

# 港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1145

September 2006

地震による岸壁の被災・復旧工法・耐震補強工法

菅野 高弘

野末 康博

塩崎 禎郎

小濱 英司

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,  
Port and Airport Research Institute, Japan

## 目 次

要 旨 .....	3
1. まえがき .....	4
2. 港湾施設の被災事例 .....	4
3. 港湾施設の被災分析 .....	14
3.1 兵庫県南部地震による岸壁の被災分析 .....	14
3.2 模型実験による重力式岸壁の被災分析 .....	35
4. 既存施設の耐震診断 .....	62
4.1 耐震設計の考え方 .....	62
4.2 耐震性能照査における工学的パラメータ .....	63
4.3 耐震性能照査方法 .....	66
4.4 簡易耐震診断方法 .....	67
5. 補強工法の種類とその分類 .....	69
5.1 概要 .....	69
5.2 補強原理による分類 .....	69
5.3 要求事項に対する分類 .....	74
5.4 対策工法の選定 .....	75
5.5 耐震補強の事例 .....	75
6. 既存施設の耐震補強検討例 .....	78
6.1 矢板式岸壁に対する検討事例 .....	78
6.2 栈橋式岸壁とコンテナクレーンの連成挙動に対する検討事例 .....	81
7. 震災復旧工法の検討事例 .....	83
7.1 復旧工法の検討 .....	83
7.2 模型実験による耐震性能評価 .....	102
8. まとめ .....	122
謝辞 .....	122
参考文献 .....	123
付録 .....	125

# Seismic performance improvement and restoration of damaged quay wall after an earthquake

**Takahiro SUGANO\***

**Yasuhiro NOZUE \*\***

**Yoshio SHIOZAKI\*\*\***

**Eiji KOHAMA \*\*\*\***

## Synopsis

The seismic retrofit of existing port structures is dependent on type of structures, usages, required performance, and so forth. Also, the damage situation should be considered for recovering structures after strong quakes. Therefore, there are lots of methods developed with various mechanism and performance.

In this paper, typical damage patterns, studies on damage mechanism, types and concepts of recovering methods and some case studies of retrofit on existing facilities and recovering on damaged structures are described. These data could be helpful to reduce seismic damage of existing structures from huge earthquakes in close future or to make quick and more reasonable decision for recovering.

In the section of seismic damage, typical seismic damages of most familiar structures are described in order to understand what could happen on structures during or after earthquakes. The studies of damage mechanism are composed of detailed numerical analyses combined with verification tests with small scale quay wall model. The section of retrofit and recovering methods includes introduction of applicable methods for each type of structures, mechanism and case studies of these methods. Finally, several examples of recovering and retrofit projects are mentioned.

**Key Words:** Seismic performance, Seismic retrofit, restoration

---

\* Head, Structural Dynamics Division, Structural and Geotechnical Engineering Department

\*\* Former Research Trainee, Nippon Koei Co., LTD.

\*\*\* Japanese Association for Steel Pipe Piles

\*\*\*\* Senior Research Engineer, Structural and Geotechnical Engineering Department  
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-44-5058 Fax : +81-468-44-0839 e-mail:sugano@pari.go.jp

# 地震による岸壁の被災・復旧工法・耐震補強工法

菅野 高弘\*・野末 康博\*\*・塩崎 禎郎\*\*\*・小濱 英司\*\*\*\*

## 要 旨

既存岸壁の耐震補強工法は、既存施設の構造形式、使用状況、耐震補強後の使用状況や要求性能などによって適用できる工法が異なるうえ、耐震性能向上の度合いや工法の原理ごとに多くの工法が考案されている。また被災時に適用する復旧工法は、対象施設の被災状況を的確に分析した上で、その施設に要求される性能を踏まえた工法である必要がある。

本資料では将来に発生しうる巨大地震による災害の軽減、万一の被災時における迅速な復興に資することを目的として、被災の典型的な事例、被災分析、復旧工法の種類と考え方、既存施設の耐震補強ならびに被災施設の復旧工法検討の事例をとりまとめた。

被災事例では主要構造形式の典型的な被災事例をとりまとめた。被災分析では兵庫県南部地震による岸壁の被災事例について詳細な分析を実施し、重力式岸壁について模型実験による被災分析もあわせて実施した。復旧工法の種類と考え方では構造形式ごとに考えられる耐震補強工法の原理とその種類、実施された耐震補強の事例などについて整理してとりまとめた。また既存施設の耐震補強工法、被災施設の復旧工法の検討事例を示した。

キーワード：係留施設、耐震診断、耐震補強工法、補強工法検討、岸壁の復旧工法

---

\* 地盤・構造部構造振動研究室長  
\*\* 構造振動研究室受託研修生，日本工営（株）  
\*\*\* 鋼管杭協会  
\*\*\*\* 地盤・構造部主任研究官  
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 （独）港湾空港技術研究所  
電話：0468-44-5021 Fax：0468-44-4577 e-mail:sugano@pari.go.jp

## 1. まえがき

港湾施設の耐震設計については、技術上の基準の改訂作業が進行中であり、性能設計の考え方が取り入れられる方向で検討が進められている。設計地震動の考え方も従来の考え方と変わり、レベル1地震動は、対象とする地点のサイト特性を考慮し、レベル2地震動は想定断層の特性・伝播経路特性・サイト特性を考慮して設定することとなる見込みである。

耐震強化岸壁の整備は現在進められている所であるが、これらの背景を踏まえ既存施設の耐震診断ならびに耐震補強工法に関する技術の重要性は近年非常に高まっている。

既存岸壁の耐震補強工法は、既存施設の構造形式、使用状況、耐震補強後の使用状況や要求性能などによって適用できる工法が異なるうえ、耐震性能向上の度合いや工法の原理ごとに多くの工法が考案されている。

本資料では技術上の基準の改訂を念頭とし、将来に発生しうる巨大地震による災害の軽減、万一の被災時における迅速な復興に資することを目的として、被災の典型的な事例、被災分析、復旧工法の種類と考え方、既存施設の耐震補強ならびに被災施設の復旧工法検討の事例をとりまとめた。

耐震性を評価する手段として、実被害事例に基づく経験則・数値解析・模型実験が挙げられる。実被害・数値解析・模型実験の総合評価により高精度な耐震性評価が可能となる。このうち、数値解析については、・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、港湾技術研究所資料、No. 869、1997。・井合進、菅野高弘、野津厚、一井康二、佐藤陽子、小濱英司、深澤清尊：港湾構造物の耐震性能照査型設計体系について、港湾空港技術研究所資料、No. 1018、2002。などにおいて系統的にまとめられている。このため、本資料においては、実被害について性能設計を念頭においた考察を加え、さらに耐震性評価における模型実験の位置付けおよび耐震性評価への適用について取りまとめた。

## 2. 係留施設の被災事例

巨大地震に対する港湾構造物の耐震対策を検討するために、地震時の港湾構造物の挙動を把握することが重要である。ここでは過去の地震により被災を受けた港湾構造物（岸壁）の事例を整理し、構造形式ならびに被災の程度について表-2.3にとりまとめた。本調査結果のとり

まとめは主に表-2.1に示す港湾空港技術研究所資料（旧・港湾技術研究所資料）を参考としてとりまとめた。なお、本表に示す項目のうち被災程度の評価基準は表-2.2に示すとおりである。

本表から、とりまとめを行ったこれらの地震で被災程度がⅢ～Ⅳに分類される係留施設の被害が発生しており、重力式、矢板式を中心に岸壁の被災事例があることが分かる。本章ではこれらの資料を参考として、構造形式別に典型的な岸壁構造物の被災事例について記す。

表-2.1 被災事例とりまとめ参考資料一覧

資料名	地震名	発生年月
港湾技研資料No. 325	宮城県沖地震	S53. 6. 12
港湾技研資料No. 511	日本海中部地震	S58. 5. 26
港湾技研資料No. 766	釧路沖地震	H5. 1. 15
港湾技研資料No. 791	北海道南西沖	H5. 7. 12
港湾技研資料No. 856	北海道東方沖	H6. 10. 4
港湾技研資料No. 813	兵庫県南部地震	H7. 1. 17
港湾技研資料No. 857	兵庫県南部地震	H7. 1. 17
港湾空港技術研究所資料No. 1015	鳥取県西部地震	H12. 10. 6

表-2.2 被災程度区分

被害程度	被災の状況
0	無被災
I	本体には異常がないが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの
II	本体にかなりの変状の起こったもの
III	形をとどめてはいるが、構造物本体に破壊が起こったと認められるもの
IV	全壊して形をとどめていないもの

表-2.3 係留施設の被災事例一覧

発生年月	地震名	地震概要			出典	調査対象		被災程度	岸壁形式				
		震源地名	震源 深さ	マグニ チュード		調査港湾名	地区名		重力	矢板	栈橋	他	
1978/6/12	宮城県沖地震	宮城県沖	40km	7.4	港湾技研 資料 No. 325	塩釜港		I~II	○	○	○		
						仙台港		I		○			
						石巻港		(記載無し)		○			
						大船渡港津波防波堤							
						雄勝港		I		○			
						女川港		なし		○			
						荻浜港		I		○	○		
						金華山港		I		○			
						松島港		I~II		○	○	○	
						相馬港		I			○		
						石巻漁港		I			○	○	
						閑上漁港		I~III		○	○		
1983/5/26	日本海中部地震	秋田県沖	14km	7.7	港湾技研 資料 No. 511	秋田港		I~IV	○	○			
						船川港		I~III	○				
						戸賀港		II	○				
						能代港		I~II		○			
						青森港		I~II	○	○	○		
						深浦港		I	○				
						室蘭港		I	○				
1993/1/15	釧路沖地震	釧路沖	107km	7.8	港湾技研 資料 No. 766	釧路港東港区	南埠頭		I	○			
							南新埠頭		0~I	○			
							知人町		0~II	○		○	
							人舟		0~I	○			棚式
							錦町		I				棚式
							幸町		I	○			セル式
							中央埠頭		I~II	○	○		
						釧路港西港区	北埠頭		I~III	○	○		
							漁港埠頭		II~III	○	○		
							副港		0~III	○	○		
							船留・漁港地区		0~I	○	○		
							第一埠頭地区		0~II	○	○	○	
							第二埠頭地区		I~II	○	○		
							第三埠頭地区		I~II	○			
							浦河港		I	○			
十勝港	第三埠頭地区		I	○									
霧多布港		I	○	○									
根室港	花咲地区		I	○									
1993/7/12	北海道南西沖 (奥尻島北 方)	北海道南西沖 (奥尻島北 方)	35km	7.8	港湾技研 資料 No. 791	函館港	奥尻港		II~IV	○			
							弁天地区		0~IV		○		
							西埠頭地区		0~I		○		
							大町・末広地区		II		○		
							豊川地区		0~II		○	○	
							若松・海岸町地区		I~III	○	○		
							中央埠頭・万代埠頭地区		I		○		
							北埠頭地区		I~II	○	○		
						港町(有川埠頭)地区		II	○	○			
						森港		0~III	○	○			
						青苗漁港		~IV	○				
須築漁港		(記載無し)	○										
長万部漁港		(記載無し)											
上磯漁港		(記載無し)											
1994/10/4	北海道東方沖	北海道東方沖	23km	8.1	港湾技研 資料 No. 856	根室港	花咲地区		I~III	○	○		
							根室港地区		0~II	○			
						霧多布港		0~III	○	○			
						釧路港		0~III	○	○			
1995/1/17	兵庫県南部地震	淡路島北部	14km	7.2	港湾技研 資料 No. 857	神戸港		0~IV	○	○			
						尼崎西宮芦屋港		0~III	○	○			
						室津港		II~III	○	○			
						郡家港		I~III	○	○			
						江井港		I~II	○				
						都志港		I	○				
						湊港		(記載無し)	○				
						福良港		(記載無し)	○				
						洲本港		I	○				
						津名港		0~II	○				
						浦港		(記載無し)	○				
						岩屋港		(記載無し)	○	○			
						東播磨港		(記載無し)	○	○	○		
江井島港		(記載無し)	○	○									
明石港		(記載無し)	○	○									
2000/10/6	鳥取県西部地震	鳥取県西部	11km	7.3	港湾空港 技術研究所 資料 No. 1015	境港		0~IV	○	○	○		
						境漁港		I~III	○				
						安来港		I	○	○			
						松江港		I	○				
						米子港		I	○		○		

(1) 重力式岸壁の被災事例

重力式岸壁の典型的な被災形態は図-2.1に概要を示すように、岸壁構造物の変状（前面に変位・傾斜・沈下）と岸壁背後のエプロンの変状（沈下・段差・舗装の破損等）が主である。機能上の観点から被災が問題となるのは、①これらの変状により構造物の安定性が確保できない場合、②個々の函体が不等に変状して岸壁法線が凹凸状となり船舶が停泊出来なくなる場合、③背面地盤の変状（液状化の発生、不等沈下の発生、砂分の流出等）によりエプロン部の舗装の破損や段差が発生し積荷の運搬が困難となる場合等である。

重力式岸壁は、1983年の日本海中部地震、1993年の北海道南西沖地震、1995年の兵庫県南部地震等で大きな被害が発生している。特に兵庫県南部地震では、震源から近かった神戸港が非常に強い地震動を受けたことに加え、背面の埋立て土の液状化等によって岸壁構造物に大きな変状が発生している。以降にその兵庫県南部地震の事例を中心に重力式（ケーソン）岸壁の被害状況の写真、図面等を示す。

兵庫県南部地震は、兵庫県の明石海峡付近の深さ14km地点を震源とするマグニチュード（気象庁）7.2の地震である。神戸港と震源との位置関係は図-2.2に示す通りで、震央距離は約17kmである。本地震により沿岸部の広い範囲で被害が発生しており、神戸港では壊滅的な被害を受

けてほとんどの岸壁が使用不能となった。

神戸港の岸壁は重力式のコンクリートケーソンが主流である。被災した重力式岸壁は写真-2.1に示すように、エプロン部で陥没・不等沈下が発生し、岸壁法線は写真-2.2に示すように前面に変位し部分的に法線の出入り段差が発生した。

被害の大きかったポートアイランドならびに六甲アイランドで発生していたと考えられる最大加速度の試算結果は図-2.3に示す通りであり、岸壁法線が東西方向の岸壁においては、岸壁法線方向で最大500gal以上の加速度が作用したと推察されている。

六甲アイランドの岸壁法線の水平変位は図-2.4に示す通りで、いずれの岸壁も海側に変位しており、南側の岸壁では最大で5m以上の変位が発生している。図中に位置を示したRC-7岸壁の被災断面ならびに水平・鉛直変位量は図-2.5に示すとおりで、コンクリートケーソンが傾斜とともに前面にせり出した変状が発生し、最大で水平方向に約5.2m、鉛直方向に1.5m以上の沈下が発生していることが分かる。また隣り合う函体の最大の段差（ずれ）は24cmとなっている。

以上の事例から分かるように、重力式構造物の被災は前面への変位・傾斜、エプロン部の沈下・陥没等が主な変状である。被災を大きくする要因として、基礎マウンドの変状、基礎地盤の変状、背後地盤の液状化等が挙げられる。

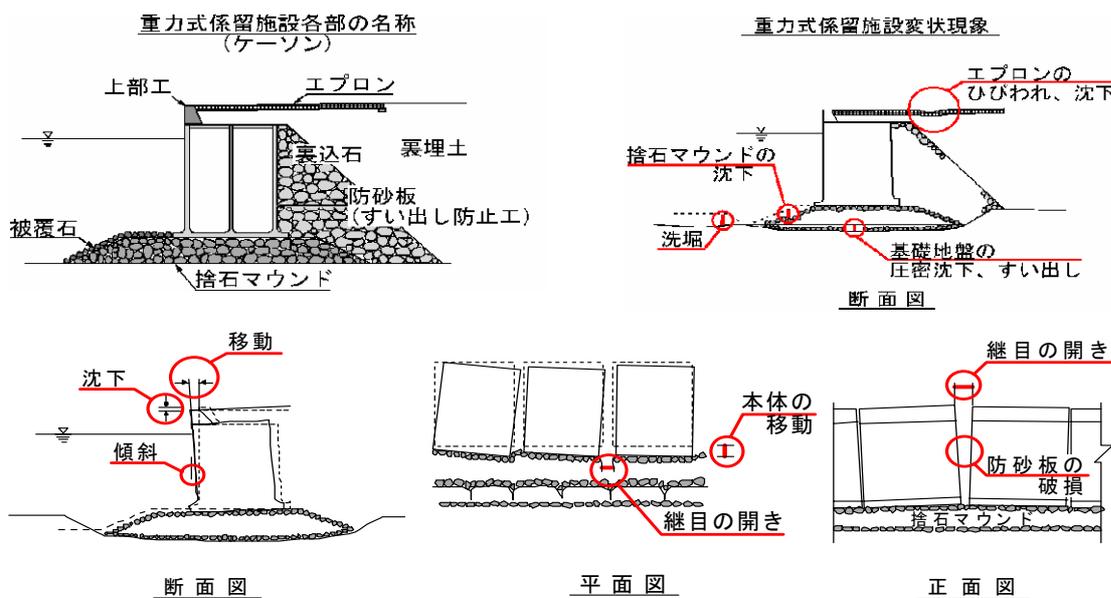


図-2.1 重力式岸壁の施設各部の名称ならびに典型的な被災状況



写真-2.1 重力式岸壁の被災事例  
(神戸港・六甲アイランド RC-5)



写真-2.2 重力式岸壁の被災事例  
(神戸港・北埠頭・岸壁法線の出入り)

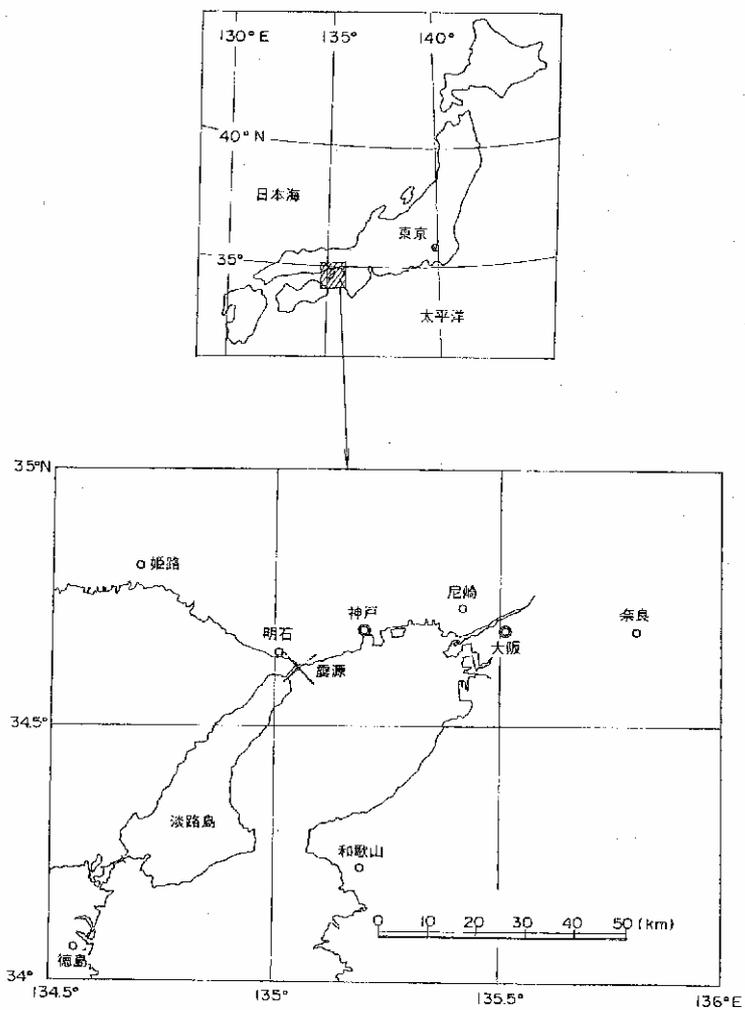


図-2.2 震源ならびに神戸港の位置図

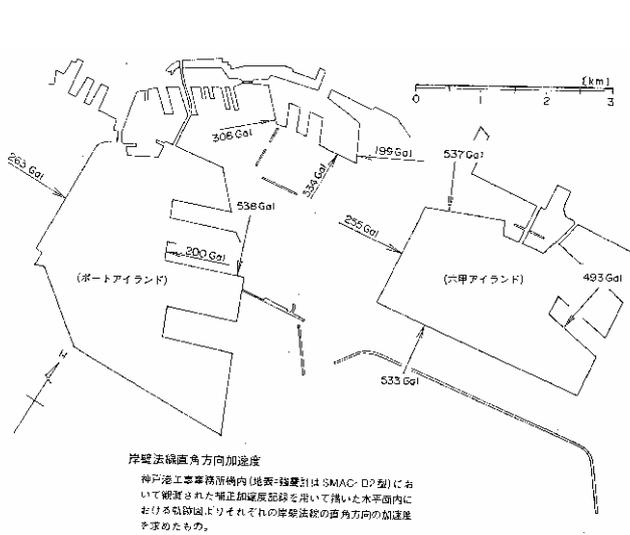


図-2.3 神戸港岸壁の法線方向の推定加速度

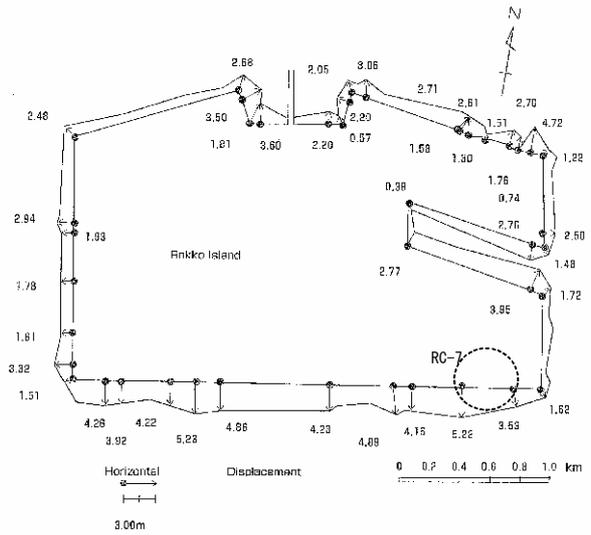


図-2.4 六甲アイランドの岸壁法線の変位

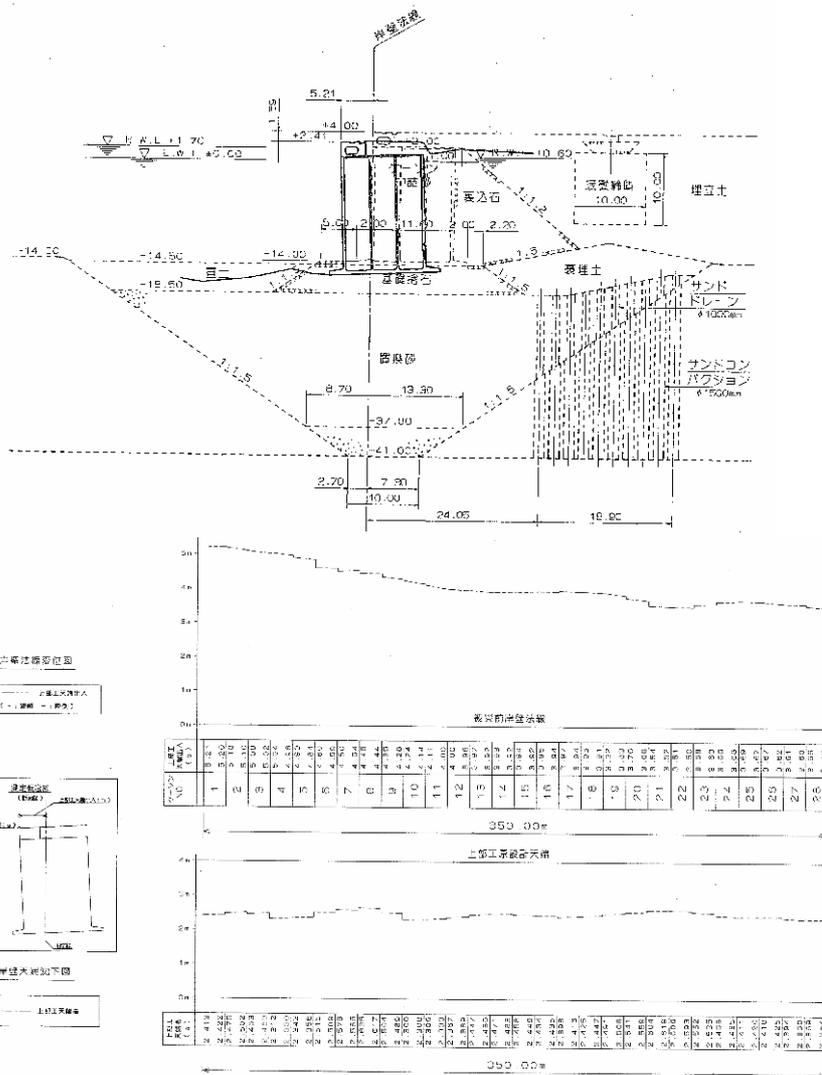


図-2.5 六甲アイランド (RC-7岸壁) 被災状況 (被災断面・法線変位と沈下量)

(2) 矢板式岸壁の被災事例

矢板式岸壁の典型的な被災形態は図-2.6に概要を示すように、矢板のたわみ・法線のはらみだし・矢板継ぎ目の開き、エプロン部の沈下・ひびわれ破損等が主である。機能上の観点から被災が問題となるのは重力式の場合と同様に、①これらの変状により構造物の安定性が確保できない場合、②個々の函体が不等に変状して岸壁法線が凹凸状となり船舶が停泊出来なくなる場合、③背面地盤の変状（液状化の発生、不等沈下の発生、砂分の流出等）によりエプロン部の舗装の破損や段差が発生し積荷の運搬が困難となる場合等である。

矢板式岸壁は1983年日本海中部地震、1993年北海道南西沖地震、2000年鳥取県西部地震等で比較的大きな被害が発生した。特に1993年の北海道南西沖地震では、函館港の岸壁の一部で背面の液状化とともに大規模な変状が発生している。以降に函館港の岸壁の被災事例を中心に矢板式岸壁の被災状況写真・図面等を示す。

北海道南西沖地震は、図-2.7に示すように北海道南西沖に位置する奥尻島の北部約100km地点付近・深さ35kmを震源とするマグニチュード7.8の地震である。この地震により、函館港・弁天地区の岸壁は背面のエプロン舗装が大破し、岸壁法線が前面に大きく変位（写真-2.3、2.4参

照）した。本岸壁は控え杭をもつ矢板式の岸壁であり、背面部では噴砂が広範囲で確認されている（図-2.8参照）。変状は北側岸壁法線からやく350mにわたって大きく発生しており、最大はらみだし量は5.21m、エプロンの最大沈下量は1.61mである（図-2.9参照）。

図-2.10に示すように、背面土は緩い砂質土を主体とする埋め立て地盤であったこと、ならびに噴砂の分布状況、確認された噴砂の粒度試験結果等から、岸壁背面で広範囲に渡って液状化が発生したことが分かる。このことから、控え杭周囲の埋戻し土が液状化することにより控え杭が支持力を失い、岸壁の抑止力が失われて被害が大きくなったと考えられる。尚、本事例では潜水夫の調査によると、矢板海中部の損傷は確認されていない。

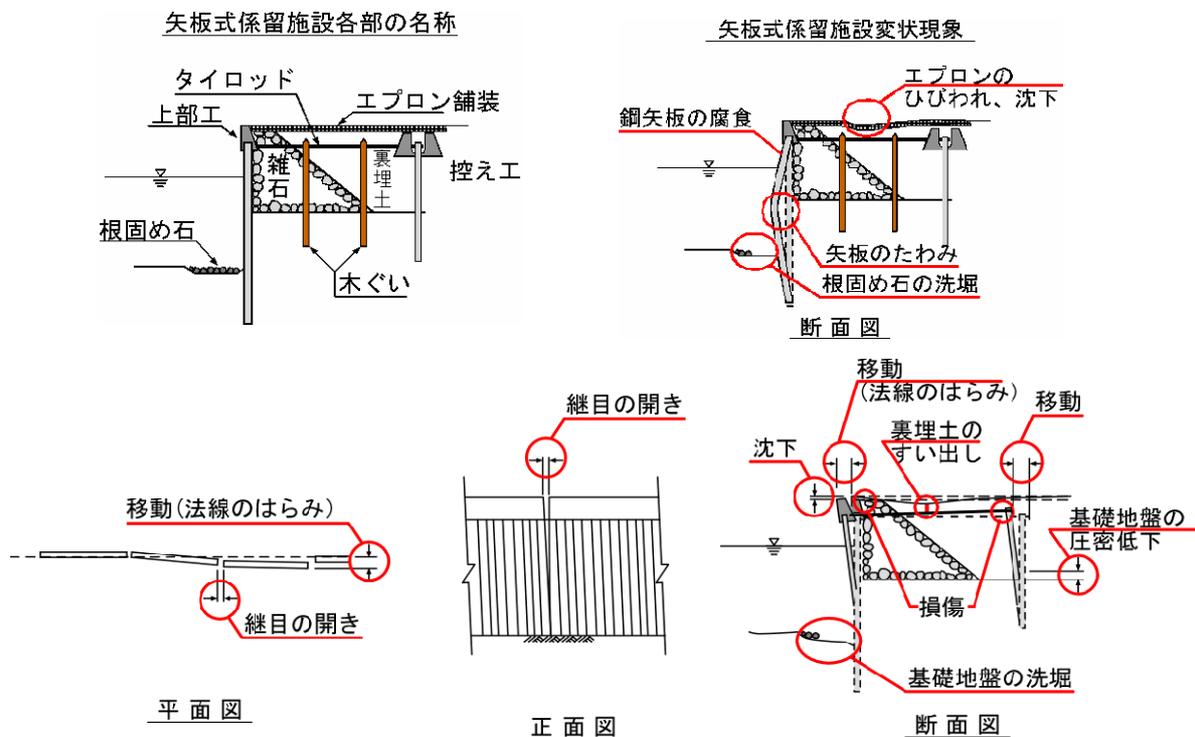


図-2.6 矢板式岸壁の施設各部の名称ならびに典型的な被災状況



写真-2.3 函館港弁天地区の被害状況  
(エプロンの破損)



写真-2.4 函館港弁天地区の被害状況  
(岸壁法線の変状)

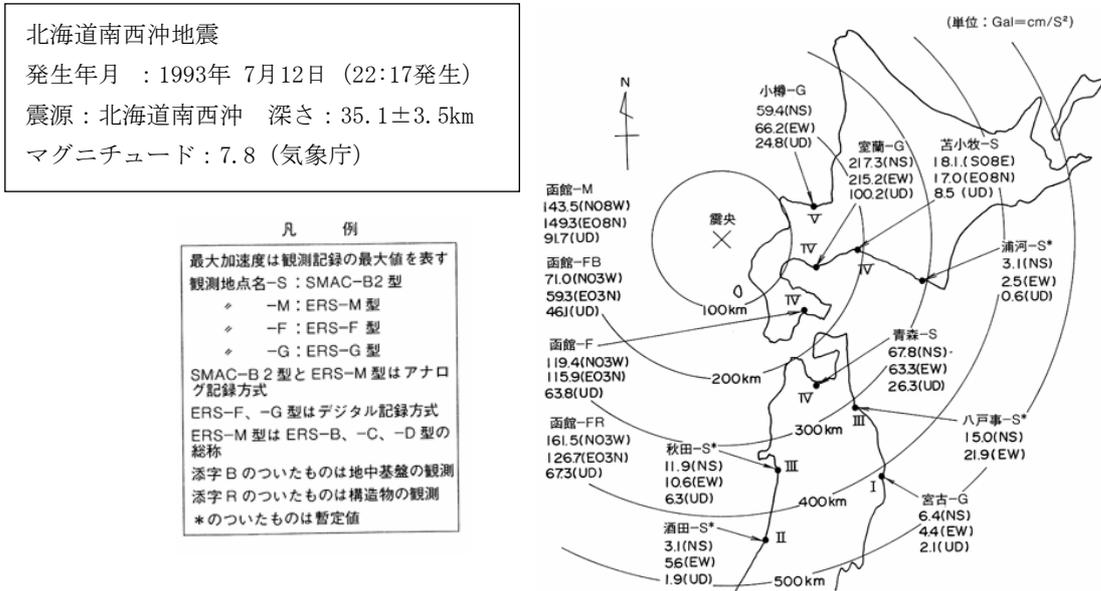


図-2.7 北海道南西沖地震の概要・最大加速度分布

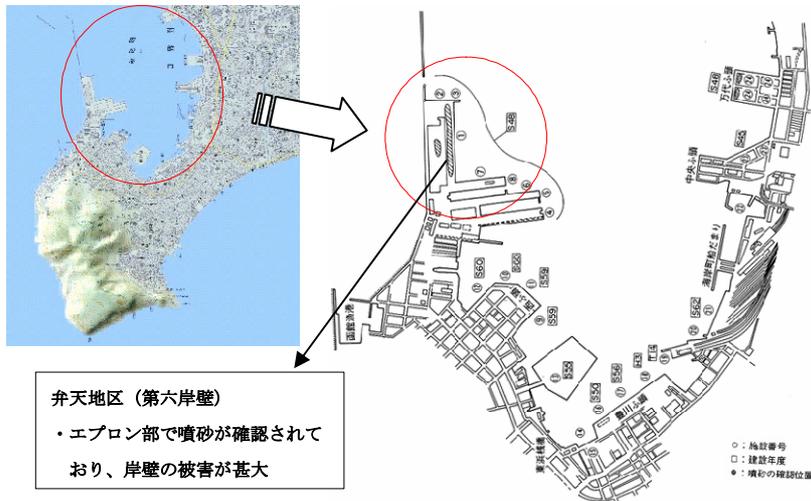


図-2.8 被害岸壁位置図 (函館港・弁天地区)

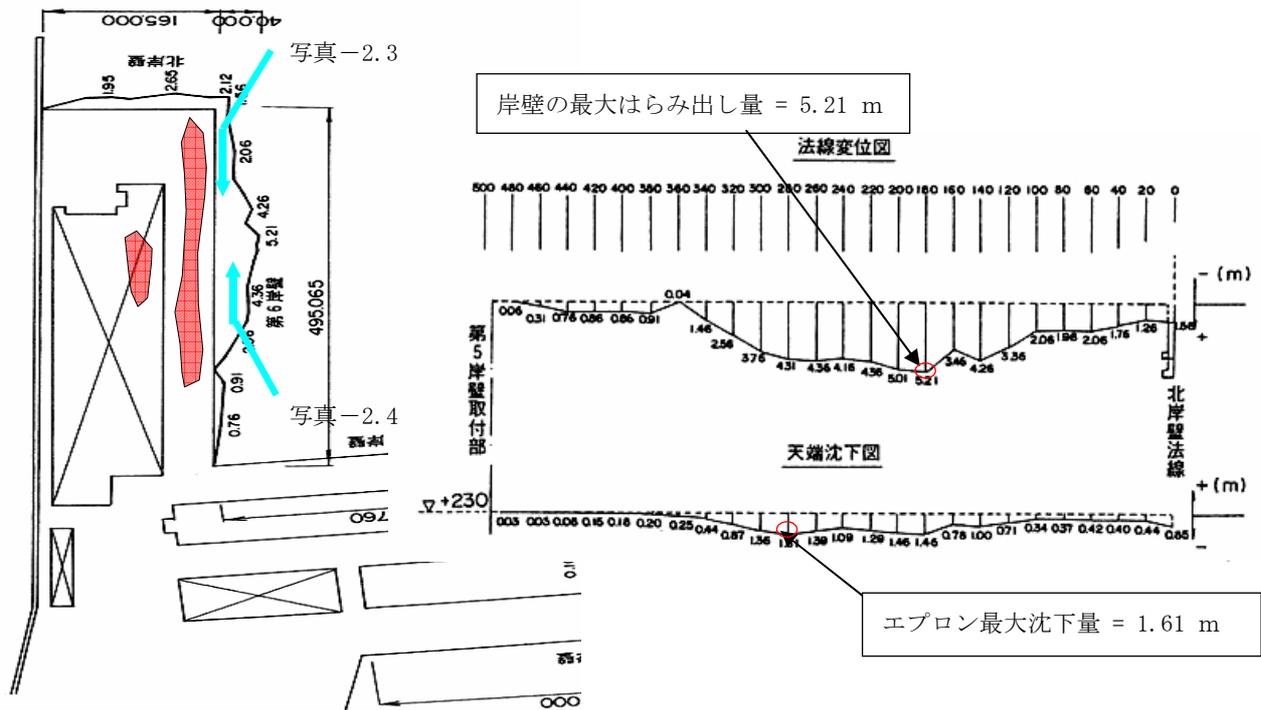
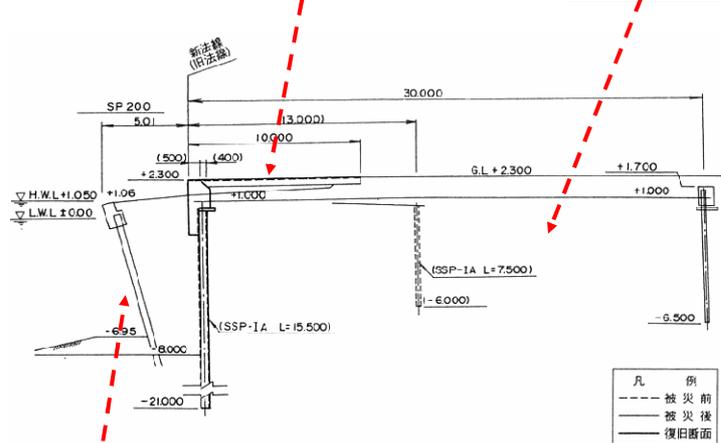


図-2.9 被害状況 (はらみ出し量と沈下量)

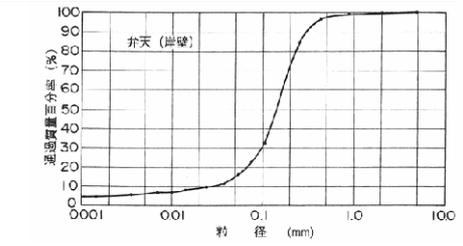
エプロン部岸壁背後5mの部分に大きな亀裂

背面土はN値10以下の砂～シルトからなる埋立て地盤



潜水土の調査では矢板に破損などの損傷は確認できていない

(a) 被災断面



(b) 背面土・噴砂の粒度分布



(c) 復旧断面

図-2.10 被害状況図 (被災断面・復旧断面)

### (3) 栈橋式岸壁の被災事例

栈橋岸壁の典型的な被災形態は図-2.11に概要を示すように、栈橋部のはらみ出し/沈下・杭のたわみ/折損・上部工のひび割れ・土留め部の変状、エプロン部の沈下・ひびわれ破損等が主である。栈橋の変状は背面の土留め壁が前面に変位することにより発生することが多く、栈橋と土留めをつなぐ渡版部が損傷することもある。

機能上の観点から被災が問題となるのは重力式の場合と同様に、①これらの変状により構造物の安定性が確保できない場合、②個々の函体が不等に変状して岸壁法線が凹凸状となり船舶が停泊出来なくなる場合、③背面地盤の変状（液状化の発生、不等沈下の発生、砂分の流出等）によりエプロン部の舗装の破損や段差が発生し積荷の運搬が困難となる場合等である。

栈橋式岸壁の被災事例はやや少ないが、1995年の兵庫県南部地震、2000年鳥取県西部地震等で被災事例がある。また、最近では2005年福岡県西方沖地震で被災した事例がある。鳥取県西部地震の事例は小規模施設（マリーナ）の事例である。

兵庫県南部地震では神戸港で被災した栈橋式岸壁が確認されている。被災状況は図-2.12に示すように岸壁法線の前面への変位（1.3～1.7m程度）、杭の破損等が確認さ

れた。被災した栈橋式岸壁の杭を調査目的で引き上げた状況が写真-2.5に示すとおりであるが、この写真から杭の破損状況が明確に確認できる。これらの被災は、栈橋に直結する陸側の土留め構造物が背面土の液状化等により前面に変状した結果発生したものと推定されている。

また福岡県西方沖地震ではいくつかの栈橋式岸壁施設で、陸側の土留め部が変位したことにより渡版もしくは渡版の基礎部の破損等が発生しており、本体と土留めを接合する箇所写真-2.6に示すように段差や陥没などが発生している。

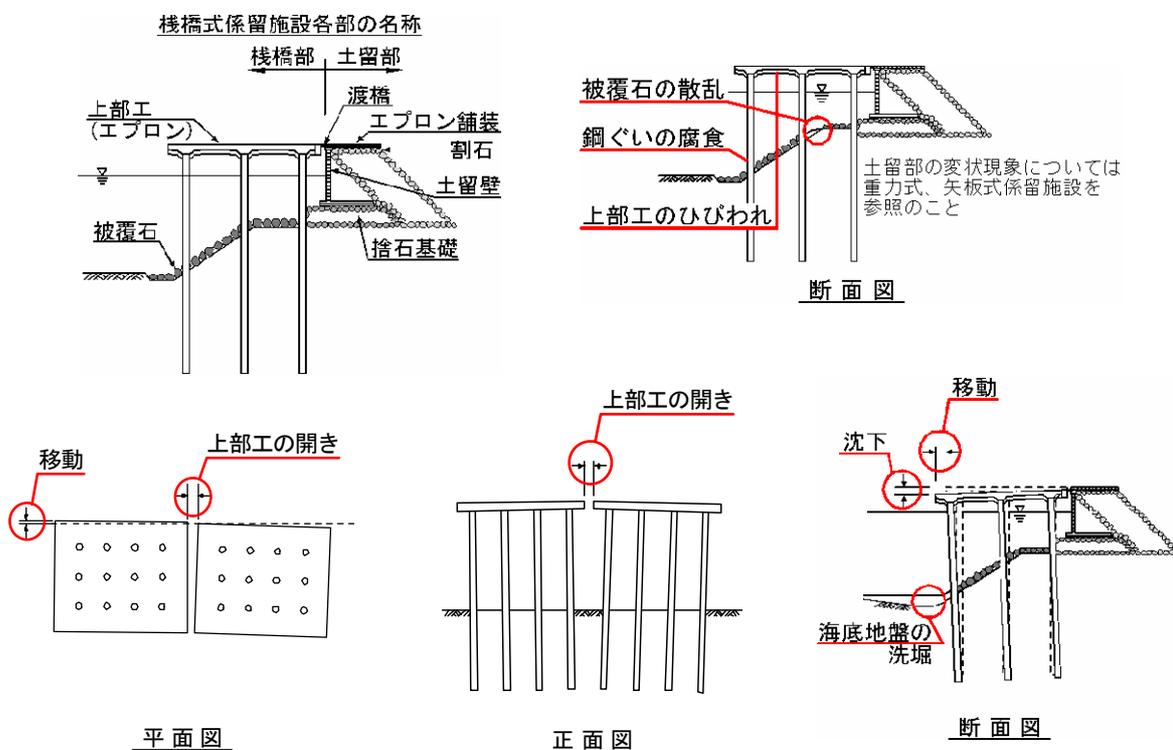


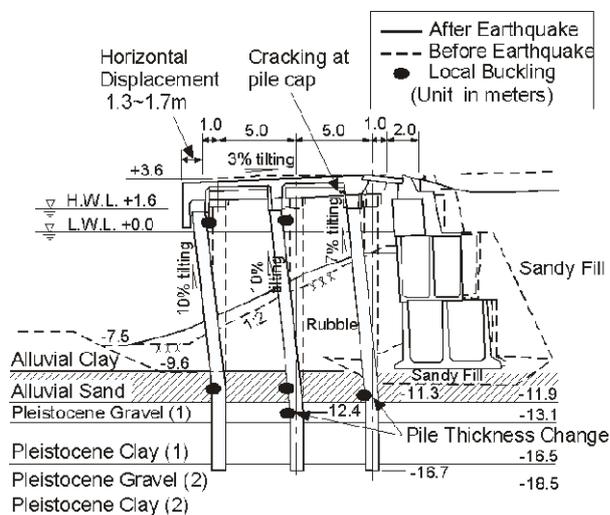
図-2.11 栈橋式岸壁の施設各部の名称ならびに典型的な被災状況



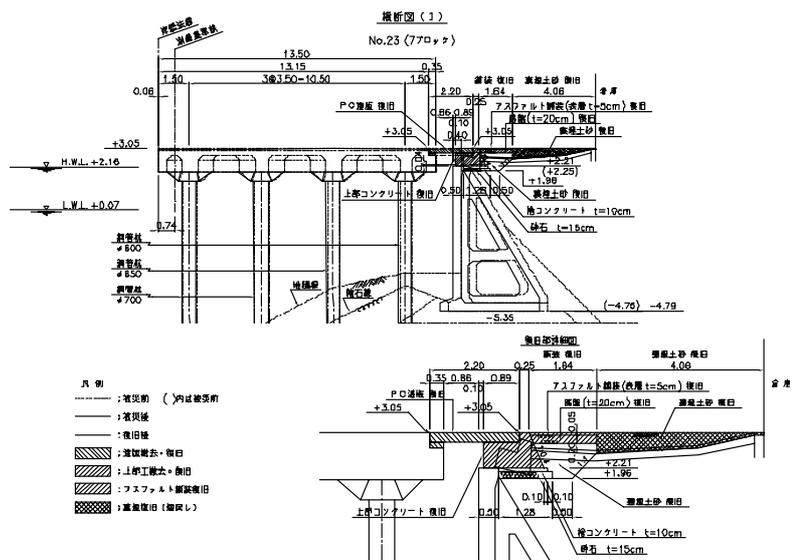
写真-2.5 被災した栈橋式岸壁の杭  
(神戸港・高浜地区)



写真-2.6 博多港・須崎埠頭の被害状況  
(渡版部の破損)



(a) 神戸港の事例



(b) 福岡港の事例

図-2.12 栈橋式岸壁の被災事例 (神戸港・福岡港)

### 3. 港湾施設の被災分析

#### 3.1 兵庫県南部地震による岸壁の被災分析

本章では、「1995年兵庫県南部地震による港湾施設等の被害報告」<sup>1)</sup>などの被災報告書、各施設の地盤条件、設計条件などの設計資料を再整理するとともに、これまで未整理であった被災資料(例えば、SCP改良地盤上の岸壁の被災、薄層の置換地盤上の被災、置換地盤上の防波堤の被災など)も加えて、置換地盤上の重力式岸壁の被災の特徴を明らかにする。また、重力式岸壁の被災変形量と置換地盤の層厚、岸壁の設計震度、危険度(作用震度/設計震度)等との関係を整理し、このような非常に大きな被害をもたらした要因について分析を試みた。

##### (1) 地震の概要

平成7(1995)年兵庫県南部地震は、淡路島北部を震源とするマグニチュード7.2の活断層直下型地震であった。この地震による大阪湾の各港湾の最大加速度は、港湾地域強震観測網によれば図-3.1のとおりである。神戸港では、運輸省神戸港工事事務所の地震計(SMAC-B2型強震計)においてN43W成分525Gal, E43N成分230Gal, 鉛直加速度UD成分446Galを記録した。大阪湾の他の港湾における地震動は、尼崎港497Gal(E06N成分), 大阪港178Gal(S24E成分), 和歌山港157Gal(N12E成分)などであった<sup>1)</sup>。なお、地震計の観測方向を示すN43W等の表記は、港湾構造物における地震観測の場合、一般的に岸壁等の法線方向および直角方向に設置することに起因しており、磁北から西側に43度偏角して計測していることを表している。

兵庫県南部地震の特徴は、これまでの地震と比較して、水平・鉛直加速度が非常に大きい直下地震で、継続時間が比較的短く、北北西～南南東の方向成分が卓越した地震動であったことが挙げられる。運輸省神戸港工事事務所の地震記録をもとに、加速度の水平面軌跡を考慮して、各岸壁の法線直角方向に作用したと考えられる最大加速度を試算した結果を図-3.1に示す。神戸港では東西方向に設置されている岸壁が全体の半数以上(ポートアイランド, 六甲アイランドに限れば3分の2)を占めているが、いずれの岸壁にも500～540Galの加速度が作用したことになり、一方南北の岸壁にはそれよりも小さく、200～300Galの加速度が作用したことが推察される<sup>1)</sup>。

##### (2) 神戸港の岸壁構造の特徴

###### a) 岸壁の構造形式と設計震度

神戸港は図-3.2に示すように、海岸線に沿うように整備されてきた中埠頭, 新港突堤, 摩耶埠頭と昭和42年(1967年)以降人工島として造成されたポートアイラン

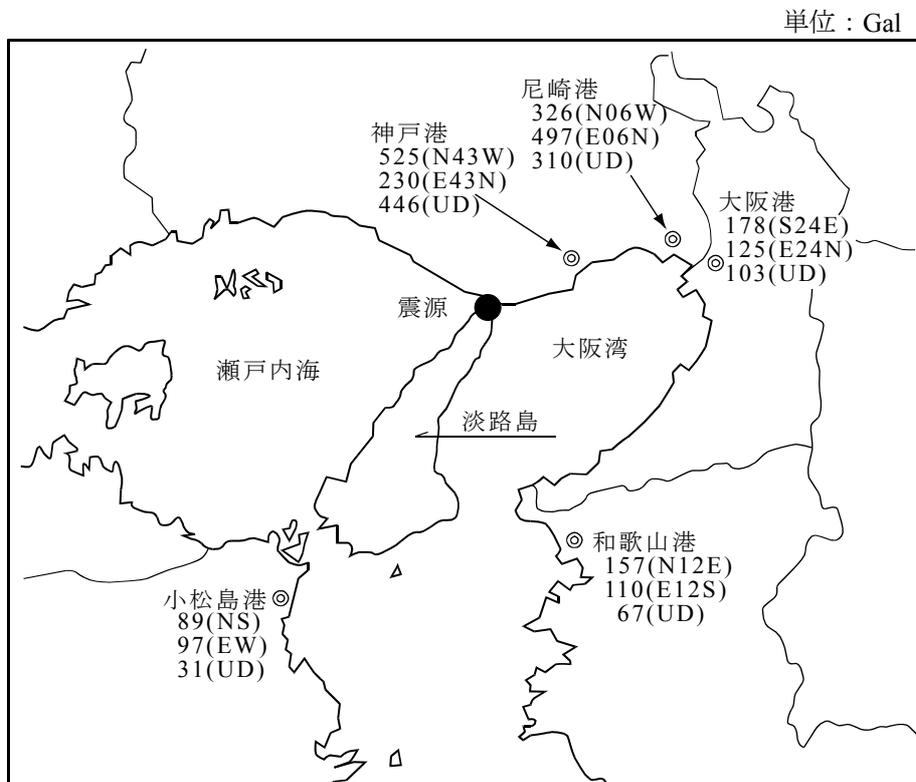


図-3.1 大阪湾の各港湾における地震動(最大加速度)

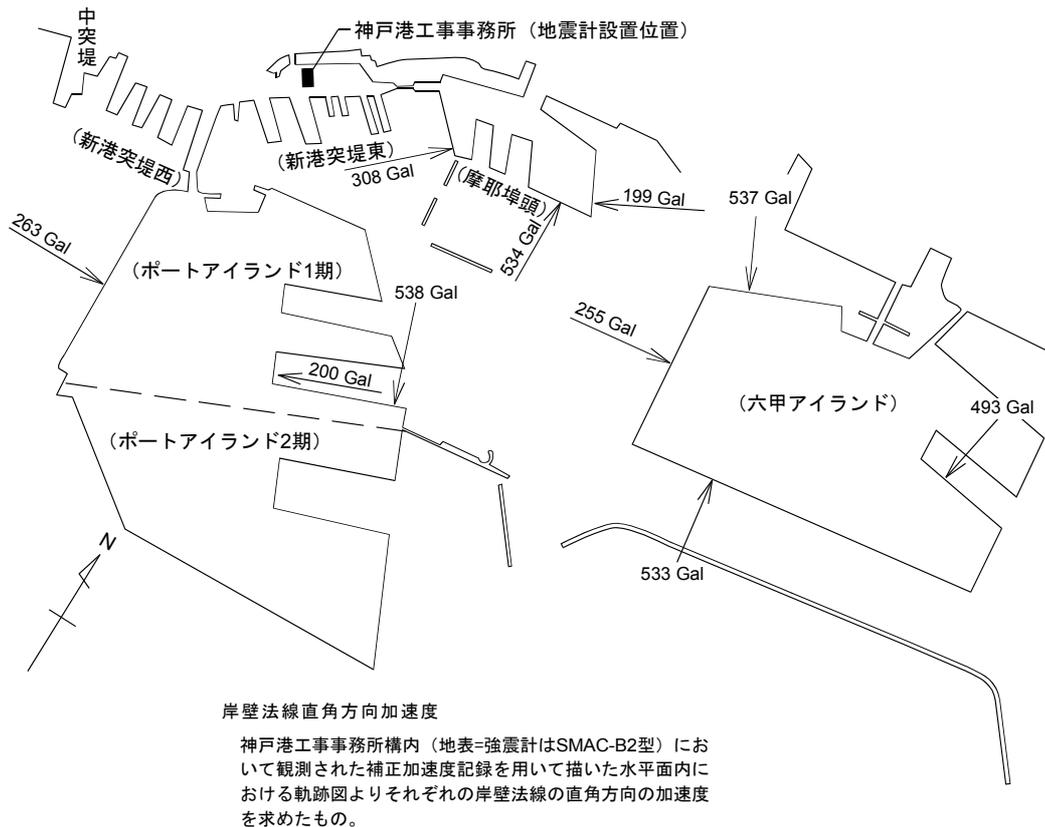


図-3.2 神戸港における岸壁直角方向の最大水平加速度<sup>1)</sup>

ド（1期，2期）と六甲アイランドから構成されている。

神戸港の海底地盤は表層に沖積粘土層が堆積しており，沖合に行くに従いその厚さが増している。岸壁の構造形式としては，置換工法で地盤改良された基礎の上にケーソンを設置した重力式構造がほとんどを占めている。ただし，摩耶埠頭の整備においては，一部において置きセル構造の重力式岸壁が採用されている。置換土の層厚は新港突堤では1～6m程度，摩耶埠頭は1～6mしかないが，沖合のポートアイランドや六甲アイランドでは8～22mにも及ぶ<sup>1), 2)</sup>。

ケーソンによる重力式岸壁が採用された理由としては，建設当時は置換地盤上に設置されたケーソン式岸壁が最も経済的であると判断されたこと，同じくサンドコンパクションパイル工法（SCP）等による粘性土の地盤改良技術が確立されていなかったこと，波浪による施工中の手戻りに対し安全性が高いこと（特に人工島を造成する場合），神戸港では長年にわたりケーソン構造を採用し技術の蓄積があり，ケーソン製作ヤード等の施設が充実していたことなどが挙げられている。なお，置換工法は床掘浚渫土砂の海上投棄が不可能になるなど，浚渫土砂の処分に制約を受けるようになったため，最近ではほとんど

採用されず，SCPなどの施工時に残土の少ない地盤改良工法が主流となってきている。

これまで神戸港の重力式岸壁の耐震設計は震度法により行なわれてきた。各岸壁の設計震度( $k$ )は事業主体で異なっており以下のとおりである。なお，新港突堤のように戦前に整備された岸壁については設計断面だけが残っており，設計条件は残されていない。

- ・国直轄施工岸壁 0.18  
(地域別震度 0.15×地盤種別係数 1.2×重要度係数 1.0)
- ・神戸市施工岸壁 0.15
- ・神戸港埠頭公社施工岸壁 0.13 (ポートアイランド地区)  
0.15 (六甲アイランド地区)  
(神戸埠頭公社・ポートアイランド地区の設計条件としては0.10の震度であるが，安全率の計算において若干余裕があり，実態としては0.13に相当。)

#### b) 置換土と裏埋土

岸壁の基礎を構成する置換土については，大阪湾一帯の港湾工事ではほぼ統一されており，六甲山系と淡路島北部に産するまさ土が使われていた。建設当時の工事報告<sup>3)</sup>から，置換土の底面における細粒分の堆積及び投入方

法の違いによる置換土の密度 (N値), の2点について厳しく施工管理がなされていた。

前者のまさ土のシルト分以下の細粒分含有率は, 岸壁の残留沈下が生じないように厳しく管理されており, 20%以下の土砂のみを使用すると定められていたが, 実際に現場に搬入された土砂は図-3.3(1)に示す通り5~10%となっている。図-3.3(1)には, 神戸港以外の全国各地における置換土の粒径加積曲線もあわせて示されて

いる。この図でA港は「特に液状化の可能性のある」領域に入り, その他のB港からF港は「特に液状化の可能性のある」領域から「液状化の可能性のある」領域へ移る境界付近に集中している。これと比べると, 神戸港の置換土はレキ分を多く含み, 均等係数も大きく, 「特に液状化の可能性のある」領域から「液状化の可能性のある」領域にまたがっており, 全国各地の置換土と比べて特に液状化に弱い土砂ではない。

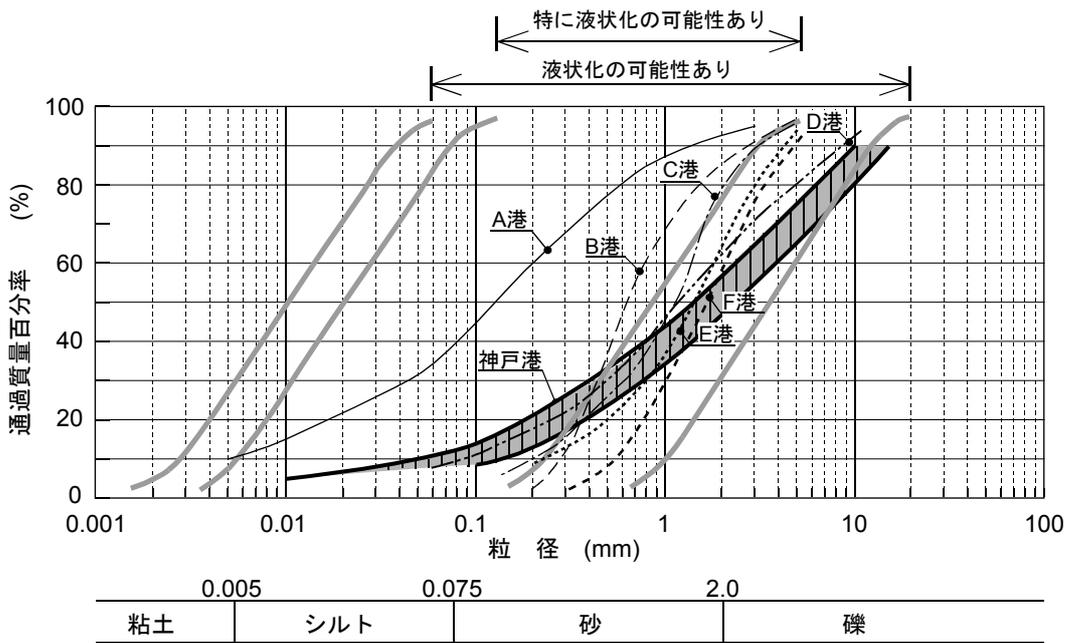


図-3.3(2) 岸壁・裏埋土の粒径加積曲線 (参考文献4)に加筆

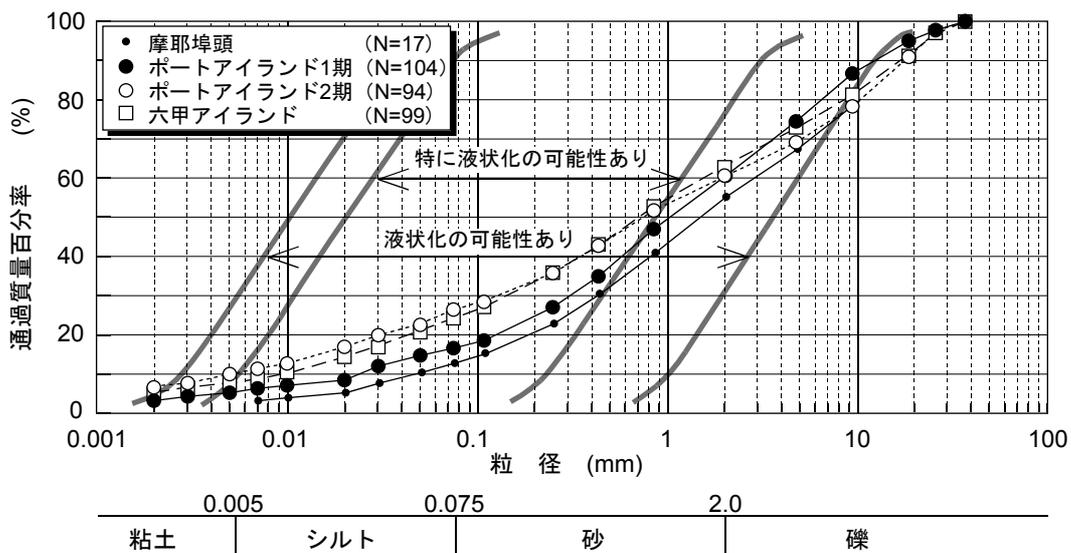


図-3.3(1) 置換土の粒径加積曲線(参考文献3)に加筆

一方、後者の置換土の密度(N値)については、N値10～15程度を確保するために1000m<sup>3</sup>～3000m<sup>3</sup>級の大容量バージによる投入が推奨されていた。被災後に置換土の詳細な調査がなされているが、概ねN値10～15程度が確保されていた。

岸壁背後の裏埋土に使用されている土砂は、地域により若干異なっている。摩耶埠頭やポートアイランド1期では主としてまさ土(風化した花崗岩)が用いられた。一方、六甲アイランドでは北側においてまさ土が用いられているものの、南側では神戸層群(堆積岩の一種である泥岩、砂岩、凝灰岩から構成)や大阪層群の土砂が使われている。ポートアイランド2期では六甲アイランドの南側と同様である。図-3.3(2)にそれぞれの地点の平均粒度分布を示す。六甲アイランドの南側やポートアイランド2期に使用された神戸層群や大阪層群の土砂は、まさ土と比べて細粒分が若干多くなっている。シルト分以下について見ると、神戸層群などの土砂は25%であるのに対し、まさ土は10～15%である<sup>4)</sup>。

なお、岸壁の置換土と裏埋土に使われたこれらの土砂はレキ分を多く含み、港湾の技術基準で示されている「特に液状化の可能性あり」から外れていたため、特段の液状化対策は実施されていなかった。しかし、地震後に実施した詳細調査に基づく「粒度とN値による予測判定」や「繰返し三軸試験結果による予測判定」結果では、液状化の可能性があり、という判定になっている<sup>5)</sup>。

### (3) 置換地盤上の重力式岸壁の被害の概要

#### a) 重力式岸壁の典型的な被災パターン

まず、一般的な重力式岸壁の地震被害のシナリオを想定し、設計時から地震被害後までの変化を経時的に示すと以下のとおりになる。

- ① ケーソン設置時の瞬時沈下
  - ② 裏込石施工・埋立によるケーソンの回転(傾斜)
  - ③ ケーソン重量および埋立による基礎地盤の沈下
- 地震発生までに、上記①～③の状態まで進行し安定状態となる。
- ④ 地震発生によって慣性力や土圧・動水圧が作用
  - ⑤ 基礎地盤や背後地盤の過剰間隙水圧上昇
  - ⑥ ケーソン函体の海側への水平変位・海側へ傾斜
  - ⑦ 背後地盤のクラック発生・陥没
  - ⑧ 数日から数週間後に被災調査実施

これらの過程において、①の瞬時沈下については施工時に余盛をすることにより出来高を管理している。②の傾斜に関しても施工経験から埋立終了後に直立するように配慮している。③に関しては基礎地盤を改良すること

によって影響を小さくしている。本研究で対象とする事象は地震発生から調査完了までの現象であるが、⑤～⑦の過程については現地調査からは知見が得られない。この⑤～⑦の現象については、次節において模型振動実験等による現象再現とその考察を試みることにしており、本章では⑧に注目して検討する。

図-3.4に示すポートアイランドのPC-2岸壁とPL-6岸壁の被災状況を比較検討してみる。これらの岸壁は岸壁の設計条件がほぼ同一、すなわち水深(-12m)、床掘置換による基礎地盤改良、置換層厚7.5～8.5mでほぼ等しい。設計震度(k)は0.10(実際の断面は多少の余裕があり、安全率1.0に対応する震度は0.13になっている)であり、その結果ケーソンなど岸壁本体の諸元がほぼ等しく、岸壁の設置方向のみが異なることになる。

PC-2岸壁は南北方向に伸びており、図-3.2に示すように200～300Galの加速度が作用したことが想定される。被災状況は図-3.4(1)に示すように、岸壁のケーソンは海側に2.3～2.6mはらみ出し、天端も1.0～1.2m沈下している。ケーソンは前傾しており、傾斜角は1.5～2度である。岸壁が沈下しつつはらみ出したことに伴い、岸壁背後の地盤は陥没し、1.7mの段差が生じている。延長方向にはほとんど変化はなく、概ね均一な被災状況であった<sup>1, 6)</sup>。ここで、はらみ出しとはケーソンの海側上端部の水平変位を示している。

一方、PL-6岸壁は東西方向に設置されており、図-3.2に示すように、加速度500～540Galの非常に大きな地震動が作用したことが想定される。PL-6岸壁の被災(特にはらみ出し量)はPC-2岸壁と比較して非常に大きい。被災状況は図-3.4(2)に示すように、岸壁のケーソンは海側に3.9～4.4mはらみ出している。天端は1.1～1.4m沈下し、前傾しており、傾斜角は2～4度である。なお、はらみ出し量等はPC-2岸壁と比べて大きい。延長方向にはPC-2岸壁と同様にほとんど出入りはなく、概ね均一な被災状況であった<sup>1, 6)</sup>。

このように、岸壁の設計条件が同一の岸壁であってもその設置方向の違い(作用加速度の違いと想定される)により被災状況に大きな差異が認められた。

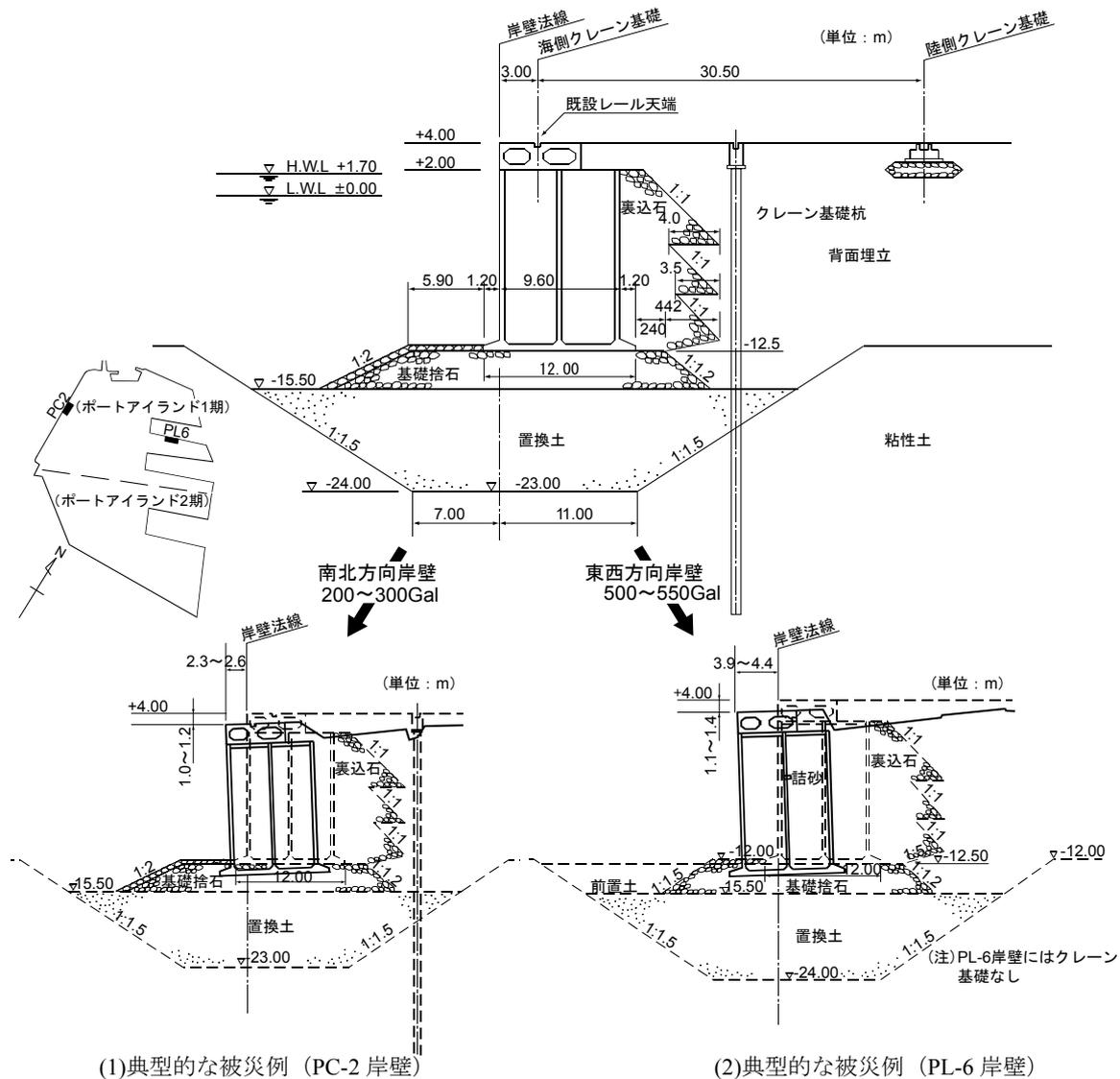


図-3.4 岸壁の設置方向による被災の差異

b) 岸壁基礎部の変状<sup>7)</sup>

現行の重力式岸壁の設計法においては、ケーソン函体と基礎捨石マウンドの間で滑動が生じるものと想定しているが、前項で示した「はらみ出し量」は、基礎地盤の水平変位、ケーソン函体の回転に起因する水平変位、ケーソン函体の滑動による水平変位の累積値となる。本項では、置換地盤上の重力式岸壁の被災に関して、「ケーソンが基礎捨石マウンド上を滑動したのか」、あるいは「置換土を含む基礎の地盤に変形が生じたのか」を解明するため、水中にある岸壁の基礎部の変状、すなわち、基礎捨石マウンドとケーソン下端のそれぞれの変位について現地調査を行った。

ケーソン下端の変位量は、ケーソン天端のはらみ出し量とその傾斜量から推計して求めた。一方、基礎捨石マ

ウンドの変位量の調査にあたってはマウンド上に土砂が堆積しており、更に透明度が非常に悪いため、通常の深淺測量では精度よい結果は期待できない。そのため潜水夫によりマウンドの法肩の位置を突棒により確認し、ケーソン下端との距離をスタッフで計測して求めた。マウンドが設計どおりの出来高になっているか、あるいは被災後の法肩の位置を正確に確認可能かなどの疑問もあり、ある程度の誤差は想定できるが、その誤差がケーソンのはらみ出し量(2~5m)と比べれば小さいことから、全体の傾向はつかめると判断した。なお、調査対象は一つの岸壁ではなく、ポートアイランド、六甲アイランドおよび摩耶埠頭における9バースを選んでいる。

このようにして整理した基礎捨石マウンド法肩変位とケーソン下端変位との関係を図-3.5に示す。主として、

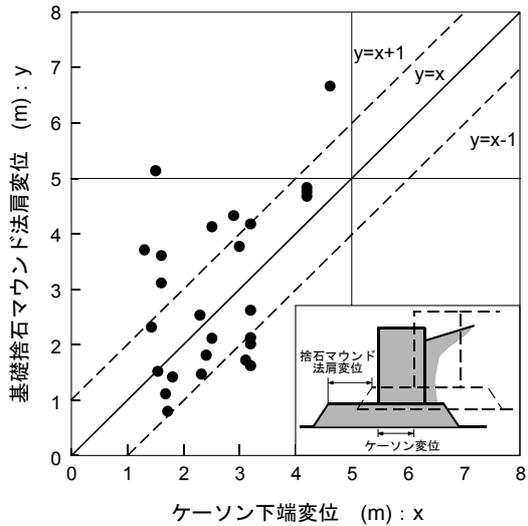


図-3.5 ケーソン下端の変位と基礎捨石マウンド法肩の変位

ケーソンが基礎捨石マウンド上を滑動したのであれば、X軸の基線付近にプロットされるはずであるが、若干のバラツキはあるものの、概ね45度の周辺にプロットされており、両者に大きな差はないことを示している。一部のデータでは基礎捨石マウンドの変位(Y)がケーソン下端変位(X)よりも大きい値を示しており、基礎捨石マウンドの法肩付近が崩れたものと判断される。いずれにせよ、このことから岸壁の変状はケーソンが基礎捨石マウンド上を滑動したというよりも、主として置換土・基礎捨石マウンドを含む基礎の地盤が変形することにより生じたものと推察される。

また、潜水夫による基礎捨石マウンド形状の調査では、ケーソンが基礎捨石マウンドの中にめり込んでいることが確認された。図-3.6はケーソンのめり込み状況、すなわちケーソン(海側)の沈下量と基礎捨石マウンドの沈下量を比較して示したものである。この中で、基礎捨石マウンドの沈下量は、被災後において岸壁法線の概ね3m海側の地点でのボーリング調査結果を基に算定している。測定点の数は必ずしも十分とは言えないが、ケーソンの沈下量0.8~1.8mに対し、基礎捨石マウンド沈下量は0.3~1.4mでケーソンよりも小さくなっており、概ねこの差0.5m程度がめり込み量と考えられる。

この他に上記の一連のボーリング結果から、被災前後における基礎捨石マウンドの層厚の変化も比較検討しているが、被災前後において層厚には顕著な変化がない、すなわち基礎捨石マウンドの形状はほとんど崩れていないと推察される。

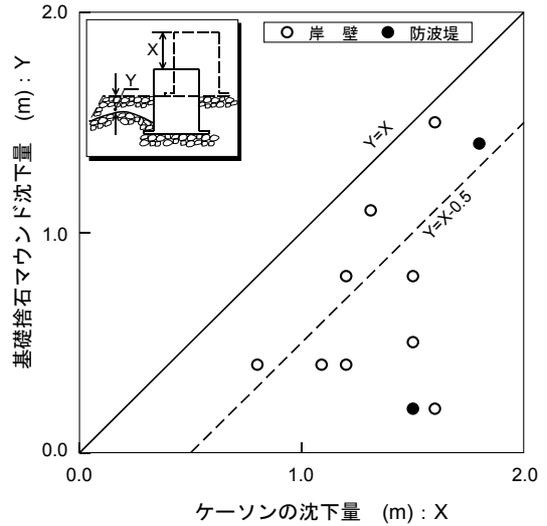


図-3.6 ケーソンと基礎捨石マウンドの沈下量の比

神戸港における重力式(ケーソン)岸壁の具体的な被災事例と水中部における基礎捨石マウンドの変状等から総合的に判断して、重力式岸壁の典型的な被災パターンを図示すれば図-3.7のとおりであり、設計で想定しているようにマウンド面をケーソンが「滑動」するのではなく、基礎地盤が変形することにより、岸壁全体に大きなはらみ出しと沈下が生じたものと推察される。

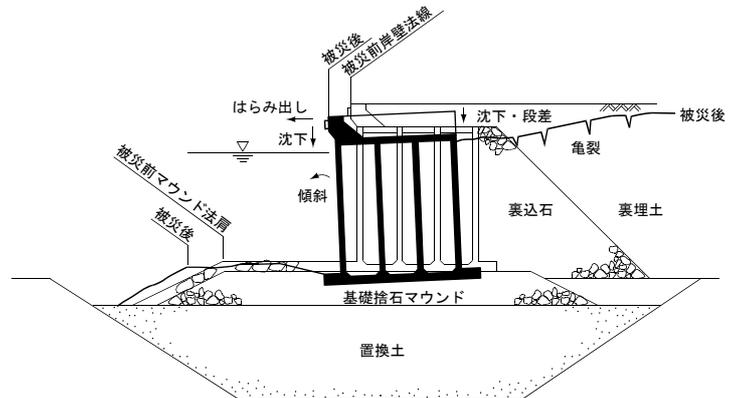


図-3.7 置換地盤上の重力式岸壁の被災パターン

c) 周辺港湾における重力式岸壁の被害

大阪湾の大阪港や尼崎西宮芦屋港でも、神戸港で被災を受けた置換地盤上のケーソン岸壁と同様の構造断面の岸壁、護岸、防波堤がいくつか築造されていた。

尼崎西宮芦屋港・西宮港区では、図-3.1に示す港湾地域強震観測網などから400~500Galの水平加速度が作用したことが推定される。西宮港区には大型の重力式岸壁

はないが、水深（-5.5m）以下の小型岸壁や物揚場の多くは置換地盤上にケーソンを設置した重力式構造である。また、埋立地の外周護岸にも同様な型式が見られる。これらのほとんどは神戸港のケーソン式岸壁と同様にケーソンが沈下しながら海側にはらみ出している。

一方、大阪港・南港地区では神戸港ポートアイランドや六甲アイランドと同時期に建設された大型岸壁のうち、6バースが置換地盤上に設置された重力式構造になっているが、今回の地震によっては岸壁のはらみ出しも沈下もほとんど発生していない。大阪港における地震観測記録では、水平加速度178Galが観測されている。野田・上部式<sup>8)</sup>を用いて水平加速度から作用震度に換算すれば、178Gal程度の水平加速度は作用震度0.18に相当し、大阪港の設計震度0.18～0.20にも近い。よって大阪港南港地区の岸壁の場合、設計震度相当の入力地震動が作用したものと推定され、このレベルの地震動に対しては置換地盤上に設置されたケーソン式岸壁でも神戸港のような被害が発生しなかったことになる。

#### (4) 薄層の置換地盤上の重力式岸壁の被災

神戸港の岸壁はそのほとんどが置換地盤上に設置された重力式構造であったが、戦前に築造された新港第1から第4突堤の場合、非常に薄い置換地盤上に設置された重力式岸壁である。これらの突堤群は図-3.8に示すように地震動が小さかった南北方向に設置されており、全延長にわたりほぼ等しい地震動が作用したものと考えることができる。

このうち、新港西地区第4突堤は延長600m、幅95mで、基部400mと先端部の200mとでは断面形状が大きく異なっている。それぞれの断面は図-3.9に示すとおりで、基部は置換層厚1mの(-10m)ケーソン式岸壁、先端部は層厚6.5mの(-12m)ケーソン式岸壁である。

基部400mの設計条件は戦前に築造されたため不明であるが、断面（堤体幅9m、中詰の半分はコンクリートで充填）から現在の設計法により滑動安全率1.0の震度を逆算してみると、設計震度0.15である。1mの砂層は置換土というよりも、基礎捨石マウンドに近い役割が期待されているように見うけられる。一方、先端部の200mは昭和45年に竣工した神戸大橋の主橋脚部分およびアプローチ部分の橋脚を含むもので、設計震度0.21（堤体幅13.8m）である。

新港第4突堤の東側・西側のはらみ出し量と沈下量をまとめて図-3.9に示す。東側と西側で幾分差があるが、置換土の層厚による被災の差は歴然としている。置換層厚6.5mの(-12m)岸壁では、はらみ出し量が1.5～2.0m、沈下

量が0.4～0.7mであるのに対し、置換層厚1mの(-10m)岸壁では、はらみ出し量が0.5～1.5m、沈下量が0.1～0.4mである。このように、置換層厚6.5mの(-12m)岸壁では設計震度が大きく堤体幅が広いにもかかわらず、逆に被災変形量（はらみ出し量、沈下量）が大きくなっており、明らかにある層厚以上の置換土の存在が被災状況に大きく影響していることが考えられる。

ただし、置換層厚1mのケーソン岸壁のはらみ出し量については注意を要する。新港突堤の場合は戦前に整備された古い岸壁であるため、被災前の座標が不明で、ポートアイランドなどの岸壁と比較して被災変形量も正確さの点で見劣りするが、概略は把握することができる。それによれば、新港第1突堤から新港第3突堤では、新港第4突堤と比べると同一断面であってもはらみ出し量が多い。具体的には図-3.8に示すように、新港第1突堤では0.3～1.8m（平均1.1m）、新港第2突堤では0.4～1.9m（平均1.4m）、新港第3突堤では1.0～2.7m（平均1.6m）となっている。

この差異の要因としては、新港第4突堤に設置されている神戸大橋アプローチ部分の橋脚の影響が考えられる。この橋脚は新港第4突堤西側の(-10m)岸壁法線からは25m背後に、(-12m)岸壁法線からは50m背後に設置されている。延長方向の橋脚のピッチは30mであり、橋脚の存在に加え、基礎杭の打設に伴う裏埋土の締固めなども土圧低減や液化化対策に寄与しているのではないかと推察される。

以上のように新港突堤における薄層の置換地盤上のケーソン岸壁では、上述したように新港第1突堤～新港第3突堤と新港第4突堤との間で多少の差異はあっても、その被災量はポートアイランドなど他の岸壁と比較して小さい。

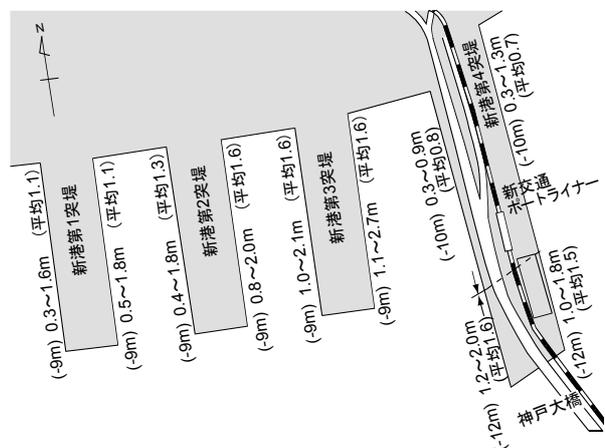


図-3.8 新港第1～第4突堤の配置と被災（はらみ出し）の概要

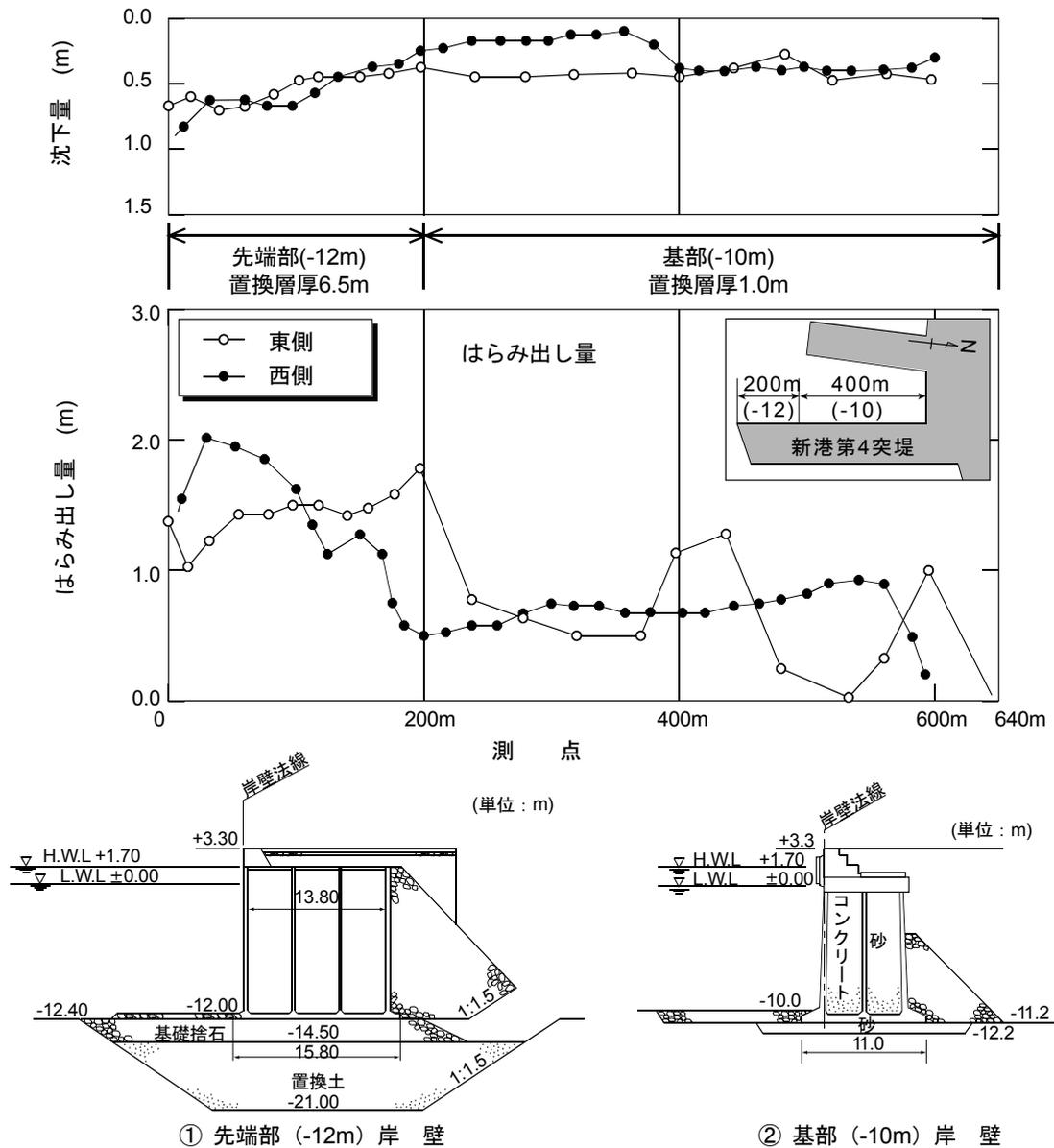


図-3.9 新港第4突堤の被災状況 (はらみ出し量, 沈下量)

(5) SCP改良地盤上の重力式岸壁の被災<sup>7)</sup>

神戸港の重力式岸壁はそのほとんどが置換地盤上に設置されていたが、ポートアイランド2期および摩耶埠頭の一部分において置換工法とサンドコンパクションパイル(SCP)工法による二つの地盤改良工法が隣りあって採用されており、被災状況の相違を比較することができる。

図-3.10は上記のポートアイランド2期・PC-13~15 (-15m)岸壁の連続3バースについてはらみ出し量と天端沈下量を比較したものである。PC-13は層厚20mの置換地盤上にケーソンが設置された断面で設計震度0.18 (堤体幅13.8m)、一方、PC-14~15はSCPによる地盤改良を採用し、設計震度は0.15 (堤体幅13.0m)であり、背後の裏埋土に

ついては3バースとも液状化対策を施していない。なお、これらの岸壁は建設途上であり、ケーソンの据付けと裏込石・裏埋土の施工を終えて上部工を施工中であった。

図-3.10を見ると、置換工法の区間の岸壁のはらみ出し量は2.9~4.6mで、平均3.9m、沈下量は平均1.6mである。これに対しSCP区間のはらみ出し量は2.1~3.3m、平均2.6m、沈下量は0.4mであり、置換工法の区間と比較して小さくなっている。特に岸壁天端の沈下量の差が歴然としている。

図-3.11はもうひとつの事例として摩耶埠頭第4突堤(-12m)岸壁の被災状況を比較したものである。延長580mのうち、中央部の190mが層厚4~5mの置換工法で、両端部

はSCP工法で改良されている。これらの岸壁は基礎の改良工法が異なるだけで設計震度は全延長にわたって等しく0.18（堤体幅10.8m）である。また、岸壁背後の液状化対策はいずれもなされていない。

この事例でもSCPの区間のほうがはらみ出し量、沈下量とも置換工法の区間と比較して小さい。すなわち、置換工法の区間でははらみ出し量3.5～4.8m、平均3.8m、沈下量は平均1.3mであるのに対し、SCP区間でははらみだし量は1.5～3.4m、平均2.3m、沈下量は平均0.6mである。このように、両者の被災変形量（はらみ出し量、沈下量等）を比較すると、SCP工法で改良された区間のほうが明らかに小さいが、はらみ出し量と沈下量とでは少々差異があるようである。ふたつの事例では、はらみ出し量が2/3であったのに対し、沈下量の差は大きく1/2以下である。

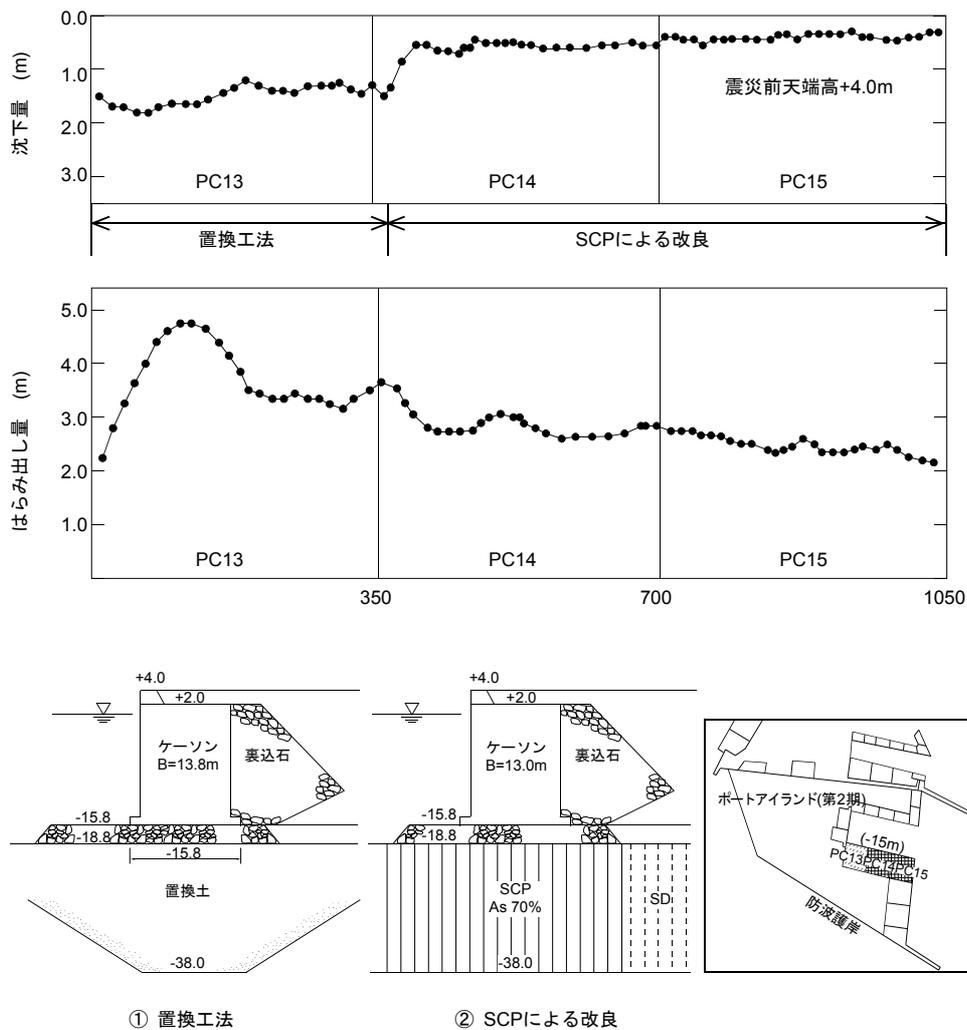


図-3.10 置換工法とSCP工法の比較（ポートアイランド2期（-15m）岸壁の場合）

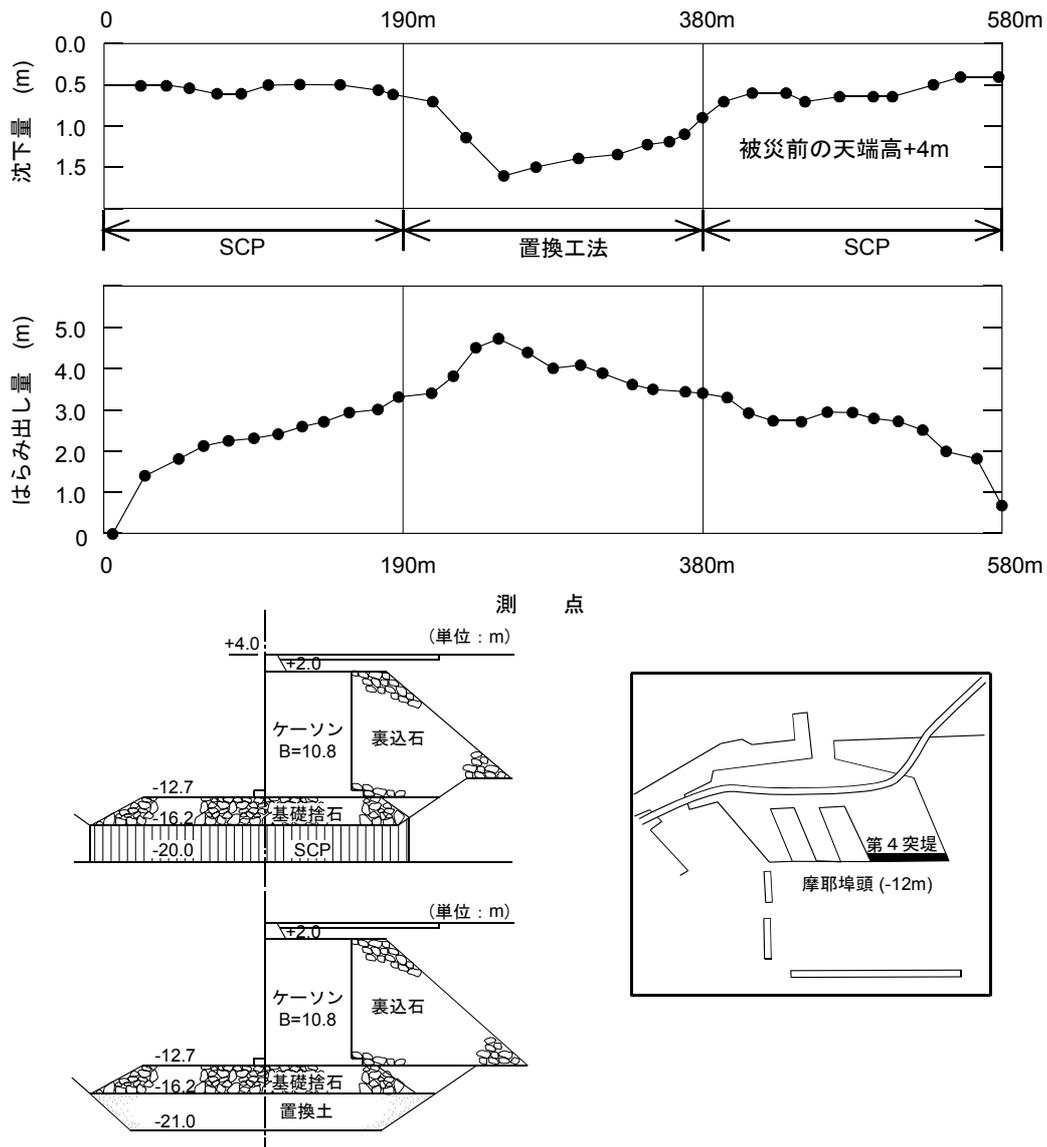


図-3.11 置換工法とSCP工法の比較（摩耶埠頭第4突堤（-12m）岸壁の場合）

#### (6) 防波堤の被災

神戸港では、ポートアイランドや六甲アイランドの沖合の防波堤も置換地盤上に築造されていた。先に示した岸壁とは基礎の置換土と基礎捨石マウンドはほぼ同一な断面であり、裏埋土砂からの土圧が作用しない点が異なっている。

図-3.12は代表事例として第7防波堤の被災状況を模式的に示したものである（第7防波堤の位置は図-3.15参照）。第7防波堤は六甲アイランドの沖合に位置し、海岸線にほぼ平行で東西方向に伸びており、その延長は4180mである。置換土の層厚は西側端部では21m、東側に行くに従い厚くなり、東側端部では25mである。地震後の防波堤の法線の出入りは最大0.5m程度で非常に小さく、ケーソン間の目地開きや段差も非常に小さかった。

一方、防波堤の天端の沈下が全延長にわたって生じており、その沈下量は西側では1.7m、東側では2.2m程度で、置換土の層厚が厚いほど沈下量も大きくなっている。潜水夫による水中探査によれば、防波堤の基礎捨石マウンドには特段の乱れはないが、ケーソンがマウンド石の中にめり込むように沈下しており、ケーソンを囲むように設置されていた直方体形状の根固めブロックも、それに連れ込まれるように傾斜していることが確認されている。

第7防波堤の置換土の層厚と沈下量には正の相関が見られるが、他の防波堤も含めて全体の傾向を整理してみた。図-3.13に第7防波堤の他に神戸港第6防波堤、第6南防波堤、第5防波堤、第4防波堤、並びに尼崎西宮芦屋港の西宮防波堤、西宮内防波堤の平均沈下量と置換土の層厚の関係を整理して示す（これらの防波堤位置は図-3.15

参照). この中で, 第7防波堤(4180m), 第5防波堤(1276m), 西宮防波堤(4430m)については延長が長く, かつ同一防波堤でも延長方向に置換土の層厚に差が見られるため, 両端部と中央の3個所の結果を載せている. 同一防波堤で複数の計測結果を載せた上記の防波堤では, いずれも置換土の層厚が厚いほど沈下量も大きくなっている. 全体の傾向も同様なことが言えるが, 沈下量の置換層厚に対する割合は0.08~0.18の範囲に広がっており, 原点を通らない緩やかな帯状の分布になっている. 具体的には, 置換土の層厚が10m以下でも1.0~1.5mの沈下が生じており, 層厚が20mを超えても沈下量は2m程度に留まっている.

神戸港のポートアイランド1期地区の埋立地は, 岸壁基礎の置換土に類似した土砂で造成されている. 神戸市開発局4)の調査によれば, 地震による埋立地盤の沈下量は10~40cm(平均31cm)であった. 調査対象埋立地の層厚は18~25mであることを考慮すれば, 地震による埋立地の体積圧縮率(体積ひずみ)は0.005~0.020となる. 防波堤と埋立地のそれぞれの沈下量を比べると, 明らかに防波堤の沈下量が大きくなっており, 防波堤の場合には体積圧縮よりもせん断破壊に起因する沈下が卓越していることが窺える.

防波堤においても基礎地盤の改良工法の違いによる沈下量の差を比較できる地点がある. 図-3.14のなかにSCP工法で地盤改良した2つの事例, 西宮南防波堤とポートア

일랜드2期・防波護岸, の沈下量を示す. SCP工法の西宮南防波堤では沈下量0.7mであるのに対し, 置換工法で改良した隣接する西宮内防波堤では沈下量1.7mで1/2以下である. ポートアイランド2期・防波護岸の場合も, 改良層厚に近い第7防波堤と比較すると概ね1/2であり, その差は明らかである. SCP地盤上の防波堤の沈下量を改良層厚と比較してみると0.04~0.07の範囲になる.

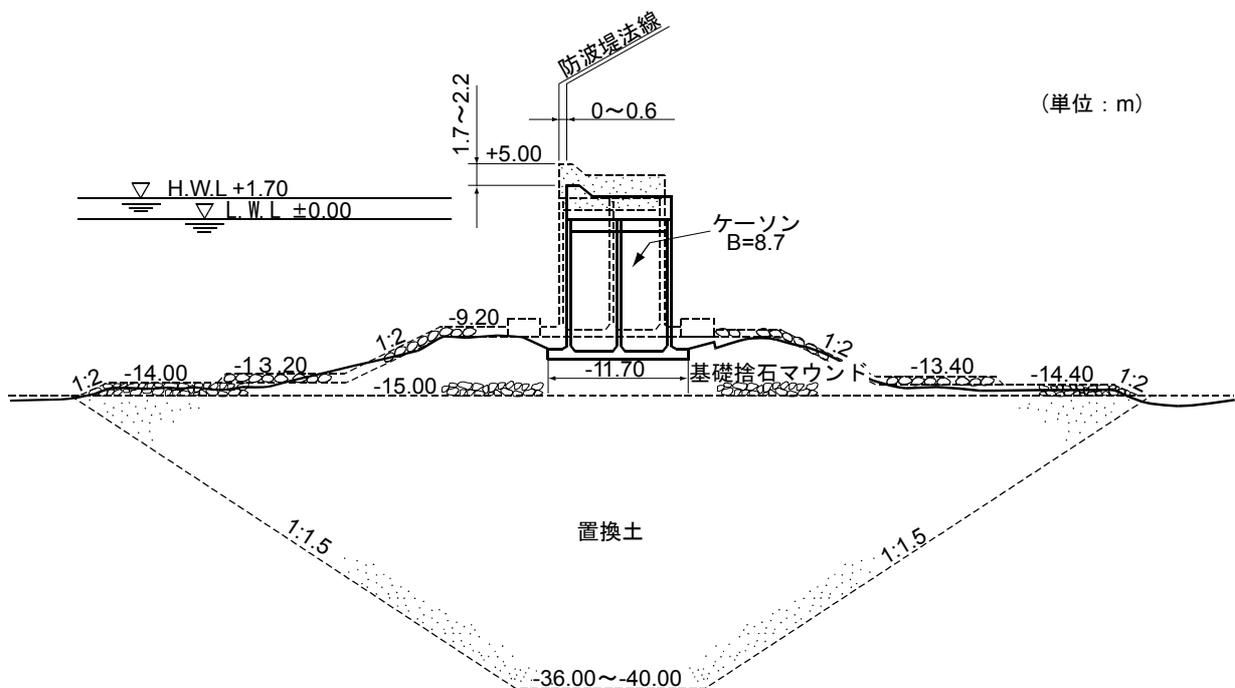


図-3.12 第7防波堤の被災状況

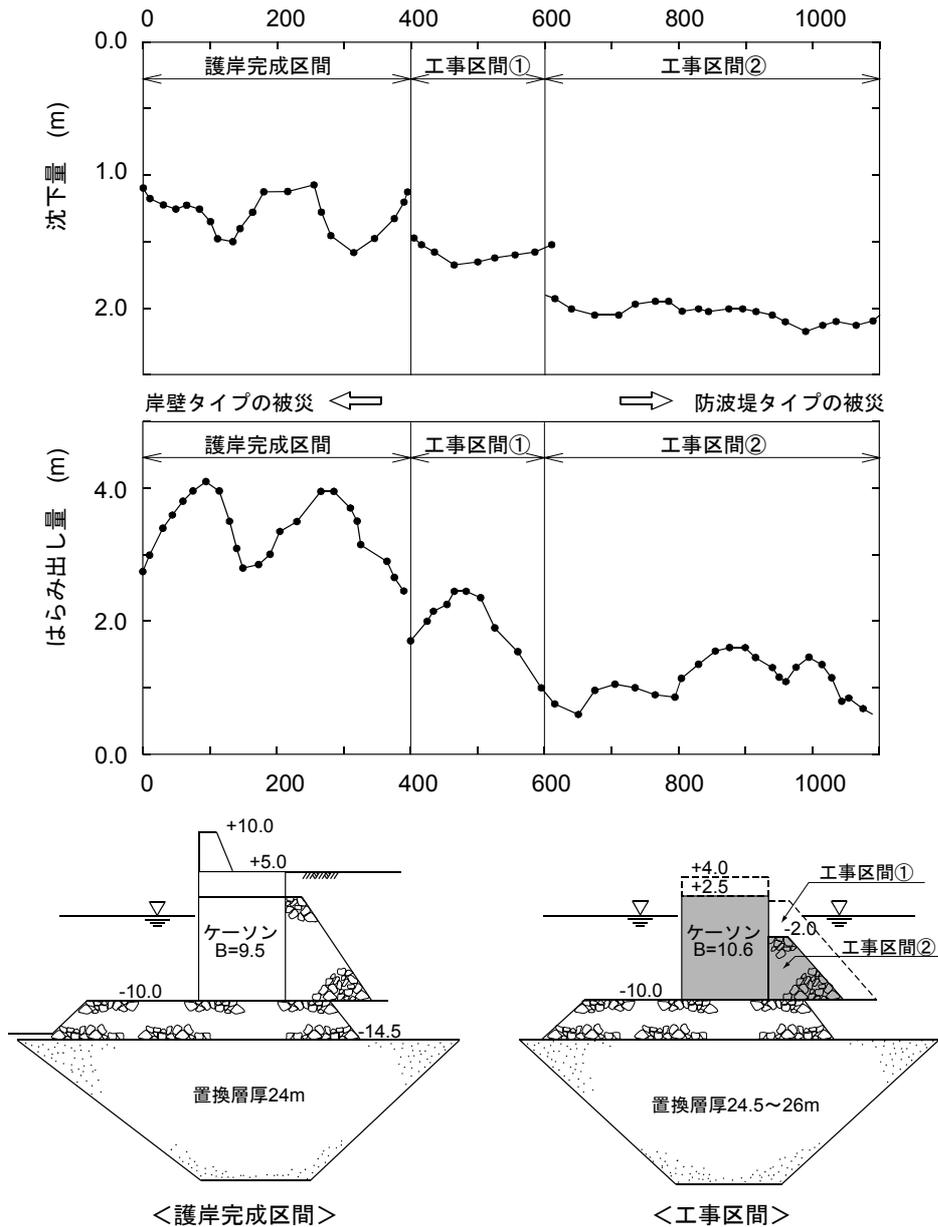


図-3.13 ポートアイランド2期・防波護岸のはらみ出し量と沈下量

(7) 岸壁と防波堤の被災状況の差異

岸壁と防波堤の被災状況の差異について若干の検討を加えてみる。(3)と(6)で述べたように、置換地盤上の岸壁の場合にははらみ出しに伴ってケーソンも沈下しているのに対し、防波堤の場合には水平変位がほとんど無しで、沈下が卓越している。

これらの岸壁タイプの被災と防波堤タイプの被災が延長方向に連続して生じている箇所がある。

図-3.13は、ポートアイランド2期の防波護岸1100mのはらみ出し量と沈下量を整理したものである(防波護岸の位置は図-3.15参照)。この防波護岸は設計震度0.15で設計されており、基礎は層厚24~26mの置換工法である。延

長1100mのうち、西側の400mは護岸背後の埋立まで完了していた区間、それ以降は工事中の区間で、工事区間①は裏込石がケーソンの天端(+2.0m)まで、工事区間②は同じく(-2.5m)まで進捗しており、防波堤に近い断面である。ただし、沈下量の測定方法(岸壁では被災前の岸壁天端高と2~5mはらみ出し位置での天端高を比較し、沈下量としている)が異なっているため、両者を直接比較することには注意を要する。

図-3.14を見ると、西側400mの完成断面の区間では、はらみ出し量3~4m、沈下量1~1.5mであり、図-3.4(2)に示す東西方向の岸壁の平均的な被災変形量である。一方、工事区間においては背後の裏込石の天端が低くなるに従

い、はらみ出し量は小さくなっていくが、逆に沈下量は大きくなる傾向にあり、防波堤の断面に近い工事区間②では、はらみ出し量0.7～1.7m、沈下量2～2.2mである。工事区間②の沈下量は図-3.12に示す第7防波堤の沈下量に概ね等しいが、はらみ出し量については防波堤と比べるとかなり大きい。防波護岸背後に投入されたわずかな裏込石の存在が、はらみ出しにおける防波堤との大きな差異を生じさせている。

(8) 置換地盤上の重力式岸壁の被災分析

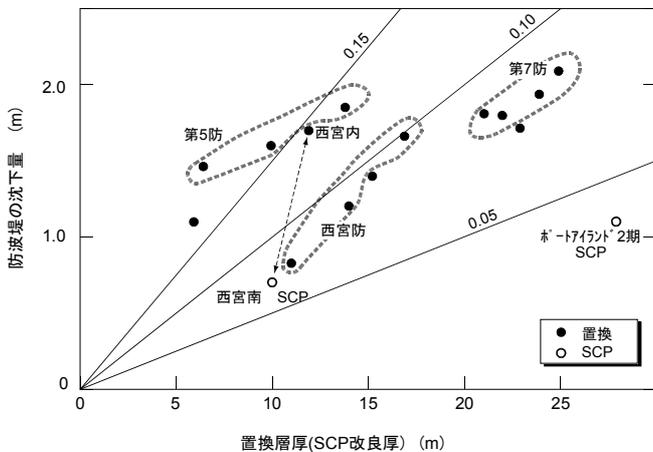


図-3.14 防波堤の沈下量

a) 分析の視点

神戸港のポートアイランドと六甲アイランドの岸壁では、置換地盤上の重力式ケーソン岸壁構造がほとんどを占めていた。これらの岸壁は重力式岸壁の典型的な被災パターンに示したような類似した被災を受けているが、はらみ出し量が最大5.2mから最小1.7mの範囲にあるなど、岸壁により差異が生じている。これらの置換地盤上のケーソン岸壁の被災状況を分析するため、ポートアイランドと六甲アイランドの水深(-7.5m)以上の大型岸壁67バースを分析対象として選定した。その内訳は、下記に示すようにポートアイランド30施設、六甲アイランドが37施設である。これらの岸壁の設計条件(水深, 設計震度, 置換土層厚, 法線方向)と被災状況(はらみ出し量, 沈下量)を表-3.1に整理して示す。

ポートアイランド

- (-10m) 岸壁 16 バース
- (-12m) 岸壁 11 バース
- (-15m) 岸壁 3 バース 計 30 バース

六甲アイランド

- (-7.5～9m) 岸壁 5 バース
- (-10m) 岸壁 17 バース
- (-12m) 岸壁 4 バース
- (-13m) 岸壁 6 バース
- (-14m) 岸壁 5 バース 計 37 バース

重力式岸壁の被災要因には、作用地震動が設計で想定した地震動を大きく上回ったことが第一に想定されるが、このほかに置換地盤の支持力の不足や岸壁背後の裏埋土の液状化による影響も想定される。しかし、置換土の層厚について設計図書等で確認できるが、その支持力(N値)や裏埋土の液状化の有無については工学的に有効なデータがないため、各岸壁において大きな差異はないと考える。

このような点を考慮し、以下に示すように、震度法による設計の根幹となる設計震度、作用震度と被災変形量との関係を中心に分析する。この中で、置換土の層厚がどのように影響を与えるかを詳細に検討する。また、データ数が少ない、あるいは被災変形量の測量精度に見劣りがするという課題はあるが、先に示した薄層の置換地盤上やSCP地盤上の岸壁の被災事例についても比較を試みる。

- ①被災変形量(はらみ出し, 沈下)と置換土層厚との関係
- ②被災変形量と岸壁の法線方向(作用地震動)の関係
- ③被災変形量と設計震度の関係, 危険度(作用震度/破壊震度)の関係

なお、はらみ出し量や沈下量などの被災変形量は各バースの平均値を用いている。

ここで検討する危険度とは作用震度を破壊震度で除した値である。破壊震度は構造物の地震時の安定計算で安全率が1.0となる震度である。ここでは破壊震度の代わりに構造物の設計震度を用いているが、設計震度0.10のポートアイランドの岸壁については断面に余裕があり、その破壊震度が0.13まで大きくなることから0.13を用いている。

作用震度は地震時に構造物に作用したと考えられる震度である。この作用震度と地盤加速度の関係は、野田・上部による過去の地震被災事例の解析にもとづき、下式で算出している<sup>8)</sup>。

$$k' = 1/3(\alpha/g)^{1/3} \quad (\alpha > 200 \text{ Gal})$$

$$= \alpha/g \quad (\alpha \leq 200 \text{ Gal})$$

- ここに、  $k'$  : 作用震度
- $\alpha$  : 地盤最大加速度 (Gal)
- $g$  : 重力加速度 (980 Gal)

各施設の地盤最大加速度は、運輸省神戸港工事事務所などで実測された強震記録より推定している。先に岸壁の直角方向の想定地盤加速度は図-3.2に示されているが、南北方向の地盤加速度は最大538Galであるので、上記式によれば作用震度は0.27程度となり、一方、東西方向では地盤加速度230Galに対して作用震度0.21と計算される。

なお、神戸港全体の岸壁を対象にした上記のような被災分析は、被災直後に上部・稲垣・及川<sup>9)</sup>により実施されているが、本節では被災データの追加、置換層厚などの設計条件の再整理、特徴的な岸壁群ごとの整理と分析、薄層の置換地盤やSCP地盤の被災データとの比較などを新たに加えて、詳細な被災分析を行っている。

表-3.1 神戸港の重力式岸壁の設計諸元と被災変形量(1)

岸壁名	計画水深	設計水深	置換土層厚	岸壁方向	設計震度 k	作用震度 k'	危険度 k'/k	はらみ出し量 平均(最大, 最小)	沈下量 平均(最大, 最小)
●ポトアイト									
PC-1	-12m	-12.5m	7.5m	NS	0.13	0.21	1.6	2.7m(2.8, 2.6)	1.3m(1.4, 1.1)
PC-2	-12m	-12.5m	7.5m	NS	0.13	0.21	1.6	2.4m(2.6, 2.3)	1.1m(1.2, 1.0)
PC-3	-12m	-12.5m	8.5m	NS	0.13	0.21	1.6	2.5m(2.8, 2.3)	1.2m(1.4, 1.0)
PC-4	-12m	-12.5m	10.5m	NS	0.13	0.21	1.6	2.4m(2.8, 2.1)	1.3m(1.4, 1.1)
PC-5	-12m	-12.5m	12.5m	NS	0.13	0.21	1.6	2.4m(2.8, 2.2)	1.4m(1.6, 1.2)
PC-7	-12m	-12.5m	8.5m	EW	0.13	0.27	2.1	2.3m(2.8, 0.7)	1.1m(1.2, 0.8)
PC-8	-12m	-12.5m	8.5m	EW	0.13	0.27	2.1	3.1m(3.3, 2.4)	1.0m(1.2, 1.0)
PC-9	-12m	-12.5m	8.5m	EW	0.13	0.27	2.1	2.9m(3.3, 1.2)	1.2m(1.3, 0.9)
PC-10	-12m	-12.5m	13.5m	EW	0.13	0.27	2.1	3.6m(4.1, 2.1)	1.6m(1.8, 1.2)
PC-11	-12m	-12.5m	15.0m	EW	0.13	0.27	2.1	4.0m(4.4, 3.3)	1.6m(1.7, 1.3)
PC-12	-12m	-12.5m	15.5m	EW	0.13	0.27	2.1	2.8m(3.3, 2.5)	1.0m(1.2, 0.9)
公共(-10)	-10m	-12.0m	15.3m	EW	0.18	0.27	2.1	3.4m(4.1, 2.7)	1.2m(1.2, 0.9)
PL-1	-10m	-12.5m	5.5m	EW	0.13	0.27	2.1	3.7m(4.1, 3.5)	1.2m(1.4, 1.0)
PL-2	-10m	-12.5m	5.5m	EW	0.13	0.27	2.1	3.7m(4.2, 3.3)	0.8m(1.1, 0.6)
PL-3	-10m	-12.5m	5.5m	EW	0.13	0.27	2.1	3.2m(3.8, 1.7)	0.8m(0.9, 0.6)
PL-4	-10m	-12.5m	8.5m	EW	0.13	0.27	2.1	3.9m(4.1, 3.0)	1.3m(1.5, 0.9)
PL-5	-10m	-12.5m	8.5m	EW	0.13	0.27	2.1	3.7m(3.9, 3.4)	1.2m(1.2, 0.9)
PL-6	-10m	-12.5m	8.5m	EW	0.13	0.27	2.1	4.2m(4.4, 3.9)	1.2m(1.4, 1.1)
PL-7	-10m	-12.5m	8.5m	EW	0.13	0.27	2.1	4.2m(4.7, 3.8)	1.1m(1.4, 1.0)
PL-8	-10m	-12.5m	8.5m	EW	0.13	0.27	2.1	4.6m(5.0, 3.5)	1.5m(1.6, 1.0)
PL-9	-10m	-12.5m	10.5m	NS	0.13	0.21	1.6	2.9m(3.3, 2.6)	1.0m(1.1, 0.9)
PL-10	-10m	-12.5m	10.5m	EW	0.13	0.27	2.1	3.3m(3.6, 2.2)	1.2m(1.2, 1.1)
PL-11	-10m	-12.5m	10.5m	EW	0.13	0.27	2.1	3.2m(3.5, 3.0)	1.2m(1.3, 1.1)
PL-12	-10m	-12.5m	10.5m	EW	0.13	0.27	2.1	3.7m(4.4, 3.4)	1.4m(1.6, 1.2)
PL-13	-10m	-12.5m	10.5m	EW	0.13	0.27	2.1	5.2m(5.4, 4.4)	1.7m(1.9, 1.6)
PL-14	-10m	-12.5m	10.5m	EW	0.13	0.27	2.1	4.6m(4.9, 4.5)	1.6m(1.8, 1.4)
PL-15	-10m	-12.5m	10.5m	EW	0.13	0.27	2.1	4.5m(4.8, 3.0)	1.7m(1.8, 1.2)
PC-13	-15m	-15.8m	16.5m	EW	0.18	0.27	1.5	3.9m(4.7, 2.2)	1.3m(1.8, 1.1)
PC-14	-15m	-15.8m	18.0m	EW	0.15	0.27	1.8	3.2m(3.9, 2.4)	0.4m(0.8, 0.3)
PC-15	-15m	-15.8m	21.0m	EW	0.15	0.27	1.8	2.3m(2.9, 1.0)	0.3m(0.4, 0.2)
●六甲アイト									
RC-1	-13m	-13.5m	13.0m	NS	0.15	0.21	1.4	1.9m(2.0, 1.6)	0.8m(0.8, 0.7)
RC-2	-13m	-13.5m	15.0m	NS	0.15	0.21	1.4	1.7m(1.9, 1.4)	0.8m(0.8, 0.7)
RC-3(西)	-13m	-13.5m	16.0m	NS	0.15	0.21	1.4	2.7m(3.3, 1.4)	1.1m(1.2, 0.7)
RC-3(南)	-14m	-14.0m	15.0m	EW	0.15	0.27	1.8	3.8m(4.3, 1.0)	1.5m(1.8, 1.1)
RC-4	-14m	-14.0m	16.0m	EW	0.15	0.27	1.8	4.0m(4.2, 3.4)	1.5m(1.6, 1.4)
RC-5	-14m	-14.0m	17.0m	EW	0.15	0.27	1.8	4.7m(5.2, 4.2)	2.0m(2.2, 1.6)
RC-6	-14m	-14.0m	20.5m	EW	0.15	0.27	1.8	4.7m(5.2, 4.1)	1.7m(1.9, 1.6)
RC-7	-14m	-14.0m	22.5m	EW	0.15	0.27	1.8	4.1m(5.2, 3.5)	1.6m(1.7, 1.4)
RL-2(南)	-13m	-14.0m	20.5m	EW	0.15	0.27	1.8	2.7m(3.3, 2.5)	1.0m(1.2, 0.9)
RL-2	-13m	-14.0m	21.0m	NS	0.15	0.21	1.4	2.7m(3.4, 2.0)	0.9m(1.1, 0.8)
RL-1	-13m	-14.0m	21.0m	NS	0.15	0.21	1.4	3.0m(3.3, 2.0)	1.0m(1.1, 0.8)
RF-1	-7.5m	-9.5m	13.3m	EW	0.15	0.27	1.8	2.4m(2.6, 2.1)	1.1m(1.1, 0.8)
RF-2	-9m	-9.5m	13.8m	EW	0.15	0.27	1.8	2.4m(2.7, 1.7)	1.1m(1.1, 0.7)
RF-3	-8.5m	-9.5m	14.4m	EW	0.15	0.27	1.8	4.0m(4.7, 2.3)	1.5m(2.0, 1.2)
A	-7.5m	-8.0m	16.0m	NS	0.18	0.21	1.17	2.3m(2.7, 1.6)	1.2m(1.4, 0.8)
C	-10m	-11.0m	14.0m	NS	0.18	0.21	1.17	2.8m(3.3, 1.9)	1.0m(1.1, 0.8)
D	-10m	-11.0m	8.0m	EW	0.18	0.27	1.5	2.4m(2.6, 2.0)	0.9m(1.2, 0.8)
E	-10m	-11.0m	8.0m	EW	0.18	0.27	1.5	2.2m(2.4, 2.1)	0.9m(0.9, 0.8)
F	-10m	-11.0m	8.0m	EW	0.18	0.27	1.5	2.4m(2.4, 2.2)	0.9m(1.0, 0.9)
G	-10m	-11.0m	8.0m	EW	0.18	0.27	1.5	2.5m(2.8, 2.4)	0.9m(1.0, 0.8)
H	-10m	-11.0m	8.0m	EW	0.18	0.27	1.5	2.4m(2.6, 2.3)	1.0m(1.0, 0.9)
I	-10m	-11.0m	8.0m	EW	0.18	0.27	1.5	2.4m(2.6, 2.3)	0.9m(1.0, 0.8)

表-3.1 神戸港の重力式岸壁の設計諸元と被災変形量(2)

岸壁名	計画水深	設計水深	置換土層厚	岸壁方向	設計震度 k	作用震度 k'	危険度 k'/k	はらみ出し量		沈下量	
								平均 (最大, 最小)	平均 (最大, 最小)	平均 (最大, 最小)	平均 (最大, 最小)
J	-10m	-10.5m	11.5m	EW	0.15	0.27	1.8	2.0m (3.0, 1.4)	1.2m (1.3, 0.9)		
L	-10m	-10.5m	11.5m	EW	0.15	0.27	1.8	1.8m (2.0, 1.5)	1.1m (1.2, 0.8)		
M	-10m	-10.5m	11.5m	EW	0.15	0.27	1.8	2.8m (3.0, 2.1)	1.2m (1.3, 1.1)		
N,O	-7.5m	-8.3m	19.5m	NS	0.18	0.21	1.17	2.2m (2.7, 1.9)	1.3m (1.6, 1.2)		
P	-10m	-11.0m	17.0m	NS	0.18	0.21	1.17	1.1m (1.6, 0.7)	1.5m (1.7, 1.3)		
Q	-10m	-11.0m	17.0m	NS	0.18	0.21	1.17	1.9m (2.5, 1.5)	1.3m (1.5, 1.1)		
R	-10m	-10.2m	17.0m	EW	0.18	0.27	1.5	2.4m (3.0, 1.7)	1.3m (1.6, 1.1)		
S	-10m	-10.2m	17.0m	EW	0.18	0.27	1.5	2.1m (2.3, 2.0)	1.2m (1.4, 1.1)		
T	-10m	-10.2m	17.0m	EW	0.18	0.27	1.5	2.4m (2.6, 2.1)	1.2m (1.2, 1.1)		
U	-10m	-10.2m	17.0m	EW	0.18	0.27	1.5	2.6m (2.8, 2.3)	1.3m (1.5, 1.1)		
V	-10m	-10.2m	17.0m	EW	0.18	0.27	1.5	2.8m (2.9, 1.7)	1.3m (1.5, 1.2)		
W	-12m	-12.7m	19.0m	EW	0.18	0.27	1.5	2.7m (3.1, 2.4)	1.5m (1.7, 1.4)		
X	-12m	-12.7m	19.0m	EW	0.18	0.27	1.5	2.6m (2.9, 2.3)	1.5m (1.6, 1.4)		
Y	-12m	-12.7m	19.0m	EW	0.18	0.27	1.5	3.1m (3.6, 2.5)	1.5m (1.7, 1.3)		
Z	-12m	-12.7m	19.0m	EW	0.18	0.27	1.5	3.0m (3.8, 1.8)	1.4m (1.8, 1.0)		

b) 設計震度と置換層厚の分布

神戸港の重力式岸壁の設計震度 ( $k$ ) は、それぞれの経緯から  $k = 0.13, 0.15, 0.18$  の3ケースがあり、その分布を図-3.15に示す。ポートアイランド1期はすべてが0.13、六甲アイランドとポートアイランド2期は0.15と0.18で設計されている。

一方、各岸壁の置換土の層厚は基本的には沖積粘土層の厚さに等しく、図-3.15に示すように沖合に進むに従って増している。具体的には、ポートアイランド1期の北側の岸壁が層厚5.5m、ポートアイランド2期の防波護岸が層厚24~26m、六甲アイランドの北側の岸壁が層厚8.5m、南側の岸壁が層厚16~22mとなっている。

c) 被災変形量と置換層厚との関係

まず、はらみ出し量や沈下量などの被災変形量と置換土の層厚との関係を検討してみる。図-3.15の中で、岸壁の設置方向、岸壁水深及び設計震度が等しく、置換層厚のみが異なる一連の岸壁群を検討の対象とする。

ポートアイランドのPC-1からPC-5 (岸壁群①) は、設計震度0.13、水深 (-12m) の南北方向に伸びた連続岸壁である。ポートアイランドのPC-7からPC-12、PL-1~PL-15 (岸壁群②) は、設計震度0.13、水深 (-10m)、(-12m) の岸壁で、すべて東西方向に設置されている。(これらは岸壁の計画水深は (-10m) と (-12m) で異なるが、構造水深は (-12m) で等しい。)

また、六甲アイランドのRC-1~RC-3、RL-1~RL-2 (岸壁群③) は、設計震度0.15、水深 (-13m) の南北方向に伸びた岸壁であり、六甲アイランドのRC-3(南)~RC-7 (岸壁群④) は、設計震度0.15、水深 (-14m) 岸壁で東西方向に設置されている。

図-3.16に、4つの岸壁群の「はらみ出し量、沈下量と置換層厚との関係」をまとめて示す。ポートアイランドのPC-1~PC-5 (岸壁群①) については、置換土が厚くなってもはらみ出し量には顕著な差は見られないが、その他の3つの岸壁群についてはバラツキがあるものの、置換土が厚くなるとはらみ出し量も増大する傾向が見られる。ただし、層厚が増してもはらみ出し量の増大する割合は、岸壁の設置方向による差異と比べて大きくない。例えば、岸壁群③や岸壁群④では置換層厚が13~21m、15~23mに変化しているが、はらみ出し量の増大は最大1m程度である。これに対し、岸壁の設置方向によるはらみ出し量の差、すなわち作用地震動の大きさによる差は、岸壁群①と岸壁群②、岸壁群③と岸壁群④の間において歴然としている。

岸壁の沈下量と置換層厚との関係については、いずれの岸壁群とも、置換土層が厚いほど沈下量も大きくなっている。その傾向は上記のはらみ出し量と置換層厚との関係よりも明確である。



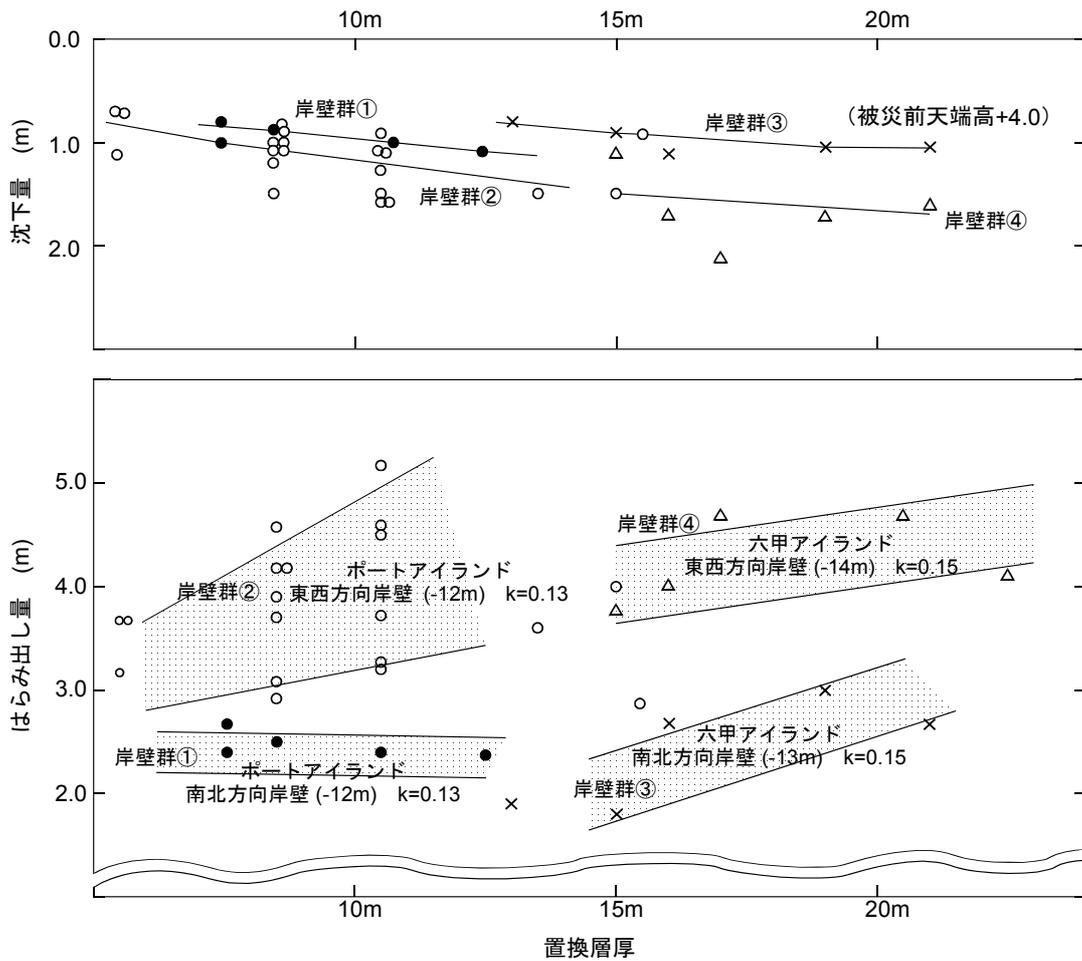


図-3.16 被災変形量（はらみ出し，沈下）と置換層厚との関係

d) 岸壁のはらみ出し量と沈下量，段差との関係

置換地盤上のケーソン岸壁の被災では，図-3.7の典型的な被災パターンに示すように，両者は独立に生じるのではなく，岸壁の沈下は岸壁のはらみ出しと関係しているものと推察される．図-3.17は上記の4つの岸壁群のすべてデータをひとまとめにして，はらみ出し量と沈下量の間関係を整理したものである．図には置換層厚6～13mの岸壁と13～23mの岸壁を分けて示している．全般的に見れば，岸壁のはらみ出し量が大きければ沈下量も大きくなっているが，はらみ出し量が等しければ置換層厚13～23mのほうがわずかに沈下量が大きい傾向にある．平均では，はらみ出し量が2mのときは沈下量1m以下，3mのときは1.3m，4mのときは1.6m，はらみ出し量が5mまでいくと沈下量は2m程度になっている．

神戸港における置換地盤上の重力式ケーソン岸壁の被災で特徴的なことの一つに，ケーソンと背後地盤との間

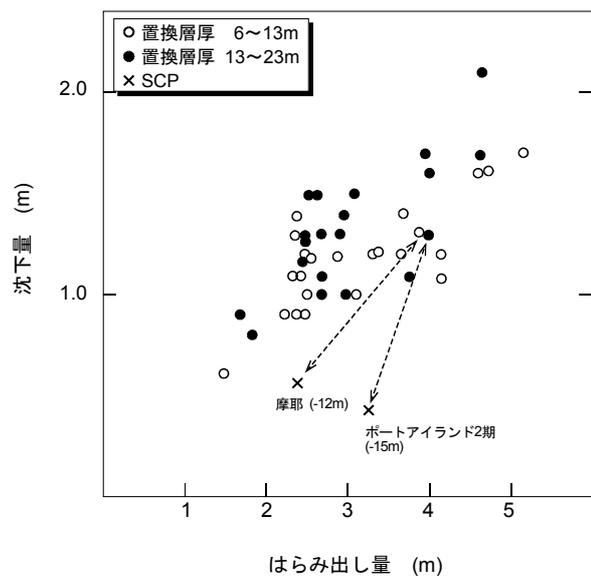


図-3.17 岸壁のはらみ出し量と沈下量の関係

に大きな段差が生じていたことが挙げられる。図-3.18はこの段差がケーソンのはらみ出し量とどういう関係にあるかを整理したものである。多少のバラツキはあるものの、段差ははらみ出し量の増大とともに大きくなっている。平均的に見ると、はらみ出し量が2mのときは段差が1.5m、3mのときは2m、4～5mのときは段差も3m程度まで増大することが読み取れる。

e) 被災変形量と設計震度・危険度との関係

重力式（ケーソン）岸壁に関する地震被災事例分析の結果では、データにかなりのバラツキはあるものの、地表面加速度から算定した作用震度が岸壁の破壊震度（設計震度）を超えると被災が生じ、危険度（作用震度／岸壁の破壊震度）の増加とともに被災変形量が増大することが確認されている<sup>10)</sup>。平成7年兵庫県南部地震で被害を受けた神戸港の置換地盤上の重力式岸壁については、ど

のようなことが言えるのかを検討してみる。

はじめに、岸壁の方向が同一で（作用地震動が等しく）、設計震度が異なる一連の岸壁を取り出し、はらみ出し量と設計震度との関係を整理してみる。整理する上では(3)被災変形量と置換土の層厚との関係で示したように、置換土の層厚が被災変形量に影響していることから、置換土の層厚6～13mの岸壁群と13～23mの岸壁群を分けている。なお、層厚13mは神戸港に設置されているケーソンのフーチングも含んだ幅員の平均値に対応している。

図-3.19(1)は置換土の層厚6～13mで東西方向の岸壁群（ポートアイランド1期と六甲アイランド北側）について、図-3.19(2)は同じく層厚13～23mの岸壁群（六甲アイランド南側とポートアイランド2期）について、はらみ出し量と設計震度との関係を整理したものである。

図-3.19(1)では設計震度が小さいほど（ケーソン堤体幅が狭いほど）はらみ出し量が大きくなるのが、明確

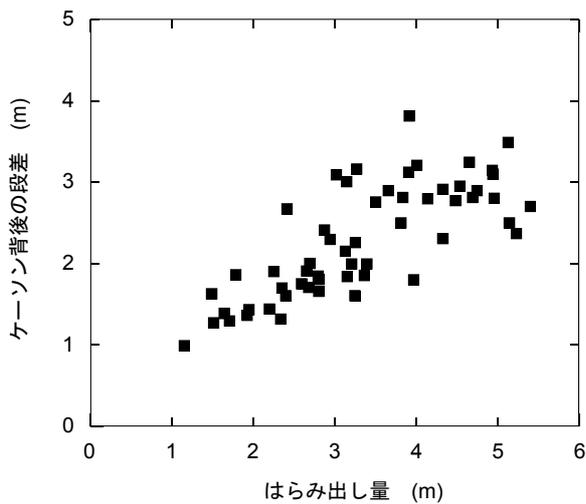


図-3.18 岸壁のはらみ出し量と段差との関係

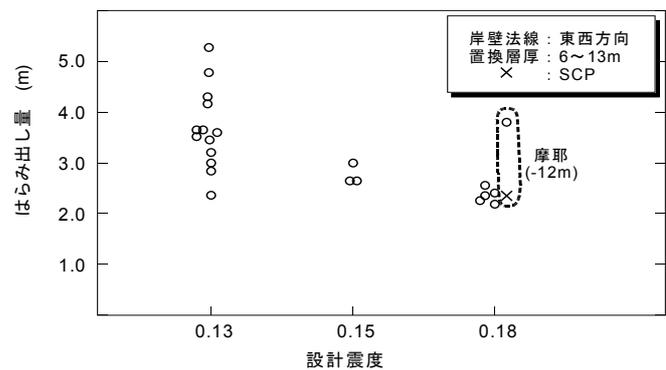


図-3.19(1) 岸壁のはらみ出し量と設計震度との関係（東西方向、置換層厚 6～13m）

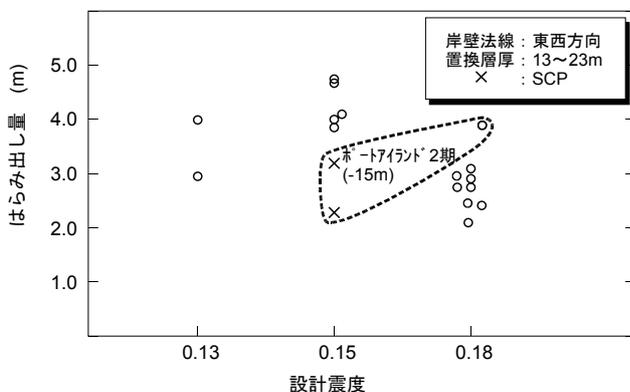


図 3.19-(2) 岸壁のはらみ出し量と設計震度との関係（東西方向、置換層厚 13～23m）

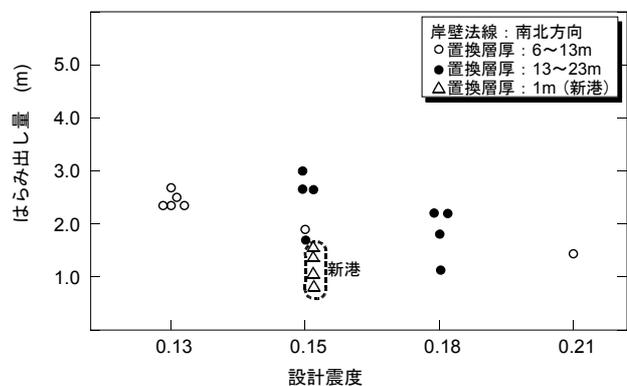


図-3.19(3) 岸壁のはらみ出し量と設計震度との関係（南北方向）

に読み取れる。六甲アイランドの設計震度0.18の岸壁では2.1~2.5mのはらみ出し量であるのに対し、ポートアイランドの設計震度0.13の岸壁では2.4~5.2mである。

図-3.19(2)に示した層厚13~23mの岸壁では、設計震度0.13の事例が少なく全体の傾向から外れているが、設計震度0.15と0.18の違いを見ると、置換土の層厚6~13mのケースと同様に設計震度が小さいほど（ケーソン堤体幅が狭いほど）はらみ出し量が大きくなっている。

次に南北方向に伸びている岸壁群の場合について考察する。図-3.19(3)は、南北方向の岸壁をすべて選び、はらみ出し量と設計震度との関係を整理したものである。サンプル数の不十分さは否めないが、全体の傾向としては東西方向の岸壁群と同様に設計震度が小さいほど（ケーソン堤体幅が狭いほど）はらみ出し量が大きくなることを読み取れる。

これまで整理した南北と東西両方向のすべての岸壁のデータをもとに、はらみ出し量と危険度（作用震度/設計震度）との関係を整理して図-3.20に示す。この危険度は、従来の震度法による設計法において作用地震動が設計地震動に対してどれだけ上まわったかを表す指標と考えることができる。具体的には、設計震度0.13で東西方向に伸びている岸壁では $0.27/0.13=2.1$ 、設計震度0.18で南北方向に伸びている岸壁では $0.21/0.18=1.2$ となる。

図-3.20を見ると、幅を持った分布にはなっているが、全体の傾向としては危険度が増すにつれてはらみ出し量も大きくなっている。そして置換土が厚いほど、はらみ出し量もわずかに大きくなっていることが読みとれる。具体的には、危険度が1.2でははらみ出し量は1~2m、危険度が1.5では2~3m、危険度が2.1では3~5mである。図-3.20には過去の被災事例について上部<sup>10)</sup>が整理したデータの範囲（ただし液状化なしの事例を整理）も示しているが、神戸港の被災は明らかに過去の被災事例の範囲を外れて、それよりもかなり大きくなっている。

このように神戸港の置換地盤上のケーソン岸壁についても、はらみ出し量と危険度の関係は、基本的には過去の地震被災事例に基づいて導かれた関係と同様な傾向を示しているが、はらみ出し量は同じ危険度に対する過去の被災事例と比べてかなり大きいことが示された。

#### f) 薄層置換地盤上・SCP地盤上の岸壁の被災

先に、薄層の置換地盤上の重力式岸壁の被災およびSCP改良地盤上の重力式岸壁の被災において、これらの被災が置換地盤上のケーソン岸壁と比較して小さいことを明らかにした。これらの薄層の置換地盤やSCP改良地盤上の岸壁の被災変形量が図-3.19や図-3.20の中でのどのような位置づけになるかを検討してみた。

薄層の置換地盤上に設置された新港突堤のデータは図

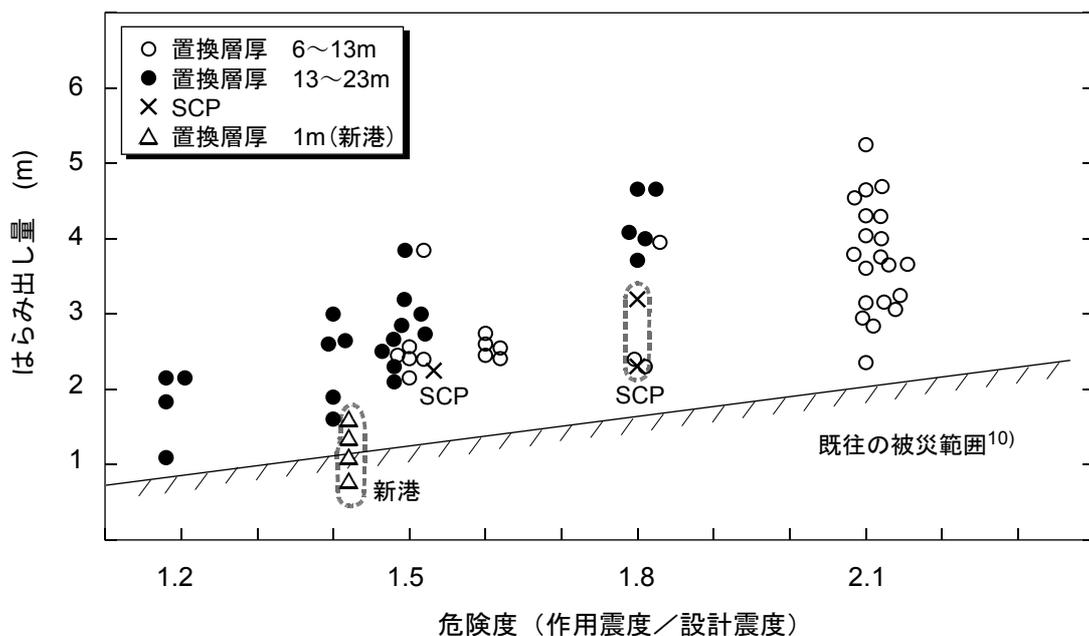


図-3.20 岸壁のはらみ出し量と危険度（作用震度/設計震度）との関係

-3. 19(3)と図-3. 20の中に示されている。それによれば、新港第1突堤～第4突堤のデータは、神戸港全体の「はらみ出し量と設計震度との関係」、「はらみ出し量と危険度との関係」の帯状のプロットよりも下側にプロットされており、危険度との関係の図-3. 20では、既往の被災の範囲に一部が入っている。すなわち、薄層の置換地盤上の新港突堤の被災状況は既往の被災事例と類似しており、それに対し、本格的な置換地盤の上に築造されたポートアイランドや六甲アイランドの岸壁は、同じ危険度に対する既往の事例よりかなり大きくなっているのである。

これに対し、SCP地盤上の2ケースの岸壁の場合は、隣接する置換地盤上の岸壁のはらみ出しと比べれば明らかに小さいが、神戸港全体の被災状況の中で見ると、SCP地盤上の岸壁のはらみ出し量が特に小さくなっているとは言えないようである。これはSCP工法に被災を抑制する効果がないことではなく、今回の分析の中心となるポートアイランド1期や六甲アイランドではSCP改良地盤の事例が皆無であったことと、上記2ケースの岸壁の被災が同一の条件を有する他の岸壁と比較してかなり大きく、SCP工法による地震時変形抑制効果が明瞭に現れにくい条件にあったためと考えられる。

#### (9)まとめ

平成7(1995)年兵庫県南部地震による港湾施設の被災報告書、各施設の地盤条件、設計条件などの設計資料を再整理するとともに、これまで未整理であった被災資料も加えて、置換地盤上の重力式岸壁の被災の特徴、非常に大きな被害をもたらした要因などについて分析した。これらの結果をまとめると、以下のとおりである。

1) 神戸港の岸壁の構造は、そのほとんどが置換地盤上にケーソンを設置した重力式構造である。これらの岸壁では、ケーソンが2～5m海側にはらみ出し、このはらみ出しに伴い、ケーソンの沈下と背面位置での段差が生じている。被災規模は岸壁の設置方向、設計条件、置換土の層厚などにより幅はあるものの、ほぼ同様の被災パターンを示している。また、岸壁の延長方向にはほとんど出入りはなく、概ね均一な被災状況である。

2) 岸壁のはらみ出し量と沈下量、はらみ出し量と背後の段差には明確な相関関係があり、はらみ出し量の大きさが被災変形の重要な指標となる。

3) 水中部における岸壁の基礎捨石マウンドの変状調査から、岸壁の被災はケーソンが基礎捨石マウンド上を滑動

したというよりも、主として置換土・基礎捨石マウンドを含む基礎地盤が変形することにより生じたものと推察される。

4) ポートアイランドと六甲アイランドの大型岸壁67パースを対象に、岸壁の設計震度と設置方向が等しい岸壁群を選定し、被災変形量と置換層厚の関係を検討した結果では、バラツキがあるものの、置換土が厚くなるとはらみ出し量、沈下量とも増大する傾向が見うけられる。ただし、層厚が増してもはらみ出し量の増大する割合は、設置方向の差異と比べて大きくない。

5) 重力式岸壁の被災変形量(はらみ出し量、沈下量)は、岸壁の設置方向に強く関係している。東西の法線方向の岸壁が南北のそれよりも大きい値を示しており、地震動の卓越方向と整合する。

6) 岸壁の設置方向ごとに岸壁のはらみ出し量と設計震度との関係を見ると、設計震度が小さいほど(ケーソンの堤体幅が狭いほど)、はらみ出し量が大きくなっている。

7) 東西と南北両方向のすべての岸壁を対象に岸壁のはらみ出し量と危険度(作用震度/設計震度)の関係をみると、幅を持った分布にはなっているが、全体の傾向としては、危険度が増すにつれてはらみ出し量も大きくなっている。このような関係は基本的には過去の被災事例と同様な傾向を示しているが、神戸港における岸壁のはらみ出し量は同じ危険度に対する過去の事例と比べてかなり大きい。

8) 神戸港では、一部において薄層の置換地盤上の岸壁やSCP改良地盤上の岸壁が築造されていた。それらの被災変形量は、隣接する置換地盤上の岸壁と比べて明らかに小さくなっている。これらの特異な事例のデータは、⑦で明らかになった岸壁のはらみ出し量と危険度(作用震度/設計震度)の関係のなかで、本格的な置換地盤上の岸壁群と比べてかなり下側にプロットされ、一部は過去の被災事例の範囲に入っている。このようなことから、設計で想定したものを大幅に上回る地震動が作用したことに加えて、置換地盤上に設置されていたことが被害を大きくしたものと推察される。

9) 神戸港の大部分の防波堤は岸壁と同様に置換地盤上に設置されているが、被災状況は明らかに異なっている。防波堤の法線の出入りは非常に小さかったが、防波堤天

端の沈下量は1～2mで置換土の層厚が増すにつれてわずかに増大する傾向にある。防波堤の沈下量は（置換土と類似した土砂で造成された）埋立地の沈下量と比べて明らかに大きく、体積圧縮よりもせん断破壊に起因する沈下が卓越していることが窺える。

### 3.2 模型実験による重力式岸壁の被災分析

前節で取りまとめたように、神戸港の岸壁の大半を占める置換地盤上の重力式岸壁では、はらみ出し、沈下、傾斜等の甚大な被害を受けた。この原因としては、設計上の想定地震動を超える大きな地震動に加え、ケーソン背後の裏埋土や基礎の置換土も何らかの影響を与えているものと推定される。

本章では、現地の被災調査と分析では十分に把握できない地盤内の変状等を含めた岸壁の被災メカニズムに関して、水中振動台を使用した模型振動実験により検討する。模型振動実験は置換地盤上に設置されたケーソン岸壁を中心に実施するが、岸壁の被災メカニズムを検討する上で参考とするため、置換地盤上の防波堤の実験結果についても考察する。

#### (1) 模型振動実験の特徴

模型振動実験は実物と模型の幾何学的な相似を考慮し、構造物模型に振動を与えるもので、有限要素法などの数値計算による方法と並んで、地盤を含む構造物の全体的挙動を把握する手段のひとつである。

本研究において対象としている岸壁等の港湾施設の地震時挙動に関して、前節で示した以下のような岸壁の被災シナリオを再掲し、それに基づいて模型振動実験の位置付けを示す。

- ① ケーソン設置時の瞬時沈下
- ② 裏込石施工・埋立によるケーソンの回転（傾斜）
- ③ ケーソン重量および埋立による基礎地盤の沈下  
地震発生までに、上記①～③の状態まで進行し安定状態となる。
- ④ 地震発生によって慣性力や土圧・動水圧が作用
- ⑤ 基礎地盤や背後地盤の過剰間隙水圧上昇
- ⑥ ケーソン函体の海側への水平変位・海側へ傾斜
- ⑦ 背後地盤のクラック発生・陥没
- ⑧ 数日から数週間後に被災調査実施

これらのシナリオにおいて、④地震発生によって加速度が作用した後に、⑥数メートルのはらみ出し、ケーソンの2～4度程度の海側への傾斜、⑦背後地盤の陥没の発生については、⑧数日から数週間後の被災調査によって確認されている。

ここで④～⑦のイベントの時系列に関して想定可能なケースを考えてみる。例えば、六甲アイランドのRC-5岸壁のはらみ出しが5mあったとすると、

- a) 設計で想定している設計震度を超えた瞬間に5m移動する、
- b) 主要動が作用している数十秒間の間に5m移動する、
- c) 主要動の間に3m程度移動し、液状化による過剰間隙水圧が減少する過程で2m程度移動する

などが想定される。一般的には現地において実際に被災過程を記録した情報としては、近隣に設置された強震計による記録があるだけであり、上記a)～c)の想定されるケースを特定することは困難である。また、地震後の調査においては、復旧を優先することから重要な被災構造物を除いては詳細な調査を実施できないのが現状である。

構造物の地震時の挙動を詳細に知るために得ることができる情報としては、上記シナリオの①～③までに該当する被災前のデータとしての設計条件と設計断面図などの設計図書や地盤調査結果があり、⑧の被災後のデータとしては、はらみ出し、沈下、傾斜などの岸壁の被災変形量や背後地盤表面の状況が挙げられる。被災メカニズムを検討するためにはこれだけでは不十分なため、④～⑧へ至る過程を模型振動実験において再現し、種々の計測装置を用いて加速度、過剰間隙水圧、変位などの時刻歴を計測する。これら全ての情報の相互関係などを総合的に考察することにより、被災過程で何がどのように関わっているかを定性的、定量的に調べることが可能となる。

一方、特定の岸壁構造の定量的な挙動の把握、すなわち、想定される地震動に対して対象とする岸壁がどのような挙動を示すかを調べる変形照査は、模型実験や数値解析の最終目標とするものである。

重力式岸壁の設計においては、既往の地震被災事例等の分析から、震度法による設計の妥当性がある程度確認されているが、設計震度をはるかに超える地震動や地盤の部分的な液状化、あるいは新しい構造型式などに対しては、震度法による準静的設計には限界があり、これらに対しては模型振動実験が有効な方法となりうる。

本資料においては、第3章において前者の模型振動実験による被災メカニズムの解明を行い、これらの結果も踏まえて、第5章において被災した岸壁の復旧断面の耐震性能の評価について言及する。

このように、模型振動実験は岸壁等の港湾施設の地震応答解析において有効な手法と考えられるが、いくつかの問題点もある。その代表的なものは言うまでもなく、実験における相似則の適用性についてである。重力場に

おける模型振動実験については、いくつかの基礎的実験の事例があるが、地盤を含む岸壁の全体的挙動、すなわち大きな地震による被災の再現については十分な研究はなされていない。

平成7年兵庫県南部地震による岸壁の被災分析に関連して、事前のデータとして神戸港の岸壁に関する設計条件・断面、並びに事後のデータとして被災状況、基礎部の状況、基盤から地表までの地震記録など詳細な資料がまとめられている。模型振動実験の再現性がこれらのデータをもとに確認されれば、地震による岸壁の被災のメカニズムの解明、さらには想定される地震動に対する設計断面の変形照査も信頼性のより高いものとなると考えられる。

## (2) 模型振動実験の概要

### a) 実験装置

模型振動実験には、3次元6自由度の加振性能を有する大型水中振動台を用いた。この実験装置は、図-3.21の鳥瞰図に示すように、15m×15mの大型水槽の底面の中央に直径5.5mの振動台を設置したものである。この大型水中振動台を使用した理由は、水～地盤～構造物の連成振動を忠実に再現できること、及び水平2方向と鉛直方向の同

時加振が可能であることによる。水中振動台の主要な性能は表-3.2のとおりであり、加振能力としては最大加速度が水平方向2G、上下方向1.5Gである。また変位に関しては最大振幅が水平方向±300mm、上下方向±100mmである。

### b) 入力地震波の選定

平成7年兵庫県南部地震による神戸港の岸壁被災を検討する際に用いられる入力地震動としては、港湾地域強震観測網、神戸海洋气象台、関西地震観測研究協議会等の地震観測記録の利用が可能であり、これらの記録から対象岸壁に最も適した入力地震波を選定する。種々の記録を精査した結果、構造物上に設置された記録や対象地点から遠く離れた地点のもの、地盤条件が異なるものを除き、神戸市開発局によりポートアイランドのPC-1岸壁の背後で測得された鉛直アレー強震観測結果を用いることとした。この鉛直アレー強震観測では、地表(KP+4m)、KP-12m、KP-28m、KP-78mに地震計が設置されていたが、今回の実験では図-3.22に示すKP-28mの地震記録を振動台の入力波形とした。ここで、KPはKobe Pileの略称であり、神戸港修築工事零位を示している。

表-3.2 水中振動台性能一覧

	項目	仕様
1	水槽寸法	15m×15m
2	水槽水深	2m
3	振動台寸法	円形、φ5.5m
4	積載重量	定格20トン、最大60トン
5	加振方向	水平方向 (X, Y), 上下 (Z), 回転 ( $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ ) 3次元6自由度
6	最大振幅	X ±200mm, Y ±300mm, Z ±100mm
		$\theta_x \pm 1^\circ, \theta_y \pm 1^\circ, \theta_z \pm 1^\circ$ (単独加振時)
7	速度 (単独加振)	X ±75cm/s, Y ±100cm/s, Z ±50cm/s (連続)
8	速度 (2軸同時加振)	X ±50cm/s, Y ±50cm/s, (連続)
		X ±75cm/s, Y ±75cm/s, (12sec)
9	速度 (2軸同時加振)	X ±45cm/s, Y ±45cm/s, (連続)
		X ±65cm/s, Y ±65cm/s, (12sec)
10	加速度	X ±2.0G, Y ±1.0G, Z ±1.5G (20トン時)
		X ±1.0G, Y ±0.5G, Z ±1.0G (60トン時)
11	加速度周波数	DC~70Hz
12	駆動方式	電気油圧サーボ方式
13	制御方式	加速制御・変位制御切替方式
14	加振波形	規則波・不規則波

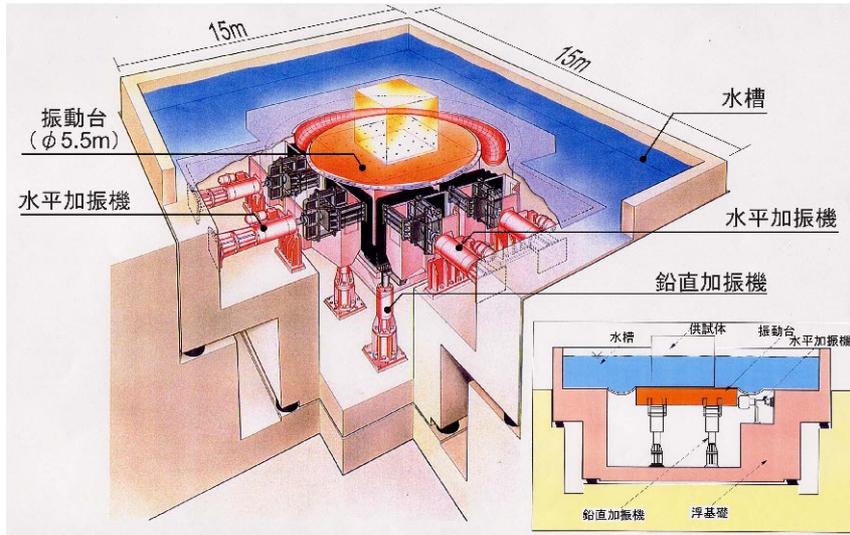


図-3.21 大型水中振動台の鳥瞰図

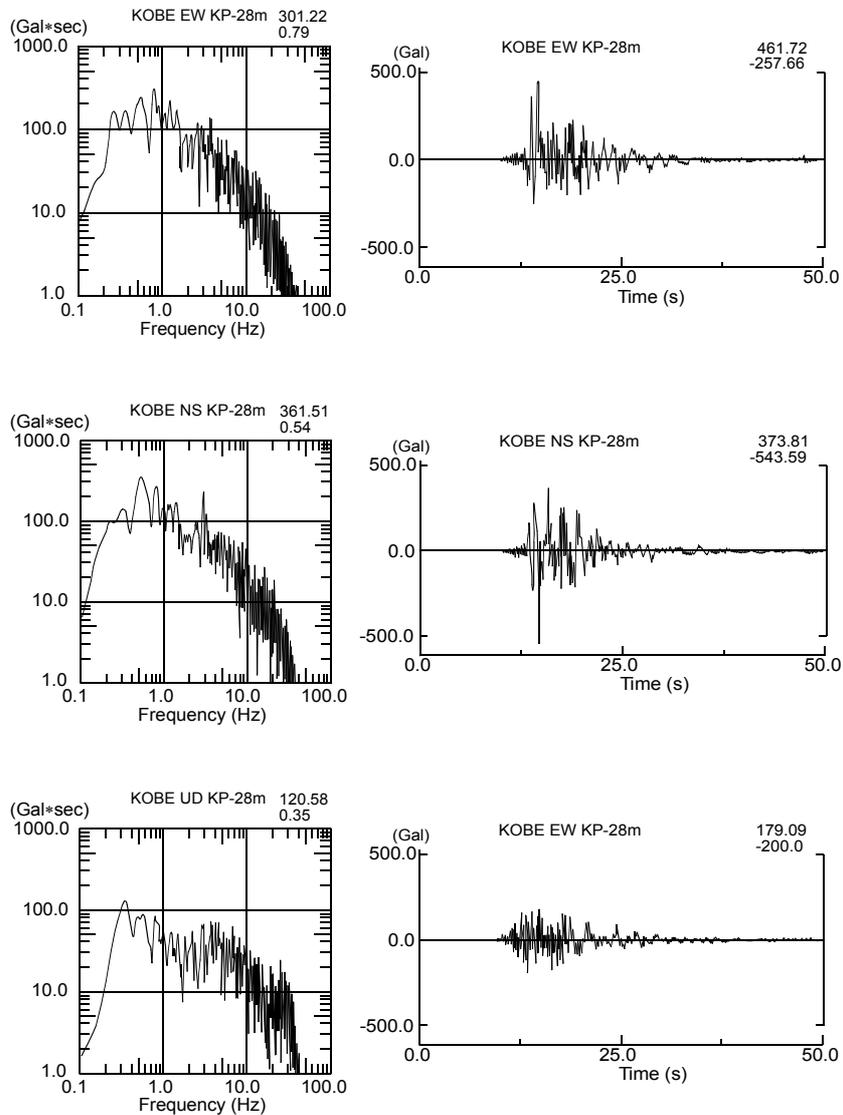


図-3.22 模型振動実験の入力地震波 (実物スケール, ポートアイランド KP-28m 地震記録)

c) 岸壁模型の作製

① 岸壁模型断面の選定

被災再現実験の模型断面として、入力地震動の観測位置に極めて近いポートアイランドのPC-1～PC-5岸壁の標準断面を選定した（PC1～PC5岸壁の位置は図-3.15参照）。この岸壁の断面は図-3.23に示すとおりで、置換地盤の下面がKP-24mとなっており、入力地震動の観測深さKP-28mと近い。また、岸壁法線方向がN-S方向から約2度ほど西に偏角しているだけであり、模型実験における入力地震動を再構成することなく直接入力できると判断した。

対象施設のケーソン式岸壁は設計震度0.13の比較的小さな設計震度の岸壁である。岸壁の被災状況は大きな加速度が作用したE-W方向の岸壁よりは小さかったが、神戸港のケーソン岸壁に生じた典型的な被災が見られる。具体的には、同図に示すとおり、ケーソン岸壁は前傾しながら、2.8mはらみ出すとともに、1.2m沈下していた。また岸壁背後のエプロンや荷さばきヤードは平均2mほど沈下し、ケーソンとの間には段差が生じていた。

② 相似則に関する検討

本実験の模型縮尺は、振動台の大きさと既存の模型ケーソンの有効利用を考慮して1/17としている。1G場における模型振動実験の相似則としては、対象とする現象が地震時の地盤-構造物の変形挙動であることから、地盤を二相系飽和材料（間隙水・土粒子骨格）と仮定したときの波動伝播特性を基準とした井合<sup>1)</sup>の提案する相似則を採用した。表-3.3に今回採用した諸量の相似則を示す。

本実験においては液状化現象に関係する透水係数について注意する必要がある。すなわち、この相似則では長さや時間の縮尺比が異なることから、透水現象に関する相似則を満足するためには水の粘性を上げる必要があるが、水中振動台を用いた実験であるため約300m<sup>3</sup>もの水の粘性係数を調節することは事実上不可能である。加振中は非排水に近い挙動を示すことが予想されるが、過剰間隙水圧の消散過程に関しては、実物と比較して早く消散していくことが予想される。

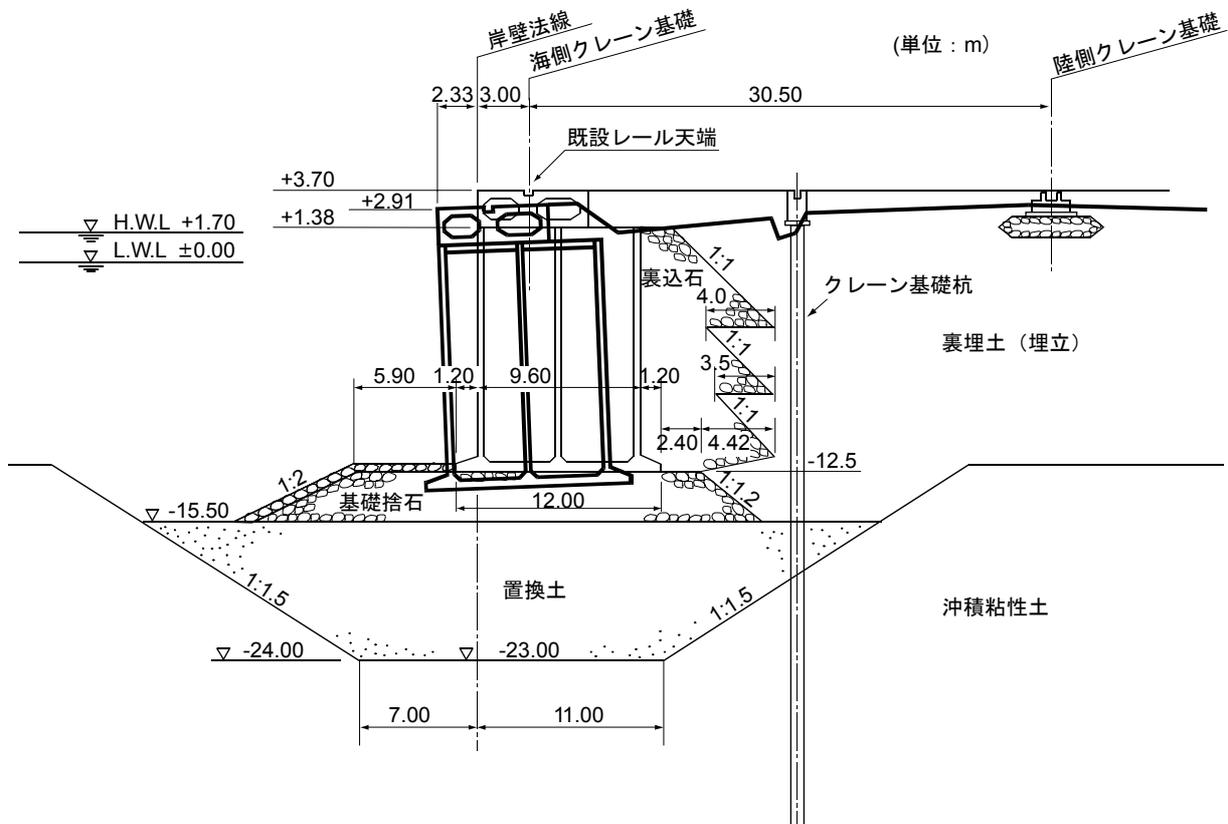


図-3.23 実験対象断面（ポートアイランドPC-1～5岸壁標準断面）及び被災状況

表-3.3 ケーソン式岸壁の模型振動実験に用いた相似則

パラメータ	実物／模型	縮尺比
長さ	$\lambda$	17.0
密度	1.0	1.0
時間	$\lambda^{0.75}$	8.37
応力	$\lambda$	17.0
間隙水圧	$\lambda$	17.0
変位	$\lambda^{1.05}$	70.09
速度	$\lambda^{0.75}$	8.37
加速度	1.0	1.0

③ 実験に用いた試料

現地ではまさ土による基礎の置換および岸壁背後の裏埋め（埋立）が行われていることから、模型実験においても同様のまさ土を岸壁背後の埋立地からダンプトラックにより実験場へ搬入した。採取したまさ土は埋立時に最大粒径を200mmに調節しており、図-3.24の□印のような粒度分布が得られた。しかし、模型縮尺が1/17であること及び模型の密度管理を容易にすること等を考慮すれば、このまま用いることは不適切であるため、図のように30mmフルイ通過分だけの試料（△印）を作成して実験に用いた。

現地の海底地盤は沖積粘土層となっているが、粘土による模型地盤作製には圧密等のために長期間を要することから、模型では相馬珪砂5号（平均粒径0.32mm）を用いて製作した。基礎捨石マウンドには砕石4号（平均粒径14mm）を用い、岸壁の裏込石としては砕石6号（平均粒径7mm）を採用している。

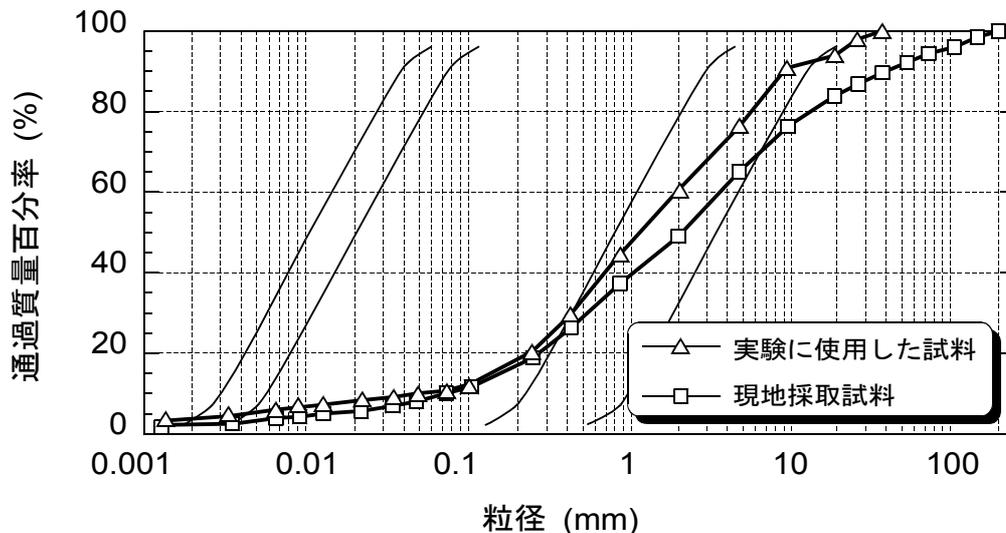


図-3.24 まさ土の粒径加積曲線

④ 模型地盤の作製

図-3.25にケーソン式岸壁の模型断面と計器配置を示す。相馬珪砂を用いた沖積粘土層の模型地盤は、加振時に液状化の発生が無いように相対密度90%を目標に十分な締固めを行った。また沖積粘土層としての機能を持たせるため、上記の相馬珪砂の上に厚さ5mm程度のベントナイト粉を散布し、置換土の作製時に注水することによりベントナイト粘土層が形成されるようにしている。

実験では置換土と岸壁背後の裏埋土の模型作製が非常に重要である。現地におけるこれらの工事は、沖積粘土層の床掘浚渫→まさ土による置換→基礎捨石マウンドの敷き均し→ケーソン設置→裏込石・裏埋土の投入の工程で行われることから、出来るだけ現地を再現することをし、置換土と裏埋土は水中落下法により作製した。

一連の実験では、被災メカニズムの解明のために上記の地盤が液状化しないような模型地盤もケースに加えている。置換地盤は乾燥重量比0.2%のセメント添加により固化処理し、一方、岸壁背後の埋立土はまさ土を12層に分けて空中落下させたあと、各層を足踏みにより十分に締固めている。

⑤ 測定項目

加速度計，間隙水圧計，土圧計および変位計を図3.25に示すように配置している．置換土では基礎捨石マウンド法肩下とケーソン直下の地盤中に加速度計と間隙水圧計を設置し，背後の裏埋土でも鉛直方向に同様の両計器を設置している．また，ケーソン本体には変位計と加速度計を，ケーソン背面には土圧計，間隙水圧計を設置している．更に，変位計のみでは全体系の変状を追うことが困難であることから，模型地盤中および基礎捨石マウンド等にターゲットを設置し，加振前後のターゲットの移動量を測定し，変位としている．写真-3.1～3.2に，模型製作状況を示す．

d) 防波堤模型の作製

防波堤の被災のメカニズムや岸壁との差異等について検討するため，岸壁と同様の模型振動実験を実施した．ケーソン式防波堤の対象断面としては，六甲アイランド第7防波堤を選定した．この防波堤は神戸港のほとんどの岸壁と同様に，海底の沖積粘土層を床堀しまさ土で置換えた断面であり，置換土の層厚は約25mである．兵庫県南部地震によるこの第7防波堤の被害は，沈下量が1.7～2.2mであったのに対し，はらみ出し量は0.1～0.3mと非常にわずかで，置換地盤上の岸壁とのあいだで被災状況に大きな差異があった．（図-3.12参照）

図-3.26に防波堤の模型断面と計器配置を示す．模型縮尺は置換土の層厚とケーソン高さをもとに1/18.6とする

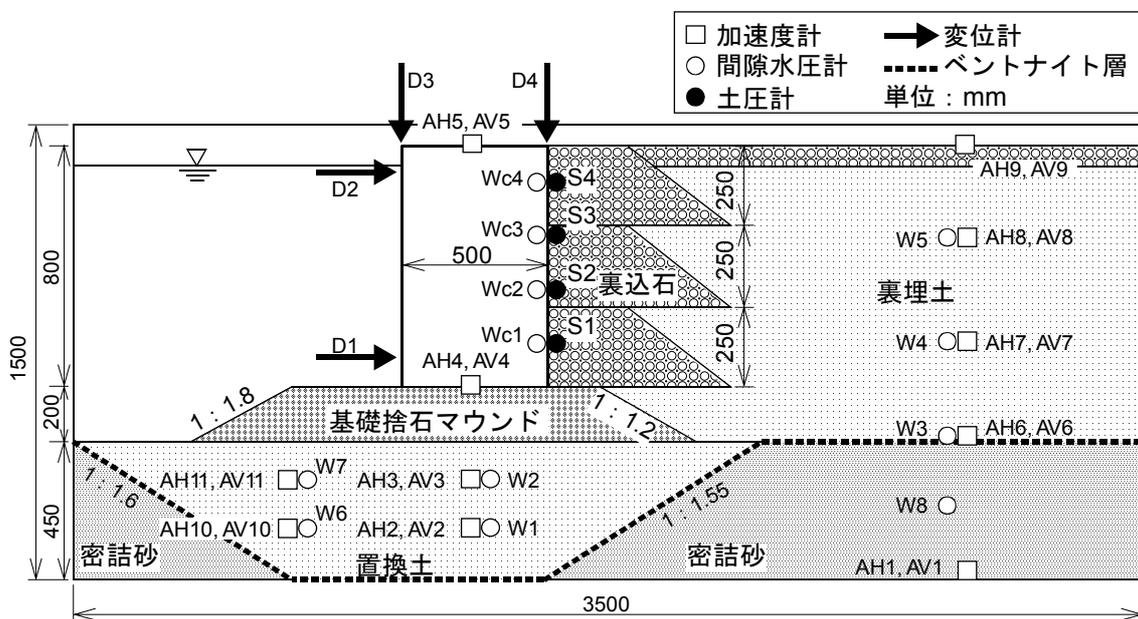


図-3.25 岸壁の模型断面および計器配置



写真-3.1 模型製作状況①  
(ケーソン岸壁の裏込石投入完了時)



写真-3.2 模型製作状況②  
(ケーソン岸壁背後の裏埋土の投入状況)

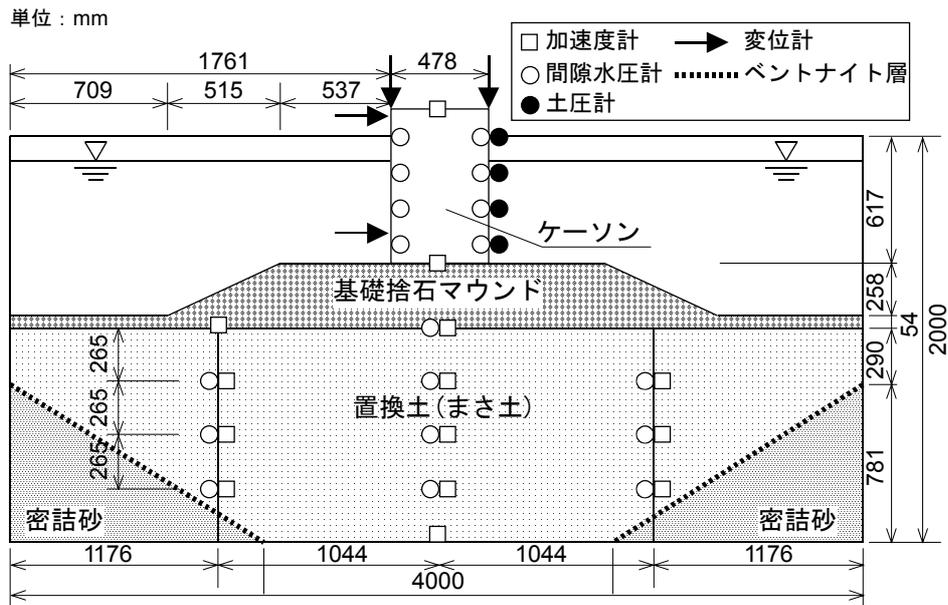


図-3.26 防波堤の模型断面と計器配置

が、そのほかの条件、すなわち、模型実験における入力地震動、相似則の考え方、模型地盤材料、模型作製法等は岸壁の場合と同一条件としている。なお、この防波堤はほぼEW方向に設置されており、加速度の大きいNS方向の地震波が断面方向に作用している。

### (3) 重力式岸壁の被災の再現<sup>1,2)</sup>

#### a) 実験ケース

重力式岸壁の被災現象の再現と被災メカニズムの検討のために、図-3.27に示すとおり、合わせて8ケースの模型振動実験を実施した。このうち、ケース1～ケース3は、神戸港における置換地盤上の重力式岸壁の被災状況を再現するとともに、実験精度を確認する目的で同一条件の実験を3回繰り返したものである。

#### b) 再現性の検証

模型振動実験の再現性の検証は二つの視点から実施した。すなわち、鉛直アレー強震観測における地表波形記録と対象岸壁の被災状況について模型振動実験結果と比較することとした。

現象再現ケースであるケース1のE-W方向の水平加速度波形(AH-9)と鉛直アレーによる現地の地表面加速度記録を並べて図-3.28に示す。両波形とも、5秒前後の初期微動に続き、7秒および8秒付近にピークを持つ波形となっており、9秒以降は加速度が小さく長周期化している。両波形の0秒から30秒までの相互相関係数は0.67、主要動

の5秒～10秒の間の相互相関係数は0.85となり、概ねよい相関が見られる。このことから今回水中落下法で作製した岸壁背後の裏埋土(埋立地盤)は、現地地盤を比較的良好に再現していると判断される。

次に現地と実験における被災状況の比較を行う。ケース1の加振後の変状をターゲットの変位で示せば図-3.29のとおりで、ケーソンはその天端において現地換算で2.3mほどはらみ出しとともに、1.0m沈下している。またケーソンは約2.4°海側に傾いている。これに対し、現地の被災状況は、3.1の兵庫県南部地震による岸壁の被災分析によれば、PC-1～PC-3岸壁のはらみ出し2.4m～2.7m、沈下1.1m～1.3m、傾き1.5°～2°であり、ケーソンの変位量については1割程度の差でしかなく、非常によく再現していると見なせる。また、置換土・基礎捨石マウンド・ケーソンの関係を見ると、ケーソンは基礎捨石マウンドの上を滑動しているのではなく、置換土の変形によってマウンドを含めてはらみ出していることが窺える。このような変状は、同じく、図-3.5に示した基礎捨石マウンドの被災状況に傾向としては一致している。

被災再現実験は図-3.29のケース1を含めて合わせて3ケース実施している。図-3.30はこれらの3ケースの結果を重ねて示し、実験誤差を検討したものである。図には現地の被災状況も網かけで示している。これらと比較してみると、ケース1とケース3の結果はケーソンのはらみ出しや傾きにおいて非常に近い結果となっている。一方、ケース2は逆に後ろに傾いており、測点D1やD4では上記の

2ケースと差が生じているが、最も重要な変形指標であるケーソン天端のはらみ出しと沈下(測点D2, D3)については3ケースの間にはほとんど差がない。すなわち、ケーソンの変状全体を見れば、3ケースの被災再現実験のあいだの実験誤差は非常に小さいものと考えられる。

以上のように、地表面の地震動に関する現地観測と実験結果、岸壁の被災変状に関する現地調査と実験結果、さらに同一条件の3ケース(ケース1~3)の実験結果を比較し、総合的に判断すると、今回の模型振動実験の再現性は十分に確保されていると評価することができる。

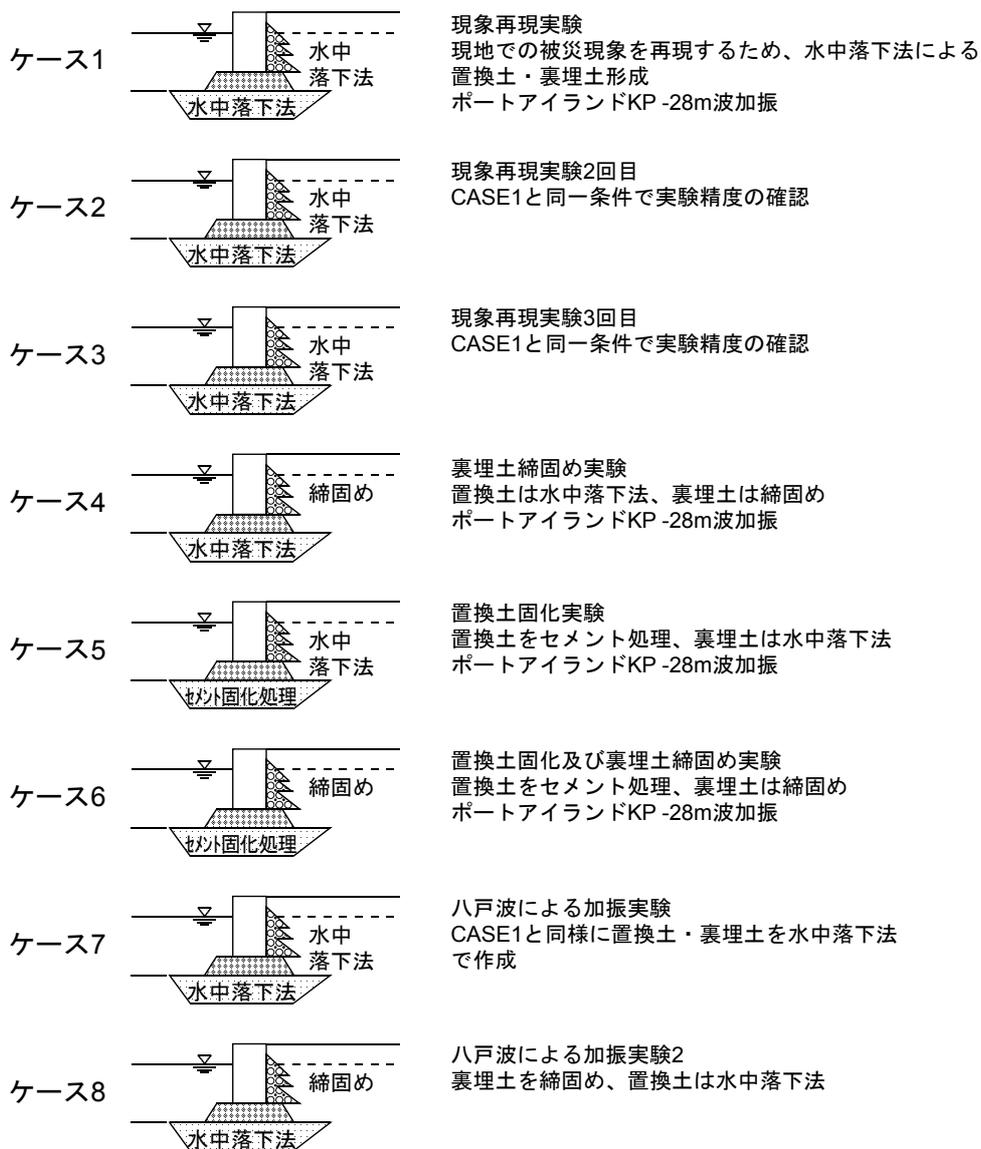


図-3.27 模型振動実験ケース一覧

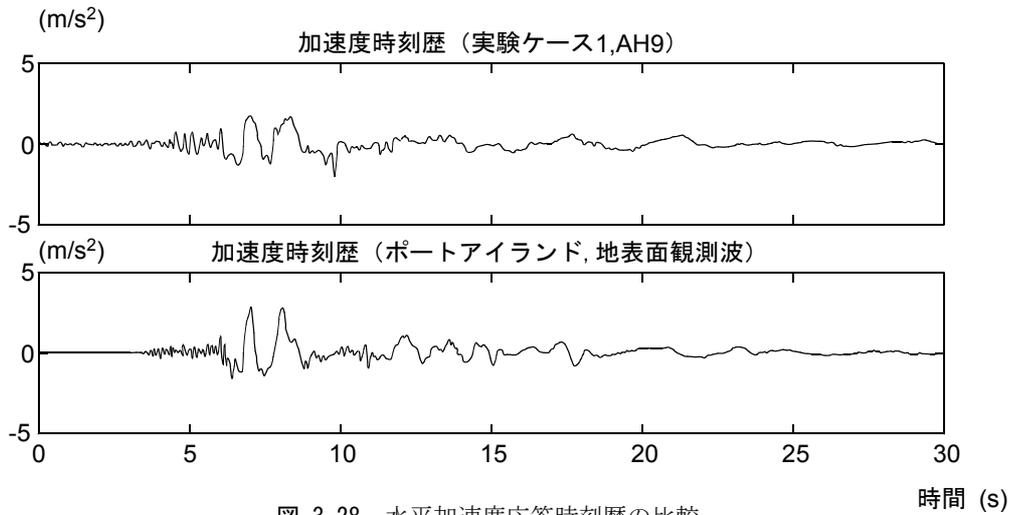


図-3.28 水平加速度応答時刻歴の比較

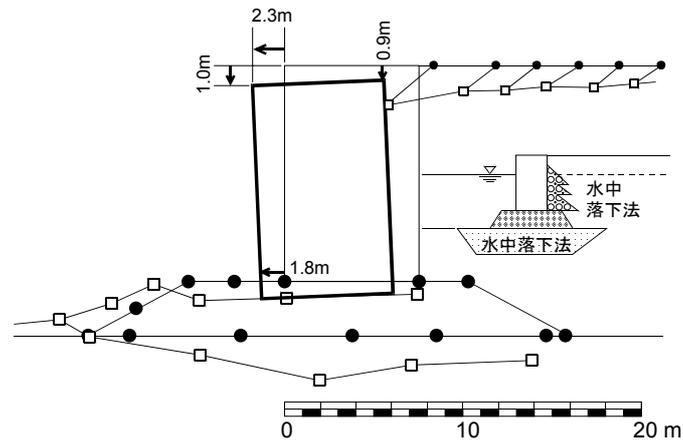


図-3.29 加振後の岸壁の変状図 (ケース1)

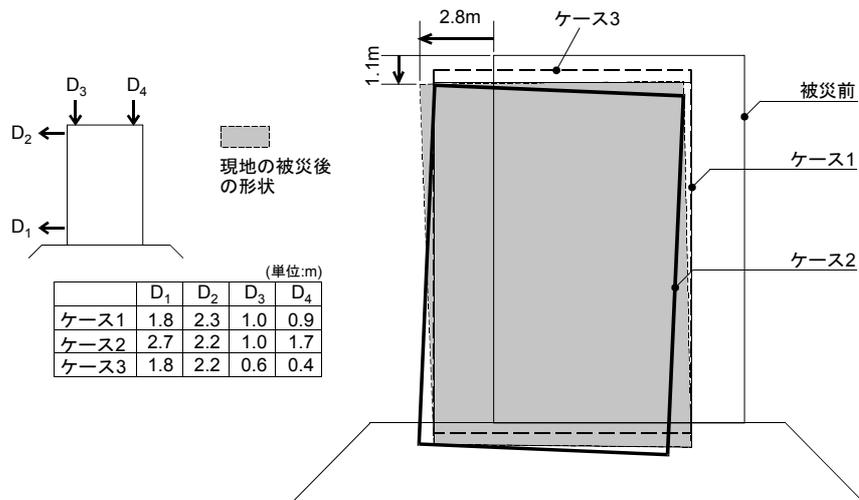


図-3.30 複数の再現実験におけるケーソン岸壁の変状の比較 (ケース1～ケース3)

(4) 重力式岸壁の被災メカニズムの検討<sup>12, 13, 14)</sup>

3.2の兵庫県南部地震による岸壁の被災分析において、置換地盤上に設置された重力式岸壁の被害は、想定地震を大幅に上回る地震が作用したことに加え、置換土の存在が影響していると考察されている。このため置換土と岸壁背後の裏埋土の地震時の挙動に特に注目して、加速度、過剰間隙水圧、応力径路、岸壁の変位などの実験結果の整理を行い、岸壁の被災メカニズムを検討する。実験ケースは被災再現実験であるケース1～3の他に、次の5ケースを加え総合的に検討する。

ケース4・・・岸壁背後の裏埋土のみ締固めることにより、裏埋土の地盤条件が岸壁全体の変状に与える影響を検討する。

ケース5・・・岸壁基礎の置換土のみを固化することにより、置換土の地盤条件が岸壁全体の変状に与える影響を検討する。

ケース6・・・裏埋土と置換土の両方を締固め・固化した場合の被災程度を検討する。

ケース7・・・神戸港の設計震度に対応したレベル1地震動(175Gal)を作用させた場合の被災程度を検討する。地震波形は1968年十勝沖地震において八戸港で記録された波形を用いる。置換土と裏埋土の地盤条件はケース1～ケース3と同じ。

ケース8・・・入力地震動をケース7と同様に八戸波

(175Gal)とし、岸壁断面はケース4と同様に裏埋土のみを締固めた場合の被災への影響を検討する。

a) 被災再現実験(ケース1)の整理と考察

① 加速度応答

被災再現実験であるケース1について、加速度、過剰間隙水圧、応力径路、岸壁変位などの実験結果の整理と考察を行う。図-3.31にE-W方向、すなわち岸壁法線直角方向の水平加速度応答を整理して示す。基盤の入力波は最大370Galの水平加速度を示しているが、岸壁背後の裏埋土(AH6～9)では、表層に近づくにつれて主要動の後半部分では長周期化が見られ、加速度の振幅も非常に小さくなっている。特に、表層の測点(AH9)では、長周期化したならかな波形が得られており、最大200Gal程度である。これは裏埋土において過剰間隙水圧の上昇に伴うせん断剛性の低下が生じ、その結果を反映しているものと考えられる。岸壁背後は未改良のまま置換土のみを固化したケース5の場合も、ケース1と同様の結果が得られている。

置換土とその上のケーソン壁体の加速度応答においても、岸壁背後の裏埋土と同様に加速度波形に長周期化が見られ、加速度の振幅も小さくなっている。

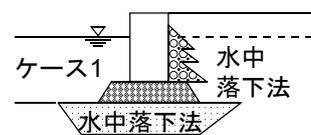
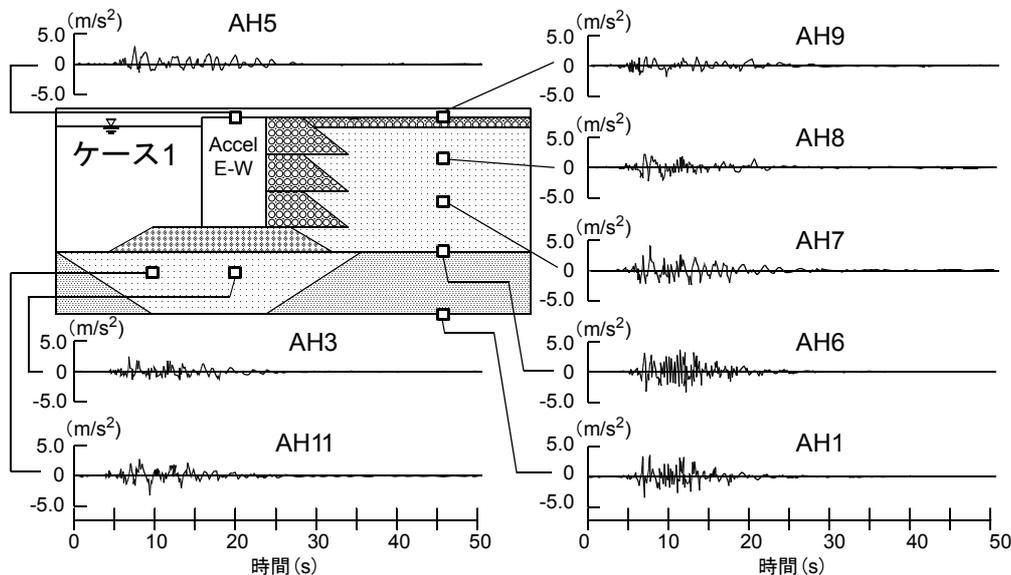


図-3.31 加速度応答時刻歴(ケース1, EW方向)

## ② 過剰間隙水圧

重力式岸壁では、埋立地の中央部のように地盤の応力状態が均一（水平成層地盤に近い状態）である場合と異なり、岸壁の前趾の基礎地盤から背後の裏埋土にかけて初期応力状態が大きく変化している。そのため、過剰間隙水圧の整理に当たっては、従来から用いられている鉛直方向の有効上載圧に対する水圧比に着目した整理の他に、有効応力径路と破壊線に着目した整理を行う。

図-3.32は過剰間隙水圧の時刻歴を示したもので、図中の横線（>——<）は有限要素法による弾性解析から求められた鉛直方向の有効上載圧を示している。

被災を再現したケース1の場合、図-3.32に示すように、基礎捨石マウンド法肩下（W6、W7）の過剰間隙水圧は、両測点とも時刻6秒付近から波を打ちながら上昇しているが、過剰間隙水圧比（有効上載圧との比）は0.5程度に留まっている。その中でW7は特徴的な様相を示している。すなわち、過剰間隙水圧が急激に上昇して時刻10秒付近でピークを示すが、そのあと大きく下降し、再び緩やかに上昇している。このような傾向はその他の被災再現ケース（ケース2、3）でも同様であった。

ケーソン直下（W1、W2）の置換土では、W1の過剰間隙水圧の時刻歴にはわずかな波状が表れているが、両測点

には大きな差はなく、時刻20秒付近まで緩やかに上昇している。過剰間隙水圧の絶対値そのものはマウンド法肩下（W6、W7）よりも大幅に大きい、ケーソン、基礎捨石マウンド及び裏埋土による有効上載圧が大きい、ため、過剰間隙水圧比は0.4程度となっている。

岸壁背後の裏埋土（W3～W5）においては下層（W3）と中層（W4）との過剰間隙水圧の時刻歴が大きく異なっている。下層（W3）では急激に水圧が上昇して時刻15秒付近で最大過剰間隙水圧に達し、その過剰間隙水圧比は0.7程度まで上昇している。これに対し、中層（W4）は顕著なピークは現れず、小さな波を打ちながら緩やかに上昇しており、基礎捨石マウンド法肩下（W6、W7）の水圧変化に類似している。なお、加振が終了した時刻20秒以降も過剰間隙水圧が緩やかに上昇している測点が多いが、これは加振後において過剰間隙水圧の高い部分から低い部分への水圧の再配分によるものと考えられる。

このように、各測点の過剰間隙水圧はそれぞれ異なった様相を示しているが、水圧比は0.4～0.7程度に留まっている。通常、完全液状化とは地震等により繰返しせん断力が作用して過剰間隙水圧が発生し、有効応力がほとんどゼロの状態になること、すなわち過剰間隙水圧比がほぼ1.0になることを言うが、図-3.32の結果を見ると、

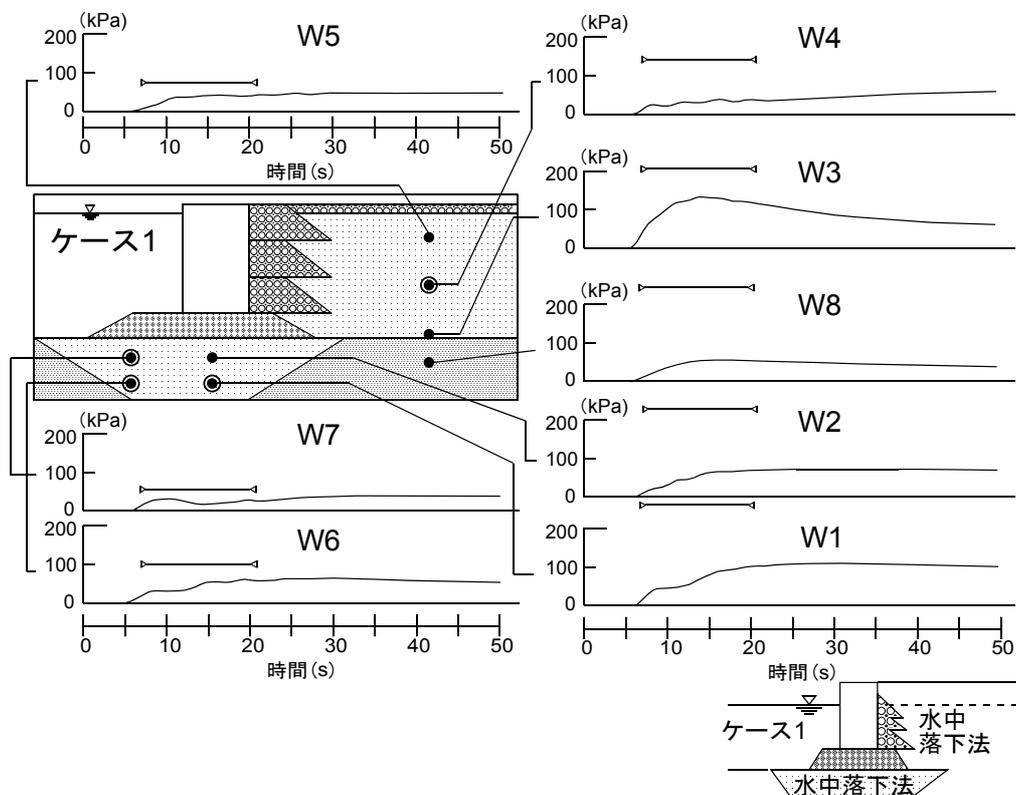


図-3.32 過剰間隙水圧の時刻歴（ケース1）

裏埋土や置換土では完全液状化状態には達しておらず、別のメカニズムで被災が生じていると考えられる。

### ③ 有効応力径路の追跡

次に、置換土や裏埋土内の各測点の応力径路をモールの応力平面 ( $\sigma, \tau$ ) において追跡し、有効応力径路が破壊線に対しどのような位置関係にあるかについて考察を行なう。

有効応力径路の追跡に必要な地盤内応力の時刻歴は、過剰間隙水圧を除いて実験では直接計測することができないため、次のような考え方で求めている。

- ・測点*i*の水平面における初期応力状態 ( $\sigma_{0i}, \tau_{0i}$ ) は、有限要素法による弾性解析をもとに算定する。

- ・新たに付加する垂直応力はない。加振に伴う測点*i*の有効垂直応力  $\sigma'_i(t)$  は過剰間隙水圧  $\Delta u_i(t)$  の増大とともに減少する。  $\sigma'_i(t) = \sigma_{0i} - \Delta u_i(t)$

加振に伴うせん断応力  $\tau_i(t)$  は、初期応力状態に加振による新たなせん断応力  $\tau_{di}(t)$  が付加されると仮定する。 $\tau_{di}(t)$  は耐震設計における地中せん断応力の算定法<sup>1 5)</sup>を参考にして求める。

$$\tau_i(t) = \tau_{0i} + \tau_{di}(t) = \tau_{0i} + \sum (\rho_i \cdot h_i) \alpha_i(t)$$

ここに、 $\alpha_i(t)$  : 測点*i*の水平加速度 (図-3.33参照)

$\rho_i$  : 測点*i*と測点(*i*-1)の間の土塊の密度 (図-3.33参照)

$h_i$  : 測点*i*と測点(*i*-1)の間の土塊の高さ (図-3.33参照)

なお、これらの有効応力径路の追跡においては、以下のような前提条件あるいは限界を考慮する必要がある。初期せん断応力  $\tau_{0i}$  は、実際には岸壁や地盤の変形などに伴って地中応力バランスの再配分が予想されるが、その過程を求めることが不可能なため、上式に示すように加振による繰返しせん断応力を付加することとしている。また、過剰間隙水圧  $\Delta u_i(t)$  は、実際には高周波振動成分を伴いながら上昇して行く。非排水繰返し三軸試験のような要素試験では、せん断応力と過剰間隙水圧 (即ち、平均有効主応力) を同時に計測でき、有効応力径路を詳細に追跡できるが、本論文の模型振動実験の整理においては、せん断応力の算定に上式のような仮定を設けているため、過剰間隙水圧との完全な同期が取れない。このため、過剰間隙水圧の瞬間的な値に注目するのではなく、高周波成分をフィルターによりカットし、過剰間隙水圧

の上昇に伴う有効垂直応力の減少傾向に注目している。

一般に緩い砂を非排水三軸試験で繰返しせん断した場合、有効応力径路は破壊線に沿うように近づいていく、あるいは原点に収束するような軌跡を描いて破壊線を跨ぐことはないが、上記のような前提あるいは限界のもとに有効応力径路を描いた場合には、一部において破壊線を跨ぐような結果が見られる。図-3.34に示す被災再現ケースの考察において後述するように、有効応力径路が破壊線に達しそれを跨いでいく時刻と、岸壁の変位が急激に進行する時刻とは概ね一致している。このことから、有効応力径路が破壊線に達してそれを跨ぐような軌跡は、(有効応力径路の軌跡としては前提条件から来る不自然な面はあるが) 土要素が破壊応力状態に達し、破壊が進行し始めたことを示す、と評価することは可能であると考える。そして、その他の実験の有効応力径路の追跡においても、再現実験ケースにおける有効応力径路と岸壁の変位の関係を参考にすれば、それぞれの土要素が破壊応力状態にどれだけ近づいたかの評価は十分に可能であると考える。

このような算定手法で求めた各測点の水平面に働く有効応力径路を図-3.33に示す。この図にはモール・クーロンの破壊線も示しており、置換土や裏埋土に用いたまさ土の内部摩擦角  $\phi$  は、水中落打法により作製した供試体の三軸圧縮試験結果をもとに  $\phi = 42^\circ$  としている<sup>6)</sup>。また、図-3.13の中で、各応力径路に付されている○印は加振前の初期応力状態、◇印はケーソンの変位が大きく進んだ時刻 (10秒付近)、△印はケーソンの変位が終了した時刻を表している。

図-3.33を見ると、初期応力状態の違いがその後の応力径路に大きく影響している。岸壁背後の裏埋土 (W3, W4, W5) は概ね水平地盤であり、初期応力状態では最大主応力軸がほぼ鉛直方向、最小主応力軸が水平方向で、初期せん断応力は非常に小さい。加振による繰返しせん断応力は、せん断の方向が逆転するいわゆる両振状態で作用し、併行して有効垂直応力が減少していく。このように有効応力径路は左側に進んでいくが、原点や破壊線には達しない。

ケーソン直下の置換土 (W2, W1) では15~30kPaの比較的小さな初期せん断応力が発生しているが、ケーソンの上載荷重が大きいため、その初期応力状態は裏埋土 (W3, W4, W5) よりも更に右に位置している。加振によるW2の繰返しせん断応力は、せん断の方向が逆転する両振状態で作用し、W1の繰返しせん断応力は方向が逆転しない片振状態で作用している。加振による繰返しせん断とともに有効垂直応力も減少し、その結果有効応力径路は左側に

進んでいくが、原点にはほど遠い状態である。

これらに対し、置換土の基礎捨石マウンド法肩下(W6, W7)では、初期において垂直応力が小さい割には比較的大きなせん断応力が作用しており、初期応力状態は既に破壊線に比較的近い位置にある。加振による繰返しせん断応力は片振状態で作用しつつ有効垂直応力が減少し、有効応力径路はそのまま破壊線に達してしまっている。特に測点W7の有効応力径路は、時刻10秒付近の過剰間隙

水圧の最初のピーク時において既に破壊線に達していることが読みとれる。完全液化化は応力平面において原点に向かって応力径路が収束していくことを言うが、基礎捨石マウンド法肩下(W6, W7)の応力径路の軌跡は明らかにこれと異なり、せん断破壊が生じているものと考えられる。

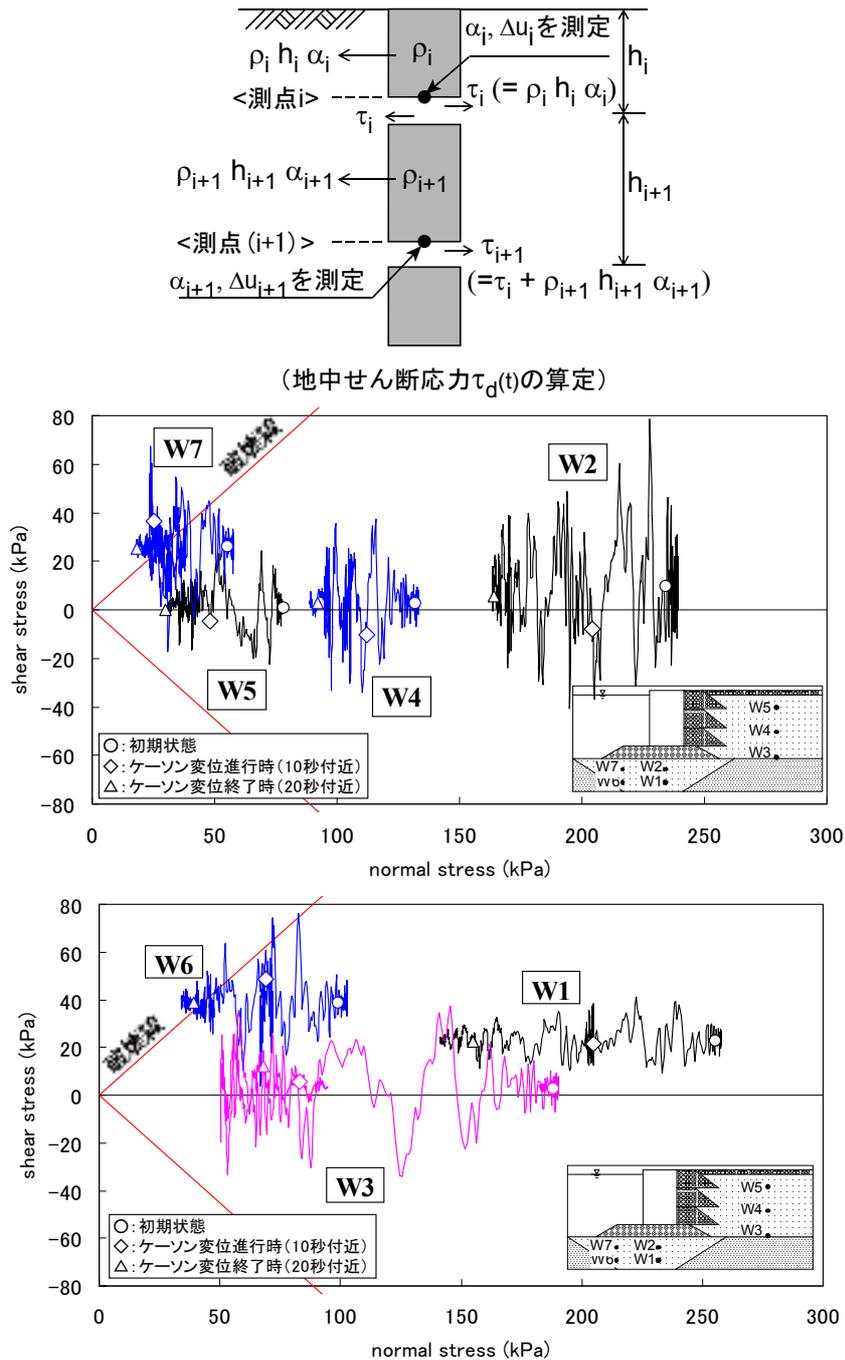


図-3.33 有効応力経路 (ケース 1)

④ 過剰間隙水圧の時刻歴とケーソンの変位との関係

②と③で整理した過剰間隙水圧や有効応力径路とケーソン変位との関係を検討してみる。図-3.34にケース1における過剰間隙水圧とケーソン変位の時刻歴を合わせて示す。ケーソンの変位は時刻7秒付近から生じ始め、20秒付近、すなわち、入力地震動の継続時間内にほぼ最大に達しており、過剰間隙水圧の消散過程におけるゆっくりとした変位の進行は見られない。この傾向は再現実験の3ケースいずれも同様であった。加振後のケーソンの残留水平変位(D1, D2)は現地換算で1.8~2.3m、同じく鉛直変位(沈下)(D3, D4)は0.9~1.0mで若干前方に傾いている。

図-3.34における基礎捨石マウンド法肩下(W7)の過剰間隙水圧は、時刻10秒付近でピークになったあと一旦下

降しているが、この水圧のピークの時刻とケーソンが大きく変位し始める時刻とが概ね一致している。一方、図-3.33においてW7の応力径路は時刻10秒付近ではモール・クーロンの破壊線に達していた。このことから、ケーソン前面の基礎捨石マウンド法肩下付近の置換地盤がせん断破壊し、加えてケーソン直下や裏埋土において過剰間隙水圧の上昇に伴ってせん断抵抗力が大幅に低下し、これが岸壁全体のはらみ出しをもたらしたものと考えられる。

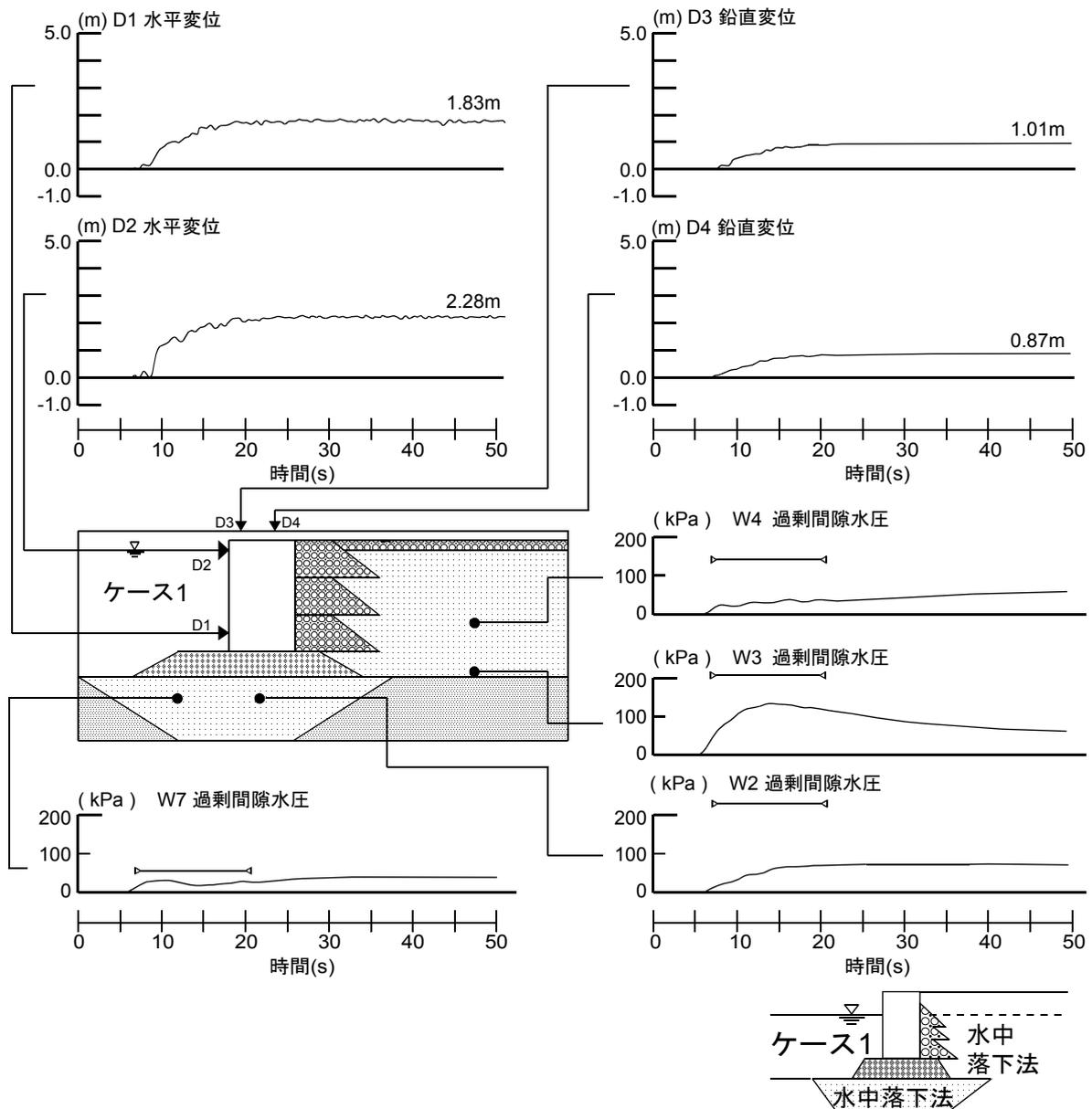


図-3.34 過剰間隙水圧とケーソン変位の時刻歴 (ケース1)

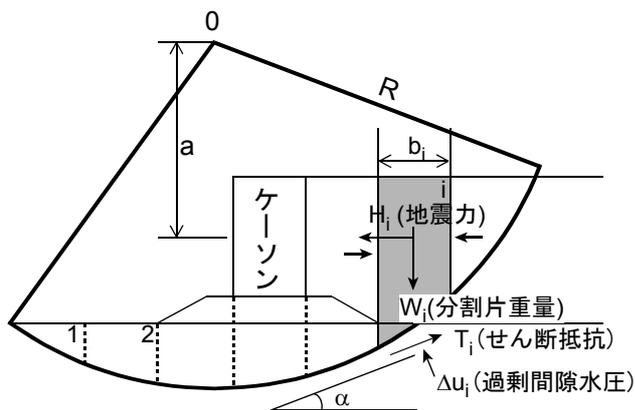
過剰間隙水圧や有効応力径路などの地盤の要素に着目した検討とは別に、岸壁全体の安定性について検討するため、図-3.35に示すような加振時における円弧すべりの安全率 $F_s$ を求めてみる。円弧すべりの安定解析における安全率 $F_s$ は、円弧すべり面を仮定し、すべりに抵抗するように働くモーメントに対する、すべりを生じさせるモーメントの比として表される。具体的な円弧すべり計算は、砂質土地盤において用いられることの多い簡易ビショップ法により実施している。

簡易ビショップ法では図-3.35に示すように基礎地盤と背後の裏埋土を含む岸壁全体をいくつかの鉛直面によって分割片に分け、各分割片には図に示すように、分割片重量、地震力、せん断抵抗力などの力が働くとは仮定し、安全率 $F_s$ を次式で算定している。

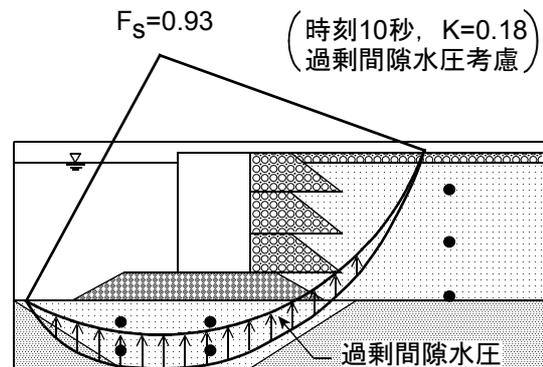
$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H a} \sum \frac{(c b + W' \tan \phi) \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi) / F_s}$$

ここに、

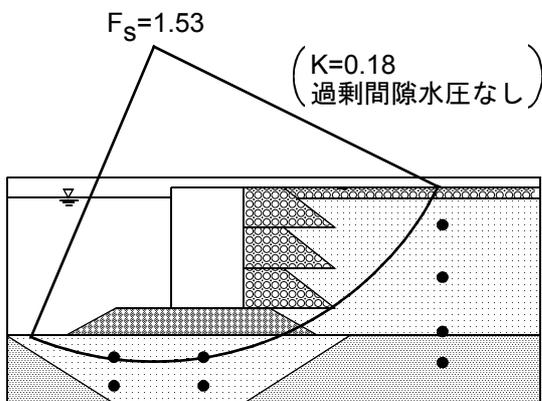
- $W$  : 分割片の全重量 (kN/m)
- $W'$  : 分割片の有効重量 (kN/m)  
(水中部分については水中単位体積重量過剰間隙水圧発生時には水圧分を差引く)
- $\alpha$  : 分割片底面が水平となす角度
- $c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
(まさ土の粘着力はゼロ)
- $\phi$  : 土の内部摩擦角  
(まさ土の三軸試験結果をもとに $\phi 42^\circ$ )
- $H$  : 分割片に働く水平外力  
(地震力等)(kN/m) (水平震度 $k$ は実験時の水平加速度から野田・上部の変換式で算出)
- $R$  : 円弧すべりの半径 (m)
- $a$  : 外力 $H$ の腕の長さ (m)
- $b$  : 分割幅 (m)



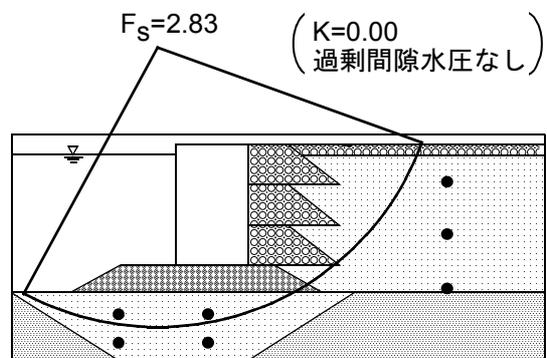
<円弧滑り計算における外力>



a) 加振時



b) 加振時 (地震力のみ)



c) 常時

図-3.35 円弧すべり (ケース1)

円弧スベリ計算は、ケーソンのはらみ出しが生じている時刻10秒付近を対象に実施する。過剰間隙水圧は当該時刻におけるすべり面近傍の計測値を用いている。また、地震力は分割片重量に水平震度を乗じて求め、水平震度は当該時刻における水平加速度から野田・上部の変換式<sup>8)</sup>で求めている。

図-3.35には、a)「加振時の円弧すべりの安全率」と、比較のためにb)「過剰間隙水圧を考慮しない加振時の円弧すべり」とc)「常時の円弧すべり」の計算結果を示している。常時の円弧すべりの安全率は $Fs=2.83$ で十分な安全率を確保できている。また、過剰間隙水圧は考慮せずに地震力のみを作用させる場合（このケースは当初の設計時の検討に近いものである）には、円弧すべりの安全率は $Fs=1.53$ まで低減するが、問題となる安全率の値ではない。これらに対し、地震力に加え、過剰間隙水圧の上昇に伴うせん断抵抗の低減も考慮した場合には、円弧すべりの安全率が大幅に低下し $Fs=0.93$ となり、1.0を割ってしまう。これらの安定計算は、岸壁全体の安定性を確認するために、動的現象を準静的に置換えた目安としての計算ではあるが、10秒付近において岸壁の安定性が大幅に低下し、ケーソンが大きく移動したことを裏付けるものと考えられる。

図-3.32に戻って、基礎捨石マウンド法肩下(W7)の時刻

10秒付近以降の水圧低下は、置換土内においてせん断破壊の進行を示していると考えられるが、W7の下にW6、ケーソン直下のW1及び裏埋土のW4においても、W7の変化と同じ時間帯において波を打ちながら緩やかに上昇しているのが読みとれる。これらの測点は2重丸(●)で示されているが、この置換土から裏埋土に生じているせん断破壊による滑りはW6・W7-W1・W2-W4を結んだ曲線状に生じていることが窺える。また、裏埋土の中層(W4)の過剰間隙水圧は下層(W3)と違って顕著な上昇を示していないが、上昇する前にケーソンのはらみ出しに伴い伸張状態になったものと考えられる。

### ⑤ 岸壁全体の変状

加振前後における基礎地盤も含んだ岸壁全体の変状を把握するために、模型の基礎捨石マウンドや地表面に16点のターゲットが埋め込まれている。先の変位計によるケーソンの残留変位とターゲットの変位を合わせて加振後の被災状況を図-3.36に示す。この図には、ケース1の他に、置換土や裏埋土を固化・締固めたケース（ケース4～ケース6）も載せている。

ケース1について基礎捨石マウンドとケーソンの関係を見ると、ケーソンは現地換算で1.8m～2.2mはらみ出し

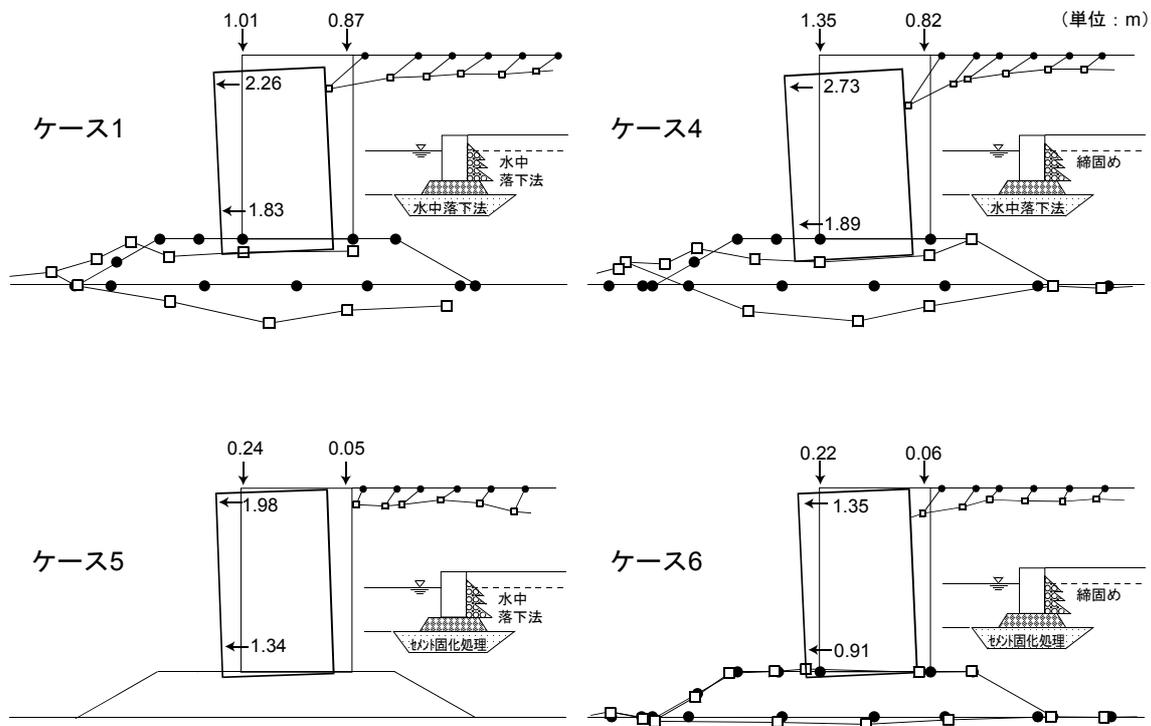


図-3.36 加振後の岸壁全体の変状（現地換算，ケース1とケース4～ケース6）

移動量は概ね一致しており、ケーソンがマウンド上を滑っているようには見受けられない。基礎捨石マウンドはその中央部において置換土層にめり込み、境界が不明確になっている。また、基礎捨石マウンドの表面ではケーソンが捨石にわずかにめり込んでいるが、基礎捨石マウンド全体の形状は概ね保たれている。これらのケーソンと基礎捨石マウンドの変状は、第2章平成7年兵庫県南部地震による岸壁の被災分析における調査結果（図-3.5、図-3.7）と傾向としては一致している。

一方、岸壁背後の裏埋土（埋立地盤）では、背後の約20m区間が全体的に沈下しており、特にケーソン直背面では2m程度の段差が生じている。また、ターゲットの測定からケーソンの海側へのはらみ出しに伴い、背後地盤全体も水平方向に移動していることが分かる。主働崩壊に伴う地表面のクラックが明瞭に観察されていないことから、背後の裏埋土は沈下しながら海側へ連続的に移動したものと推察される。

このように、ケーソンは（設計で想定している）基礎捨石マウンドの上を滑るのではなく、置換土から岸壁背後の裏埋土に生じた大きなせん断破壊が原因で基礎捨石マウンドと一緒に海側にはらみ出したものと考えられる。

#### ⑥ 岸壁の被災メカニズムのまとめ

ケース1の被災再現実験の結果から、置換地盤上の重力式ケーソン岸壁の被災メカニズムは以下のようにまとめられる。

- ・重力式ケーソン岸壁では、前趾の置換地盤から背後の裏埋地盤にかけて、初期応力状態が大きく変化している。ケーソン前趾の置換土では比較的大きな初期せん断応力が発生しているのに対し、ケーソン直下の置換土と背後の裏埋土において初期せん断応力はわずかで、垂直応力が卓越している。

- ・ケーソン前面の置換土では初期せん断応力が比較的大きいことから、わずかな過剰間隙水圧の上昇により破壊応力状態に達してしまう。これとともに、ケーソン直下および背後地盤のせん断抵抗も過剰間隙水圧の上昇に伴い大幅に低下するため、岸壁全体系の抗土圧機構が不安定となりケーソンが海側へはらみ出す。これに伴い、背後地盤全体も沈下し、ケーソンとの間に段差が生じる。

- ・ケーソンの海側へのはらみ出しに伴って、ケーソン背後の裏埋土では過剰間隙水圧が上昇する前に伸張状態となる。その結果、過剰間隙水圧比が0.4～0.7程度までしか上がらず、水圧比が1.0のいわゆる完全液状化には達していない。

b) 置換土を固化した実験等（ケース4～ケース6）の整理と考察

置換土あるいは岸壁背後の裏埋土を固化・締固めた実験（ケース4～ケース6）のうち、両方を固化・締固めた実験（ケース6）を中心に整理と考察を進めていく。このケース6では、置換土や裏埋土におけるせん断破壊やせん断剛性の低下はほとんど生じないものと予想され、主として作用地震動による慣性力と土圧の影響を取り出すことができるケースである。

#### ① 加速度応答

図-3.37にケース6のE-W方向、すなわち岸壁法線直角方向の水平加速度応答を整理して示す。置換土と裏埋土の両方を固化・締固めたケース6の場合には、被災再現実験であるケース1と大幅に異なった様相を示している。岸壁背後の裏埋土（AH6～9）では、基盤の入力波（最大加速度350Gal程度）と比較して表層に近づくにつれて加速度振幅は大きくなっており、表層では最大加速度応答は400Gal程度まで増幅している。ケース1の表層においては加速度波形が長周期化し、振幅も小さくなっていたが、それとは大きな違いがある。ただし、このケースでも、波形に長周期化の傾向が若干見られる。

置換土層とその上のケーソン壁体の応答においても、岸壁背後の裏埋土と同様な傾向が見られる。図-3.37に示すように、ケーソン天端の加速度波形には基盤の入力波と比較して顕著な変化はなく、水平加速度応答（AH5）は最大約440Gal程度でケース1と比較するとかなり大きい。このことからセメント固化した置換土には、せん断剛性の低下などの土性変化は生じていないと推察される。

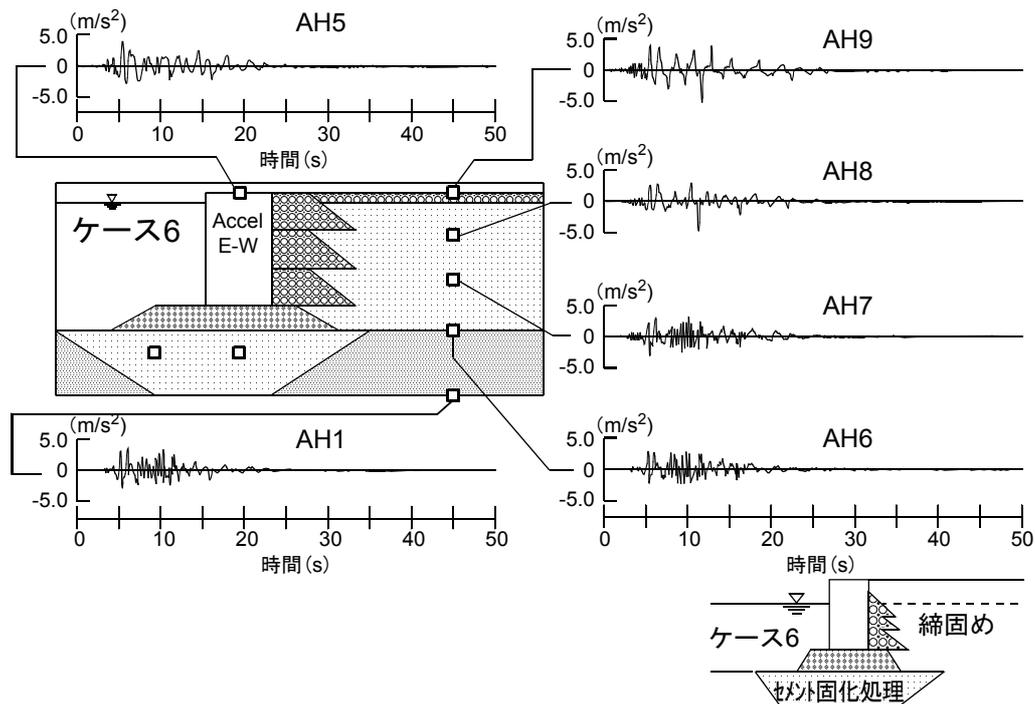


図-3.37 加速度応答時刻歴 (ケース6, EW方向)

② 過剰間隙水圧と有効応力径路

実験ケース6の過剰間隙水圧の時刻歴を図-3.38に示す。置換土では残念ながら基礎捨石マウンド法肩下の1点

(W6)しか測定できていないが、このW6の過剰間隙水圧の時刻歴は被災再現ケース(ケース1)とは大きく異なっている。W6の初期における過剰間隙水圧はほとんど上昇せ

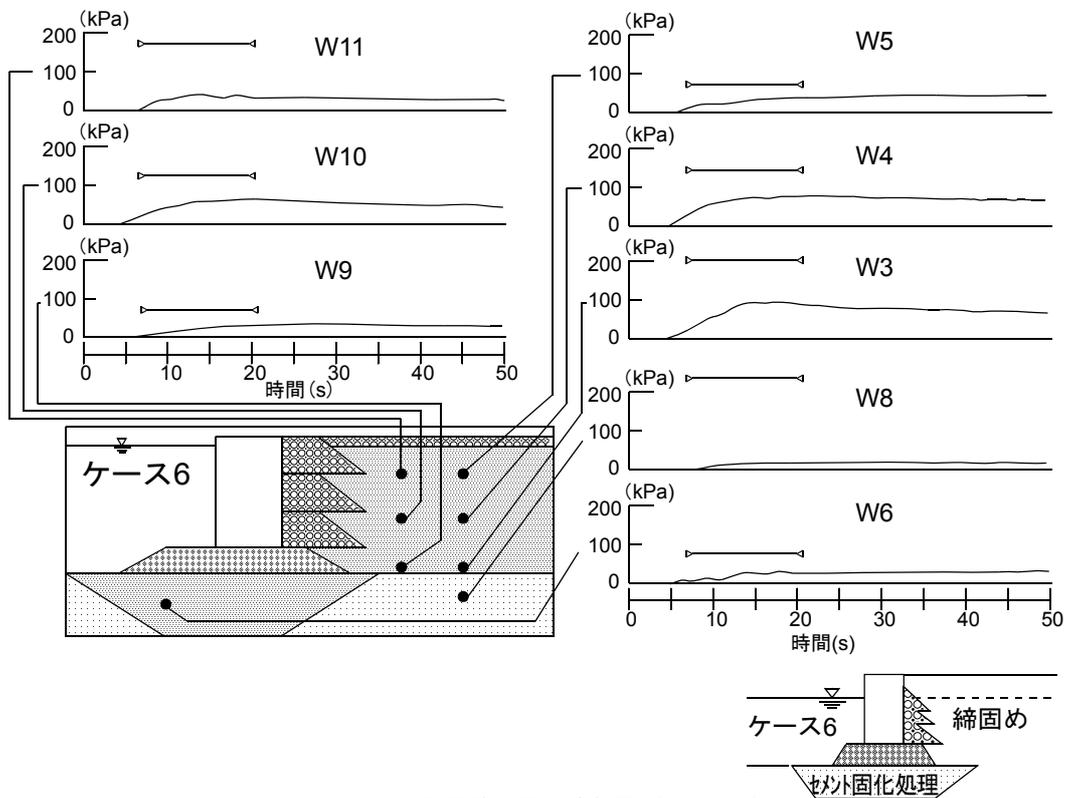


図-3.38 過剰間隙水圧の時刻歴 (ケース6)

ず、時刻10秒付近から小さい波を打ちながら遅れて上昇しており、その過剰間隙水圧比も最大0.2程度で小さい。

一方、岸壁背後の締められた裏埋土 (W3~W5) における過剰間隙水圧の時刻歴も被災再現ケース(ケース1)とは様相を異にしている。裏埋土の3測点 (W3~W5) の過剰間隙水圧はいずれも加振後において緩やかに上昇し、時刻15秒付近で最大値を示し、その後暫くはフラットな状態が続く。裏埋土の過剰間隙水圧は全体的にケース1よりも高くなっているが、過剰間隙水圧比は0.4~0.6に止まっている。

次に、ケース1と同様に、モールの応力平面における有効応力径路の追跡結果を図-3.39に示す。なお、置換土はセメント固化されているので破壊線は粘着力 ( $c = 25\text{kPa}$ ) だけ左にずれている。岸壁背後の裏埋土 (W4) では初期せん断応力がわずかで垂直応力が卓越している。加振による繰返しせん断応力はせん断の方向が逆転する両振状態で作用しつつ、有効応力径路は左に移動していくが、原点や破壊線には達していない。

一方基礎捨石マウンド法肩下 (W6) では、初期状態において比較的大きなせん断応力が作用しており、これに加振による繰返しせん断応力が片振状態で作用するが、過剰間隙水圧の上昇がわずかであるため有効応力径路は破壊線の手前に止まり、破壊線には達していない。このようにケース6の場合には、ケース1で見られたような基礎捨石マウンド下の置換土におけるせん断破壊は生じていない。

### ③ 過剰間隙水圧の時刻歴とケーソンの変位との関係

ケース1の場合と同様に、地盤の過剰間隙水圧とケーソン変位との関係を検討してみる。図-3.40にケース6における過剰間隙水圧とケーソン変位の時刻歴を合わせて示す。

ケーソンの変位は時刻7秒付近から生じ始め、15秒付近、すなわち、入力地震動の継続時間内にはほぼ最大に達し、ケーソンの残留水平変位 (D1, D2) は現地換算で0.9m~1.4mである。ただし、ケーソン上部の水平変位 (D2) がケース1と比較して大きく上下しており、ケーソン函体にロッキング現象が生じていることを窺わせる。

ケーソン変位の時刻歴と基礎捨石マウンド下の置換土 (W6) の過剰間隙水圧との関係に注目してみると、ケーソンの水平変位 (D2, D1) は時刻7秒付近で急な立ち上がりを示しているのに対し、置換土 (W6) の過剰間隙水圧はその時刻にはほとんど上昇せずに遅れて緩やかに上昇している。また、置換土 (W6) の過剰間隙水圧は時刻11秒付近、時刻15秒付近においてわずかに下降しているが、ケーソンの変位は時刻10秒付近から収束しつつあり、両者の変化に整合性は見られない。

このようなことから、ケース6では現地換算で0.9m~1.4mの残留水平変位が生じているが、基礎捨石マウンド下の置換土のせん断破壊に起因するような変位は極めて小さく、ケース1とは異なった現象が支配的であると考えられる。

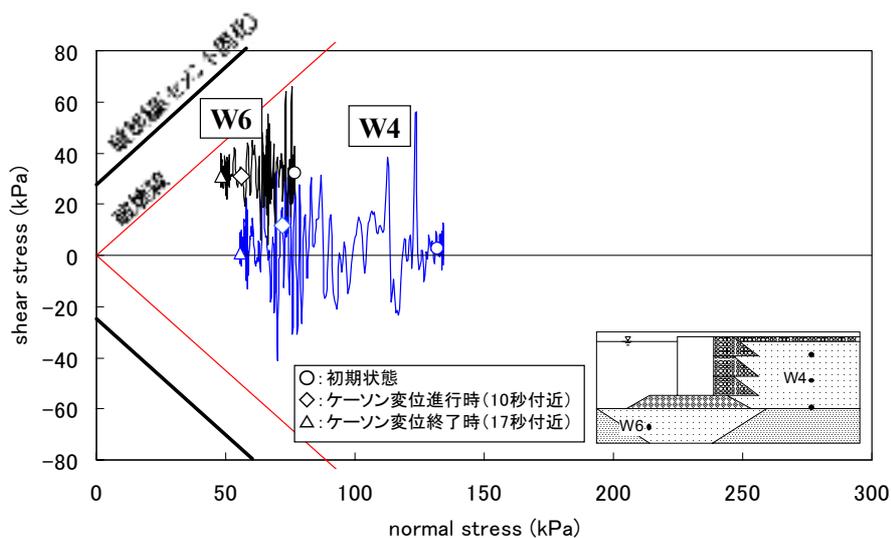


図-3.39 有効応力径路 (ケース 6)

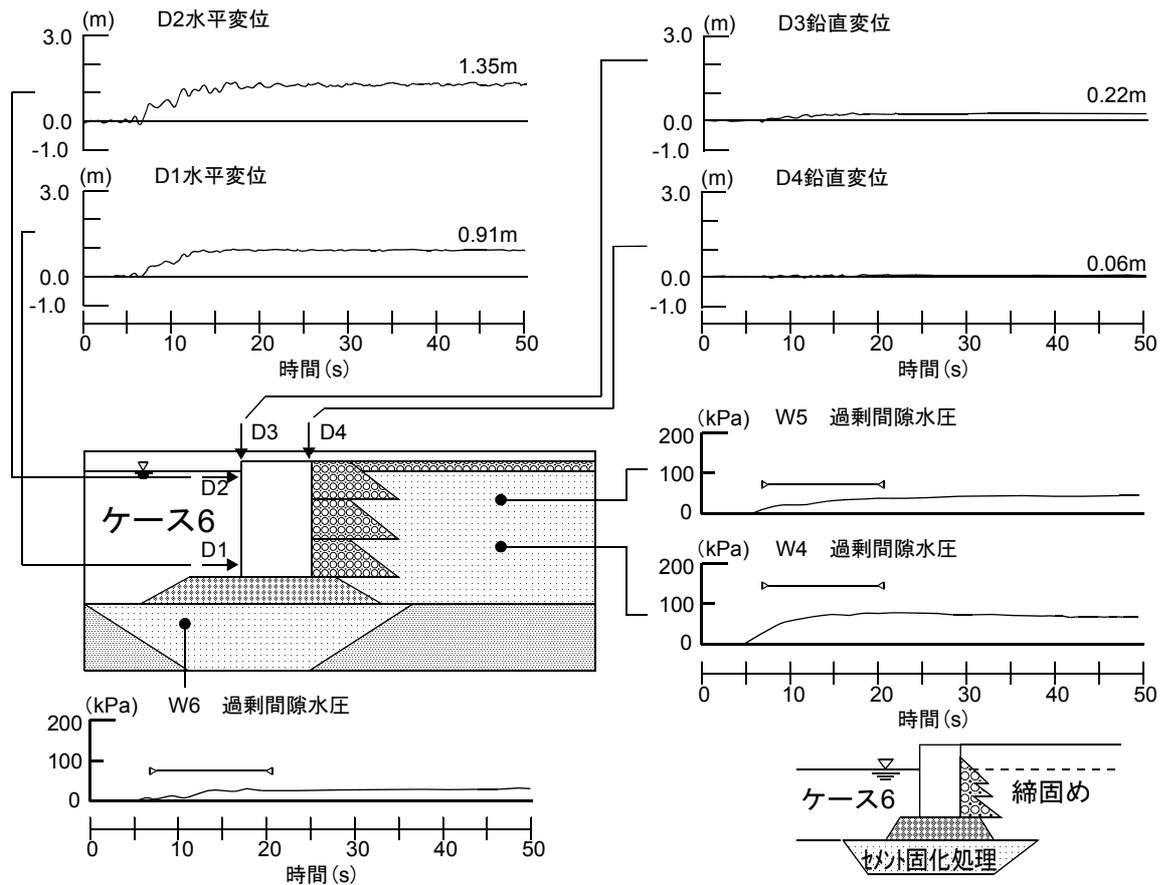


図-3.40 過剰間隙水圧とケーソン変位の時刻歴（ケース6）

④ 岸壁全体の変状

ケース4, 5, 6の加振後の岸壁全体の変状図を、被災再現ケース（ケース1）と比較するかたちで図-3.36に示す。ケース6のケーソンの残留水平変位(D1, D2)は現地換算で0.9m~1.4mであるのに対し、鉛直変位(沈下)(D3, D4)は0.1m~0.2mと非常にわずかである。この残留変位を被災再現ケース（ケース1）と比較してみると、水平変位は概ね1/2、鉛直変位は概ね1/10である。兵庫県南部地震の被害を受けた神戸港においてはケース6と全く同一の断面はなかったが、新港第4突堤における薄層の置換地盤上の重力式岸壁がそれに近い。図-3.20には同一の危険度(作用震度/設計震度)に対する岸壁のはらみ出し量がプロットされている。この中で薄層の重力式岸壁のはらみ出し量は、置換層厚6m~13mの岸壁のはらみ出し量の概ね半分になっており、ケース6の実験結果は現地における被災の傾向をよく再現していることが分かる。

ケース6の岸壁全体の変状図を見ると、基礎捨石マウンドはわずかに海側に変位しているだけで、その形状にはほとんど変化はない。ケーソンは基礎捨石マウンドの中にわずかに前傾しつつめり込んでいる。ケーソンのはらみ出し量(0.9m~1.4m)は、ターゲットの変位から求めた

基礎捨石マウンドの変位量(0.2m~0.3m)と比べて明らかに大きい。

実験におけるターゲットの計測精度はケーソン変位の計測精度よりも劣ることは明らかであるが、上記のような実験結果から判断すれば、ケーソンはケース1の場合と異なり、基礎捨石マウンド上を滑動しており、これが支配的であると考えざるを得ない。この他に、岸壁全体の変状にはケーソンのロッキングに伴うマウンドへのめり込みやマウンドのせん断変形の影響も加わるが、③で述べたようにセメント固化した置換土のせん断変形に起因する成分は極めて小さいと考えられる。

本来、重力式岸壁は十分な支持力を持つ基礎地盤の上にケーソンを設置し、その摩擦抵抗で安全性を確保するものである。ケース6の加振後の変状は、設計震度0.13の断面に対して設計をはるかに超える440Gal程度（野田・上部式による水平震度として0.26相当）の地震動が作用した場合の変状と考えることができる。はらみ出し量について見れば、ケース6においても、被災再現ケース（ケース1）の概ね半分程度の残留変位(0.9m~1.4m)は生じてしまうのであり、設計をはるかに超える地震動による慣性力と土圧が被災要因の第一であると言える。そして、被

災再現ケースの場合には、過剰間隙水圧の上昇に伴う置換土のせん断抵抗の大幅な低下が被害をさらに大きくしたものと考えられる。

図-3.36においてケース6以外のケースについて見ると、岸壁背後の裏埋土のみ締め付けたケース4の場合には、はらみ出し量1.9m~2.7m、沈下量0.8m~1.4mであり、一方置換土のみ固化したケース5では、はらみ出し量1.3m~2.0m、沈下量0.1m~0.2mである。ケース5の結果は置換土だけを固化しただけで、変形がかなり抑制されていることを示している。逆に、置換土はそのままにして、岸壁背後の裏埋土のみを締め付けたケース4の場合には、若干変形の抑制効果は認められるが、その効果は比較的小さいことが分かる。

### c) レベル1地震動による実験の整理と考察

神戸港で被災を受けた岸壁が兵庫県南部地震よりも小さいレベル1地震動に対し、どういう応答を示すかを検討するために、図-3.26に示すケース7（被災再現ケースと同一断面）とケース8（裏埋土のみを締め付けた断面）の実験を行った。これらの実験ケースにおけるレベル1地震動としての基盤入力波は、神戸港の再現期間75年の最大加速度期待値が200Gal程度であることから、構造物における加速度応答として200Gal程度になるように175Galとした。八戸波は建築構造物の耐震設計におけるエルセントロ波と同様に、港湾構造物の耐震設計において標準的な

入力波と位置付けられているものである。

#### ① 加速度応答

被災再現ケースと同一断面であるケース7の加速度応答（E-W成分）を図-3.41に示す。置換土（AH3, AH11）や裏埋土（AH7~AH9）の加速度波形と基盤入力波のそれとのあいだに顕著な差異は見られない。基盤の水平加速度は最大180 Galを示しているが、表層に近づくにつれて増幅しており、ケーソン天端（AH5）では300Gal、岸壁背後の裏埋土の表面（AH9）では250Galとなっている。このように、被災再現ケース（ケース1）とは大きく異なり、置換土や裏埋土における加速度波形の長周期化は現れず、振幅の低減も見られない。

#### ② 過剰間隙水圧（応力径路）とケーソンの変位との関係

図-3.42に過剰間隙水圧とケーソン変位の時刻歴をあわせて示す。基盤入力波が最大180 Gal程度で被災再現ケースと比べて小さかったことから、置換土（W2, W7）とケーソン背後の裏埋土（W5）のいずれにおいても過剰間隙水圧の発生はわずかである。過剰間隙水圧比は基礎捨石マウンド下の置換土（W7）では0.3程度、ケーソン直下（W2）では0.1程度である。

しかしながら、図-3.43の有効応力径路を見ると、基礎捨石マウンド下の置換土（W7）の初期せん断応力は比較的

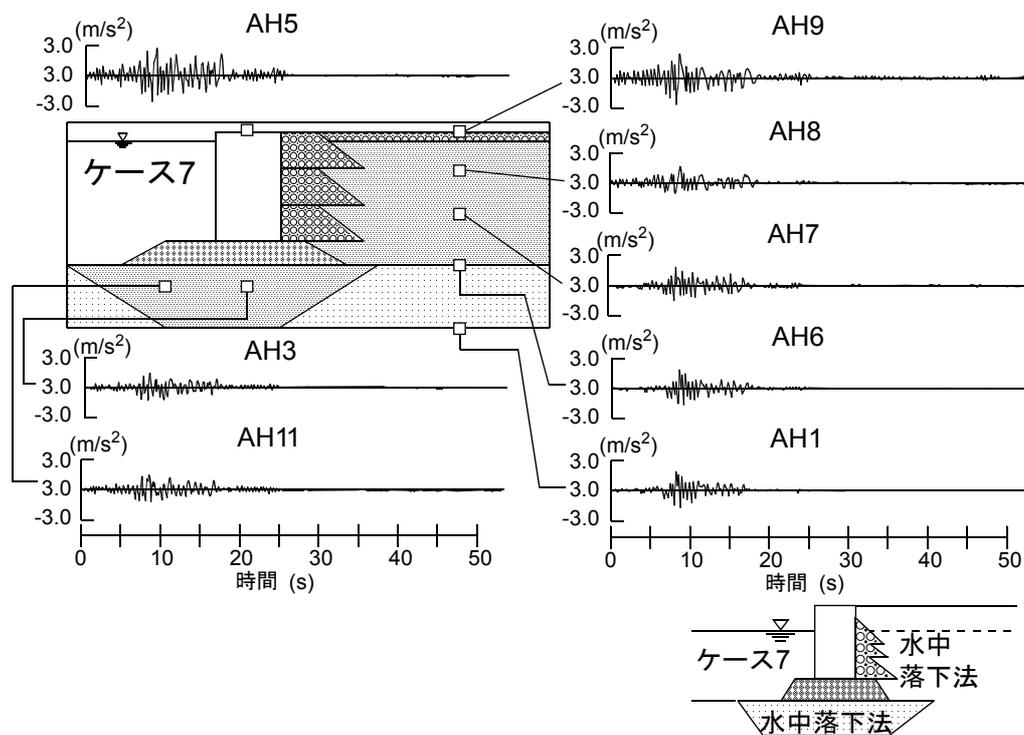


図-3.41 加速度応答時刻歴（ケース7，EW方向）

大きいので、その有効応力径路はせん断の方向の逆転がない片振状態で破壊線の近くまで達している。これに対し(W7)の下部に位置する(W6)の応力径路は破壊線には達していないし、ケーソン直下の(W2)の応力径路はほとんど移動していない。

図-3.42に戻って、過剰間隙水圧とケーソン変位の時刻歴を比較してみると、ケーソンはロッキングを示しながら時刻7秒から時刻20秒にかけてゆるやかに水平変位をしているが、ケーソンの残留水平変位は現地換算でわずか0.17~0.28mに過ぎず、過剰間隙水圧の時刻歴や応力径

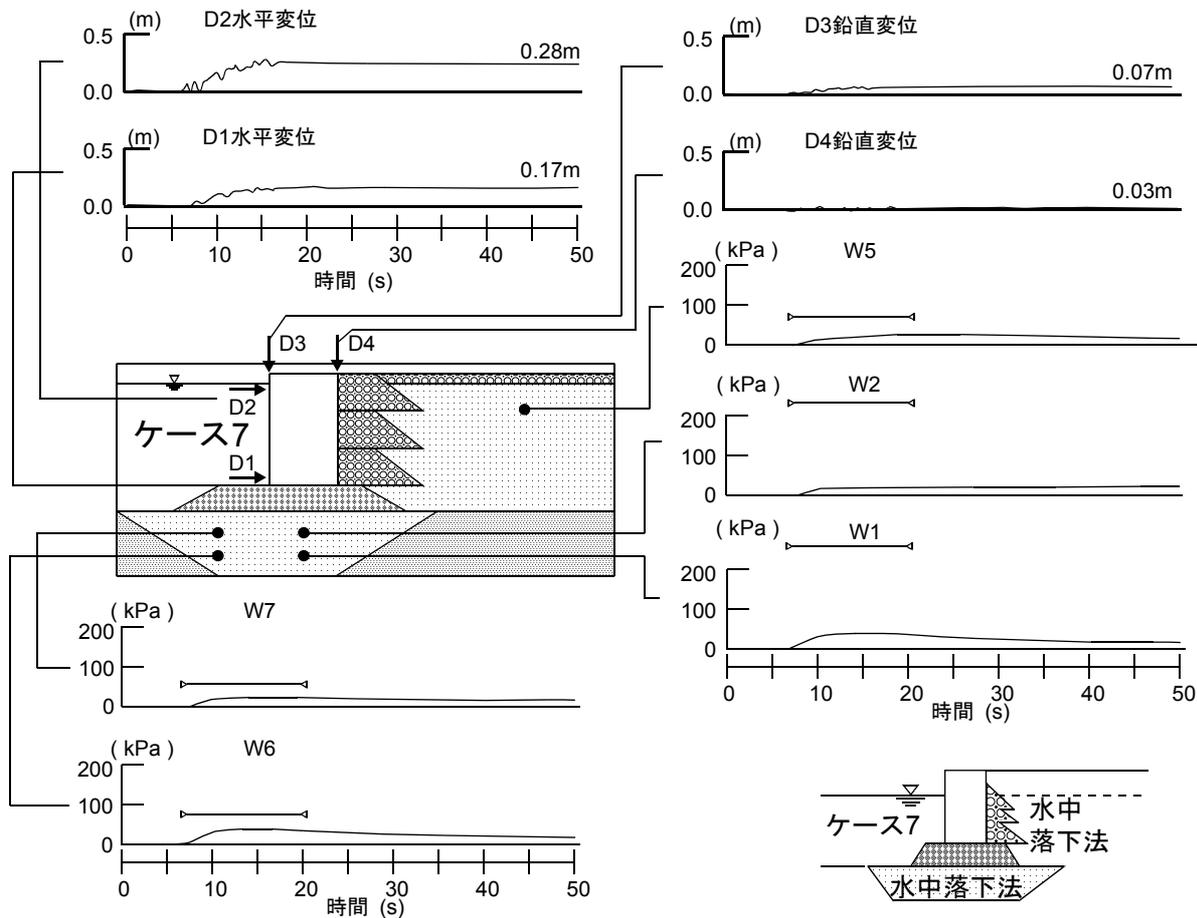


図-3.42 過剰間隙水圧とケーソン変位の時刻歴 (ケース7)

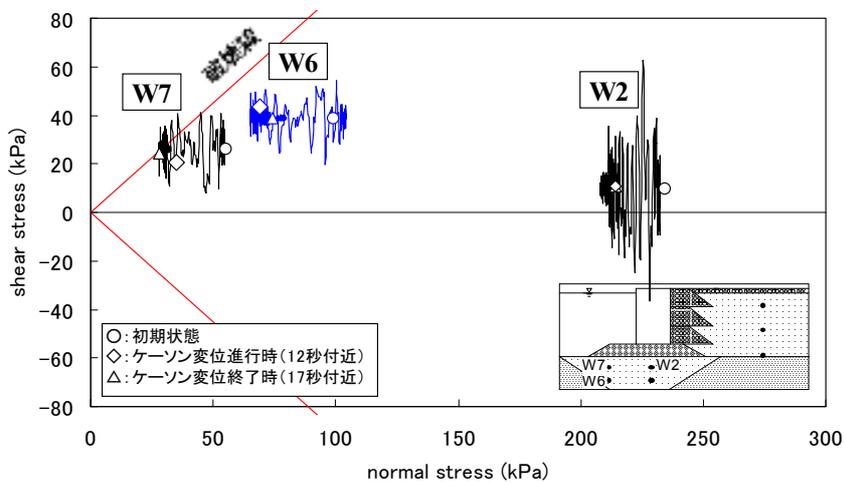


図-3.43 有効応力径路 (ケース7)

路との明確な関係は見られない。

これらのことから、基礎捨石マウンド下の一部の置換土において有効応力径路が破壊線の近くまで達したとしても、ケーソン直下や裏埋土において過剰間隙水圧の上昇に伴うせん断抵抗の大幅な低下が同時に生じなければ、ケーソン岸壁全体に顕著なはらみ出しは生じないものと考えられる。

これを裏付けるためにケース7に対する岸壁全体の円弧すべり計算を実施し、その結果を図-3.44に示す。円弧すべり計算は被災再現ケースと全く同一の手法で行っており、実験で得られた過剰間隙水圧や水平加速度をもと

に計算されている。このようにして求めたケース7の円弧すべり計算の安全率は $F_s=1.67$ で、被災再現ケースの安全率 $F_s=0.93$ と比べると大幅に大きく、経験的にみても十分な安定性を有しているとみなすことができる。

### ③ 岸壁全体の変状

ケース1とケース7～ケース8の3ケースについて、加振後の岸壁全体の変状を図-3.45にまとめて示す。レベル1地震動に対するケース7、8の残留変位は、被災再現実験のケース1と比較して大幅に小さい。ケース7ではケーソンが現地換算で0.17～0.28m海側にはらみ出し、沈下量は

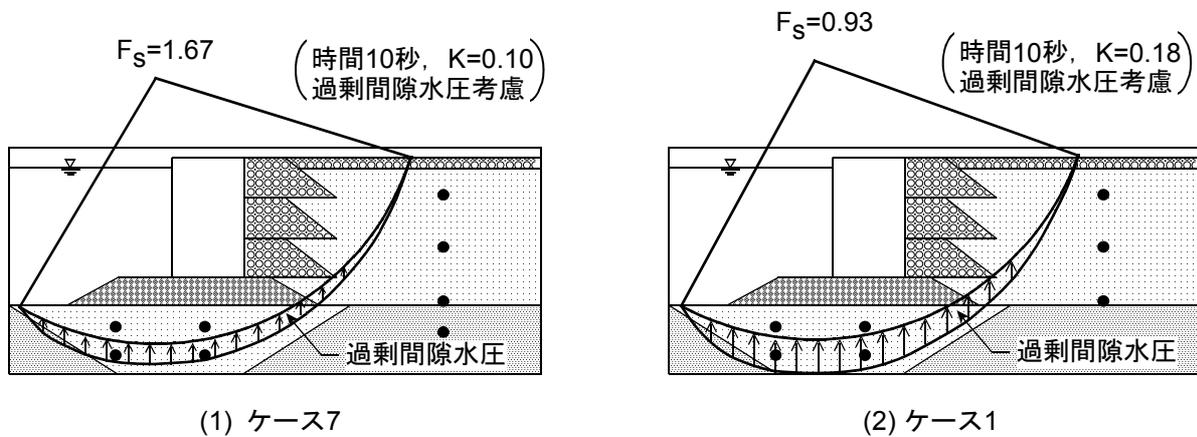


図-3.44 円弧すべり計算（ケース7とケース1）

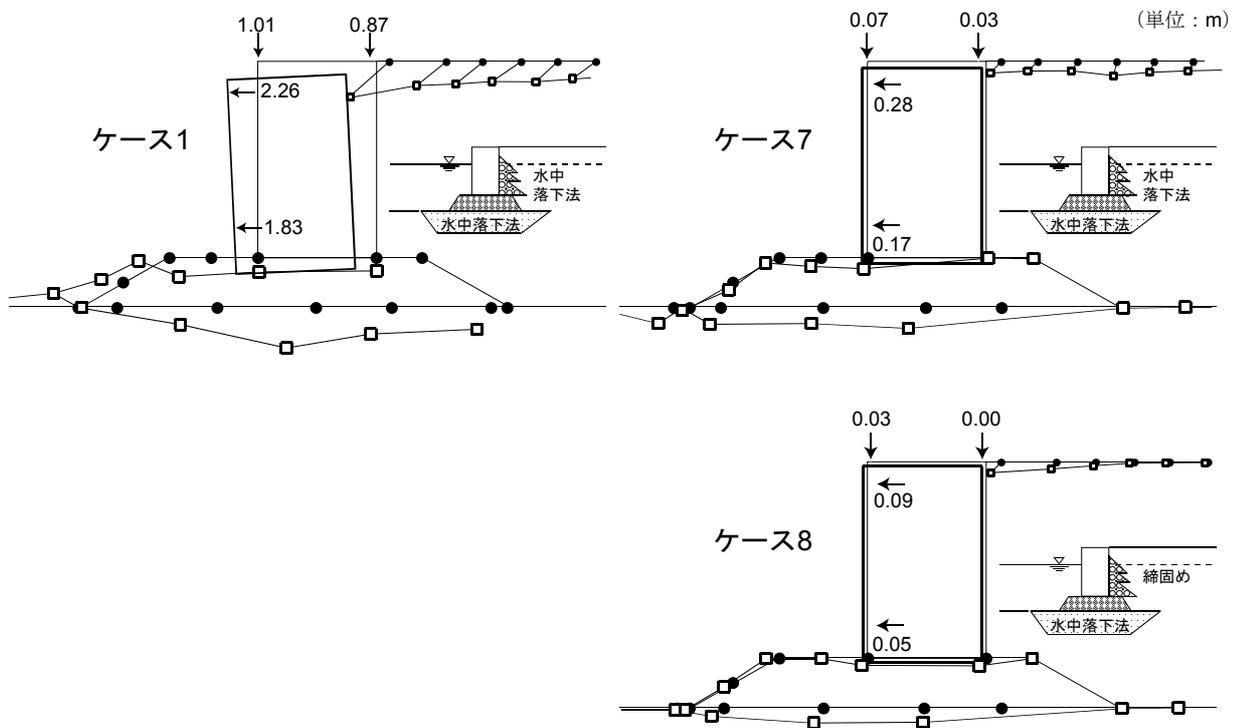


図-3.45 加振後の岸壁全体の変状（現地換算，ケース1とケース7～ケース8）

0.07mとなっている。基礎捨石マウンドの形状にはほとんど変化はなく、ケーソンがわずかに前傾しながら基礎捨石マウンドにめり込んでいることが窺える。また、ケース8ではケーソンが現地換算で0.07m海側にはらみ出し、沈下量は0.03mとなっており、背後地盤を改良することにより岸壁にはほとんど変状が生じていないことが分かる。

これらより、再現期間75年程度のレベル1地震波の場合には、兵庫県南部地震で被害を受けた岸壁型式（置換地盤上に設置され、背後地盤を締め固めていないケーソン岸壁）であっても、被害は軽微であったと判断される。また、背後地盤を改良すれば、変状はほとんど生じなくなることが分かった。これらの結果は置換地盤上に設置された重力式岸壁を復旧、あるいは改良・更新する場合において、レベル1、レベル2のそれぞれの地震動レベルに対する置換地盤の処理の仕方に大きな方向性を示すものと考えられる。

(5)防波堤の被災メカニズムの検討<sup>1,3)</sup>

a) 再現性の確認

現地における防波堤の被災状況と模型実験による加振後の変状を比較し、再現性の検証を行なう。

図-3.46に模型振動実験による加振後の防波堤の変状を示す。加振後の防波堤ケーソンの残留水平変位はわずかに現地換算で0.28mであるのに対し、沈下量は非常に大きく2.6~2.7mに達している。加振後の水中の基礎捨石マウンドの状況を見ると、マウンド全体が置換土に沈みこんでおり、その量はケーソン直下が最大で、マウンド法尻ではゼロに近い。その外側では、逆に、置換地盤が盛り上がっている。

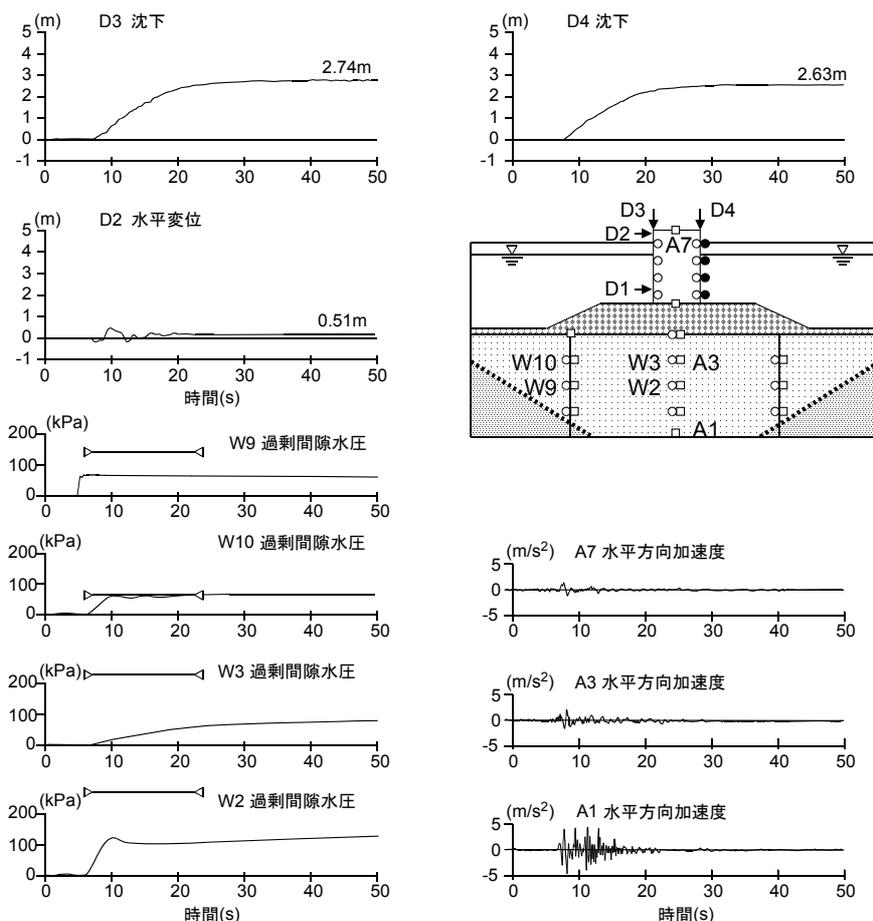


図-3.47 防波堤模型実験における加速度，過剰間隙水圧，ケーソン変位応答

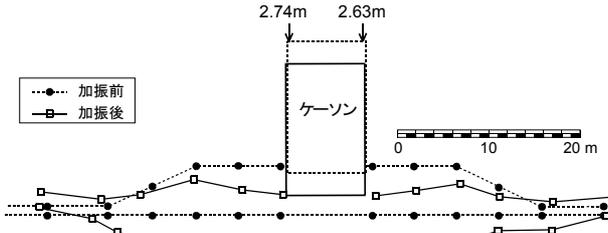


図-3.46 防波堤の加振後の変状

それに伴い基礎捨石マウンドの天端形状も水平ではなく、下に凸になっている。これらを前節(6)防波堤の被災に示した現地の被災状況（沈下量1.7~2.2m, 水平移動量平均0.1~0.3m）と比較すると、水中の基礎捨石マウンドの被災状況はよく再現されている。残留変位も2~3割大きいだけで概ね一致しており、模型振動実験の再現性は十分確保されているものと考えられる。

b) 防波堤の被災メカニズムの検討

防波堤の被災のメカニズムを検討するため、置換土における応答加速度、過剰間隙水圧の時刻歴およびケーソンの変位応答をまとめて図-3.47に示す。

防波堤直下の置換土の加速度応答には、基盤の入力波（最大加速度544Gal）と比較して海底面に近づくにつれて長周期化が見られ、加速度の振幅も小さくなっている。ケーソンの天端の加速度はさらに小さくなっている。このような様相は岸壁の被災再現ケースの場合と同様であり、加振により置換土のせん断剛性の低下している状況が読みとれる。（図-3.31参照）

過剰間隙水圧の時刻歴は基礎捨石マウンド法尻下とケーソン直下とは大きく異なっている。基礎捨石マウンド法尻下（W10）における過剰間隙水圧は、時刻10秒付近までに急激に上昇して過剰間隙水圧比も0.9に達し、その後わずかに水圧が下がる波状の変化を見せている。この過剰間隙水圧の時刻歴とケーソンの沈下との関係を見ると、水圧が一旦ピークに達した時刻とケーソンの沈下が大きく進み始める時刻とが概ね一致している。

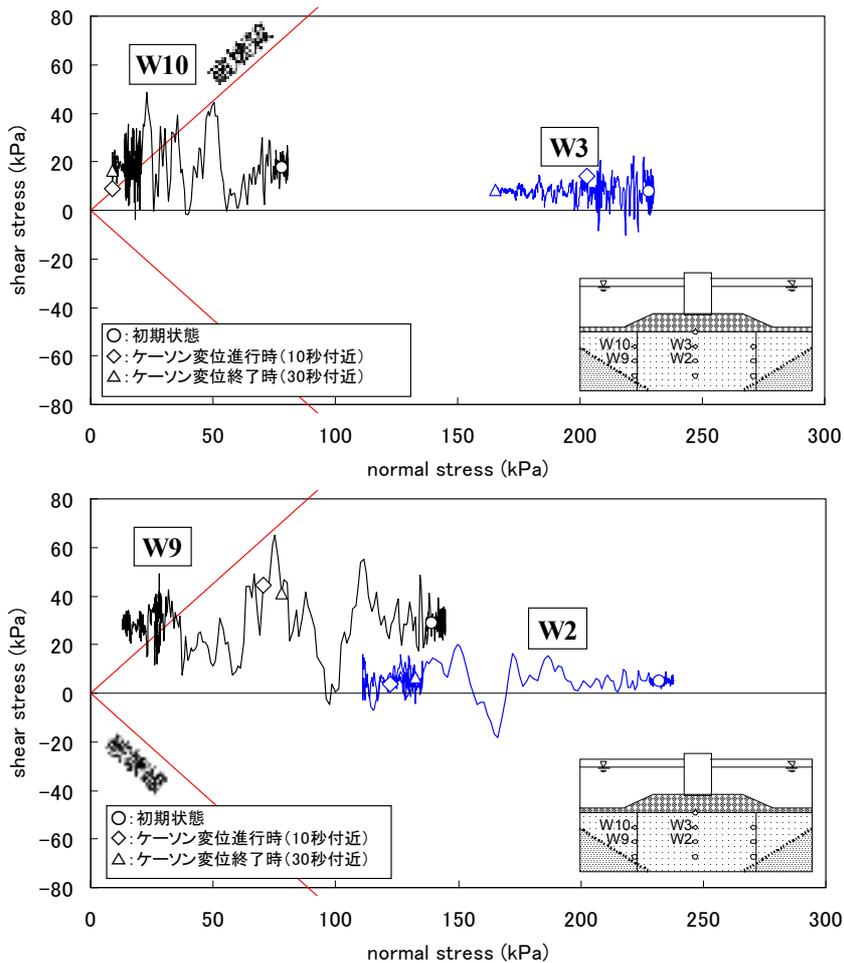


図-3.48 有効応力径路（第7防波堤）

一方、ケーソン直下の置換土のうち、上層にある測点(W3)の過剰間隙水圧は時刻30秒付近までゆっくりと上昇しており、過剰間隙水圧比は最大でも0.2~0.3程度である。その下の測点(W2)の水圧応答を見ると、基礎捨石マウンド法尻下(W10)と全く同じように過剰間隙水圧が時刻10秒付近までに急激に上昇した後一旦減少し、再び緩やかに上昇しているが、水圧比は最大でも0.4程度に止まっている。

次に、岸壁の被災再現実験(ケース1)と同様に、モールの応力平面における各測点の有効応力径路を図-3.48に示す。置換土の基礎捨石マウンド法尻下(W9, W10)では、初期において比較的大きな初期せん断応力が既に存在し、これに加振による繰返しせん断応力が方向の逆転がない片振状態で作用する。繰返しせん断応力とともに有効垂直応力が減少していく結果、これらの有効応力径路は時刻10秒付近(過剰間隙水圧が一旦ピークに達する時刻)において破壊線に達してしまう。

一方、ケーソン直下の置換土(W2, W3)では初期せん断応力はほとんど発生せずに垂直応力が卓越し、応力平面においてかなり右に位置している。有効応力径路は加振による片振あるいは両振の繰返しせん断応力が作用しつつ左に移動していくが、原点や破壊線にはほど遠い状態である。

このような置換地盤上の防波堤の挙動について2次元剛塑性問題の古典的解法である特性曲線法<sup>15)</sup>をヒントに考察してみる。置換土がモール・クーロンの降伏基準に従う理想的な材料特性を有すると仮定すると、図-3.49に示すような対数螺旋型の特性曲線が得られる。ここで、W3が主働くさび内に位置し、W2, W10が対数螺旋近傍に存在するものと考え、基礎捨石マウンド法尻下付近の置換土において左右対象にせん断破壊が生じ、それが引き金になりケーソン直下にかけて滑りを生じさせるが、岸壁と異なって背後地盤からの土圧の作用がないことか

ら、ケーソンには水平移動がほとんど生じずに沈下だけが卓越することになる。これに対しケーソン直下のW3は、図-3.29に示すように主働くさび内部に位置するため地震動が作用しても変形が小さい。その結果、繰返しせん断変形に伴う過剰間隙水圧は上昇せずに、ケーソンの沈下による静水圧の上昇分が主な水圧上昇であると推察される。

#### (6)まとめ

模型振動実験により(現地の被災調査と分析では十分に把握できない地盤内の変状等を含めた)置換地盤上のケーソン式岸壁の被災メカニズム等について検討した。結果をまとめれば次のとおりである。

①神戸港の被災した岸壁を再現実験では、岸壁背後の埋立地における地震動および(基礎捨石マウンドも含めた)ケーソン岸壁全体の変状の両方において、現地調査結果とよく一致していた。また、全く同一条件の3ケースの実験結果においては、部分的には差異の見られる測点もあるが、変状全体をみれば実験誤差は非常に小さい。このことから水中振動台による模型振動実験の再現性は十分に確保されていると判断される。

②被災再現実験の結果の考察によれば、ケーソン前趾の置換土では初期せん断応力が比較的大きいことから、加震によるわずかな過剰間隙水圧の上昇により破壊応力状態に達してしまう。ケーソン前趾の置換土がせん断破壊し、かつ、ケーソン直下および背後地盤のせん断抵抗が過剰間隙水圧の上昇に伴い低下するため、岸壁全体の抗土圧機構が不安定となりケーソンが海側へはらみ出す。これに伴い、背後地盤全体も沈下し、ケーソンとの間に段差が生じる。

ケーソンの海側へのはらみ出しにより、ケーソン背後の裏埋土の過剰間隙水圧比は最大0.7程度までしか上がら

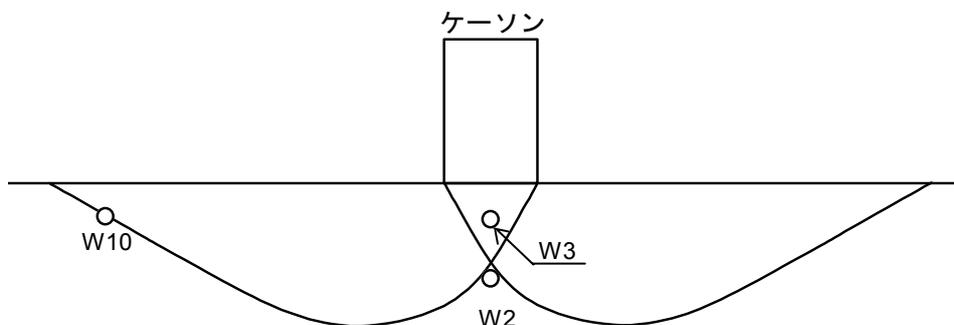


図-3.49 過剰間隙水圧計設置位置と対数螺旋曲線の概念図)

ず、水圧比が 1.0 のいわゆる完全液状化には達していない。

③基礎の置換土と岸壁背後の裏埋土を固化・締固めた実験では、被災変形量は被災再現ケースの概ね半分程度であり、被災形態も捨石マウンド上の滑動が支配的である。また、再現期間 75 年程度のレベル 1 地震動に対しては、はらみ出し等の被災は非常に小さい。これらのことから被災原因としては、想定を遙かに超える大きな地震動による慣性力と背後からの土圧が第一であり、これに置換土のせん断抵抗の大幅な低下による要因が付加されたものと考えられる。

④防波堤の被災再現実験によれば、防波堤ケーソンの沈下も、基本的には置換土のせん断破壊に起因するものと考えられる。ただし、岸壁と異なって背後地盤からの土圧等の作用がなかったため、水平移動はほとんど生じず、沈下のみが卓越した被害になった。

## 4. 既存施設の耐震診断

### 4.1 耐震設計の考え方

港湾の施設の技術上の基準は、合理的な設計体系を目指し、性能設計の考え方が導入されることになるが、本資料執筆時点から改訂の確定まで時間差があることに留意されたい。このため、文献（井合ら：港湾構造物の耐震性能照査型設計体系について、港湾空港技術研究所資料、No.1018、2002.）を基にすると、耐震設計の手順は図-4.1に示す通りとなる。

#### (1) 設計条件の整理

始めに設計条件の整理として地震動の設定ならびに対象施設の要求性能の設定を行う。

耐震性能設計においては、設計地震動強さのレベルを適切に定義する必要がある。地震動の設定は合理的に安全な構造物を設計することを目的として、震源特性、伝搬経路特性、対象とする港湾のサイト特性を考慮して地震動を設定する。図中のL1、L2については通常以下のような区分に基づく。

L1：設計供用期間中に作用する可能性が高い地震動

L2：現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動

対象施設の要求性能は、対象構造物の機能・重要度を考慮して構造物本体および地盤・基礎地盤の安定性に関して設定する。許容被害程度は表-4.1のように整理される。本表と表-4.2に示す耐震性能グレードと設計地震動

の関係等を参考にして対象構造物の耐震性能グレードを設定する。

レベル2地震動に対しては、対象施設に応じて使用性（緊急物資輸送に資する耐震強化施設）、修復性（幹線貨物輸送に資する耐震強化施設）が要求されることになる。その他の一般施設についてはレベル1地震時に使用性が要求されるにとどまることになる。よって表-4.1においてグレードS：緊急物資輸送に資する耐震強化施設、グレードA：幹線貨物輸送に資する耐震強化施設、グレードB：一般施設、グレードC：仮施設という対応関係となる。

#### (2) 構造物諸条件の設定

対象構造物の使用状況、地理的条件、地形・地質条件、(1)で定めた耐震性能グレードなどを考慮し、経済性や安全性を適宜比較しながら構造物の構造形式を決定する。構造物の各諸元は設計事例を参考に既往の経験式を適用すること等により設定する。これらの諸条件は次に実施する耐震性能照査の結果を踏まえて修正し、決定する。

#### (3) 耐震性能照査

許容被害程度を工学的なパラメータ（例えば変位・応力レベルなど）と対応させる。工学的パラメータは構造物の構造形式やその機能により照査項目が異なるが、次節に構造形式別にその例を示す。設定されたこれらの工学的パラメータについて、適切な方法により照査を行うものとする。照査の方法としては、1) 模型振動実験、2) 過去の被災事例からの経験式、3) 数値解析があげられる。

表-4.1 港湾構造物の許容被害程度

許容被害程度	構造被害（直接被害）	機能被害（間接被害）
被害程度Ⅰ：使用可能	無被害ないし軽微な被害	機能維持ないし軽微な機能低下
被害程度Ⅱ：補修可能	限定被害**	短期間の機能停止***
被害程度Ⅲ：非崩壊限界	著しい被害（崩壊はしない）	長期間の機能停止ないし機能喪失
被害程度Ⅳ：崩壊****	構造喪失	機能喪失

\* 人命や財産の保全、震災復興ないし緊急防災拠点、有害物や危険物取扱いなどの機能を果たす施設の場合には、上表に示す一般的事項に加え、これらの施設特有の機能の観点からの許容被害程度を考慮すべきである。

\*\* 限定された塑性応答ないし残留変位

\*\*\* 短期間の応急復旧完了までの機能喪失

\*\*\*\* 構造物崩壊時の周辺への影響は著しくない

表-4.2 耐震性能グレードと設計地震動の関係

耐震性能グレード	設計地震動	
	レベル1 (L1)	レベル2 (L2)
グレードS	被害程度Ⅰ：使用可能	被害程度Ⅰ：使用可能
グレードA	被害程度Ⅰ：使用可能	被害程度Ⅱ：補修可能
グレードB	被害程度Ⅱ：使用可能	被害程度Ⅲ：非崩壊限界
グレードC	被害程度Ⅲ：補修可能	被害程度Ⅳ：崩壊

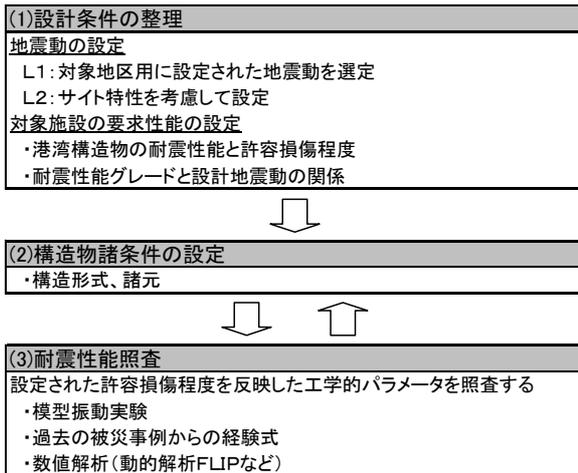


図-4.1 耐震設計の手順

## 4.2 耐震性能照査における工学的パラメータ

耐震性能照査において、始めに設定した許容される損傷程度を工学的なパラメータに対応させる必要がある。これらの工学的パラメータは対象とする構造物の構造形式や機能により異なるが、以下に主要構造形式の例として、重力式岸壁、矢板式岸壁ならびに栈橋式岸壁のケースについて述べる。本資料で示す目安は安全側を示しているが、本来設計者の裁量により設定するものである。

### (1) 重力式岸壁

重力式岸壁は、海底地盤の上にケーソンなどの重力式壁体を設置し、壁体底面の摩擦力によって、壁体背後（陸側）の土砂を支える構造となっている。地震時の変形形態としては、図-4.2基礎地盤（海底地盤）が十分に堅固な場合には、壁体の海側への水平変位ないし傾斜が発生する。また、基礎地盤がゆるい砂質土地盤のように地震時に軟弱化する場合には、基礎地盤を含む地盤全体の変形に伴って壁体の海側への変位、傾斜、および沈下が発生する。重力式岸壁は他形式の岸壁と比較して地震後の

耐力低下の恐れが小さい傾向があるので、構造安定上の観点からは比較的大きな水平変位や沈下を許容することができる。

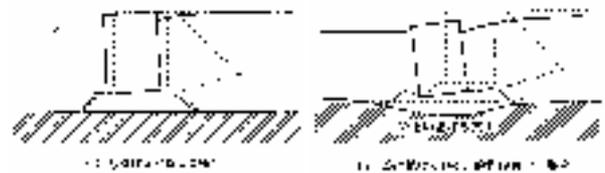


図-4.2 重力式岸壁の変形形態

重力式岸壁の被害程度基準を規定する上で、機能被害の観点からは、船舶接岸の安全性、荷役車両の走行性、荷役作業の安全性、冠水、滞水などについて検討を行う必要があり、構造被害の観点からは前述のように変位や傾斜角などについて検討する必要がある。なお特殊な場合を除き、壁体コンクリート部材は被災による損傷事例が少ないため応力照査を省略できる。

照査対象項目としては図-4.3に示すとおり、構造物本体については、変位、沈下、傾斜、法線の出入りなど、エプロンについては、沈下（エプロン上段差）、エプロンと背後地の段差、傾斜などがある。

耐震性能照査においては、先に述べた機能被害および構造被害の観点からの諸検討項目を拾い出し、それぞれの許容被害程度を設定し、これらを総合化して対象施設の被害程度基準を設定する。

具体的な被害程度基準は、前述の表-4.1に示した被害程度基準Ⅰ～Ⅳに準じた規定で一般公共埠頭（走行式クレーンが装備されておらず、危険物や人命関連施設に該当しない、かつ前面海域が十分に広い）を対象とする場

表-4.2 重力式岸壁の許容被害程度基準の目安

許容被害程度		被害程度Ⅰ	被害程度Ⅱ	被害程度Ⅲ	被害程度Ⅳ
壁体本体	法線変形率 (d/H) *	1.5%未満**	1.5～5%	5～10%	10%以上
	海側への残留傾斜角	3° 未満	3～5°	5～8°	8° 以上
エプロン	エプロン上の段差	0.03～0.1m未満	N/A***	N/A	N/A
	エプロン背後地間の段差	0.3～0.7m未満	N/A	N/A	N/A
	海側への傾斜	2～3° 未満	N/A	N/A	N/A

\* d: 壁体天端の残留水平変位； H: 重力式壁体の高さ  
\*\* 代替基準に「法線の出入りが30cm未満」もある  
\*\*\* 該当なし

合には表-4.2に示す被害程度基準の目安を参考とすることができる。

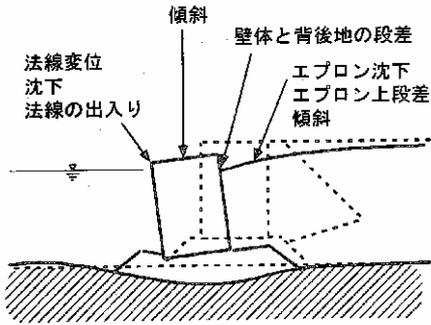


図-4.3 重力式岸壁の照査対象項目

(2) 矢板式岸壁

矢板式岸壁は、矢板本体、タイロッド、控え工からなる複合構造物であり、矢板本体が根入れされた基礎地盤及び矢板本体上部を支えるタイロッド・控え工の抵抗によって、矢板本体背後（陸側）の土砂を支える構造となっている。地震時の変形形態としては、地盤条件・構造条件によって図-4.4に示すように種々の形態が想定される。矢板式岸壁の構造被害は変位よりもむしろ応力の照

査が重要となる。特に塑性化を許容する部位およびその程度の設定、ならびに終局状態に達する順序の設定がポイントとなる。

矢板式岸壁の被災程度基準を規定する上で、機能被害の観点からは重力式岸壁の場合と同様で船舶接岸の安全性、荷役車両の走行性、荷役作業の安全性、冠水、滞水などについて検討を行う必要がある。構造被害の観点からは、変位とともに部材応力について検討を行う必要がある。

矢板式岸壁の被災程度基準を規定する照査項目には図-4.5に示すように、以下のものが挙げられる。

・変形照査

構造物、エプロン：重力式岸壁の照査項目に準じる  
控え工：控え工前後の地盤の段差、亀裂、組杭の場合のヌケ上がりなど

・応力照査

矢板本体（海底面より上の部分及び地中部）  
タイロッド（ジョイント含む）

矢板式岸壁の具体的な被害程度基準は、前述の表-4.1に示した被害程度基準Ⅰ～Ⅳに準じた規定で一般公共埠頭を対象とする場合には表-4.3に示す被害程度基準の目安を参考とすることができる。

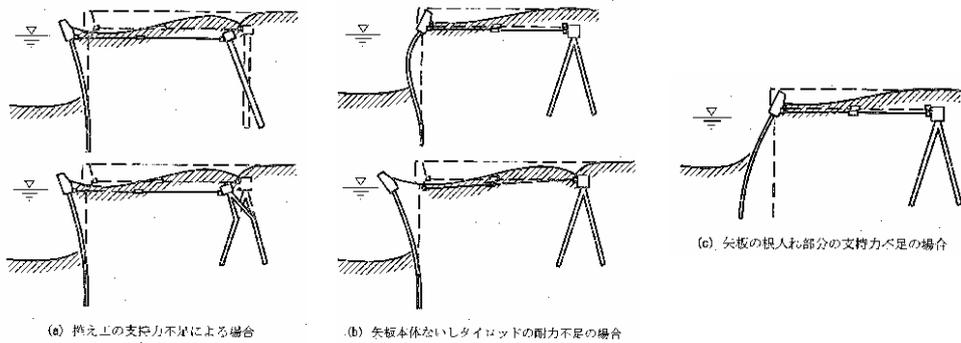


図-4.4 矢板式岸壁の変形形態

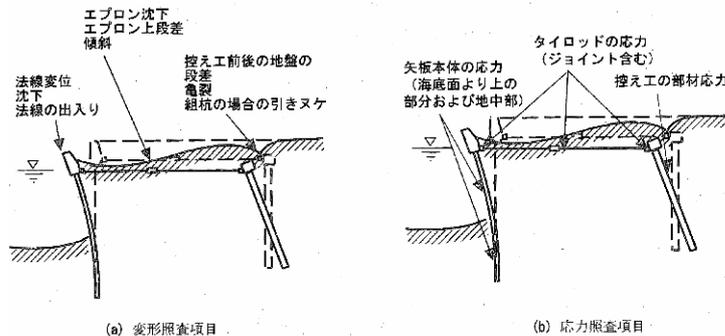


図-4.5 矢板式岸壁の照査対象項目

表-4.3 矢板式岸壁の許容損傷程度の目安

許容損傷程度			損傷程度Ⅰ	損傷程度Ⅱ	損傷程度Ⅲ	損傷程度Ⅳ
残留変位	矢板	正規化水平変位 (d/H)	1.5%以下	1.5~5%	5~10%	10%以上
	エプロン	海側への傾斜角 段差	3度以下	3~5度	5~8度	8度以上
最大応答	矢板	根入上部	弾性	塑性 (許容塑性率内)	塑性 (許容塑性率内)	塑性
		根入部	弾性	弾性	塑性 (許容塑性率内)	塑性
	タイロッド		弾性	弾性	塑性	塑性
	アンカー		弾性	弾性	塑性 (許容塑性率内)	塑性

(3) 栈橋式(直杭横)岸壁

杭式横栈橋は、栈橋本体および土留構造からなる複合構造物であり、栈橋本体も、杭、床板、マウンド、渡版などからなる複合構造物となっている。

地震時の被災形態としては図-4.6に示すように慣性力、地盤の変位、両者の複合による被害がある。特に地盤の変位の影響によって発生する図-4.6(c)の被災形態については、地盤工学的観点からの慎重な検討が必要である。

構造被害の観点からは、矢板式岸壁と同様、変位よりも応力の照査が重要となる。特に塑性化を許容する部位およびその程度の設定、ならびに終局状態に到る順序の設定が重要である。

栈橋式岸壁の被害程度基準を規定する上で、土留め部についてはその構造形式に応じて、重力式ないし矢板式岸壁に準じた諸点について機能被害及び構造被害の観点

から検討する。ただし、土留め部(ないし栈橋直下の傾斜部分を含む地盤)の変形が栈橋本体に与える影響については栈橋本体についての照査にて考慮する必要がある。

栈橋本体については図-4.7に示すように以下の諸点について照査する必要がある。

- ・変形照査  
構造物本体/エプロン(床板)/渡版の落下・破壊
- ・応力照査  
杭(頭部、地中部)/床版(床版本体、杭固定部分)/渡版

栈橋式岸壁の具体的な被害程度基準は、前述の表-4.1に示した被害程度基準Ⅰ~Ⅳに準じた規定で一般公共埠頭を対象とする場合には表-4.4に示す被害程度基準の目安を参考とすることができる。

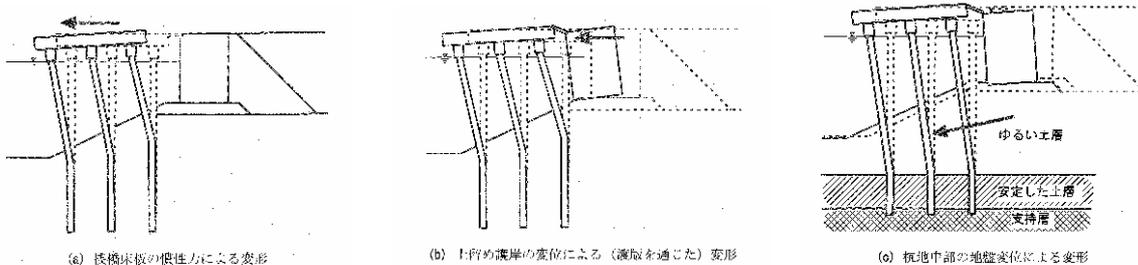


図-4.6 栈橋式岸壁の変形形態

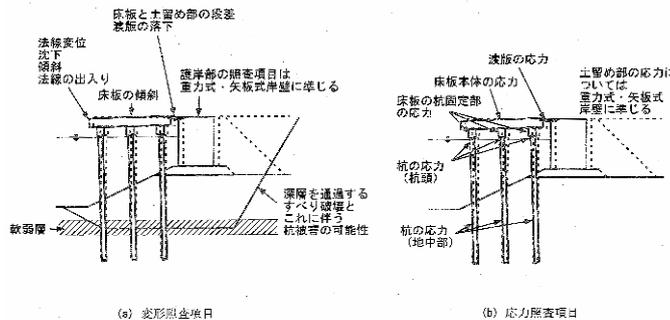


図-4.7 栈橋式岸壁の照査対象項目

表-4.4 栈橋式岸壁の許容損傷程度の目安\*

許容損傷程度		損傷程度 I	損傷程度 II	損傷程度 III	損傷程度 IV
残留変位	床版と背後地盤間の段差	0.1~0.3m 未満	N/A	N/A	N/A
	海側への傾斜角	2~3° 未満	N/A	N/A	N/A
地震時発生最大応答値	杭**	軽微な残留変形ないし残留変形が皆無であるような実効的な弾性限界内	修復可能なレベル内での限定された塑性応答および残留変位	崩壊に近い塑性応答（杭頭および地中の2箇所）に塑性ヒンジが発生する杭は1本ないし限定された本数の杭に限る）	被害程度Ⅲを超えた状態

\* この表では、杭および床版についてのみの基準を示している

\*\* 構造部材においては、曲げ降伏がせん断降伏より先行して発生するように設計する

### 4.3 耐震性能照査方法

既設構造物の耐震性能照査を実施する際には、新設構造物の設計時と同様に、対象構造物の機能・重要度を考慮して構造物本体および地盤・基礎地盤の安定性に関して、照査する施設の要求性能について整理する必要がある。また、対象施設のサイト特性を考慮した適切な地震動の設定が必要である。なお地震動の推定にあたり推定精度を上げるためには、当該地の中小地震動の強震記録が必要となる。対象施設に強震計が設置されていない場合には、一定期間強震計を設置して強震記録を収集することが望ましい。

耐震性能の照査方法としては、1) 模型振動実験、2) 過去の被災事例からの経験式、3) 数値解析があげられる。

1) 模型振動実験：港湾構造物の特性である地震時の動水圧等を考慮できる施設による模型振動実験により設定された耐震性能を照査する。適切な相似則を用い、過去

の被災事例による再現性の確認が必要である。

2) 過去の被災事例からの経験式：適用にあたっては経験式の構築過程を十分理解し、適用範囲を逸脱しないことが重要である。

3) 数値解析：解析手法として多数提案されているが、解析手法の選定に当たっては照査のための工学的パラメータを計算する能力を有することを確認する必要がある。特に、港湾構造物の地震時被害には地盤の液状化現象が大きく関与していることから液状化現象を反映できる手法を用いることが多い。

耐震性能照査型設計における地震応答解析では、構造物の地震時挙動を評価し、その結果が予め設定した被害基準（変位・応力・塑性率・ひずみなどで与えられる）を満たすか否かについて照査することを目的とする。解析法の選定においてはそれぞれの耐震性能照査に適した解析法を選定する必要があり、一般に耐震性能グレード

表-4.5 耐震性能グレードに応じた解析法種別

解析法種別	耐震性能グレード			
	グレードC	グレードB	グレードA	グレードS
簡易解析： 滑動限界または弾性応答限界の概略評価、および構造物の残留変位の概略オーダーの評価に適する				
簡易動的解析： より広い適用性があり信頼性もより高い。予め想定した被害形態のもとでの変位、応力、塑性率、ひずみの評価が可能				
動的解析： 最も高度。地震時に発生する被害形態および被害程度（変位、応力、塑性率、ひずみなど）の評価が可能				
凡例：				
	標準的設計ないし設計の最終段階に用いる			
	概略設計ないし地震活動が低く設計地震動が小さい場合に用いる			

が高い施設には高度な解析手法が必要となる。地震危険度解析、表層地盤の地震応答／液状化解析および構造物の地震応答解析には種々のものがある。これらの解析法はその難易度および解析能力によって以下のように大別される。

- (1) 簡易解析
- (2) 簡易動的解析
- (3) 動的解析

各耐震性能グレードに対して最も適切とみられる解析法種別を表-4.5に示す。本表は耐震性能グレードが高い構造物ほど高度の解析法が必要になるという原則に基づいている。

#### 4.4 簡易耐震診断方法

広域的な災害をもたらす海溝型地震に対する総合的な防災計画の作成のためには、対象地域内の個々の施設について耐震診断を実施する必要がある。しかしながら個々の施設の耐震診断は多くの時間ならびに費用を必要とするため、対象施設が多くなる場合にはその実施が困難である。このような現状を踏まえ費用ならびに時間をかけずに概略的な地震被害を把握することを目的として、

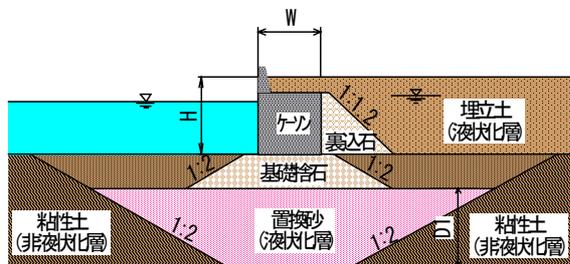
既存構造物の海岸保全施設の形状と地盤の強度の情報から、地震時の施設の残留変位量を簡易に評価する手法が開発されている。ここではその簡易式診断方法（チャート式耐震診断手法）について概要を紹介する。

本手法は、前述の耐震性能照査を実施する前に照査を実施する対象施設の絞り込みに利用することができる。また、場合によっては先に挙げた1) 簡易解析、2) 簡易動的解析、3) 動的解析のうち、1) の簡易解析の手法として適用できるものと考えられる。

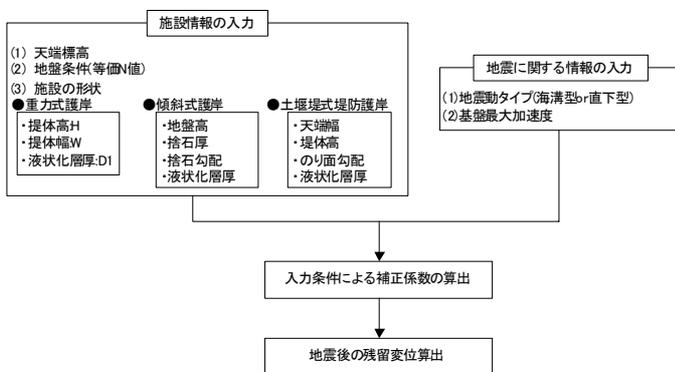
##### (1) チャート式耐震診断手法の概要<sup>16)</sup>

本チャート式耐震診断手法は模型実験や二次元有効応力解析を用いたパラメトリックスタディ等の結果を整理・検討して開発された。本手法は係留施設では現在重力式岸壁（図-4.8(a)）に対応しており、図-4.8(b)に示したフローに記載したように施設情報ならびに地震に関する情報を入力することによって、地震後の残留変位量を算出するものである。

この手法により残留変位量を算出した算出例を図-4.8(c)に示す。



(a) 適用可能な構造形式



(b) 検討フロー

入力項目	備考	入力例
高さ:H (m)		10.0
幅:W (m)		11.0
置換砂厚: D1 (m)		5.0
地盤の等価N値	0<等価N値≤25 (別途算定プログラムあり)	7
基礎最大加速度 (gal)	1.00gal~6.00galが概ね適応範囲	400
地震動のタイプ	1=直下型 2=海溝型 3=海南波(海溝型) 4=撫養港波(海溝型) 5=羽田波(海溝型)	2

標準タイプの場合	残留水平変位 (m)	1.75
	残留鉛直変位 (m)	0.57
補正係数 (各パラメータ毎の補正係数の積)	水平変位	1.05
	鉛直変位	2.04

出力項目	備考	計算例
① 天端標高 (m)	値は、D.L表示	4.7
② 液状化の発生する可能		高い
③ 残留水平変位 (m)		1.9
④ 残留鉛直変位(沈下量) (m)	正の値=沈下	1.2
⑤ 津波高さ (m)	値は、D.L表示	4.1
⑥ 護岸形状による津波高さの補正係数	当面の間は、1.0	1.0
⑦ 排水沈下量 (m)	正の値=沈下	0.15
⑧ 地盤沈降量 (m)	正の値=沈下	0.95
⑨ 余裕高さ (m)	⑨=①-④-⑤×⑥-⑦-⑧	-1.70

(c) 耐震診断結果の例

図-4.8 簡易耐震診断手法の概要

(2) チャート式耐震診断手法の課題と今後の展開

本手法は前述したように現在重力式護岸への適用性が確認されており、実務上問題の無い精度を確保している。しかし、矢板式などの他の構造形式への適用が急がれる。

本手法によって、容易に多数の施設の診断が可能となる。診断結果に加えて、当該施設の重要度や地震災害発生時の住民への影響・産業活動への影響などを勘案して、詳細な解析に基づく耐震補強施設の選定の優先順位付け等が可能となる。

## 5. 耐震補強工法の種類とその分類

### 5.1 概要

岸壁はその地形・地質条件、利用状況などの地域特性により設計条件が異なる。従って岸壁は建設される地域ならびに構造物の規模等により経済性や施工性に優れた形式や工法が変わることから、様々な形式により建設されている。

ここで述べる港湾構造物の耐震補強は、岸壁などの既存施設の耐震性能向上を主な目的として実施されるものである。補強工法は既存施設の形式や、施設周辺の利用状況、補強工施工後の要求性能等によって適用できる工法が制限されることから、これまでに様々な形式の補強工法が提案され施工が行われている。耐震補強工法の選定は、工法の原理・特性を良く理解した上で、既存施設の状況、要求される性能等を十分に整理した上で行う必要がある。

以上のことを踏まえ、ここでは補強工法についてその種類について整理し、原理等ならびに要求事項による分類、補強工法の選定方針等についてとりまとめ、以降に示した。

考案されている補強工法の一覧表を表-5.1に示す。また一覧に示した工法について、概要、設計・施工上の留意点等をまとめた資料を巻末に添付する。

### 5.2 補強工法の分類

補強工法は前述のように様々な種類が考案されている。ここではその原理ならびに手法に着目し、大きく次の3つに区分する。

#### (1) 地盤改良による工法

岸壁周辺部（背面・基礎）の地盤改良を行うことにより、作用土圧を低減や液状化の防止を行う工法。

#### (2) 構造物重量増大工法

重力式岸壁の主構造物の重量を中詰材の変更やコンクリートの増設等によって増加させ、水平抵抗力の増加を図る工法。

#### (3) 構造物の新設・補強等による工法

構造部材や構造物を新設することにより、既存施設の水平抵抗力を増加させる工法。これらの工法にはその補強の規模・考え方により種々の工法が考えられるが、ここでは以下の3点に区分する。

##### 1) 構造部材の新設工法

##### 2) 既設部材補強、既設部材断面力の低減工法

##### 3) 岸壁前面構造物新設工法

以降に上記区分ごとに各工法の特徴をまとめて述べる。

また区分した工法をまとめ図-5.1に示す。

#### (1) 地盤改良による工法

岸壁背面からの作用土圧の低減や液状化の防止、基礎地盤の変形の抑制等を主な目的として既設構造物の周辺部の地盤を改良する工法。具体的な工法として図-5.2に示すように、構造物背面の裏込土を撤去する工法、裏込土を置換もしくは固化処理する工法、基礎地盤の改良を行う方法等が挙げられる。構造物背面部の地盤の改良は、主に構造物にかかる作用土圧の低減による耐震性能の向上を期待して実施される工法であるが、液状化の発生を防止する効果を持つものも多い。本工法は岸壁背面（エプロン部等）の施工が可能である場合に適用でき、耐震性能の向上に効果的で経済性に優れ、法線の変更が無いという特徴がある。

基礎地盤の改良は地震時に支持力が不足すると想定される場合ならびに基礎地盤に液状化発生の可能性があり、上部の構造物に重大な被害が想定される場合に適用される。既設構造物直下の地盤改良工は困難であり施工法が制限され、効果的な改良を一様に施すことができないケースも多い。条件によってはケーソン構造物を一時的に撤去し、地盤改良を施した後に据え直す工法等が考えら

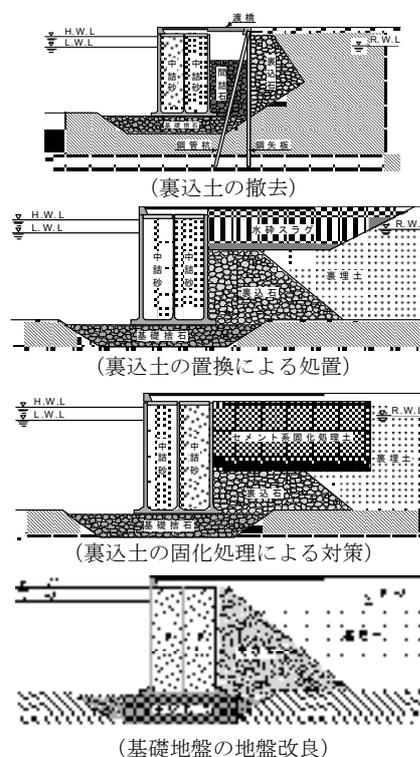


図-5.2 地盤改良による工法

れるが、裏込の撤去等も含め施工が大規模なものとなり  
工事が長期化する上、経済性に劣る。

表-5.1 耐震補強工法一覧

対象構造物	No.	工法名	対策工による効果				その他条件	
			水平抵抗 増強	基礎支持 力増強	液状化対策		水深の 増深	法線の 変更
					背面	基礎		
重力式	G-1	裏込撤去工法（1）	○				不可	なし
	G-2	裏込撤去工法（2）	○				不可	なし
	G-3	軽量混合処理土置換工法	○				不可	なし
	G-4	水砕スラグ置換工法	○				不可	なし
	G-5	事前混合処理土置換工法	○		○		不可	なし
	G-6	セメント系固化処理工法	○		○		不可	なし
	G-7	一体化コンクリート工法	○				不可	なし
	G-8	中詰重量化工法	○				不可	なし
	G-9	上部重量化工法	○				不可	なし
	G-10	根固矢板工法	○	△			不可	なし
	G-11	控え杭工法	○				不可	なし
	G-12	斜めアンカー工法	○				不可	なし
	G-13	一体化コンクリート工法	○				不可	前/小
	G-14	一体化矢板コンクリート工法	○	△			不可	前/小
	G-15	一体化矢板工法	○	△			不可	前/小
	G-16	重力式構造物工法（デタッチドケーソン）	○				不可	前/大
	G-17	矢板式構造物工法（既設控え）	○	△			不可	前/大
	G-18	矢板式構造物工法	○	△			不可	前/大
	G-19	栈橋式構造物工法（土留め機能付き）	○				可	前/大
	G-20	栈橋式構造物工法（土留め機能なし）	○				不可	前/大
	G-21	摩擦増大マット敷設工法	○				不可	なし
	G-22	基礎地盤改良工法	○	○		○	不可	なし
矢板式	S-1	軽量混合処理土置換工法	○				不可	なし
	S-2	水砕スラグ置換工法	○				不可	なし
	S-3	事前混合処理土置換工法	○		○		不可	なし
	S-4	セメント系固化処理工法	○		○		不可	なし
	S-5	矢板前面改良工法	○				不可	なし
	S-6	棚式構造物新設工法	○				不可	なし
	S-7	新設矢板一体化工法（直背面）	○	△			可	なし
	S-8	既設矢板補強工法	○				不可	なし
	S-9	二段タイ材工法	○				不可	なし
	S-10	グラウンドアンカー工法	○				不可	なし
	S-11	新設矢板一体化工法	○				不可	前/小
	S-12	栈橋式構造物工法（土留め機能付き）	○				可	前/大
	S-13	栈橋式構造物工法（土留め機能無し）	○				可	前/大
	S-14	二重矢板化工法	○	△			可	前/大
	S-15	ジャケット式工法	○				可	前/大
栈橋式	W-1	背面増杭工法	○				不可	なし
	W-2	中間増杭工法	○				不可	なし
	W-3	中間プレス工法	○				不可	なし
	W-4	杭断面増強工法	○				不可	なし
	W-5	鉛直アンカー工法	○				不可	なし
	W-6	撤去新設工法	○				不可	なし
	W-7	前面増杭工法	○				不可	前/小
	W-8	前面土留め矢板工法	○				不可	前/小
	W-9	棚式構造物改良工法	○				不可	前/小
	W-10	矢板式構造物設置工法	○				不可	前/小

		既存岸壁の構造形式					
		重力式		矢板式		橋橋式	
地盤改良による工法	法線変更なし	高次土留工法	高次土留工法	特殊保土壁工法	特殊保土壁工法	水圧スクリュー工法	特殊保土壁工法
	法線変更あり	高次土留工法	高次土留工法	特殊保土壁工法	特殊保土壁工法	水圧スクリュー工法	特殊保土壁工法
構造物重量増大工法	法線変更なし	一方向コンクリート工法(有筋)	中継ぎ工法	法線変更あり	一方向コンクリート工法(有筋)		
	法線変更あり	一方向コンクリート工法(有筋)	中継ぎ工法	法線変更あり	一方向コンクリート工法(有筋)		
構造部材新設	法線変更なし	圧入工法	圧入工法	法線変更なし	圧入工法	法線変更なし	圧入工法
	法線変更あり	圧入工法	圧入工法	法線変更あり	圧入工法	法線変更あり	圧入工法
既設部材補強 断面力低減等	法線変更なし	圧入工法	圧入工法	法線変更なし	圧入工法	法線変更なし	圧入工法
	法線変更あり	圧入工法	圧入工法	法線変更あり	圧入工法	法線変更あり	圧入工法
前面構造物新設	法線変更あり	重力式補強工法(バックリブ工法)	重力式補強工法(バックリブ工法)	法線変更あり	重力式補強工法(バックリブ工法)	法線変更あり	重力式補強工法(バックリブ工法)
	法線変更なし	重力式補強工法(バックリブ工法)	重力式補強工法(バックリブ工法)	法線変更なし	重力式補強工法(バックリブ工法)	法線変更なし	重力式補強工法(バックリブ工法)

図-5.1 耐震補強工法の種類/適用構造形式・原理による区分

(2) 構造物重量増大工法

既設構造物の重量を増すことにより、水平抵抗力を補強する方法。重力式の岸壁に適用される。具体的には図-5.3に示すように、中詰め砂を銅水砕・コンクリート等の比重の大きい材料と置換する工法、上部や周囲に既存構造物と一体化するようにコンクリートを打設する工法などがある。

これらの工法は、施工が比較的容易であり、法線を変更しない計画が可能であるなどの特徴がある。工法の適用にあたって、既設ケーソンの底版や側壁の安全性の照査、ならびに基礎地盤の安全性の照査が必要である。また、材料を置換する工法の場合は既存材料撤去時の既存堤体の安定性について検討を実施しておく必要がある。

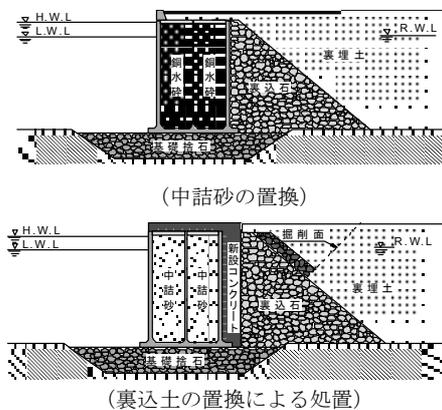


図-5.3 構造物重量増大工法

(3) 構造物の新設・補強等による工法

a) 構造部材の新設工法

既設構造物に構造部材を新設することにより、滑動に対する受動抵抗を増加させる工法。具体的には図-5.4に示すように、既設の主構造物にグラウンドアンカーなどを新設する工法、根固矢板などの構造物を新設する工法、矢板式構造物で矢板を新設して既設と一体化させる工法、栈橋構造物において前面などに増杭をする工法などが挙げられる。

これらの工法は、新設の部材の配置により既存岸壁の法線を維持することが可能で、法線が変更となる場合にも前出し量は比較的少ない。尚、耐震性能向上の度合いについては新設する構造部材の種類・配置により異なるが、設計方法が確立していない工法が多いため、設計にあたっては動的解析の実施や場合により模型実験を実施するなどの十分な検討が必要となる。

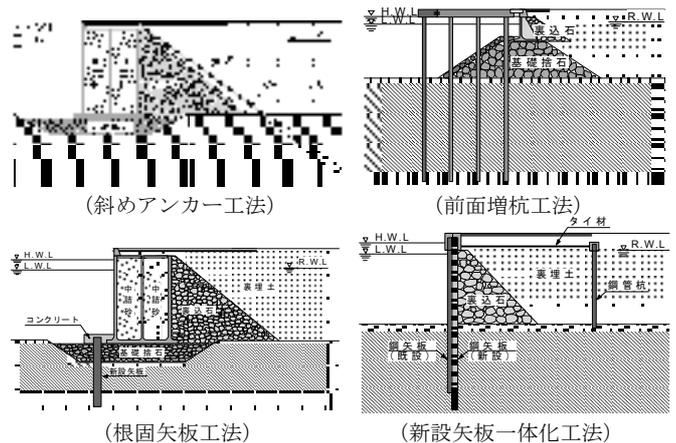


図-5.4 構造部材の新設工法

b) 既設部材補強、既設部材断面力の低減工法

既設構造物の構造部材を補強することにより部材に発生する断面力を低減させる、もしくは部材の耐力を確保する工法。具体的には、矢板の中間部（海底地盤と既設タイ材の）にアンカー等を設置し、矢板に発生する断面力を低減させる二段タイ材工法（図-5.4(a)参照）、既設鋼管矢板をH鋼等で補強する工法（図中(b)参照）、既設栈橋構造物の杭を中詰めコンクリートやH鋼等で補強する工法（図中(c)参照）などが考えられる。

これらの工法は、既存構造物の耐震診断の結果、部材耐力が不足する場合に適用できる。既存岸壁の法線を変更せず、施工は比較的容易で部分的に供用しながらの施工が可能である。

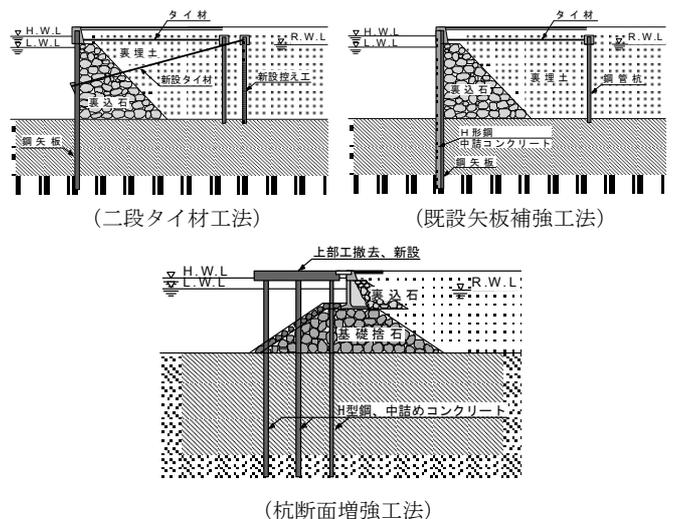


図-5.5 既設部材補強、既設部材断面力の低減工法

c) 岸壁前面構造物新設工法

既設構造物の前面に構造物を新設して所要の耐震性能を確保する工法。既設構造物を構造部材として利用する場合と構造物としての機能は殆ど期待しない場合がある。

具体的には図-5.6に示すように、既設構造物前面にケーソン構造物を新設する工法、矢板式の構造物を新設する工法、栈橋式の構造物を新設する工法などが挙げられる。

この工法は構造上の制限が少ないため多くの工法が考えられ、任意の耐震性能を持った構造物の建設が可能である。従って、耐震性能を大きく向上させたい場合や、既存構造物の使用が老朽化等により困難な場合に適していると考えられる。ただし、本工法は既設構造物前面に大きく法線を変更することから既存岸壁の前面水域の利用が可能である場合にのみ適用が可能で、施工が大規模となるため工期は増加し経済性が悪く、かつ供用中の施工が困難である。

5.3 要求事項による分類

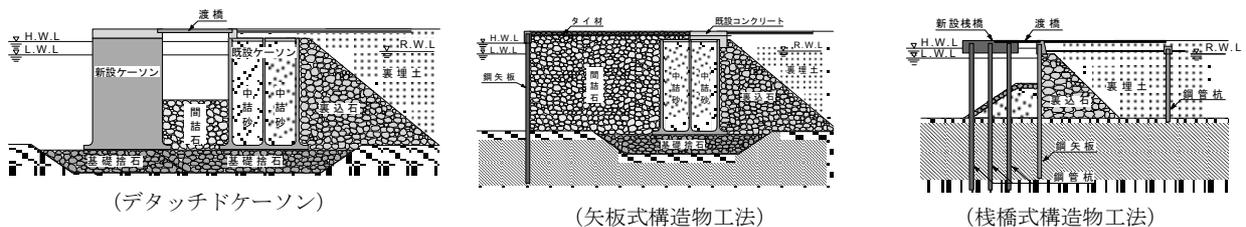


図-5.6 既設部材補強，既設部材断面力の低減工法

て実施される。耐震性能の向上は構造物自体の耐震性の向上と周辺地盤の液状化対策等に細分化できる。さらに実際の事業においては、既存岸壁の耐震補強工事の際に岸壁の増深化のように耐震性能以外の性能向上が併せて要求されることも多い。これら耐震補強工事に要求される事項を以下に挙げる。

- (1) 構造物の耐震性の向上
  - 滑動・転倒に対する抵抗力の増強
  - 基礎地盤の支持力の増強
- (2) 液状化対策
  - 岸壁背面の液状化対策
  - 岸壁基礎部（置換砂含む）の液状化対策
- (3) 岸壁の増深化

これらの要求事項に対して、適用することが可能である主な工法を図-5.7に抜粋してとりまとめた。このように各要求事項を満足する補強工法は限られることから、既存施設の耐震補強工法の検討時には対象施設の改良後の利用状況等を考慮して要求事項を十分に整理しておく必要がある。

耐震補強工は既存構造物の耐震性能の向上を目的とし

要求事項に対する分類	適用工法
滑動・転倒に対する抵抗力の増強	<p>いずれの工法も滑動・転倒に対する抵抗力を補強するものである。以下に目安としてその効果が高い工法から順に示す。</p> <p>← 耐震効果が高い</p> <p>前面構造物新設    構造部材補強工法    構造部材新設工法</p> <p>地盤改良による工法    構造物重量増大工法</p>
基礎地盤の支持力の増強	<p>根固の矢板工法等はその評価に留意が必要</p>
岸壁背面の液状化対策	
岸壁基礎部（置換砂含む）の液状化対策	<p>その他薬液注入による改良工法など</p>
岸壁の増深化	<p>その他前出し工法</p>

図-5.7 要求事項に対する分類

## 5.4 補強工法の選定

ここで、既存係留施設への補強工法を選定する際の留意事項、検討の標準的な流れについて記す。

検討にあたり、始めに地質、地盤条件、設計地震動、耐震に関わる要求性能（変形量の許容値など）の他、前節にて述べた岸壁の増深化等の要求事項を整理する。併せて、既存岸壁前面水域が利用可能で岸壁法線の変更は可能であるか、工期的にどの程度の制約があるか（一部供用しながらの施工が必要か）、岸壁背面の対策は可能であるかなどの条件を整理する必要がある。また、既存岸壁の耐震診断を実施することにより、既存施設の強度、地震時の変形形態、変状要因等を検討する。

整理された条件の中で、以下の条件は適用可能な対策工法を抽出する上で特に重要である。

- (1) 岸壁法線の変更の可否
- (2) 工期（閉鎖期間はどの程度とれるか？ 供用中の施工は必要か？）
- (3) 岸壁背面对策の可否

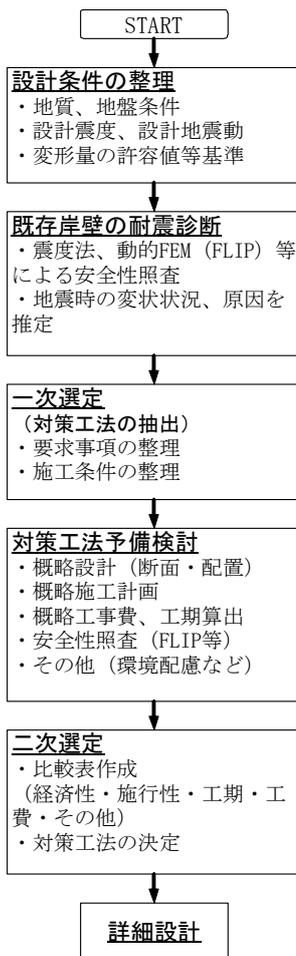


図-5.8 対策工法選定フローの例

### (4) 既存施設の地震時の推定変状要因

耐震補強工法の選定にあたっては、以上に上げた条件をもとに対策工法を数種類抽出し（一次選定）、抽出された対策工法について以下に示す項目について予備検討を実施し、比較検討した上で最終対策案を決定する（二次選定）ことが望ましい。

- 概略設計（断面・配置）
- 概略施工計画／施工性（工期・供用中の施工方法）
- 経済性（工事費・ライフサイクルコスト・対象地域の材料の調達コスト）
- 環境配慮（ゼロエミッション（廃材の有効活用）・有害物質の流出防止）
- 事務処理事項（埋立許可申請の有無など）

上記の手順をとりまとめた対策工法選定の標準的なフローの例を図-5.8に示す。

## 5.5 耐震補強の事例

港湾施設の耐震補強工についてその現状を把握するため、ここでは耐震補強工法が適用された例について資料を収集して整理した。資料の収集は港湾施設構造物集覧システムにより耐震強化岸壁として検索して対象となった設計事例を確認し、設計年度の新しい物から順に耐震補強事例を抽出することにより行った。

抽出した事例8例を以降の図-5.10～5.11に示す。それぞれの事例を前述の区分に分類すると以下の通りとなる。

- a. 地盤改良による工法
  - 【補強例-3】【補強例-5】【補強例-6】
  - 【補強例-8】
- b. 構造物重量増大工法
  - 【補強例-3】【補強例-7】
- c. 構造物の新設・補強工法
  - c-1. 構造部材の新設工法
    - 【補強例-2】【補強例-5】
  - c-2. 既設部材補強、既設部材断面力の低減工法
    - ・該当なし
  - c-3. 岸壁前面構造物新設工法
    - 【補強例-1】【補強例-4】【補強例-8】

事例数が少ないことに留意する必要があるが、この結果から耐震補強工法の適用について地盤改良（a.）は多く適用されており、他の工法と併用されている例が多いことや、前面構造物新設工法（c-3）の適用例が比較的多いこと、部材補強工法（c-2）の実例は殆どないことなど

が分かる。

地盤改良工法の適用例を見ると、補強例－3ではケーソンの直背面からエプロン部が保護できる区間まで改良が実施され、ケーソンにかかる土圧の低減と液状化によるエプロンの破壊の防止を目的としたものである。また補強例－5ではエプロンの基礎部に加え新設された控え杭の周辺地盤の液状化も防止する目的で広い範囲の改良が実施されている。補強例－6では栈橋の土留め部にかかる土圧を低減する目的で軽量混合土置換工法が適用された。前節の被災事例で述べたように、栈橋式岸壁では陸側の土留め構造物の変状が栈橋本体に影響を及ぼした事例が多いことから本工法の適用は有効であると考えられる。

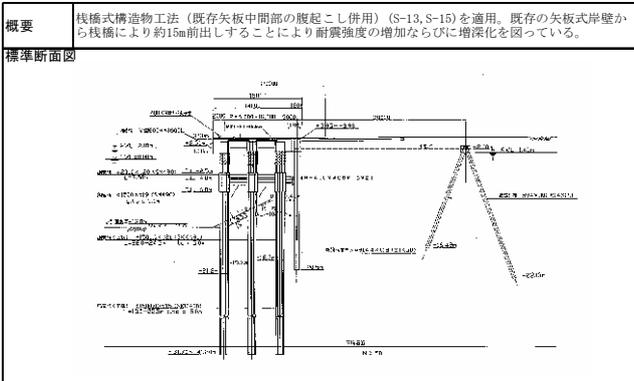
構造物重量化工法の適用例は、いずれも既存の重力式岸壁と一体化するように水中コンクリートを打設して重量化を図った例である。既存構造物との接合はそれぞれアンカー鉄筋やロックボルトなどで行われている。補強例－3は背面部にコンクリートを打設することにより既設岸壁の法線を維持しており、補強例－7は前面部にコンクリートを打設することにより約5mの前面への法線変更が発生している。補強例－7では耐震化とともに、増

深化も達成している。

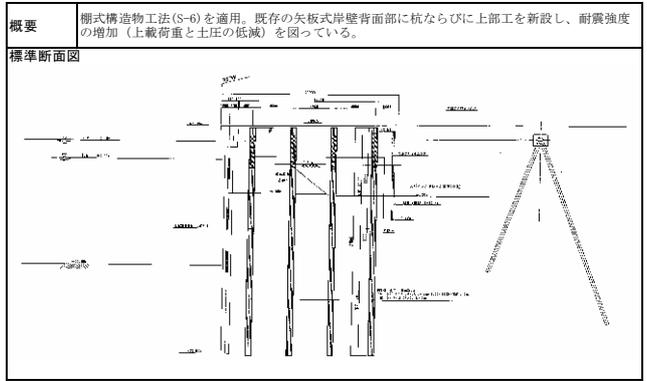
構造部材の新設工法の適用例は既設矢板式岸壁に杭と上部工を新設して棚式構造物とした補強例－2と、新設矢板を既設矢板の前面に配置して接合した補強例－5である。補強例－5では前述の地盤改良工法を併用していること、法線の前出し量が2m程度発生していること、耐震化とともに増深化を図っているなどの特徴がある。

岸壁前面構造物新設工法の適用例は、いずれも既存岸壁前面に栈橋構造物を新設した事例である。補強例－1、補強例－4については矢板式岸壁の前面に構造物を新設したもので法線の前出し量は15～20m、いずれも既存構造物を構造物として利用している、耐震化とともに増深化を図っているなどの特徴がある。補強例－8は被災した岸壁の復旧を目的として新しく耐震化が図られた例で、被災した既存構造物の変状を防止する目的で間詰め石が配置されていることから、前出し量が約30mと大きくなっている。

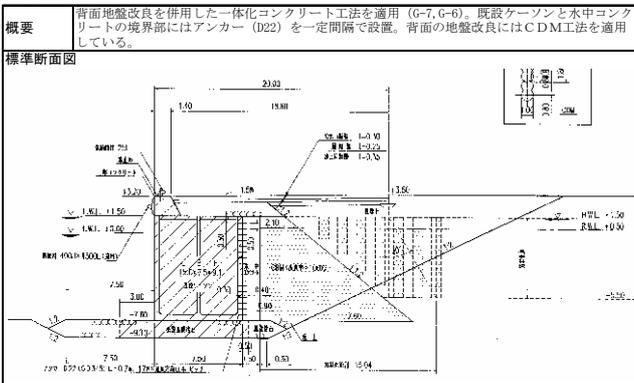
**耐震補強例－1**



**耐震補強例－2**



**耐震補強例－3**



**耐震補強例－4**

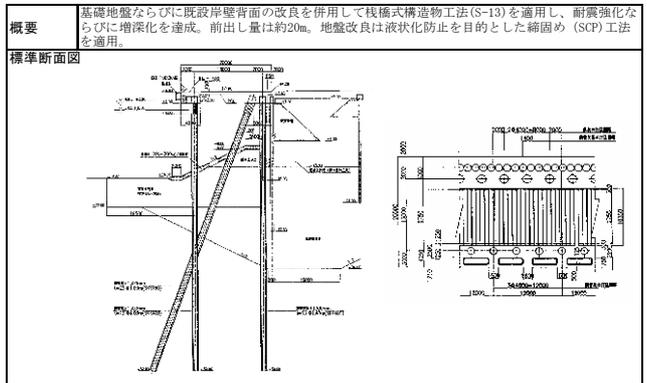
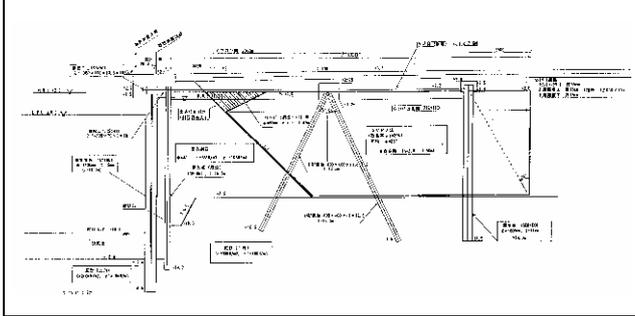


図-5.10 耐震設計事例（1）

**耐震補強例-5**

**概要** 新設矢板一体化工法 (S-11) を適用。新設矢板と既設矢板を上部工で一体化しており前出し量は約2m。控え杭も既設奥側に新設。岸壁法橋から控え杭背面までの地盤を液状化防止を目的としてSDP改良。

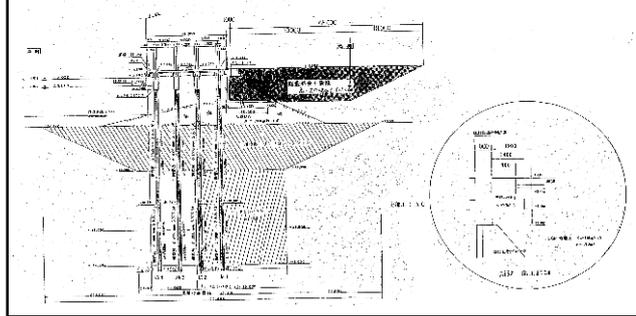
**標準断面図**



**耐震補強例-6**

**概要** 既設栈橋の土留め背面の軽量混合土置換工法を適用。土留め部の変状を抑制し耐震性の強化を図った。

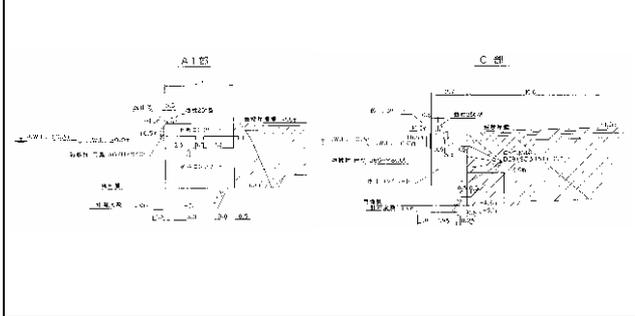
**標準断面図**



**耐震補強例-7**

**概要** 一体化コンクリート工法 (G-13) を適用。重量増大により耐震性を確保し、増深化を図っている。ロックボルトを用いて既設部と新設部を接合した。

**標準断面図**



**耐震補強例-8**

**概要** 栈橋式構造物工法 (G-19) を適用。被災した岸壁の復旧ならびに耐震強化岸壁の整備を目的として、既設部の前面に約30m前出して新設栈橋を設置。既設部の変状抑制を目的として、栈橋と既設部の間に間詰石を配置している。

**標準断面図**

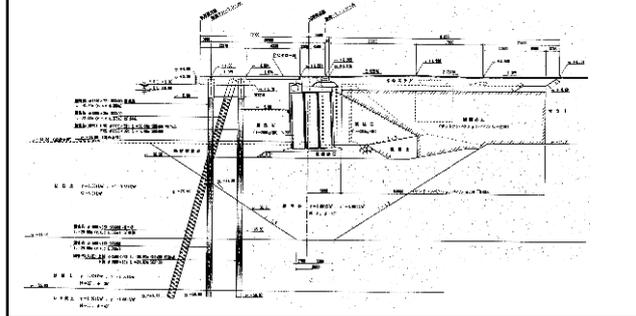


図-5.11 耐震設計事例 (2)

## 6. 既存施設の耐震補強検討例

前述したように、既存施設の耐震補強は地震被害の抑制ならびに万一の被災時の迅速な復旧のために重要である。ここでは既存の岸壁を想定して2種類の地震波（神戸港PI波ならびにある地点を想定して作成されたL2地震動）に対して、動的解析による耐震診断ならびに耐震補強工の性能照査を実施した例を示す。

### 6.1 矢板式岸壁に対する検討事例

巨大地震時における岸壁の挙動について、設計震度が小さな矢板式岸壁（水深-7.5m設計震度0.1、地盤条件は想定）の耐震診断と、補強工法として前出し栈橋工法を取り上げて検討した。入力地震動としては、巨大地震として東南海・南海地震同時発生タイプを取り上げ、経験的サイト増幅・位相特性を考慮した経験的グリーン関数法によって算定されたM港の工学的基盤波形（地震動部会からの提供波）と、比較対照として1995年兵庫県南部

地震の神戸PI波工学基盤波形を用いた（図-6.1参照）。

#### (1) 矢板式岸壁の耐震診断

岸壁の耐震診断手法としては、地震動の見直しによる設計震度アップを考慮した既存設計のチェックや、簡易変形量照査チャート（地盤条件・岸壁構造・地震動を変えたパラメトリックスタディから岸壁の変形量を統計的に求めたもの）などの利用などが考えられるが、ここでは巨大地震時の挙動を把握するために有効応力法<sup>4)</sup>に基づく地震応答解析を実施した。図-6.2に検討対象矢板式岸壁の断面図を、図-6.3に神戸PI波とM港の波形に対する解析結果（残留変形図、時刻歴波形）を示す。神戸PI波では、主要動が終わる10秒過ぎに背後地盤の過剰間隙水圧比が1.0に近づいて液状化状態となり、岸壁天端の水平変位が残留していくことがわかる。一方、M港の波形では主要動に達する前に背後地盤が液状化し（140秒時点）、その後、200秒くらいまで入力波形の加速度振幅が継続するため、岸壁天端の海側への水平変位が累積していく様子がわかる。

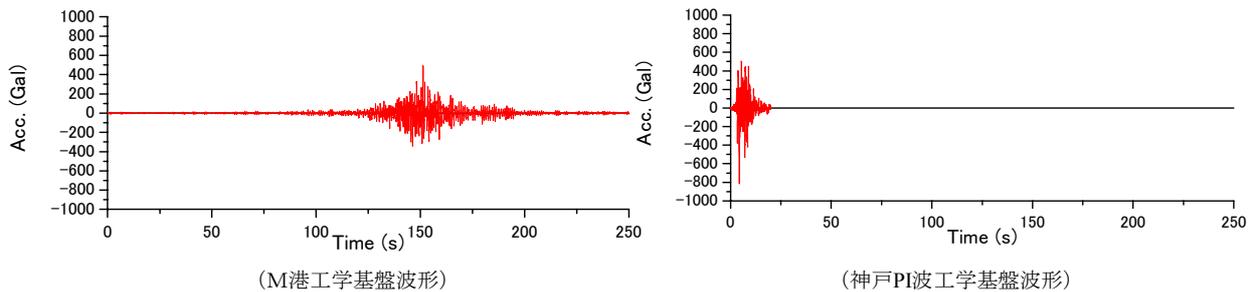


図-6.1 検討で用いた入力地震動

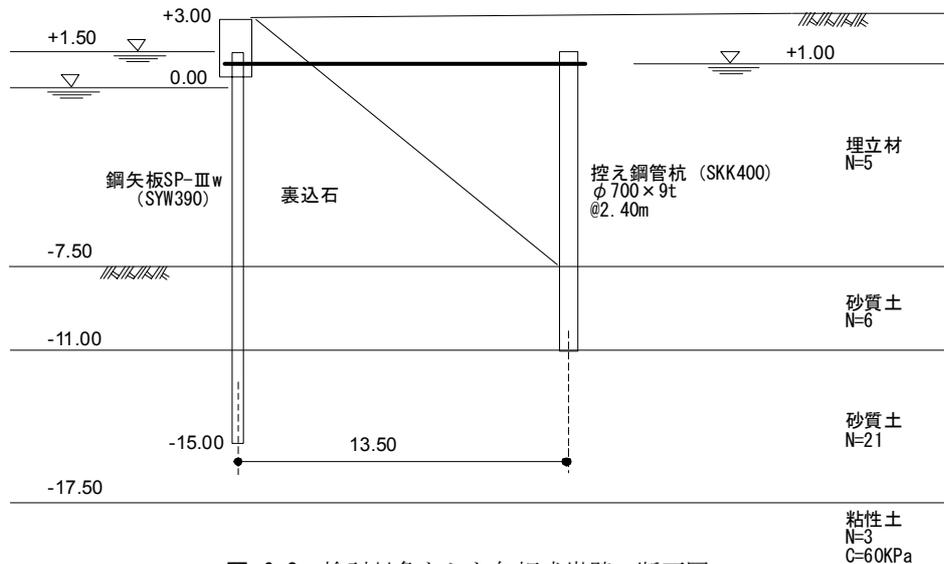
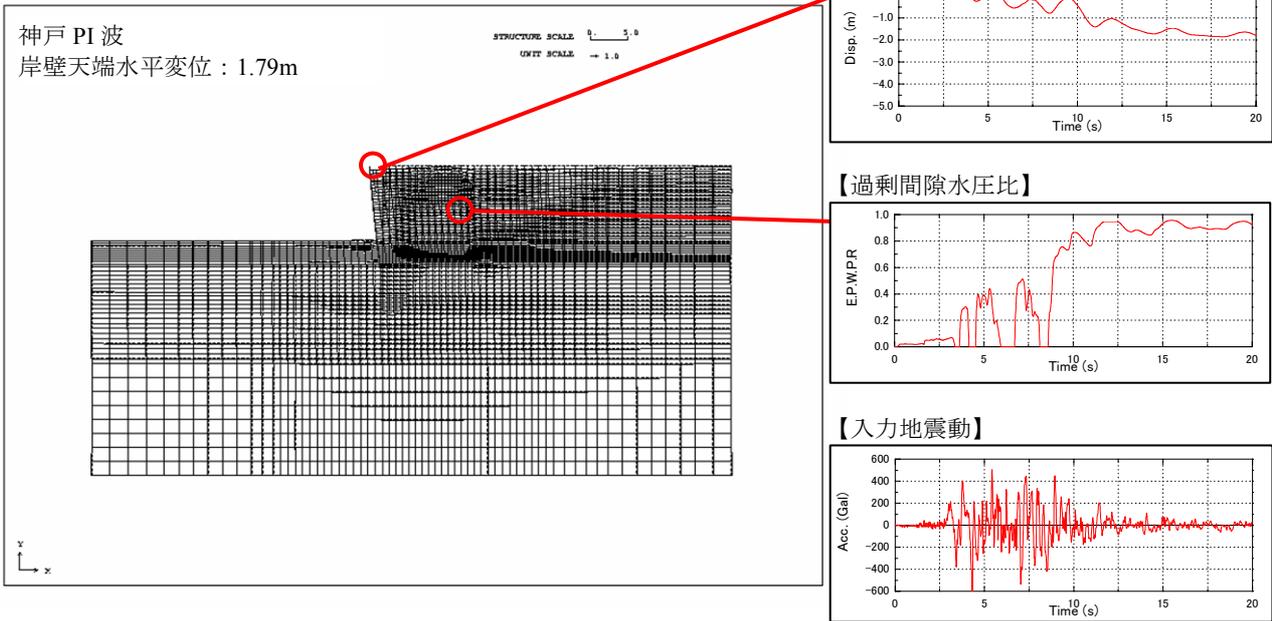


図-6.2 検討対象とした矢板式岸壁の断面図

**(神戸 PI 波に対する解析結果)**



**(M 港波に対する解析結果)**

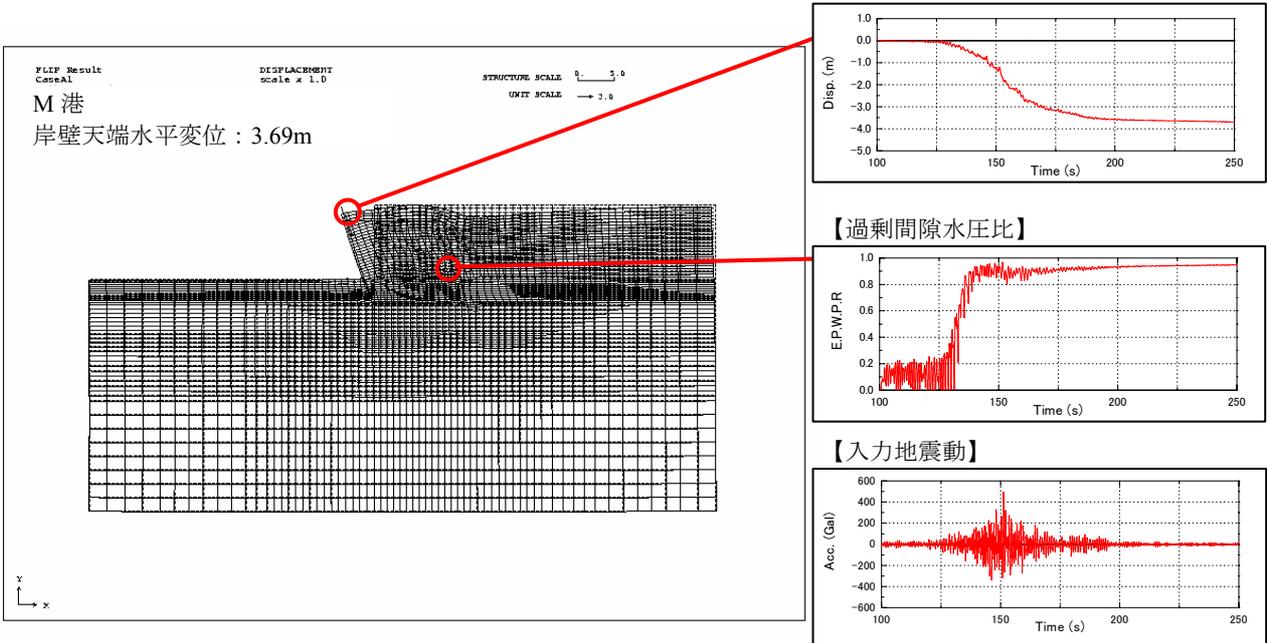


図-6.3 解析結果（残留変形図，時刻歴）

(2) 耐震補強の検討  
 耐震補強工法として「前出し栈橋工法」を対象とした(図-6.4参照)。本工法は、矢板前面に盛土を構築して働抵抗を増加させ、水深を確保するために栈橋を設置している(盛土層の下部は液状化対策を実施)。構造的には

新設の栈橋式岸壁(土留部分は矢板壁)と同じである。M港の波形に対する計算結果(残留変形図)を図-6.5に示す。岸壁天端の水平変位は0.44mであり補強効果が確認できる。

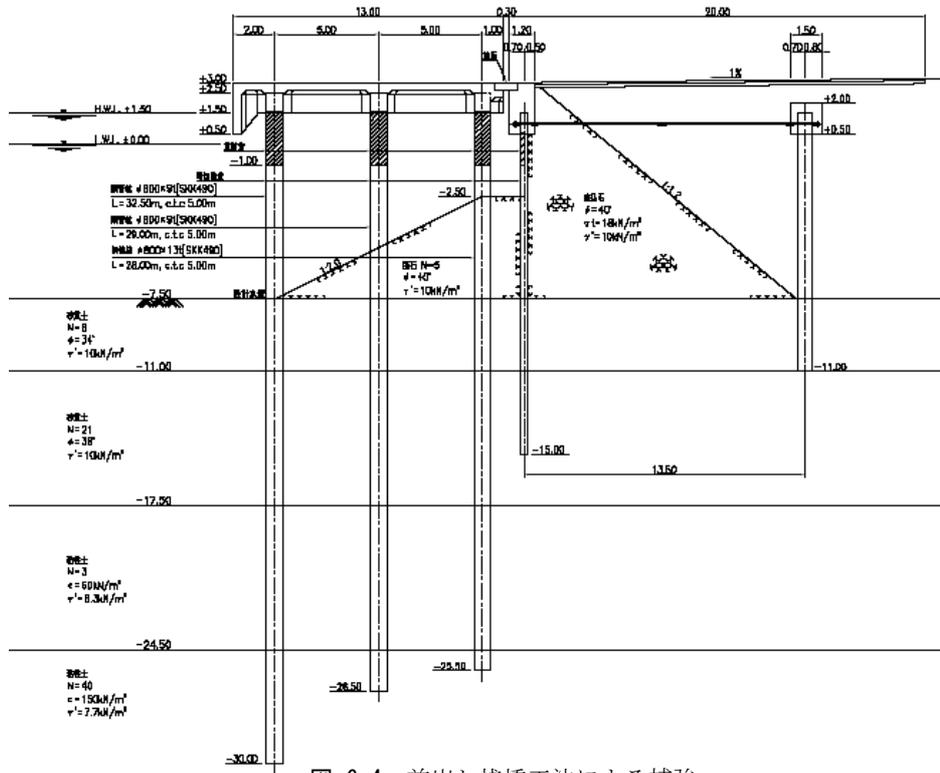


図-6.4 前出し栈橋工法による補強

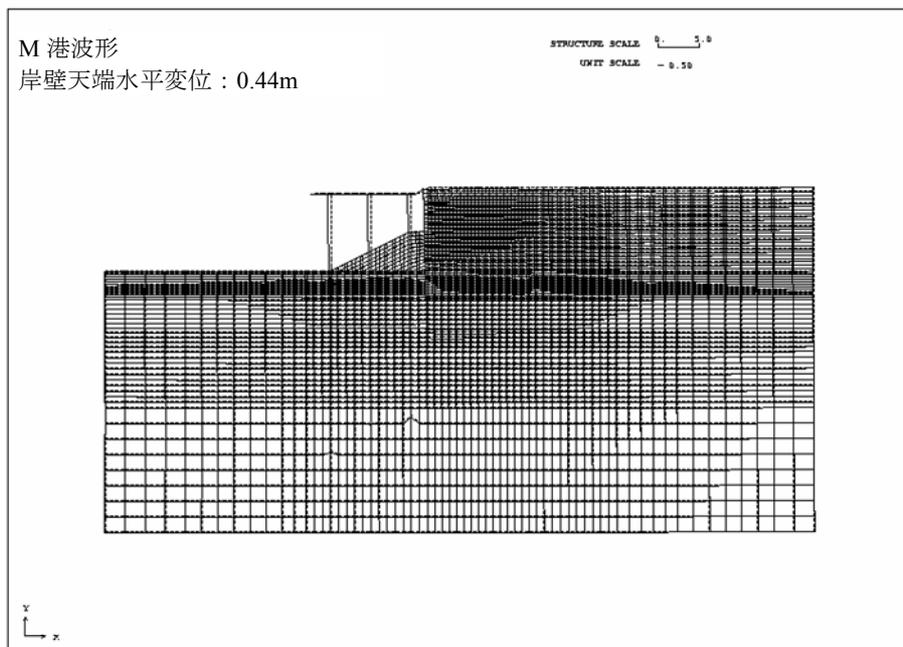


図-6.5 補強工法に対する計算結果(残留変形図)

6.2 棧橋式岸壁とコンテナクレーンの連成挙動に対する検討事例

コンテナクレーンは、規模や形式によるが固有周期が0.5～3秒程度で港湾施設の中では長周期の振動特性を有する構造物である。地震時には海陸方向の応答加速度が大きくなり、最初に陸側脚が浮き上がり、脱輪が生じ、クレーン部材に損傷が生じるケースが多い。またレールスパンの変動なども影響して、脚が股割きになることもある。これらを防止するため、免震装置を組み込んだコンテナクレーンが実用化されている。固有周期は4秒程度まで長周期化することが多い。

コンテナクレーンが岸壁構造の中で最も長周期の振動特性を有する棧橋式岸壁（固有周期0.5～2.0秒程度）に設置される場合には連成挙動に注意が必要である。また、巨大地震による地震動は長周期成分の地震動が含まれるケースが多い。そこで、コンテナクレーンと棧橋の連成挙動に長周期地震動がどのような影響を与えるか、棧橋とクレーンの2質点モデル（図-6.6参照）を用いて検討した5）。

検討対象は、-15m水深、設計震度0.25で設計された棧橋（床版幅34m）上に11.5MNのコンテナクレーンが搭載されているケースとした。棧橋部分のバネはプッシュオーバー解析で求めた骨格曲線を用い、クレーン部分のバネはクレーンの固有周期（免震装置なし：2.16s、免震装置あり：4.33s）から求めた。入力地震動は港湾施設設計用

に作成されたレベル2地震動である波形A、波形B（図-6.7参照）を用いた。棧橋とクレーンの応答加速度を図-6.8に示す。波形Aでは免震装置がある場合にクレーンの最大加速度が大幅に低減されていることがわかる。一方、波形Bでは4秒付近でも強い成分を有しているため、クレーンの免震効果が十分に発揮されていない。また、棧橋の最大加速度も免震装置の有無で異なってきている。このように、棧橋上にコンテナクレーンが設置される場合には、連成挙動も考慮した検討が必要となる。

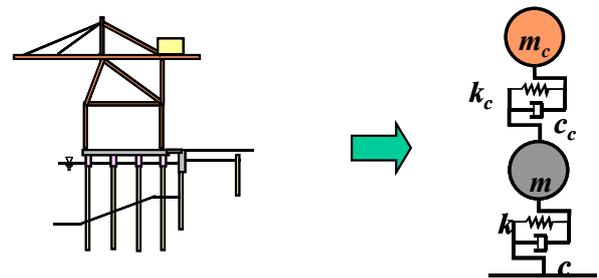


図-6.6 棧橋とコンテナクレーンの2質点モデル

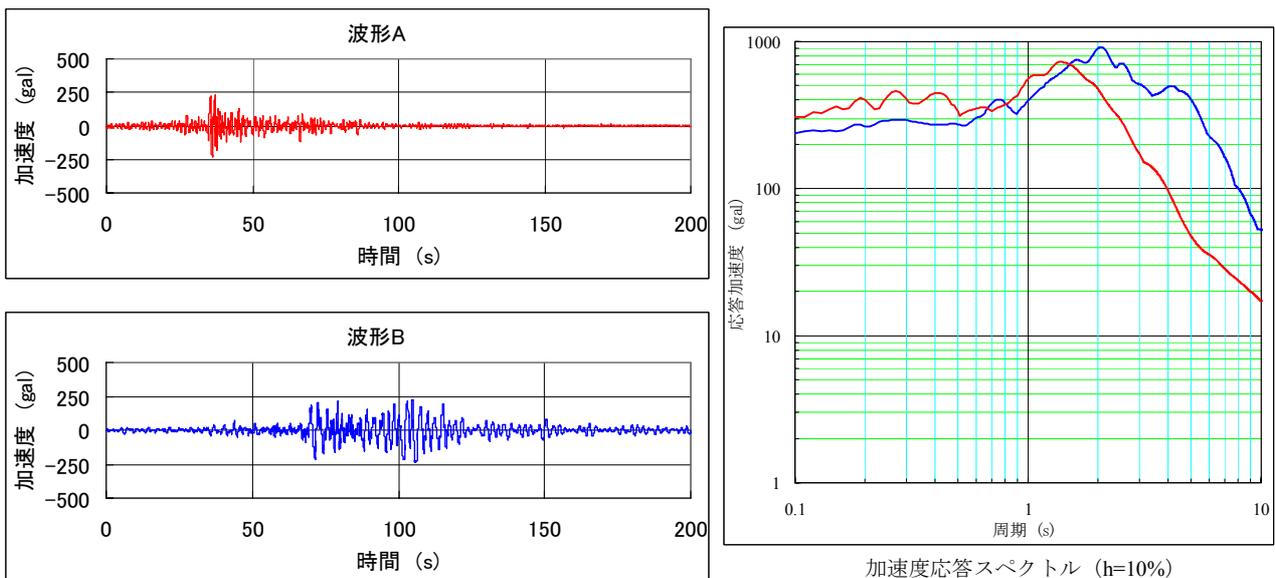


図-6.7 検討で用いた波形（レベル2地震動）赤：波形A、青：波形B

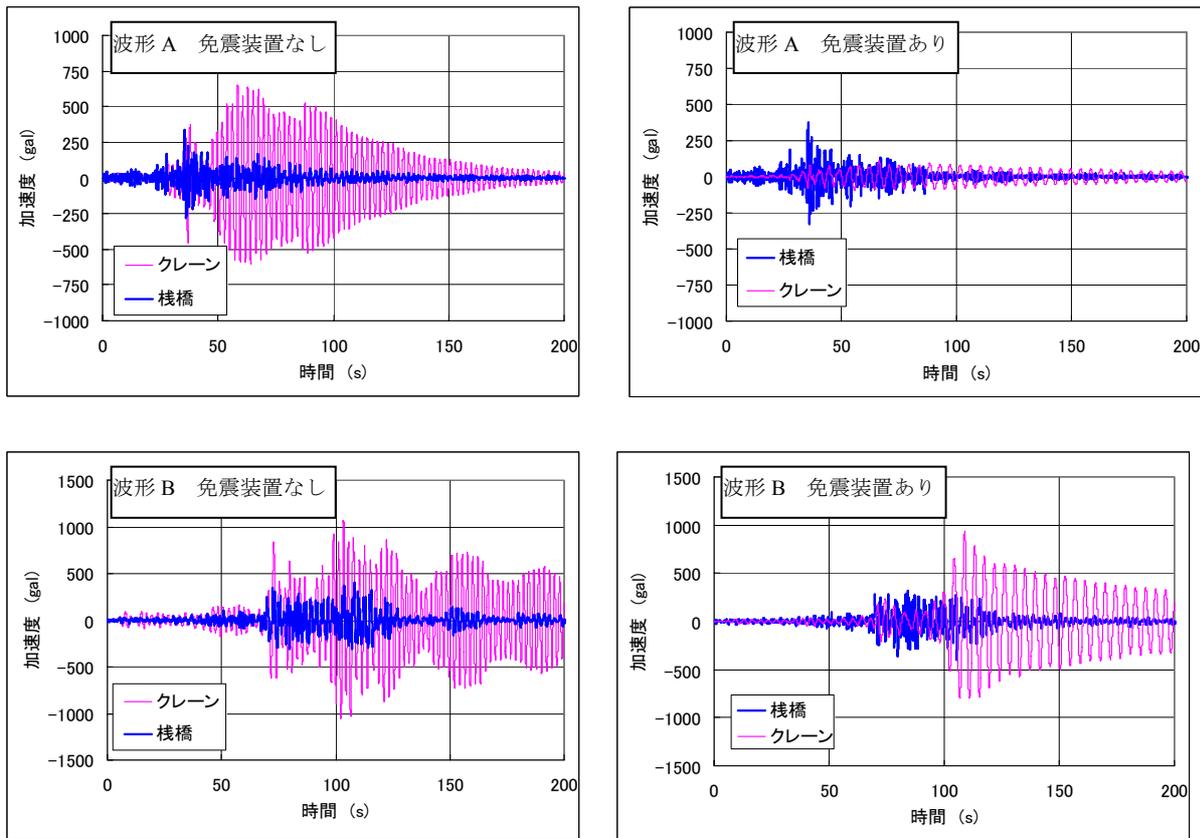


図-6.8 2質点解析結果（栈橋とクレーンの加速度応答）

### 6.3 まとめ

(1) 矢板式岸壁を対象として、巨大地震に対する耐震診断と補強工法（効果）の事例検討を行った。神戸PI波と東南海・南海地震を想定したM港における波形を用いて地震応答解析を実施したところ、神戸PI波に比べてM港波形では、継続時間が長いため残留変形量が大幅に増加（1.79mから3.69m）することがわかった。また、矢板式岸壁の前面に盛土をして栈橋を構築する「前だし栈橋工法」による補強断面に対して、M港波形で地震応答解析を実施したところ、変位は0.44mまで抑えられることが確認できた。

(2) 港湾構造物の中で長周期の振動特性を有するコンテナクレーンの巨大地震時における地震時挙動の検討を行った。栈橋とコンテナクレーンの連成挙動を2質点モデルによる地震応答解析で検討したところ、コンテナクレーンに免震装置が組み込まれている場合には、地震時の応答が抑えられることが多いが、周期1秒から6秒程度の長周期成分を含む地震動に対しては、十分な免震効果が得られないことが判明した。したがって巨大地震に対し

ては、免震装置で従来以上の長周期化を図ったり、制震機構の付加などの対策が必要であると思われる。

## 7. 震災復旧工法の事例

### 7.1 復旧工法の検討

全国各地の岸壁の震災復旧や改良更新の事例を収集整理して、神戸港の事例のような置換地盤上の重力式岸壁に適用可能な震災復旧工法について大きく3ケース（被災した岸壁を本体として再利用、被災した岸壁の前面に新設構造物を築造、置換土の液状化対策に配慮し耐震強化岸壁として復旧）に分類するとともに、それぞれのケースに適用可能な復旧工法の特徴、適用範囲、課題等について検討する。

これらのうち、置換地盤の液状化対策にも配慮した（レベル2地震動に対応する）耐震強化岸壁の整備については、我が国では初めての事例となるため、液状化そのものを発生させない対策、部分的な発生は許容するが岸壁の被害を軽減する対策の両方について検討し、適用可能な工法の提案を行なう。また、これらの震災復旧工事を施工する上で必要となる地盤改良技術のうち、適用例がほとんどない二つの地盤改良技術について試験施工等を実施し、現場施工への適用性と改良効果の検証を行なう。

#### (1) 神戸港の復興計画と岸壁の耐震性の強化

運輸省（現国土交通省）港湾局では、被災直後の平成7年2月、「神戸港の震災復興の基本的考え方」を発表した。この基本的考え方は、その後港湾管理者である神戸市によりまとめられた「神戸港復興計画」の方針として位置づけられている。それによれば、復興の基本的考え方は以下のとおりで、港湾機能の早期回復と港湾施設の耐震性の強化がその柱となっている。

#### ① 港湾機能の早期回復

港湾機能の麻痺の影響をすこしでも軽減するため、わずかな補修により利用が可能な施設については、早期に暫定供用を開始する。また、高波・高潮から港湾施設の安全を確保するため、防波堤の早期の機能回復を図る。さらに、本格復旧する施設についても段階的に供用を開始するなどの対応を図りつつ、概ね2ケ年を目途に港湾機能を回復させる。

#### ② 港湾施設の耐震性の強化

被災した岸壁の復興にあたっては、岸壁の重要度に応じて耐震性を高める（重要度に応じて設計震度の引き上げを図る）とともに、地震応答の異なる構造様式を組み合わせる等、構造様式の多様性に配慮する。また、被災した岸壁の復興に合わせて、今回のような規模の地震力（レベル2地震動）に対しても十分耐えられるような耐震

強化岸壁をコンテナ埠頭、フェリー埠頭、在来埠頭の一部に分散配置する。

#### ③ 国際拠点港湾としての復興

神戸港が我が国経済の重要な担い手であることに鑑み、単に原形に復旧するだけでなく、コンテナ埠頭の大型化、陳腐化した在来埠頭の再開発を併行して進め、より充実した国際拠点港湾として復興する。

#### ④ 市街地復興との連携

市街地の円滑な復興を支援するため、瓦礫を埋立材として利用する。

災害復旧事業は被災した施設の原形復旧を原則としている。しかしながら、被災した状態のままでは耐震性能が低下していることから、被災前の耐震性能を確保するためには、重量増大や土圧低減など、耐震性を強化するための方策が講じられるのが通例である。一方、災害復旧事業において、新たな耐震性の強化が図られる場合も少なくない。例えば、被災前の設計条件、すなわち設計震度が同一港湾の他施設や周辺港湾と比較して明らかに小さい場合、あるいは被災原因の究明などの研究成果をもとに耐震設計の考え方が大きく変更する場合などである。

上記の神戸港の復興における基本的考え方は、まさにこの後者のケースに相当する。すなわち、平成7年兵庫県南部地震による甚大な被災を機に全国の港湾の地震防災対策が変更され、コンテナ埠頭を中心に耐震強化岸壁の全国的な配置が計画された。神戸港における耐震強化岸壁の整備はこの一貫として全国に先駆けて計画されたもので、震災復旧事業との合併事業として実施されることとされた。

このように神戸港の震災復旧工事においては、従来の原形復旧を基本とした狭義の意味の復旧ではなく、同時併行して大幅な耐震性の強化と新たな機能の拡充を図るという、これまでに例を見ない広義の意味の震災復旧事業が計画されたのである。

#### (2) 震災復旧における耐震設計法の概要<sup>17)</sup>

重力式岸壁の震災復旧においては、新規工事と異なり震災復旧工事の特徴や制約等があるが、基本的には、長年にわたり蓄積されてきた重力式岸壁の耐震設計法によって行うことになる。その概要を以下にまとめて示す。

##### a) 岸壁の耐震性能の考え方

平成7年兵庫県南部地震により神戸港の岸壁に大きな被害を受けたことから、地震動レベルを2段階とする耐震設計法の見直しが行われたが<sup>18)</sup>、神戸港の震災復旧工事

ではこの見直しを先取りするかたちでその考え方が設計に取り入れられている。2段階の地震動レベルのうちレベル1地震動は、施設の供用期間中に発生する確率が高い地震動（具体的には再現期間75年の期待地震動）であり、これに対しては所要の構造の安定を確保し、施設の健全な機能を損なわないようにする。レベル1地震動に対応する岸壁を一般岸壁と呼ぶ。

一方、レベル2地震動は、施設の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動（具体的には再現期間が数百年以上のプレート内地震による地震動、あるいは陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震による地震動）であり、これに対しては被害が軽微であり、かつ、地震後の速やかな機能の回復が可能なものとし、施設の所期の機能を保持するように設計する。レベル2地震動に対応する岸壁を耐震強化岸壁と呼んでいる。

b) 設計手順

重力式岸壁の設計は図-7.1に示す手順で行われる。レベル1地震動に対する一般岸壁の耐震設計は、従来と同様に基本的には震度法により行われる。一方、耐震強化岸壁では震度法により決められた断面（震度法によらない断面設定も許容される。）がレベル2地震動に対して所期の機能を保持するかどうかを、数値シミュレーションや

模型振動実験などの適切な地震応答解析により変形照査によって耐震性能を評価する。

c) 設計震度の設定（新基準では異なったスキーム）

設計震度は構造上特に必要な場合を除いて水平震度のみを考慮するものとしており、

設計震度 = 地域別震度 × 地盤種別係数 × 重要度係数、  
で求められる。

地域別震度は、再現期間75年に対応する地震動強さを示し、港湾地域強震観測網などの観測記録をもとに全国を5区分として0.08, 0.11, 0.12, 0.13及び0.15と設定されている。地盤種別係数は構造物周辺の地盤条件を反映させるために用いるものであり、0.8から1.2の範囲である。また重要度係数は構造物の特性に応じて、0.8, 1.0, 1.2および1.5の4種類があり、係数1.5は重要度が特に高い耐震強化岸壁に該当する。

神戸港の既設岸壁の設計震度は  $k = 0.13 \sim 0.18$  であったが、震災復旧においては重要度に応じて設計震度の引き上げを図ることとし、一般岸壁では  $k = 0.20$ 、耐震強化岸壁では  $k = 0.25$  と設定されている。

d) 安定計算・液状化の検討

重力式岸壁では、岸壁の滑動、転倒および基礎の支持

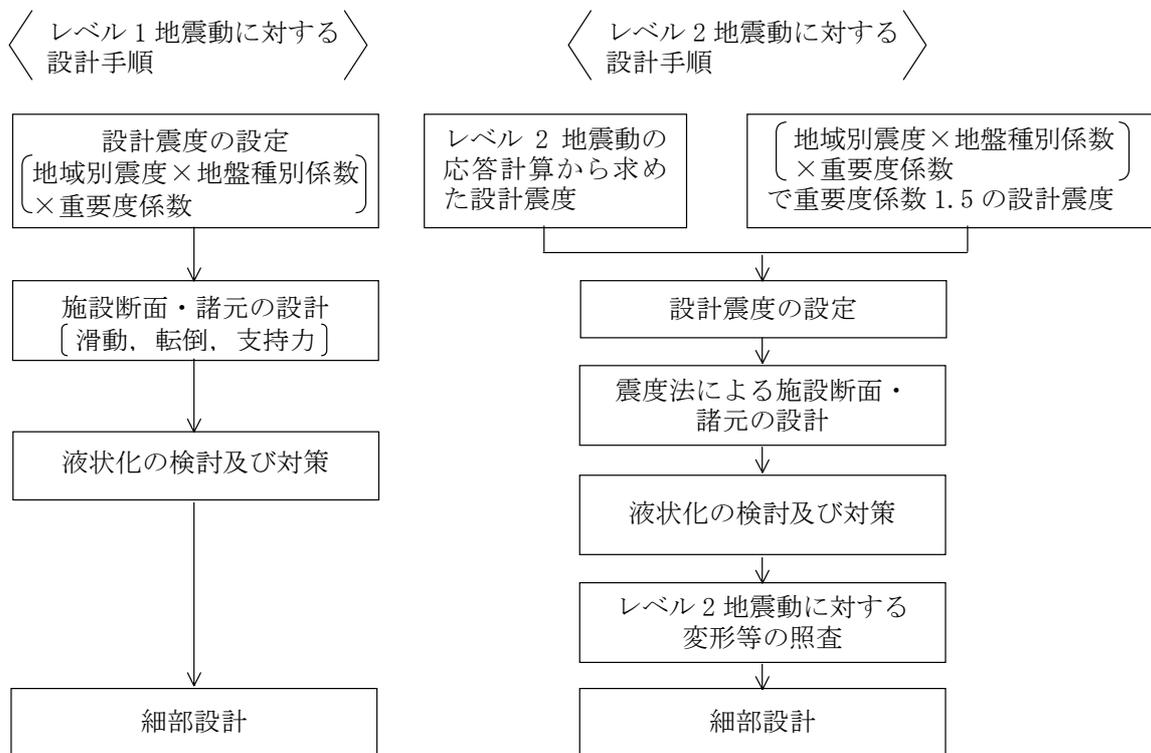


図-7.1 重力式岸壁の設計手順

力について安定計算を行う。岸壁へ作用する外力と荷重としては、図-7.2に示すように、基本的には上載荷重、壁体自重、土圧、残留水圧、浮力、慣性力、地震時の動水圧、船舶の牽引力を想定する。一方、抵抗力としては、壁体底面と基礎との摩擦力を考える。

(滑動に対する検討)

滑動に対する安定の検討は、施設断面の単位長さ当たりの力の釣り合いに基づき次式によって行うものとし、安全率は常時1.2以上、地震時1.0以上を標準とする。

$$F_s = f \cdot W / P$$

ここに、 $F_s$ ：滑動に対する安全率、 $W$ ：壁体に作用する鉛直力の合力 (kN/m)、 $P$ ：壁体に作用する水平力の合力 (kN/m)、 $f$ ：壁体底面と基礎との摩擦係数

(転倒に対する検討)

転倒に対する安定の検討は、ケーソン前端的モーメントの釣り合いに基づき次式によって行うものとし、安全率は常時1.2以上、地震時1.1以上を標準とする。

$$F_s = W \cdot t / P \cdot h$$

ここに、 $F_s$ ：転倒に対する安全率、 $W$ ：壁体に作用する鉛直力の合力 (kN/m)

$P$ ：壁体に作用する水平力の合力 (kN/m)、

$t$ ：壁体底面における壁体前端からの作用点までの距離 (m)、 $h$ ：壁体底面からの作用点までの距離 (m)

(基礎の支持力)

壁体の底面には鉛直荷重および水平荷重などの外力が作用し、これらの合力が偏心傾斜して作用する。偏心傾斜荷重に対する基礎の支持力の検討はビショップ法による円弧すべり解析で行うものとし、安全率は常時1.2以上、地震時1.0以上を標準とする。

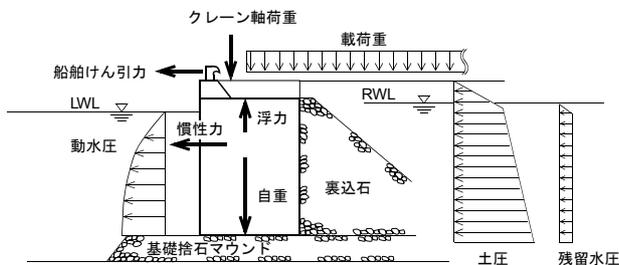


図-7.2 重力式岸壁へ作用する外力と荷重

(液状化の検討)

壁体の背後の裏埋土や基礎地盤において緩く詰まった

飽和砂質土が堆積している場合には、液状化して岸壁に被害を及ぼすことがあるので、適切な方法で液状化するかどうかの予測と判定を行ない、必要に応じて液状化対策を実施する。液状化の簡易な予測判定法として粒度とN値による方法が一般的である。対象土層の等価N値と等価加速度の関係は図-7.3に示すとおりであり、この図をもとに液状化するか（あるいは可能性が大きい）かどうかの判断を行なう。液状化対策工としては、過剰間隙水圧の発生を防止する、過剰間隙水圧を消散させる、液状化の発生は許容するが被害を軽減する工法などがある。

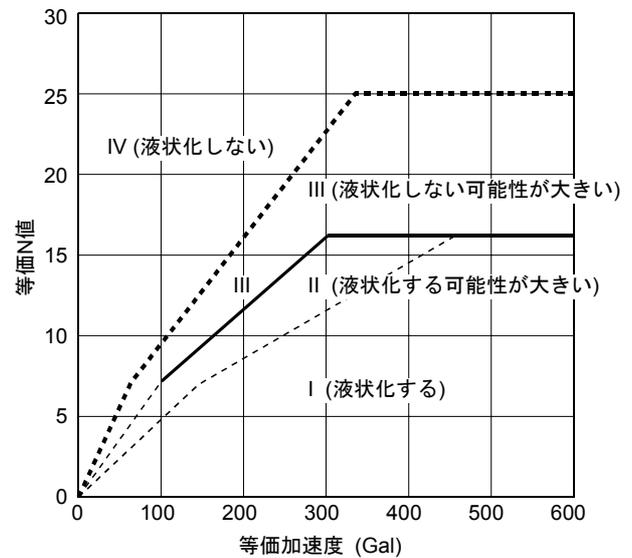


図-7.3 等価N値と等価加速度による液状化の判定<sup>18)</sup>

(3) 復旧工法選択の基本的考え方<sup>19), 20), 21)</sup>

置換地盤上の重力式岸壁の復旧工法を選択する過程では、次の2点について考慮する必要がある。ひとつは、岸壁の被災状況が被災ケーソンを本体として再利用できる程度の小さい被害であったか、それとも、そのままでは再利用不可能な大きな被害であったかであり、もうひとつは、岸壁を(レベル1地震動に対応する)一般岸壁として復旧するのか、それとも新たに(レベル2地震動に対応する)耐震強化岸壁として復旧するのかがである。後者については、岸壁基礎の置換地盤の液状化対策への取り組み方とも言い換えることができる。置換地盤上の重力式岸壁の復旧工法を選択するフローをまとめて図-7.4に示す。

a) 被害の小さい岸壁を一般岸壁として復旧する場合

我が国における重力式岸壁の震災復旧事例のほとんどは、被害が小さい岸壁を一般岸壁として復旧する場合である。具体的には、ケーソンのはらみ出しや傾斜などの

被災により、設計震度  $k = 0.10 \sim 0.15$  程度に低下した岸壁を、新しい設計震度  $k = 0.15 \sim 0.20$  程度に耐震性を強化するような場合である。

このような場合には、岸壁の被害が小さいために、被災した状態のままケーソンを岸壁本体として再利用できることが多く、図-7.4に示すように、重量増大工法、土圧低減工法、滑動抵抗力補強工法が適用可能な工法と考えられる。これらの工法の事例は全国各地において相当数みられ、設計法などに関する資料も比較的蓄積されている。

b) 被害の大きい岸壁を一般岸壁として復旧する場合

地震により岸壁が大きな被害を受けた場合、すなわち、岸壁の傾きが非常に大きく基礎捨石マウンドも乱れていたり、岸壁法線の出入りが大きかったりして、そのままでは既設ケーソンを本体として再利用できない場合には、図-7.4に示すように、既設岸壁の前面に新しい構造物を

築造する工法(新設構造物前出し工法)が適していると考えられる。この工法には構造上の制約が少ないため種々の工法があり、横棧橋、ケーソン、矢板などを被災したケーソンの前面に設置して所要の耐震性を確保する。また、新設構造物そのものの耐震設計が中心となるので、設計上の課題は比較的少なく、構造的には大幅な耐震性強化に対して適用可能となる。このような事例はこれまで震災復旧事業では例は少なく、むしろ既設岸壁の改良・更新時に多く見られる。

一方、突堤と突堤の間のスリップなどにおいて前面の水域面積が限られている場合には、復旧工事における大幅な前出しは不可能である。このような場合には、図-7.4に示すように、土圧低減を併用したケーソン再設置工法、すなわち、被災したケーソンを撤去し元の法線の位置に再設置するとともに、岸壁背後において土圧低減工法を併用する工法、が適していると考えられる。

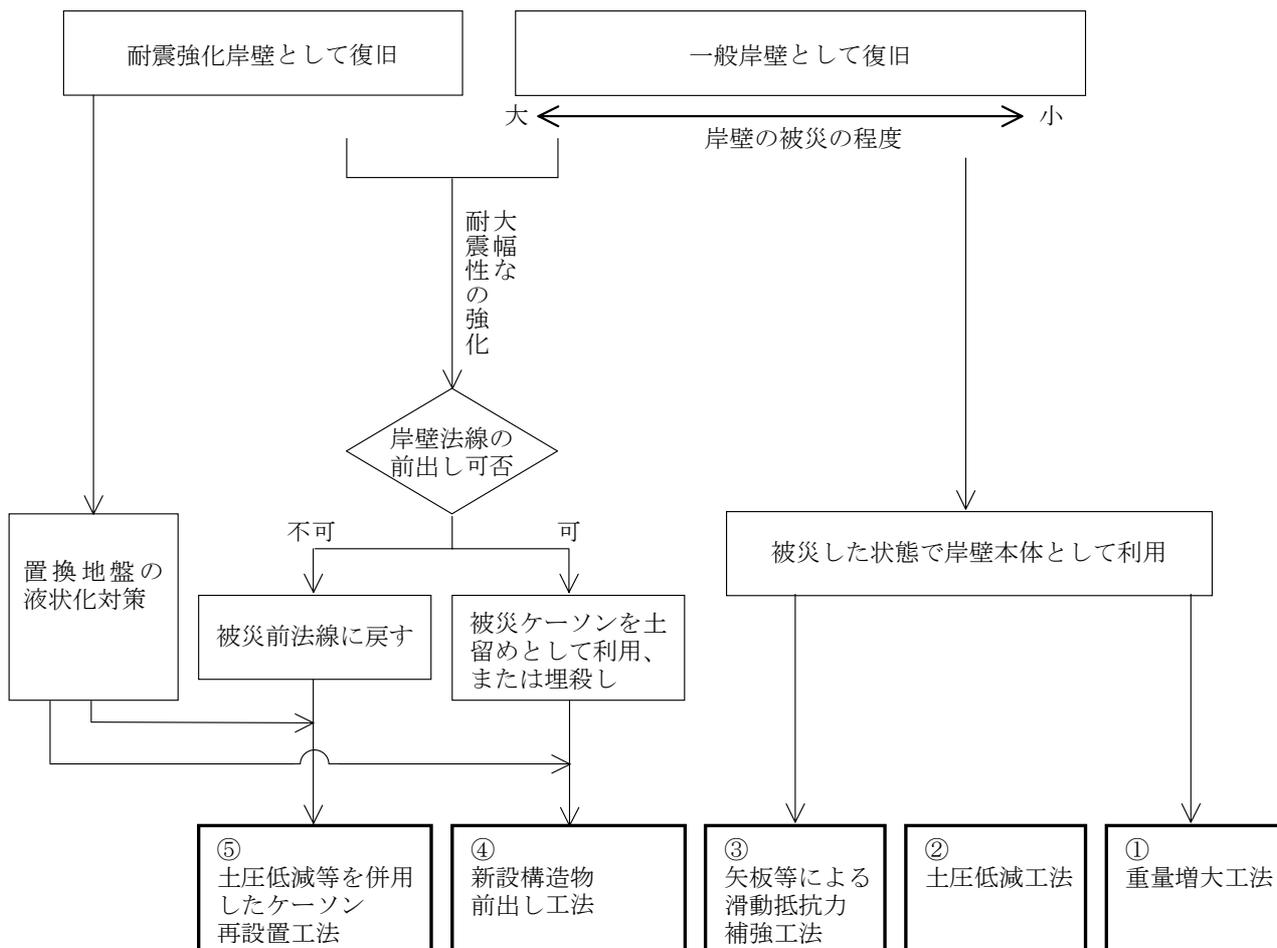


図-7.4 置換地盤上の重力式岸壁の震災復旧工法選定フロー

### c) 耐震強化岸壁として復旧する場合

被災した岸壁をレベル2地震動に対応する耐震強化岸壁として復旧する場合には、被災規模に係わらず、非常に大幅な耐震性の強化となる。具体的な例としては設計震度0.15の岸壁を0.25の岸壁に耐震強化する場合が挙げられる。これらに対しては、図-7.4に示すように、b)で述べた新設構造物前出し工法、あるいは、前出しが不可能な位置では土圧低減を併用した再設置工法が適用されるが、いずれの場合でも置換地盤の液状化対策に配慮した工法でなければならない。

第3章において分析したように、置換地盤上の重力式岸壁は平成7年兵庫県南部地震のような極大地震が作用した場合には、過剰間隙水圧の上昇に伴って置換土のせん断抵抗が大幅に減少し、岸壁全体に大きなはらみ出しを生じさせている。岸壁の被害は、基本的には地震動の大きさによる影響が支配的なものと考えられるが、置換土におけるせん断抵抗の大幅な減少が岸壁の変形を更に大きくしたことは否めない。また、水中振動台による模型実験によれば、壁体背後の裏埋土を締固めても、基礎の置換土が未改良のままでは、岸壁被害を抑止する効果が小さいという結果になっている。

これらのことを考慮すれば、レベル2地震動に対する耐震強化岸壁においては、置換土は背後の裏埋土と同様に液状化しない程度まで改良することによって耐震性能を向上させる必要がある。しかし、岸壁の新規築造の場合と異なり、災害復旧事業のなかでこれらの地盤改良を実施するためには、被災施設を生かしたかたちの施工や岸壁機能の早急な回復のための工期短縮などの制約条件があり、液状化の部分的な発生は許容しても岸壁全体の被害が軽減される工法の考案など、多くの創意工夫を必要とする。

レベル1相当の地震動に対する一般岸壁の場合においても、置換土はなんらかの対策を講じることが望ましい。しかし、平成7年兵庫県南部地震に対する大阪港の事例のように、作用震度0.20相当の地震動に対しては置換地盤上のケーソン岸壁は大きな被災を受けていない。また、3.2模型振動実験による岸壁の被災メカニズムの検討において検討したように、再現期間75年程度のレベル1地震動に対しては、平成7年兵庫県南部地震において被害を受けた岸壁型式（置換地盤上に設置され、背後地盤を締め固めていないケーソン岸壁）であっても、被害は軽微であったと判断されている。更に、岸壁背後の液状化対策は別途実施され、それだけでもかなりの耐震性の向上に効果があること、などを考慮すれば、すべての岸壁に対し耐震強化岸壁と同等の対策を講じることがせず、可能

な範囲で対応を図ることが合理的と判断される。

(4) 置換地盤上の重力式岸壁に適用可能な震災復旧工法の検討 (1) ー被災した岸壁を本体として再利用する工法ー

比較的被害が小さい岸壁を一般岸壁として復旧する場合には、被災した岸壁を本体として再利用できることが多く、適用可能な復旧工法も比較的多く揃っている。全国各地の重力式岸壁の震災復旧工事や改良工事の事例を収集整理し、各復旧工法の耐震性強化の原理、特徴、適用範囲、課題等について検討する。震災復旧工事の代表的事例としては、1983年日本海中部地震<sup>2,3)</sup>、1993年釧路沖地震<sup>2,4)</sup>などによるものがある。震災復旧事例の他に片岡ら<sup>2,5)</sup>による重力式岸壁の改良・更新に関する研究や個別の改良更新事例も参考とする。

#### a) 耐震性強化の原理

重力式岸壁の地震時の安定はほとんどの場合、滑動で決まる。ただし、水深が深く、比較的にスレンダーな壁体の場合には支持力や転倒で決まるケースも一部見られる。滑動の安全率  $F_s$  は

$$F_s = f \cdot W / (P_h + P_w + H_k)$$

ここに

- $W$  : 壁体の重量 (kN/m)
- $f$  : 壁体と基礎捨石マウンドとの摩擦係数
- $P_h$  : 地震時の主働土圧 (kN/m)
- $P_w$  : 残留水圧+動水圧 (kN/m)
- $H_k$  : 壁体に作用する慣性力 (kN/m)

で表されるから、安全率を増大させるためには、原理的には、①壁体の重量を増大させる、②土圧を低減させる、③杭や受働土圧などにより、上式の分子の滑動抵抗力を増大させる、④前面に新設構造物を設置し抵抗する工法、および⑤これらの組み合わせが考えられる。

これらに対応するかたちで、重力式岸壁の耐震性を強化する工法としては、次の5つに分類される。

- ①重量増大工法
- ②土圧低減工法
- ③滑動抵抗力補強工法
- ④新設構造物前出し工法
- ⑤土圧低減等を併用した再設置工法

このうち、①から③の工法は、被災した岸壁を本体として再利用する工法である。

## b) 重量増大工法

この工法は壁体の重量を増大させることにより、壁体の滑動抵抗力を増大させる工法である。岸壁の被災が比較的小さく、岸壁法線がほぼ直線性を保っている場合に適用される。具体的には、図-7.5に示すように、コンクリート腹付け工法がある。

コンクリート腹付け工法は、既設ケーソンの前あるいは後にコンクリートを腹付けて、既設ケーソンと一体化し、壁体の重量を増大させる工法で、重力式岸壁の震災復旧工法で最も多い事例である。この工法は、計算上からは腹付けコンクリートの幅員を広げることに制約がないので、小幅なものから大幅なものまで広範囲な耐震性強化策に適用可能であるが、既設ケーソンとの構造的な一体化への配慮から、現実的には幅員3~8m程度の腹付けが実施されることが多い。この拡幅量は、地震により生じたケーソンの出入りを直線に修正するためにも適切な値である。震度法により幅員3~8m程度のコンクリート腹付け工法の耐震性強化策としての効果を試算してみると、設計震度  $k = 0.10$  から  $0.15$  へ耐震性を強化するケースや、 $k = 0.15$  から  $0.20$  へ強化するケースなどに採用できる。

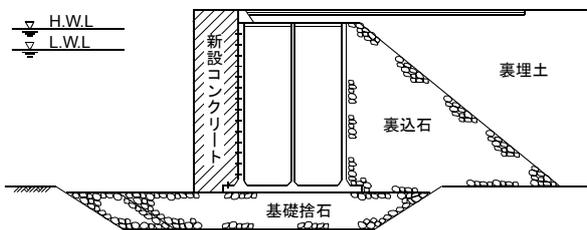


図-7.5 重量増大工法

## c) 土圧低減工法<sup>19, 20, 22)</sup>

この工法は壁体の滑動抵抗力を増大させるのではなく、壁体に作用する土圧を低減させて、岸壁の耐震性を高める工法である。岸壁の被災が比較的小さく、岸壁法線がほぼ直線性を保っており、壁体をそのままの状態でも再活用可能な場合に適用されることが多い。

土圧低減の原理としては、裏埋め土を軽くする、あるいは粘着力を付加する工法が考えられる。具体的には、図-7.6①~④に示すように、水砕スラグ置換工法とセメント系の軽量混合処理土置換工法、事前混合処理土置換工法、深層混合処理工法などがある。セメント系の3工法は土圧低減の効果だけでなく、いずれも液状化対策としても有効な工法であり、それぞれの設計・施工法については研究が進み、マニュアルが発行されている<sup>26, 27, 28)</sup>。

### ①水砕スラグ置換工法

水砕スラグ置換工法は裏込め石等を撤去し、単位体積重量の小さい水砕スラグと置換する工法である。水砕スラグに置換した場合の土圧の算定は、軽量の  $\phi$ 材として取り扱われるのが一般的である。

具体的な事例としては、図-7.6①に示すように、設計震度、 $k = 0.20$  の (-12m) 岸壁を想定し、通常裏込め石 ( $\phi 40^\circ$ ) の場合と比較して、どの程度まで土圧が低減されるのかを試算してみる。なお、裏込め石の撤去する深さ  $h$  は、岸壁高  $H$  との比  $h/H = 0.5$  としている。

水砕スラグの湿潤単位体積重量  $\gamma_t = 13 \text{ kN/m}^3$ 、水中単位体積重量  $\gamma' = 7 \text{ kN/m}^3$  として土圧を計算すれば、ケーソンに作用する土圧合力は改良前の90%に低減されるだけである。

この事例のように、水砕スラグ置換工法のみでは土圧の低減効果はわずかで、単独では耐震性強化策としての効果はあまり期待できないので、コンクリート腹付け工法と併用されることが多い。

### ②軽量混合処理土置換工法

軽量混合処理土とは、液性限界以上に調整した浚渫土などに固化剤と軽量化剤(気泡混合と発泡ビーズ混合がある)を添付混合した埋立土を言う。軽量混合処理土置換工法は岸壁の裏込め石等を撤去し、軽量混合処理土と置換する工法で、研究が進んで実用化されつつある。

軽量混合処理土は粘着力  $c$  を有する軽量土と見なすことができ、粘着力と軽量土の両方の効果で土圧を低減させる<sup>26)</sup>。一例として、軽量混合処理土の土性を一般的に用いられる粘着力  $c = 100 \text{ kN/m}^2$ 、湿潤単位体積重量

$\gamma_t = 10 \text{ kN/m}^3$ 、水中単位体積重量  $\gamma' = 2 \text{ kN/m}^3$  とし、設計震度  $k = 0.20$  の (-12m) 岸壁に作用する土圧を計算すると、図-7.6②に示すようになる。改良深さまでは処理土の粘着力のために土圧は作用せず、それ以深に作用するが、軽量のために通常裏込め石の土圧強度よりも小さく、土圧合力は改良前の51%である。

軽量混合処理土は施工性や経済性を勘案すると、改良深さは  $h/H = 0.5$  程度までのようである。震度法によりこの工法の適用範囲を試算してみると、設計震度  $k = 0.10$  の既設岸壁を  $k = 0.15$  へ耐震性を強化するケースや、 $k = 0.15$  から  $0.20$  へ強化するケースなど、小幅な耐震性強化策に適用できる。

③事前混合処理土置換工法

事前混合処理土とは山土や浚渫土砂に安定剤を事前に添付混合した埋立土を言う。事前混合処理土置換工法は、岸壁の裏込め石等を撤去し事前混合処理土と置換する工法、あるいは、ケーソンを設置したあとに裏込め材として事前混合処理土を直接投入する工法である。この工法は当初は液状化対策として開発されたが、土圧低減工法にも十分適用可能である。

事前混合処理土による土圧低減効果の評価に当たっては、処理土を  $c-\phi$  材として取り扱う<sup>27)</sup> のが一般的である。事前混合処理土の土性を一般的に用いられる、内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$ 、粘着力  $c = 50 \text{ kN/m}^2$ 、湿潤単位体積重量  $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ 、水中単位堆積重量  $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$  として、(-12m) 岸壁に作用する土圧を計算してみると、改良深度が  $h/H = 0.5$  の場合には、処

理土の粘着力のために改良深度までは土圧がマイナスになって作用せず、それ以深に作用し、土圧合力は改良前の30%に低減する。

事前混合処理土は上記のように既設岸壁の裏込め土を撤去して置換するよりも、被災したケーソンを一端撤去し再設置したあとに、液状化対策も兼ねた裏込め材として埋立てるほうが本来の効果を発揮できる。図-7.6③には改良深度を海底地盤面 ( $h/H = 1.0$ ) までとした場合の計算例を示しているが、土圧合力は改良前の26%まで低減し、大幅な土圧低減を見込むことができ、適用範囲が広がる。

④深層混合処理工法

深層混合処理工法は図-7.6④に示すように、岸壁背後の裏埋土の中に攪拌翼を有する貫入機を用いてセメントスラリーを吐出させ、セメント固化地盤を造成する工法

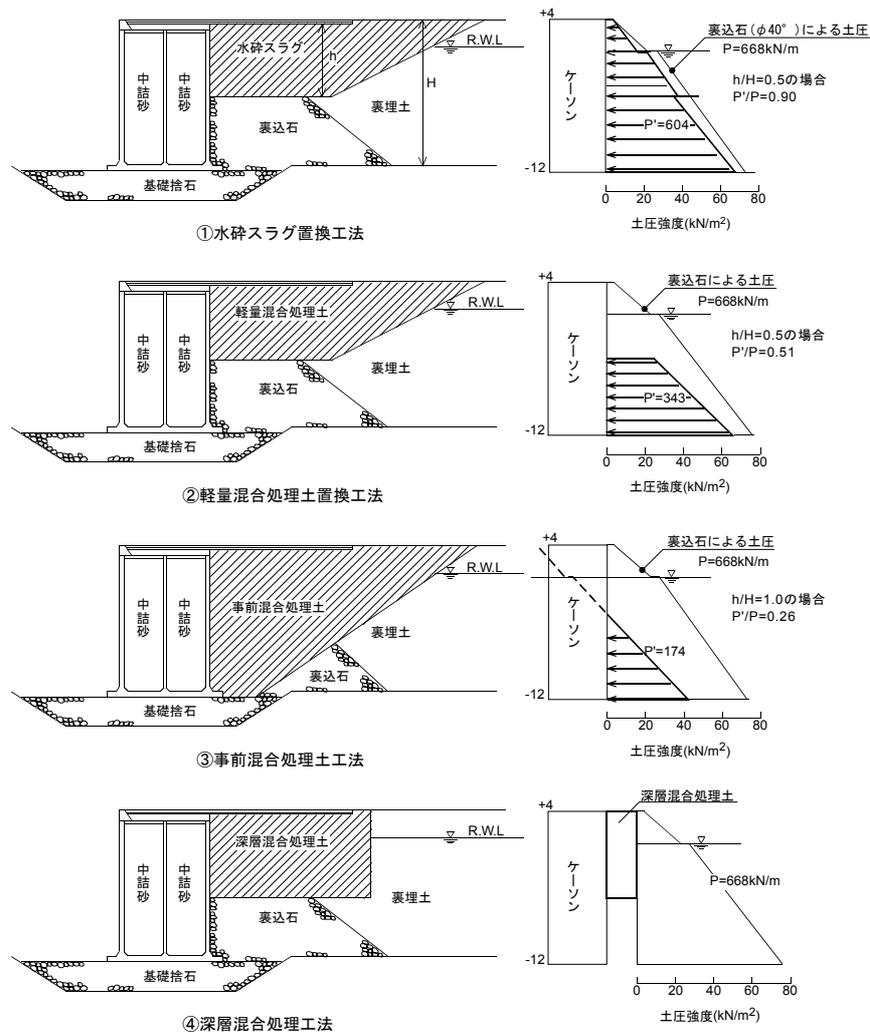


図-7.6 各種の土圧低減工法と土圧分布の計算例

である。陸上工事では適用事例は多いが、岸壁背後の液状化対策や土圧低減対策として採用されることはこれまでほとんどなかった。具体的な設計施工においては粘着力  $c=100 \text{ kN/m}^2$  程度の地盤を目標とすることが多い。この工法は既設ケーソンの背後に構造体を築造するので、見方によれば、コンクリート腹付け工法とも読める。地震時には処理土全体が剛体的な挙動を示すと考えられ、土圧は作用しないと見なせる。そのため、地震時におけるケーソンおよび深層混合処理土の全体の滑り出しに対する検討から処理土の改良範囲を決定する必要がある<sup>28)</sup>。

この工法の場合、計算上は海底面まで改良すれば最も効果的であるが、岸壁背後に裏込石が投入されている一般的な岸壁では、裏込石とセメント固化材を攪乱混合することは不可能なので、前もって改良を必要とする深度まで裏込め石を部分的に撤去し、埋め戻したあとで施工することになり、その利点が生かせないことになる。

#### d) 滑動抵抗力補強工法

この工法は、被災したケーソン岸壁の法線が概ね直線性を保っており、コンクリート上部工を部分的に補修するだけで再利用することが可能な場合に適用される。ケーソンの前趾あるいは背後に杭、矢板、グラウンドアンカー等を打設して、その横抵抗力を利用して滑動抵抗力を増大させる工法である。具体的には、**図-7.7**、**図-7.9**、**図-7.10**に示すように、根固め矢板工法、控え杭工法、グラウンドアンカー工法などがある。

##### ①根固め矢板工法

根固め矢板工法は、**図-7.7**に示すように、ケーソン岸壁の前趾に鋼矢板・鋼管矢板を打設して、ケーソン本体の底面摩擦力と新たに付加する前面矢板の横抵抗力とで抵抗しようとする工法である。この工法の適用例はほとんどないが、その有用性については三藤・北沢ら<sup>29)</sup>による模型振動実験で確かめられている。実験は水深(-10m)、設計震度0.15で設計されたケーソン式岸壁を想定し、幾何縮尺1/18で行なわれた。地震動としては加速度100, 150, 200, 250Galの正弦波を作用させて、根固め矢板の設置あり、なしの差異を比較している。全体の傾向としては、**図-7.8**に示すように、根固め矢板がある場合には、ない場合と比較して残留変位が小さい。具体的に加振加速度250Galの実験結果を見ると、根固め矢板なしでは現地換算2.3mの水平残留変位であるのに対し、矢板ありの場合には0.5~1.0mで半分以下になっている。

ただし、根固め矢板を設置した場合には、ケーソン上端の変位が下端よりも大きく、下端の変位が抑制されているためにケーソンが海側に回転する傾向が見られる

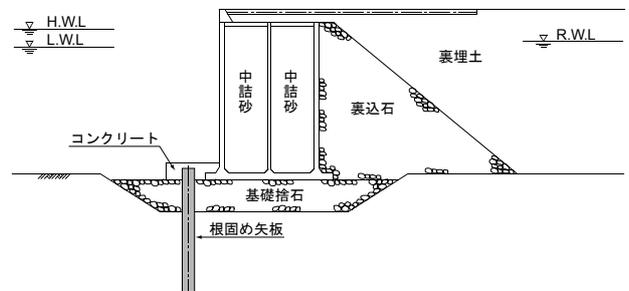


図-7.7 根固め矢板工法（滑動抵抗力補強工法）

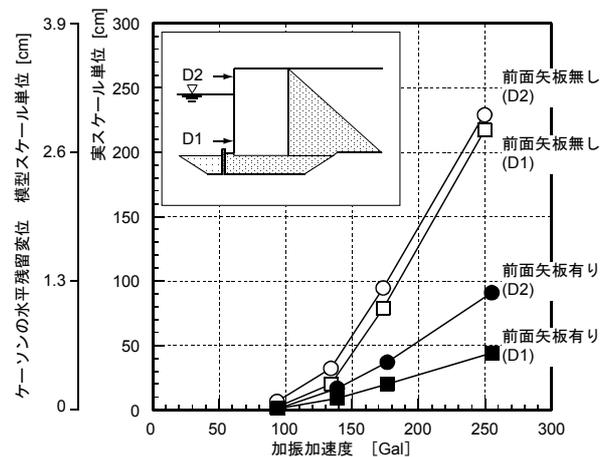


図-7.8 根固め矢板工法の模型振動実験<sup>29)</sup>

##### ②控え杭工法、グラウンドアンカー工法

両工法とも、ケーソンに作用する水平力を背面に打設した控え杭、あるいはグラウンドアンカーでその一部を負担させる工法である。

控え杭工法は**図-7.9**に示すように既設ケーソンを矢板岸壁と同様に考え、ケーソンの背後に打設した控え杭とケーソンの間をタイロッドで連結する。控え杭の位置は、矢板岸壁の設計と同様に、ケーソンの後趾から主働崩壊角を右上に立ち上げ、タイロッドとの交点の背後で、控え杭に対し所要の受働抵抗が得られる位置とする。

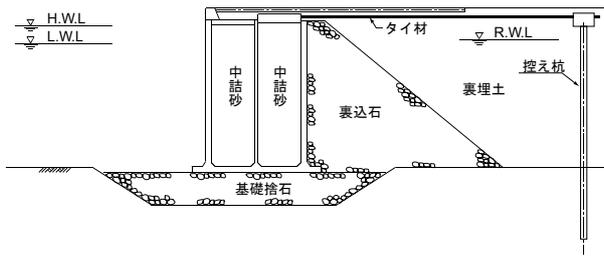


図-7.9 控え杭工法（滑動抵抗力補強工法）

一方、グラウンドアンカー工法は図-7.10に示すようにケーソン岸壁に長尺のグラウンドアンカーを連結する工法で、建設途上において供用目前の岸壁の耐震性を強化する際に採用された事例がある<sup>30)</sup>。この工法を採用するためには、海底の浅い深度における強固な支持地盤の存在が前提となる。図-7.11に示すように、プレストレスが発生するグラウンドアンカーを既設ケーソンの後部天端に連結することにより、ケーソンの陸側には鉛直力( $V$ )と水平力( $H$ )が作用することになる。これにより滑動抵抗力に寄与する鉛直力は増加し、水平力は減少することになり安定度を増す。また、ケーソンの陸側に鉛直力( $V$ )が加わることによって、ケーソン底面に発生する地盤反力は海側に偏心した分布状況から平滑化されたものに変化し、支持力計算時の安全率を好転させることができる。ただし、

既設ケーソンとアンカーロッドとの連結部においてケーソンに新たな補強が必要かどうかの検討を行なう必要がある。

根固め矢板工法、控え杭工法、グラウンドアンカー工法の3工法とも確実に滑動抵抗力を増大させる工法であるが、変形モードが本質的に異なる重力式と杭・矢板・アンカー式との複合構造物となるため、両者のあいだでどのように荷重を分担するのが大きな課題である。現実的には、簡便な設計法としてケーソンの滑動安全率不足分を杭やグラウンドアンカーで受け持つと仮定している。そのため、設計震度  $k = 0.15$  の既設岸壁を  $k = 0.20$  へ耐震性を強化するケースや、 $k = 0.10$  から  $0.20$  へ強化するケースなど、小幅な耐震性強化策としては大きな問題はないと考えられるが、大幅な耐震性強化策として適用するためには、十分な事前検討を行なう必要がある。

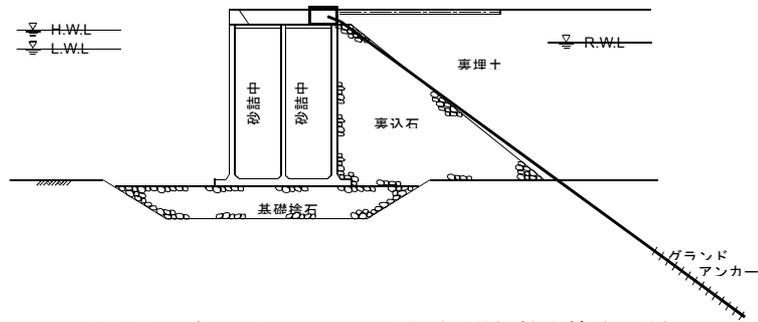


図-7.10 グラウンドアンカー工法（滑動抵抗力補強工法）

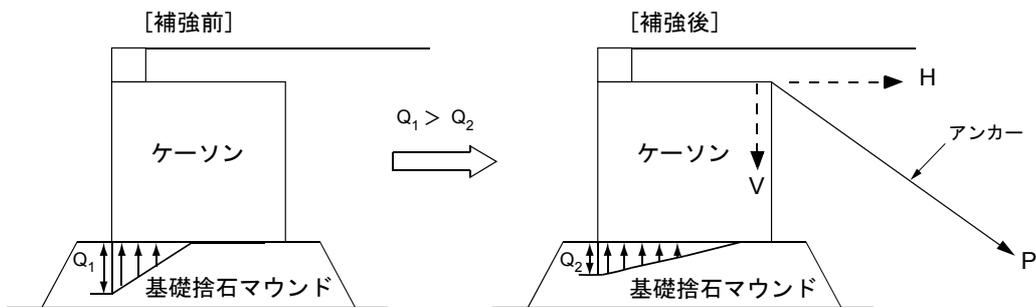


図-7.11 グラウンドアンカー工法におけるアンカー張力と地盤反力分布

(5) 置換地盤上の重力式岸壁に適用可能な震災復旧工法の検討 (2) -大きな被害を受けた岸壁の前面に新設構造物を前出しする工法-

岸壁本体のケーソンが被災を受け大きくはらみ出したり、傾いたりして、そのままの状態では再利用することができない場合には、既設ケーソンの前面に新規の構造物を設置する工法（新設構造物前出し工法）が適していると考えられる。この工法の場合には、岸壁水深の増深、岸壁エプロンの拡張などの新たな機能を付加することも可能であるため、既往事例のほとんどは既設岸壁の改良更新の事例であり、震災復旧工事における事例は少ない。

この新設構造物前出し工法には、構造上の制約が少ないため種々の工法が考えられる。具体的には、図-7.12、図-7.14、図-7.16に示すように、新設ケーソン前出し工法、新設栈橋前出し工法、新設矢板前出し工法などがある。鋼製ジャケット工法は栈橋前出し工法と類似した工法と言える。既設ケーソンの取り扱いは、土留めとしての機能を期待する場合が大部分であるが、ケーソンを埋め殺して構造物としては期待しない場合もある。

なお、これらの新設構造物前出し工法を採用すれば、前面水域の面積を狭めることになるので、突堤と突堤の間のスリップの中などでは採用できない場合がある。このような制約がある場合には、被災したケーソンを一旦浮遊させて撤去し、元の位置に再設置する工法が採られる。

a) 新設ケーソン前出し工法<sup>31)</sup>

新設ケーソン前出し工法は既設ケーソンの前面に新規のケーソンを設置する工法である。通常のケーソン前出し工法は新設ケーソンと既設との間を間詰石で天端まで充填し、既設ケーソンを埋め殺しにする構造であるが、図-7.12に示すように岸壁の前出し量（復旧法線）が20～30m程度あり、耐震性の大幅な強化を図る場合には、新設

ケーソンに作用する土圧を低減する目的で間詰石の天端高さを必要最低限の高さとし、両ケーソンの間にPCホロー桁を架設する構造のほうが合理的である。これを離岸型新設ケーソン前出し工法と名づける。

離岸型ケーソン前出し工法の設計外力と抵抗力の考え方を図-7.13に示す。既設ケーソンに作用する外力としては、ケーソンの慣性力と裏込め石からの主働土圧を考え、抵抗力としてケーソン底面の摩擦力と間詰石からの受働土圧を考える。間詰石の高さは既設ケーソンに対する水平抵抗力不足分と等価な受働土圧（前面が無限長の水平地盤と仮定した場合の土圧）が得られる高さ以上とする。

新設ケーソンは震度法による通常の設計と同様であり、作用する外力としては、新設ケーソン本体の慣性力、間詰石から作用する土圧および動水圧（間詰石天端面より上部）を考え、抵抗力としてはケーソン底面の摩擦力を考えるものとする。なお、間詰石から作用する土圧については、間詰石の主働土圧、もしくは受働土圧の不足分（復旧法線の決め方によっては既設ケーソンに対する水平抵抗力不足分に相当する受働土圧を確保できない場合がある）の大きい方を考える必要がある。両ケーソンの間に架設するPCホロー桁については、当然のことながら一端を可動構造とし、水平抵抗力が既設ケーソンから新設ケーソンの上部工に伝達しないようにする必要がある。

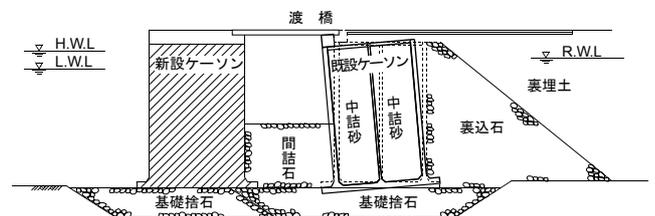


図-7.12 ケーソン前出し工法（新設構造物前出し工法）

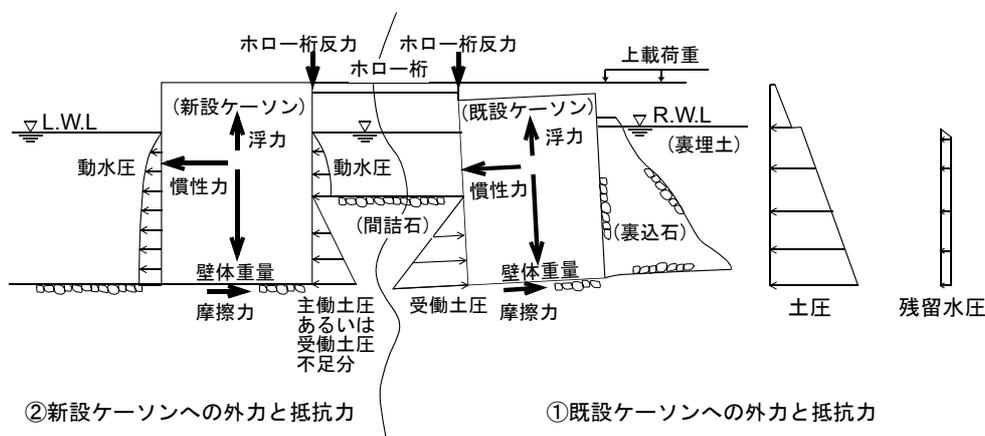


図-7.13 ケーソン前出し工法の外力と抵抗力の考え方

b) 新設栈橋前出し工法

新設栈橋前出し工法は既設ケーソンの前面に新規の栈橋を設置するとともに、既設ケーソンは土留め壁として利用する工法である。図-7.14①に示す栈橋前出し工法は基本的には通常の横栈橋構造に等しく、設計法も長年の研究成果の蓄積がある。被災した既設ケーソンのままでは土留め壁として耐震性が不十分であるため、その前面に基礎捨石マウンドによる法面を築造し、その受働抵抗で土留め壁全体の安定を図る方法が採られる。ただし、この工法により耐震性を大幅に強化する場合には、土留め壁の安定を保つための法面が岸壁法線よりも海側に出過ぎてしまい、採用できない場合があるので注意を要する。

新設栈橋前出し工法において前出しする距離に限界がある場合には、図-7.14②に示すような土留機能付き・栈橋前出し工法が適している。この工法では新設栈橋の前列あるいは後列を矢板構造にして土留機能を持たせ、既設ケーソンの安定が確保される高さまで受働抵抗のための間詰石を充填する。

土留機能付き・栈橋前出し工法の設計外力と抵抗力の考え方は図-7.15に示すとおりであり、離岸型ケーソン前出し工法と基本的には等しい。既設ケーソンに作用する外力としては、ケーソンの慣性力と裏込め石からの主働土圧を考え、抵抗力としてケーソン底面の摩擦力と間詰石からの受働土圧を考える。

新設栈橋に作用する外力としては、栈橋上部工の慣性力、間詰石から作用する土圧および動水圧を考える。なお、間詰石から作用する土圧については、間詰石の主働土圧、もしくは受働土圧の不足分の大きい方を考える。

このように土留機能付栈橋の場合には、新設栈橋に対し間詰石から土圧が作用することになるため、水深(-12m)や(-14m)岸壁などの大型岸壁の場合には斜め組杭式栈橋になる場合がある。

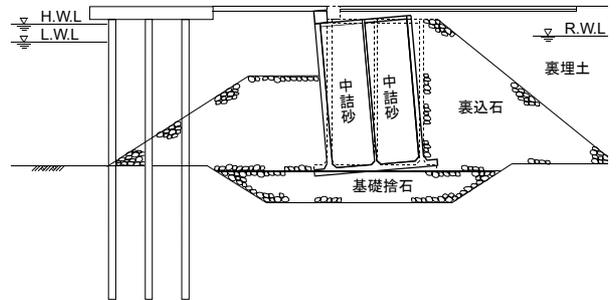


図-7.14① 栈橋前出し工法（新設構造物前出し工法）

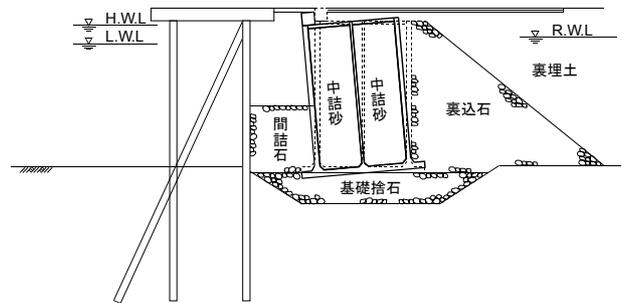


図-7.14② 土留機能付き・栈橋前出し工法（新設構造物前出し工法）

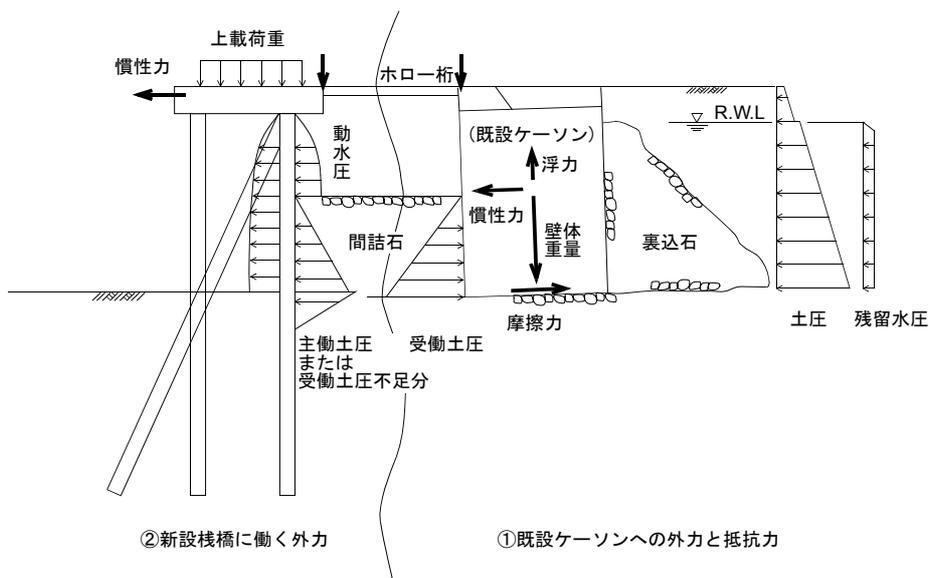


図-7.15 土留機能付き・栈橋前出し工法の外力と抵抗力の考え方

c) 新設矢板前出し工法

新設矢板前出し工法は、図-7.16に示すように、被災したケーソンの前面に新規の鋼矢板・鋼管矢板を打設するとともに、ケーソンの背後に控え工を設置し、その間をタイロッドで連結する工法で、ケーソンは埋め殺し状態になる。前面の矢板の打設位置は、被災による法線の出入りの調整も兼ねて5~10m程度であることが多く、ケーソンとのあいだには間詰石を投入する。

新設矢板前出し岸壁の設計法としては、先の根固め矢板補強工法のように、ケーソンに作用する水平力(土圧、慣性力等)をケーソン本体の底面摩擦力と前面矢板の横抵抗で抵抗するような設計法も可能であるが、最も簡便な方法としては、ケーソンを間詰石と同様の材料と見なし通常の矢板岸壁として設計されることが多い。ただし、この新設矢板前出し工法にはいくつかの施工上の課題がある。前面の鋼矢板・鋼管矢板を打設するためには、あらかじめ基礎捨石マウンドを貫通しておく必要があり、オールケーシング方式などによる施工法を十分に検討しておくことが重要である。また、背後の控え工の打設においては、事前の調査で裏込石の法面を確認しそれを避けることが必要となる。

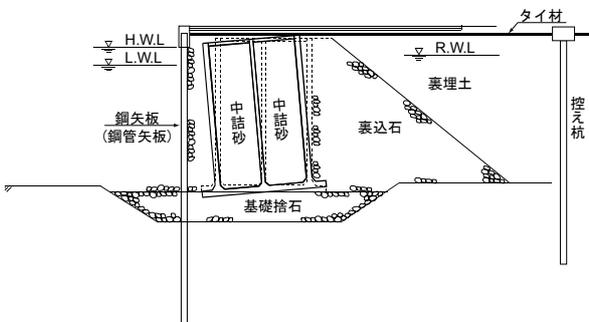


図-7.16 矢板前出し工法 (新設構造物前出し工法)

(6) 置換地盤上の重力式岸壁に適用可能な震災復旧工法の検討 (3) -置換地盤の液状化対策に配慮した耐震強化岸壁-

a) 置換地盤の液状化対策

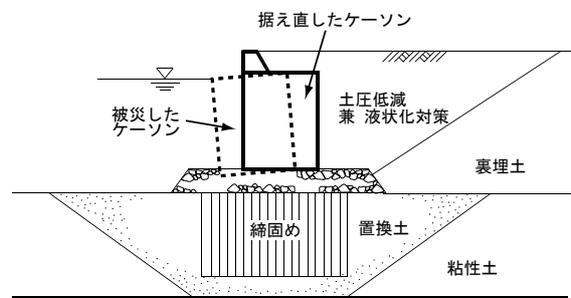
被災した重力式岸壁を耐震強化岸壁として震災復旧する場合には、被災規模に係わらず、非常に大幅な耐震性の強化となる。これらに対しては、震度法の設計に基づき復旧工法の地震時安定性が確保されているだけでなく、置換地盤の液状化対策にも配慮されたものである必要がある。このような工法は、我が国における震災復旧事例

ではもちろんのこと、岸壁の改良においてもほとんど見られないことから、これまで検討してきた各種復旧工法を参考にして新たな工法を提案する。

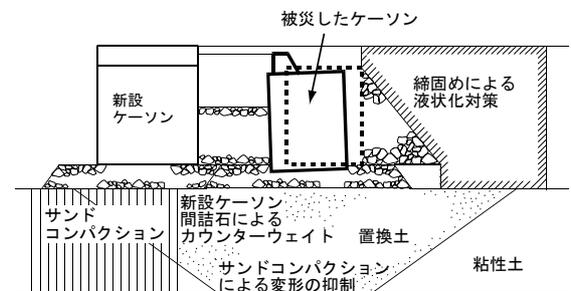
なお、第3章の考察においては、ケーソン前肢部の置換土は初期せん断応力が比較的大きいため、わずかな過剰間隙水圧の上昇に伴ってせん断破壊に達することが述べられている。このせん断破壊は、過剰間隙水圧比が1.0に近づく液状化現象とは異なるが、過剰間隙水圧の上昇に伴ってせん断抵抗が大幅に低下することにおいては同じ現象であることから、統一的に液状化対策と表現することにする。

一般に液状化対策は、以下の二つに区分できる<sup>32)</sup>。

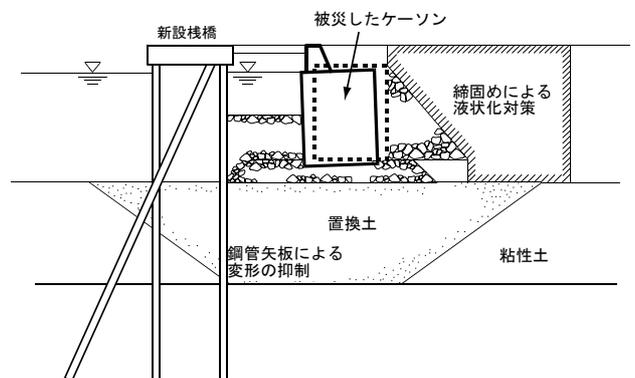
- ①液状化そのものを発生させないようにする
- ②液状化の部分的な発生は許容するが、被害を軽減するように構造物側で対応する



①土圧低減を併用したケーソン再設置工法



②離岸型ケーソン前出し工法



③土留め機能付き・棧橋前出し工法

図-7.17 置換地盤の液状化対策に配慮した復旧工法

①は岸壁の液状化対策として長年にわたって採られてきた方法である。岸壁背後の裏埋土の液状化対策はこの方法により実施されており、設計法もかなりの程度まで確立されている。具体的な工法としては、サンドコンパクションによる密度増大工法、グラベルドレーンによる間隙水圧消散工法、事前混合処理工法や深層混合処理工法などの固結工法、レキ材の裏埋めによる粒度改良工法などが挙げられる。

②は主として既設構造物の基礎の液状化対策として採られてきた方法で、構造物の周囲に杭や矢板を打設して補強する工法が代表的なものであり、道路橋の基礎や建築物の基礎などにおいて事例がある。

置換地盤の液状化対策に配慮した震災復旧工法についても、上記の①あるいは②の考え方が基本となる。これらに適用可能な工法としては、(4)及び(5)の各種復旧工法の中から、図-7.17①～③に示すように、土圧低減工法等を併用した再設置工法、離岸型ケーソン前出し工法および土留め機能付き・栈橋前出し工法の3工法を提案する。

#### b) 土圧低減等を併用した再設置工法

通常の震災復旧工法では、岸壁基礎の置換地盤に対して、①のような置換地盤そのものを締固めることは非常に難

しいが、土圧低減等を併用したケーソン再設置工法においては、①の対策が施工可能である。このケーソン再設置工法は、図-7.18 に示すように、一旦ケーソンの中詰砂を除去してケーソンを浮遊撤去させ、基礎捨石マウンドを成形し直した後にケーソンを再設置するものである。置換土の締固めはこの基礎捨石マウンドの成形のプロセスの中で実施することが可能であるが、限られた時間の中で締固めを進めるためには、現地における地盤改良技術の創意工夫を必要とする。ケーソンを再設置した後の裏埋土の施工では事前混合処理土による埋立が効率的・効果的であり、大幅な土圧低減が可能になる。既に図-7.6 ③に示しているように、事前混合処理土の改良深度を海底地盤面 ( $h/H=1.0$ ) までとした場合の土圧合力は、改良前の26%まで低減し、大幅な土圧低減を見込むことができる。上記の対策に加えて、ケーソンの再設置に先立ち、ケーソンと基礎捨石マウンドとの摩擦係数を増大させるために摩擦増大マット(摩擦係数  $f=0.7$ )を採用し、敷設すれば、更に耐震性強化が図られることになる。ただし、この工法を実施するためには、ケーソンを浮遊・撤去させて再設置するための十分な背後ヤードスペースの確保が必要になる。また、図-7.18 に示すように、背後ヤードの掘削→ケーソンの浮遊・撤去→置換土

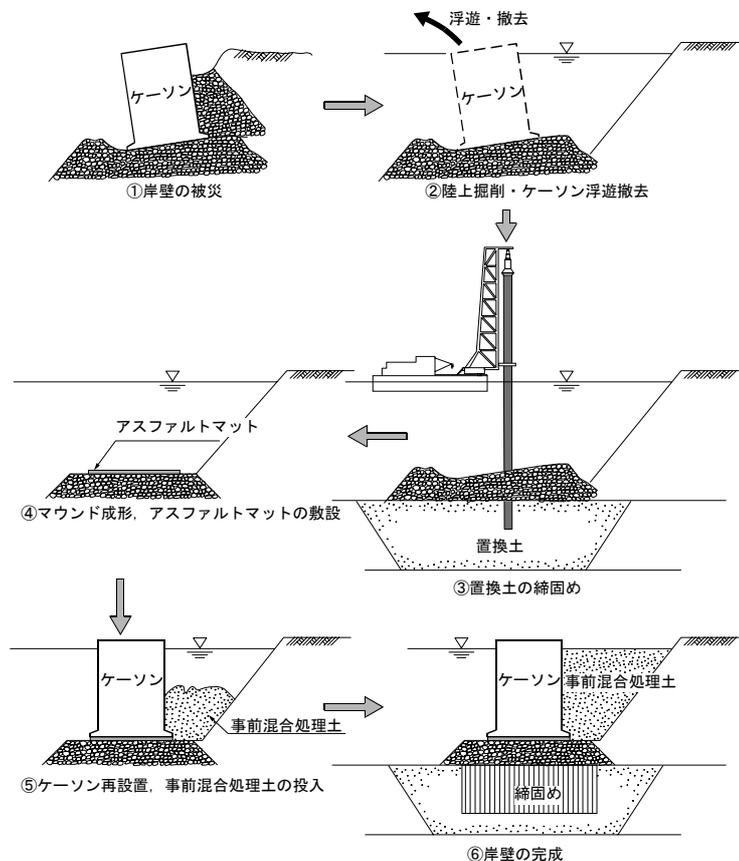


図-7.18 土圧低減等を併用したケーソン再設置工法の概略工程

の締固め→マウンドの成形→アスファルトマットの敷設→ケーソンの再設置→事前混合処理土による埋立、と続く比較的長い工事期間を必要とするので、他の岸壁の復旧計画との十分な調整を図らなければならない。

c) ケーソン前出し工法・栈橋前出し工法

岸壁の新設工事と異なり、災害復旧事業のなかで耐震性の強化を図るためには、被災した構造物を生かしたかたちで、かつ限られた工期内で置換土の液状化対策を行わなければならないことから、②の方法に依ることになる。このような方法としては、被災したケーソン岸壁の前面にケーソンや栈橋を設置する新設構造物前出し工法が適している。これらの工法では、前面に設置した新設ケーソンや栈橋が岸壁全体の変形を抑制する構造になっている。

図-7.17②に示した離岸型新設ケーソン前出し工法では、前出しした新設ケーソンの基礎は置換土と在来粘性土地盤からなるが、それらをサンドコンパクション(SCP)工法等で地盤改良して支持力を確保し、新しいケーソンを設置する。既設ケーソンと間詰石の直下における未改良の置換土では、地震に伴う過剰間隙水圧の上昇によりせん断抵抗の低下が予想されるが、新設ケーソンと間詰石が既設ケーソンののはらみ出しに対するカウンターウエイトとなるとともに、SCP改良地盤は置換土に生じるせん断変形を抑制することが期待できる。

図-7.17③に示した新設栈橋前出し工法でも、構造上の基本的考え方は離岸型新設ケーソン前出し工法と同様である。すなわち、栈橋の後列を鋼管矢板構造とすること

により土留め機能を持たせ、未改良の置換土に生じるせん断変形を抑制することが期待できる。

上記の基本的考え方の提案は、(4)及び(5)で検討した結果を踏まえた定性的な検討にとどまっており、各復旧工法の詳細な耐震性能評価については、第5章において模型振動実験により検討を行なうことにする。

(7) 震災復旧工事における地盤改良技術の開発

a) 震災復旧工事における地盤改良の概要<sup>19), 20)</sup>

置換地盤上の重力式岸壁の復旧工法を現地施工していく上で、置換土の締固め、岸壁背後の裏埋土における液状化対策、土圧低減対策等の地盤改良は非常に重要な役割を担っている。地盤改良が現地において施工不可能であれば、所要の耐震性能は到底確保できない。これらの震災復旧工事における地盤改良工の選定に当たっては、新規に構造物を築造する場合と異なり、対象構造物の被災状況、復旧法線、工期、資材・機材の調達を勘案しつつ、設計上の力学的な要件を考慮しなければならない。

神戸港の事例のような重力式岸壁の震災復旧における各種の地盤改良工法を表-7.1に網羅的に示す。岸壁の基礎地盤の補強・液状化対策としては、ケーソン前出し工法における基礎部の粘性土の補強、土圧低減を併用したケーソン再設置工法における置換土の締固めが挙げられる(図-7.17参照)。

岸壁への作用土圧を低減する工法としては、事前混合処理工法のように粘着力を付加する工法、深層混合処理工法のように固化する工法、軽量地盤材料に置換える工法などがある。これらの工法は液状化対策としても有効である(図-7.6参照)。

表-7.1 岸壁の震災復旧工事における地盤改良工法

地盤改良の目的	地 盤 改 良 工 法
岸壁基礎地盤の補強・液状化対策	①サンドコンパクションパイル(粘性土、前出しケーソン工法) ②振動棒締固め(既設の置換砂、ケーソン再設置工法)
岸壁への作用土圧の低減	①事前混合処理工法(裏埋土の液状化対策としても有効) ②深層混合処理工法(同上) ③軽量土による置換
岸壁背後の裏埋土の液状化対策	①サンドコンパクションパイル ②グランベルドレーン(建物の近接施工) ③軽量土による置換 ④事前混合処理工法 ⑤礫材による裏埋め

岸壁背後の液状化対策としては従来から取り組まれており、サンドコンパクションパイル(SCP)やグラベルドレーンによる工法などがある。

b) 基礎捨石マウンド上からの置換土の締固め<sup>19, 20)</sup>

表-7.1に示した岸壁の震災復旧工事における地盤改良工法の過半は、設計法や施工管理法も確立し、現地における事例も蓄積されてきているが、(6)で検討した土圧低減を併用したケーソン再設置工法における次の2つの地盤改良技術、

- ・基礎捨石マウンド上からの置換土の締固め
- ・高含水土を用いた事前混合処理土の施工

については、適用例がほとんどなかったことから、室内試験や試験工事などにおいて設計法や施工管理法について検討するとともに、本施工においても事後調査を行なって、これらの地盤改良技術の有効性を検証する。

### ①置換土の性状と地盤改良の必要性

神戸港の岸壁の置換土として使用されてきたまき土の粒径加積曲線は図-7.19に示すとおりで、シルト分以下(粒径0.074mm以下)を示す細粒分含有率 $F_c$ は平均10%程度である。神戸港の岸壁背後の埋立では、摩耶埠頭とポートアイランド1期において同じくまき土が使用されており、細粒分含有率10~15%であった(図-3.3参照)。置換土の場合には資材調達の段階で細粒分含有率10%以下と厳選されていたので、上記の岸壁の裏埋土と比較して細粒分含有率は数ポイント小さくなっている。現地調査によれば、置換土のN値は10~15程度しかなく、レベル2の地震動に対して「液状化しない」地盤とするためには、N値25以上に締固める必要がある。

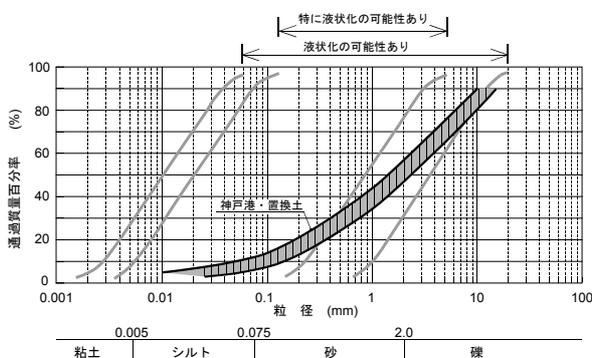


図-7.19 神戸港における置換土の粒径加積曲線

### ②地盤改良法の検討

置換土のような砂質土の海上工事における締固め工法としては、サンドコンパクションパイル(SCP)工法が標準と考えられるが、層厚約3mの既設の基礎捨石マウンドを貫通しその下部の置換土を改良することは容易でない。また基礎捨石マウンドを除去したあとにSCP工法を施工するのであれば、工程がかかり過ぎることなどの問題がある。

これに対応する締固め工法のひとつとして、図-7.20に示すように、基礎捨石マウンドは除去せずにバイプロハンマーを使った振動棒締固め工法が考えられる。今回のような現場条件におけるこの工法の利点としては、既設の基礎捨石マウンドを貫通可能であることに加え、基礎捨石マウンドが締固め時の上載荷重となるため地表部の締固め効果が期待されること、締固めによる沈下の補充はマウンドの成形時に容易に実施できること、などがあげられる。

この振動棒締固め工法には振動棒による振動を与えつつ、地表から砂などを補給充填する場合と、振動により沈下させたままにしておく場合とがあるが、その施工管理は補給充填砂量による管理や施工前後の地表面の沈下量によるおおづかみの手法とならざるを得ない。また、陸上工事では多くの実績があるが、海上工事においては事例がない。このため、試験工事等を実施して、施工可能性の確認、鋼管杭ピッチと改良効果の関係、施工管理法等の検討を行なった。

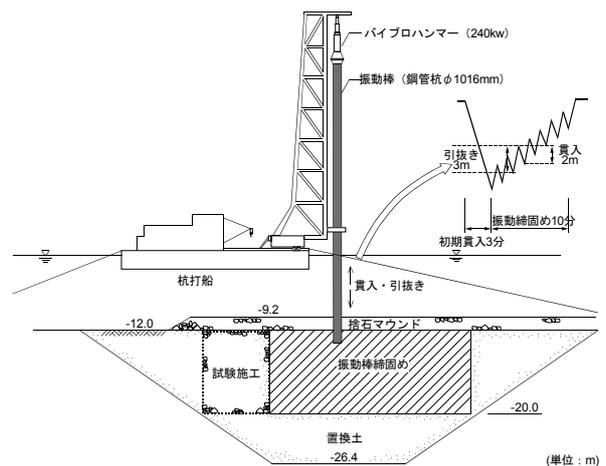


図-7.20 鋼管杭を使用した振動締固め

### ③試験工事の結果と考察

試験工事における振動締固め方法は、図-7.20に示すように、大型のバイプロハンマー(能力240kw)を使った大口径( $\phi 1016\text{mm}$ )の鋼管杭の貫入・引抜きによる。標準的な貫

入・引抜きサイクルは、初期貫入3分、その後10分かけて引抜と貫入を繰り返しながら引き抜いていく。鋼管杭の先端部は開放されており、特殊鋼による補強鋼管(長さ1.5m)が溶接により継ぎ足されている。

振動棒締固め工法における改良率 $A_s$ (SCP工法では圧入率の用語が使われるが、砂の圧入によらないので改良率を名付ける)の設計は、通常、SCP工法を参考にして行なわれており、改良層に貫入された振動棒の体積分だけ締め固められると仮定し、砂を補給充填しない場合にはその分だけ沈下するとしている<sup>33)</sup>。この改良率はあくまでも概略値であり、通常は現地の試験工事などをもとに適宜補正される。今回の試験工事では、鋼管杭の貫入ピッチを2m、3mおよび4mの3通りとしているが、上記の仮定を受入れれば、振動締固めによる置換土の改良率 $A_s$ は、2mピッチでは $A_s=20.2\%$ ( $=1.0162 \times 3.14 / 4 \times 2.02$ )となり、3mピッチでは9.0%、4mピッチでは5.1%となる。

図-7.21に試験工事から得られた鋼管杭ピッチ-沈下量-改良前・後の杭間N値をまとめて示す。改良後のN値の測定においては明らかに「レキ打ち」と判定できるデータがあったので、検討対象から除外している。特に2mピッチの改良後のデータにはレキ打ちの影響が多かった。

改良後の杭間N値のバラツキは大きいですが、大略的な傾向は把握することができる。改良後の杭間N値は貫入ピッチが狭まるにつれて増大しており、貫入ピッチ4mであっても平均杭間N値は20程度を確保でき、ピッチ3mであれば「液状化しない」地盤のための目標N値25に達している。なお、同図には、それぞれの貫入ピッチ(改良率 $A_s$ )に対する改良後杭間N値の推定範囲を載せている。この範囲はSCP工法による地盤改良記録をもとに山本等<sup>34)</sup>が提案した方法で算出したものであるが、今回の振動棒締固め工法による置換土の締固め結果は、この推定範囲を若干上まわっている。

振動杭の体積から算定した概略改良率 $A_s$ は、改良前後における基礎捨石マウンド面の沈下量をもとにチェックできるが、マウンド面の凹凸が小さくないため信頼性に欠けることから、それに変わる方法として、改良後のマウンド石材投入量から施工範囲全体の平均沈下量を求めている。その結果では、石材投入量から算定した改良率のほうが、概略改良率よりも2パーセントほど大きくなっている。すなわち、現地における振動棒締固めでは、事前に設定した概略改良率よりも大きな改良効果が得られていたことになり、これが図-7.21における改良後の実測N値と推定値の差に現れているものと考えられる。

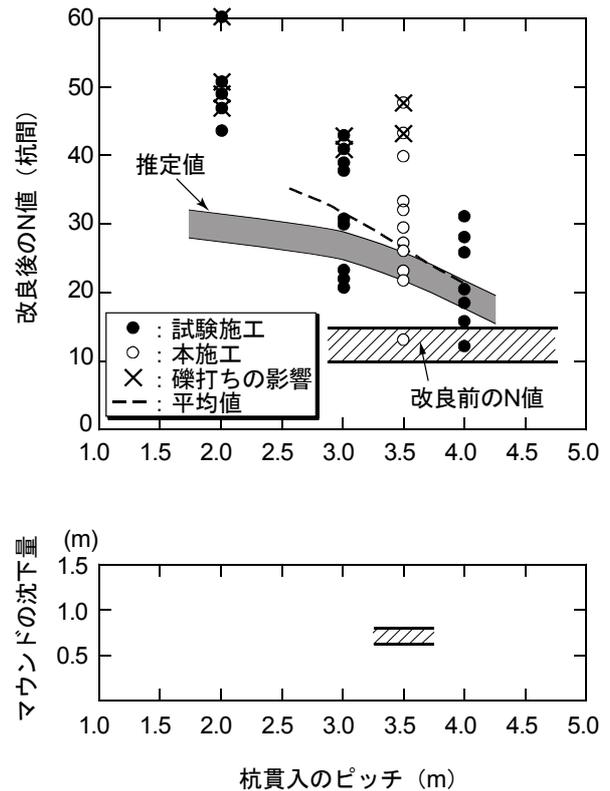


図-7.21 鋼管杭の振動締固め貫入による置換土のN値の増加

#### ④本施工の実施、地盤改良効果の検証

振動棒締固め工法の本施工は、試験施工の結果をもとに、N値のバラツキを考慮して貫入ピッチ3.5mで実施された。本施工の結果は試験施工の結果とともに図-7.21に整理されているが、目標N値平均25を超えて平均N値27程度に改善されており、レベル2の地震動に対して「液状化しない」地盤であることが確認できた。なお、鋼管杭の貫入ピッチ3.5mは上記の改良率の仮定では $A_s=6.6\%$ であるが、本施工後においてマウンド石材投入量から算定した平均沈下量は0.7mであり、実際の改良率 $A_s$ は8.9% (=平均沈下量0.7m/改良長8.0m)となっている。

神戸港の震災復旧事業においては、今回施工対象の置換土だけでなく、岸壁の裏埋め土でもまさ土の締固めが実施されている。これらを横並びに整理することにより、SCP工法による改良と振動棒締固めによる改良の比較を行なってみる。摩耶埠頭の岸壁裏埋土の地盤改良はSCP工法により実施されているが、粒度分布は今回施工対象の置換土と比較的類似しており、圧入率( $A_s10\%$ )も振動棒締固めの本施工の改良率( $A_s8.9\%$ )にほぼ等しい。図-7.22に摩耶埠頭の裏埋土の細粒分含有率 $F_c$ -事前N値-事後N値を整理して示す。同図には、置換土の振動棒締固

めによる結果も載せている。

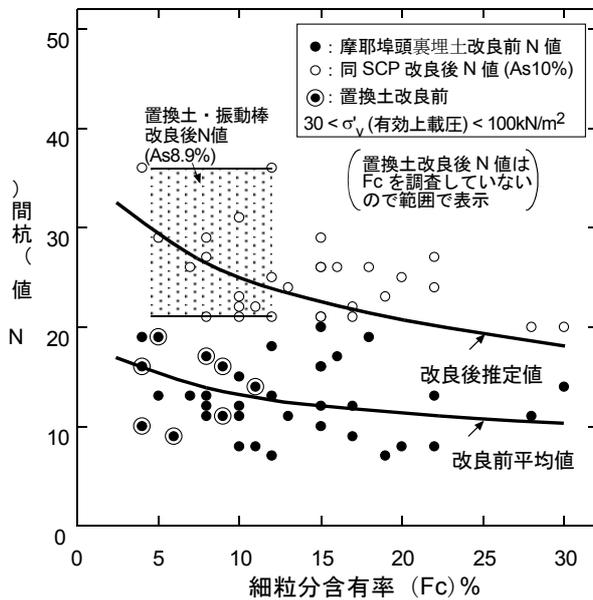


図-7.22 まさ土の細粒分含有率 (Fc) とN値

摩耶埠頭の裏埋土の地盤改良結果を見ると、データにバラツキがあるが、細粒分含有率Fcが大きくなるに従って事後N値も小さくなっており、その傾向は山本らによる推計値と概ね一致している。具体的には、Fc 5~10%のまさ土の事後杭間N値は22~35(平均26)であるのに対し、Fc20%を超すと事後N値は20前後である。置換土を対象にした振動棒締固め結果のデータ数は多くないが、Fc5~12%の土砂としては、一般的なサンドコンパクションパイル(SCP)と同程度の改良効果が得られていると見なすことができる。

これらのことから、(海上工事として初めて実施された)基礎捨石マウンドの上から貫入させる振動棒締固め工法は、適切な貫入ピッチで実施すれば目標とする締固め効果を確保できることが検証された。

c) 高含水土を用いた事前混合処理土の施工<sup>3.5)</sup>

①混合方式の検討

事前混合処理工法の対象としては山土や低含水砂質土(通常5~8%程度)の実績があるが、土圧低減等を併用した再設置工法への適用のように、水中掘削直後の20%を超えるような高含水土(六甲まさ土)に対しては実績がなかった。

山土や低含水砂質土を対象とした事前混合処理工法では、通常ベルトコンベア混合方式(ベルコンの乗継ぎ部

に設けられた混合用ダンパーシュートで混合する方式)が採用されているが、高含水土に対して適用する場合には、均質な攪拌混合が期待できない。これに変わる方式としては、高含水土を二軸ミキサー内でセメントと混合攪拌させて陸上運搬が可能な状態までに固化させる方式—二軸ミキサー方式—が考えられるが、適用例がほとんどなかったことから、室内水中試験においてこの方式の適合性や配合設計等を検討するとともに、その検討結果を踏まえて本施工を実施し、地盤改良効果の最終的な検証を行なう。

②室内試験による事前混合処理土の配合設計

あらかじめ設定された設計強度を満足するためのセメント添加率を室内試験により検討した。事前混合処理土の土性は固化材の添加量によって変化するが、貧配合の場合には砂質土と粘性土の中間的な材質(cφ材)を示すとされている。設計では事前混合処理土の内部摩擦角30度、粘着力c=50kN/m<sup>2</sup>と設定されており、これらの強度を一軸圧縮強度で表すと、q<sub>u</sub>=170kN/m<sup>2</sup>である。セメント添加率を決定するに当たり、室内試験において目標強度の割増係数としては1.1~2.2が用いられることが多いので<sup>3.6)</sup>、これらを考慮して室内試験における目標強度はq<sub>u</sub>=300kN/m<sup>2</sup>と設定する。

対象となる水中掘削された六甲まさ土の含水比は28%前後であった。室内水中投下試験では図-7.23に示す水深3mの大型水槽の底に、φ300mm、高さ600mmのモールドを設け、水中投下された事前混合処理土を採取した。

これらの方法で採取された供試体のセメント添加率と一軸圧縮強度の関係を図-7.24に示す。同図には水中投入前の状態から採取した供試体の試験結果と低含水土(4.5~7.4%)を対象とした試験結果も載せてある。

水中投入前と投入後の処理土の一軸圧縮強度を比較すると、水中投入により処理土が乱れて一軸圧縮強度が大幅に低下していることが読み取れる。水中投入後の一軸圧縮強度は、セメント添加率3%では割増率を考慮した目標強度300kN/m<sup>2</sup>に達しておらず、同じく6%では平均は300kN/m<sup>2</sup>程度に達しているがバラツキも大きい。また、含水比が36%になると強度の発現は非常に小さいことが分かる。現地の水深は(-8m)~(-12m)であり室内試験の水深(-3m)を大きく上回ることを考慮すれば、目標強度を安定的に上回るためにはセメント添加率7.5%が妥当であると判断される。なお、同図に示した低含水土(4.5~7.4%)の配合設計においても、セメント添加率7.5%が採用されており、高含水土よりも大きめの一軸圧縮強度が得られている。

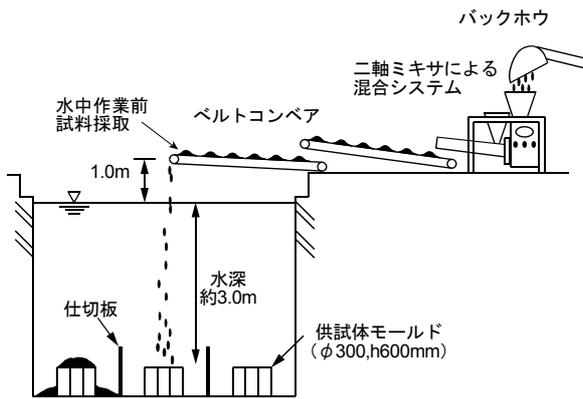


図-7.23 事前混合処理土の室内水中投下実験の概要  
(高含水土を対象とした二軸ミキサー混合方式)

ールドを設置して採取された。図-7.26に現地施工された事前混合処理土のN値、一軸圧縮強度および乾燥密度をまとめて示す。

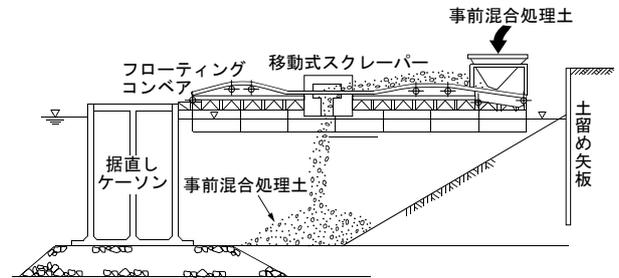


図-7.25 フローティングコンベアを用いた事前混合処理土の水中投入

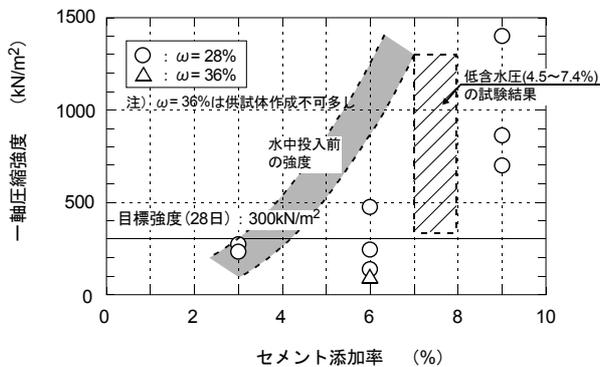


図-7.24 セメント添加率と一軸圧縮強度  
(室内水中投入実験)

### ③本施工の実施，地盤改良効果の検証

現地施工においては，海底から水深(-2m)までは水中掘削土を対象にした二軸ミキサー混合方式(ウェットタイプ)により，それ以浅は購入土を対象としたベルトコンベア混合方式(ドライタイプ)を用いて実施している。二軸ミキサー方式では高含水の土砂を一旦仮置き，その後100mm以下のものだけ選別してから二軸ミキサーで攪拌する。その水中投入はできるだけ分離を少なくするため，図-7.25に示すような底開バケツ式フローティングコンベアにより行う。一方，ドライタイプの処理土はウェットタイプの土砂の上にブルドーザーにより撒き出した。これらの方式の処理能力はいずれも $250\text{m}^3/\text{h}$ で，合わせて $500\text{m}^3/\text{h}$ を処理できる。

現地施工された処理土の強度発現と品質を確認するため，標準貫入試験と大型一軸圧縮試験を実施した。この大型一軸圧縮試験のための供試体は，あらかじめ3地点(±0m, -5m, -10.7m)にφ600mm，高さ1200mmの大型モ

一軸圧縮強度は2地点しかないが，28日強度で $q = 400 \sim 500\text{kN}/\text{m}^2$ に達しており，一軸圧縮強度で表した設計強度の目標値 $q = 170\text{kN}/\text{m}^2$ を十分に満足している。N値は海底面から(-3m)程度まではN値20~30を示しており，N値50を超えて貫入不可能な箇所も若干ある。(-3m)から(+2m)の範囲はほとんどがN値50を超えている。N値から一軸圧縮強度の概略値を推定することは信頼度が低いのであまり意味を持たないが，参考値として洪積粘性土における関係を用いて推定すると，N値20~30の範囲では $q = 500 \sim 800\text{kN}/\text{m}^2$ 程度となる。

このように含水比20%を超える高含水土に対しても二軸ミキサー方式を用い，含水比やセメント添加率等の適切な管理をすれば，目標とする事前混合処理土を確保できることが検証された。

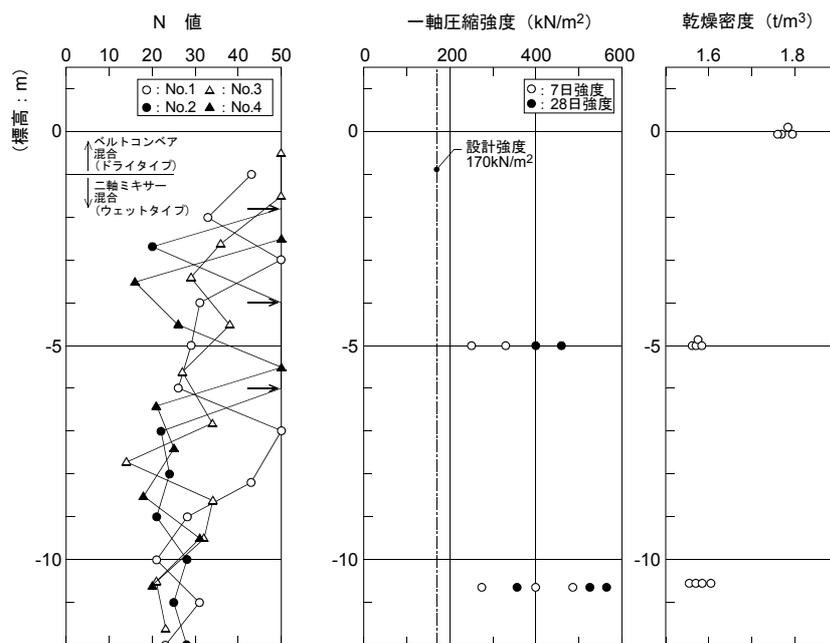


図-7.26 現地における事前混合処理土のN値，一軸圧縮強度および乾燥密度

(8) まとめ

①兵庫県南部地震の被害に対する神戸港の震災復旧においては、従来の原形復旧を基本とした狭義の意味の復旧ではなく、同時に大幅な耐震性の強化と新たな機能の拡充を図るといふ、これまでに例を見ない広義の意味の震災復旧事業が計画された。この復旧設計では、地震動レベルを2段階とする新しい耐震設計法の考え方(レベル1地震動に対する一般岸壁、レベル2地震動に対する耐震強化岸壁)が先駆的に取り入れられている。

神戸港の震災復旧に典型的に見られるような、置換地盤上の重力式岸壁の震災復旧工法を選択する場合の基本的考え方と主な工法は、以下のようにまとめられる。

②比較的被害が小さい岸壁を一般岸壁として復旧する場合には、被災した状態のままでケーソンを岸壁本体として再利用する工法が適している。具体的工法としては、重量増大工法、土圧低減工法、滑動抵抗力補強工法があり、いずれも復旧工法として適用可能である。

③地震により岸壁が大きな被害を受け、岸壁の傾きや岸壁法線の出入りが大きく、そのままでは既設のケーソンを本体として再利用できない場合には、既設岸壁の前面に新しい構造物を築造する方法が適している。この新設構造物前出し工法には、構造上の制約が少ないため種々の工法があり、ケーソン前出し工法、栈橋前出し工法、

矢板前出し工法がある。また、新設構造物そのものの耐震設計が中心となるので、設計上の課題は比較的少なく、構造的には大幅な耐震性強化に対しても適用可能となる。一方、スリップの中のように前面の水域が制限されて前出しが不可能な場合には、被災したケーソンを一旦浮遊撤去し、マウンドを成形したあとに再設置する工法が採用される。事前混合処理土による土圧低減工法を併用することにより、大幅な耐震性の強化が可能になる。

④レベル2地震動に対応する耐震強化岸壁の整備を震災復旧事業との合併事業として実施する場合には、被災規模に係わらず、非常に大幅な耐震性の強化となる。これらに対しては、震度法の設計に基づき復旧工法の地震時安定性が確保されているだけでなく、置換地盤の液状化対策にも配慮されたものである必要がある。

置換地盤の液状化対策に配慮した復旧工法としては

- ・土圧低減等を併用したケーソン再設置工法、
- ・離岸型ケーソン前出し工法
- ・土留め機能付き栈橋前出し工法

の3工法が適用可能と考えられる。

土圧低減等を併用したケーソン再設置工法は、一旦ケーソンを撤去させたあとに置換土を締め、ケーソンを再設置する工法で、置換土において液状化を発生させないようにする工法である。一方、ケーソン前出し工法や栈橋前出し工法は、被災した岸壁の前面に新たにケーソン

ンや栈橋を設置して置換土のせん断変形を抑制する工法で、部分的な液状化の発生は許すが、発生しても施設の被害を軽減する考え方に基づいている。

⑤置換地盤上の重力式岸壁の復旧工法を現地施工していく上で、置換土の締め、岸壁背後の裏埋土における液状化対策、土圧低減対策等の地盤改良は非常に重要な役割を担っている。重要な復旧工法のひとつである、土圧低減等を併用したケーソン再設置工法の現地施工を進めていくために、これまで施工事例の無かった「基礎捨石マウンド上からの置換土の締め」と「高含水土を用いた事前混合処理土の施工」について施工性の確認、設計法の適用性、施工管理法等の検討がなされ、それぞれの地盤改良技術の有効性が検証された。

## 7.2 模型実験による震災復旧工法の耐震性能評価

前節置換地盤上の重力式岸壁に適用可能な震災復旧工法の検討結果を基に、被災した置換地盤上の重力式岸壁を耐震強化岸壁として復旧する場合に適用可能な3工法（土圧低減等を併用したケーソン再設置工法、ケーソン前出し工法、土留め機能付き栈橋前出し工法）について、模型振動実験を実施して耐震性能の評価を行う。

上記の3工法のうち、土圧低減を併用したケーソン再設置工法は、一旦ケーソンを浮遊させ、置換土を締めめたあとケーソンを再設置し、併せて事前混合処理土による土圧低減を図る工法であり、置換土にせん断破壊あるい

は液状化を発生させない考え方に拠っている。

一方、ケーソン前出し工法や栈橋前出し工法は、被災した岸壁の前面に新たにケーソンや土留め機能付き栈橋を設置する工法で、置換土の液状化の発生等は部分的に許すが、発生しても施設全体の被害を軽減する考え方に基づいている。

模型振動実験は、複雑な複合構造型式の岸壁の場合や、数値解析において被災の再現事例が少なく解析パラメータの設定法が未確定の場合などに適している。神戸港の岸壁の被災分析においては、第3章で述べたケーソン式岸壁を対象とした模型振動実験のほかに、横栈橋構造の高浜地区（-5.5m）岸壁の被災を対象とした模型振動実験が実施されている。この岸壁では、重力式土留護岸の前に設置された横栈橋がはらみ出しと杭の座屈の被害を受けており、このような複合構造型式の岸壁の被災についても模型振動実験の再現性は概ね確保されることが確認されている<sup>36)</sup>。

(1) 土圧低減を併用したケーソン再設置工法の模型振動実験<sup>37, 38, 39)</sup>

### a) 実験の概要

#### ①実験対象施設

土圧低減を併用したケーソン再設置工法の実験対象施設として、図-7.27に示す神戸港六甲アイランド・RF-3(-8.5m)岸壁を選定した（岸壁位置は図3.15参照）。この岸壁は典型的な置換地盤上の重力式岸壁でカーフェ

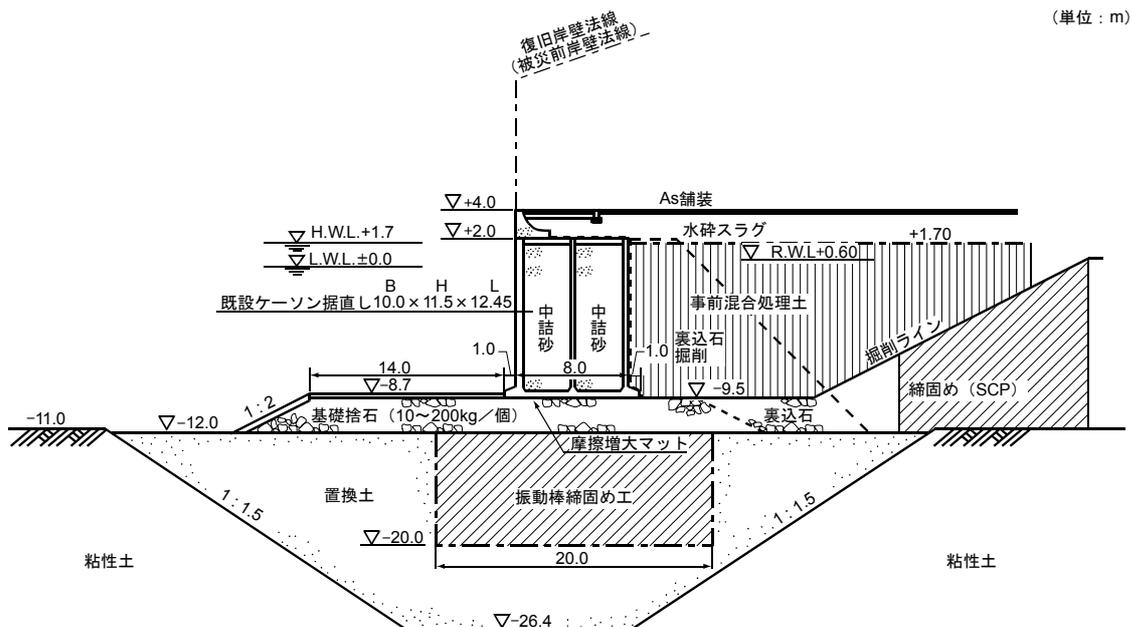


図-7.27 土圧低減等を併用したケーソン再設置工法的具体事例

リー用の岸壁として利用されており、設計震度は0.15で設計されていた。兵庫県南部地震による岸壁のはらみ出し量は1.0～4.6mで、バース中央部において大きくはらみ出していた。また、沈下量は1.1～2.0mで、ケーソンの傾きは最大6度と大きく、ケーソン背後には3mを超える段差が生じていた。

復旧計画においては新たに耐震強化岸壁として整備することになり、設計震度を0.15から0.25に変更することを余儀なくされた。また、この岸壁のケーソンは被災変形量が大きく土留め壁としては利用不可能であり、更に、連続するフェリー岸壁の平面配置から岸壁法線は被災前に戻す必要があった。

図-7.27に示す復旧断面は、上記のような条件を考慮して従来の震度法により設計された断面で、被災したケーソンを一端浮揚させて撤去し、基礎捨石マウンドを整形し直してケーソンを再設置する工法（土圧低減を併用したケーソン再設置工法）が採用されている。この工法の場合、岸壁背後において土砂掘削のための広い用地を必要とする。そのため、岸壁の背後に上屋等の建築物があると施工に支障を生じるが、現地ではこのような制約はない。ただし、被災前のケーソンを再設置しただけでは目標とする耐震性（設計震度）を満足できないため、岸壁背後の裏埋土に事前混合処理土を用いて大幅な土圧低減を図るとともに、マウンドとケーソンの間に摩擦増大マットを敷設してケーソンの摩擦抵抗力を増大させることが考慮されている。また、被災したケーソンの撤去後において、置換土の液状化対策としての締固めも実施される。置換土の締固め区域については、深さ方向は事前ボーリングにおいてN値20が確保されている深さ（-20m）

まで、前面はケーソンのフーチングから30°の範囲までとされている。

### ②実験方法

模型振動実験における実験装置、入力地震波、相似則の考え方、模型地盤の作製、測定項目等は、第3章で実施した模型振動実験とほぼ同様である。（3.2 模型振動実験の概要参照）

模型振動実験には、3次元6自由度の加振性能を有する大型水中振動台（長さ15m×15m、水深2mの水槽の中央部に直径5.5mの振動台）を用いた。入力地震波としては、神戸港ポートアイランドで実測されたKP-28mの観測記録を用い、NS、EWおよびUDの3成分を作用させた。岸壁の設置方法はEW方向とし、大きな加速度のNS成分が岸壁の陸側から海側の方向に作用するようにしている。

模型縮尺は水中振動台の大きさと岸壁の構造深さ、工学的基盤面の兼合いを考慮するとともに、被災再現実験の実績も参考に1/16.2としている。表-7.2に、時間、応力などの各物理量の相似比を示す。

表-7.2 土圧低減を併用したケーソン再設置工法の実験に用いた相似則

パラメータ	実物/モデル	相似比
長さ	$\lambda$	16.2
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	8.1
応力	$\lambda$	16.2
間隙水圧	$\lambda$	16.2
変位	$\lambda^{1.5}$	65.5
速度	$\lambda^{0.75}$	8.1
加速度	1	1

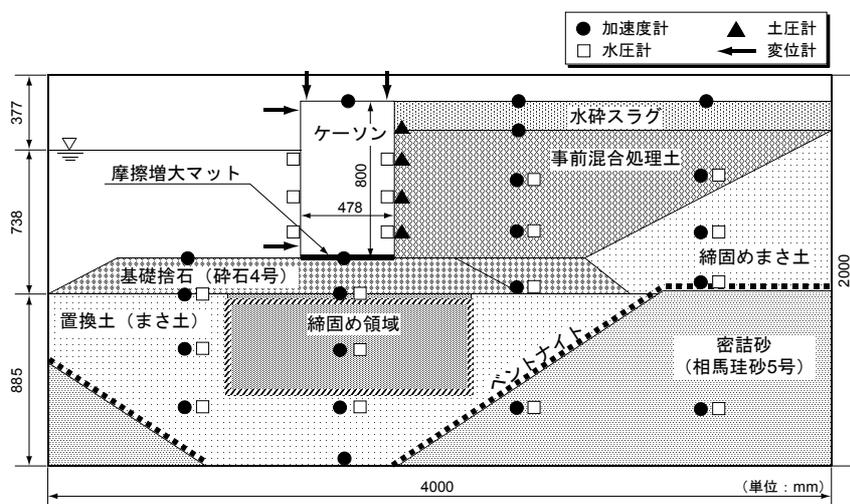


図-7.28 土圧低減を併用したケーソン再設置工法の振動実験模型

模型断面図と計測器の配置は図-7.28に示すとおりである。置換土と岸壁背後の裏埋土は、まさ土を落下高さ約30cmより水中落下させて作製した。これらの締固めにあたっては、水中落下後、振動棒を格子状に差し込み、事前に決定した所定時間作動させた。この方法によれば、締固め前の乾燥単位体積重量 $\gamma_d = 16.7\text{kN/m}^3$ が締固め後では $18.6\text{kN/m}^3$ 程度になることが予備実験で確かめられている。

この実験で始めて採用する事前混合処理土については、実験に先立ち処理土の強度に関する相似則を満足するセメント重量比の検討を行ない、まさ土に超早強セメントを乾燥重量比4%で混合した模型地盤を作製した。また、再設置するケーソンの底面に敷設する摩擦増大マットについては、種々の材料を用いて模型ケーソンと基礎捨石マウンドのあいだの摩擦試験を実施し、その結果をもと

に模型ケーソンの底面に摩擦係数が0.7となるラバーマットを貼り付けることとした。

b) 実験結果の整理と考察

① 加速度応答

図-7.29に置換土（締固め領域、非締固め領域）および岸壁背後の裏埋土における加速度応答を示す。平成7年兵庫県南部地震におけるNS成分地震波を作用させているため、基盤の入力波（AH1）の加速度は最大540Gal程度を示している。

置換土における加速度応答は、締固め領域と非締固め領域とで顕著な差異が見られる。ケーソン直下の締固められた置換土の水平加速度波形（AH3）は、基盤の入力波とよく似た波形を示し、被災再現実験において見られた

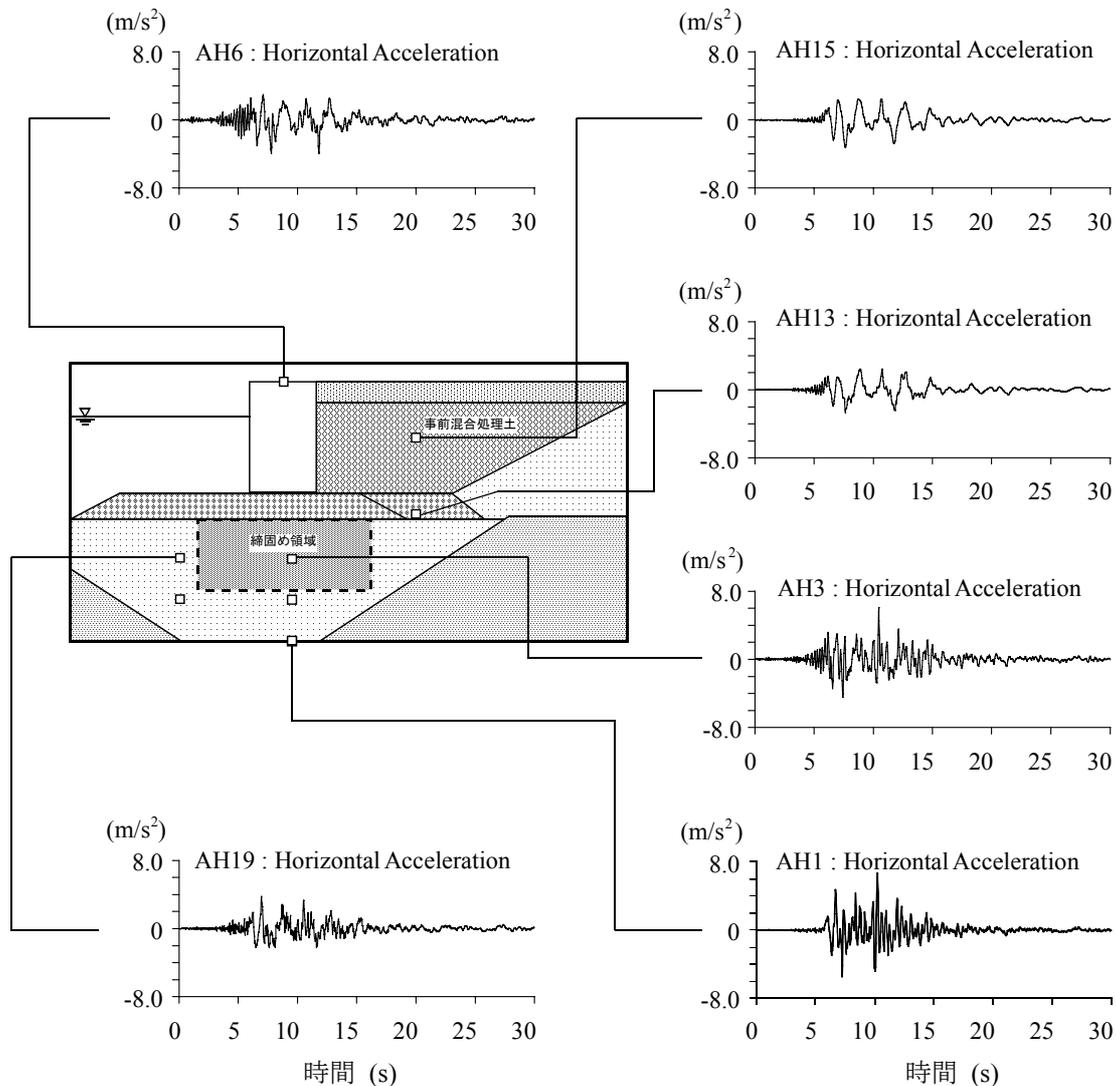


図-7.29 加速度応答の時刻歴（土圧低減を併用したケーソン再設置工法）

波形の後半の長周期化は見られないが、加速度振幅がわずかに減少しているのが読みとれる。一方、締固め領域の外側にある非締固め領域（AH19）においては、被災再現実験と同様に加速度波形が長周期化しており、振幅も大きく減少している。

岸壁背後の基礎捨石マウンドと置換土の境界（AH13）においては、直下の置換土の影響により長周期成分が卓越した波形になっている。また、その上の事前混合処理土（AH15）の加速度波形は、基礎捨石（AH13）とほぼ同じ波形をしており、事前混合処理地盤は剛体的な挙動をしていることが読みとれる。

## ②岸壁全体の変状

①で述べた地震動に対する岸壁全体の変状、すなわち、ケーソンだけではなく、地表面、基礎捨石マウンドを含めた変状を追跡するために、変位計によるケーソン変位の計測だけでなく、マウンド境界などに約20点のターゲットを埋め込み、加振前後にその位置を計測した。図-7.30はこのようにして求めた岸壁全体の変状を示したものであり、同図には地表面や基礎捨石マウンドの変状をわかり易くするために、変位を10倍に拡大したものを示している。

ケーソンには現地換算で水平変位量0.3~0.5m、沈下量0.3~0.5m程度の小さな残留変位が生じている。兵庫県南

部地震によるこの岸壁の被災状況は、岸壁法線が最大4.6mはらみ出し、沈下量は1.1~2.0m、ケーソンの傾斜は最大6度と非常に大きかったが、これと比較すると、今回の実験における変形量は非常に小さくなっている。また、加振前後のターゲットの追跡によれば、水中の基礎捨石マウンドは全体に海側に変位しており、締固め領域ではケーソンの変位とマウンドの変位には顕著な差はないが、基礎捨石マウンドの途中から非締固め領域に移ると、その境界付近からマウンドの沈下が相対的に大きくなっており、当初の形状が相当崩れていることが読みとれる。一方、ケーソン背後の地表面ではケーソンとの間に顕著な段差は生じていない。

## ③過剰間隙水圧（応力径路）とケーソンの変位

②で述べた、土圧低減を併用したケーソン再設置工法の加振後の変状を考察するために、地盤内の過剰間隙水圧と有効応力径路の変化について整理するとともに、これらとケーソンの変位との関係を検討する。

図-7.31に地盤内の過剰間隙水圧とケーソン変位の時刻歴を示す。先ず過剰間隙水圧の変化に着目すると、ケーソン直下の置換土の締固め領域(W2)では過剰間隙水圧は比較的小さく、その水圧比はケーソンの重量の効果もあり最大でも0.35程度である。岸壁背後の事前混合処理された裏埋土では、過剰間隙水圧はほとんど発生してい

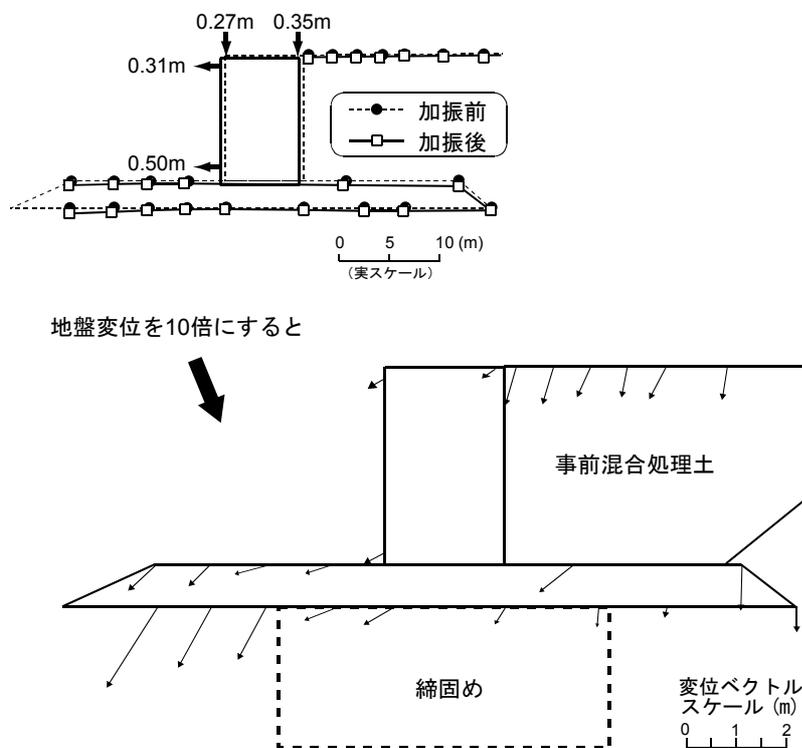


図-7.30 加振後の岸壁全体の変状（土圧低減を併用したケーソン再設置工法）

ない。これに対し、締固め領域の前面の非締固め領域 (W13) の過剰間隙水圧を見ると、最大過剰間隙水圧は有効上載圧とほぼ等しく、水圧比も0.9程度まで上昇している。また、締固め領域の下部の非締固め領域 (W1, W12) では時刻10秒~15秒において水圧の勾配が変わり、水圧の上昇がわずかに遅れている状況が読み取れる。

図-7.32に各測点の有効応力径路の追跡結果を示す。締固め領域の前面の非締固め領域 (W13) ではケーソンから壁体幅以上に離れているため、初期せん断応力は生じていてもそれほど大きくない。加振によるW13の有効応力径

路は、せん断の方向が逆転しない片振の繰返しせん断を受けつつ、原点付近、すなわち、完全液状化に近い状態まで達している。これに対し、ケーソン直下の締固め領域 (W2) の初期応力状態は、わずかにせん断応力は生じているものの、有効上載圧が大きいため相当右側に位置している。W2の有効応力径路も同様に片振せん断により有効垂直応力が減少しつつ左に移動するが、原点までにはほど遠い。

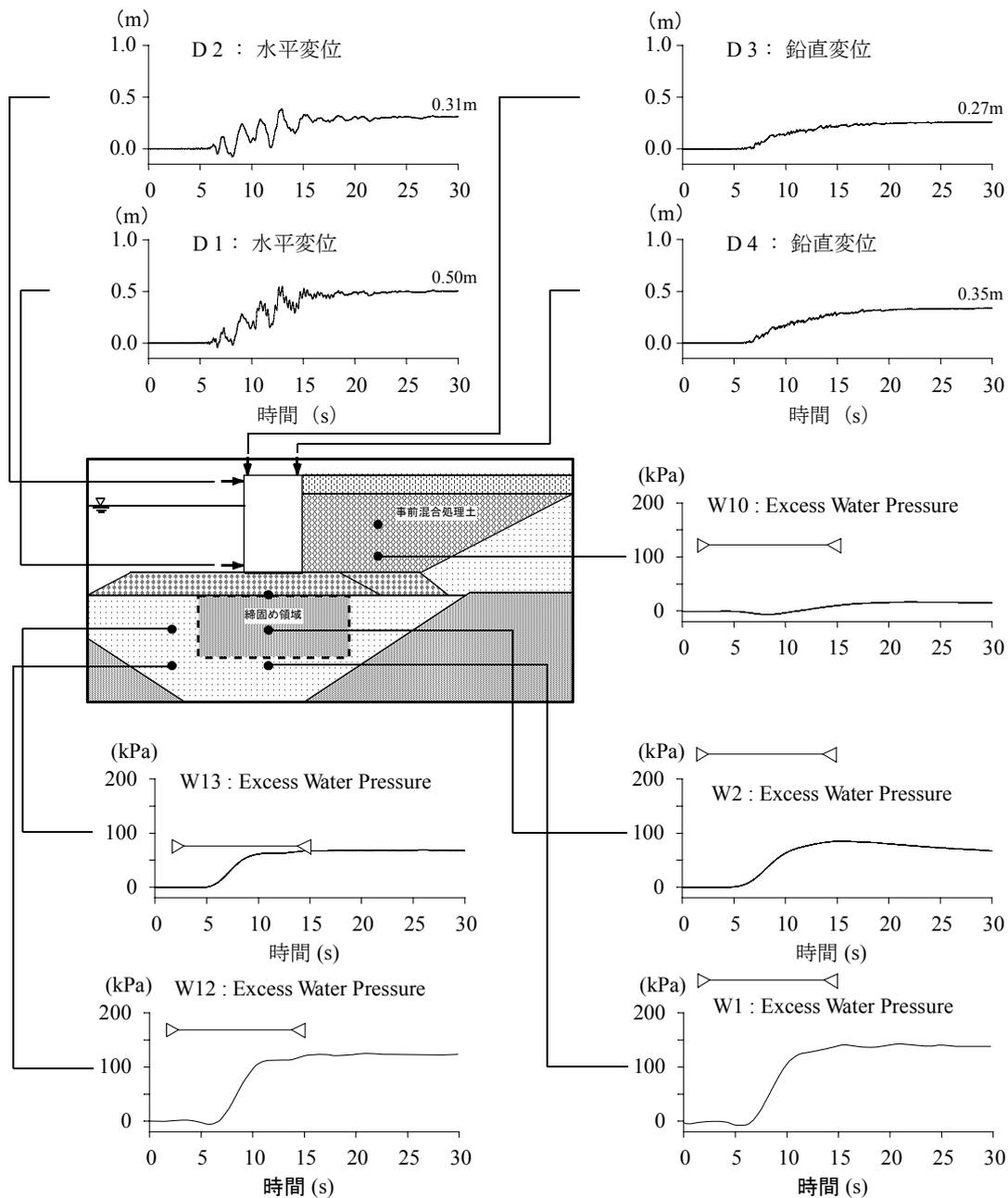


図-7.31 過剰間隙水圧とケーソンの変位の時刻歴 (土圧低減を併用したケーソン再設置工法)

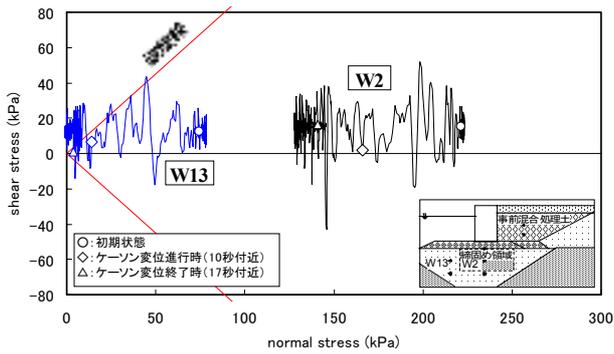


図-7.32 有効応力経路  
(土圧低減を併用したケーソン再設置工法)

図-7.31に戻ってケーソン変位と過剰間隙水圧の時刻歴を比較してみると、ケーソンの水平変位(D1, D2)は、時刻7秒付近頃から始まり、海側と陸側と間でロッキングをしながら徐々に増加している。鉛直変位(D3, D4)の時刻歴は水平変位とよく似ているが、ロッキングは顕著ではない。これらの過剰間隙水圧とケーソン変位とのあいだにおいては、第3章の被災再現実験における関係、すなわち、ケーソン前趾の置換土において過剰間隙水圧が時刻10秒付近で一旦ピークに達した後には下降し、この時刻においてケーソンの大きな変位が進行する関係(図-3.33参照)は見られない。ただし、締固め領域の下部の非締固め領域(W1, W12)では時刻12~13秒付近において水圧の勾配にわずかな変化が見られ、この時刻とケーソン変位の進行する時刻とが概ね一致している。このことから、置換土の非締固め領域においてわずかにせん断変形が生じ、その結果がケーソンのわずかな変位に現れているものと推察される。

④岸壁全体の安定性の検討

③では地盤の要素に着目した検討を進めたが、次に、岸壁全体の安定性について検討するため岸壁の円弧すべり計算を実施する。円弧すべり計算の安全率 $F_s$ は、第3章における被災メカニズムの検討の場合と同様に、実験で得られた過剰間隙水圧と水平加速度をもとに、修正ビショップ法により求める。図-7.33はこのように実施した円弧すべり計算の結果を示したもので、比較のために被災再現実験の計算結果も示している。

本ケースの最小安全率の円弧は、締固め領域の下部から事前混合処理土の右、すなわち、何らかの地盤改良を実施した領域の外を通り、被災再現実験と比較して大きな円弧となっており、円弧すべりの安全率は $F_s=1.20$ である。円弧すべり計算の安全率の絶対的評価は難しいが、被災再現実験の場合の安全率 $F_s=0.93$ と相対的な比較を行うことにより、岸壁全体の安定性を判断することができる。この結果から、締固め領域の前面の非締固め領域では完全液状化に近い状態に達しているが、この影響は部分的に止まり、岸壁全体の挙動にはほとんど影響していないものと考えられる。

⑤耐震性の評価

一般にレベル2地震動に対応する耐震強化岸壁が所期の性能を保持しているかの判断は、岸壁本体の構造安定性、船舶の接岸や荷役の可否、応急復旧の難易等を総合的に勘案して決定されなければならないが、最も重要な指標は残留変位であり、暫定的には(-7.5m)以上の重力式岸壁では壁体の許容変位(はらみ出し量)の目安を0.3~1.0mとしている<sup>40)</sup>。

②で述べたように、本工法に関する模型振動実験の結果では、ケーソンの残留水平変位量は現地換算で0.3~

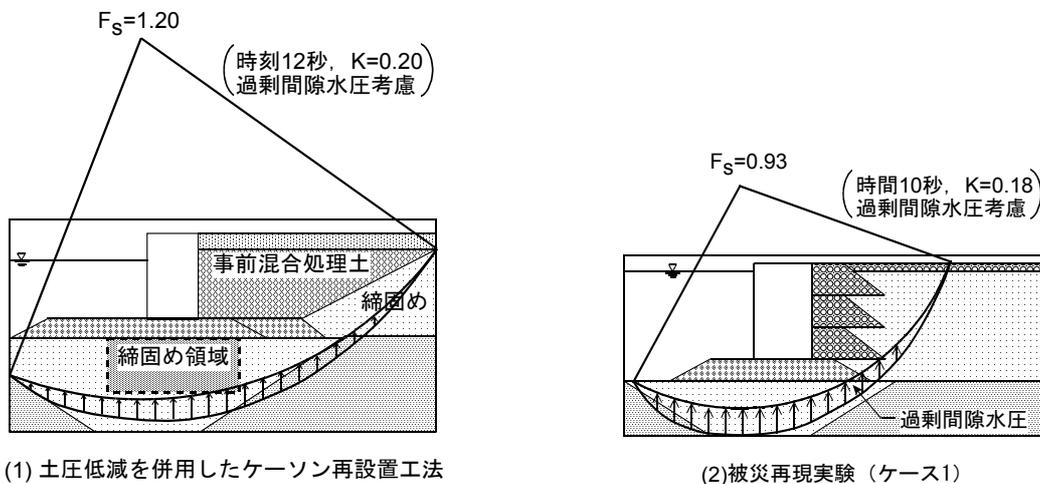


図-7.33 円弧すべり計算

0.5m, 沈下量は0.3~0.5m程度で、兵庫県南部地震による当該岸壁の被害と比較すると非常に小さな残留変位であった。

対象とする復旧断面の耐震性能を評価する場合には、1回しか行われていない模型振動実験の誤差に関する検討が必要である。第3章 模型振動実験による重力式岸壁の被災メカニズムの検討においては、本実験と同程度の模型縮尺に対して多くのケースの実験が行われ、置換地盤上の重力式岸壁の被害の再現性は非常によく、更に全く同一条件の3ケースの被災再現実験でもその誤差は総じて非常に小さかった。

本実験における加振後のケーソンの残留変位は、このような誤差を考慮しても、重力式岸壁に求められる上記の許容変位の目安は満足していると見なせる。以上から、土圧低減を併用したケーソン再設置工法、すなわち、事前混合処理土による大幅な土圧低減を図るとともに、ケーソンの再設置に先立ち置換土の液状化対策を実施する復旧工法は、模型振動実験においても設計の考え方の妥当性が証明でき、兵庫県南部地震のようなレベル2地震動に対しても十分な耐震性能を有するものと評価できる。

なお、置換土の締固め区域については、深さ方向はN値20が確保されている深さ(-20m)まで、前面はケーソンのフーチングから30°の範囲までと計画されているが、これまでの検討結果から現地施工では前面の締固め範囲は

拡大する方向が望ましい。一方、深さ方向については今回の実験からみれば、非締固め部分はある意味で地震動を吸収する役割をしているようであり、これをすべて締固めれば、3章で検討したケース6のように、ケーソンが基礎捨石マウンドの上を滑動する変形パターンに変わっていくことが予想される。このため、深さ方向に締固め範囲を拡大することにはさらに十分な検討が必要である(図-3.36参照)

## (2) 離岸型ケーソン前出し工法の模型振動実験

### a) 実験の概要

#### ① 実験対象施設<sup>37, 38)</sup>

離岸型ケーソン前出し工法の実験対象施設として、図-7.34に示す神戸港六甲アイランド・RC-2(-13m)岸壁を選定した(岸壁位置は図-3.15参照)。この岸壁は前節のRF3(-8.5m)岸壁と同様に典型的な置換地盤上の重力式岸壁で、コンテナ専用岸壁として利用されており、設計震度0.15で設計されていた。

兵庫県南部地震によるこの岸壁の被害は、NS方向に設置されているため、はらみ出し量1.4~1.9mで比較的小さかったが、EW方向に設置されていた同一断面の岸壁では、はらみ出し量4~5m, 沈下量1.7~2.2mと神戸港なかでも最も大きな被災を受けている。この岸壁の復旧においては、全国的なコンテナ埠頭の耐震強化計画の一環と

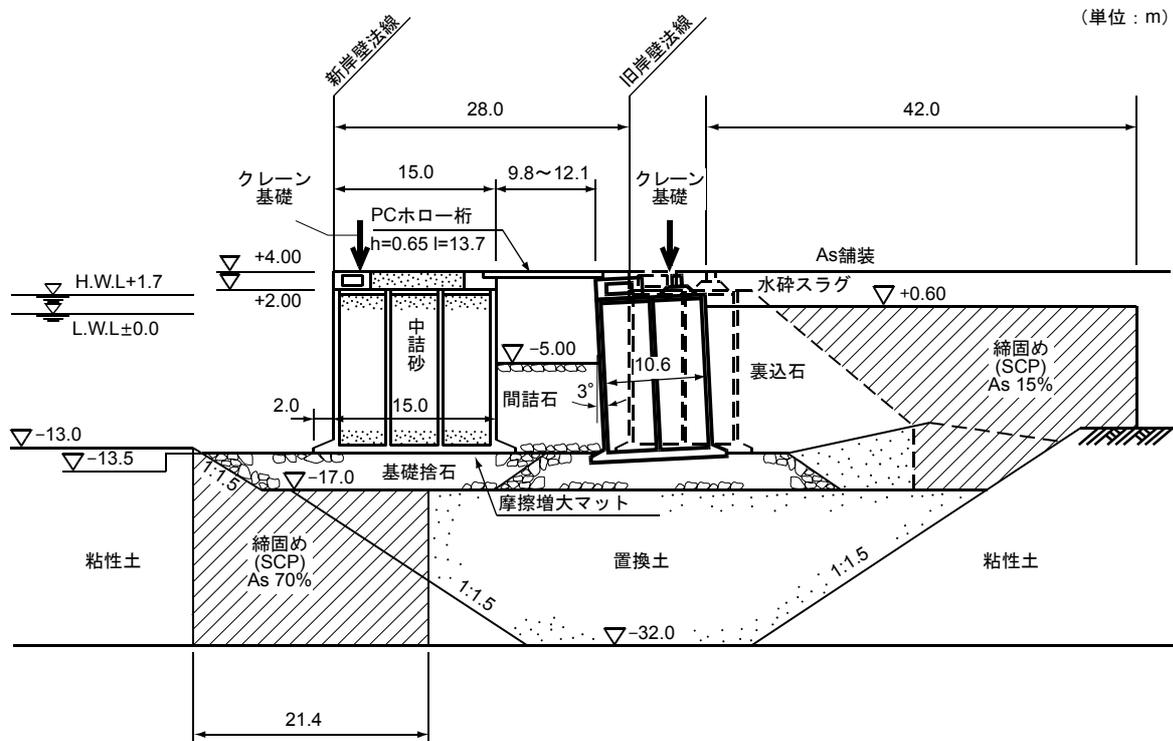


図-7.34 離岸型ケーソン前出し工法具体事例

して、新たに耐震強化岸壁として整備することになり、設計震度を0.15から0.25に大幅に増強することとされた。

図-7.34に示す復旧断面は、上記のような条件を考慮して従来の震度法により設計された断面である。一般に水深(-13m)の大型岸壁において設計震度を大幅に上げる場合には、新設構造物前出し工法が適している。新設構造物前出し工法には大きくケーソンの前出しと栈橋の前出しが考えられるが、連続バースであることから隣接バースの復旧断面の構造様式に合わせることで、離岸型ケーソン前出し工法が採用されている。

図-7.34に示す復旧断面の具体事例では、新設ケーソン(壁体幅15.0m)はサンドコンパクション(SCP)工法により地盤改良された基礎の上に設置され、その離岸距離はコンテナ荷役用ガントリークレーンの基礎を既設・新設ケーソンに確保するように決められている。新設ケーソンと既設ケーソン(壁体幅10.6m)の間には、既設ケーソンの安定を図るとともに新設ケーソンに作用する土圧を低減させるために、必要な高さまで間詰石が投入される。また、既設ケーソン背後の裏埋土の液状化対策として、SCP工法による地盤改良が実施される。

#### ②実験方法

模型振動実験における実験装置、入力地震波、相似則の考え方、模型地盤の作製、測定項目等は、(1)土圧低減を併用したケーソン再設置工法の模型振動実験とほぼ同様である。模型縮尺は水中振動台の大きさと岸壁の構造深さ、工学的基盤面の兼ね合いから1/22とした。模型断面図と計測器の配置は図-7.35に示すとおりである。また、相似則をもとに求めた各物理量の相似比は、表-7.3のよ

うにまとめられる。

実験における岸壁の設置方向は、大きな加速度のNS成分が岸壁の陸側から海側の方向に作用するようにEW方向としている。また、この断面では既設と新設の両ケーソンのあいだの間詰石が投入される。この模型材料としては、既設ケーソンの裏込石と同様に砕石6号(平均粒径 $D_{50}=7\text{mm}$ 程度)を使用している。

表-7.3 ケーソン前出し工法の実験に用いた相似則

パラメータ	実物/モデル	相似比
長さ	$\lambda$	22
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	10.16
応力	$\lambda$	22
間隙水圧	$\lambda$	22
変位	$\lambda^{1.5}$	103.19
速度	$\lambda^{0.75}$	10.16
加速度	1	1

#### b) 実験結果の整理と考察

##### ①加速度応答

図-7.36に置換土(締固め領域、非締固め領域)、岸壁背後の裏埋土及び既設・新設ケーソンにおける水平方向の応答加速度を示す。

既設・新設ケーソンの下部の置換土では、締固めた領域と未改良の領域のあいだで加速度応答に大きな差異が見られる。締固め領域である新設ケーソン直下(AH16)の置換土では、基盤の入力波(AH1, 最大加速度540Gal)と比べて波形に顕著な変化はないが、振幅がわずかに減少

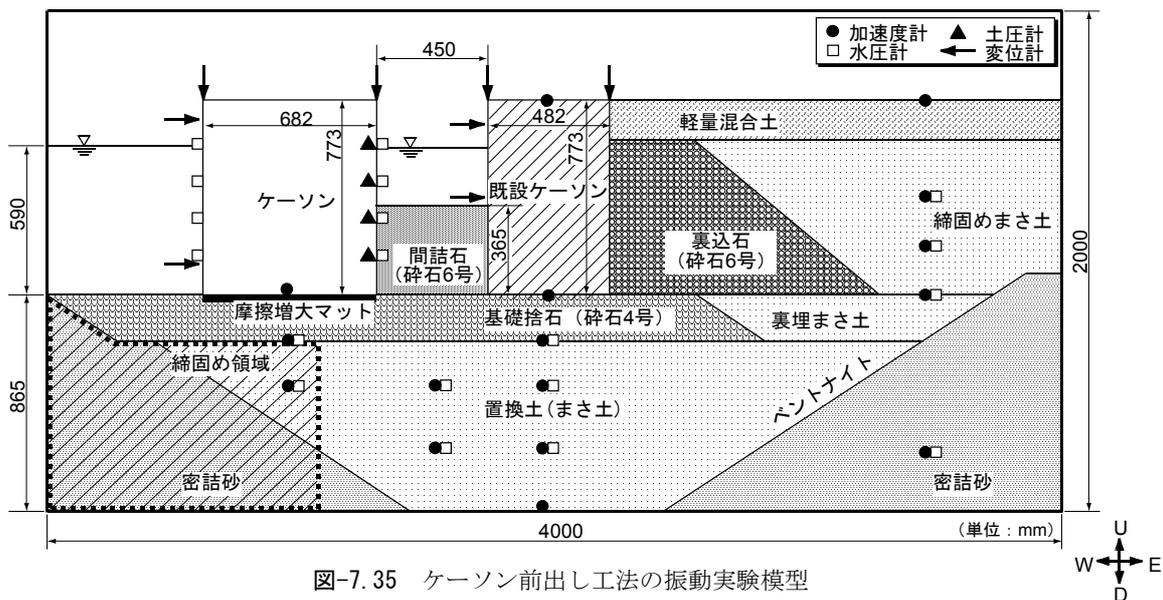


図-7.35 ケーソン前出し工法の振動実験模型

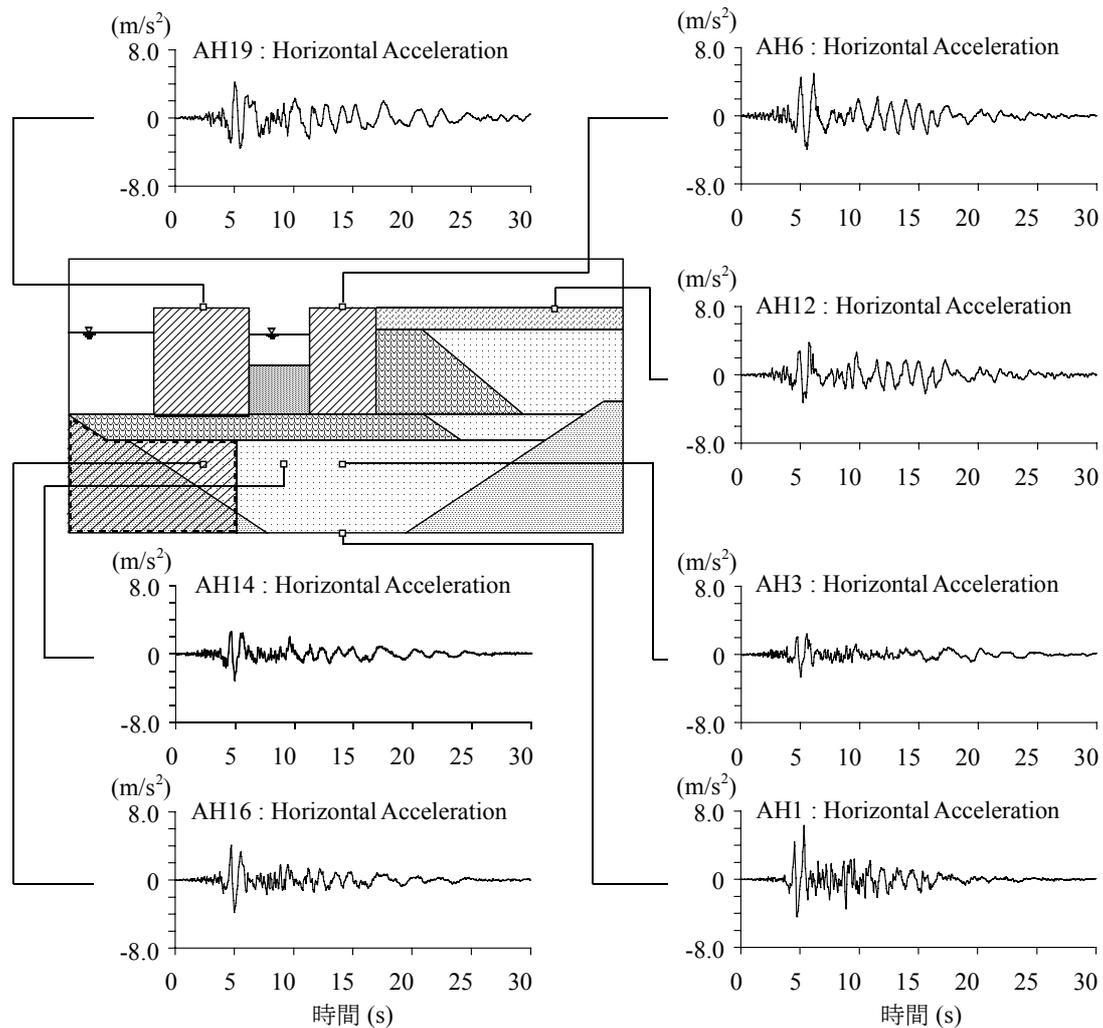


図-7.36 加速度応答の時刻歴（ケーソン前出し工法）

しているのが読みとれる。

一方、締固めを実施していない既設ケーソン直下 (AH3) および間詰石直下 (AH14) の置換土では、後半部分で長周期化が見られ、振幅も大きく低減して締固め領域と比べて小さくなっている。これに伴い、新設ケーソンの最大加速度は470Galであるのに対し、既設ケーソンは400Galである。

岸壁背後の裏埋土では締固めが実施されているため、応答加速度は概ね新設ケーソン直下の締固め領域の応答によく似ており、地表面 (AH12) では最大400Galである。

## ②岸壁全体の変状

①で述べた地震動に対する岸壁全体の変状、すなわち、変位計によるケーソンの変位量および加振前後のターゲットの移動量とを合わせて図-7.37に示す。なお、既設ケーソン直下の置換土上面のターゲット（点線で囲んだ区

域）については、計測担当者がマウンド面に降りて計測作業してしまい、鉛直方向の変位ベクトルが過大に計測された可能性が大きいため考察からは除くことにする。ただし、水平方向の変位の精度については大きな問題はないと考えられる。

図-7.37によれば、ケーソンの水平変位量は現地換算で0.5~0.8m、沈下量は0.1~0.45mである。新設ケーソンの水平変位量は既設ケーソンと比べてわずかに大きいですが、逆に沈下量は非常に小さい。実験対象岸壁と同一断面は、兵庫県南部地震により、はらみ出し4~5m、沈下量1.7~2.2m、と非常に大きな被害を受けているが、今回の実験における変形量は、この被災変形量と比較すると非常に小さくなっている。

基礎捨石マウンドの変状について見ると、新設ケーソンのマウンドはほとんど乱れておらず、わずかに水平変位しているだけである。この基礎捨石マウンド上のター

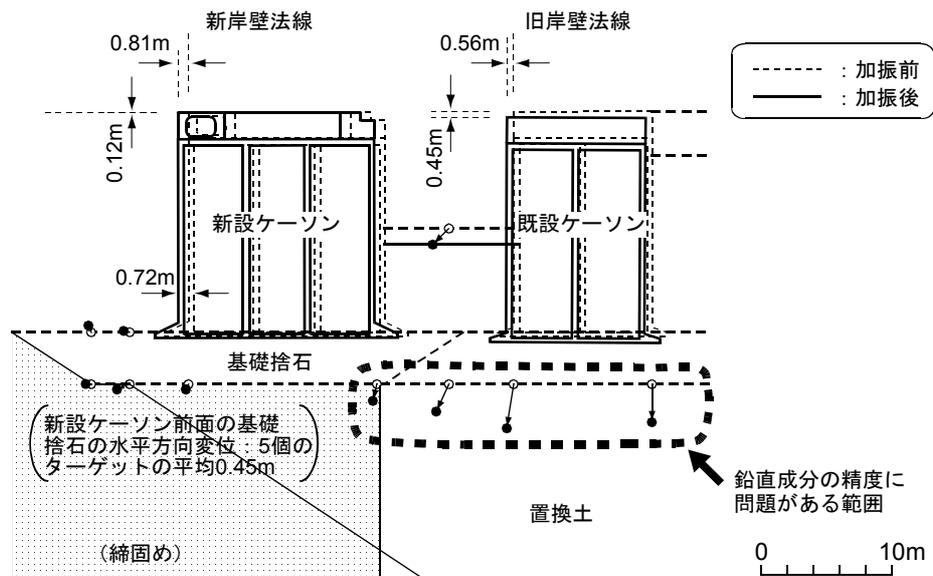


図-7.37 加振後の岸壁全体の変状（ケーソン前出し工法）

ゲットの移動量はバラツキがあって精度は劣るが、ケーソンの下端の水平変位量0.7mと比べて明らかに小さいので、マウンド上におけるケーソンの滑動がわずかに生じていると考えられる。

間詰石直下から既設ケーソン直下の置換土においては水平方向の変形がわずかに見られるが、第3章の被災再現実験において見られたような水平方向の大きな滑りは生じていない。（図-3.36参照）明らかに、新設ケーソンとその下の締固め地盤の形成により、置換地盤と既設ケーソンの水平方向の変位は拘束されていることが読み取れる。

### ③過剰間隙水圧（応力径路）とケーソンの変位

②で示したように、模型振動実験による離岸型ケーソン前出し工法の残留変位は、兵庫県南部地震による岸壁の変位と比較すると大幅に低減しているが、それを考察するために、地盤内の過剰間隙水圧と有効応力径路について整理するとともに、これらとケーソンの変位との関係を検討する。

図-7.38に過剰間隙水圧とケーソン変位の時刻歴を示す。先ず過剰間隙水圧の変化に着目すると、置換土の締固めを実施した領域と非締固め領域とは加速度応答と同様に大きな差異が見られる。新設ケーソン直下(W12)の締固め領域では過剰間隙水圧はあまり上昇せず、過剰間隙水圧比0.3~0.5程度に留まっている。また、締固めを実施した岸壁背後の裏埋土では過剰間隙水圧は非常に小さい。

これに対し、間詰石直下の非締固め領域（W10）にお

ける過剰間隙水圧は、最初は急激に、途中からはゆるやかに上昇し、水圧比は最終的には0.9に達している。測点W10の右隣の既設ケーソン直下の置換土（W2）でも同程度の過剰間隙水圧値を示しているが、ケーソンによる有効上載圧が大きいので、過剰間隙水圧比は0.5~0.6で間詰石直下と比べて小さい。

次に、各測点の有効応力径路と破壊線との関係を整理して図-7.39に示す。間詰石直下の測点（W10）の位置は、（前面に新設ケーソンが設置されていない）被災断面では初期せん断応力が卓越しており、わずかな過剰間隙水圧の上昇により破壊線に達した。これに対し、復旧断面では一定の初期せん断応力は発生しているものの、新設ケーソンの設置の影響により鉛直応力が卓越している。測点W10には比較的大きな繰返しせん断応力が両振状態で作用している。W10の有効応力径路はこのような繰返しせん断応力を受けつつ左に大きく移動し、最終段階では破壊線に達している。図-7.39の有効応力径路の追跡では初期せん断応力は一定としているが、実際には加振に伴って減少しているはずである。そのため、実際には有効応力径路は原点に近づき、液状化に近い状態まで達していることが推察される。

これに対し、新設ケーソン直下（W12）と既設ケーソン直下（W2）の初期応力状態は、せん断応力はほとんど作用せずにケーソン等による鉛直応力が卓越し、測点W10よりもさらに右側に位置している。これらの有効応力径路も加振による過剰間隙水圧の上昇に伴い左に移動するが、途中で止まって破壊線には達していない。

図-7.38に戻ってケーソン変位と過剰間隙水圧の時刻

歴を比較してみると、ケーソンは新設、既設とも概ね時刻5秒頃から変位し始め、18秒頃まで徐々に増加している。新設・既設ケーソンが変位している時間帯における間隙水圧の時刻歴を見ると、既設ケーソンの変位（D6、D7）と間詰石直下（W10）、既設ケーソン直下（W2）の過剰間隙水圧の時刻歴とは整合性がとれている。ただし、これらの水圧変化には被災再現実験（ケース1）に見られたようなせん断破壊を示唆するような変化、すなわち、一旦ピークに達した後減少するような変化は見られない。既設ケーソンの水平変位と鉛直変位が概ね等しいことから、間詰石直下（W10）の過剰間隙水圧の上昇により液状化に近い状態に達し、既設ケーソンがわずかにはらみ出しつつ、沈み込んだものと推察される。

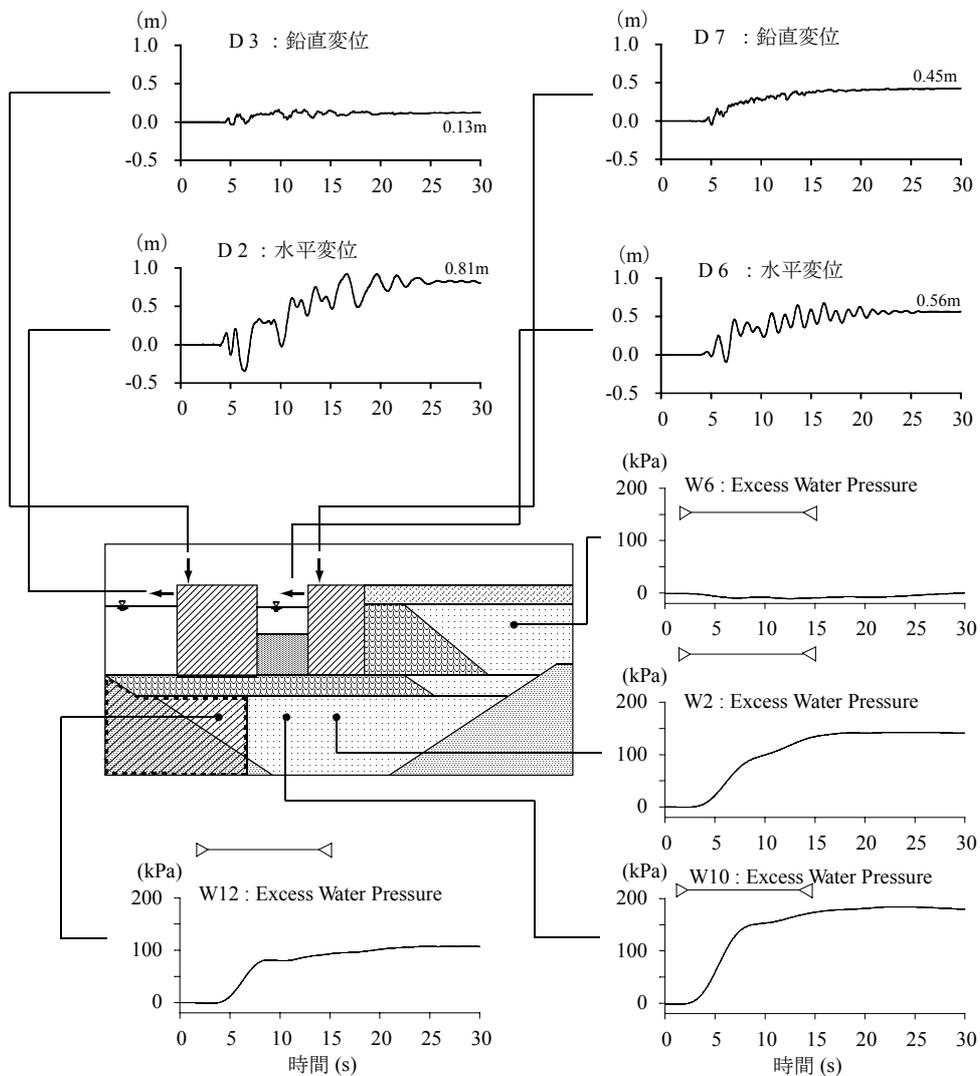


図-7.38 過剰間隙水圧とケーソンの変位の時刻歴（ケーソン前出し工法）

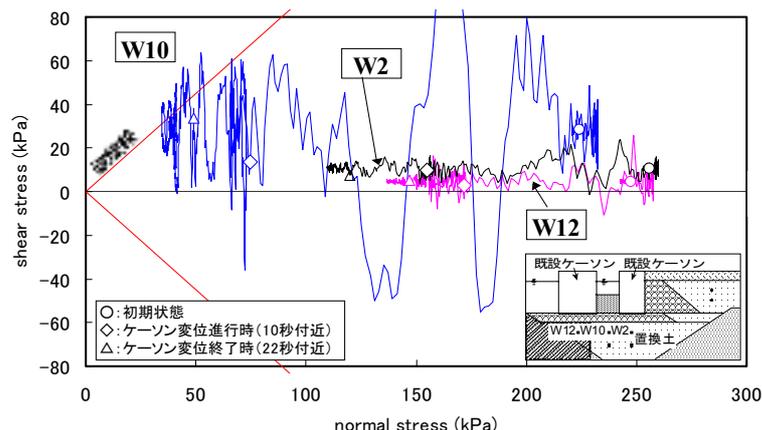


図-7.39 有効応力径路 (ケーソン前出し工法)

#### ④岸壁全体の安定性の検討

過剰間隙水圧の局所的な上昇が岸壁全体の安定性に与える影響を検討するため、これまでの実験と同様に岸壁全体の円弧スベリ計算を実施してみた。図-7.40はケーソンの変位が生じている時刻の過剰間隙水圧と水平加速度をもとに実施した円弧スベリ計算の結果を示したもので、比較のために被災再現実験の同様な計算も示している。

本ケースの最小安全率の円弧は、新設ケーソンの下の

締固め領域から既設ケーソン背後の締固め領域を通る円となっている。明らかに、被災再現実験と比較して大きな円弧となっており、更に、新設ケーソンと間詰石が円弧すべりに対するカウンターウエイトとして有効に働いており、円弧すべり計算の安全率は  $F_s = 1.81$  である。円弧すべりの安全率をもとにした岸壁全体の安定性の絶対評価は難しいが、被災再現実験の場合の安全率  $F_s = 0.93$  と比較すれば、大幅に大きくなっており、岸壁全体が十分な安定性を有していると相対的評価は可能である。すなわち、間詰石直下の置換土については過剰間隙水圧の上昇に伴い液状化に近い状態に達しているが、この影響が部分的に止まり、岸壁全体の安定性にはほとんど影響していないものと考えられる。

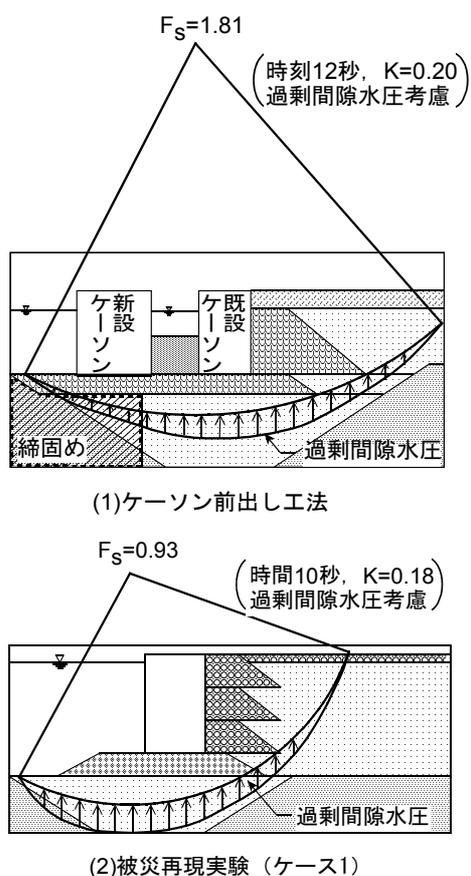


図-7.40 円弧すべり計算

#### ⑤耐震性能の評価

土圧低減を併用したケーソン再設置工法の耐震性能の評価においては、岸壁の残留変位に着目して検討を加えた。これに対し、本実験の対象であるガントリークレーンが設置されたコンテナ岸壁の場合には、単に岸壁本体の構造安定性だけでなく、地震によるクレーンの安定性についても検討し、これらを踏まえた耐震性能の評価が必要である。兵庫県南部地震によるコンテナクレーンの被害を教訓に免震型クレーンの実用化が進んでいる。この免震型クレーンは積層ゴムからなる免震装置をクレーン脚部と走行装置の間に組み込むことにより固有周期を長周期化させ、地震動の影響を低減させるのが主たる目的であるが、万クレーン脚部に強制変位を受ける場合であっても、積層ゴムにより水平方向にゴム高の250%まで拡幅可能である<sup>41)</sup>。更に、従来型のクレーンであってもクレーンの脚部は概ね0.7m程度までの強制変位に対しては弾性変形の範囲にあるし、クレーンの陸側の基礎・レール構造を工夫することにより股裂き被害を低減させ

ることも不可能ではない<sup>42)</sup>。これらを考慮すれば、クレーンが設置されているコンテナ岸壁であっても、5.1と同様に岸壁の残留変位に着目し、上記の許容変位(はらみ出し量)の目安との比較による耐震性能の評価は、合理性を有していると考えられる。

②で述べたように、レベル2地震動に対する離岸型ケーソン前出し工法の実験結果によれば、新設ケーソンの水平変位量は現地換算0.8mであるのに対し、鉛直変位量は0.1mに過ぎない。一方既設ケーソンの残留水平変位量は0.6m、鉛直変位量は0.4mで、岸壁全体としては、兵庫県南部地震による同一岸壁の被災状況と比較すると大幅に減少している。

ガントリークレーンが設置されている岸壁の場合には、全体の変位だけでなくクレーンの基礎となる新設と既設ケーソンのあいだの相対変位も重要である。図-7.41は両ケーソンの変位の時刻歴と相対変位を示したものである。両ケーソンは同じ位相で振動していることが読みとれ、両ケーソンの水平変位に大きな差がなく、その結果両ケーソンの間隔も現地換算で最大0.2m程度の開きが生じるだけである。また両ケーソンとも間詰石側がわずかに傾いているが、ほぼ水平と見なせるくらいの非常に小さな傾きである。

これらの岸壁全体の残留変位や既設・新設ケーソンの相対変位は、耐震強化岸壁の耐震性能照査における許容変位(はらみだし量)の目安(0.3~1.0m)と比べても、同程度あるいはそれ以下となっており、許容変位の目安を

概ね満足していると見なすことができる。

以上の検討結果より、被災した既設ケーソンの前に新設ケーソンを設置するとともに、新設ケーソン直下の置換土を締固めたこの復旧工法は、平成7年兵庫県南部地震のようなレベル2規模の地震動に対しても十分な耐震性能を有すると評価できる。

### (3) 土留め機能付き栈橋前出し工法の模型振動実験

#### a) 実験の概要

##### ①実験対象施設<sup>38)</sup>

土留め機能付き栈橋前出し工法の実験対象施設として、図-7.42に示す神戸港六甲アイランドのRC7(-14m)岸壁を選定した(岸壁位置は図-3.15参照)。この岸壁は、前節のRC-2(-13m)岸壁と同様に置換地盤上の重力式岸壁でコンテナ専用岸壁として利用されており、設計震度は0.15で設計されていた。この岸壁の被災状況は、はらみ出し量3.5~5.2m、沈下量1.4~1.7m、ケーソンの傾き2度、ケーソン背後には3mを超える段差があり、神戸港のなかで最大級の被害を受けた岸壁のひとつであった。この岸壁の復旧計画においては、全国的なコンテナ埠頭の耐震強化計画の一環として、新たに耐震強化岸壁として整備することになり、設計震度を0.15から0.25に変更することとされた。

図-7.42に示す復旧断面は、上記のような条件を考慮して従来の震度法により設計された断面である。この岸壁では、はらみ出しや沈下などの被災変形量が大きく、所

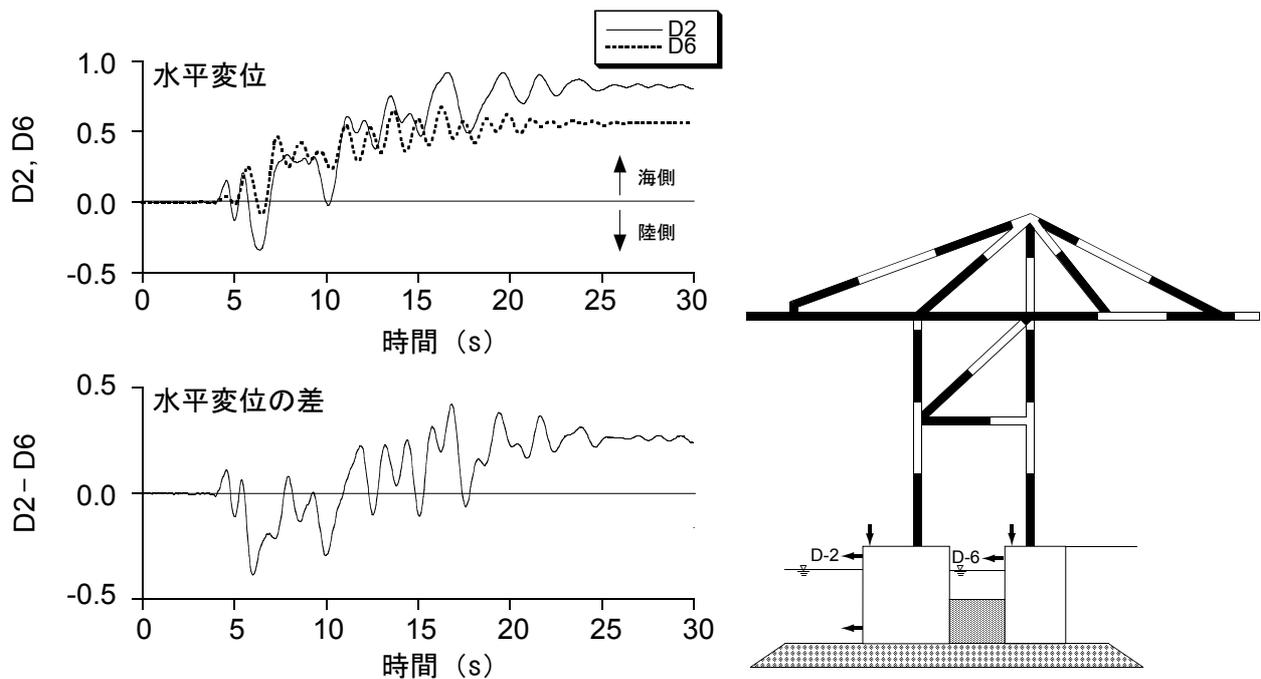


図-7.41 新設ケーソンと既設ケーソンの変位・相対変位の時刻歴

定の耐震性を確保するためには新設構造物前出し工法が適していることに加えて、コンテナ荷役のためのガントリークレーンの基礎を既設ケーソンと前出し構造物に確保する必要があること、さらには将来的に水深を増大させる構想があること、などを考慮して、図-7.42に示すような土留め機能付き・栈橋前出し工法が採用されている。

新設栈橋の前出し量は旧法線から29mで、ガントリークレーン（脚スパン30m）の両脚が新設栈橋と既設ケーソン上に載るように設定されている。ケーソンと栈橋の間には、ケーソンの安定を図るとともに新設栈橋に作用する土圧を低減させるために、必要な高さまで間詰石が投入される。また、既設ケーソンの背後の裏埋土の液状化対策として、サンドコンパクション（SCP）工法による地盤改良が実施される。

②実験の方法

模型振動実験における実験装置、入力地震波、相似則の考え方、模型地盤の作製、測定項目等は、先のふたつの実験、すなわち、土圧低減等を併用したケーソン再設置工法および離岸型・ケーソン前出し工法とは若干異なっている。

実験の模型縮尺は水中振動台の大きさと岸壁の構造深さ、工学的基盤面の兼ね合いから1/30とした。模型振動実験の相似則の考え方は、先の実験と同様に井合の提案

によっている。表-7.4に、時間、応力、加速度、曲げ剛性などの各物理量の相似比を示す。ただし、縮尺1/30はこれまでの実験縮尺（1/16～1/22）と大きく異なり、その再現性に不安があったので、図-7.43に示すように、一度実験済みのケーソン前出し工法の岸壁模型を同一縮尺で並んで作製し、同時加振させた。

表-7.4 ケーソン前出し／栈橋前出し工法の実験に用いた相似則

パラメータ	実物／モデル	相似比
長さ	$\lambda$	30
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	12.8
応力	$\lambda$	30
間隙水圧	$\lambda$	30
変位	$\lambda^{1.5}$	164.3
速度	$\lambda^{0.75}$	12.8
加速度	1	1
EI	$\lambda^{4.5}$	4436552
EA	$\lambda^{2.5}$	4929

この実験は先の二つの実験とは違った時期に実施された。そのため、模型地盤の作製では、置換土と岸壁背後の裏埋土に使用するまさ土が確保できず、それに代わって相馬珪砂6号を使用している。置換土等は水中落下法に

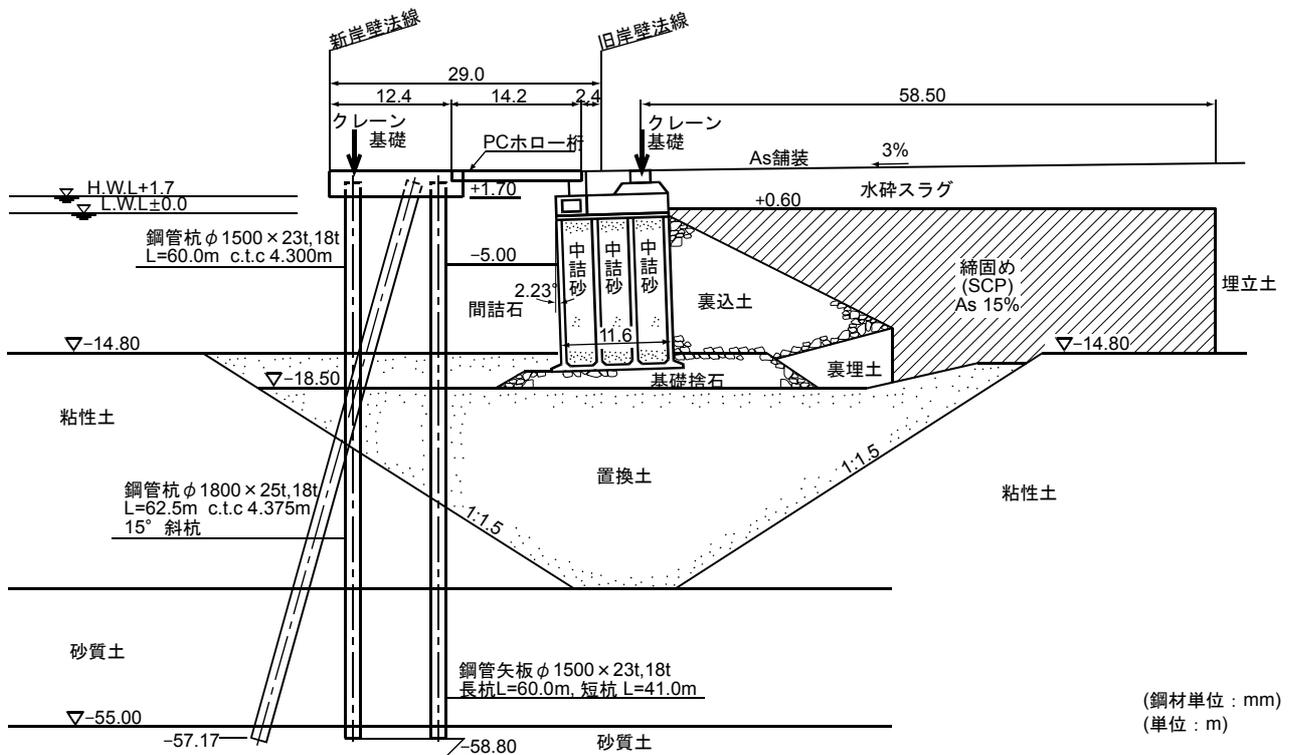


図-7.42 土留め機能付き・栈橋前出し工法的具体事例

より作製し、その締固めは水中落下後振動棒を格子状に差し込み、事前に決定した所定時間作動させた。締固め前の乾燥単位体積重量  $\gamma_d = 12.9 \text{ kN/m}^3$  が締固め後では  $16.0 \sim 17.0 \text{ kN/m}^3$  に増大していた。

栈橋模型の作製にあたっては、別途実施した神戸港高浜地区 (-5.5m) 横栈橋の被災再現実験の考え方を踏襲している。すなわち、栈橋の固有振動数が相似則を満足することを旨として、模型杭の曲げ剛性 (EI) を井合の提案する相似則に合致するようにしている<sup>36)</sup>。

入力地震波としては、当初これまでの振動実験と同様に神戸港ポートアイランドの観測波形 (NSおよびUDの2成分) を作用させたが、加速度、過剰間隙水圧、変位が小さかったので、やや大きめの正弦波 (10Hz, 500Gal, 40

波, NS方向) を作用させた。これらのことから、栈橋前出し工法と (一度実験済みの) ケーソン前出し工法との地震挙動の比較を通じて、栈橋前出し工法の耐震性能の考察を行うことにした。また、他のケースとは異なるやや大きめの正弦波を入力地震波として作用させていることから、変位等の計測記録を現地に換算することはあまり意味がないので、そのままの数値で整理している。

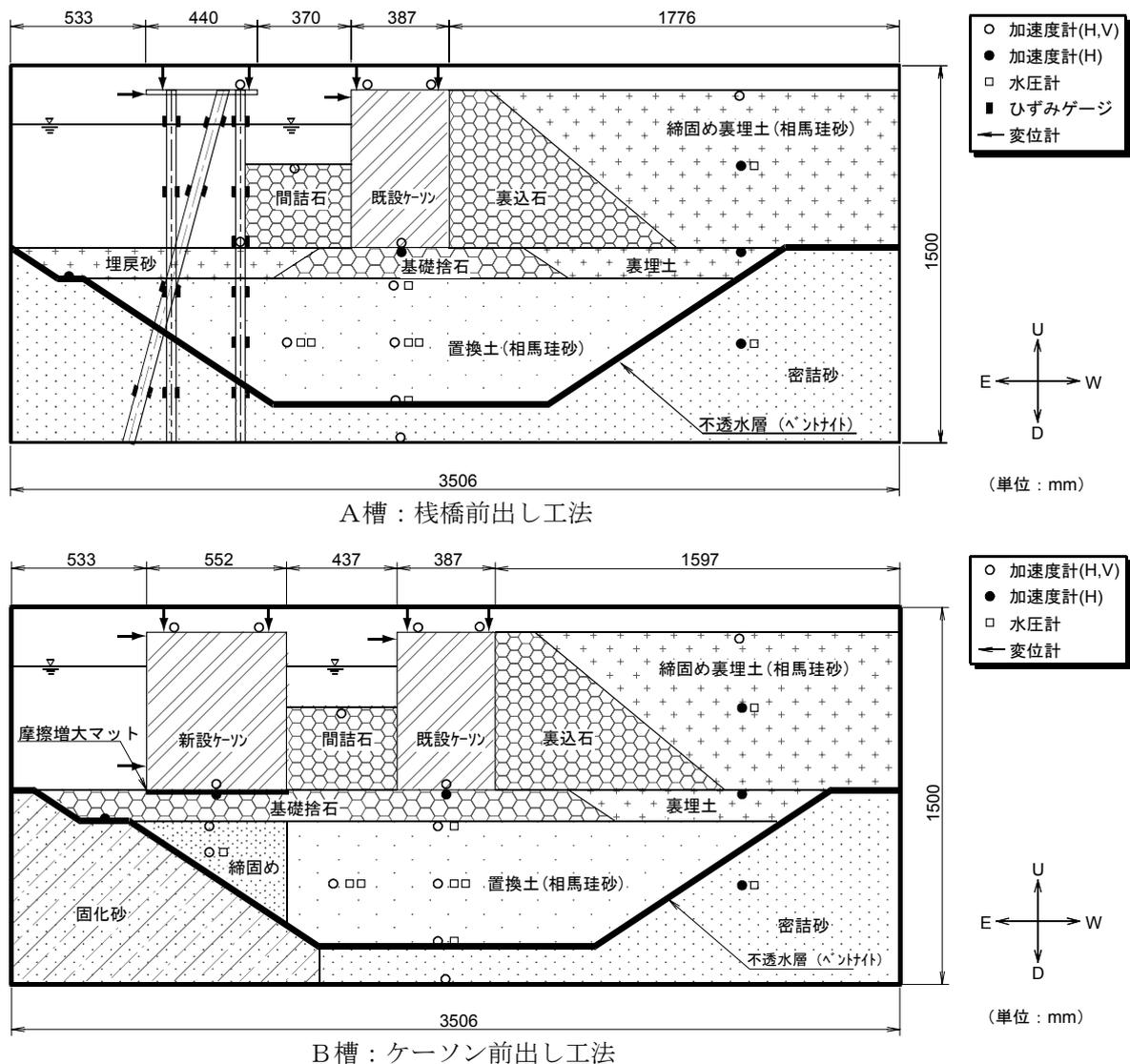


図-7.43 ケーソン前出し/栈橋前出し工法の同時実験の模型断面

b) 実験結果の整理と考察

①過剰間隙水圧とケーソン・栈橋の変位

同時実験したふたつの復旧工法について、それぞれの過剰間隙水圧とケーソン変位の時刻歴を図-7.44①、②に示す。まず、図-7.44①の土留め機能付き栈橋前出し工法について見ると、間詰石直下の過剰間隙水圧（W6-A）は加振後1.5秒まで急激に上昇し、その後5秒までは平衡状態を続け、水圧比は0.9以上を示している。その後の過剰間隙水圧は正弦波による加振終了とともに減少し始める。一方既設ケーソン直下の過剰間隙水圧（W2-A）は、間詰石直下（W6-A）と比べて水圧値には大きな差異はないが、過剰間隙水圧比はケーソンによる有効上載圧が大きいため最大でも0.4程度である。

間詰石直下（W6-A）と既設ケーソン直下（W2-A）におけるこのような過剰間隙水圧の変化は、ケーソン前出し工法の模型振動実験における挙動と非常に似ている。両測点の過剰間隙水圧を見れば、間詰石直下では完全液状化に近い状態に達しているが、それらは局部的に留まっ

ていると考えられる。（図-7.38参照）

岸壁の変位をみると、前出し栈橋は0.47mmの水平変位が生じているだけでほとんど移動していない。一方、既設ケーソンの変位は時刻1.5秒付近までのあいだに急激に生じ、それ以降は緩やかに進み、加振後の残留変位は水平変位12.2mm、鉛直変位10.7mmである。このような推移は、間詰石直下とケーソン直下の置換土（W6-A、W2-A）の過剰間隙水圧の時刻歴によく対応しており、既設ケーソンがわずかにはらみ出しつつ、沈み込んだと推察される。

なお、岸壁背後の締固めを行った裏埋土の過剰間隙水圧（W5-A）は、最初の急激な上昇はなく、ほぼ直線的に緩やかに上昇し続け、加振終了時点では水圧比0.7程度まで上昇しているが、この時点ではケーソンの変位は既に終了しており、ケーソンの挙動と関係あるようには見られない。このような水圧の緩やかな上昇は、置換土に生じた過剰間隙水圧が徐々に伝達されているためと考えられる。

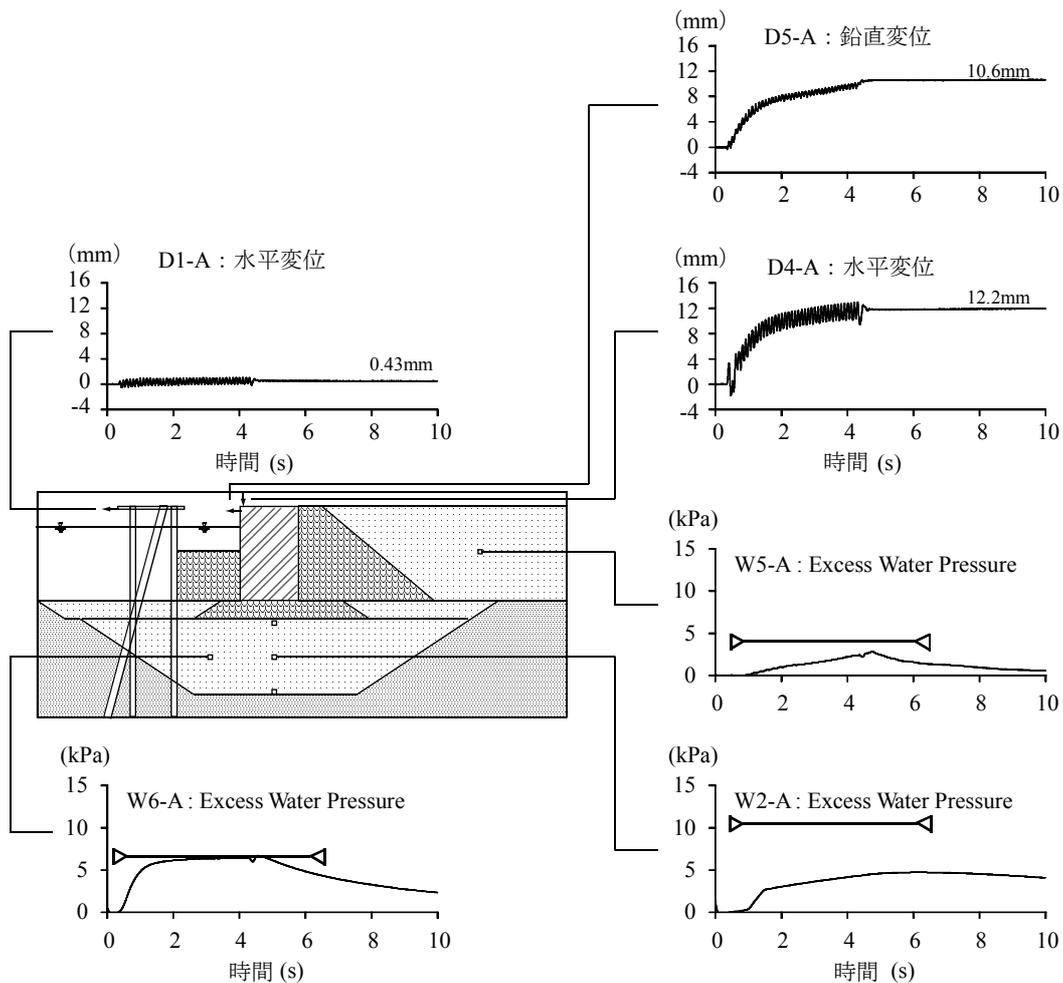


図-7.44① 過剰間隙水圧とケーソン・栈橋の変位の時刻歴（正弦波、栈橋前出し工法）

次に、並列の状態で同時加振したケーソン前出し工法について検討してみる。図-7.44②の過剰間隙水圧の時刻歴を見ると、間詰石直下の置換土 (W6-B)、既設ケーソン直下の置換土 (W2-B) およびで岸壁背後の裏埋土 (W5-B) の過剰間隙水圧の時刻歴は、図-7.44①に示した栈橋前出し工法における同測点の様相に非常に似ている。さらに既設ケーソンの変位の時刻歴、残留変位 (水平12.2mm, 鉛直11.5mm) についても、栈橋前出し工法の実験結果によく似た様相を示している。締固め地盤の上に設置された新設ケーソンの変位は、水平、鉛直とも既設ケーソンと比較すると半分以下になっているが、振動の位相は等

しくなっている。

このように、栈橋前出し工法における過剰間隙水圧の変化、既設ケーソン変位の時刻歴および加振後の残留変位などの挙動は、ケーソン前出し工法のそれと非常に似ていることが分かった。

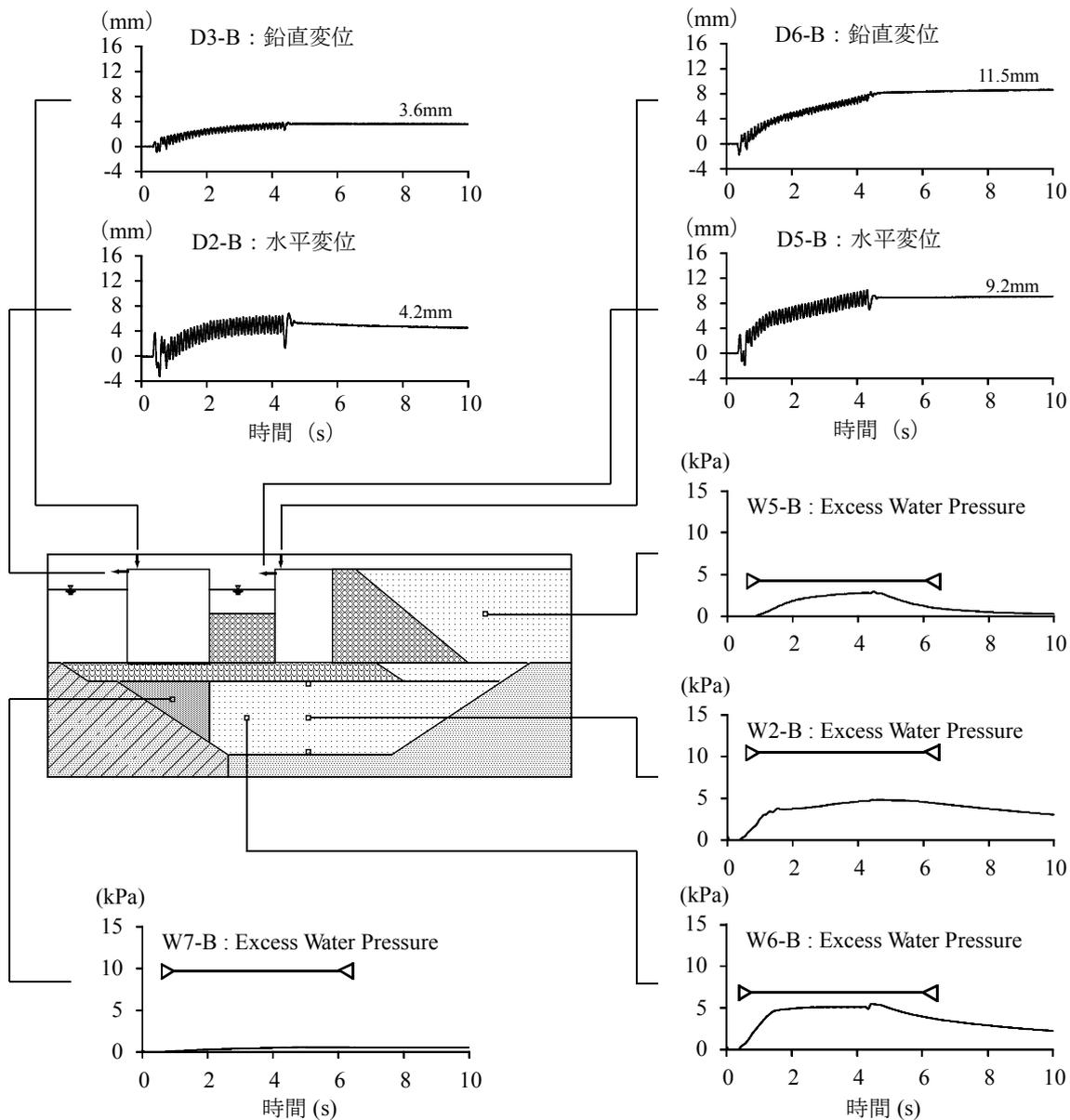
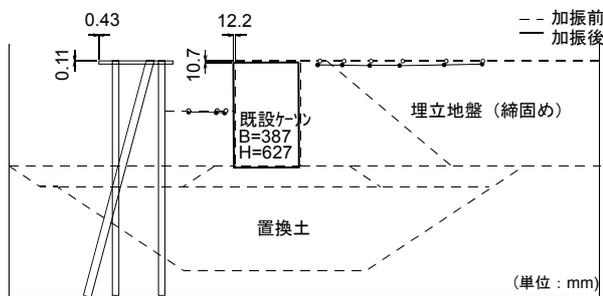


図-7.44② 過剰間隙水圧とケーソン変位の時刻歴 (正弦波, ケーソン前出し工法)

②岸壁全体の変状と耐震性能の評価

変位計によるケーソンの変位とターゲットによる地表面や捨石の変位をまとめて図-7.45①、②に示す。同図にはターゲットの変位ベクトルを10倍に拡大した図も描いている。間詰石から、既設ケーソン、裏埋土にかけての地表面の変状を比較すると、両工法は非常に似ている。さらに、両工法とも前出しした新設の（地盤改良を含む）構造物によって、すなわち、栈橋前出し工法においては陸側列に打設された鋼管矢板、ケーソン前出し工法においては置換土に打設されたサンドコンパクション杭と新設ケーソンによって、水平方向の地盤の変形が抑制されていることが読みとれる。間詰石の直下の置換土では過剰間隙水圧比が0.9程度まで上昇し、部分的に液状化に近い状態に達したと見なせるが、上記の鋼管矢板やサンドコンパクション杭によってはらみずべり出しを抑制され、小さなせん断変形だけに止まったものと考えられる。これらのことから、レベル2地震動に対する栈橋前出し工法の耐震性能は、ケーソン前出し工法と同程度であると評価することができる。



地盤変位を10倍にする

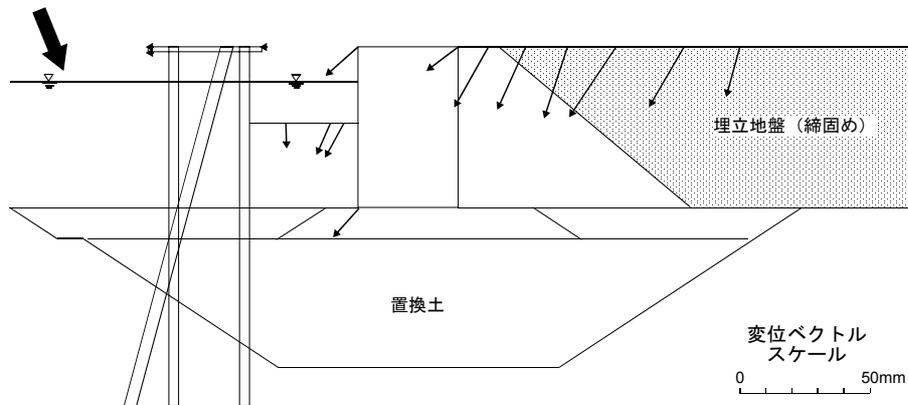


図-7.45① 加振後の岸壁全体の変状（栈橋前出し工法）

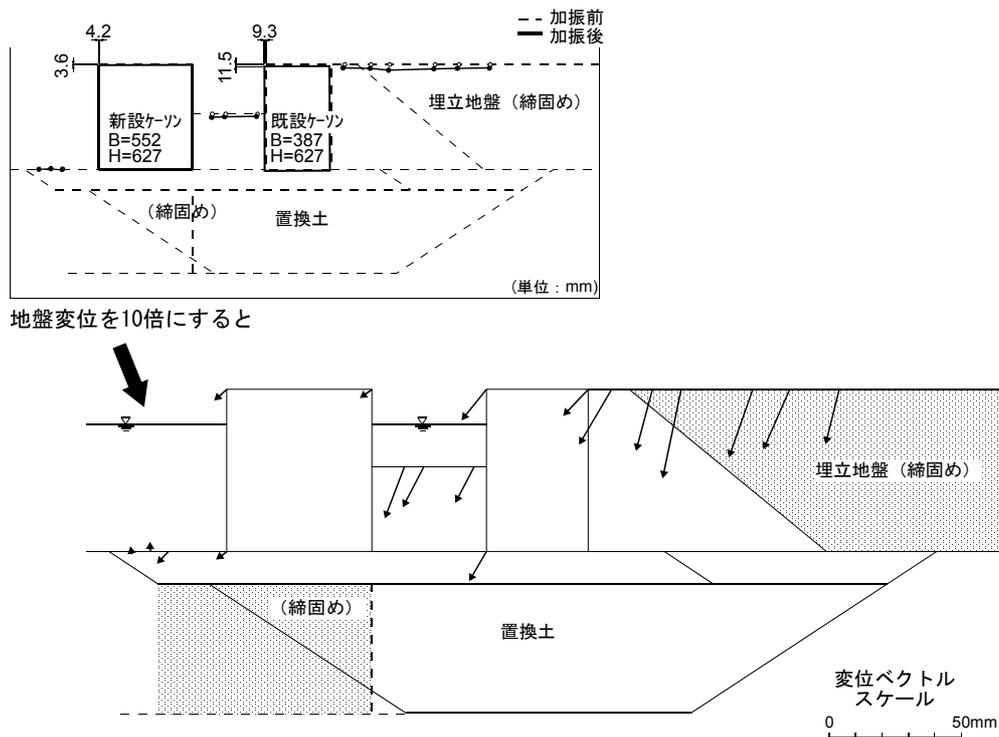


図-7.45② 加振後の岸壁全体の変状（ケーソン前出し工法）

(4) 復旧工法の耐震性能評価のまとめ

被災した置換地盤上の重力式岸壁を耐震強化岸壁として復旧する場合に適用可能な3つの復旧工法（土圧低減を併用したケーソン再設置工法，離岸型ケーソン前出し工法及び土留め機能付き栈橋前出し工法）について，模型振動実験を実施して耐震性能の評価を行なった。

①土圧低減を併用したケーソン再設置工法の模型振動実験によれば，縮固めを実施した置換土の前趾においては（被災再現実験のような）過剰間隙水圧の上昇によるせん断破壊には達していない。また，岸壁背後の事前混合処理土では過剰間隙水圧はほとんど発生していない。置換土の非縮固め領域の一部では液状化に達していると推定されるが，岸壁全体の安定性へは影響していない。加振後のケーソンの残留変位は現地換算で水平変位量0.3～0.5m，沈下量0.3～0.4m程度で非常に小さく，基礎捨石マウンドの形状に大きな乱れは生じていない。また，耐震強化岸壁の許容変位（水平変位量）の目安と比較しても十分に満足しており，レベル2規模の地震に対しても十分な耐震性能を有していると評価できる。

②離岸型・ケーソン前出し工法の模型振動実験によれば，新設ケーソン直下と岸壁背後の裏埋土の縮固め領域では過剰間隙水圧がわずかしか上昇せず安定している。これ

に対し，非縮固め領域の間詰石直下の置換土では液状化しているものと推定されるが，それはごく一部の領域に留まって全域には広がらず，岸壁全体の安定性へは影響していない。

加振後のケーソンの残留変位は現地換算で水平変位量0.6～0.8m，沈下量0.1～0.4m程度であり，兵庫県南部地震による同一岸壁の被災を比較すると大幅に低減している。また，ガントリークレーンの基礎となる両ケーソンの相対的な開きは，最大0.2m程度にとどまっており，レベル2規模の地震動に対しても十分な耐震性能を有していると評価できる。

③土留め機能付き栈橋前出し工法と離岸型ケーソン前出し工法の同時実験の結果では，置換土および裏埋土の過剰間隙水圧の時刻歴は両工法とも非常に似ている。また，ケーソンの変位，基礎捨石マウンドの変状においても同様な傾向であることが確かめられた。

また，栈橋前出し工法においては陸側列に打設された鋼管矢板によって，ケーソン前出し工法においては置換土に打設されたサンドコンパクション杭と新設ケーソンによって，未改良の置換地盤のせん断変形が抑制されていることが明らかである。このことから，土留め機能付き栈橋前出し工法は③のケーソン前出し工法と同程度の耐震性能を有していると評価できる。

④以上のことから、被災した置換地盤上の重力式岸壁の震災復旧工法として提案された、耐震強化岸壁として土圧低減を併用したケーソン再設置工法、離岸型ケーソン前出し工法および土留め機能付き栈橋前出し工法の3工法は、いずれもレベル2規模の地震に対して十分な耐震性能を有していると評価できる。

## 8. まとめ

本資料では、既存施設ならびに被災した岸壁の耐震補強工法についてとりまとめを行った。

1章では、耐震強化岸壁の整備の必要性や耐震性の向上など本資料をとりまとめる目的について述べた。

2章では、港湾施設の被災事例として、近年の港湾施設の被災事例を整理したうえで、岸壁の主要構造形式ごとに典型的な被災形態ならびに事例をとりまとめた。

3章では、港湾施設の被災分析として兵庫県南部地震の事例に着目し、被災形態・状況を整理分析して考察を加えた。また模型振動実験結果から重力式岸壁の被災分析を実施し、結果についてとりまとめた。一連の分析結果から、主に置換地盤上の重力式岸壁の被災メカニズムについて、岸壁のはらみ出しに代表される変状は強い地震動が加わった際に岸壁基礎の置換地盤内の間隙水圧の上昇により、構造系の応力状態が不安定となり被害が大きくなることを明らかにした。主に重力式岸壁についての検討であるが、他の構造形式においても同様の検討スキームとなる。

4章では、性能設計の導入を踏まえて、港湾構造物の耐震設計の手順、耐震性能照査方法の考え方などについて基本的な事項についてとりまとめた。また今後必要性が増す可能性のある開発途中の簡易耐震診断手法について紹介した。

5章では、主に既存岸壁の耐震補強工法について、考案されている工法をまとめ、補強の原理、対象構造形式、要求事項等により分類し、その選定方針を示した。併せて近年実施された耐震補強の事例について簡単にとりまとめを行っている。

6章では、既存施設の耐震補強検討例として、矢板式岸壁を想定し、動的解析による耐震性能照査、復旧工法を実施した場合の性能照査等を実施しとりまとめた。この事例では、検討対象とした矢板式岸壁では、設定された L2 地震動に対して大きく変状し、耐震補強工法の適用が必要であると判断されている。

7章では震災復旧工法の検討事例として、兵庫県南部地震の被災事例に対して、被災状況や現場の施工等を考慮して適用可能な復旧工法について検討を行った。また模型実験により、復旧工法を適用した場合の耐震性能評価を行い、その適用性を検討してとりまとめた。本検討により、被災した置換地盤上の重力式岸壁の復旧工法として具体的な3工法の考え方をあげて、それぞれが十分な耐震性能を有していることを明らかにした。今後、既存施設を活用した耐震補強・更新等において複雑な断面

となることか想定されるが、同様の考え方で耐震性評価を実施するための参考となると考えている。

(2006年6月16日受付)

## 謝辞

本資料のとりまとめにあたり、同時期に実施された土木学会・巨大地震災害への対応検討特別委員会・耐震診断および耐震補強部会において、貴重なご意見をいただきました。

また、平成7年兵庫県南部地震で被災した施設の被災メカニズムの解明、耐震性能の照査、復旧断面決定というプロセスについて3章および7章は、元国土技術政策総合研究所空港研究部長及川研氏の博士論文を基に取りまとめております。

鋼材を用いた復旧・耐震補強工法に関しては、(社)日本鉄鋼連盟2005年度「鋼構造研究・教育助成事業」による研究助成給付制度(土木部門)の助成を受けております。

本資料で使用した図面の作成等、多くを港湾空巷技術研究所派遣職員北村桃代さん、宮田さよ子さんにご協力いただきました。

以上、ここに記して感謝申し上げます。

## 参考文献

- 1) 稲富隆昌・善功企・及川研ほか：1995年兵庫県南部地震による港湾施設等の被災報告，港湾技研資料 No857, pp. 17～37, pp. 49～94, pp. 226～1351, 1997. 3
- 2) 大阪湾海底地盤情報の活用に関する研究委員会：海底地盤－大阪湾を例として，神戸地域資-1～資-8, 土質工学会関西支部，平成7年1月
- 3) 運輸省第三港湾建設局：置換工法による地盤改良の諸問題（内部資料），昭和48年11月
- 4) 神戸市開発局：兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査，pp. 60～113, 平成7年8月
- 5) 山崎浩之・善功企ほか：兵庫県南部地震による港湾施設等の被害考察，（その5）液化判定に関する考察，港湾技研資料，No813, pp. 167～205, 1995. 9
- 6) 財団法人・神戸港埠頭公社：阪神淡路大震災復旧工事誌・資料編，pp. 資1～資55, 1998. 3
- 7) 松永康男・及川研・輪湖建雄：阪神淡路大震災による重力式岸壁の基礎地盤部の変形，土木学会・阪神淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp. 383～390, 1996. 1
- 8) 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. 14, No. 4, pp. 67～111, 1975. 12
- 9) 上部達生・稲垣紘史・及川研：神戸港における岸壁の設計震度と地震被害の関係，土と基礎，44-2, pp. 70～72, 1996. 2
- 10) 上部達生：重力式係船岸の地震被災量に関する研究，港湾技研資料，No548, 1986. 6
- 11) Iai, S : Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in Gravitational Field, Soils and Foundations, Japan Soc. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 34, No. 3, pp. 105～118, 1989
- 12) 菅野高弘，三藤正明，及川研：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察（6）ケーソン式岸壁の被災に関する模型振動実験，港湾技研資料，No. 813, pp. 207～252, 1995年9月
- 13) 菅野高弘，宮田正史，三藤正明，稲垣紘史，及川研：平成7年兵庫県南部地震時の港湾海岸施設の挙動に関する研究：土木学会海岸工学論文集，Vol. 43, pp. 1311～1315, 1996
- 14) 及川研，菅野高弘，三藤正明，中原知洋：兵庫県南部地震により被災した杭式栈橋に関する実験的研究，第10回地震工学シンポジウム論文集，pp. 1809～1812, 1998年10月
- 15) 柴田徹，関口秀雄：地盤の支持力，鹿島出版会，pp. 30～33, 1995年3月
- 16) 東島義郎，藤田郁夫，一井康二，井合進，菅野高弘，北村道夫：沿岸構造物のチャート式耐震診断システムの開発，第31回海洋開発シンポジウム，2006.
- 17) 運輸省港湾局：港湾の施設の耐震設計に係る当面の措置（その2）（通達），平成9年8月
- 18) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（上），pp. 257～288, 655～660, 平成11年4月
- 19) 及川研：講座・各種構造物の実例に見る地盤改良工法の選定と設計，4.3震災復旧対策，土と基礎，46-12, pp. 53～58, 1998
- 20) 及川研：神戸港の震災復旧事業と地盤改良の役割（日本材料学会土質安定材料委員会・第2回地盤改良シンポジウム特別講演），第2回地震改良シンポジウム発表論文集，pp. 1～15, 1997年1月
- 21) 輪湖建雄・及川研・松永康男・成瀬英治：1995年兵庫県南部地震による神戸港の被害とその復旧工法，土と基礎，44-3, pp. 59～61, 1996年3月
- 22) 及川研・松永康男・池上勝巳・安達崇・竹内大輔・岸田隆夫：岸壁背後土圧軽減のための各種セメント処理土の特性，セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp. 103～110, 1996年2月
- 23) 運輸省第一港湾建設局：1983年日本海中部地震・秋田港地震災害復旧報告，昭和59年3月
- 24) 上田茂・稲富隆昌ほか：1993年釧路沖地震港湾施設被害報告，港湾技研資料，No. 766, Dec. 1993
- 25) 片岡真二・高橋邦夫・横田弘・菊池喜昭・石原弘一・梶原修治：港湾構造物の改良更新における技術課題の検討，港湾技研資料，No. 781, Sept. 1994
- 26) (財)沿岸開発技術研究センター：港湾空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル，平成11年4月
- 27) (財)沿岸開発技術研究センター：事前混合処理土工法技術マニュアル，平成11年4月
- 28) (財)土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計施工マニュアル，平成11年6月
- 29) 三藤正明・北沢壮介・真鍋昌司・秋山義信・龍田昌毅：ケーソン式岸壁の耐震補強に関する実験的研究，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp. 981～984, 1999年7月
- 30) 小嶋隆・岸本健二・藤平欽司・鈴木信夫：供用目前の大水深岸壁の耐震性を強化する－横浜港南本牧ふ頭，土木施工，42巻3号，pp. 28～33, 2001. 3

- 31) 稲垣紘史・稲富隆昌・及川研・上園晃・山下雅人・佐藤芳則：重力式岸壁の耐震補強に関する第24回地震工学研究発表会論文集，pp. 389～392，1997年7月
- 32) 例えば，土質工学会：液状化対策の調査設計から施工まで，pp. 138～151，平成5年2月
- 33) 例えば，(社)地盤工学会：地盤工学ハンドブック，pp1225～1230，1999
- 34) 山本実・原田健二・野津光夫：締固め砂杭工法を用いた緩い砂質地盤の液状化対策の新しい設計方法，土と基礎，第48巻11号，pp. 17～pp. 20，2000
- 松永康男・及川研・加藤悦郎・尾崎克己・三宅達夫：震災復旧に伴う岸壁裏埋土としての事前混合処理土の特性，セメント系安定処理土に関するシンポジウム論文集，地盤工学会，pp. 187～194，1996年2月
- 35) (財)沿岸開発技術研究センター：事前混合処理工法技術マニュアル，pp. 45～49，平成11年4月
- 36) 及川研・菅野高弘・三藤正明・中原知洋：兵庫県南部地震により被災した杭式栈橋に関する実験的研究，第10回地震工学シンポジウム論文集，pp1809～1812，1998年10月
- 37) 及川研：講座・各種構造物の実例に見る地盤改良工法の選定と設計，4.3震災復旧対策(その2)，土と基礎，pp53～58，第46巻12号．1998
- 38) 松永康男・及川研・園山哲夫：神戸港震災復興における耐震強化岸壁の設計・施工，第13回港湾技術報告会報告概要集，pp171～194，(財)沿岸開発技術研究センター，1996. 11
- 39) 及川研・菅野高弘・松永康男・三藤正明：耐震強化したケーソン式岸壁の地震時挙動に関する実験的研究，土木学会構造工学論文集，pp595～600，Vol. 44A，1998年3月
- 40) 運輸省港湾局：港湾の施設の耐震設計に係る当面の措置(その2)について(通達)，平成9年8月
- 41) 菅野高弘・芝草隆博・藤原潔・徳永耕一・楨本洋二・藤木友幸：コンテナクレーンの耐震性向上に関する研究－免震コンテナクレーンの開発，港湾空港技術研究所報告，pp1～30，Vol. 42，No. 2，2003年6月
- 42) 田中祐人・阿比留久徳・渡辺英一・長井正嗣ほか：兵庫県南部地震によるコンテナクレーンの被災状況と地震時応答について，土木学会・阪神淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp413～419，1996年1月

付録

岸壁の耐震補強工法一覧

表一 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計
G-1	<p><b>名称</b> 裏込撤去工法（1）</p> <p><b>工法概要</b> 裏込石等を撤去し、土圧を低減する。既設背後に土留め構造が必要となる。本工法は土留め工法としてL型擁壁を用いるケース。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>裏込め土を撤去</li> <li>擁壁を設置</li> <li>擁壁背面の埋戻し</li> <li>渡橋を架設</li> </ol>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>裏込め土の撤去による作用土圧の低減</p> <p><b>効果</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</li> <li><input type="checkbox"/> 支持力の補強</li> <li><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</li> <li><input type="checkbox"/> その他（ ）</li> </ul> <p><b>法線の変更</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="checkbox"/> あり</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> なし</li> </ul>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>撤去厚の検討 <ul style="list-style-type: none"> <li>既設堤体の安定検討</li> <li>地盤反力の検討／支持力の照査</li> </ul> </li> <li>土留め護岸の緒元の決定</li> <li>撤去幅の検討</li> </ol>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>通常の施工方法により対応可能</li> </ul>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>残置し、構造体として利用する</li> </ul> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="checkbox"/> 可能</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 不可能</li> </ul> <p><b>埋立て申請</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="checkbox"/> 必要</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 不必要</li> </ul> <p><b>経済性</b> 比較的安価</p> <p><b>工期</b> 比較的短い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>堤体背面の動水圧を考慮する必要がある</li> </ul>
G-2	<p><b>名称</b> 裏込撤去工法（2）</p> <p><b>工法概要</b> 裏込石等を撤去し、土圧を低減する。既設背後に土留め構造が必要となる。本工法は土留め工法として鋼矢板ならびに鋼管杭を用いるケース。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>鋼矢板を設置</li> <li>裏込土の撤去</li> <li>鋼管杭を設置</li> <li>渡橋を架設</li> </ol>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>裏込め土の撤去による作用土圧の低減</p> <p><b>効果</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</li> <li><input type="checkbox"/> 支持力の補強</li> <li><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</li> <li><input type="checkbox"/> その他（ ）</li> </ul> <p><b>法線の変更</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="checkbox"/> あり</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> なし</li> </ul>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>撤去厚の検討 <ul style="list-style-type: none"> <li>既設堤体の安定検討</li> <li>地盤反力の検討／支持力の照査</li> </ul> </li> <li>鋼矢板・鋼管杭の緒元の決定</li> <li>撤去幅の検討</li> </ol>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>通常の施工方法により対応可能</li> </ul>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>残置し、構造体として利用する</li> </ul> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="checkbox"/> 可能</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 不可能</li> </ul> <p><b>埋立て申請</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="checkbox"/> 必要</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 不必要</li> </ul> <p><b>経済性</b> 比較的安価</p> <p><b>工期</b> 比較的短い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>特になし</li> </ul>
G-3	<p><b>名称</b> 軽量混合処理土置換工法</p> <p><b>工法概要</b> 裏込石等を撤去し、軽量混合処理土にて置換することにより作用土圧を低減する。軽量混合処理土は砂質土や粘性土等の土にセメント等の固化材および気泡、EPSビーズ等の軽量材を添加、混合したものである。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>裏込め土を撤去</li> <li>軽量混合処理土を設置</li> </ol>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>裏込め土の置換による作用土圧の低減</p> <p><b>効果</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</li> <li><input type="checkbox"/> 支持力の補強</li> <li><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</li> <li><input type="checkbox"/> その他（ ）</li> </ul> <p><b>法線の変更</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="checkbox"/> あり</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> なし</li> </ul>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>改良深さの検討 <ul style="list-style-type: none"> <li>既設堤体の安定検討</li> <li>地盤反力の検討／支持力の照査</li> </ul> </li> <li>改良幅の検討</li> </ol>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>通常の施工方法により対応可能</li> </ul>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>残置し、構造体として利用する</li> </ul> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="checkbox"/> 可能</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 不可能</li> </ul> <p><b>埋立て申請</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="checkbox"/> 必要</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 不必要</li> </ul> <p><b>経済性</b> 比較的安価</p> <p><b>工期</b> 比較的短い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>置換後の堤体に作用する主動土圧は複合崩壊面を考慮した土圧分割法により算定できる</li> </ul>

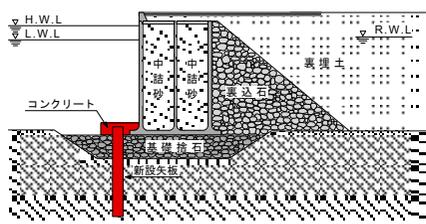
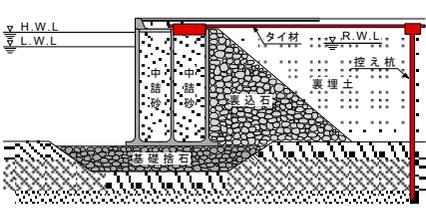
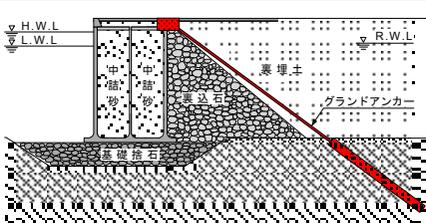
表一 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法		施工性	特徴	設計上留意点等
G-4	名称	水砕スラグ置換工法	<b>施工手順</b> ①裏込め土を撤去 ②水砕スラグを設置	<b>工法の原理</b> 裏込め土の置換による作用土圧の低減 <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他( ) <b>法線の変更</b> <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	<b>設計手順</b> ①改良深さの検討 ・既設堤体の安定検討 ・地盤反力の検討/支持力の照査 ②改良幅の検討
	工法概要	裏込め土等を撤去し、水砕スラグにて置換することにより作用土圧を低減する。 ※水砕スラグ 製鉄工程上、高炉で発生する副産物で軽量 ( $\gamma_s \leq 1.3t/m^3$ ) で、強度が高く ( $\phi \geq 35^\circ$ )、透水性が高い ( $k \geq 1.0 \times 10^{-2}(cm/s)$ ) 性質がある。			
	イメージ		<b>留意点等 (供用中の施工性等)</b> ・通常の施工方法により対応可能	<b>留意点等</b> ・単独では大幅な震度アップは期待できない ・他の工法との組み合わせによる適用が考えられる ・置換後の堤体に作用する主働土圧は複合崩壊面を考慮した土圧分割法により算定できる	
G-5	名称	事前混合処理土置換工法	<b>施工手順</b> ①裏込め土を撤去 ②固化材を混合 ③混合処理土を埋戻し	<b>工法の原理</b> 裏込め土の置換による作用土圧の低減 <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他( ) <b>法線の変更</b> <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	<b>設計手順</b> ①改良深さの検討 ・既設堤体の安定検討 ・地盤反力の検討/支持力の照査 ②改良幅の検討
	工法概要	裏込め土等を撤去し、事前混合処理土にて置換することにより作用土圧を低減する。			
	イメージ		<b>留意点等 (供用中の施工性等)</b> ・通常の施工方法により対応可能 ・事前混合処理土の埋戻しにあたり、適切な施工管理 (強度) が必要	<b>留意点等</b> ・単独では大幅な震度アップは期待できない ・他の工法との組み合わせによる適用が考えられる	
G-6	名称	セメント系固化処理工法	<b>施工手順</b> ①専用機械による固化材の攪拌混合処理	<b>工法の原理</b> 裏込め土の固化による作用土圧の低減 <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他( ) <b>法線の変更</b> <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	<b>設計手順</b> ①改良深さの検討 ・置換深さの仮定 ・堤体に作用する主働土圧の計算 ・堤体の安定検討 ・地盤反力の計算 ・支持力安全率の確認 ②改良幅の検討
	工法概要	堤体背面の裏込め等にセメント系の固化材を攪拌・混合し、地盤を固化することにより堤体への作用土圧を低減する。			
	イメージ		<b>留意点等 (供用中の施工性等)</b> ・通常の施工方法により対応可能 ・固化処理にあたり、適切な施工管理 (強度) が必要	<b>留意点等</b> ・単独では大幅な震度アップは期待できない ・固化処理土の強度が大きくなると地震時に改良部が剛体的な挙動を示す可能性があることから、堤体に大きな力が作用する可能性がある。 ・このような現象の検討には動的解析による相互作用の検討が必要である。	

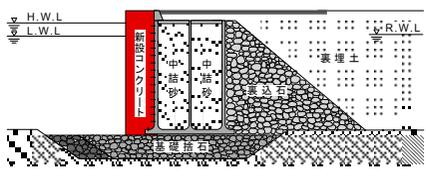
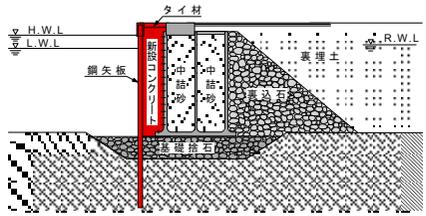
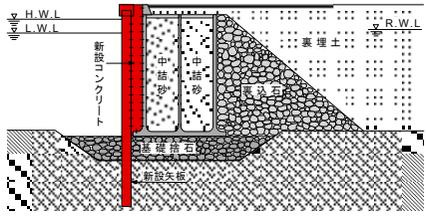
表一 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工 法		施工性	特徴	設計上留意点等
G-7	名称	一体化コンクリート工法	<b>施工手順</b> ①既設壁体背面の掘削 ②ワンタッチアンカー等ずれ止め工の施工 ③水中コンクリート打設による躯体の大型化 ④背面の埋戻し	<b>工法の原理</b> 構造物の重量増大による滑動抵抗の増加  <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ( )	<b>設計手順</b> ①新設コンクリート幅の仮定 ②堤体の安定検討 ③新設コンクリート幅の決定 ④地盤反力の計算 ⑤支持力安全率の計算 (ピショップ法)
	工法概要	既設壁体と一体化したコンクリートを打設し、滑動抵抗力を増大させる。	<b>留意点等 (供用中の施工性等)</b> ・裏込等の撤去に要する工事費を削減するため、撤去範囲を最小限に留める等の施工上の工夫が必要である。	<b>法線の変更</b> <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし  <b>既存施設の扱い</b> 残置し、構造体として利用する <b>岸壁水深の増深化</b> <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能  <b>埋立て申請</b> <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要  <b>経済性</b> <b>工期</b> 比較的安価 比較的短い	<b>留意点等</b> ・設計計算の結果、支持力安全率が1以上確保できない場合には本工法のみ適用は不可能となるため、組み合わせ工法等の検討が必要となる。 ・既設堤体と新設堤体の接合部に作用するせん断力に耐えられる構造とするため、アンカー筋等の適切な配置が必要である。 ・堤体重量の増加により、地盤反力が増大する。このため、ケーソン低版部材の安全性の確認が必要である。
G-8	名称	中詰重量化工法	<b>施工手順</b> (①裏込土の撤去等 (中詰砂撤去時の滑動防止)) ②既設ケーソンの中詰砂の撤去 ③銅水砕orコンクリートによる置換え	<b>工法の原理</b> 構造物の重量増大による滑動抵抗の増加  <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ( )	<b>設計手順</b> ①中詰砂の置換え深さの決定 ・置換え深さの仮定 ・堤体の安定検討 (滑動・転倒) ・地盤
	工法概要	中詰材を銅水砕、コンクリート等としてケーソンを重量化し、滑動抵抗力を増大させる。	<b>留意点等 (供用中の施工性等)</b> ・中詰材撤去時は堤体が軽くなり、堤体背後から作用する主動土圧に対する堤体の安定性が低下する。このため、施工時の安定性の確認が必要である。	<b>法線の変更</b> <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし  <b>既存施設の扱い</b> 残置し、構造体として利用する <b>岸壁水深の増深化</b> <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能  <b>埋立て申請</b> <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要  <b>経済性</b> <b>工期</b> 比較的安価 比較的短い	<b>留意点等</b> ・中詰材の重量を大きくすることによって、ケーソンの内部土圧と底面反力が増大する。このため、ケーソンの側壁、底版等の部材の安全性の確認が必要である。
G-9	名称	上部重量化工法	<b>施工手順</b> ①上部コンクリートの打設 ②エプロンの嵩上げ	<b>工法の原理</b> 構造物の重量増大による滑動抵抗の増加  <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ( )	<b>設計手順</b> ①上部コンクリート形状の決定 ・上部コンクリートの嵩上げ、重量変更の仮定 ・堤体の安定検討 ・支持力安全率の確認
	工法概要	上部コンクリートを増設し、滑動抵抗力を増大させる。	<b>留意点等 (供用中の施工性等)</b> ・特になし	<b>法線の変更</b> <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし  <b>既存施設の扱い</b> 残置し、構造体として利用する <b>岸壁水深の増深化</b> <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能  <b>埋立て申請</b> <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要  <b>経済性</b> <b>工期</b> 比較的安価 比較的短い	<b>留意点等</b> ・堤体重量の増加に伴って底面反力が増加する。このため、ケーソン底版部材の安全性の確認が必要。 ・単独では大幅な震度アップは期待できない ・他の工法との組み合わせによる適用が考えられる
G-7	イメージ				
	イメージ				
G-9	イメージ				

表一 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
G-10	<p><b>名称</b> 根固矢板工法</p> <p><b>工法概要</b> 既設直前面に根固矢板を打設し、既設と水中部で接合することにより滑動抵抗力を増大させる。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <p>①新設矢板打設 ②矢板頭部固定コンクリートの打設</p>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ( )</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> 比較的安価 <b>工期</b> 比較的短い</p>	<p><b>設計手順</b></p> <p>①既設堤体・滑動安全率の照査（不足する水平耐力を算出） ②支持力安全率の検討</p> <p><b>留意点等</b></p> <p>・重力式と矢板式の複合構造であり、それぞれが分担する荷重を求めるのが困難 ・一般化された設計法が確立していないため、現地条件を踏まえた動的解析、模型振動実験等の実施による検討が望ましい。 ・岸壁前面に構造物を新設するため、所要の計画水深を確保できるよう留意する必要がある。</p>
	<p><b>イメージ</b></p> 	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <p>・基礎部の捨石に矢板を打設できる杭打ち工法の採用が必要である。 ・ケーソンから矢板に水平力が確実に伝達されるよう、コンクリートの打設に留意する必要がある。</p>		
G-11	<p><b>名称</b> 控え杭工法</p> <p><b>工法概要</b> 既設背後に控え杭を設置し、既設とタイ材等で結び、滑動抵抗力を増大させる。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <p>①控え杭打設 ②タイ材設置・控え杭と既設ケーソンの接合</p>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ( )</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> 比較的安価 <b>工期</b> 比較的短い</p>	<p><b>設計手順</b></p> <p>①既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 ②控え工の設計 ・控え杭の諸元および設置位置 ・タイ材の諸元 ③支持力安全率の検討</p> <p><b>留意点等</b></p> <p>・タイ材の張力によって、ケーソン側壁に応力集中が発生しないようにタイ材の取付手法を検討する必要がある。</p>
	<p><b>イメージ</b></p> 	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <p>・特になし</p>		
G-12	<p><b>名称</b> 斜めアンカー工法</p> <p><b>工法概要</b> 既設ケーソン上部から斜め下部方向にグラウンドアンカーを設置し、ケーソン上部に接合して滑動抵抗力を増大させる。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <p>①グラウンドアンカー打設 ②既設ケーソンと接合</p>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>アンカーによる滑動抵抗力の補強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ( )</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p> <p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> 比較的高価 <b>工期</b> 比較的短い</p>	<p><b>設計手順</b></p> <p>①既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 ②グラウンドアンカーの設計 ③耐震性能の照査</p> <p><b>留意点等</b></p> <p>・グラウンドアンカーと既設ケーソンの接合部の補強方法について十分な検討が必要 ・グラウンドアンカー定着部の地盤状況の把握のために、地盤調査が必要である</p>
	<p><b>イメージ</b></p> 	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <p>・グラウンドアンカー支持層の強度確認を十分に行う必要がある。 ・既設ケーソンとグラウンドアンカー接合部の補強が十分に機能するよう留意する。</p>		

表一 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
G-13	<p><b>名称</b> 一体化コンクリート工法</p> <p><b>工法概要</b> 既設と一体化したコンクリートを前面に打設し、構造物の重量を増大させることにより滑動抵抗力を増加させる工法。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <p>①既設堤体と新設コンクリートの一体化のためのアンカー筋を設置 ②型枠作成 ③コンクリート打設</p>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>構造物の重量増大による滑動抵抗力の補強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ( )</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <p>①新設コンクリート幅の仮定 ②堤体の安定検討 ③新設コンクリート幅の決定 ④地盤反力の計算 ⑤支持力安全率の計算 (ピシヨップ法)</p>
	<p><b>イメージ</b></p> 	<p><b>留意点等 (供用中の施工性等)</b></p> <p>・特になし</p>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 必要 <input type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的安価 比較的短い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <p>・既設堤体と新設のコンクリートを一体化するため、アンカー筋を適切に配置するなど接合方法を検討する必要がある。 ・堤体重量の増加により、地盤反力が增大する。ケーソン底版の安全性の照査が必要である。</p>
G-14	<p><b>名称</b> 一体化矢板コンクリート工法</p> <p><b>工法概要</b> 前面に矢板を設置し、既設構造物との間にコンクリートを打設し一体化することにより滑動抵抗力を増加させる工法。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <p>①既設堤体と新設コンクリート間の一体化のためのアンカー筋を設置 ②鋼矢板を設置 ③コンクリート打設 ④タイ材の設置・接合 (鋼矢板-既設堤体)</p>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>構造物の重量増大による滑動抵抗力の補強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ( )</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <p>①新設コンクリート幅の決定 ②支持力安全率の照査 ③矢板断面の検討 ④矢板根入れ長の検討</p>
	<p><b>イメージ</b></p> 	<p><b>留意点等 (供用中の施工性等)</b></p> <p>・基礎捨石に矢板を打設することができる杭打ち工法の採用が必要</p>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 必要 <input type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的安価 比較的短い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <p>・既設堤体と新設のコンクリートを一体化するため、アンカー筋を適切に配置するなど接合方法を検討する必要がある。 ・堤体重量の増加により、地盤反力が增大する。ケーソン底版の安全性の照査が必要である。 ・矢板による地盤支持力の増加も考慮できる可能性がある。</p>
G-15	<p><b>名称</b> 一体化矢板工法</p> <p><b>工法概要</b> 前面に鋼矢板を設置し、既設構造物との間にコンクリートを打設し一体化することにより滑動抵抗力を増加させる工法。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <p>①既設堤体と新設コンクリート間の一体化のためのアンカー筋を設置 ②矢板を打設 ③コンクリート打設</p>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>構造物の重量増大による滑動抵抗力の補強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ( )</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <p>①矢板断面の仮定 ②既設堤体の滑動安全率不足分に対応する水平力の計算 ③支持力安全率の照査 ④矢板断面ならびに根入れ長の検討</p>
	<p><b>イメージ</b></p> 	<p><b>留意点等 (供用中の施工性等)</b></p> <p>・基礎捨石に矢板を打設することができる杭打ち工法の採用が必要 ・既設堤体から水平力が確実に伝達されるよう、新設コンクリートの打設に留意する必要がある。</p>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 必要 <input type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的安価 比較的短い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <p>・既設堤体と新設のコンクリートを一体化するため、アンカー筋を適切に配置するなど接合方法を検討する必要がある。 ・矢板による地盤支持力の増加も考慮できる可能性がある。</p>

表一 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
G-16	<p><b>名称</b> 重力式構造物工法（デタッチドケーソン）</p> <p><b>工法概要</b> 前面にケーソン等を設置し、既設構造物との間の間詰石と新設ケーソンで既設構造物の変位を抑制する。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①新設ケーソン基礎捨石の施工</li> <li>②新設ケーソンの設置</li> <li>③間詰石の敷設</li> <li>④渡橋架設</li> </ol>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>構造物の新設による受動抵抗力の増加</p> <p><b>効果</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</li> <li><input type="checkbox"/> 支持力の補強</li> <li><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</li> <li><input type="checkbox"/> その他（ ）</li> </ul> <p><b>法線の変更</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="checkbox"/> あり</li> <li><input type="checkbox"/> なし</li> </ul>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出</li> <li>②間詰石の検討 <ul style="list-style-type: none"> <li>・間詰石の土質条件</li> <li>・施工高さ、幅の設定</li> </ul> </li> <li>③新設堤体の検討 <ul style="list-style-type: none"> <li>・堤体の安定検討</li> <li>・所要幅の決定</li> </ul> </li> </ol> <p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・既設ケーソンと新設ケーソンの地震時の挙動、間詰石を介したケーソン間の荷重伝達の機構について不明な点が多いため、動的解析による検討が必要。</li> <li>・堤体背面に水面を有する構造となるため、動水圧を考慮した設計を行う必要がある。</li> <li>・既設ケーソンと新設ケーソンの地震時の挙動が異なる場合も考えられるので、渡橋には落下防止対策が必要である。</li> </ul>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・特になし</li> </ul>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="checkbox"/> 可能</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 不可能</li> </ul> <p><b>埋立て申請</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="checkbox"/> 必要</li> <li><input type="checkbox"/> 不必要</li> </ul> <p><b>経済性</b> 比較的高価</p> <p><b>工期</b> 比較的最長い</p>	
G-17	<p><b>名称</b> 矢板式構造物工法（既設控え）</p> <p><b>工法概要</b> 前面に矢板を設置し、既設との間の間詰石で既設の変位を抑制する。既設構造物を控え工として利用する。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①鋼矢板を設置</li> <li>②間詰石の敷設</li> <li>③既設ケーソン上の接合箇所の新設コンクリートを打設</li> <li>④タイ材により矢板と既設ケーソンを接合</li> </ol>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>構造物の新設による受動抵抗力の増加</p> <p><b>効果</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 支持力の補強</li> <li><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</li> <li><input type="checkbox"/> その他（ ）</li> </ul> <p><b>法線の変更</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="checkbox"/> あり</li> <li><input type="checkbox"/> なし</li> </ul>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①間詰石の検討</li> <li>②矢板岸壁の設計</li> <li>③支持力安全率の照査</li> </ol> <p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・矢板による地盤支持力の増加も考慮できる可能性がある。</li> <li>・タイ材の張力によって既設ケーソン側壁部に応力集中が生じないよう取付方法を検討する必要がある。</li> </ul>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・特になし</li> </ul>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="checkbox"/> 可能</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 不可能</li> </ul> <p><b>埋立て申請</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="checkbox"/> 必要</li> <li><input type="checkbox"/> 不必要</li> </ul> <p><b>経済性</b> 比較的高価</p> <p><b>工期</b> 比較的最長い</p>	
G-18	<p><b>名称</b> 矢板式構造物工法</p> <p><b>工法概要</b> 前面に矢板を設置し、既設構造物との間の間詰石で既設の変位を抑制する。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①既設ケーソン背面に控え杭を打設</li> <li>②前面に鋼矢板を打設</li> <li>③間詰石を敷設</li> <li>④タイ材にて矢板と控え杭を接合</li> </ol>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>構造物の新設による受動抵抗力の増加</p> <p><b>効果</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 支持力の補強</li> <li><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</li> <li><input type="checkbox"/> その他（ ）</li> </ul> <p><b>法線の変更</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="checkbox"/> あり</li> <li><input type="checkbox"/> なし</li> </ul>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①間詰石の検討</li> <li>②矢板の設計</li> <li>③支持力安全率の照査</li> </ol> <p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・矢板による地盤支持力の増加も考慮できる可能性がある。</li> </ul>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・裏込石に控え杭を打設することができる工法の採用が必要</li> </ul>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置するが構造物として利用しない</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="checkbox"/> 可能</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> 不可能</li> </ul> <p><b>埋立て申請</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="checkbox"/> 必要</li> <li><input type="checkbox"/> 不必要</li> </ul> <p><b>経済性</b> 比較的安価</p> <p><b>工期</b> 比較的最短い</p>	

表一 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
G-19	<p><b>名称</b> 栈橋式構造物工法（土留め機能付き）</p> <p><b>工法概要</b> 既設ケーソンの前面に土留め機能付き栈橋を新設し、ケーソンとの間に間詰石を施工する。間詰石の受動抵抗力により既設ケーソンの変位を抑制する。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①鋼矢板を打設</li> <li>②鋼管杭を打設</li> <li>③間詰石を設置</li> <li>④栈橋を架設</li> <li>⑤渡橋を架設</li> </ol>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①既設堤体の滑動安全率不足分に相当する水平力の計算</li> <li>②間詰石の検討                     <ul style="list-style-type: none"> <li>・高さ、幅の仮定</li> <li>・堤体の安定検討</li> </ul> </li> <li>③栈橋に作用する土圧の計算</li> <li>④栈橋基礎杭の応力計算</li> </ol>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・基礎捨石に対して鋼管杭を打設できる工法をとる必要がある。</li> </ul>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的高価 比較的長い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・通常の岸壁や設計法の適用が困難であるため、構造物全体についてFEM解析等による断面検討が必要である</li> <li>・鋼矢板背面の動水圧を考慮する必要がある</li> <li>・既設ケーソンと栈橋の荷重伝達の機構について不明な点が多いため、動的解析により耐震性の検討が必要である</li> </ul>
G-20	<p><b>名称</b> 栈橋式構造物工法（土留め機能なし）</p> <p><b>工法概要</b> 既設ケーソンの前面に捨石マウンドを築造する。捨石マウンドの受動抵抗力により既設ケーソンの変位を抑制する。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①鋼管杭を打設</li> <li>②基礎捨石を設置</li> <li>③栈橋上部工を架設</li> <li>④渡橋を架設</li> </ol>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①既設堤体の滑動安全率不足分に相当する水平力の計算</li> <li>②基礎捨石の断面形状の決定</li> <li>③栈橋基礎杭の応力計算</li> </ol>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・基礎捨石に対して鋼管杭を打設できる工法をとる必要がある。</li> </ul>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的高価 比較的長い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・既設ケーソンと栈橋の地震時の挙動が異なるため、既設ケーソンと栈橋間の渡橋には落下防止の対策を行う必要がある。</li> </ul>
G-21	<p><b>名称</b> 摩擦増大マット敷設（据直し）工法</p> <p><b>工法概要</b> ケーソン底面摩擦を増大させるため、摩擦増大マットをケーソン底面に敷設する。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①背面土仮掘削</li> <li>②ケーソン中詰め砂撤去</li> <li>③ケーソン仮撤去</li> <li>④摩擦増大マット設置</li> <li>⑤ケーソン据直し</li> <li>⑥中詰め砂充填</li> <li>⑦背面土埋戻し</li> </ol>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>ケーソン底面の摩擦力の増大</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①既設堤体の滑動安全率不足分に相当する水平力の計算</li> <li>②摩擦増大マット設置時の耐震性能照査</li> <li>③施工計画作成</li> </ol>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・特になし</li> </ul>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的高価 比較的長い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・本工法のみで所要の耐震性能を確保出来ない場合には、他の工法（中詰め重量化・地盤改良等）との併用を検討する</li> </ul>

表一 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

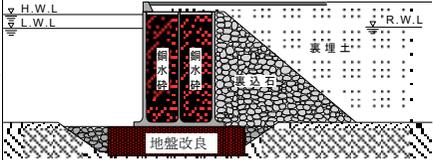
No.	工 法		施工性	特徴	設計上留意点等
G-22	名称	基礎地盤改良工法	<b>施工手順</b> ①地盤改良 (改良工法により、既設ケーソンの一時撤去が必要となる)	<b>工法の原理</b> 基礎地盤の改良により支持力・液状化強度の増加を図る	<b>設計手順</b> ①既存施設の耐震性照査 ②地盤改良検討(工法選定・改良範囲の検討など)
	工法概要	ケーソン基礎部の地盤改良(SCP等)により、地盤の支持力・液状化強度等を増加する。		<b>効果</b> <input type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 支持力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他( )	
	イメージ		<b>留意点等(供用中の施工性等)</b> ・地盤改良効果の確認が必要	<b>法線の変更</b> <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	<b>留意点等</b> ・既存施設の耐震照査の結果、基礎地盤の強度が問題となる場合に実施する。
			<b>既存施設の扱い</b> 残置し、構造体として利用する <b>岸壁水深の増深化</b> <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 <b>埋立て申請</b> <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 <b>経済性</b> 比較的高価	<b>工期</b> 比較的長い	

表 矢板式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工 法		施工性		特徴		設計上留意点等	
S-1	名称	軽量混合処理土置換工法	施工手順	①裏込土を撤去 ②軽量混合処理土で埋戻し	工法の原理	裏込め土の置換による作用土圧の低減	設計手順	①既設堤体の安全率不足分に相当する水平力の計算 ②改良深さ・幅の検討 ③矢板の支点反力・曲げモーメントの計算 ④矢板断面の照査
	工法概要	裏込土等を撤去し、軽量混合処理土で置換することにより作用土圧を低減する。	留意点等（供用中の施工性等）	・特になし	効果	<input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液化化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）	留意点等	・特になし
イメージ					法線の変更	<input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし		
				既存施設の扱い	残置し、構造体として利用する			
				岸壁水深の増深化	<input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能			
				埋立て申請	<input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要			
				経済性	工期			
				比較的安価	比較的短い			
S-2	名称	水砕スラグ置換工法	施工手順	①裏込土を撤去 ②水砕スラグにて埋戻し	工法の原理	裏込め土の置換による作用土圧の低減	設計手順	①既設堤体の安全率不足分に相当する水平力の計算 ②改良深さ・幅の検討 ③矢板の支点反力・曲げモーメントの計算 ④矢板断面の照査
	工法概要	裏込土等を撤去し、水砕スラグと置換することにより作用土圧を低減する。	留意点等（供用中の施工性等）	・特になし	効果	<input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液化化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）	留意点等	・特になし
イメージ					法線の変更	<input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし		
				既存施設の扱い	残置し、構造体として利用する			
				岸壁水深の増深化	<input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能			
				埋立て申請	<input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要			
				経済性	工期			
				比較的安価	比較的短い			
S-3	名称	事前混合処理土置換工法	施工手順	①裏込土を撤去 ②事前混合処理土で埋戻し	工法の原理	裏込め土の置換による作用土圧の低減	設計手順	①既設堤体の安全率不足分に相当する水平力の計算 ②改良深さ・幅の検討 ③矢板の支点反力・曲げモーメントの計算 ④矢板断面の照査
	工法概要	裏込土を撤去し、事前混合処理土と置換することにより作用土圧を低減する。	留意点等（供用中の施工性等）	・特になし	効果	<input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液化化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）	留意点等	・特になし
イメージ					法線の変更	<input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし		
				既存施設の扱い	残置し、構造体として利用する			
				岸壁水深の増深化	<input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能			
				埋立て申請	<input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要			
				経済性	工期			
				比較的安価	比較的短い			

表 矢板式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
S-4	<b>名称</b> セメント系固化処理工法 <b>工法概要</b> 裏込土をセメント固化し、作用土圧を低減する。	<b>施工手順</b> ①専用機械による固化材の攪拌混合処理	<b>工法の原理</b> 裏込め土の固化による作用土圧の低減 <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ( ) <b>法線の変更</b> <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	<b>設計手順</b> ①既設堤体の安全率不足分に相当する水平力の計算 ②改良深さ・幅の検討 ③矢板の支点反力・曲げモーメントの計算 ④矢板断面の照査
	<b>イメージ</b> 	<b>留意点等 (供用中の施工性等)</b> ・特になし	<b>既存施設の扱い</b> 残置し、構造体として利用する <b>岸壁水深の増深化</b> <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 <b>埋立て申請</b> <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 <b>経済性</b> 比較的安価 <b>工期</b> 比較的短い	<b>留意点等</b> ・特になし
S-5	<b>名称</b> 矢板前面改良工法 <b>工法概要</b> 矢板前面部の基礎地盤を改良することにより、滑動抵抗力を増加させる。矢板前面の地盤強度が変状の主要因となると想定される場合に適用できる。	<b>施工手順</b> ①地盤改良	<b>工法の原理</b> 地盤改良による滑動抵抗の増加 <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ( ) <b>法線の変更</b> <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	<b>設計手順</b> ①対策工施工範囲・改良率の検討
	<b>イメージ</b> 	<b>留意点等 (供用中の施工性等)</b> ・水中施工が主体となる	<b>既存施設の扱い</b> 残置し、構造体として利用する <b>岸壁水深の増深化</b> <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 <b>埋立て申請</b> <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 <b>経済性</b> 比較的安価 <b>工期</b> 比較的短い	<b>留意点等</b> ・設計法が確立していないため、対象施設をモデル化した動的解析等や模型実験により対策範囲を決定する必要がある。
S-6	<b>名称</b> 棚式構造物新設工法 <b>工法概要</b> 背面に棚式構造物を設置し、上載荷重および上部土層重量を低減する。	<b>施工手順</b> ①鋼管杭の打設 ②棚の設置	<b>工法の原理</b> 構造物の新設による作用土圧、上載荷重の低減 <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ( ) <b>法線の変更</b> <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	<b>設計手順</b> ①設計条件の決定 ②棚の高さ・幅の仮定 ③矢板に作用する土圧等の照査 ④棚杭・棚の設計 ⑤円弧滑りの検討
	<b>イメージ</b> 	<b>留意点等 (供用中の施工性等)</b> ・裏込石に控え杭を打設することができる工法の採用が必要	<b>既存施設の扱い</b> 残置し、構造体として利用する <b>岸壁水深の増深化</b> <input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能 <b>埋立て申請</b> <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 <b>経済性</b> 比較的高価 <b>工期</b> 比較的長い	<b>留意点等</b> ・特になし

表 矢板式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
S-7	<p><b>名称</b> 新設矢板一体化工法（直背面）</p> <p><b>工法概要</b> 既設矢板の直背面に矢板を設置し、既設と一体化して耐力を増強する。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <p>①新設矢板の打設 ②控え工が必要な場合は新設</p>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>既設構造物の補強による変形抵抗力の増強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強  <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強  <input type="checkbox"/> 支持力の補強  <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加  <input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <p>①設計条件の決定 ②矢板諸元の決定 ③タイ材諸元の決定 ④円弧滑りの検討（地盤改良の設計） ⑤控え工の諸元決定</p>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <p>・特になし</p>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的安価 比較的短い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <p>・概ね一般の矢板式岸壁の設計に準ずるが、既設矢板との接合など既設構造物との取り合いを十分に検討する必要がある。</p>
S-8	<p><b>名称</b> 既設矢板補強工法</p> <p><b>工法概要</b> 既設矢板をコンクリート、H鋼（鋼管矢板の場合）等で補強する。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <p>①既設矢板の補強</p>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>既設構造物の補強による変形抵抗力の増強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強  <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強  <input type="checkbox"/> 支持力の補強  <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加  <input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <p>①設計条件の決定 ②既設矢板の安全率不足分に相当する水平力の計算 ③矢板補強諸元の決定 ④タイ材諸元の決定 ⑤円弧滑りの検討（地盤改良の設計） ⑥控え工の諸元決定</p>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <p>・特になし</p>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的安価 比較的短い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <p>・特になし</p>
S-9	<p><b>名称</b> 二段タイ材工法</p> <p><b>工法概要</b> 海底地盤と既設タイ材の中間に新設タイ材を設置し、鋼矢板の発生断面力を低減する。（施工事例無し）</p>	<p><b>施工手順</b></p> <p>①新設控え杭の打設 ②腹起しの設置 ③新設タイ材の設置・接合</p>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>既設構造物の補強による変形抵抗力の増強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強  <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強  <input type="checkbox"/> 支持力の補強  <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加  <input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <p>①設計条件の決定 ②既設断面における矢板の断面力の算定 ③アンカー設置位置の検討 ④新設控え工の諸元検討</p>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <p>・水中作業が発生する。</p>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的高価 比較的長い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <p>・控え工周囲の地盤の液状化可能性の検討を実施</p>

表 矢板式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工 法	施工性	特徴	設計上留意点等
S-10	<b>名称</b> グランドアンカー工法 <b>工法概要</b> 海底地盤と既設タイ材の中間に支店を設置し、発生断面力を低減する。反力はグラウンドアンカー（水中設置）で支持する。 （施工事例無し）	<b>施工手順</b> ①削孔・グラウンドアンカーの打設 ②腹起しの設置 ③タイ材の設置・結合  <b>留意点等（供用中の施工性等）</b> ・水中作業が主体となる ・グラウンドアンカー定着部の確認方法について十分に検討しておく必要がある。	<b>工法の原理</b> 既設構造物の補強による変形抵抗力の増強  <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）  <b>法線の変更</b> <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし  <b>既存施設の扱い</b> 残置し、構造体として利用する <b>岸壁水深の増深化</b> <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 <b>埋立て申請</b> <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 <b>経済性</b> <b>工期</b> 比較的高価 比較的長い	<b>設計手順</b> ①設計条件の決定 ②既設断面における矢板の断面力の算定 ③アンカー設置位置の検討 ④グラウンドアンカーの諸元検討  <b>留意点等</b> ・アンカー定着位置の決定のため、十分な地盤調査が必要
	<b>イメージ</b>			
S-11	<b>名称</b> 新設矢板一体化工法 <b>工法概要</b> 直前面に矢板を設置し、既設と一体化して耐力を増強する。	<b>施工手順</b> ①鋼矢板を既設岸壁前面に打設する ②矢板間に中詰石を充填 ③上部工を接合し一体化する  <b>留意点等（供用中の施工性等）</b> ・特になし	<b>工法の原理</b> 既設構造物の補強による変形抵抗力の増強  <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）  <b>法線の変更</b> <input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし  <b>既存施設の扱い</b> 残置し、構造体として利用する <b>岸壁水深の増深化</b> <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 <b>埋立て申請</b> <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 <b>経済性</b> <b>工期</b> 比較的安価 比較的短い	<b>設計手順</b> ①設計条件の決定 ②既設矢板の安全率不足分に相当する水平力の計算 ③新設矢板諸元の検討  <b>留意点等</b> ・特になし
	<b>イメージ</b>			
S-12	<b>名称</b> 栈橋式構造物工法（土留め機能付き） <b>工法概要</b> 前面に栈橋（土留め構造あり）を設置し、既設堤体との間に間詰め石で既設の変位を抑制する。	<b>施工手順</b> ①新設矢板の打設 ②鋼管杭の打設 ③栈橋上部工の打設 ④間詰石の設置 ⑤タイ材にて既設矢板と新設矢板を接合  <b>留意点等（供用中の施工性等）</b> ・供用中の施工は基本的に不可能	<b>工法の原理</b> 構造物の新設による滑動抵抗力の補強  <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）  <b>法線の変更</b> <input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし  <b>既存施設の扱い</b> 残置し、構造体として利用する <b>岸壁水深の増深化</b> <input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能 <b>埋立て申請</b> <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 <b>経済性</b> <b>工期</b> 比較的高価 比較的長い	<b>設計手順</b> ①既設堤体の滑動安全率不足分に相当する水平力の計算 ②間詰石の検討 ・高さ、幅の仮定 ・堤体の安定検討 ③栈橋に作用する土圧の計算 ④栈橋基礎杭の応力計算  <b>留意点等</b> ・通常の岸壁や設計法の適用が困難であるため、構造物全体についてFEM解析等による断面検討が必要である ・鋼矢板背面の動水圧を考慮する必要がある ・既設矢板と栈橋の荷重伝達の機構について不明な点が多いため、動的解析により耐震性の検討が必要である
	<b>イメージ</b>			

表 矢板式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工 法	施工性	特徴	設計上留意点等
S-13	<p><b>名称</b> 栈橋式構造物工法（土留め機能無し）</p> <p><b>工法概要</b> 前面に栈橋（土留め構造なし）を設置し、既設堤体前面の捨石で既設堤体の抵抗力を増強する。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①鋼管杭を設置</li> <li>②捨石を施工</li> <li>③栈橋上部工の架設</li> <li>④渡橋架設</li> </ol> <p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・供用中の施工は基本的に不可能</li> </ul>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p> <p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的高価 比較的長い</p>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①既設堤体の滑動安全率不足分に相当する水平力の計算</li> <li>②基礎捨石の断面形状の決定</li> <li>③栈橋基礎杭の応力計算</li> </ol> <p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・既設矢板と栈橋の地震時の挙動が異なるため、既設矢板と栈橋間の渡橋には落下防止の対策を行う必要がある。</li> </ul>
	<p><b>イメージ</b></p>			
S-14	<p><b>名称</b> 二重矢板化工法</p> <p><b>工法概要</b> 既設堤体前面に矢板を設置し、既設矢板を控え矢板とした控え矢板構造に変更する。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①新設鋼矢板を打設</li> <li>②捨石工を打設</li> <li>③タイ材にて既設矢板と新設矢板を接合</li> <li>④上部工コンクリートを打設</li> </ol> <p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・供用中の施工は基本的に不可能</li> <li>・捨石部の液状化を防止するため、材料特性ならびに締固め度に留意した施工が必要</li> </ul>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p> <p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 必要 <input type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的高価 比較的長い</p>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①設計条件の検討</li> <li>②既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出</li> <li>③間詰石の検討</li> <li>④矢板の設計</li> <li>⑤支持力安全性の照査</li> </ol> <p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・特になし</li> </ul>
	<p><b>イメージ</b></p>			
S-15	<p><b>名称</b> ジャケット式工法</p> <p><b>工法概要</b> 海底地盤と既設タイロッドの間に支点（腹起し）を設置し、発生断面力を軽減する。反力はジャケット式構造物等で支持する。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①鋼管杭を打設</li> <li>②中間部に腹起しを設置</li> <li>③上部工架設</li> <li>④上部工と矢板部に渡橋を設置</li> </ol> <p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・供用中の施工は基本的に不可能</li> </ul>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p> <p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的高価 比較的長い</p>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①設計条件の検討</li> <li>②既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出</li> <li>③鋼管杭の諸元の設計</li> </ol> <p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・特になし</li> </ul>
	<p><b>イメージ</b></p>			

表 棧橋式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

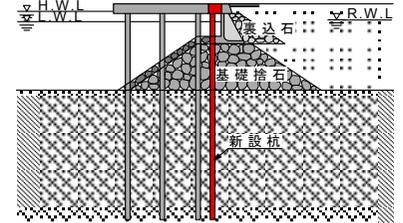
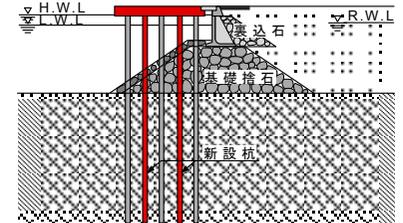
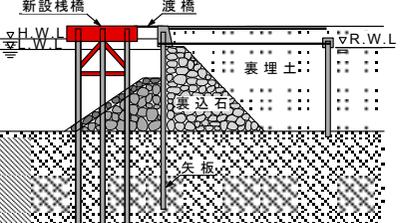
No.	工 法	施工性	特徴	設計上留意点等
W-1	<p><b>名称</b> 背面増杭工法</p> <p><b>工法概要</b> 既設構造物の直背面（土留め構造との間）に増杭し、既設棧橋と上部工で一体化する。 (施工事例無し)</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①増杭施工部の上部工を一部（or全部）撤去</li> <li>②新設杭の打設</li> <li>③上部工を復旧</li> </ol>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>既設構造物の増杭による水平抵抗力の増強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①設計条件の検討</li> <li>②既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出</li> <li>③増杭の設計</li> </ol>
	<p><b>イメージ</b></p> 	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・捨石層を貫入できる打設工法を選定する</li> </ul>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的安価 比較的短い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・特になし</li> </ul>
W-2	<p><b>名称</b> 中間増杭工法</p> <p><b>工法概要</b> 既設杭の中間に新設杭を設置し、耐力を増強する。 (上部工は撤去して新設となる。)</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①上部工を撤去</li> <li>②新設杭の打設</li> <li>③新設上部工を架設</li> </ol>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>既設構造物の増杭による水平抵抗力の増強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①設計条件の検討</li> <li>②既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出</li> <li>③増杭の設計</li> </ol>
	<p><b>イメージ</b></p> 	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・捨石層を貫入できる打設工法を選定する</li> </ul>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>一部撤去する。残置分は構造物として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的高価 比較的長い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・特になし</li> </ul>
W-3	<p><b>名称</b> 中間プレス工法</p> <p><b>工法概要</b> 既設杭をプレス材で連結し、抵抗力を増強する。 (施工事例無し)</p>	<p><b>施工手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①上部工の撤去</li> <li>②中間プレス材の設置・接合</li> <li>③新設棧橋の架設</li> </ol>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>既設構造物の増杭による水平抵抗力の増強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>①設計条件の検討</li> <li>②既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出</li> <li>③中間プレス材の諸元・配置等検討</li> </ol>
	<p><b>イメージ</b></p> 	<p><b>留意点等（供用中の施工性等）</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・水中での作業が主体となる。</li> </ul>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的安価 比較的短い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・既設鋼管杭の状況を十分に把握し、接合方法等について十分な検討が必要である。</li> </ul>

表 棧橋式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工 法	施工性	特徴	設計上留意点等
W-4	<b>名称</b> 杭断面増強工法 <b>工法概要</b> 既設杭をコンクリート、二重管式等で増強し、抵抗力を増強する。杭頭部上部工は撤去し新設することとなる。 (施工事例無し)	<b>施工手順</b> ①上部工の撤去 ②杭の補強 (コンクリート注入など) ③新設棧橋の架設	<b>工法の原理</b> 既設構造物の杭補強による水平抵抗力の増強 <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ( ) <b>法線の変更</b> <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	<b>設計手順</b> ①設計条件の検討 ②既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 ③杭断面補強方法の検討  <b>留意点等</b> ・既設鋼管杭の状況を十分に把握し、施工可能な補強方法を選定する必要がある。
	<b>イメージ</b>	<b>留意点等 (供用中の施工性等)</b> ・捨石層を貫入できる打設工法を選定する	<b>既存施設の扱い</b> 一部残置し、構造体として利用する <b>岸壁水深の増深化</b> <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 <b>埋立て申請</b> <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 <b>経済性</b> 比較的高価 <b>工期</b> 比較的高い	
W-5	<b>名称</b> 鉛直アンカー工法 <b>工法概要</b> 既設杭の引抜き抵抗力増強のため、鉛直アンカーを設置する。 (施工事例無し)	<b>施工手順</b> ①上部工の一部 (or全部) を撤去 ②鉛直アンカーを設置 ③上部工の復旧 (アンカー設置既設杭1カ所ごとに上記手順による)	<b>工法の原理</b> 既設構造物の杭補強による水平抵抗力の増強 <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ( ) <b>法線の変更</b> <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	<b>設計手順</b> ①設計条件の検討 ②既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 ③アンカーの設計  <b>留意点等</b> ・アンカー定着部決定のための地盤調査が必要 ・既設鋼管杭の状況の十分な把握が必要
	<b>イメージ</b>	<b>留意点等 (供用中の施工性等)</b> ・アンカー定着部の地盤強度の確認が必要	<b>既存施設の扱い</b> 一部残置し、構造体として利用する <b>岸壁水深の増深化</b> <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 <b>埋立て申請</b> <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 <b>経済性</b> 比較的高価 <b>工期</b> 比較的高い	
W-6	<b>名称</b> 撤去新設工法 <b>工法概要</b> 上部工を必要な抵抗力を保有するように改良する。	<b>施工手順</b> ①上部工の撤去 ②上部工の新設	<b>工法の原理</b> 上部工の改良による上部工抵抗力の増大ならびに共 <b>効果</b> <input type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input checked="" type="checkbox"/> その他 (上部工抵抗力増大化・共振防止) <b>法線の変更</b> <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	<b>設計手順</b> ①設計条件の検討 ②既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 ③上部工の設計  <b>留意点等</b> ・既存岸壁の安全性照査の結果、上部工の耐力不足が問題となる場合に本工法を適用する ・適用にあたり、既存鋼管杭の健全性等を把握する必要がある。
	<b>イメージ</b>	<b>留意点等 (供用中の施工性等)</b> ・特になし	<b>既存施設の扱い</b> 一部残置し、構造体として利用する <b>岸壁水深の増深化</b> <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 <b>埋立て申請</b> <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 <b>経済性</b> 比較的高価 <b>工期</b> 比較的に短い	

表 棧橋式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工 法	施工性	特徴	設計上留意点等
W-7	<p><b>名称</b> 前面増杭工法</p> <p><b>工法概要</b> 既設杭の前面に増杭し、既設と上部工で一体化する。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <p>①新設増杭の打設 ②上部工の架設・既設部との接合</p>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>既設構造物の増杭による水平抵抗力の増強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強  <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強  <input type="checkbox"/> 支持力の補強  <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加  <input type="checkbox"/> その他 ( )</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <p>①設計条件の検討 ②既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 ③増杭の設計</p>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等 (供用中の施工性等)</b></p> <p>・特になし</p>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的安価 比較的短い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <p>・特になし</p>
W-8	<p><b>名称</b> 前面土留め矢板工法</p> <p><b>工法概要</b> 前面に根固め矢板を設置し、捨石等で杭の突出長を低減し、抵抗力を増強する。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <p>①上部工・渡橋の撤去 ②根固め矢板の打設 ③捨石工の施工 ④新設棧橋渡橋の架設</p>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>新設構造物による水平抵抗力の増強</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強  <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強  <input type="checkbox"/> 支持力の補強  <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加  <input checked="" type="checkbox"/> その他 (共振防止 )</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <p>①設計条件の検討 ②既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 ③捨石工の検討 ④根固め矢板の設計 ⑤上部工の設計</p>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等 (供用中の施工性等)</b></p> <p>・特になし</p>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>一部残置し、構造体として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的高価 比較的長い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <p>・特になし</p>
W-9	<p><b>名称</b> 棚式構造物改良工法</p> <p><b>工法概要</b> 既設構造物前面に矢板を設置し、既設構造物と上部工で一体化し、棚式構造物に改良する。</p>	<p><b>施工手順</b></p> <p>①新設矢板設置 ②既設上部工撤去 ③埋土施工 ④上部工設置 (新設+既設)・接合</p>	<p><b>工法の原理</b></p> <p>構造物の新設により構造形式を変更する</p> <p><b>効果</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強  <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強  <input type="checkbox"/> 支持力の補強  <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加  <input checked="" type="checkbox"/> その他 (共振防止 )</p> <p><b>法線の変更</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p><b>設計手順</b></p> <p>①設計条件の検討 ②新設矢板部の設計 ③上部工 (棚) の設計 ④滑動・転倒等に対する照査</p>
	<p><b>イメージ</b></p>	<p><b>留意点等 (供用中の施工性等)</b></p> <p>・特になし</p>	<p><b>既存施設の扱い</b></p> <p>一部残置し、構造体として利用する</p> <p><b>岸壁水深の増深化</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能</p> <p><b>埋立て申請</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 必要 <input type="checkbox"/> 不必要</p> <p><b>経済性</b> <b>工期</b></p> <p>比較的高価 比較的長い</p>	<p><b>留意点等</b></p> <p>・特になし</p>

表 棧橋式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工 法	施工性	特徴	設計上留意点等
W-10	<b>名称</b> 矢板式構造物設置工法 <b>工法概要</b> 前面に矢板を設置し、既設棧橋を控え工として利用する。	<b>施工手順</b> ①新設矢板設置 ②既設上部工撤去 ③埋土施工 ④タイ材設置・接合 ⑤上部工設置	<b>工法の原理</b> 構造物の新設により構造形式を変更する <b>効果</b> <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input checked="" type="checkbox"/> その他（共振防止）	<b>設計手順</b> ①設計条件の検討 ②新設矢板部の設計 ③タイ材諸元の検討 ④滑動・転倒等に対する照査
	<b>イメージ</b> 	<b>留意点等（供用中の施工性等）</b> ・特になし	<b>法線の変更</b> <input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし <b>既存施設の扱い</b> 一部残置し、構造体として利用する <b>岸壁水深の増深化</b> <input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能 <b>埋立て申請</b> <input checked="" type="checkbox"/> 必要 <input type="checkbox"/> 不必要 <b>経済性</b> 比較的高価 <b>工期</b> 比較的長い	<b>留意点等</b> ・特になし

港湾空港技術研究所資料 No. 1145

2006. 9

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号  
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 昭和情報プロセス株式会社

Copyright © (2006) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。