単位体積重量 γ (t/m ³)	水中単位体積重量 γ' (t/m ³)	基準有効拘束圧力 σ_{m0} (kPa)	基準初期せん断弾性係数 G_{m0} (kPa)	基準体積弾性係数 K_{m0} (kPa)	内部摩擦角 ϕ_f (°)	最大減衰	間隙率
基礎捨石 (水中)	1.936	0.936	8.0	25900	67543	55.1	0.16	0.423
裏込石 (水中)	1.772	0.772	4.0	9350	24383	53.9	0.20	0.517
裏込石 (気中)	1.255	—	4.0	9350	24383	53.9	0.20	0.517
埋立土 (水中)	1.901	0.901	20.0	45500	118657	41.1	0.30	0.454
埋立土 (気中)	1.447	—	20.0	45500	118657	41.1	0.30	0.454
海底地盤 (水中)	1.919	0.919	20.0	45500	118657	41.1	0.30	0.443

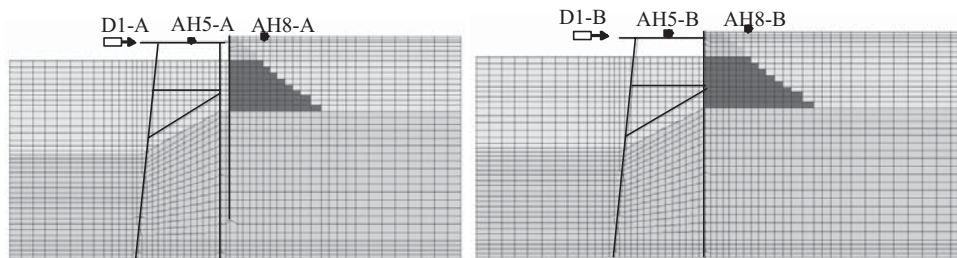


図 14 メッシュ分割図(左: 鋼管矢板土留め, 右: アーク矢板土留め)
Fig. 14 Finite elements diagrams for analyses (Retaining type, left: sheet pipe pile wall, right: arc-shaped wall)

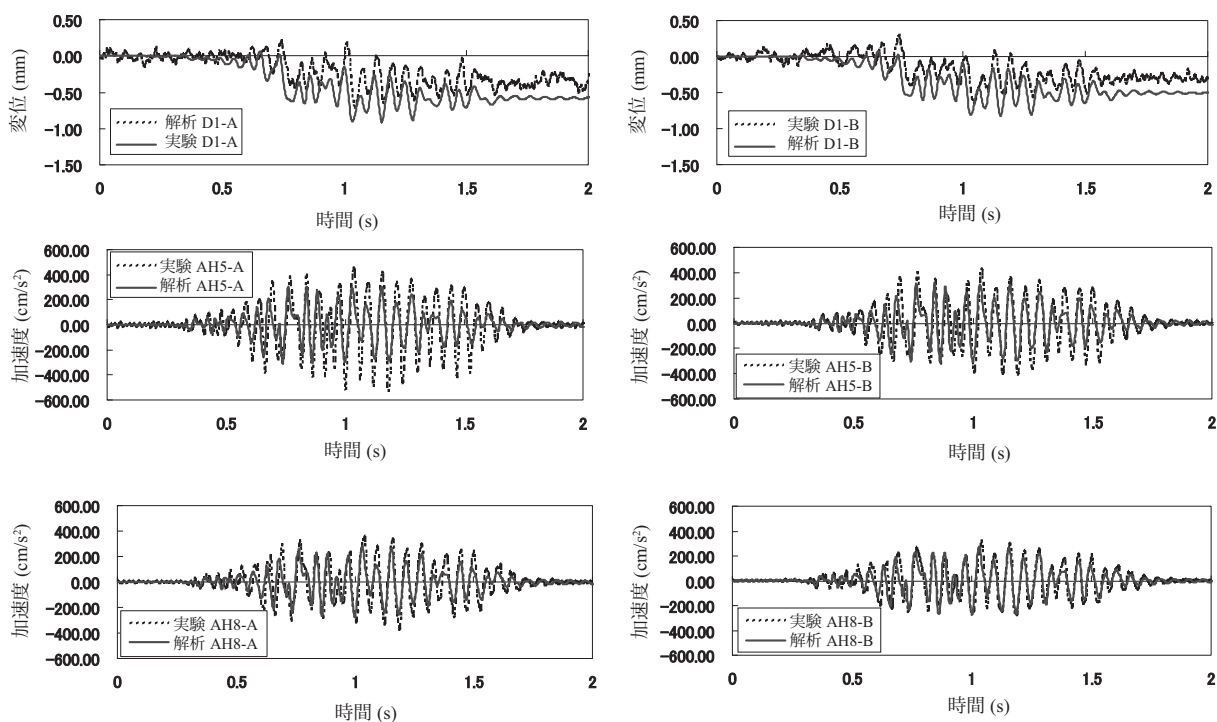


図 15 解析と実験の時刻歴の比較(変位/加速度とも海側がマイナス; 左: 鋼管矢板土留め, 右: アーク矢板土留め)

Fig. 15 Comparison of time histories between experiments and analyses(Acc. and disp. direction: seaward minus; Retaining type, left: sheet pipe pile wall, right: arc-shaped wall)

波形を実験結果と併せて図 15 に示す。

加速度時刻歴に関しては、0.3～0.7 s の区間で実験の方がピークが大きくなっているが、全般的には実験結果を良好に再現できている。

水平変位時刻歴に関しては、実験では 0.7 s 付近で変位が残留しているが、解析では残留変位を過大評価してしまっている。ただし、他の時刻の振幅は概ね一致している。また、本実験の残留変位は 0.5 mm 以下の微小変位であり、解析条件は文献 4) の値をそのまま用いていることを考慮すれば、よくシミュレートできているものと考えられる。

海底地盤の解析定数は、埋立地盤の相対密度に対する室内試験結果をそのまま使っており、剛性や強度が足りない可能性がある。この点の見直しは今後の課題としたい。

5. まとめ

背面土圧が作用するジャケット岸壁に関して、構造の合理性や経済性の探求を行い、土留部分に直線型鋼矢板によるアーク矢板土留めを用いるジャケット岸壁を開発した。この新工法開発に当たり、以下のことを確認した。

- (1) ジャケットとアーク矢板壁を一体化した、本工法の設計手法を構築することができた。
- (2) 従来工法である鋼管矢板土留めと比較を行った結果、工期短縮が可能となり、工事費を縮減できることがわかった。

次に、1 G 場の模型振動実験と数値解析で従来工法との耐震性の比較を行い、本工法が同等の耐震性を有することを明らかにした。

- (3) 実物の 1/20 縮尺の 1 G 場における模型振動実験を行ったところ、設計震度相当（八戸波 1.0 倍、1.5 倍加振）までは土留構造の違いによる影響は無く、ジャケットの変形に差がないことが明らかになった。
- (4) アーク矢板のひずみ計測から、想定どおりフープテンションが作用していることが確認できた。
- (5) ジャケットや土留構造を適切にモデル化することによって、模型振動実験を数値解析で概ね再現できることがわかった。

本研究の模型振動実験は、(独) 港湾空港技術研究所と JFE 技研 (株) (現 JFE スチール (株)) の「巨大地震に対応した耐震強化コンテナバースに関する共同研究」の一部として実施したものである。実験で用いたシナリオ地震の波形は、(独) 港湾空港技術研究所の野津厚主任研究官に提供していただいた。また、実験の遂行にあたり、元 (独) 港湾空港技術研究所の枝秀紀氏には多大な協力をいただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 沿岸開発技術研究センター. ジャケット工法技術マニュアル. 沿岸開発技術ライブラリー No. 7. 2000.

- 2) NETIS 新技術情報提供ホームページ. アーチ矢板ジャケット工法.
http://www.netis.mlit.go.jp/RenewNetis/Search/Nt/NtDetail2.asp?REG_NO=CBK-070001&TabType=2&nt=nt.
- 3) 日本港湾協会. 港湾の施設の技術上の基準・同解説. 下巻, 2007, p. 1071-1073.
- 4) Iai, Susumu. Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1G Gravitational Field, Report of the Port and Harbour Res. Inst. 1998, vol. 27, no.3, p. 3-24.
- 5) 菅野高弘, 小濱英司, 塩崎禎郎, 宮田正史, 野口孝俊. 岸壁挙動への長周期・長継続時間地震動の影響に関する模型振動実験および解析. 海洋開発論文集. 2008, vol. 24, p. 219-224.
- 6) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹. 重力式岸壁の震度と地盤加速度. 港湾技術研究所報告. 1975, vol. 4, no. 4, p. 67-111.
- 7) Iai, S.; Matsunaga, Y.; Kameoka T. Parameter Identification for a Cyclic

Mobility Model. Report of the Port and Harbour Res. Inst. 1990, vol. 29, no. 4, p. 57-83.



田中 祐人



塩崎 禎郎



末田 明