土留め構造の違いに着目したジャケット式岸壁の地震時挙動に関する研究

塩崎　禎郎[1]・菅野　高弘[2]

[1]JFE技研（株）土木・建築研究部
（〒210-0855 神奈川県川崎市川崎区南渡田町1-1）
E-mail:y-shiozaki@jfe-rd.co.jp
[2]（独）港湾空港技術研究所地盤・構造部　耐震構造研究領域長
（〒239-0826神奈川県横須賀市長瀬3-1-1）
E-mail:sugano@pari.go.jp

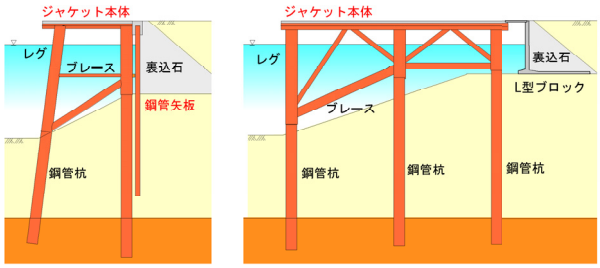
ジャケット式岸壁には，ジャケット本体に背面の土圧を受け持たせる構造と，別途，L型ブロックなどの土留め構造を設置するタイプに分けられる．前者の場合，土留め構造として鋼矢板セル工法のアーク部分と同じ構造（アーク矢板）を適用すると工事費の縮減につながることが試設計で明らかになった．そこで，本工法の実用化に向けて，従来用いられる鋼管矢板土留めと比較して耐震性能に違いが生じるのか，1/20縮尺の模型振動実験で検証した．その結果，設計震度相当までは土留め構造の違いの影響は無く，設計震度を上回る地震動が作用しても有意な差が生じないことが明らかになった．また，ジャケットや土留め構造を適切にモデル化することで模型振動実験を数値解析で再現できることがわかった．

Key Words : *jacket type quay wall, shake table test, finite element analysis, earth-retaining section*

１．はじめに

大型のコンテナ船，バルク船などに対応した大水深岸壁の構造形式として，ジャケット式岸壁が採用される機会が増えてきている．ジャケット式岸壁には**図-1**に示すようにジャケット本体に背面埋立土の土圧を受け持たせる構造と，別途，独立した土留め構造を設置する場合がある．岸壁の新設や，既設岸壁を増深する際，岸壁前面の占有水域との兼ね合いから前出し量を減らすために，ジャケットに背面土圧を受け持たせ，ジャケット本体の幅をなるべく狭くして経済性を追究する．一方，30mスパンのコンテナクレーンをジャケット本体に搭載するため，ジャケット本体の幅を大きくとり，小規模な土留め構造を別途設置する場合もある．これらは，建設地点の水深，既存岸壁や土留めの有無，クレーンの有無などの諸条件によって経済的に有利な構造が選択される．

筆者らは，背面土圧を受けるジャケット式岸壁を対象として，土留め構造の合理化の検討を進めてきた．その結果，鋼矢板セル工法のアーク部分で用いられるアーク矢板をジャケット式岸壁に適用すると，従来の鋼管矢板土留め（鋼矢板の場合もある）に比べ，鋼材重量を低減できることをつきとめた．



（背面土圧を受ける）　（独立した土留め）

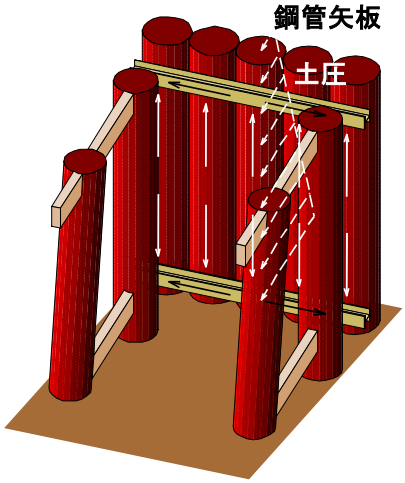
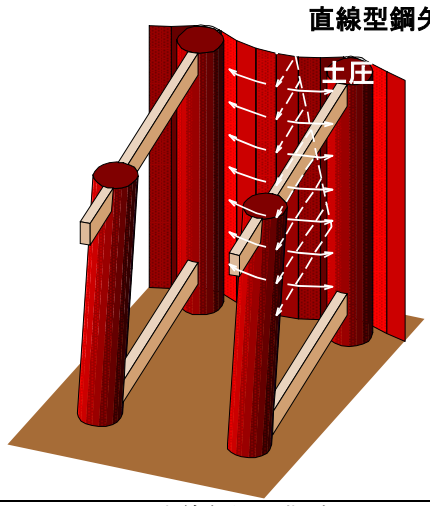
図-1　ジャケット式岸壁の土留めの考え方

そこで，アーク矢板の実構造への適用に向けて，土留め構造の違いが耐震性に与える影響について模型振動実験と地震応答解析にて検討を行った．

２．アーク矢板土留め構造の特徴

アーク矢板土留めとは，**図-2**に示すように，直線型鋼矢板を円弧状に配置して背面土圧を受け，その反力を直接ジャケットで線的に支持させる構造である．鋼矢板セル工法のアーク部分と同じ耐荷機構で，背面土圧は，フープテンションとして伝わり，直線型鋼矢板の引張剛性で抵抗する構造である．

表-1　鋼管矢板土留めとアーク矢板式土留めによるジャケット式岸壁の工法概要

	鋼管矢板土留め（従来工法）	アーク矢板式土留め（新工法）
構造図		
構造の 基本概念	・　土圧に対して鋼管矢板（鋼矢板）壁の曲げ剛性で抵抗する． ・　ジャケットには上部工接合部と腹起こしを介して力を伝達する．	・　土圧に対して直線矢板の曲げ剛性は期待せず，アーク矢板壁で受け止めた土圧を直接ジャケットに伝達する． ・　アーク矢板壁とジャケット（および杭）の接合はサドルプレートを用い，隙間はモルタルグラウトを行って圧縮力のみ伝達させる．
特徴	・　大水深や軟弱地盤では大断面の鋼管矢板（鋼矢板）が必要となる．	・　直線矢板の利用によって土留部分の使用鋼材量を減らすことができる． ・　土圧をジャケットレグ，鋼管杭の面で受けるため，集中荷重を受ける鋼管矢板土留よりもジャケット及び杭の鋼材使用量を減らすことができる．
概算工事費 （比率）	1.00	0.88
工期 （比率）	1.00	0.79

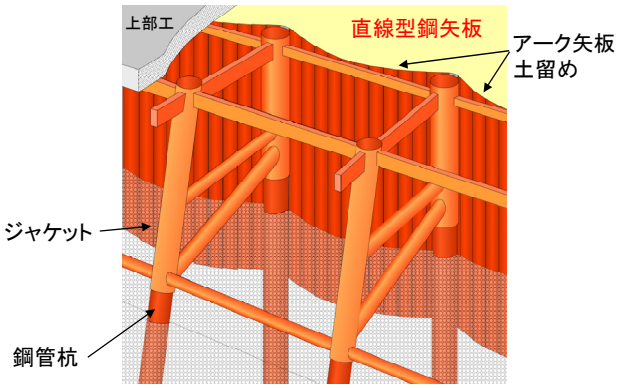


図-2　アーク矢板土留めによるジャケット式岸壁

一方，鋼管矢板土留めは，土圧を鋼管矢板の曲げ剛性で受け，反力は上部工接合部と腹起こしを介してジャケットに伝達する構造である．両者の工法概要を**表-1**にまとめて示す．

アーク矢板土留めを用いたジャケット工法の設計は，鋼矢板セル工法や従来のジャケット工法の設計技術で可能と考えられる．提案する設計手順を**図-3**に示す．アーク矢板の平面形状は，土圧の最大値とアーク半径から算定した張力が直線型鋼矢板の設計張力以下となるように設定する．

この設計法を用いて，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）の条件でアーク矢板土留めによるジャケット式岸壁の試設計を行った[1)]．また，比較のため鋼管矢板土留めの試設計も行った．なお，今回の試設計は，設計震度0.25に対して許容応力度法と円弧すべり計算による断面決定までとし，レベル2地震に対する耐震性能照査は行っていない．**図-4**に試設計した断面図を示す．ジャケットの法線方向のレグ間隔は6mで，アーク半径も6mとなった．ジャケット本体（鋼管杭を含む）に関して

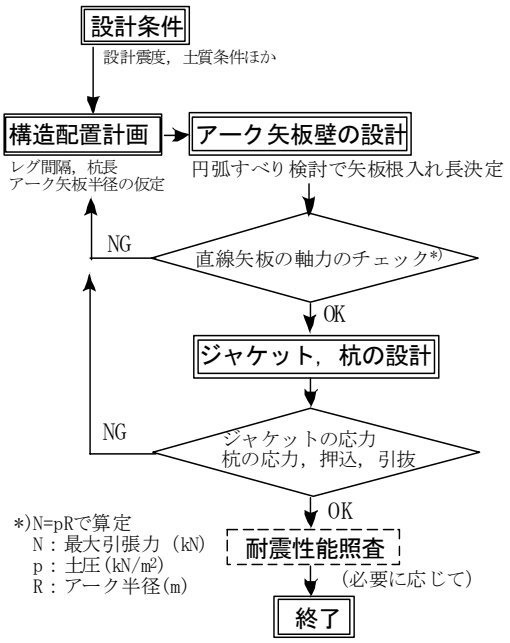


図-3　アーク矢板土留めジャケット式岸壁の設計手順

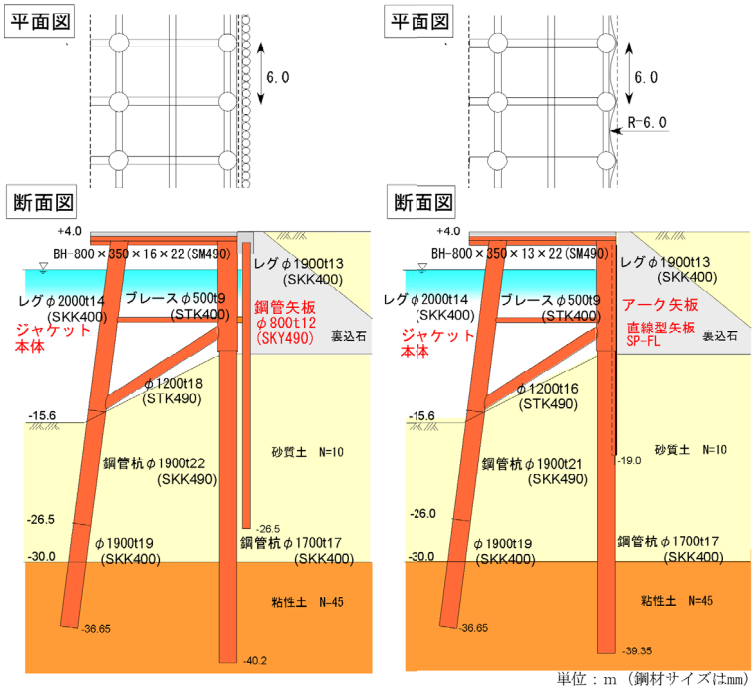


図-4　試設計断面図

は，アーク矢板土留めの方が，下側ブレース，上部工横梁，海側鋼管杭で鋼材断面が小さくなる結果となった．そのため，土留めを含めた概算工事費は約12%低減できることがわかった．

３．模型振動実験

(1) 実験概要

土留め構造の違いがジャケット式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場の振動実験用の相似則を用いた[2)]．**表-2**に各パラメータの縮尺比を示す．実験断面は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-1**に示すように2断面同時加振実験とした．模型断面図を**図-5**に示す．

ジャケットは実物の振動特性を合わせるようにアルミパイプ（接合部は削りだした鋼管）でモデル化した．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，土留め構造の違いによる耐震性の差違を明確化することにした．アーク矢板は直線型鋼矢板の引張方向のEAを合わせるため，0.2mm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パイプを用いてモデル化した．上部工床版は9mmの鋼板を用

表-2　実験の縮尺比

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	$\lambda^{4.5}$	715541.75
EA	$\lambda^{2.5}$	1788.85

ひずみの相似縮尺を$\lambda^{0.5}$としたときの相似則

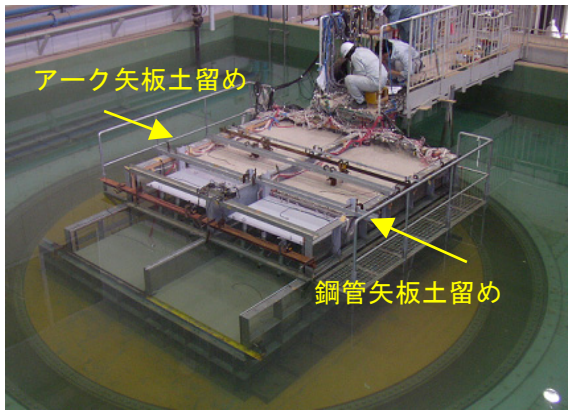


写真-1　模型振動実験の様子

てモデル化した．

ジャケット模型，アーク矢板，鋼管矢板には適宜ひずみケ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，

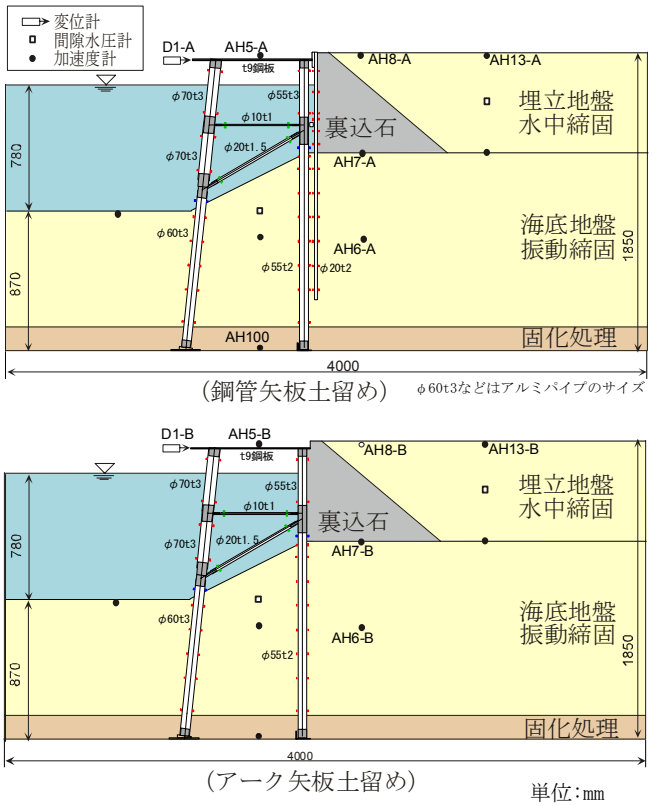


図-5　実験断面図

加速度計，間隙水圧計を配置している．

地盤の作成方法は，過去の1G場の実験と同じ方法を採用した[3]．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．

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）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）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-6に示す．シナリオ地震の波形は，継続時間が長く，長周期の成分を多く含んでいることがわかる．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，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．

(2) 実験結果（加速度・変位応答）

各ステージ加振のジャケット床版上(AH5)，埋立

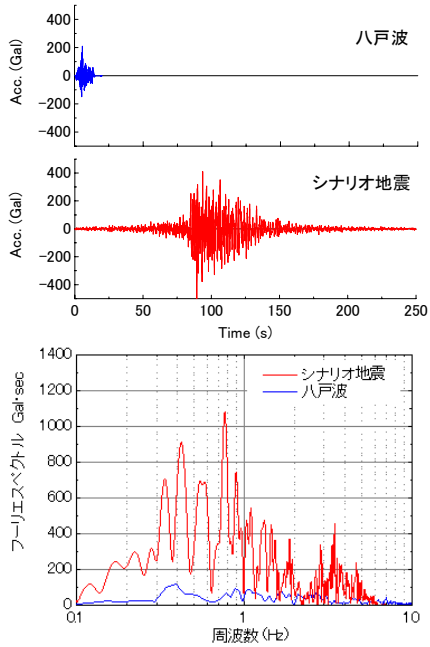


図-6　入力地震動の時刻歴波形とフーリエスペクトル

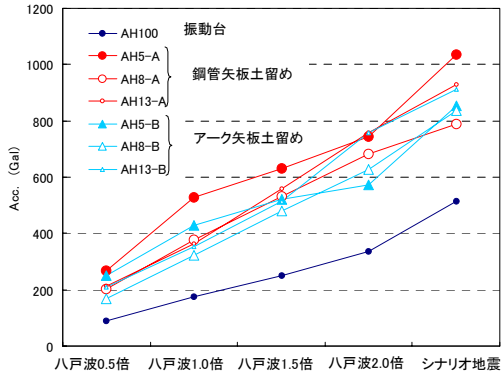


図-7　各加振の最大加速度

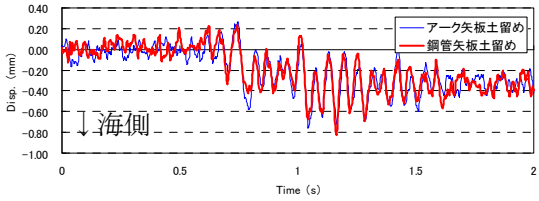


図-8　水平変位時刻歴（八戸波1.0倍加振）

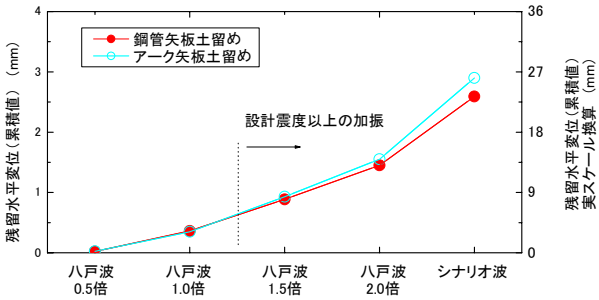
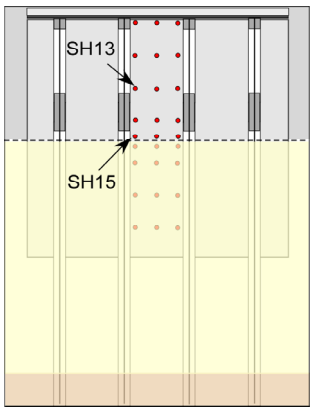
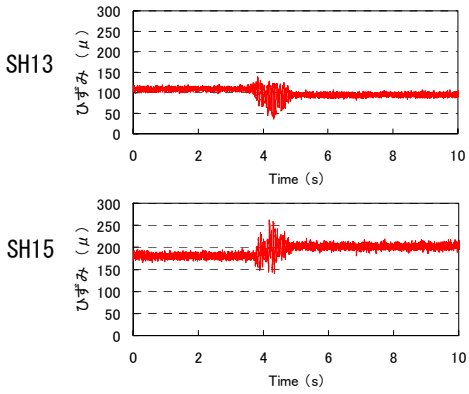


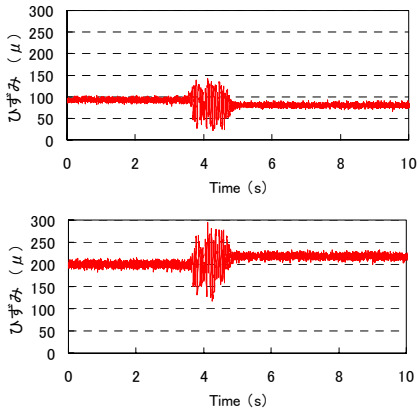
図-9　岸壁天端の残留水平変位（累積値）



（ひずみの計測位置）



（八戸波 1.0 倍加振）



（八戸波 1.5 倍加振）

図-10　アーク矢板のひずみの時刻歴波形

表-2　地盤の材料定数

	単位体積重量 γ(t/m³)	水中単位体積重量 γ'(t/m³)	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(deg)	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

地盤地表面(AH8，AH13)の最大加速度を整理して**図-7**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，アーク矢板土留めよりも鋼管矢板土留の方が大きな値となっている．ただし，ジャケット床版の水平変位時刻歴をみると**図-8**のように両者の時歴波形はほぼ一致していることがわかる．したがって，最大加速度の差の原因については計測器の応答特性の違いの可能性も否定できない．

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[4]（$=1/3\times(\alpha_s/g)^{1/3}$　α_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わかる．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．

ジャケットの残留水平変位（ステージ加振の累積値）を**図-9**に示す．八戸波1.5倍加振までは，アーク矢板土留めと鋼管矢板土留めの差は生じていないことがわかる．設計震度を超えるシナリオ地震の加振では，鋼管矢板土留めの方が1割程度変位が小さいが，実スケール換算で30mm以下で有意な差とは言えない．鋼管矢板土留めの方が，変位が小さくなった要因としては，鋼管矢板の曲げ剛性や前面の受働抵抗の効果が現れているものと推察される．

(3) 実験結果（アーク矢板のひずみ）

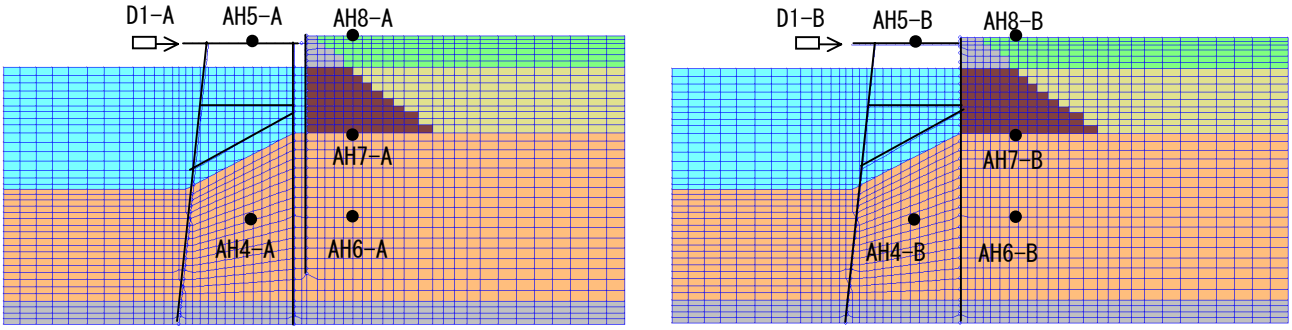
アーク矢板土留めのひずみの時刻歴波形を**図-10**に示す．ひずみは，模型地盤作成による静ひずみの増加分を加えた値で整理した．加振は3.5秒から5.0秒くらいの時間に行われている．ひずみの値は正の値を示し，アーク矢板土留めには周方向の引張方向が作用していることが確認できる．

4．数値シミュレーション

(1) 解析概要

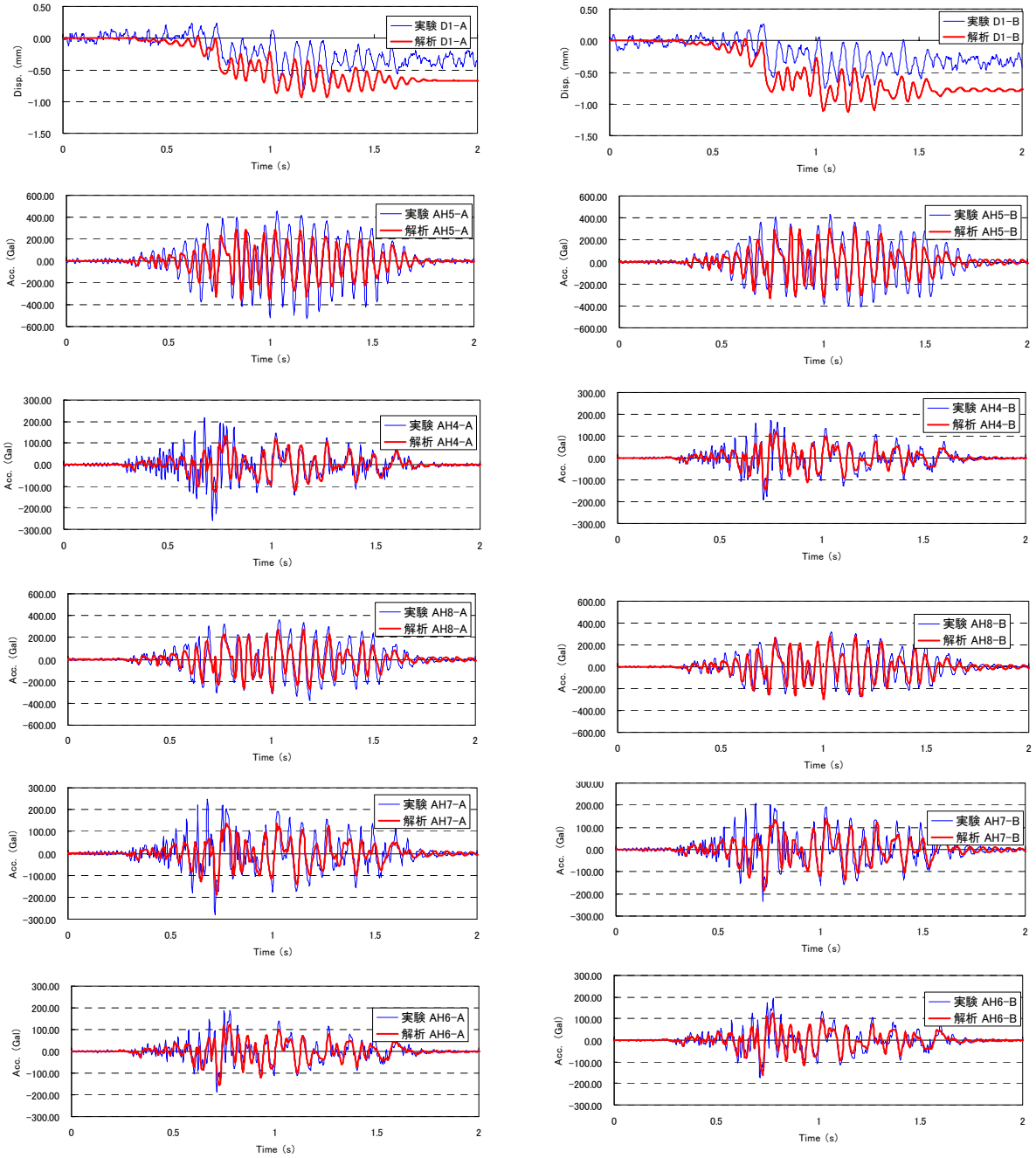
有効応力解析プログラムFLIP[5]を用いて，模型振動実験のシミュレーションを実施した．今回の実験は，過去に重力式岸壁の実験をシミュレートしたケース[3]と同じ地盤の作成方法を用いたため，解析で用いる地盤定数と解析条件を同一とした．地盤定数を**表-2**に示す．本実験では，文献3)の実験と同様に過剰間隙水圧の上昇が小さかったため，液状化パラメータの設定は行っていない．

図-11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



（鋼管矢板土留め）　　（アーク矢板土留め）

図-11　メッシュ分割図



（鋼管矢板土留め）　　（アーク矢板土留め）

図-12　解析と実験の時刻歴波形の比較（変位，加速度とも海側がマイナス）

を再現するため，杭と地盤は別節点とし，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水平方向の曲げ剛性は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けが生じないため，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0.001sec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．

(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波形を実験結果と併せて**図-12**に示す．

加速度時刻歴に関しては，0.3～0.7秒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秒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0.5mm以下の微小変位であり，解析条件は文献3)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

ジャケット本体で背面土圧を受け持つジャケット式岸壁に関して，土留め構造の合理化検討を行ったところ，直線型鋼矢板によるアーク矢板土留めを用いることで工事費を縮減できることがわかった．本論文では，アーク矢板土留めの実用化に向けて，従来工法である鋼管矢板土留めとの耐震性の比較を１G場の模型振動実験と数値解析で検討した．主な結論は以下の通りである．

1) 実物の1/20縮尺の1G場における模型振動実験を行ったところ，設計震度相当までは土留め構造の違いの影響は無く，設計震度を上回る地震動が作用しても有意な差が生じないことが明らかになった．
2) 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．
3) ジャケットや土留め構造を適切にモデル化することで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．

謝辞：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)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．試設計は，JFEエンジニアリング(株)の末田明氏にお願いした．ここに記して謝意を表します．

参考文献

1) NETIS 新技術情報提供ホームページ，http://www.netis.mlit.go.jp/RenewNetis/Search/Nt/NtDetail2.asp?REG_NO=CBK-070001&TabType=2&nt=nt
2) Susumu Iai : Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1G Gravitational Field, Report of the Port and Horbour Res. Inst. , Vol.27, No.3, pp.3-24, 1988.
3) 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，Vol.24， pp. 219-224, 2008.
4) 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，Vol.4，No.4，pp.67-111，1975.
5) Iai.S, Matsunaga.Y, T.Kameoka : Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, Report of the Port and Harbour Res. Inst. , Vol.29, No.4, pp.57-83, 1990.