

港 灣 技 研 資 料

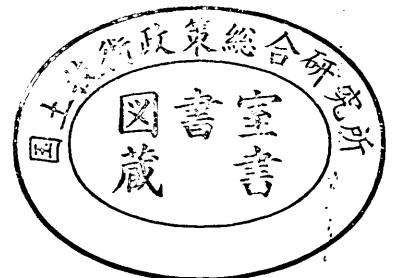
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 93

Dec. 1969

1968年十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討……………片 山 猛 雄
中 野 拓 治
蓮 見 隆
山 口 孝 市

運輸省港湾技術研究所



1968年十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討

目 次

1. ま え が き	1
2. 被 害 の 概 要	1
2.1 被害の概要	1
2.2 震害の特性	2
2.3 日向灘地震における細島港の被害	6
3. 検討施設の選択および計算条件	6
3.1 検討施設の選択	6
3.2 解 析 方 法	7
3.3 計 算 条 件	8
4. 重力式構造物	10
4.1 ケーソン式けい船岸	11
4.2 ブロック式けい船岸	40
4.3 場所打コンクリート式けい船岸	71
4.4 考察および問題点	75
5. 通常の矢板式構造物	81
5.1 控え版を用いた矢板壁	82
5.2 控え直ぐいを用いた矢板壁	106
5.3 控え矢板を用いた矢板壁	118
5.4 考察および問題点	134
6. 根入部前面海底に斜面を有する矢板壁	138
7. 軟弱地盤に打ち込まれた矢板壁	153
8. 斜控えぐい式矢板壁	158
9. たな式矢板壁	168
10. 鋼矢板セル式構造物	172
11. 直ぐい式横さん橋	179
12. ウェル式デタッチドピア	182
13. 斜 面 の 安 定	187
14. と り ま と め	191
15. あ と が き	194
付録 地震時土圧算定方式の比較	194

1968年十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討

片 山 猛 雄*
中 野 拓 治**
蓮 見 隆***
山 口 孝 市***

要 旨

1968年十勝沖地震および日向灘地震により、200gal以上の地震動を受けたと思われる港湾におけるけい船岸および護岸について、現行耐震設計法によって安定の解析を行ない、現行設計法の問題点について検討を行なったので、これを報告する。

1. ま え が き

昭和43年5月16日に発生した1968年十勝沖地震は、北海道南部および東北地方北部の大平洋岸の港湾施設に被害を与えた。地震後直ちに技術調査団による現地調査が実施され、その調査結果の詳細は1968年十勝沖地震港湾被害報告、津波調査報告として報告されている。

これによると八戸、青森および室蘭港の地盤上に設置されていたSMAC B₂型強震計は200gal以上の水平加速度を記録しているの、これら3港ならびにその周辺の函館港、苫小牧港および下北半島の諸港は200galあるいはそれ以上の地震動を受けたものと想像される。これは設計上の震度に換算すると約0.2に相当する。これらの諸港の港湾施設は0.05~0.15の設計震度で設計されていたが、このような激しい地震を受けたにもかかわらず、被害の程度は一般的にいて軽微であった。

このことは、180gal程度の水平加速度を生じたと思われる昭和39年6月19日の新潟地震によって、0.10~0.12の設計震度で設計されていた新潟港の港湾施設が大被害をこうむったことと著しく様相が異なる。

1968年十勝沖地震港湾被害報告は、新潟地震との被害の程度の相違は、一応、地盤条件の相違、新潟港の地盤沈下にもつくかさ上げによる安全率の低下等によって説明しており、また設計条件以上の地震を受けたにもかかわらず被害程度が軽微であったことについては、上載荷重等の地震時の荷重条件が設計条件以下であったことにも原因があるとしているが、現行の港湾構造物の設計法がやや安全すぎるのではないかということも考えられないわけではない。

* 設計基準部 設計基準課長

** 第二港湾建設局 京浜港工事事務所

*** 設計基準部 設計基準課

本報告は、このような問題点を解明するとともに、現行耐震設計法の諸問題点の指摘を行ない、今後の研究方向を見出し、可能なかぎり設計法の改良を行なうことを目的として、200gal以上の地震を受けたと思われる、八戸、野辺地、青森、函館、室蘭、苫小牧の諸港のけい船岸および護岸について現行設計法によって解析を行った結果を報告したものであって、新潟地震の際の新潟地震港湾被害報告 第2部に相当するものである。

また、昭和43年4月1日の日向灘地震を受けた細島港の施設について同様の検討を行なった結果をもあわせて報告する。

なお、1968年十勝沖地震港湾被害報告以後に行なわれた被害状況調査、土質調査等の結果および復旧設計の概要については、可能なかぎり該当する施設の項でふれた。

2. 被害の概要

本報告の理解を助けるために、1968年十勝沖地震港湾被害報告より、施設ごとの被災の概要および構造様式別の被災の特徴について再掲し、あわせて日向灘地震における細島港の被災の概要をのべる。

2.1 被害の概要

1968年十勝沖地震による各施設の被災の概要をとりまとめたものが表2.1である。この表で被災の程度とは、被害の大小をIV、III、II、I、0の5段階に格付けしたものであって、主として被害後の断面が原形にくらべてどの程度変形、変位しているかという観点で評価した。評価の基準は次のとおりである。

IV；全壊して形をとどめないもの。

III；形をとどめているが、構造物本体に破壊が起ったと認められるもの。

II；本体にかなりの変状の起ったもの。

I；本体には異状はないが、付属構造物に破壊や変状

の認められるもの。

○；無被害

被害の程度の格付けにあたっては、技術調査団員の協議を行ない、また調査団の東北班と北海道班の間においても写真、スライドなどによってできるだけ調整を行なったが、もともと団員が目で見えて判定したものであるから、定量的な基準はなく、およその目安を与えるにすぎない。また上記の評価基準は新潟地震港湾被害報告におけるものとまったく同一であるが、同様の理由によって、新潟地震の際の格付けと同一であっても同程度の被害とは必ずしもいうことができない。

害とは必ずしもいうことができない。

2.2 震害の特性

施設別の被害の実態、程度などから次のような一般的方向がうかがえる。

- 1) 一般に大型けい船岸で大きな被害を受けたものは少ない。被害程度の大きな施設は、物揚場、護岸などに多く、簡単な構造の護岸の被害が著しい。
- 2) 構造様式別の被害状況は、さん橋構造本体の被害はほとんどなく、セル型岸壁は今回の地震ではじめて強度の地震を経験したが、砂質地盤上に築造されたもの

表 2.1 被害の概要

都道府県名	港名	施設名	型式	水深	被害の度	被害概要	
岩手	釜石	-3.4m物揚場	コンクリート角柱	-3.4	II	2箇所において法線のはらみ出し最大20cm, エプロン沈下 船の衝突による頂部コンクリート破損1箇所	
		-2.5m物揚場	矢板	-2.5	I		
岩手	宮古	けい留ぐい	コンクリート組ぐい	-	III	木材の衝突により52組中16組倒壊, 1組傾斜	
		けい留さく	コンクリート直ぐい	-	III	" 147本中45本倒壊	
		防波堤 III 区	ブロック積	-	I	堤体ブロック2個破損	
		" V 区	ケーソン	-	I	前面のホロースケア一散乱	
		" VII 区	場所打	-	I	前面1t被覆石散乱	
岩手	八木	-3.5m物揚場	場所打	-3.5	I	頂部コンクリートの前傾, エプロンとの間に3~4cmの間げき	
青森	八戸	八太郎	-3.5m物揚場	鋼矢板	-3.5	II	法線のはらみ出し最大23cm, ぐう角部エプロンにき裂
		"	北防波堤	ケーソン	-	I	ケーソン1個港外側に傾斜(施工中)
		"	-10m岸壁先端護岸	ケーソン	-	I	ケーソン2個流失(施工中)
		第一工業港	3千トン2号岸壁	鋼矢板	-6.5	II	全長にわたりエプロンの沈下, 最大40cm
		"	日曹護岸1号	"	+0.5	II	全長にわたり法線のはらみ出し, 最大87cm, エプロン沈下
		"	火力発電護岸1号	P. C. 矢板	+0.3	III	法線のはらみ出し, 最大127cm, 矢板にき裂
		"	日石岸壁	鋼矢板	-6.5	I	コーピングとエプロン間に1~3cmの間げき
		"	小中野1号岸壁	"	-5.5	III	法線のはらみ出し, コーピングとエプロン間に水平最大60cm, 鉛直最大65cmの間げき
		"	" 2号岸壁	"	-3.0	II	法線のはらみ出し, 最大49cm, エプロンの沈下
		河原木	河口防波堤A部	ケーソン	-	IV	延長460m中340mが倒壊
		館鼻	漁港岸壁	鋼矢板	-4.5	II	法線のはらみ出し, 最大57cm, エプロン沈下
"	館鼻突堤	ブロック積	-4.5	I	頂部コンクリートとエプロン間に水平最大10cmの間げき		
白銀ふ頭	先端護岸	"	-2.85	I	頂部コンクリートとエプロン間に水平2~3cmの間げき		
鮫	-5.0m岸壁	ケーソン	-5.0	I	ケーソン後壁上部付近のエプロンにき裂		
"	"	さん橋	"	I	頂部コンクリートと渡版間の最大3cmの間げき		

都府県名	道名	港名	施設名	型式	水深	被程の度	被害概要	
青森	八戸	鮫	蕪島突堤	ブロック積	-3.5	I	頂部コンクリートとエプロン間に約15cmの間げき	
青森	野辺地		-4.0m 物揚場	鋼矢板	-4.0	I	コーピングとエプロン間に1~2cmの間げき	
			-3.0m 物揚場	ブロック積	-3.0	III	法線のはらみ出し最大80cm, エプロン沈下	
			"	鋼矢板	"	I	エプロンの沈下最大8cm, エプロンにき裂	
			"	"	"	I	エプロンの沈下最大8cm, エプロンにき裂	
			西防波堤	ブロック積	-	I	上部工に法線方向のクラック	
			埋立護岸1号	場所打	-1.5	I	本体の前傾最大40cm	
			防波護岸	ケソン	±0.0	II	法線のはらみ出し最大43cm, 上部コンクリートの破壊	
青森	青森	油川	-4.5m 岸壁	鋼矢板	-4.5	II	法線のはらみ出し最大19cm, エプロン沈下	
			-2.0m 物揚場	"	-2.0	I	タイロッドのゆるみ(施工中)	
			西防波堤	ケソン	-	I	ケソン1個の目地の開き4cm	
			東防波堤	"	-	I	延長280mにわたりケソンの沈下平均13cm	
			中央ふ頭	3千トン岸壁	ブロック積	-7.5	I	エプロンの沈下10~20cm
			浜町	北防波堤	ケソン	-	I	全長にわたり15~20cm沈下
				-5.5m 岸壁	ケソン積	-5.5	I	法線のはらみ出し最大9cm, 沈下最大31cm
青森	大湊	下北	5千トン岸壁	鋼矢板セル	-10.0	I	" " 32cm沈下最大44cm セル本体とさん橋部に10~20cmの高低	
			西側1万トン岸壁	"	-9.0	I	本体に被災はないが, 埋立部分が全体に10~15cm沈下	
			東側 "	"	-9.0	I		
			堤ふ頭	消波護岸	ブロック積	-2.5	III	法線のはらみ出し最大90cm, エプロンの沈下最大90cm
			堤川	-7.5m 岸壁	鋼矢板	-7.5	I	法線のはらみ出し最大9cm, エプロン沈下
				左岸物揚場	ブロック積	-2.5	II	法線のはらみ出し最大30cm, エプロンの沈下最大75cm
				右岸物揚場	鋼矢板	-3.5	II	法線のはらみ出し最大30cm, エプロンの沈下最大17cm
青森	大湊	下北	-5.5m 岸壁	鋼矢板	-5.5	III	法線のはらみ出し最大1m, エプロンの沈下最大60cm	
			1号岸壁	コンクリート矢板	-6.0	II	法線のはらみ出し最大50cm, エプロンの沈下最大70cm	
			2号 "	鋼矢板	-6.5	II	" " 40cm " 47cm	
			3号 "	"	-5.5	II	" " 25cm " 42cm	
			1号物揚場	不明		II	" " 20cm " 20cm	
			1号護岸	石積	-0.5	IV	延長190mにわたり倒壊	
			3号 "	ブロック積	±0.0	IV	" 148m "	
			東側防潮堤	木さく	"	IV	" 50m "	
			埋立防潮堤	ブロック積	-1.5	II	法線のはらみ出し, コンクリートブロックの傾斜	
			防波堤	不明	-	I	天ばの沈下約10cm	

都道府県名	港名	施設名	型式	水深	被害の程度	被害概要				
青森	大湊	大平物揚場護岸	石積	-1.5	II	頂部コンクリートとエプロン間のすき間4cm, エプロン沈下25cm				
			石積	-1.5	II	頂部コンクリートの傾斜, エプロン沈下最大25cm				
青森	川内	左岸導流堤	ブロック積	-1.0	I	ブロックの沈下最大25cm, 傾斜約5°				
			物揚場護岸	-1.7	II	法線のはらみ出し最大37cm, エプロンの沈下				
		公共2号さん橋堤防	"	-1.7	III	" 70cm "				
			コンクリート直ぐい	-2.5	I	背後土留めのエプロンの沈下約20cm				
北海道	函館	西ふ頭	G区物揚場	鋼矢板	-3.5	II	法線のはらみ出し20~30cm, エプロン沈下, 控え版上の道路のき裂			
			豊川町	-4.0m物揚場	P. C. 矢板	-4.0	I	エプロン沈下		
			若松町	護岸	場所打コンクリート	-2.0	IV	倒壊または傾斜, 背後沈下		
			中央ふ頭	先端護岸	ブロック積	-5.5	I	傾斜		
			北浜ふ頭	-5.5m岸壁	斜控えぐい式鋼矢板	-7.0	III	法線のはらみ出し最大59cm, 控えぐい取付点の破壊, エプロン沈下		
			"	取付護岸	鋼矢板	-5.5	I	" 30cm, エプロン沈下, 控え矢板上の地盤のき裂		
			木材整理場	南側護岸	"	-2.0	I	法線のはらみ出し		
			"	北側護岸	"	-3.8	I	" 最大30cm, 控え矢板上の地盤のき裂		
			港町埋立地	港町第2護岸	"	-1.8	I	"		
			"	七重浜第1護岸	場所打コンクリート	-3.5	I	" " "		
			"	" 第2護岸	鋼矢板一部	-4.0	I	" " "		
			"	" 第3護岸	場所打コンクリート	-2.0	I	" 最大60cm "		
			"	" 第3護岸	鋼矢板	-4.0	I	" " "		
			"	川村造船護岸	"	-3.5	I	" " "		
			国鉄若松町ふ頭	第2岸壁	ケーソン	-7.0	II	ケーソン沈下最大60cm, 上部工前傾滑動最大40cm		
			"	西側岸壁	"	-7.0	II	法線のはらみ出し, 沈下		
			"	南側岸壁	"	-7.0	II	" " "		
			"	南側護岸	"	-4.0	II	" " "		
			国鉄有川ふ頭	取付護岸	ブロック積	-4.0	I	沈下, 上部工のき裂		
			"	第4岸壁	ケーソン	-7.0	I	法線のはらみ出し, ケーソン後端の地盤にき裂, 背後沈下		
			"	先端護岸	ブロック積	-	I	" " "		
			"	第5岸壁	ブロック積	-7.0	I	" " "		
			"	船だまり護岸	鋼矢板	-3.0	I	" 背後道路のき裂		
			北海道	室蘭	西1号ふ頭	西側-3.0m岸壁	ケーソン	-3.0	I	法線のはらみ出し, ケーソン後端の地盤にき裂
						" -4.5m岸壁	"	-4.5	I	" " "
						" -5.5m岸壁	"	-5.5	II	" 最大44cm 背後沈下陥没
						" 取付護岸	セルラーブロック	-3.5	II	" " "
" 先端護岸	"	-3.5				I	" 東側ぐう角部上部工開口, エプロン沈下			
" 東側岸壁	ケーソン	-7.5				I	エプロン沈下, 陥没			
" 西1・2号ふ頭間岸壁	鋼矢板	-4.5				I	法線のはらみ出し, 東ぐう角部エプロンにき裂			

都道府県名	道名	港名	施設名	型式	水深	被程の度	被害概要	
北海道	室蘭	西2号ふ頭	西側岸壁	ケーソン	-7.5	II	法線のはらみ出し最大55cm, エプロン沈下, 陥没	
			先端護岸	"	-7.5	I	" エプロン沈下	
			東側-10m岸壁	直ぐい式鋼管横さん橋(土留L型)	-10.0	I	土留L型壁沈下, 渡版, エプロン沈下	
			" -9m岸壁		-9.0	I		
			西2・3号ふ頭間岸壁		-4.5	I		
			西3号ふ頭	西側岸壁	"	-9.0	I	法線のはらみ出し最大39cm, エプロン沈下, 控え矢板上の地盤にき裂
				"	"	"	I	法線のはらみ出し最大33cm, エプロン沈下, 控え版上の上屋床にき裂
				先端護岸	"	-7.5	I	法線のはらみ出し, エプロン沈下, 控え版上の舗装にき裂
				東側-9m岸壁	"	-9.0	I	エプロン沈下, 控え工の上の上屋床にき裂, 背後は沈下
				"	"	"	I	
		中央ふ頭		西側丙種岸壁	ケーソン	-5.6	I	ケーソン後端上にき裂
				" 乙種岸壁	"	-7.2	I	法線のはらみ出し
			先端護岸	"	-7.2	I	"	
			東側甲種岸壁	"	-9.0	I	"	
		函館ドック	先端乙種護岸	ブロック積	-1.7	I	法線のはらみ出し最大40cm, 背後地盤にき裂	
			東側 "	"	"	I	"	
		檜崎ふ頭	先端B護岸	場所打コンクリート	-1.0	II	壁体前傾, 法線のはらみ出し最大42cm, エプロン沈下, 最大50cm	
			東側A護岸	"	"	II	"	
		国鉄ふ頭 富士鉄ふ頭	1号岸壁	セルラーブロック	-2.5	I	法線のはらみ出し, 背後沈下	
			-13m岸壁	鋼矢板	-14.0	II	" 最大45cm, 背後沈下	
			甲種岸壁	ケーソン	-9.0	II	" 最大120cm, "	
			乙種岸壁	場所打コンクリート	-9.0	I	法線のはらみ出し, 背後沈下	
			丙種岸壁	ケーソン	-7.5	II	" 最大60cm, 背後沈下	
			船だまり護岸	鋼矢板一部ブロック	-	I	" 背後地盤にき裂	
			室蘭製鉄化学岸壁	鋼矢板	-7.5	I	" 最大30cm, 控え工の上の地盤にき裂	
			本輪西ふ頭 本輪西新ふ頭	南岸壁	ケーソン	-8.0	I	ケーソン後端付近のエプロンにき裂, 背後沈下
				西岸壁	ケーソン(プレバッドコンクリート)	-7.5	I	法線のはらみ出し, ケーソン後端のエプロンにき裂
"	"			"	I	"		
日石ふ頭	矢板護岸	鋼矢板	-1.0	II	法線のはらみ出し最大71cm, 控え版上の道路にき裂			
	-5.5m岸壁	"	-5.5	II	" 78cm, " 地盤にき裂			
北海道	苫小牧	西ふ頭	第1バース	"	-9.0	I	エプロン沈下, 控え版上の上屋床にき裂, 背後沈下	
			第2バース	"	"	I		
			第3バース	"	"	I		
		東ふ頭 船だまり地区	第1バース	ウエル式デタッチドピア	"	I	土留壁前傾, 背後沈下, 捨石部沈下	
			B護岸	鋼矢板	-3.0	III	法線のはらみ出し最大31cm, 背後沈下, 控え矢板上の地盤にき裂	

都道府県名	港名	施設名	型式	水深	被害の度	被害概要
北海道	苫小牧	石油配分基地	スリップ奥護岸	場所打コンクリート	m —	IV 斜面崩壊
北海道	浦河	第3物揚場	L型壁	— 2.5	I	エプロン沈下

も、粘性土地盤上に設置されたものもともに無被害であった。

矢板構造は、若干の変形を生じた構造物が多いが、一部老朽化した施設および特殊な形式のものを除いてその被害程度は概して軽微である。重力式構造物も変形を生じたものが多いが、ケーソン構造は被害が軽度であり、大きな被害を生じたものは、簡単な木構造、場所打コンクリート構造、ブロック構造のものが多い。

3) 矢板構造の被害形式は、一部タイロッド取付部が破損したもののほか、控え工の抵抗不足による全般的な前のめり現象が多く見られ、控え工上部の埋立土もしくは舗装部分に法線方向のき裂が発生し、その背後が沈下している例が多かった。控え工の形式は、通常の控え版、デッドマンアンカー、矢板を用いたもの、直ぐいを用いたものなどがあつたが、被害状況に構造の相違によるきわだった差は認められない。

矢板の根入れ不足、矢板の曲げによって破壊したものは、P. C. 矢板が折損した例を除いては見られなかった。

4) ブロック構造および場所打コンクリート構造の被害は、背面土圧、慣性力に対する抵抗不足のため、壁体の前傾が生じ、中には転倒に近い状態のものもあつた。

5) さん橋構造本体には、直ぐい式のものとうエルまたはニューマチックケーソンのものがあつたが、いずれも無被害であった。また横さん橋の土留壁は、さん橋部に変形を制限されたために、被害の少なかった例が多い。

6) 被害の著しい護岸は、背面土砂、基礎地盤を含む一体としての斜面崩壊現象に近い形の被害形式が多かつた。

7) 各構造形式全体を通じて、裏込土の沈下によるエプロン沈下、き裂の発生が多く見られた。重力式構造物では、裏込土が地震前から壁体の目地より抜け出ているためにエプロンの被害を大きくしたと思われるものがあり、地盤に陥没を生じているものもある。

8) 重力式構造物では、海側に凸になったぐう角部で変形の大きかつたものが多い。矢板壁でぐう角部に直線形鋼矢板のセルを用いたものは無被害であつた。

海側に凹となっているぐう角部では、壁体の変位が制限されるために、エプロンの舗装が上部工の上にせり上

がり、き裂を生じているものが見られた。

9) けい船柱、暗きょなど異質の構造物が設置されている部分では、周囲のエプロン、上部工などにき裂を生じているものが多い。

10) 壁体の変形、変位およびエプロン、埋立地の沈下、き裂などによって、荷役機械の基礎、上屋、臨港鉄道、臨港道路に変形を生じ、一時的に機能の停止したものがある。

2.3 日向灘地震における細島港の被害

細島港は日向灘地震で最大254galの水平加速度を受けた—5.5m 鋼矢板岸壁は控え版が数センチメートル前方に移動し、後方の地盤が沈下した。—10mたな式岸壁は148galの地震動を受けたが無被害であつた。

なお、日向灘地震の概要は次のとおりである。

発震日時；昭和43年4月1日、9時42分

震央；日向灘（北緯32.3°、東経132.6°）

震源の深さ；約40km

地震の規模；マグニチュード約7.5

細島港は震央より西に約90kmの位置となる。

3. 検討施設の選択および計算条件

3.1 検討施設の選択

解析の対象となる港湾は、次の理由により、1968年十勝沖地震を受けた八戸、野辺地、青森、函館、室蘭、苫小牧の6港と日向灘地震を受けた細島港を選択した。

1) 強震計の記録があるか、または近隣の港湾より地震の加速度が推定できる港湾であること。

2) できるだけ多種の被災程度を含んでいる港湾であること。とくに同種の構造物の被災災度が多様であること。

3) 同一港湾でできるだけ多種の構造様式を有すること。

4) 標準断面図、設計条件、土質条件等検討資料が多く整備されていること

5) 地震時の潮位、載荷状況が明らかであること。

解析対象施設は、次の基準により選択した。

1) 標準断面図、設計条件、土質条件等の設計上の諸資料があきらかであること。

2) 同種の構造様式の中でできるだけ多種の被災程度を選択する。また可能なかぎり無被災施設を含める。

3) 同一法線上で被災程度の異なるもの、および同一法線上で異なる構造様式を採用しているもの。

解析の対象となる構造様式は、もっとも一般的で、設計法がほぼ確立されているものとして、

重力式構造物；ケーソン式、ブロック式、場所打コンクリート式

鋼矢板構造物；控え版、控え直ぐい、控え矢板を有するもの。

たな式構造物

鋼矢板セル式構造物

横さん橋；鋼管直ぐい式

比較的一般的な構造様式であって、設計法がまだ十分確立されていないものとして、

軟弱地盤に打ち込まれた矢板壁

斜控えぐい式矢板壁

根入部前面が斜面となっている矢板壁

ウェル式デタッチドピア

を選択した。

また、斜面崩壊または基礎崩壊と考えられる2例について斜面の安定の検討を行なった。

3.2 解析方法

原則として港湾構造物設計基準の設計法を用いた。設計法が確立されていない構造様式については、現在用いられているかまたは提案されている数種の設計法によって解析し、各方法の比較検討を行なった。検討法の概略は各構造様式の項で述べるが、ここでは諸構造様式に共通な部分すなわち土圧の算定法についてのみふれる。

土圧計算は物部・岡部式によったが、水中部には見掛けの震度を用いた。見掛けの震度の算定法あるいは各深さの土圧強度の算定法として現在次の4種の方法が用いられているが、附録に示すように、もっとも合理的であると考えられる4)の方法が計算上はん雑であることから、これと実用上大差のない結果を与える1)の方法を用いて計算を行なった。

1) 港湾構造物設計基準の方法¹⁾

水中における見掛けの震度算定には次式を用いる。

$$k' = \frac{T}{T-1} k \dots\dots\dots(3.1)$$

ここに、 k' ；見掛けの震度

k ；設計震度

γ ；水で飽和した土の単位体積重量(t/m³)

土圧強度の算定には、残留水位面およびそれ以上については空中の震度を用い、水面下については各層の上下面において見掛けの震度を用いる。層内においては層の境界面の土圧強度を直線で結ぶ。土圧強度の水平成分は次式によって求められる。

$$p = K'(w + \sum \gamma h) \cos \delta \dots\dots\dots(3.2)$$

ここに、 p ；土圧強度(t/m²)

K' ；見掛けの震度を用いて計算した土圧係数

w ；積載荷重(t/m²)

γ ；土の単位体積重量(水中にあっては浮力を差引いたもの)(t/m³)

h ；層厚(m)

δ ；壁面摩擦角

2) 石黒の方法²⁾

水中における見掛けの震度は式3.1を用いて計算する。各層の境界面における土圧強度は次のようにして求める。即ち図3.1において第 n 層が水中にある場合は第 n 層下端の土圧強度の水平成分は次式によって計算される。

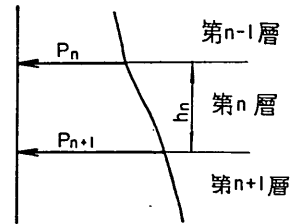


図 3.1 石黒法による土圧強度の算定

$$p_{n+1} = p_n + K' \gamma'_n h_n \cos \delta \dots\dots\dots(3.3)$$

ここに、 p_n ；第 n 層上端の土圧強度の水平成分(t/m²)

p_{n+1} ；第 n 層下端の土圧強度の水平成分(t/m²)

γ'_n ；第 n 層の土の単位体積重量(浮力を差引いた値)(t/m³)

h_n ；第 n 層の層厚(m)

第 $n+1$ 層上端の土圧強度は第 n 層下端の土圧強度と同一とする。

層内においては層の境界面の土圧強度を直線で結ぶ。

3) 二建設基準の方法³⁾

土圧強度の算定は式3.2によるが、土圧係数の計算に用いる見掛けの震度は次式によって計算する。

1) 日本港湾協会「港湾構造物設計基準」p. 2-9-3 および p. 2-10-5

2) 石黒健「鋼矢板工法」p. 54~56, 山海堂, 38.7.15

3) 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所「設計基準とその解説」p. 2201-3, 39.5.1

$$k' = \frac{\sum \gamma h + \gamma_w h_w + w}{\sum \gamma h + w} \cdot k \dots \dots \dots (3.4)$$

ここに、 γ_w ；海水の単位体積重量 (t/m³)
 h_w ；土層の水につかっている深さ (m)

4) 荒井の方法⁴⁾

土圧係数算定用の見掛けの震度として、すべり土けい内に地震力を作用させて求めた次式を用いる。

$$k' = \frac{(\gamma + \gamma_w) h_w + 2(\gamma_1 h_1 + w)}{\gamma h_w + 2(\gamma_1 h_1 + w)} \cdot k \dots \dots \dots (3.5)$$

ここに、 γ_1 ；残留水位面上の土の単位体積重量(t/m³)
 h_1 ；残留水位面上地表面までの高さ (m)

また、土圧と同時に壁体前面に負の動水圧として次のウェスターガード (Westergaad) の近似式による水圧

を作用させる。

$$p_d = \frac{7}{8} \gamma_w k \sqrt{h \cdot y} \dots \dots \dots (3.6)$$

ここに、 p_d ；動水圧 (t/m²)
 k ；設計震度
 h ；前面水深 (m)
 y ；動水圧を求める水深 (m)

3.3 計算条件

(1) 震 度

港湾の地盤に設置された SMAC B₂型強震計に記録された1968年十勝沖地震の加速度は表 3.1 のとおりである。

表 3.1 強震計の記録と設計震度

港 名	最大加速度 (gal)				設計震度	備 考	
	水平最大	南北成分	東西成分	上下成分			
岩 手	大 船 渡 宮 久 古 慈		113	95	33	0.10	
		—	—	—	—	0.10	
		—	—	—	—	0.15	
青 森	八 戸	259	235	188	80	0.10	直 轄 補 助 浜町ふ頭 - 9 m岸壁 浜町ふ頭 - 5.5 m岸壁, 堤ふ頭
		232	189	211	130	0.05	
	—	—	—	—	0.075		
	—	—	—	—	0.05		
	—	—	—	—	0.05		
秋 田	秋 田		28	29	29		
			26	25	13	0.10	
北 海 道	函 室 館 蘭	—	—	—	—	0.10	室蘭港における設計震度0.15の施設は 西1号ふ頭, 西2号ふ頭西側岸壁先端護岸 設計震度0.10の施設は 西2号ふ頭東側岸壁, 西3号ふ頭西1・2号ふ頭間および西2・3号ふ頭間岸壁, 日通ふ頭, 富士鉄ふ頭 - 13m岸壁である。
		218	203	143	78	0.15	
	—	—	—	—	0.10		
	—	20	21	15	0.15		
新 潟	小 樽 路	—	—	—	—	0.10	川岸町県営アパート地階強震計
		185	155	159	50	0.15	
新潟地震 ('64.6.6)における新潟港(参考)		185	155	159	50	0.10~0.12	

- (1) 被害のあった港湾でも設計震度が不明で、強震計の設置していないものは記載していない。
- (2) 最大加速度の欄で—は強震計の設置していない港湾である。
- (3) 最大加速度の値のうち水平最大値以外は強震観測表による値である。

4) 荒井秀夫, 横井聡之 "矢板壁の耐震性に関する研究(第3報)", 第3回 港湾技術研究所研究発表会講演概要, p. 103, 1965. 12.

解析の対象として選択した、八戸、野辺地、青森、函館、室蘭および苫小牧の6港のうち、八戸、青森、室蘭の3港における地震の水平加速度は、少なくとも一方向については200galをこえており、合成された水平最大加速度は、八戸港では259galに達している。他の2港についてもこれらの3港および震央との位置関係より見て200gal程度の地震動を受けたと考えてよからう。

計算は以上の事実および震度と計算結果の関係を連続的に知る必要から、可能なかぎり計算震度0, 0.1, 0.2, 0.25について行なった。また考察は主として震度0.2付近の計算結果を用いて行なった。

日向灘地震においては、細島港工業港区-10m岸壁背

後の地盤上に設置されたSMAC B₂型強震計は、東西成分(正確には-10m岸壁の法線方向)254gal, 南北成分148galを記録している。計算は1968年十勝沖地震と同様0~0.25の震度に対して行なったが、-5.5m岸壁および-10m岸壁の法線はそれぞれ東西方向および南北方向であるので、考察は-5.5m岸壁に対して0.25, -10m岸壁に対して0.15の震度に対する計算結果を用いて行なった。

(2) 前面潮位および残留水位

1968年十勝沖地震における地震時の各港の潮位は表3.2のとおりである。

表 3.2 地震時の潮位および解析に用いる残留水位

単位 : m

港名	地震時の潮位	H. W. L.	解析に用いた水位		
			前面潮位	残留水位(重力式)	残留水位(矢板式)
八戸	-0.05	+1.50	±0.00	+0.50	+1.00
青森	+0.19	+0.80	+0.20	+0.40	+0.60
野辺地	—	+0.73	+0.20	+0.40	+0.60
函館	+0.22	+1.04	+0.20	+0.50	+0.70
室蘭	+0.28	+1.55	+0.30	+0.70	+1.10
苫小牧	+0.52	+1.50	+0.50	+0.80	+1.20

解析に用いる前面潮位は計算に便利のように10cm単位に丸くし、残留水位は、前面潮位がほぼ干潮面であることから港湾構造物設計基準の規定に準じて重力式構造物では前面潮位上 H. W. L. と前面潮位の差の1/3を、矢板式構造物では2/3を用いた。解析に用いた前面潮位および残留水位も表3.2にあわせて示してある。

日向灘地震の際の細島港の潮位は+1.70m程度と推定され、満潮後間もないことから、前面潮位、残留水位ともに+1.70mとした。

(3) 積載荷重

地震時の積載荷重は日向灘地震における細島港の2施設を含めて、1例を除きすべて無載荷か、土圧計算上無載荷とみなし得る。

積載荷重のあった1例は室蘭港西2・3号ふ頭間岸壁(矢板式)であって、製作中のセルラーブロックがほぼ全延長にわたり載荷されていた。解析には載荷状態を勘

案して主働土圧算定には $w=1.0t/m^2$ を、控え工の受働土圧算定にはゼロを用いた。

(4) 内部摩擦角, その他

土圧計算に用いる裏込めの内部摩擦角は割石等の良質の裏込めが十分用いられているものについては40°, 通常の砂質土と考えられるものについては30°とし、裏込材の質あるいは量がその中間と考えられるものについては35°とした。壁面摩擦角は港湾構造物設計基準にしたがい、矢板の控え工を除いて主働土圧に対し+15°, 受働土圧に対し-15°を用いた。控え工の受働土圧算定用には通常の場合0°デッドマンアンカーとみなし得る場合+15°とした。

偏心傾斜荷重に対する地盤支持力の検討を行なう場合の基礎の内部摩擦角は土圧計算に用いるものより10°大きい値を用いた。これは新潟地震の被害例の解析結果にもとづいている⁵⁾。

5) 大島実, 寺尾健 “新潟地震による港湾構造物被害の現行設計法による解析”, 第8回地震工学研究発表会講演概要, P. 21~22, 1965. 7, 土木学会

また、内部摩擦角の変化と計算結果の関係を知るために、数例について裏込めまたは基礎の内部摩擦角を変化させて計算を行なった。

砂質土の単位体積重量は空中1.8t/m³、水中1.0t/m³とした。

その他の土質条件については土質調査結果があれば、これにもとづいたが、資料が得られない場合は原設計条件を用いた。

材料の単位体積重量は鉄筋コンクリート2.45t/m³、無

筋コンクリート2.30t/m³を用い、その他については原設計にしたがった。

また、摩擦係数 μ はコンクリートと捨石について0.6、コンクリートとコンクリートについては、ほぞがあってもなくても0.5とした。

4. 重力式構造物

解析の対象として3.1の選択基準にもとづいて選択した重力式構造物を表4.1に示す。

表4.1 重力式構造物の検討対象施設

形式	記号	施設名	実水深(m)	被災度	適要
ケ ー ソ ン	c-1	八戸港鮫漁港-5.0m岸壁	-5.0	I	同一法線上 西1号東側-7.5m岸壁(0)と同一構造 y-18(II), j-1(I)と同一法線上
	c-3	青森港浜町-5.5m岸壁	-5.5	I	
	c-4	函館港中央ふ頭北側-9.0m岸壁	-9.6	0	
	c-5	室蘭港西1号西側-4.5m岸壁	-4.5	I	
	c-6	"-5.5m岸壁	-5.5	II	
	c-7	"2号西側-7.5m岸壁	-7.5	II	
	c-8	"富士鉄ふ頭甲種-9.0m岸壁	-9.0	II	
	ブ ロ ッ ク	b-1	八戸港白銀ふ頭先端護岸	-2.85	
b-2		" 鮫4号物揚場	-2.7	0	
b-3		青森港中央ふ頭3千トン-7.5m岸壁	-7.5	I	
b-4		" 浜町-5.5m岸壁	-5.5	II	
b-5		" 堤ふ頭消波護岸	-2.5	III	
b-6		" 堤川左岸-2.5m物揚場	-2.5	II	
b-7		野辺地港-3.5m物揚場	-3.5	III	
b-8		函館港中央ふ頭北側-9.0m岸壁	-9.6	0	
場 所 打 コンクリート	j-1	室蘭港富士鉄ふ頭乙種-9.0m岸壁	-9.0	I	y-18(II), c-8(II)と同一法線上

重力式構造物については、滑動、転倒および地盤支持力の検討を行なった。

外力は、土圧、残留水圧および壁体に作用する地震力を考えた。転倒に対する抵抗力は壁体重量および土圧の鉛直分力を、滑動に対する抵抗力はこれによる底面摩擦力を考えた。地震力および壁体重量の算定に用いた壁体には壁体後しより引いた鉛直面より海側にある土をも含めた。

ブロック式壁体についてはブロックの各段について滑動および転倒の検討を行なった。この場合、計算用の壁

体としては検討するブロックの直上にある土をも含めている。

地盤支持力の検討は基礎捨石および捨石の下の基礎地盤について、偏心傾斜荷重に対する立石の方法およびマイヤホフ式を用いて行なった。この場合、立石法については前面傾斜の影響を考慮した梅原の方法を用いたが根入れの影響は入っていない。またマイヤホフ法については根入れの影響は考慮されているが、前面傾斜の影響は無視している。捨石の下の基礎地盤については港湾構造物設計基準 第8編 第3章 重力式けい船岸 3.4.3 基

礎の支持力に対する検討に示されている方法、すなわち、壁体底面に作用する荷重が、捨石内を図 4.1に示すように分散するものと考え、その分散幅を壁体底面幅と考へて立石法またはマイヤホフ法で検討する方法を用いた。この場合についても立石法では根入れの影響は考へていない。

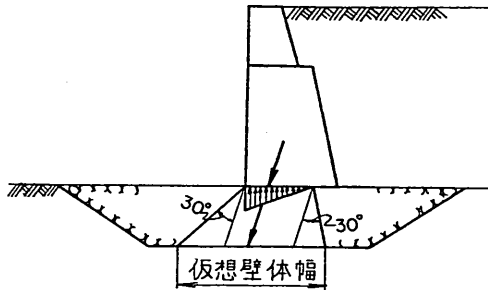


図 4.1 捨石の下の基礎地盤の支持力
検討の際の仮想壁体幅

4.1 ケーソン式けい船岸
4.1.1 八戸港鮫地区-5.0m岸壁(c-1)
(1) 概要

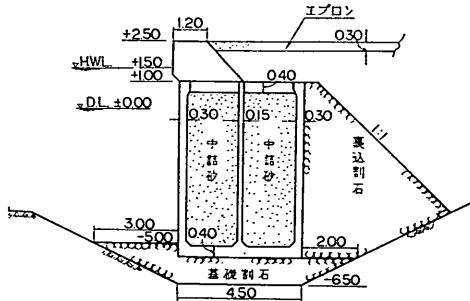


図 4.2 八戸港鮫地区-5.0m岸壁(c-1)標準断面図

昭和40年に完成した延長 149.0mの施設である。標準断面図を図 4.2に示す。地震によりケーソン後壁上部付近のエプロンにき裂を生じたが、壁体の滑動および前傾は見られなかった。被災の程度はIである。本岸壁に隣接して同一法線上に横さん橋があったが、渡版と上部工との間に若干の間げきを生じた程度で、ほとんど無被害と見なし得る。

(2) 計算条件

新しい施設であるが設計条件は明らかでない。

検討に用いた計算条件は次のとおりである。

裏込めの内部摩擦角	$\phi = 40^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
	水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w = 0 \text{ t/m}^2$
前面潮位	$\pm 0.00 \text{ m}$
残留水位	$+0.50 \text{ m}$

材料の単位体積重量、壁体底面の摩擦係数ならびに地盤支持力の検討に用いた基礎捨石および基礎地盤の単位体積重量および内部摩擦角は3.3に述べたとおりである。

(3) 計算結果

壁体の滑動、転倒、基礎捨石の支持力および基礎地盤の支持力に対する安全率を表 4.2~表 4.9に示す。また、基礎支持力と比較するために従来の方法で計算した最大地盤反力強度をも表に示した。これらの計算結果を震度との関係においてとりまとめたのが図 4.3~図 4.5である。

(4) 考察

本施設はケーソン後壁直上付近の地盤にき裂を生じたのみで、肉眼では壁体の滑動、前傾は認められない。ケーソン後壁付近のき裂は背後地盤の振動による沈下に

表 4.2 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安全率 $\frac{0.6 \times \text{②}}{\text{①}}$
	主働土圧の水平分力および残留水圧	地 震 力	計 ①	壁体重量 (浮力を差しひいた)	主働土圧の鉛直分力	計 ②	
0	11.26	0	11.26	47.65	2.25	49.90	2.66
0.10	15.22	7.55	22.77	"	3.31	50.96	1.34
0.20	21.08	15.10	36.18	"	4.88	52.53	0.87
0.25	25.17	18.88	44.05	"	5.97	53.62	0.73

表 4.3 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)						安全率 $\frac{\text{②}}{\text{①}}$
	転 倒 モ ー メ ン ト			抵 抗 モ ー メ ン ト			
	主働土圧の水平分力および残留水圧による	地震力による	計 ①	壁体重量(浮力を差引いた)による	主働土圧の鉛直分力による	計 ②	
0	32.89	0	32.89	103.90	10.13	114.03	3.47
0.10	42.70	25.38	68.08	"	14.90	118.80	1.75
0.20	56.85	20.76	77.61	"	21.95	125.86	1.17
0.25	66.33	63.45	129.78	"	26.87	130.77	1.01

表 4.4 地盤反力の最大値 (壁体幅 $b=4.5\text{m}$)

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)			鉛 直 力 V ④(t/m)	合 力 の 作 用 点		地盤反力 p_1 (t/m ²)
	抵抗モーメント ①	転倒モーメント ②	M ③=①-②		前しからの距離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央からの距離 (m) ⑥= $\frac{b}{2}$ -⑤	
0	114.03	32.89	81.14	49.90	1.63	0.62	20.31
0.10	118.80	68.08	186.88	50.96	1.00	1.25	33.97
0.20	125.86	77.61	203.47	52.53	0.35	1.90	100.06
0.25	130.77	129.78	260.55	53.62	0.02	2.23	1,787.3

注) 地盤圧力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$

$e > \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = \frac{2V}{3x}$

表 4.5 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 立石の方法, 壁体幅 $b=4.5\text{m}$)

震 度	合 力 と 鉛 直 線 の な す 角 α			合 力 の 偏 心 量		基礎の内部 摩擦角 ϕ (°)	支持力係数 N	安 全 率 $F = \frac{rb^2}{2V} N$
	水平力① P (t/m)	鉛直力② V (t/m)	$\tan\alpha$ ③=①/②	壁体中心からの 偏心距離 ④ e (m)	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	11.26	49.90	0.226	0.62	0.277	40	20.596	4.18
						50	95.400	19.36
0.10	22.77	50.96	0.447	1.25	0.556	40	3.469	0.69
						50	17.388	3.46
0.20	36.18	52.53	0.689	1.90	0.844	40	0.125	0.02
						50	0.785	0.15
0.25	44.05	53.62	0.822	2.23	0.991	40	0.000	0.00
						50	0.001	0.00

表 4.6 地盤支持力に対する安全率
 (基礎捨石, 偏心傾斜荷重に対するマイヤホフ法)
 壁体幅 $b=4.5\text{m}$, 根入深さ $D=0.5\text{m}$

震 度	合力と鉛直線のなす角 $\alpha(^{\circ})$	合力的作用点の壁体中心からの偏心量 $e(\text{m})$	鉛 直 力 $V(\text{t}/\text{m})$	基礎の内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	支 持 力 係 数		安 全 率
					N_r	N_q	
0	12.73	0.62	49.90	40	113	84	8.20
				50	"	"	9.39
0.10	24.08	1.25	50.96	40	"	"	1.67
				50	"	"	2.20
0.20	34.57	1.90	52.53	40	"	"	0.23
				50	"	"	0.27
0.25	39.93	2.23	53.62	40	"	"	0.01
				50	"	"	0.01

表 4.7 地盤支持力に対する安全率
 (地盤, 立石-設計基準法)

震 度	仮想壁体幅(基礎捨石下面における地盤反力の分布幅) $b'(\text{m})$	仮想壁体幅上の捨石重量 (t/m)	鉛直合力 V' (t/m)	合力が鉛直となす角の正接 $\tan \alpha'$	仮想壁体幅中心からの合力の偏心距離		基礎地盤の内部摩擦 $\phi(^{\circ})$	支持力係数 N'	安 全 率 $F = \frac{rb^2N'}{2V'}$
					偏心距離 $e'(\text{m})$	$e' = \frac{2e'}{b'}$			
0	5.70	6.15	56.05	0.226	0.55	0.193	35	12.682	4.13
							40	25.660	8.35
							45	53.741	17.50
0.10	4.40	5.05	56.01	0.447	0.30	0.136	35	6.062	1.15
							40	13.135	2.50
							45	28.804	5.47
0.20	2.95	3.93	56.46	0.689	-0.15	0.101	35	1.210	0.10
							40	4.158	0.34
							45	10.505	0.87
0.25	2.50	3.75	56.37	0.822	-0.55	0.440	35	0.112	0.01
							40	0.404	0.02
							45	1.800	0.11

よるとも、あるいは壁体に若干の前傾を生じたために発生した主働土けいによっても考え得るが、ここでは実用上、滑動および前傾は生じなかったものとして考察を行なう。

本施設は、200~250gal の地震動を受けたと考えられるが、滑動の安全率は震度0.20および0.25において0.87および0.73と1を割っている。本壁体は滑動していないと考えられるので、本計算は現象に対して低い結果を与

表 4.8 地盤支持力に対する安全率

(地盤, マイヤホフ設計基準法)

根入深さ $D=1.50\text{m}$

震 度	合力の鉛直 となす角 α (°)	合力作用点の 仮想壁体幅中 心からの偏心 量 (m) e'	仮想壁体幅 b' (m)	鉛 直 力 V' (t/m)	基礎の内部 摩 擦 角 ϕ (°)	支 持 力 係 数		安 全 率
						N_r	N_q	
0	12.73	0.55	5.70	56.05	35	24	28	5.28
					40	113	84	21.45
					45	"	"	22.79
					35	24	28	2.11
0.10	24.08	0.30	4.40	56.01	40	113	84	8.12
					45	"	"	9.19
					35	24	28	0.85
0.20	34.57	-0.15	2.95	56.46	40	113	84	2.71
					45	"	"	3.05
					35	24	28	0.38
0.25	39.93	-0.55	2.50	56.37	40	113	84	1.10
					45	"	"	1.13

表 4.9 捨石下面における地盤反力の最大値

震 度	鉛直合力 V' (t/m)	仮想壁体 幅 b' (m)	合力の作用点		地盤反力 (t/m^2)
			仮想壁体 中心から の偏心距 離 e' (m)	仮想壁体 前しから の距離 x' (m)	
0	56.05	5.70	0.55	2.30	15.53
0.10	56.01	4.40	0.30	1.90	17.94
0.20	56.46	2.95	-0.15	1.33	24.98
0.25	56.37	2.50	-0.55	0.70	53.69

えている。

基礎捨石の支持力に関する安全率は通常捨石で用いられる内部摩擦角より 10° 大きい内部摩擦角 50° を用いた場合でも、立石法、マイヤホフ法のいずれの方法によっても震度0.20において0.15あるいは0.27と著しく低い値を与えている。これは、地盤支持力の不足による壁体の前傾が認められないという事実と反する。なお、震度0.20における最大地盤反力強度は約 $100\text{t}/\text{m}^2$ である。

基礎捨石下面の基礎地盤の支持力の安全率は震度0.20において、立石法の場合地盤の内部摩擦角 45° に対し

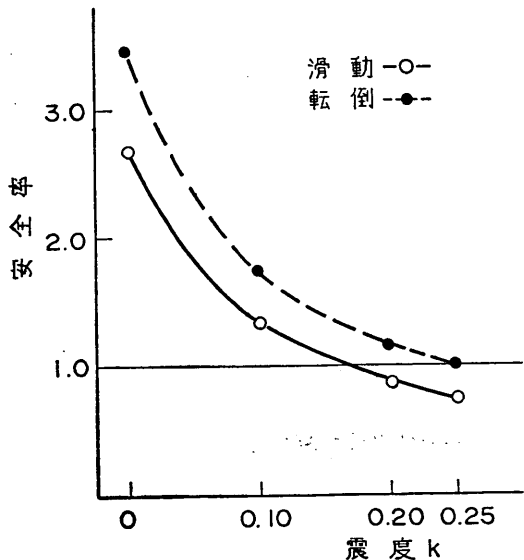


図 4.3 滑动および転倒の安全率と震度の関係

て0.87、マイヤホフ法の場合内部摩擦角 35° に対して0.85と計算されている。これは、本例の場合、立石法によれば内部摩擦角を少くとも 45° 、マイヤホフ法によれば

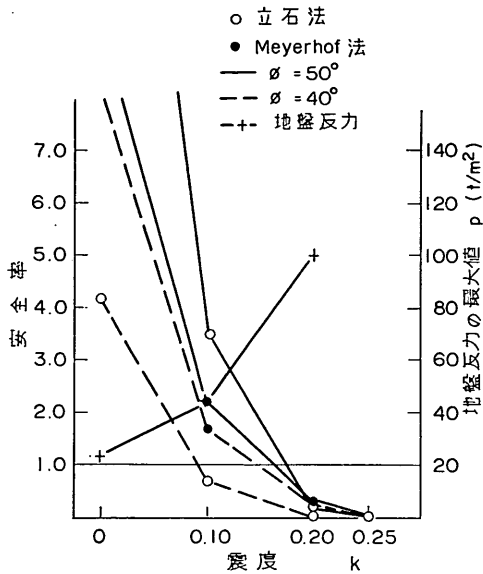


図 4.4 基礎捨石支持力の安全率と震度の関係

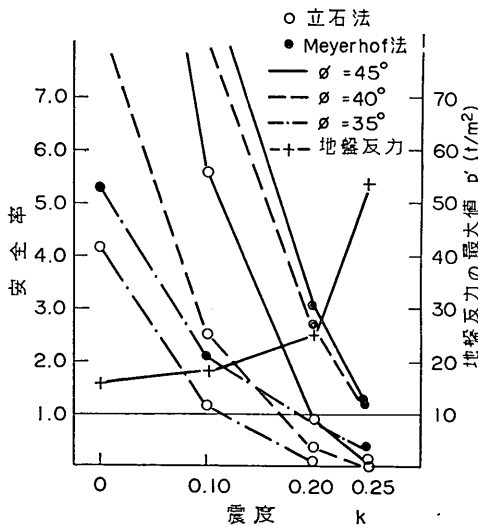


図 4.5 基礎地盤支持力の安全率と震度の関係

35° 以上として計算しなければ現象と一致しないことを意味する。本例では基礎地盤の性質があきらかにされていないために明確なことはいえないが、立石法による場合は通常用いられている土の内部摩擦角に比して著しく大きな値である。立石法とマイヤホフ法で結果に差異を生じた原因の1つは、立石法で根入れによる支持力の増加を無視したことにあると考えられる。

4.1.2 青森港浜町-5.5m岸壁(c-3)

(1) 概要

昭和38年に完成した延長 190.0mの施設である。標準

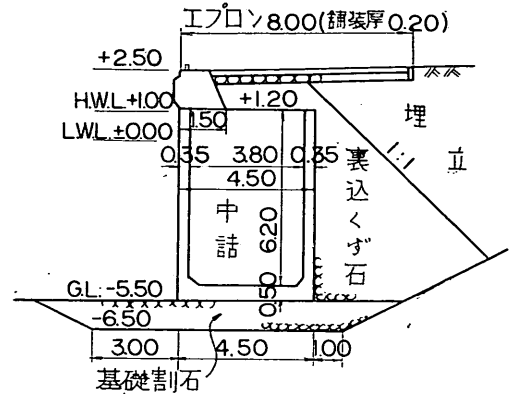


図 4.6 青森港浜町-5.5m岸壁(c-3)標準断面図

断面図は図 4.6のとおりである。地震により法線が最大 9cmはらみ出し、エプロン舗装用のコンクリート版に目地あきが生じた。またエプロンの沈下も平均23cm、最大 31cmに達した。被災の程度はIである。本岸壁に隣接して同一法線上に5段積のブロック式けい船岸があったが、この施設の法線のはらみ出しは最大32cm、沈下量も大きく最大44cmにおよび、被災度はIIである。またけい船岸の構造の接続点で法線のはらみ出しにかなりの不連続な現象が見られた。

(2) 計算条件

原設計条件は次のとおりである。

裏込めの内部摩擦角	$\phi = 40^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ 水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w = 1.5 \text{ t/m}^2$
前面潮位	+0.2m
残留水位	+0.5m
震度	0.05

検討に用いた計算条件のうち原設計条件と異なるものは次のとおりである。

上載荷重	$w = 0.0 \text{ t/m}^2$
残留水位	+0.4m

その他の計算条件は、3.3 に述べたとおりである。

(3) 計算結果

壁体の滑動、転倒、基礎捨石の支持力および基礎地盤の支持力に対する安全率を表 4.10~表 4.17に示す。また、基礎支持力と比較するために従来の方で計算した最大地盤反力強度をも表に示した。これらの計算結果を震度との関係においてとりまとめたのが図 4.7~図 4.9 である。

表 4.10 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安全率 $\frac{0.6 \times ②}{①}$
	主働土圧の水平分力および残留水圧	地 震 力	計 ①	壁 体 重 量 (浮力を差しひいた)	主働土圧の鉛直分力	計 ②	
0	9.63	0	9.63	47.27	2.27	49.54	3.09
0.10	13.58	7.45	21.03	"	3.33	50.60	1.79
0.20	19.49	14.90	34.39	"	4.91	52.18	0.91
0.25	23.54	18.63	42.17	"	6.00	53.27	0.76

表 4.11 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)						安全率 $\frac{②}{①}$
	転 倒 モ ー メ ン ト			抵 抗 モ ー メ ン ト			
	主働土圧の水平分力および残留水圧による	地震力による	計 ①	壁体重量による (浮力を差した) (引)	主働土圧の鉛直分力による	計 ②	
0	27.88	0	27.88	104.95	10.22	115.17	4.13
0.10	37.62	29.22	66.84	"	14.99	119.94	1.79
0.20	51.84	58.44	110.28	"	22.10	127.05	1.15
0.25	61.15	73.05	134.21	"	27.00	134.95	0.98

表 4.12 地 盤 反 力 の 最 大 値 (壁体幅 $b=4.5m$)

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合 力 の 作 用 点		地盤反力 p_1 (t/m ²)
	抵抗モーメント ①	転倒モーメント ②	M ③=①-②		前しからの距離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央からの距離 e (m) ⑥= $\frac{b}{2}$ -⑤	
	0	115.17	27.88	87.29	49.54	1.76	0.49
0.10	119.94	66.84	53.10	50.60	1.05	1.20	32.13
0.20	127.05	110.28	16.77	52.17	0.32	1.93	108.71
0.25	—	—	—	—	—	—	—

注) 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$

$e > \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = \frac{2V}{3x}$

(4) 考 察

本施設は(1)に示したとおり、エプロン舗装用の厚さ20cmのコンクリート版に目地あきが生じ、多少沈下したが、壁体の滑動、前傾は認められない。

本施設は3・3の(1)に示したとおり200~230galの地震動を受けたと考えられるが滑動の安全率は震度0.20および0.25において0.91および0.76と1を割っている。

本壁体は滑動していないと考えられるので、本計算は現象に対して同等かやや低めの結果を与えている。

基礎捨石の支持力に関する安全率は通常捨石で用いられる内部摩擦角より10°大きい内部摩擦角50°を用いた場合でも、立石法、マイヤホフ法のいずれの方法によっても震度0.20において0.14および0.05と著しく低い値を与えている。これは地盤支持力の不足による壁体の前傾が

表 4.13 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 立石の方法) 壁体幅 $b=4.50\text{m}$

震度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏心率		基礎の内部 摩擦角 $\phi(^{\circ})$	支持力係数 N	安全率 $F = \frac{rb^2}{2V} N$
	水平力① $P(\text{t/m})$	鉛直力② $V(\text{t/m})$	$\tan \alpha$ ③=①/②	壁体中心から の偏心率 ④ $e(\text{m})$	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	9.63	49.54	0.19	0.49	0.218	40	24.45	5.41
						50	121.59	24.85
0.1	21.03	50.60	0.42	1.20	0.533	40	4.37	0.87
						50	21.58	4.32
0.2	34.39	52.18	0.66	1.93	0.85	40	0.12	0.02
						50	0.74	0.14

表 4.14 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 偏心率傾斜荷重に対するマイヤホフ法)
壁体幅 $b=4.50\text{m}$, 根入深さ $D=0.0\text{m}$

震度	合力と鉛直線 のなす角 $\alpha(^{\circ})$	合力作用点の 壁体中心から の偏心率 $d(\text{m})$	鉛直力 $V(\text{t/m})$	基礎の内部摩 擦角 $\phi(^{\circ})$	支持力係数		安全率
					N_r	N_q	
0	10.89	0.49	49.54	40	113	84	7.44
					"	"	8.61
0.10	22.58	1.20	50.60	40	"	"	0.93
					"	"	1.48
0.20	33.38	1.93	52.18	40	"	"	0.01
					"	"	0.05

表 4.15 地盤支持力に対する安全率
(地盤, 立石—設計基準法)

震度	仮想壁体幅 (基礎捨石下 面における地 盤反力の分布 幅) $b'(\text{m})$	仮想壁体幅 上の捨石重 量 (t/m)	鉛直分力 V' (t/m)	合力が鉛直 となす角の 正接 $\tan \alpha'$	仮想壁体幅中心か らの合力の偏心率		基礎地盤の 内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	支持力係数 N'	安全率 $F = \frac{rb'^2 N'}{2V'}$
					偏心率 $e'(\text{m})$	$\epsilon' = \frac{2e'}{b'}$			
0	5.75	5.75	55.29	0.194	0.16	0.056	35	19.157	6.39
							40	38.542	12.86
							45	80.378	26.82
0.10	4.60	4.60	55.20	0.416	0.35	0.152	35	6.745	1.41
							40	14.406	3.01
							45	31.312	6.55
0.20	2.95	2.95	55.13	0.659	-0.2	0.135	35	1.606	0.13
							40	4.606	0.38
							45	11.290	0.94

表 4.16 地盤支持力に対する安全率

(地盤, マイヤホフ設計基準法)

根入深さ $D=1.0\text{m}$

震度	合力の鉛直 となす角 $\alpha'(^{\circ})$	合力作用点の 仮想壁体幅中 心からの偏 心量 $e'(\text{m})$	仮想壁体幅 $b'(\text{m})$	鉛直力 $V'(\text{t/m})$	基礎の内 部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	支持力係数		安全率
						N_r	N_q	
0	10.59	0.16	5.7	55.29	35	24	28	6.12
					40	113	84	26.67
					45	"	"	28.26
0.10	22.35	0.35	4.6	55.20	35	24	28	1.72
					40	113	84	7.21
					45	"	"	8.29
0.20	33.25	0.20	2.95	55.13	35	24	28	0.56
					40	113	84	1.91
					45	"	"	2.24

表 4.17 捨石下面における地盤反力の最大値

震度	鉛直合力 V' (t/m)	仮想壁体 幅 b' (m)	合力の作用点		地盤反力 (t/m^2)
			仮想壁体 中心からの 偏心距離 e' (m)	仮想壁体 前からの 距離 x' (m)	
0	55.29	5.75	0.16	2.72	11.22
0.10	55.20	4.60	0.35	1.95	17.47
0.20	55.13	2.95	-0.20	1.28	26.29

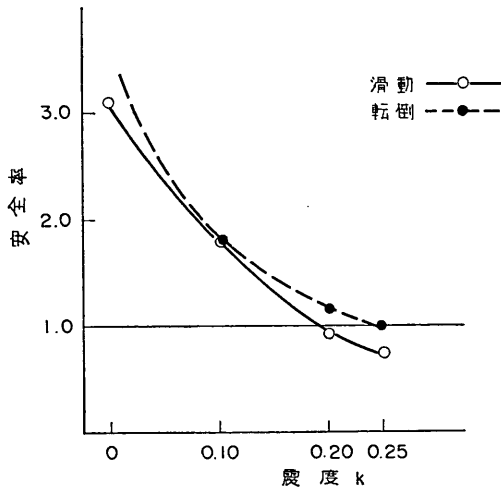


図 4.7 滑動および転倒の安全率と震度の関係

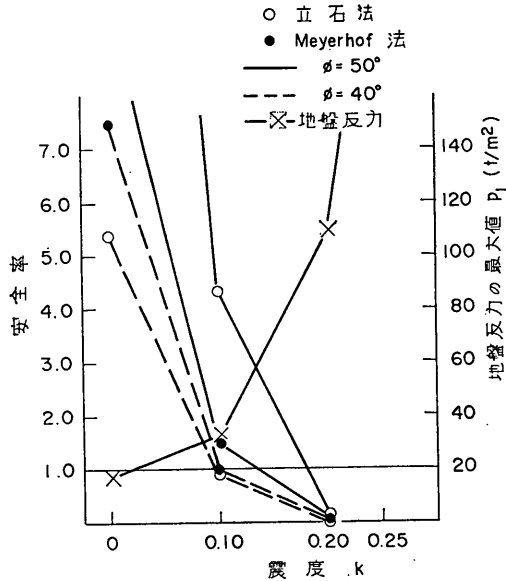


図 4.8 基礎捨石支持力の安全率と震度の関係

認められないという事実と反する。なお震度0.20における地盤反力強度は約 110t/m^2 である。

基礎捨石下面の基礎地盤の支持力の安全率は震度0.20において、立石法の場合地盤の内部摩擦角 45° に対して0.94、マイヤホフ法の場合内部摩擦角 35° に対して0.56と計算されている。これは、本例の場合、立石法によれば内部摩擦角を少なくとも 45° 、マイヤホフ法に対して 35°

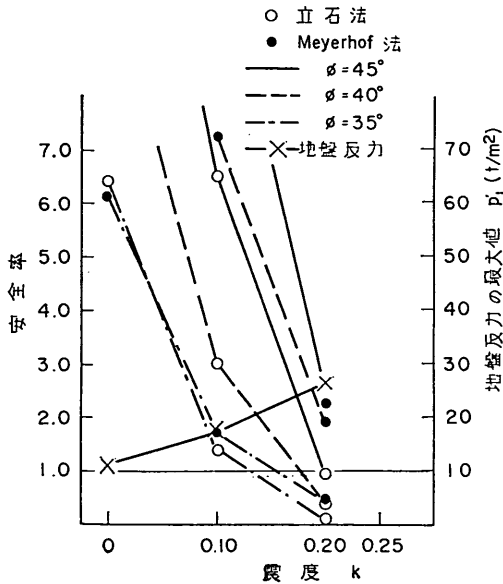


図 4.9 基礎地盤支持力の安全率と震度の関係

以上として計算しなければ現象と一致しないことを意味する。

本例では基礎地盤は砂質土で N 値が 7~12 あり、内部摩擦角は 30° 程度と推定できるとすれば、立石法による場合は実際使用されている内部摩擦角より 15° も大きな値になっている。

4.1.3 函館港中央ふ頭北側-9.0m岸壁 (c-4)

(1) 概要

昭和29年に完成した延長60mの施設である。標準断面図は図 4.10 のとおりである。図には表示されていないが、当時の施工相当者の言によれば、基礎地盤にかなり多量の捨石を行なったとのことである。中央ふ頭は地震による被害はほとんどなかったが本施設先端部のぐう角部に3~5cmのはらみ出しがあり、舗装との間に多少のす

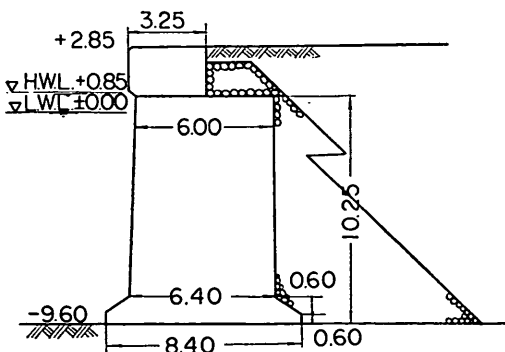


図 4.10 函館港中央ふ頭-9.0m岸壁 (c-4) 標準断面図

き間ができた。しかし、壁体の滑動および前傾は見られなかった。被災の程度は 0 である。本施設に隣接して同一法線上に 7 段積のブロック、また直角方向に先端護岸の 5 段積のブロックがあった。これらの施設は完成して十数年になるが、法線、エプロン上に地震による変化はほとんどなく無被災と見なし得る。

(2) 計算条件

古い施設であり設計条件はあきらかでない。

検討に用いた計算条件は次のとおりである。

裏込めの内部摩擦角	$\phi = 40^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ 水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w = 0.0 \text{ t/m}^2$
前面潮位	+0.2m
残留水位	+0.5m

その他の計算条件は 3.3 に述べたとおりである。

(3) 計算結果

壁体の滑動、転倒、基礎捨石の支持力および基礎地盤の支持力に対する安全率を表 4.18~表 4.22 に示す。また、基礎支持力と比較するために従来の方法で計算した最大地盤反力強度をも表に示した。これらの計算結果を震度との関係においてとりまとめたのが図 4.11~図 4.12 である。

(4) 考察

本施設は(1)に示したとおり、地震による被害はほとんどなかったものであり、壁体の滑動および基礎地盤の支持力不足によるための前傾が認められなかった例として考察を行なう。

本施設は 3.3 の (1) に示したとおり、室蘭港および

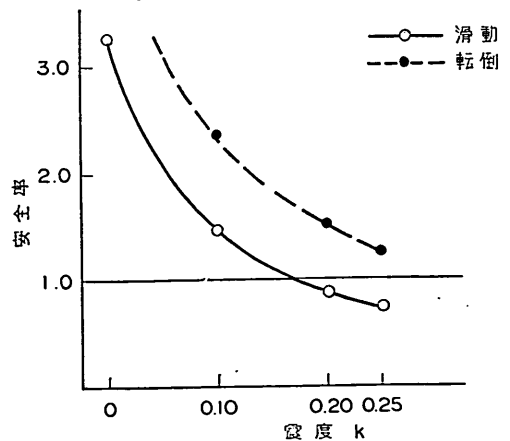


図 4.11 滑動および転倒の安全率と震度の関係

表 4.18 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安全率 $\frac{0.6 \times ②}{①}$
	主働土圧の水平分力および残留水圧	地震力	計 ①	壁体重量(浮力を差し引いた)	主働土圧の鉛直分力	計 ②	
0	22.12	0	22.12	114.89	5.13	120.02	3.26
0.10	31.54	19.18	50.72	"	7.65	122.54	1.45
0.20	45.70	38.36	84.06	"	11.45	126.34	0.90
0.25	55.63	47.95	103.58	"	14.11	129.00	0.75

表 4.19 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)						安全率 $\frac{②}{①}$
	転 倒 モ ー メ ン ト			抵 抗 モ ー メ ン ト			
	主働土圧の水平分力および残留水圧による	地震力による	計 ①	壁体重量による(浮力を差し引いた)	主働土圧の鉛直分力による	計 ②	
0	100.67	0	100.67	536.22	43.09	579.31	5.79
0.10	137.91	116.65	254.56	"	64.26	600.48	2.35
0.20	192.27	233.30	425.57	"	96.18	632.40	1.49
0.25	229.18	291.63	520.81	"	118.52	654.74	1.26

表 4.20 地盤反力の最大値 (壁体幅 $b=8.4\text{m}$)

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合 力 の 作 用 点		地盤反力 p_1 (t/m ²)
	抵抗モーメント ①	転倒モーメント ②	M ③=①-②		前しからの距離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央からの距離 e (m) ⑥= $-\frac{b}{2}$ -⑤	
	0	579.31	100.67	478.64	120.02	3.99	0.21
0.10	600.48	254.56	345.92	122.54	2.82	1.38	28.96
0.20	632.40	425.57	206.83	126.34	1.64	2.56	51.36
0.25	654.74	520.81	133.93	129.00	1.04	3.16	82.70

注) 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$ $e > \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = \frac{2V}{3x}$

青森港の例から少なくとも 200~220gal の地震動を受けたと考えられるが、滑動の安全率は震度0.20および0.25において0.90および0.75と1を割っている。本壁体は滑動していないと考えられるので、本計算は現象に対して低めの結果を与えている。

基礎地盤に関する安全率は震度0.20において立石法の

場合内部摩擦角 40° に対して0.25、マイヤホフ法の場合内部摩擦角 50° に対して0.52と計算されている。本例の場合、立石法によれば内部摩擦角を少なくとも 40° マイヤホフ法によれば少なくとも 50° 以上として計算しないと現象と一致しないことを意味する。本例では基礎地盤の性質が明らかにされていないため明確なことはいえない

表 4.21 地盤支持力に対する安全率

(基礎地盤, 立石の方法)

壁体幅 $b=8.40\text{m}$

震度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏心量		基礎の内部 摩擦角 ϕ (°)	支持力係数 N	安全率 $F = \frac{7b^2}{2V} N$
	水平力① P (t/m)	鉛直力② V (t/m)	$\tan \alpha$ ③=①/②	壁体中心から の偏心距離 ④ e (m)	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	22.12	120.02	0.184	0.21	0.05	40	40.14	11.80
						50	773.23	54.12
0.1	50.72	122.54	0.414	1.38	0.33	40	9.09	2.62
						50	188.45	11.92
0.2	84.06	126.34	0.665	2.56	0.61	40	0.90	0.25
						50	22.88	1.52
0.25	103.58	129.0	0.799	3.14	0.75	40	0.139	0.04
						50	4.95	0.32

表 4.22 地盤支持力に対する安全率

(基礎地盤, 偏心傾斜荷重に対するマイヤホフ法)

壁体幅 $b=8.40\text{m}$, 根入深さ $D=0.0\text{m}$

震度	合力と鉛直線 のなす角 α (°)	合力作用点の 壁体中心から の偏心量 e (m)	鉛直力 V (t/m)	基礎の内部摩 擦角 ϕ (°)	支持力係数		安全率
					N_r	N_q	
0	10.26	0.21	120.02	40	113	84	16.37
				50	"	"	18.76
0.10	22.30	1.38	122.54	40	"	"	2.81
				50	"	"	4.44
0.20	33.37	2.56	126.34	40	"	"	0.12
				50	"	"	0.52
0.25	38.38	3.14	129.0	40	"	"	0.002
				50	"	"	0.102

いが、たとえくず石が相当埋込れた地盤として内部摩擦角を 40° と考へてもマイヤホフ法による場合は著るしく大きな値である。

4.1.4 室蘭港西1号ふ頭西側—4.5m 岸壁および先端護岸(c-5)

(1) 概要

昭和33年に完成した延長 166.0mの施設である。標準

断面図は図 4.13のとおりである。地震により法線が平均15cmはらみ出し、エプロンはアスファルト舗装であったが法線から2~3m、ほぼケーソンの後端部付近に全長にわたってき裂が生じその背後は全般的に沈下した。また上部工がいくらか前傾したが、ケーソンの滑動はなかったものと考えられる。被災の程度はIである。本岸壁に隣接して同一法線上に -5.5mのケーソンがあり、

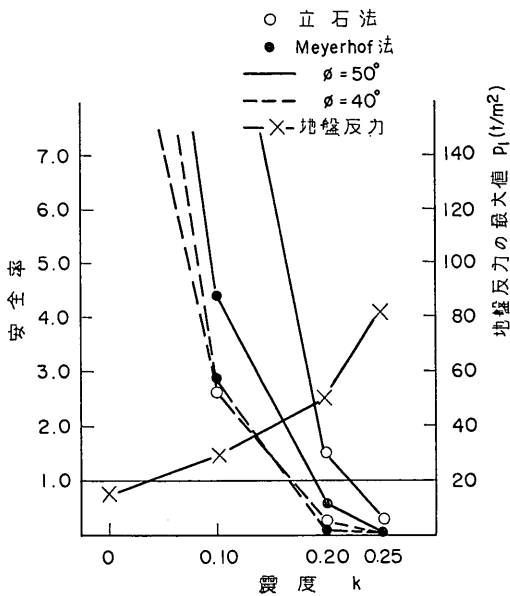


図 4.12 基礎捨石支持力の安全率と震度の関係

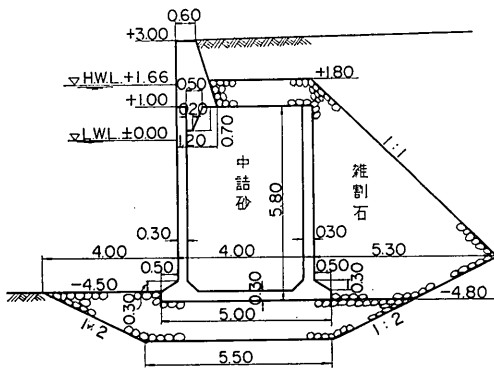


図 4.13 室蘭港西1号ふ頭西側-4.5m岸壁(c-5)標準断面図

法線のはらみ出しは最大57cmと大きく、エプロンの沈下も20cm以上、上部工の前傾も大きい所では2°にも達した。

また東側には-7.50mのケーソン式けい船岸があったが、法線のはらみ出しもわずかであり、エプロンあるいは背後の沈下も先端付近に限られている。しかしこの岸壁と構造がほとんど同じ西2号ふ頭西側岸壁、西2号ふ頭先端護岸では法線のはらみ出し、エプロンの沈下などかなりの被害があり、被災の程度はIIである。

ここでは西1・2号ふ頭の施設のうち西1号ふ頭-4.5m岸壁、-5.5m岸壁、および西2号ふ頭西側-7.5m岸壁および先端護岸について解析する。なお、これらの

施設はすべて地震時土圧の計算に松尾式を用いていた。

(2) 計算条件

原設計条件は次のとおりである。

裏込めの内部摩擦角	$\phi = 40^\circ$
(ただし H. W. L. 以下は $\phi = 30^\circ$)	
壁面摩擦角	$\delta = 20^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$
(ただし H. W. L. ~ L. W. L. 間は $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$)	
	水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	常時 $w = 4.0 \text{ t/m}^2$
	地震時 $w = 2.0 \text{ t/m}^2$

検討に用いた計算条件は次のとおりである。

裏込めの内部摩擦角	$\phi = 40^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
	水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w = 0.0 \text{ t/m}^2$
前面潮位	+0.3m
残留水位	+0.7m

その他の計算条件は3.3に述べたとおりである。

(3) 計算結果

壁体の滑動、転倒、基礎捨石の支持力および基礎地盤の支持力に対する安全率を表4.23~表4.30に示す。また基礎支持力と比較するために従来の方法で計算した最大地盤反力強度をも表に示した。これらの計算結果を

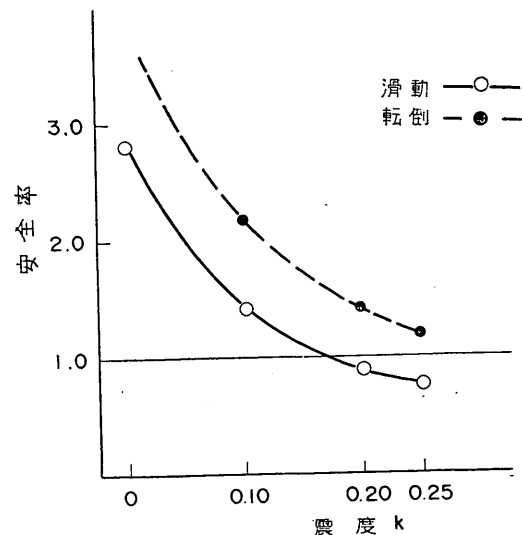


図 4.14 滑動および転倒の安全率と震度の関係

表 4.23 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安全率 $\frac{0.6 \times \textcircled{2}}{\textcircled{1}}$
	主働の土圧の 水平分力および 残留水圧	地 震 力	計 ①	壁 体 重 量 (浮力を差しひ いた)	主働土圧の 鉛直分力	計 ②	
0	10.39	0	10.39	46.26	2.22	48.48	2.80
0.10	14.17	7.2	21.37	"	3.23	49.49	1.39
0.20	19.78	14.4	34.18	"	4.73	50.99	0.90
0.25	23.64	18.0	41.64	"	5.76	52.02	0.75

表 4.24 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)						安全率 $\frac{\textcircled{2}}{\textcircled{1}}$
	転 倒 モ ー メ ン ト			抵 抗 モ ー メ ン ト			
	主働土圧の水平 分力および残留 水圧による	地震力による	計 ①	壁体重量による (浮力を差しひ いた)	主働土圧の 鉛直分力に よる	計 ②	
0	29.09	0	29.09	124.51	11.10	135.61	4.66
1.10	38.15	27.31	65.46	"	16.15	140.66	2.15
0.20	51.43	54.62	106.05	"	23.65	148.16	1.40
0.25	59.59	68.28	127.87	"	28.80	153.31	1.20

表 4.25 地 盤 反 力 の 最 大 値 (壁体幅 $b=5.0\text{m}$)

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合 力 の 作 用 点		地盤反力 p_1 (t/m ²)
	抵抗モーメント	転倒モーメント	M ③=①-②		前しからの距離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央からの 距離 e (m) ⑥= $\frac{b}{2}$ -⑤	
	①	②					
0	135.61	29.09	106.52	48.48	2.20	0.50	13.19
0.10	140.66	65.46	75.20	49.49	1.52	0.98	21.71
0.20	148.16	106.05	42.11	50.99	0.83	1.67	40.96
0.25	153.31	127.87	25.44	52.02	0.49	2.01	70.78

注) 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$

$$e > \frac{b}{6} \text{ のとき } p_1 = \frac{2V}{3x}$$

震度との関係においてとりまとめたのが図 4.14~図 4.16である。

(4) 考 察

本施設には(1)も示したとおり、ケーソン後壁付近のアスファルト舗装にき裂を生じ、法線は全般的にはら

み出し上部工はいくらか前傾したが、肉眼では壁体の滑動は認められない。ケーソン後壁付近のき裂は背後地盤の振動による沈下によるともあるいは上部工の若干の前傾を生じたために発生した主働土圧によるとも考え得るが、ここではわずかの前傾は生じたが、実用上滑動は

表 4.26 地盤支持力に対する安全率

(基礎捨石, 立石の方法)

壁体幅 $b=5.0\text{m}$

震度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏心率		基礎の内部 摩擦角 ϕ (°)	支持力係数 N	安全率 $F = \frac{\gamma b^2}{2V} N$
	水平力① P (t/m)	鉛直力② V (t/m)	$\tan \alpha$ ③=①/②	壁体中心から の偏心率 ④ e (m)	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	10.39	48.48	0.21	0.30	0.120	40	31.55	8.13
						50	145.71	37.57
0.1	21.37	49.49	0.43	0.98	0.392	40	6.93	1.75
						50	34.48	8.71
0.2	34.18	50.99	0.64	1.67	0.688	40	0.74	0.18
						50	4.33	1.06
0.25	41.64	52.02	0.80	2.01	1.000	40	0.09	0.02
						50	0.73	0.18

表 4.27 地盤支持力に対する安全率

(基礎捨石, 偏心傾斜荷重に対するマイヤホフ法)

壁体幅 $b=5.0\text{m}$, 根入深さ $D=0.0\text{m}$

震度	合力の鉛直 線のなす角 α (°)	合力作用点の 壁体中心から の偏心率 e (m)	鉛直力 V (t/m)	基礎の内部 摩擦角 ϕ (°)	支持力係数		安全率
					N_r	N_q	
0	12.10	0.30	48.48	40	113	84	13.36
				50	"	"	15.46
0.10	23.37	0.98	49.49	40	"	"	2.78
				50	"	"	4.00
0.20	32.78	1.67	50.99	40	"	"	0.44
				50	"	"	0.71
0.25	38.65	2.01	52.02	40	"	"	0.16
				50	"	"	0.12

生じなかったものとして考察を行なう。

本施設は 200~220gal の地震動を受けたと考えられるが、滑動の安全率は震度0.20および0.25において0.90および0.75と1を割っている。本壁体は滑動していないと考えられるので、本計算は現象に対して低めの結果を与えている。

基礎捨石の支持力に関する安全率は通常捨石で用いられる内部摩擦角より10° 大きい内部摩擦角50° を用いれ

ば、立石法、マイヤホフ法のいずれの方法によっても震度0.20において1.06あるいは0.71と1に近いが、若干1を割り、捨石内にすべりを生じたと考え、これは基礎支持力の不足による壁体の前傾が認められるという事実とよくあった結果を与えている。なお震度0.20における地盤反力強度は約40t/m²である。

基礎捨石下面の基礎地盤の支持力の安全率は震度0.20において、立石法の場合内部摩擦角40° に対しては1.48

表 4.28 地盤支持力に対する安全率

(地盤, 立石—設計基準法)

震 度	仮想壁体幅 (基礎捨石 下面における 地盤反力 の分布幅) b' (m)	仮想壁体幅 上の捨石重 量 (t/m)	鉛直分力 V' (t/m)	合力が鉛直 となす角の 正接 $\tan \alpha'$	仮想壁体幅中心か らの合力の偏心率		基礎地盤の 内部摩擦角 ϕ (°)	支持力係数 N'	安 全 率 $F = \frac{r b'^2 N'}{2 V'}$
					偏心距離 e' (m)	$\epsilon' = \frac{2e'}{b'}$			
0	6.50	8.13	56.61	0.124	0.25	0.076	35	17.27	7.52
							40	34.86	15.19
							45	72.89	31.76
0.10	6.40	8.16	57.65	0.432	0.50	0.156	35	6.21	2.57
							40	13.36	5.53
							45	29.16	12.07
0.20	4.75	6.41	57.40	0.644	0.00	0.00	35	2.46	0.54
							40	6.71	1.48
							45	16.23	3.59
0.25	4.25	6.02	58.04	0.800	-0.35	0.164	35	0.22	0.04
							40	1.56	0.27
							45	5.00	0.87

表 4.29 地盤支持力に対する安全率

(地盤, マイヤホフ—設計基準法)

根入深さ $D=1.5m$

震 度	合力の鉛直 となす角 α (°)	合力作用点の 仮想壁体幅中 心からの偏心 量 e' (m)	仮想壁体幅 b' (m)	鉛 直 力 V' (t/m)	基礎の内部 摩 擦 角 ϕ (°)	支 持 力 係 数		安 全 率
						N_r	N_q	
0	12.05	0.25	6.50	56.61	35	24	28	8.21
					40	113	84	34.58
					45	113	84	36.80
0.10	23.22	0.50	6.40	57.65	35	24	28	3.31
					40	113	84	13.59
					45	113	84	15.67
0.20	32.47	0	4.75	57.40	35	24	28	1.62
					40	113	84	5.76
					45	113	84	6.93
0.25	38.39	0.35	4.25	58.04	35	24	28	0.96
					40	113	84	2.82
					45	113	84	3.13

表 4.30 捨石下面における地盤反力の最大値

震 度	鉛直合力 V' (t/m)	仮想壁体 幅 b' (m)	合力の作用点		地盤反力 (t/m ²)
			仮想壁体 中心から の偏心距 離 e' (m)	仮想壁体 前しから の距離 x' (m)	
0	56.61	6.50	0.25	3.00	10.73
0.10	57.65	6.40	0.50	2.70	13.23
0.20	57.40	4.75	0.0	2.38	12.08
0.25	58.04	4.25	-0.35	1.78	20.40

マイヤホフ法の場合、内部摩擦角 35° に対して1.62と計算されている。これは本例の場合基礎地盤内にすべりを生じたかた考えると、立石法によれば内部摩擦角を 35° ないし 40° とすれば現象と一致し、またマイヤホフ法によれば内部摩擦角は 35° 以下にして計算しなければ現象と一致しないことを意味する。本例では基礎地盤の性質があきらかでないが、図4.17に示すとおり西1号東側および隣のふ頭である西2号西側岸壁のボーリング資料から、海底面下数mの厚さに火山灰質のシルトおよび細砂があり、基礎地盤と考えられる付近の地盤の N 値は5以下であると推定される。しかし本施設が完成して10年以上もたっている上、シルト分も多少含まれているためにより締まっていることは十分推定できるが、この砂質地盤の内部摩擦角は 30° 以下であるとすれば、立石法による場合は通常用いられている土の内部摩擦角に比して若干大きめの値を用いないと計算が現象と一致しない。

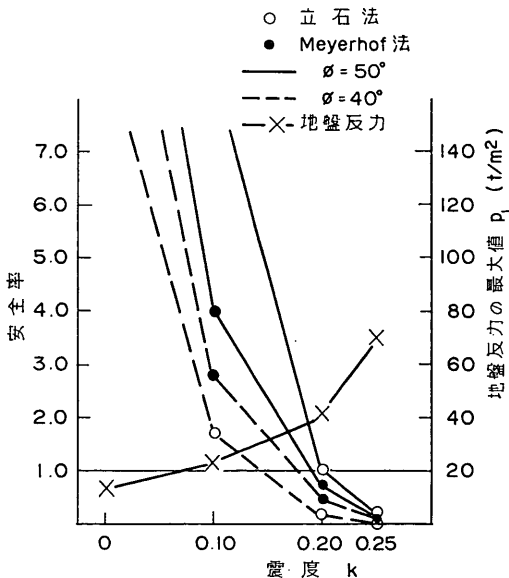


図 4.15 基礎捨石支持力の安全と震度の関係

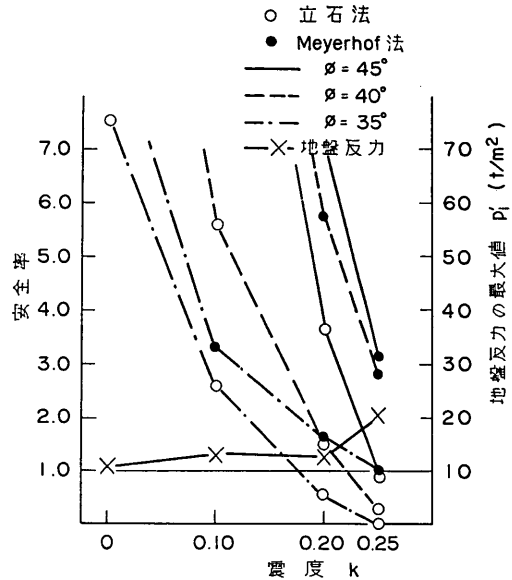


図 4.16 基礎地盤支持力の安全率と震度の関係

立石法とマイヤホフ法で結果に差異を生じた原因の1つは、立石法では根入れによる支持力の増力を無視したことにあると考えられる。

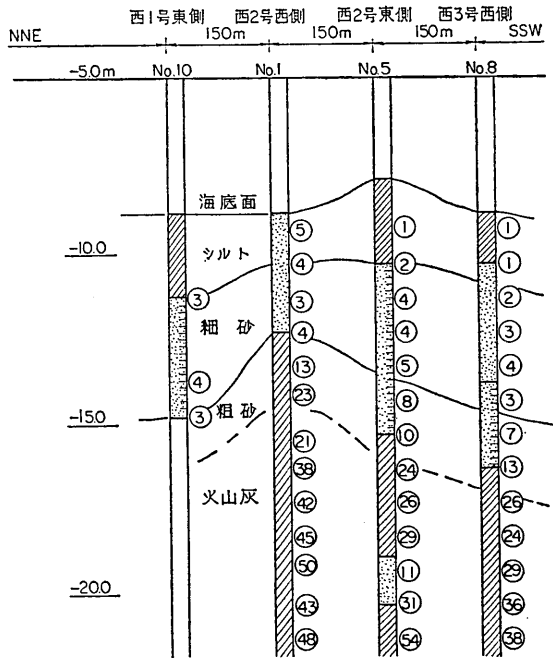


図 4.17 室蘭港西ふ頭NNE-SSW地層想定断面図

4.1.5 室蘭港西1号ふ頭西側-5.5m岸壁(c-6)

(1) 概 要

昭和34年に完成した延長 166.0mの施設である。標準

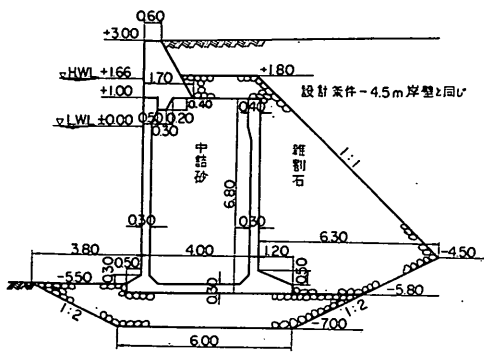


図 4.18 室蘭港西 1 号ふ頭西側-5.5m岸壁
(c-6) 標準断面図

断面図は図 4.18 のとおりである。地震により法線が全般的にはらみ出したが、その最大値は 57cm である。エブロンはアスファルト舗装であったが岸壁法線より 2~3m、ほぼケーソンの後端部付近にき裂が全延長にわたって生じており、その背後は沈下している。その著るしい所では 20cm 以上の落差と 6cm 程度の間げきが生じ、部分的には大きく陥没して 120cm に達した所がある。上部工の前傾も大きい所では 2° である。被災の程度は II である。本岸壁に隣接して -4.5m のケーソン岸壁があり 4.1.3 に述べたように同じ傾向の被災があったが、その程度は全般的に前者より軽微であった。

(2) 計算条件

原設計条件は次のとおりである。

設計震度 $k = 0.15$

裏込めの内部摩擦角 $\phi = 40^\circ$
(ただし H. W. L. 以下は $\phi = 30^\circ$)
壁面摩擦角 $\delta = 20^\circ$
裏込めの単位体積重量 空中 $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$
(ただし H. W. L. ~ L. W. L. 間は $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$)
水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重 常時 $w = 4.0 \text{ t/m}^2$
地震時 $w = 2.0 \text{ t/m}^2$
前面潮位 $\pm 0.0 \text{ m}$
残留水位 $\pm 0.0 \text{ m}$

検討に用いた計算条件は次のとおりである。

裏込めの内部摩擦角 $\phi = 40^\circ$
壁面摩擦角 $\delta = 15^\circ$
裏込めの単位体積重量 空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$
前面潮位 $+0.3 \text{ m}$
残留水位 $+0.7 \text{ m}$

その他の計算条件は 3.3 に述べたとおりである。

(3) 計算結果

壁体の滑動、転倒、基礎捨石の支持力および基礎地盤の支持力に対する安全率を表 4.31~表 4.38 に示す。また基礎支持力と比較するために従来の方法で計算した最大地盤反力強度をも表に示した。これらの計算結果を震度との関係においてとりまとめたのが図 4.19~図 4.21 である。

(4) 考察

表 4.31 滑動の安全率

震度	水平力 (t/m)			鉛直力 (t/m)			安定率 0.6×② ①
	主働土圧の水平分力および残留水圧	地震力	計①	壁体重量(浮力を差しひいた)	主働土圧の鉛直分力	計②	
0	12.74	0	12.74	58.67	2.75	61.42	2.89
0.10	17.56	9.37	26.93	"	4.03	62.70	1.40
0.20	24.68	18.74	43.42	"	5.94	64.61	0.89
0.25	29.63	23.43	53.06	"	7.27	65.94	0.75

本施設は(1)にも示したとおり、約 50cm も法線がはらみ出し、上部工は前傾した。またエブロン上ケーソン後壁付近には全延長にわたってき裂が生じ、その背後は著しく沈下し、数 cm の地割れができた。2~3° の前傾で 30~50cm のはらみ出しを生ずるので、はらみ出しの原因のほとんどは壁体の前傾であると考えてよい。ケーソン

背後の地割れや部分的ではあるが大きな沈下現象をみると背後地盤全体の沈下もあったと考えられるが、前傾による主働土けいの発生もあったと考えてよからう。したがってここでは、滑動はあったとしてもわずかであり、基礎地盤の支持力の不足により若干の前傾を生じたとして考察を行なう。

表 4.32 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)						安 全 率 $\frac{②}{①}$
	転 倒 モ ー メ ン ト			抵 抗 モ ー メ ン ト			
	主働土圧の水平分力および残留水圧による	地震力による	計 ①	壁体重量による(浮力を差引いた)	主働土圧の鉛直分力による	計 ②	
0	40.63	0	40.63	177.85	15.68	193.53	4.76
0.10	53.81	40.23	94.04	"	22.97	200.82	2.14
0.20	73.95	80.52	154.41	"	33.86	211.71	1.37
0.25	85.27	100.65	185.85	"	41.44	219.29	1.18

表 4.33 地 盤 反 力 の 最 大 値 (壁体幅 $b=5.70\text{m}$)

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合 力 の 作 用 点		地 盤 反 力 p_1 (t/m ²)
	抵抗モーメント ①	転倒モーメント ②	M ③=①-②		前しからの距離	壁体中央からの距離	
					x (m) ⑤=③/④	e (m) ⑥= $\frac{b}{2}$ -⑤	
0	193.53	40.63	150.90	61.42	2.49	0.36	14.86
0.10	200.82	94.04	106.78	62.70	1.70	1.15	24.59
0.20	211.71	154.41	57.30	64.61	0.89	1.96	48.40
0.25	219.29	185.85	33.44	65.94	0.51	2.34	86.20

注) 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$.

$$e > \frac{b}{6} \text{ のとき } p_1 = \frac{2V}{3x}$$

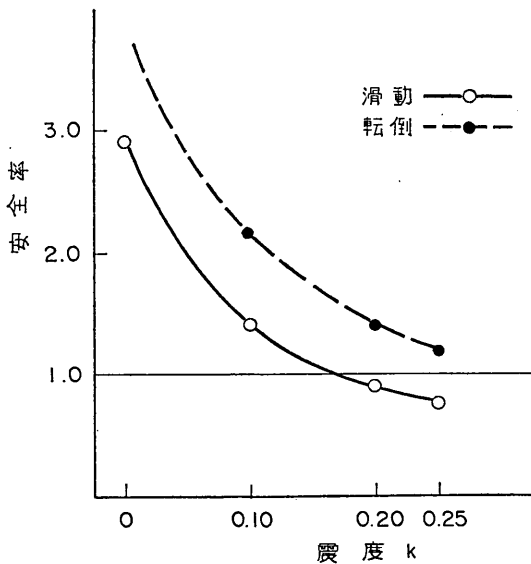


図 4.19 滑動および転倒の安全率と震度の関係

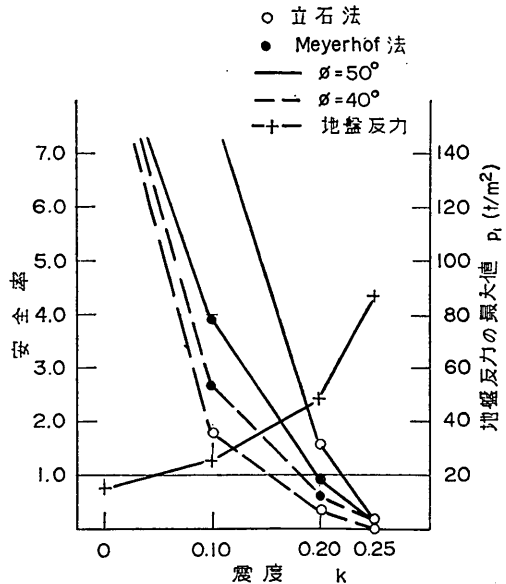


図 4.20 基礎捨石支持力の安全率と震度の関係

表 4.34 地盤支持力に対する安全率

(基礎捨石, 立石の方法)

壁体幅 $b=5.70\text{m}$

震 度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏心量		基礎の内部 摩 擦 角 ϕ ($^{\circ}$)	支持力係数 N	安 全 率 $F = \frac{rb^2}{2V} N$
	水平力① P (t/m)	鉛直力② V (t/m)	$\tan \alpha$ ③=①/②	壁体中心から の偏心距離 ④ e (m)	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	12.74	61.42	0.22	0.36	0.126	40	33.81	9.36
						50	156.27	43.27
0.1	26.93	62.70	0.43	1.15	0.404	40	6.72	1.74
						50	33.38	8.65
0.2	43.42	64.61	0.53	1.97	0.691	40	1.17	0.30
						50	6.16	1.55
0.25	53.06	65.94	0.81	2.34	0.821	40	0.07	0.02
						50	0.60	0.15

表 4.35 地盤支持力に対する安全率

(基礎捨石, 偏心傾斜荷重に対するマイヤホフ法)

壁体幅 $b=5.70\text{m}$, 根入深さ $D=0.3\text{m}$

震 度	合力と鉛直 線のなす角 α ($^{\circ}$)	合力的作用点の 壁体中心から の偏心量 e (m)	鉛 直 力 V (t/m)	基礎の内部 摩 擦 角 ϕ ($^{\circ}$)	支 持 力 係 数		安 全 率
					N_r	N_q	
0	12.25	0.36	58.67	40	113	84	14.96
				50	"	"	17.41
0.10	23.27	1.15	62.70	40	"	"	2.66
				50	"	"	3.87
0.20	34.07	1.97	64.61	40	"	"	0.59
				50	"	"	0.89
0.25	38.83	2.34	65.94	40	"	"	0.13
				50	"	"	0.17

本施設は、200~220gal の地震動を受けたと考えられるので、震度 0.20 および 0.25 の滑動の安全率をみると 0.89 および 0.75 と 1 を割っており、本計算は現象に比して同等かやや低めの安全率を与えている。

基礎捨石の支持力に関する安全率は通常捨石で用いられる内部摩擦角 40° を用いた場合には、立石法、マイヤホフ法のいずれの方法によっても震度 0.20 において 0.30 あるいは 0.59 と 1 を割っている。しかし通常捨石で用い

られている内部摩擦角より 10° 大きい 50° を用いた場合でもマイヤホフ法によれば 0.89 と 1 を割っているが立石法によれば 1.55 となる。他の例よりみて内部摩擦角は 50° 程度としないと計算と一致しないのでこの例では捨石内だけですべりを生じたとするのは無理である。なお震度 0.20 における最大地盤反力強度は約 50t/m^2 である。

基礎捨石下面の基礎地盤の支持力の安全率は震度 0.20 において、立石法の場合内部摩擦角 40° に対して 1.08、マ

表 4.36 地盤支持力に対する安全率
(地盤, 立石—設計基準法)

震 度	仮想壁体幅 (基礎拾石 下面における 地震反力の 分布幅) b' (m)	仮想壁体幅 上の捨石重 量 (t/m)	鉛直分力 V' (t/m)	合力が鉛直 となす角の 正接 $\tan \alpha'$	仮想壁体幅中心か らの合力の偏心量		基礎地盤の 内部摩擦角 ϕ (°)	支持力係数 N'	安 全 率 $F = \frac{\gamma b'^2 N}{2V'}$
					偏心距離 e' (m)	$\epsilon' = \frac{2e'}{b'}$			
0	7.20	11.13	69.81	0.217	0.3	0.083	35	17.38	7.68
							40	35.04	15.48
							45	73.21	32.34
0.10	6.80	10.68	73.38	0.430	0.65	0.190	35	5.77	2.13
							40	12.40	4.57
							45	27.07	9.98
0.20	5.00	8.24	72.85	0.527	0.00	0.00	35	1.81	0.35
							40	5.60	1.08
							45	13.94	2.70
0.25	4.40	7.50	73.44	0.805	-0.35	0.159	35	0.22	0.03
							40	1.50	0.22
							45	4.92	0.72

表 4.37 地盤支持力に対する安全率
(地盤, マイヤホフ—設計基準法)
根入深さ $D=1.50\text{m}$

震 度	合力の鉛直 となす角 α (°)	合力作用点の 仮想壁体幅中 心からの偏心 量 e' (m)	仮想壁体幅 b' (m)	鉛 直 力 V' (t/m)	基礎の内 部摩擦角 ϕ (°)	支 持 力 係 数		安 全 率
						N_r	N_q	
0	11.43	0.30	7.20	69.81	35	24	28	7.82
					40	113	84	33.29
					45	113	84	35.35
0.10	23.22	0.65	6.80	73.38	35	24	28	2.61
					40	113	84	10.74
					45	113	84	12.37
0.20	34.07	0	5.00	72.85	35	24	28	1.23
					40	113	84	4.21
					45	113	84	5.09
0.25	38.50	0.35	4.40	73.44	35	24	28	0.79
					40	113	84	2.30
					45	113	84	2.55

表 4.38 捨石下面における地盤反力の最大値

震度	鉛直合力 V' (t/m)	仮想壁体 幅 b' (m)	合力の作用点		地盤反力 (t/m ²)
			仮想壁体 中心からの 偏心距離 e' (m)	仮想壁体 前しからの 距離 x' (m)	
0	69.81	7.2	0.30	0.60	12.12
0.10	73.38	6.8	0.65	2.75	16.98
0.20	72.85	5.0	0.00	2.50	14.57
0.25	73.44	4.4	-0.35	1.85	24.66

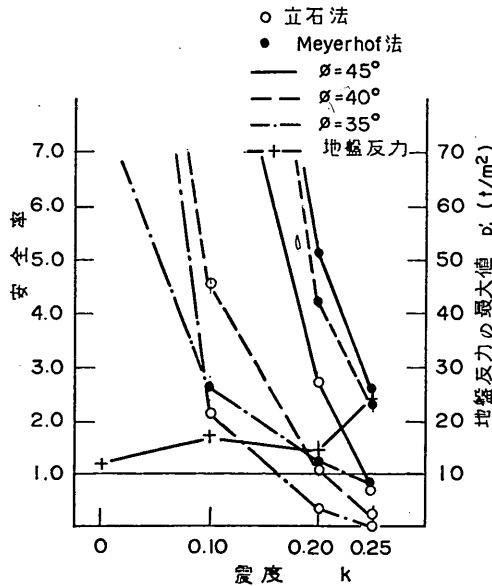


図 4.21 基礎地盤支持力の安全率と震度の関係

イヤホフ法の場合内部摩擦角35° に対して1.23と計算されている。これは c-5 と類似した結果であり通常設計に用いられる内部摩擦角より大きめの値を用いないと現象とあわないのは同様であるが、全般的に本例の方が安全率が低く、前傾の度合が本例の方が大きかったという傾向と一致している。立石法とマイヤホフ法の計算結果の差についても c-5 と同様のことがいえる。

4.1.6 室蘭港西 2 号ふ頭西側-7.5m 岸壁(c-7)

(1) 概要

昭和36年に完成した延長 257.0m の施設である。標準断面図は図 4.22 のとおりである。地震により全延長にわたって弓なりに法線がはらみ出しており、最大 55cm に達している。エプロン舗装(コンクリート)はケーソンの上ののっている海側 1 ブロックについては異常が見られないが、その背後は、全延長にわたって 15cm

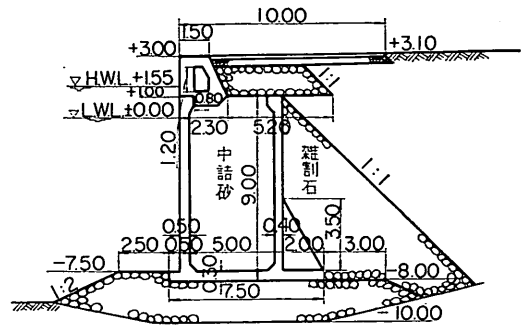


図 4.22 室蘭港西 2 号ふ頭西側-7.5m 岸壁先端護岸 (c-7) 標準断面図

~20cm 程沈下しており、舗装の目地にすき間が生じている。本岸壁の一部には裏埋め土が流出して陥没し、エプロン舗装が破壊したと見られる所もある。被災の程度は II である。本岸壁と隣接して法線直角方向に先端護岸があったが同様の構造で、被災の状況もよく似たものであった。しかし 130.0m のスリップをはさんだ対岸の西 1 号ふ頭東側岸壁とは設計震度、水深、完成年月日(昭和 33 年)、構造ともほとんど同一であるが被災は比較的軽微であった。

(2) 計算条件

原設計条件は次の通りである。

震度	$k=0.15$
裏込めの内部摩擦角	$\phi=40^\circ$
(ただし H.W.L. 以下は $\phi=30^\circ$)	
壁面摩擦角	$\delta=20^\circ$
裏込めの単位体積重量 空中	$\gamma=1.6 \text{ t/m}^3$
(ただし H.W.L. ~ L.W.L. 間は $\gamma=2.0 \text{ t/m}^3$)	
水中	$\gamma'=1.0 \text{ t/m}^3$

上載荷重 常時	$w=4.0 \text{ t/m}^2$
地震時	$w=2.0 \text{ t/m}^2$

前面潮位	$\pm 0.0 \text{ m}$
残留水位	$\pm 0.0 \text{ m}$

検討に用いた計算条件は次のとおりである。

裏込めの内部摩擦角	$\phi=40^\circ$
壁面摩擦角	$\delta=15^\circ$
裏込めの単位体積重量 空中	$\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$
水中	$\gamma'=1.0 \text{ t/m}^3$

上載荷重	$w=0.0 \text{ t/m}^2$
前面潮位	$+0.3 \text{ m}$
残留水位	$+0.7 \text{ m}$

その他の計算条件は 3.3 に述べたとおりである。

(3) 計算結果

壁体の滑動、転倒、基礎捨石の支持力および基礎地盤

表 4.39 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安 全 率
	主働土圧の水平分力および残留水圧	地 震 力	計 ①	壁 体 重 量 (浮力を差しひいた)	主働土圧の鉛直分力	計 ②	$\frac{0.6 \times \text{②}}{\text{①}}$
0	18.63	0	18.63	93.60	4.08	97.68	3.15
0.10	26.05	15.67	41.72	"	6.07	99.67	1.43
0.20	37.14	31.34	68.48	"	9.04	102.64	0.90
0.25	44.88	39.18	84.06	"	11.12	104.72	0.75

表 4.40 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)						安 全 率
	転 倒 モ ー メ ン ト			抵 抗 モ ー メ ン ト			$\frac{\text{②}}{\text{①}}$
	主働土圧の水平分力および残留水圧による	地震力による	計 ①	壁 体 重 量 による (浮力を差し引いた)	主働土圧の鉛直分力による	計 ②	
0	75.09	0	75.09	366.08	30.60	396.68	5.28
0.10	100.78	83.42	184.20	"	45.53	411.61	2.23
0.20	138.36	166.86	305.22	"	67.80	433.88	1.42
0.25	165.73	208.58	374.31	"	83.40	449.48	1.20

表 4.41 地 盤 反 力 の 最 大 値 (壁体幅 $b=7.50\text{m}$)

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合 力 の 作 用 点		地 盤 反 力 p_1 (t/m ²)
	抵抗モーメント ①	転倒モーメント ②	M ③=①-②		前しからの距離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央からの距離 e (m) ⑥= $-\frac{b}{2}$ -⑤	
	0	396.68	75.09	321.59	97.68	3.29	0.46
0.10	411.61	184.20	227.41	99.67	2.28	1.47	29.14
0.20	433.88	305.22	128.66	102.64	1.25	2.50	54.44
0.25	449.48	374.31	75.17	104.72	0.71	3.04	98.33

注) 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$

$$e > \frac{b}{6} \text{ のとき } p_1 = \frac{2V}{3x}$$

の支持力に対する安全率を表 4.39~表 4.46に示す。また、基礎支持力と比較するために従来の方で計算した最大地盤反力強度をも表に示した。これらの計算結果を震度との関係においてとりまとめたのが図 4.23~図 4.25である。

(4) 考 察

本施設は(1)に示したとおり、上部工が若干前傾しながら前に出たため、法線がかなりにはらみ出し、陸側のエプロン上の舗装用コンクリート版と海側のコンクリートとの間にすき間が生じ、沈下している。

表 4.42 地盤支持力に対する安全率

(基礎捨石、立石の方法—マウンドに対する梅原法)

壁体幅 $b=7.50\text{m}$

震 度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏心率		基礎の内部 摩 擦 角 ϕ (°)	支持力係数 N	安 全 率 $F = \frac{rb^2}{2V} N$
	水平力① P (t/m)	鉛直力② V (t/m)	$\tan \alpha$ ③=①/②	壁体中心から の偏心率 ④ e (m)	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	18.63	97.68	0.91	0.46	0.123	40	33.62	9.68
						50	154.47	44.48
0.1	41.72	99.67	0.42	1.47	0.392	40	7.32	2.06
						50	36.17	10.21
0.2	68.48	102.64	0.67	2.50	0.667	40	0.65	0.18
						50	3.94	1.08
0.25	84.06	104.72	0.80	3.04	0.811	40	0.08	0.02
						50	0.67	0.18

表 4.43 地盤支持力に対する安全率

(基礎捨石、偏心率傾斜荷重に対するマイヤホフ法)

壁体幅 $b=7.50\text{m}$, 根入深さ $D=0.5\text{m}$

震 度	合力と鉛直 線のなす角 α (°)	合力的作用点の 壁体中心から の偏心率 e (m)	鉛 直 力 V (t/m)	基礎の内部 摩 擦 角 ϕ (°)	支 持 力 係 数		安 全 率
					N_r	N_q	
0	10.82	0.46	97.68	40	113	84	15.23
				50	"	"	17.36
0.10	22.73	1.47	99.67	40	"	"	2.92
				50	"	"	4.27
0.20	33.70	2.50	102.64	40	"	"	0.33
				50	"	"	0.62
0.25	38.77	3.04	104.72	40	"	"	0.11
				50	"	"	0.17

本施設は、200~220gal の地震動を受けたと考えられるが、滑動の安全率は震度0.20および0.25において0.90および0.75と1を割っている。これは $c=5$ および $c=6$ とほぼ同値であり、本壁体は滑動していないと考えられるので、本計算は現象に対してやや低めの結果を与えている。

基礎捨石の支持力に関する安全率は通常捨石で用いられる内部摩擦角より10° 大きい内部摩擦角50° を用いる

と、立石法、マイヤホフ法のいずれの方法によっても震度0.20において1.08および0.62と1に近い1を割っている。本岸壁は壁体の前傾があったと思われるが捨石内の支持力の不足があったと仮定しても、この計算結果とそう矛盾してはいない。なお震度0.20における地盤反力強度は約55 t/m²である。

本岸壁の基礎地盤は図 4.17に見られるとおり、 $c=5$ のそれと類似であると考えられるが、基礎捨石面下の

表 4.44 地盤支持力に対する安全率
(地盤, 立石一設計基準法)

震 度	仮想壁体幅 (基礎捨石 下面における 地盤反力の 分布幅) b' (m)	仮想壁体幅 上の捨石重 量 (t/m)	鉛直分力 V' (t/m)	合力が鉛直 となす角の 正接 $\tan \alpha'$	仮想壁体幅中心か らの合力の偏心量		基礎地盤の 内部摩擦角 ϕ (°)	支持力係数 N'	安 全 率 $F = \frac{\gamma b'^2 N}{2V'}$
					偏心距離 e' (m)	$\epsilon' = \frac{2e'}{b'}$			
0	9.90	19.80	117.48	0.191	0.4	0.081	35	18.32	9.19
							40	36.84	18.48
							45	76.79	38.53
0.10	9.70	19.40	119.07	0.419	0.65	0.134	35	6.94	3.28
							40	14.84	7.00
							45	32.28	15.24
0.20	7.60	15.20	117.84	0.667	-0.10	0.026	35	1.88	0.53
							40	5.57	1.57
							45	13.76	3.87
0.25	7.00	14.00	118.72	0.803	-0.5	0.143	35	0.23	0.05
							40	1.59	0.37
							45	5.17	1.21

表 4.45 地盤支持力に対する安全率
(地盤, マイヤホフ一設計基準法)

根入深さ $D=2.0$ m

震 度	合力の鉛直 となす角 α (°)	合力作用点の 仮想壁体幅中 心からの偏心 量 e' (m)	仮想壁体幅 b' (m)	鉛 直 力 V' (t/m)	基礎の内部 摩 擦 角 ϕ (°)	支 持 力 係 数		安 全 率
						N_r	N_q	
0	10.49	0.40	9.90	117.50	35	24	28	9.30
					40	113	84	39.66
					45	113	84	41.89
0.10	22.44	0.65	9.70	119.10	35	24	28	3.66
					40	113	84	15.43
					45	113	84	17.82
0.20	33.42	0.10	7.60	117.80	35	24	28	1.55
					40	113	84	5.49
					45	113	84	6.74
0.25	38.46	0.50	7.00	118.70	35	24	28	1.06
					40	113	84	3.08
					45	113	84	3.48

表 4.46 捨石下面における地盤反力の最大値

震 度	鉛直合力 V' (t/m)	仮想壁体 幅 b' (m)	合力の作用点		地盤反力 (t/m ²)
			仮想壁体 中心から の偏心距 e' (m)	仮想壁体 前しから の距離 x' (m)	
0	117.48	9.9	0.40	4.55	14.74
0.10	119.07	9.7	0.65	4.20	17.21
0.20	117.84	7.6	-0.10	3.70	16.73
0.25	118.72	7.0	-0.50	3.00	24.29

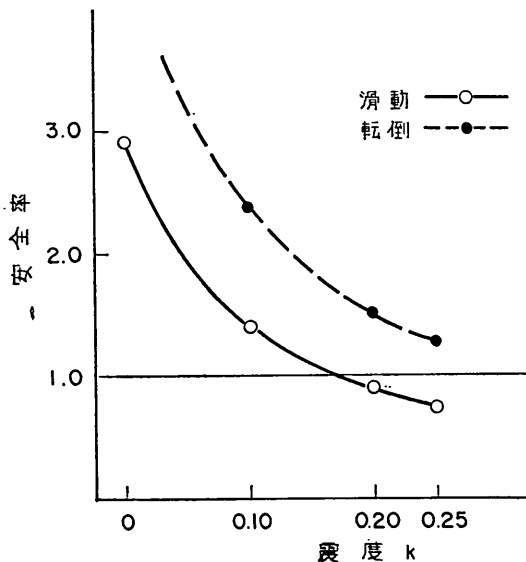


図 4.23 滑动および転倒の安全率と震度の関係

基礎地盤の支持力の安全率は、震度0.20において、立石法の場合内部摩擦角 35° に対して0.53、 40° に対して1.57、マイヤホフ法の場合内部摩擦角 35° に対して1.55と計算されている。この計算結果はc-5とほとんど同じ値でありc-6よりやや大きい安全率となっている。本岸壁の被災の程度はc-6と同程度でc-5よりやや大きく、計算結果と被災の傾向とは必ずしも一致しない。しかし、本岸壁とはほぼ同地盤、同構造の西1号ふ頭東側岸壁は無被災に近い状態であるので、この程度の安全率の差は有意でなく、むしろ同程度の計算安全率でも、地盤等のおずかの差により、変形の程度はかなり多様になると考えるほうがよいであろう。c-5および本岸壁の計算結果では捨石内ですべりを起しかけたと考えられることもできるが、より被災程度の大きいc-6の計算結果ではそう考えることにやや無理があるので、岸壁の前

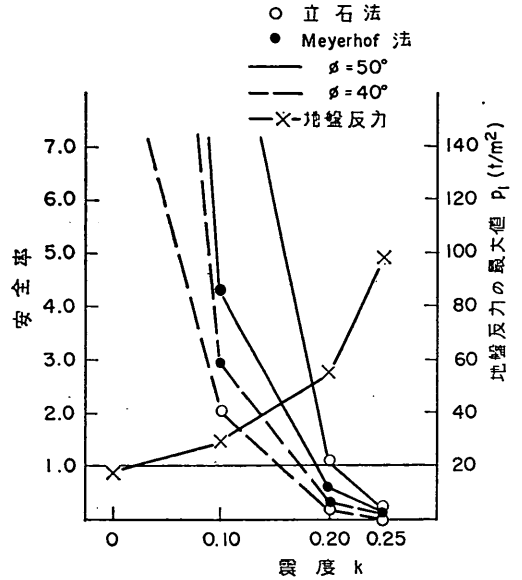


図 4.24 基礎捨石支持力の安全率と震度の関係

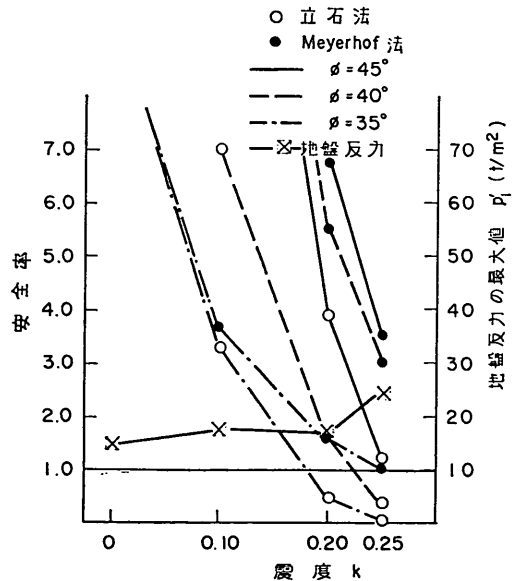


図 4.25 基礎地盤支持力の安全率と震度の関係

傾は基礎地盤の支持力の不足に原因があると考えられる方がよからう。

4.1.7 室蘭港富士鉄ふ頭甲種-9.0m岸壁(c-8)

(1) 概 要

昭和36年に完成した延長700.0mの施設である。標準断面図は図 4.26の通りであり、上部上には短いタイロッド

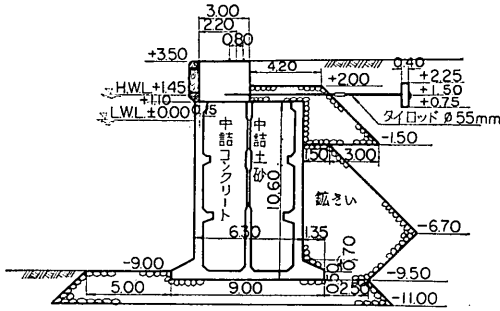


図 4.26 室蘭港富士鉄ふ頭甲種-9.6m岸壁(c-8)標準断面図

を介して控え版がとりつけられている。地震により法線がだ行しながらはらみ出して最大120.0cmに達し、上部工は最大3°前傾した。岸壁背後も全体として沈下しており、その最大値は120cmになっている。また、岸壁クレーン、貯鉱場のトランスポーター、ベルトコンベアーの基礎などが沈下あるいは軌間の狂いを生じ、荷役機械の移動は不能になったものがある。被災の程度はIIである。本岸壁に隣接して同一法線上の西側に-13.0m(実際には-14.0m)の矢板岸壁(y-18)、東側に-9.0mの場所打コンクリート構造の岸壁(j-1)があったが、前者の法線は最大45cmはらみ出し、背後の沈下もあって被災の程度は本岸壁と同じIIである。また後者も法線のはらみ出し、背後の沈下等があったが前者ほどでなく被災の程度はIである。

(2) 計算条件

古い施設であり設計条件は不明であるが、隣接する-13.0m岸壁の設計条件から次のように仮定する。

裏込めの内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ (鉱さい)

壁面摩擦角	$\delta = 15^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
	水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w = 0.0 \text{ t/m}^2$
前面潮位	+0.3m
残留水位	+0.7m
ケーソン中詰	海側はコンクリートのため $\gamma = 2.3 \text{ t/m}^3$

その他の計算条件は3.3に述べたとおりである。

(3) 計算結果

壁体の滑動、転倒、基礎捨石の支持力および基礎地盤の支持力に対する安全率を表 4.47~表 4.54に示す。また基礎支持力と比較するために従来の方法で計算した最大地盤反力強度をも表に示した。これらの計算結果を震度との関係においてとりまとめたのが図 4.27~図 4.29である。

(4) 考 察

本施設は(1)に示したとおり、法線が最大120cmはらみ出し上部工は3°も前傾している。壁体背後もかなり沈下している。被災状況よりみて、他の重力式壁体と同様本例も法線のはらみ出しの原因は壁体の前傾によるものと考えられるが、3°の前傾による法線のはらみ出し量は約70cmであるから、滑動もあったと考える方がよからう。上部工には控え版がとりつけてあったが、計算上ケーソンの主働上けい内に完全に含まれているので、上部工の滑動には抵抗したかもしれないが、ケーソンの滑動、前傾に対しては抵抗しなかったものとして計算した。

本施設は3.3の(1)に示したとおり200~220 galの地震動を受けたと考えられるが、滑動の安全率は震度0.20および0.25において0.89および0.73と1を割っている。本壁体は滑動したかもしれないと推察されるので、本計算は現象に対して一致している。なお裏込めの鉱さいの量が全般的に設計基準による量より少なく、より大きな土圧が作用したとも考えられるが、設計基準に示してある

表 4.47 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安 全 率 $\frac{0.6 \times \text{②}}{\text{①}}$
	主働土圧の水平分力および残留水圧	地 震 力	計 ①	壁 体 重 量 (浮力を差し引いた)	主 働 土 圧 の 鉛 直 分 力	計 ②	
0	28.86	0	28.86	132.54	6.66	139.20	2.89
0.10	40.03	21.43	61.46	"	9.66	142.20	1.39
0.20	57.50	42.86	100.36	"	14.34	146.88	0.89
0.25	70.87	53.58	124.45	"	17.92	150.46	0.73

表 4.48 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁体前しに対するモーメント (t・m/m)						安 全 率 $\frac{②}{①}$
	輸 倒 モーメント			抵 抗 モーメント			
	主働土圧の水平分力および残留水圧による	地震力による	計 ①	壁体重量による(浮力を差引いた)	主働土圧の鉛直分による	計 ②	
0	134.97	0	134.97	649.66	59.94	709.60	5.26
0.10	180.19	133.43	313.62	"	86.94	736.60	2.35
0.20	250.77	266.86	517.63	"	129.06	778.72	1.50
0.25	299.06	332.98	632.04	"	161.28	810.94	1.28

表 4.49 地盤反力の最大値 (壁体幅 $b=9.0\text{m}$)

震 度	壁体前しに対するモーメント (t・m/m)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合 力 の 作 用 点		地 盤 反 力 p_1 (t/m ²)
	抵抗モーメント ①	転倒モーメント ②	M ③=①-②		前しからの距離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央からの距離 e (m) ⑥= $b/2$ -⑤	
	0	709.60	134.97		574.63	139.20	
0.10	736.60	313.62	422.98	142.20	2.97	1.53	31.92
0.20	778.72	517.63	261.19	146.88	1.78	2.72	55.01
0.25	810.94	632.04	178.90	150.46	1.19	3.31	84.29

注). 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$
 $e > \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = \frac{2V}{3x}$

表 4.50 地盤支持力に対する安全率

(基礎捨石, 立石の方法)

壁体幅 $b=9.0\text{m}$

震 度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏心量		基礎の内部 摩擦角 ϕ (°)	支持力係数 N	安 全 率 $F = \frac{rb^2}{2V} N$
	水平力① P (t/m)	鉛直力② V (t/m)	$\tan \alpha$ ③=①/②	壁体中心からの 偏心距離 ④ e (m)	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	28.86	139.20	0.21	0.35	0.078	40	17.61	5.12
						50	163.70	47.63
0.1	61.46	142.20	0.43	1.53	0.340	40	3.79	1.08
						50	40.64	11.57
0.2	100.36	146.88	0.68	2.72	0.604	40	0.25	0.07
						50	5.18	1.43
0.25	124.45	150.46	0.83	3.34	0.742	40	0.01	0.003
						50	1.11	0.30

表 4.51 地盤支持力に対する安全率
 (基礎捨石, 偏心傾斜荷重に対するマイヤホフ)
 壁体幅 $b=9.0\text{m}$, 根入深さ $D=0.5\text{m}$

震 度	合力と鉛直線 のなす角 α (°)	合力作用点の 壁体中心から の偏心量 e (m)	鉛 直 力 V (t/m)	基礎の内部 摩擦角 ϕ (°)	支持力係数		安 全 率
					N_r	N_q	
0	11.70	0.35	139.20	40	113	84	16.78
				50	"	"	19.33
				50	"	"	3.52
0.10	23.37	1.53	142.20	40	"	"	5.14
				50	"	"	0.50
0.20	34.33	2.72	146.88	40	"	"	0.89
				50	"	"	0.21
0.25	39.59	3.34	150.46	40	"	"	0.30
				50	"	"	

表 4.52 地盤支持力に対する安全率
 (地盤, 立石—設計基準法)

震 度	仮想壁体幅 (基礎捨石 下面における 地盤反力の 分布幅) b' (m)	仮想壁体幅 上の捨石重 量 (t/m)	鉛直分力 V' (t/m)	合力が鉛直 となす角の 正接 $\tan \alpha'$	仮想壁体幅中心か らの合力の偏心量		基礎地盤の 内部摩擦角 ϕ (°)	支持力係数 N'	安 全 率 $F = \frac{\gamma b'^2 N'}{2V'}$
					偏心距離 e' (m)	$e' = \frac{2e'}{b'}$			
0	10.85	16.88	114.56	0.207	0.35	0.064	35	18.11	6.83
							40	36.51	13.77
							45	76.27	28.76
0.10	11.05	17.60	117.27	0.432	0.70	0.127	35	6.64	2.54
							40	14.29	5.46
							45	31.20	11.92
0.20	8.40	14.18	116.82	0.683	-0.35	0.083	35	1.38	0.30
							40	4.49	0.98
							45	11.27	2.47
0.25	4.90	9.35	114.07	0.827	-1.45	0.591	35	0.03	0.002
							40	0.27	0.02
							45	1.02	0.08

表 4.53 地盤支持力に対する安全率
 (地盤 マイヤホフ—設計基準法)
 根入深さ $D=2.0\text{m}$

震 度	合力の鉛直 となす角 α (°)	合力作用点の 仮想壁体 幅中心から の偏心量 e' (m)	仮想壁体 幅 b' (m)	鉛 直 力 V' (t/m)	基礎の内部 摩擦角 ϕ (°)	支持力係数		安 全 率
						N_r	N_q	
0	11.42	0.35	10.85	114.60	35	24	28	10.82
					40	113	84	46.89
					45	113	84	49.91
0.10	23.22	0.70	11.05	117.30	35	24	28	4.21
					40	113	84	18.29
					45	113	84	21.48
0.20	34.22	0.35	8.40	116.80	35	24	28	1.57
					40	113	84	5.42
					45	113	84	6.68
0.25	39.36	1.45	4.90	114.10	35	24	28	0.35
					40	113	84	1.02
					45	113	84	1.06

表 4.54 捨石下面における地盤反力の最大値

震 度	鉛直合力 V' (t/m)	仮想壁体 幅 b' (m)	合力の作用点		地盤反力 (t/m ²)
			仮想壁体 中心から の偏心距 e' (m)	仮想壁体 前からの 距離 x' (m)	
0	114.56	10.85	0.35	5.08	12.60
0.10	117.27	11.05	0.70	4.83	14.65
0.20	116.82	8.40	-0.35	3.85	17.38
0.25	114.07	4.90	-1.45	1.00	64.61

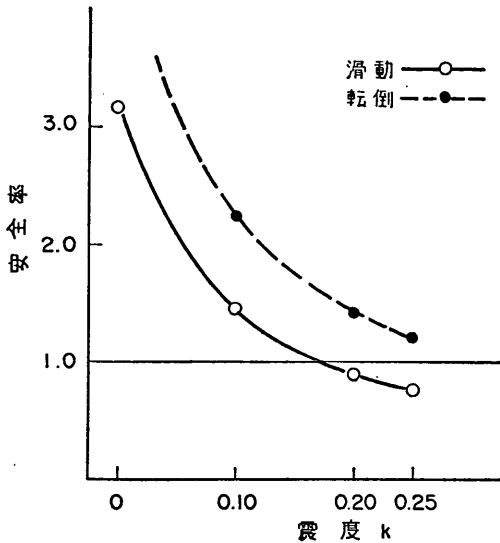


図 4.27 滑動および転倒の安全率と震度の関係

ように鉋さいの内部摩擦角を割石より少なくとすることはこの計算結果からは妥当である。また控え版の効果については、計算上仮定したとおり無視する方が現象と一致する。

基礎捨石の支持力に関する安全率は通常捨石で用いられる内部摩擦角 40° を用いた場合には、立石法、マイヤホフ法のいずれの方法によっても震度0.20において0.07あるいは0.50と1を割っている。しかし通常捨石で用いられている内部摩擦角より 10° 大きい 50° を用いた場合でも、マイヤホフ法によれば0.89と1を割っているが、立石法によると1.43となる。

この捨石が裏込めと同じく鉋さいであるかどうかは不明であるが、鉋さいと仮定し内部摩擦角を他の例と同様に 10° 大きい 45° を用いると立石法でも安全率は1を割るものと思われる。なお震度0.20における最大地盤反力強度は約 55 t/m^2 である。

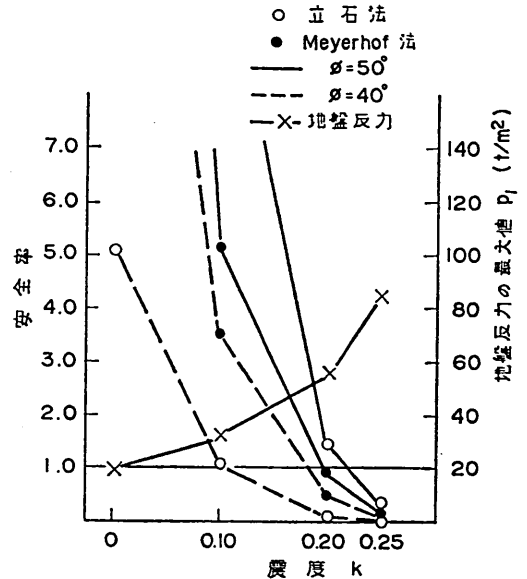


図 4.28 基礎捨石支持力の安全率と震度の関係

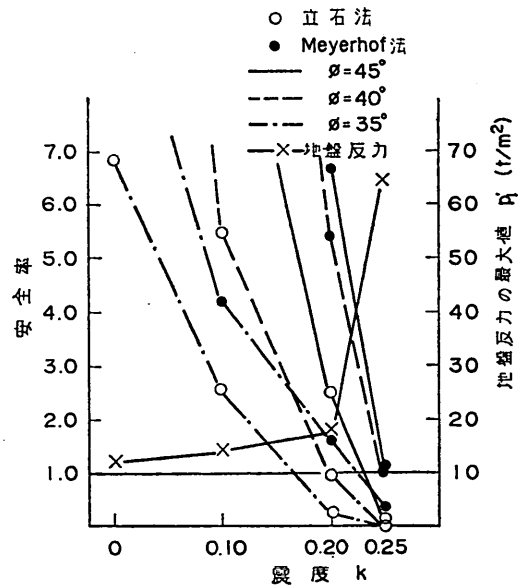


図 4.29 基礎地盤支持力の安全率と震度の関係

基礎捨石下面の基礎地盤の支持力の安全率は震度0.20において、立石法の場合内部摩擦角 40° に対して0.98、マイヤホフ法の場合内部摩擦角 35° で1.57と計算されている。本例の場合安全率に比して他の例よりも被災度が大きいですが、それでもマイヤホフ法によれば内部摩擦角を 35° 以下として計算しなければ現象と一致しない。一方立石法では 35° とした計算結果は現象に比してやや小さい安全率を与える。本例の場合基礎地盤の性質はあきらか

にされていないために明確なことは言いえないが隣接する-13.0m岸壁の土質調査によると、 N 値は5~7程度の細砂であるから通常の設計であれば 30° 程度を用いるので、立石法による場合通常 N 値等によって推定された内部摩擦角より多少大きな値で計算しないと実際の現象と一致しないことを意味する。立石法とマイヤホフ法で結果に差を生じた原因の1つは、他例と同様立石法では根入れによる支持力の増加を無視したことにあると考えられる。

4.2 ブロック式けい船岸

4.2.1 八戸港白銀ふ頭先端護岸 (b-1)

昭和34年に完成した延長170.0mの4段積の施設である。標準断面図を図4.30に示す。地震によりほぼ全長に

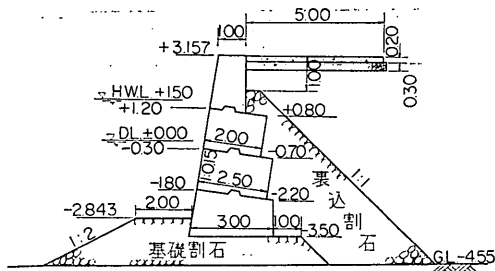


図 4.30 八戸港白銀先端護岸 (b-1) 標準断面図

わたって上部コンクリートとエプロン間に2~3cmのすき間が生じ、エプロンも部分的に沈下した。被災の程度はIである。本護岸に隣接して法線に直角方向東側に同年に完成したケーソン式岸壁があったが無被災とみられる。

(2) 計算条件

原設計条件はあきらかでない。

検討に用いた計算条件は次のとおりである。

裏込めの内部摩擦角	$\phi = 40^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $r = 1.8 \text{ t/m}^3$ 水中 $r' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w = 0.0 \text{ t/m}^2$
前面潮位	$\pm 0.0 \text{ m}$
残留水位	$+0.5 \text{ m}$

その他の計算条件は3.3に述べたとおりである。

なお本計算では2段目、3段目、4段目のブロックについて安定の計算を行なう。

(3) 計算結果

壁体の滑動、転倒、基礎捨石の支持力および基礎地盤の支持力に対する安全率を表4.55~表4.62に示す。また、基礎支持力と比較するために従来の方法で計算した最大地盤反力強度をも表に示した。これらの計算結果を震度との関係においてとりまとめたのが図4.31~図4.34である。

(4) 考察

本施設は(1)に示したとおり、上部工とエプロンのコンクリートとの間に2~3cmのすき間が生じ、エプロンはわずかに沈下した程度で、肉眼では壁体の滑動、前傾は認められない。

本施設は、3.3の(1)に示したとおり200~250 galの地震動を受けたと考えられるが、ブロック全体の滑動の安全率は震度0.20および0.25において0.79および0.67と1を割っている。また、一段上の3段目のブロックの安全率もそれぞれ0.82および0.70と同じく1を割っている。

表 4.55 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安 全 率 $\frac{(0.5)}{(0.5)} \times \frac{0.6}{0.6}$ ①
	主働土圧の水平分力および残留水圧	地 震 力	計 ①	壁体重量 (浮力を差しひいた)	主働土圧の鉛直分力	計 ②	
0	2.30	0	2.30	13.78	0.54	14.32	3.11
	4.92	0	4.92	20.20	1.04	21.24	2.16
	8.42	0	8.42	26.30	1.75	28.05	2.00
0.10	2.88	1.59	4.47	13.78	0.70	14.48	1.62
	6.24	2.66	8.90	20.20	1.40	21.60	1.21
	11.09	3.74	14.83	26.30	2.47	28.77	1.16
0.20	3.72	3.18	6.90	13.78	0.92	14.70	1.07
	8.15	5.32	13.47	20.30	1.91	22.21	0.82
	15.17	7.48	22.65	26.30	3.56	29.86	0.79
0.25	4.07	3.97	8.04	13.78	1.02	14.80	0.92
	9.43	6.65	16.08	20.20	2.25	22.45	0.70
	17.97	9.44	27.41	26.30	4.31	30.61	0.67

(上; 2段目, 中; 3段目, 下; 4段目のブロック)

表 4.56 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁体前しに対するモーメント (t・m/m)						安 全 率 $\frac{\text{②}}{\text{①}}$
	転 倒 モ ー メ ン ト			抵 抗 モ ー メ ン ト			
	主働土圧の水平分力および残留水圧による	地震力による	計 ①	壁体重量による(浮力を差引いた)	主働土圧の鉛直分力による	計 ②	
0	2.47	0	2.47	16.64	1.21	17.85	7.22
	7.84	0	7.84	30.75	2.86	33.61	4.29
	18.87	0	18.87	47.13	5.24	51.38	2.72
0.10	3.12	2.45	5.57	16.64	1.56	18.20	3.27
	9.38	5.89	15.27	30.75	3.85	34.60	2.27
	24.16	11.40	35.56	47.13	7.41	53.54	1.51
0.20	3.90	4.90	8.80	16.64	2.05	18.69	2.12
	12.54	11.78	24.32	30.75	5.25	36.00	1.48
	31.83	22.80	54.03	47.13	10.68	57.81	1.04
0.25	4.36	6.12	10.48	16.64	2.49	19.13	1.80
	15.55	14.71	30.26	30.75	6.19	36.94	1.22
	36.89	29.50	66.39	47.13	12.93	60.06	0.90

(上; 2段目, 中; 3段目, 下; 4段目, のブロック)

表 4.57 地盤反力の最大値 (壁体幅 $b=3.0\text{m}$)

震 度	壁体前しに対するモーメント (t・m/m)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合 力 の 作 用 点		地 盤 反 力 p_1 (t/m ²)
	抵抗モーメント ①	転倒モーメント ②	M ③=①-②		前しからの距離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央からの距離 e (m) ⑥= $b/2$ -⑤	
	0	51.38	18.87		32.51	28.05	
0.10	53.54	35.56	17.98	28.77	0.62	0.88	30.94
0.20	57.81	54.63	3.18	29.86	0.06	1.31	33.17

注) 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$

$e > \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = \frac{2V}{3x}$

表 4.58 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 立石の方法—マウンドに対する梅原法)
壁体幅 $b=3.0\text{m}$

震 度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏心率		基礎の内部 摩擦角 ϕ (°)	支持力係数 N	安 全 率 $F = \frac{rb^2}{2V} N$
	水平力① P (t/m)	鉛直力② V (t/m)	$\tan \alpha$ ③=①/②	壁体中心からの偏心率 ④= e (m)	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	8.42	28.05	0.300	0.34	0.227	40	13.00	2.09
						50		
0.1	14.83	28.77	0.515	0.88	0.587	40	2.21	0.35
						50		
0.2	22.65	29.86	0.758	1.47	0.953	40	0.007	0.001
						50		

表 4.59 地盤支持力に対する安全率

(基礎捨石, 偏心傾斜荷重に対するマイヤホフ法)

壁体幅 $b=3.0\text{m}$, 根入深さ $D=0.7\text{m}$

震 度	合力と鉛直線のなす角 α (°)	合力作用点の壁体中心からの偏心量 e (m)	鉛 直 力 V (t/m)	基礎の内部摩擦角 ϕ (°)	支 持 力 係 数		安 全 率
					N_r	N_q	
0	16.42	0.34	27.28	40	113	84	7.97
				50	"	"	9.33
0.10	27.16	0.88	28.00	40	"	"	1.64
				50	"	"	2.01
0.20	37.10	1.47	28.81	40	"	"	0.10
				50	"	"	0.04

表 4.60 地盤支持力に対する安全率

(地盤, 立石一設計基準法)

震 度	仮想壁体幅(基礎捨石下面における地盤反力の分布幅) b' (m)	仮想壁体幅上の捨石重量 (t/m)	鉛直分力 V' (t/m)	合力が鉛直となす角の正接 $\tan \alpha'$	仮想壁体幅中心からの合力の偏心量		基礎地盤の内部摩擦角 ϕ (°)	支持力係数 N'	安 全 率 $F = \frac{r b'^2 N'}{2 V'}$
					偏心距離 e' (m)	$\epsilon' = \frac{2e'}{b'}$			
0	4.40	5.43	32.71	0.300	0.3	0.136	35	10.89	3.22
							40	22.45	6.64
							45	47.65	14.10
0.10	3.50	4.83	32.83	0.515	0.1	1.057	35	4.81	0.90
							40	10.96	2.05
							45	28.74	4.62
0.20	2.60	4.43	33.24	0.758	-0.55	0.423	35	0.10	0.01
							40	0.98	0.10
							45	2.82	0.29

表 4.61 地盤支持力に対する安全率

(地盤, マイヤホフ一設計基準法)

根入深さ $D=1.75\text{m}$

震 度	合力の鉛直となす角 α (°)	合力作用点の仮想壁体幅中心からの偏心量 e' (m)	仮想壁体幅 b' (m)	鉛 直 力 V' (t/m)	基礎の内部摩擦角 ϕ (°)	支 持 力 係 数		安 全 率
						N_r	N_q	
0	16.42	0.30	4.40	32.71	35	24	24	1.39
					40	113	84	8.18
					45	113	84	9.59
0.10	27.16	0.10	3.50	32.83	35	24	28	0.19
					40	113	84	1.85
					45	113	84	2.85
0.20	37.10	0.55	2.60	33.24	35	24	28	0.004
					40	113	84	0.02
					45	113	84	0.11

表 4.62 捨石下面における地盤反力の最大値

震 度	鉛直合力 V' (t/m)	仮想壁体 幅 b' (m)	合力の作用点		地盤反力 (t/m ²)
			仮想壁体 中心から の偏心距 離 e' (m)	仮想壁体 前しから の距離 x' (m)	
0	32.71	4.4	0.3	1.90	10.48
0.10	32.83	3.5	0.1	1.65	10.99
0.20	33.24	2.6	-0.55	0.75	29.25

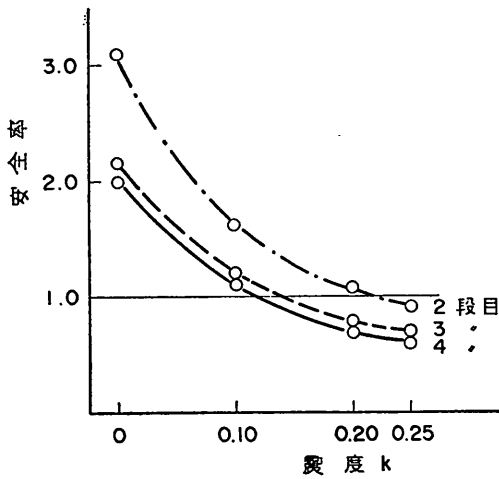


図 4.31 滑動の安全率と震度の関係

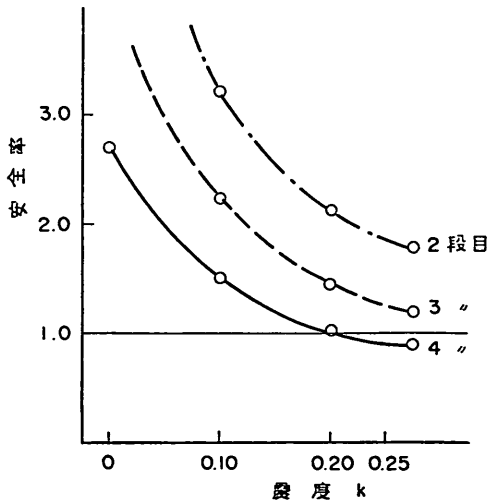


図 4.32 転倒の安全率と震度の関係

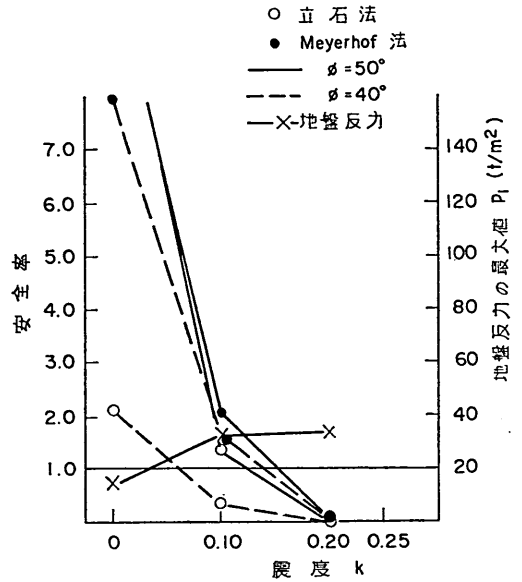


図 4.33 基礎捨石支持力の安全率と震度の関係

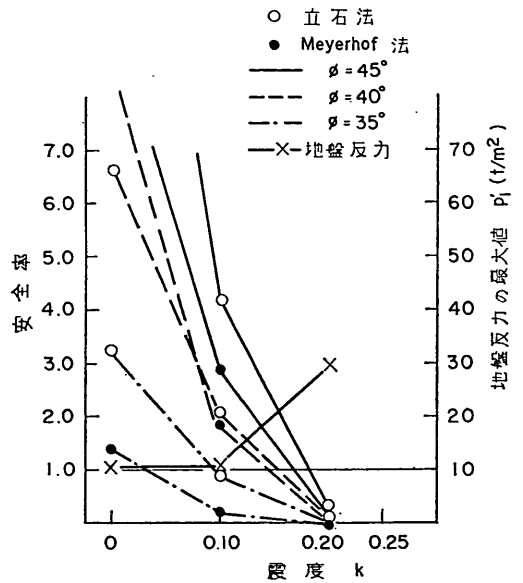


図 4.34 基礎地盤支持力の安全率と震度の関係

本壁体は滑動していないと考えられるので、本計算は現象に対して低めの結果を与えている。

基礎捨石の支持力に関する安全率は通常捨石で用いられる内部摩擦角より10°大きい内部摩擦角50°を用いた場合でも、立石法、マイヤホフ法いずれの方法によっても震度0.20において0.001および0.04と著しく低い値を与えている。これは地盤支持力の不足による壁体の前傾

がほとんどないという事実と反する。なお震度0.20における最大地盤反力強度は約330 t/m²である。

基礎捨石下面の基礎地盤の支持力の安全率は震度0.20において、立石法およびマイヤホフ法の場合地盤の内部摩擦角45°に対して0.29、および0.11と計算されている。これは本例の場合、立石法、マイヤホフ法いずれの方法においても内部摩擦角を少なくとも45°以上として計算しなければ現象と一致しないことを意味する。本例では基礎地盤の性質は砂質で、一部に5~30mm程度のれきを含み先端護岸付近ではN値が30~40程度の締まった地盤である。

通常的设计であれば地盤の内部摩擦角として40°程度を用いるものと思われるが、本例では計算に用いる内部摩擦角は少なくともこれより5°以上大きいものを用いないと計算結果と現象は一致しない。

4.2.2 八戸港鮫4号-2.7m物揚場(b-2)

(1) 概要

昭和13年に完成した延長129.65mの5段積の施設である。標準断面図を図4.35に示す。古い施設であるが地震

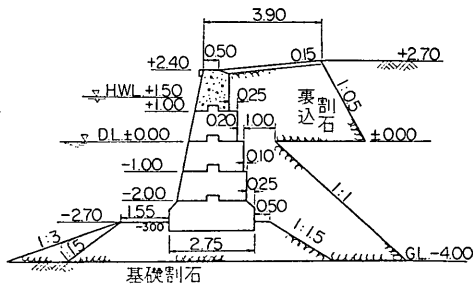


図 4.35 八戸港鮫地区4号-2.7m物揚場(b-2)標準断面図

に対しては被害をほとんど受けなかったものである。被災の程度は0である。本物揚場に隣接して3号、4号、5号、7号と同じ断面の5段積のブロックがあったが、いずれの施設も無被災であった。

(2) 計算条件

古い施設で原設計条件はあきらかでない。

検討に用いた計算条件は次のとおりである。

裏込めの内部摩擦角	$\phi = 40^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
	水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w = 0.0 \text{ t/m}^2$
前面潮位	+0.0m
残留水位	+0.5m

その他の計算条件は3.3に述べたとおりである。

なお本計算では2段目、4段目、5段目のブロックについて計算を行なった。

(3) 計算結果

壁体の滑動、転倒、基礎捨石の支持力および基礎地盤の支持力に対する安全率を表4.63~表4.70に示す。また基礎支持力と比較するために、従来の方法で計算した最大地盤反力強度をも表に示した。これらの計算結果を震度との関係においてとりまとめたものが図4.36~図4.39である。

(4) 考察

本施設は(1)に示したとおり、ほとんど無被災であった。3.3の(1)に示したとおり200~250galの地震動を受けたと考えられるが、ブロック全体の滑動の安全率は震度0.20および0.25において0.77および0.66と1を割っている。また、1段上の4段目のブロックの安全率もそれぞれ0.69および0.59と1を割っている。本壁体は滑動していないと考えられるので、本計算は現象に対して低めの結果を与えている。

基礎捨石の支持力に関する安全率は通常捨石で用いられる内部摩擦角より10°大きい内部摩擦角50°を用いた場合でも、立石法、マイヤホフ法いずれの方法によっても震度0.20において0.12および0.25と著しく低い値を与えている。これは地盤支持力の不足による壁体の前傾が認められないという事実と反する。なお震度0.20における最大地盤反力強度は約55 t/m²である。

基礎捨石下面の基礎地盤の支持力の安全率は震度0.20において、立石法の場合地盤の内部摩擦角45°に対して0.88、マイヤホフ法の場合内部摩擦角40°に対して1.17と計算されている。これは本例の場合、立石法によれば内部摩擦角を少なくとも45°、マイヤホフ法によれば40°程度として計算しなければ現象と一致しないことを意味する。本例では基礎地盤があきらかにされていないために明確なことはいえないが、立石法による場合は通常用いられている土の内部摩擦角に比して著しく大きな値である。本物揚場付近でのボーリングでは、-4.0m付近以下に風化岩があらわれた例があり、本物揚場も同様の地盤であったとすれば、低安全率で無被災であったことの説明がつく。

4.2.3 青森港中央ふ頭3千トン-7.5m岸壁(b-3)

(1) 概要

昭和29年に旧岸壁の前面に新しく造られた延長115.0mの7段積の施設である。標準断面図を図4.40に示す。地震による法線のはらみ出しはほとんどなかったが、旧岸壁法線より前面のエプロンが全体的に10~20cm沈下し

表 4.63 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安 全 率 $\frac{(0.5)}{(0.5)} \times \frac{(0.6)}{(0.6)}$ ①
	主働土圧の水平分力および残留水圧	地 震 力	計 ①	壁 体 重 量 (浮力を差しひいた)	主働土圧の鉛直分力	計 ②	
0	1.13	0	1.13	6.34	0.26	6.60	2.92
	3.99	0	3.99	13.69	0.77	13.46	1.69
	5.73	0	5.73	17.63	1.10	18.73	1.96
0.10	1.40	0.7	1.47	"	0.34	6.68	1.59
	5.52	1.78	7.30		1.18	13.87	0.95
	8.31	2.62	10.93		1.79	19.42	1.07
0.20	1.73	1.40	3.13	"	0.43	6.77	1.08
	6.77	3.56	10.33		1.51	14.20	0.69
	10.27	5.24	15.51		2.32	19.94	0.77
0.25	1.94	1.75	3.69	"	0.49	6.83	0.93
	7.87	4.45	12.32		1.81	14.50	0.59
	12.11	6.55	18.66		2.81	20.44	0.66

(上;2段目, 中;4段目, 下;5段目のブロック)

表 4.64 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁体前しに対するモーメント (t・m/m)						安 全 率 $\frac{(2)}{(1)}$
	転 倒 モ ー メ ン ト			抵 抗 モ ー メ ン ト			
	主働土圧の水平分力および残留水圧による	地震力による	計 ①	壁量体重による(浮力を差しひいた)	主働土圧の鉛直分力による	計 ②	①
0	0.82	0	0.82	5.57	0.40	5.98	7.29
	5.76	0	5.76	16.89	1.73	18.62	3.23
	10.60	0	10.60	28.67	3.03	31.70	2.99
0.10	1.03	0.78	1.81	"	0.53	6.10	3.37
	7.60	3.50	11.10		2.66	19.55	1.76
	14.46	6.27	20.73		4.92	33.59	1.62
0.20	1.30	1.56	2.86	"	0.67	6.24	2.18
	9.36	7.00	16.36		3.40	20.29	1.24
	17.78	12.54	30.32		6.38	35.05	1.16
0.25	1.45	1.95	3.40	"	0.76	6.33	1.86
	10.68	8.75	19.43		4.07	20.96	1.08
	20.58	15.68	36.26		7.73	36.40	1.00

(上;2段目, 中;4段目, 下;5段目のブロック)

表 4.65 地盤反力の最大値 (壁体幅 $b=2.75\text{m}$)

震 度	壁体前しに対するモーメント (t・m/m)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合力の作用点		地 盤 反 力 p_1 (t/m ²)
	抵抗モーメント ①	転倒モーメント ②	M ③=①-②		前しからの距離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央からの距離 e (m) ⑥= $b/2$ -⑤	
0	31.70	10.60	21.10	18.73	1.13	0.25	10.52
0.10	33.59	20.73	12.86	19.42	0.66	0.72	19.62
0.20	35.05	30.32	4.73	19.94	0.24	1.14	55.40
0.25	36.40	36.26	0.14	20.44	—	—	—

注) 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$

$e > \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = \frac{2V}{3x}$

表 4.66 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 立石の方法—マウンドに対する梅原法)

壁体幅 $b=2.75\text{m}$

震 度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏 心 量		基礎の内 部摩擦角 ϕ (°)	支持力 係 数 N	安全率 $F = \frac{rb^2}{2V} N$
	水平力① P (t/m)	鉛直力② V (t/m)	$\tan\alpha$ ③=①/②	壁体中心から の偏心距離 ④ e (m)	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	5.73	18.73	0.306	2.255	0.182	40	14.45	2.92
						50	70.13	14.16
0.1	10.93	19.42	0.563	0.725	0.520	40	2.37	0.46
						50	9.51	1.85
0.2	15.51	19.94	0.777	1.155	0.825	40	0.09	0.02
						50	0.65	0.12

表 4.67 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 偏心傾斜荷重に対するマイヤホフ法)

壁体幅 $b=2.75\text{m}$, 根入深さ $D=0.3\text{m}$

震 度	合力と鉛直線 のなす角 α (°)	合力作用点の 壁体中心から の偏心量 e (m)	鉛 直 力 V (t/m)	基礎の内部摩 擦角 ϕ (°)	支持力係数		安 全 率
					N_r	N_q	
0	17.00	0.255	18.88	40	113	84	7.47
					50	"	"
0.10	29.23	0.725	19.57	40	"	"	1.19
					50	"	"
0.20	37.51	1.155	20.10	40	"	"	0.21
					50	"	"

表 4.68 地盤支持力に対する安全率
(地盤, 立石—設計基準法)

震 度	仮想壁体幅 (基礎捨石 下面における 地盤反力の 分布幅) b' (m)	仮想壁体 幅上の捨 石重量 (t/m)	鉛直分力 V' (t/m)	合力が鉛 直となす 角の正接 $\tan\alpha'$	仮想壁体幅中心から の合力の偏 心 量		基礎地盤 の内部摩 擦角 ϕ (°)	支持力 係 数 N'	安全率 $F = \frac{rb'^2 N'}{2V'}$
					偏心距離 e' (m)	$\epsilon' = \frac{2e'}{b'}$			
0	4.00	4.32	23.20	0.306	0.3	0.15	35	10.78	3.72
							40	22.19	7.65
							45	47.04	16.22
0.10	2.60	3.13	22.70	0.563	-0.4	0.31	35	2.13	0.32
							40	5.00	0.75
							45	11.46	1.71
0.20	2.90	2.90	23.00	0.777	-0.35	0.24	35	0.18	0.03
							40	1.65	0.30
							45	4.82	0.88

表 4.69 地盤支持力に対する安全率

(地盤, マイヤホフー設計基準法)

根入深さ $D=1.30\text{m}$

震 度	合力の鉛直 となす角 α (°)	合力作用点 の仮想壁体 幅中心から の偏心量 e' (m)	仮想壁体 幅 b' (m)	鉛 直 力 V' (t/m)	基礎の内 部摩擦角 ϕ (°)	支持力係数		安 全 率
						N_r	N_q	
0	1700	0.30	4.00	23.20	35	24	28	1.67
					40	113	84	9.72
					45	113	84	11.29
0.10	2923	0.40	2.60	22.70	35	24	28	0.04
					40	113	84	0.56
					45	113	84	0.96
0.20	3751	0.35	2.90	23.00	35	24	28	0.12
					40	113	84	1.17
					45	113	84	1.81

表 4.70 捨石下面における地盤反力の最大値

震 度	鉛直合力 V' (t/m)	仮想壁体 幅 b' (m)	合力の作用点		地盤反力 (t/m ²)
			仮想壁体 中心から の偏心距 e' (m)	仮想壁体 前しから の距離 x' (m)	
0	23.2	4.0	0.3	1.70	8.41
0.10	22.7	2.6	-0.4	0.90	16.79
0.20	23.0	2.9	-0.35	1.10	13.67

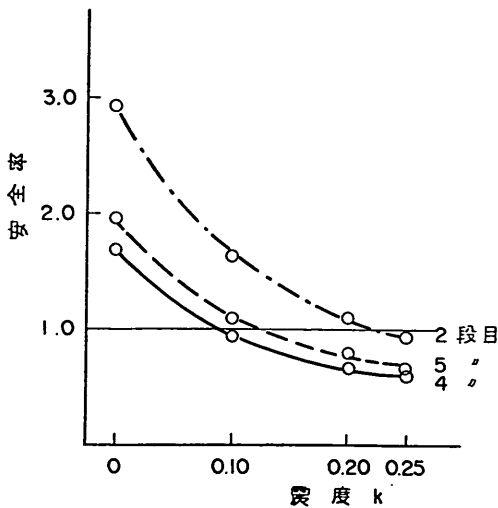


図 4.36 滑動の安全率と震度の関係

た。エプロンは1辺2.0mの正方形のブロックが敷かれていたが、海側の3列のブロックには無数のクラックが

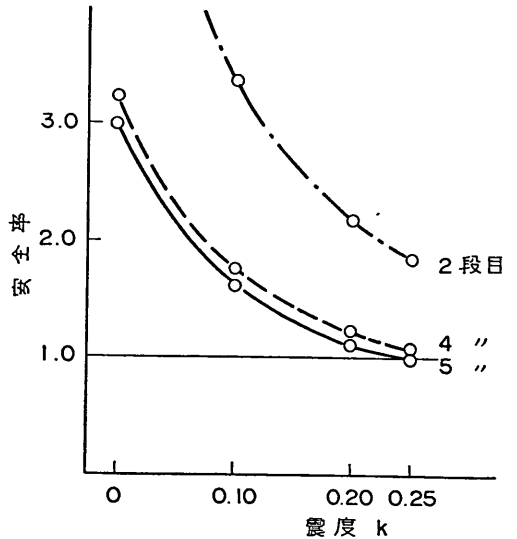


図 4.37 転倒の安全率と震度の関係

生じ、5~10cmの目地あきも見られた。被災の程度はIである。本岸壁に隣接して同一法線上に-4.5mの4段積のブロック式、および、-3.5mの控え版式矢板けい船岸があった。この矢板式けい船岸は前面にぐり石を敷いた簡単な構造であるにもかかわらず無被災であった。

(2) 計算条件

原設計条件はあきらかでない。

検討に用いた計算条件は次のとおりである。

裏込めの内部摩擦角	$\phi = 40^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
	水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$

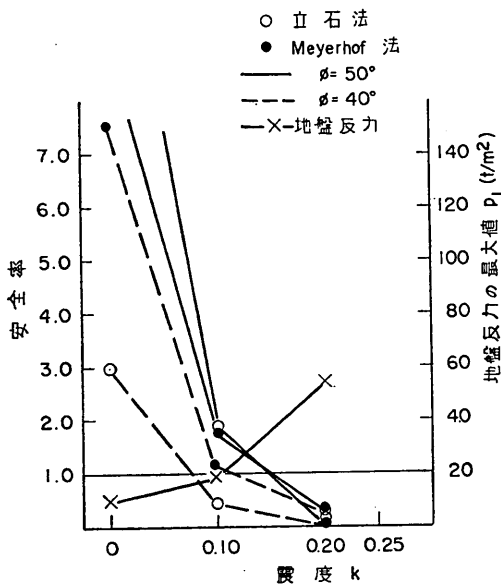


図 4.38 基礎捨石支持力の安全率と震度の関係

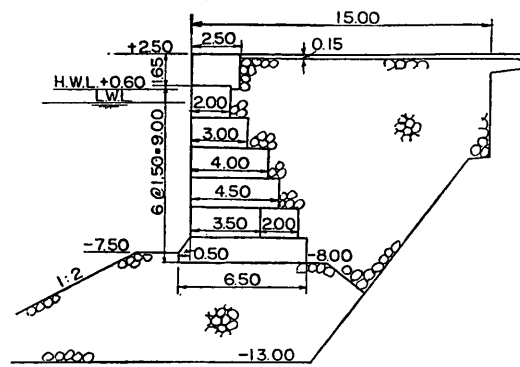


図 4.40 青森港中央ふ頭3千トン-7.5m岸壁
(b-3) 標準断面図

かし2段目は滑動，転倒とも4段目より安全であったのでここでは省略する。

(3) 計算結果

壁体の滑動，転倒，基礎捨石の支持力および基礎地盤の支持力に対する安全率を表 4.71～表 4.78 に示す。また，基礎支持力と比較するために従来の方法で計算した最大地盤反力強度をも表に示した。これらの計算結果を震度との関係においてとりまとめたのが図 4.41～図 4.44 である。

(4) 考察

本施設は(1)に示したとおり，旧岸壁法線より海側の舗装に用いられたコンクリート版に無数のクラックが生じ，目地あきもあったが，法線のはらみ出しはわずかであった。コンクリート版のクラックは各版が水平方向に移動しようとしたときにせん断応力が生じて発生したとも考えられる。

本施設は，3.3の(1)に示したとおり 200～230gal の地震動を受けたと考えられるが，ブロック全体の滑動の安全率は震度0.20および0.25において0.94および0.78と1を割っている。また1段上の6段目のブロックの安全率はそれぞれ0.82および0.67，もう2段上の4段目のブロックの安全率もそれぞれ0.92および0.77と1を割っている。本壁体は滑動していないと考えられるので，本計算は現象に対してやや低めの結果を与えている。

基礎捨石の支持力に関する安全率は通常捨石で用いられる内部摩擦角より10° 大きい内部摩擦角50° を用いた場合でも，立石法，マイヤホフ法いずれの方法によっても震度が0.20において0.43および0.59と低い値を与えている。これは地盤支持力の不足による壁体の前傾が認められないという事実と反する。なお震度0.20における最

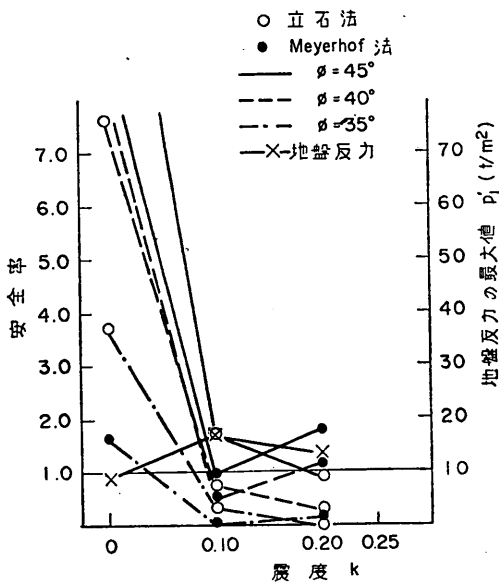


図 4.39 基礎地盤支持力の安全率と震度の関係

上乗荷重	$w = 0.0 \text{ t/m}^2$
前面潮位	+0.2m
残留水位	+0.4m

その他の計算条件は 3.3 に述べたとおりである。

なお本施設は7段積のブロックであるが2段目，4段目，6段目，7段目について安定の検討を行なった。し

表 4.71 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安 全 率 $\frac{(0.5)}{(0.5)} \times \frac{(0.6)}{(0.6)}$ ①
	主働土圧の水平分力および残留水圧	地 震 力	計 ①	壁 体 重 量 (浮力を差しひいた)	主働土圧の鉛直分力	計 ②	
0	5.85	0	5.85	36.52	1.36	37.88	3.24
	11.39	0	11.39	68.38	2.80	71.18	3.02
	15.41	0	15.41	85.68	3.69	89.37	3.48
0.10	7.84	5.26	13.10	"	1.90	38.42	1.47
	16.60	10.75	27.35		4.08	72.46	1.32
	22.11	13.83	35.94		5.48	91.16	1.52
0.20	10.70	10.52	21.22	"	2.66	39.18	0.92
	23.78	21.50	45.28		6.01	74.39	0.82
	32.20	27.66	59.86		8.18	93.86	0.94
0.25	12.57	13.15	25.72	"	3.17	39.69	0.77
	28.68	26.88	55.56		7.32	43.84	0.68
	39.17	34.58	73.75		10.05	95.73	0.78

(上;4段目, 中;6段目, 下;7段目のブロック)

表 4.72 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁体前しに対するモーメント (t・m/m)						安 全 率 $\frac{(2)}{(1)}$
	転 倒 モーメント			抵 抗 モーメント			
	主働土圧の水平分力および残留水圧による	地 震 力 による	計 ①	壁 体 重 量 に よ る (浮力を差した)	主働土圧の鉛直分力による	計 ②	
0	12.43	0	12.43	69.64	5.44	75.08	6.04
	38.46	0	38.46	178.92	15.40	194.32	5.05
	58.85	0	58.85	284.36	23.99	308.35	5.24
0.10	16.09	15.54	31.63	"	7.60	77.24	2.44
	51.95	47.26	99.21		22.44	201.36	2.03
	80.88	70.27	151.15		35.62	319.98	2.12
0.20	21.26	31.08	52.34	"	10.64	80.28	1.53
	71.70	94.52	166.22		33.06	211.98	1.28
	113.52	140.54	254.06		53.17	337.53	1.33
0.25	24.45	38.85	63.30	"	12.68	82.32	1.31
	84.68	118.15	202.83		40.26	219.18	1.08
	135.38	175.68	311.06		65.33	349.69	1.12

(上;4段目, 中;6段目下;7段目のブロック)

表 4.73 地 盤 反 力 の 最 大 値 (壁体幅 $b=6.5\text{m}$)

震 度	壁体前しに対するモーメント (t・m/m)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合 力 の 作 用 点		地 盤 反 力 p_1 (t/m ²)
	抵抗モーメント ①	転倒モーメント ②	M ③=①-②		前しからの距離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央からの距離 e (m) ⑥= $b/2$ -⑤	
0	308.35	58.85	249.50	89.37	2.79	0.46	19.59
0.10	319.98	151.15	168.83	91.16	1.85	1.40	32.85
0.20	337.53	254.06	83.47	93.86	0.89	2.36	70.31
0.25	349.69	311.06	38.63	95.73	0.40	2.85	159.60

注) 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$

$e > \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = \frac{2V}{3x}$

表 4.74 地盤支持力に対する安全率
 (基礎捨石, 立石の方法—マウンドに対する梅原法)
 壁体幅 $b=6.5\text{m}$

震 度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏心率		基礎の内 部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	支持力 係 数 N	安全率 $F = \frac{\gamma b^2}{2V} N$
	水平力① P (t/m)	鉛直力② V (t/m)	$\tan \alpha$ ③=①/②	壁体中心から の偏心率 ④ e (m)	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	15.41	89.37	0.172	0.431	0.027	40	14.83	3.50
						50	83.46	19.73
0.1	35.94	91.16	0.394	1.380	0.016	40	3.41	0.79
						50	12.67	2.94
0.2	59.86	93.86	0.638	2.350	-0.192	40	0.52	0.12
						50	1.90	0.43
0.25	73.75	95.73	0.770	2.840	-0.340	40	0.04	0.01
						50	0.34	0.07

表 4.75 地盤支持力に対する安全率
 (基礎捨石, 偏心率傾斜荷重に対するマイヤホフ法)
 壁体幅 $b=6.5\text{m}$, 根入深さ $D=0.5\text{m}$

震 度	合力と鉛直線 のなす角 α ($^{\circ}$)	合力作用点の 壁体中心から の偏心率 e (m)	鉛 直 力 V (t/m)	基礎の内部摩 擦角 ϕ ($^{\circ}$)	支持力係数		安全率
					N_r	N_q	
0	9.53	0.431	88.50	40	113	84	14.64
				50	"	"	16.23
0.10	21.43	1.380	90.29	40	"	"	3.01
				50	"	"	4.02
0.20	32.45	2.350	92.99	40	"	"	0.41
				50	"	"	0.59
0.25	37.42	2.840	94.86	40	"	"	0.13
				50	"	"	0.15

表 4.76 地盤支持力に対する安全率
 (地盤, 立石—設計基準法)

震 度	仮想壁体幅 (基礎捨石 下面における 地盤反力の 分布幅) b' (m)	仮想壁体 幅上の捨 石重量 (t/m)	鉛直分力 V' (t/m)	合力が鉛 直となす 角の正接 $\tan \alpha'$	仮想壁体幅中心から の合力の偏心率		基礎地盤 の内部摩 擦角 ϕ ($^{\circ}$)	支持力 係 数 N'	安全率 $F = \frac{\gamma b'^2 N'}{2V'}$
					偏心率 e' (m)	$\epsilon' = \frac{2e'}{b'}$			
0	12.40	63.94	152.44	0.174	0.17	0.027	35	21.58	10.88
							40	43.27	21.82
							45	90.00	45.39
0.10	12.62	61.53	151.82	0.398	0.10	0.016	35	9.84	5.16
							40	20.86	10.94
							45	45.14	23.67
0.20	12.00	50.73	143.73	0.644	-1.15	-0.192	35	1.61	0.80
							40	4.38	2.19
							45	10.60	5.31
0.25	12.48	43.88	138.74	0.777	-2.12	-0.340	35	0.14	0.08
							40	1.20	0.68
							45	3.55	1.99

表 4.77 地盤支持力に対する安全率
(地盤, マイヤホフ設計基準法)
根入深さ $D=5.5\text{m}$

震 度	合力の鉛直 となす角 α ($^{\circ}$)	合力作用点 の仮想壁体 幅中心から の偏心量 e' (m)	仮想壁体 幅 b' (m)	鉛 直 力 V' (t/m)	基礎の内部 摩擦 角 ϕ ($^{\circ}$)	支持力係数		安 全 率
						N_r	N_q	
0	9.53	0.17	12.40	152.50	35	24	28	6.06
					40	113	84	31.27
					45	113	84	33.48
0.10	21.43	0.10	12.62	151.80	35	24	28	1.83
					40	113	84	12.37
					45	113	84	15.75
0.20	32.45	1.15	12.00	143.70	35	24	28	0.04
					40	113	84	1.32
					45	113	84	2.88
0.25	37.42	2.12	12.48	138.70	35	24	28	0.03
					40	113	84	0.12
					45	113	84	0.79

表 4.78 捨石下面における地盤反力の最大値

震 度	鉛直合力 V' (t/m)	仮想壁体 幅 b' (m)	合力の作用点		地盤反力 (t/m ²)
			仮想壁体 幅中心から の偏心距 e' (m)	仮想壁体 幅前からの 距離 x' (m)	
0	152.44	12.40	0.17	6.03	13.30
0.10	151.82	12.62	0.10	6.21	12.60
0.20	143.73	12.00	-1.15	4.85	19.90
0.25	138.74	12.48	-2.12	4.12	22.23

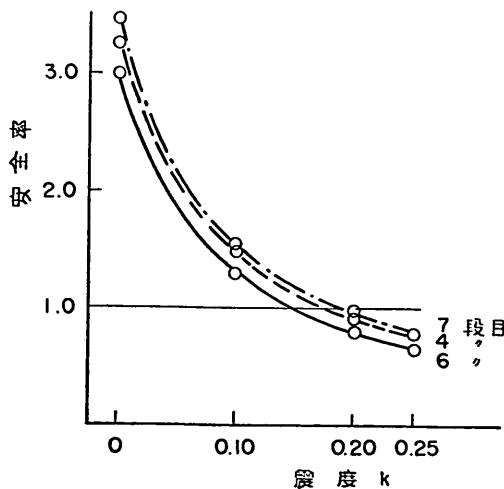


図 4.41 滑動の安全率と震度の関係

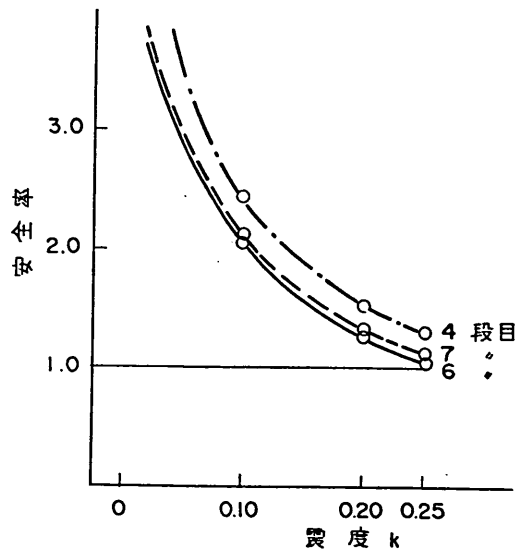


図 4.42 転倒の安全率と震度の関係

大地盤反力強度は約70 t/m²である。

基礎捨石下面の基礎地盤の支持力の安全率は震度0.20において、立石法およびマイヤホフ法の場合地盤の内部摩擦角35°に対しては0.80および0.04と1を割っており計算上不安定となるが、内部摩擦角40°を用いればそれぞれ2.19および1.32と壁体が基礎地盤の支持力不足による前傾がほとんどなかったということと一致する。しかし本例の基礎地盤は-10.0m~20.0m近くまでN値が1~3程度の貝殻混じりのシルト層であり、完成してから12~13年たって大分締まっていると考えても内部摩擦角40°

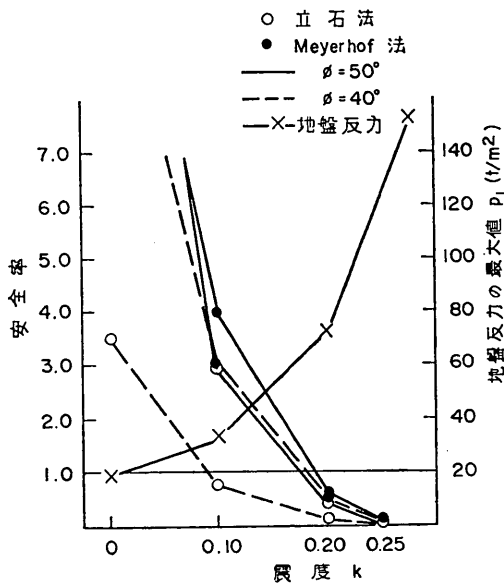


図 4.43 基礎捨石支持力の安全率と震度の関係

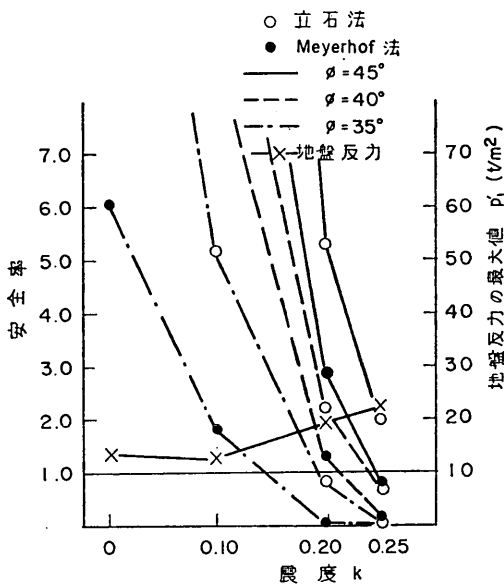


図 4.44 基礎地盤支持力の安全率と震度の関係

に相当する地盤とは考えられず、相当大きな値である。本施設は捨石の厚さが5mと通常の重力式構造物に比してかなり厚いが、このような厚い捨石の下面についても現行の設計基準の方法によって支持力の検討を行なうことについては疑問がある。

4.2.4 青森港浜町ふ頭-5.5m岸壁 (b-4)

(1) 概要

昭和38年に完成した延長190.0mの5段積の施設であ

る。標準断面図を図4.45に示す。地震により最大32cm

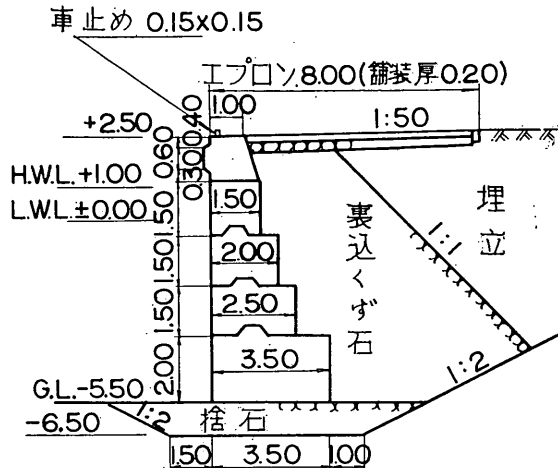


図 4.45 青森港浜町ふ頭-5.5m岸壁 (b-4) 標準断面図

の法線のはらみ出しおよび最大44cmのエプロンの沈下を生じた。被災の程度はIIである。本岸壁に隣接して同一法線の上に-5.5mのケーソン岸壁 (c-3) があつたが、法線のはらみ出しは9cm、エプロンの沈下は31cmとブロック式の岸壁より変位はかなり小さく被災の程度はIである。

(2) 計算条件

原設計条件は次のとおりである。

震度	$k=0.05$
裏込めの内部摩擦角	$\phi=40^\circ$
壁面摩擦角	$\delta=40^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$ 水中 $\gamma'=1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	常時 $w=1.5 \text{ t/m}^2$ 地震時 $w=1.0 \text{ t/m}^2$

検討に用いた計算条件は次のとおりである。

裏込めの内部摩擦角	$\phi=40^\circ$
壁面摩擦角	$\delta=15^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$ 水中 $\gamma'=1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w=0.0 \text{ t/m}^2$
前面潮位	+0.2m
残留水位	+0.4m

その他の計算条件は3.3に述べたとおりである。

なお本施設は5段積のブロックであるが、2段目、3段目、4段目、5段目についての安定計算を行なった。

(3) 計算結果

壁体の滑動、転倒、基礎捨石の支持力および基礎地盤の支持力に対する安全率を表4.79~表4.86に示す。ま

表 4.79 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安 全 率 $\frac{(0.5)}{(0.5)} \times \frac{(2)}{(1)}$
	主働土圧の 水平分力および 残留水圧	地 震 力	計 ①	壁 体 重 量 (浮力を差し ひいた)	主働土圧の 鉛 直 分 力	計 ②	
0	3.56	0	3.56	14.55	0.83	15.38	2.16
	5.89	0	5.89	22.37	1.37	23.74	2.02
	9.67	0	9.67	38.82	2.28	41.10	2.55
0.10	4.65	1.96	6.61	"	1.12	15.67	1.19
	7.97	3.25	11.22		1.93	24.30	1.08
	13.60	6.02	19.62		3.33	42.15	1.29
0.20	6.17	3.92	10.09	"	1.53	16.08	0.80
	11.02	6.50	17.52		2.75	25.12	0.72
	19.53	12.04	31.57		4.92	43.74	0.83
0.25	7.14	4.90	12.04	"	1.79	16.34	0.68
	13.03	8.13	21.16		3.29	25.66	0.61
	23.57	15.05	38.62		6.01	44.83	0.70

(上; 3 段目, 中; 4 段目, 下; 5 段目のブロック)

表 4.80 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁 体 前 し 対 す る モ ー メ ン ト (t·m/m)						安 全 率 $\frac{(2)}{(1)}$
	転 倒 モ ー メ ン ト			抵 抗 モ ー メ ン ト			
	主働土圧の 水平分力および 残留水圧による	地 震 力 に よ る	計 ①	壁体重量によ る (浮力を差引 いた)	主働土圧の鉛 直力による	計 ②	
0	5.52	0	5.52	13.99	1.66	15.65	2.83
	12.54	0	12.54	26.82	3.43	30.25	2.41
	27.95	0	27.95	65.07	7.98	73.05	2.61
0.10	7.0	4.28	11.28	"	2.24	16.23	1.44
	16.35	9.45	25.80		4.83	31.65	1.23
	37.67	23.29	60.96		11.66	76.73	1.35
0.20	9.04	8.56	17.60	"	3.06	17.05	0.97
	21.78	18.90	40.68		6.88	33.70	0.83
	51.94	46.58	98.52		17.22	82.29	0.89
0.25	10.17	10.70	20.87	"	3.58	17.57	0.84
	25.07	23.63	48.70		8.23	35.05	0.72
	61.13	58.23	119.36		21.04	86.11	0.77

(上; 3 段目, 中; 4 段目, 下; 5 段目のブロック)

表 4.81 地 盤 反 力 の 最 大 値 (壁 体 幅 $b=3.5m$)

震 度	壁 体 前 し 対 す る モ ー メ ン ト (t·m/m)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合 力 の 作 用 点		地 盤 反 力 p_1 (t/m ²)
	抵抗モー メント ①	転倒モー メント ②	M ③=①-②		前しからの距 離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央から の距離 e (m) ⑥= $\frac{b}{2}$ -⑤	
0	73.05	27.95	45.10	41.10	1.10	0.65	24.91
0.10	76.73	60.96	15.77	42.15	0.51	1.24	55.10
0.20	82.29	98.52	—	43.74	—	—	—
0.25	86.11	119.36	—	44.83	—	—	—

注) 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$ $e > \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = \frac{2V}{3x}$

表 4.82 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 立石の方法)
壁体幅 $b=3.50\text{m}$

震 度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏 心 量		基礎の内 部摩擦角 $\phi (^{\circ})$	支 持 力 係 数 N	安 全 率 $F = \frac{\gamma b^2}{2V} N$
	水平力① $P (t/m)$	鉛直力② $V (t/m)$	$\tan \alpha$ ③=①/②	壁体中心から の偏心距離 ④ $e (m)$	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	9.67	41.10	0.235	0.45	0.199	40 50	31.21 69.08	4.65 10.30
0.1	19.62	42.15	0.465	0.05	0.033	40 50	3.04 6.98	0.44 1.01

表 4.83 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 偏心傾斜荷重に対するマイヤホフ)
壁体幅 $b=3.50\text{m}$, 根入深さ $D=0.0\text{m}$

震 度	合力と鉛直線 のなす角 $\alpha (^{\circ})$	合力作用点の 壁体中心から の偏心量 $e (m)$	鉛 直 力 $V (t/m)$	基礎の内部摩 擦角 $\phi (^{\circ})$	支 持 力 係 数		安 全 率
					N_r	N_q	
0	13.23	0.66	41.10	40 50	113 "	84 "	2.93 3.53
0.10	24.93	1.24	42.15	40 50	" "	" "	0.20 0.35

表 4.84 地盤支持力に対する安全率
(地盤, 立石—設計基準法)

震 度	仮想壁体幅 (基礎捨石 下面における 地盤反力の 分布幅) $b' (m)$	仮想壁体 幅上の捨 石重量 (t/m)	鉛直分力 V' (t/m)	合力が鉛 直となす 角の正接 $\tan \alpha'$	仮想壁体幅中心から の合力の偏心量		基礎地盤 の内部摩 擦角 $\phi (^{\circ})$	支 持 力 係 数 N'	安 全 率 $F = \frac{\gamma b'^2 N'}{2V'}$
					偏心距離 $e' (m)$	$\epsilon' = \frac{2e'}{b'}$			
0	4.52	4.52	45.62	0.235	0.45	0.199	35 40 45	12.14 24.60 51.58	3.02 6.11 12.82
0.10	3.03	3.02	45.17	0.465	0.05	0.033	35 40 45	6.96 15.22 33.57	0.76 1.66 3.66

表 4.85 地盤支持力に対する安全率
(地盤, マイヤホフ—設計基準法)
根入深さ $D=1.0\text{m}$

震 度	合力の鉛直 となす角 $\alpha (^{\circ})$	合力作用点 の仮想壁体 幅中心から の偏心量 $e' (m)$	仮想壁体 幅 $b' (m)$	鉛 直 力 $V' (t/m)$	基礎の内部 摩擦角 $\phi (^{\circ})$	支 持 力 係 数		安 全 率
						N_r	N_q	
0	13.14	0.45	4.52	45.62	35 40 45	24 113 113	28 84 84	3.41 14.19 15.17
0.10	24.56	0.05	3.03	45.17	35 40 45	24 113 113	28 84 84	1.31 5.17 5.93

た、基礎支持力と比較するために従来の方法で計算した最大地盤反力強度をも表に示した。これらの計算結果を震度との関係においてとりまとめたのが図 4.46～図 4.49である。

表 4.86 捨石下面における地盤反力の最大値

震度	鉛直合力 V' (t/m)	仮想壁体 幅 b' (m)	合力の作用点		地盤反力 (t/m ²)
			仮想壁体 中心からの 偏心距離 e' (m)	仮想壁体 前からの 距離 x' (m)	
0	45.62	4.52	0.45	1.81	16.12
0.10	45.17	3.03	0.05	1.47	16.38

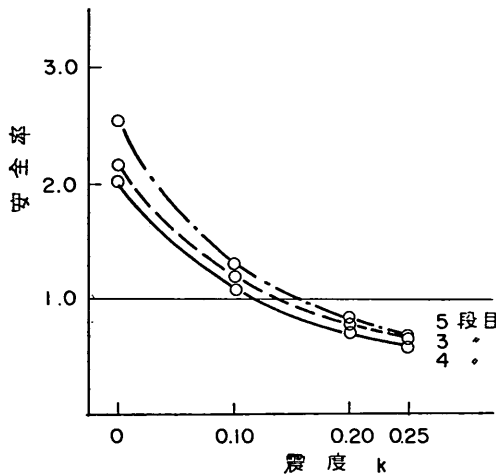


図 4.46 滑動の安全率と震度の関係

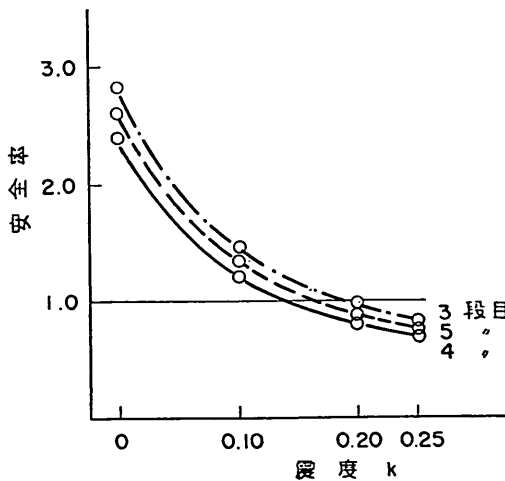


図 4.47 転倒の安全率と震度の関係

49である。

(4) 考 察

本施設は(1)に示したとおり法線のはらみ出し、エプロンの沈下がかなりあった。上部工の傾斜を測定していないため、明確にはいえないが、上部工の沈下はかなり大きいことからみて、法線のはらみ出しの原因はc-3と同様に壁体の前傾であろう。

本施設は3.3の(1)に示したように200～230 galの地震

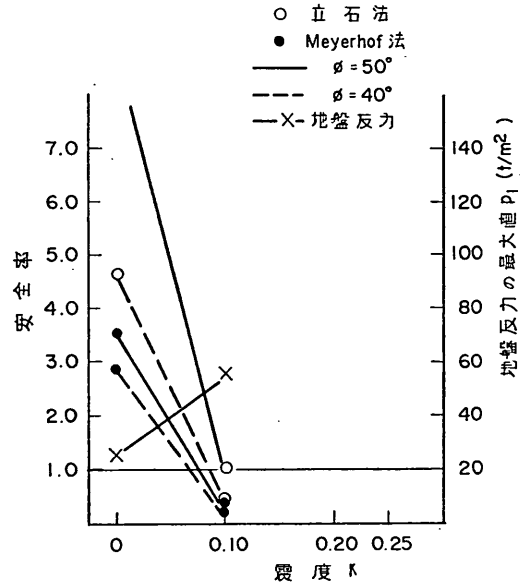


図 4.48 基礎捨持力の安全率と震度の関係

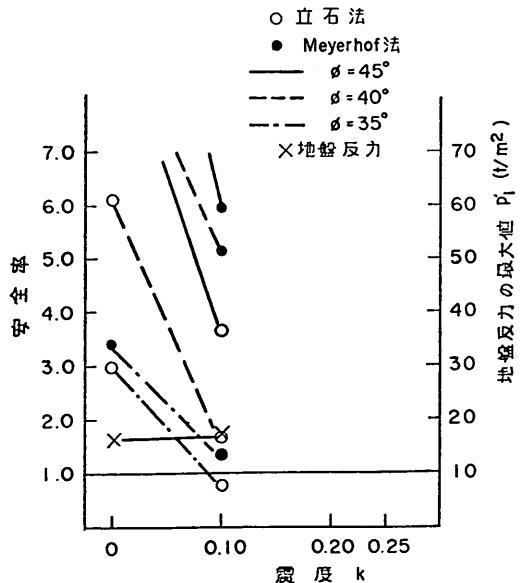


図 4.49 基礎地盤支持力の安全率の震度の関係

動を受けたものと考えられるが、ブロック全体の滑動の安全率は震度0.20および0.25において0.83および0.70と1を割っている。また、2段目、3段目、4段目のブロックについても同様に1を割っているが、ブロックの滑動はなかったとみられるので、計算結果は現象に比して低めの値を与えている。

ブロック全体の転倒の安全率は震度0.20および0.25において0.89および0.77と1を割っており、3段目、4段目についても1を割っている。本壁体は転倒していないと考えられるので、本計算は現象に対してやや低めの結果を与えている。

基礎捨石の支持力に関する安全率は前記したように、震度0.20において合力は壁体底面外を通り支持力の計算は不能である。

基礎捨石下面の基礎地盤の支持力についても上記の理由により計算は行なわなかった。

このことは、c-3に比して、本岸壁の変形量が大きかったということと傾向としては一致している。しかし、この計算結果からみれば壁体は完全に地盤にめり込んで転倒しているはずであるが、実際にはそのような現象は生じておらず、計算結果と現象とは著しく相違する。

4.2.5 青森港堤ふ頭消波護岸 (b-5)

(1) 概要

昭和38年に完成した延長120.0mの3段積の施設である。標準断面図を図4.50に示す。地震によりパラベットの

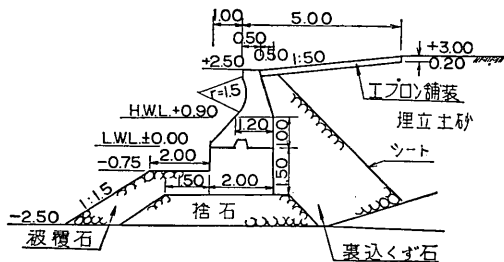


図 4.50 青森港堤ふ頭消波護岸 (b-5) 標準断面図

は大きく前傾し法線は最大90cmはらみ出した。パラベットの沈下も最大37cmに達している。背後のアスファルト舗装部の沈下はパラベットよりさらに大きく、最大90cmである。被災の程度はⅢである。本施設は野辺地港一3.0m物揚場とともにブロック構造でもっとも大きな被災を受けたものの一つである。本護岸に隣接して法線と直角方向に、西側に浜町ふ頭の-9.0m鋼矢板セル式岸壁があったが、セル背後が10cm沈下している程度でほと

んど無被災であった。また東側には堤ふ頭の-7.5m鋼矢板式岸壁 (y-7) があったが、消波護岸と接している部分は法線のはらみ出しも沈下もほとんど見られなかった。

(2) 計算条件

原設計条件は次のとおりである。

震度	$k=0.05$
裏込めの内部摩擦角	$\phi=35^\circ$
壁面摩擦角	$\delta=15^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$
	水中 $\gamma'=1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w=1.0 \text{ t/m}^2$
前面水位	$\pm 0.0 \text{ m}$
残留水位	$+0.4 \text{ m}$

検討に用いた計算条件は次のとおりである。すなわち、裏込めはくず石のためその内部摩擦角は上記の原設計条件を用いたが上載荷重は $w=0.0 \text{ t/m}^2$ とし、前面水位は+0.20mとして行なった。

その他の計算条件は3.3に述べたとおりである。

(3) 計算結果

壁体の滑動、転倒、基礎捨石の支持力および基礎地盤の支持力に対する安全率を表4.87～表4.94に示す。また、基礎支持力と比較するために、従来の方法で計算した最大地盤反力強度をも表に示した。これらの計算結果を震度との関係においてとりまとめたのが図4.51～図4.54である。

(4) 考察

本施設は200～230 galの地震動を受けたと考えられるが、ブロック全体の滑動の安全率は震度0.20および0.25において、0.77および0.66と1を大はばに割っている。

しかし、ブロックは滑動したようには見えず、前しの支持力不足による前傾が変位の大きな原因と考えられる。

基礎捨石の支持力に関する安全率は、通常捨石で用いられる内部摩擦角より 10° 大きい内部摩擦角 50° を用いた場合でも立石法の場合震度0.20で0.25、マイマホフ法の場合は1.15となる。本施設は転倒に近い状態であることから、立石法の場合は内部摩擦角を 50° とした計算結果と一致するが、マイマホフ法では通常捨石に用いられる内部摩擦角 40° の場合でも、支持力の安全率は1.06となり被災の程度に比して、なお高めの安全率となっている現象とは合わない。一方従来の方法で計算した最大地盤反力強度は約 27 t/m^2 であり、従来の方法では通常の基礎捨石の許容支持力は $40\sim 50 \text{ t/m}^2$ はあるとされているのでこの方法では現象を説明出来ない。

基礎捨石下面の基礎地盤の支持力の安全率は、震度

表 4.87 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安 全 率 $\frac{(0.5) \times ②}{(0.6) \times ①}$
	主働土圧の 水平分力および 残留水圧	地 震 力	計 ①	壁 体 重 量 (浮力を差し ひいた)	主働土圧の 鉛 直 分 力	計 ②	
0	1.38	0	1.38	6.20	0.35	6.55	2.38
	3.44	0	3.44	10.01	0.83	10.84	1.89
0.10	1.73	0.70	2.43	"	0.45	6.65	1.37
	4.60	1.39	5.99	"	1.14	11.15	1.12
0.20	2.14	1.40	3.54	"	0.56	6.76	0.95
	6.20	2.78	8.98	"	1.57	11.58	0.77
0.25	2.38	1.75	4.13	"	0.62	6.82	0.84
	7.36	3.48	10.84	"	1.88	11.89	0.66

(上; 2段目, 下; 3段目)

表 4.88 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)						安 全 率 $\frac{②}{①}$
	転 倒 モ ー メ ン ト			抵 抗 モ ー メ ン ト			
	主働土圧の 水平分力および 残留水圧による	地 震 力 に よ る	計 ①	壁 体 重 量 に よ る (浮力を差引 いた)	主働土圧の鉛 直分力による	計 ②	
0	1.12	0	1.12	8.39	0.70	9.09	8.12
	4.66	0	4.66	12.17	1.66	13.83	2.97
0.10	1.39	0.74	2.13	"	0.90	9.29	4.36
	5.97	2.32	8.29	"	2.28	14.45	1.74
0.20	1.73	1.48	3.21	"	1.12	9.51	2.96
	7.67	4.64	12.31	"	3.14	15.31	1.24
0.25	1.90	1.85	3.75	"	1.24	9.63	2.57
	8.78	5.80	14.58	"	3.76	15.93	1.09

(上; 2段目, 下; 3段目)

表 4.89 地盤反力の最大値 (壁体幅 $b=2.0\text{m}$)

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合 力 の 作 用 点		地 盤 反 力 p_1 (t/m ²)
	抵抗モー メント ①	転倒モー メント ②	M ③=①-②		前しからの距 離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央から の距離 e (m) ⑥= $\frac{b}{2}$ -⑤	
0	13.83	4.66	9.17	10.84	0.85	0.15	7.86
0.10	14.45	8.29	6.16	11.15	0.55	0.45	13.52
0.20	15.31	12.31	3.0	11.58	0.26	0.74	26.96
0.25	15.93	14.58	1.35	11.89	0.11	0.89	72.06

注) 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$, $e > \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = \frac{2V}{3x}$

表 4.90 地盤支持力に対する安全率
 (基礎捨石, 立石の方法—マウンドに対する梅原法)
 壁体幅 $b=2.0\text{m}$

震 度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏 心 量		基礎の内 部摩擦角 ϕ (°)	支持力 係 数 N	安全率 $F = \frac{rb^2}{2V} N$
	水平力① P (t/m)	鉛直力② V (t/m)	$\tan \alpha$ ③=①/②	壁体中心から の偏心距離 ④ e (m)	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	3.44	10.84	0.317	0	0	40	45.97	8.48
						50	102.80	18.97
0.1	5.99	11.15	0.537	0	0	40	8.32	1.49
						50	19.43	3.48
0.2	8.98	11.58	0.775	-0.38	-0.244	40	0.19	0.03
						50	1.45	0.25
0.25	10.84	11.89	0.912	-0.72	-0.436	40	0.003	0.00
						50	0.13	0.02

表 4.91 地盤支持力に対する安全率
 (基礎捨石 偏心傾斜荷重に対するマイヤホフ法)
 壁体幅 $b=2.0\text{m}$, 根入深さ $D=0.0\text{m}$

震 度	合力と鉛直線 のなす角 α (°)	合力作用点の 壁体中心から の偏心量 e (m)	鉛 直 力 V (t/m)	基礎の内部摩 擦角 ϕ (°)	支持力係数		安 全 率
					N_r	N_q	
0	17.36	0.14	10.84	40	113	84	13.90
				50	"	"	16.01
0.10	28.15	0.44	11.15	40	"	"	3.95
				50	"	"	4.76
0.20	37.46	0.73	11.58	40	"	"	1.06
				50	"	"	1.15
0.25	42.20	0.88	11.89	40	"	"	0.35
				50	"	"	0.36

表 4.92 地盤支持力に対する安全率
 (地盤, 立石—設計基準法)

震 度	仮想壁体幅 (基礎捨石 下面における 地盤反力の 分布幅) b' (m)	仮想壁体 幅上の捨 石重量 (t/m)	鉛直分力 V' (t/m)	合力が鉛 直となす 角の正接 $\tan \alpha'$	仮想壁体幅中心から の合力の偏心量		基礎地盤 の内部摩 擦角 ϕ (°)	支持力 係 数 N'	安全率 $F = \frac{rb'^2 N'}{2V'}$
					偏心距離 e' (m)	$\epsilon' = \frac{2e'}{b'}$			
0	3.33	4.16	15.00	0.317	0	0	35	14.16	5.23
							40	29.24	10.81
							45	62.15	22.97
0.10	3.35	4.60	15.75	0.537	0	0	35	5.08	1.81
							40	11.70	4.17
							45	26.52	9.45
0.20	3.12	4.90	15.75	0.775	-0.38	-0.244	35	0.18	0.06
							40	1.61	0.50
							45	4.71	1.46
0.25	3.30	5.23	17.12	0.911	-0.72	-0.436	35	0.06	0.02
							40	0.11	0.03
							45	1.11	0.35

表 4.93 地盤支持力に対する安全率
(地盤 マイヤホフ設計基準法)
根入深さ $D=1.0\text{m}$

震 度	合力の鉛直 となす角 α (°)	合力作用点 の仮想壁体 幅中心から の偏心量 e' (m)	仮想壁体 幅 b' (m)	鉛 直 力 V' (t/m)	基礎の内部 摩擦角 ϕ (°)	支持力係数		安全率
						N_r	N_q	
0	17.36	0	3.33	15.00	35	24	28	2.25
					40	113	84	13.38
					45	113	84	15.76
0.10	28.15	0	3.35	15.75	35	24	28	0.33
					40	113	84	3.53
					45	113	84	5.65
0.20	37.46	0.38	3.12	15.75	35	24	28	0.02
					40	113	84	0.08
					45	113	84	0.56
0.25	42.20	0.72	3.30	17.12	35	24	28	0.01
					40	113	84	0.04
					45	113	84	0.05

表 4.94 捨石下面における地盤反力の最大値

震 度	鉛直合力 V' (t/m)	仮想壁体 幅 b' (m)	合力の作用点		地盤反力 (t/m ²)
			仮想壁体 幅中心から の偏心距 e' (m)	仮想壁体 幅前からの 距離 x' (m)	
0	15.00	3.33	0	1.67	4.50
0.10	15.75	3.35	0	1.68	4.70
0.20	15.75	3.12	-0.38	1.94	8.74
0.25	17.12	3.30	-0.72	0.93	12.15

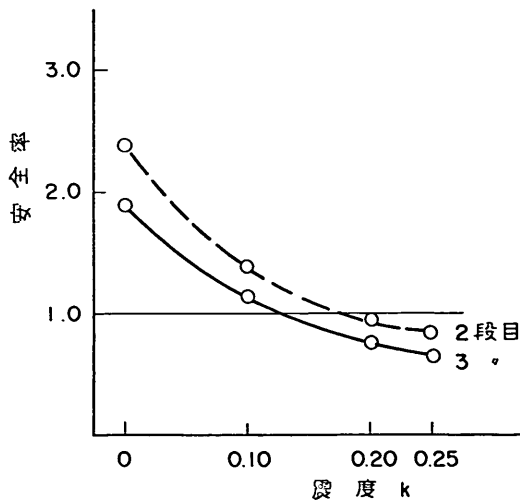


図 4.51 滑動の安全率と震度の関係

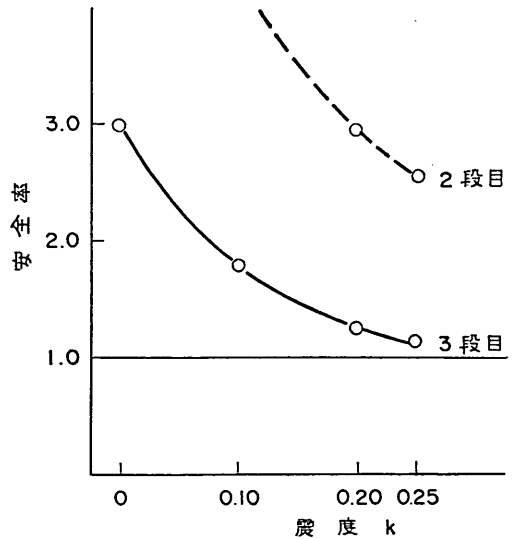


図 4.52 転倒の安全率と震度の関係

0.20において立石法の場合地盤の内部摩擦角 40° に対して0.50, マイヤホフ法の場合内部摩擦角 45° に対して0.56と計算されている。本例は土質調査によれば-10.0m付近まで N 値5~12の砂地盤であり、通常の設計であれば内部摩擦角 30° 程度の土質であるから、他の例よりみて 5° 大きい内部摩擦角 35° に対する計算結果を用いれば、立石法で0.06, マイヤホフ法で0.02と著るしく低い安全率となり倒壊に近い前傾を起したという現象と一致する。

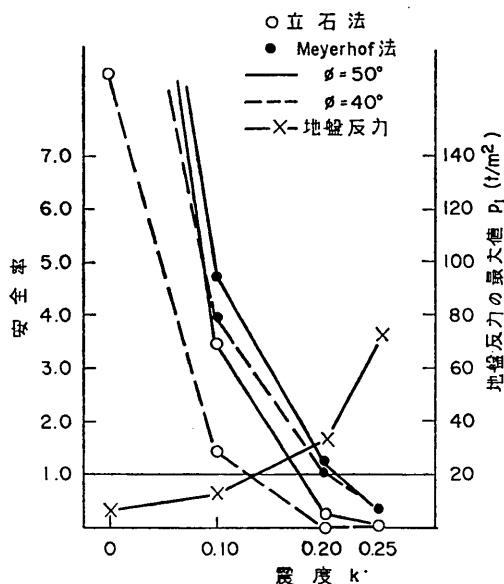


図 4.53 基礎捨石支持力の安全率と震度の関係

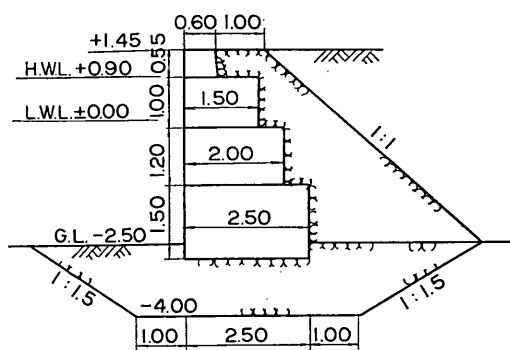


図 4.55 青森港堤川左岸-2.5m物揚場 (b-6) 標準断面図

幅は30cmであった。被災の程度はⅡである。堤川をはさんで対岸には-3.5mの控え版式鋼矢板物揚場(y-8)が施工中であったが、法線は最大30cmはらみ出し、頂部工の背後も沈下した。控え版の上部は地表面に露出し 2° ~ 3° 傾いた。

(2) 計算条件

古い施設で原設計条件は不明である。

検討に用いた計算条件は次のとおりである。

裏込めの内部摩擦角	$\phi = 35^{\circ}$
壁面摩擦角	$\delta = 15^{\circ}$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
	水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w = 1.5 \text{ t/m}^2$
前面潮位	+0.2m
残留水位	+0.4m

その他の計算条件は3.3に述べたとおりである。

本施設は4段積のブロックであるが、3段目と4段目のブロックについて計算を行なった。

(3) 計算結果

壁体の滑動、転倒、基礎捨石の支持力および基礎地盤の支持力に対する安全率を表4.95~表4.102に示す。また、基礎支持力と比較するために従来の方法で計算した最大地盤反力強度をも表に示した。これらの計算結果を震度との関係においてとりまとめたのが図4.56~図4.59である。

(4) 考察

本施設は200~230galの地震動を受けたものと考えられるが、ブロック全体の滑動の安全率は震度0.20および0.25において0.88および0.73と1を割っている。しかし、ブロックは滑動したとは思われず、観察した変位はむしろ支持力不足による前傾の結果と考えられ、本計算は現象に比して低めの値を与えている。

基礎捨石の支持力に関する安全率は通常捨石で用いられる内部摩擦角より 10° 大きい内部摩擦角 50° を用いた

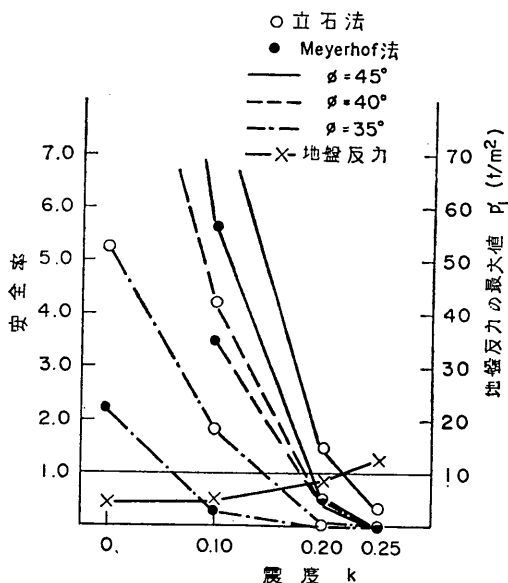


図 4.54 基礎地盤支持力の安全率と震度の関係

4.2.6 青森港堤川左岸-2.5m物揚場 (b-6)

(1) 概要

昭和27年に完成した延長460.0mの4段積の施設である。標準断面図を図4.55に示す。地震により堤川河口部より上流へ延長92mにわたって壁体が前傾し、著しい所では 4° 傾いている。法線のはらみ出しは最大30cmとなり、エプロンの沈下も著しく、最大75cmの沈下量が見られた。また目地も全延長にわたって開いており、最大

表 4.95 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安 全 率 $\frac{(0.5)}{(0.6)} \times \textcircled{2}$ ①
	主働土圧の水平分力および残留水圧	地 震 力	計 ①	壁 体 重 量 (浮力を差しひいた)	主働土圧の鉛直分力	計 ②	
0	1.66	0	1.66	8.59	0.36	8.95	2.70
	3.52	0	3.52	15.13	0.78	15.91	2.71
0.10	2.15	1.22	3.37	"	0.49	9.08	1.35
	4.78	2.35	7.13	"	1.11	16.24	1.37
0.20	2.85	2.44	5.29	"	0.68	9.27	0.88
	6.73	4.70	11.43	"	1.64	16.77	0.88
0.25	3.35	3.05	6.40	"	0.81	9.40	0.73
	8.20	5.88	14.08	"	2.03	17.16	0.73

(上;3段目, 下;4段目のブロック)

表 4.96 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)						安 全 率 $\frac{\textcircled{2}}{\textcircled{1}}$
	転 倒 モ ー メ ン ト			抵 抗 モ ー メ ン ト			
	主働土圧の水平分力および残留水圧による	地 震 力 による	計 ①	壁 体 重 量 に よ る (浮力を差しひいた)	主働土圧の鉛直分力による	計 ②	
0	1.55	0	1.55	8.31	0.72	9.03	5.83
	5.35	0	5.35	18.27	1.95	20.22	3.78
0.10	1.97	1.65	3.62	"	0.98	9.29	2.88
	7.06	4.90	11.96	"	2.78	21.05	1.86
0.20	2.54	3.30	5.84	"	1.36	9.67	1.66
	9.52	9.80	19.32	"	4.10	22.37	1.16
0.25	2.91	4.13	7.04	"	1.62	9.93	1.59
	10.64	12.25	22.89	"	5.08	23.35	1.02

(上;3段目, 下;4段目のブロック)

表 4.97 地盤反力の最大値 (壁体幅 $b=2.5\text{m}$)

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合 力 の 作 用 点		地 盤 反 力 p_1 (t/m ²)
	抵抗モーメント ①	転倒モーメント ②	M ③=①-②		前しからの距離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央からの距離 e (m) ⑥= $\frac{b}{2}$ -⑤	
0	20.22	5.35	14.87	15.91	0.94	0.31	11.10
0.10	21.05	11.96	9.09	16.24	0.63	0.62	17.19
0.20	22.37	19.32	3.05	16.77	0.18	1.07	62.11
0.25	23.35	22.89	0.46	17.16	0.03	1.22	381.40

注) 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$
 $e > \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = \frac{2V}{3x}$

表 4.98 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 立石の方法)
壁体幅 $b = 2.50\text{m}$

震 度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏心量		基礎の内 部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	支持力 係 数 N	安全率 $F = \frac{rb^2}{2V} N$
	水平力① P (t/m)	鉛直力② V (t/m)	$\tan \alpha$ ③=①/②	壁体中心から の偏心距離 ④ e (m)	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	3.52	15.91	0.221	0.24	0.119	40	47.34	9.30
						50	104.64	20.55
0.1	7.13	16.24	0.439	0.11	0.059	40	10.12	1.95
						50	23.09	4.44
0.2	11.43	16.77	0.682	-0.42	-0.273	40	0.31	0.06
						50	0.77	0.14
0.25	14.08	17.16	0.821	-0.72	-0.442	40	0.004	0.001
						50	0.01	0.002

表 4.99 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 偏心傾斜荷重に対するマイヤホフ法)
壁体幅 $b = 2.50\text{m}$, 根入深さ $D = 0.3\text{m}$

震 度	合力と鉛直線 のなす角 α ($^{\circ}$)	合力作用点の 壁体中心から の偏心量 e (m)	鉛 直 力 V (t/m)	基礎の内部摩 擦角 ϕ ($^{\circ}$)	支持力係数		安全率
					N_r	N_q	
0	12.46	0.31	15.91	40	113	84	8.88
				50	"	"	10.11
0.10	23.70	0.63	16.24	40	"	"	2.25
				50	"	"	2.69
0.20	34.30	1.06	16.77	40	"	"	0.24
				50	"	"	0.28
0.25	39.32	1.22	17.16	40	"	"	0.03
				50	"	"	0.03

表 4.100 地盤支持力に対する安全率
(地盤, 立石一設計基準法)

震 度	仮想壁体幅 (基礎捨石 下面における 地盤反力の 分布幅) b' (m)	仮想壁体 幅上の捨 石重量 (t/m)	鉛直分力 V' (t/m)	合力が鉛 直となす 角の正接 $\tan \alpha'$	仮想壁体幅中心から の合力の偏心量		基礎地盤 の内部摩 擦角 ϕ ($^{\circ}$)	支持力 係 数 N'	安全率 $F = \frac{rb'^2 N'}{2V'}$
					偏心距離 e' (m)	$\epsilon' = \frac{2e'}{b'}$			
0	4.02	5.40	21.31	0.221	0.24	0.119	35	15.36	7.80
							40	31.04	15.79
							45	64.97	33.00
0.10	3.73	5.48	21.71	0.439	0.11	0.059	35	7.47	3.20
							40	16.12	6.91
							45	35.26	15.11
0.20	3.07	4.49	21.26	0.682	-0.42	-0.273	35	0.88	0.25
							40	2.84	0.80
							45	7.12	2.00
0.25	3.25	4.80	21.96	0.819	-0.72	-0.442	35	0.10	0.03
							40	0.56	0.17
							45	1.99	0.61

表 4.101 地盤支持力に対する安全率
(地盤, マイヤホフ設計基準法)
根入深さ $D=1.50\text{m}$

震 度	台力の鉛直 となす角 α ($^{\circ}$)	合力作用点 の仮想壁体 幅中心から の偏心量 e' (m)	仮想壁体 幅 b' (m)	鉛 直 力 V' (t/m)	基礎の内部 摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	支持力係数		安 全 率
						N_r	N_q	
0	12.28	0.24	4.02	21.31	35	24	28	11.34
					40	113	84	44.59
					45	113	84	47.01
0.10	23.42	0.11	3.73	21.71	35	24	28	5.70
					40	113	84	21.77
					45	113	84	24.44
0.20	34.18	0.42	3.07	21.26	35	24	28	1.98
					40	113	84	6.33
					45	113	84	6.99
0.25	39.19	0.72	3.25	21.96	35	24	28	1.29
					40	113	84	3.77
					45	113	84	3.95

表 4.102 捨石下面における地盤反力の最大値

震 度	鉛直合力 V' (t/m)	仮想壁体 幅 b' (m)	合力の作用点		地盤反力 (t/m^2)
			仮想壁体 中心から の偏心距 e' (m)	仮想壁体 前しから の距離 x' (m)	
0	21.31	4.02	0.24	1.77	7.20
0.10	21.71	3.73	0.11	1.76	6.85
0.20	21.26	3.07	-0.42	1.12	12.61
0.25	21.96	3.25	-0.72	0.91	16.02

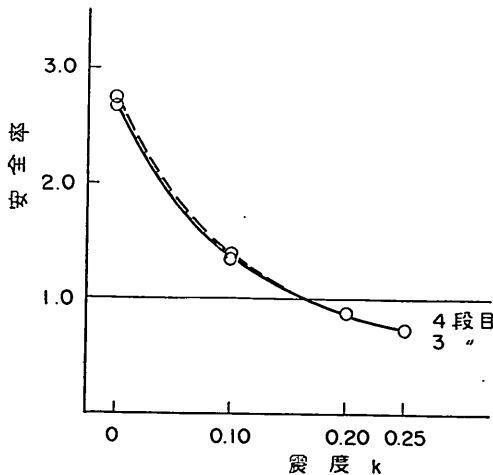


図 4.56 滑動の安全率と震度の関係

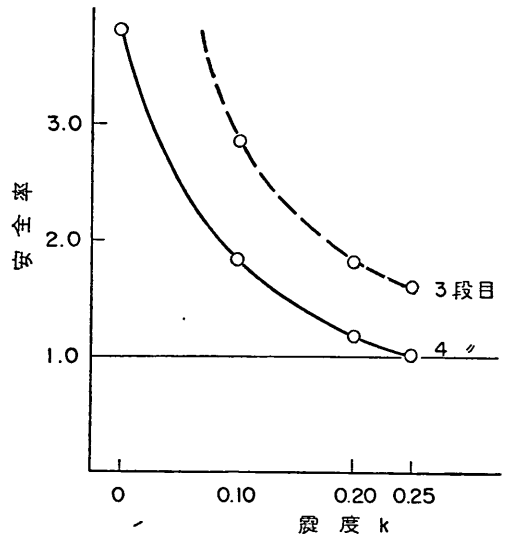


図 4.57 転倒の安全率と震度の関係

場合でも、立石法、マイヤホフ法のいずれの方法によっても震度が0.20において0.14および0.28と著しく低い値を与えている。まして通常用いる内部摩擦角 40° ではまったく抵抗出せず、地盤の支持力不足による壁体の前傾が認められるという事実と一致する。なお震度0.20における最大地盤反力強度は約 $60\text{ t}/\text{m}^2$ である。

基礎捨石下面の基礎地盤の支持力の安全率は震度0.20において、立石法の場合内部摩擦角 40° に対して0.80、マイヤホフ法の場合内部摩擦角 35° に対して1.98と計算されている。これは本例の場合、基礎地盤の支持力不足によ

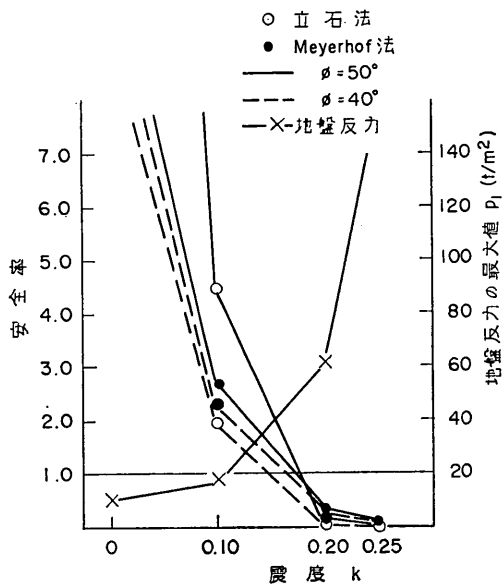


図 4.58 基礎捨石支持力の安全率と震度の関係

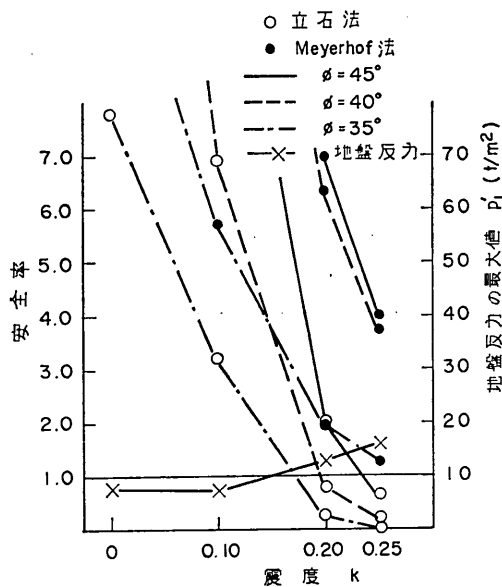


図 4.59 基礎地盤支持力の安全率と震度の関係

る破壊があったものとすれば、立石法による場合内部摩擦角は 40° 程度、マイヤホフ法による場合は 35° 以下でなければ現象と一致しない。本例の場合の基礎地盤の性質は明らかでないので明確なことはいえないが、基礎地盤についての安全率は他の例より高く、捨石内での安全率が低いので捨石内のすべりによる前傾があったと考えるのが自然であろう。しかし近くの堤ふ頭頭のボーリング資料によると基礎地盤はゆるい砂層でその下には軟弱粘

土層が厚くたい積しているので、基礎地盤の支持力の不足による前傾であるということを否定出来るほどではない。立石法とマイヤホフ法で結果に差異を生じた原因として、立石法では根入れによる支持力の増加を無視したことが考えられる。

4.2.7 野辺地港—3.0m物揚場 (b-7)

(1) 概要

昭和26年に完成した延長238.0mの4段積の施設である。標準断面図を図4.60に示す。地震により法線は最

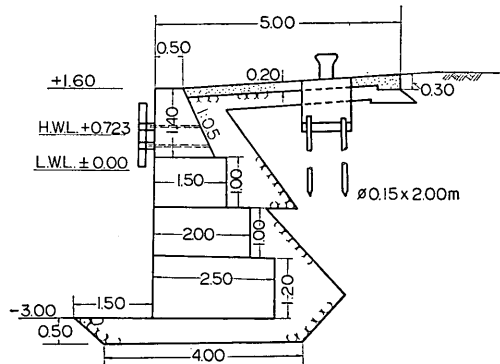


図 4.60 野辺地港—3.0m物揚場 (b-7) 標準断面図 (ブロック部)

大80cmはらみ出し、頂部コンクリートの沈下量は最大50cm、エプロンの沈下は頂部コンクリート面よりさらに30cmほど下がっていた。また舗装用コンクリート版と頂部工との間に45cmのすき間が生じ、頂部工は最大 9° 海側に傾いた。被災の程度はⅢである。本物揚場に隣接して-3.0mの控え版式鋼矢板物揚場があったが一樣にエプロンが沈下し(最大8cm)、法線方向にき裂が生じていた以外は目立った被災はなかった。

(2) 計算条件

原設計条件は古い施設のため不明であるが裏込めの量がわずかであるため、次のように計算条件を決めた。

裏込めの内部摩擦角	$\phi = 30^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
	水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w = 0.0 \text{ t/m}^2$
前面潮位	+0.2m
残留水位	+0.4m

その他の計算条件は3.3に述べたとおりである。

本施設は4段積のブロックであるが、3段目と4段目のブロックについて計算を行なった。

(3) 計算結果

壁体の滑動, 転倒, 基礎捨石の支持力および基礎地盤の支持力に対する安全率を表 4.103~表 4.110に示す。また, 基礎支持力と比較するために従来の方法で計算した最大地盤反力強度をも表に示した。これらの計算結果を震度との関係においてとりまとめたのが 図 4.61~図 4.64である。

(4) 考 察

本施設は(1)に示したとおり, 法線のはらみ出し, 頂部コンクリートの沈下ならびに前傾があったものとして考察を行なう。

本施設は, 200~230 gal の地震動を受けたと考えられるがブロック全体の滑動の安全率は震度0.20および0.25

において0.78および0.66と1を割っている。また1段上の3段目のブロックもそれぞれ0.72および0.60と4段目より小さい値である。しかし, 被災は滑動よりはむしろ地盤の支持力不足による前傾とにもとづく考えられる。

ブロック全体の転倒の安全率は震度0.20および0.25において1.00および0.84と震度0.25で1を割っており転倒寸前の状態であったことになる。

基礎捨石の支持力に関する安全率は転倒の安全率が1を割っているので計算不能であり, 本施設の前傾が著しく大きかったという事実とあっている。ただし, 計算結果より見れば地盤支持力の不足より, ほとんど転倒してよいと思われるが, その事実がないことはb-4と同様である。

表 4.103 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安 全 率 $\frac{(0.5) \times \textcircled{2}}{\textcircled{1}}$
	主働土圧の 水平分力および 残留水圧	地 震 力	計 ①	壁 体 重 量 (浮力を差し ひいた)	主働土圧の 鉛 直 分 力	計 ②	
0	2.71	0	2.71	9.90	0.61	10.51	1.94
	4.60	0	4.60	15.73	1.06	16.79	2.19
0.10	3.52	1.45	4.97	"	0.83	10.73	1.08
	6.19	2.46	8.65		1.48	17.21	1.19
0.20	4.78	2.90	7.68	"	1.17	11.07	0.72
	8.84	4.92	13.76		2.19	17.92	0.78
0.25	5.90	3.63	9.53	"	1.47	11.37	0.60
	10.41	6.15	16.56		2.61	18.34	0.66

(上;3段目, 下;4段目のブロック)

表 4.104 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t·m/m)						安 全 率 $\frac{\textcircled{2}}{\textcircled{1}}$
	転 倒 モ ー メ ン ト			抵 抗 モ ー メ ン ト			
	主働土圧の 水平分力および 残留水圧による	地 震 力 に よ る	計 ①	壁 体 重 量 に よ る (浮力を差し 引いた)	主働土圧の鉛 直分力による	計 ②	
0	3.18	0	3.18	9.37	1.22	10.59	3.33
	6.47	0	6.47	18.69	2.65	21.34	2.19
0.10	4.03	2.35	6.38	"	1.66	11.03	1.73
	9.77	5.42	15.19		3.70	22.39	1.47
0.20	5.22	4.70	9.92	"	2.44	11.71	1.18
	13.28	10.84	24.12		5.48	24.17	1.00
0.25	6.24	5.88	12.12	"	2.94	12.31	1.02
	16.36	13.55	29.91		6.53	25.22	0.84

(上;3段目, 下;4段目のブロック)

表 4.105 地盤反力の最大値 (壁体幅 $b=2.5\text{m}$)

震 度	壁体前しに対するモーメント ($\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合力の作用点		地 盤 反 力 p_1 (t/m^2)
	抵抗モーメント ①	転倒モーメント ②	M ③=①-②		前しからの 距離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央からの 距離 e (m) ⑥= $\frac{b}{2}$ -⑤	
0	21.34	6.47	14.87	16.79	0.89	0.36	12.52
0.10	22.39	15.19	7.20	17.21	0.42	0.83	27.32
0.20	24.17	24.12	—	17.92	—	—	—
0.25	25.22	29.91	—	18.34	—	—	—

注) 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$, $e > \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = \frac{2V}{3x}$

表 4.106 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 立石の方法)
壁体幅 $b=2.5\text{m}$

震 度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏心率		基礎の内 部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	支持力 係 数 N	安全率 $F = \frac{rb^2}{2V}$
	水平力① P (t/m)	鉛直力② V (t/m)	$\tan \alpha$ ③=①/②	壁体中心から の偏心率 ④ e (m)	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	4.60	16.79	0.274	0.13	0.083	40 50	36.22 80.55	6.74 14.99
0.1	8.65	17.21	0.503	0.31	0.298	40 50	3.46 8.02	0.63 1.46
0.2	13.76	17.92	0.768	-0.79	-1.113	40 50	0.001 0.001	0.000 0.000

表 4.107 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 偏心傾斜荷重に対するマイヤホフ法)
壁体幅 $b=2.5\text{m}$, 根入深さ $D=0.0\text{m}$

震 度	合力と鉛直線 のなす角 α ($^\circ$)	合力作用点の 壁体中心から の偏心率 e (m)	鉛 直 力 V (t/m)	基礎の内部摩 擦角 ϕ ($^\circ$)	支持力係数		安全率
					N_r	N_q	
0	15.33	0.36	16.79	40 50	113 "	84 "	4.06 5.13
0.10	26.70	0.83	17.21	40 50	" "	" "	0.26 0.50
0.20	37.50	1.24	17.92	40 50	" "	" "	0.00 0.00

表 4.108 地盤支持力に対する安全率
(地盤, 立石—設計基準法)

震 度	仮想壁体幅 (基礎捨石 下面における 地盤反力の 分布幅) b' (m)	仮想壁体 幅上の捨 石重量 (t/m)	鉛直合力 V' (t/m)	合力が鉛 直となす 角の正接 $\tan \alpha'$	仮想壁体幅中心から の合力の偏心量		基礎地盤 の内部摩 擦角 ϕ (°)	支持力 係 数 N'	安全率 $F = \frac{\tau b' N'}{2V'}$
					偏心距離 e' (m)	$\epsilon' = \frac{2e'}{b'}$			
0	3.15	1.58	18.37	0.184	0.13	0.083	35	13.94	4.12
							40	28.48	8.42
							45	60.08	17.75
0.10	2.07	1.04	18.25	0.354	0.31	0.298	35	3.02	0.38
							40	6.76	0.84
							45	15.12	1.88
0.20	1.42	0.71	18.63	0.539	-0.79	-1.113	35	0	0
							40	0	0
							45	0	0

表 4.109 地盤支持力に対する安全率
(地盤 マイヤホフ—設計基準法)
根入深さ $D=0.50\text{m}$

震 度	合力の鉛直 となす角 α (°)	合力作用点 の仮想壁体 幅中心から の偏心量 e' (m)	仮想壁体 幅 b' (m)	鉛 直 力 V' (t/m)	基礎の内部 摩擦角 ϕ (°)	支持力係数		安全率
						N_r	N_q	
0	15.33	0.13	3.15	18.37	35	24	28	3.45
					40	113	84	16.28
					45	113	84	17.89
0.10	26.42	0.31	2.07	18.25	35	24	28	0.69
					40	113	84	2.66
					45	113	84	3.08
0.20	37.30	0.79	1.42	18.63	35	24	28	0.00
					40	113	84	0.00
					45	113	84	0.00

表 4.110 捨石下面における地盤反力の最大値

震 度	鉛直合力 V' (t/m)	仮想壁体 幅 b' (m)	合力の作用点		地盤反力 (t/m ²)
			仮想壁体 中心から の偏心距 離 e' (m)	仮想壁体 前からの 距離 x' (m)	
0	18.37	3.15	0.13	1.445	7.28
0.10	18.25	2.07	0.31	0.725	16.74
0.20	18.63	1.42	-0.79	—	—

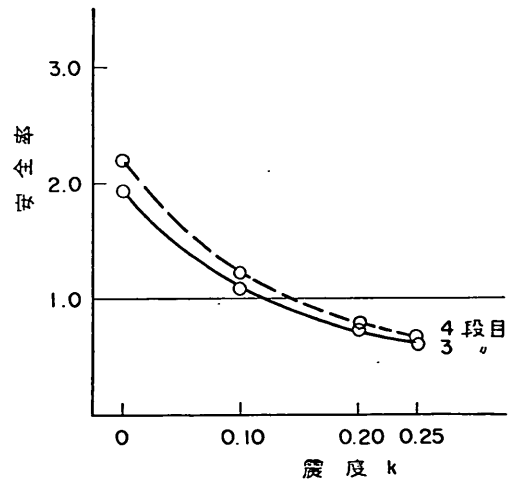


図 4.61 滑動の安全率と震度の関係

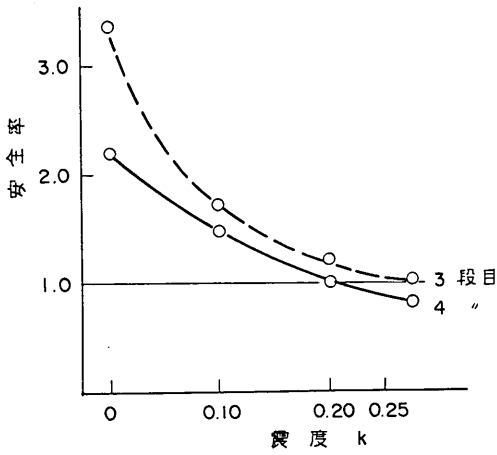


図 4.62 転倒の安全率と震度の関係

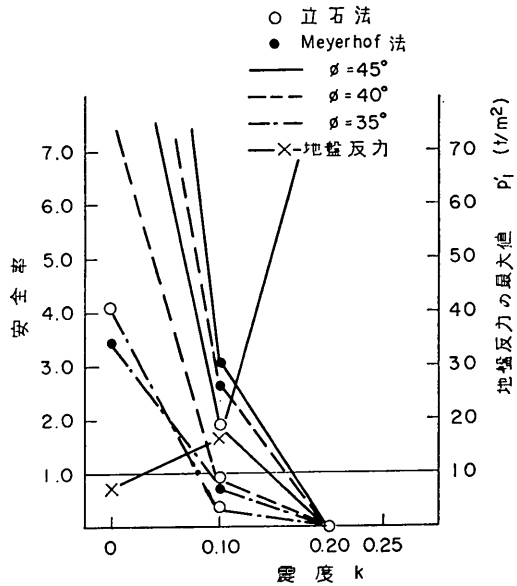


図 4.64 基礎地盤支持力の安全率と震度の関係

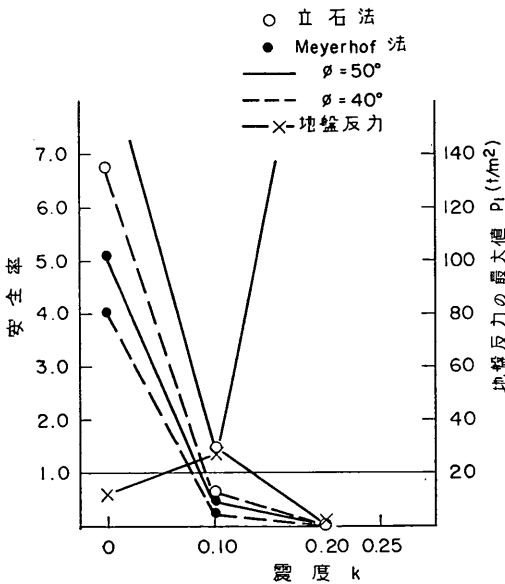


図 4.63 基礎捨石支持力の安全率と震度の関係

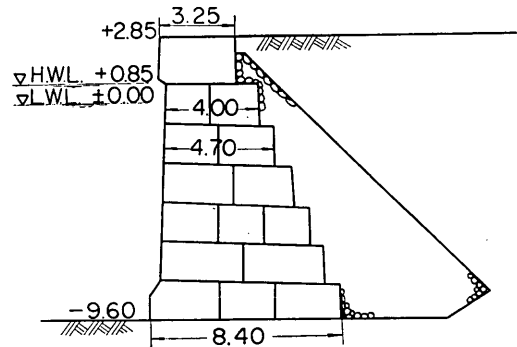


図 4.65 函館港中央ふ頭—9.0m岸壁 (b—8) 標準断面図

4.2.8 函館港中央ふ頭北側—9.0m岸壁 (b—8)

(1) 概要

昭和29年に完成した延長111.0m、実水深—9.60mの7段積の施設である。標準断面図を図4.65に示す。地震による被害はほとんどなかった。なお、標準断面図には表われていないが地盤には多量の捨石を行なったとのことである。被災の程度は0である。本岸壁に隣接して同一法線上に実水深—9.60mのケーソン岸壁であったがこの施設も無被災であった。

(2) 計算条件

古い施設のため原設計条件は不明である。

検討に用いた計算条件は次のとおりである。

裏込めの内部摩擦角	$\phi = 40^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
	水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w = 0.0 \text{ t/m}^2$
前面潮位	+0.2m

残留水位 +0.5m

その他の計算条件は3.3に述べたとおりである。

本計算では7段積のブロックであるが、4段目、6段目、7段目のブロックについて計算を行なった。

(3) 計算結果

壁体の滑動、転倒および基礎捨石の支持力に対する安全率を表4.111～表4.115に示す。また、基礎支持力と比較するために従来の方法で計算した最大地盤反力強度をも表示した。これらの計算結果を震度の関係においてとりまとめたのが図4.66～図4.68である。

(4) 考 察

本施設は(1)に示したとおり、地震による被害はほとんどなかったものであり、壁体の滑動、それに、基礎地盤の支持力不足によるための前傾も認められなかったものとして考察を行なう。

本施設は3.3の(1)に示したとおり、青森港および室蘭港の例から200～220 galの地震動を受けたと考えられるが、ブロック全体の滑動の安全率は震度0.20および0.25において0.98および0.80と1を割っている。本壁体は滑動していないと考えられるので、本計算は現象に対して

表 4.111 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安全率 $\frac{(0.5)}{(0.5)} \times \text{②}$ ①
	主働土圧の水平分力および残留水圧	地震力	計 ①	壁体重量(浮力を差しひいた)	主働土圧の鉛直分力	計 ②	
0	8.86	0	8.86	61.60	1.99	63.59	3.59
	17.07	0	17.07	105.06	3.91	108.97	3.19
	22.16	0	22.16	132.04	5.14	137.18	3.71
0.10	11.88	8.98	20.86	"	2.80	64.40	1.54
	23.92	16.54	40.46		5.75	110.81	1.37
	31.60	21.33	52.93		7.67	139.71	1.58
0.20	16.01	17.96	33.97	"	3.90	65.56	0.96
	33.83	33.08	66.91		8.40	113.46	0.85
	45.50	42.66	88.16		11.39	143.43	0.98
0.25	19.05	22.45	41.50	"	4.72	66.32	0.80
	41.12	41.35	82.47		10.36	115.42	0.70
	55.68	53.33	109.01		14.12	146.16	0.80

(上; 4段目, 中; 6段目, 下; 7段目のブロック)

表 4.112 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁体前しに対するモーメント (t·m/m)						安全率 $\frac{\text{②}}{\text{①}}$
	転 倒 モーメント			抵 抗 モーメント			
	主働土圧の水平分および残留水圧による	地震力による	計 ①	壁体重量による(浮力を差し引いた)	主働土圧の鉛直分力による	計 ②	
0	22.89	0	22.89	159.23	10.95	170.18	7.43
	66.22	0	66.22	347.43	27.37	374.77	5.66
	100.40	0	100.40	564.71	43.18	607.89	6.05
0.10	29.80	32.44	62.24	"	15.40	174.63	2.81
	89.52	86.92	176.44		40.25	289.93	2.26
	137.92	129.15	267.07		64.43	629.14	2.36
0.20	38.89	64.88	103.77	"	21.45	180.68	1.74
	121.77	173.84	295.61		58.80	406.23	1.37
	190.94	258.30	449.24		95.68	660.39	1.47
0.25	45.34	81.10	126.44	"	26.13	185.36	1.46
	145.31	217.30	361.61		72.52	419.95	1.16
	229.73	322.88	552.61		118.61	683.32	1.24

(上; 4段目, 中; 6段目, 下; 7段目のブロック)

表 4.113 地盤反力の最大値 (壁体幅 $b=8.4\text{m}$)

震 度	壁体前しに対するモーメント ($\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合力の作用点		地 盤 反 力 p_1 (t/m^2)
	抵抗モーメント ①	転倒モーメント ②	M ③=①-②		前しからの距離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央からの距離 e (m) ⑥= $\frac{b}{2}$ -⑤	
0	607.89	100.40	507.49	137.18	3.70	0.50	22.16
0.10	629.14	267.07	362.07	139.71	2.59	1.61	35.96
0.20	660.39	449.24	211.15	143.43	1.47	2.73	65.05
0.25	683.32	552.61	130.71	146.16	0.89	3.31	109.48

注) 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$ $e > \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = \frac{2V}{3x}$

表 4.114 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 立石の方法)
壁体幅 $b=8.4\text{m}$

震 度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏 心 量		基礎の内 部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	支持力 係 数 N	安全率 $F = \frac{rb^2}{2V} N$
	水平力① P (t/m)	鉛直力② V (t/m)	$\tan \alpha$ ③=①/②	壁体中心からの 偏心距離 ④ e (m)	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	22.16	137.19	0.162	0.501	0.119	40 50	36.62 167.19	9.41 42.90
0.1	52.93	139.71	0.379	1.610	0.383	40 50	8.84 42.97	2.23 10.85
0.2	88.16	143.43	0.615	2.730	0.650	40 50	0.96 5.46	0.23 1.34
0.25	109.01	146.16	0.746	3.306	0.787	40 50	0.16 1.12	0.04 0.27

表 4.115 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 偏心傾斜荷重に対するマイヤホフ法)
壁体幅 $b=8.40\text{m}$, 根入深さ $D=0.0\text{m}$

震 度	合力と鉛直線 のなす角 α ($^\circ$)	合力作用点の 壁体中心にか らの偏心量 e (m)	鉛 直 力 V (t/m)	基礎の内部摩 擦角 ϕ ($^\circ$)	支持力係数		安 全 率
					N_r	N_q	
0	9.12	0.501	137.19	40 50	113 "	84 "	13.36 15.01
0.10	20.45	1.61	139.71	40 50	" "	" "	2.51 3.71
0.20	31.36	2.73	143.43	40 50	" "	" "	0.15 0.46
0.25	36.44	3.306	146.16	40 50	" "	" "	0.01 0.09

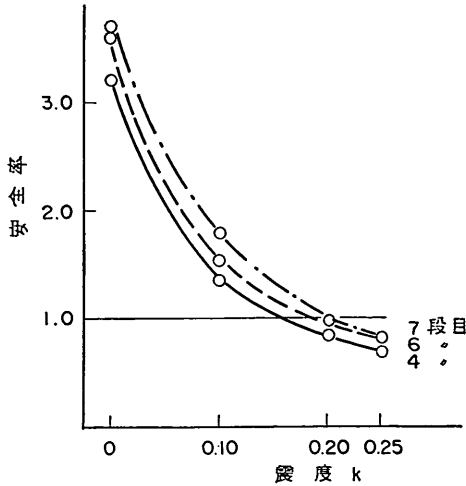


図 4.66 滑動の安全率と震度の関係

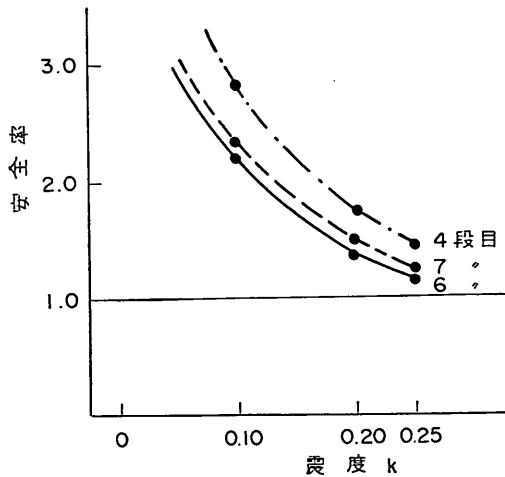


図 4.67 転倒の安全率と震度の関係

同等かやや低めの結果を与えている。

基礎地盤の支持力に関する安全率は、震度0.20において立石法の場合内部摩擦角 50° に対して1.34、マイヤホフ法の場合0.46と計算されている。本例の場合前傾の事実は全く認められないので、立石法の計算結果は $\phi=50^\circ$ とした場合よく現象と一致する。マイヤホフ法では $\phi=50^\circ$ としても安全率は低い、これは本法による支持力係数が 40° 以上については一定のものを用いていることによる影響であろう。本例では基礎地盤の性質がはっきりとされていないため明確なことはいえないが、c-4においても述べたとおり多量の捨石が行なわれていると考

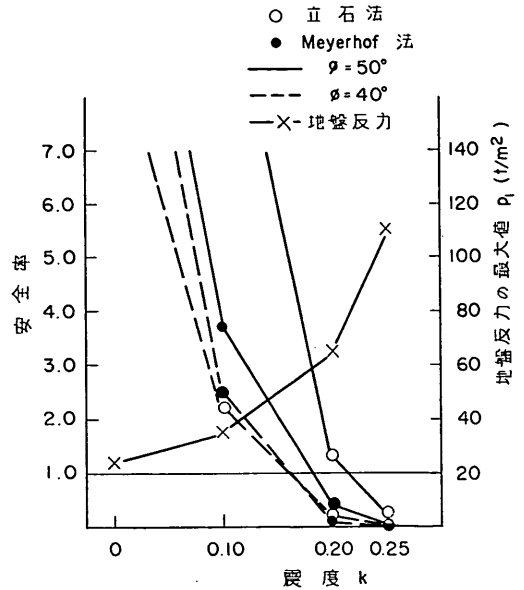


図 4.68 基礎地盤支持力の安全率と震度の関係

えられるので基礎地盤の支持力については検討していない。

4.3 場所打コンクリート式けい船岸

4.3.1 室蘭港富士鉄ふ頭乙種-9.0m岸壁(j-1)

(1) 概要

昭和15年に完成した延長400.0mの施設である。標準断面図を図4.69に示す。地震により法線が全般的にはらみ出した。上部工の傾斜は約 1° 以下ではらみ出し量は20cm程度である。岸壁背後は全般的に沈下し一部に陥没を生じた。これらの地盤沈下あるいは法線のはらみ出しのため、荷役機械の基礎などが沈下あるいは軌間の狂いを生じた。被災の程度はIである。本岸壁に隣接して同

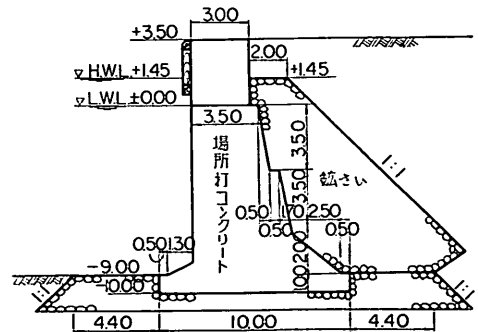


図 4.69 室蘭港富士鉄ふ頭乙種-9.0m岸壁(j-1)標準断面図

一法線上の西側に-9.0mのケーソン式岸壁(c-8)、東側に-7.5mのケーソン式岸壁があったが2施設とも被災の程度はⅡであり、場所打コンクリート式けい船岸の被災は2施設に比較すれば軽微であった。

(2) 計算条件

原設計条件は不明であるが同一法線上の-13.0m岸壁の設計条件は4.2.8に述べたとおりである。

検討に用いた計算条件は次のとおりである。

- 裏込めの内部摩擦角 (鋳さい) $\phi = 35^\circ$
- 壁面摩擦角 $\delta = 15^\circ$
- 裏込めの単位体積重量 空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
- 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$
- 前面潮位 $+0.3 \text{ m}$
- 残留水位 $+0.7 \text{ m}$

その他の計算条件は3.3に述べたとおりである。

(3) 計算結果

壁体の滑動、転倒、基礎捨石の支持力および基礎地盤の支持力に対する安全率を表4.116～表4.123に示す。

また、基礎支持力と比較するために従来の方で計算した最大地盤反力強度をも表示した。これらの計算結果を震度との関係においてとりまとめたのが図4.70～図4.72である。

(4) 考察

本施設は(1)に示したとおり、地震により法線がはらみ出し、上部工はわずかに傾き、エプロンの沈下もあった。エプロンの沈下は地震動による沈下によるもの、あるいは壁体に若干の前傾を生じたために発生した主働土けいによるものと考え得るが、他の例よりみて基礎捨石あるいは基礎地盤の支持力不足によって前傾したと考えられる。

本施設は3.3の(1)に示したとおり200～220 galの地震動を受けたと考えられるが、滑動の安全率は震度0.20および0.25において0.88および0.73と1を割っている。本壁体は滑動していないと考えられるので、本計算は現象に対して若干安全側の結果を与えている。

基礎捨石の支持力に関する安全率は、内部摩擦角 40° を用いた場合、震度0.20において立石法の場合0.93、マイ

表 4.116 滑 動 の 安 全 率

震 度	水 平 力 (t/m)			鉛 直 力 (t/m)			安 全 率 $\frac{0.6 \times \text{②}}{\text{①}}$
	主働土圧の 水平分力および 残留水圧	地 震 力	計 ①	壁 体 重 量 (浮力を差し ひいた)	主働土圧の 鉛 直 分 力	計 ②	
0	30.85	0	30.85	144.43	7.14	151.57	2.95
0.10	42.92	23.71	66.63	"	10.38	154.81	1.39
0.20	61.71	47.42	109.13	"	15.41	159.84	0.88
0.25	76.15	59.28	135.43	"	19.28	163.71	0.73

表 4.117 転 倒 の 安 全 率

震 度	壁 体 前 し に 対 す る モ ー メ ン ト (t・m/m)						安 全 率 $\frac{\text{②}}{\text{①}}$
	転 倒 モ ー メ ン ト			抵 抗 モ ー メ ン ト			
	主働土圧の 水平分力および 残留水圧による	地 震 力 に よ る	計 ①	壁体重量による (浮力を差引いた)	主働土圧の鉛 直分力による	計 ②	
0	150.03	0	150.03	801.22	71.40	872.62	5.82
0.10	201.20	150.94	352.14	"	103.80	910.02	2.57
0.20	277.24	301.88	579.12	"	154.10	955.32	1.65
0.25	334.66	377.30	711.96	"	192.80	994.02	1.40

表 4.118 地盤反力の最大値 (壁体幅 $b=10.0\text{m}$)

震 度	壁体前しに対するモーメント ($t \cdot m/m$)			鉛 直 力 V ④ (t/m)	合力の作用点		地 盤 反 力 p_1 (t/m^2)
	抵抗モーメント ①	転倒モーメント ②	M ③=①-②		前しからの距離 x (m) ⑤=③/④	壁体中央からの距離 e (m) ⑥= $\frac{b}{2}$ -⑤	
0	872.62	150.03	722.59	151.57	4.77	0.23	17.25
0.10	910.02	352.14	557.88	154.81	3.57	1.43	28.79
0.20	955.32	579.12	376.20	159.84	2.35	2.65	45.34
0.25	994.02	711.96	282.06	163.71	1.72	3.28	63.45

注) 地盤反力の最大値は $e \leq \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = (1 + \frac{6e}{b}) \frac{V}{b}$
 $e > \frac{b}{6}$ のとき $p_1 = \frac{2V}{3x}$

表 4.119 地盤拵持力に対する安全率
(基礎捨石, 立石の方法)
壁体幅 $b=10.0\text{m}$

震 度	合力と鉛直線のなす角 α			合力の偏心率		基礎の内 部摩擦角 ϕ (°)	支持力 係 数 N	安全率 $F = \frac{\gamma b^2}{2V} N$
	水平力① P (t/m)	鉛直力② V (t/m)	$\tan \alpha$ ③=①/②	壁体中心からの 偏心距離 ④ e (m)	$\epsilon = \frac{2e}{b}$			
0	30.85	151.57	0.204	0.14	0.025	40	79.89	26.35
						50	176.28	58.15
0.1	66.63	154.81	0.430	1.20	0.209	40	21.03	6.79
						50	47.91	15.47
0.2	109.13	159.84	0.683	0.74	0.163	40	2.96	0.93
						50	7.30	2.28
0.25	135.43	163.71	0.827	0.17	0.046	40	0.63	0.19
						50	1.73	0.53

表 4.120 地盤支持力に対する安全率
(基礎捨石, 偏心傾斜荷重に対するマイヤホフ法)
壁体幅 $b=10.0\text{m}$, 根入深さ $D=1.0\text{m}$

震 度	合力と鉛直線 のなす角 α (°)	合力作用点の 壁体中心からの 偏心量 e (m)	鉛 直 力 V (t/m)	基礎の内部摩 擦角 ϕ (°)	支持力係数		安 全 率
					N_T	N_Q	
0	11.53	0.23	115.57	40	113	84	23.44
				50	"	"	26.66
0.10	23.27	1.43	154.81	40	"	"	5.77
				50	"	"	8.01
0.20	34.33	2.65	159.84	40	"	"	1.14
				50	"	"	1.80
0.25	39.95	3.39	163.71	40	"	"	0.53
				50	"	"	0.70

表 4.121 地盤支持力に対する安全率
(地盤, 立石—設計基準法)

震 度	仮想壁体幅 (基礎拾石 下面における 地盤反力の 分布幅) b' (m)	仮想壁体 幅上の拾 石重量 (t/m)	鉛直分力 V' (t/m)	合力が鉛 直となす 角の正接 $\tan \alpha'$	仮想壁体幅中心から の合力の偏心量		基礎地盤 の内部摩 擦角 ϕ (°)	支 持 力 係 数 N'	安 全 率 $F = \frac{\gamma b'^2 N'}{2V'}$
					偏心距離 e' (m)	$\epsilon' = \frac{2e'}{b'}$			
0	11.20	12.40	163.97	0.204	0.14	0.025	35	19.83	7.59
							40	39.96	15.29
							45	83.45	31.92
0.10	11.50	12.90	167.71	0.430	1.20	0.209	35	5.50	2.17
							40	11.83	4.66
							45	25.81	10.18
0.20	9.10	11.25	171.09	0.683	0.74	0.163	35	1.15	0.28
							40	3.74	0.91
							45	9.39	2.27
0.25	7.44	10.25	173.96	0.827	0.17	0.046	35	0.29	0.05
							40	1.46	0.23
							45	5.55	0.88

表 4.122 地盤支持力に対する安全率
(地盤, マイヤホフ—設計基準法)
(根入深さ $D=2.0\text{m}$)

震 度	合力の鉛直 となす角 α (°)	合力的作用点 の仮想壁体 幅中心から の偏心量 e' (m)	仮想壁体 幅 b' (m)	鉛 直 力 V' (t/m)	基礎の内部 摩擦角 ϕ (°)	支 持 力 係 数		安 全 率
						N_r	N_q	
0	11.32	0.14	11.20	164.00	35	24	28	8.21
					40	113	84	35.89
					45	113	84	38.22
0.10	23.22	1.20	11.50	167.70	35	24	28	2.63
					40	113	84	11.29
					45	113	84	13.20
0.20	34.22	0.74	9.10	171.10	35	24	28	1.04
					40	113	84	3.58
					45	113	84	4.40
0.25	39.36	0.17	7.44	174.00	35	24	28	0.85
					40	113	84	2.35
					45	113	84	2.65

表 4.123 捨石下面における地盤反力の最大値

震 度	鉛直合力 V' (t/m)	仮想壁体 幅 b' (m)	合 力 の 作 用 点		地 盤 反 力 (t/m ²)
			仮想壁体中心 からの偏心距 離 e' (m)	仮想壁体前 からの距離 x' (m)	
0	163.97	11.20	0.14	5.46	15.74
0.10	167.71	11.50	1.20	4.55	23.71
0.20	171.09	9.10	0.74	3.81	27.97
0.25	173.96	7.44	0.17	3.55	26.59

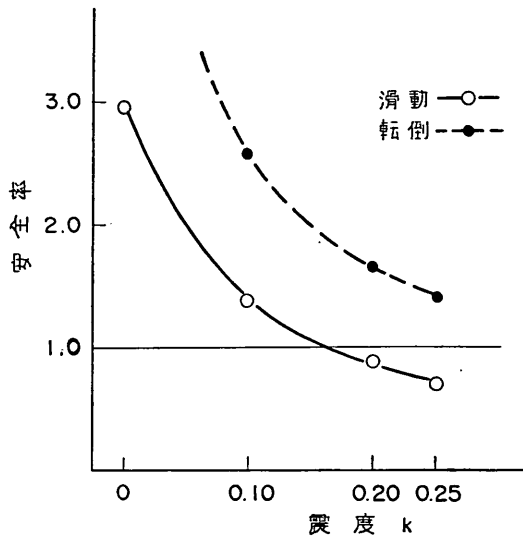


図 4.70 滑動および転倒の安全率の震度の関係

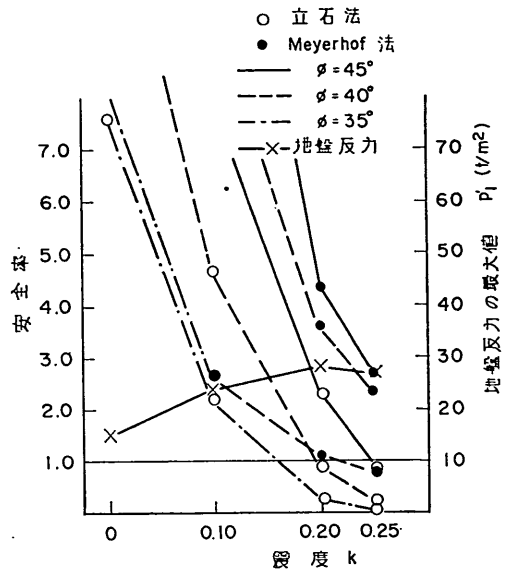


図 4.72 基礎地盤支持力の安全率と震度の関係

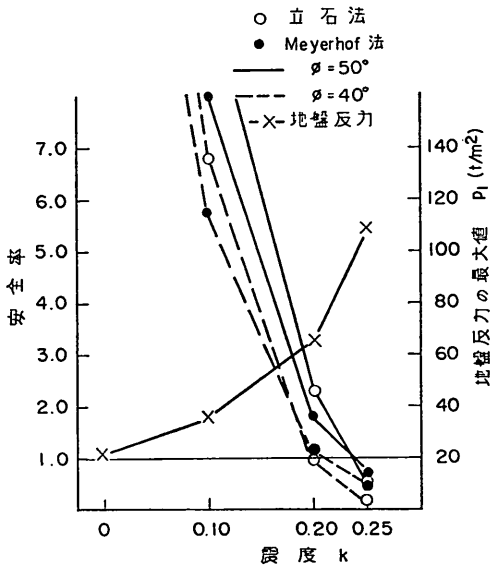


図 4.71 基礎捨石支持力の安全率と震度の関係

ヤホフ法の場合1.14となり、また内部摩擦角 50° を用いた場合、立石法で2.28、マイヤホフ法で1.80となる。

鉦さいの内部摩擦角は通常 35° を用いるので他の例と同様これより 10° 大きい 45° を用いると安全率は1以上になると考えられ、壁体の前傾があるという事実と反する。なお、最大地盤反力強度は約 45 t/m^2 である。

基礎捨石下面の基礎地盤の支持力の安全率は震度0.20

において立石法の場合地盤の内部摩擦角 40° に対して0.91、マイヤホフ法の場合内部摩擦角 35° に対して1.04と計算されている。これは本例の場合、内部摩擦角を 35° 程度として計算すればわずかの前傾があったという現象と一致する。本例では基礎地盤の性質があきらかでないため明確なことはいえないが、c-8で述べたとおり原地盤の N 値は5~7であると考えられるので、これらの内部摩擦角は通常の設計に用いられる値より多少大きめの値と考えられる。

4.4 考察および問題点

ケーソン式7例、ブロック式8例および場所打ちコンクリート式1例の重力式構造物に関する以上の計算結果を取りまとめて考察を加え、現行設計法の問題点の指摘を行なう。

なお以下の図において、○●●×は、それぞれ被災の程度0, I, II, IIIを示す。

(1) 滑動に対する安定

ケーソン式および場所打コンクリート式の滑動に対する安全率の計算結果を図4.73に、またブロック式についての計算結果を図4.74に示す。図によればこれらの計算結果は、構造物の被災の程度に無関係に大部分がハッチされた部分におさまる。これらのハッチされた部分に入る構造物の震度0.2における滑動の安全率は、ケーソン、ブロック、場所打コンクリートを問わずすべて0.75~0.90となる。これははずれたブロック式2例につい

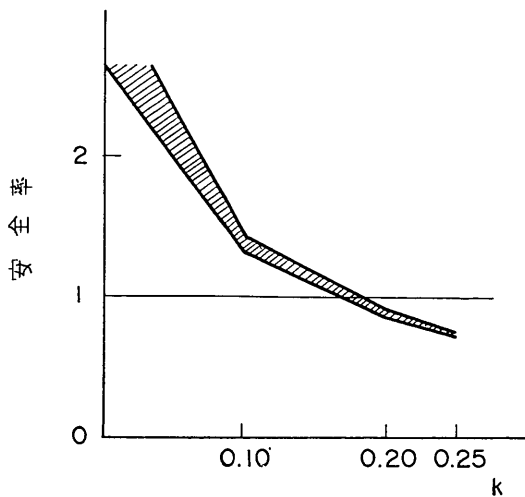


図 4.73 ケーソン式構造および場所打コンクリート式構造物の滑動の安全率と震度の関係

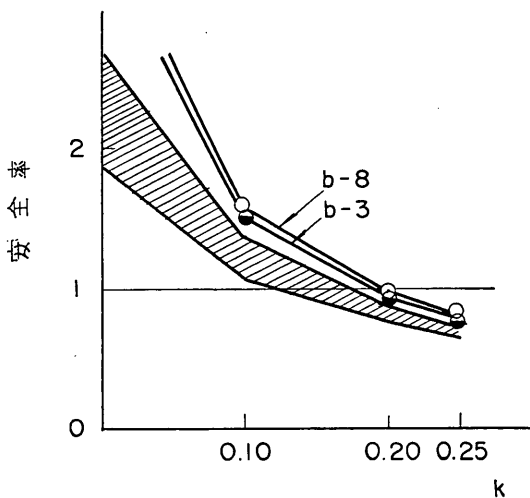


図 4.74 ブロック式構造物の滑動の安全率と震度の関係

でも、震度 0.2 における安全率は 1 以下である。

これらの構造物のうち実際に滑動した形跡の見られるのは c-8 のみで、他の構造物については滑動がなかつ

たものと考えられる。新潟地震の際には 0.8 程度の安全率でも滑動したものがあつたといわれているが、安全率 1 以上では滑動したものがあつたこと¹⁾、1968 年十勝沖地震では 200gal 以上の地震が作用したと思われるにもかかわらず、大多数の構造物が震度 0.2 において 0.75~0.90 の安全率でも滑動しなかつたことをあわせ考えると、現行の滑動に対する計算法は安全な設計法と考えてよからう。

(2) 転倒の安定

震度 0.2 において転倒の安全率が 1 を割つた例がブロック式壁体で 2 例みられたが転倒の事実はない。

(3) 地盤支持力

基礎捨石内においてせん断破壊が起こるものとして、偏心傾斜荷重に対する基礎の支持力の安全率の計算結果を図 4.75~図 4.78 に示す。基礎捨石の内部摩擦角は 50° の場合について示してある。支持力の計算方法については立石の方法およびマイヤホフ法の両者について別図に示した。

また、基礎捨石下面にまで地盤反力を分布させたのと同様の方法で基礎地盤内にせん断破壊が起こるものとして、偏心傾斜荷重の支持力の安全率を計算した結果を図 4.79~図 4.86 に示す。基礎地盤の内部摩擦角は 35° および 40° の場合にまとめて示した。計算方法については基礎捨石の支持力と同様である。

解析の対象となつた重力式構造物のうち被災のあつたものは、すべて基礎の支持力の不足による前傾を起しているものと見られるが、被災の程度と計算安全率の大小とは必ずしも一致せず、現行の設計法に対して明確な評価を行なうことは困難である。これは、偏心傾斜荷重に対する支持力の安全率が、基礎地盤の内部摩擦角の変化の影響を大きく受けるにもかかわらず、すべての施設を同じ内部摩擦角として取り扱つたことにも大きな原因があると思われるので、同一法線上またはほとんど同じ地盤条件上にあつた施設で被災程度の異なつてゐるものについて比較を行なうこととする。

i) c-3 と b-4

c-3 と b-4 は同一法線上にあつたが、両者の法線のはらみ出し量には差が見られ、前者は最大 9cm であるのに後者は最大 32cm であつた。また両者の取付部では、はらみ出しの不連続を生じていた。

この両者について基礎捨石内の支持力の比較を行なうと、b-4 は立石法、マイヤホフ法ともに、震度 0.20 に

1) 大島実, 寺尾健, "新潟地震による港湾構造物震害の現行設計法による解析" 第 8 回地震工学研究発表会講演概要, P. 21~P. 22, 1965. 7, 土木学会

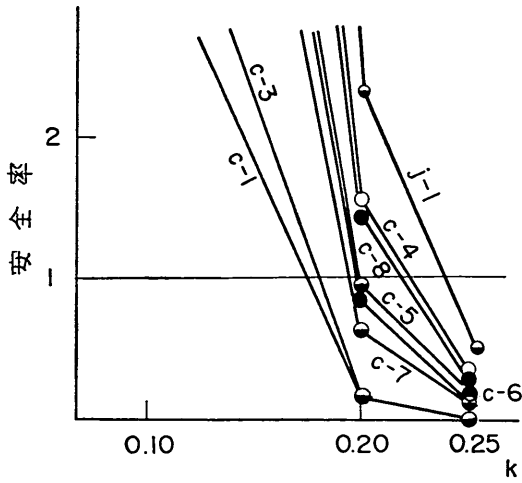


図 4.75 ケーソン式および場所打コンクリート式
 構造物の基礎捨石の支持力の安全率
 (立石法, $\phi=50^\circ$)

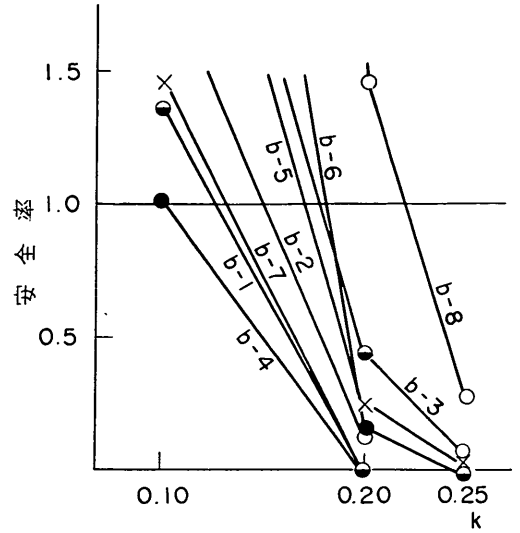


図 4.77 ブロック式構造物の基礎捨石の
 支持力の安全率
 (立石法, $\phi=50^\circ$)

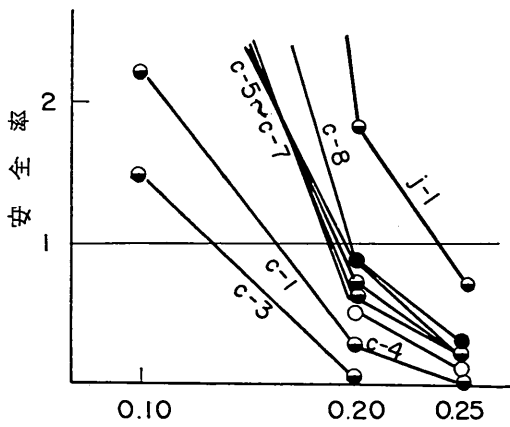


図 4.76 ケーソン式および場所打コンクリート式
 構造物の基礎捨石の支持力の安全率
 (マイヤホフ法, $\phi=50^\circ$)

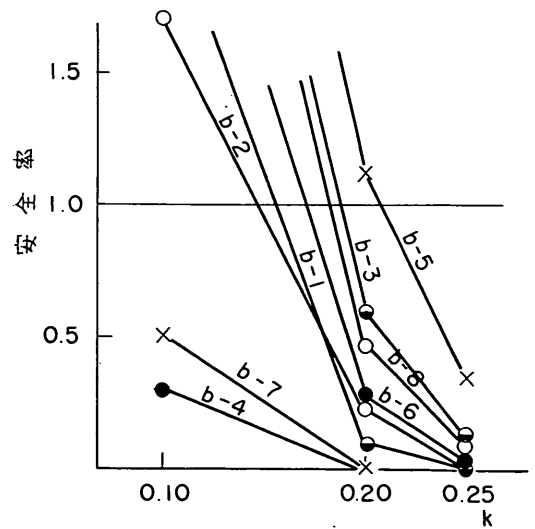


図 4.78 ブロック式構造物の基礎捨石の
 支持力の安全率
 (マイヤホフ法, $\phi=50^\circ$)

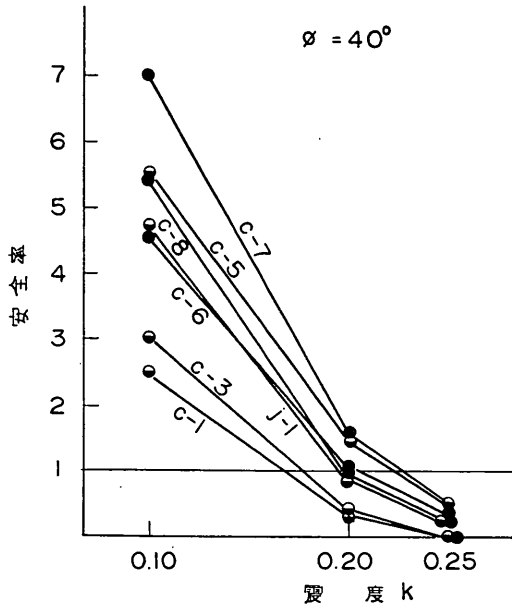


図 4.79 ケーソン式および場所打コンクリート式
 構造物の基礎地盤の支持力の安全率
 (立石法, $\phi = 40^\circ$)

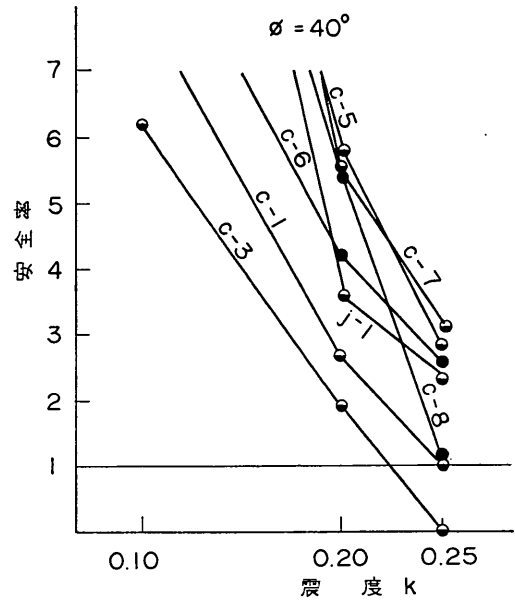


図 4.81 ケーソン式および場所打コンクリート式
 構造物の基礎地盤の支持力の安全率
 (マイヤホフ法, $\phi = 40^\circ$)

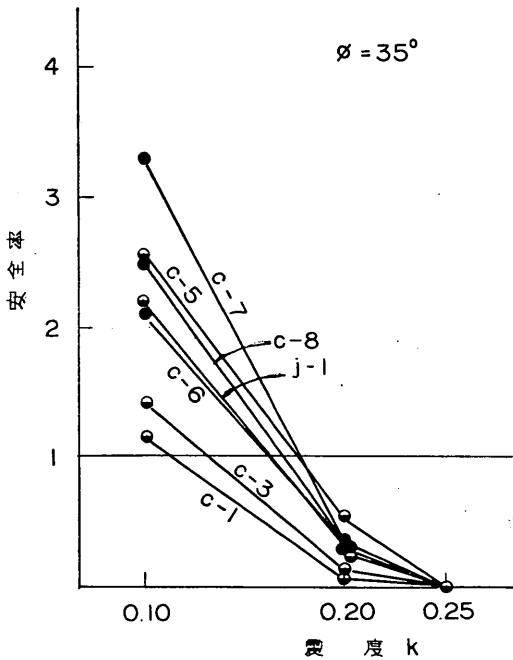


図 4.80 ケーソン式および場所打コンクリート式
 構造物の基礎地盤の支持力の安全率
 (立石法, $\phi = 35^\circ$)

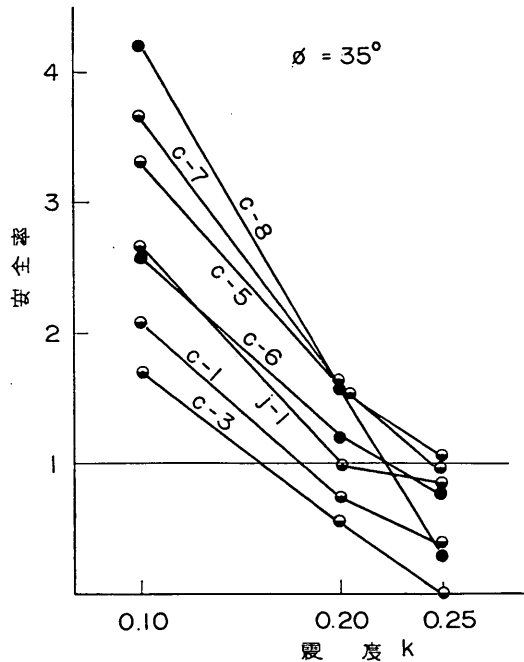


図 4.82 ケーソン式および場所打コンクリート式
 構造物の基礎地盤の支持力の安全率
 (マイヤホフ法, $\phi = 35^\circ$)

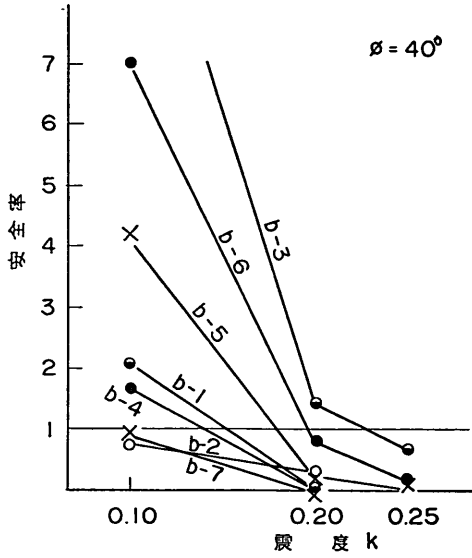


図 4.83 ブロック式構造物の基礎地盤の支持力の安全率 (立石法, $\phi = 40^\circ$)

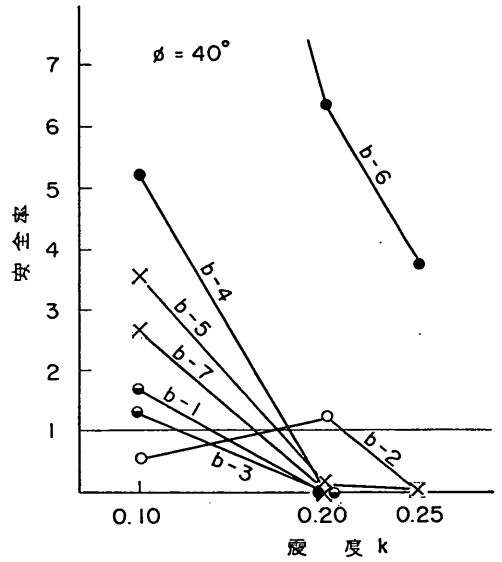


図 4.85 ブロック式構造物の基礎地盤の支持力の安全率 (マイヤホフ法, $\phi = 40^\circ$)

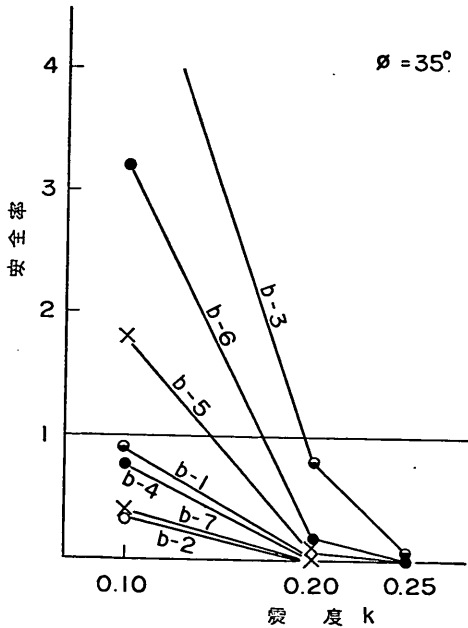


図 4.84 ブロック式構造物の基礎地盤の支持力の安全率 (立石法, $\phi = 35^\circ$)

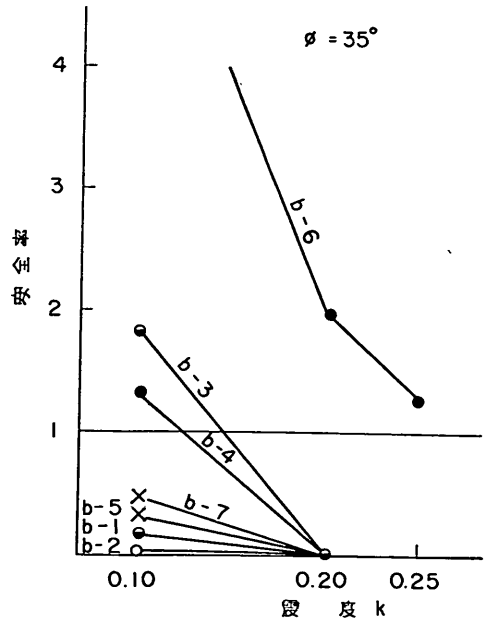


図 4.86 ブロック式構造物の基礎地盤の支持力の安全率 (マイヤホフ法, $\phi = 35^\circ$)

おける支持力の安全率はゼロであるが、c-3は立石法で約0.15、マイヤホフ法で約0.05とわずかながら、b-4の安全率を上まわっている。

また、基礎地盤の支持力に対する震度0.20の安全率はc-3は立石法($\phi=40^\circ$)で約0.4、マイヤホフ法($\phi=35^\circ$)で約0.55であるが、b-4はともに安全率はゼロである。すなわち、計算結果の差はわずかであるが被災の傾向と一致している。

ii) c-5, c-6およびc-7

c-5およびc-6は同一法線上にあった。またc-7は隣の突堤ふ頭においてc-5およびc-6と同じ法線方向を有していた。法線のはらみ出しはc-7が最も大きく最大55cm、c-6は44cmであったが、c-5は最大19cmであった。また、c-5およびc-6と同突堤の背面側すなわちc-7と対面してc-7とはほとんど同一構造物のケーソン岸壁があったが、これの被災度は0である。これらの施設の基礎地盤はほぼ類似しているものと見られる。

これらの構造物の基礎捨石の支持力の震度0.20における安全率は、立石法ではc-5>c-6>c-7のようになっては被災の傾向と一致するが、すべて0.60~0.95の間に入り、マイヤホフ法ではc-6>c-5>c-7の順となるが同じ範囲に含まれる。

基礎地盤の支持力は立石法($\phi=40^\circ$)では、安全率は1.1~1.6でc-7>c-5>c-6の順、マイヤホフ法($\phi=35^\circ$)では1.2~1.6でc-5>c-7>c-6の順となる。このような計算結果では相互に統一した傾向を見出すことはできず、かえってほぼ同一の結果を与えていると判断した方がよさそうである。

iii) c-8とj-1

c-8とj-1は同一法線上で隣接していた。c-8は滑動を起こしたとも見られ、法線のはらみ出し量は120cmにも及ぶが、j-1はせいぜい20cm程度であり前傾の度合いも前者では3°程度、後者では1°に満たない。

この両者の基礎捨石の支持力については、両者とも被災度に反して安全率はかなり高く、立石法ではc-8で1.4、j-1で2.3、マイヤホフ法ではc-8で0.9、j-1で1.8程度となる。また基礎地盤の支持力の安全率は、立石法($\phi=40^\circ$)では、c-8、j-1とも1.0程度、マイヤホフ法($\phi=35^\circ$)では、c-8で1.6、j-1で1.0程度となる。

即ち、この例についても必ずしも計算結果と被災の傾向とは一致しない。

以上の3組の例について考察した結果によると被災度

のIとIIの差程度は計算結果に同傾向の差となつてあらわれるとは限らず、かえって土質条件その他のわずかな変化の影響を受けると考えられる。このことは、N値20~30の良質な砂地盤である八戸港では一般に計算安全率が低くなっているにもかかわらず、実際の被災度は低い傾向があり、N値5程度のシルトまじりの砂地盤であるその他の諸港ではこれと逆の傾向を示していることとも一致する。

以上の考察を考慮に入れて、ここでは次のような大まかな結論を出すにとどめたい。

1) 基礎地盤内での破壊を生じない場合、壁体の変形を生じさせないためには少なくとも、基礎捨石内の支持力の安全率($\phi=50^\circ$ の場合、以下同じ)1.5(設計基準の値)を要する。

2) 基礎捨石内の支持力の安全率および基礎地盤の支持力の安全率(立石法の場合 $\phi=40^\circ$ 、マイヤホフ法の場合 $\phi=35^\circ$ 、以下同じ)が1を割っても壁体の軽度の前傾に終わったものが多い。この場合、計算に用いた地盤および捨石の内部摩擦角は通常土工計算などに用いられる値に比して5~10°大きい。この結論は新潟地震についての解析結果と一致する。

3) 2)と逆に基礎地盤の支持力の安全率が2近くあっても壁体の前傾はまぬがれていない。基礎地盤の支持力がどれだけあれば、壁体の前傾を生じないかについては今回の解析では見出すことができなかった。

4) 基礎捨石内の支持力の安全率が0.25以下、あるいは基礎地盤内の支持力の安全率0.20以下では、転倒に近い状態になっているものがある。

また、図によってケーソン式とブロック式を比較すると各計算方法、各内部摩擦角ともブロック式の方が全般的に低い安全率を示しているが、これはブロック式壁体がケーソン式壁体より被害の程度の大きいものが多いという事実と傾向として一致している。

計算結果と被災の傾向が必ずしも一致しなかったことの最大の原因は、前述のように基礎地盤の土質を正確にはあくできなかったことであろうが、支持力の計算法自体の問題としては次のようなものがあげられる。

1) 基礎地盤に地盤反力を分布させてから、支持力の計算を行なうという方法は簡便法であつて現象とかけはなれているものと思われる。2層系の地盤のすべり破壊の問題として解くことが望ましいであろう。

2) 現在の立石法では根入れの影響を見込んでいない。これは基礎地盤での支持力の検討を行なう際に支持力を過小評価している。これが立石法による基礎地盤の支持力の安全率が、マイヤホフ法に比して5°程

度大きい内部摩擦角を用いた場合の安全率に近い値を与えている原因であろう。

3) マイヤホフ法では前面地表面の傾斜の影響を見込むことができない。これが、基礎地盤の支持力においてケーソン式に比し、ブロック式で立石法とマイヤホフ法の差が小さかったことの原因であろう。

4) 基礎捨石の支持力の検討を行なう際、マイヤホフ法では内部摩擦角 40° 以上については支持力係数が一定となっているため 50° の内部摩擦角に対しては支持力を過少に計算していると考えられる。これが、基礎捨石の支持力においてマイヤホフ法が、根入れの影響を見込んでいるにもかかわらず、立石法より一般的に低い値を与えている原因であろう。

このような問題を解決する1つの方策として、立石法を拡張して根入れの影響を見込んだ計算を行なうことが考えられる。また、2層系の地盤の問題についても、地盤内の応力分布を仮定することにより計算することは可能であると考えられ、設計基準課においてもこの作業を

行なう計画はあるが、現象との結びつけが不可能なので、できれば、実験的に解明されることが望ましい。

5. 通常の矢板式構造物

解析の対象として、3.1の選択基準にもとづいて選択した矢板式構造物を表5.1に示す。

このうち y-7については軟弱地盤に打ち込まれた矢板壁であるため選択したものであって、7. 軟弱地盤に打ち込まれた矢板壁でこれを取り扱う。また、y-11および y-12は根入部前面の海底が斜面となっているもので、これは 6. 根入部前面の海底に斜面を有す矢板壁で検討を行う。したがってこの章ではこれら3例を除いた、通常の型の矢板壁21例について検討を加える。

これらの21例については控え工の形式にかかわらず、根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度ならびに控え工の安定の検討を行った。これらの検討方法はすべて港湾構造物設計基準に示す方法を用いた。

根入れの安全率は、フリーアースサポート法によっ

表 5.1 矢板式構造物の検討対象施設

記号	施設名	控え工の形式	実水深(m)	被災度	摘 要
y-1	八戸港八太郎地区 -3.5m 物揚場	直 ぐ い	-3.5	II	
y-2	" 第一工業港 日石岸壁	版	-6.0	I	
y-3	" 小中野漁港 1号岸岸	矢 板	-5.5	III	
y-4	" 館鼻漁港 -4.5m 岸壁	直 ぐ い	-4.5	II	
y-5	" 第一工業港火力発電護岸	版	-6.5	0	
y-6	青森港油川地区 -4.5m 岸壁	直 ぐ い	-4.5	II	
y-7	" 堤ふ頭 -7.5m 岸壁C区	版	-7.5	I	軟弱地盤
y-8	" 堤川右岸 -3.5m 物揚場	"	-3.5	II	
y-9	函館港港町木材整理場南側護岸	"	-2.0~-3.8	I	}対面している
y-10	" 港町木材整理北側護岸	矢 板	-1.8	I	
y-11	室蘭港西1・2号ふ頭間岸壁	版	-4.5	I	前面海底が斜面となっている
y-12	" 西2・3号ふ頭間岸壁	矢 板	-4.5	I	"
y-13	" 西3号ふ頭西側岸壁基部	"	-9.0	I	}同一法線上
y-14	" 西3号ふ頭西側岸壁先端部	版(デッドマン)	-9.0	I	
y-15	" 西3号ふ頭先端護岸	" (")	-7.5	I	}同一法線上
y-16	" 西3号ふ頭東側岸壁先端部	" (")	-9.0	I	
y-17	" 西3号ふ頭東側岸壁基部	矢 板	-9.0	I	
y-18	" 富士鉄ふ頭-13m岸壁	直 ぐ い	-14.0	II	c-8, j-1と同一法線上
y-20	" 西3号ふ頭 -7.5m 岸壁	版	-7.5	0	y-17と隣接
y-21	苫小牧港西ふ頭第2バース	"	-9.0	I	
y-22	" 船だまり地区B護岸東側	矢 板	-3.0	III	}同一法線上
y-23	" 船だまり地区B護岸西側	"	-3.0	0	
y-24	" 東ふ頭第3バース	"	-9.0	0	y-21と対面
y-25	細島港工業港区3,4号-5.5m岸壁	版	-5.5	I	

て計算した。即ち、タイロッド取付点に対する根入部の受働土圧による抵抗モーメントと、同じくタイロッド取付点に対する矢板背面の主働土圧および残留水圧による矢板をはね出そうとするモーメントの比を安全率とした。

矢板の曲げモーメントは、海底面より上の矢板を取り出して考え、海底面とタイロッド取付点に支点を有し、荷重として主働土圧および残留水圧を受ける張出部のある単純ばりを仮想して求めた。またタイロッドの張力は、曲げモーメントを求めたときに用いた仮想ばりのタイロッド取付点反力をタイロッド1本あたりに配分して求めた。ただし、タイロッドが傾斜している場合は、タイロッドが水平となす角の正割をこれに乗じた。

控え工の安定については、その形式により別別に検討を行なった。控え版については、タイロッド張力と控え版背後の主働土圧の和に対する前面の受働土圧の比として安全率を求めた。ただし、矢板の主働崩壊面と控え版の受働崩壊面が交叉する場合は、崩壊面の交点より上の鉛直面に作用する受働土圧を控え版の受働土圧からさし引いた。控え版に作用する土圧の計算に用いる壁面摩擦角は主働土圧に対し 15° 、受働土圧に対し 0° を用いた。この場合、タイロッドが水平面に対して 10° 以上後傾している場合はデッドマンアンカーと見なし、受働土圧に対する壁面摩擦角は 15° を用いた。

控え直ぐいに対しては、一般にはタイロッド取付点を地表面と見なし、地表面載荷のくい頭自由の長ぐいと見なして久保の方法¹⁾によりくい頭変位およびくいの最大曲げモーメントを計算した。ただし、タイロッド取付点から下方 $l_m/3$ より画いた控え工の受働崩壊面と矢板の主働崩壊面が、タイロッド取付点以下で交叉する場合は、その交点を地表面と見なし自由長を有するくいとして解いた²⁾。また、仮想地表面からの根入長が l_m より短い場合は短ぐいと見なし、脚注³⁾に示されている方法で計算値の補正を行なった。ここに l_m は仮想地表面からくいの曲げモーメント第1ゼロ点までの深さである。

控え矢板は、久保の方法により、地表面載荷のくい頭自由ぐいと見なして l_m を計算し、根入長が $1.5l_m$ より長い場合は、控え直ぐいに準じて頭部変位と矢板の曲げモーメントを計算し、根入長が $1.5l_m$ より短い場合はタイロッド取付点から下 $0.5l_m$ までが有効な控え版と考えてその安定を検討した。

5.1 控え版を用いた矢板式けい船岸

5.1.1 八戸港第一工業港日石-6.5m岸壁(y-2)

(1) 概要

昭和35年に完成した延長150.0mの施設である。水深は建設当時-6.5mであったと思われるが、地震時は-6.0mとなっていた。標準断面図は図5.1のとおり

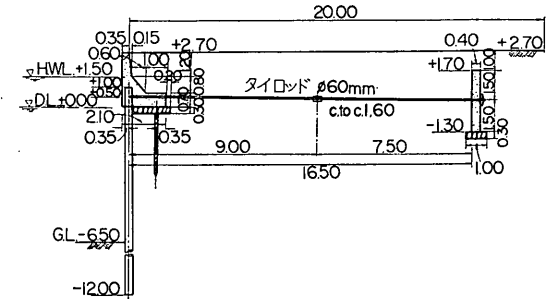


図 5.1 八戸港第一工業港日石-6.5m岸壁(y-2)標準断面図

である。地震による被害は軽微であって、全延長にわたって上部工とエプロンの間に1~3cmのすきまを生じ、エプロンが若干沈下した。被災の程度はIである。

八戸港の第一工業港の北側法線には、本施設を含めて15の施設があったが、鋼矢板を用いた日曹護岸1号およびP.C.矢板を用いた火力発電護岸1号を除くと被災は軽微であった。

(2) 計算条件

原設計条件は不明であるため、八戸港で最近造られた矢板式けい船岸の設計条件を参考に次のように定めた。

裏込めおよび根入部の内部摩擦角	
矢板、控え版ともに	$\phi = 35^\circ$
壁面摩擦角	
矢板 主働土圧に対し	$\delta = 15^\circ$
受働土圧に対し	$\delta = -15^\circ$
控え版 主働土圧に対し	$\delta = 15^\circ$
受働土圧に対し	$\delta = 0^\circ$
裏込めの単位体積重量	
空中	$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
水中	$\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	
水深	$w = 0 \text{ t/m}^2$
	-6.0m

1) 久保浩一, "杭の横抵抗の新しい計算法", 港研報告, Vol. 2, No. 3, (1964)

2) 久保, 三枝, 鈴木, "垂直控え杭の横抵抗" 港研報告, Vol. 4, No. 2, (1965)

3) 久保浩一, "短抗の横抵抗" 港研報告, Vol. 5, No. 13, (1966)

前面水位	±0.00m
残留水位	+1.00m
鋼矢板	断面係数 $Z = 2,882\text{cm}^3/\text{m}$ (N. K. K. U-50)
	降伏応力度 $\sigma_y = 3,000\text{kg}/\text{m}^2$ (2種)
タイロッド	径 60mm
	降伏応力度 $\sigma_y = 2,200\text{kg}/\text{m}^2$ (S S 41)
	取付点 +0.50m
	間隔 $l = 2.00\text{m}$

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度および控え版の安定に対する計算結果を表5.1～5.2に示す。また、この計算結果を震度との関係において図示したものが図5.2～5.3である。

(4) 考察

本施設は(1)に述べたとおり、控え版の移動による見られる法線のわずかのはらみ出しを生じていたが、根入

れ不足による根入部のはね出し、あるいは矢板およびタイロッドの異常は認められなかった。

本施設は200 gal ないし 250 gal の地震動を受けたと考えられるが、根入れの安全率は図5.2のように震度0.25では安全率が1となっており現象と一致する。矢板およびタイロッドの応力度はいずれもその長期許容応力度にも達しておらず、事実とよくあっている。控え版の安全率は震度0.20では1.47であるが、控え版の移動は3 cm以下と考えられるので現象とあっていると考えてよい。なお震度0.25では安全率は0.70と1を割っている。

5.1.2 八戸港第一工業港火力発電護岸2号 (y-5)

(1) 概要

昭和34年に完成した延長343.0mの施設である。標準断面図は図5.4のとおりである。

地震による被害はほとんどみられない。

(2) 計算条件

原設計条件は不明であるが、裏込めの内部摩擦角については隣接するy-2と同条件とした。

表 5.1 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t・m/m)	抵抗モーメント M_p (t・m/m)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t・m/m)	応 力 度 (kg/m ²)	降伏応力度との比	張 力 T (t/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比
0	302	1,197	3.96	13.70	475	0.158	17.89	631	0.287
0.05	354	1,108	3.13	15.49	538	0.179	19.90	702	0.319
0.10	418	1,016	2.43	17.70	614	0.205	22.31	787	0.358
0.15	500	921	1.84	20.47	710	0.237	25.28	892	0.405
0.20	607	820	1.35	24.06	835	0.278	29.02	1,024	0.465
0.25	754	712	0.94	28.98	1,005	0.335	34.00	1,199	0.545

表 5.2 控 え 版 の 安 定 計 算 結 果

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力 (t/m)			安 全 率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_o}$
	1本あたり T (t/本)	壁幅1mあたり A_p (t/m)	主働土圧 E_a	受働土圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	17.89	8.95	2.64	40.73	0	3.51
0.10	22.31	11.16	3.68	37.37	0	2.52
0.20	29.02	14.51	5.00	33.59	5.00	1.47
0.25	34.00	17.00	6.39	31.36	15.01	0.70

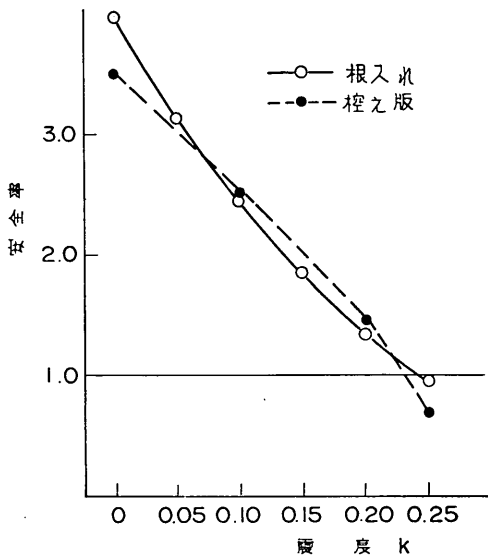


図 5.2 根入および控え版の安全率と震度の関係

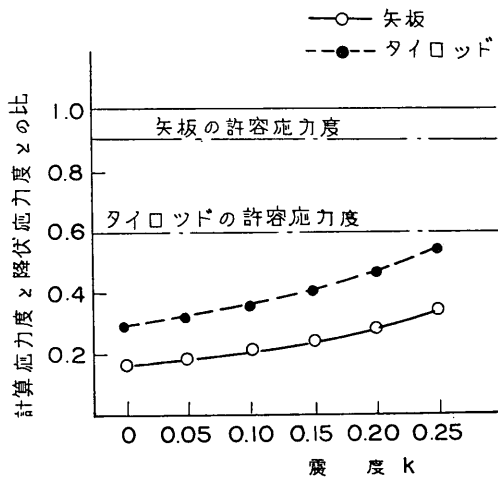


図 5.3 天板およびタイロッドの応力度と震度の関係

裏込めおよび地盤の内部摩擦角

矢板, 控え版ともに $\phi = 35^\circ$

壁面摩擦角

矢板 主働土圧に対し $\delta = 15^\circ$

受働土圧に対し $\delta = -15^\circ$

控え版 主働土圧に対し $\delta = 15^\circ$

受働土圧に対し $\delta = 0^\circ$

裏込めの単位体積重量 空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$

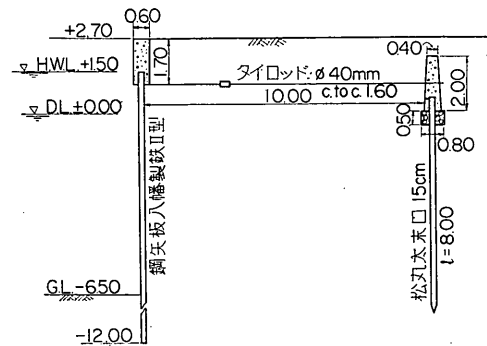


図 5.4 八戸港第一工業港火力発電護岸2号 (y-5) 標準断面図

	水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w = 0.0 \text{ t/m}^2$
水深	-6.50m
前面水位	$\pm 0.00 \text{ m}$
残留水位	+1.00m
鋼矢板	断面係数 $Z = 1,310 \text{ cm}^3/\text{m}$ (Y. S. P. II)
	降伏応力度 $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$ (2種)
	タイロッド 径 40mm
	降伏応力度 $\sigma_y = 2,200 \text{ kg/cm}^2$ (S S 41)
	取付点 +1.0m
	間隔 $l = 1.60 \text{ m}$

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定, 矢板およびタイロッドの応力度および控え版の安定に対する計算結果表 5.3~表 5.4 に示す。また, この計算結果を震度との関係において図示したものが図 5.5~図 5.6 である。

(4) 考 察

本施設は 200~250 gal の地震を受けたと考えられるが, 根入れの安全率は震度 0.20, および 0.25 に対して 1.13 および 0.79 と計算されており, 現象と一致する。矢板およびタイロッドの応力度はそれぞれの長期許容応力度を越えてはいるが, 短期許容応力度を越えず, 事実と一致する。控え版の移動はなかったものと考えられるがその安全率は震度 0.20 において 0.05 と著しく低い値であり現象と一致しない。

なお, 本施設については, 解析後八戸港工事事務所で前面水深を測定した結果海底面は約 -1.4m であった。地震時においても前面水深 -1.4m とすれば, 矢板およびタイロッドの応力度はいずれも長期許容応力度に

表 5.3 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t·m/m)	抵抗モーメント M_p (t·m/m)	安全率 $F = \frac{M_a}{M_p}$	最大曲げモーメント M_{max} (t·m/m)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比	張 力 T (t/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比
0	324.0	1069.0	3.30	18.51	1,413	0.471	14.45	1,147	0.521
0.05	379.0	990.0	2.61	20.92	1,597	0.532	16.10	1,278	0.581
0.10	447.0	908.0	2.03	23.87	1,822	0.607	18.08	1,435	0.652
0.15	534.0	823.0	1.54	27.57	2,104	0.701	20.51	1,628	0.741
0.20	647.0	733.0	1.13	32.35	2,469	0.822	23.60	1,873	0.851
0.25	804.0	636.0	0.79	38.88	2,968	0.989	27.71	2,199	1.000

表 5.4 控 え 版 の 安 定 計 算 結 果

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力 (t/m)			安 全 率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_a}$
	1 本あたり T (t/本)	壁幅 1mあたり A_p (t/m)	主働土圧 E_a	受働土圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	14.45	9.03	1.37	21.11	0.41	1.99
0.10	18.08	11.30	1.84	19.56	4.91	1.11
0.20	23.60	14.75	2.51	17.87	16.94	0.05
0.25	27.71	17.32	—	—	—	—

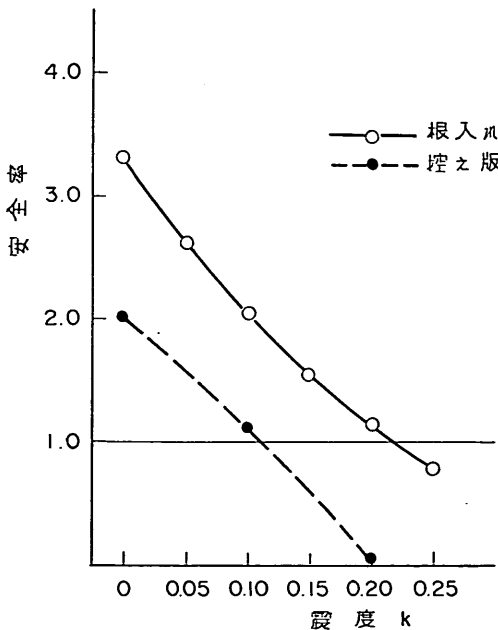


図 5.5 根入れおよび控え版の安全率と震度の関係

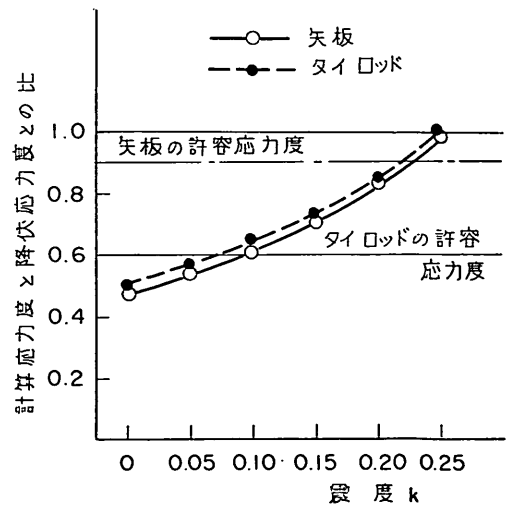


図 5.6 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

も達せず、控え版の安全率も1を割るとは考えられず、ほとんど被災がなかった事実と一致すると思われる。

5.1.3 青森港堤川右岸-3.5m物揚場 (y-8)

(1) 概要

本物揚場は施工中のものであり、延長110.0mの施設である。標準断面図を図5.7に示す。地震により下流部

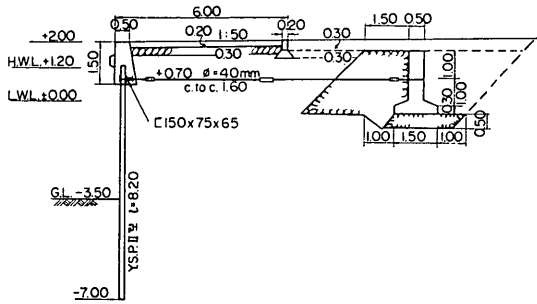


図 5.7 青森港堤川右岸-3.5m物揚場 (y-8) 標準断面図

約30mの法線が最大30cmはらみ出し、エブロンは全延長にわたって沈下し、所所にクラックが発生した。控え版の上部は地表面に露出し、背後の路盤との間に段がついていた。控え版は2°~3°本体側に傾斜し背後の地盤との間に3~4cmのすき間が生じていた。本施設は施工中のものであったので控え版前面の土留め処理が不十分で地震時のタイロッド張力に対して受働抵抗が十分に発揮されなかったものと考えられる。被災の程度はIIである。

(2) 計算条件

検討に用いた計算条件は次のとおりである。原設計震度は $k=0.05$ である、その他の原設計条件はかっこ内に示してある。

裏込めの内部摩擦角 $\phi=30^\circ$

控え版のみ	$\phi=40^\circ$
壁面摩擦角	
矢板 主働土圧に対し	$\delta=15^\circ$
受働土圧に対し	$\delta=-15^\circ$
控え版 主働土圧に対し	$\delta=15^\circ$
受働土圧に対し	$\delta=0^\circ$
裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$ 水中 $\gamma'=1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w=0.0 \text{ t/m}^2$ (1.0 t/m^2)
水深	-3.5m
前面水位	+0.20m (± 0.0 m)
残留水位	+0.60m ($+0.5$ m)
土質条件	+2.0~-3.0m $\phi=30^\circ$ $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$ $\gamma'=1.0 \text{ t/m}^3$ -3.0m以下 $\phi=25^\circ$ $\gamma'=1.0 \text{ t/m}^3$
鋼矢板 断面係数	$Z=869 \text{ cm}^3/\text{m}$ (Y. S. P. II)
降伏応力度	$\sigma_y=3,000 \text{ kg/cm}^2$ (2種)
タイロッド 径	40mm
降伏応力度	$\delta_y=2,200 \text{ kg/cm}^2$ (SS41)
取付点	+0.7m
間隔	$l=1.60 \text{ m}$

(3) 計算結果

矢板根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度および控え版の安定に対する計算結果を表5.5~表5.6に示す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したものが図5.8~図5.9である。

(4) 考察

本施設は、控え版の移動による法線のはらみ出しを生じたが、根入れ不足による根入部のはね出しあるいは矢

表 5.5 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢板の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a ($\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$)	抵抗モーメント M_p ($\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} ($\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$)	応 力 度 (kg/cm^2)	降伏応力度との比	張力 T ($\text{t}/\text{本}$)	応 力 度 (kg/cm^2)	降伏応力度との比
0	88	149	1.68	3.75	431	0.144	5.73	455	0.207
0.05	104	135	1.29	4.31	496	0.165	6.45	512	0.233
0.10	125	120	0.96	5.01	576	0.192	7.34	583	0.265
0.15	154	103	0.67	5.91	680	0.227	8.45	671	0.305
0.20	202	83	0.41	7.19	827	0.276	9.93	788	0.358

表 5.6 控え版の安定計算結果

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力 (t/m)			安全率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_a}$
	1本あたり T (t/本)	壁幅1mあたり A_p (t/m)	主働土圧 E_a	受働土圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	5.73	3.58	1.87	18.8	0	3.48
0.10	7.34	4.59	2.42	17.2	0.31	2.41
0.20	9.93	6.21	3.36	15.3	7.37	0.83

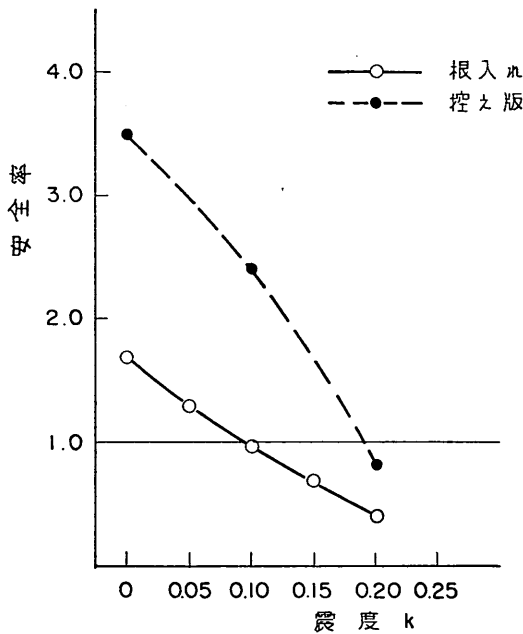


図 5.8 根入れおよび控え版の安全率と震度の関係

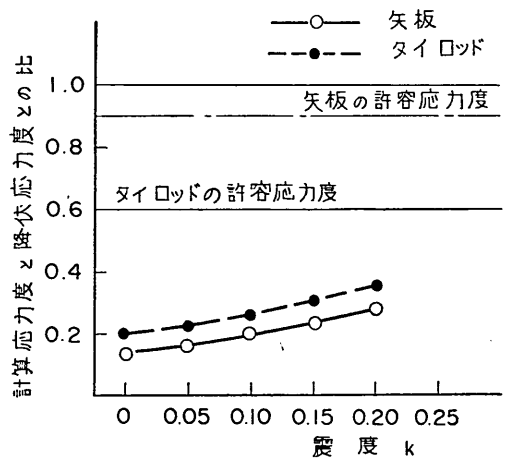


図 5.9 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

板およびタイロッドの異常は認められなかった。

本施設は200~230 galの地震動を受けたと考えられるが、根入れの安全率は図5.8のように震度0.20で0.41と著しく低い値が計算されており現象と一致しない。矢板およびタイロッドの応力度はいずれもその長期許容応力度にも達しておらず、事実とよくあっている。控え版の移動は30mm程度であったと考えられるが、その安全率は震度0.20において0.83となっており1を割っているので現象と一致している。

5.1.4 函館港港町木材整理場南側護岸 (-2.0~-3.8 m) (y-9)

(1) 概 要

昭和38年に完成した延長267.0mの施設である。標準断

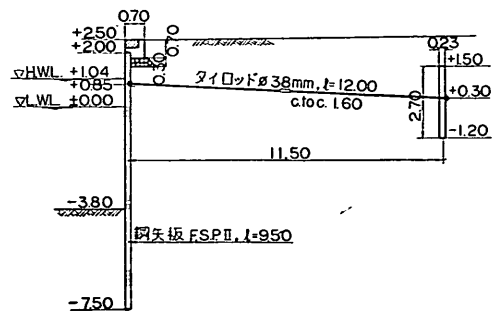


図 5.10 函館港港町木材整理場南側護岸(y-9)標準断面図

面図を図 5.10 に示す。地震により法線が若干はらみ出ししている。被災の程度は I である。一方北側には -1.80 m の控え矢板式の鋼矢板護岸 (y-10) があったが水深が小さいにもかかわらず被害が大きく、法線は最大 30cm はらみ出し控え矢板壁の位置にはクラックが入っている。

(2) 計算条件

原設計条件は不明である。検討に用いた計算条件は次のとおりである。

裏込めの内部摩擦角	$\phi = 30^\circ$
壁面摩擦角	
矢板 主働土圧に対し	$\delta = 15^\circ$
受働土圧に対し	$\delta = -15^\circ$
控え版 主働土圧に対し	$\delta = 15^\circ$
受働土圧に対し	$\delta = 0^\circ$
上載荷重	$w = 0.0 \text{ t/m}^2$
水深	-3.8m
前面水位	+0.20m
残留水位	+0.70m
土質条件	内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$

単位体積重量

空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$

水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$

鋼矢板 断面係数 $Z = 874 \text{ cm}^3/\text{m}$
(F. S. P. II 型)

降伏応力度 $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$

タイロッド 径 38mm

降伏応力度 $\sigma_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$

(S S 41)

取付点 +0.85m

間隔 $l = 1.60 \text{ m}$

(3) 計算結果

矢板根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度および控え版の安定に対する計算結果を表 5.7 ~ 表 5.8 に示す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したものが図 5.11 ~ 図 5.12 である。

(4) 考察

本施設は控え版の移動によると見られる若干の法線のはらみ出しを生じたが、根入れ不足による根入部のはね

表 5.7 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢板の応 力 度			タイロッドの応 力 度		
	主働モーメント M_a ($\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$)	抵抗モーメント M_p ($\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} ($\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$)	応 力 度 (kg/cm^2)	降伏応力 度との比	張 力 T ($\text{t}/\text{本}$)	応 力 度 (kg/cm^2)	降伏応力 度との比
0	105	234	2.22	5.46	625	0.208	7.90	695	0.289
0.05	124	214	1.73	6.24	714	0.238	8.86	779	0.324
0.10	148	194	1.31	7.21	824	0.275	10.02	881	0.367
0.15	180	172	0.96	8.46	967	0.323	11.46	1,008	0.420
0.20	223	149	0.67	10.17	1,163	0.388	13.35	1,174	0.489
0.25	295	120	0.41	12.90	1,475	0.492	16.18	1,423	0.593

表 5.8 控 え 版 の 安 定 計 算 結 果

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力 (t/m)			安 全 率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_a}$
	1 本あたり T ($\text{t}/\text{本}$)	壁幅 1 m あたり A_p (t/m)	主働土圧 E_a	受働土圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	7.90	4.94	3.06	31.4	0	3.92
0.10	10.02	6.26	4.12	28.5	0.77	2.68
0.20	13.35	8.34	5.87	25.2	11.47	0.96
0.25	16.18	10.11	7.37	23.1	20.58	0.15

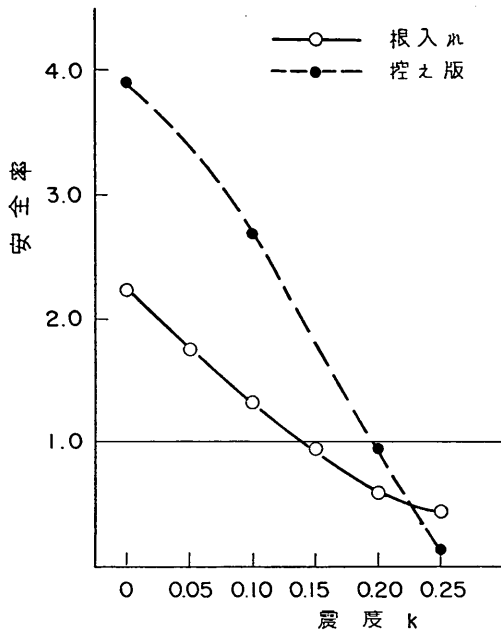


図 5.11 根入れおよび控え版の安全率と震度の関係

出しあるいは矢板およびタイロッドの異常は認められなかった。

本施設は 200~220 gal 程度の地震動を受けたものと考えられるが、根入れの安全率は図 5.11 のように震度 0.20 において 0.67 と 1 を割っており、はね出しが認められないという事実と一致せず低めの値を与えている。

矢板およびタイロッドの応力度はいずれもその長期許容応力度以下であり現象とよくあっている。控え版の移動はわずかであったと考えられるがその安全率は震度 0.20 において 0.96 とわずかに 1 を割っており、多少とも控え版の移動があったという事実と一致する。

5.1.5 室蘭港西 3 号ふ頭西側 -9.0m 岸壁先端部

(y-14)

(1) 概要

昭和 39 年に完成した延長 122.0m の施設である。標準断面図を図 5.13 に示す。地震により法線がはらみ出し最大 30cm に達している。エプロンはコンクリート舗装であるがアンローダーのレールの間の中央付近が数 cm 沈下している。控え版のある位置付近では上屋の床が 5cm はど開きそこより 2.0m 背後の部分が沈下している。被災の程度は I である。本岸壁に隣接して同一法線上基部側に控え矢板式鋼矢板 (y-13) があったが同様の被害を受けた。

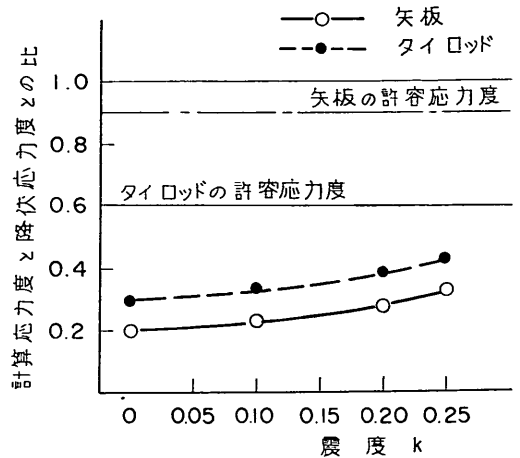


図 5.12 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

(2) 計算条件

検討に用いた計算条件は次のとおりである。原設計条件はかっこ内に示した。なお、原設計震度 k は 0.10 である。

裏込めおよび原地盤の内部摩擦角

矢板	残留水位上	$\phi = 35^\circ$	鉱さい
	残留水位下	$\phi = 30^\circ$	"
控え工		$\phi = 30^\circ$	"
海底地盤		$\phi = 30^\circ$	砂質ローム

裏込めおよび原地盤の単位体積重量

空中	$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
水中	$\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$

上載荷重	$w = 0.0 \text{ t/m}^2$ (3.0 t/m ²)
水深	-9.0m
前面水位	+0.3m (±0.0m)
残留水位	+1.10 (+0.5m)

壁面摩擦角

矢板	主働土圧に対し	$\delta = 15^\circ$
	受働土圧に対し	$\delta = -15^\circ$
控え版	主働土圧に対し	$\delta = 15^\circ$
	受働土圧に対し	$\delta = 0^\circ$

鋼矢板	断面係数	$Z = 3,150 \text{ m}^3/\text{m}$ (F. S. P. VL)
	降伏応力度	$\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$ (2種)

タイロッド	径	75mm
	降伏応力度	$\sigma_y = 2,200 \text{ kg/cm}^2$ (S S 41)

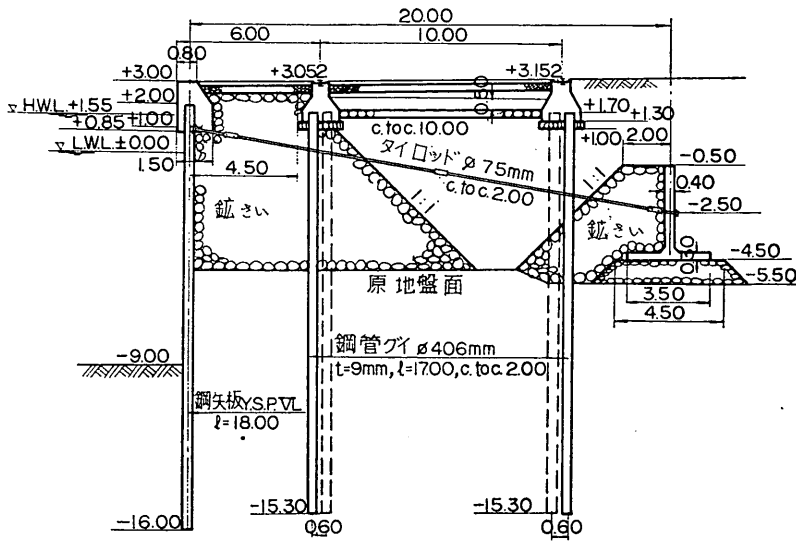


図 5.13 室蘭港西 3 号ふ頭西側-9.0m岸壁 (先端部) (y-14) 標準断面図

取付点 +1.0m の部分の土の内部摩擦角を一様に35°とした場合、控え工をデッドマンアンカーとみなして受働側の壁面摩擦角を+15°とした場合の検討も行なった。
 間隔 $l=2.0\text{m}$
 なお土質条件を変え (天ばから矢板下端までと控え工

表 5.9 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢板の応力度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a ($\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$)	抵抗モーメント M_p ($\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} ($\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$)	応力度 (kg/cm^2)	降付応力度との比	張力 T ($\text{t}/\text{本}$)	応力度 (kg/cm^2)	降伏応力度との比
0	727.4	1,727.3	2.37	39.89	1,266	0.422	28.69	648	0.295
0.05	860.0	1,583.3	1.84	45.85	1,455	0.485	32.41	732	0.333
0.10	1,027.5	1,433.1	1.39	53.31	1,692	0.564	37.00	835	0.380
0.15	1,247.2	1,273.8	1.02	63.01	2,000	0.667	42.84	967	0.440
0.20	1,555.5	1,099.0	0.71	76.47	2,427	0.809	50.79	1,147	0.521
0.25	2,058.1	889.9	0.43	98.12	3,114	1.038	63.20	1,427	0.649

表 5.10 控え版の安定計算結果

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力 (t/m)			安全率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_a}$
	1本あたり T ($\text{t}/\text{本}$)	壁幅1mあたり A_p (t/m)	主働土圧 E_a	受働土圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	28.69	14.35	5.16	82.6	4.25	4.01
0.10	37.00	18.58	12.02	72.7	20.64	1.71
0.20	50.79	25.40	19.06	59.7	48.43	0.25
0.25	63.20	31.60	28.52	51.5	68.75	—

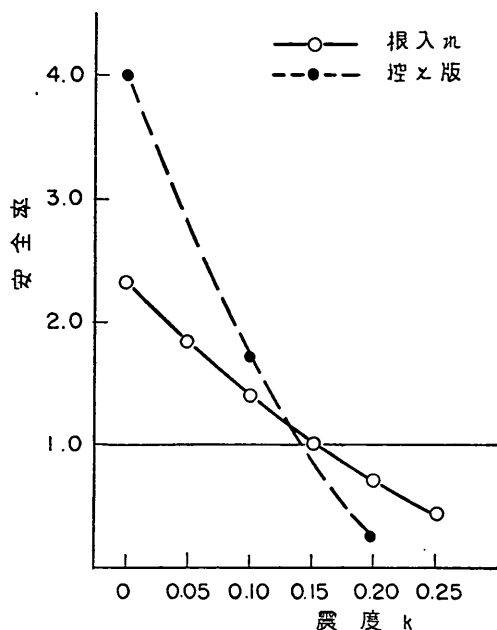


図 5.14 根入れおよび控え版の安全率と震度の関係

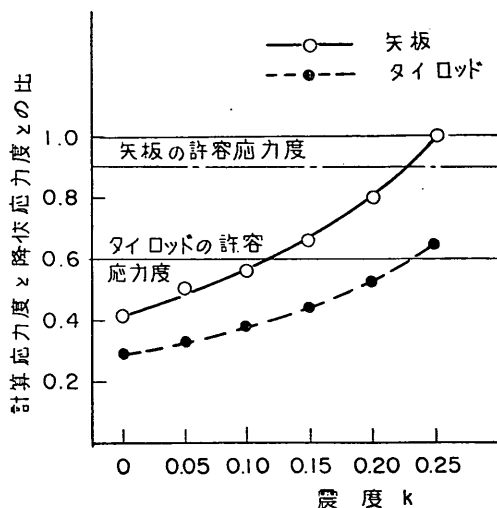


図 5.15 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度、および控え版の安定に対する計算結果を表 5.9～表 5.10 に示す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したものが図 5.14～図 5.15 である。

また土質条件を変えた場合の計算結果を同じように表 5.11～表 5.12 と図 5.16～図 5.17 に示す。

(4) 考察

本施設は、控え版の移動によると見られる法線のはらみ出しを生じていたが、根入れ不足による根入部のはらみ出し、あるいは矢板およびタイロッドの異常は認められなかった。

本施設は 200～220 gal の地震動を受けたと考えられるが、根入れの安全率は図 5.14 のように震度 0.20 で 0.71 と 1 を割って事実と反する。しかし、土の内部摩擦角を 5° あげた 35° の場合は震度 0.20 において 1.20 と現象とよく合う。震度 0.20 における矢板およびタイロッドの応力度は内部摩擦角を 30° とした場合、および 35° とした場合のいずれも短期許容応力度以下であり現象と一致する。

控え版の安全率は通常の計算法によると震度 0.20 において 0.25 と著しく低く、若干移動したという事実とはかなりかけはなれた結果であるが、土の内部摩擦角を 5° あげ、そのかわり控え版をデットマンアンカーみなし

て受働側の壁面摩擦角を $+15^\circ$ とした場合の計算結果によると震度 0.20 において 0.84 と 1 を割っているが 1 に近く、若干移動したと考えられるという事実と近い数値を与えている。

5.1.6 室蘭港西 3 号ふ頭先端護岸 (-7.5m) (y-15)

(1) 概要

昭和 40 年に完成した延長 135.0m の施設である。標準断面図を図 5.18 に示す。地震により法線が若干はらみ出しその最大値は 20cm 近い。上部工とエプロンコンクリート舗装の間あるいはエプロン舗装の目地に 5cm ほどの間げきを生じている。控え工の上部にあたる付近のアスファルト舗装、上屋の壁の周囲などには部分的に引張りき裂を生じており、パース中央の臨港道路は目地が開き、陸側が若干沈下している。被災の程度は I である。西 3 号ふ頭の東側、西側に -9.0m の控え版および控え矢板式鋼矢板岸壁 (y-13, y-14, y-16 および y-17) があつたがいずれも同様の被災であり、控え工の種類による被災の差は認められなかった。

(2) 計算条件

設計条件および原設計条件は 5.1.5 の西 3 号西側 -9.0m 岸壁 (y-14) と同一である。ただし検討に用いた矢板とタイロッドについては次に示すとおりである。

鉛矢板 断面係数 $Z = 2,250\text{cm}^3/\text{m}$
(F. S. P. IVA)

表 5.11 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢板の応力度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t·m/m)	抵抗モーメント M_b (t·m/m)	安全率 $F = \frac{M_b}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t·m/m)	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比	張力 T (t/本)	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比
0	619	2,275	3.68	34.56	1,097	0.366	25.25	571	0.260
0.05	736	2,106	2.86	39.82	1,264	0.421	28.56	646	0.294
0.10	881	1,932	2.19	46.29	1,469	0.490	32.50	736	0.335
0.15	1,064	1,751	1.64	54.40	1,727	0.576	37.50	848	0.385
0.20	1,304	1,560	1.20	64.91	2,061	0.687	43.81	990	0.450
0.25	1,636	1,353	0.83	79.33	2,519	0.840	52.27	1,181	0.537

注) 天ばから矢板下端までと控え工の部分の砂の内部摩擦角を35°とした場合

表 5.12 控 え 版 の 定 定 計 算 結 果

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力 (t/m)			安全率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A + E_a}$
	1本あたり T (t/本)	壁幅1mあたり A_p (t/m)	主働土圧 E_a	受働土圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	24.88	12.44	6.58	101.6	4.25	5.12
0.10	32.08	16.04	10.07	90.5	12.59	2.99
0.20	43.16	21.58	15.74	77.6	42.94	0.84
0.25	51.50	25.75	20.20	69.9	58.67	0.24

注) 天ばから矢板下端までと控え工の部分の砂の内部摩擦角を35°とした場合

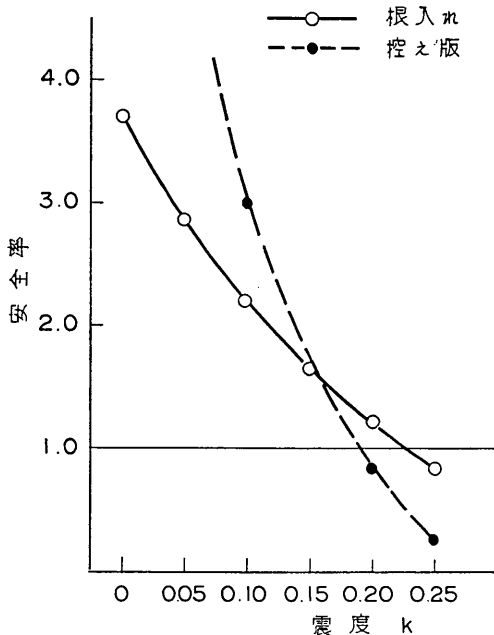


図 5.16 天ばから矢板の下端および控え工の部分の砂の内部摩擦角を35°とした場合の根入れおよび控え版の安全率と震度の関係

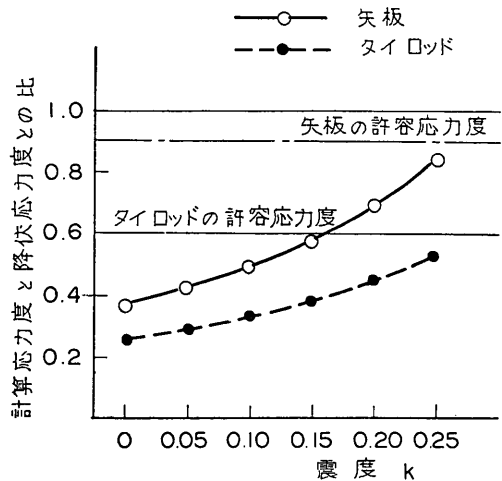


図 5.17 天ばから矢板の下端および控え工の部分の砂の内分摩擦角を35°とした場合の矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

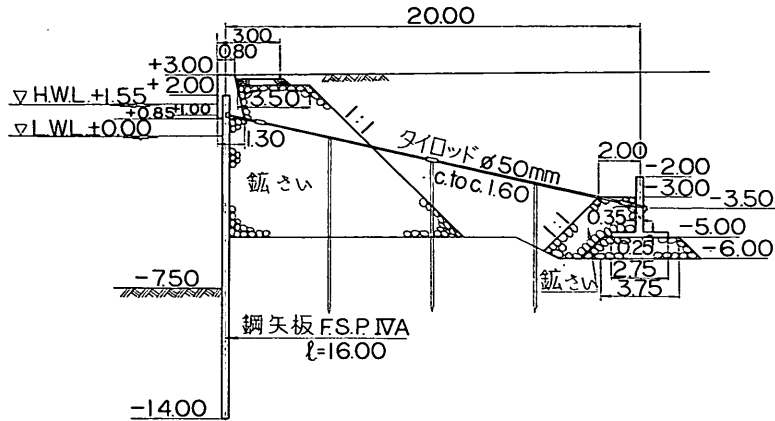


図 5.18 室蘭港西 3 号ふ頭先端 -7.5m 護岸 (y-15) 標準断面図

タイロッド 径 50mm (SS41)

間隔 $l = 1.60\text{m}$

本施設についても y-14 と同様土質条件を変え、一様に砂の内部摩擦角を 35° とし、控え工がデッドマンアンカーのために受働側の壁面摩擦角を $+15^\circ$ とした場合の検討も行なった。

(3) 計算結果

矢板根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度および控え版の安定に対する計算結果を表 5.13～表 5.14 に示す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したものが図 5.19～図 5.20 である。また土質条件を変えた場合の結果を同様に表 5.15～表 5.16 と図 5.21～図 5.22 に示す。

(4) 考察

本施設は、控え版の移動によると思われる法線のはらみ出しを生じていたが、根入れ不足による根入部のはね出し、あるいは矢板およびタイロッドの異常はみられなかった。

本施設は 200～220 gal の地震動を受けた考えられるが、根入れの安全率は図 5.19 に示すように震度 0.20 で 0.75 と 1 を割っており現象と一致しない。しかし砂の内部摩擦角を 35° とした場合の安全率は震度 0.20 において 1.27 と 1 を越えており根入部のはね出しのなかった事実とよく合う。矢板およびタイロッドの応力度はいずれも長期許容応力度にも達しておらず、現象と一致している。控え工の移動は若干あったと考えられるがその安全率は震度 0.20 において 0.21 と著しく低い値であり完全に移動してしまっていないと考えると事実と反する。しかし、内部摩擦角を 5° あげて 35° とし、控え工をデッドマンアンカーとみなして受働側の壁面摩擦角を $+15^\circ$ とした場合の安全率は震度 0.20 において 1.02 とほぼ 1 であ

り、控え版の若干の移動が認められることと大きな矛盾はなくなる。

5.1.7 室蘭港西 3 号ふ頭東側 -9.0m 岸壁先端部 (y-16)

(1) 概要

昭和 40 年に完成した延長 128.0m の施設である。本来 -10.0m 岸壁として設計されているが現海底面は -9.0m である。標準断面図を図 5.23 に示す。地震により岸壁の両端の法線がはらみ出しているが一般的にその量は少なかった。控え工の上の上屋の床には著しいクラックが生じ、背後は沈下している。なお上屋の中央で最も大きい目地の開きは 10cm である。被災の程度は I である。本岸壁の控え工は先端部 128.0m が y-14, y-15 と同様逆 T 型のデッドマンアンカーで、矢板と控え工の間隔は 22.0m、残りの 75m は鋼矢板を用い、タイロッドの長さは 25.0m である。しかし、控え工の差による被災の差は認められない。

(2) 計算条件

計算条件およびおもな原設計条件は 5.1.5 の西 3 号ふ頭西側 -9.0m 岸壁 (y-14) と同一である。

ただし、タイロッドの材質は S50C を使用しているので降伏応力度 σ_y は 3,700kg/cm² とした。機械構造用炭素鋼鋼材の降伏点は熱処理の方法によって異なるがこれは焼ならしを行なってあると仮定してきたものである。

また本施設も、西側 (y-14) および先端護岸 (y-15) と同じく土質条件を変えて土の内部摩擦角を一様に 35° とし、控え工をデッドマンアンカーと見なして受働側の壁面摩擦角を $+15^\circ$ とした場合についても検討した。

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度および控え版の安定に対する計算結果を表 5.17～表 5.18

表 5.13 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢板の応力度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t・m/m)	抵抗モーメント M_p (t・m/m)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t・m/m)	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比	張力 T (t/本)	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比
0	522	1,303	2.49	26.74	1,188	0.396	18.85	958	0.435
0.05	616	1,194	1.94	30.59	1,360	0.453	21.21	1,077	0.490
0.10	734	1,081	1.47	35.41	1,573	0.524	24.10	1,224	0.556
0.15	889	961	1.08	41.60	1,852	0.617	27.78	1,411	0.641
0.20	1,107	829	0.75	50.35	2,237	0.746	32.74	1,663	0.756
0.25	1,462	671	0.46	64.28	2,856	0.952	40.46	2,055	0.934

表 5.14 控 え 版 の 安 定 計 算 結 果

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力 (t/m)			安 全 率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_a}$
	1本あたり T (t/m)	壁幅1mあたり A_p (t/m)	主働土圧 E_a	受働土圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	18.85	11.49	6.95	71.6	2.39	3.76
0.10	24.10	14.69	10.43	62.8	18.67	1.76
0.20	32.74	19.96	16.56	51.8	44.24	0.21
0.25	40.46	24.67	22.40	44.7	53.09	—

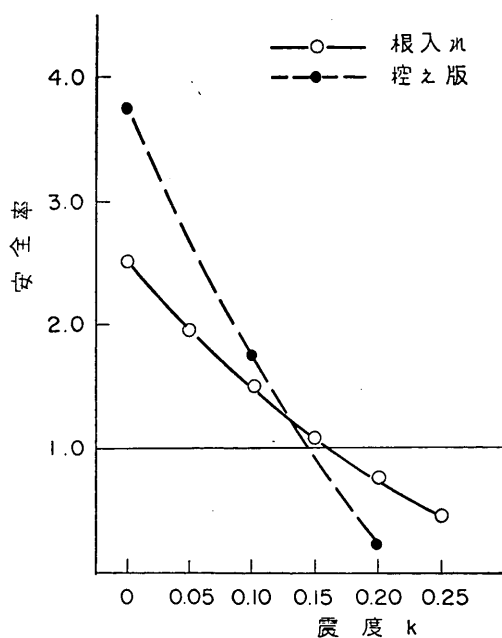


図 5.19 根入れおよび控え版の安全率と震度の関係

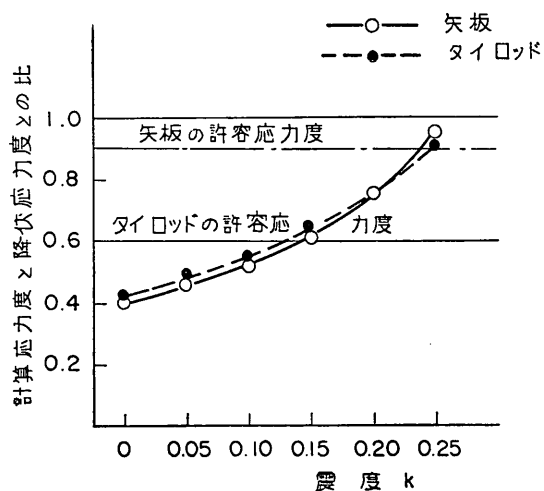


図 5.20 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

表 5.15 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢板の応力度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t・m/m)	抵抗モーメント M_p (t・m/m)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t・m/m)	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比	張力 T (t/本)	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比
0	446	1,716	3.85	23.25	1,033	0.344	16.67	847	0.385
0.05	529	1,589	3.01	26.65	1,184	0.395	18.77	953	0.433
0.10	631	1,457	2.31	30.82	1,370	0.457	21.30	1,082	0.492
0.15	761	1,321	1.74	36.06	1,602	0.534	24.42	1,240	0.564
0.20	930	1,177	1.27	42.83	1,904	0.635	28.36	1,441	0.655
0.25	1,164	1,021	0.88	52.12	2,317	0.772	33.66	1,710	0.773

表 5.16 控え版の安定計算結果

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力 (t/m)			安全率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_a}$
	1本あたり T (t/本)	壁幅1mあたり A_p (t/m)	主働土圧 E_a	受働土圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	16.26	10.16	5.71	53.0	—	3.34
0.10	20.78	12.99	8.74	49.9	0.07	2.29
0.20	28.37	17.73	13.66	45.9	13.72	1.02
0.25	32.85	20.53	17.03	43.0	27.76	0.40

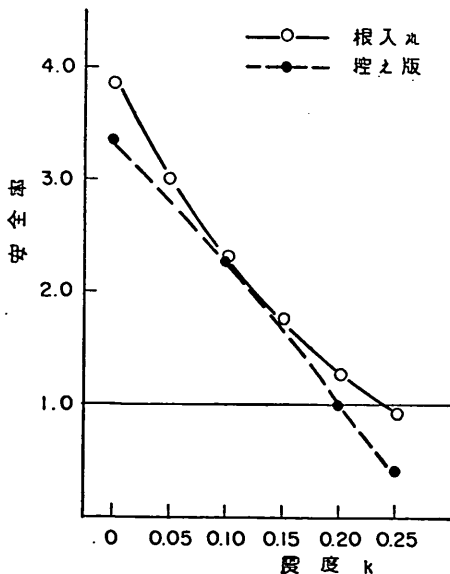


図 5.21 根入れおよび控え版の安全率と震度の関係

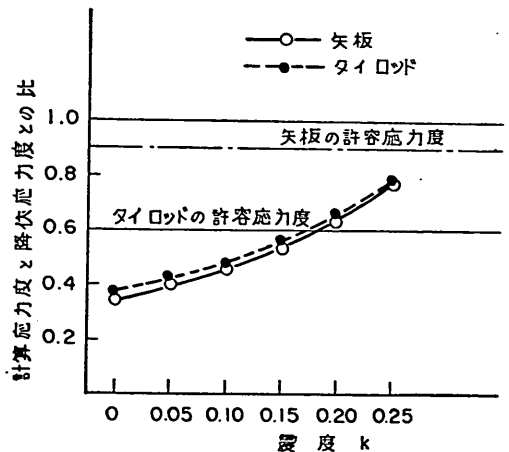


図 5.22 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

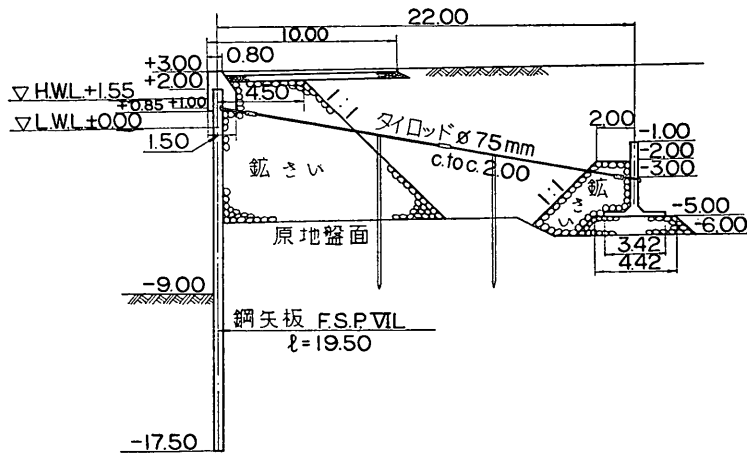


図 5.23 室蘭港西 3 号ふ頭東側 9 m 岸壁 (先端部) (y-16) 標準断面図

に示す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したのが図 5.24～図 5.25 である。また土質条件を変えた場合の計算結果を同じように表 5.19～表 5.20 と図 5.26～図 5.27 に示す。

(4) 考 察

本施設は、控え版の若干の移動によると思われる法線のはらみ出しを生じていたが、根入れ不足による根入部のはね出し、あるいは矢板およびタイロッドの異常は認められなかった。

本施設は 200～220 gal の地震動を受けたと考えられるが、根入れの安全率は図 5.24 のように震度 0.20 において 0.88 と 1 を割っていて、はね出してないという事実

に対しやや低い結果を与えている。しかし、土の内部摩擦角を 5° あげて 35° とした場合震度 0.20 において 1.49 と 1 を越えておりこの場合は現象と合う。矢板およびタイロッドの応力度はいずれも短期許容応力度に達しておらず現象と一致する。控え版の安全率は通常の計算法によると震度 0.20 において 0.32 と著しく低く、若干移動した程度という事実と比して低すぎる安全率になっているが、土の内部摩擦角を 5° あげ、デッドマンアンカーとみなして受働側の壁面摩擦角を +15° とした場合の計算結果によると、震度 0.20 において 1.09 とほぼ 1 に近く、わずかに動いたという事実との矛盾は少なくなる。

表 5.17 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t・m/m)	抵抗モーメント M_p (t・m/m)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t・m/m)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比	張 力 T (t/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比
	0	911	2,720	2.99	39.89	1,044	0.282	28.72	648
0.05	1,079	2,493	2.31	45.85	1,200	0.324	32.44	732	0.333
0.10	1,292	2,257	1.75	53.31	1,396	0.377	37.03	836	0.380
0.15	1,571	2,006	1.28	63.01	1,649	0.446	42.89	968	0.440
0.20	1,963	1,730	0.88	76.47	2,002	0.541	50.84	1,148	0.522
0.25	2,602	1,401	0.54	98.12	2,569	0.694	63.27	1,428	0.649

表 5.18 控え版の安定計算結果

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力 (t/m)			安 全 率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_a}$
	1 本あたり T (t/本)	壁幅 1mあたり A_p (t/m)	主働土圧 E_a	受働土圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	28.72	14.14	8.68	89.5	1.06	3.18
0.10	37.03	18.23	13.04	78.5	17.52	1.95
0.20	50.84	25.02	20.68	64.8	50.03	0.32
0.25	63.27	31.14	27.98	55.8	67.94	—

表 5.19 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢板の応力度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t・m/本)	抵抗モーメント M_p (t・m/本)	安 全 率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t・m/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比	張 力 T (t/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比
0	774	3,583	4.63	34.56	905	0.302	25.28	571	0.260
0.05	923	3,317	3.59	39.82	1,042	0.347	28.56	646	0.294
0.10	1,107	3,042	2.75	46.29	1,212	0.404	32.56	736	0.335
0.15	1,340	2,757	2.05	54.40	1,424	0.475	37.50	848	0.385
0.20	1,644	2,457	1.49	64.91	1,699	0.566	43.81	990	0.450
0.25	2,066	2,131	1.03	79.33	2,077	0.692	52.27	1,181	0.537

表 5.20 控え版の安定計算結果

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力 (t/m)			安 全 率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_a}$
	1 本あたり T (t/本)	壁幅 1mあたり A_p (t/m)	主働土圧 E_a	受働土圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	19.90	12.44	7.13	66.2	—	3.38
0.10	25.66	16.04	10.92	62.4	0.43	2.30
0.20	34.53	21.58	17.07	57.3	15.11	1.09
0.25	41.20	25.75	21.90	53.7	31.06	0.48

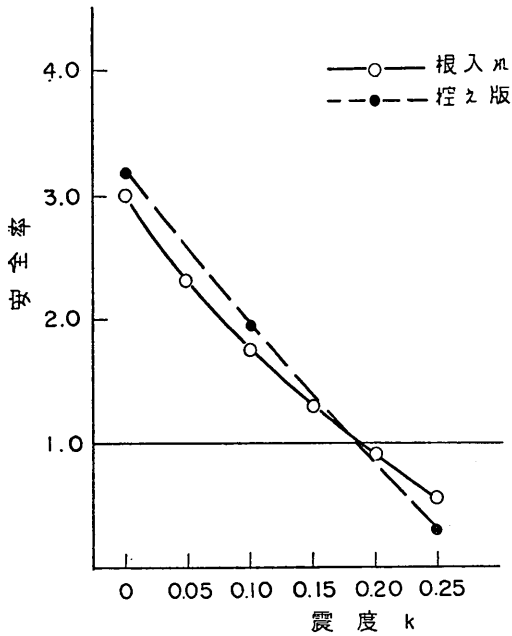


図 5.24 根入れおよび控え版の安全率と震度の関係

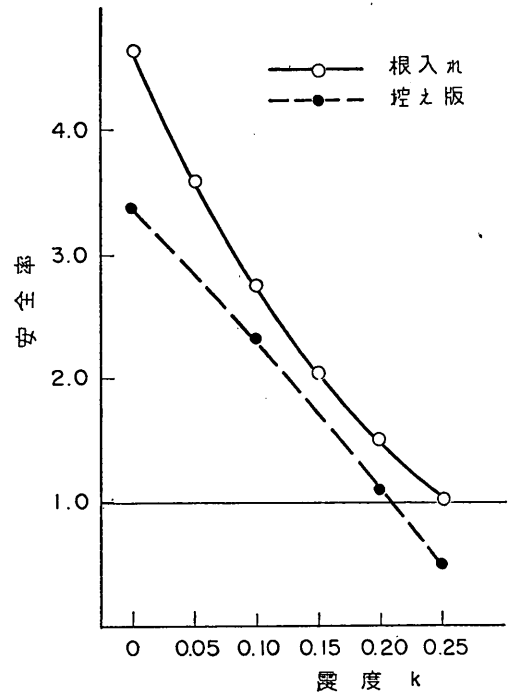


図 5.26 根入れおよび控え版の安全率と震度の関係

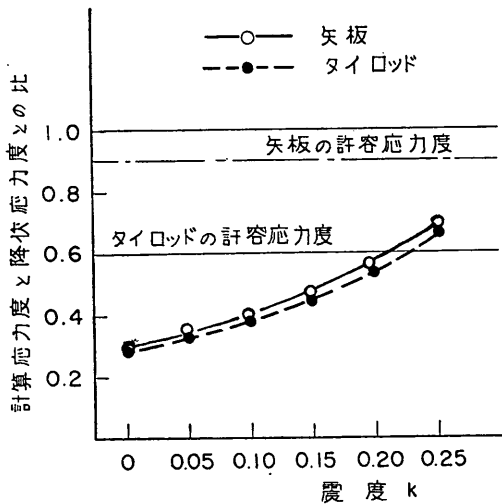


図 5.25 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

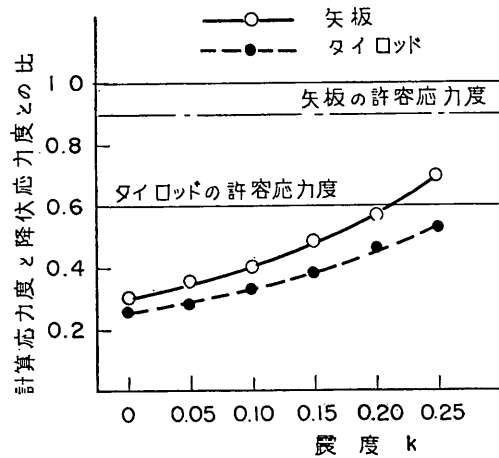


図 5.27 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

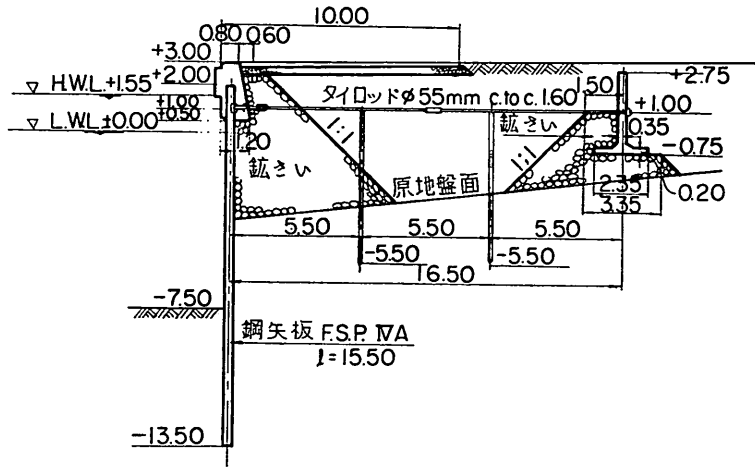


図 5.28 室蘭港西 3 号ふ頭-7.5m岸壁 (y-20) 標準断面図

5.1.8 室蘭港西 3 号ふ頭-7.5m岸壁 (y-20)

タイロッド 径 55mm (S S 41)

(1) 概 要

間隔 $l = 2.0\text{m}$

昭和39年に完成した延長 125.0m の施設である。標準断面図を図 5.28 に示す。地震により、控え版上の地盤にわずかにクラックが見られたのみでほとんど被災を受けなかった。被災の程度は 0 である。西 3 号ふ頭突堤を構成している鋼矢板岸壁のすべてが大なり小なりの被害を受けていたのに対比出来る施設である。

また本施設も西側岸壁、東側岸壁、先端護岸と同じく土質条件を変えて土の内部摩擦角を一様に 35° とした場合についての検討も行なった。

(2) 計算条件

(3) 計算結果

計算条件およびおもな原設計条件は 5.1.5 の西 3 号ふ頭西側-9.0m 岸壁と同一である。

矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度および控え版の安定に対する計算結果を表 5.21~表 5.22 に示す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したのが図 5.29~図 5.30 である。また土質条件を変えた場合の計算結果を同じように表 5.23~表 5.24 と図 5.31~図 5.32 に示す。

ただし、検討に用いた矢板とタイロッドは次に示すとおりである。

(4) 考 察

鋼 矢 板 断面係数 $Z = 2,250\text{cm}^3/\text{m}$

本施設は(1)に述べたとおり、控え版上の地盤にわずかのクラックはあるが、法線のはらみ出しはなく、控え

(F. S. P. IVA)

表 5.21 矢板壁の安定および応力度の計算結果 ($\phi = 30^\circ$ の場合)

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t·m/m)	抵抗モーメント M_p (t·m/m)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t·m/m)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比	張 力 T (t/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比
0	478	1081	2.26	26.74	1,188	0.396	18.39	772	0.351
0.05	563	991	1.76	30.59	1,359	0.453	20.69	869	0.395
0.10	670	897	1.34	35.41	1,573	0.525	23.51	987	0.449
0.15	812	797	0.98	41.67	1,852	0.618	27.10	1,138	0.517
0.20	1,010	688	0.68	50.35	2,237	0.746	31.94	1,341	0.610
0.25	1,332	557	0.42	64.28	2,856	0.952	39.47	1,657	0.753

表 5.22 控え版の安定計算結果 ($\phi=30^\circ$ の場合)

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力 (t/m)			安 全 率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_a}$
	1 本あたり T (t/本)	壁幅 1mあたり A_p (t/m)	主働土圧 E_a	受働土圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	18.39	11.49	2.95	38.40	0	2.66
0.10	23.51	14.69	4.01	35.27	1.79	1.79
0.20	31.94	19.96	5.71	31.80	23.01	0.34
0.25	39.47	24.67	7.16	29.60	—	—

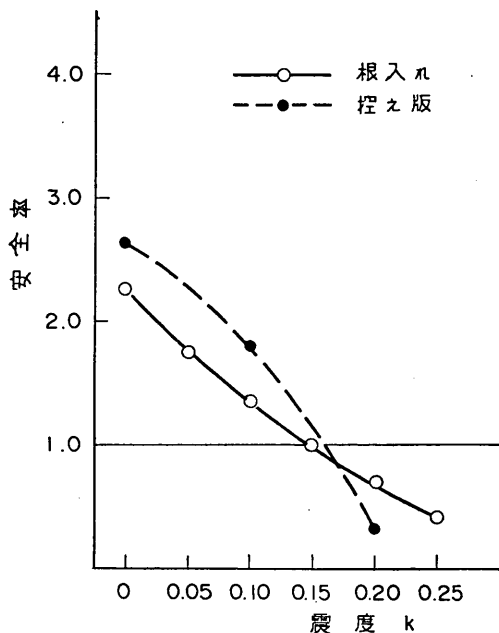


図 5.29 根入れおよび控え版の安全率と震度の関係

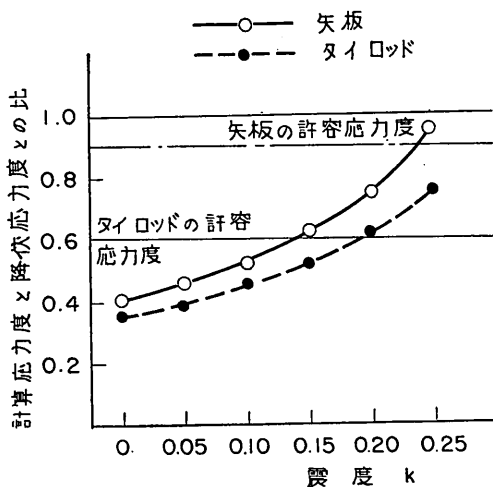


図 5.30 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

表 5.23 矢板壁の安定および応力度の計算結果 ($\phi=35^\circ$ の場合)

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t·m/m)	抵抗モーメント M_p (t·m/m)	安全率 $F = \frac{M_a}{M_p}$	最大曲げモーメント M_{max} (t·m/m)	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比	張力 T (t/本)	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比
0	48	1,425	3.49	23.25	1,033	0.344	16.26	684	0.311
0.05	483	1,319	2.73	26.65	1,184	0.395	18.31	771	0.350
0.10	577	1,209	2.10	30.82	1,370	0.457	20.78	874	0.397
0.15	694	1,096	1.58	36.06	1,602	0.534	23.82	1,002	0.455
0.20	848	977	1.15	42.83	1,904	0.635	27.67	1,165	0.530
0.25	1,061	847	0.80	52.12	2,317	0.772	32.84	1,382	0.628

表 5.24 控え版の安定計算結果 ($\phi=35^\circ$ の場合)

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力 (t/m)			安 全 率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_o}$
	1 本あたり T (t/本)	壁幅 1mあたり A_p (t/m)	主 働 土 圧 E_o	受 働 土 圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	16.26	10.16	3.89	60.0	—	4.20
0.10	20.78	12.99	5.45	54.9	0.45	2.95
0.20	27.67	17.29	7.83	49.2	13.12	1.44
0.25	32.84	20.53	9.61	45.9	25.22	0.68

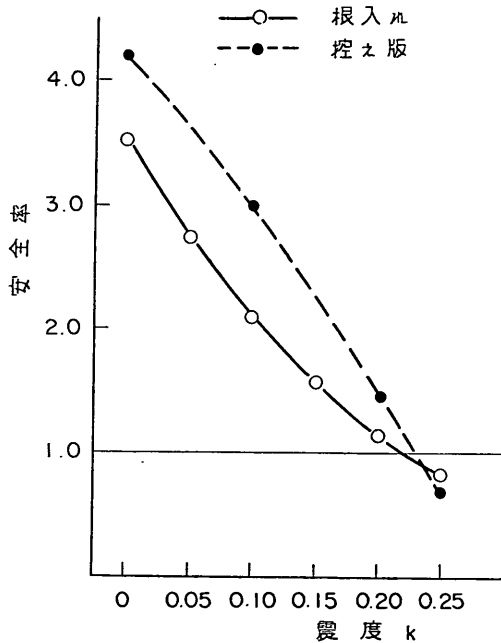


図 5.31 根入れおよび控え版の安全率と震度の関係

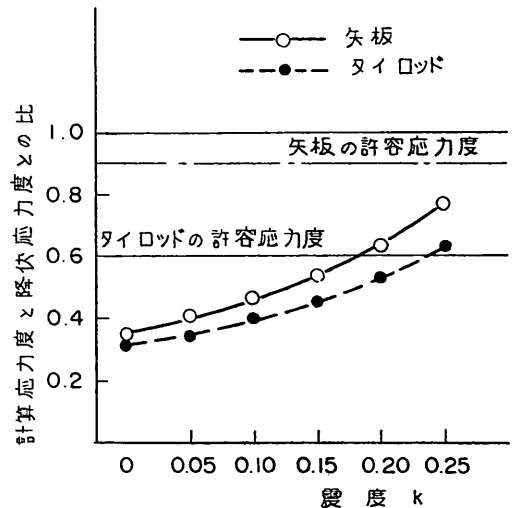


図 5.32 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

版の変位はほとんどないと考えられる。根入不足による根入部のはね出し、あるいは矢板およびタイロッドの異常は認められなかった。

本施設は200~220galの地震動を受けたと考えられるが、根入れの安全率は図5.29のように震度0.20において0.68と著しく低いが、土の内部摩擦角が 35° の場合の安全率は震度0.20において1.15となっており現象と一致している。この場合、鉋さいは原設計条件では内部摩擦角を 30° としているが、 35° まであげた方が現象とよく合

う。矢板およびタイロッドの応力度はいずれも長期許容応力度に達しているが、降伏応力度には達していない。内部摩擦角を 35° とした場合はそれ以下であるはずであり現象とよく合う。控え版の安全率は裏込めの鉋さいの内部摩擦角を 30° とした場合震度0.20において0.34と著しく低い値であるが、内部摩擦角を 35° とした場合のそれは1.44とほぼ1.5となり、控え版の移動がほとんどみられないという事実とよく合う。

5.1.9 苫小牧港西ふ頭第2バース-9.0m岸壁(y-21)

(1) 概要

昭和38年に完成した延長165.0mの施設である。標準断面図を図5.33に示す。地震により控え版の上およびそ

の背後で上屋床の舗装コンクリートにクラックが入り控え版背後が沈下している。また上屋中央の目地は最大9cm開き、海側の舗装は陸側より大きく20cm沈下している。

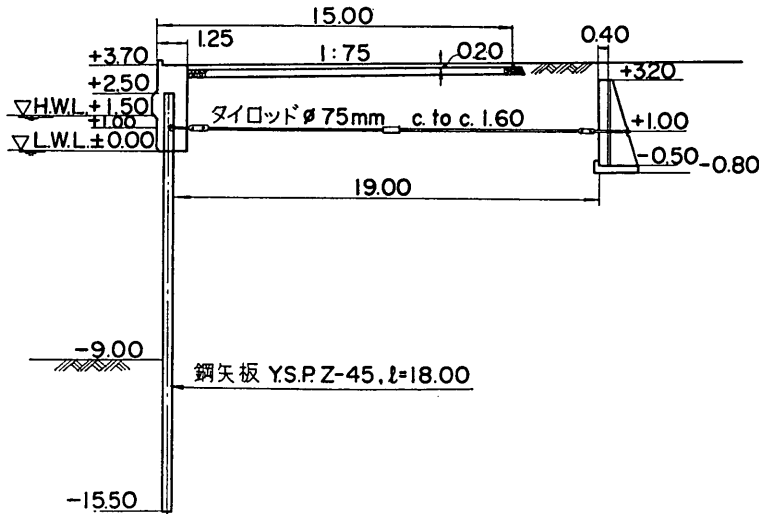


図 5.33 苫小牧港西ふ頭第2バース (-9.0m) (y-21) 標準断面図

このような被災から控え版の移動があったと考えられるにもかかわらず、地震後に行なった三角測量の結果では各法線のはらみ出しはまったく認められなかった。控え版付近の掘削調査を行なったが、控え版には異常は認められず、タイロッドも切断されていないことが確認されている。被災の程度はIである。西ふ頭には1バースから4バースまであり、4バースは施工中であった。1バース~3バースまで控え版式鋼矢板があったが同程度の被災を受けた。

(2) 計算条件

検討に用いた計算条件は次のとおりである。原設計条件はかっこ内に示す。また、原設計震度は $k=0.15$ である。

裏込めおよび原地盤の内部摩擦角

矢板、控え版ともに $\phi=35^\circ$

壁面摩擦角

矢板 主働土圧に対し $\delta=15^\circ$
 受働土圧に対し $\delta=-15^\circ$
 控え版 主働土圧に対し $\delta=15^\circ$
 受働土圧に対し $\delta=0^\circ$

裏込めの単位体積重量	空中 $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$
	水中 $\gamma'=1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w=0.0 \text{ t/m}^2 (1.5 \text{ t/m}^2)$
水深	-7.5m
前面潮位	+0.50m (± 0.0 m)
残留水位	+1.20m (+0.5m)
鋼矢板 断面係数	$Z=4,450 \text{ cm}^3/\text{m}$ (Y. S. P. Z-45)
	降伏応力度 $\sigma_y=3,000 \text{ kg/cm}^2 (2 \text{ 種})$
タイロッド 径	75mm
	降伏応力度 $\sigma_y=2,200 \text{ kg/cm}^2$ (S S 41)
取付点	+1.0m
間隔	$l=1.60 \text{ m}$

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度および控え版の安定に対する計算結果を表5.25~表5.26に示す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したものが図5.34~図5.35である。

(4) 考 察

本施設は200galあるいはそれ以上の地震動を受けたと考えられるが、根入れの安全率は図 5.34 のように震度 0.20において1.02と1を若干越えており現象と一致する。矢板およびタイロッドの応力度はいずれも長期許容応

力度に達せず現象と一致している。控え版の移動はあったとしてもわずかであったと考えられるがその安全率は震度0.20において1.05と計算されており、現象を説明できる。

表 5.25 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t·m/m)	抵抗モーメント M_b (t·m/m)	安全率 $F = \frac{M_b}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t·m/m)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比	張 力 T (t/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比
0	608	1,917	3.15	37.52	824	0.275	23.71	535	0.243
0.05	727	1,774	2.24	43.58	957	0.319	26.96	609	0.277
0.10	847	1,627	1.86	51.01	1,121	0.374	30.87	697	0.317
0.15	1,060	1,475	1.39	60.31	1,325	0.442	35.66	805	0.366
0.20	1,303	1,314	1.01	72.35	1,590	0.530	41.71	942	0.428
0.25	1,639	1,140	0.70	88.81	1,951	0.651	49.76	1,123	0.510

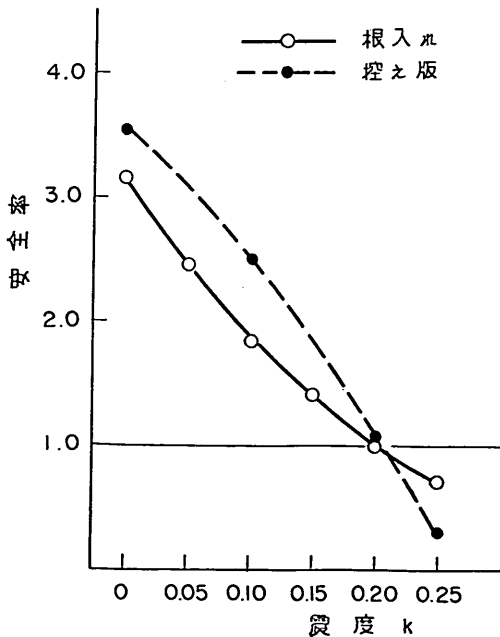


図 5.34 根入れおよび控え版の安全率と震度の関係

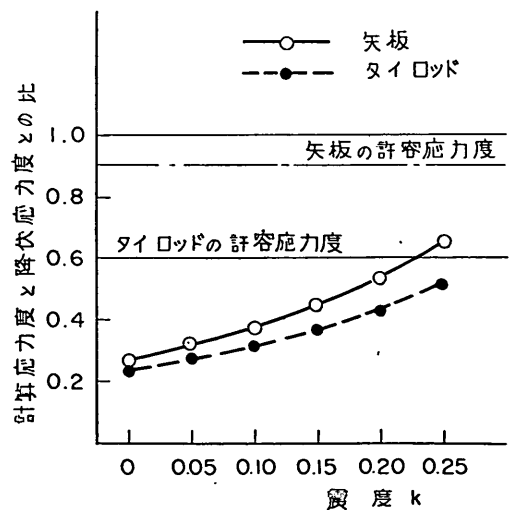


図 5.35 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

表 5.26 控え版の安定計算結果

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力 (t/m)			安 全 率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_a}$
	1 本あたり T (t/本)	壁幅 1mあたり A_p (t/m)	主 働 土 圧 E_a	受 働 土 圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	23.71	14.82	4.42	48.5	0	3.56
0.10	30.87	19.29	5.99	63.4	0.38	2.49
0.20	41.71	26.07	8.24	57.8	21.59	1.05
0.25	49.76	31.10	9.88	54.5	41.32	0.32

5.1.10 細島港工業港区-5.5m岸壁 (y-25)

(1) 概 要

昭和39年に完成した延長 360.0m の施設である。標準断面図を図 5.36 に示す。地震による法線のはらみ出しはほとんどなかったが、エプロンの舗装に目地あきが生じ、控え版付近の地盤にクラックが数cm入り、その背後は10cm位沈下していた。岸壁本体の被害はなく、船舶の接岸、荷役には支障がない。被災の程度はIである。本岸壁に隣接して直角方向に-10.0mのたな式けい船岸があ

り、エプロン上にはニッケル鉤が部分的に 5~6 t/m² のっており、平均的にみても 2.0 t/m² はあって原設計条件の 1.0 t/m² より大きい荷重であったにもかかわらずほとんど無被災であった。

(2) 計算条件

検討に用いた計算条件は次のとおりである。

かつこ内は原設計条件である。なお原設計震度は $k=0.12$ である。

裏込めの内部摩擦角 矢板 $\phi=40^\circ$ (35°)

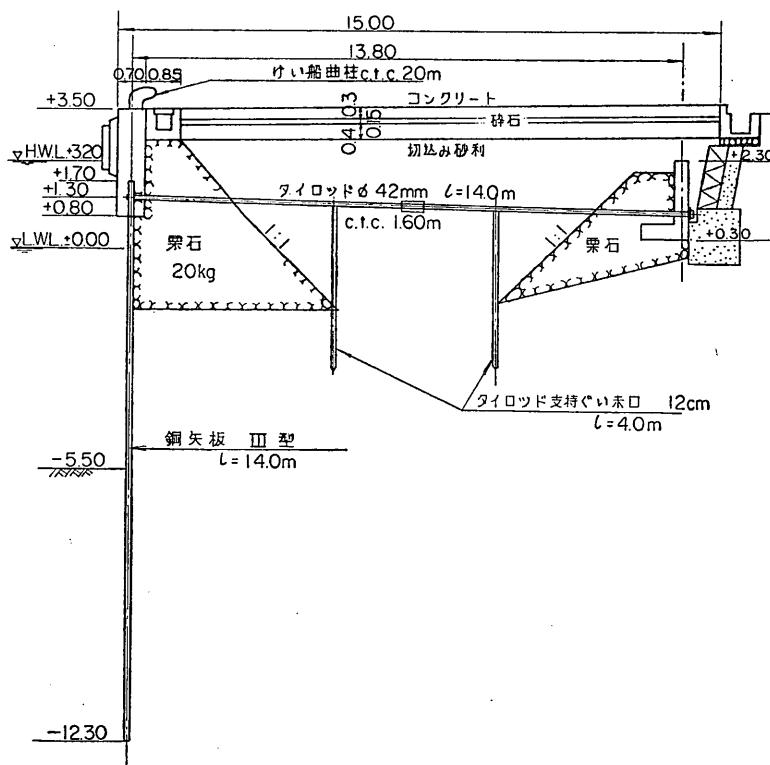


図 5.36 細島港工業港区 -5.5m 岸壁標準断面図

控え板	受働側 $\phi = 35^\circ$ 主働側 $\phi = 40^\circ$	粘性土	$r' = 0.7 \text{ t/m}^2$ $w = 0.0 \text{ t/m}^2 (1.0 \text{ t/m}^2)$
原地盤の内部摩擦角および粘着力		上載荷重	
-1.5m~-9.0m	$\phi = 30^\circ$	水深	-5.5m
-9.0m以下	$c = 6.0 \text{ t/m}^2$ (5.5 t/m^2) $c = 7.0 \text{ t/m}^2$ $c = 8.0 \text{ t/m}^2$	前面潮位	+1.70m(± 0.0 m)
壁面摩擦角		残留水位	+1.70m(1.0m)
矢板	主働土圧に対し $\delta = 15^\circ$ 受働土圧に対し $\delta = -15^\circ$	鋼矢板	断面係数 $Z = 1,310 \text{ cm}^3/\text{m}$ (Ⅲ型) 降伏応力度 $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$ (2種)
控え板	主働土圧に対し $\delta = 15^\circ$ 受働土圧に対し $\delta = 0^\circ$	タイロッド	径 42mm 降伏応力度 $\sigma_y = 4,500 \text{ kg/cm}^2$ (KST-Ⅲ)
裏込めの単位体積重量		取付点	+1.30m
空中	$r = 1.8 \text{ t/m}^2$	間隔	$l = 1.60 \text{ m}$
水中	$r' = 1.0 \text{ t/m}^2$	(3) 計算結果	
原地盤の単位体積重量		矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度および控え版の安定に対する計算結果を表 5.27~表 5.29に示す。またこの計算結果を震度との関係において図示したものが図 5.37~図 5.38である。	
砂質土	裏込めと同じ		

表 5.27 矢板壁の安定および応力度の計算結果 ($c = 5.5 \text{ t/m}^2$)

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a ($\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$)	抵抗モーメント M_p ($\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} ($\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$)	応 力 度 (kg/cm^2)	降伏応力 度との比	張 力 T ($\text{t}/\text{本}$)	応 力 度 (kg/cm^2)	降伏応力 度との比
0	477	884	1.86	11.54	881	0.294	9.84	710	0.158
0.05	514	869	1.68	14.12	1,077	0.359	11.76	849	0.189
0.10	570	846	1.48	17.35	1,324	0.442	14.10	1,018	0.226
0.15	717	818	1.14	21.56	1,646	0.549	17.04	1,230	0.273
0.20	940	795	0.84	27.38	2,090	0.697	20.90	1,509	0.335
0.25	1,305	750	0.58	36.36	2,795	0.932	26.61	1,920	0.427

表 5.28 矢板の根入れの安全率

震 度	-9.0m~-12.3mまでの粘着力 (t/m^2)		
	6.0	7.0	8.0
0	1.94	2.11	2.27
0.10	1.57	1.71	1.85
0.20	0.94	1.17	1.39
0.25	0.66	0.87	1.01

表 5.29 控え板の安定計算結果

震 度	タイロッド張力		控え板に作用する土圧力 (t/m)			安 全 率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_a}$
	1 本あたり T (t/本)	壁幅 1 mあたり A_p (t/m)	主 働 土 圧 E_a	受 働 土 圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	9.84	6.15	1.89	30.15	2.37	3.01
0.10	14.10	8.82	2.18	29.09	4.98	2.19
0.20	20.90	13.06	2.92	26.84	17.21	0.60
0.25	26.61	16.63	3.40	25.59	—	—

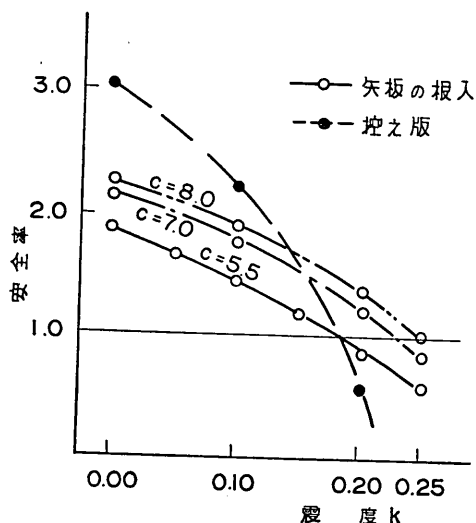


図 5.37 根入れおよび控え板の安全率と震度の関係

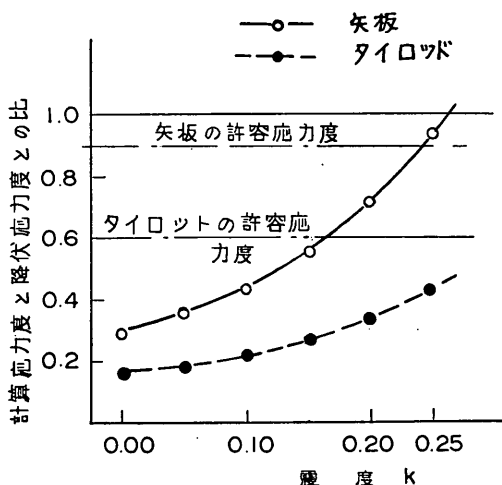


図 5.38 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

(4) 考 察

本施設は(1)に示したとおり、地震による法線のはらみ出しは認められなかった。控え板上の地盤にクラックが生じているが根入れ不足による根入れ部のはね出し、あるいは矢板およびタイロッドの異常は認められなかった。

本施設は 254gal の地震動を受けたと考えられるが、根入れの安全率は震度 0.25 において 0.58 と 1 を割って事実と反する。今仮に -9.0m 以下の粘着力を震度 0.25 で根入れの安全率が 1 になるまで増加させるとその粘着力は 8.0 t/m² でなければならないことになる。

また、粘性土についてのみ常時土圧を用いて安全率を計算すると粘着力 6.0 t/m² で 0.93 とほぼ 1 に近づく。

矢板の応力度は震度 0.25 において短期許容応力度に達しているが降伏応力度には達しておらず、またタイロ

ッドの応力度は長期許容応力度以下であって現象と一致する。控え板の移動は控え板上のクラックによって生じたものと考えられるが、控え板の安定に関する安全率は震度 0.2 において 0.6 と低い値となり、震度 0.25 においては控え板が海底面から発生する主働崩壊面内に入ってしまう完全に移動するはずであるが、前述の通り背後の沈下しかなく計算結果と現象とは一致しない。

5.2 控え直ぐいを用いた矢板式けい船岸

5.2.1 八戸港八太郎地区-3.5m物揚場 (γ-1)

(1) 概 要

昭和43年3月に完成した延長 300.0m の施設である。標準断面図を図 5.39 に示す。本施設は長方形の船だまりを形成しており、奥の法線が最大 23cm はらみ出している。控え板上より若干海側の地盤上にクラックが入っていた。ぐう角部は法線のはらみ出しが制限され、エプロン

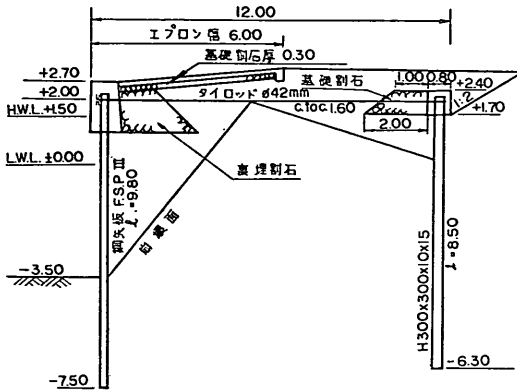


図 5.39 八戸港八太郎地区 -3.5m 物揚場 (y-1) 標準断面図

舗装コンクリートが最大15cmせり上っていた。なお上部工の沈下は測量によりなかったことが確認されている。被害を受けた法線に直角方向の他の2法線はほとんど被災を受けなかった。本施設の被災の程度はIIである。

(2) 計算条件

検討に用いた計算条件は次のとおりである。計算条件と異なる原設計条件はかっこ内に示す。また、原設計震度は $k=0.05$ である。

裏込めおよび原地盤の内部摩擦角	$\phi = 35^\circ$
控え直ぐいの有効長付近の N 値	6 (S型地盤)
壁面摩擦角	
矢板	主働土圧に対し $\delta = 15^\circ$
	受働土圧に対し $\delta = -15^\circ$
裏込めおよび原地盤の土の単位体積重量	
空中	$r = 1.8 \text{ t/m}^3$
水中	$r' = 1.0 \text{ t/m}^3$
上載荷重	$w = 0.0 \text{ t/m}^2 (1.0 \text{ t/m}^2)$
水深	-3.5m
前面水位	$\pm 0.00 \text{ m}$
残留水位	+1.00m
鋼矢板	断面係数 $Z = 1.340 \text{ cm}^3/\text{m}$
	(F. S. P. III)
	降伏応力度 $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$
	(2種)
タイロッド	径 42mm
	降伏応力度 $\sigma_y = 2,200 \text{ kg/cm}^2$
	(S S 41)
	取付点 +2.00m
	間隔 $l = 1.60 \text{ m}$
控えぐい	断面係数 $Z = 1,360 \text{ kg/cm}^2$

(H300×300×10×15)
 降伏応力度 $\sigma_y = 2,300 \text{ kg/cm}^2$
 タイロッド取付点下の長さ
 $l = 8.30 \text{ m}$

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度および控え直ぐいの頭部変位、最大曲げモーメントとその応力度についての計算結果を表 5.30～表 5.31に示す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したものが図 5.40～図 5.42である。

(4) 考察

本施設は(1)に述べた通り、控え直ぐいの移動による見られる法線のはらみ出しを生じていたが、根入れ不足による根入れのはらみ出し、あるいは矢板およびタイロッドの異常は認められなかった。

本施設は200～250galの地震動を受けたと考えられる。根入れの安全率は図 5.40 に示すように震度0.20において1.10であるが、震度0.25において0.78と1を割っている。矢板およびタイロッドの応力度は震度0.25においてもいずれも長期許容応力度にも達しておらず現象と一致している。控え直ぐいの移動は前にも述べたようにタイロッドは長期許容応力度にも達しないので切断は考えられず、たとえ降伏応力度近くになったとしてもタイロッドの弾性変形による伸びは約1cmであるので、法線のは

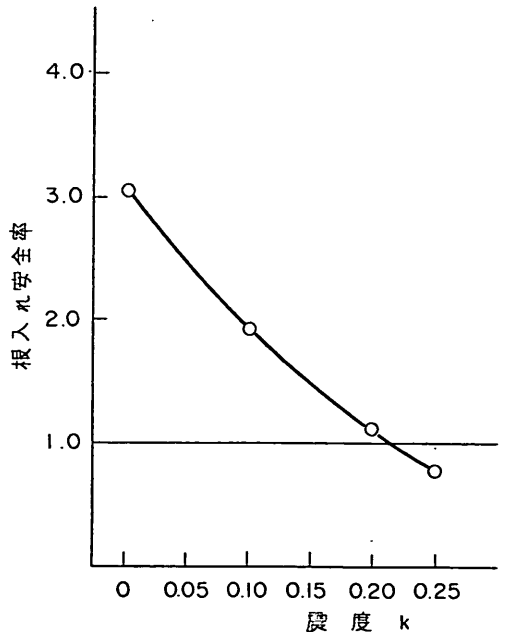


図 5.40 根入れの安全率と震度の関係

表 5.30 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t・m/m)	抵抗モーメント M_p (t・m/m)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t・m/m)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比	張 力 (t/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比
0	136	414	3.04	7.68	586	0.195	6.54	471	0.214
0.10	183	351	1.92	9.54	728	0.243	8.04	580	0.264
0.20	258	284	1.10	12.41	947	0.316	10.26	739	0.336
0.25	317	246	0.78	14.58	1,113	0.371	11.87	854	0.388

表 5.31 控え直ぐいの計算結果

ら曲げこわさ $EI = 2.1 \times 10^6 (\text{kg/cm}^2) \times 2.04 \times 10 (\text{cm}^4) = 4.28 \times 10^{10} (\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$ $EI_{10} = 10/30 \times EI = 1.43 \times 10^{10} (\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$
 地盤の横抵抗常数 $\bar{N} = 6$ $k_s = 24g \cdot \text{cm}^{-3.5}$

震 度	曲げモーメント第一ゼロ点とタイロッドの距離 (l_{m1})				頭 部 変 位 y_{top}			
	タイロッド張力 (t/本)	幅10cmあたりのタイロッド張力 T_{10} (kg)	自由長 h (cm)	l_{m1} (m)	α	r	T_{10}/α	y_{top} (cm)
0	6.54	2,180	0	5.0	2,700	0.7	0.81	0.75
0.10	8.04	2,680	0	5.3	2,700	0.7	0.99	1.00
0.20	10.26	3,420	0	5.6	2,700	0.7	1.27	1.40
0.25	11.87	3,957	0	5.7	2,700	0.7	1.47	1.80

震 度	最 大 曲 げ モ ー メ ン ト M_{max}						降伏応力度 と の 比	
	$k_s (g \cdot \text{cm}^{-3.5})$	β	δ	T_{10}/β	$(T_{10}/\beta)^{1/\delta}$	$M_{max} (\text{t} \cdot \text{m})$ 応 力 度 (kg/cm ²)		
0.0	24	8,100	0.875	0.27	0.23	7.0	515	0.224
0.10	24	8,100	0.875	0.33	0.28	8.0	588	0.256
0.20	24	8,100	0.875	0.42	0.38	11.0	809	0.352
0.25	24	8,100	0.875	0.94	0.45	13.0	956	0.416

注) 震度0.25においては主働崩壊角と受働崩壊角が交叉するため100cmの載荷高が生じ $y_{top} = 3.2\text{cm}$,
 $M_{max} = 24.62 \text{ t} \cdot \text{m}$ $\sigma_{max} = 1,838 \text{ kg/cm}^2$ となる。

らみ出し量分の20cm程度はあったと推定されるが、計算によるとたわみ量は震度0.25においても3.0cmと計算されていて事実と反する。控え直ぐいの曲げ応力度は震度0.20および0.25において800~1,000kg/cm²程度といずれも長期許容応力度にも達していない。

5.2.2 八戸港館鼻漁港-4.5m岸壁 (γ-4)

(1) 概 要

昭和41年に完成した延長245.0mの施設である。標準断面図を図5.43に示す。本施設は図のようになり低い位置に控え直ぐいをとっている形式のものである。地

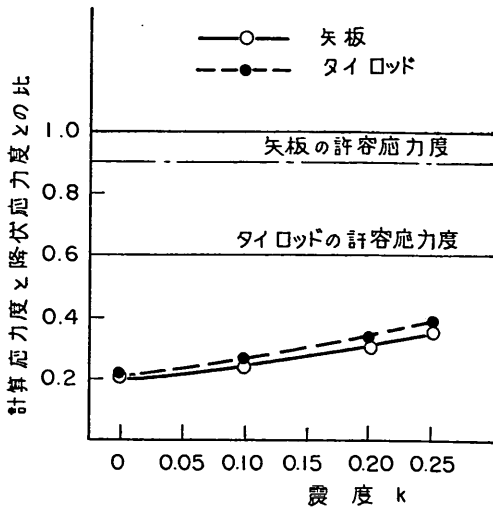


図 5.41 矢板およびタイロッドの
応力度と震度との関係

震により法線は最大57cmはらみ出しており、エプロンの沈下もかなり著しい。また控えぐい位置付近には、エプロンコンクリートに幅5cmほどのクラックが法線方向に生じていた。地震後の調査によるとタイロッドには異常はないが、矢板および控えぐいが前傾している箇所があった。被災の程度はIIである。

(2) 計算条件

検討に用いた計算条件は次のとおりである。なおかつこ内に示したのは原設計条件である。また、原設計震度は $k=0.10$ である。

- 裏込めの内部摩擦角 $\phi=40^\circ$
- 原地盤の " $-3.7\text{m} \sim -10.0\text{m}$ $\phi=35^\circ$
- $-10.0\text{m} \sim$ $\phi=40^\circ$
- 控えぐいの有効長付近の N 値=15
(C型地盤)

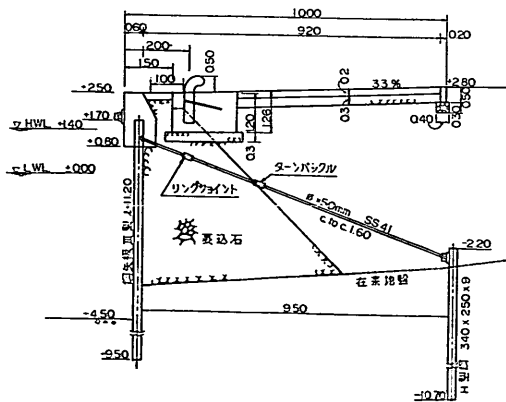


図 5.43 八戸港館鼻漁港 -4.5m岸壁 (y-14) 標準
断面図

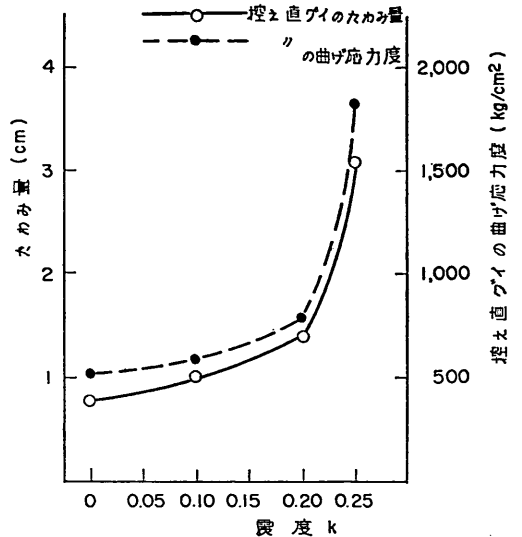


図 5.42 控え直ぐいの頭部変位量および曲げ応力度
と震度との関係

壁面摩擦角

- 矢板 主働土圧に対し $\delta=15^\circ$ ($\delta=0.0$)
- 受働土圧に対し $\delta=-15^\circ$ ($\delta=0.0$)

裏込めおよび原地盤の単位体積重量

- 空中 $\gamma=1.8\text{ t/m}^3$
- 水中 $\gamma'=1.0\text{ t/m}^3$

上載荷重

- $w=0.0\text{ t/m}^2$ (1.0 t/m^2)

水深

- -4.5 m

前面水位

- $\pm 0.00\text{ m}$

残留水位

- $+1.00\text{ m}$

鋼矢板

- 断面係数 $Z=1,310\text{ cm}^3/\text{m}$ (Ⅲ型)
- 降伏応力度 $\sigma_y=3,000\text{ kg/cm}^2$ (2種)

タイロッド

- 径 50mm
- 降伏応力度 $\sigma_y=2,200\text{ kg/cm}^2$
- (SS41)

取付点

- $+1.0\text{ m}$

間隔

- $l=1.60\text{ m}$

控えぐい

- 断面係数 $Z=1,280\text{ cm}^3/\text{m}$
- (H 340×250×9)

降伏応力度 $\sigma_y=2,300\text{ kg/cm}^2$

- タイロッド取付点下の長さ
- $l=8.50\text{ m}$

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度および控えぐいの頭部変位、最大曲げモーメントとその応力度についての計算結果を表 5.32～表 5.33に示す。

また、この計算結果を震度との関係において図に示したものが図 5.44～図 5.46である。

表 5.32 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t・m/m)	抵抗モーメント M_p (t・m/m)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t・m/m)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比	張 力 (t/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比
0	181	699	3.85	7.79	595	0.198	8.84	449	0.204
0.10	248	594	2.40	9.86	752	0.251	10.93	555	0.252
0.20	354	479	1.35	13.00	992	0.331	13.98	710	0.323
0.25	438	416	0.95	15.26	1,165	0.388	16.10	818	0.372

表 5.33 控え直ぐいの計算結果

曲げこわさ $EI = 2.1 \times 10^6 (\text{kg/cm}^2) \times 2.17 \times 10^4 (\text{cm}^4) = 4.5 \times 10^{10} (\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$ $EI_{10} = 10/25 \times EI = 1.82 \times 10^{10} (\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$
 地盤の横抵抗常数 $N=15$ $k_c = 4.0 \times 10^3 \text{g} \cdot \text{cm}^{-2.5}$ $k_s = \bar{\alpha} \cdot (T_{10})^{-1/5} \cdot (EI_{10})^{-1/5} \cdot (k_c)^{2/5}$

震 度	曲げモーメント第一ゼロ点とタイロッドの距離 (l_{m1})					頭 部 変 位 y_{top}				
	タイロッド張力 (t/本)	幅10cmあたりの タイロッド張力 T_{10} (kg)	$k_s(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5})$	自由長 h (cm)	l_{m1} (m)	$k_s(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5})$	α	γ	T_{10}/α	y_{top} (cm)
0	8.84	3,340.0	52.7	0	4.5	64.6	5,500	0.7	0.61	0.50
0.10	10.93	4,128.0	50.6	0	4.8	61.9	5,400	0.7	0.76	0.65
0.20	13.98	5,280.0	48.1	0	5.0	58.9	5,300	0.7	1.00	1.00
0.25	16.10	6,080.0	46.8	0	5.1	57.3	5,200	0.7	1.17	1.20

震 度	最 大 曲 げ モ ー メ ン ト M_{max}							降伏応力度 と の 比
	$k_s(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5})$	β	δ	T_{10}/β	$(T_{10}/\beta)^{1/3}$	M_{max} (t・m)	応 力 度 (kg/cm ²)	
0.0	132.0	12,000	0.875	0.28	0.23	5.5	420	0.183
0.10	126.0	12,000	0.875	0.34	0.30	7.5	572	0.249
0.20	120.0	12,000	0.875	0.44	0.40	10.0	763	0.332
0.25	117.0	12,000	0.875	0.51	0.45	11.0	840	0.365

(4) 考 察

本施設は、控え直ぐいの移動によると見られる法線のほらみ出しを生じていたが、根入れ不足による根入部のほね出し、あるいは矢板およびタイロッドの異常は認められなかった。

本施設は200~250galの地震動を受けたと考えられるが、根入れの安全率は図 5.44に示すように震度0.20において1.35となっており、0.25では0.95とほぼ1であって現象と一致する。矢板およびタイロッドの応力度は、震度0.25においてもいずれも長期許容応力度にも達しておら

ず現象と一致している。控え直ぐいの移動は法線のはらみ出し量分はあったと推定されるが、計算によるとたわみ量は震度0.25においても2.0cmに達せず事実と反する。控え直ぐいの曲げ応力度は震度、0.20および0.25において700~850kg/cm²と長期許容応力度にも達せず、事実と一致する。

なお、計算によるくい頭変位と法線のはらみ出しによる57cm(控え直ぐい頭部は-2.50mの原地盤に打込まれているので水平変位は約41cm)という変位との差は著しく異なっているので、今かりに実質水平変位41cmの変位

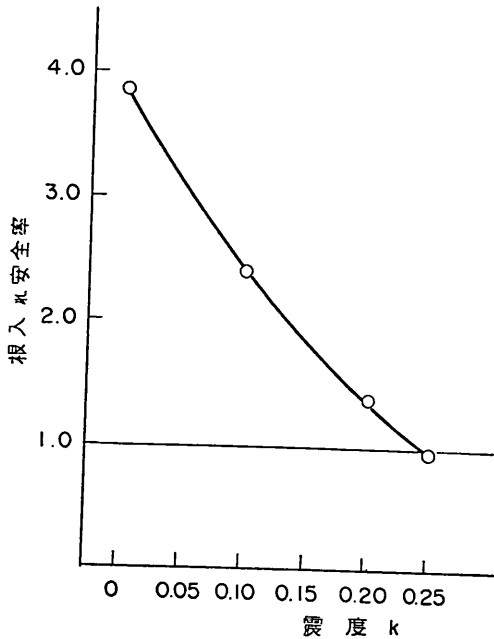


図 5.44 根入れの安全率と震度の関係

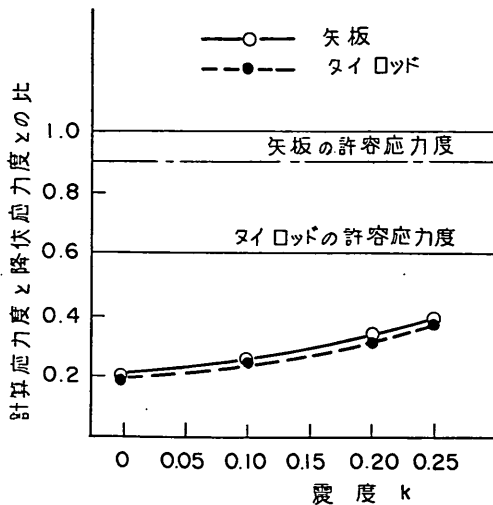


図 5.45 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

があったとしてその変位を起こすようなタイロッド張力およびそのときのくの曲げ応力度をN値15のC型地盤における地表面載荷ぐいと仮定して逆算してみると、張力は約320t・mとなり、そのときのくの曲げモーメントは230t・m、応力度は28,000kg/cm²と降伏応力度の12.2倍にもなっている。この値はタイロッドおよび控えぐいに大きな異常がなかったという現象と反している。

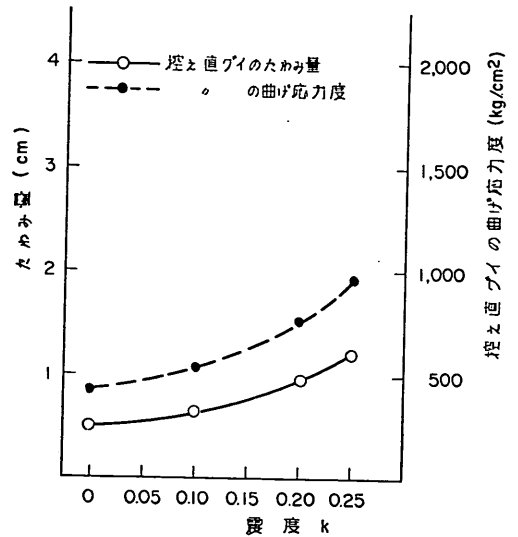


図 5.46 控え直グイの頭部変位量および曲げ応力度と震度との関係

5.2.3 青森港油川地区-4.5m岸壁 (y-6)

(1) 概要

昭和43年に完成した延長220.0mの施設である。標準断面図を図5.47に示す。地震により法線が全般的にはらみ出し、最大はらみ出し量は19cmである。矢板の控え直ぐい付近には水平幅約10cm程度の地割れが法線方向に発生している。またエプロン小口止め側と陸側では約18cmのギャップが生じており、これは地震時土圧にともなうタイロッド張力の増分によって控え直ぐいが海側に変位し、控え直ぐいの頂部コンクリートによって前面の路盤が盛り、陸側路盤が地震のゆさぶりで沈下したために生じたものと思われる。またこの付近の路盤には、地震

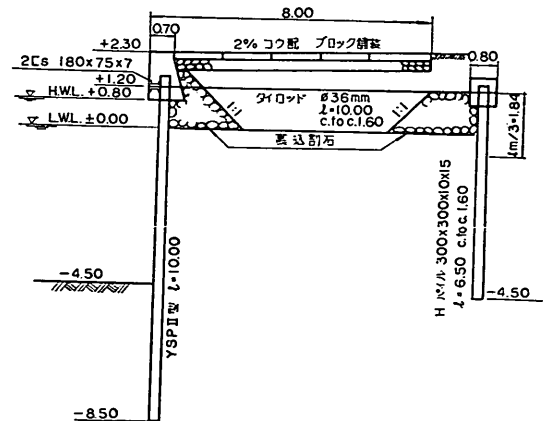


図 5.47 青森港油川地区 -4.5m 岸壁 (y-6) 標準断面図

時の噴砂による直径20~30cmの穴が随所に見受けられている。被災の程度はIIである。本岸壁に隣接して同一法線上に-2.0mの同じ控え直ぐい式の鋼矢板物揚場があったが、施工中であり、コーピングは末施工であった。しかし埋立てはタイロッドの高さまで完了しており、タイロッドには十分張力がかけてあったが、地震によりタイロッドが全部ゆるんでいた。その原因としては控え直ぐいが海側へ変位したためと考えられる。なお被災の程度はIである。

(2) 計算条件

検討に用いた計算条件は次のとおりである。原設計条件で計算条件と異なるものはかっこ内に示した。

地盤の内部摩擦角

上部工の裏込め	$\phi = 35^\circ$
埋立土	$\phi = 30^\circ$
±0.0~-5.0m	$\phi = 35^\circ$
-5.0以下	$\phi = 30^\circ$

控え直ぐいの有効長付近の \bar{N} 値=12(S型地盤)

壁面摩擦角

矢板	主働土圧に対して	$\delta = +15^\circ$
	受働土圧に対して	$\delta = -15^\circ$

裏込めおよび原地盤の単位体積重量

空中	$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
水中	$\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$

上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2 (1.0 \text{ t/m}^2)$

水深 -4.5m

前面水位 +0.20m(±0.0m)

残留水位 +0.60m(+0.5m)

鋼矢板 断面係数 $Z = 869 \text{ cm}^3/\text{m}$
(Y. S. P. II)
降伏応力度 $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$
(2種)

タイロッド 径 36mm
降伏応力度 $2,400 \text{ kg/cm}^2$ (S S 41)
取付点 +1.20m
間隔 $l = 1.60 \text{ m}$

控え直ぐい 断面係数 $Z = 1,360 \text{ cm}^3/\text{本}$
(H300×300×10×15)
降伏応力度 $\sigma_y = 2,300 \text{ kg/cm}^2$
タイロッド取付点下の長さ
 $l = 5.70 \text{ m}$

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度および控え直ぐいの頭部変位、最大曲げモーメントとその応力度についての計算結果を表 5.34 ~ 表 5.35 に示す。

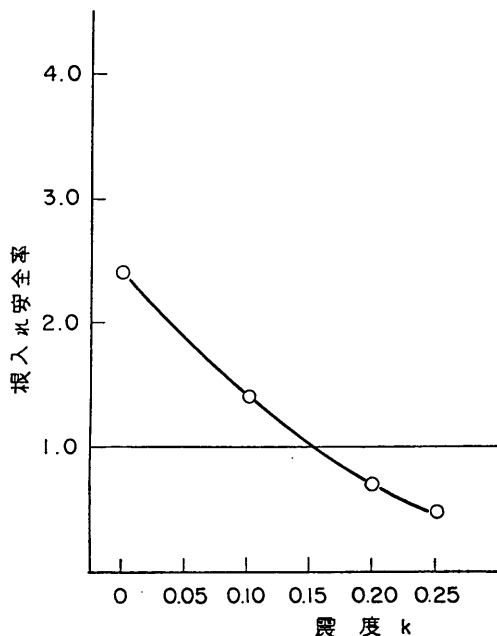


図 5.48 根入れの安全率と震度の関係

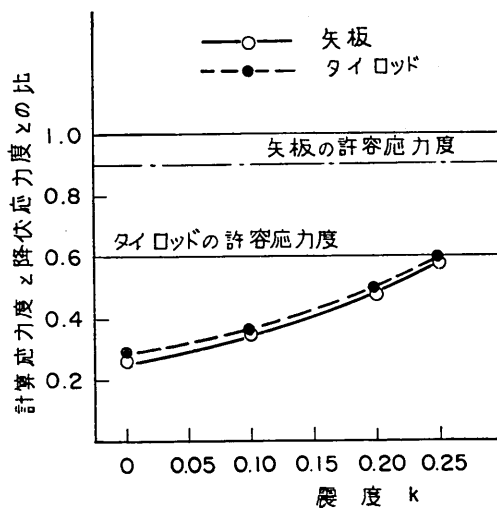


図 5.49 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したものが図 5.48~図 5.50 である。

(4) 考察

本施設は(1)に述べたとおり、控え直ぐいの移動による見られる法線にはらみ出しを生じていたが、根入れ不足による根入れ部のはね出しあるいは矢板およびタイロッドの異常は認められなかった。

表 5.34 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t・m/m)	抵抗モーメント M_p (t・m/m)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t・m/m)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比	張 力 (t/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比
0	135.0	323.0	2.39	6.76	777	0.259	6.54	640	0.291
0.10	192.0	268.0	1.39	9.04	1,040	0.347	8.46	829	0.377
0.20	291.0	206.0	0.71	12.59	1,449	0.483	11.31	1,110	0.505
0.25	381.0	167.0	0.44	15.31	1,762	0.587	13.40	1,313	0.597

表 5.35 控え直ぐいの計算結果

曲げこわさ $EI = 2.1 \times 10^6 (\text{kg/cm}^2) \times 2.06 \times 10^4 (\text{cm}^4) = 4.33 \times 10^{10} (\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$ $EI_{10} = 10/30 \times EI = 1.43 \times 10^{10} (\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$
 地盤の横抵抗定数 $\bar{N} = 12$ $k_s = 36g \cdot \text{cm}^{-3.5}$

震 度	曲げモーメント第一ゼロ点とタイロッドの距離 (l_{m1})				頭 部 変 位 y_{top}			
	タイロッド張力 (t/本)	幅10cmあたりのタイロッド張力 T_{10} (kg)	自由長 h (cm)	l_{m1} (m)	α	r	T_{10}/α	y_{top} (cm)
0	6.54	2,180.0	0	4.6	3,500	0.7	0.62	0.48
0.10	8.46	2,820.0	0	4.8	3,500	0.7	0.81	0.72
0.20	11.31	3,770.0	0	4.9	3,500	0.7	1.08	1.10
0.25	13.40	4,467.0	0	5.0	3,500	0.7	1.28	1.40

震 度	最 大 曲 げ モー メ ン ト M_{max}						降伏応力度 と の 比
	β	δ	T_{10}/β	$(T_{10}/\beta)^{1/\delta}$	M_{max} (t・m)	応力度(kg/cm ²)	
0.0	9,000	0.875	0.24	0.20	6.0	441	0.192
0.10	9,000	0.875	0.31	0.27	8.0	588	0.256
0.20	9,000	0.875	0.42	0.37	11.0	808	0.352
0.25	9,000	0.875	0.50	0.46	14.0	1,030	0.448

注) 震度0.20および0.20においては主働崩壊角と受働崩壊角が交叉するため載荷高がそれぞれ85cmと150cmになり、 y_{top} は2.1および3.4cmとなる。

本施設は200~230galの地震動を受けたと考えられるが、根入れの安全率は図5.48に示すように震度0.20において0.71と1を割っており、事実と一致せず低すぎる値を与えている。

矢板およびタイロッドの応力度は震度0.25においてもいずれも短期許容応力度に達しておらず現象と一致している。控え直ぐいの移動は法線のはらみ出し量から約20cm位あったと推定されるが、計算によるとたわみ量は

震度0.20および0.25において2.1cmおよび3.4cmとなっており実変位量は計算変位量の10倍程度となる。

地震時の地盤の横抵抗定数を受働土圧係数の比によって減少させるという便法を用いることがあるが、これによってくい頭変位量を計算しても、震度0.20および0.25に対してそれぞれ2.5cmと4.3cmとなり、事実とは一致せずなお数倍の変位を現実にはおこしている。

なお法線のはらみ出しの大きかった所について地震後

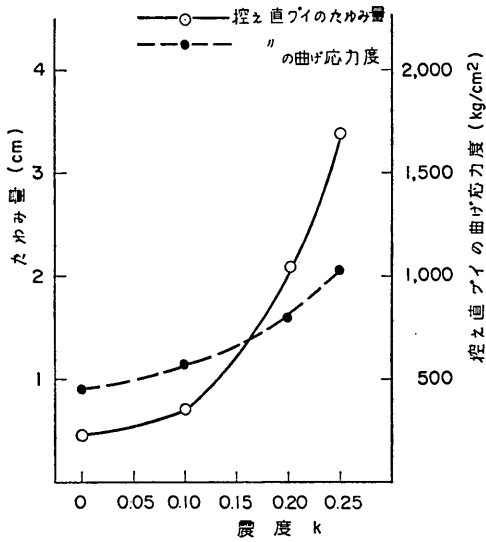


図 5.50 控え直ぐいの頭部変位量および曲げ応力度と震度との関係

にボーリング調査を行なった。その結果が図 5.51 である。これによると -5.0m までは N 値は 10 程度 -5.0 ~ -13.0m までの N 値は 5 程度である。検討に用いた地盤の横抵抗数は S 型地盤と考へ ($\bar{N}=12$) $k_s=36 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3.5}$ を用いているが、むしろ C 型地盤に近いので $N=10$, $k_s=3.0 \text{ kg} \cdot \text{cm}^{-2.5}$ として震度 0.25 の場合のくい頭変位量を求めると 1.20cm となり、S 型地盤と変わらない値となる。原設計では震度 0.05 において直ぐいの長さを曲げモーメント第 1 ゼロ点よりの長さ l_{m1} より約 20cm 長くとり、長ぐいとしての計算を行なっている。今回の地震で受けた震度 0.20 あるいは 0.25 に対して l_{m1} はそれぞれ 4.9m および 5.0m となり、タイロッド取付点下の突くい長 $L=5.70\text{m}$ より短かく、久保のいう短ぐいの第 1 過渡領域 ($1.0 \sim 1.5l_{m1}$) に属することになり完全な長ぐいとみなせる $1.5l_{m1}$ より短かい。このときの根入長比 E_r は

$$E_r = \frac{L}{l_{m1}} = \frac{5.70}{5.0} = 1.14$$

とはば 1 に近く、くい頭変位、くいの曲げモーメントにはさほど影響していない。

しかし、震度 0.20 ~ 0.25 においては海底面より画いた主働崩壊面がタイロッド取付点下を通り有効埋込長はそれだけ短くなるので。仮想地表面からの埋込長が l_{m1} がより短くなり、短ぐいに近い挙動をおこし回転したと考えられる。

控え直ぐいの曲げ応力度は震度 0.20 および 0.25 においてそれぞれ 800 ~ 900 kg/cm^2 といずれも長期許容応力度に

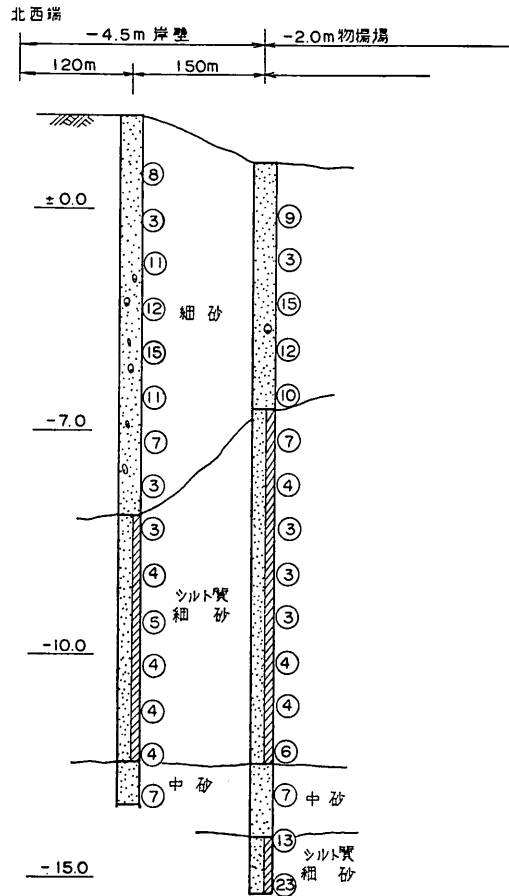


図 5.51 青森港油川地区 -4.5m 岸壁地層想定断面図

も達していない。

なお、計算によるくい頭変位と法線のはらみ出しによる 30cm という変位との差が大きいので、今かりに 30cm の変位があったとして、その変位を起こすようなタイロッド張力およびそのときのくいの曲げ応力度を $N=10$ の C 型地盤と仮定して逆算してみると張力は約 155 t/m となり、そのときのくいの曲げモーメントは約 110.0 t·m その応力度は約 12,900 kg/cm^2 で降伏応力度の約 5.6 倍になっている。この値はタイロッド、および控えぐいには異常のみとめられなかった事実とは大きく異なっている。

5.2.4 室蘭港富士鉄ふ頭 -13.0m 岸壁 (y-18)

(1) 概要

昭和 36 年に完成した延長 290.0m の施設である。標準断面図は図 5.52 に示す。実水深は増深を行なったため -14.0m となっている。地震により法線がはらみ出し、最大 45cm に達している。矢板背後の地盤はかなりの沈下を

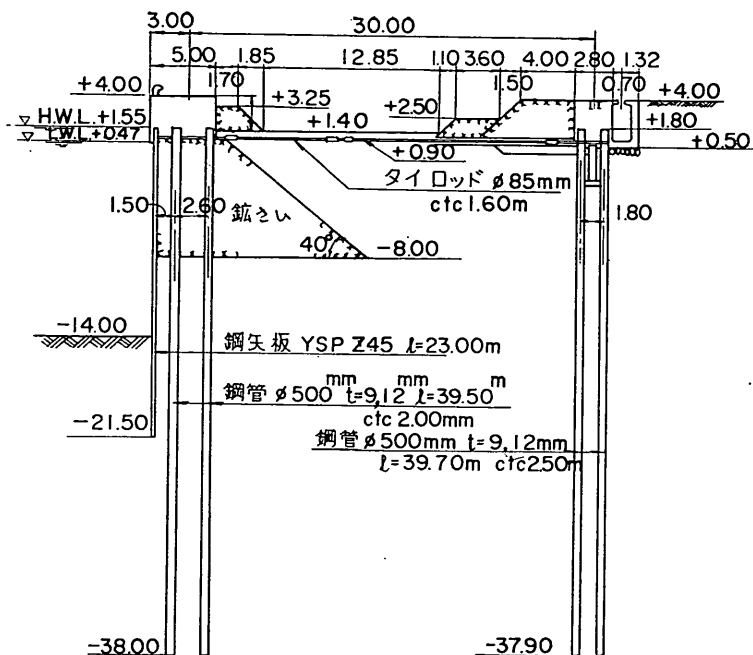


図 5.52 室蘭港富士鉄ふ-13m頭岸壁 (y-18) 標準断面図

している。被災の程度はIIである。

室蘭港富士鉄ふ頭の南側の岸壁には西側から東側に本施設、甲種（ケーソン式）(c-8)、乙種（場所打コンクリート式）(j-1)、丙種（ケーソン式）と連続していたが法線がだ行してはらみ出した。各施設のはらみ出し量の最大値は本施設が前記の通り45cm、甲種が120cm、乙種が20cm、丙種が60cmとなっている。背後の沈下、エプロンのき裂も全延長にわたって多少の差があった。

なお本施設は図からもわかる通り、矢板背後にアンローダーの基礎ぐいが打っており、これにより矢板にかかる土圧を分担させて軽減させるものとして設計されている。

(2) 計算条件

検討に用いた計算条件は次のとおりである。なおかつこ内に原設計条件を示す。原設計震度は $k=0.10$ である。

裏込めの内部摩擦角

矢板および控え工 $\phi=35^\circ$ ($\phi=30^\circ$) 鉋さい
埋立砂 $\phi=30^\circ$
原地盤 -8.0m ～矢板の下端まで
 $\phi=35^\circ$

控え直ぐいの有効長付近の N 値=7 (C型地盤)

壁面摩擦角

矢板 主働土圧に対して $\delta=15^\circ$

受働土圧に対して $\delta=-15^\circ$

裏込めおよび原地盤の単位体積重量

空中 $\gamma=1.8\text{ t/m}^3$

水中 $\gamma'=1.0\text{ t/m}^3$

上載荷重 $w=0.0\text{ t/m}^2$ (1.0 t/m^2)

水深 -14.0m

前面水位 $+0.3\text{m}$

残留水位 $+1.10\text{m}$

鋼矢板 断面係数 $Z=4,550\text{cm}^3/\text{m}$

(Y. S. P. Z-45)

降伏応力度 $\sigma_y=3,000\text{kg/cm}^2$

(2種)

タイロッド 径 85mm

降伏応力度 $\sigma_y=2,200\text{kg/cm}^2$

(S S 41)

取付点 $+0.9\text{m}$

間隔 $l=1.60\text{m}$

控えぐい 断面係数 $Z=2,190\text{cm}^3/\text{m}$

(鋼管 $\phi=500$, $t=12.9\text{mm}$)

降伏応力度 $\sigma_y=2,300\text{kg/cm}^2$

長さ 39.7m

間隔 $l=2.5\text{m}$

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度

表 5.36 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t・m/m)	抵抗モーメント M_p (t・m/m)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t・m/m)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比	張 力 (t/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比
0	1,148	3,543	3.09	78.08	1,716	0.572	25.73	453	0.206
0.05	1,370	3,279	2.39	91.02	2,001	0.667	29.47	519	0.236
0.10	1,645	3,009	1.83	107.06	2,358	0.786	34.10	601	0.273
0.15	1,994	2,727	1.37	127.33	2,799	0.933	39.93	704	0.320
0.20	2,452	2,429	0.99	153.84	3,381	1.127	47.54	838	0.381
0.25	3,084	2,107	0.68	190.54	4,188	1.396	58.04	1,023	0.465

表 5.37 控え直ぐいの計算結果 (クイ頭固定)

曲げこわさ $EI = 2.1 \times 10^6 (\text{kg/cm}^2) \times 5.48 \times 10^4 (\text{cm}^4) = 1.15 \times 10^{11} (\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$ $EI_{10} = 1.15 \times 10^{10} (\text{kg/cm}^2)$
 地盤の横抵抗常数 $N=10$ $k_c = 3.0 \times 10^3 \text{g} \cdot \text{cm}^{-2.5}$ $k_s = \bar{a} \cdot (T_{10})^{-1/5} \cdot (EI_{10})^{-1/5} \cdot (k_c)^{2/5}$

震 度	曲げモーメント第一ゼロ点とタイロッドの距離 (l_{m1})			頭 部 変 位 y_{top} (cm)	最大曲げモーメント M_{max}		降伏応力 度との比
	タイロッド張力 (t/本)	自 由 長 h (cm)	l_{m1} (m)		M_{max} (t・m)	応 力 度 (kg/cm ²)	
0.10	34.10	0	6.30	0.72	37.08	1,693	0.74
0.20	47.54	0	6.73	1.22	59.86	2,733	1.19
0.25	58.04	70	7.00	2.80	95.00	4,338	1.89

(震度0.20においては載荷高 $h=70\text{cm}$ による値である。)

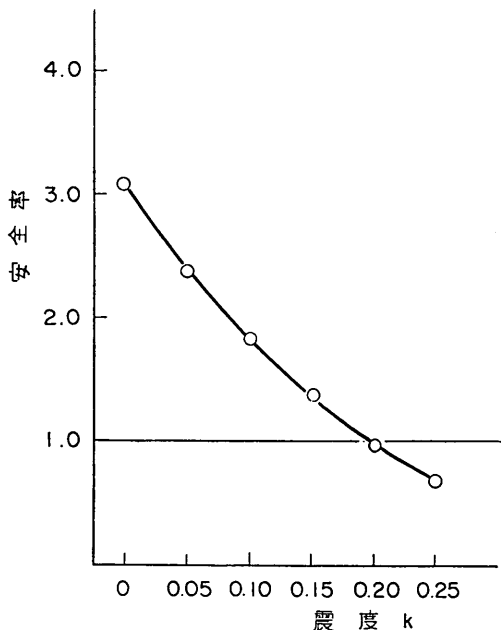


図 5.53 根入れの安全率と震度の関係

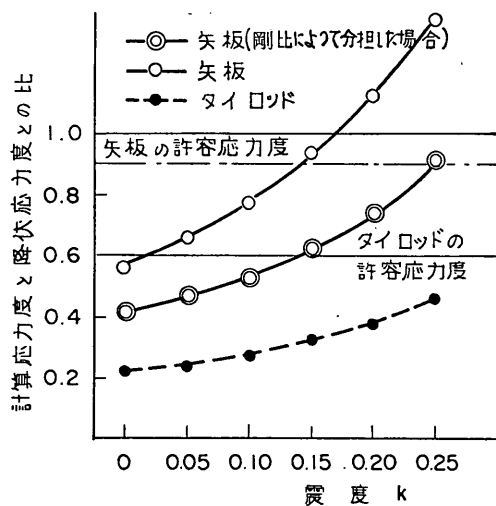


図 5.54 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

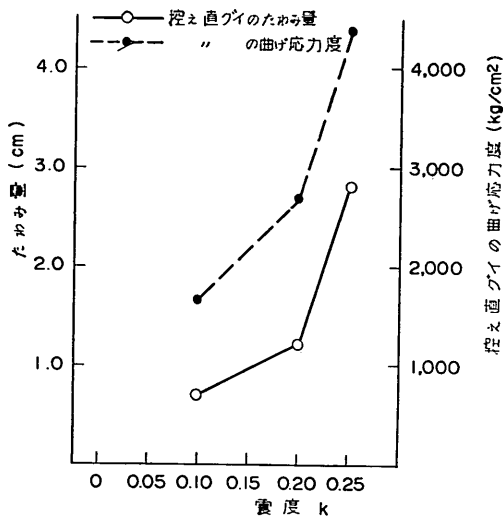


図 5.55 控え直ぐいの頭部変位量および曲げ応力度と震度との関係

および控え直ぐいの頭部変位、最大曲げモーメントとその応力度についての計算結果を表 5.36～表 5.37 に示す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したものが図 5.53～図 5.55 である。

(4) 考察

本施設は(1)に述べたとおり、控え直ぐいの移動によると思われる法線のはらみ出しを生じたが、根入れ不足による根入部ののはね出し、あるいは矢板およびタイロッドの異常は認められなかった。

本施設は 200～220gal の地震動を受けたと考えられるが、根入れの安全率は図 5.53 に示すように震度 0.20 において 0.99 とわずかに 1 を割っている。矢板の応力度はア

ンローダーの基礎ぐいを無視した場合約 3,400kg/cm² となり降伏応力度を越えている。地震時における土圧の分担がどうなるか明確なことはいえないが、矢板とくいの曲げこわさ EI の比によって分担されるとすれば矢板にはその 59.9% 作用することになる。基礎ぐいは残留水圧による水平力に封して抵抗しないものとし、すべて矢板に作用すると考えると、表 5.38 に示すように矢板の曲げ応力度は震度 0.20 において 2,247kg/cm² と計算され、矢板に異常がなかった事実と一致する。タイロッドの応力度は震度 0.20 において 838kg/cm² と長期許容応力度に達せず現象と一致している。控え直ぐいの移動は法線のはらみ出し分の 45cm はあったと推定されるが、くい頭は十分コンクリートで固定されているのでくい頭固定として計算すればたわみ量はわずか 2.8cm、くい頭自由くいと計算しても 6.1cm にすぎない。したがって事実と計算結果との比は約 10 倍にもなっている。震度 0.20 におけるこのたわみ量は、海底面から発生する主働崩壊面と控え直ぐいのタイロッド取付点下 $l_m/3$ の位置から発生する受働崩壊面がタイロッド取付点下で交わるため、70cm の載荷高をもっているものとしての計算結果によるものである。控え直ぐいの曲げ応力度は震度 0.20 において 2,733kg/cm² で降伏応力度を若干越えている。このような計算によるくい頭変位と実変位とは著しく異なっているので、今かりに 45cm の変位があったとして、この変位を起すようなタイロッド張力およびそのときのくいの曲げ応力度を N 値 10 の C 型地盤と仮定して逆算してみると、張力は約 350t/m、そのときのクイの曲げモーメントは 370t・m/m その応力度は 21,100kg/cm² で降伏応力度の 9.2 倍になっている。この値はタイロッド、および控えの鋼管ぐいには異常が認められなかった事実とは大きく

表 5.38 残留水圧によるモーメントは基礎ぐいには作用せず矢板にのみ作用するとした場合の矢板の曲げモーメントおよびその応力度

(単位 t・m/m)

震度	残留水圧の影響をのぞいた場合のモーメント (A)	基礎ぐいとの剛比 (A)×0.599	残留水圧のみによるモーメント (B)	(A)×0.599+(B)	応力度(kg/cm ²)	降伏応力度との比
0.0	55.59	33.30	22.49	55.79	1,216	0.405
0.05	68.56	41.07	22.46	63.53	1,396	0.465
0.10	84.61	50.68	22.45	71.13	1,607	0.536
0.15	104.91	62.84	22.42	85.26	1,873	0.624
0.20	131.43	78.73	22.41	101.13	2,247	0.749
0.25	168.15	100.72	22.41	123.13	2,706	0.902

表 5.40 控え矢板の安定計算結果

も曲げこわさ $EI=2.1 \times 10^6(\text{kg}/\text{cm}^2) \times 1.64 \times 10^4(\text{cm}^4)=3.4 \times 10^{10}(\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$ $EI_{10}=3.4 \times 10^9(\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$
 地盤の横抵抗常数 $N=20$ $k_e=5.0 \times 10^3 \text{g} \cdot \text{cm}^{-2.5}$ $k_s=\bar{a} \cdot (T_{10})^{-1/5} \cdot (EI_{10})^{-1/5} \cdot (k_e)^{2/5}$

震 度	曲げモーメント第一ゼロ点とタイロッドの距離 l_{m1}					頭 部 変 位 y_{top}				
	タイロッド張力 (t/本)	幅10cmあたりのタイロッド張力 $T_{10}(\text{kg})$	k_s ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5}$)	自由長 $h(\text{cm})$	$l_{m1}(\text{m})$	k_s ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5}$)	α	γ	T_{10}/α	$y_{top}(\text{m})$
0	12.16	760.0	135.6	0	2.2	165.9	5,100	0.7	0.15	0.07
0.10	15.12	945.0	129.8	0	2.3	158.8	4,800	0.7	0.20	0.10
0.20	19.60	1,225.0	123.2	0	2.4	152.0	4,700	0.7	0.26	0.15
0.25	22.91	1,432.0	119.5	0	2.5	146.2	4,600	0.7	0.31	0.18

震 度	最 大 曲 げ モ ー メ ン ト M_{max}						応 力 度 (kg/cm^2)	降伏応力度との比
	k_s ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5}$)	β	δ	T_{10}/β	$(T_{10}/\beta)^{1/\delta}$	M_{max} (t·m)		
0.0	338.9	18,800	0.875	0.040	0.025	3.9	186.0	0.062
0.10	324.5	18,700	0.875	0.050	0.031	5.0	239.0	0.080
0.20	308.1	18,500	0.875	0.066	0.044	7.0	334.0	0.111
0.25	298.6	18,300	0.875	0.078	0.054	8.5	406.0	0.135

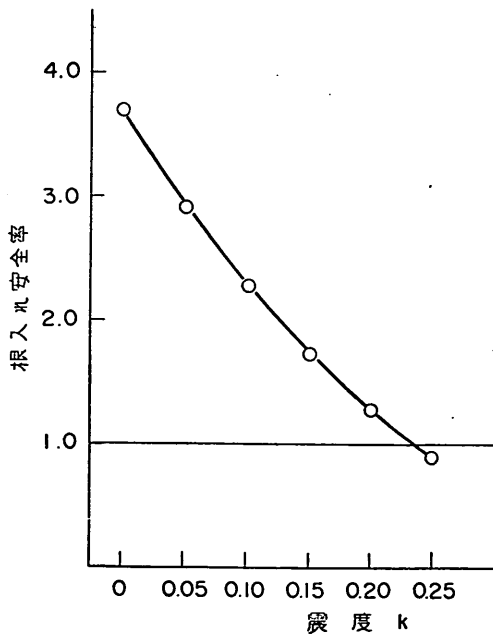


図 5.57 根入れの安全率と震度の関係

のが図 5.57~図 5.59である。

(4) 考 察

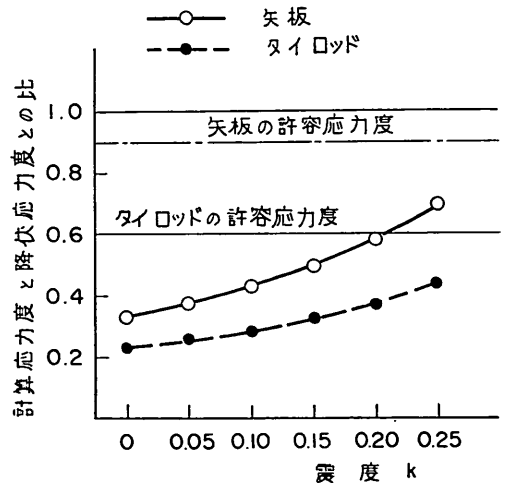


図 5.58 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

本施設は(1)に述べたとおり、控え矢板の移動、あるいは控え矢板の取付部の破壊によるタイロッドのぬけ出しがあった。そのために法線がはらみ出しを生じていたが、根入不足による根入部のはね出し、およびタイロッドの切断は認められなかった。

本施設は3.3の(1)に示したように200~250galの地震動

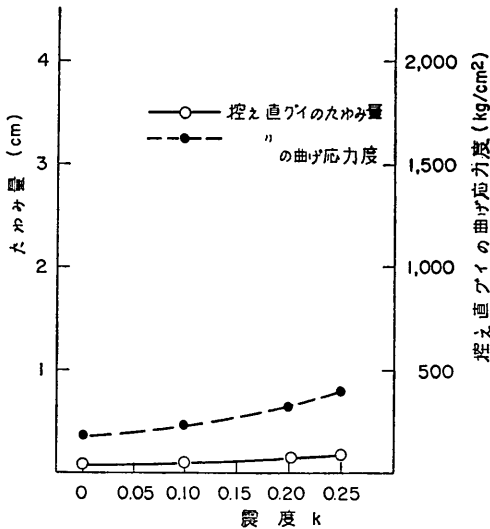


図 5.59 控え矢板の頭部変位および曲げ応力度と震度の関係

を受けたと考えられるが、根入れの安全率は図 5.57 に示すように震度 0.20 において 1.27、0.25 において 0.89 と 1 を割っている。矢板およびタイロッドの応力度は、震度 0.25 においてもいずれも短期許容応力度に達せず現象と一致している。

控え矢板の曲げモーメント第 1 ゼロ点の深さ l_1 は震度 0.25 において 2.5 m、これに対して控え矢板の根入れ長は 5.7 m あるので十分な有効長をもつ長くとみなせる。また海底面から発生する主働崩壊面と控え矢板のタイロッド取付点下 $l_1/3$ の位置から発生する受働崩壊面は震度 0.25 においてもタイロッド取付点下では交わらないので地表面荷重 q として計算したが、たわみ量は震度 0.25 においても 0.18 cm と計算されており、タイロッドと控え矢板の取付部が破壊した部分をのぞいても 30 cm の移動が考えられている現象とは一致しない。控え矢板の曲げ応力度は震度 0.20 および 0.25 において 300~400 kg/cm² 程度で、いずれも長期許容応力度にも達していない。

5.3.2 函館港湾町木材整理場北側護岸 (y-10)

(1) 概要

昭和 38 年に完成した延長 154.1 m の施設である。標準断面図を図 5.60 に示す。地震により法線が最大約 30 cm はらみ出し、控え矢板の位置にはクラックが入っている。被災の程度は I である。

本施設に接している物揚場 (-2.0 m) および対面し

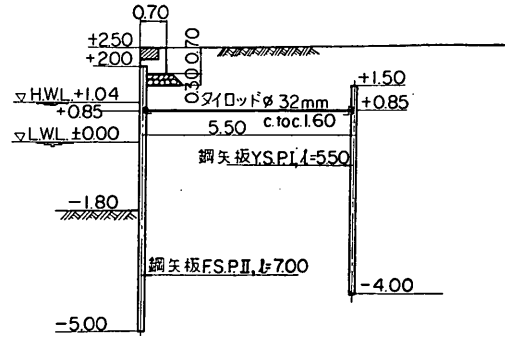


図 5.60 函館港湾町木材整理場北側 -1.8 m 護岸 (y-10) 標準断面図

ている南側護岸 (-2.0~-2.8 m) (y-9) は控え版式の鋼矢板構造のものであったが被害は少なかった。

(2) 計算条件

原設計条件は不明である。検討に用いた計算条件は次のとおりである。

- 裏込めおよび原地盤の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$
- 控え矢板の有効表付近の N 値 $N = 5$ (C 型地盤)
- 壁面摩擦角
 - 矢板 主働土圧に対して $\delta = 15^\circ$
 - 受働土圧に対して $\delta = -15^\circ$
- 裏込めおよび原地盤の土の単位体積重量
 - 空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
 - 水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
- 上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$
- 水深 -1.8 m
- 前面水位 $+0.2 \text{ m}$
- 残留水位 $+0.7 \text{ m}$
- 鋼矢板 断面係数 $Z = 874 \text{ cm}^3/\text{m}$ (F. S. P. II)
- 降伏応力度 $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$ (2 種)
- タイロッド 径 32 mm
- 降伏応力度 $\delta_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ (S S 41)
- 取付点 $+0.85 \text{ m}$
- 間隔 $l = 1.60 \text{ m}$
- 控え矢板 断面係数 $Z = 509 \text{ cm}^3/\text{m}$ (Y. S. P. I)
- 降伏応力度 $\delta_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$ (2 種)
- タイロッド取付点下の長さ $l = 4.85 \text{ m}$

表 5.41 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t・m/m)	抵抗モーメント M_p (t・m/m)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t・m/m)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比	張 力 (t / 本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比
0	43	118	2.73	1.38	158	0.05	4.62	573	0.239
0.05	51	108	2.13	1.56	179	0.06	5.14	637	0.265
0.10	60	98	1.62	1.79	204	0.07	5.75	713	0.297
0.15	73	87	1.20	2.09	238	0.08	6.50	806	0.336
0.20	90	75	0.83	2.48	284	0.09	7.46	925	0.385
0.25	119	61	0.51	3.12	357	0.12	8.81	1,093	0.455

表 5.42 控え矢板の安定計算結果

曲げこわさ $EI = 2.1 \times 10^6 (\text{kg/cm}^2) \times 3.82 \times 10^3 (\text{cm}^4) = 8.20 \times 10^9 (\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$ $EI_{10} = 8.0 \times 10^8 (\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$
 地盤の横抵抗常数 $N = 5$ $k_c = 1.7 \times 10^3 \text{g} \cdot \text{cm}^{-2.5}$ $k_s = \bar{a} \cdot (T_{10})^{-1/5} \cdot (EI_{10})^{-1/5} \cdot (k_c)^{7/5}$

震 度	曲げモーメント第一ゼロ点とタイロッドの距離 l_{m1}					頭 部 変 位 y_{top}				
	タイロッド張力 (t/本)	幅10cmあたりのタイロッド張力 $T_{10}(\text{kg})$	k_s ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5}$)	自由長 $h(\text{cm})$	$l_{m1}(\text{m})$	k_s ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5}$)	α	T_{10}/α	$y_{top}(\text{cm})$	
0	4.62	246.3	50.07	0	2.0	61.32	1,530	0.7	0.16	0.07
0.10	5.75	308.8	47.86	0	2.1	58.61	1,500	0.7	0.21	0.11
0.20	7.46	396.9	45.52	25	2.2	55.75	1,470	0.7	0.27	0.15
0.25	8.81	458.1	44.23	90	2.3	54.16	1,440	0.7	0.32	0.20

震 度	最 大 曲 げ モ ー メ ン ト M_{max}						降伏応力度 と の 比	
	$k_s(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5})$	β	δ	T_{10}/β	$(T_{10}/\beta)^{1/\delta}$	$M_{max}(\text{t} \cdot \text{m})$		応 力 度 (kg/cm ²)
0.25	110.6	7,500	0.946	0.06	0.05	8.0	9.8	0.327

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度、および控え矢板の頭部変位、最大曲げモーメントとその応力度についての計算結果を表 5.41～表 5.42 に示す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したものが図 5.61～図 5.63 である。

(4) 考 察

本施設は、控え矢板の移動によるとみられる法線のはらみ出しを生じていたが、根入れ不足による根入れ部のはらみ出し、あるいは矢板およびタイロッドの異常は認められなかった。

本施設は 3.3 (1) に示したように室蘭港および青森港の例から 200～220gal の地震動を受けたと考えられるが、根入れの安全率は図 5.61 に示すように震度 0.20 において 0.83 と 1 を割っている。本施設は根入れ部に異常がなかったため、この計算結果はやや事実に対して低めの値を

与えている。矢板およびタイロッドの応力度は、震度 0.25 においてもいずれも短期許容応力度に達せず現象と一致している。

控え矢板の曲げモーメント第一ゼロ点の深さ l_{m1} は震度 0.25 において 2.3m、これに対して控え矢板の根入れ長は 4.85m あるので十分な有効長をもつ長ぐいとみなせる。また、海底面から発生する主働崩壊面と控え矢板のタイロッド取付点下 $l_{m1}/3$ から発生する受働崩壊面とは震度 0.2 および 0.25 において交わり、載荷高がそれぞれ $h=25\text{cm}$ と $h=90\text{cm}$ となる。震度 0.25 におけるたわみ量は 0.20cm と実際の法線のはらみ出し量に比して著しく低い値を与えている。なお、控え矢板の曲げ応力度の計算値は震度 0.25 においても降伏応力度の約 1/3 である。

5.3.3 室蘭港西 3 号ふ頭西側一 9.0m 岸壁基部 (y-13)

(1) 概 要

昭和 39 年に完成した延長 122.0m の施設である。標準

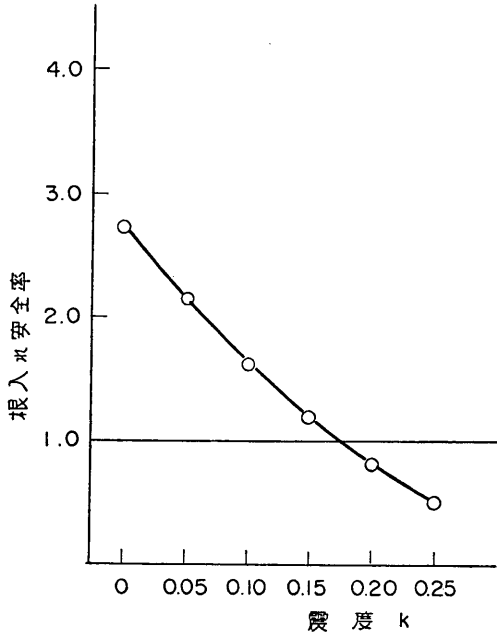


図 5.61 根入れの安全率と震度との関係

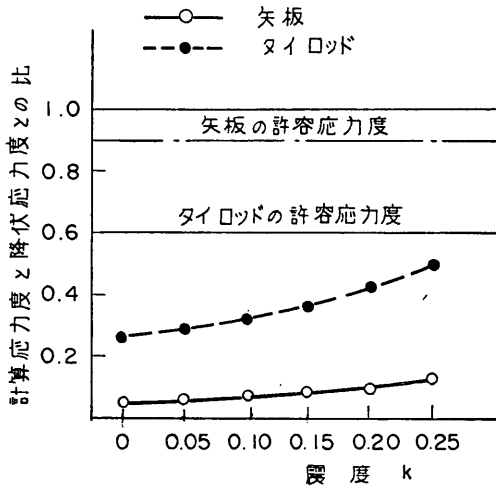


図 5.62 矢板およびタイロッドの応力度と震度との関係

断面図を図 5.64 に示す。地震により法線が最大 30cm はらみ出し、エプロンも最大 10cm 沈下している。エプロン上には上載荷重はなかったが、上屋にはりん鉱石がほぼ満載されていた。被災の程度は I である。なお同岸壁は西 3 号ふ頭西側の基部より 122.0m の施設で、控え工は項部にタイロッドをとった矢板であるが、先端部の 73.0m の控え工は 5.1.5 (y-14) に述べたように逆 T 字型のデッドマンアンカーであった。この 2 種の構造物は同一法線にあったが、被災の程度には構造の違いによる差

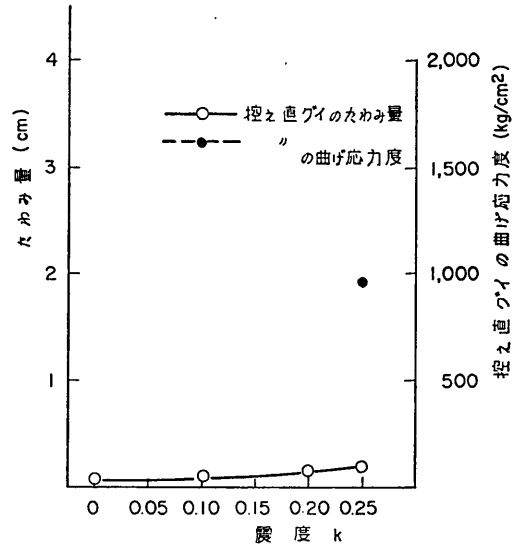


図 5.63 控え矢板の頭部変位量および曲げ応力度と震度との関係

異は認められない。

(2) 計算条件

検討に用いた計算条件は 5.1.5 (y-14) と同一である。

ただし裏込めおよび原地盤の土の内部摩擦角は $\phi = 35^\circ$ とした。控え矢板についての計算条件は次に示すとおりである。

控え矢板 断面係数 $Z = 1,340 \text{ cm}^3/\text{m}$
 (F. S. P. III)
 降伏応力度 $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$
 (2 種)
 タイロッド取付点下の長さ
 $l = 8.00 \text{ m}$

控え矢板の有効長付近の N 値 $N = 20$ (C 型地盤)

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度ならびに控え矢板の頭部変位、最大曲げモーメントとその応力度についての計算結果を表 5.43～表 5.44 に示す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したものが 図 5.65～図 5.67 である。

(4) 考察

本施設は(1)に述べた通り控え矢板の移動によると思われる法線のはらみ出しを生じていたが、根入れ不足による根入れ部のはね出し、あるいは矢板およびタイロッドの異常は認められなかった。

本施設は 3.3 の(1)に示したように 200～220gal の地震動

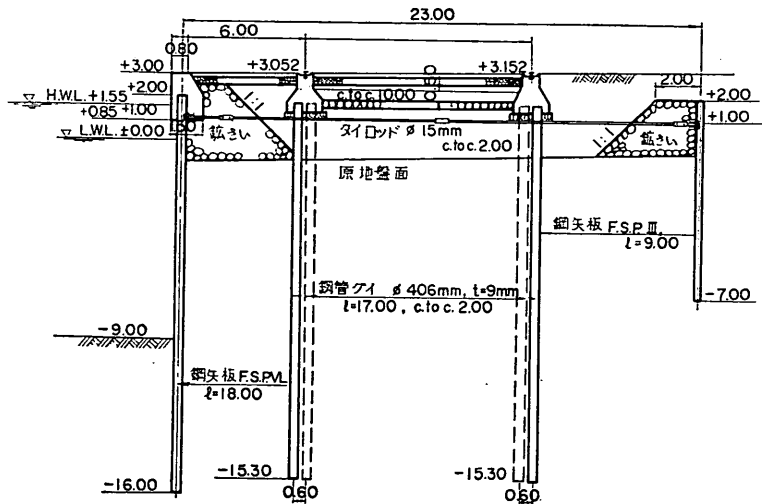


図 5.64 室蘭港 3号ふ頭西側-9.0m岸壁基部(y-13)標準断面図

表 5.43 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タ イ ロ ッ ド の 応 力 度		
	主働モーメント M_a ($t \cdot m/m$)	抵抗モーメント M_p ($t \cdot m/m$)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} ($t \cdot m/m$)	応 力 度 (kg/cm^2)	降伏応力 度との比	張 力 ($t/本$)	応 力 度 (kg/cm^2)	降伏応力 度との比
0	610	2,275	3.68	34.56	1,097	0.366	24.88	562	0.255
0.05	736	2,106	2.86	39.82	1,264	0.421	28.14	635	0.289
0.10	881	1,932	2.19	46.29	1,469	0.488	32.08	724	0.329
0.15	1,064	1,751	1.64	54.40	1,727	0.576	36.95	834	0.379
0.20	1,304	1,560	1.20	64.91	2,061	0.687	43.16	974	0.443
0.25	1,636	1,353	0.83	79.33	2,519	0.840	51.50	1,163	0.529

を受けたと考えられるが、根入れの安全率は図 5.65に示すように震度0.20において1.20、0.25において0.83と1を割っている。矢板およびタイロッドの応力度は震度0.25においてもいずれも短期許容応力度に達せず、現象と一致している。

控え矢板の曲げモーメント第1ゼロ点の深さ l_m は震度0.25において2.8m、これに対して控え矢板の根入長は8.0mあるので十分長いと見なせる。また海底面から発生する主働崩壊面と控え矢板のタイロッド取付点下 $l_m/3$ の位置から発生する受働崩壊面は震度0.25においてもタイロッド取付点下では交わらないので載荷高 $h=0$ cmとして計算したが、たわみ量は震度0.25において

も0.47cmと計算され、少なくとも30cmの移動があった事実と反する。控え矢板の曲げ応力度は震度0.20および0.25において200~300 kg/cm^2 程度でいずれも短期許容応力度にも達していない。

このように、計算による控え矢板の頭部変位と法線のはらみ出しによる30cmの変位との差は約60倍になっているので、今、かりに30cmの変位があったとして、その変位を起すようなタイロッド張力およびそのときの控え矢板の曲げ応力度を逆算してみると、張力は約355 t/m 、曲げモーメントは約258 $t \cdot m/m$ でその応力は19,200 kg/cm^2 と降伏応力度の6.4倍にもなっている。この値はタイロッド、および控え矢板に大きな異常が認められなかった

表 5.44 控え矢板の安定計算結果

曲げわこさ $EI=2.1 \times 10^6(\text{kg}/\text{cm}^2) \times 1.68 \times 10^4(\text{cm}^4) = 3.5 \times 10^{10}(\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$ $EI_{10} = 3.5 \times 10^9(\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$
 地盤の横抵抗常数 $N=20$ $k_c = 5.0 \times 10^3 \text{g} \cdot \text{cm}^{-2.5}$ $k_s = \bar{\alpha} \cdot (T_{10})^{-1/5} \cdot (EI_{10})^{-1/5} \cdot (k_c)^{7/5}$

震 度	曲げモーメント第1ゼロ点とタイロッドの距離 l_{m1}					頭 部 変 位 y_{top}				
	タイロッド張力 (t/本)	幅10cmあたりのタイロッド張力 $T_{10}(\text{kg})$	k_s ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5}$)	自由長 $h(\text{cm})$	l_{m1} (m)	k_s ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5}$)	α	r	T_{10}/α	$y_{top}(\text{cm})$
0	24.88	1,244	122.1	0	2.4	149.5	4,800	0.7	0.26	0.14
0.10	32.08	1,604	116.1	0	2.6	142.2	4,600	0.7	0.35	0.22
0.20	43.16	2,158	109.4	0	2.7	133.9	4,500	0.7	0.48	0.34
0.25	51.50	2,575	105.6	0	2.8	129.3	4,400	0.7	0.59	0.47

震 度	最 大 曲 げ モ ー メ ン ト M_{max}						応 力 度 (kg/cm^2)	降伏応力度との比
	$k_s(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5})$	β	δ	T_{10}/β	$(T_{10}/\beta)^{1/\delta}$	$M_{max}(\text{t} \cdot \text{m})$		
0.0	305.4	18,300	0.875	0.07	0.047	9.0	118	0.039
0.10	290.3	18,100	0.875	0.09	0.062	12.0	157	0.052
0.20	273.5	17,800	0.875	0.12	0.090	18.0	236	0.078
0.25	264.0	17,500	0.875	0.15	0.120	24.0	314	0.105

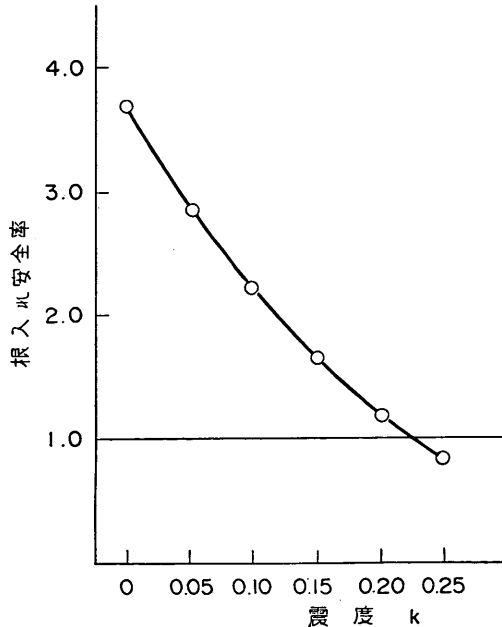


図 5.65 根入れおよび控え版の安全率と震度の関係

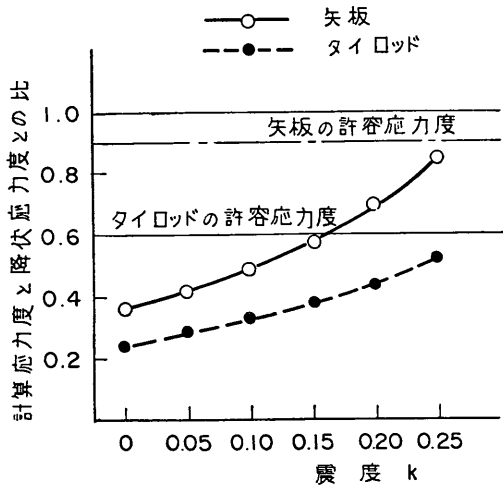


図 5.66 矢板およびタイロッド応力度と震度の関係

挙動にどのような影響をおよぼしたかについては不明である。

5.3.4 室蘭港西3号ふ頭東側-9.0m岸壁基部(y-17)

(1) 概 要

昭和39年に完成した延長57.0mの施設である。標準断面図を図5.68に示す。地震により法線がはらみ出し、最大36cmに達している。控え工上の上屋の床には著しいク

事実と反している。

なお、以上の検討は背後の上屋にりん鉱石の積んであった事実を無視しているが、これが地震時の控えぐいの

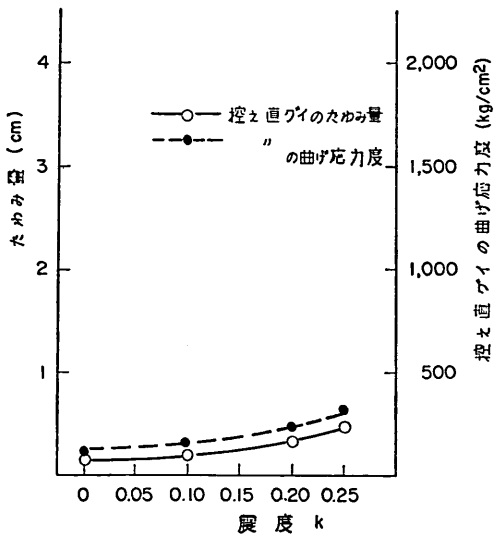


図 5.67 控え矢板の頭部変位量および曲げ応力度と震度との関係

ラックが生じ、背後は沈下している。また上屋中央の目地は10cmも開いている。被災の程度はIである。本ふ頭は先端より128.0mは逆T型のデッドマンアンカーを用いた構造（y-16）であり、基部の57.0mが本施設である。被災の状態からは控え工の構造の違いによる差異は認められない。

(2) 計算条件

検討に用いた計算条件は 5.1.5 (y-14) と同一である。

ただし裏込めおよび原地盤の土の内部摩擦角は $\phi = 35^\circ$ とした。矢板およびタイロッドと控え矢板についての計算条件は次のとおりである。

鋼矢板 断面係数 $Z=4,550\text{cm}^3/\text{m}$
 (Y. S. P. Z-45)
 降伏応力度 $\sigma_y=3,000\text{kg}/\text{cm}^2$
 (2種)

タイロッド 径 75mm
 降伏応力度 $\sigma_y=2,200\text{kg}/\text{cm}^2$
 (S S 41)

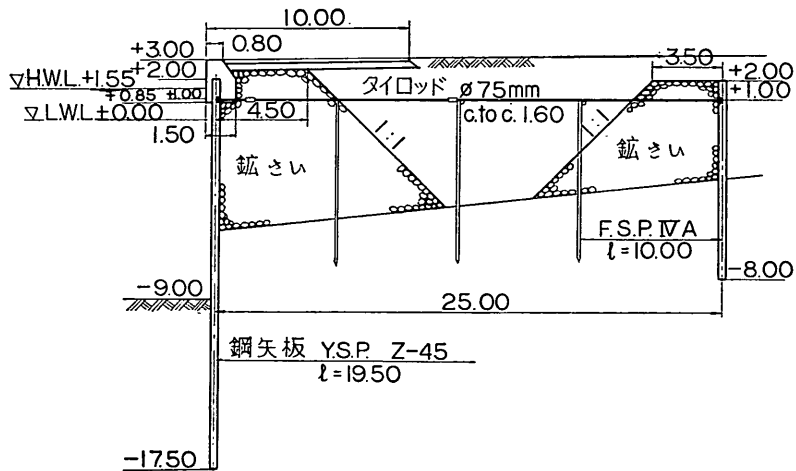


図 5.68 室蘭港西3号ふ頭東側-9.0m岸壁基部 (y-17) 標準断面図

取付点 +1.0m
 間隔 $l=1.60\text{m}$
 控え矢板 断面係数 $\sigma_y=2,250\text{cm}^3/\text{m}$
 (F. S. P. IVA)
 降伏応力度 $\sigma_y=3,000\text{kg}/\text{cm}^2$
 タイロッド取付点下の長さ
 $l=9.0\text{m}$

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力

度、および控え矢板の頭部変位、最大曲げモーメントとその応力度についての計算結果を表 5.45～表 5.46 に示す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したものが図 5.69～図 5.71 である。

(4) 考察

本施設は(1)にも述べたとおり、控え矢板の移動によると思われる法線のはらみ出しを生じていたが、根入れ不足による根入れ部のはね出し、あるいは矢板およびタイロッドの異常は認められなかった。

表 5.45 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t·m/m)	抵抗モーメント M_p (t·m/m)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t·m/m)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比	張 力 (t/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比
0	774	3,583	4.63	34.56	760	0.253	19.91	450	0.205
0.05	923	3,317	3.59	39.82	875	0.292	22.51	508	0.231
0.10	1,107	3,042	2.75	46.29	1,017	0.339	25.67	580	0.264
0.15	1,340	2,757	2.06	54.40	1,196	0.399	29.56	667	0.303
0.20	1,644	2,457	1.49	64.91	1,427	0.476	34.53	780	0.355
0.25	2,066	2,131	1.03	79.33	1,744	0.581	41.20	930	0.423

表 5.46 控え直矢板の安定計算結果

曲げこわさ $EI = 2.1 \times 10^6 (\text{kg/cm}^2) \times 4.16 \times 10^4 (\text{cm}^4) = 8.7 \times 10^{10} (\text{kg/cm}^2)$ $EI_{10} = 10/100 = 8.7 \times 10^9 (\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$
 地盤の横抵抗常数 $N = 20$ $k_e = 5.0 \times 10^3 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-2.5}$ $k_s = \bar{\alpha} (T_{10})^{-1/5} \cdot (EI_{10})^{-1/5} \cdot (k_e)^{7/5}$

震 度	曲げモーメント第一ゼロ点とタイロッドの距離 l_{m1}					頭 部 変 位 y_{top}				
	タイロッド張力 (t/本)	幅10cmあたりの タイロッド張力 $T_{10}(\text{kg})$	k_s ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5}$)	自由長 $h(\text{cm})$	$l_{m1}(\text{m})$	k_s ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5}$)	α	δ	T_{10}/α	$y_{top}(\text{cm})$
0	19.91	1,244.0	101.80	0	2.9	124.7	6,100	0.7	0.20	0.10
0.10	25.67	1,604.0	96.74	0	3.1	118.5	6,000	0.7	0.27	0.15
0.20	34.53	2,158.0	91.18	0	3.2	111.6	5,900	0.7	0.37	0.23
0.25	41.20	2,575.0	88.01	0	3.4	107.8	5,700	0.7	0.45	0.32

震 度	最 大 曲 げ モ ー メ ン ト M_{max}							降伏応力度 と の 比
	$k_s(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5})$	β	δ	T_{10}/β	$(T_{10}/\beta)^{1/\delta}$	$M_{max}(\text{t} \cdot \text{m})$	応 力 度 (kg/cm^2)	
0.25	220.0	15,000	0.17	0.875	0.13	20.0	5.56	0.240

本施設は3.3の(1)に述べたとおり200~220galの地震動を受けたと考えられるが、根入れの安全率は図5.69に示すように震度0.20において1.49、0.25において1.03と1を割っておらず事実と一致している。矢板およびタイロッドの応力度は震度0.25においてもいずれも長期許容応力度にも達せず現象と一致している。

控え矢板の曲げモーメント第1ゼロ点の深さ l_{m1} は震度0.25において3.40m、これに対し控え矢板の根入長は9.0mあり十分長くいとみなせる。また海底面から発生する主働崩壊面と控え矢板のタイロッド取付点下 $l_{m1}/3$

の位置から発生する受働崩壊面は震度0.25においてもタイロッド取付点下では交わらないので載荷高 $h = 0 \text{ cm}$ として計算したが、たわみ量は0.32cmと計算されており、30cm以上の法線のはらみ出しに比して約1/100の値である。控え矢板の曲げ応力度は震度0.25においても約550 kg/cm^2 で長期許容応力度にも達せず降伏応力度の24%にすぎない。

なお、計算による控え矢板の頭部変位と法線のはらみ出し分の30cmとの差は約100倍にもなっているため、今、かりに30cmの変位があったとして、その変位を起すよう

なタイロッド張力およびそのときの控え矢板の曲げ応力度を N 値20の場合のC型地盤として逆算してみると、張力は約465 t/m、曲げモーメントは410 t·m/m、その応力度は18,200 kg/cm²で降伏応力度の約6.1倍になっている。この値はタイロッドおよび控え矢板に大きな異常が認められなかった事実に反している。

5.3.5 苫小牧港船だまり地区B護岸(-3.0m)東側(y-22)および西側(y-23)

(1) 概要

昭和38~39年に完成した延長200.0mの施設である。本護岸は東側より100.25mは図5.72に示すように簡易鋼矢板を用い残りは図5.73のようにU-5型の鋼矢

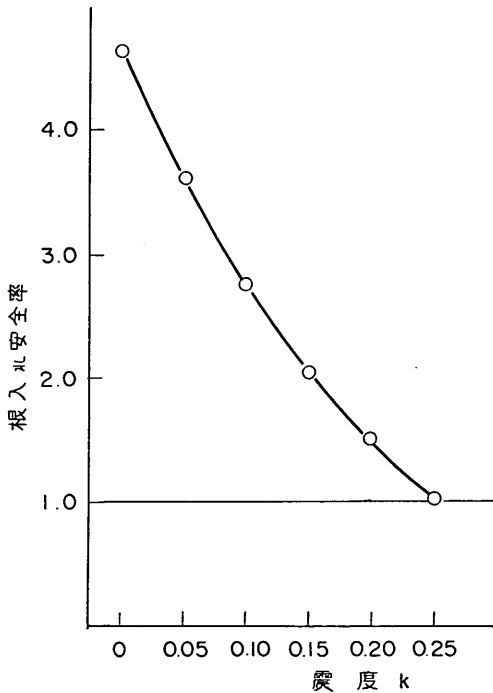


図 5.69 根入れの安全率と震度の関係

板を用いていた。地震により東側の簡易鋼矢板を用いた部分(y-22)の法線が最大30cmはらみ出した。矢板上部工背後の土砂は沈下しており、その量は20cmにも達している。また、控え工上の地盤およびその背後約1.5mの付近にはほぼ全延長にわたってき裂が発生し、その最大幅は15cm、沈下は20cmある。地震後に変位の最も大きかつ

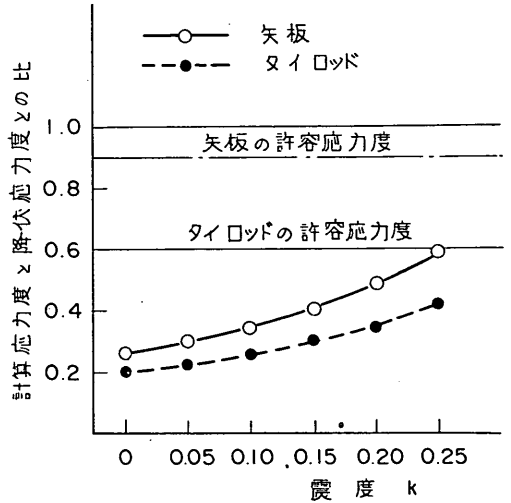


図 5.70 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

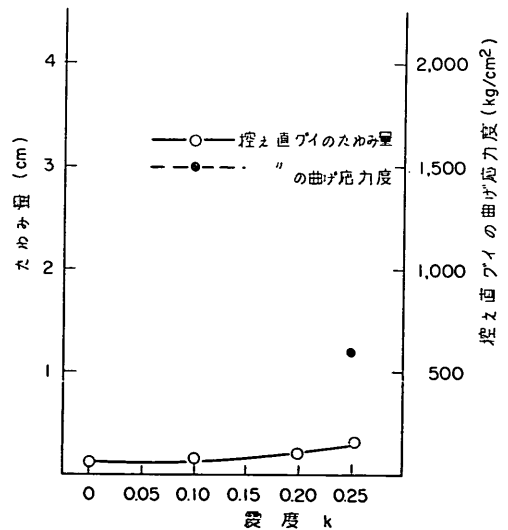


図 5.71 控え矢板の頭部変位量および曲げ応力度と震度との関係

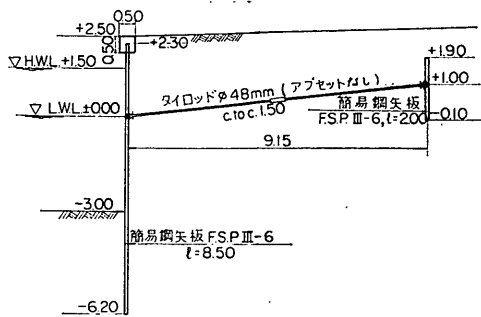


図 5.72 苫小牧港船だまり地区B護岸(東側)(y-22)標準断面図

た所を掘削調査した結果控え矢板の前傾が見られた。被災の程度はⅢである。これに反し西側(y-23)はほとんど無被災であった。

(2) 計算条件

検討に用いた計算条件は次のとおりである。なお計算条件と異なる原設計条件はかっこ内に示す。原設計震度は $k=0.15$ である。

裏込めおよび原地盤の内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$

壁面摩擦角

矢板 主働土圧に対し $\delta = 15^\circ$

受働土圧に対し $\delta = -15^\circ$

控ええ矢板 主働土圧に対し $\delta = 15^\circ$

受働土圧に対し $\delta = 0^\circ$

裏込めおよび原地盤の単位体積重量

空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$

水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$

上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2 (1.0 \text{ t/m}^2)$

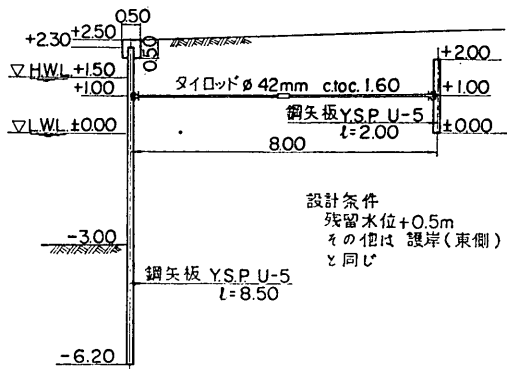


図 5.73 苫小牧船だまり地区B護岸(西側)(y-23)

標準断面図

水深 -3.0 m

前面水位 $+0.50 \text{ m}$

残留水位 $+1.20 \text{ m}$

鋼矢板 (控ええ矢板も同一)

東側 断面係数 $Z = 252 \text{ cm}^3/\text{m}$

(F. S. P. III-6)

降伏応力度 $\sigma_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$

(S S 41)

西側 断面係数 $Z = 527 \text{ cm}^3/\text{m}$

(Y. S. P. U-5)

降伏応力度 $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$

(2種)

タイロッド 径 東側 48mm

西側 42mm

降伏応力度 $\sigma_y = 2,200 \text{ kg/cm}^2$ (S S 41)

表 5.47 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a ($\text{t} \cdot \text{m}/\text{m}$)	抵抗モーメント M_p ($\text{t} \cdot \text{m}/\text{m}$)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} ($\text{t} \cdot \text{m}/\text{m}$)	応 力 度 (kg/cm^2)	降伏応力 度との比	張 力 ($\text{t}/\text{本}$)	応 力 度 (kg/cm^2)	降伏応力 度との比
0	48.0	166.0	3.48	1.57	624	0.208	7.47	412	0.187
0.05	56.0	154.0	2.75	1.81	717	0.239	8.29	457	0.208
0.10	66.0	141.0	2.14	2.10	835	0.278	9.28	512	0.233
0.15	79.0	128.0	1.62	2.48	985	0.328	10.48	578	0.263
0.20	96.0	114.0	1.19	2.98	1,184	0.395	11.99	661	0.300
0.25	119.0	99.0	0.83	3.69	1,462	0.487	13.98	771	0.350

表 5.48 控え矢板の安定計算結果

曲げこわさ $EI=2.1 \times 10^6(\text{kg}/\text{cm}^2) \times 1.76 \times 10^3(\text{cm}^4)=3.70 \times 10^9(\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$ $EI_{10}=3.70 \times 10^8(\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$

地盤の横抵抗常数 $\cdot N=20$ $k_c=5.0 \times 10^3 \text{g} \cdot \text{cm}^{-2.5}$ $k_s=\bar{a} \cdot (T_{10})^{-1/5} \cdot (EI_{10})^{-1/5} \cdot (k_c)^{7/5}$

震 度	曲げモーメント第一ゼロ点とタイロッドの距離 l_{m1}				
	タイロッド張力 (t/本)	幅10cmあたりの 張力 $T_{10}(\text{kg})$	$k_s(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5})$	自 由 長 $h(\text{cm})$	l_{m1}
0	7.47	498.0	229.9	0	1.30
0.10	9.28	619.0	220.1	0	1.30
0.20	11.99	799.0	209.1	0	1.35
0.25	13.98	932.0	202.8	0	1.40

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力			安 全 率 $F=\frac{E_p-\Delta E_p}{A_p-E_a}$
	1本あたり $T(\text{t/本})$	壁幅1mあたり $A_p(\text{t/m})$	主働土圧 E_a	受働土圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	7.47	4.98	1.09	16.87	0	2.78
0.10	9.28	6.19	1.47	15.62	0	2.04
0.20	11.99	7.99	2.02	14.25	3.58	1.07
0.25	13.98	9.32	2.42	13.46	8.95	0.38

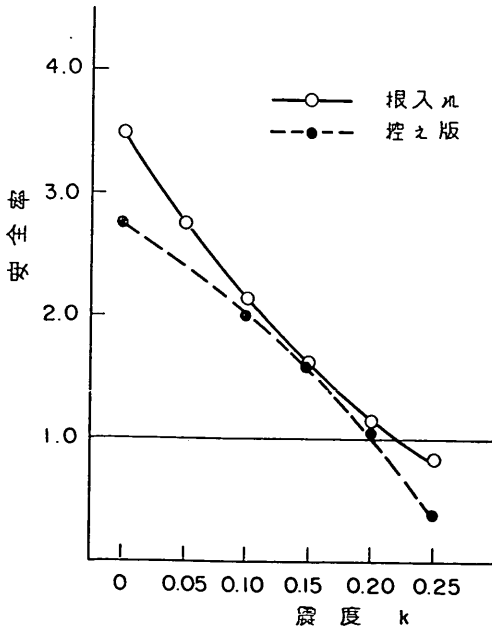


図 5.74 根入れおよび控え矢板の安全率と震度の関係

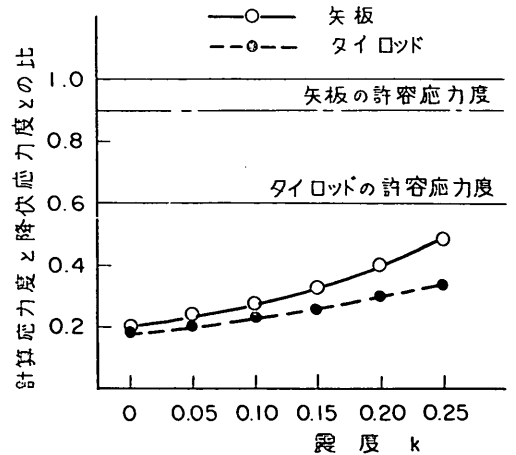


図 5.75 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

表 5.49 矢板壁の安定および応力度の計算結果

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a (t・m/m)	抵抗モーメント M_p (t・m/m)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} (t・m/m)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比	張 力 (t/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比
0	64	199	3.11	3.50	664	0.277	5.98	431	0.196
0.05	75	184	2.47	3.94	747	0.311	6.64	478	0.217
0.10	88	169	1.98	4.48	850	0.354	7.42	534	0.243
0.15	104	153	1.47	5.15	978	0.408	8.39	604	0.275
0.20	126	136	1.08	6.03	1,144	0.477	9.59	690	0.314
0.25	156	118	0.74	7.23	1,372	0.572	11.18	805	0.366

表 5.50 控え矢板の安定計算結果

曲げこわさ $EI = 2.1 \times 10^6 (\text{kg/cm}^2) \cdot 4.22 \times 10^3 (\text{cm}^4) \times 8.86 \times 10^9 (\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$ $EI_{10} = 8.86 \times 10^8 (\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$

地盤の横抵抗常数 $N=20$ $k_c = 5.0 \times 10^3 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-2.5}$ $k_s = \bar{a} \cdot (T_{10})^{-1/5} \cdot (EI_{10})^{-1/5} \cdot (k_c)^{7/5}$

震 度	曲げモーメント第一ゼロ点とタイロッドの距離 l_{m1}				
	タイロッド張力 (t/本)	幅10cmあたりの タイロッド張力 $T_{10}(\text{kg})$	$k_s(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3.5})$	自 由 長 $h(\text{cm})$	$l_{m1}(\text{m})$
0	5.98	374.0	204.3	0	1.50
0.1	7.42	464.0	195.7	0	1.50
0.2	9.59	599.0	185.9	0	1.55
0.25	11.18	699.0	180.3	0	1.60

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力			安全率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_a}$
	1本あたり $T(\text{t/本})$	壁幅1mあたり $A_p(\text{t/m})$	主働土圧 E_a	受働土圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	5.98	3.74	1.15	17.65	0	3.61
0.10	7.42	4.64	1.54	16.32	0.95	2.49
0.20	9.59	5.99	2.14	14.87	6.66	1.01
0.25	11.18	6.99	2.55	14.04	10.10	0.26

取付点	
東側	±0.00m
西側	+1.00m
間隔	
東側	$l = 1.50\text{m}$
西側	$l = 1.60\text{m}$

控え矢板のタイロッド取付点下の長さ1.10m

控え工には鋼矢板が使用されているので長ぐいとしての検討が必要か、控え版としての検討が必要かを確認し、安定計算を行なう。

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度ならびに控え矢板の安定に対する東側の計算結果を表 5.47～表 5.48、西側の計算結果を表 5.49～表 5.50に示す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したのが東側については図 5.74～図 5.75であり、西側が図 5.76～図 5.77である。

(4) 考察

本施設は(1)に述べたとおり、東側は法線のはらみ出し

が生じたが、西側の法線のはらみ出しはほとんどなかった。また根入れ不足による根入れのはね出し、あるいは矢板およびタイロッドの異常は認められなかった。

本施設は 200gal あるいはそれ以上の地震動を受けたと考えられるが、東側の根入れの安全率は図 5.74 および図 5.76 のように震度 0.20 で 1.19、西側のそれは 1.08 となっており現象と一致する。矢板およびタイロッドの応力度はいずれも震度 0.20 においてはその長期許容応力度に達しておらず、事実とよくあっている。

控え矢板はタイロッド取付点から曲げモーメント第一ゼロ点までの長さ l_{m1} より短かく、タイロッド取付点下 $l_{m1}/2$ までの版としての安定計算を行なったが、その結果、震度 0.20 における控え矢板の安全率は東側で 1.07、西側で 1.01 である。

以上のように、この 2 つの施設は、被災度に大きな差があったにもかかわらず、計算結果にはほとんど差を生じておらず、東側部分の被災がタイロッド取付部の破損によるといわれている事実を裏付けている。

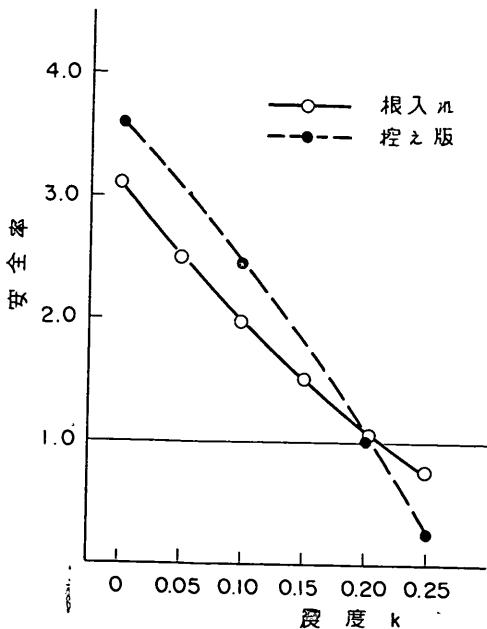


図 5.76 根入れおよび控え矢板の安全率と震度の関係

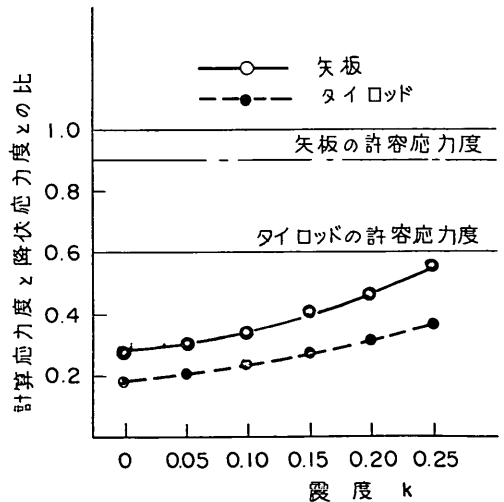


図 5.77 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

5.3.6 苫小牧港東ふ頭第3バース-9.0m岸壁 (y-24)

(1) 概要

昭和38～40年に完成した延長 360.0m の施設である。標準断面図を図 5.78に示す。苫小牧は気象庁の震度階では今回の地震で最も大きな VI を示しているが、地震によ

る被災は全般的に少なく、とくに本施設はほとんど被災がなかった。東ふ頭は 1, 2バースのウェル式デグダッチドピアをのぞいてはすべて矢板式でありそのほとんどが無被災であった。本施設はほぼ類似構造の西ふ頭第 2バース (y-21) と対面しており、y-21 に控え版の移動が認められるのに本施設は全く無被災であったことは興味深い。

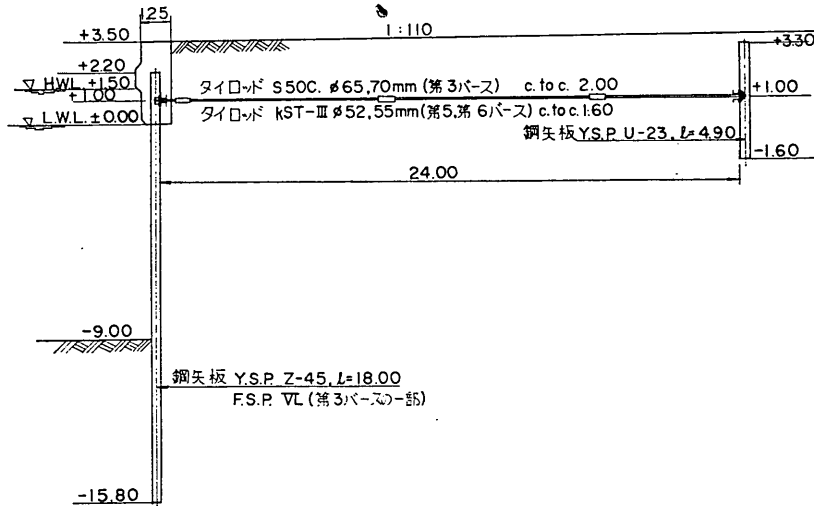


図 5.78 苫小牧港東ふ頭第3, 5, 6バース-9.0m岸壁 (y-24) 標準断面図

(2) 計算条件

検討に用いた計算条件は次のとおりである。

かつこ内は原設計条件である。また原設計震度は $k=0.15$ である。

裏込めおよび原地盤の内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$

壁面摩擦角

矢板

主働土圧に対して $\delta = 15^\circ$

受働土圧に対して $\delta = -15^\circ$

控え矢板

主働土圧に対して $\delta = 15^\circ$

受働土圧に対して $\delta = 0^\circ$

裏込めおよび原地盤の単位体積重量

空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$

水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$

上載荷重

$w = 0.0 \text{ t/m}^2$

(常時 3.0 t/m^2 , 地震時 1.5 t/m^2)

水深

-9.0m

前面水位

+0.5m ($\pm 0.0\text{m}$)

残留水位

+1.20m (+1.0m)

鋼矢板

断面係数 $Z = 4,550 \text{ cm}^3/\text{m}$

(Y. S. P. Z-45)

降伏応力度 $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$ (2種)

タイロッド 径65mm

降伏応力度 $\sigma_y = 3,700 \text{ kg/cm}^2$

(S50C)

取付点 +1.00m

間隔 $l = 2.00\text{m}$

控え矢板

断面係数 $Z = 2,250 \text{ cm}^3/\text{m}$

(Y. S. P. U-23)

降伏応力度 $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$

タイロッド取付点下の長さ

$l = 2.6\text{m}$

控え工には鋼矢板が使用されているので長ぐいとしての検討が必要か、控え版としての検討が必要かを確認し、安定計算を行なった。

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定、矢板およびタイロッドの応力度ならびに控え矢板の安定に対する計算結果を表 5.51~表 5.52に示す。また、この計算結果を震度との関係において図に示したものが図 5.79~図 5.80である。

(4) 考察

本施設は200galあるいはそれ以上の地震動を受けたと考えられるが、根入れの安全率は図 5.79に示すように震度0.20において1.09とほぼ1であり現象と一致している。矢板およびタイロッドの応力度はいずれも震度0.20においてはその長期許容応力度にも達しておらず、事実と一致している。

控え矢板はタイロッド取付点から曲げモーメント第1ゼロ点までの深さ l_{m1} より短かく、タイロッド取付点下 $l_{m1}/2$ までの控え版としての安定計算を行なったが、その結果、震度0.20において控え矢板の安全率は1.47であり、本例の場合、移動しなかった事実と一致する。

y-21の震度0.2における、控え版の安全率は1.05であり、本施設に比して低いが、これは本施設が無被災でありy-21の控え版に若干の移動が認められたという事

表 5.51 矢板壁の安定および応力度計算結果

震 度	根 入 れ			矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
	主働モーメント M_a ($t \cdot m/m$)	抵抗モーメント M_p ($t \cdot m/m$)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$	最大曲げモーメント M_{max} ($t \cdot m/m$)	応力度 (kg/cm^2)	降伏応力度との比	張 力 ($t/本$)	応 力 度 (kg/cm^2)	降伏応力度との比
0	625	2127	3.40	36.59	804	0.268	28.28	851	0.270
0.05	748	1969	2.63	42.47	933	0.311	32.15	968	0.262
0.10	899	1806	2.01	49.69	1092	0.364	36.81	1108	0.299
0.15	1090	1637	1.50	58.73	1291	0.430	42.54	1280	0.346
0.20	1340	1459	1.09	70.44	1548	0.516	49.79	1499	0.405
0.25	1687	1265	0.75	86.45	1900	0.633	59.46	1790	0.484

表 5.52 控え矢板の安定計算結果

曲げこわさ $EI = 2.1 \times 10^6 (kg/cm^2) \times 2.225 \times 10^3 (cm^4) =$

$$4.73 \times 10^9 (kg \cdot cm^2)$$

$$EI_{10} = 4.73 \times 10^8 (kg \cdot cm^2)$$

地盤の横
抵抗常数

$$N = 20 \quad k_c = 5.0 \times 10^3 g \cdot cm^{-2.5}$$

$$k_s = \bar{a} \cdot (T_{10})^{-1/5} \cdot (EI_{10})^{-1/5} \cdot (k_c)^{7/5}$$

震 度	曲げモーメント第1ゼロ点と タイロッドとの距離 l_{m1}				
	タイロッド張力 ($t/本$)	幅10cmあたりの張力 T_{10} (kg)	k_s ($g \cdot cm^{-3.5}$)	自由長 h (cm)	l_{m1} (m)
0	28.28	1414	100.10	0	3.0
0.10	36.81	1841	95.02	0	3.1
0.20	49.79	2489	89.44	0	3.3
0.25	59.46	2973	86.33	0	3.4

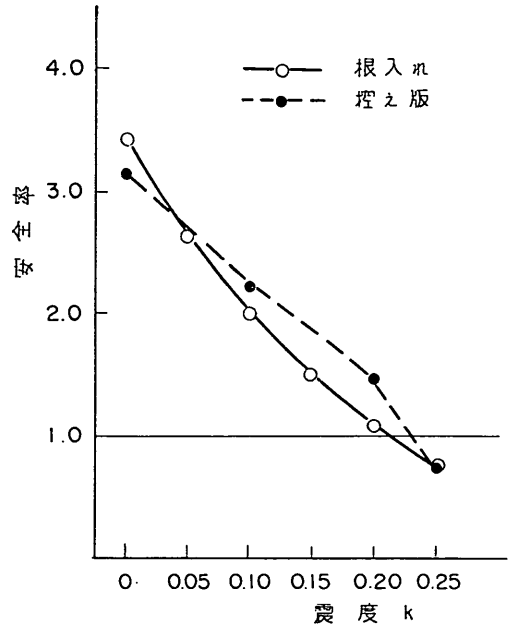


図 5.79 根入れおよび控え版の安全率と震度の関係

震 度	タイロッド張力		控え版に作用する土圧力			安全率 $F = \frac{E_p - \Delta E_p}{A_p + E_a}$
	1本あたり T ($t/本$)	壁幅1mあたり A_p (t/m)	主働土圧 E_a	受働土圧 E_p	崩壊面が交叉した時の減少土圧 ΔE_p	
0	28.28	14.14	3.64	56.11	0	3.16
0.10	36.81	18.41	4.89	51.93	0	2.23
0.20	49.79	24.89	6.73	47.36	0.74	1.47
0.25	59.46	29.73	8.05	44.71	0.75	0.75

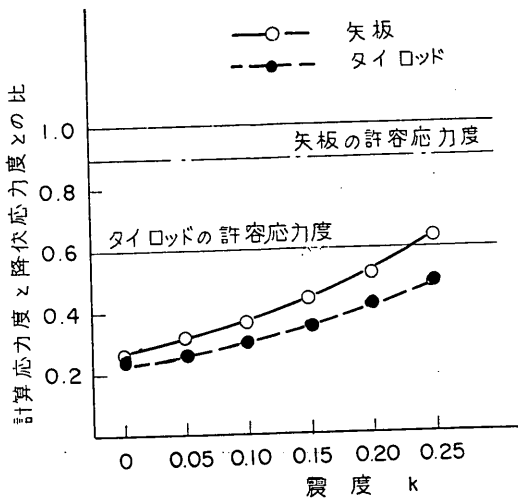


図 5.80 矢板およびタイロッドの応力度と震度の関係

実と一致する。また震度 0.1 における 控え版の安全率は、本施設が 2.23、y-21 が 2.49 と逆に y-21 の方が高い計算結果を示している。この傾向が震度 0.2 において逆転したのは、y-21 のタイロッド長 (19m) が本施設のタイロッド長 (24m) に比して短いため、震度 0.2 において矢板の主働崩壊面と控え版の受働崩壊面がより多く交叉し、控え版の抵抗が減少したためである。

5.4 考察および問題点

通常の型の矢板壁 21 例について、計算結果をとりまとめて考察を加え、現行設計法の問題点の指摘を行なう。なお、以下の図において、○●●×は、それぞれ被災の程度 0, I, II, III を示す。

(1) 根入れの安定

図 5.81 に矢板の根入れの安全率の計算結果を示す。21 例中 6 例が計算震度 0.20 において安全率 1 を割っているが、根入れの不足による被災例はない。この 6 例のうち y-6, y-9 および y-10 はゆるい砂質地盤に打ち込まれているので根入れ部の内部摩擦角を 30° としている。また、y-9 および y-10 は裏込めにゆるいしゅんせつ土砂を用いているのでこれも $\phi = 30^\circ$ としている。y-8 は同様の理由で根入れ部の内部摩擦角を 25° としている。y-25 は根入れ部 (-4.5m~9.0m) はゆるい砂質土であるから $\phi = 30^\circ$ 、-9.0m 以下は $c = 6.0 \text{ t/m}^2$ の粘性土として取り扱っている。y-14, y-15, y-16, y-20 の 4 例については、内部摩擦角 30° および 35° について計算を行なっているが、図示したのは $\phi = 35^\circ$ の方である。

その他の例については、すべて根入れ部の内部摩擦角は 35° としている。

21 例中 15 例は、震度 0.20 における安全率は 1.0~1.5 で

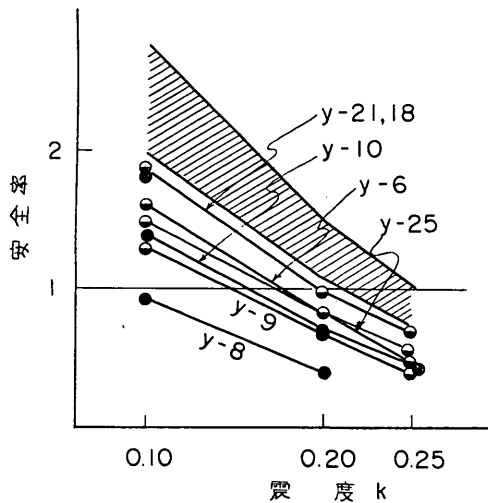


図 5.81 矢板の根入れの安全率と震度の関係

あり、これらは無被災であるという事実と一致している。他の 6 例については安全率は 0.20 において安全率が 0.4~0.8 であっても根入れ不足による被災はないから現行の設計法は震度 0.2 までは安全な設計法といつてよからう。

y-14, y-15, y-16 および y-20 については裏込めおよび根入れ部の内部摩擦角を 30° とした場合の計算も行なっているので、これを図 5.82 に、また内部摩擦角を 35° としたときの根入れの安全率と 30° としたときの根入れの安全率の比を図 5.83 に示す。これによれば、 $\phi = 35^\circ$ のときの震度 0.20 における根入れの安全率は 1.15 ないし 1.49 であったものが、 $\phi = 30^\circ$ では 0.68~0.88 と 1 を割る。またこの両者の比はこの 4 例ともほとんど同じ値となり、震度 0.20 においては約 0.59 である。

これらの 4 例はすべて室蘭港の西 3 号ふ頭の岸壁であり、特に y-14 では -8.5m から -15m 付近まで平均 N 値 5 以下のルーズな細砂であって、通常の設計では内部摩擦角を 30° 以上にとることは考えられない。現行の設計法では地震時の根入れの安全率は 1.2 以上を要するので、通常の砂地盤であれば土圧計算の際 35° の内部摩擦角を用いてもよいとも考えられる。

ただし、根入れに対し安定であるからといって根入れ長をみだりに短かくすることは、矢板の曲げモーメントおよびタイロッド張力を大きくすることになるのでつしむべきであろう。

(2) 矢板の曲げ応力度

21 例中矢板の曲げ応力度が比較的高く計算されたもの 7 例を図 5.84 に示す。これによると震度 0.20 における矢板の応力度はすべて許容応力度以下であり、矢板の曲げ

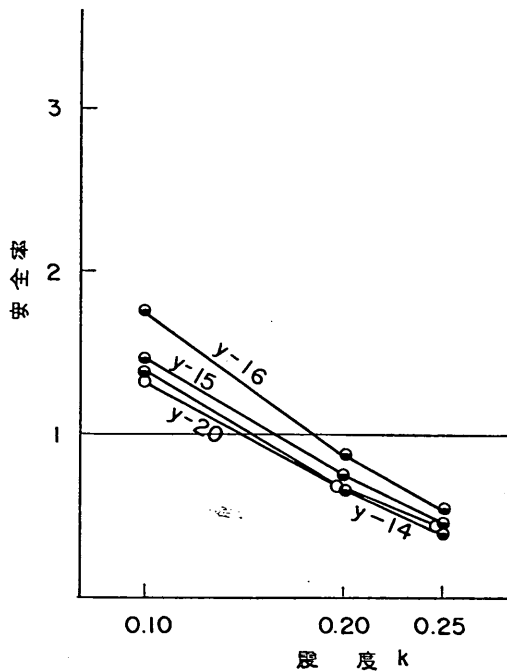


図 5.82 裏込めおよび根入部の内部摩擦角を 30° としたときの根入れの安全率

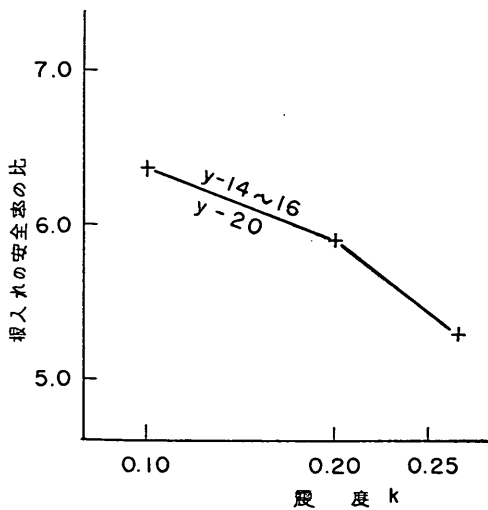


図 5.83 裏込めおよび根入部の内部摩擦角を 35° とした時の根入れの安全率と、 30° とした時の根入れの安全率の比

による被災が全く見られなかったという事実と一致する。y-18 はアンローダーの基礎ぐいを無視した場合、

1) 大島実, 寺尾健, “新潟地震による港湾構造物震害の現行設計法による解析” 第 8 回地震工学研究発表会講演概要, p22 1965, 7.土木学会

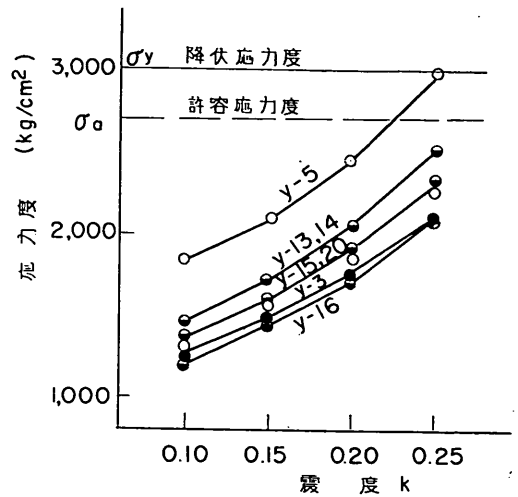


図 5.84 矢板の曲げ応力度と震度の関係

矢板の曲げ応力度は $3,400 \text{ kg/cm}^2$ となって、降伏応力度をこえるが、アンローダーの基礎ぐいも曲げを分担するとして、その曲げこわさの比により土圧を配分して計算すれば、 $2,247 \text{ kg/cm}^2$ となって、他の例と同様な結果となる。

このように、計算応力度がすべて許容応力度を下まわったために、今回の解析では、現行の曲げモーメントの計算法が十分に安全な方法であるかどうかは確かめられなかったが、新潟地震の際の解析では、石油ふ頭ドルフィンで降伏応力度をこえる応力度が計算されたにもかかわらず、矢板の曲げによる破壊はなかったと報告されており¹⁾、これをあわせて考えれば現行の設計法はほぼ妥当な設計法と考えてよからう。

(3) タイロッドの引張り応力度

タイロッドの引張り応力度の計算値 21 例のうち比較的大きな応力度が計算されたものを図 5.85 に示す。なお、図に示した応力度は、降伏応力度の比によって S S 41 材に換算したものである。

図によると、震度 0.20 におけるタイロッドの応力度は y-5 を除きすべて許容応力度と同程度か、あるいはそれ以下であって、タイロッドの切断による被災がなかったことと一致している。y-5 はその後の調査で、計算に用いた水深より実際的水深が著しく浅いことが判明しているため、現行の設計法およびタイロッドの許容応力度はほぼ適当なものと考えてよからう。

(4) 控え版の安定

控え版および控え矢板のうち長ぐいと見なせないもの

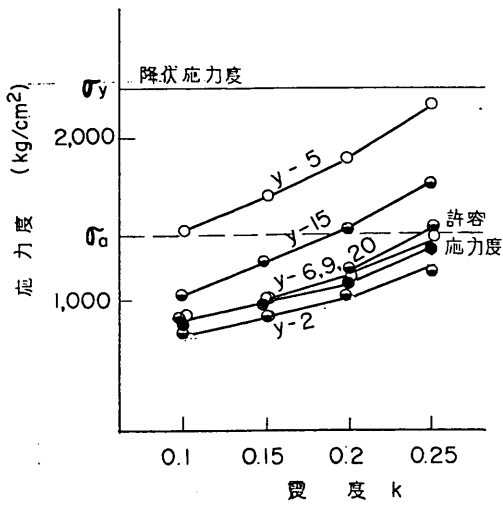


図 5.85 タイロッドの引張り応力度と震度の関係

についてその安全率を図 5.86 に示す。図によると 12 例中 8 例の安全率がハッチの中に含まれ、震度 0.20 においては 0.8~1.1 となる。しかしこの程度の安全率ではすべて 10~30cm の岸壁法線のはらみ出しを生じている。y-22 は被災度Ⅲとなっているが、これはタイロッド取付部の破損による被災である。安全率が 1.5 近い 3 例については法線のはらみ出しがほとんど見られない。y-2 は被災度Ⅰであるが、法線のはらみ出しは 3cm 以下であり、主体はエプロンの破損による被災である。y-5 は無被災であるにもかかわらず安全率が著しく低い、前述のよう

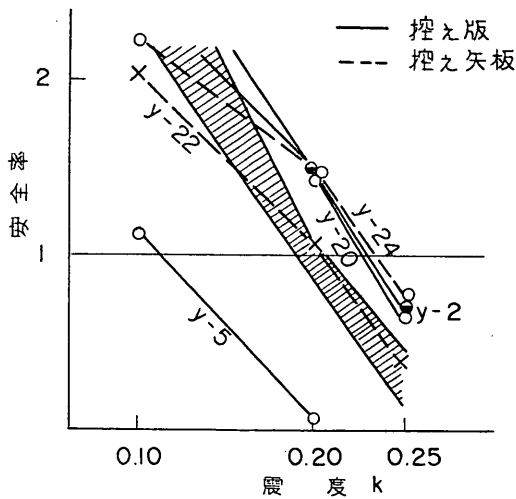


図 5.86 控え版の安全率と震度の関係

に実水深が計算水深より浅いことがあとで判明したので、解析の対象とはならない。

以上の計算結果によれば、控え版の移動を生じないためには安全率 1.5 以上を要し、これ以下ではかなりの法線のはらみ出しを覚悟しなくてはならない。しかし、新潟地震の際の解析では、安全率が 2 より大きければ確実に安全と見られるが、1~1.5 では確実に安全とはいえないと報告されており、従来の矢板壁の震害例がほとんど控え版の抵抗不足によるものであること、および控え版が土の流動化の影響を受けやすい部分であることをあわせ考えると、現行の設計基準通り、地震時の安全率は 2 とするのが適当であろう。

なお、短い控え矢板について、現行の方法により控え版におきかえることは、今回の解析では控え版と同様の結果を与えており、適当な方法であると考えてよからう。

y-14, y-15 および y-16 はタイロッドが水平面に対し 10° 以上傾いているのでデッドマンアンカーとしてとり扱い、壁面摩擦角を 15° としているが、この取り扱いにより他の例とよく合った計算結果を生じているので、この程度のタイロッドの傾斜に対し、デッドマンアンカーとして取り扱うことの妥当性を示すものと考えられる。

y-21 と y-24 は、ほぼ同条件に設置された類似の構

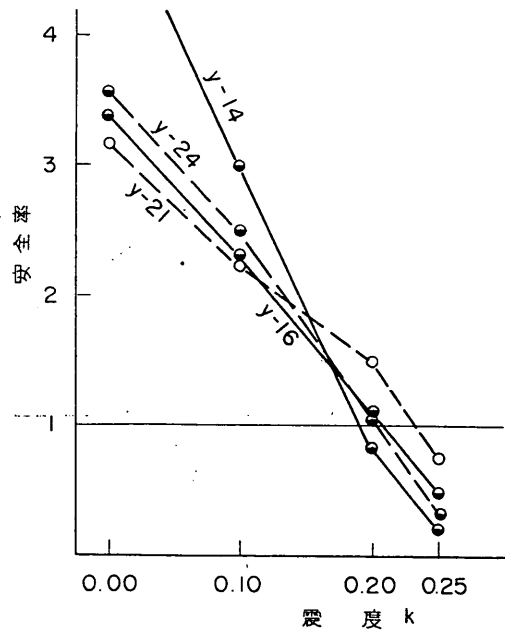


図 5.87 類似条件の矢板の控え版の安全率の比較

造物であるが、y-21 は控え工の変位が認められたにもかかわらず y-24 は全く無被災であった。また、y-14

と y-16 は同じ突堤ふ頭の両側に位置している類似の構造物であり、被災の程度はともに I であるが、法線のはらみ出し量は y-14 の方がずっと大きい。これら 4 例について、控え版の安全率を図示すると図 5.87 のようになる。これら 2 組の例とも被災の小さい方が震度 0.1 までは逆に安全率が小さいが、震度が 0.20 を越えるとの傾向は逆転する。このような計算上の差はタイロッドの長さの差によるものと考えられる。すなわち y-21 のタイロッド長 19m に対し y-24 は 24m、また y-14 の 20m に対し y-16 の 22m と差がある。このため短いタイロッドの矢板壁では震度が大きくなると矢板の主働崩壊面と控え版の受働崩壊面が地表面下で交叉し、控え版の受働抵抗を減少させたものである。この計算結果は現象の傾向とよく一致するので、現行設計法における崩壊面が交叉した場合の処置は妥当なものといえよう。また、タイロッド長を余裕をもって長くしておくことは、設計震度以上の地震が作用した時に腰の強い構造物とするための有効な手段であろう。

(5) 控え直ぐいの頭部変位および曲げ応力度

図 5.88 に控え直ぐいおよび長いと見なせる控え矢板の計算変位量を示す。これによると計算結果は被災の

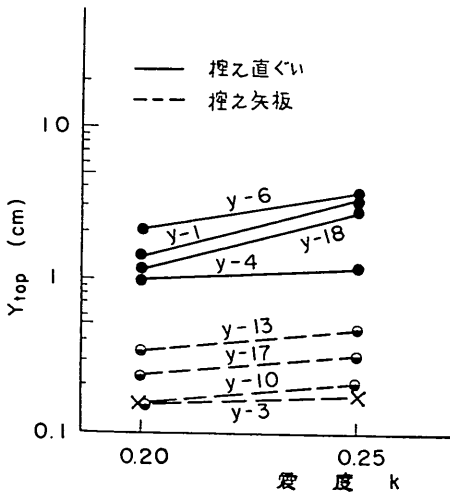


図 5.88 控え直ぐいの頭部変位と震度の関係

程度と傾向としてはよく一致しているが、その絶対値は実際の法線のはらみ出し量に比して著しく低く計算されており、控え直ぐいの場合で 1/9~1/57、控え矢板の場合で 1/88~1/154 である。なお y-3 は被災度 III であるにもかかわらず計算変位量が最も小さいが、タイロッドと控え矢板の取付部の破損による被災である。

図 5.89 にはくいまは矢板の最大曲げ応力度の計算

値を示す。これによると y-18 を除いては震度 0.20 における応力度は著しく小さく降伏応力度の以下 1/3 である。y-18 にしても降伏応力度のわずか 1.19 倍であるから、一応控え直ぐいまたは矢板の曲げ破壊がなかったと見られていることと表面上は一致する。

しかし、法線のはらみ出し量を生ずるだけくい頭変位

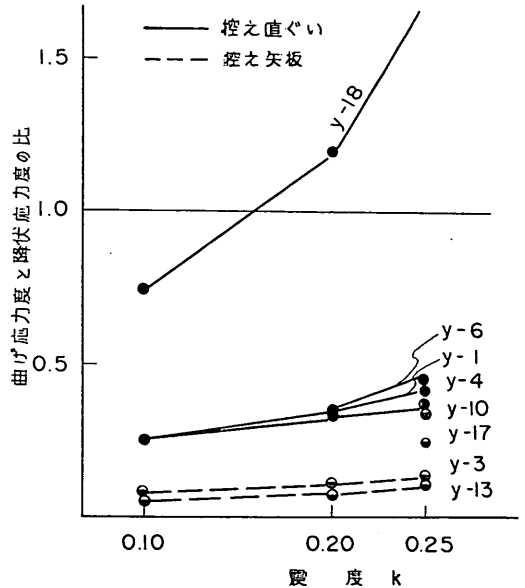


図 5.89 控え直ぐいの曲げ応力度と震度の関係

を生じさせるには、どれだけの曲げ応力度が生じていなければならないかを、5 例について地表面荷重ぐいとして逆算すると表 5.53 のようになり、すべて、曲げにより破壊していなければならないこととなる。

これに反し、y-4、y-12 (前面海底に斜面を有する矢板壁) および函館港北浜ふ頭 -5.5m 岸壁取付護岸において控え工の掘削調査が行なわれているが、くいまは矢板が 3° 程度傾斜していたものはあったが、曲げ破壊を起こした例は認められていない。

この矛盾の説明の一つとして、控え工が短ぐいとしての挙動を起こし、回転したと考えることも可能であろう。その原因としては地盤の流動化が考えられる。

地盤がゆるくなっていたために変位が大きかったと考え、C型地盤に打ち込まれた地表面荷重の長ぐいとして、地盤の N 値を略算すると次のようになる。すなわち、頭部変位は k_c の $\frac{5}{6}$ 乗に比例し、 k_c は N 値の 0.78 乗に比例するから、10 倍の頭部変位を生ずるためには N 値は約 1/4 に、また 100 倍の頭部変位を生ずるためには約 1/20 に低下していなければならない。また、控え工の曲げ応力度が降伏応力度に等しくなるための地盤の N 値を

表 5.53 法線のはらみ出し量に等しいくい頭変位を生じたときの曲げ応力度

	y-4	y-6	y-18	y-13	y-17
曲げ応力度と降伏応力度の比	12.2	5.6	9.2	6.4	6.1

求めると、曲げモーメントは k_c の $-5/12$ 乗に比例するから、曲げ応力度を $1/6$ に下げなければならないものとする。と N 値は約 $1/1.8$ に下がっていただければならぬ。

いずれにしても、現行の控え直ぐいの設計法は地震時に対しては現象を説明することができず、とくにくい頭変位の計算については著しく危険側な設計法である。そのさしあたっての対策としては、地盤の横抵抗定数を地震時に下げて用いるという方法も考えられないこともないが、根本的な設計法の改良のためには、実験にもとづく本格的な研究が行なわれることを期待したい。

このように、現象と計算値が一致しないために明確にはいいがたいが、計算値と実際の変位の比が控え直ぐいと控え矢板の場合で著しく異なることも注目に値する。従来矢板壁のような連続壁の横抵抗に対しては実験的な研究が行なわれていなかったために、矢板壁の横抵抗常数は現行の設計法ではくいと同じものを用いているが、テルツァギの指摘²⁾のように、矢板壁ではくいに比して地盤の横抵抗常数を低くとる必要があるかもしれない。今回取り扱った例から、同程度の地盤であれば矢板は同程度の曲げこわさのくいの $3 \sim 10$ 倍の頭部変位を生ずるものとする、矢板の場合 C 型地盤の横方向地盤常数 k_c は、くいに比し $1/2.5 \sim 1/4.6$ の低い値をとらなければならないこととなる。

(6) その他設計施工上の問題点

1968年十勝沖地震では、矢板とタイロッド取付部の破損が1例、控え矢板とタイロッド取付部の破損が1例見られた。また、控え版側のタイロッドの座金が折損し、座金が控え版のコンクリート中にめりこんでいる例も1例あった(写真 5.1参照)。なお、破損した座金は铸铁製である。

これらの事実はタイロッド取付部の設計にも十分意をくばるべきであることを教えている。現在座金はナットによるせん断に対して設計されているのが普通であるが、被災例よりみて、曲げに対しても検討しておく必要があると思われる。また、控え版のコンクリートは良質なものを、その圧壊あるいは押し抜きせん断につい



写真 5.1 大湊港下北ふ頭2号岸壁(-6.5m)控え版被災状況

ても十分な検討を行なわなければならないであろう。

6. 根入部前面海底に斜面を有する矢板式けい船岸

根入部前面に斜面を有する矢板壁で、1968年十勝沖地震を受けた施設は、室蘭港西1.2号ふ頭間-4.5m岸壁および同港西2.3号ふ頭間-4.5m岸壁の2例である。この2施設は法線の方向は全く同じであり、西2号ふ頭をはさんで隣接している。ともにスリップの奥の岸壁であり、土質条件も類似しているため、地震の影響も似ていたものと考えられる。2施設の相違点は次のとおりである。のり先の水深は前者では -7.5 m であり、後者では -9.0 m である。また、控え工の形式は前者では控え版であり後者では頭部付近にタイロッドを取付けた控え矢板である。

上載荷重は前者では載荷されていなかったが、後者では、前面矢板の主働土圧の影響範囲内に製作中のセルラブロックが置かれていた。平均の載荷重は約 1 t/m^2 となる。

被災の程度はほぼ類似しており、前者で 30 cm 弱、後者で 40 cm 弱の法線のはらみ出しがあった。

この形式の矢板壁についても、通常の矢板壁と同様各

2) K. Terzaghi, "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction", Géotechnique, Vol. 4, No.4, p.297, 1955, 12.

震度に対する根入れの安全率、矢板の曲げ応力度、タイロッドの引張り応力度および控え工の安定について計算を行なった。ただし、前面傾斜の影響については次の方法で見込むこととした。根入れの安全率については、まず根入部前面の受働土圧をクーロンの土圧論を用いて直線すべり面を仮定し、試行で求める方法¹⁾(沢田法)で求め、これをもとに根入れの安全率を計算した。ついで、水平な海底面を仮想し、これによる根入の安全率と比較を行なった。矢板の曲げ応力度およびタイロッドの引張り応力度については、仮想ばりの下の支点を数点仮定して計算し、沢田法による受働土圧合力と受働土圧合力が等しくなるような水平海底面を仮想した場合(設計基準法)と比較を行なった。控え工の安定に関しては、矢板の主働崩壊面の起点を数点仮定して検討し、これも沢田法による受働土圧合力と受働土圧合力が等しくなる

ような仮想水平海底面から主働崩壊面を画いた場合(設計基準法)と比較した。

6.1 室蘭港西1.2号ふ頭間-4.5m岸壁(y-11)

(1) 概要

本施設の延長は130mで、昭和36年に完成している。標準断面図を図6.1に示す。被災の程度はIであって、法線全体が弓なりにはらみ出しており、その最大値は27cmである。ぐう角部の被災状況から見て、本岸壁がスリップ奥にあったため隅角部の変位はかなり制限されたと考えられる。はらみ出し量は相対的なものであるから、平行式けい船岸の同程度のはらみ出し量のものに比して絶対的な変位量は少なかったかもしれない。

(2) 計算条件

本岸壁施工前の土質調査より得られた地層断面図を図6.2に示す。これをもとに現地盤の内部摩擦面は30°お

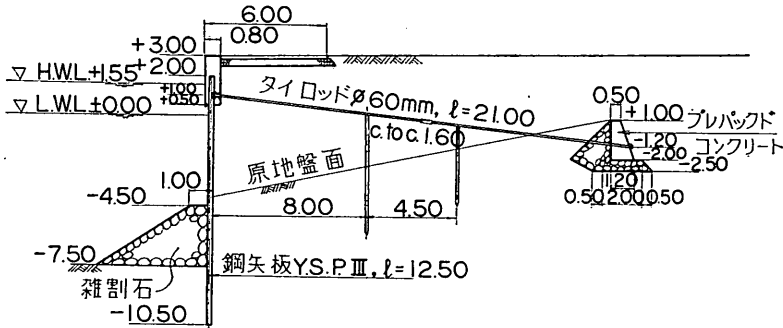


図 6.1 室蘭港西1.2号ふ頭間-4.5m岸壁(y-11)標準断面図

よび35°を用いて計算した。原設計では30°を用いている。その他の計算条件は次のとおりである。かっこ内は原設計条件を示す。原設計震度は $k=0.10$ である。

矢板の裏込めの内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$

(水位上35°, 水位下30°)

壁面摩擦角

主働土圧に対し $\delta = 15^\circ$ (0°)

受働土圧に対し $\delta = -15^\circ$

控え版周囲の土の内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ (30°)

壁面摩擦角

主働土圧に対し $\delta = 15^\circ$ (0°)

受働土圧に対し $\delta = 0^\circ$ (-15°)

土の単位体積重量 空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$

(1.6 t/m³)

水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$

上載荷重 $w = 0 \text{ t/m}^2$ (常時3.2 t/m²)

(地震時1.6 t/m²)

仮想海底面の水深 -4.5m, -5.5m, -6.5m
-7.5mの4通り (-5.5mまたは-6.5m)

前面水位 +0.30m (±0.00m)

残留水位 +1.10m (1.00m)

鋼矢板 断面係数 $Z = 1,310 \text{ cm}^3/\text{m}$

(Y. S. P. III)

降伏応力度 $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$

(2種)

(許容応力度 常時1,400 kg/cm²
地震時2,100 kg/cm²)

タイロッド 径60mm

降伏応力度 $\sigma_y = 2,200 \text{ kg/cm}^2$ (S S 41)

(許容応力度 常時 900 kg/cm²
地震時1,400 kg/cm²)

取付点 +1.00m

間隔 $l = 1.60 \text{ m}$

1) 沢田源平; "斜面をもった矢板根入部の受働土圧計算法" 港研資料, No.9, 昭和39年4月

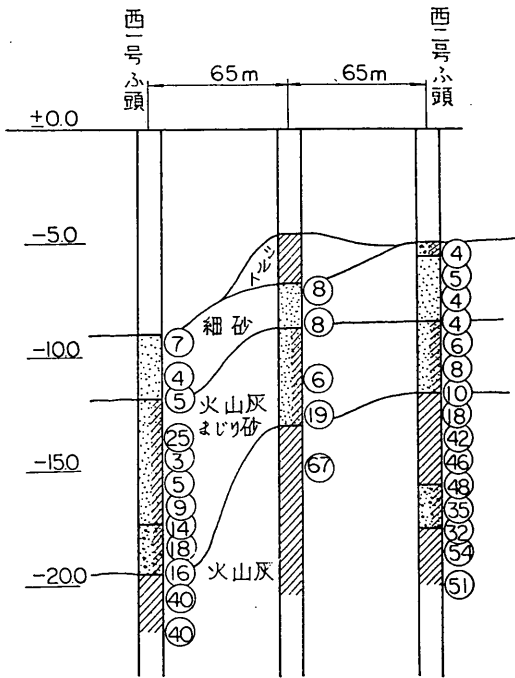


図 6.2 室蘭港西1.2号ふ頭間-4.5m岸壁地層想定断

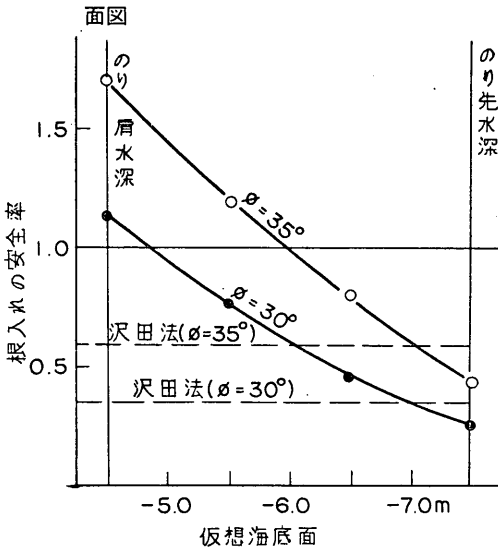
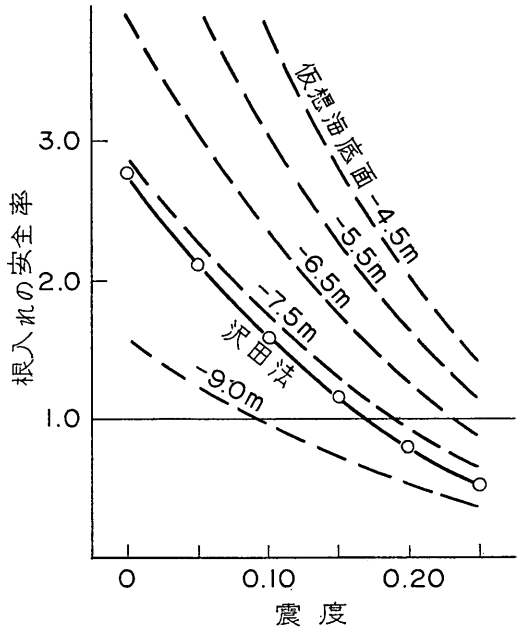


図 6.4 仮想海底面の深度と根入れの安全率の関係

(3) 計算結果

根入れの安全率の計算結果を表 6.1 および表 6.2 に示す。前者は根入れ部の受働土圧を沢田法を用いて計算したものであり、後者は水平な海底面を仮想して計算した結果である。この両者をあわせて図示したものが図 6.3 である。また、計算震度 0.2 に対する計算結果を水平な仮

(a) $\phi = 35^\circ$ の場合



(b) $\phi = 30^\circ$ の場合

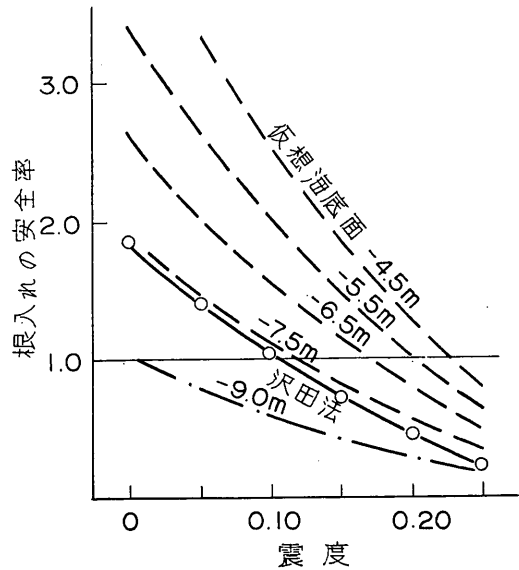


図 6.3 根入れの安全率と震度の関係

想海底面の深さを横軸にとって表示したものを図 6.4 に示した。

表 6.1 根入れの安全率の計算結果(沢田法)

震 度	内部摩擦角 ϕ (°)	主働モーメント M_a (t·m/m)	抵抗モーメント M_p (t·m/m)			安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$
			受働土圧合力 (t/m)	合力の作用点とタイロッドの距離 (m)	M_p (t·m/m)	
0	35	230.82	45.22	9.77	450.84	1.95
	30	264.71	35.39	9.78	346.11	1.30
0.05	35	272.29	41.08	9.83	403.82	1.48
	30	311.10	31.57	9.85	310.96	0.99
0.10	35	323.67	36.83	9.90	364.62	1.13
	30	369.63	27.61	9.95	274.72	0.74
0.15	35	388.67	32.44	9.98	323.75	0.83
	30	446.24	23.44	10.06	235.80	0.53
0.20	35	473.69	27.80	10.08	280.22	0.59
	30	553.12	18.90	10.20	192.78	0.35
0.25	35	591.47	22.84	10.20	232.97	0.39
	30	721.51	13.56	10.40	141.02	0.19

表 6.2 根入れの安全率の計算結果
(水平な海底面を仮想した場合)

震 度	内部摩擦角 ϕ (°)	根 入 れ の 安 全 率			
		仮想海底面 -4.5m	仮想海底面 -5.5m	仮想海底面 -6.5m	仮想海底面 -7.5m
0	35	5.02	3.52	2.13	1.30
	30	3.58	2.45	1.53	0.86
0.05	35	3.95	2.77	1.71	1.02
	30	2.81	1.92	1.20	0.67
0.10	35	3.05	2.14	1.36	0.78
	30	2.16	1.47	0.92	0.51
0.15	35	2.31	1.62	1.05	0.59
	30	1.61	1.09	0.68	0.38
0.20	35	1.70	1.19	0.80	0.43
	30	1.14	0.77	0.47	0.26
0.25	35	1.19	0.83	0.58	0.30
	30	0.73	0.49	0.30	0.16

矢板の曲げ応力度とタイロッドの引張り応力度の計算結果を表 6.3ならびに図 6.5および図 6.6に示す。表 6.3は水平な海底面を4種仮想して計算したものであり、図

にはこれとあわせて設計基準法による仮想海底面の深さが示してある。

表 6.4および図 6.7に控え版の安全率の計算結果を根入れおよび控え版周囲の土の内部摩擦角を 35°とした場合について示してある。この岸壁のタイロッドは約 6°傾斜しているため、デッドマンアンカーとしても検討している。即ち、控え版の受働土圧計算に用いる壁面摩擦角は 0° の場合と +15° の場合の 2 通りを用いている。仮想海底面の仮定のしかたおよび図のあらわし方は矢板の応力度の場合と同様である。

(4) 考 察

i) 根入れの安全率

計算震度 0.2 に対する計算結果(図 6.4)によると、沢田法による根入れの安全率は根入れ部内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ の場合 0.59、 $\phi = 30^\circ$ の場合 0.35 と著しく低く、根入れの不足による被災がないことと反する結果を与えている。この安全率と同値になる仮想海底面の深さは約 -7.0 m であり、これは前面海底より斜面高の 5/6 下がった位置に相当する(以下これを斜面の 5/6 点という)。根入れの安全率が 1 となる仮想海底面の深さは $\phi = 35^\circ$ の場合 -6.0 m (斜面のほぼ中央)、 $\phi = 30^\circ$ の場合は -4.8 m (斜面高のほぼ 1/10 点) であり、本例に関しては沢田法によって根入れの安全率を求める方法は過大な結果を与えている。

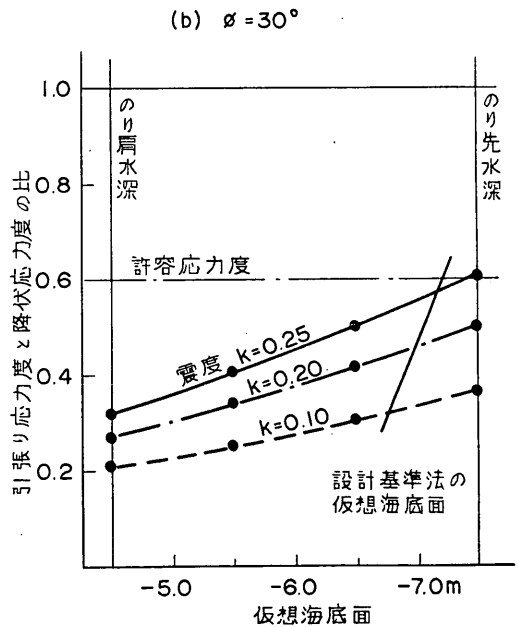
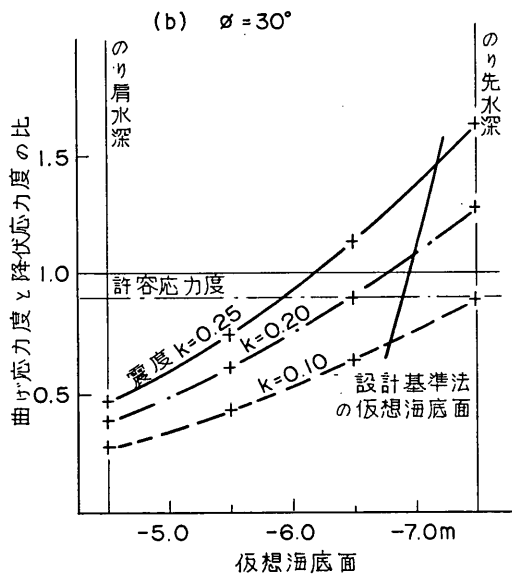
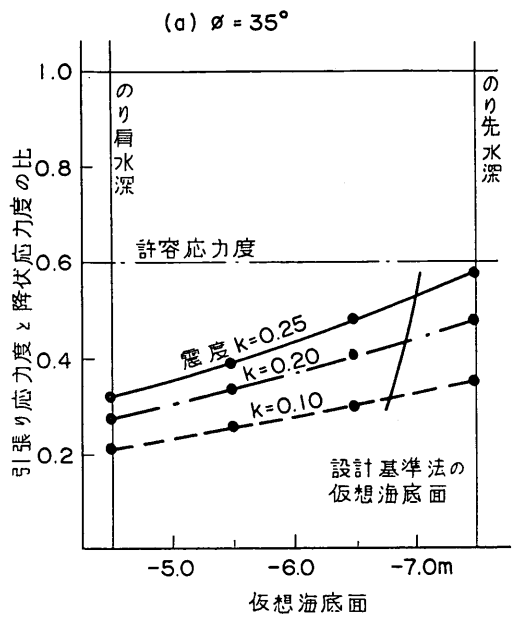
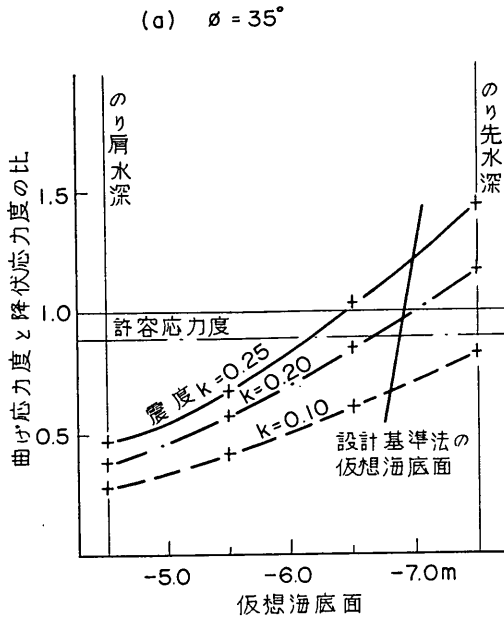


図 6.5 仮想海底面の深度と矢板の曲げ応力度の関係

図 6.6 仮想海底面深度とタイロッドの応力度との関係

ii) 矢板の曲げ応力度
 図 6.5 によると、震度 0.2 に対する矢板の曲げ応力度は設計基準の方法で仮想ばりの下の支点をきめた場合では降伏応力度となっており、本例については矢板の曲げ破壊がないことから、この方法は本例に関しては安全な設計法であったといえる。

iii) タイロッドの引張り応力度
 図 6.6 によると、タイロッドの引張り応力度は、設計基準の方法で仮想ばりの下の支点をきめた場合には、計算震度 0.25 であっても許容応力度を下まわっており、タイロッドの切断がなかったという現象とは一致してい

表 6.3 矢板の曲げ応力度およびタイロッドの引張応力度

仮想海底 面深度 (m)	土の内部 摩擦角 ϕ (°)	震 度	矢板の応力度			タイロッドの応力度		
			最大曲げモー メント M_{max} (t·m/m)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力度と の比	張 力 T (t/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力度と の比
-4.5	35	0.1	11.06	844	0.281	12.95	458	0.208
		0.2	15.14	1,155	0.385	16.99	600	0.273
		0.25	18.29	1,396	0.465	19.94	705	0.320
	30	0.1	11.10	847	0.282	12.97	459	0.209
		0.2	15.21	1,161	0.387	17.02	602	0.274
		0.25	18.41	1,405	0.468	20.01	707	0.321
-5.5	35	0.1	16.52	1,260	0.420	15.61	552	0.251
		0.2	22.08	1,731	0.577	20.56	727	0.330
		0.25	27.42	2,093	0.698	24.21	856	0.389
	30	0.1	17.08	1,303	0.434	15.91	562	0.255
		0.2	23.88	1,822	0.607	21.22	750	0.341
		0.25	29.41	2,244	0.748	25.27	893	0.406
-6.5	35	0.1	23.79	1,816	0.605	18.73	662	0.301
		0.2	33.45	2,553	0.851	25.19	890	0.405
		0.25	40.98	3,128	1.043	30.04	1,062	0.483
	30	0.1	24.91	1,901	0.634	19.17	678	0.308
		0.2	35.41	2,703	0.901	25.95	917	0.417
		0.25	44.33	3,383	1.128	31.32	1,107	0.503
-7.5	35	0.1	32.47	2,479	0.826	21.94	776	0.353
		0.2	46.08	3,517	1.172	29.80	1,054	0.479
		0.25	56.72	4,329	1.443	35.75	1,264	0.575
	30	0.1	34.76	2,653	0.884	22.73	803	0.365
		0.2	50.09	3,823	1.274	31.16	1,102	0.501
		0.25	63.56	4,851	1.617	38.04	1,345	0.611

るが、本例だけでは設計基準法が安全な設計法であるとはいえない。

iv) 控え版の安全率

図 6.7 によると、震度 0.2 に対する控え版の安全率は仮想ばりの下の支点および主働崩壊面の始点を設計基準の方法できめた場合は、壁面摩擦角 δ を 0° としたときで、1.2、 $\delta = +15^\circ$ とした場合で 0.8 となる。一般の矢板壁では控え版の安全率が 0.8~1.1 程度では控え版の抵抗不足による数十センチメートルの法線のはらみ出しを生じているので、本例に関しては、仮想海底面を設

計基準の方法できめることにより、通常の型の矢板壁とはほぼ同じ結果を得ることができるといえる。

6.2 室蘭港西 2.3号ふ頭間-4.5m岸壁 (y-12)

(1) 概要

本岸壁の標準断面図を図 6.8 に示す。延長は 150m であって、昭和 38 年に完成している。被災の程度は I であって、法線が全延長にわたって弓なりにはらみ出しており、その最大値は 39cm である。また控え矢板直上の地盤には法線方向にき裂を生じている。岸壁の位置は西 1.2号ふ頭岸壁と同様スリップ奥にあったため、測

表 6.4 控え版の安全率の計算結果 ($\phi = 35^\circ$ の場合)

仮想海底面の深度 (m)	震 度	タイロッドの張力		控え版に作用する土圧 (t/m)					安 全 率	
		一本あたり T (t/本)	幅 1 m あたり A_p (t/m)	主働土圧	受働土圧		差引くべき 受働土圧		$\delta = 0^\circ$	$\delta = 15^\circ$
					$\delta = 0^\circ$	$\delta = 15^\circ$	$\delta = 0^\circ$	$\delta = 15^\circ$		
-4.5	0.10	12.95	8.09	4.10	36.79	23.44	—	—	3.02	1.92
	0.20	16.99	10.61	6.41	31.58	21.48	0.41	0.26	1.83	1.25
	0.25	19.94	12.46	8.28	28.49	20.18	4.59	2.97	1.15	0.83
-5.5	0.10	15.61	9.75	4.10	36.79	23.44	—	—	2.66	1.69
	0.20	20.56	12.85	6.40	31.58	21.48	1.33	0.85	1.57	1.07
	0.25	24.21	15.13	8.28	28.49	20.18	13.72	8.88	0.63	0.48
-6.5	0.10	18.73	11.71	4.10	36.79	23.44	—	—	2.33	1.48
	0.20	25.19	15.74	6.40	31.58	21.48	2.78	1.77	1.30	0.89
	0.25	30.04	18.77	8.28	28.49	20.18	18.33	11.98	0.38	0.30
-7.5	0.10	21.94	13.71	4.10	36.79	23.44	—	—	2.07	1.32
	0.20	29.80	18.62	6.40	31.58	21.48	4.59	2.97	1.08	0.74
	0.25	35.75	22.34	8.28	28.49	20.18	23.00	15.23	0.18	0.16

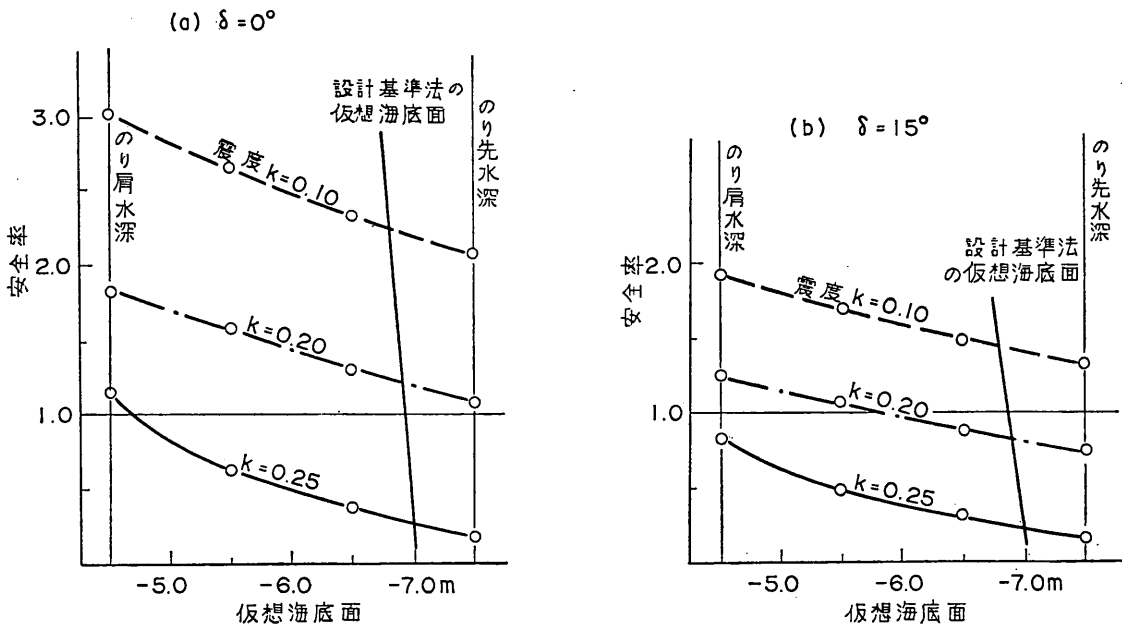


図 6.7 仮想海底面の深度と控え版の安全率の関係

定されたはらみ出し量と絶対的な変位量との関係については 1.2号ふ頭間岸壁と同様なことがいえる。

(2) 計算条件

本岸壁法線では土質調査は行なわれていないが、西

ふ頭の他の地点における土質調査の結果から見て、本岸大壁の現地盤における土質条件は西 1.2号ふ頭間岸壁と差ないと考えられる(図 4.17, 図 6.2 および 図 11.2 参照)。したがって、本岸壁の計算条件は西 1.2号ふ頭間

表 6.5 根 入 れ の 安 全 率 の 計 算 結 果 (沢田法)

震 度	内部摩擦角 ϕ (°)	主働モーメント M_a (t·m/m)	抵 抗 モ ー メ ン ト M_b			安 全 率 $F = \frac{M_b}{M_a}$
			受働土圧合力 (t/m)	合力の作用点とタイロッドの距離 (m)	M_b (t m/m)	
0	35	404.48	98.98	11.29	1,117.48	2.76
	30	474.82	77.92	11.29	879.72	1.85
0.05	35	480.71	89.32	11.38	1,016.46	2.11
	30	561.85	68.85	11.43	786.96	1.40
0.10	35	575.16	79.28	11.50	911.72	1.59
	30	671.98	59.47	11.61	693.58	1.03
0.15	35	694.67	69.04	11.67	805.69	1.16
	30	816.72	49.53	11.84	586.44	0.72
0.20	35	851.01	58.27	11.87	691.66	0.81
	30	1,020.03	38.75	12.12	469.65	0.46
0.25	35	1,067.63	46.67	12.10	564.71	0.53
	30	1,352.24	26.07	12.54	326.92	0.24

表 6.6 根入れの安全率の計算結果 (水平な海底面を仮想した場合)

震 度	内部摩擦角 ϕ (°)	根 入 れ の 安 全 率				
		仮想海底面 -4.5m	仮想海底面 -5.5m	仮想海底面 -6.5m	仮想海底面 -7.5m	仮想海底面 -9.0m
0	35	6.31	5.06	3.91	2.88	1.59
	30	4.36	3.45	2.62	1.90	1.03
0.05	35	4.92	3.94	3.05	2.25	1.24
	30	3.39	2.68	2.03	1.47	0.79
0.10	35	3.77	3.03	2.34	1.73	0.95
	30	2.57	2.03	1.54	1.11	0.60
0.15	35	2.83	2.27	1.76	1.30	0.72
	30	1.89	1.49	1.13	0.82	0.44
0.20	35	2.06	1.65	1.28	0.95	0.52
	30	1.32	1.04	0.79	0.57	0.30
0.25	35	1.42	1.14	0.89	0.66	0.36
	30	0.82	0.64	0.49	0.35	0.19

入部の内部摩擦角 ϕ を 35° とした場合に0.81、 $\phi=30^\circ$ とした場合に0.46となり、根入れ不足による破壊がなかったという事実と反する。なお、これと同じ安全率を与

える仮想海底面の深さは約-8mであり、斜面の上部から斜面高の7/9下った位置に相当する(以下これを斜面の7/9点という)。根入れの安全率が1となる仮想海底面の

表 6.7 矢板の曲げ応力度およびタイロッドの引張応力度

仮想海底 面 深度 (m)	土の内部摩 擦 角 ϕ (°)	震 度	矢 板 の 応 力 度			タイロッドの応力度		
			最大曲げモー メント M_{max} (t・m/m)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力度と の比	張 力 T (t/本)	応 力 度 (kg/cm ²)	降伏応力度と の比
-4.5	35	0.10	11.99	915	0.305	15.45	650	0.295
		0.20	16.45	1,255	0.418	20.19	849	0.386
		0.25	19.88	1,517	0.506	23.61	993	0.451
	30	0.10	14.43	1,101	0.361	17.82	750	0.341
		0.20	21.27	1,623	0.547	24.95	1,049	0.477
		0.25	27.81	2,122	0.707	31.26	1,315	0.598
-6.5	35	0.10	25.48	1,945	0.648	21.51	905	0.411
		0.20	35.36	2,699	0.900	28.51	1,190	0.541
		0.25	42.96	3,279	1.093	33.64	1,415	0.643
	30	0.10	30.58	2,334	0.778	25.21	1,060	0.482
		0.20	45.35	3,461	1.154	35.92	1,512	0.687
		0.25	59.45	4,538	1.513	45.67	1,922	0.875
-7.5	35	0.10	34.60	2,641	0.880	24.86	1,046	0.474
		0.20	48.28	3,685	1.228	33.15	1,395	0.634
		0.25	58.81	4,489	1.496	39.26	1,625	0.751
	30	0.10	41.49	3,167	1.055	29.27	1,231	0.560
		0.20	61.71	4,710	1.570	42.00	1,767	0.803
		0.25	81.02	6,184	2.061	53.66	2,258	1.026
-9.0	35	0.10	51.64	3,942	1.314	30.25	1,273	0.579
		0.20	72.60	5,541	1.847	40.69	1,712	0.778
		0.25	88.75	7,774	2.258	48.46	2,093	0.927
	30	0.10	61.87	4,722	1.574	35.81	1,507	0.685
		0.20	92.41	7,054	2.351	51.82	2,181	0.991
		0.25	121.57	9,280	3.093	66.61	2,803	1.274

深さは $\phi=35^\circ$ に対して-7.3m (斜面の約2/3点), $\phi=30^\circ$ に対して-5.6m (斜面の約1/4点) である。

ii) 矢板の曲げ応力度

図 6.11によると、震度0.2に対する矢板の曲げ応力度は、設計基準の方法で仮想ばりの下の支点をきめた場合には、現地盤の内部摩擦角を $\phi=35^\circ$ としたときに降伏応力度の1.4倍、 $\phi=30^\circ$ に対して1.8倍となり、矢板の曲げ破壊がなかったという事実を説明できない。 $\phi=35^\circ$ の場合でも、矢板の計算曲げ応力度を降伏応力度以下とするためには斜面の中央付近まで仮想海底面を上げ

る必要がある。

iii) タイロッドの引張り応力度

図 6.12に示したように、震度0.2に対するタイロッドの引張り応力度は、仮想ばりの下の支点をのり先の高さにとっても降伏応力度以下となり、タイロッドの切断がなかったという事実と符合する。ただし、タイロッドの計算応力度を設計基準の規定による許容応力度以下にするためには、 $\phi=35^\circ$ の場合であっても仮想海底面を斜面のほぼ7/12点まで上げる必要がある。

iv) 控え矢板の変位

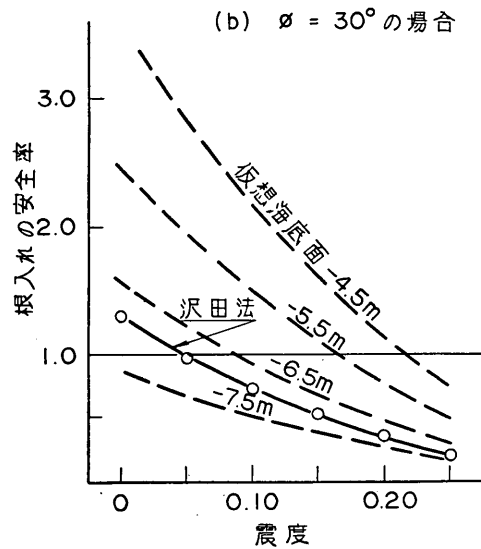
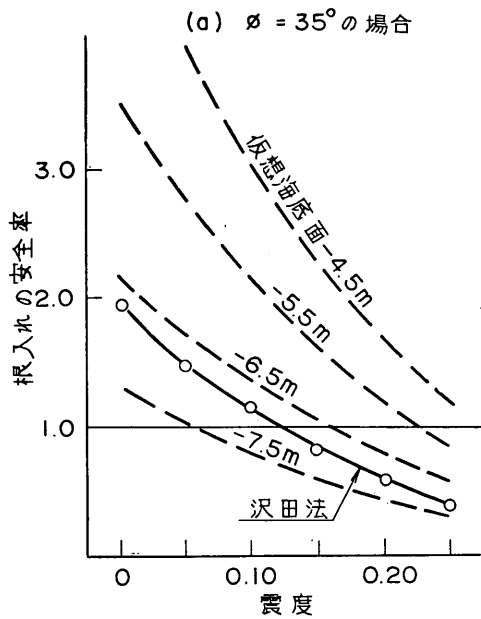


図 6.9 根入れの安全率と震度の関係

計算震度0.2に対する矢板の計算変位量は、図 6.13によれば仮想ばりの下の支点および矢板の主働崩壊面の始点をのり先の深さにしても約1cmであり、実際の変位量約40cmとは著しく相違する。この結果は矢板前面の海底が水平である矢板壁の場合と同様である。

v) 控え矢板の曲げ応力度

図 6.14によれば、震度0.2に対する控え矢板の曲げ応

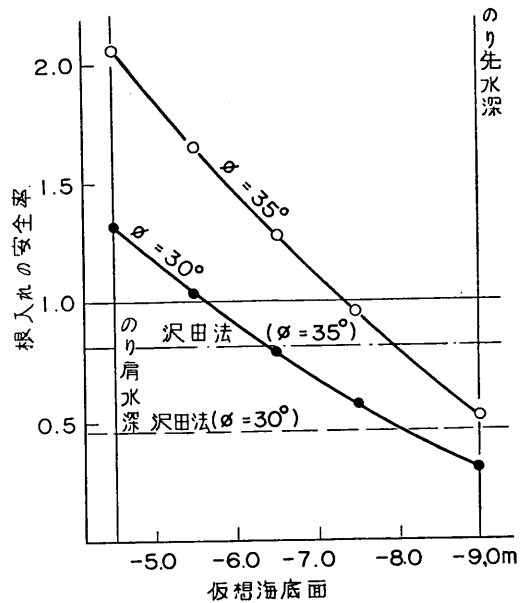


図 6.10 仮想海底面の深度と根入れの安全率の関係

力度は仮想ばりの下の支点および主働崩壊面の始点をのり先の深さにしても降伏応力度の40%程度であり、控え矢板の曲げ破壊がないという事実とあっている。

また、頭部自由、地表面載荷ぐいとして、頭部変位40cmを生ずるタイロッド張力に対する曲げ応力度を求めると降伏応力度の約5.5倍となり、これは事実と反する。本施設の控え矢板を掘削調査した結果では矢板は約3°傾斜していたこととあわせて考えると、この矢板は短ぐいとしての挙動を起こし、矢板が回転していたと考えることも可能であろう。その原因の1つとしては地盤の流動化が考えられる。

vi) 控え版としての控え矢板の安全率

控え矢板を控え版と見なして、震度0.2に対する安全率を図 6.15より見ると、仮想ばりの下の支点および矢板の主働崩壊面の始点を設計基準の方法できめた場合は、約0.8となる。これは前面海底面が水平である矢板壁の計算結果より見て、必ずしも事実と反してはいない。

6.3 考察および現行設計法の問題点

(1) 矢板の根入れ

y-11およびy-12の根入れの安全率の計算結果を、計算震度0.2の場合について、仮想海底面との関係で図示したものが図 6.16である。これによると、両施設とも根入れ不足による破壊を生じていないにもかかわらず、沢田法によって受働土圧を求めた場合は著しく安全率が低く計算され現象と一致しない。即ち、本法はこの2例に

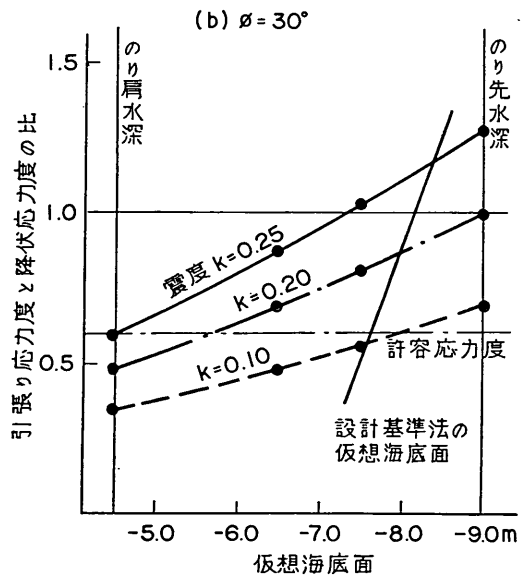
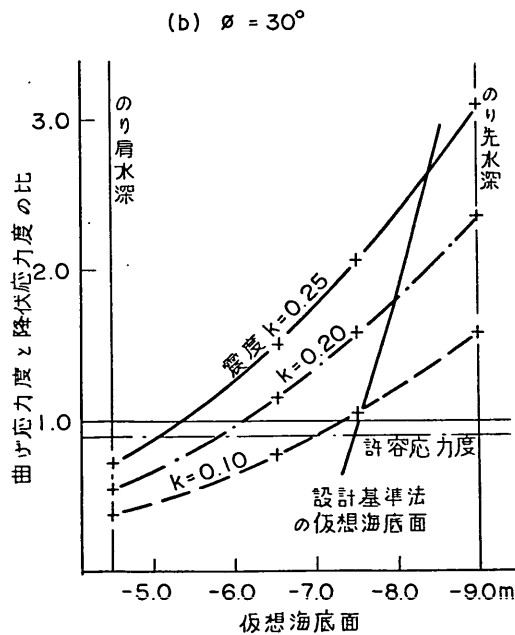
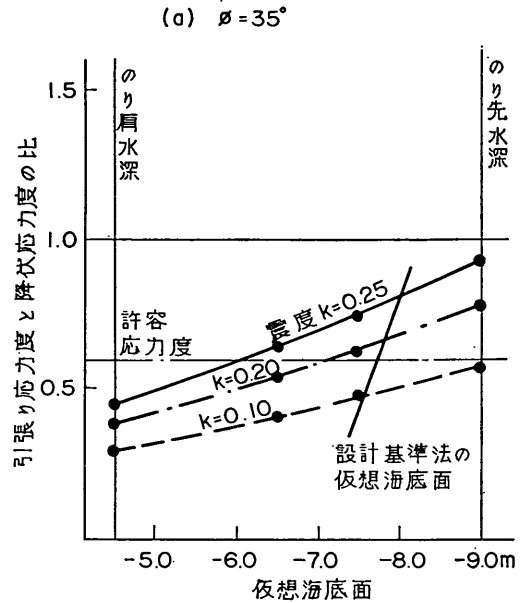
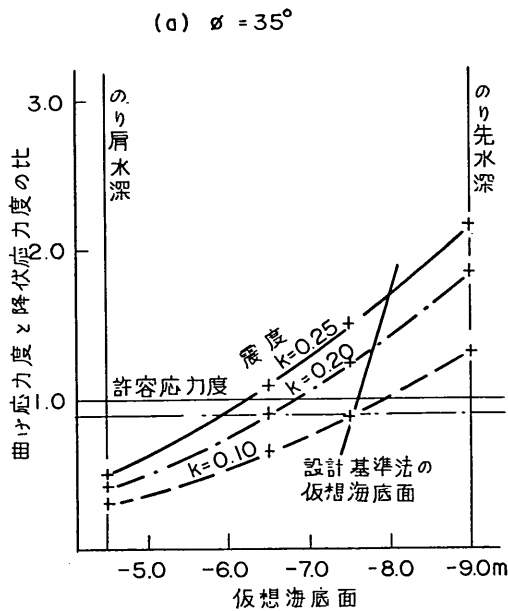


図 6.12 仮想海底面深度とタイロッドの応力度との関係

図 6.11 仮想海底面の深度と矢板の曲げ応力度の関係
 関しては過大設計法である。従来より水平な海底面を斜面中央の深さ程度に仮想して計算する方法が用いられていたが、この方法でもこの2施設程度の斜面についてはほぼ安全と見てよいものと考えられる。ただし、前面海底が水平な矢板壁でも、根入れの安全率が0.6程度のも

ので破壊していない例があるので、この方法で根入れの設計を行なった場合、前面海底が水平な矢板壁と同程度の安全度の設計を行なっているとは必ずしもいえない。

(2) 矢板の曲げ応力度

震度0.2の場合について、矢板の曲げ応力度の計算結果を、仮想海底面の深さを横軸にとって示したものが

表 6.8 控え矢板の安定計算結果

曲げこわさ $EI=3.44 \times 10^{10} \text{ km/cm}^2$

$N=10, k_c=3 \times 10^3 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-2.5}$

仮想海底面の深度 (m)	震 度	タイロッド張力		曲げモーメント第1ゼロ点とタイロッドの距離 l_{m1} (m)	根入長と l_{m1} の比 E_r	$l_{m1}/3$ (m)	自由長 h (cm)	頭部変位 y_{top} (cm)	曲 げ 応 力 度		
		タイロッド1本あたり (t/本)	壁幅 1 mあたり (kg/m)						最大曲げモーメント M_{max} (t·m/m)	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比
-4.5	0.10	15.45	9.66×10^3	2.78	1.80	0.93	0	0.18	4.16	318	0.106
	0.20	20.19	1.26×10^4	2.95	1.69	0.98	0	0.27	5.73	437	0.146
	0.25	23.61	1.47×10^4	3.04	1.64	1.01	0	0.35	6.89	526	0.175
-6.5	0.10	21.51	1.34×10^4	2.99	1.67	1.00	0	0.30	6.19	473	0.158
	0.20	28.51	1.78×10^4	3.16	1.58	1.05	0	0.48	8.68	663	0.221
	0.25	33.64	2.10×10^4	3.27	1.53	1.09	0	0.62	10.59	808	0.269
-7.5	0.10	24.86	1.55×10^4	3.07	1.63	1.02	0	0.38	7.37	563	0.188
	0.20	33.15	2.07×10^4	3.26	1.53	1.09	0	0.61	10.41	795	0.265
	0.25	39.26	2.45×10^4	3.37	1.48	1.12	10	1.02	15.49	1,182	0.394
-9.0	0.10	30.25	1.89×10^4	3.20	1.56	1.07	0	0.52	9.32	711	0.237
	0.20	40.69	2.54×10^4	3.39	1.47	1.13	0	0.84	13.31	1,016	0.339
	0.25	48.46	3.03×10^4	3.51	1.42	1.17	65	2.08	30.83	2,353	0.784

表 6.9 控え矢板の安全率の計算結果

(控え版と見なした場合, $\phi=35^\circ$)

仮想海底面の深度 (m)	震 度	$l_{m1}/2$ (m)	タイロッドの張力		控え版に作用する土圧 (t/m)			安全率
			一本あたり T (t/本)	幅 1 mあたり A_p (t/m)	主働土圧	受働土圧 $\delta=0^\circ$	差引くべき受働土圧 $\delta=0^\circ$	
-4.5	0.10	2.6	15.45	9.66	2.55	34.98	—	1.94
	0.20	2.7	20.19	12.61	4.13	31.59	—	1.30
	0.25	2.9	23.61	14.76	5.37	31.35	1.33	0.94
-6.5	0.10	2.8	21.51	13.44	2.72	38.61	—	1.59
	0.20	2.9	28.51	17.82	4.38	34.74	0.27	1.02
	0.25	3.0	33.64	21.03	5.72	32.85	9.26	0.45
-7.5	0.10	2.8	24.86	15.54	2.78	38.64	—	1.41
	0.20	2.9	33.15	20.72	4.50	34.74	2.95	0.82
	0.25	3.1	39.26	24.54	5.89	34.30	12.31	0.32
-9.0	0.10	3.0	30.25	18.90	2.88	42.45	—	1.22
	0.20	3.1	40.69	25.06	4.67	38.02	5.47	0.64
	0.25	3.4	48.46	30.29	6.16	38.93	14.10	0.24

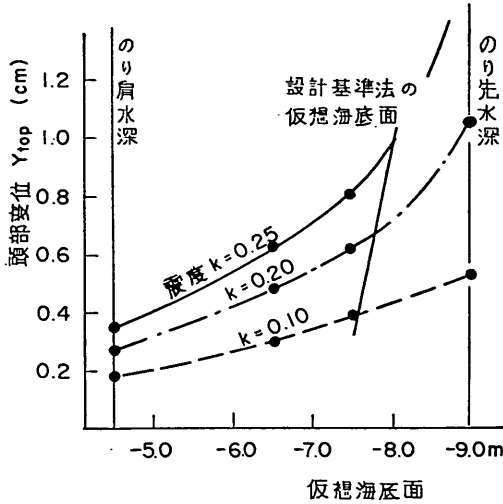


図 6.13 仮想海底面と控え矢板の変位の関係

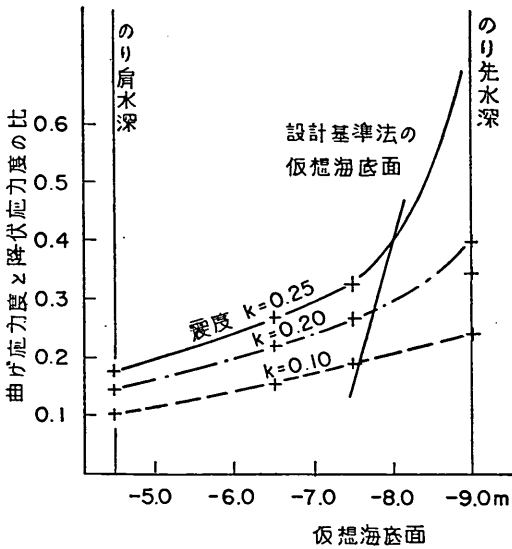


図 6.14 仮想海底面と控え矢板の曲げ応力度の関係

図 6.17 である。設計基準法により仮想ばりの下の支点をきめた場合の応力度は、 $\gamma-12$ において降伏応力度をはるかに越えている。両施設とも矢板の曲げによる被害はなかったから、設計基準法は安全側すぎる設計法と見てよからう。この場合も斜面の中央に仮想支点を設ける設計法を用いてもなお安全側である。

(3) タイロッドの引張り応力度

震度 0.2 に対する。タイロッドの引張応力度の計算結果を図 6.18 に示す。設計基準法によって仮想支点をきめた場合の応力度はすべて降伏応力度以下であるが、 $\gamma-12$ においては許容応力度をこえている。2 例ともタイロ

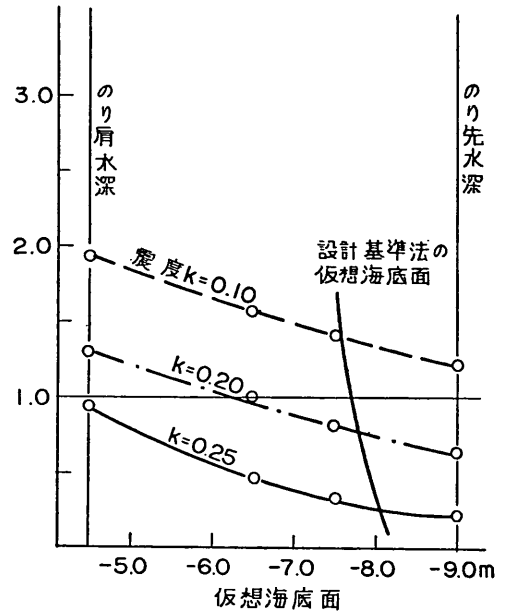


図 6.15 仮想海底面の深度と控え矢板の安全率の関係

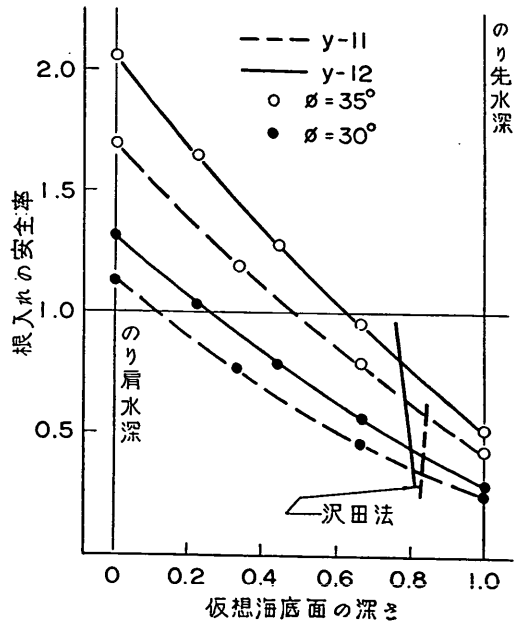


図 6.16 仮想海底面と根入れの安全率の関係

ッドの切断はなかったから、計算応力度が降伏応力度以下であることは現象とあっているが、設計基準の許容応力度を用いて設計する場合は設計基準法による仮想支点の決定は安全側すぎる方法ともいえよう。

(4) 控え版の安定

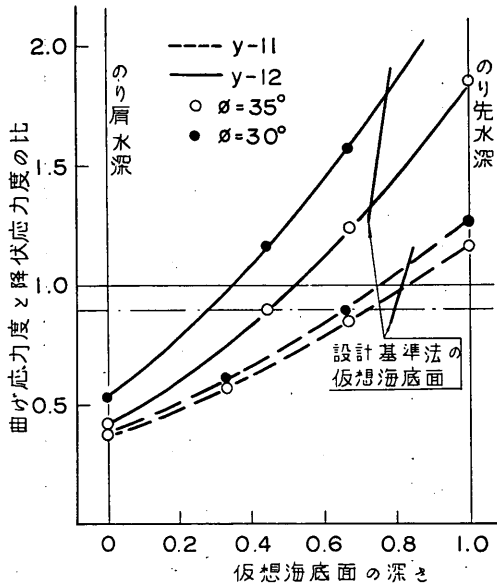


図 6.17 仮想海底面と矢板の曲げ応力度の関係

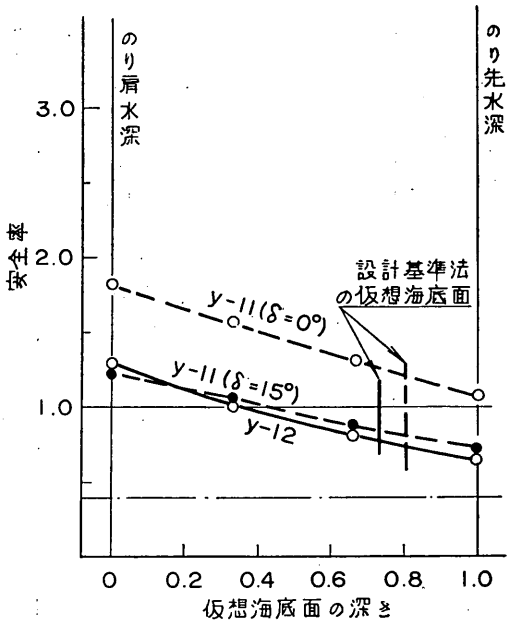


図 6.19 仮想海底面と控え工の安全率の関係

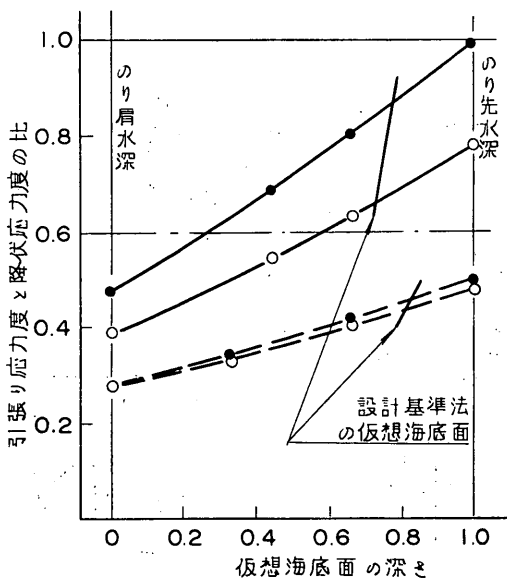


図 6.18 仮想海底面とタイロッドの引張り応力度の関係

震度 0.2 に対する控え版の安全率の計算結果を図 6.19 に示す。設計基準法により仮想ばりの支点および矢板の主働崩壊面の始点をきめた場合の安全率は、0.8~1.2 程度となる。この 2 施設の法線のはらみ出し量は 30~40cm であるから、水平な前面海底を有する通常の矢板壁の場合とそう大きな差異はみられない。y-11 をデッドマンアンカーと見れば、斜面の中央の深さに仮想海底面を仮

定するという方法を用いても、通常の矢板壁の場合と同程度の結果が得られると考えてよいが、控え版の受働土圧算定の際の壁面摩擦角を 0° と見た計算結果では、仮想海底面を斜面の中央の深さに仮定すると安全率が約 1.45 となる。通常の矢板壁ではこの程度の安全率では法線のはらみ出しがほとんど見られない。y-11 程度のタイロッドの傾斜ではデッドマンアンカーとして設計しない方が普通であるから、控え版の安全率に関しては斜面の中央の深さより崩壊面を画くという方法は危険な場合があると考えられる。

(5) 取りまとめ

矢板の根入れの設計および矢板の曲げおよびタイロッドの張力の計算に際し、根入れ前面の受働土圧を沢田法で計算する方法、あるいは沢田法によって求めた土圧合力と等価な土圧合力が得られる水平海底面を仮想する方法は、この 2 例に関しては安全側すぎる計算結果を与えており、根入部の受働抵抗をもっと大きく見て計算してもよいのではないかと考えられる。この 2 例では斜面の中央の深さに仮想海底面を設ける方法でもほぼ安全であったが、これを一般的な設計法とするにはなお多くの例について検討を要する。

控え版の安全率については、主働崩壊面の始点を少なくとも設計基準の方法より上に仮定することは、この 2 例の計算結果からは必ずしも安全とはいえない。

また、控え矢板の変位、応力度については事実と著し

く相違する計算結果を与えているが、これは前面海底が水平な場合でも同様であり、今後検討すべき問題として残されている。

7. 軟弱地盤に打ち込まれた矢板式けい船岸

軟弱地盤に打ち込まれた矢板式けい船岸の中で1968年十勝沖地震により強度の地震を受けた比較的大きな施設として青森港堤ふ頭-7.5m岸壁がある。

本岸壁の地盤は図7.1に示すように10~20mの厚い沖積層がたい積している。海底面(-2~-5m)から-10m付近までゆるいシルト分の多い砂層があり、その下にN値が1~3程度の軟弱シルト層が厚い所で十数mたい

積している。-20~-40m以下にはこう積世にたい積したと思われるN値30~40、あるいはそれ以上の砂礫層が複雑な形状をして分布している。以上のように軟弱シルト層の厚さが複雑な構成をしているため、堤ふ頭の地盤を基部より87.5mをA区、次の100.0mをB区、残りの75.0mをC区と3区に分けて設計条件が決められている。

設計基準では矢板の剛性が地盤に比して著しく大きい場合また地盤反力係数が小さい場合は矢板の曲げモーメントは海底面を支点として計算した値よりも大きくなる傾向があるので、このような場合はたわみ曲線法で検討するか、仮想ばりの下の支点を主働土圧強度と残留水圧の和が受働土圧強度と等しくなる深さにとって仮想ばりの

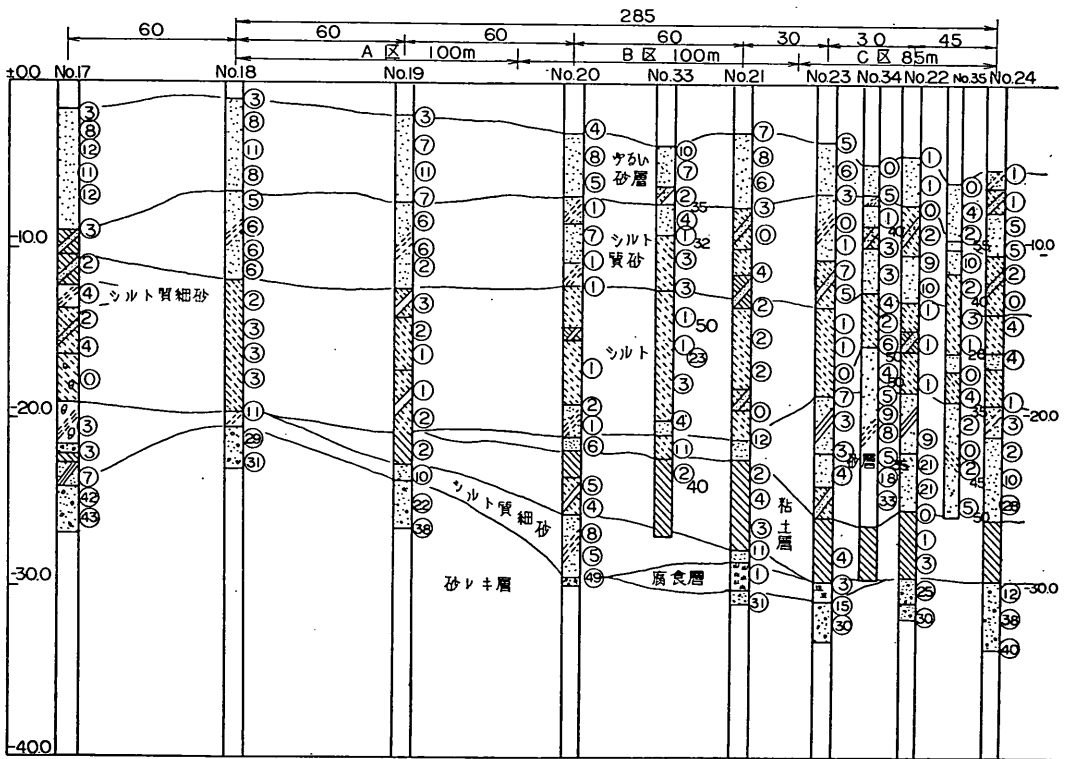


図 7.1 青森港堤地区地層想定断面図

計算をするとしている。

ここでは、仮想ばりの下の支点の位置を変化させて曲げモーメントおよびタイロッド張力を計算し、この結果と上記のたわみ曲線法および根入部を塑性域を有する弾性地盤と仮定して解く北島・岸法¹⁾による計算結果を比較した。検討する項目は、矢板の曲げ応力度、タイロッドの引張応力度および控え版の安全率とする。なお控え

版の安定の検討のさいに用いる矢板の主働崩壊面は上記の計算に用いた仮想ばりの下の支点より画いた。

7.1 青森港堤ふ頭-7.5m岸壁 (y-7)

(1) 概 要

昭和42年に完成した延長 260.0mの控え版式の施設である。標準断面図を図7.2に示す。本ふ頭の地盤は軟

1) 北島昭一, 岸正平, 降旗健一 “粘土地盤に根入れ部をもった鋼矢板壁の設計計算の簡易化” 港湾技研資料 No.56, 1968.9

を25° および30° とした場合、ならびに粘性土として粘着力 $c=2.6 \text{ t/m}^2$ とした場合の検討を行なう。なおこの粘着力は、最近の中瀬等の研究によると非圧密非排水せん断強さと一軸圧縮強さの比および、塑性指数との関係が示されているので、これを用いたものである。本例の場合 $I_p=27\%$ に対して $(\sigma_1 - \sigma_3)/q_u$ は1.25となるので非圧密非排水せん断強さ τ_0 として $4.2 \times 1.25 = 5.25 \text{ t/m}^2$ を用いる。

したがって本例で使用する粘着力はそれの1/2として約 2.6 t/m^2 とする。

壁面摩擦角

- 矢板 主働土圧に対し $\delta = 15^\circ$
- 受働土圧に対し $\delta = -15^\circ$
- 控え版 主働土圧に対し $\delta = 15^\circ$
- 受働土圧に対し $\delta = 0^\circ$

裏込めおよび原地盤の単位体積重量

空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$

水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$

(ただし粘性土について)

水中 $\gamma' = 0.7 \text{ t/m}^3$

上載荷重 $w = 0.0 \text{ t/m}^2$
(2.0 t/m^2)

水深 -7.5 m

前面水位 $+0.2 \text{ m}$ ($\pm 0.0 \text{ m}$)

残留水位 $+0.8 \text{ m}$ ($+0.7 \text{ m}$)

鋼矢板 断面係数 $Z = 2,510 \text{ cm}^3/\text{m}$ ($Z-25$)
降伏応力度 $\sigma_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ (3種)

タイロッド 径 52 mm
降伏応力度 $\sigma_y = 4,500 \text{ kg/cm}^2$
(K. S. T. III)

取付点 $+1.0 \text{ m}$

間隔 $l = 1.6 \text{ m}$

(3) 計算結果

矢板の根入れの安定と震度の関係を表 7.1~表 7.2に示す。この計算結果を根入れの安全率について震度との関係を图示したものが図 7.3である。また震度 0.20における(ただし海底面 -7.5 m 以下は常時土圧とする)矢板の曲げ応力度およびタイロッドの引張応力度を数点の仮想海底面を仮定して求めたものが表 7.3~表 7.4である。また同様にして控え版の安全率を求めたものが表 7.5~表 7.6である。また、海底面付近 ($-7.0 \sim -12.0 \text{ m}$) の土を粘性土とした場合の震度 0.2における矢板の曲げ応力度、タイロッドの引張応力度、控え版の安全率を縦軸に、仮想支点と海底面の距離を横軸にとって图示したものが図 7.4である。

表 7.1 矢板壁の根入れの安定
-7.0~-12.0mまでの粘着力 2.6 t/m^2
 $\gamma' = 0.7 \text{ t/m}^3$

震度	主働力モーメント M_a ($\text{t} \cdot \text{m}/\text{m}^2$)	抵抗モーメント M_p ($\text{t} \cdot \text{m}/\text{m}$)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$
0	2,292	5,312	2.32
0.05	2,948	5,005	1.70
0.10	3,603	4,685	1.30
0.15	5,762	4,345	0.75
0.20	不成立		—
0.25	"		—

注) 表において不成立とは土圧計算が不能であることを意味する。

表 7.2 矢板壁の根入れの安定
-7.0~-12.0mまでの内部摩擦角 25°
 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$

震度	主働力モーメント M_a ($\text{t} \cdot \text{m}/\text{m}$)	抵抗モーメント M_p ($\text{t} \cdot \text{m}/\text{m}$)	安全率 $F = \frac{M_p}{M_a}$
0	2,303	6,140	2.67
0.05	2,768	5,744	2.08
0.10	3,608	5,331	1.48
0.15	不成立		—
0.20	"		—
0.25	"		—

注) 表において不成立とは土圧計算が不能であることを意味する。

(4) 考察

i) 根入れの安全率

図 7.3に示したように海底面付近の土性を粘性土 ($c = 2.6 \text{ t/m}^2$) と仮定した場合でも砂質土 ($\phi = 25^\circ$) と仮定した場合でもあまり差はなく、両者とも震度 0.15で安全率は1を割っている。本施設は $200 \sim 230 \text{ gal}$ の地震動を受けたと考えられるにもかかわらず矢板の根入れ不足による根入部のはね出しは認められなかったので、この計算結果は事実と反している。しかし、ここでもかりに海底面付近の土の粘着力を $c = 2.6 \text{ t/m}^2$ とし、海底面下の震度をゼロとして土圧計算を行なえば、震度 0.2における根入の安全率は1.33となって現象と一致する。

表 7.3 矢板の曲げ応力度およびタイロッドの引張応力度の計算結果

仮想海底面深度 (m)	-7.0m ~ -12.0m 内部摩擦角 (°)	矢板の曲げ応力度			タイロッドの応力度		
		最大曲げモーメント M_{max} (t・m/m)	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比	張力 T (t/本)	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比
- 7.5	25	47.47	1,890	0.473	28.47	1,340	0.298
	30	47.36	1,890	0.473	28.45	1,340	0.298
- 8.5	25	67.27	2,680	0.670	34.48	1,630	0.362
	30	—	—	—	—	—	—
- 9.5	25	90.66	3,610	0.903	40.93	1,930	0.429
	30	85.40	3,450	0.863	39.52	1,860	0.413
-10.5	25	117.05	4,660	1.165	47.57	2,240	0.498
-11.5	30	124.88	4,980	1.245	49.46	2,330	0.518
-16.72	25	309.05	12,300	3.075	87.40	4,120	0.916
	30	—	—	—	—	—	—

表 7.4 矢板の曲げ応力度およびタイロッドの引張応力度の計算結果

仮想海底面深度 (m)	-7.0 ~ -12.0m 粘着力 (t/m ²)	矢板の曲げ応力度			タイロッド応力度		
		最大曲げモーメント M_{max} (t・m/m)	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比	張力 T (t/本)	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比
- 7.5	2.6	47.26	1,890	0.473	28.40	1,340	0.297
- 8.5	"	63.31	2,520	0.630	33.33	1,572	0.349
- 9.5	"	79.29	3,158	0.789	37.76	1,781	0.396
- 9.75	"	87.56	3,480	0.870	37.36	1,762	0.391
-10.5	"	95.42	3,800	0.950	41.80	1,980	0.440
-12.0	"	116.07	4,640	1.160	47.39	2,230	0.496
-15.03	"	147.90	5,890	1.472	55.60	2,630	0.584

ii) 矢板の曲げ応力度

震度0.15以上においては海底面下の主働土圧の計算が不能となるので、矢板の曲げモーメントおよびタイロッド張力の計算には海底面下の土圧として常時土圧を用いた。

海底面付近の土を粘性土としても、砂質土 ($\phi=25^\circ$) としても土圧が同程度になるので、ここでは粘性土として考察する。

震度 0.2における矢板の曲げ応力度は、図 7.4に示すとおり、仮想支点が海底面から約 3.0m下がった位置で降伏応力度に達する。なお、北島・岸法によると、根入の安全率が十分にある場合仮想支点の深さを表わす伸長係

数 α は、タイロッド取付点および海底面の土圧強度と残留水圧の和をそれぞれ p_1 , p_2 , 海底面の上の粘着力を c_0 とすれば次の式で与えられる。この場合震度0.20では矢板の根入部は、計算上はね出しているため根入長十分の仮定が成立たないが現実の現象からその仮定が成立つとして計算すると

$$\alpha = \frac{1}{2} \left(\frac{p_1 + 2p_2}{10c_0} \right)^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{1.0 + 2 \times 9.0}{10 \times 2.6} \right)^2 = 0.267 \text{ となるので,}$$

海底面と仮想支点の距離は $0.267 \times 8.5\text{m} = 2.25\text{m}$ となる。この仮想支点に対する矢板の曲げ応力度は約 3,480

表 7.5 控 え 版 の 安 全 率 の 計 算 結 果

仮想海底 面 深 度 (m)	土性内部 摩 擦 角 (°)	タイロッド張力		控 え 版 に 作 用 す る 土 圧			安 全 率
		一本当りの張力 (t/本)	幅 1 m あたりの 張力 (t/m)	主 働 土 圧 ($\delta = 15^\circ$)	受 働 土 圧 ($\delta = 0^\circ$)	差引くべき 受働土圧	
- 7.5	25	28.47	17.85	5.41	56.88	8.56	1.92
	30	28.45	17.78	"	"	"	1.93
- 8.5	25	34.48	21.55	"	"	12.05	1.66
	30	—	—	"	"	"	—
- 9.5	25	40.93	25.58	"	"	15.60	1.45
	30	39.52	24.70	"	"	"	1.49
-1.05	25	47.57	29.73	"	"	17.15	1.28
	30	49.46	30.91	"	"	18.55	1.23
11.5	25	87.40	54.71	"	"	—	0.75
	30	—	—	"	"	—	—

表 7.6 控 え 版 の 安 全 率 の 計 算 結 果

仮想海底 面 深 度 (m)	土性粘着力 (t/m ²)	タイロッド張力		控 え 版 に 作 用 す る 土 圧			安 全 率
		一本当りの張力 (t/本)	幅 1 m あたりの 張 力 (t/m)	主 働 土 圧 ($\delta = 15^\circ$)	受 働 土 圧 ($\delta = 0^\circ$)	差引くべき 受働土圧	
- 7.5	2.6	28.40	17.76	5.41	56.88	8.56	2.14
- 8.5	"	33.33	20.83	"	"	12.05	1.71
- 9.5	"	37.76	23.60	"	"	15.60	1.42
- 9.75	"	37.36	23.35	"	"	21.29	1.24
-10.5	"	41.80	26.12	"	"	23.36	1.06
-12.0	"	47.39	29.61	"	"	24.42	0.93
-15.03	"	55.60	34.75	"	"	35.01	0.54

kg/cm²となり、降伏応力度の0.87倍となっている。これは矢板に異常が認められなかった事実と一致している。

なお、設計基準に基づき、たわみ曲線法によるフィクストアースサポート法を用いてチェックを行なうと図 7. 4 に示すように降伏応力度の1.47倍となり、本例の場合たわみ曲線法によって計算する場合は過大な結果を与えていることになる。

iii) タイロッドの引張り応力度

図 7. 4 に示したように震度0.2に対するタイロッドの引張り応力度はたわみ曲線法によっても降伏応力度以下となり、タイロッドの切断がなかったという事実と一致する。また北島・岸法によるタイロッドの引張り応力度は

ほぼ長期許容応力度となる。

iv) 控え版の安定

計算震度0.20に対する控え版の安全率は図 7. 4 に示すとおり、仮想ばりの支点を海底面においたとき2以上となるが、たわみ曲線法における矢板の曲げモーメントゼロ点を矢板の主働崩壊面の始点としたとき、0.54と著しく低下する。これは、仮想海底面を下げることにより、海底面から発生する主働崩壊面と控え版の下端から発生する受働崩壊面の交叉する量が大きくなり、差し引くべき受働土圧が大きくなるためである。北島・岸法における仮想支点の位置を主働崩壊面の始点としたときは控え版の安全率は1.24となる。通常の矢板式構造物では、第

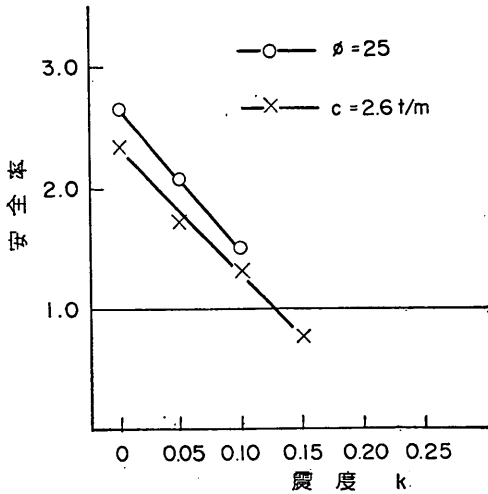


図 7.3 根入れの安全率と震度の関係

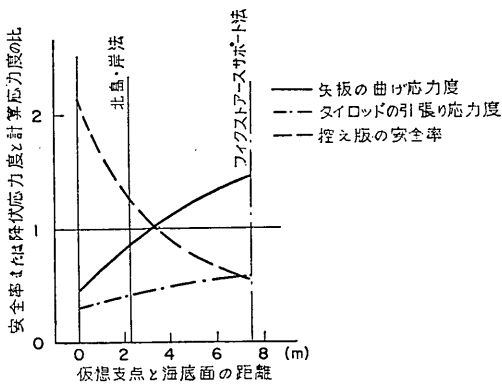


図 7.4 軟弱地盤の矢板壁の設計法と計算結果の関係 (k=0.2)

5章に示した通り控え版の安全率が0.8~1.1では控え版が10~30cm程度移動しているが、本例の場合は9cm程度移動したと考えられるので、計算値の安全率は現象に比してやや過大とも思えるが、大きな矛盾はない。

(5) 取りまとめ

軟弱地盤に打ち込まれた矢板の根入れの安定および矢板の曲げ、タイロッド張力の計算を行なう場合、矢板の根入れについては粘性土の土圧を見掛けの震度によって計算する方法は、この例については安全側にすぎるようであり、今後の多くの事例について検討されるべき問題である。

矢板の曲げについてはフィクストアースサポート法、あるいは受働土圧強度と主働土圧強度および残留水圧の和が等しくなる深さまで仮想ばりの支点を下げた仮想ばり法で計算する方法はこの例では安全側にすぎる計算結果を与え、修正弾性地盤法にもとづく北島・岸法がほぼ妥当な結果を与えている。しかし、これを一般的な設計法とするにはなお多くの事例についての検討を要する。

控え版の安全率については、主働崩壊面を発生させる仮想海底面をフィクストアースサポート法による曲げモーメントゼロ点におくことはあきらかに過小な結果を与える。また、北島・岸法による安全率は第5章の例からみてほぼ妥当な値を与えている。しかし、これらの計算は不十分な土質調査資料をもとに行なったものであり、北島・岸法を一般的な設計法と考えるにはなお多くの検討を要する。

なお、本例について、第8回地震工学研究発表会で発表した解析結果は、矢板の材質を2種と仮定して計算したものであり、事実と異なるので図7.4のように訂正された。

8. 斜控えぐい式矢板壁

斜控えぐい式矢板壁は1968年十勝沖地震ではじめて強度の地震を経験した構造様式の1つである。この形式のけい船岸は、函館港北浜ふ頭 5.5m岸壁および室蘭港西3号ふ頭 2.5m物揚場の2例であり、前者は被災度Ⅲ、後者は全く無被災であった。

ここではこの2例について矢板およびぐいの応力度ならびに矢板の押込みおよびぐいの引き抜きの計算をしたが、計算法は石黒法および大島法を用いた。前者は矢板壁に作用する土圧を矢板および控えぐいにそれぞれの曲げこわさの比で配分し、根入部を弾性支承と考慮して解く方法であり¹⁾、後者は控えぐいに作用する土圧を一定の割合で矢板に伝達させ、海底面下1/βを矢板の固定点として解く方法である²⁾。ここに

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1})$$

であり、 E_s (t/m^2) は

地盤の弾性係数、 EI ($\text{t}\cdot\text{m}^2$) はぐいまたは矢板の曲げこわさである。

8.1 函館港北浜ふ頭5.5m岸壁 (n-1)

(1) 概要

この岸壁の水深は公称 5.5mであるが、施工前の現地盤が約 7.0mであったため、地震時の前面水深は一

1) 石黒健, "鋼矢板工法" 山海堂 (1963)

2) 大島, 杉山, "斜控えぐい式矢板壁の設計法について", 土と基礎, Vol.13, No.3, (1965)

7.0m 程度であったと考えられている。完成年は昭和41年であるが、背後の埋立地の施設が未着工であり、またほとんど利用されていなかった。延長は 330m である。標準断面図を図 8.1 に示す。

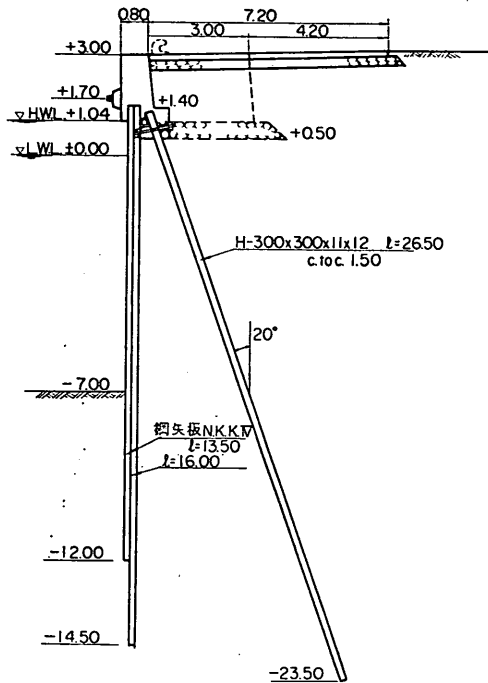


図 8.1 函館港北浜ふ頭-5.5m岸壁 (n-1) 標準断面図

この岸壁は全延長にわたって法線がはらみ出しておりその最大値は59cmである。上部工は大部分が後傾しているが、はらみ出しが著しく大きい所では前傾している。後傾の場合の傾きは $1^{\circ} \sim 3^{\circ} 30'$ 、前傾の場合 $1^{\circ} \sim 1^{\circ} 30'$ である。エプロンは上部工に対して最大30cm程度沈下し、10cm程度の間げきを生じている。岸壁背後は直接しゅんせつ土で埋立てたものであるが、一般的に沈下して、ところによっては噴砂のあとが見られた。岸壁の背後約22mには法線に平行に連続した地割れを生じていた。

地震後に行なわれた控えぐい取付部の掘削調査によれば、図 8.2 に示すように、取付部において上部工が割れており、一部では溶接部が切断していた。溶接部の切断が見られたものははらみ出し量が多く、その程度の激しいものに上部工の前傾が見られた。本岸壁の被災の程度はⅢである。図 8.2 は 1968年十勝沖地震港湾被害報告より再掲したものである。

(2) 変形調査結果

1968年十勝沖地震港湾被害報告にも、矢板の傾斜の調査について報告されているが、その後北海道開発局により、ウィルソン型傾斜計を用いて矢板と控えぐいの傾斜量の測定が行なわれた。矢板の傾斜の測定は 20m 間隔に、くいの測定は 3ヶ所で行なわれている。なお控えぐいの傾斜量は、くいにそわせてケーシングを打ち込み、ケーシング内の土をジェットおよびエアリフトにより土砂を排除した後傾斜計を挿入して測定されたものである。矢板の測定結果を図化したものの一部が図 8.3 に、またくいの測定結果が図 8.4 に示してある。

傾斜量の測定値を数値微分して、弾性計算により曲げモーメントおよび曲げ応力度を求めた。これによると矢板に対しては-3m 付近では $200 \sim 800 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$ 、くいに対しては取付部のすぐ下で $120 \sim 190 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{本}$ の曲げモーメントを生じていることになる。曲げ応力度は矢板で $10,000 \sim 40,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 、くいでは $10,000 \sim 16,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$ と計算される。

この計算値によると、矢板の-3m 付近およびくいの取付部直下では、降伏応力度をはるかにこえているので、塑性変形を生じていることとなる。

(3) 土質調査結果

地震後4ヶ月経過してから、復旧設計のための土質調査が行なわれた。このうち岸壁法線より5m 背後で行なわれた調査結果より作成した地層断面図を図 8.5 に示す。-5~-6m 付近以下が現地盤であり、これより上は埋立土であると考えられる。図 8.5 には N 値および 10トン型オランダ式貫入試験による q_c 値が併記してある。

図 8.5 の No.2 よりやや陸側で採取された試料 No.3 による分類試験結果を図 8.6 に、また、No.3 およびこれよりやや北側の No.4 より採取された乱さない試料による一軸圧縮試験結果を図 8.7 に示す。

また、No.3 の-8.3m 付近よりとられた乱さない試料について、港研土質部において三軸試験機により排水試験を行なった。得られた結果は $\phi_a = 34^{\circ} 10'$ である。なお、この試験は当初圧密非排水試験により行なわれる予定であったが、三軸試験機内で圧密を行なった結果、排水が速く砂質土としての性状を示したために排水試験に切りかえられたものである。

(4) 計算条件

(3) に示したとおり、埋立土は砂質土であり、 N 値は 4~12 が得られたので内部摩擦角は $\phi = 30^{\circ}$ とした。また現地盤の砂質シルトは、分類試験結果によると粘性土

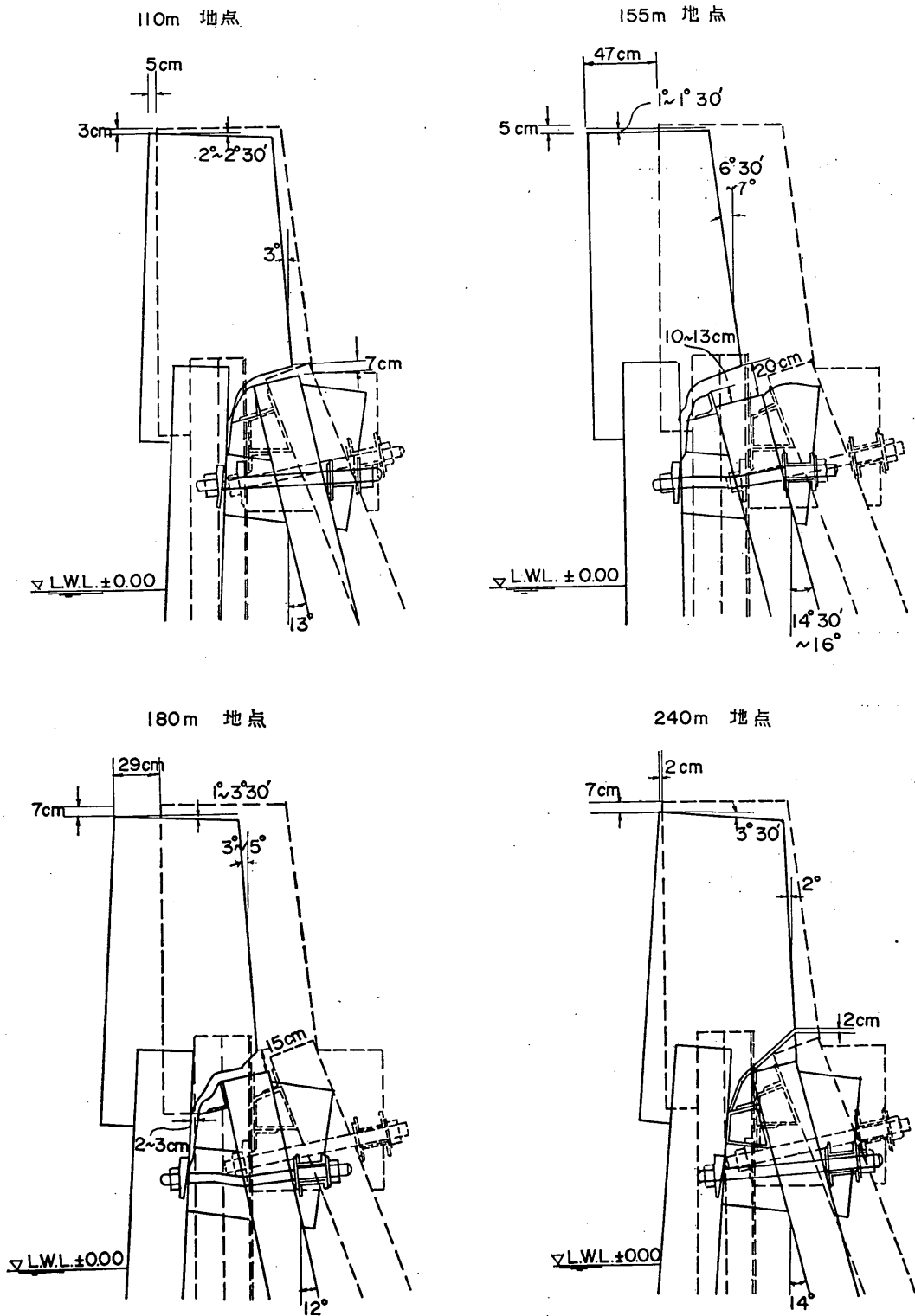


図 8.2 函館港北浜港-5.5m岸壁頭部被災の詳細図

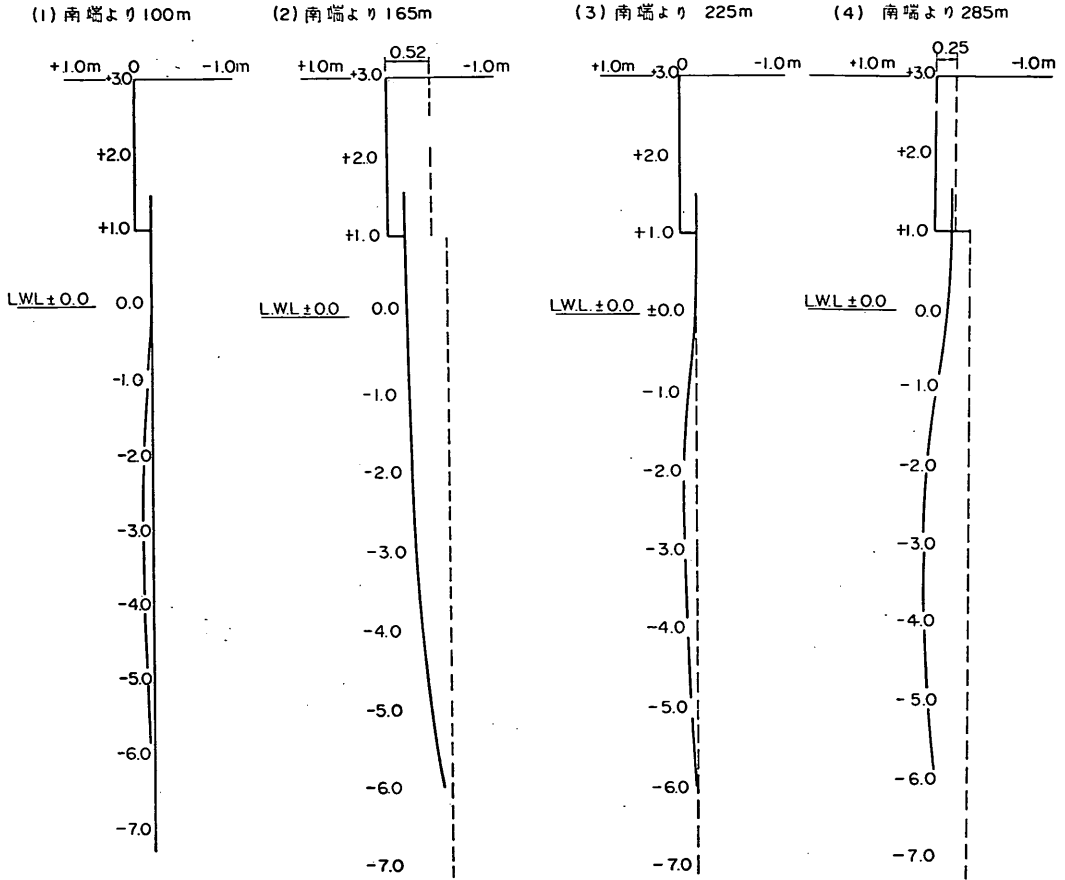


図 8.3 矢板変形調査結果

であるが、三軸試験の結果より砂質土として取扱ってよいと判断されたので内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ とし、地盤反力係数は、石黒法による場合 $n_h=2.4\text{kg/cm}^3$ 、大島法による場合 $k_h=1.5\text{kg/cm}^3$ を用いた。

計算条件は次のとおりである。かっこ内は原設計条件を示す。原設計震度は $k=0.10$ である。

裏込めの内部摩擦角 $\phi=30^\circ$
(水面上 35° 、水面下 30°)

壁面摩擦角 $\delta=15^\circ$ (15°)

単位体積重量 空中 $\gamma=1.8\text{ t/m}^3$ (1.6 t/m³)
水中 $\gamma'=1.0\text{ t/m}^3$ (1.0 t/m³)

根入部の地盤反力係数

石黒法の場合 $n_h=2.4\text{kg/cm}^3$

大島法の場合 $k_h=1.5\text{kg/cm}^3$

上載荷重 $w=0\text{ t/m}^2$ (1.5 t/m²)

前面水深 -7.00m

前面水位 $+0.20\text{m}$

残留水位 $+0.70\text{m}$

鋼矢板 (N.K.K.IV)

断面係数 $Z=2,030\text{cm}^3/\text{m}$

断面 2 次モーメント $I=36,520\text{cm}^4/\text{m}$

断面積 $A=193.6\text{cm}^2/\text{m}$

先端閉さ面積 $A_{10}=0.36\text{m}^2/\text{m}$

降伏応力度 $\sigma_y=3,000\text{kg/cm}^2$

許容応力度 常時 $1,800\text{kg/cm}^2$

地震時 $2,400\text{kg/cm}^2$

控えぐい (H-300×300×11×12)

断面係数 $Z=1,180\text{cm}^3/\text{本}$

断面 2 次モーメント $I=17,700\text{cm}^4/\text{本}$

断面積 $A=107.1\text{cm}^2/\text{本}$

取付角度 水平に対し 70°

取付高さ $+1.00\text{m}$

取付間隔 1.50m

降伏応力度 $\sigma_y=2,300\text{kg/cm}^2$

許容応力度 常時 $1,400\text{kg/cm}^2$

地震時 $2,100\text{kg/cm}^2$

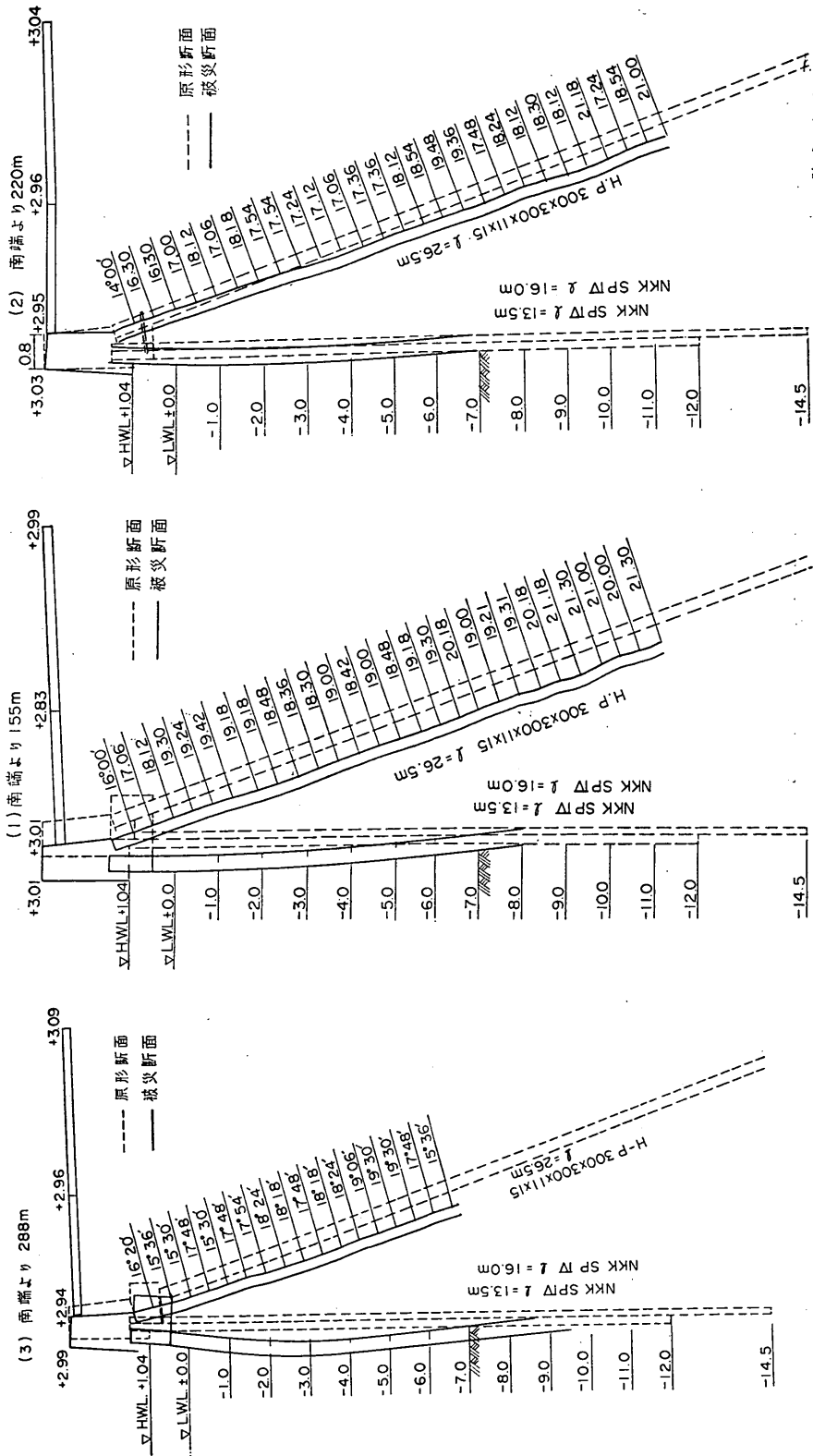


図 8.4 控 え く い 変 形 調 査 結 果

表 8.1 矢板およびくいに作用する力および曲げモーメント

計算方法	震 度	軸 方 向 力 (t/m)		軸直角方向力 (t/m)		曲げモーメント (t・m/m)	
		矢 板	控 え ぐ い	矢 板	控 え ぐ い	矢 板	控 え ぐ い
石 黒 法	0.20	63.65	65.82	17.54	5.26	45.25	13.26
大 島 法	0.20	60.44	60.42	10.60	10.71	21.36	23.05

表 8.2 矢板およびくいの応力度ならびに押し込みおよび引抜きに対する安全率

計算方法	震 度	押し込み、引抜きの安全率		応 力 度			
		矢板の押し込み	控えぐいの引抜き	矢 板		控 え ぐ い	
				応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比
石 黒 法	0.20	4.84	0.92	2,558	0.853	2,608	1.134
大 島 法	0.20	5.00	1.00	1,364	0.455	3,776	1.642

締付けボルトの降伏応力度 2,200kg/cm²

許容応力度 常時 1,400kg/cm²

地震時 2,100kg/cm²

箱型部材の降伏応力度 2,300kg/cm²

許容応力度 常時 1,400kg/cm²

地震時 2,100kg/cm²

矢板の極限支持力 308 t/m

(マイヤホフ式による)

控えぐいの最大引抜き抵抗力 60.5 t/m

(マイヤホフ式による)

(5) 計算結果

矢板および控えぐいに作用する曲げモーメントの震度0.2に対する計算結果を表8.1に、これより計算される矢板および控えぐいの押し込みおよび引抜きに対する安全率ならびに矢板およびくいの応力度を表8.2に、また矢板と控えぐいを取付ける部材の応力度の計算結果を表8.3に示す。

(6) 考 察

表8.2によると、控えぐいの引抜き力に対する安全率は1または1を若干下まわっているが、控えぐいが引抜かれたとは認められない。また、矢板の応力度およびその他の部材の応力度はすべて降伏応力度を下まわっているが、控えぐいの応力度は、石黒法において降伏応力度の1.13倍、大島法で1.64倍と大きな計算結果を示しており、被災状況と符合する。(2)の矢板の変形調査結果によると、くいと同様矢板の応力度も降伏応力度をこ

え塑性変形を起しているものと考えられるが、これは、まずくいが塑性変形を起して見かけの曲げこわさが減少したため、土圧の再配分が行なわれ、矢板の応力度が増加したとも考えられるし、また、岸壁背後の地盤の噴砂の状態より見てかなりの程度まで埋立地盤の流動化が進行し、液圧に近い状態の土圧が作用したとも考えられる。

(7) 復旧工法

復旧工法は図8.8に示す断面が用いられた。

すなわち、-5.0m 以上は掘削し、取付部を解体して残留応力を解放したのち、現存の控えぐいの中間にH-300×300×10×15の控えぐいを打ち、控えぐいの補強を行なった。掘削したあとの埋戻し材は、地震時に流動化を生じないよう良質の砂が用いられた。

なお、設計震度は0.2である。

8.2 室蘭港西3号ふ頭-2.5m岸壁 (n-2)

(1) 概 要

この施設は西3号ふ頭東側の基部にあり、延長は175mである。完成年は昭和40年である。標準断面図を図8.9に示す。被災の程度は0である。

(2) 計算条件

本施設築造前に行われた土質調査によると、本施設付近の土質は-1.0m~-4.5m付近に火山灰まじりの粘性土があり、-4.5m以下はN値10~50程度のよくしまった火山灰層が存在する。上部粘性土はN値1~11程度であるが、一軸圧縮試験結果および単位体積重量等は不明である。¹⁾

1) 戸巻、白鳥、"室蘭港西3号ふ頭物揚場工事について一設計並びに調査試験", 土木学会北海道支部技術資料, No.22

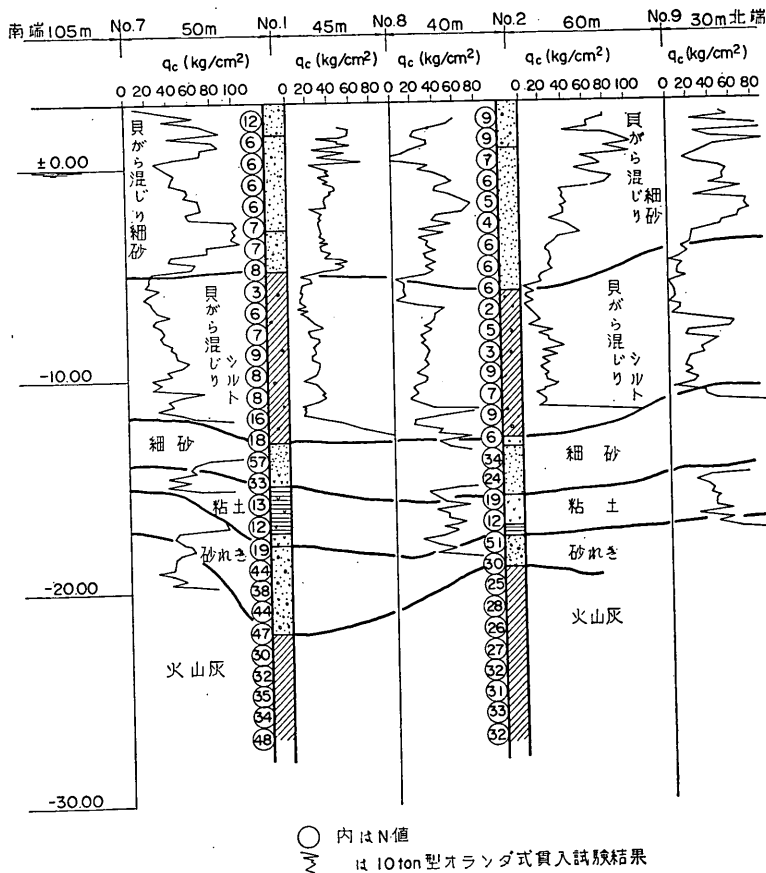


図 8.5 函館港北浜ふ頭—5.5m岸壁地層想定断面図

表 8.3 部 材 の 応 力 度

計算方法	震 度	締付けボルト		取付部溶接		箱 形 部 材			
		引張り応力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比	矢板側の 取付け せん断応力 度 (kg/cm ²)	控えぐい側の 取付け せん断応力 度 (kg/cm ²)	鉛直方向の曲げ		水平方向の曲げ	
						曲げ応力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比	曲げ応力 度 (kg/cm ²)	降伏応力 度との比
石 黒 法	0.20	1,542	0.701	949	1,208	2,157	0.938	544	0.250
大 島 法	0.20	1,141	0.519	901	1,109	2,048	0.890	348	0.151

原設計条件より見て、-2.5m 以上は掘削して裏込めしたものと思われるので-2.5m以上は $\phi = 35^\circ$ とし、-2.5m以下については平均 N 値 6 程度として地盤反力係数を求めた。また、矢板の極限支持力、くい最大引抜き抵抗力は、築造前に行われた載荷試験および引抜き試験結果を用いた。計算条件は次の通りである。なお、かっこ内に原設計条件を示す。原設計震度は $k = 0.10$ である。

裏込めの内部摩擦角 $\phi = 35^\circ (30^\circ)$

壁面摩擦角 $\delta = 15^\circ (15^\circ)$

単位体積重量 空中 $r = 1.8 \text{ t/m}^3 (1.6 \text{ t/m}^3)$

水中 $r' = 1.0 \text{ t/m}^3 (1.0 \text{ t/m}^3)$

根入れ部の地盤反力係数

石黒法の場合 $n_h = 2.4 \text{ kg/cm}^3$

大島法の場合 $k_h = 0.15N = 0.9 \text{ kg/cm}^3$

地表面傾斜

$\beta = 10^\circ$

上載荷重

$w = 0 \text{ t/m}^2 (1 \text{ t/m}^2)$

前面水位

$+0.30 \text{ m } (\pm 0.00 \text{ m})$

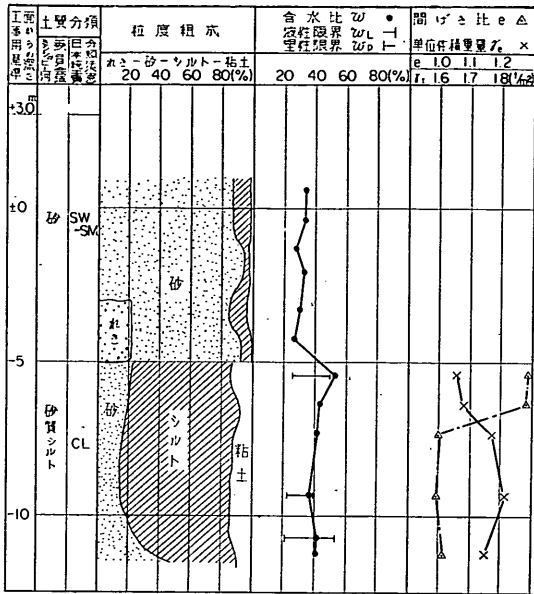


図 8.6 函館港北浜ふ頭-5.5m岸壁の土の分類試験結果

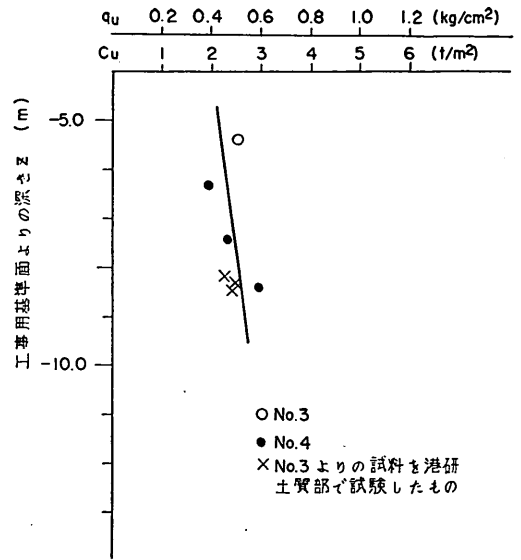


図 8.7 函館港北浜ふ頭-5.5m岸壁砂質シルト一軸圧縮試験結果

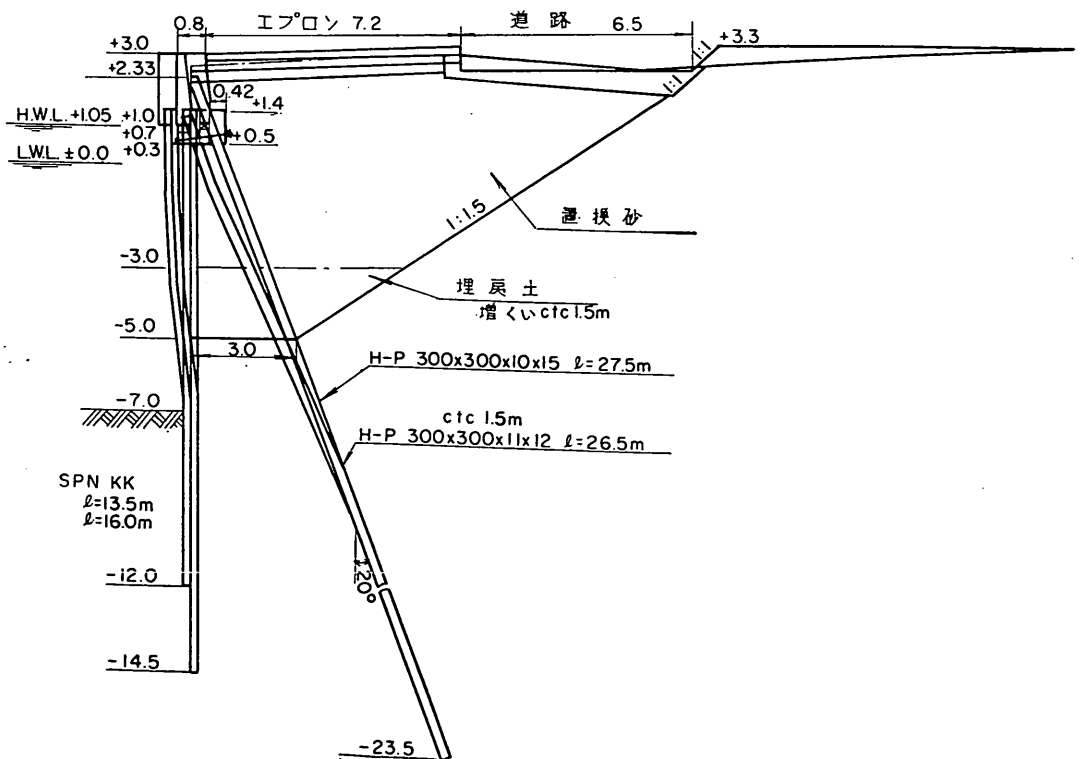


図 8.8 函館港北浜ふ頭-5.5m岸壁災害復旧標準断面図

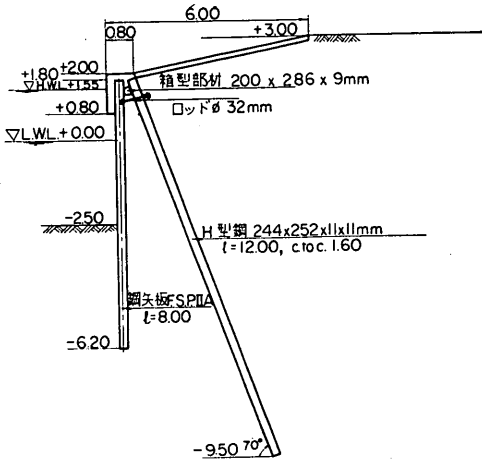


図 8.9 室蘭港西 3 号ふ頭-2.5m物揚場 (n-2) 標準断面図

残留水位 +1.10m (+1.00m)
 鋼矢板 断面係数 $Z=7,880\text{cm}^3/\text{m}$
 (F. S. P. IIA)

断面 2 次モーメント $I=10,600\text{cm}^4/\text{m}$
 断面積 $A=137.5\text{cm}^2/\text{m}$
 先端閉き面積 $A_p=0.24\text{m}^2/\text{m}$
 周長 $U=2.0\text{m}^2/\text{m}$
 降伏応力度 $\sigma_y=3,000\text{kg}/\text{cm}^2$
 (許容応力度 $1,400\text{kg}/\text{cm}^2$)

控えぐい (H-244 x 252 x 11 x 11)
 断面係数 $Z=450\text{cm}^3/\text{m}$
 断面 2 次モーメント $I=5,494\text{cm}^4/\text{m}$
 断面積 $A=51.29\text{cm}^2/\text{m}$
 先端閉き面積 $A_p=0.03843\text{m}^2/\text{m}$
 周長 $U=0.62\text{m}^2/\text{m}$
 取付角度 水平に対し 70°
 取付高さ +1.50m
 取付間隔 1.60m
 降伏応力度 $2,300\text{kg}/\text{cm}^2$
 (許容応力度 $1,400\text{kg}/\text{cm}^2$)

矢板極限支持力 32 t / 枚
 控えぐい最大引抜き抵抗力 58 t / 本
 締付けボルトの降伏応力度 $2,400\text{kg}/\text{cm}^2$
 箱形部材の降伏応力度 $2,300\text{kg}/\text{cm}^2$

(3) 計算結果

矢板および控えぐいに作用する力および曲げモーメントの計算結果を表 8.4 に、これより計算される矢板およびぐいの押し込み力および引抜き力に対する安全率ならびに矢板およびぐいの応力度を表 8.5 に、また矢板とぐいを取付ける部材の応力度の計算結果を表 8.6 に

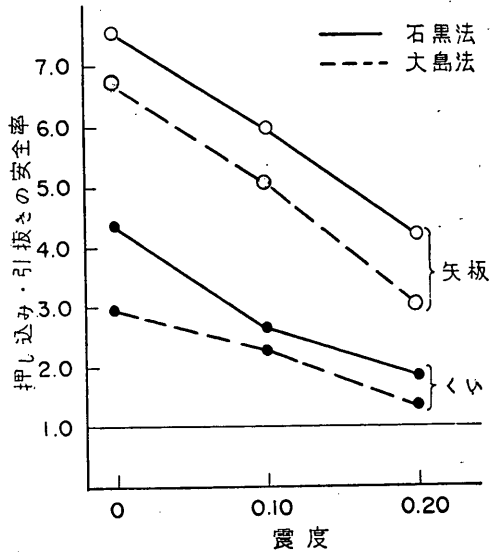


図 8.10 矢板の押し込みおよび控えぐいの引抜きの安全率

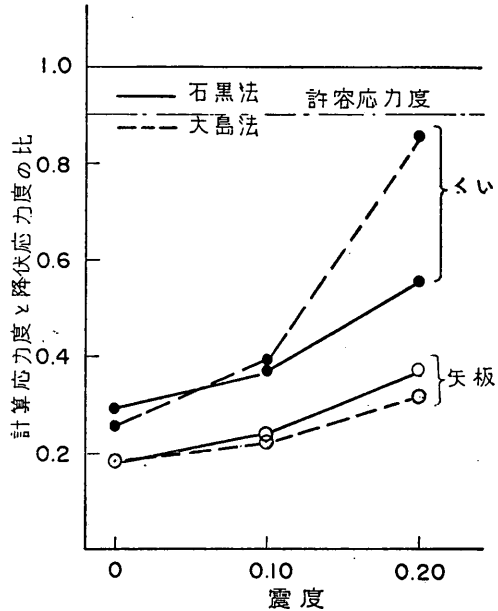


図 8.11 矢板および控えぐいの応力度

示す。

これらの計算結果のうち、押し込みおよび引抜きの安全率と震度の関係を図 8.10 に、矢板および控えぐいの応力度と震度の関係を図 8.11 に示した。

(4) 考察

図 8.10 および図 8.11 によれば、矢板およびぐいの押し込みおよび引抜きに対する安全率は震度 0.2 においても 1 を上まわり、矢板およびぐいの応力度はすべて降伏

表 8.4 矢板およびくいに作用する力および曲げモーメント

計算方法	震 度	軸 方 向 力 (t/m)		軌直角方向力 (t/m)		曲げモーメント(t・m/m)	
		矢 板	控 え ぐ い	矢 板	控 え ぐ い	矢 板	控 え ぐ い
石 黒 法	0	10.60	10.79	2.44	1.33	4.16	2.10
	0.10	13.37	13.65	3.18	1.58	5.50	2.63
	0.20	19.14	19.63	4.81	2.03	8.59	4.07
大 島 法	0	11.99	12.18	2.68	1.59	4.13	1.63
	0.10	15.82	15.96	3.20	2.40	4.93	2.69
	0.20	26.70	26.59	4.40	5.00	6.76	6.66

表 8.5 矢板およびくいの応力度ならびに押し込みおよび引抜きに対する安全率

計算方法	震 度	押し込み抜きの安全率		応 力 度 (kg/cm ²)			
		矢板の押し込み	控えぐいの引抜き	矢 板		控 え ぐ い	
				応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比	応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比
石 黒 法	0	7.55	3.36	550	0.183	677	0.294
	0.10	5.98	2.66	722	0.241	851	0.370
	0.20	4.10	1.85	1,114	0.371	1,287	0.560
大 島 法	0	6.67	2.98	556	0.185	598	0.260
	0.10	5.06	2.27	676	0.225	908	0.395
	0.20	3.00	1.36	962	0.321	1,999	0.869

表 8.6 部 材 の 応 力 度

計算方法	震 度	締 付 け ボ ル ト		取 付 部 溶 接		箱 形 部 材			
		引張応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度 (kg/cm ²)	矢板側の取付け	控えぐい側の取付け	鉛直方向の曲げ		水平方向の曲げ	
				せん断応力度 (kg/cm ²)	せん断応力度 (kg/cm ²)	曲げ応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比	曲げ応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比
石 黒 法	0	844	0.352	140	375	562	0.244	122	0.053
	0.10	1,085	0.452	177	474	702	0.308	158	0.069
	0.20	1,604	0.668	253	682	1,014	0.441	239	0.104
大 島 法	0	939	0.391	159	423	635	0.276	133	0.058
	0.10	1,173	0.489	209	554	838	0.364	159	0.069
	0.20	1,784	0.743	353	923	1,415	0.615	219	0.095

応力度以下でしかも許容応力度以下である。このことは本施設が全く無被災であったこととよく一致している。

矢板とくいの取付け部材の応力度もすべて、降伏応力度を下まわっている。

8.3 考察および問題点

震度0.2におけるおもな計算結果をn-1およびn-2の両者について取りまとめたものが表8.7である。これによると石黒法および大島法の計算結果は、n-1の矢板およびくいならびにn-2のくいにおいて著しく異なった計算結果を与えている。傾向としては、石黒法は矢板が大きくまた大島法ではくいが大きく計算されている。図8.11によれば計算震度0.10以下では両者に大きな差は認められない。この原因の1つとして、大島法は矢板の主働崩壊角を震度に無関係に一定としているが、石黒法では物部・円部式により計算されたものを用いていることが考えられる。

しかし、両計算法とも被災の程度と矛盾した計算結果は与えていないので、この両計算法の優劣をこの2例から論ずることはできない。n-2は無被災であったので、設計時の応力度を本計算結果程度におさえておけば一応安全ということも考えられるが、設計にこのように大きな材料の安全率を用いなければならぬかどうかは疑問である。

n-1において、砂の流動化の影響があったものとするならばなおさらのことである。

表 8.7 斜控えぐい式矢板壁安定計算結果 (k=0.2)

	計算法	矢板応力度 (kg/cm ²)	くい応力度 (kg/cm ²)	矢板押込み安全率	くい引抜き安全率
n-1	石黒法	2,558	2,608	4.84	0.92
	大島法	1,364	3,776	5.00	1.00
n-2	石黒法	1,114	1,287	4.18	1.85
	大島法	962	1,999	3.00	1.36

9. たな式矢板壁

たな式矢板構造物で1968年十勝沖地震を受けた施設は室蘭港富士鉄釜頭の丁種-7.5m岸壁(延長1,010m)がある。これは昭和19年に完成している古い施設であるが、完全なたな式ではなく法線より後方17mに小さな控え版をとった準たな式である。

また、日向難地震を受けた施設として細島港工業港区-10.0m岸壁がある。これら2例のうち室蘭港の例は準たな式であり、しかもたなの部分が短かく、たなを支えるくいはすべて直ぐいであるため、実際には控え版式矢

板壁として地震時土圧の多くの部分に抵抗したと考えられる構造物であるので、ここでは細島港の-10.0m岸壁について検討する。

ここで計算する項目としては矢板の根入れの安定および曲げ応力度、たなぐいの支持力、それに重力式壁体としての滑動に対する安定の4項目について行なった。

重力式壁体としての滑動に対する安定の検討には、たな後部を通る鉛直面より前、斜ぐいの先端より上を仮想壁体とし、水平力として地震時土圧および仮想壁体に作用する地震力をとり、抵抗力として前面受働土圧および底面の粘着力を用いた。また、仮想壁体に作用する地震力は海底面以下については海底面下-10mでゼロになるよう漸減させた。

9.1 細島港工業港区西1号-10.0m岸壁(t-1)

(1) 概要

本施設は昭和43年に完成した延長175.0mの施設である。標準断面図を図9.1に示す。地震により254galの南北方向水平加速度が測定されたにもかかわらず、無被災であった。

本施設に隣接して同一法線上に-10.0mの横さん橋があったがこれも無被災であった。これと隣接して直角方向に-5.5mの控え版式鋼矢板岸壁があったが、これもエプロンの目地あきおよび控え版付近の地盤に数cmのクラックを生じ、その背後が-10cm位沈下している程度であった。

(2) 計算条件

本岸壁には、上載荷重として部分的にニッケル鉾が5~6t/m²載荷されていたが、平均載荷重は、約2.0t/m²となる。原設計条件は1.0t/m²であるから、比較的大きな影響を及ぼしたものと考えられる。

前面潮位は満潮時の直後だったために比較的高く、地震時の残留水位は前面潮位とさほど差がないため、前面潮位と同じと見なして検討する。

今回の地震による東西方向の水平加速度は148galであるが、原設計震度は0.12であるのでは設計震度の地震動が来襲したと考えられる。

本岸壁の土質条件は明らかでないので東側に隣接する横さん橋の土質資料(図9.2)を用いる。この資料によると地盤は沖積層が厚くたい積しており-10.0m付近までの上層にはゆるいシルト質の細砂が、その下に所によっては砂分の相当多い軟らかい粘性土が約10mの厚さにたい積している。また、-20m付近にはN値20~40程度の砂質シルト層があり、少なくとも数m以上の厚さが確認されているのでこれを支持層とみなす。

これらを考慮して計算条件は次のようにきめた。

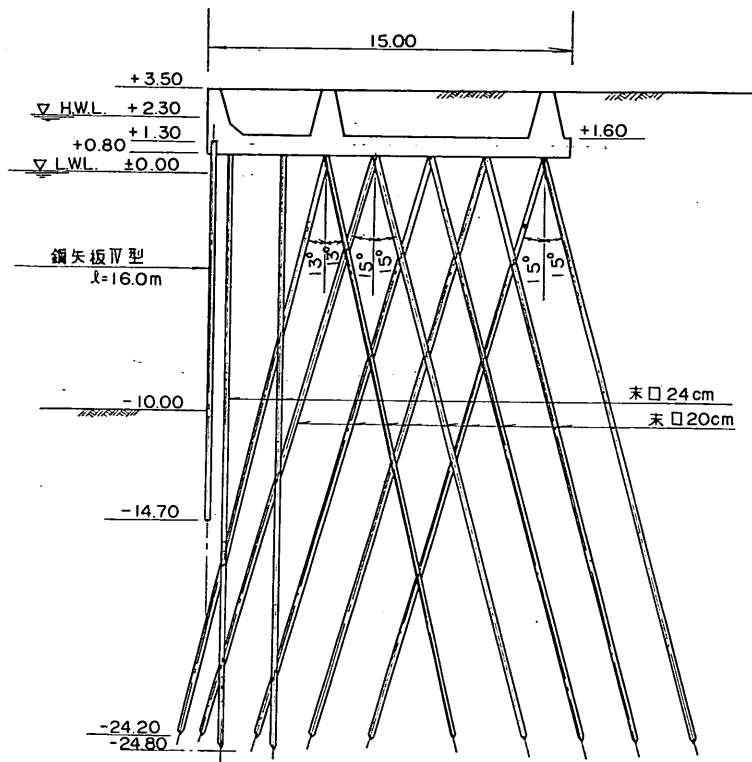


図 9.1 細島港工業港区-10.0m岸壁標準断面図

かっこ内は原設計条件である。 $k=0.15$ (0.12) 設計震度

原地盤のたな部下から-10.0m付近までの土性はゆるい砂質土とも、粘性土とも考えられるので両方について検討する。

- 裏埋めの内部摩擦角 $\phi=30^\circ$
- 原地盤のたな部下より-10.0mまでの
 - 内部摩擦角 $\phi=25^\circ$
 - 粘着力 $c=3.0 \text{ t/m}^2$
(3.5 t/m^2)
- 10.0~-20.0粘着力 $c=5.0 \text{ t/m}^2$
($c=4.5+0.23z \text{ t/m}^2$)
- ただし、 $z(\text{m})$ の基準面は-10.0m
- 20.0m以下の粘着力 $c=10.0 \text{ t/m}^2$
($c=10.0 \text{ t/m}^2$)

壁面摩擦角 主働土圧に対し $\delta=15^\circ$

たなぐいの周面付着力最大 3.5 t/m^2

裏埋めの単位体積重量

- 空中 $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$
- 水中 $\gamma'=1.0 \text{ t/m}^3$

原地盤の単位体積重量

- たな部下より-10.0m $\gamma'=0.9 \text{ t/m}^3$
- 10.0~-20.0m $\gamma'=0.8 \text{ t/m}^3$ (0.9 t/m^3)
- 20.0以下 $\gamma'=1.0 \text{ t/m}^3$

上載荷重 $w=2.0 \text{ t/m}^2$ (1.0 t/m^2)

水深 -10.0m

前面水位 +1.7m

残留水位 +1.7m

鋼矢板 断面係数 $Z=2,060 \text{ cm}^3/\text{m}$

(Y. S. P. IV型)

降伏応力度 $\sigma_y=3,000 \text{ kg/cm}^2$ (2種)

たなぐい 木ぐい 末口 20および24cm(米松)

打込み角度 13° および 15°

打込み間隔 2.0m

たなぐいは設計では支持層と見られる粘着力 10 t/m^2 の砂質シルト層に打ち込まれているが、地層の変化もあり、施工上十分に打ち込まれているかどうか不明のため、重力式壁体としての滑動の安定に関する検討には粘着力を 10 t/m^2 の場合と 5 t/m^2 の両方について行なった。

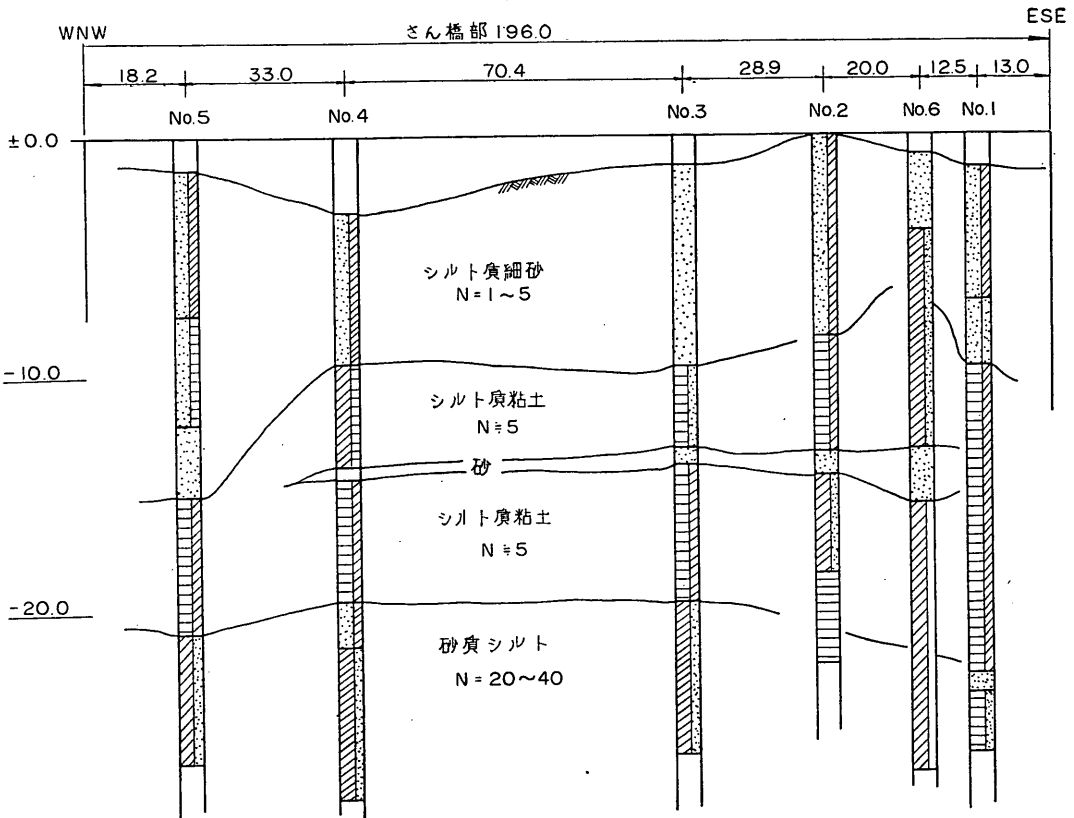


図 9.2 細島港工業港区-10.0m岸壁地層想定断面図

(3) 計算結果

震度0.15に対する矢板根入れの安全率につき次の5ケースについて表わしたのが表 9.1 である。

表 9.1 根入れの安全率

ケース	作用モーメント $M_o(t \cdot m/m)$	抵抗モーメント $M_p(t \cdot m/m)$	安全率
1	1291	741	0.57
2	965	741	0.77
3	841	865	1.03
4	628	696	1.11
5	535	696	1.29

ケース 1 ; たな部下面より海底面までの土を $\phi = 25^\circ$ の砂質土とすると、震度0.15の場合主働崩壊面はたな後部と交わらないので背後の影響を受けた土圧を用い、かつ、海底面下の粘着力を $c = 5.0 t/m^2$ とした場合の根入れの安全率。

ケース 2 ; ケース 1 と同様の条件で海底面下の粘着力を $c = 5.0 t/m^2$ とし、粘性土のみ常時の土圧強度を用いた場合の安全率。

ケース 3 ; ケース 1 と同様の条件で海底面下の粘着力を $c = 6.0 t/m^2$ とし、粘性土のみ常時土圧強度を用いた場合の安全率。

ケース 4 ; たな部下より-10.0mまでの土がシルト分の多い土のため粘性土と仮定し、かつ常時の主働崩壊面を考えると、たなによって背後の主働土けいの影響がのぞかれる。そのときの土圧を用いて海底面下の粘性土の粘着力を $5.0 t/m^2$ とし、この粘性土の地震時土圧を用いた場合の安全率。

ケース 5 ; ケース 4 と同様にし、海底面下の粘性土に常時土圧を用いた場合の安全率。

また、たな部下より-10.0mまでの土を $\phi = 25^\circ$ の砂質土とし、震度0.15の場合ケース 1 で述べたとおりたな部が主働崩壊面内に入るので一部たながない場合の土圧とし、たなぐいと土圧分たん比による曲げ応力度について計算した結果を表 9.2 に示す。

表 9.2 矢板とたなぐいの土圧分たん比による矢板壁の曲げ応力度

土圧を分たんするくいの本数	矢板の曲げモーメント分たん比	矢板の曲げモーメント (t・m/m)	矢板の応力度 (kg/cm ²)	降伏応力度との比
背後土圧の影響を考えた場合の曲げモーメント	1.000	78.30	3,800	1.27
たなにより土圧が軽減した場合の曲げモーメント	1.000	54.70	2,655	0.89
直ぐい2本に分たんした場合	0.879	68.83	3,340	1.11
直ぐい2本と組ぐい1組に分たんした場合	0.819	64.13	3,110	1.03
" 2組	0.766	59.98	2,910	0.97
" 3組	0.720	56.38	2,740	0.91
" 4組	0.679	35.17	2,580	0.86
" 5組	0.642	50.26	2,400	0.81

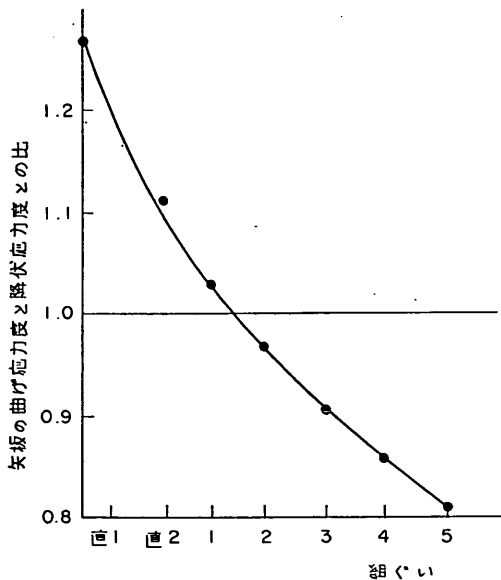


図 9.3 土圧を分たんするたなぐいの本数と矢板の曲げ応力度との関係

たなぐいが土圧の一部を分たんしたときの矢板の曲げ応力度と降伏応力度との比を、分たんしたくいの配置との関係で図示したのが図 9.3 である。

また、たなぐいの反力および支持力から安全率を求めたものを表 9.3 に示す。

(4) 考 察

本施設は水平加速度148galの地震動を受けたものと考えられるが壁体背後の地盤が多少沈下した程度で壁体の滑動、前傾は認められなかった。矢板の根入れの安全率

表 9.3 たなぐいの支持力に関する安全率

く い	くい1本当りの支持力 (t/本) たな部 ~ -10.0m の土		最大反力 (t/本)	くいの支持力に関する安全率	
	$\phi=25^\circ$	$c=2.6$ (t/m ²)		$\phi=25^\circ$	$c=2.6$ (t/m ²)
イ	51.1	51.3	33.7	1.52	1.52
ロ	53.8	54.9	30.9	1.74	1.77
ハ ₁	52.6	53.6	57.4	0.92	0.93
ハ ₂	47.3	50.9	-25.2	1.87	2.01
ニ ₁	47.6	49.8	49.6	0.96	1.00
ニ ₂	49.3	54.6	-19.2	2.57	2.84
ホ ₁	50.7	54.7	50.9	0.99	1.07
ホ ₂	50.9	58.2	-18.3	2.78	3.18
ヘ ₁	51.9	59.4	51.2	1.01	1.16
ヘ ₂	51.0	62.1	-18.0	2.83	3.54
ト ₁	54.8	64.6	54.6	1.00	1.18
ト ₂	53.3	65.4	-18.7	2.85	3.50

注) 最大反力の負は引抜力を表わす。

は、海底面下(-10.0~-20.0m)の粘着力を $c=5.0$ t/m²とすると震度0.15で0.57と著しく低く現象と一致しないが、圧密による強度増加等を考慮して粘着力 $c=6.0$ t/m²とし、粘性土については常時土圧を用いると1.03となる。また、表 9.1 に示したケース5のようにたなによる土圧の軽減があったものとし、かつ海底面下の粘性土については $c=6.0$ t/m²とし粘性土のみ常時土圧を用いると根入れの安全率は1.29となり現象と一致する。

矢板の曲げ応力度については本例の場合のように内部摩擦角25°の砂質土とすると、たな後部が海底面から引いた主動崩壊面と交叉せず、矢板壁に作用する土圧はたなによる軽減が一部なされなかったことによる不連続な土圧を生ずる。この場合矢板のたな部と海底面を支点とする単純ばりとして曲げモーメントを計算すると約78.3 t・m/mとなりこのときの曲げ応力度は約3,800 kg/cm²と降伏応力度の約1.2倍の値になる。しかし、たなの幅が十分あった場合の土圧を用いれば曲げモーメントは54.70 t・m/m、曲げ応力度は2,660 kg/cm²と計算され、現象と一致する。

また、たなぐいは矢板に作用する土圧を軽減する効果を有すると考えられるので、たなぐいの一部が矢板とくいの曲げこわさ EI の比によって土圧を分たんすると仮定して計算を行なった。組ぐいについては直ぐいと変形

の様子も異なるので、直ぐいと同様にあつかうことには問題もあるが、ここでは同じあつかいをした。この計算結果によれば図 9.2 に示されているように、矢板の曲げ応力度が降伏応力度を下まわるのは直ぐいと法線から 2 番目の組ぐいまでが土圧を分たんとした場合である。

たなぐいの支持力については表 9.3 に示すようにたなぐい部下～10.0m の土性について砂質土と考えても粘性土と考えても同程度であり、有意な差は認められない。表 9.3 からわかるように安全率が 1 を割るのはすべて押込ぐいであり、組ぐいの引抜力に対する安全率はいずれも 2～3 近くある。たな版についての被害は不明であるがエプロンにクラック等のなかったことから無被害とすれば押込みに対しては低めの計算結果を与えている。

本例の場合先端支持力はマイヤホフ式によれば、全反力の 10% ほどで小さく、計算上、摩擦ぐいである。付着力を 3.5 t/m² までと制限している設計基準の方法については安全側にすぎるという意見が一部にあるが、このことを裏付けているともいえる。

重力式壁体としての滑動の検討については抵抗力としてぐいの根入部までの受働抵抗土圧と底面粘着力をとり、作用力として、仮想壁体に作用する慣性力と主働土圧を用いて計算すると、たなぐいが粘着力 $c=10.0 \text{ t/m}^2$ の層に打ち込まれている場合の滑動の安全率は 0.96 となり、地層が多少変化しているため十分には支持層に打ち込まれていないと考えて $c=5.0 \text{ t/m}^2$ とすると、安全率は 0.76 となる。これらはいずれも 1 を割り現象に対して低めの値を与えている。ただし、この計算において仮想壁体に作用する地震力は、海底面以下については、海底面下 10.0m でゼロとなるよう漸減させた。

(5) 取りまとめ

本例は青森港の堤ふ頭と同様軟弱地盤にサンドドレーンを施工した地盤上に建造された構造物であり、構造様式こそたな式の構造物であるが、前者と同様に地震による被災はほとんどなかった。この様に粘性土の地盤に対しては一般に不明な要素が多くすべて安全側の設計をしている傾向が強い。ここで検討したように地震時の矢板の根入れの安全率にしても著しく低いのであるが粘性土に対してのみ常時土圧とすれば現象と一致するし、壁体の重力式構造物としての滑動の安全率は粘性土についてのみ常時土圧とするとその安全率はほぼ 1 となり、現象と近くなる。したがって粘性土については海底面下から 10.0m 下で震度 0 とする現在の考え方をより拡大できれば、経済的な設計が可能となる。

また、粘性土の付着力の最大値を 3.5 t/m² としている

設計基準の値は建築学会の基準によるものと同じであり、港湾構造物のように多少の不等沈下があっても壁体の破壊にさほど影響がない場合はきびしすぎる制限となっているように思える。

10. 鋼矢板セル式構造物

鋼矢板セル式構造物は、斜控えぐい式矢板壁とともに 1968 年十勝沖地震ではじめて強度の地震を経験した構造様式である。この形式のけい船岸は、青森港の浜町ふ頭西側 1 万トン岸壁 (-9.0m)、東側 1 万トン岸壁 (-9.0m)、先端 5 千トン岸壁 (-7.5m)、室蘭港の日通ふ頭 5 号、6 号岸壁 (-9.0m)、7 号岸壁 (-7.5m) の 6 例が地震の影響を受けたがいずれも無被災であった。青森港の浜町ふ頭はかなり軟弱な粘性地盤上に築造されたものであり、室蘭港日通ふ頭は良質の砂地盤上に築造されたものである。中詰めはともに砂を用いている。

この資料では、この 6 例のうち、青森港浜町ふ頭西側岸壁および室蘭港日通ふ頭 7 号岸壁の 2 例を選んで計算を行なった。計算は、セル中詰めのせん断、前面矢板の押し込みおよび重力式壁体としての滑出しに対する安定の 3 項目について行なった。

セル中詰めのせん断抵抗力の計算法は模型実験にもとづく北島の方法を用いた。この場合抵抗モーメントの計算式は、壁体の変位をある程度許す場合に対する次式を用いた。

$$\left. \begin{aligned} M_r &= \frac{1}{6} r (R_0 H_0^3 + R_s H_s^3) \\ R_0 &= \nu_0^2 (3 - \nu_0 \cos \phi) \sin \phi \\ R_s &= \frac{3}{2} \nu_s f \tan \phi \end{aligned} \right\} (10.1)$$

ここに、

- r ; 中詰めの換算単位体積重量 (t/m³)
- H_0 ; 中詰めにすべて換算単位体積重量の土におきかえた場合の換算壁高 (m)
- H_s ; 中詰めに作用する土圧合力に等しい、一様な換算単位体積重量の土による三角形分布の土圧合力を生ずるような換算壁高 (m)

$$\nu_0 = \frac{B}{H_0}$$

$$\nu_s = \frac{B}{H_s}$$

B ; 換算壁体幅 (m)

ϕ ; 中詰めの内部摩擦角 (°)

f ; 矢板継手間の摩擦係数 $f=0.3$

ν_0 は、前者で約 2.0、後者で約 1.0 であるが、この範囲

では北島法は、カミングス法とは同程度の抵抗モーメントとなるが、テルツァギ・クライニン、テルツァギ・立石、シュネーベリーのどの方法よりも抵抗モーメントは大きく計算されるので、北島法で安全と計算されれば、他の方法でも安全と計算されることとなる。

セル前面の矢板に働く押し込み力は、海底面より上のセル中詰による主働土圧の鉛直分力とし、支持力は海底面以外の土と矢板の摩擦力と、矢板の先端支持力を考慮した。矢板と土の摩擦力を算定する際、セル内側には主働土圧を外側には静止土圧を考慮した。この場合の摩擦係数は $\tan \frac{2}{3} \phi$ を用いた。

重力式壁体としての安定計算は、通常重力式壁体の滑動計算に準じたが、セル中詰に作用する地震力は、海底面以下については、海底面下10mで地震力がゼロとなるよう直線的に減少させた。また、滑動抵抗力としては

底面摩擦力のほか前面の受働土圧をも考慮した。

10.1 青森港浜町ふ頭西側-9.0m岸壁 (yc-1)

(1) 概要

本岸壁は径 30.56m のセル 5 個により作られており、延長は 158m である。標準断面図を図 10.1 に示す。完成年は昭和38年である。

この岸壁を含めて浜町ふ頭のセル式岸壁はエプロンおよび背後埋立地の沈下による被災が見られたが、本体には被災がなかった。被災の程度は I である。

なお、原設計はテルツァギ・立石法を用いている。

(2) 計算条件

設計前に行なわれた土質調査によって作成した地層断面図は図 10.2 のとおりである。また、-11m 付近から-17m 付近に分布する粘性土に対する一軸圧縮試験結果は図 10.3 に示す。なお図 10.3 には先端岸壁における試験結果も含まれている。原設計（正確には昭和35年にお

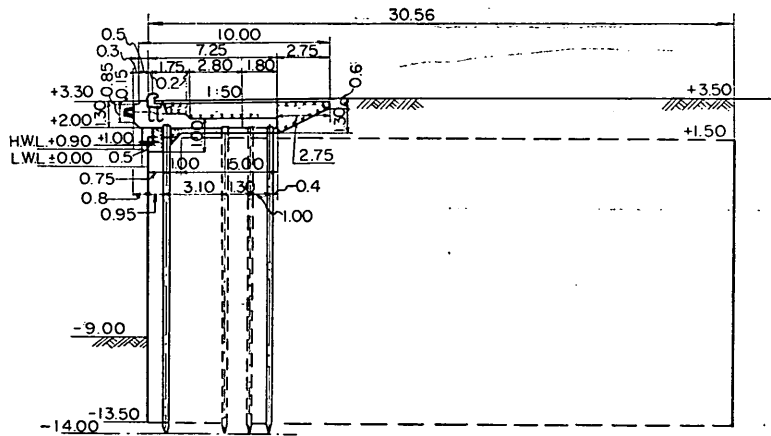


図 10.1 青森港浜町ふ頭西側-9.0m岸壁 (yc-1) 標準断面図

る補強設計)では、この土質試験結果より原地盤の粘着力 $c=1.0 \text{ t/m}^2$ 、完成時のセル内部およびセル背後の粘着力は圧密を考慮し $c=5.5 \text{ t/m}^2$ 、セル前面は-11m~-5mまで荷重砂を置いて圧密させることにより $c=2.0 \text{ t/m}^2$ を用いることとしている。地震後に土質調査は行われていないので、地震時の粘性土の性質については不明であるが、ここでは計算条件として原設計条件を用いる。

次に計算条件を示す。かっこ内は原設計条件である。なお、原設計震度は $k=0.075$ である。

中詰めおよび裏込め

内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ (35°)
壁面摩擦角 $\delta = 15^\circ$ (15°)

単位体積重量

空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ (1.6 t/m³)
水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$ (1.0 t/m³)

セル前面の土

-9.0m~-11.0m

内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ (35°)

壁面摩擦角 $\delta = -15^\circ$ (-15°)

単位体積重量 水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$

-11.0m以下

粘着力 $c = 2.0 \text{ t/m}^2$ (2.0 t/m²)

単位体積重量 水中 $\gamma' = 0.5 \text{ t/m}^3$
(0.5 t/m³)

セル内および背後の土

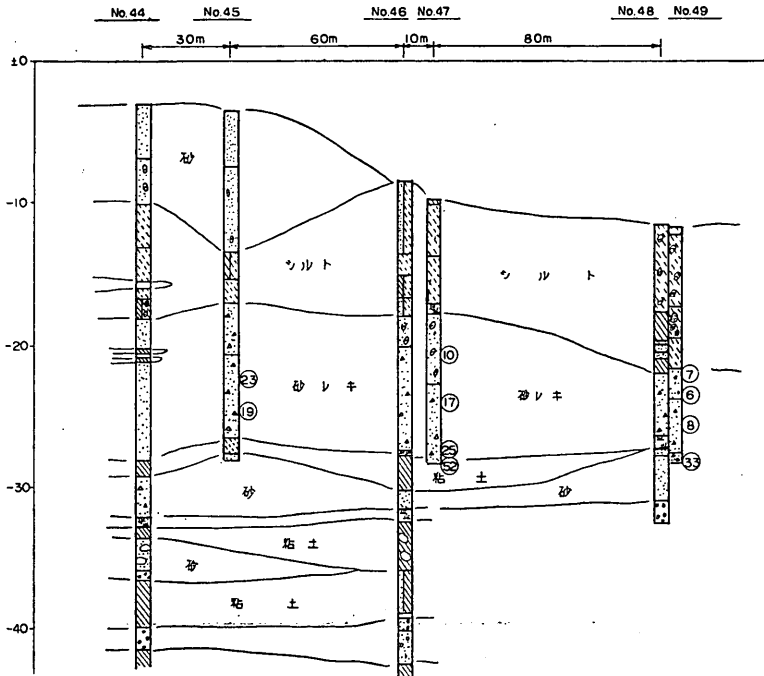


図 10.2 青森港浜町ふ頭西側地層想定断面図

単位体積重量 水中 $\gamma' = 0.7 \text{ t/m}^3$
(0.7 t/m^3)

上載荷重 $w = 0 \text{ t/m}^2$
(エプロン上 0, 背後 6.0 t/m^2)

前面水位 $+0.20 \text{ m}$

残留水位 $+0.60 \text{ m}$

(3) 計算結果

せん断に対する安全率の計算結果を表 10.1 に、矢板の根入れに対する安全率の計算結果を表 10.2 に、また、重力式壁体としての滑動の安全率の計算結果を表 10.3 に示す。図 10.4 はこれらの計算をとりまとめた、計算震度との関係において図示したものである。

(4) 考 察

図 10.4 によると、震度 0.20 におけるせん断および矢板の根入れの安全率はともに 1.7 程度であり、震度 0.25 においても 1.4 程度であるから、この岸壁がほとんど無被災であったという事実とこれらの計算結果は一致している。

これに反して、重力式壁体としての全体の安定は、震度 0.20 においても 0.64 と著しく低い値を与えており、無被災という現象と異った結果となっている。本岸壁の地盤のせん断強度が地震時にどの程度あったかについては、地震の土質調査が行われていないために不明であるので正確なことはいえないが、計算条件は圧密による

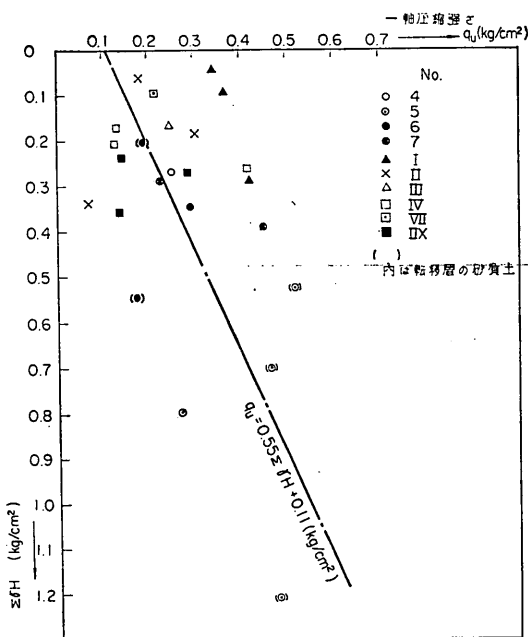


図 10.3 青森港浜町ふ頭西側および先端岸壁地盤の 1 軸圧縮強さ

-11.0m 以下

粘着力 $c = 5.5 \text{ t/m}^2$ (5.5 t/m^2)

表 10.1 せん断に対する安全率の計算結果

換算壁体幅 $B=28.0\text{m}$

換算壁高 (土かぶりに関する) $H_0=14.46\text{m}$

(中詰め土圧に関する) $H_s=14.09\text{m}$

$$\nu_0 = \frac{B}{H_0} = 1.936$$

$$\nu_s = \frac{B}{H_s} = 1.986$$

震 度	変 形 モ ー メ ン ト $M_d(\text{t}\cdot\text{m}/\text{m})$			抵 抗 モ ー メ ン ト M_r			
	土圧および水圧によるもの	地震力によるもの	計	R_0	R_s	$M_r(\text{t}\cdot\text{m}/\text{m})$	安全率
0.10	163.6	407.1	570.7				3.20
0.20	224.7	814.1	1,038.8	3,040	0.626	1,823.7	1.76
0.25	269.7	1,017.6	1,287.3				1.42

表 10.2 矢板の根入れに対する安全率の計算結果

震 度	押し込み力 (t/m)	極限支持力 (t/m)	安全率
0.10	9.18	19.61	2.14
0.20	13.57	22.35	1.65
0.25	16.91	24.51	1.45

強度増加をも考慮しているため、この計算法がやや過大な結果を与えるものであることが想像できる。

なお、原設計震度が 0.075 と実際に来襲したと思われる地震より著しく低いにもかかわらず、せん断の安全率が大きく計算されたのは、原設計がテルツァギ・立石法を用いていたことにおもな原因があると考えられる。

表 10.3 重力式壁体としての安定の計算結果

震 度	水 平 力 (t/m)			滑 動 抵 抗 力 (t/m)			安 全 率
	土圧および水圧	地震力	計	受働土圧	底面のせん断抵抗力	計	
0.10	74.55	85.48	160.03	27.31		181.31	1.13
0.20	107.34	170.96	278.30	25.24	154.00	179.24	0.64
0.25	131.99	213.70	345.69	24.09		178.09	0.52

10.2 室蘭港日通ふ頭7号-7.5m岸壁 (yc-2)

(1) 概 要

この岸壁は径14.0mのセル8個により構成されており、延長は135mである。標準断面図を図10.5に示す。完成年は、昭和34年である。

日通ふ頭の突堤では本施設のほか、5号および6号岸壁が、水深-9.0mのセル式岸壁であるが、いずれも全く無被災であった。

なお、本施設の原設計は、カミングス法によっている。

(2) 計算条件

設計前に行なわれた土質調査にもとづいて地層想定断面図を作成すると図10.6のようになる。

これを参考にしてきめた計算条件は次のとおりである。

なおかつこ内は原設計条件である。

原設計震度は $k=0.10$ である。

中詰め、裏込めおよび-9.8m以上の原地盛
内部摩擦角 $\phi=35^\circ$

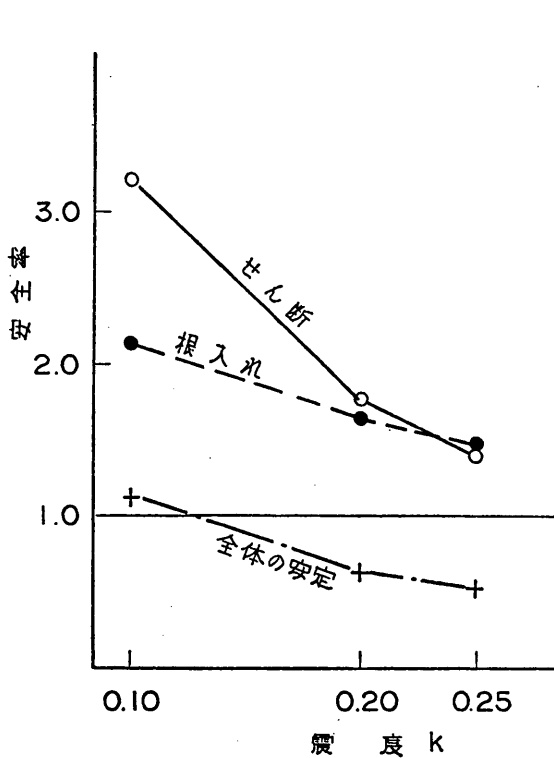


図 10.4 各安全率と震度の関係

(中詰めおよび裏込め 水面上 30°
水面下 25°)
原地盤 35°

壁面摩擦角

主働土圧に対し $\delta = 15^\circ$ (15°)

受働土圧に対し $\delta = -15^\circ$ (-15°)

単位体積重量 空中 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
(1.6 t/m^3)

水中 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$
(1.0 t/m^3)

矢板先端の地盤 $N=25$

上載荷重 $w = 0 \text{ t/m}^2$

(セル上 常時 2.0 t/m^2
地震時 1.0 t/m^2
セル背後 常時 4.0 t/m^2
地震時 2.0 t/m^2)

前面水位 $+0.30\text{m}$ ($\pm 0.00\text{m}$)

残留水位 $+1.10\text{m}$ ($\pm 0.00\text{m}$)

(3) 計算結果

せん断に対する安全率の計算結果を表 10.4 に、矢板の根入れの安全率を表 10.5 に、また、重力式壁体としての滑動の安定の計算結果を表 10.6 に示す。

図 10.7 にはこれらの安全率の計算結果と震度の関係を図示した。

(4) 考察

図 10.7 によれば、せん断および全体の安定の安全率の計算結果はともに計算震度 0.20 と 0.25 の間で 1 を割っており、来襲した地震の加速度に対してはほぼ限界安定となるような計算結果を与えている。原地盤の N 値は 3 ~ 6 であるから、通常的设计であれば内部摩擦角は 30° 程度とするのが普通であるところを、この計算においては 35° を用いている。このことと、本岸壁が全く無被災で

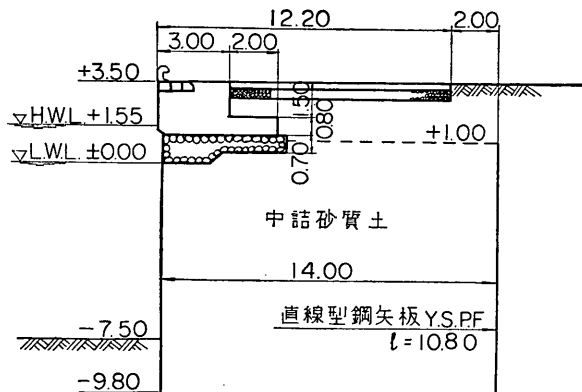


図 10.5 室蘭港日通ふ頭 7 号岸壁 (yc-2) 標準断面図

表 10.4 セン断に対する安全率の計算結果

換算壁体幅 $B=12.6\text{m}$

換算壁高 (土かぶりに関する) $H_0=12.92\text{m}$

(中詰め土圧に関する) $H_s=12.59\text{m}$

$$\nu_0 = \frac{B}{H_0} = 0.975$$

$$\nu_s = \frac{B}{H_s} = 1.000$$

震 度	変形モーメント $M_d(\text{t}\cdot\text{m}/\text{m})$			抵抗モーメント M_r			安 全 率
	土圧および水圧によるもの	地震力によるもの	計	R_0	R_s	$M_r(\text{t}\cdot\text{m}/\text{m})$	
0.10	131.2	146.6	277.8				1.93
0.20	174.9	293.1	468.0	1,200	0.315	536.1	1.15
0.25	207.1	366.3	573.4				0.93

表 10.5 矢板の根入れに対する安全率の計算結果

震 度	押し込み力 (t/m)	極限支持力 (t/m)	安 全 率
0.10	7.34	16.42	2.24
0.20	10.85	19.29	1.78
0.25	13.52	21.55	1.59

あったことから、現行の設計法はこの岸壁に対しては安全な設計法であったと考えてよい。

根入れの安全率は震度0.25においても1.5以上であり現象と一致している。

なお、原設計は北島法とほぼ同結果を与えるカミングス法を用い、地震時土圧は佐野の土圧、設計震度は0.10を用いており、中詰めに作用する地震力を考慮していないにもかかわらず、震度の0.20の地震に対しても安定な計算結果となったのは、原設計で中詰めの内部摩擦を25°

表 10.6 重力式壁体としての安定の計算結果

震 度	水 平 力 (t/m)			滑 動 抵 抗 力 (t/m)			安 全 率
	土圧および水圧	地震力	計	受働土圧	底面のせん断抵抗力	計	
0.10	47.30	32.24	79.54	14.22		148.50	1.87
0.20	66.37	64.49	130.86	11.48	134.28	145.76	1.11
0.25	80.98	80.61	161.59	9.96		144.24	0.89

としていることおよび設計上载荷重が大きいことによるものと思われる。

10.3 考察および問題点

せん断に対する安全率、矢板の根入れに対する安全率および重力式壁体としての滑動の安全率の計算結果をそれぞれ図 10.8, 9.10および10.10に示す。

せん断の安全率については、yc-2において、やや大きめの計算条件を用いているにもかかわらず震度0.2と0.25の間で1となっており、より大きな安全率を与えているyc-1とともに本岸壁は無被災であったから、北島

法によるせん断の検討が安全な設計法であることを示している。セル式構造物は、中詰めのせん断抵抗で安定が保たれているにもかかわらず、地震時の中詰めのせん断強度が不明であることから、従来、耐震性に問題があるとされていたが、十分に締まった中詰め砂を用いている場合、設計震度0.20程度までは現行のせん断に対する計算法が安定であるという結果を与えたことは意義が大きい。

矢板の根入れの安全率は震度0.20で1.7程度、震度0.25であっても1.5程度の計算結果となっており、現行

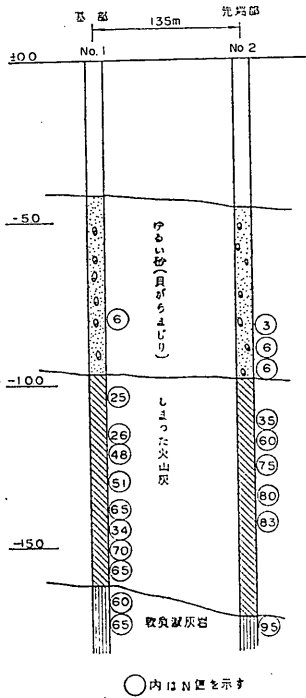


図 10.6 室蘭港日通ふ頭7号岸壁地層想定断面図

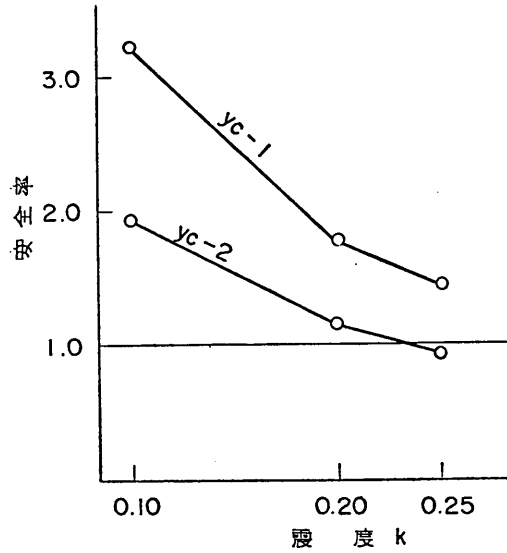


図 10.8 せん断に対する安全率と震度の関係

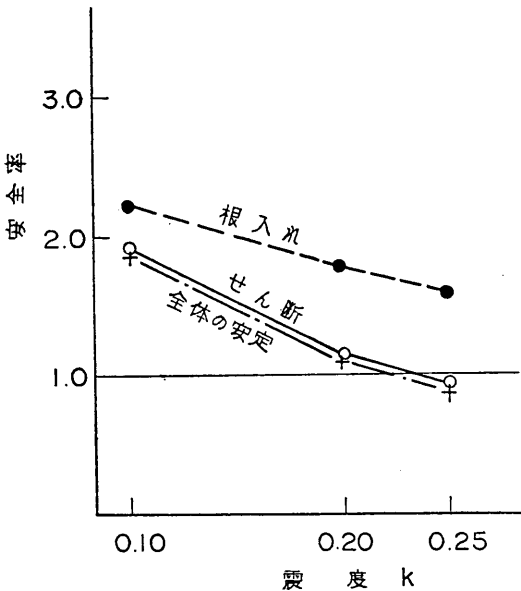


図 10.7 各安全率と震度の関係

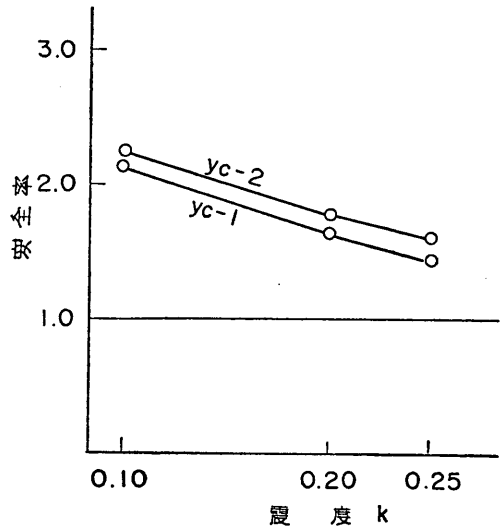


図 10.9 矢板の根入れに対する安全率と震度の関係

設計法が十分安全な方法であるとは必ずしもいえないが、この2例からのみいえば、設計安全率として1.7程度をとっておけばよいと思われる。なお、港湾構造物設計基準には根入れの安全率の規定はない。

全体の安定については、砂質地盤に設置されているyc-2が、現象と比してほぼ妥当な計算結果を与えているのに反し、粘性土地盤に根入れを有するyc-1が、実際には安定であったにもかかわらず、震度0.20においても0.64と低い安全率を与えていることには問題がある。本岸壁の地震時の土質条件が正確に、はあくできないので、はっきりしたことはいえないが、現行の設計法がやや過大であることをうかがわせる。本例のように根入れ

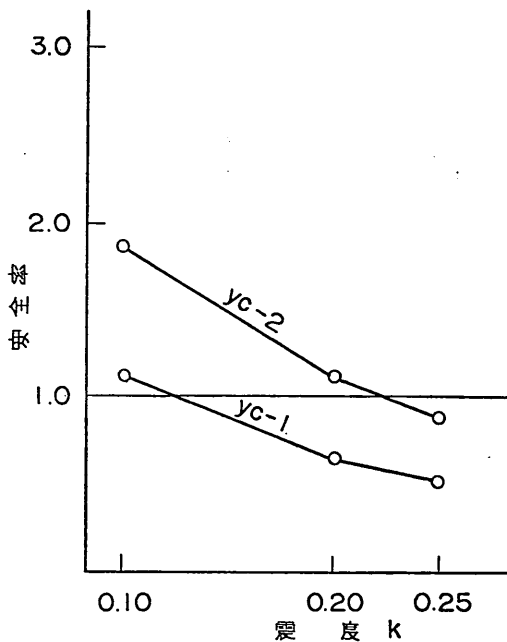


図 10.10 重力式壁体としての安全率と震度の関係

を有する構造物の全体の安定に対する計算法については今後なお研究を要する。

11. 直ぐい式横さん橋

1968年十勝沖地震の影響を受けた諸港には、表 11.1 に示す直ぐい式横さん橋があったが、いずれもさん橋本体は無被災であった。なお、ウェル式については12で検討を行う。組ぐい式およびその他の形式の横さん橋は存在しなかった。

この資料では、このうち室蘭港西2号ふ頭東側-10m岸壁についてくいの応力度およびくいの支持力の計算を行なった。上部工については配筋が不明であるため検討しなかった。くいの曲げモーメントは頭部固定くいと見なして、チャンの方法によって計算した。この場合、くいの自由長を計算するための仮想海底面として斜面こう配の1/2のこう配の海底を仮想した。

地震力の作用する方向は法線直角方向および法線方向としたが、法線方向に対しては両側ブロックの拘束がない場合について回転を考慮して計算した。なおこの計算には港研資料 No.73に示す計算図表²⁾を用いた。また、水平力によるくいの軸力の計算は、上部工の断面2次モー

表 11.1 1968年十勝沖地震の影響を受けた直ぐい式横さん橋

港名	施設名	水深 (m)	くいの材料	摘要
大船渡	-6.0m横さん橋	6.0	鉄筋コンクリート	建設中
釜石	-7.5m "	7.5	鋼管	
久慈	-6.0m "	6.0	"	
"	-4.5m "	4.5	"	
八戸	鮫地区-5.0m	5.0	"	建設中
"	白銀1千トン岸壁	5.5	鉄筋コンクリート	
大湊	下北1号岸壁	6.0	鋼管	建設中
川内	公共2号さん橋	2.5	鉄筋コンクリート	
室蘭	西2号ふ頭東側岸壁	9.0	鋼管	
"	檜崎ふ頭横さん橋	8.0	"	

メントがあきらかであれば、港研資料 No.75の計算図表²⁾を用いて計算できるが、これが不明であるため、設計基準により、中央くいの両側のけたの曲げモーメントが中央くいの頭部曲げモーメントの各60%になるものとして計算した。

なお、横さん橋については構造部で動的な解析を行っているが、その結果は別に報告される予定である。

11.1 室蘭港西2号ふ頭側-10m岸壁 (k-1)

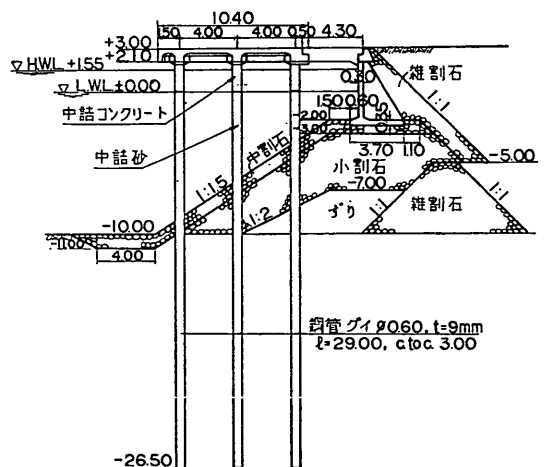


図 11.1 室蘭港西2号ふ頭東側-10.0m岸壁 (k-1) 標準断面図

- 1) 片山, 堀井, 降旗 “さん橋式けい船岸の回転によるクイの水平力の計算法および計算図表”, 港研資料 No.73, 1969年7月
- 2) 片山, 堀井 “さん橋式けい船岸に働く水平力による上部工曲げモーメント計算図表”, 港研資料 No.75, 1969年7月

(1) 概 要

この岸壁は図 11.1 に示すような鋼管ぐいを用いた直ぐい式横さん橋であり総延長360mのうち先端185mが-10m岸壁、基部 175mは-9 m岸壁となっている、構造は全く同一であるから、ここでは-10m岸壁について計算を行なう。

法線方向のぐい間隔は3 mであり、3×5本のぐいをもってさん橋ブロックを形成している。完成年はともに昭和38年である。

本岸壁は土留部のL形壁が若干沈下したが、さん橋本体部に被災はない。L形壁はさん橋本体部に前傾をさまたげられたものと考えられ、法線のはらみ出しは殆んどない。被災の程度はIである。

(2) 計算条件

設計前に行われた土質調査結果にもとづいて作成した地層断面図を図 11.2 に示す。-10m以下5~6mはN値2~9のややゆるい砂ないし火山灰であるが、ぐいの横抵抗の計算にはマウンドの小割石を含めて平均してN値を10として取り扱う。

また本岸壁施工前にさん橋に使用するぐいを用いて載荷試験、引抜き試験および水平載荷試験が行なわれている。載荷試験からは降伏荷重約80 t、極限荷重約120 t、引抜き試験からは最大引抜き力約45 tが、得られているのでこれを計算条件として用いる。水平載荷試験については載荷高が不明であることと、原地盤で行なっていることにより、その結果は用いない。

上部工の単位重量は、詳細が不明であるため、通常、横さん橋の基本設計に用いられる1.7 t/m²を用いた。

次に上記を含めた計算条件を示す。かっこ内は原設計条件である。なお、原設計震度は $k=0.10$ である。

地盤のN値	$N=10$ ($\phi=30^\circ$)
横方向地盤反力常数	$k_h=1.5\text{kg/cm}^3$
上載荷重	$w=0\text{ t/m}^2$
	{常時 2.0 t/m ² }
	{地震時 1.0 t/m ² }
上部工の単位重量	1.7 t/m ²
鋼管ぐい 径	600 mm
厚さ	9 mm
断面係数	$Z=2,430\text{cm}^3$
断面2次モーメント	$I=73,000\text{cm}^4$

ぐいの計算自由長、海側ぐい	12.0 m
中央ぐい	10.7 m
陸側ぐい	9.3 m

ぐいの極限支持力 120 t

(3) 計算結果

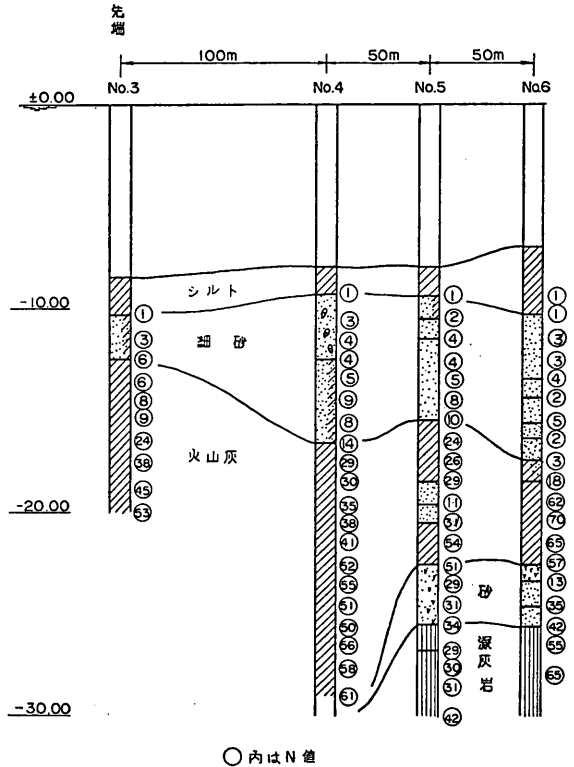


図 11.2 室蘭港西2号ふ頭東側-10.0m岸壁地層想定断面図

地震力を法線直角方向に作用させた場合のぐいの応力度とぐいの軸方向支持力に対する安全率の計算結果を表 11.2 に示す。また、この場合の上部工の計算変位量は震度0.20において3.8cmである。

地震力を法線方向に作用させ、隣接ブロックの拘束のない回転を考慮した場合のぐいの応力度および支持力の安全率の計算結果を表 11.3 に示す。ただし、表には応力度または軸力が最も大きくなるぐい列についてのみ示してある。

また、ぐいの応力度と震度の関係を図 11.3 および図 11.4 に、ぐいの支持力の安全率と震度の関係を図 11.5 および図 11.6 に示す。

(4) 考 察

図 11.3 および図 11.4 によれば、ぐいの計算応力度は震度0.25においても、いずれも、地震時の許容応力度よりもはるかに小さい。また、図 11.5 および図 11.6 によると、ぐいの軸方向支持力に対する安全率はいずれも3以上であり、降伏荷重に対しても2以上の安全率を有する。

これらの計算結果は本施設が無被災であったという事実と一致する。設計震度(0.1)の2倍以上の計算震度

表 11.2 くいの応力度およびくいの支持力に対する安全率の計算結果（地震力：法線直角方向）

1くい列あたりの水平力 $H=53.04k t$
 地盤反力常数 $k_h=1.5kg/cm^2$
 $\beta^{-1}=2.04m$

	震度 k	仮想固定点 よりの自由 長 (m)	ばね常数 (t/m)	くいあたり の水平力 (t)	曲げモー メント (t·m)	軸力 (t)	くいの応 力度 (kg/cm ²)	支持力に 対する安全率
海側くい	0.10			1.25	8.78	21.67	491	5.54
	0.20	14.04	66.34	2.50	17.55	25.49	875	4.71
	0.25			3.13	21.94	27.40	1,067	4.38
中央くい	0.10			1.67	10.64	21.54	575	5.57
	0.20	12.74	88.79	3.35	21.28	22.68	1,027	5.29
	0.25			4.19	26.59	23.25	1,253	5.16
陸側くい	0.10			2.37	13.44	9.83	607	12.21
	0.20	11.34	125.90	4.75	26.88	4.87	1,126	24.64
	0.25			5.94	33.59	2.39	1,385	50.21

表 11.3 くいの応力度およびくいの支持力に対する安全率の計算結果（地震力：法線方向）

くい本数 $m \times n = 3 \times 5$

くい間隔比 $\lambda = \frac{4}{3} = 1.33$

くい長比 $e \quad 1 : 0.91 : 0.81$

くい断面2次モーメント比 $d \quad 1 : 1 : 1$

	震度 k	水平力割 増比率	水平力作用 方向 $\tan \theta$	くいあたり の水平力 (t)	曲げモー メント (t·m)	軸力 (t)	くいの応 力度 (kg/cm ²)	支持力に 対する安全率
海側くい	0.10			1.36	9.55	23.15	532	5.18
	0.20	1.09	0.123	2.73	19.09	28.46	956	4.22
	0.25			3.41	23.87	31.11	1,169	3.86
中央くい	0.10			1.72	10.96	26.49	610	4.53
	0.20		0.130	3.45	21.91	32.58	1,097	3.68
	0.25	1.03		4.32	27.39	35.62	1,340	3.37
陸側くい	0.10			2.32	13.15	22.10	673	5.43
	0.20	0.98	0.143	4.66	26.31	29.40	1,259	4.08
	0.25			5.82	32.89	33.05	1,551	3.63

に対してもこのように安全な計算結果を生じた理由の最大の上乗荷重がなかったことであろう。一般に横さん橋の設計上乗荷重は死荷重と同程度から1/2程度であるから、他の施設に比して上乗荷重の影響が大きい。このことはほとんどの横さん橋が全く無被災であったことと関係があるものと思われる。

なお、現行の横さん橋の静的設計法についての評価は構造部で行なっている動的解析をもあわせて考える必要があるので行なわない。

また、多くの横さん橋で土留設岸がさん橋部によりかかった状態になっていると思われたにもかかわらず、無被災であったが、この現象の解明についてはなお研究を

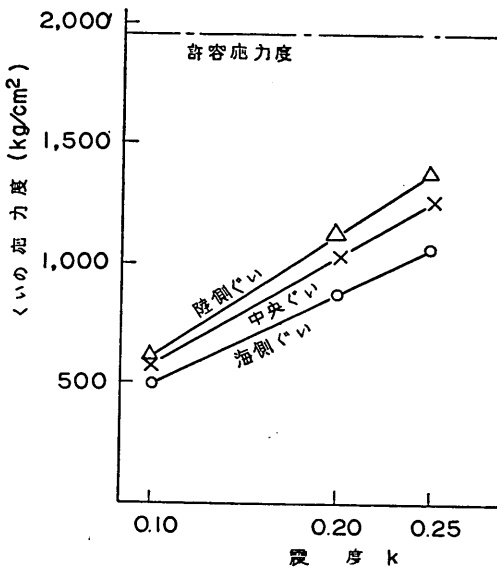


図 11.3 くいの応力度と震度の関係
(地震力：法線直角方向)

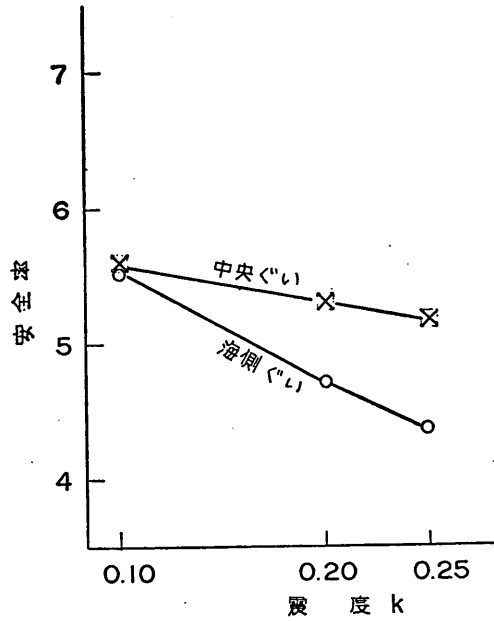


図 11.5 くいの軸方向支持力に対する安全率
(地震力：法線直角方向)

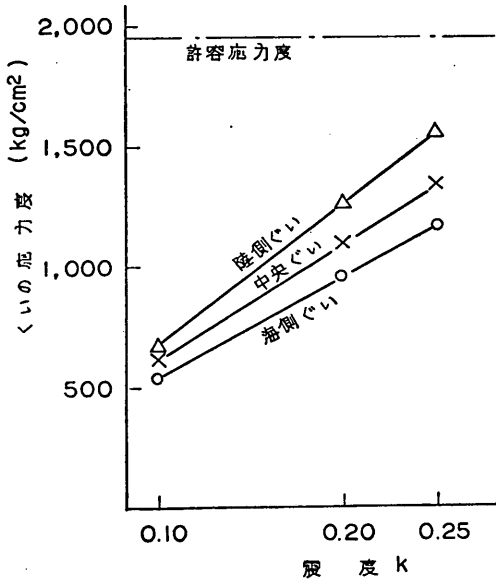


図 11.4 くいの応力度と震度の関係
(地震力：法線方向)

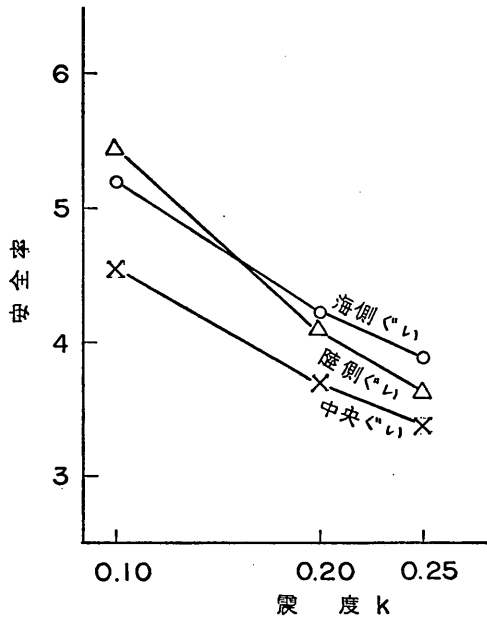


図 11.6 くいの軸方向支持力に対する安全率
(地震力：法線方向)

要する。また、重力式あるいは矢板式の護岸の変位がさげられないものであるなら、横さん橋と土留部の連結については、土留部の変位を吸収できる構造としておくことが望ましい。

12. ウェル式デタッチドピア

1968年十勝沖地震を受けた諸港において、ウェルを用いた横さん橋またはデタッチドピアには、室蘭港日鋼ふ頭2号岸壁、同港本輪西新ふ頭および苫小牧港東ふ頭第1、第2パースの3施設があったが、いずれも無被災で

あった。ここでは構造および土質条件が比較的あきらかである苦小牧港東ふ頭第1, 第2バース(デタッチドピア)について計算を行なう。

12.1 苦小牧港東ふ頭第1, 2バース(w-1)

(1) 概要

本岸壁は2バースあわせて延長330mで, 昭和37年に完成している。標準断面図を図12.1に示す。地震によって背後の土留壁が若干前傾したが, ウェル本体はまったく無被災である。本岸壁は石炭積出し用の専門ふ頭であり自重182tのローダーが4基設置されているが, 地震時にはうち2基がウェルの直上に, 1基がウェルとウェルの中間にあった。他の1基は隣接する第3バース(矢板式)においてあった。

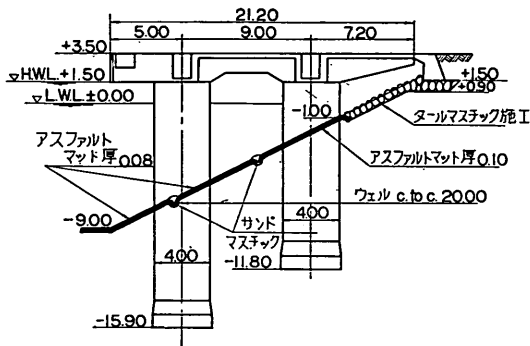


図12.1 苦小牧港東ふ頭第1, 2バース-9.0m 岸壁(w-1)標準断面図

(2) 計算方法

ここでは, ウェルの水平抵抗の検討のみ行なった。まず, 原設計に準じて根入部先端が固定である門型ラーメンとして, 鉛直力, 水平力およびモーメントを海側, 陸側の各ウェルに配分した。次に各ウェルについて単独に, 配分された外力を用いて水平抵抗の検討を行なった。

水平力に対するウェルの設計法は現在行なわれている方法としては次のようなものがある。

- 1) 物部の方法¹⁾
- 2) 池原・横山の方法²⁾
- 3) 白石の方法³⁾
- 4) 二直線表示法⁴⁾

ここでは, 1), 3), 4)の方法で検討を行なった。2)の

方法は3)の方法において, ウェルの底面および側面の摩擦抵抗を無視し, 水平地盤係数が深さに比例して増加するとした場合に相当する。なお, 原設計では物部法を用いている。

次に各法の概略を示す。

a) 物部の方法

図12.2に示すような水平力およびモーメントを受けたウェルの水平方向の地盤反力は放物線分布をすると仮定すると, その極大値 p_1 および p_2 は次式であらわされる。

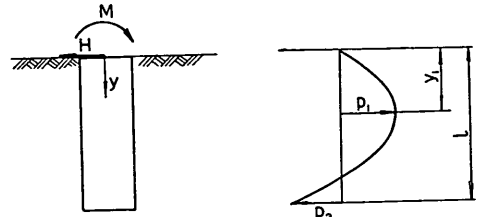


図12.2 物部の方法によるウェルの地盤反力

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= -\frac{H}{\left(y_1 - \frac{l}{3}\right)d} \cdot \left(\frac{y_1}{l}\right)^2 \\ p_2 &= p_1 \cdot \frac{l}{y_1} \cdot \left(2 - \frac{l}{y_1}\right) \\ y_1 &= \frac{3l - 4e}{8l - 12e} \cdot l \\ e &= \frac{M}{H} \end{aligned} \right\} \dots(12.1)$$

ここに,

p_1 ; ウェル根入れの中間にあらわれる地盤反力の極大値

y_1 ; p_1 のあらわれる深さ

p_2 ; 根入先端における地盤反力

H ; 水平力, 図示の方向を正とする。

M ; 海底面に対するモーメント, 図示の方向を正とする。

l ; 根入れ深さ

d ; ウェルの水平力に垂直方向の幅

ただし, $p=0$ のときは次式により計算する。

$$p_1 = \frac{4M}{l^2 d} \quad \left. \right\}$$

1) 物部長穂『土木耐震学』P.178~184, 理工図書, (昭和27年)
 2) 池原武一郎, 横山章『水平力をうけた井筒の安定計算について』, 土木学会誌, 38巻12号, (昭和28年12月)
 3) 白石俊多『井筒およびニューマチックケーソン』土と基礎の設計法, (その1), 土質工学会 (昭和36年)
 4) 久保浩一『短抗の横抵抗』港研報告, 5巻13号, (昭和41年9月)

$$\left. \begin{aligned} p_2 &= -\frac{12M}{l^2 d} \\ y_1 &= \frac{l}{3} \end{aligned} \right\} (12.2)$$

また、 $e = \frac{2}{3}l$ のとき、地盤反力は

$$p_2 = -\frac{2H}{ld} \quad (12.3)$$

の三角形分布をする。

$e = \frac{3}{4}l$ のときは、次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= 0 \\ p_2 &= -\frac{3H}{ld} \\ y_1 &= 0 \end{aligned} \right\} (12.4)$$

このようにして求めた p_1 が次式を満足すれば安定とする。

$$p_1 < K_p r y_1 \quad (12.5)$$

ここに、 K_p ；受働土圧係数

r ；土の単位体積重量

b) 白石の方法

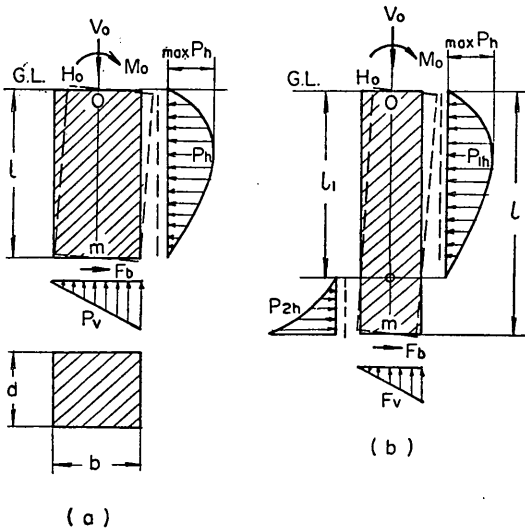


図 12.8 白石法によるウエルに作用する地盤反力および摩擦力

鉛直荷重 V 、水平荷重 H および O 点のまわりのモーメント M を受けるウエルは図 12.3 の (a) または (b) に破線で示すように傾斜する。この場合前後の壁面には水平地盤反力 p_h および鉛直摩擦力 f_v が、底面には鉛直地盤反力 p_v および水平摩擦力 F_b が生ずるものと仮定する。

p_h または p_v がそれぞれ壁面または底面の変位に比例するとし、水平地盤係数 k_h が深さ y の r 乗に比例するとみなすと水平反力は以下ようになる。ただし、これらの計算式は横幅 d 、縦幅 b 、の長方形ウエルに対するものである。直径 D の円形の場合、次のように置換えて計算する。

$$b = \frac{3}{4}D, \quad d = 1.0472D \quad (12.6)$$

r の値については白石は次のように提案している。

表 12.1 地盤条件と r の関係

地盤の条件	粘性土	砂質土
深さの方向に土質不変	$r=0.5 \sim 0.75$	$r=0.75 \sim 1.0$
深くなるほど密度が大	$r=0.75 \sim 1.0$	$r=1.0$
深くなるほど密度が小	$r=0.25 \sim 0.5$	$r=0.5 \sim 0.75$

深さ y の点の水平反力は次式であらわされる。

$$p_h = \frac{(r+1)(r+2)P_h y^r}{\left\{ r+2 - (r+1)\frac{l}{l_1} \right\} d l^{r+1}} \cdot \left(1 - \frac{y}{l_1}\right) \quad (12.7)$$

ここに、

P_h ； p_h の合力

l_1 ；回転中心の深さ

l ；根入れ深さ

$l_1 = l$ の場合、即ち図 12.3 の (a) の場合は p_h は次式であらわせる。

$$P_h = \frac{\frac{M}{l} + H - \frac{b-b''}{2l}V}{\frac{2}{r+3} + \frac{b}{2l} \tan \delta + \frac{(r+1)(r+2)\pi b''^3}{12l^3}} \quad (12.8)$$

ここに、

π ；底面下の土の鉛直地盤係数 k_v と周囲の土の水平地盤係数 k_h の比

δ ；壁面摩擦角

b'' ；底面反力の分布幅

b'' は、

$$\frac{M+lH}{V} \leq \frac{b}{6} + \frac{4l^3 + (r+3)bl^2 \tan \delta}{\pi(r+1)(r+2)(r+3)b^2} \quad (12.9)$$

のときは $b'' = b$ となる。

式 (12.9) の不等号が逆の場合は、 b'' は次の式を満足す

る b'' を用いる。

$$b''^3 + 3b''^2 \left(\frac{M+H}{V} - \frac{b}{2} \right) - \frac{12l^3 + 3(r+3)bl^2 \tan \delta}{\kappa(r+1)(r+2)(r+3)} = 0 \quad (12.10)$$

$l_1=l$ とみなして計算した底面の水平反力 $F_b = P_h - H$ がすべり出しの限界値 F_b' より大きい場合には $l_1 < l$ になる (図 12.3 の (b) の場合)。

$l_1 < l$ のときは、水平反力の合力が

$$P_h' = F_b' + H$$

になり、 l_1 は次の値となる。

$$l_1 = l \frac{r+1}{r+2} \left\{ 1 + P_h' \frac{\frac{1}{r+3} + \frac{(r+2)^2 \kappa b''^3}{12l^3} + \frac{b}{l} \left(\frac{l_1}{l} \right)^{r+1} \tan \delta}{(r+2) \left(\frac{M}{l} + H - \frac{b-b''}{2} V \right) - P_h' + \frac{b}{2l}} \right\}$$

ここに、

$$b'' = \sqrt{\frac{2[(r+2)l_1 - (r+1)l]lV}{(r+1)(r+2)\kappa P_h'}} \quad (12.13)$$

ただし

$$b'' \leq b$$

水平地盤反力の最大値 $\max p_h$ は

$$y_1 = \frac{r}{r+1} l_1$$

の深さに生じ、次式であらわされる。

$$\max p_h = \frac{\left\{ \frac{r l_1}{(r+1)l} \right\}^r (r+2)P}{\left\{ r+2 - (r+1) \frac{l}{l_1} \right\} dl} \quad (12.14)$$

白石の方法では、このほかに底面地盤反力の計算および底面の地盤支持力の検討も行なえるが、ここでは、水平地盤反力のみに着目し、受働土圧との比較を行なった。

c) 二直線表示の方法

図 12.4 に示すような水平力およびモーメントを受けたウエルの水平方向の地盤反力分布を図のように 2 直線で表示すると、地盤反力の極大値 p_1 および p_2 は次式であらわされる。

$$\left. \begin{aligned} p_2 &= \frac{2H}{(l-2y_1)d} \\ p_1 &= -p_2 \cdot \frac{y_1}{l} \end{aligned} \right\} \quad (12.15)$$

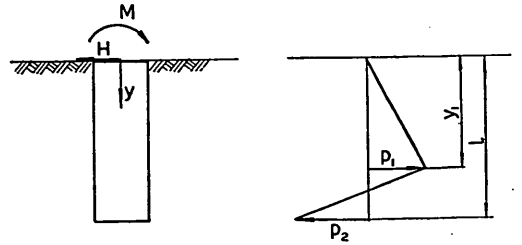


図 12.4 二直線表示によるウエルの地盤反力

記号は物部の方法と同様である。 y_1 は次式をとりて求められる。

$$\left. \begin{aligned} y_1^2 + (2l-6e)y_1 - 2l^2 + 3le &= 0 \\ e &= \frac{M}{H} \end{aligned} \right\} \quad (12.16)$$

ただし、 $H=0$ すなわち $y_1 = \frac{l}{2}$ のときは次のように

なる。

$$\begin{aligned} p_1 &= \frac{6M}{bl^2} \\ p_2 &= -\frac{12M}{bl^2} \end{aligned}$$

この方法では、 p_2 と根入先端における受働土圧とを比較し、 p_2 の方が小さければ安定であるとする。

(3) 計算条件

ラーメンに作用する荷重は、原設計にもとづいて次のようにきめた。この場合鉄筋コンクリートおよびコンクリートの単位体積重量は、それぞれ 2.4 t/m^3 および 2.2 t/m^3 を用いている。

ローダー自重	182 t
上部工死荷重	8.4 t/m
ウエル自重	27.332 t/m
“ (浮力を除いたもの)	14.765 t/m
海側防げんげたの重量	70 t
陸側コンベアの重量	20 t

ラーメンの港元、部材の断面 2 次モーメント I および荷重の作用位置は図 12.5 に示す。

地震力はローダーに対してはその重心に、上部工に対してはラーメン天ばに集中力として作用させ、ウエルに作用する地震力は等分布荷重とした。なお原設計の設計震度は 0.15 である。

地震力の作用する方向は、陸から海、海から陸、法線方向の 3 通りについて計算した。

本岸壁の土質条件は築造前に行なわれた土質調査結果より得られた土層断面図 (図 12.6) より、土の内部摩擦角 $\phi = 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$ の 3 通りを用いた。なお原設計

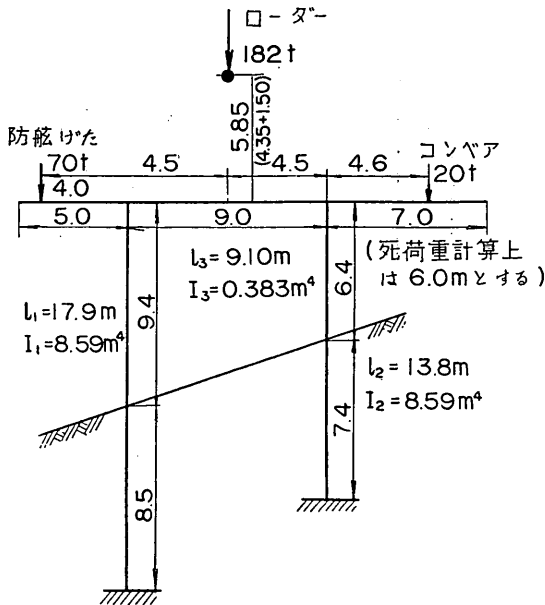


図 12.5 ラーメンの諸元および荷重条件

では35°を用いている。また白石法で検討する場合必要となる r は、0.75および1.00を用い、 κ は1.0を用いた。 κ については、鉛直地盤反力係数の方が若干大きいといわれているが、これを同じとしてもその誤差はわずかである。また、壁面摩擦角は15°底面摩擦係数は0.5を用いた。

ウエルの計算上の根入深さは、本岸壁についてはウエルが斜面上にあるために、次のように仮定した。即ち、地震力が海から陸の方向および法線方向に作用するときはウエル中心の根入深さを用い、地震力が陸から海へ作用するときは、設計基準にもとづいて、実際の斜面こう配の1/2のこう配の斜面を仮想し、ウエルの海側端の仮想斜面からの根入れを用いた。ウエルの計算上の根入れおよびラーメン計算より得られた荷重条件を図示すると図12.7のようになる。ただし図中で k は計算震度を示す。また鉛直力にはウエル自重を含んでいる。なお原設計震度は $k=0.15$ である。

(4) 計算結果

水平方向の地盤反力の計算結果は、海側ウエル、陸側ウエルのいずれの場合も、地震力が陸から海へ作用する場合に最も危険な値を示した。表12.2～表12.3および図12.8にその結果を示す。表または図において K_p' は、極大地盤反力をその起る深さで除した値であって土圧係数に相当する。この値が受働土圧係数の水平成分よりも小さければ安定であることを示す。

図には比較のために地表面水平、壁面鉛直の場合の受働土圧係数の水平成分が併記してある。この場合の壁面摩擦角は15°である。

(5) 考察

図12.8によると物部法では、海側、陸側ウエルともに震度0.2における必要土圧係数の値は、本岸壁が無被災であったにもかかわらず、土の内部摩擦角を45°とした時の受働土圧係数の値をも越えており、本法が過大設計法であることを示している。

二直線法および白石法はいずれも類似した計算結果を示しており、震度0.2の必要土圧係数は、海側ウエルの場合は内部摩擦角が35°～40°の場合の受働土圧係数に相当し、陸側ウエルでは40°～45°の場合に相当する。もし陸側ウエルが先に限界に達したとしても、荷重の再配分が行われて、ともに限界に達するまでウエルは倒壊しないものとするれば、この両者の平均的な値が限界値であると考えてよからう。即ち、本例の場合、内部摩擦角を約40°とした場合、白石法あるいは二直線法は安全な設計法であったといえる。

本例の場合、白石法と二直線法はほぼ類似した計算結

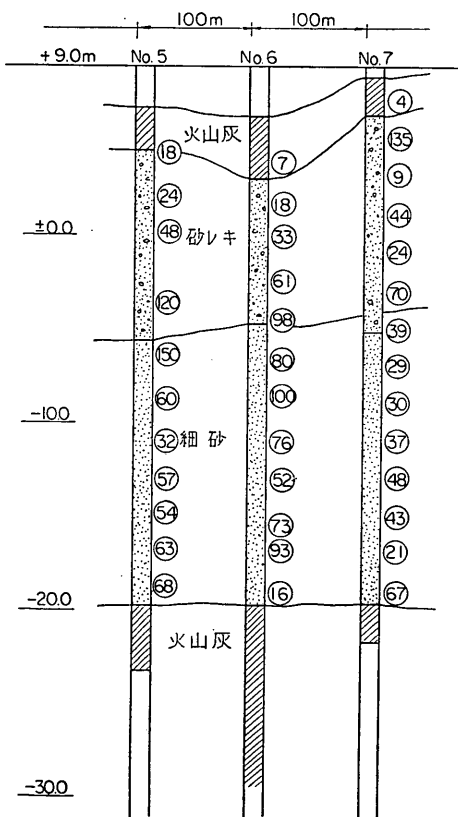


図 12.6 苫小牧港商港区東ふ頭-9.0m
1, 2 バース地層想定断面図

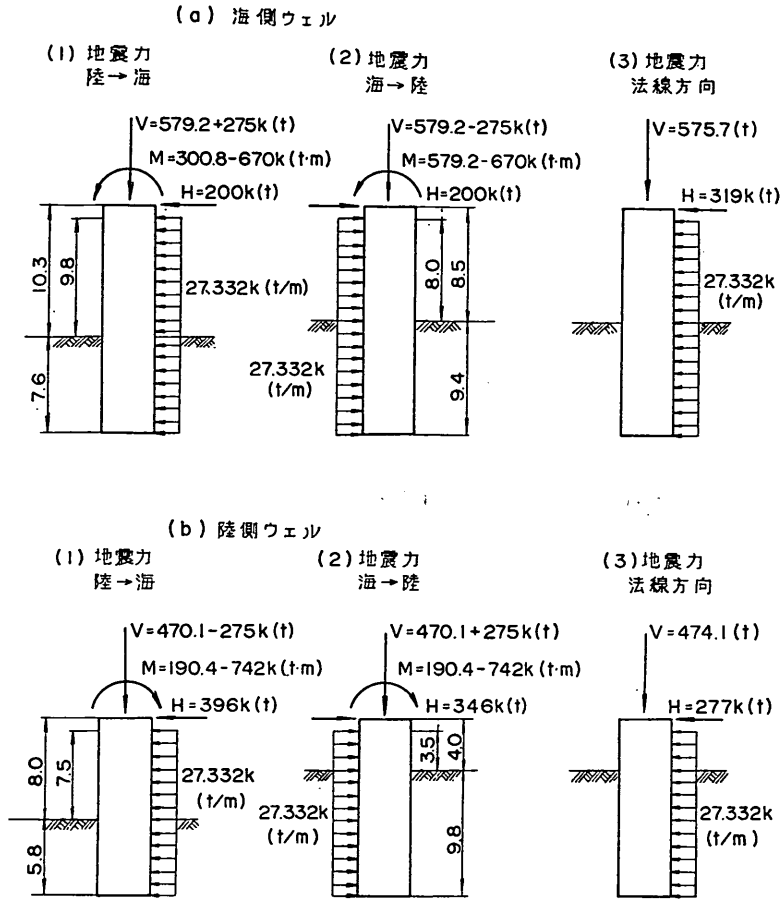


図 12.7 ウェルの計算上の根入れおよびウェルに作用する荷重

果を示したが、考慮している抵抗要素が全く異なるので、ウェルの寸法などが異なると、違った値を与えるものと思われる。したがって本例でこの両設計法が安全側の値を与えたからといって、一般的にこのことがいえるとは限らない。

13. 斜面の安定

1968年十勝沖地震で斜面崩壊あるいは基礎の崩壊をおこした護岸に、苫小牧港石油配分基地護岸および函館港若松町護岸がある。前者は砂質地盤上の斜面護岸でありのり先崩壊に近い状態ですべっているものと考えられる。後者は粘性地盤上の護岸で、すべり面の位置は比較的浅いものと思われる。

ここでは、この2例についてすべり土塊中に地震力をかけるという方法で円形すべり計算を行なった。円形すべり計算の方法はいわゆるチェボタリオフの方法を用い、計算は TOSBAC 3400 を用いて行なった。

13.1 苫小牧港石油配分基地護岸 (g-1)

(1) 概要

本護岸は石油配分基地船だまりのスリップ奥にあり、図 13.1 に示すように護岸の一部が延長 65m にわたって斜面崩壊を起している。完成年は昭和42年である。本護岸の標準断面図を図 13.2 に、崩壊後の断面図の一つを図 13.3 に示す。無被災であったスリップの両側の護岸は斜面のこう配がゆるく土留壁は矢板となっている。

(2) 計算条件

原設計条件は不明である。

この地区では土質調査は行われていないが、本護岸は砂質土の地山をけずって造られたものであり、苫小牧港他の地区の土質より判断して N 値は 20~50 程度であると考えられる。したがって円形すべり計算には内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ および 40° を用いた。砂質土の単位体積重量については 3.3 計算条件に示すとおりである。また、被災断面図および設計図に表われた施工前の地盤より見

表 12.2 ウェルの水平方向地盤反力および必要受働土圧係数

地震力, 陸→海, 海側ウェル (l=7.6m b=4.0m)

震 度		0.10	0.20	0.25	
水 平 力	H (t)	+ 67.6	+135.2	+169.0	
鉛 直 力	V (t)	+606.7	+634.2	+648.0	
海底面に対するモーメント	M (t・m)	+492.1	+683.4	+779.1	
物 部 法	y ₁ (m)	2.66	2.69	2.70	
	p ₁ (t/m ²)	15.97	26.75	32.14	
	K _{p1'} = $\frac{p_1}{y_1}$	6.00	9.96	11.90	
	p ₂ (t/m ²)	38.90	62.18	73.82	
	K _{p2'} = $\frac{p_2}{l}$	5.12	8.18	9.71	
直 線 法	y ₁ (m)	4.45	4.60	4.64	
	p ₁ (t/m ²)	15.32	25.49	30.58	
	K _{p1'} = $\frac{p_1}{y_1}$	3.45	5.54	6.58	
	p ₂ (t/m ²)	26.19	42.08	50.04	
	K _{p2'} = $\frac{p_2}{l}$	3.45	5.54	6.58	
白 石 法	r=0.75	y ₁ (m)	3.26	3.26	3.18
		p ₁ (t/m ²)	9.91	16.86	20.40
		K _{p1'} = $\frac{p_1}{y_1}$	3.04	5.17	6.42
白 石 法	r=1.00	y ₁ (m)	3.80	3.80	3.59
		p ₁ (t/m ²)	10.68	18.17	21.92
		K _{p1'} = $\frac{p_1}{y_1}$	2.81	4.78	6.11

注1) 水平力およびモーメントにはウェルに作用する地震力を含む

注2) K_{p'}は必要な受働土圧係数の水平成分を示す。

て、崩壊を起こした部分は-3.0mの小段がなく+1.8mから-7.0mまで一様なこう配であったとも考えられるので、内部摩擦角40°に対しては小段がない断面についても円形すべり計算を行なった。

(3) 計算結果

計算結果を表 13.1および図 13.4に示す。最も安全率の低いすべり円は小段があるものについてはいずれも-3.0mののり先き、小段のないものについては-7.0mののり先を通過しており、ともに土留壁の下端を通過している。

表 12.3 ウェルの水平方向地盤反力および必要受働土圧係数

地震力, 陸→海, 陸側ウェル (l=5.8m, b=4.0m)

震 度		0.10	0.20	0.25	
水 平 力	H (t)	+ 76.0	+152.0	+190.0	
鉛 直 力	V (t)	+442.6	+415.1	+401.4	
海底面に対するモーメント	M (t・m)	+ 83.1	+356.6	+493.4	
物 部 法	y ₁ (m)	2.12	2.08	2.08	
	p ₁ (t/m ²)	13.50	32.61	42.17	
	K _{p1'} = $\frac{p_1}{y_1}$	6.37	15.68	20.27	
	p ₂ (t/m ²)	27.07	17.11	93.13	
	K _{p2'} = $\frac{p_2}{l}$	4.67	12.26	16.06	
直 線 法	y ₁ (m)	3.91	3.68	3.65	
	p ₁ (t/m ²)	12.68	30.84	39.94	
	K _{p1'} = $\frac{p_1}{y_1}$	3.24	8.38	10.95	
	p ₂ (t/m ²)	18.80	48.59	60.50	
	K _{p2'} = $\frac{p_2}{l}$	3.24	8.38	10.95	
白 石 法	r=0.75	y ₁ (m)	2.49	2.43	2.15
		p ₁ (t/m ²)	8.23	19.47	25.45
		K _{p1'} = $\frac{p_1}{y_1}$	3.31	8.01	11.84
白 石 法	r=1.00	y ₁ (m)	2.90	2.78	2.53
		p ₁ (t/m ²)	8.73	20.54	26.35
		K _{p1'} = $\frac{p_1}{y_1}$	3.01	7.39	10.44

注1) 水平力およびモーメントには、ウェルに作用する地震力を含む。

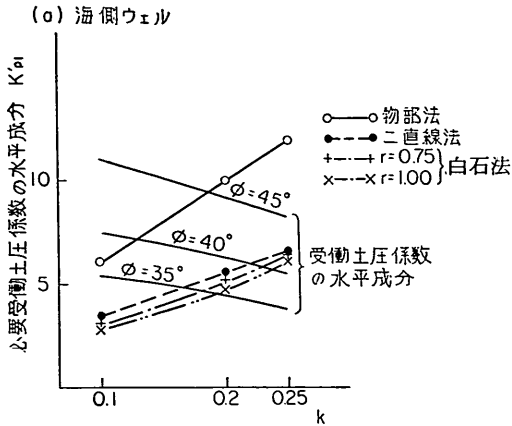
注2) K_{p'}は必要な受働土圧係数の水平成分を示す。

表 13.1 円形すべりの安全率

震 度	φ = 35°	φ = 40°	
	小段あり	小段あり	小段なし
0	1.083	1.287	1.258
0.10	0.768	0.913	0.855
0.20	0.591	0.702	0.645

(4) 考 察

本護岸は、その一部が斜面崩壊を起したことから、ほ



(b) 陸側ウェル

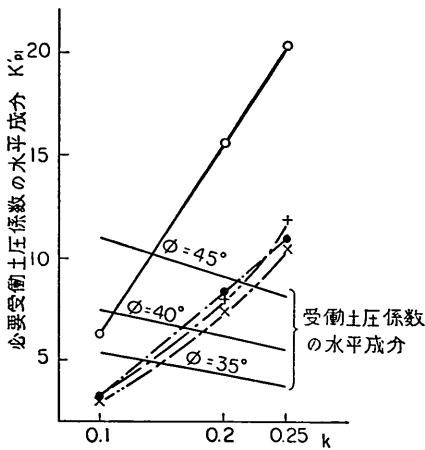


図 12.8 ウェルの水平地盤反力より必要となる受働土圧係数の水平成分

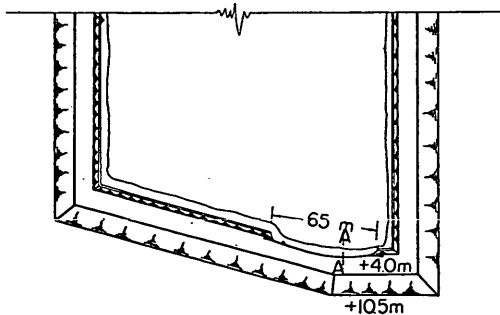


図 13.1 苫小牧港石油配分基地護岸 (g-1) 被災平面図

ば200galの地震に対して限界安定の状態にあったと考えたよかろう。もし斜面崩壊を起した部分は -3.0m以下の小段がなかったとすると、その違いによって安定と不

安定にわかれたと考えてもよい。

図 11.4によると、土の内部摩擦角を35°と考えたときの計算上の限界安定状態はすべり円内の土塊に0.02の震度をかけた場合になり、内部摩擦角を40°と考えたときは0.07の震度をかけた場合に相当する。これらは、実際に起ったと考えられる地震の加速度に比して著しく小さい。

また、土の内部摩擦角を40°として、小段のあった場合となかった場合を比較すると、前者の限界安定の状態は0.07の震度をかけた場合に、後者は0.06の震度をかけた場合に相当する。

したがって本例の場合、通常の設計に用いられている砂質土の内部摩擦角の最大限の値40°を用いたとしても、実際に起ったと考えられる地震の1/3程度の震度を用いて安定の検討を行わないと現象と一致しない。

なお、計算の結果小段のない場合に最も危険となる円と、実際に生じたすべり面とはそう大きな違いはないものと考えられる。

13.2 函館港若松町護岸 (g-2)

(1) 概 要

本護岸は昭和30年に完成した施設であって、延長77mのほとんどが倒壊し、水没した部分もある。本護岸の設計関係の資料は殆んど残されていないが、その断面は図 13.5のようなものであったと想像される。被災の原因は倒壊の状況より判断して基礎のすべり破壊であると考えられる。

(2) 計算条件

原設計条件は不明である。

被災約3箇月後の8月下旬に、護岸の周囲で土質調査が行なわれた。調査は8点で行なわれたが、そのうちNo.2~No.6が、護岸の法線のほぼ延長上あるいは護岸の法線より海側へ12~17mはなれた点で行なわれている。これらのうち1点については乱さない試料が採取され一軸圧縮試験および分類試験が行われている。他の調査点では貫入能力2トンの2重管式オランダ式貫入試験が行なわれた。

分類試験の結果を図 13.6に、一軸圧縮試験結果から計算した粘着力の値を図 13.7に示す。図 13.7にはオランダ式貫入試験の貫入抵抗値 q_c より計算した粘着力 c_u (kg/cm^2) の算出は次式によった。

$$c_u = \frac{q_c}{10.75}$$

以上の試験結果より、-3.5m 以下は粘性土とし、そ

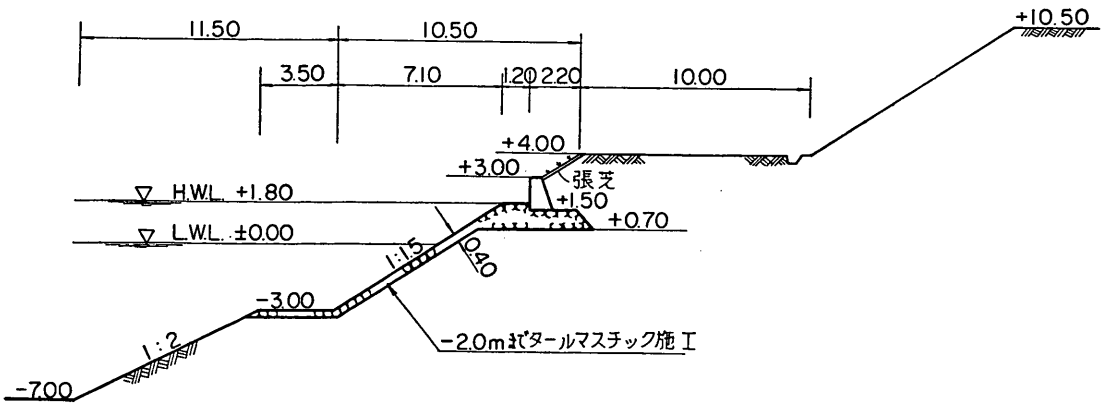


図 13.5 苫小牧港石油配分基地護岸スリップ奥部 (g-1) 標準断面図

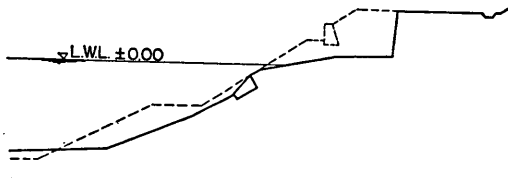


図 13.2 苫小牧港石油配分基地護岸 (g-1) 被災断面図 (A-A)

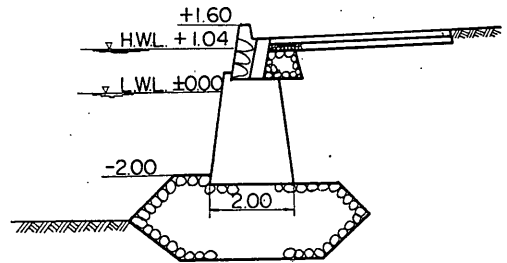


図 13.3 函館港若松町護岸 (g-2) 標準断面図

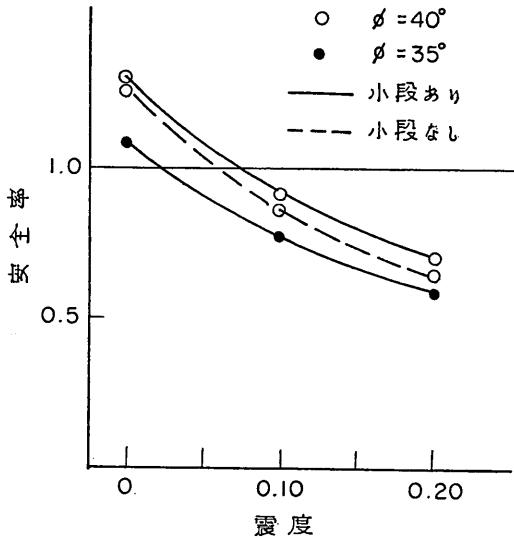


図 13.4 円形すべりの安全率と震度の関係

の粘着力は、

$$c_u = 1.1 + 0.11z \quad (\text{t/m}^2)$$

単位体積重量 γ は 1.6 t/m^3 とした。ここに、 z (m) は工事用基準面からの深さである。 q_c から推定される粘着力は上記より 18% 増しとなるので、考察では計算安全率が約 18% 増加した場合についても検討することとした。

-3.5m 以上の裏込は内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、単位体積重

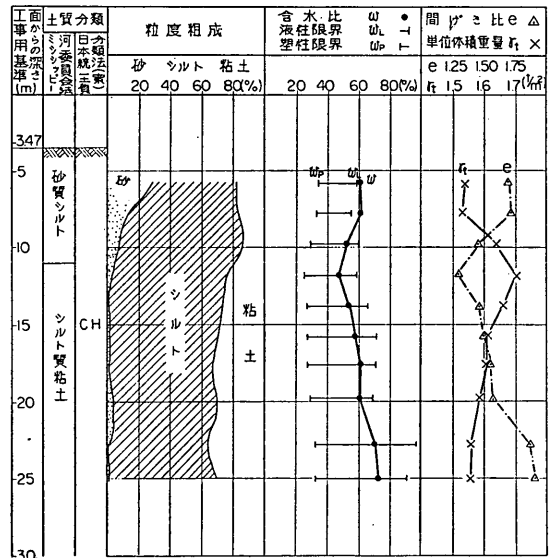


図 13.6 函館港若松町護岸の地盤の分類試験結果

量 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$ の砂質土とし、基礎捨石は $\phi = 40^\circ$ 、 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$ とした。その他については、3.3 計算条件に示すとおりである。

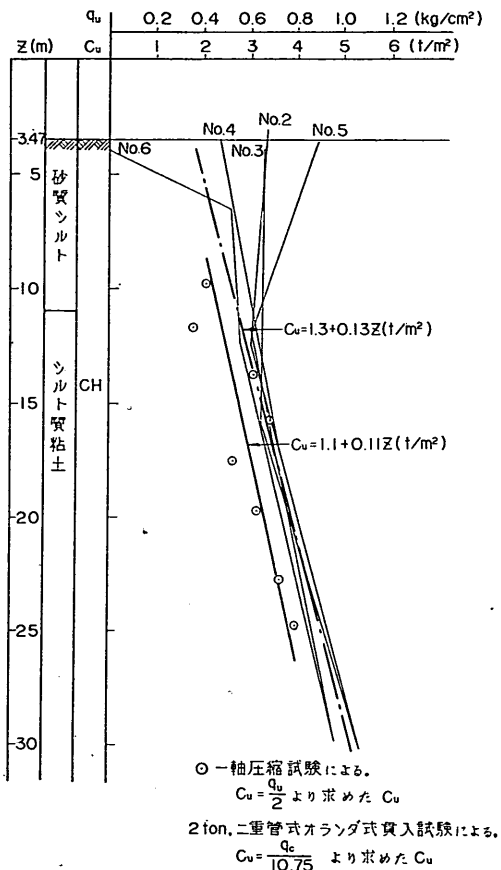


図 13.7 函館港若松町護岸の地盤の粘着力

(3) 計算結果

円形すべり計算は、震度が大きくなると大きなすべり円の方が危険となることが想像されるが、破壊の状況より見て、比較的小さなすべり面を生じていると考えられるので、捨石下端を通るすべり円について行なった。計算結果は表 13.2 および図 13.8 に示す。なお図において点線は安全率を18%増したものであり、近似的に q_c より推定した粘着力に対する安全率と考えてよい。

(4) 考 察

標準断面図およびその他の検討資料が十分でないため、計算結果の信頼度がとぼしく、明確な結論を出すことができないが、一軸圧縮試験結果をもとに計算上の限界安定条件を求めると、すべり円内の土塊に震度0.05をかけた場合となる。貫入試験結果をもとにして考えても震度約0.075の時に安全率が1となると想像される。本施設はほぼ全延長にわたって倒壊しているので、200 g 程度の地震に対して、実際にどの程度安定であったかはあきらかでないが、計算上は実際の地震の1/4~1/2.5の

表 13.2 円形すべりの安全率

震 度	0	0.10	0.20
安 全 率	1.314	0.740	0.493

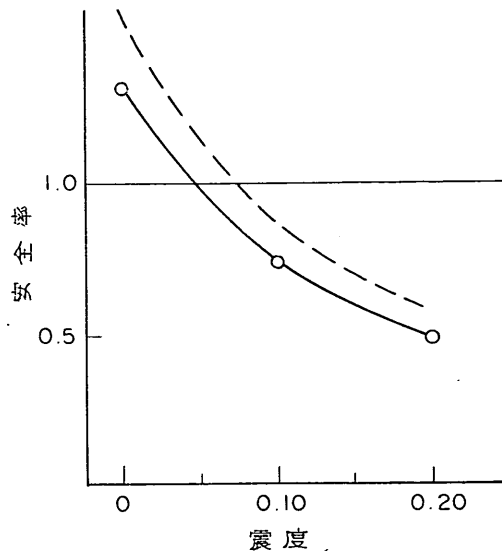


図 13.8 円形すべりの安全率と震度の関係

震度を用いた時に限界安定の状態となることを考えると、従来より粘性土の基礎地盤のすべりに対して、すべり土塊に設計震度をかけて検討を行なうことは安全側すぎるといわれて来たことを、ある程度裏付けているものと考えられる。

13.3 考察および問題点

従来より粘性地盤の基礎のすべりに対し地震時の設計は過大設計となつていわれており、設計に際しこのような場合について地震時の検討が行なわれた例は少ない。このことが砂質地盤ののり先崩壊についてもいえるのではないかということが13.1の苫小牧港石油配分基地護岸の例より見て考えられる。この例では、通常的设计条件を用いた場合、実際の地震のほぼ1/3程度の震度をすべり土塊にかけて計算すると現象と合致したが、このことを一般的设计に用いるためにはより多くの例についてこの種の検討を行なう必要がある。地震で斜面崩壊を起す例は少ないから、実験による研究が行なわれることが望ましい。

14. とりまとめ

各構造様式ごとに行なった考察をとりまとめると次の

ようになる。

(1) 重力式構造物

滑動に対する安全率の計算結果は、現象に比してやや下まわった値を与えており、現行の設計法がやや安全側の方法であることを示している。

偏心傾斜荷重に対する地盤地持力の安全率の計算結果は必ずしも現象をうまく説明できなかった。基礎捨石の支持力に関しては捨石の内部摩擦角を 50° にした場合でも、安全率が1以下になっても、多くの例が軽度の前傾でおわっている。また基礎捨石の下の地盤の支持力に関しては立石法による場合、通常の土圧計算に用いられる内部摩擦角より 10° 程度大きい値、マイマホフ法による場合 5° 程度大きい値を用いた場合に、安全率2以下では若干の前傾を生じている。これより小さい内部摩擦角を用いると安全率は著しく小さくなり、現象を説明できない。上記の計算において、基礎捨石が十分多く、基礎捨石内の支持力の安定率が1.5となる例は壁体の前傾をまぬがれている。基礎捨石の支持力の安全率が0.3以下、基礎地盤の支持力の安全率が0.2以下の場合には、転倒に近い状態となっているものがある。

このように現象をうまく説明できなかった一因としては、基礎地盤の性質が正確には握できていなかったことがあげられる。地盤支持力は基礎の内部摩擦角のわずかの増加によりかなり大きくなる傾向を有するので、基礎地盤の支持力の計算には地盤の土の性質の正確な把握が必要であろう。

また、現行の支持力の計算法は多層系の地盤に対して適用できないために、基礎捨石の下面まで地盤反力を分布させてこの面で支持力の検討を行うという簡便法がとられているが、この場合でも立石法は根入れの影響を、またマイマホフ法では前面地表面の傾斜の影響を見込むことができない。このような計算法に含まれる誤差も、上記の原因であると考えられる。

前面地表面の一部が傾斜している多層系地盤に浅い根入れを有する基礎の偏心傾斜荷重に対する支持力の推定法の開発が望まれる。

(2) 通常の型の矢板式構造物

矢板壁の根入れの安全率が1を割った例でも根入れのはね上げによる被災はなかったので、現行の根入れの計算法はやや安全側の方法であるといえる。

矢板の曲げ応力度およびタイロッドの引張り応力度の計算値はすべて地震時の許容応力度とはほぼ同等かそれ以下であって、矢板の曲げあるいはタイロッドの切断による被災がなかったという事実と一致する。新潟地震の例では降伏応力度をこえる応力度が計算された矢板でも曲

げ破壊はなかったといわれているので、現行の設計法はほぼ妥当なものであろう。

控え版および短い控え矢板を控え版として取扱ったものの計算安全率は1.5であれば控え版の移動は生じていないが、0.8~1.1の安全率では、控え版の移動による若干の法線のはらみ出しを生じている。新潟地震の例では確実に安全となるためには、安全率2を要すると報告されていること、従来矢板壁の震害例がほとんど控え版の抵抗不定によるものであることおよび土の流動化の影響を受けやすい部分であることより、港湾構造物設計基準の規定どおり地震時の安全率を2とするのが適当であろう。

なお、短い控え矢板を設計基準の方法により控え版におきかえて計算した安全率と被災度との関係は、控え版の計算結果と被災度との関係とよく一致している。

控え直ぐいおよび長い控え矢板の頭部変位の計算値は被災の度合と傾向としては一致するが、実際の法線のはらみ出し量に比して控え直ぐいで $1/9\sim 1/57$ 、控え矢板で $1/88\sim 1/154$ と著しく低く計算されている。控え直ぐいおよび控え矢板の曲げ応力度の計算値は、ほとんど降伏応力度以下であり、控え工の曲げによる被災がないと見られることと一致するが、実際の法線のはらみ出し量に等しい頭部変位を生じさせるための曲げ応力度は降伏応力度の6倍以上に計算される。これは土の流動化等の原因により、控え工が短ぐいとしての挙動をし、転倒に近い状態となったことによるとも考えられるが、今後なおこのことについては研究を要する。

また、控えぐいと控え矢板の計算変位と実際の変位の比の間には著しい差がある。これは、矢板の場合の地盤の横抵抗定数をくいと同じものを用いていることに原因があると見られるので、今後研究が望まれる。

(3) 根入部前面海底に斜面を有する矢板壁

矢板の根入れの設計および矢板の曲げおよびタイロッド張力の計算に際し、根入れ前面の受働土圧を沢田法で計算する方法、あるいは沢田法によって求めた土圧合力と等価な土圧合力が得られる水平海底面を仮想する方法は、2例についての計算結果では安全側すぎる計算結果を与えている。この2例では、斜面の中央の深さに水平な仮想海底面を設ける方法でも安全であったが、このことについてはなお多くの例について検討を要する。

控え版の安全率については、主働崩壊面の始点を少なくとも設計基準の方法よりも上に仮定することは、この2例の計算結果からは必ずしも安全とはいえない。

また、控え矢板の変位、応力度については通常の型の矢板壁と同様なことがいえるので、あわせて研究の必要

がある。

(4) 軟弱地盤に打ち込まれた矢板

根入れの安全率は軟弱な砂質シルトに根入部を有する1例についての計算結果では1をはるかに割っているにもかかわらず、実際には根入れのはね出し現象は見られなかった。

矢板の曲げについては、フィクストアースサポート法(図解法による方法)、あるいは仮想ばりの下の支点を主働土圧強度と残留水圧の和が受働土圧強度に等しくなる深さまで下げる方法は、現象に比して過大な計算結果を与えており、北島・岸法の場合はほぼ妥当な値を与えている。

タイロット張力はフィクストアースサポート法によっても、地震時の許容応力度以下である。

控え版の安全率については、矢板の主働崩壊面の始点をフィクストアースサポート法による曲げモーメントゼロ点におくことは、被災の程度から見てあきらかに過大な方法である。北島・岸法の仮想ばりの下の支点を主働崩壊面の始点とする方法によれば、通常の矢板壁における控え版の安全率と変位との関係にはほぼ類似した結果を与える。

しかし、北島・岸法が地震時に対しても適当な方法であるというためにはなお多くの例について検討を要する。

(5) 斜控えぐい式矢板壁

この構造様式は、1968年十勝沖地震ではじめて強度の地震を経験した様式であるが、かなりの被災を受けた例および無被災であった例の計2例について、石黒法および大島法により計算した。これによると、矢板および控えぐいの応力度において、この両方法は著しく異なった計算結果を与えているにもかかわらず、ともに被災の状況と矛盾してはいない。

したがって、今回は、この両方法の妥当性を論ずることはできなかった。

(6) なな式矢板壁

日向灘地震を受けた、粘性土に根入部を有する1例について検討を行なった。根入れの安全率は、無被災であったにもかかわらず1をはるかに割っている。これは、(4)軟弱地盤に打ち込まれた矢板壁の場合と同様である。

矢板の曲げ応力度は、幅のせまいな版の場合の土圧を考慮すれば、降伏応力度をこえるが、幅の広いな版の場合の土圧によればほぼ地震時の許容応力度となる。この計算は、海底面に支点を設けた仮想ばかりで行っている。幅のせまい場合の土圧による曲げモーメント

の計算法は過大な方法といえよう。

たなぐいの反力の支持力に対する安全率は一部の押し込みぐいでわずかに1を割っているが、支持力不足による被災はない。

全体の滑動に対する安全率は、海底面以下の地震力を海底面下10mで0になるように漸減させて計算しても1をわずかにわがるが、滑動による被災は見られなかった。

(7) 鋼矢板セル式構造物

この構造様式も斜控えぐい式矢板壁とともに1968年十勝沖地震ではじめて大きな地震を受けた様式である。粘性地盤上の1例および砂質地盤の1例の計2例(いずれも無被災)について検討を行なった。

北島法によるせん断の安全率は砂質地盤上の例に対してほぼ1となっており、この方法が地震時においても安全な設計法であることを示している。

根入れの安全率はいずれも1.5以上に計算されており、現象と一致している。

全体の滑動の安全率は砂質地盤のものでは1をわずかに上まわっているが、粘性土地盤のものでは0.64と著しく低い値を与えており、粘性土地盤上のセルの地震時の全体の滑動の検討法はやや過大設計法であると考えられる。

(7) 直ぐい式さん橋

1例についての静的な計算によると、ぐいの計算応力度は地震時の許容応力度よりもはるかに小さい。またぐいの支持力に対する安全率も3以上であり、無被災であったという現象と一致する。

(8) ウェル式デタッチドピア

無被災であった砂質地盤上のウェル式デタッチドピア1例について、物部法、白石法および二直線表示により水平抵抗の検討を行った。

物部法では、安定であるための必要受働土圧係数が、土の内部摩擦角を 45° としたときの受働土圧係数の値を越えており、本法が過大設計法であることを示している。白石法と二直線表示法は類似した計算結果を与えているが、必要受働土圧係数は、土の内部摩擦角を約 40° とした時の受働土圧係数とほぼ一致するので、本例に関しては安全な設計法であったといえる。ただし、白石法と二直線表示法は考慮している抵抗要素が異なるので、どのような場合でもこの両者が類似の計算結果を与えるとは限らない。

(9) 斜面の安定

砂質地盤でののり先崩壊を起したと思われる例および粘性土地盤で基礎崩壊を起したと思われる例、各1例について、すべり土塊に地震力をかけて円形すべり計算を

行った。

この2例とも震度0.2における安全率は著しく低く、実際の半分以下の震度で1を割っている。

15. あとがき

以上の検討により、次の現行設計法は地震時に対しはば妥当か、あるいはやや安全側の結果を与えるものと考えてよからう。

1. 重力式壁体の滑動に対する検討
2. 水平な砂質地盤に根入れを有する矢板壁の根入れ、曲げモーメント、タイロッド張力および控え版の安定の計算
3. 鋼矢板セル式壁体の北島法によるせん断の検討
また、次の方法ははば妥当であると考えられるがなお多くの例についての検討を要する。
 1. 軟弱地盤に打ち込まれた矢板壁の曲げモーメント、タイロッド張力および控え版の安定の検討における、北島・岸法の適用
 2. ウェルの水平抵抗における白石法の適用
次の方法はやや過大な結果を与えるものと考えられる。この改良については今後なお検討を要する。
 1. 重力式壁体の偏心傾斜荷重に対する支持力の検討で、内部摩擦角を通常土圧計算に用いる程度のものを用いる場合。
 2. 前面に斜面を有する矢板壁で根入れ、矢板の曲げモーメントおよびタイロッド張力の計算において、根入前面の受働土圧を沢田法で求める方法あるいは沢田法による受働土圧と等価な土圧合力を生ずる水平海底面に仮想ばりの下の支点を設ける方法
 3. 軟弱地盤に根入部を有する矢板壁の根入れの安定の検討
 4. 軟弱地盤に根入部を有する矢板壁の曲げモーメント、タイロッド張力および控え版の安定の計算に対するフィクストアースサポート法の適用
 5. セル式壁体など根入れを有する構造物の全体の安定に関する計算
 6. 斜面安定の計算においてすべり土塊内に設計震度をかける方法
次の方法は危険側の設計法である。
 1. 矢板壁の控え直ぐいの頭部変位の計算
これらのほかに、今回の解析では設計法の評価を行うに至らなかったものがある。
以上指摘された問題を解決するために設計基準課で作業可能なものについては、これを行なう予定であるが、大部分の問題点の解明については、実験等にもとづく本

格的研究に期待したい。

最後に、本資料とりまとめにあたって、種々御教示下さった林構造部長、北村設計基準部長に感謝する。

また、多くの資料を心よく提供して下さい、北海道開発局、第2港湾建設局および青森県の皆様に謝意を表す。

付録 地震時土圧算定方式の比較

3.2 解析方法で述べたように、地震時土圧強度を物部岡部式によって計算する場合、水中の見掛けの震度の計算法あるいは各深さにおける土圧強度の計算法として次の4種の方法が用いられている。

- 1) 港湾構造物設計基準の方法
- 2) 石黒の方法
- 3) 二建設計基準の方法
- 4) 荒井の方法

この付録は、現在では合理的と考えられる4)の方法と他の3法および4)において動水圧を考慮しないものを比較したものである。なお、各計算法については3.2解析方法を参照されたい。

比較の方法は、比較的標準的と考えられる4種の重力式壁体を仮定し、上記4法および4)の方法で動水圧を考慮しないもの計5法について、壁体に作用する土圧合力と残留水圧の和(4)法においてはさらに地震時動水圧を加えたもの)およびこれによる壁体底面に対する転倒モーメントを計算し、4)の方法に対する他法の計算結果の比を求めた。仮定した重力式壁体の諸元は次表のとおりである。

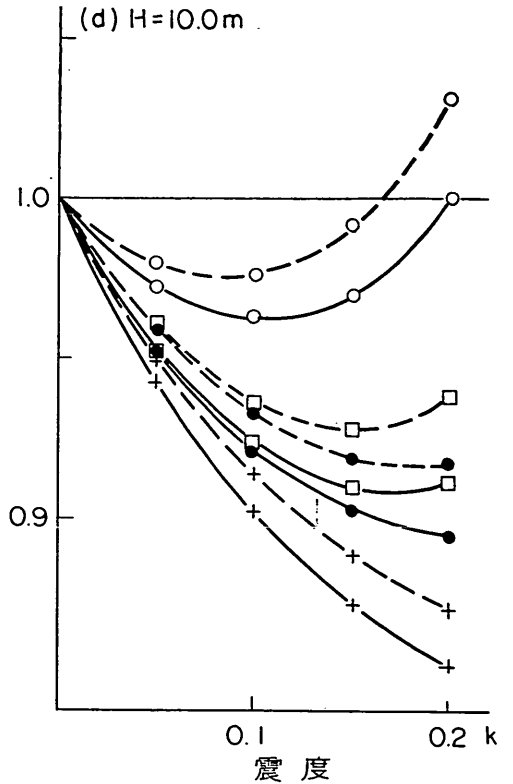
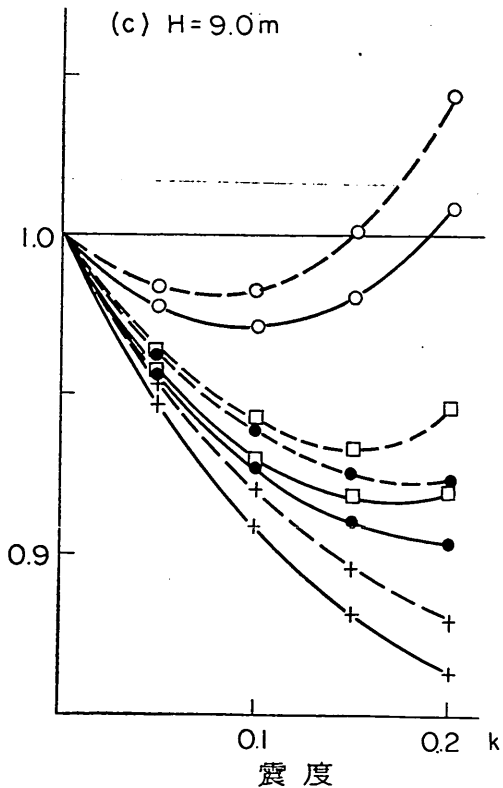
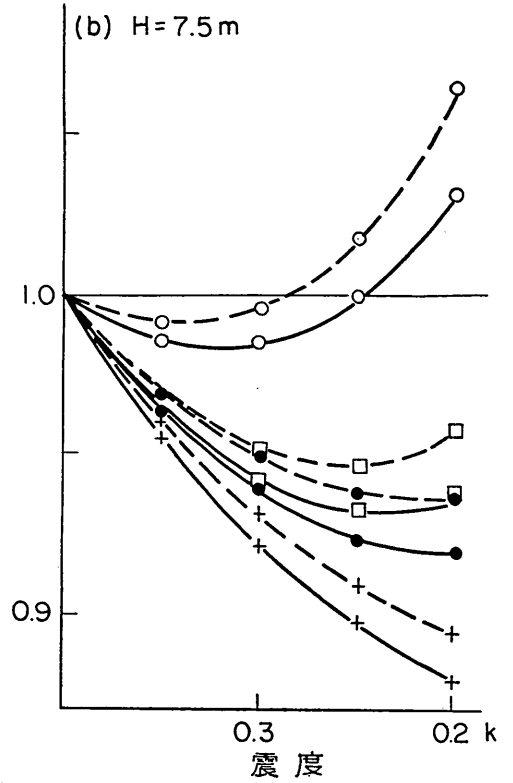
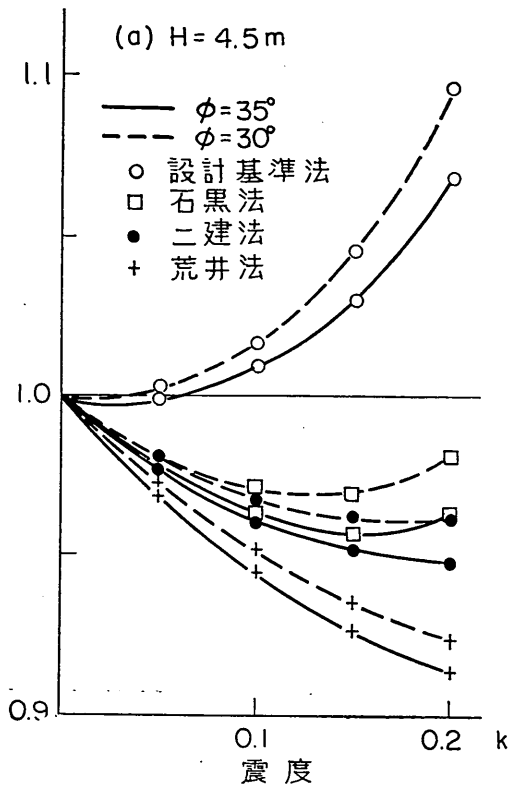
付表1 計算に用いた岸壁の諸元

	①	②	③	④
岸壁の水深(m)	4.5	7.5	9.0	10.0
静水面からの天ば高(m)	3.0	3.5	3.5	3.5

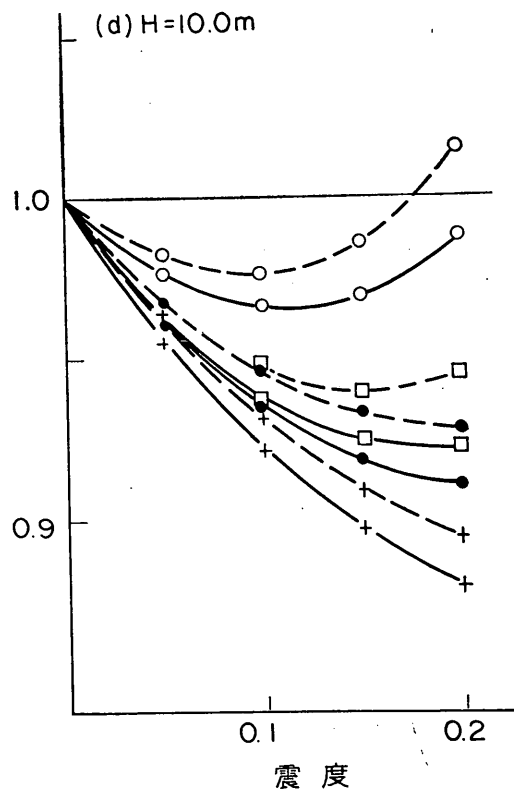
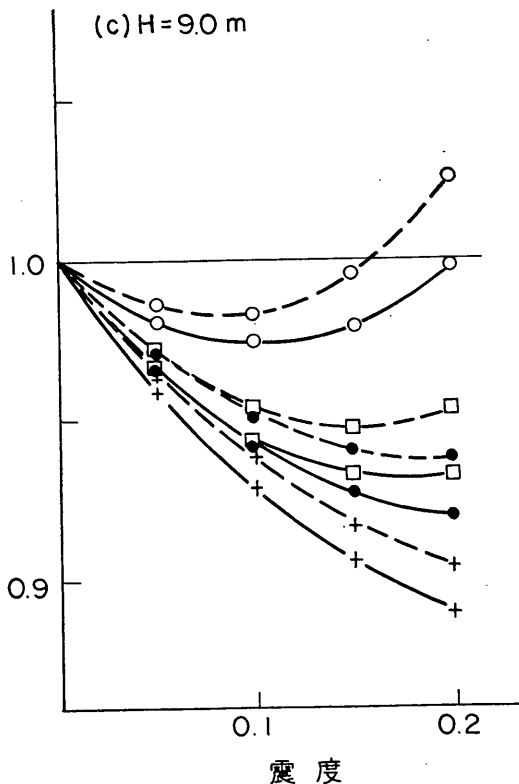
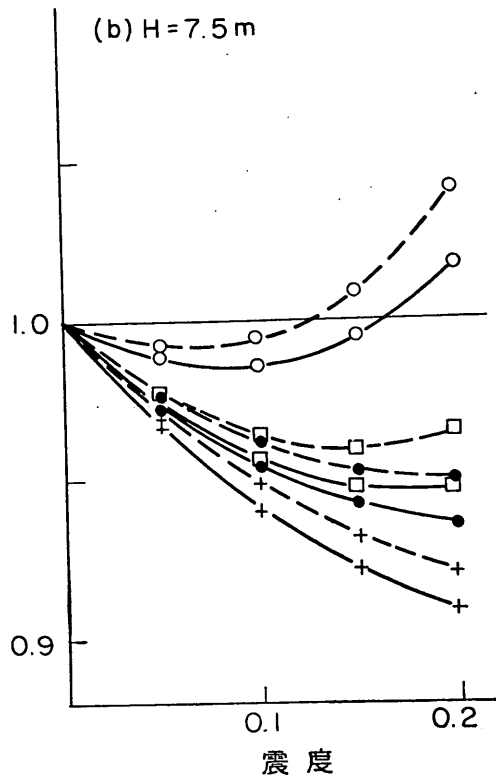
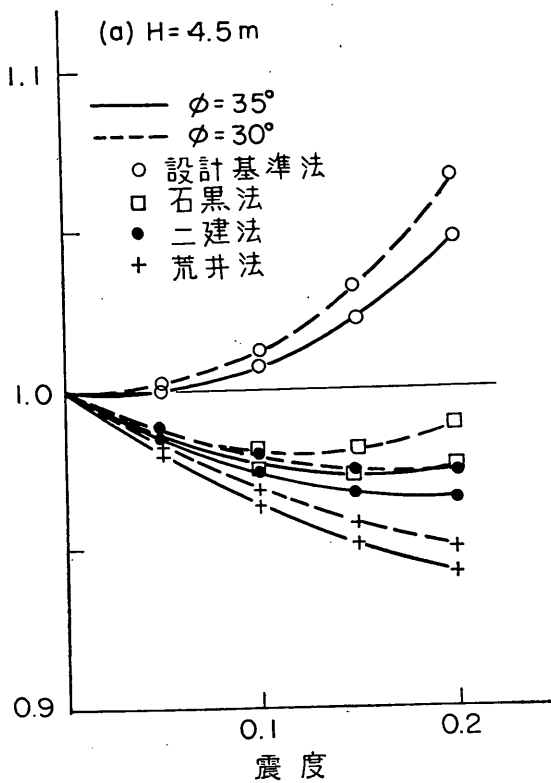
また、計算条件は次の通りである。

- 1) 震度 0, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20
- 2) 上載荷重 1.5 t/m^2
- 3) 残留水位 静水面上 1.0m
- 4) 裏込めの内部摩擦角 $\phi=35^\circ, 30^\circ$
- 5) 裏込めの単位体積重量
空中 1.8 t/m^3
水中 1.0 t/m^3

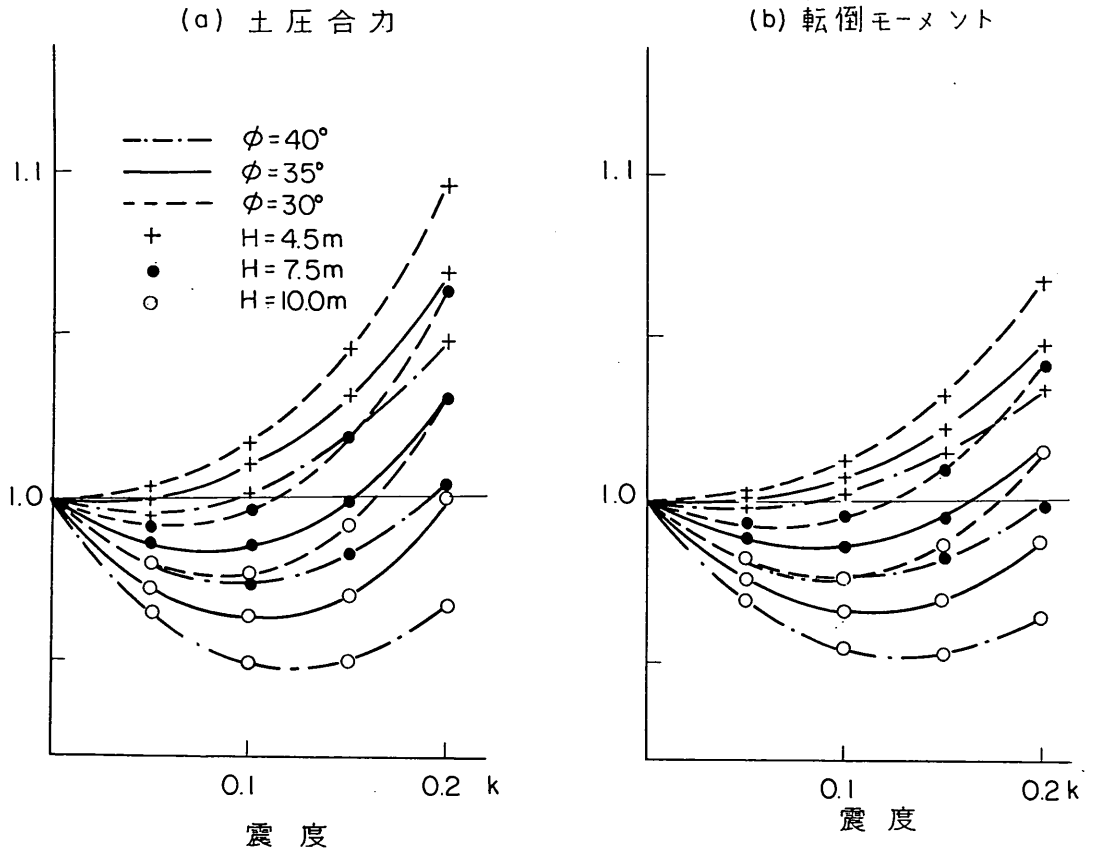
計算結果を付図1～3に示す。付図-1は土圧合力と



付図 1 各計算法による土圧合力と（荒井法+動水圧）の比



付図 2 各計算法による土圧による土圧にする転倒モーメントと(荒井法+動水圧)の比



付図3 設計基準法と（荒井法+動水圧）の比

残留水圧の和について4)の方法に対する他法の比を計算震度との関係において図示したものであり、付図3は転倒モーメントについて同様のことを行なったものである。これらの図によると震度にかかわらず、

1)法>2)法>3)法>(4)法-動水圧)

および 4)法>2)法>3)法>(4)法-動水圧)

の関係がなり立つ。すなわち、荒井の方法で動水圧を考慮したものに比して設計基準法以外の他の方法はすべて過小に計算されている。この差は岸壁の水深が深いほど、設計震度の大きいほど、また、裏込めの内部摩擦角の大きいほど大きくなる。またこの差は土圧合力についていえば設計震度0.1ではすべて1割以下、0.2では動水圧を考慮しない荒井法を除いて1割以下である。転倒モーメントは土圧合力に比して差が少い。また2建法と石黒法は非常に近い計算結果を与えているので、均一な裏込めを用いた場合、二建法の簡便法として石黒法を用いることができる。

設計基準と動水圧を考慮した荒井法の関係は上記のように単純でないので付図3にまとめて示した。これによると設計基準法は動水圧を考慮した荒井法に比して、岸壁の水深の浅い場合には過大の、岸壁の水深が深い場合は過小の結果を与える傾向がある。また、小水深の場合は震度が増加すればするほど差は大きくなるが、大水深の場合は震度0.1付近で差は最大となる。内部摩擦角の影響は、小水深の場合は、小さい内部摩擦角で大きな差が、大水深の場合は大きな内部摩擦角で差が大きくなる。

上記の計算条件の範囲内では両者の差は+10%と-5%の範囲におさまる。

港湾技研資料 No.93

1969・12

編集兼発行者 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 中和印刷株式会社
東京都中央区入船町2丁目3番地

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.