

港湾技研資料

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

No. 227 Sept. 1975

重力式岸壁の地震被災例集

野 田 節 男
上 部 達 生

運輸省港湾技術研究所

正 誤 表

頁	欄	行	誤	正
9		下から 16	(Synopsis の1行目) Japan have been severely suffered the great 1968年十勝沖地震 1968 5.16 十勝沖 Japan have severely suffered from the great (削除)
10		下から 16	1973年根室半島沖地震 1973.6. 17	(削除)
113 } 114	右	下から 2	ック式岸壁に対しては.....とし、ケーソン およびプレバクトコンクリート式..... (英文図書カードの synopsis) The.....Japan have been seve- rely suffered by the great... ...	ックおよびケーソン式岸壁に対しては..... とし、プレバクトコンクリート式..... The.....Japan have severely suffered from the great.....

重力式岸壁の地震被災例集

目 次

要 旨	3
1. まえがき	3
2. 対象とした地震・港・岸壁	4
3. 重力式岸壁の被災例	5
3.1 関東地震	5
3.2 北伊豆地震	23
3.3 静岡地震	27
3.4 男鹿半島地震	31
3.5 南海地震	35
3.6 1952年十勝沖地震	48
3.7 日向灘地震	57
3.8 新潟地震	64
3.9 1968年十勝沖地震	72
3.10 1973年根室半島沖地震	86
3.11 1974年伊豆半島沖地震	98
3.12 チリ地震	104
4. とりまとめ	107
5. あとがき	108
参考文献	109
付録 A 現行設計法による被災岸壁の安定解析	111
参考文献	140
付録 B 震害調査票	141

Seismic Disasters of Gravity Quaywalls

Setsuo NODA*

Tatsuo UWABE**

Synopsis

The harbor facilities in Japan have been severely suffered the great earthquakes. According to the progress in the field of the related science such as a seismology, reexamination to the damaged structures in the harbor must be useful to improve an aseismic design.

As the first step, the gravity quaywalls have been found out from the reports on the earthquake disaster and the needful data have been selected from 129 quaywalls on 49 harbors in 12 earthquakes.

In appendix A the seismic stability of the damaged quaywalls has been examined by the current design method and the seismic coefficient which corresponds to the intensity of the ground motion during the past earthquake has been estimated in each harbor. In appendix B a recording sheet with necessary items of investigation is presented for the future earthquake damage on the harbor structure.

* Chief of the subaqueous tunnels and pipe lines laboratory

** Member of the earthquake resistant structures laboratory

重力式岸壁の地震被災例集

野田 節 男*

上部 達 生**

要 旨

我国の港湾施設はこれまでに幾度か大地震に見舞われ、甚大な被害を蒙っている。地震学等の関連分野の進展に伴い、過去の被災例を再検討することは、港湾構造物の耐震設計法の改善に役立つものと考えられる。

このような観点に立ち、まず最初の試みとして、既応の地震被害報告の内から重力式岸壁を対象に被災例を選び出し、耐震設計に関与する工学的データをとり纏めた。ここでは12地震を対象に、49港・129岸壁について述べる。

なお、付録・Aとして、被災例を現行の設計法により安定解析し、過去の大地震で生じた地震動の強さに対応する現行設計法における震度の大きさを推定した。付録・Bには、将来地震により港湾構造物が被災した場合、必要な事項を遺漏なく記録するための震害調査票を作成した。

1. まえがき

我国は世界有数の地震国であり、これまでに幾度か大地震に見舞われている。港湾における諸施設は、過去の被災例・設計例等を参考に、その時点において最も妥当と思われる耐震設計法によって建設されて来たものであるが、構造物に対する地震作用の複雑さの故に、予想外に甚大な被害を蒙った場合もある。

構造物が被災することは誠に残念であるが、他方、これを数少ない貴重な実物実験と見なして、この中から出来る限り有様な情報を採り取ることは、今後の耐震設計法の改善のために必要である。殊に最近では、地震工学・耐震工学の分野の進歩は目覚しく、地震動の性質の解明・地盤や構造物の振動解析方法の開発等に関し数々の成果があがっている。

このような状況のもとで、再び過去の被災例を振り返ってみることは、技術者にとって耐震設計法に関する示唆が多いと思われる。それ故、ここにまず最初の試みとして、重力式岸壁を対象とし、既応の地震被害報告の中から耐震設計に関与する事項を抽出し被災例集を作成した。

港湾構造物の内でも岸壁は、船舶のけい留に必要な水

深を維持するため、垂直な壁として海・陸の境界に大規模な不連続面を形成しており、特に地震時には巨大な地震力・地震時土圧力等に抵抗せねばならない。それ故、岸壁の安定は本質的に地震の影響を強く受けるものであり、過去の地震において非常に被害を蒙っているのもこのためである。しかし、岸壁を含む重力式構造物は、基本的な構造形式として種々の港湾施設の中に多用されており今後も建設されると思われるので、その際にはここに集録した被災例を参考に、より合理的な耐震の配慮がなされることを期待したい。

以下には、2章において対象とする地震・港・岸壁について述べ、3章では12地震、49港、129岸壁における被災例を述べ、第4章において被災例に関する若干の考察を述べている。

なお、付録・Aとして、ここに収録した岸壁を現行設計法に従って安定計算を行った結果を示す。岸壁の転倒・滑動・地盤支持力に関する解析と被災状況との対応から、過去の大地震では現行設計法におけるどの程度の震度が発生したかを推定した。

付録・Bでは、将来もし港湾構造物が地震により被災した場合、重要な事項を遺漏なく記載し正確な状況を記録できるように、震害調査票を作成した。港湾における

* 構造部 沈埋構造研究室長

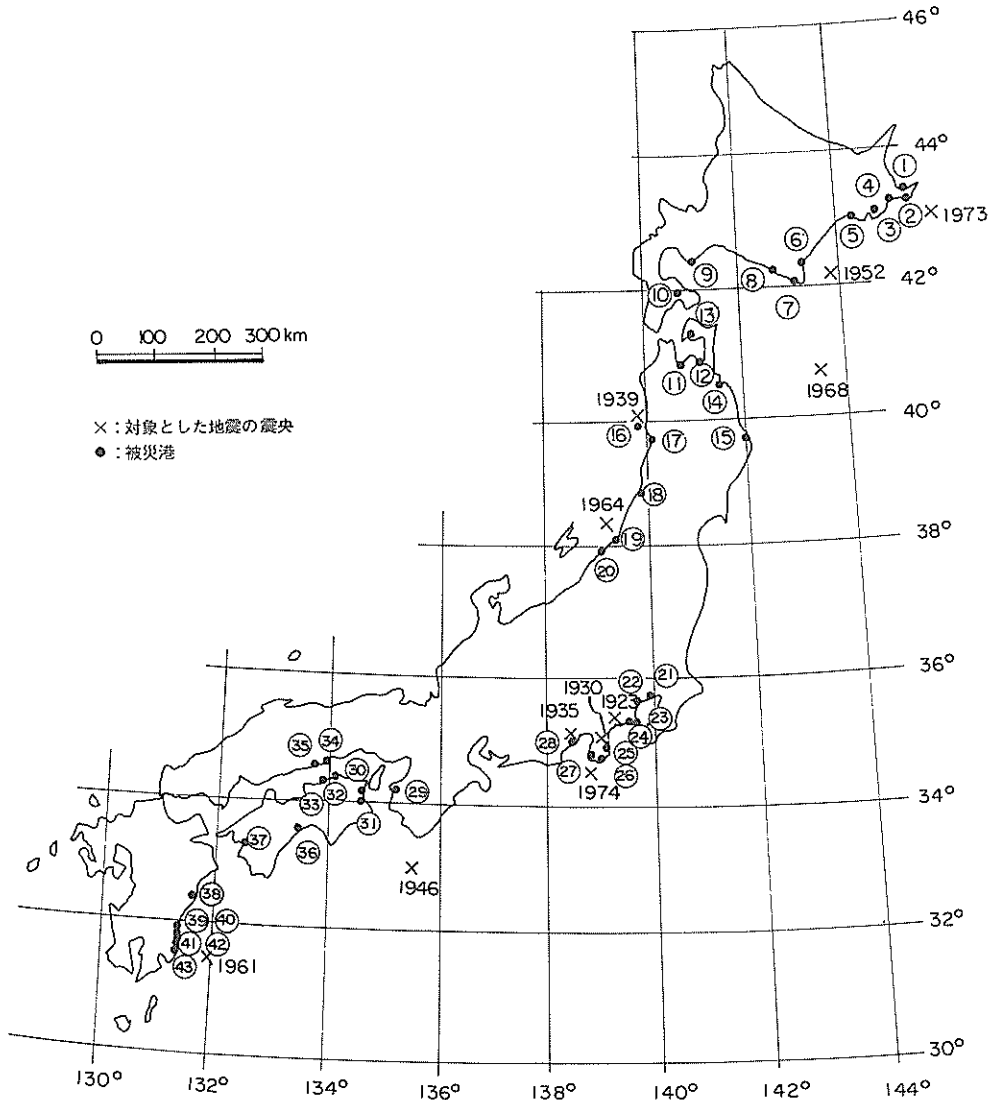
** 構造部 耐震構造研究室

地震被害の全容は非常に複雑であり、さらに広範囲に及ぶ震害調査体系の整備を必要とするが、ここではとりあえず構造物の被災に焦点を合せ、被災直後に現場において利用できるものを目的とした。

2. 対象とした地震・港・岸壁

重力式岸壁の被災例を集収するにあたり、まず過去の

大地震の資料より被災を受けた港の記述のあるものを選びだし、この被害調査資料より重力式岸壁の被災例をぬきだした。これらの中には必ずしも構造断面が示されていないで被災状況だけが記述されているものもあったが、現地調査等を行って可能なかぎり重力式岸壁の構造断面図を収集した。次に、各港について地震時の岸壁の前面水位の値、上載荷重の状況、被災岸壁近くの土質柱状図を収集した。



図一1 対象とした港の位置

図-1には、今回対象とした港の位置を示す。図中×印で示してあるのが各地震の震央である。表-1にこの図中の番号に対応して各港の名称を示す。表-2には今回対象とした地震と被災を受けた各港を岸壁とともに示す。このなかには、参考のために無被災の岸壁も示してあるが、被災状況は各岸壁について表中に示してある。この表に示されている各岸壁の構造断面は3. に示されているが、この表の中には、記述のみで構造断面図がないものも含まれている。なお、3. 以下に示す構造断面図の寸法で端数がでているものがあるが、これは尺貫法で示されていたのをメートル法に表示しなおしたためである。表-3には今回対象とした地震、港、岸壁の数を示す。同時に構造形式別岸壁数も示すが、ブロックとケーソンが圧倒的に多い。この表に示す港の数は地震ごとの被災を受けた港の数ということなので、図-1に示す港の数43より多くなっている。

表-1 被災を受けた港 (図-1参照)

番号	港名	番号	港名
1	根室港	23	横須賀港
2	花咲港	24	(鎌倉)
3	霧多布港	25	稲取漁港
4	厚岸漁港	26	下田港
5	釧路港	27	妻良漁港
6	十勝港	28	清水港
7	幌泉港	29	和歌山港
8	浦河港	30	徳島港
9	室蘭港	31	小松島港
10	函館港	32	高松港
11	青森港	33	坂出港
12	野辺地港	34	宇野港
13	川内港	35	玉島港
14	八戸港	36	高知港
15	宮古港	37	宇和島港
16	船川港	38	細島港
17	秋田港	39	宮崎港
18	酒田港	40	青島漁港
19	岩船港	41	内海港
20	新潟港	42	油津港
21	東京港	43	外の浦港
22	横浜港		

() 内は港でないが海岸護岸が被災を受けた。

3. 重力式岸壁の被災例

3.1 関東地震^{1~4)}

1) 地震の概要

震源の位置等は、最近の研究によって次のように定められている。⁵⁾

発震時：1923年9月1日 午前11時59分

位置：関東南部

東径139.2°，北緯35.4°

深さ：0~10 Km

マグニチュード：8.16

各地の震度を図-2に示す。⁶⁾また余震の震央の分布を図-3に示す。⁷⁾

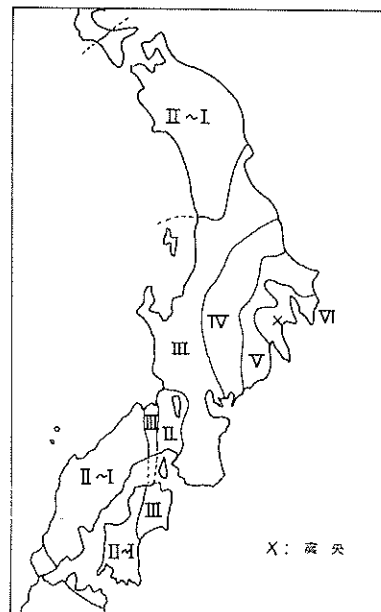


図-2 関東地震の震度分布

津波は房総半島南部、相模湾岸に襲来したが、その最大波高は洲の崎で8.1 m、葉山5.4 m、熱海6.5 mであった。

関東地震は、そのエネルギーが大きく震央が東京、横浜両都市に近接していたため、死者の多いことと被害の大きいことでは稀有のものであった。被災の状況を以下に示す。

表一 2 対象とした地震・港・岸壁

地震名	発震年月日	震央	港名	岸壁種別	被災状況		その他				
					法線の はらみ出し (cm)	法線の 穴下 (cm)					
関東地震 (マグニチュード: 8.16)	1923. 9 1	関東南部 北緯 35.4° 東経 139.2° 深さ 0~10 km	東京港 横浜港	芝浦岸壁 (-2.3mプロック)	(転倒)						
				新港埠頭第1号岸壁 (-6.1mプロック)	195	65					
				" (-7.3mプロック)	-3.37mの位置のプロックの滑動量152						
				"	(-6.23mの位置で97cmのすべり)						
				"	(-0.94 " 28cmのすべり)						
				"	第2号岸壁 (-8.8mプロック)	(上から四段目のプロックから転倒)					
				"	第4号岸壁 (-9.7mプロック)	(転倒)					
				"	第5号岸壁 (-8.6mプロック)	(下から3段目のプロックのすべり152cm)					
				"	第6号岸壁 (-8.5mプロック)						
				"	第2物揚場 (-1.8mプロック)	無被災					
				"	" (-1.8mプロック)						
				"	201クレーン基礎 (-2.1mプロック)	無被災					
				横須賀港			A貯蔵場 (プロック)	(施工中、滑動)			
C敷地石垣 (-3.6mプロック)	356	134									
" 岸壁 (-6.1mプロック)	(転倒)										
B突壁 (-6.1mプロック)	(壁体底部で23cm滑動)										
鎌倉七里ヶ浜	1930. 11. 25	静岡県東部 北緯 35.1° 東経 139.0° 深さ 0~5 km	清水港	道の護岸 (プロック)	(鎌倉寄半分 - 全段)						
				日の出埠頭甲岸壁 (-10.1mケーソン)	0	0					
				" 乙岸壁 (-8.5mケーソン)	232	152					
				" 丙岸壁 (-7.3mケーソン)	0	0					
				鉄道岸壁 (-7.3mケーソン)	0	0					
				甲物揚場 (-2.7m L型)	446	118					
				乙物揚場 (-2.3m L型)	10	10					
				北伊豆地震 (マグニチュード: 7.0)							

地震名	発震年月日	震央	港名	岸壁種別	被災状況		その他
					法線の はらみ出し (cm)	法線の 沈下 (cm)	
静岡地震 (マグニチュード: 6.3)	1955. 7. 11	静岡県中部 北緯 35.0° 東経 138.4° 深さ 10 km	清水港	日の出埠頭岸壁 (-10.1 m ケーソン) " 乙岸壁 (-8.5 m ケーソン) " 丙岸壁 (-7.3 m ケーソン) " 追加岸壁 (-10.6 m ケーソン) 鉄道岸壁 (-7.3 m ケーソン) 甲物揚場 (-2.7 m L型) 乙物揚場 (-2.3 m L型) 追加護岸 (-1.8 m L型)	10~20 0 548 35 79 71 88 87	10 0 87 10 26 15 30	繫索切断 繫索切断 1/10 傾斜
男鹿半島地震 (マグニチュード: 7.0)	1939. 4. 1	秋田県西部 北緯 39.95° 東経 139.8° 深さ 0 km	秋田港 船川港	-3 m L型埋物揚場 岸壁 A 断面 (-7.27 m プロック) " B 断面 (-3.34 m ") " C 断面 (-5.46 m ")	127 197 50 50	42 0 0 0	前傾 滑動していない 前傾
南海地震 (マグニチュード: 8.1)	1946. 12. 21	南海道沖 北緯 33.0° 東経 135.6° 深さ 30 km	宇野港 坂出港 小松島港 玉島港 高松港	第1突堤 2号埠頭先端部 (-9 m, プロック, ケーソン) 第1突堤 -5.2 m 岸壁 (プロック) 第2突堤 -7.9 m 岸壁 (ケーソン, プロック) 第2突堤 -5.2 m 岸壁 (プロック) " (ケーソン) 西岸壁 (-6.1 m ケーソン) 2段積 中央埠頭 3号岸壁 (プロック) 新港岸壁 (-6.4 m ケーソン) -3.2 m 物揚場 (プロック) 東浜町物揚場東側 (-0.9 m, プロック) 北浜町物揚場 (-1.8 m プロック) " (-0.9 m ") 八重垣物揚場 (-1.8 m プロック) ねずみ島岸壁 (-6.4 m プロック) 泉屋新田荷揚場 (-3.5 m プロック) 3000 t 用岸壁 (-7.3 m ケーソン) 100 t 機帆船用物揚場 (-2 m)	35 15 20 0 10 1000 26 26.3 (約60 cm 前方に滑出) (前面に倒壊) 約30 cm 滑出 舗装コンクリートが約20 cm 沈下 45~70 cm 前方滑出 (場所誌コンクリートと舗装コンクリートの境に10 cm の段差)	0 8 10 0 20 200 46 15~20	前傾 総体的にわずかに沈下 前傾 前傾, 最大1/40 陸側に傾く 下卸置砂が陥没移動

地震名	発震年月日	震央	港名	岸壁種別	被災状況		その他				
					法線のほらみ出し (cm)	法線の沈下 (cm)					
1952年十勝沖地震 (マグニチュード: 8.1)	1952. 3. 4	十勝沖 北緯 42.2° 東経 143.9° 深さ 45km	厚岸漁港	物揚場 (-2.5mプロック)	302	52	エプロンの沈下クラック				
			釧路港	北埠頭 (-9.1mケーソン) " (-8.2m #) " (-2.7m L型) 物揚場 (-2.2m L型) " (-2.4m L型プロック) " (-2.4m ウェル)	287 127 0 0 0	33 5 0 0 0					
			十勝港	物揚場 (岩盤, 場所誌コンクリート) 第2物揚場 (-1.8mプロック)				壁体とエプロンの間に隙間 (5cm) エプロンが全長にわたり沈下			
			鯉泉港	拓計埠頭				場所誌コンクリートと舗装コンクリートとの間に数cmのすきま			
			浦河港	富士製鉄岸壁							
			室蘭港								
			岩船港								
			酒田港								
			日向灘地震 (マグニチュード: 7.0)	1961. 2. 27	宮崎県沖 北緯 31.6° 東経 131.85° 深さ 40 km	細島港		商業工区護岸 (+0.4m)			壁体が後傾, 亀裂 (背後埋立中) 崩れ落ちた。 水平移動, 沈下 石垣の裏面亀裂, 舗装の沈下 上段で1.5cm移動, 舗装の沈下 亀裂 施工中, スベリ出し沈下 施工中, 前傾沈下, スベリはなし エプロン沈下 舗装の沈下, 上段プロックの前傾
			宮崎港			護岸					
青島漁港	"										
内海港	-3.7m物揚場 (プロック) -4.7m # (#) -3.0m # (#)										
油津港	-7.5m岸壁 (ケーソン) -5.0m # (プロック) -6.6m # (ケーソン)										
外の浦港	栄松突堤 (-2.5mプロック)										
新島港	臨港A埠頭 (プロック) " (ウェル)										
臨港D埠頭	臨港D埠頭 ウェル部										
臨港B埠頭	臨港B埠頭 (ウェル)										
中央埠頭	中央埠頭 (プロック, 鋼管杭)										
北	" (#) " 基部物揚場 (プロック) " 先給部 # (#)	200 150 480	400以上 100 若干	かなり前傾 前傾 かなり前傾 最大1/50前傾 エプロン沈下 (60cm) かなり前傾 後傾 (13°)							
岩船港	物揚場 (-3m L型)	0	0	エプロン沈下 (10cm)							
酒田港	第4酒田護岸 (-3.8mプロック)	0	0	エプロンにクラック							

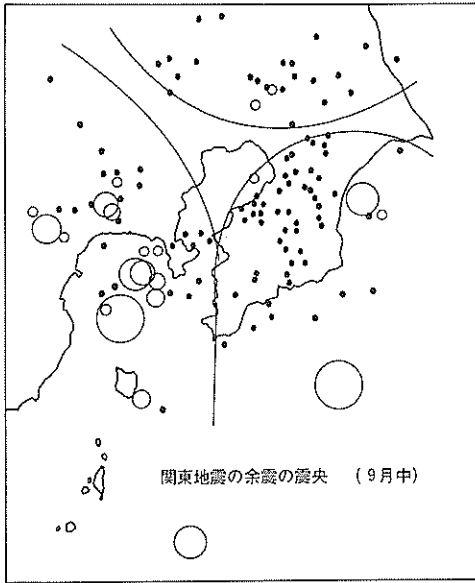
地震名	発震年月日	震央	港名	岸壁種別	被災状況		その他
					法線の はらみ出し (cm)	法線の 沈下 (cm)	
1968年十勝沖地震 (マグニチュード：7.9)	1968. 5. 16	十勝沖 北緯 40.58° 東経 142.33° 深さ 20 km	秋田港	1万t岸壁 (-9mケゾン)			エプロンにクラック
				護岸部 (-6mブロック)			前傾
				第3物揚場 (1型)	15		エプロン沈下 (8~10cm)
				西1号埠頭西側 (-4.5mケゾン)	13~57		上部工がいくらか前傾
				" (-5.5mケゾン)			エプロン沈下, 上部工前傾 (最大約2°)
				西2号埠頭西側 (-7.5mケゾン)	55		エプロン沈下 (15~20cm)
				富士墩埠頭甲種 (-9mケゾン)	120		上部工前傾
				" 乙種 (-9m埠頭折打コンクリート)	20		上部工前傾 (最大1°以下)
				中央埠頭北側 (-9mケゾン)	3~5	0	
				" (-9mブロック)	0	0	無被災
1968年十勝沖地震	1968. 5. 16	十勝沖	函館港	若松町埠頭第2岸壁 (ケゾン)	40	60	
				有川埠頭第3・4岸壁 (ケゾン)			
				若松町護岸 (ブロック)	(倒)		エプロン沈下 (30cm)
				中央埠頭-7.5m岸壁 (ブロック)	若干		
				浜町埠頭 (-5.5mブロック)	32	44	エプロン沈下 (10~20cm) 目地あき3~5cm, 噴砂あり
				" (-5.5mケゾン)	9	31	目地あき 10cm
				埴川左岸-2.5m物揚場 (ブロック)	30		目地あき 4cm
				~3m物揚場 (ブロック)	80		上部工傾斜 (最大4°) エプロン沈下 (7.5cm) 目地あき (最大30cm)
				物揚場 (-1.7mブロック)	37		エプロン沈下 (8.0cm)
				敷地区-5m岸壁 (ケゾン)	0	0	上部工前傾 (最大9°)
" 4号物揚場 (-2.7mブロック)	0	0	エプロンにクラック				

地震名	発震年月日	震央	港名	岸壁種別	被災状況		その他
					法線の はらみ出し (cm)	法線の 沈下 (cm)	
1973年根室半島沖地震 (マグニチュード: 7.4)	1973. 6. 17	根室半島沖 北緯 42.97° 東経 145.95° 深さ 40 km	花咲港	白銀埠頭先強護岸(-2.85mブロック)	0	0	エプロン沈下若干あり 上部工とエプロンに2~3 cmずきま 無被災 無被災 無被災
				白銀埠頭1万トン岸壁(ケーソン)			
				出崎埠頭-7.3m岸壁(ケーソン) " -4m物揚場(ケーソン)			
1973年根室半島沖地震	1973. 6. 17		花咲港	-6m岸壁(注入コンクリート)	60	30	
				-5.5m岸壁(")	20	18	エプロン沈下(50cm) 上陸沈下(30cm)
				" (L型)	10	5	エプロン沈下(27cm)
				-3m中央物揚場(ケーソン)	0	22	エプロン沈下(49cm)
				-4m中央物揚場(ケーソン)	0	21	エプロン沈下(41cm)
				-4m東物揚場(L型)	40	18	エプロン沈下(39cm)
				-4m物揚場(ケーソン)	若干あり	23	エプロン沈下
				-2m物揚場(L型)	10		
				-5.5m岸壁(L型)	0	0	旧護岸位置にクラック
				-5.5m岸壁(注入コンクリート)	0	0	"
霧多布港			霧多布港	-4m物揚場(L型)	0	0	無被災
				-4m物揚場(注入コンクリート)	0	0	無被災
				-4m岸壁(L型)	13	6	
				錦町岸壁(-6m, セルラーブロック) 南埠頭岸壁(-7.9m, ブロック)	10~19	6~8	エプロン沈下(23cm), 旧護岸との間にクラック 無被災
根室港			根室港				
厚岸漁港 釧路港			厚岸漁港 釧路港				
1974年伊豆半島沖地震 (マグニチュード: 6.9)	1974. 5. 9	伊豆半島沖 北緯 34.57° 東経 138.8° 深さ 10 km	下山港 稲取漁港 表良漁港	-4m物揚場(ブロック)	(わずかに海側に傾斜)		
				-4m陸揚物揚場(前波ブロック)	(一部沈下, クラック)		
				-3m岸壁(ブロック)	(海側にはらみ出し)		

地震名	発震年月日	震央	港名	岸壁種別	被災状況	
					法線の出た状況	その他の
チリ地震 1回目 (マグニチュード: 8.5) 2回目 (マグニチュード: 8.5)	1960. 5. 23	チリ沖 1回目 南緯 37.5° 西経 73.5° 2回目 南緯 35.5° 西経 74.5°	Pt. Montt 港 Talcahuano 港	-9m 岸壁 (ケーソン) -6m 岸壁 (ケーソン) コンクリート重力護岸 -4.5m A 岸壁 (ブロック) -12.2 m C 岸壁 (ブロック)	(cm) 100 (不明) 150 (不明)	頭部コンクリートブロック転倒

表-3 対象とした地震・港・岸壁の数

対象とした地震数	対象とした港の数	対象とした岸壁の数	構造形式別岸壁の数							
			ケーソン	ブロック	L 型	ウェル	セルラーブロック	場所打コンクリート	注入コンクリート	構造形式不明
12	49	129	38	57	16	5	1	2	4	6



図一 3 関東地震の余震の震央分布

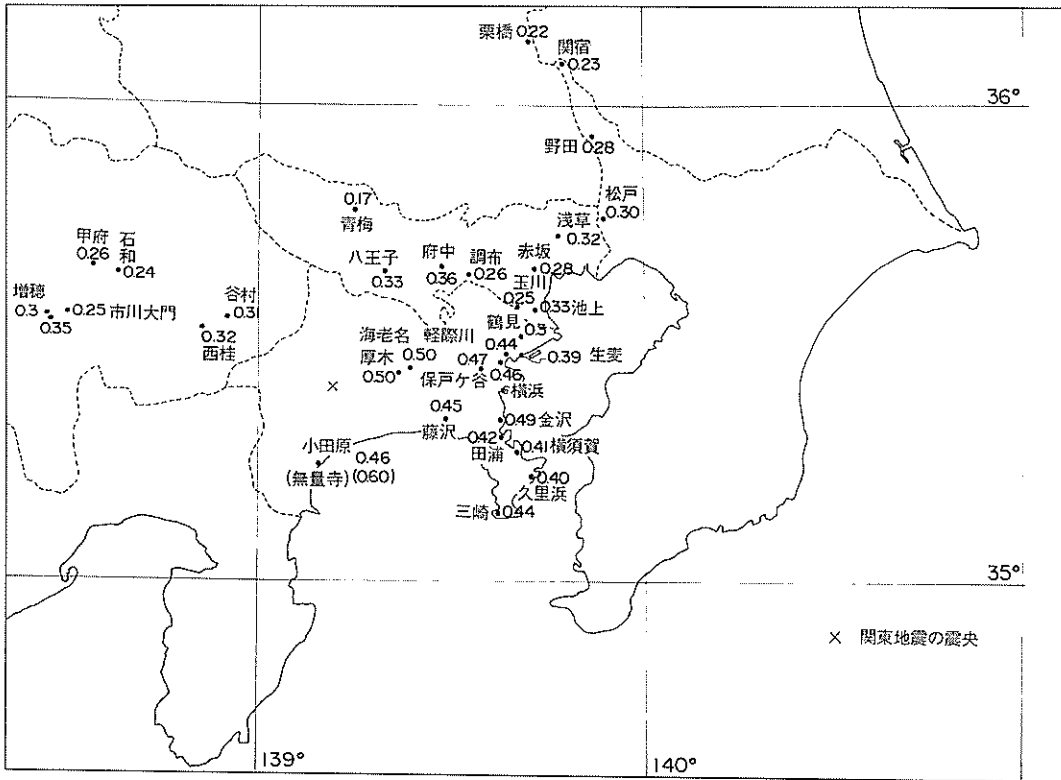
死者：99,331名
 行方不明者数：43,476名
 全壊家屋：128,266戸
 半壊家屋：126,233戸
 焼失家屋：447,128戸
 流失家屋：868戸

図一 4 には、墓石の転倒より推定した各地の合震度の分布を示す¹⁾。ここでいうところの合震度、あるいは工学的震度というのは、地震の最大加速度と重力加速度の比をいう。前述の単に震度と記述してあるのは、ある地点における地震の激しさを表わす気象庁震度階の震度である。また、震度法による現行の耐震設計法の際に用いられる震度は設計震度と記述する。

最近、東京本郷の東大地震学教室で実測された変位記録⁸⁾より、関東地震の最大加速度値が推定されている。山原によれば、最大加速度値は381gal⁹⁾で、那須の場合は318gal という値を与えている。

2) 横浜港の被災

横浜港の平面図を図一 5 に示す。新港埠頭岸壁は明治



図一 4 関東地震における各地の推定合震度 (転倒物体の比幅より推定)

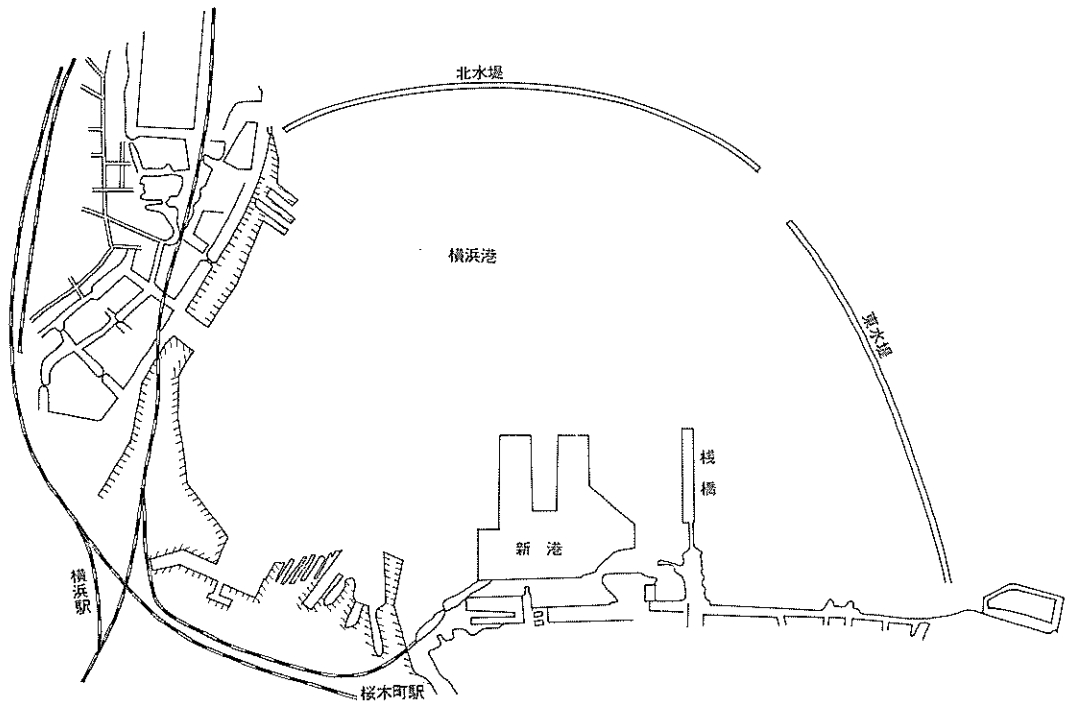


図-5 横浜港の平面図

33年11月に着手され、明治44年3月に完成している。構造は図-7に示すように、下部は重量10.5t及び13.7tのコンクリート方塊を二列に数層積み重ね、干潮面上0.61m(2尺)以上の部分は場所詰コンクリートとなっている。地盤はほとんど土丹岩であり、基礎は方塊1段または2段の1列据え置きで、背部岸壁との間は水中コンクリートが施されている。海底泥土が深い場所(延長171m)では、捨石の下に場所詰コンクリートが敷きならしてある。岸壁前面は $\frac{1}{20}$ の勾配をもたせてあり、岸壁裏込めは割栗石が使用されている。壁体は、埋立地隅角部を除き、11mごとに区割を設け、隣区と絶縁してある。

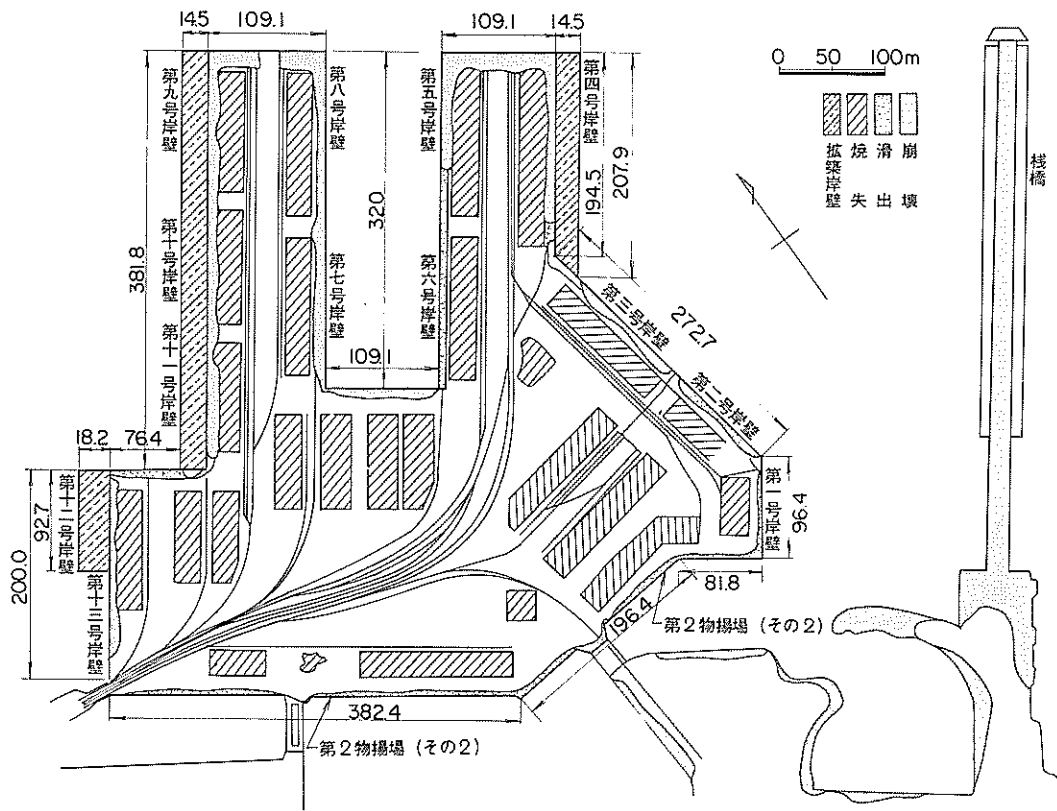
新港埠頭の被害の状況は図-6に示すとおりである。岸壁総延長2000mのうち1576mはほとんど全部倒壊した。倒壊しなかったのは第1号、第2号、第6号岸壁で第3号、第4号、第5号と第7号から第13号までの岸壁は全て倒壊した。これら倒壊した岸壁は全て岩盤の上に据え置かれたものであった。以下には、第3号岸壁をのぞいた第6号岸壁までの個々の岸壁について詳しく述べる。

a) 新港埠頭第1号岸壁

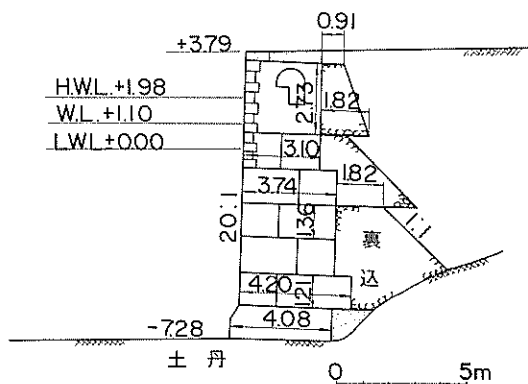
第1号岸壁は倒壊をまぬがれた。図-7、9に岸壁の断面図を示す。前面水深は-6.06m(20尺)である。第1号岸壁の1部は、海底の泥土が深いため捨石基礎が用いられている。その断面図が図-9である。それぞれの断面における被害の状況を図-8、10に示す。捨石基礎を用いた構造の岸壁は、図-10に示すように岸壁が一体となって前方に傾斜した。傾斜角は最大で10度に及んでいるが、倒壊にはいたらなかった。図-9は土丹岩の上に直接方塊を築造した構造の岸壁の被害の状況を示す。これも、各々の方塊が前方に滑出したが、倒壊はしなかった。

b) 新港埠頭第2号岸壁

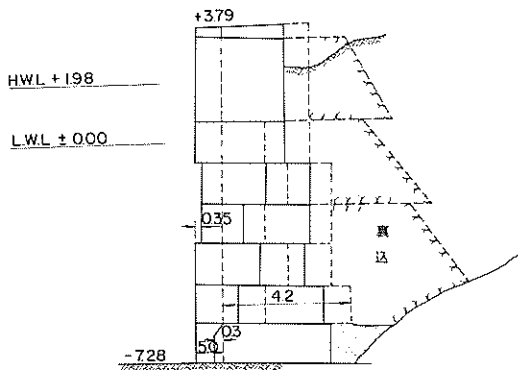
第2号岸壁も第1号岸壁と同様倒壊はしなかった。図-11に断面図を示す。前面水深は-8.33m(-27.5尺)で、天端高は3.79m(12.5尺)である。裏込めは示されていないが第1号岸壁と同様と思われる。被害の状況を図-12に示す。図に示すように基礎方塊(1段あるいは2段)は変動しなかったが、基礎方塊より上方の方塊は一体あるいは2段または3段ごとに水平に滑出した。滑



図一六 横浜港新港埠頭平面図



図一七 横浜港新港埠頭第1号岸壁(その1)



図一八 横浜港新港埠頭第1号岸壁(その1)
被災状況図

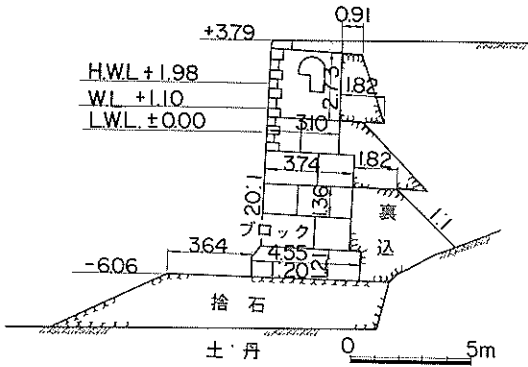


図-9 横浜港新港埠頭第1号岸壁(その2)

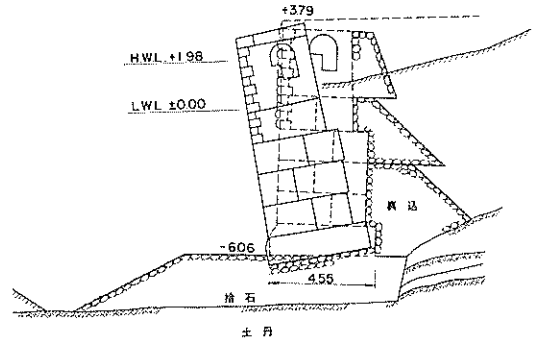


図-10 横浜港新港埠頭第1号岸壁(その2)
被災状況図

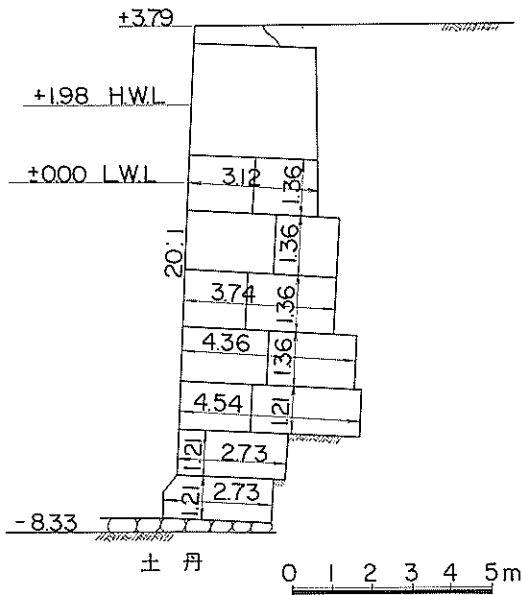


図-11 横浜港新港埠頭第2号岸壁

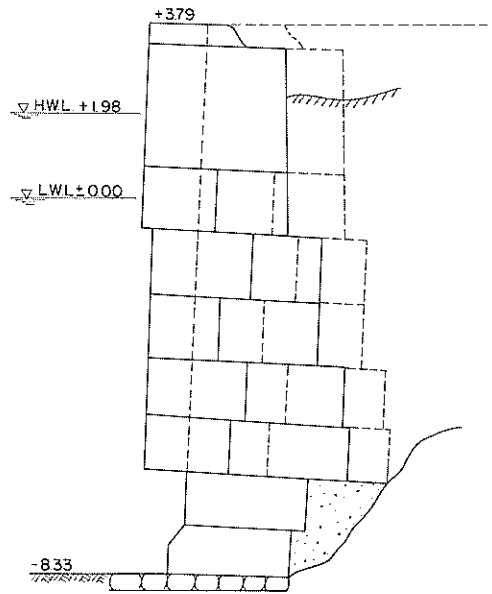


図-12 横浜港新港埠頭第2号岸壁被災状況図

出量は倒壊部に近づくにつれて増大しており、最大は1.21 m (4尺)であった。

c) 新港埠頭第4号岸壁

第3号岸壁、第4号岸壁はともに倒壊した。図-13には第4号岸壁の断面図を示す。前面水深は-9.7 mである。裏込めが示されていないが、図-15の第5号岸壁

とはほぼ同様と思われる。第4号岸壁の被害の状況は、図-14に示す。図に示されているように、場所詰の基礎のみを残して方塊積は全部倒壊し、その上に裏込めの粗石及び土砂等が背後よりくずれ落ちこれを埋没させた。

d) 新港埠頭第5号岸壁

図-15に第5号岸壁の断面図を示す。この岸壁も全

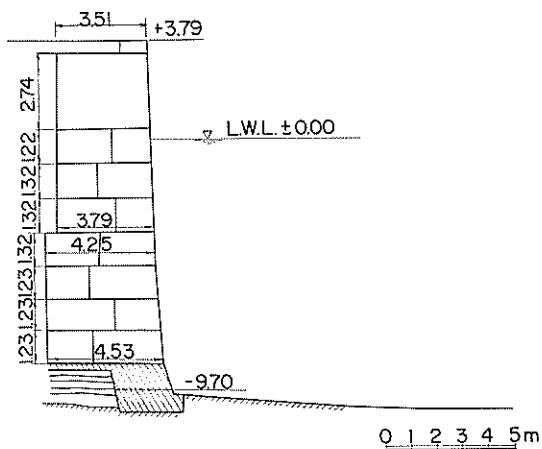


图-13 横浜港新港埠頭第4号岸壁

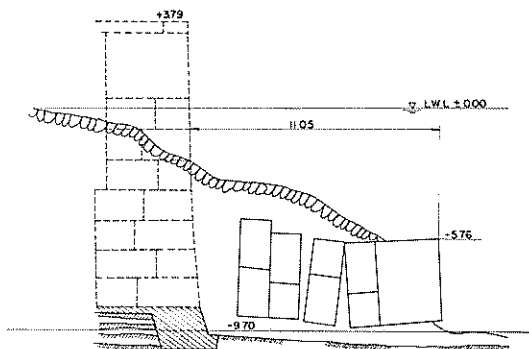


图-14 横浜港新港埠頭第4号岸壁被災状況图

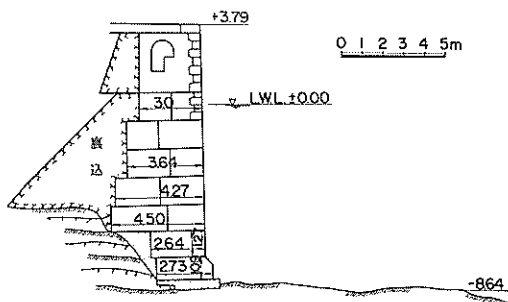


图-15 横浜港新港埠頭第5号岸壁

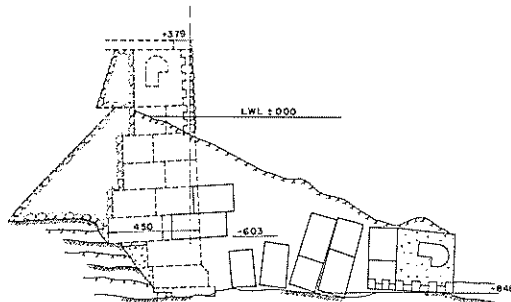


图-16 横浜港新港埠頭第5号岸壁被災状況图

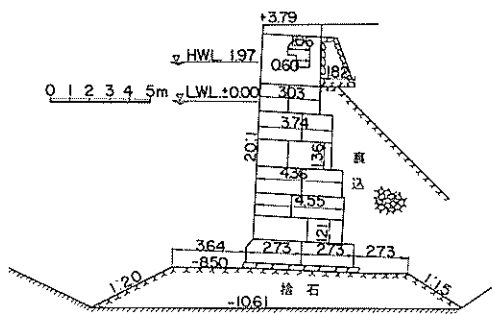


图-17 横浜港新港埠頭第6号岸壁

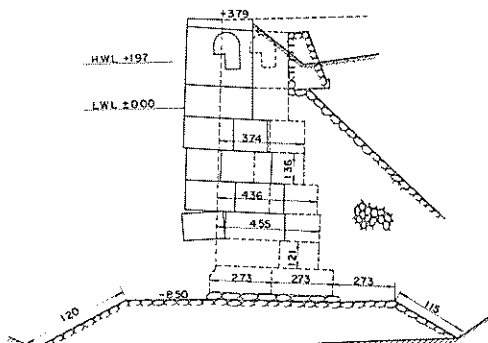
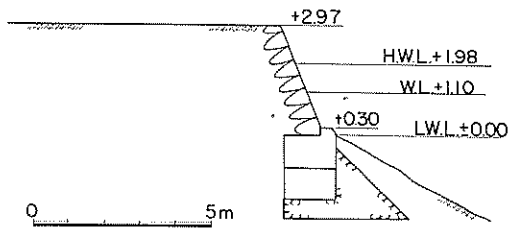
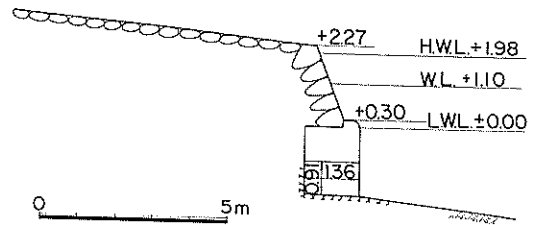


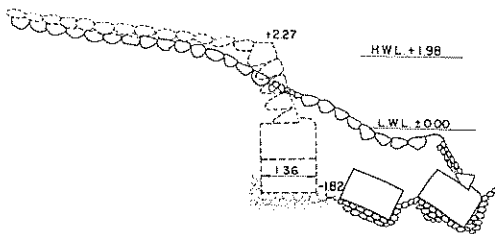
图-18 横浜港新港埠頭第6号岸壁被災状況图



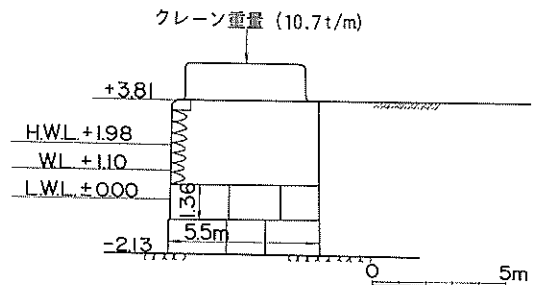
図一 19 横浜港新港埠頭第2物揚場(その1)



図一 20 横浜港新港埠頭第2物揚場(その2)



図一 21 横浜港新港埠頭第2物揚場(その2)
被災状況図



図一 22 横浜港新港埠頭20 ton クレーン基礎

て倒壊しておりその状況を図一 16 に示す。第4号岸壁と同様であるが、基礎方塊の下二段が変動せずその上の方塊が倒壊した。

e) 新港埠頭第6号岸壁

第6号岸壁は、第1号岸壁、第2号岸壁同様倒壊しなかった。図一 17 に断面図を示す。第1号岸壁と同様に、海底の泥土が深いため捨石基礎が用いられている。前面水深は-8.5m(28尺)である。図一 18 に被災状況を示す。下部二段は大体原位置を保っていたが、その上部は一体をなして前方に滑出した。滑出量は、倒壊した岸壁に近づくほど増大しており、最大は1.82m(6尺)におよんでいるが倒壊にはいたっていない。

f) 新港埠頭第2物揚場

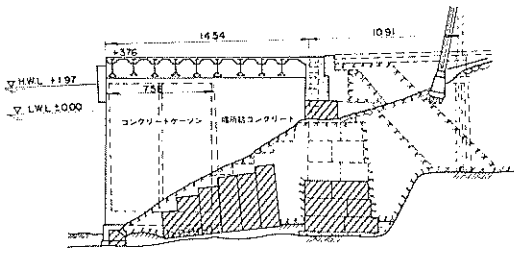
第2物揚場はほとんど全て倒壊あるいは滑出した。図一 19, 20 に断面図を示す。1個4tの方塊を2個割石基礎上に積み重ね、その上に3分勾配に間知石を干潮面上2.27m(7.5尺)まで空積としてある。それより上は斜面張石工となっている。図一 21 には、図一 20 の断面における被災状況を示す。図一 19 の断面の場合は上段の方塊が少し滑出したにとどまった。

g) 新港埠頭20tクレーン基礎

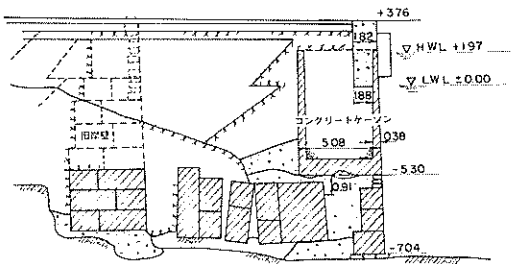
岸壁荷役用電気移動起重機は岸壁崩壊とともに海中に

転落するかあるいは猛火に襲われているが、このクレーンは、基礎が安全であったため、被災を受けなかった。構造断面を図一 22 に示す。

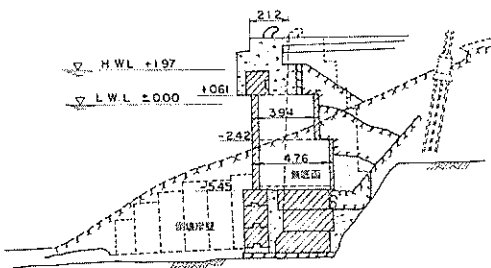
以上、横浜港の被害の状況を述べたが、以下は被災を受けた施設の復旧工事について述べる。崩壊にいたらなかった第1号、第2号、第6号の三つの岸壁については修理しかつ補足をして使うこととした。崩壊した第9号、第10号、第11号岸壁については、倒壊した方塊を引揚げる手間をはぶくため、新岸壁線を在来の岸壁線より19.54m(8間)だけ前に出してこれを横棧橋とした。図一 23 にこれを示す。第4号岸壁の復旧に際しては、倒れた方塊が新しい岸壁の基礎として充分用いられることが認められたので、この倒壊した方塊を基礎として新しい岸壁を施工した。これを図一 24 に示す。これはその以前の3つの岸壁の復旧工事に際しては事前調査が十分でなく、岸壁の工事中に判明した。第3号、第5号、第7号、第8号の各岸壁については、これら岸壁の岸壁線を前にだすと船の出入、接岸に不便となるため、倒壊物を除去し、新岸壁線はほとんど旧岸壁線の位置と同じところに施工することにした。図一 25 にこれを示す。



図一 23 横浜港岸壁の復旧（横棧橋式）



図一 24 横浜港岸壁の復旧（ケーソン使用）



図一 25 横浜港岸壁の復旧（無底函使用）

3) 横須賀港の被災

横須賀港においては良好な岩盤を利用して築造した重要な船渠、岸壁等は被害を受けなかったが、埋立地の張石護岸、石垣等は大きな被害を受けた。この被害を受けた地域は、A貯炭場、B突堤、C敷地であるが、当時横須賀は軍港であったため、これらの地域の正確な位置は不明である。図一 26 に示してある横須賀港の平面図に記入してある被災を受けた地域の位置は、各地域の地形等より推定した位置である。

a) A貯炭場岸壁

A貯炭場は当時工事中で、主な工事は埋立と岸壁であった。図一 27 にA貯炭場の平面図を示す。図に示すように埋立は約40%ほど完成していたが、そのうち20%が海中に沈み、残りの部分も全体的に沈下した。平均沈下量は0.76m（2.5尺）であるが、一方、この付近一帯の地盤の地震による隆起は0.40m（1.33尺）ほどであった。

岸壁は図一 28 に示すように1.21m（4尺）方塊を、土丹岩を切り均し袋詰コンクリートでならした上に積み重ねた構造である。当時は施工中でD断面の場合、下から6段目まで積みあげたところで被災を受けた。被害の状況は図一 29 に示すように各方塊が滑出した。

b) B突堤

B突堤の平面図及び側面図を図一 30 に示す。栗石基礎部の岸壁の断面図を図一 31 に示す。被害は、この栗石基礎部に集中しており、基礎が岩盤である箇所は格別の異状を示していなかった。栗石基礎部の被災状況を図 32 に示す。図に示すように、2、3段目の方塊において最大0.76m（2.5尺）滑出し、中埋においては1.21m（4尺）沈下した。

c) C敷地岸壁

C敷地は、岸壁、海岸石垣及び仮護岸張石によって囲まれた満潮面上1.21m（4尺）の敷地であった。図一 33 に平面図を示す。C敷地岸壁は平面図のA-Aの位置に当たる。断面図を図一 34 に示す。岸壁の上部1.82m（6尺）は場所詰コンクリートで長さ7.27m（4間）ごとに通し目地を設けて互いに絶縁してある。被害の状況を図一 35 に示す。方塊は全て転倒し背後の土砂によって埋没した。

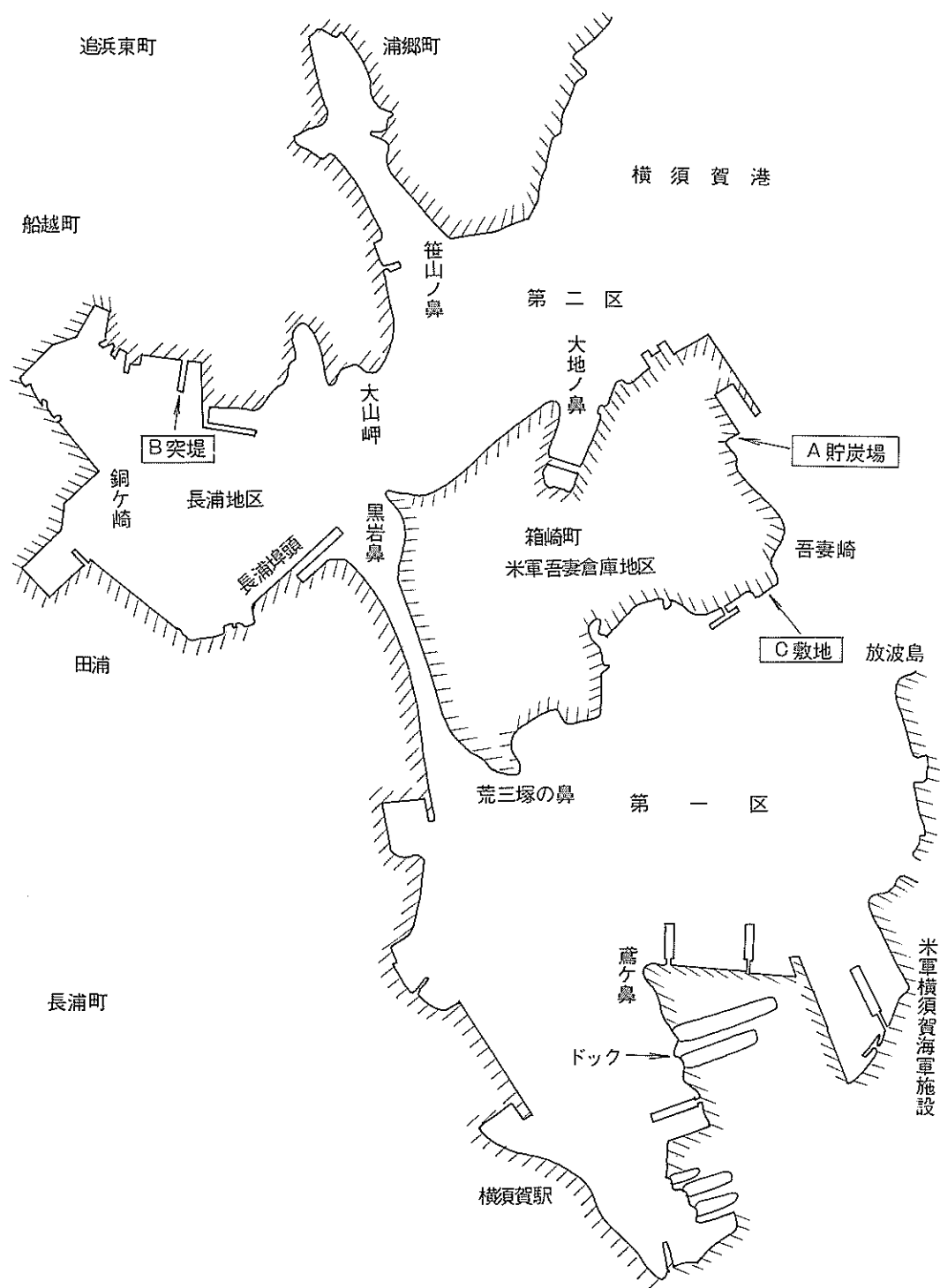
d) C敷地石垣

図一 33 のC敷地の平面図でB-B部に位置する石垣である。図一 36 に断面図を示す。基礎は岩盤のところと割栗石基礎の部分にわかれる。図一 36 は、深さ1.21m（4尺）の根掘をし、堅割栗石を投入して敷均した基礎部の石垣の構造断面を示すものである。C敷地の石垣における被害は、岩盤上に築造した石垣の場合は少く、割栗基礎を用いた部分に近づくにしたがって前方に傾斜する度合いが大きくなる傾向を示していた。図一 37 は割栗基礎を用いた石垣が、一体として傾斜した被災状況を示すものである。

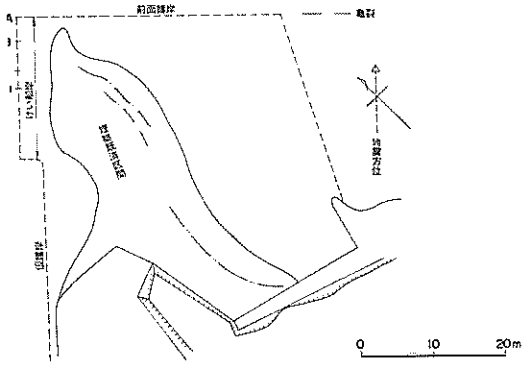
4) 東京港

東京港は当時まだ港湾としての施設は十分でなく、燈台、浮標の他に芝浦日の出地先及び品川駅前面の荷役場があるのみであった。

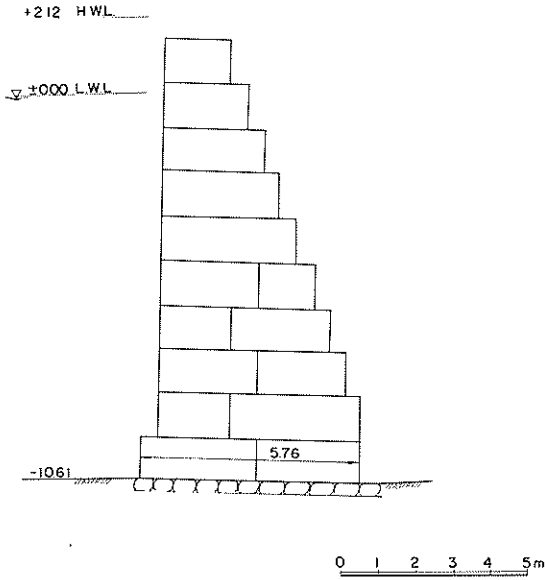
芝浦日の出地先の現在の正確な位置は不明であるが、芝浦日の出地先にもっとも近いと思われる現在の東京芝



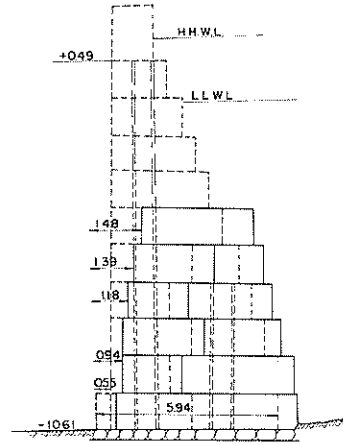
図一26 横須賀港平面図



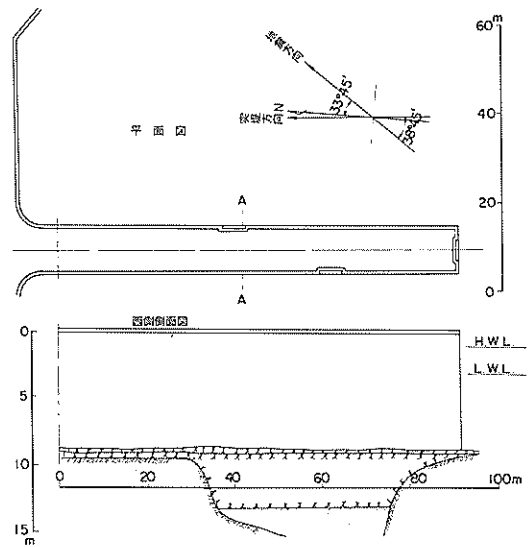
圖一 27 橫須賀軍港A貯炭場平面圖



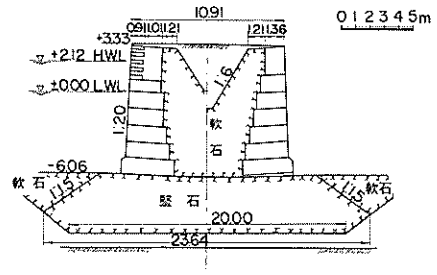
圖一 28 橫須賀軍港A貯炭場岸壁(D断面)施工中



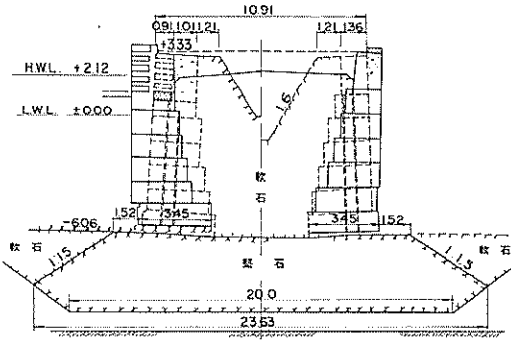
圖一 29 橫須賀軍港A貯炭場岸壁(D断面)被災狀況圖



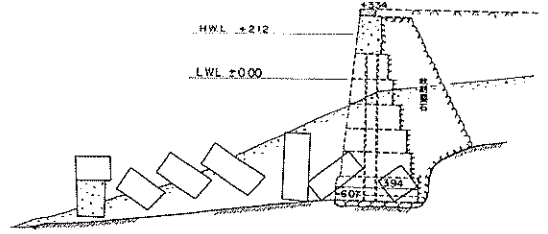
圖一 30 橫須賀軍港B突堤平面圖



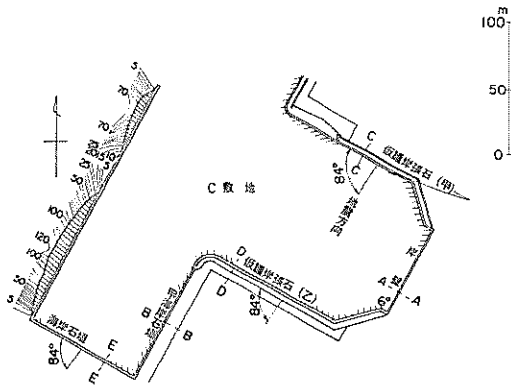
圖一 31 橫須賀軍港B突堤



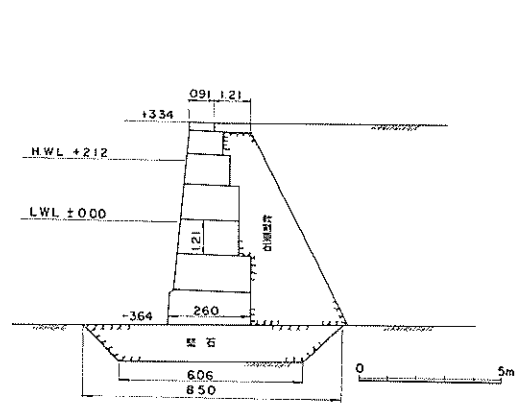
图一 32 横須賀軍港B突堤被災状況図



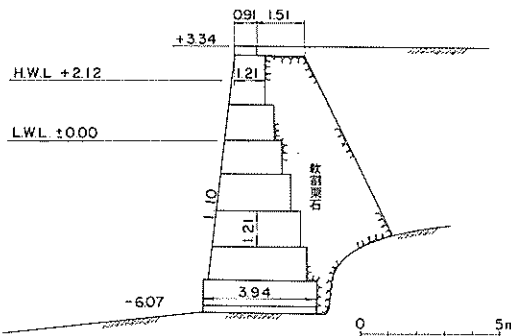
图一 35 横須賀軍港C敷地岸壁 (A断面) 被災状況図



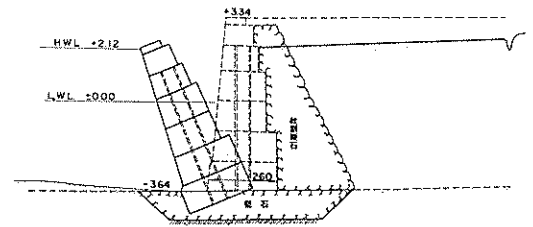
图一 33 横須賀軍港C敷地海岸平面図



图一 36 横須賀軍港C敷地岸壁 (B断面)

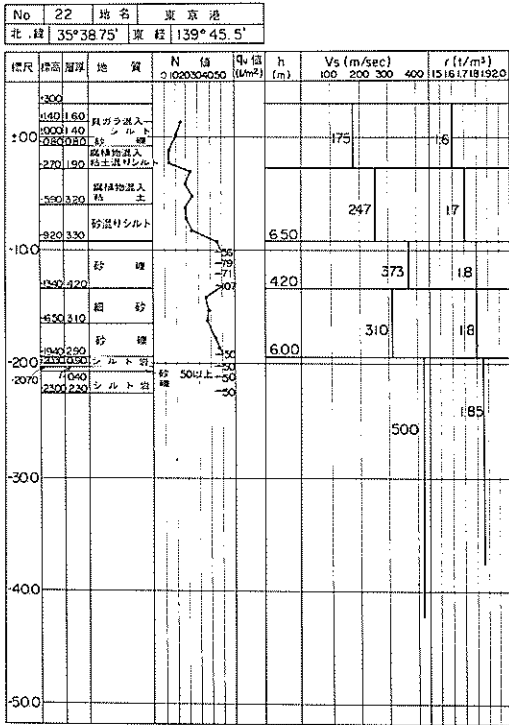


图一 34 横須賀軍港C敷地岸壁 (A断面)

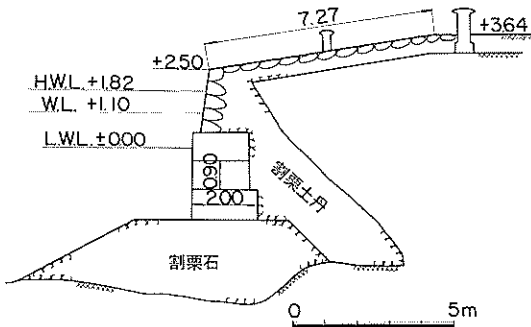


图一 37 横須賀軍港C敷地石垣 (B断面) 被災状況図

浦の土質柱状図を図一38に示す。地質、層厚、N値の他にS波速度と単位体積重量が示してあるが、このS波速度はN値から推定したもので、単位体積重量も推定値である。これらの値は、この地点をモデル化し地盤応答等を計算する際に用いるものであり、ここでは参考資料として掲げた。今回の報告では以下、地震によって被災を受けた港の土質柱状図を同様の形式で示す。それぞれの港



図一38 東京港土質柱状図



図一39 東京港芝浦岸壁

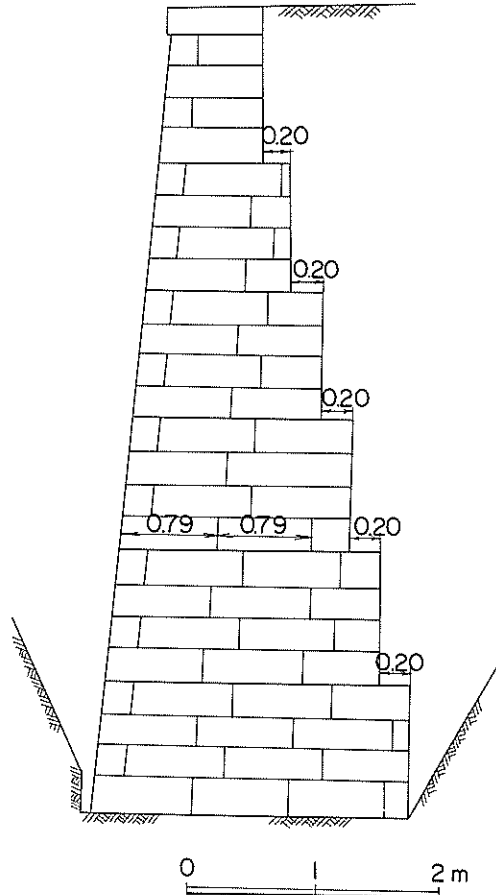
で集収できるボーリングデータの数は限りがある。それでこの報告では被災を受けた施設にもっとも近いボーリング地点の土質柱状図を選んで示してある。東京芝浦は、図一38に示すように、N値が10以下のシルト層が上層2mほどあるが、砂レキ層が主体で良好な地盤である。

a) 芝浦繫船岸壁

図一39に芝浦日の出町埋立地の繫船岸壁の断面図を示す。捨石基礎の上にコンクリート塊(0.91m(3尺)角長さ1.82m(6尺))を3段に積み重ねその上に練積間知石垣を設けた構造である。各層間は、確実な連結がないため転覆崩壊した。

5) 鎌倉七里ヶ浜道路護岸

この道路護岸は、鎌倉、腰越間の七里ヶ浜において県道の一方の側に設けられた海岸護岸である。図一40に示すように、基礎は土丹岩で、根掘をした盤面を切り均し、その上に壁体を積上げた構造である。震害は鎌倉寄りの



図一40 鎌倉七里ヶ浜道路護岸

過半分は全壊し、腰越寄りの部分は2, 3個所に亀裂を生じただけで軽微な被害であった。

3.2 北伊豆地震^{10~14)}

1) 地震の概要

北伊豆地震の震源の位置等は次のように与えられている。

発震時：1930年11月26日午前4時2分

位置：伊豆北部

東経139.0°, 北緯35.1°

深さ：0~5km

マグニチュード：7.0

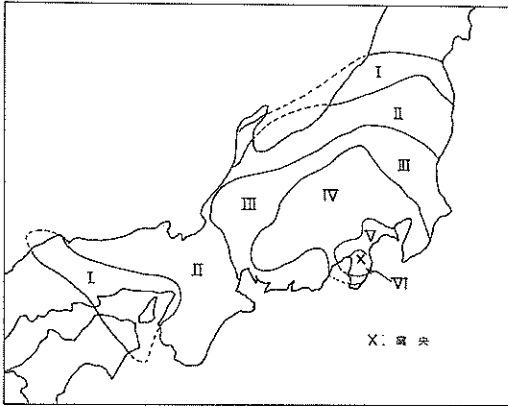


図-41 北伊豆地震の震度分布

各地の震度を図-41に示す¹³⁾。また余震の震央分布を図-42に示す¹⁴⁾。図-42に示すように、芦の湖西岸から伊豆半島中部の原保に達する全長35kmの丹那断層（左横ずれ

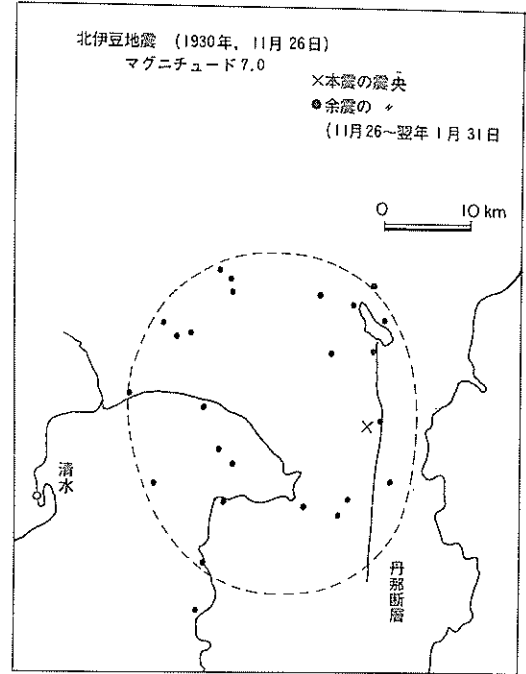


図-42 北伊豆地震の余震の震央分布

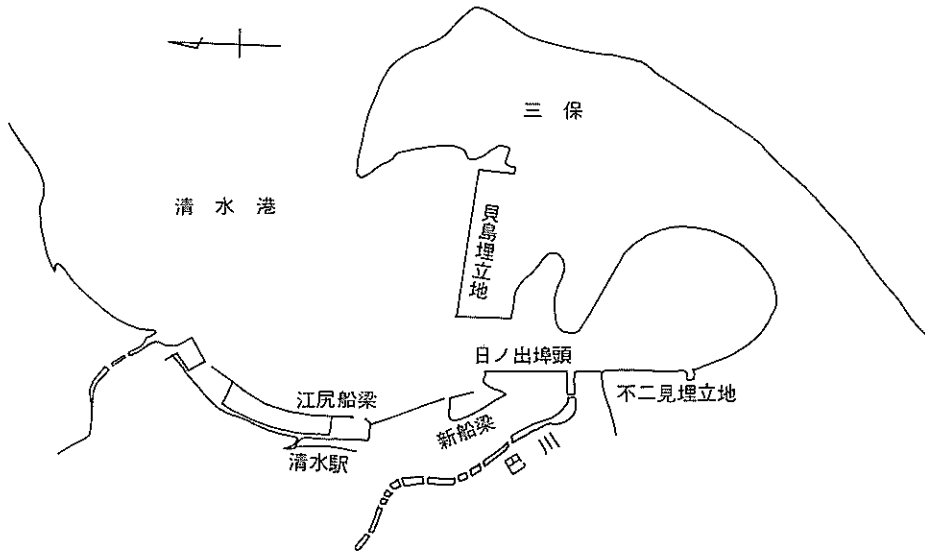
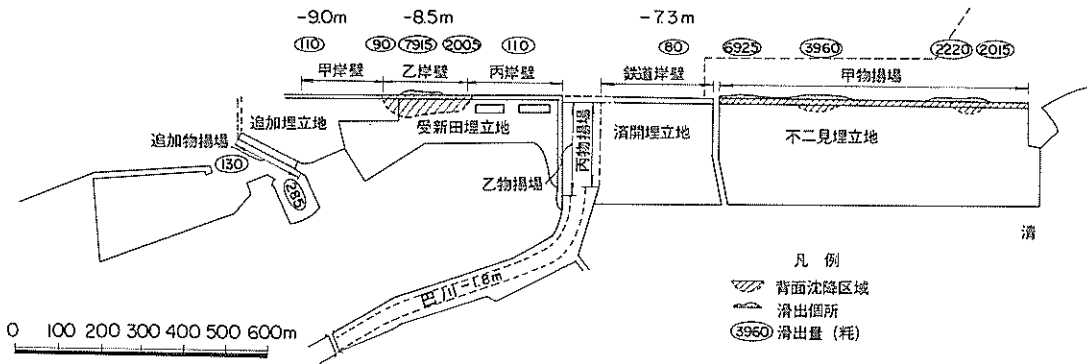


図-43 清水港平面図



図一 44 清水港北伊豆地震による被災状況

最大 2～3 m) が出現している。

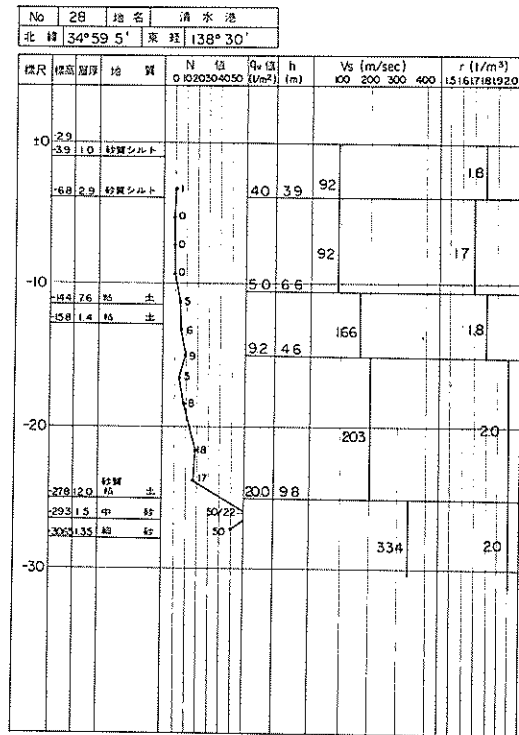
北伊豆地震の被害の著しい地域は丹那断層，加殿断層を中心とする半島中央部と三島市南から大仁町の田京に至る狩野川流域の沖積平野である。以下に被害の概要を示す。

死者：272名 半壊家屋：5516戸
 全壊家屋：2165戸 焼失家屋：75戸

松尾は清水港付近の主要動の大きさ及び方向を推定している。それによれば市内での港付近の墓石，燈籠の転倒状況，及び埋立地内の倉庫内に積上げた荷物の倒壊状態より，清水港岸壁付近の埋立地の工学的震度として約 0.15，震動の方向は北約 25 度西という値を与えている。

2) 清水港の被災

図一43に清水港の平面図を示す。北伊豆地震で被害を受けたのは，日の出埠頭の岸壁と不二見埋立地の物揚場である。岸壁の構造はケーソンで裏込め及び基礎には，付近より浚渫した砂利混り砂および多少の砂を含んだ泥土を用いている。物揚場は，L型ブロック構造で裏込め土には，岸壁同様浚渫土砂を利用している。図一44に北伊豆地震によって受けた被害状況を示す。被害の著しかったのは，乙岸壁と甲物揚場でその他の施設の被害は軽微であった。図一45には，日の出埠頭と不二見埋立地の基礎地盤の土質柱状図を示す。図に示されているように，-30m ないし -50m 付近は玉石が混じった砂利層で，その上は泥土層となっている。巴川河口付近および追加岸壁付近は砂利が堆積して地盤が堅硬である。一方被害の大きかった乙岸壁，甲物揚場付近は粘土層厚く地盤は軟弱である。



図一 46 清水港土質柱状図

なお、図-45にそのボーリング地点が示してあるが、地盤モデルのための土質柱状図を図-46に示す。この土質柱状図にはN値も与えられているが、これによると、N値もかなり小さく、軟弱であるのがわかる。

地震時の潮位は気象台により推算された潮位曲線より+0.5mと推定されている。

以下各岸壁について述べる。

a) 日の出埠頭甲岸壁

図-47に甲岸壁の断面図を示す。甲岸壁は水深-10.6m、延長218mで大正15年5月に着工されている。甲岸

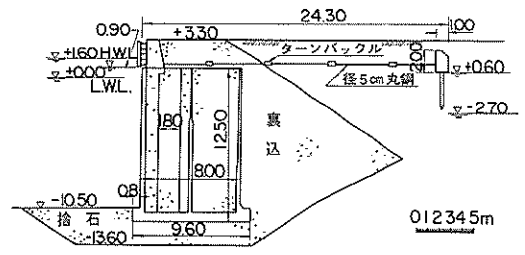


図-47 清水港日の出埠頭甲岸壁

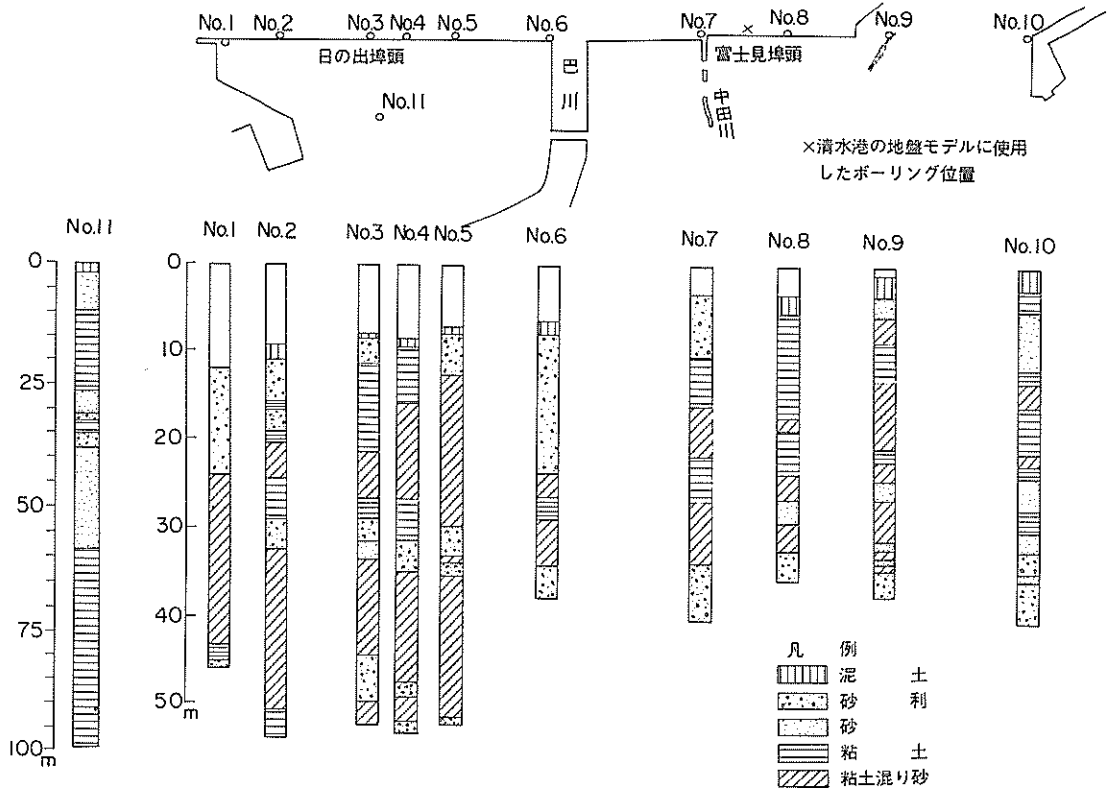


図-45 清水港土質柱状図

壁付近の海底地盤は、干潮面下10~14mに砂利層があり、その下は粘土混りの砂層を経て更に砂利層に到達している、地盤としてはほぼ良好である。基礎は、3mほど基礎根掘して、良質の砂利で置換えてある。ケーソンは高さ12.5m底幅9.6mで、1函当り2本の控え棒(φ50^m/丸鋼)がとってある。

北伊豆地震による被害は極めて軽微で沈下量が最大5cm、滑出量は最大10cmで、使用にあたって何ら差支えは生じなかった。

b) 日の出埠頭乙岸壁

乙岸壁は水深-8.5m、延長183.4mで大正14年5月に着工し、昭和5年7月に完成している。図-48に乙岸壁の断面図を示す。乙岸壁は、ケーソンの高さ10.4m、底幅7.8m、長さ14mの重力式岸壁で、これに控え棒(φ50^m/丸鋼)を1函当り4本とってある。基礎は、根掘して4mの厚さで、浚渫した良質砂利を敷きならしてある。

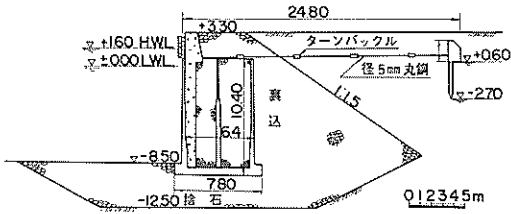


図-48 清水港日の出埠頭乙岸壁

図-49には、乙岸壁の被災状況を示す。8mほど前方に滑出、沈下し前傾した。もっとも大きな被害を受けた岸壁では滑出量8.32m、沈下量1.55mであった。

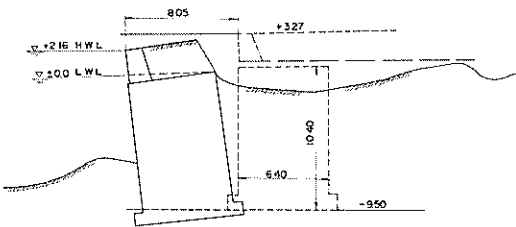


図-49 清水港日の出埠頭乙岸壁 北伊豆地震による被災状況図

c) 日の出埠頭丙岸壁

丙岸壁は水深-7.3m、延長237.9mの重力式岸壁で大正13年3月に着工され、昭和2年3月に完成している。図-50に断面図を示す。底幅7.0m、高さ8.7m、長さ14mのケーソンを使用しているが、控え棒はとっていない。

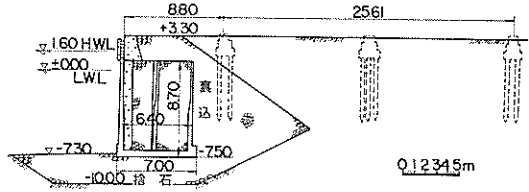


図-50 清水港日の出埠頭丙岸壁

基礎地盤は干潮面下10mに厚い砂利層があり、良好である。基礎は、2.7mの根掘をして、浚渫砂利に置換えている。

北伊豆地震による被害は軽微で、沈下はしていなかったが、滑出量は最大11cmであった。

d) 鉄道岸壁

鉄道岸壁は、水深-7.3m、延長266mで、大正14年7月に着工で昭和4年3月に完成している。図-51に鉄道岸壁の断面図を示す。構造は、丙岸壁とほぼ同様であって、基礎はケーソン底下4.5mまで浚渫砂利で置換えてある。中央部の6函に対しては、径50mmの丸鋼によって控え棒が施工されている。岸壁付近は浅いところに砂利層があり、地盤としては良好である。

地震による被害は、みられなかった。

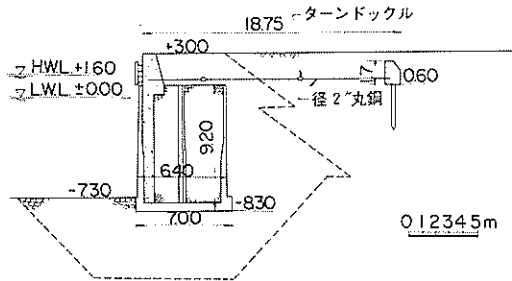


図-51 清水港鉄道岸壁

e) 甲物揚場

甲物揚場は水深-2.3m、延長750mで、大正13年7月に着工され、昭和5年11月に完成直前の状態で被災を受

けた。図-52に断面図を示す。基礎は2.3 m 根掘し、浚渫砂利によって置換えを行なっている。甲物揚場付近は、小川の搬出土砂の堆積したところで、表面は泥土におおわれ、粘土混り砂層が厚く、地盤の最も軟弱なところである。

甲物揚場は、乙岸壁とともに北伊豆地震において被害の著しかったところで、その被災の状況を図-53に示す。壁体が前方に滑出し、沈下して前傾した。その最大滑出量は4.46 m、沈下量は1.18 mであった。

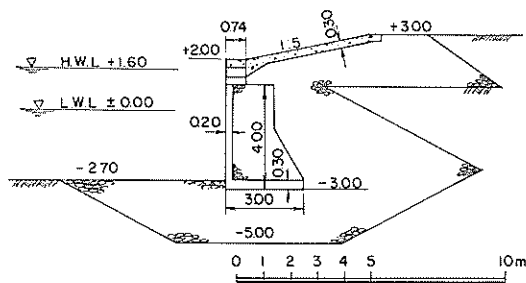


図-52 清水港物揚場

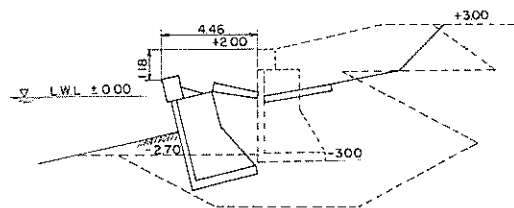


図-53 清水港甲物揚場被災状況図

イ) 乙物揚場

乙物揚場は、水深-2.3 m、延長 208.2 m で大正12年11月に着工し昭和2年5月に完成している。図-54に構造断面図を示す。甲物揚場とはほぼ同様の構造である。

北伊豆地震における被害は軽微で、函の滑出、沈下共に10cm内外にとどまっていた。

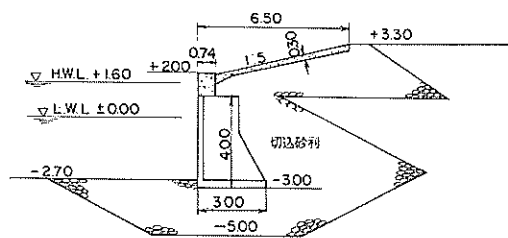


図-54 清水港乙物揚場

3.3 静岡地震^{10~12, 15)}

1) 地震の概要

静岡地震の震源の位置等は次のように与えられている。

発震時：1935年7月11日午後5時25分

位置：静岡市付近

東経138.4°、北緯35.0°

深さ：10Km

マグニチュード：6.3

図-55に静岡地震の震度分布を示す。¹³⁾

余震は比較的少なく、震央付近でも有感余震は1回であった。また、駿河湾での海水の動揺は認められなかった。

静岡地震は規模が小さく、被害はきわめて局所的で有渡山の山麓部に集中しているが、震源が浅かったためその被害の程度は小さくはなかった。以下に被害の概要を示す。

死者：9名

全壊住家：363戸

〃 非住家：451戸

半壊住家：1830戸

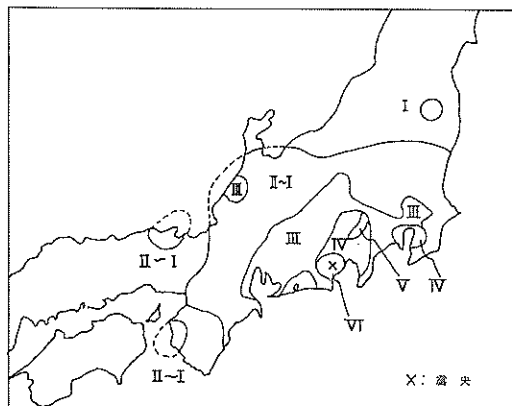


図-55 静岡地震の震度分布

震央付近の西大谷における水平震度は約0.35と推定されている。一方、物部・松尾は清水港付近の水平震度を次のように推定している。まず、墓石の転倒より、水平震度は0.29、その方向は東 $10\sim 20^\circ$ 北と推定している。また、上屋倉庫内の板材の転倒からは、 $0.14\sim 0.29$ の間と推定し、全壊家屋数からは、巴川付近の水平震度として0.25を与えている。以上のことを考慮して、最終的には、清水港岸壁後方の埋立地の水平震度として、0.25を与えている。

2) 清水港における被災

北伊豆地震後、復旧工事として設計水平震度を0.15にとった。大破した乙岸壁はケーソンを浮かせ、その長手方向を岸壁法線に直角に、杭打基礎上にすえ、これを脚柱とした横棧橋構造とした。甲岸壁、丙岸壁は控え工を補強し、根固工を施した。しかしながら、静岡地震にお

いて、ほぼ全ての港湾施設が被災を受けた。図-56に静岡地震によって被災を受けた施設を示す。甲、乙岸壁、追加岸壁は比較的被害が軽微であったが、その他の施設は著しい被害を受けた。

なお、地震時における潮位は松尾¹⁵⁾によって+1.45mと推定されている。

以下、被害を受けた個々の岸壁について述べる。

a) 日の出埠頭甲岸壁

北伊豆地震後、水平震度0.15として復旧工事を施工した。岸壁前面に割石根固を施工し、控え工としては、35kg軌条をボルトで締結して全長34mとしたものを控え樫にして、1函当り2本用いた。控え壁は高さ2.5mのコンクリート連続壁体で、1函当り24本の末口20cm、長さ10mの松丸木杭が打込まれている。図-57にこの岸壁の断面図を示す。

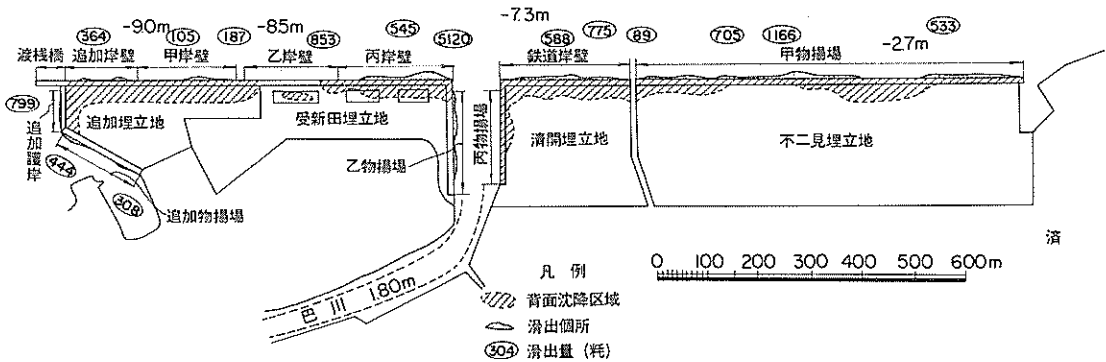


図-56 清水港 静岡地震による被災状況

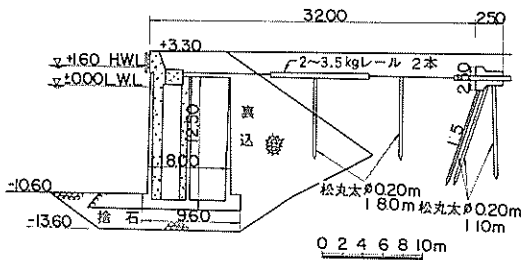


図-57 清水港日の出埠頭甲岸壁 北伊豆地震後

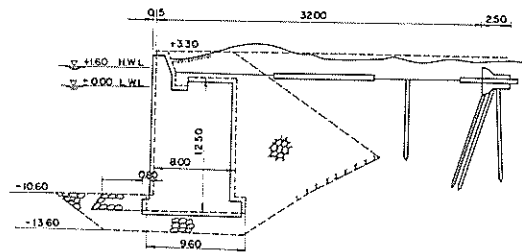


図-58 清水港日の出埠頭甲岸壁 静岡地震による被災状況図

図-58に被災状況を示す。外面的被害は軽微で、函の滑出、沈下は10cm内外であったけれど、前回の補強工事において施工した繫索は全部継手において切断し、控壁に亀裂が生じた箇所があった。

b) 日の出埠頭乙岸壁

北伊豆地震によって、乙岸壁は大破したので、ケーソンを浮かせてその長手方向が岸壁法線に直角となるように、杭打基礎にすえ、これを脚柱とした横棧橋構造とした。図-59 にその断面図を示す。

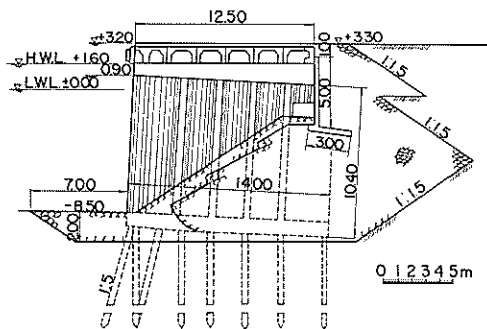


図-59 清水港日の出埠頭乙岸壁 北伊豆地震後

静岡地震においては、この横棧橋構造の岸壁は被害がなかったが、背後護岸が崩壊したため、裏込めが洩出し上屋内に陥没を生じた。

c) 日の出埠頭丙岸壁

北伊豆地震後、補強として岸壁の前面に割石根固を施した。さらに控工繫索として30kg軌条3連を25mm径のボルト20本で連結し全長26mを2本1組として1函当り2組用いた。控え壁は高さ2.0mの連続壁体で、1函当り24本の杭を打込んで抵抗力を補強してある。図-60にこの岸壁の断面図を示す。

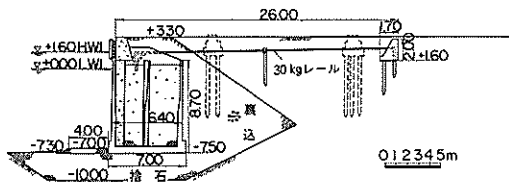


図-60 清水港日の出埠頭丙岸壁 北伊豆地震後

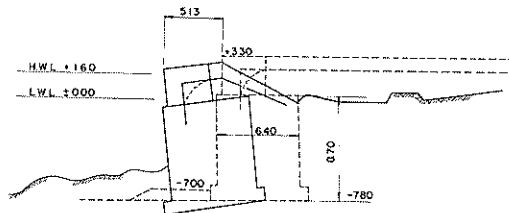


図-61 清水港日の出埠頭丙岸壁 静岡地震による被災状況図

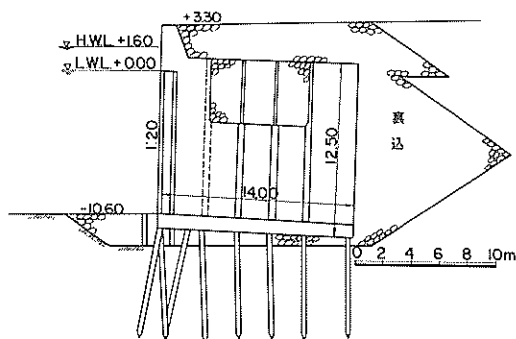


図-62 清水港追加岸壁

図-61に静岡地震における丙岸壁の被災状況を示す。控え棒が切断して最大5.48m滑出し、0.87m沈下した。そのため背面埋立地が陥没し上屋2棟が倒壊した。

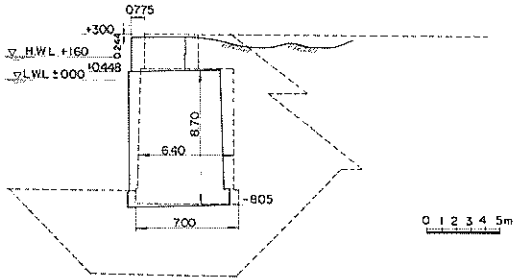
d) 日の出埠頭追加岸壁

この岸壁は昭和5年の北伊豆地震の後に完成したもので、水深-10.6m、延長142mである。図-62に断面図を示す。長さ7m前後の杭を直と斜めに打込み、割栗石を施した上に1/20の傾斜をつけて、ケーソンの小口を海側にすえたとすえたものである。この付近の地盤は砂利層が浅くあらわれて比較的良好である。

地震に対しては最も被害が軽微で沈下はなかったが、10~35cm滑り出した。

e) 鉄道岸壁

鉄道岸壁は北伊豆地震において被害を受けなかったため、その後の補強工事はなされていない。図-51に断面図を示す。図-63には静岡地震における被災状況を示す。ケーソンが滑出、沈下し、1/10内外前方に傾斜した。

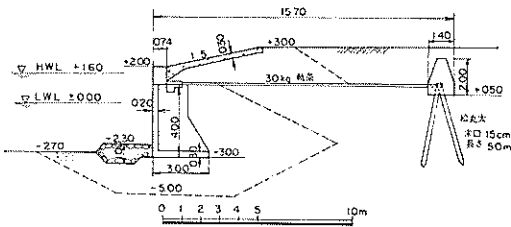


図一63 清水港鉄道岸壁 静岡地震による被災状況図

滑出量の最大値は79cm、沈下量は26cmであった。丙岸壁の様に全壊しなかった理由としては、当時背後埋立面が低く、上載荷重がなかった事、岸壁前面が築設以来使用されていなかったため、土砂によって埋まっていた事等が考えられている。

f) 甲物揚場

北伊豆地震においてかなり大きな被害を受けた。復旧工事としては、被害の大きかったところそのままにして、上部のみを補修して護岸とした。被害の小さかったところは補強工事を施した。控え工として、30kg軌条を連結して繫索として、1函当り2箇所に取付けている。ついで、函前面を根掘し割栗石を厚さ1mに敷均して根固となし、従来の水深-2.7mを-2.3mに変更して壁体の安定を計った。図一64に甲物揚場の断面図を示す。



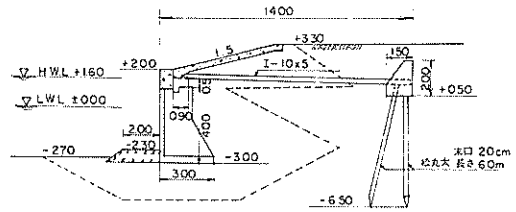
図一64 清水港甲物揚場 北伊豆地震後

静岡地震において、かなり被害を受けており、函の滑出量は最大71cm、沈下量15cm内外におよんだ。前補強工事に使用した軌条は切断していなかった。

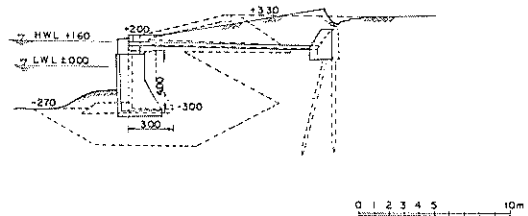
g) 乙物揚場

北伊豆地震において、ほとんど被害を受けなかったが、甲物揚場とほとんど同じ補強工事が施されていた。図一

65にその断面図を示す。



図一65 清水港乙物揚場 北伊豆地震後

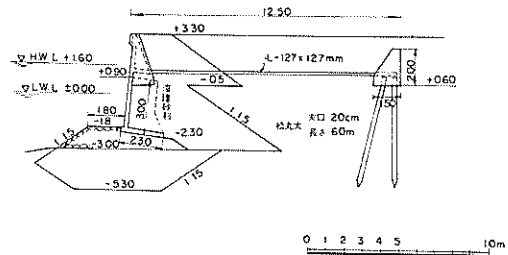


図一66 清水港乙物揚場 静岡地震による被災状況図

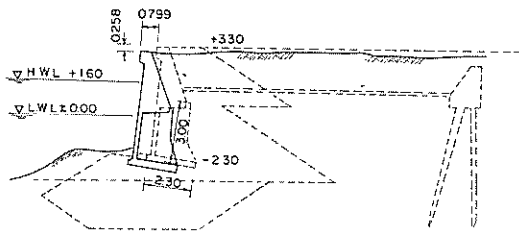
図一66に静岡地震における乙物揚場の被災状況を示す。全般的には移動は少なかったが、鉄道橋台部両側付近の函の滑出量は最大88cmであった。

h) 追加護岸

図一67に追加護岸の断面図を示す。基礎は根掘を行って2.3mの厚さに浚渫砂利を敷均し上層に割栗石を置いたもので、その上にL型壁を据置いている。函上には高さ2.4mの上部コンクリートを場所打し、これに1函当り2箇所の控え工を採り、控え壁に対しては松丸太杭3本を使用した。



図一67 清水港追加護岸



図一68 清水港追加護岸 静岡地震による被災状況図

図一68には静岡地震における被災状況を示す。函の滑り量は最大87cm、沈下量30cmで、地震時に函と控え壁が別個の運動をしたためか、繫索は40cmのたわみを生じて継手コンクリートは崩落して裏込め土砂は洩出していた。

以上清水港の被災状況について述べたが、以下には復旧工事について述べる。復旧の方針としては大破した丙岸壁のみ設計震度0.25をとり、その他の岸壁に対しては工事費の関係上設計震度は0.2とし補強工事を行った。丙岸壁に対しては移動、沈下の激しかったケーソン16函を全部浮かせて杭打基礎上(松丸太末口22~25cm長さ6~23m)に据換えるとともに各ケーソン継手毎に張力590tに耐え得る控え棒をとりつけ、後方に新設した控え壁と結んだ。地震時に各函は個別に運動することも考えられるので、これと連繫する控え壁は従来のように連続桁とする事は曲げモーメントに関する設計で無理がある点を考慮して、復旧工事では控え壁にゲルバー桁の概念を適用した。すなわち、中央アンカービームに当たる壁には座金の両側に末口23cm、長さ6mの松丸太の斜杭を21本打込みそれらの頭部を控え壁の鉄筋コンクリートによって被覆して強固な一体となるようにした。さらに、この主壁の両側すなわち一函置にサスペンドビームに当る自由壁を設けてもっぱら受動土圧のみをもって抵抗力を援助させるようにした。甲岸壁は補強のための設計水平震度を0.2にとり岸壁前面に根固杭(松丸太末口23cm長さ6m)を打込み、頭部を鉄筋コンクリート基礎棒によって連結して岸壁の滑出に備え、後面には函継手毎に600tの張力に堪える控え棒をとりつけた。乙岸壁は本体に異状がなかったが背後護岸が崩壊したので、補修工事としては後壁のうしろに松丸太(末口22cm長さ6m)を密接して打込み杭矢板とし、杭矢板の両側にセメントを注入して固結をはかった。追加岸壁は甲岸壁に施工した根固工の外

に裏込めにセメントを注入して土圧の軽減をはかった。鉄道岸壁は上載荷重として石炭積高4mを採用し、水平震度を0.15として復旧工事を行った。補強の方法は甲岸壁と同様で、岸壁前面は根固工を施し、控え工の補強を行った。物揚場および追加護岸については、設計震度を0.2とし、控え工の補強、増設をするとともに、杭打根固工を施工した。根固は、函の前面に基礎棒を1函当たり3個据置き、各棒毎に末口23cm、長さ6mの松丸太杭5本を打込んだものを施工した。

3.4 男鹿半島地震^{16~18)}

1) 地震の概要

男鹿半島地震の震源の位置等は次のように与えられている。

発震時：1939年5月1日午後2時58分

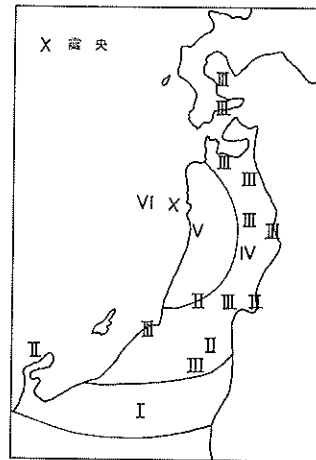
位置：男鹿半島

東経139.8°、北緯39.95°

深さ：0km

マグニチュード：7.0

図一69に男鹿半島地震の震度分布を示す。⁶⁾ 図一70には余震の震央分布を示す。¹⁸⁾

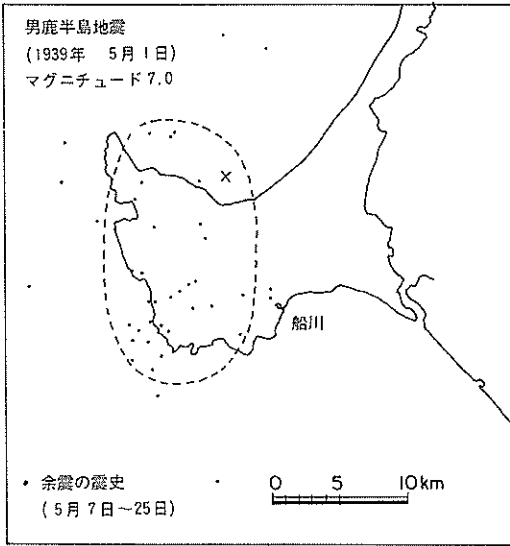


図一69 男鹿半島地震の震度分布

男鹿半島地震は静岡地震と同様、被害は局所的でほとんど男鹿半島内に限られたが、しかしその程度は激烈であった。以下に被害の概要を示す。

死者：27名

全壊住家：479戸

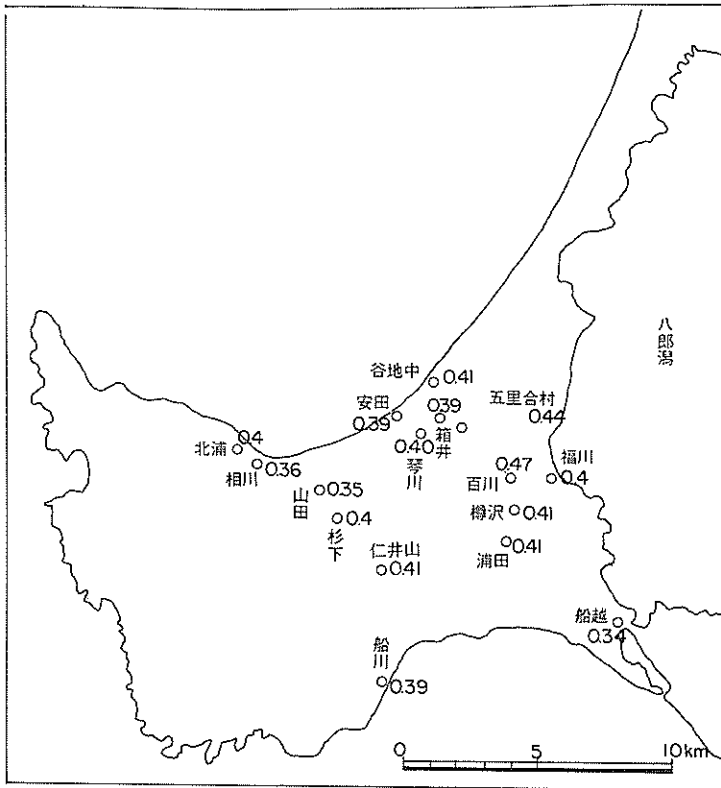


図一70 男鹿半島地震の余震の震央分布

全壊非住家：106戸
半壊住家：858戸
〃 非住家：156戸

図一71に松村¹⁶⁾によって与えられている転倒墓石より求めた合震度の分布を示す。同時に家屋倒壊率より求めた合震度も与えられているが、これは上述の転倒墓石より求めた合震度と近似した値を示している。男鹿半島地震は、規模はさほど大きくないが、内陸の浅いところで生じたいわゆる直下型の地震で、激震地域は非常に大きな鉛直加速度が作用したと推定されている。この地震のように鉛直加速度が大きい場合には水平震度は合震度の値より相当小さくなる。たとえば、合震度が0.4の場合、水平震度が鉛直震度に等しいとしたときには水平震度は0.28となる。

津波は肉眼では認められなかったようであるが、土崎港(秋田港)の驗潮記録によれば、全振幅約30cm、平均周期21.1秒の津波が記録されている。



図一71 男鹿半島地震における合震度の分布(転倒墓石より推定)

2) 船川港の被災

船川港は明治44年に起工し、昭和5年に竣工した。図-72に一般平面図を示す。被害は主として岸壁の部分に発生し、他の施設の被害はほとんどなかった。図-72には岸壁の被災状況を示す。岸壁はいずれもコンクリート方塊積で、各方塊の高さは1.82m(6尺)、繫船主壁のみ割栗石の裏込めを使用している。主壁および壁頭にはコンクリート舗装が施工されている。繫船主壁A、頭壁B、裏壁Cの構造は図-73~75に示す。基礎は主として第三紀頁岩で非常に良好である。

被害は主として岸壁の前方への傾斜と裏込め土砂の揺り下り沈下の2つであった。壁の頭部の水平移動は最大50cmに及んでいた。繫船主壁、壁頭および裏壁の

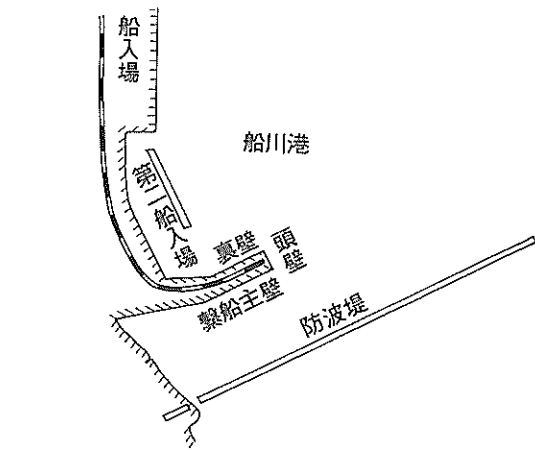


図-72 船川港平面図および被災岸壁平面図

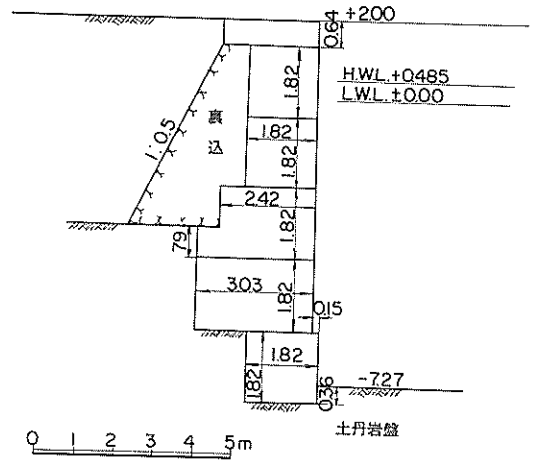


図-73 船川港岸壁 (A断面)

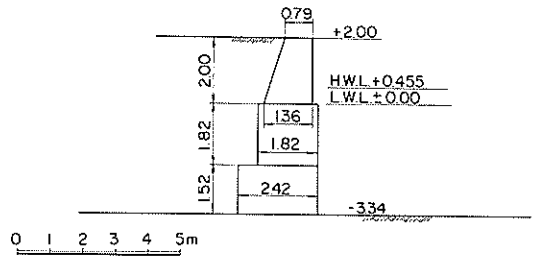


図-74 船川港岸壁 (B断面)

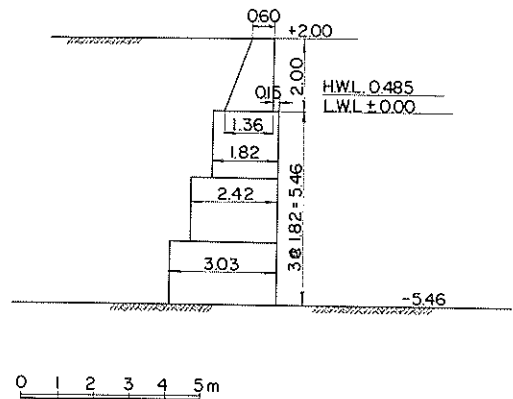


図-75 船川港岸壁 (C断面)

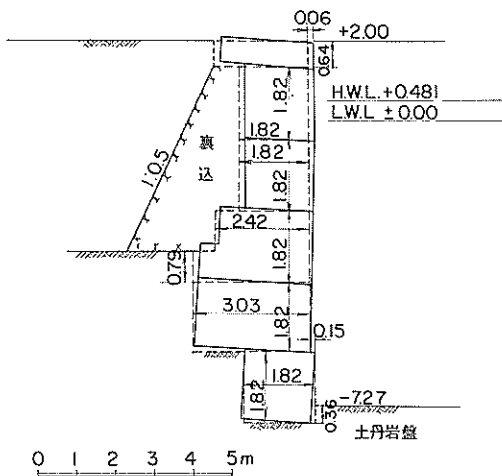


図-76 船川港岸壁 (A断面) 被災状況図

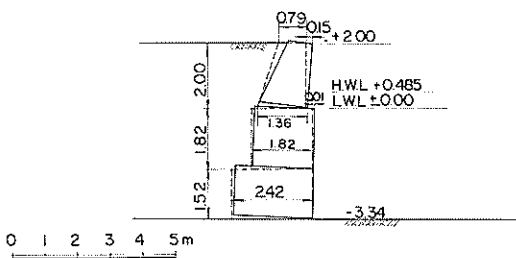


図-77 船川港岸壁 (B断面) 被災状況図

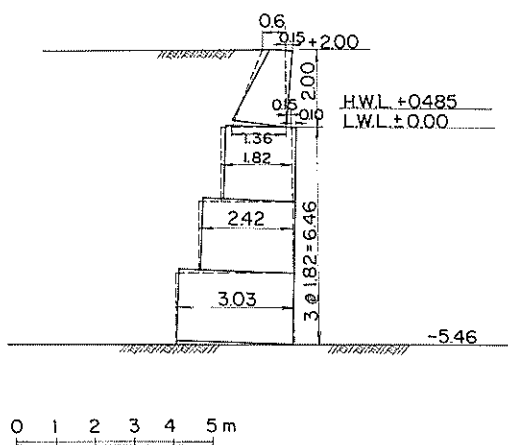


図-78 船川港岸壁 (C断面) 被災状況図

地震による被害を図-76~78に示す。壁頭の水平移動は各塊の前方への傾斜の結果であって、潜水夫による調査の結果からも滑動による移動はみられなかった。また、裏込め土砂の沈下は岸壁前方への傾斜によるためよりも、むしろ著しい上下動のための揺り下りに原因するものと推定されている。

3) 秋田港 (土崎港) の被災

この港は昭和3年に起工し、昭和14年度に竣工する予定であった。図-79は港の平面図を、主として被害を受けた地域を

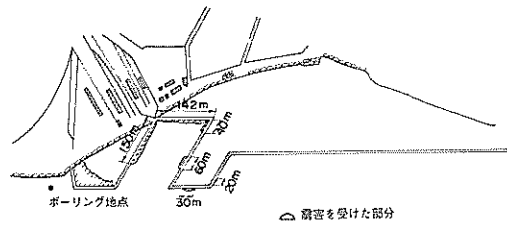


図-79 秋田港 (土崎港) 平面図 (男鹿半島による被災状況)

No		17-1		地名		秋田港(1)		
北緯		39°45'		東経		140°38'		
標尺	標高	層厚	地質	N	Q _u 値	h	V _s (m/sec)	r (t/m ³)
				0.10	2000	4000	100 200 300 400	15 16 17 18 19 20
20	0.0	0.7	中砂	6			75	17
	-4.4	3.7	礫混り中砂	7			4.4	
	-3.4	1.0	シルト	3			1.0	161
-10	0.2	4.8	礫混り中砂	5			220	17
	-4.7	4.3	シルト質礫	4			218	17
	-6.2	1.5	中砂	4			4.5	
	-9.6	3.4	粘土質シルト	18			1.5	238
-20	0.5	0.5	シルト質礫	18			203	17
							8.8	
-30							307	1.8
							10.0	
-40							334	1.8

図-80 秋田港 土質柱状図 (1)

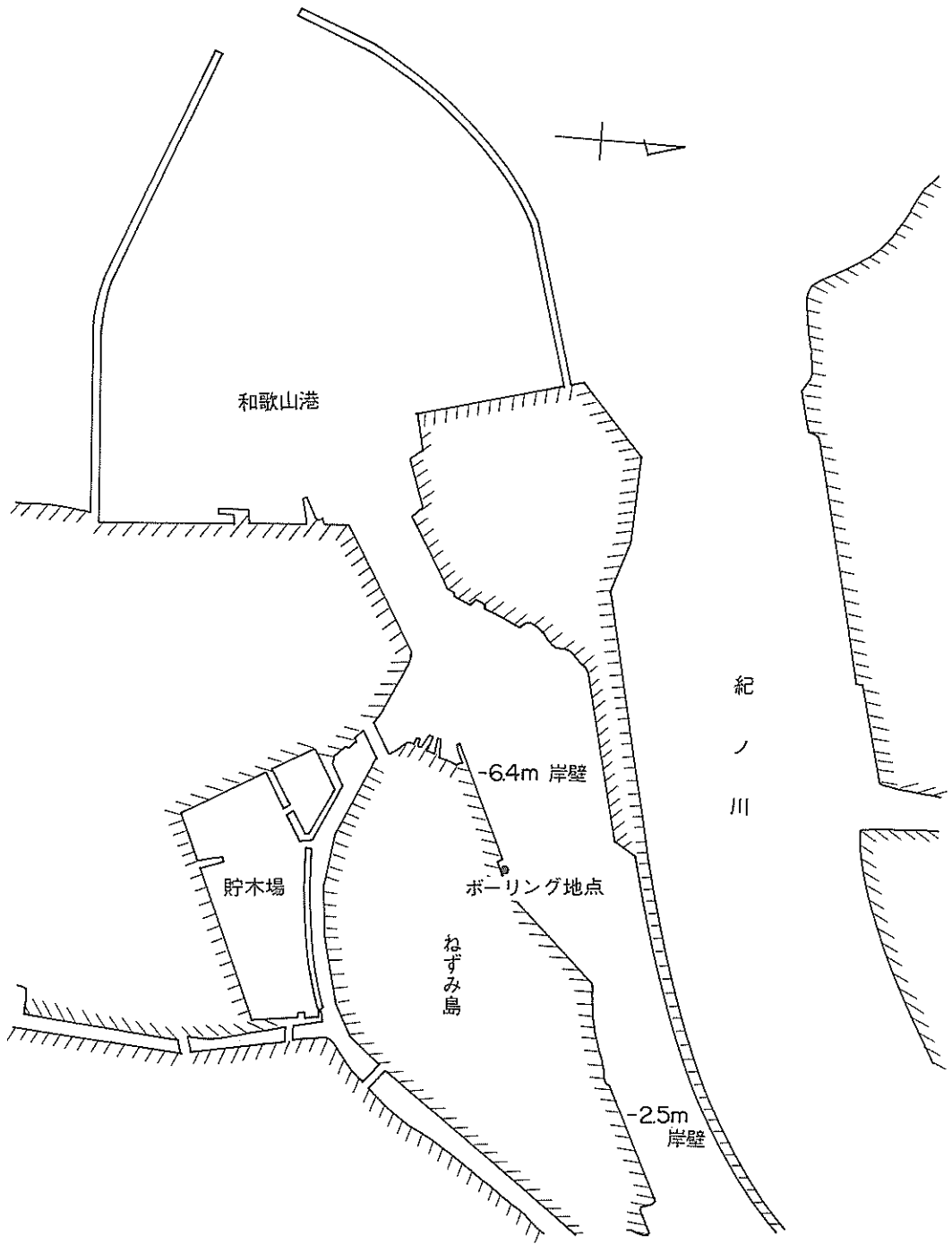


図-86 和歌山港平面図

南海地震の被害は長崎県より静岡県に至る2府23県にまたがっている。震央に近い四国地方および紀伊半島は大部分堅固な古生層の山地であるために、この地方での被害は比較的軽微であった。大きな被害は主として河川の堆積地と海岸入江に沿う狭い沖積地に限られた。以下に被害の概要を示す。

- 死者：1330名
- 行方不明者：102名
- 全壊家屋：11591戸
- 半壊家屋：23487戸
- 焼失家屋：2598戸
- 流失家屋：1451戸
- 没水家屋：33093戸

図-85には河角²²⁾により与えられている墓石、石燈籠の転倒、滑動より推定した各地の合震度である。

津波は地震発生後10分～1時間半の後に襲ってきたが第1波から第3波までが大きなものであった。波高は高知県沿岸では4m以下であったが、地形の湾入している紀州南岸では概して高く、印南5.8m、南部4.5m、串本4.5m、白浜6.5m、田辺4.5m、松原5.3m、新宮5.4mなどの記録がある。また徳島南海でも牟岐、浅川などで5～6mに達した。

2) 和歌山港の被災

和歌山港の平面図を図-86に示す。津波によってねずみ島北東岸物揚場(-2.5m)の前面に26,000m³の土砂、ねずみ島北西岸の岸壁(-6.4m)の前面に235,000m³の土砂が堆積した。この岸壁については次に述べる。ねずみ島北東岸の物揚場(-2.5m)は延長250mにわたり55～90cm前方に滑出し、石張斜面および背後埋立地は陥没した。護岸については、一部不等沈下にとどまった部分があったが、その他はすべて崩壊した。図-86にボーリング地点を示し、土質柱状図を図-87に示す。この地域の地盤は、N値10程度の砂層が地表から10mまであり、その下10mがN値5程度のシルトで、地盤としては軟弱である。

和歌山港の地震時の潮位は、高松港の推定値を参考にして0.13mと推定した。

a) ねずみ島北西岸の岸壁

図-88にねずみ島北西岸の岸壁の断面図を示す。水深は-6.4mで、方塊5段積で裏込栗石は用いられていない。基礎に捨石等は施工されていない。被災状況としては延長200mにわたり45～70cm前方に滑出し、10cmほど沈下して、背後埋立地は陥没した。

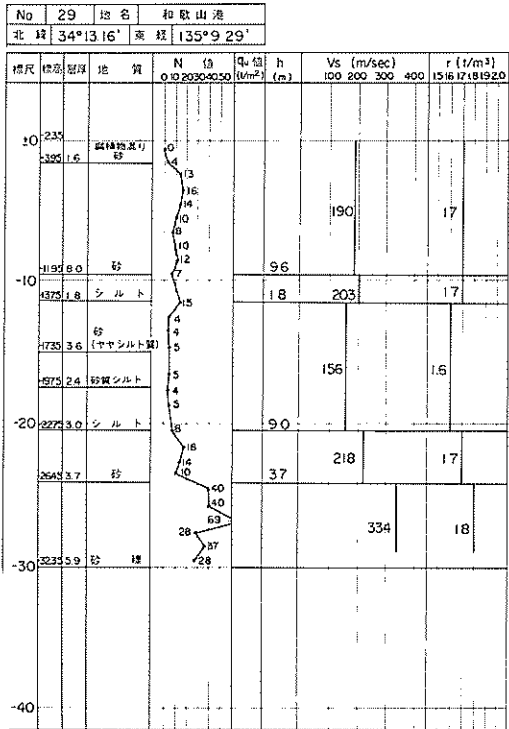


図-87 和歌山港 土質柱状図

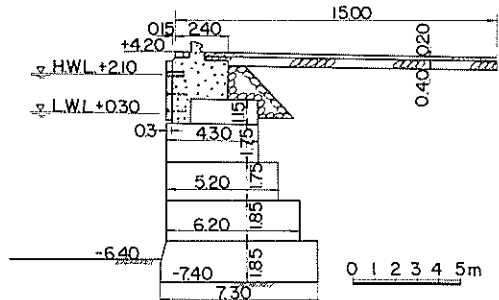


図-88 和歌山港ねずみ島岸壁

3) 小松島港の被災

図-89に小松島港の平面図を示す。全体的に接岸には支障をきたさない程度の被害である。図-89にボーリング地点の位置を示し、図-90に土質柱状図を示す。N値2程度のシルト層が20m存在する軟弱地盤である。

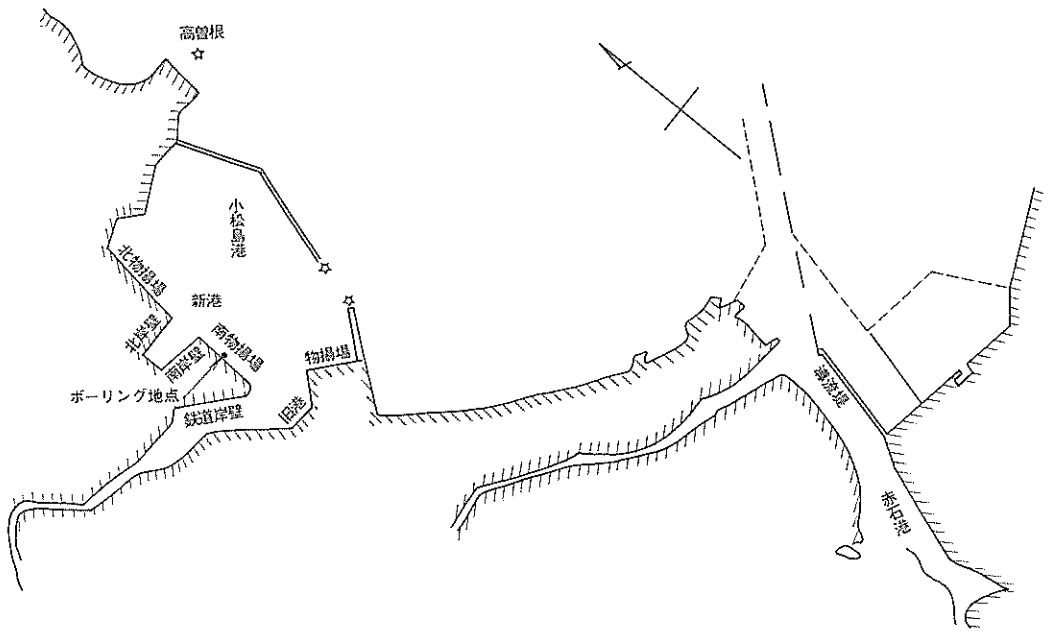


図-89 小松島港平面図

No	31	地名	小松島港					
北緯		34° 03.4'	東経 134° 36.22'					
標尺	標高	層厚	地質	N 値 0 10 20 30 40 50	q _v 値 (t/m ²)	h (m)	V _s (m/sec) 100 200 300 400	r (1/m ³) 15 16 17 18 19 20
±0	233							
	353	3.2	シルト質砂	12			132	16
	813	2.6	砂質シルト	2	62	5.8		
				3			132	16
-10				2	76	4.2		
				2/32				
				2			145	17
				7				
-20	233	13.2	粘土質シルト	4	1088	9.0		
	230	7.7	シルト質砂	14				
	228	1.9	砂質シルト	5	3.6		183	17
				5				
				34	2.4		259	18
				25				
-30	228	7.4	砂 礫	53			334	18
				55				
				53				
				60				
-40				32				

図-90 小松島港 土質柱状図

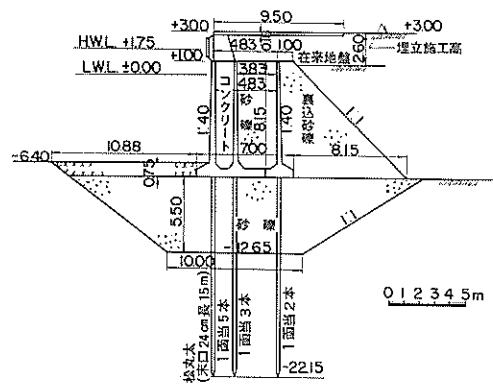


図-91 小松島港新港岸壁

小松島港の地震時の潮位は、高松港の推定潮位にもとづき0.08mと推定した。

a) 新港岸壁

図-91に新港岸壁の断面図を示す。図に示すように、基礎は置換えをした5.5mの厚さの砂れきで、一面当り10本の木杭の上にケーソンを据置いた構造である。ケーソンの前面は根固が施され、裏込めとして砂れきが用い

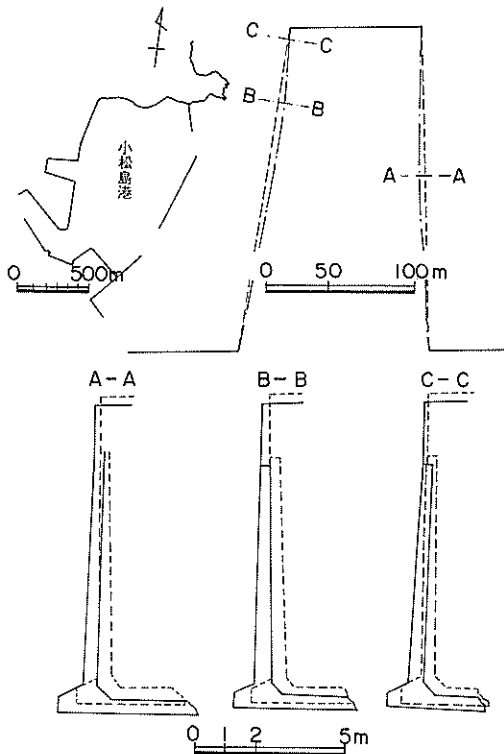


図-92 小松島港新港岸壁 被災状況図

られている。地盤はN値5程度の粘土層が20mほどあり軟弱である。

図-92に新港岸壁の被災状況を示す平面図と岸壁の移動状態を示す。岸壁天端で最大26.3cmはらみ出し、沈下量は15~20cm程度であった。この場合ケーソンは前方にのめらないで、むしろ後へ傾いた点が一般の被害と異なっている。

4) 高松港の被災

図-93に高松港の平面図を示す。高松港で被害を受けたのは、玉藻町、北浜町および東浜町の共同荷揚場であり、東浜町荷揚場はとくに被害が大きく倒壊している。高松港の地震時の潮位は、その後の潮位観測データを整理した結果0.21mと推定した。

a) 玉藻町荷揚場

図-94に玉藻町荷揚場の断面図を示す。水深は-1.82mで、0.9mの捨石マウンドの上の方塊を2個積み、その上を石垣とした構造である。被害は、全体にわたって30cm前方に滑出し、舗装コンクリートは約20cm沈下した程度である。

b) 北浜町荷揚場

図-95、96に北浜町荷揚場の断面図を示す。水深は-0.91mおよび-1.82mで、構造は玉藻町荷揚場と同様である。地盤は、図-97に示すように5mほどの砂層の下に粘土層が4mで、その下はN値50以上の砂れき層となっ

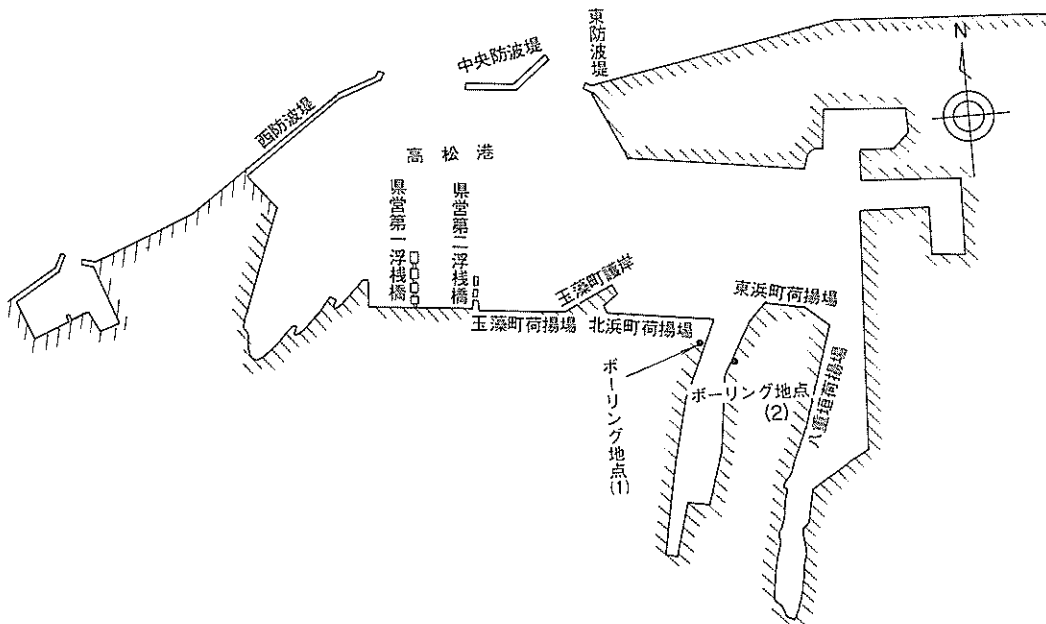


図-93 高松港平面図

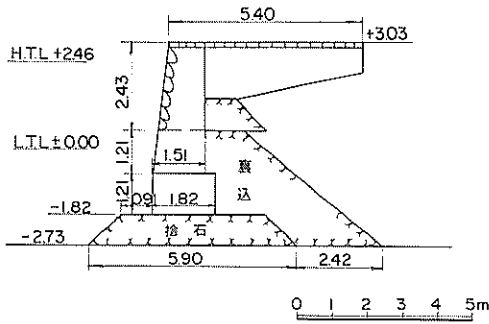


図-94 高松港玉藻町荷揚場

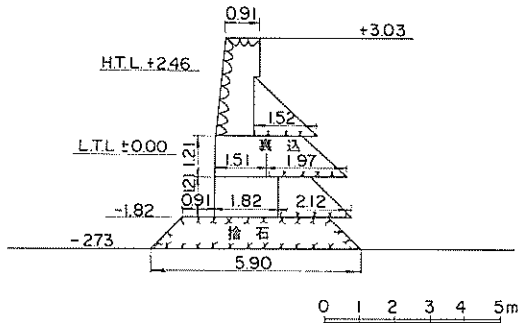


図-95 高松港北浜町荷揚場 (-1.82m)

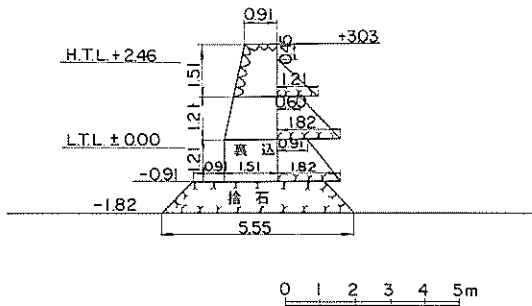


図-96 高松港北浜町荷揚場 (-0.91m)

ており比較的良好である。被害は、全体的に30cm前方に滑出した程度であった。

c) 東浜町荷揚場

図-98, 99は東浜町の東側の荷揚場と八重垣荷揚場の

No		32-1		地名		高松港北浜町		
北緯		34°20'86"		東経		134°3'59"		
標尺	標高	層厚	地質	N 値 0 10 20 30 40 50	q _v 値 (t/m ²)	h (m)	V _s (m/sec) 100 200 300 400	r (t/m ³) 13 16 17 18 19 20
±0	200							
							225	17
-5	555	455	砂	3/40	455			
			シルト					
			礫入り粘土					
			砂				145	16
			一次山灰					
			粘土					
			粘土					
			粘土				3.8	
			アルト質					
			粘土					
			シルト				1.45	17
			シルト質砂					
-10			砂	50/8				
			砂	50/13			334	18
-15								

図-97 高松港北浜町土質柱状図

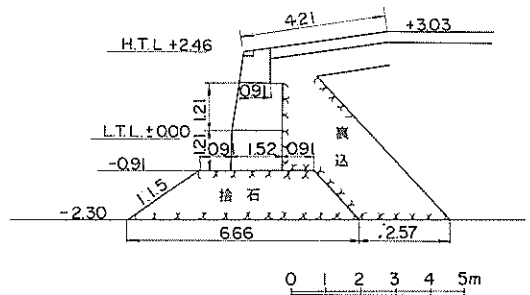


図-98 高松港東浜町荷揚場(東側)

断面図である。前者は水深-0.91m, 後者は-1.82m である。基礎地盤は図-100 に示すように砂層が主体で比較的良好である。ボーリング地点は図-93に示してある。構造及び被災状況は前述の荷揚場と同様である。

5) 坂出港の被災

坂出港の平面図を図-101に示す。とくに大被害を受

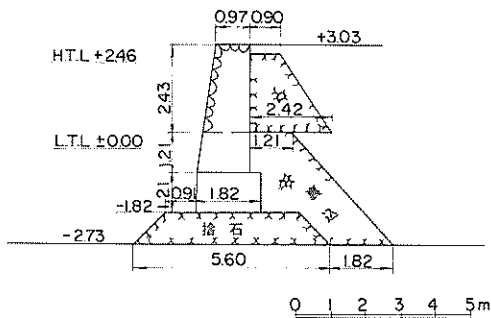


図-99 高松港八重垣荷揚場

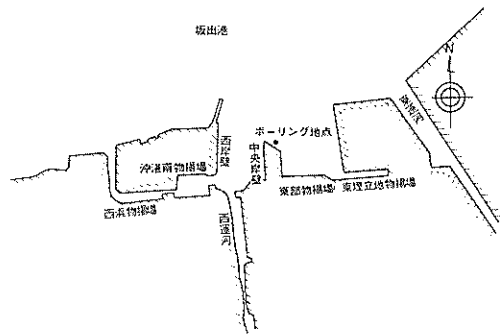


図-101 坂出港平面図

No	32-2	地名	高松港東浜町				
北緯	34°20'86"	東経	134°3'59"				
階尺	階高	階厚	地質	N 値	h	Vs (m/sec)	r (t/m ³)
				0.000000050	(m)	100 200 300 400	151617 181920
±0	1.7	2.4	シルト混り砂	15	1.4	190	17
	0.7	2.8	砂	16			
	0.4	3.1	砂	18			
	0.3		砂	15			
	0.3		砂	16			
-5		7.3	砂	28	30	247	18
		4.2	砂	15			
		1.2	砂	7	5.4		
		1.1	シルト質土	32	1.1	175	16
		0.3	砂	31			
-10		9.2	砂	52	52	334	18
		2.3	砂	31			

図-100 高松港東浜町 土質柱状図

けたのは西岸壁であり、中央埠頭は比較的被害が小さく正面仮護岸延長80mは約1mはみだし一部倒壊した。築港の岸壁は南部では約90m崩壊して使用不能になり、北部の岸壁は沈下して使用困難となった。坂出港の地震時の潮位は0.33mと推定した。

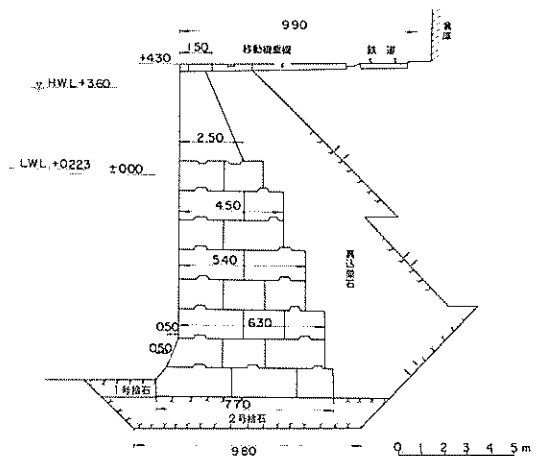


図-102 坂出港中央埠頭3号岸壁

a) 中央埠頭3号岸壁

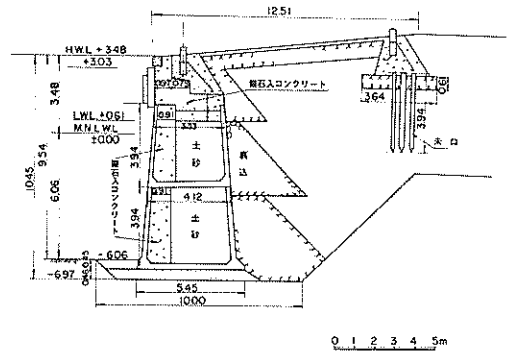
図-102に3号岸壁の断面図を示す。基礎は捨石で置換えられており、その上に方塊が8段据置いている。裏込めには礫石が用いられている。基礎地盤は図-103に示すように粘土層がかなり厚く12mほどあり、その上下は4mほどの砂層で、N値は10以上となっている。ボーリング地点は図-102に示してある。沈下量は最大46cmで、滑出量の最大は26cmであった。岸壁は多少前傾しており、その最大は1/40であった。

b) 西岸壁

図-104に西岸壁の構造断面図を示す。西岸壁は水深-6.06mでケーソンを2段積にして15連南北方向に並べたものである。南端より第1連、第2連と番号をつけ

No. 33		地名 坂出港			
北緯 34° 19' 38"		東経 133° 51' 4"			
係尺	地質	N	h	Vs (m/sec)	r (1/m ²)
		0.020304050	(m)	100 200 300 400	1516 1718 1920
10	1165 10.0 泥 土				
	1345 1.8 砂			234	1.7
	1470 0.3 砂質粘土		4.7		
	1545 1.7 砂				
	1705 1.6 砂質粘土			225	1.7
	1845 0.4 砂				
	2015 2.7 砂質粘土		4.7		
	2025 0.5 泥 砂				
	砂質粘土			251	1.7
	2225 4.8 砂質粘土		5.3		
	2255 1.0 粘土質砂			196	1.6
	2275 1.3 砂		2.3		
	砂			209	1.7
	3225 4.3 砂		4.3		
	3305 2.0 砂質粘土				
	3305 0.4 砂				
	3325 1.2 砂質粘土			288	1.7
	3335 0.7 砂				
	3345 1.1 砂質粘土				
	3355 0.7 砂				
	3405 1.9 砂質粘土		8.7		
	3425 0.7 砂				
-30				334	1.8
-40					

図一 103 坂出港 土質柱状図



図一 104 坂出港西岸壁

ることになると第1連より第3連までは下段上段ともすべり出し、頂部を前方に傾斜させて停止していた。その滑出量は10m、沈下量は2mであった。第4連、第5連は完全に海中に没しており、状況は不明であるが、恐らく上段は下段と分離して前方の海中に転倒し、下段は前方にすべり出し、かつ著しく前傾していたものと考えられる。6、7、8連は1.5m～2.0m沈下していたが前傾したままで、滑出量はほとんどなかった。9～15連はいずれも約2m沈下し、頂部は1～2m前に出て後方裏込め部の床版は大きく陥没していた。なお、3、4連の後方には日満倉庫があり、等分布荷重4t/m²に相当する米綿が入っていた。また、6、7、8連の個所には、地震当時3000tの石炭船が繫留し、船内に積荷が2/3ほどあったといわれている。

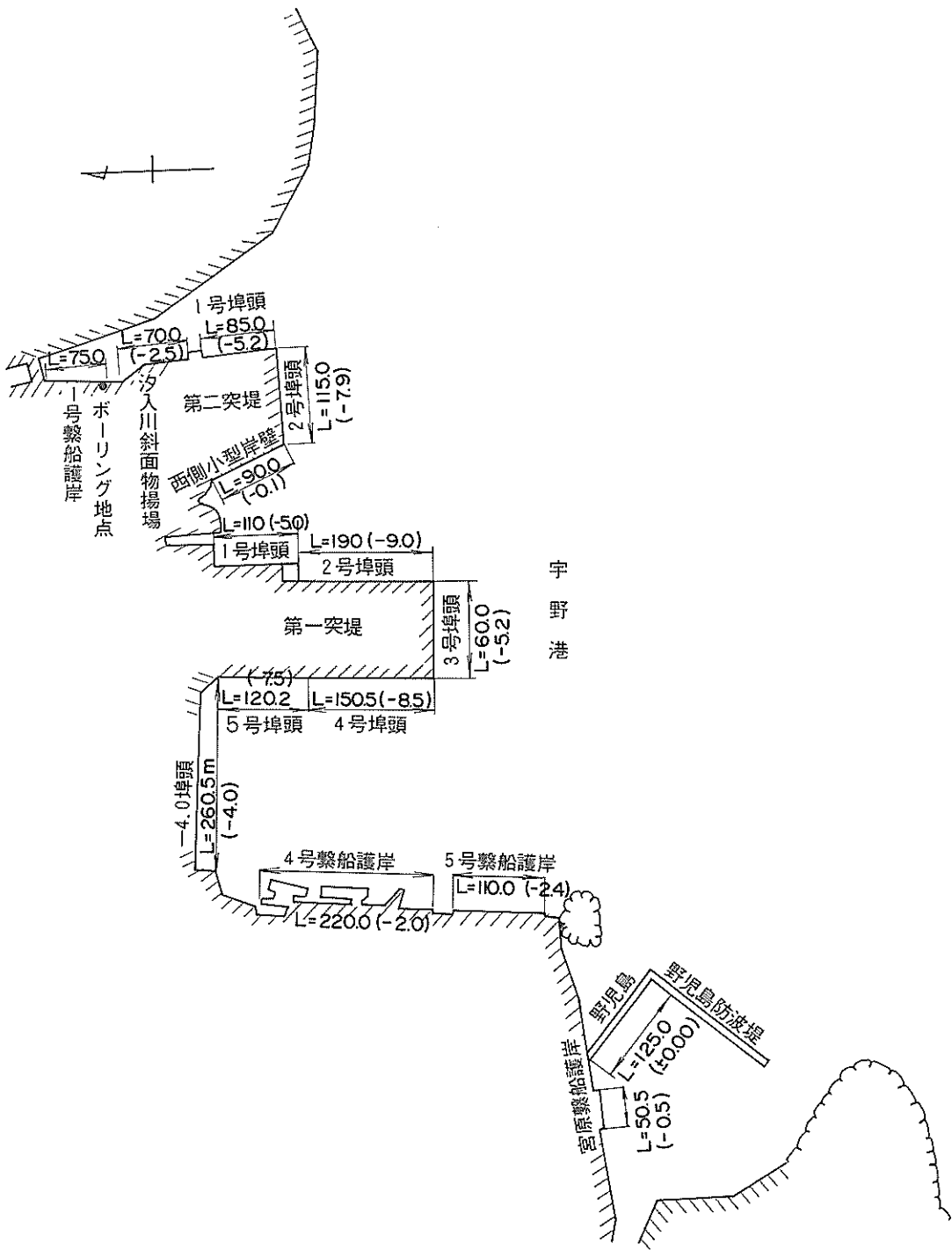


圖-105 宇野港平面圖

6) 宇野港の被災

図-105に宇野港の平面図を示す。被害を受けたのは第1突堤の2号埠頭、3号埠頭および第2突堤のほぼ全体にわたってであった。第1突堤内の埋立地は全面的に沈下し、その量は最大30cmに達した。第2突堤内部の埋立地も全面的に10~20cmの沈下を示した。第2突堤取付部の汐入川斜面物揚場(水深-2.5m)は、全長90mにわたり亀裂を生じ、最大20cmの沈下を示した。又第2突堤西側の小型岸壁も、延長72mの中央部で、すべり出し量1m、沈下量0.5mに達した。ボーリングによると、L.W.L.より-23mの間は、貝がら混り粘土よりなっており軟弱な地盤とみられる。図-106には、図-105に示

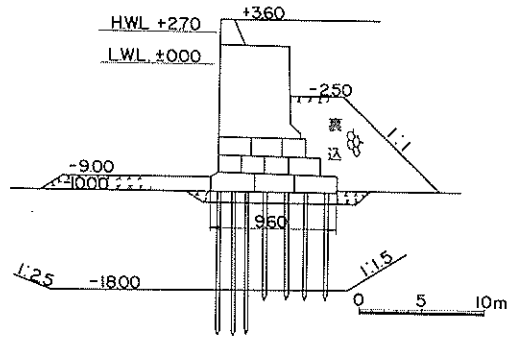


図-107 宇野港第1突堤2号埠頭先端部

No	34	地名	宇野港													
北緯	34°29'43"	東経	133°57'58"													
標尺	位高	埋深	地質	N	Q _u 値	h	Vs (m/sec)	r (t/m ³)								
				0.10	200	30	100	200	300	400	15	16	17	18	19	20
0	0.33															
-2.57	3.0		砕石													
-4.47	1.8		砂混りシルト													
-9.17	4.7		シルト質粘土													
-10.97	1.7		砂質シルト													
-11.67	0.9		硬混り砂													
-15.64	4.8		粘土混り砂													
-17.87	1.4		炭化泥岩													
-20																

図-106 宇野港 土質柱状図

すボーリング地点で得られた土質柱状図を示す。また宇野港における合震度は、0.10~0.15程度と推定されている。

地震時の宇野港の潮位は、高松港の推定潮位を参考に、0.21mと推定した。

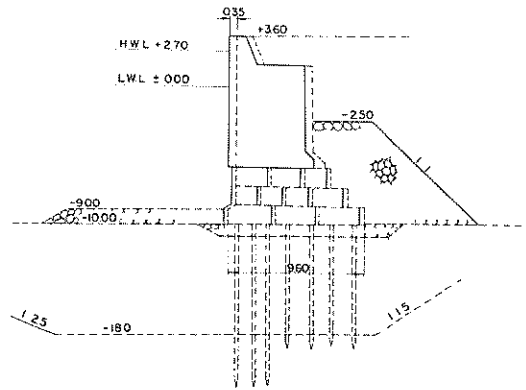


図-108 宇野港第1突堤2号埠頭先端部被災状況図

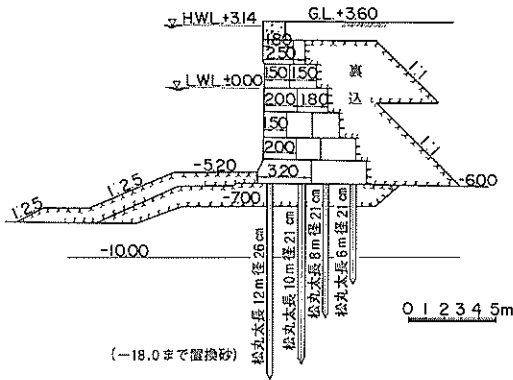
a) 第1突堤2号埠頭先端部

図-107に2号埠頭先端部の構造断面図を示す。水深-9.0mで、ブロック積の上にケーソンを据えた構造である。置換砂の厚さは8mで、杭はこの置換砂以下まで打込んでいる。

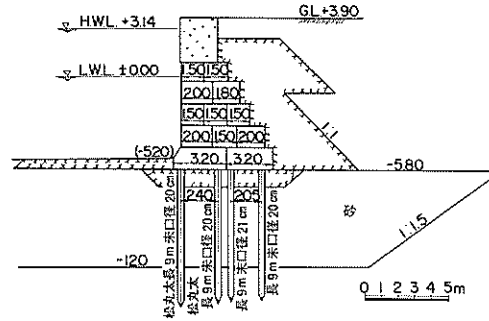
図-108に被災状況を示す。図でもわかるように沈下はほとんどなく、35cmほど滑り出した。

b) 第1突堤3号埠頭

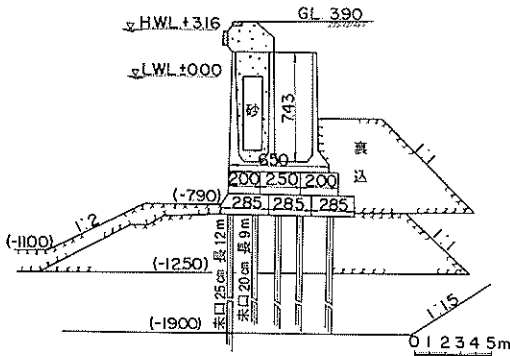
図-109に3号埠頭の構造断面図を示す。水深は-5.2mで、ブロック積の構造である。据付け高さは-6.0mでそれより下-18.0mまで砂で置換している。3号埠頭でも杭を用いているが、2号埠頭と異なり、杭は置換砂の途中でとまっている。地震によって、最大15cmの滑り出し、および8cmの沈下がみられた。またブロック間も最大10cm程度開き、裏込め土砂が流出した。



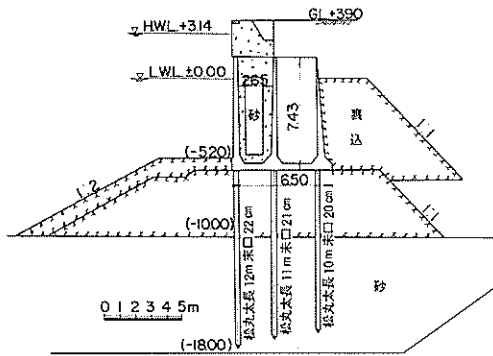
図一 109 宇野港第1突堤3号埠頭



図一 111 宇野港第2突堤1号埠頭(ブロック部)



図一 110 宇野港第2突堤2号埠頭



図一 112 宇野港第2突堤1号埠頭(ケーソン部)

c) 第2突堤2号埠頭

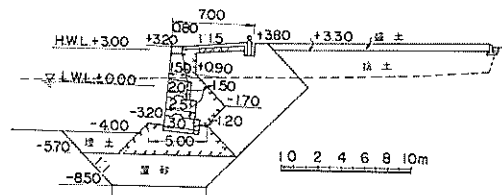
図一 110 に2号埠頭の構造断面図を示す。第1突堤とほぼ同じ構造だが、水深は-7.9mで、ブロックも2段となっている。-12.5mまで捨石基礎でその下-19.0mまで砂で置換えている。杭はこの置換砂の下まで打込まれている。地震による被害は、全長115mにわたる滑り出しおよび沈下である。すべり出し量の最大は20cm、沈下量は最大10cm程度であり、ケーソン間は約28cm開いた。

d) 第2突堤1号埠頭

図一 111, 112 に第2突堤の構造断面を示す。図一 111 はブロック積で、置換砂は-12mまでで杭はその下まで打込まれている。図一 112 はケーソンを約5mの厚さの捨石の上に据置いたもので、この場合は置換砂は-10m~-18mの間で、杭もこの間でとまっている。

地震による被害は他とほぼ同じような状況で、滑り出し量の最大は10cm、沈下量は最大20cmであった。

岸壁の復旧に関しては、まず早急にやることを第一とした。第二には致命的な破壊でないので、水中の岸壁本体には手を加えずもっぱら土砂の流出を防止する点に限定した。すなわち目地付近を干潮面まで掘削して鉄板を岸壁の壁体に沿い出来るだけ挿入し、その上に目地コンクリートを施工した。



図一 113 玉島港-3.2m物揚場

7) 玉島港の被災

玉島港は高梁川をはさんで水島と向いあった位置にある。南海地震によって物揚場が被災している。玉島港の地震時の潮位は高松港の推定潮位を参考に ± 0.0 と推定した。

a) -3.2m物揚場

図-113に物揚場の構造断面図を示す。-8.5mから-5.7mまで置砂でその上は砕石基礎でさらに方塊が3段積となっている。被災は、物揚場下部置砂が陥没移動したため三段積方塊が約60cm前方に滑出し、延長104mの間使用不能となった。

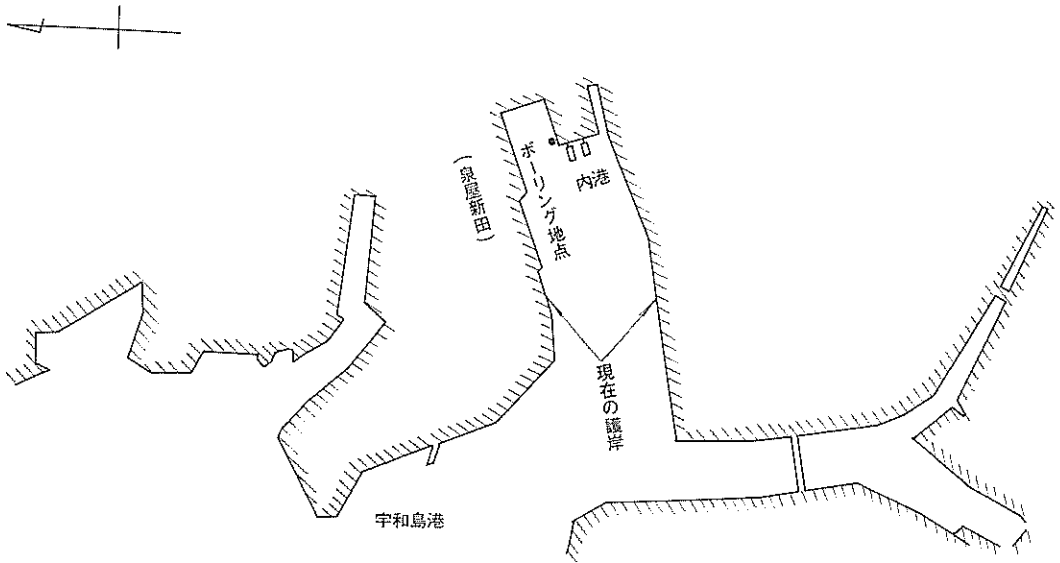


図-114 宇和島港平面図

8) 宇和島港の被災

図-114に宇和島港の平面図を示す。朝日町新内港階段物揚場岸壁(水深-2.5m)延長100mは階段が破損し、蹴込石は段を放れその内延長20mは海中に転落したため、階段の利用不能となった。その他は比較的軽い被害であった。

a) 泉屋新田荷揚場

図-115に構造断面図を示す。水深-3.5mのコンクリートブロック重力式構造物で、基礎及び裏込めに栗石を用いている。基礎地盤は図-116に示すように砂層が主体であるが、N値は小さく軟弱である。被害は延長60mにわたって場所詰コンクリートと舗装コンクリートとの境に約10cmの差が生じた程度であった。

9) その他

構造断面図等が不明であるが、以下に南海地震において重力式岸壁、護岸等が被害を受けた港について述べる。徳島港は、万代町地先岸壁が246.5mにわたって、部分的であるが、最大で1mにおよぶ方塊の滑動があった。

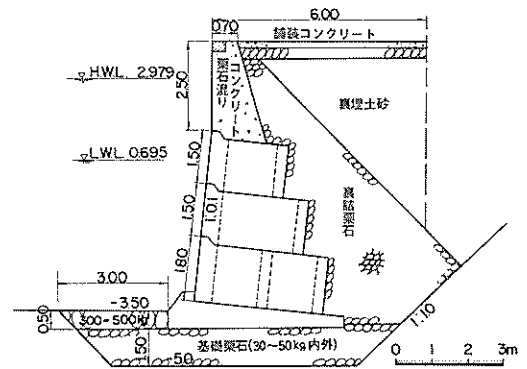


図-115 宇和島港泉屋新田荷揚場

上部場所詰コンクリートはこのため前傾し接岸は不能となった。

高知港では、3000t用岸壁(水深-7.3m、ケーソン)

No. 37		地名 宇和島港						
北緯 33°13'19"		東経 132°33'69"						
標尺	標高	層深	地質	N 値	Q ₄ 値	h	V _s (m/sec)	r (t/m ³)
				0 10 20 30 40 50	(kg/cm ²)	(m)	100 200 300 400	15 16 17 18 19 20
1.0	2.4	0.3	粘土	1		2.5	92	1.6
	2.9			5				
				7		2.5	166	1.7
-5				13				
				14			218	1.7
	20.9	7.5	砂	12		2.5		
				11		1.7	116	1.5
-10	21	1.7	粘土	11				
	29	0.8	砂	5				
				34				
				26			299	1.8
				26				
				26				
-15	174	4.5	砂			5.3		
							334	1.8
-20								

図-116 宇和島港 土質柱状図

が、延長約 200 m にわたり 80 cm 滑動し 30 cm ~ 100 cm 程度沈下した。若松町の 100 t 機帆船用物揚場 (-2.0 m) は、延長 172 m にわたり約 1.5 m 滑動し約 1 m 沈下した。

3.6 1952年十勝沖地震²³⁾

1) 地震の概要

1952年十勝沖地震の震源の位置等は次のように与えられている。

発震時：1952年3月4日午前10時23分

位置：十勝沖

東経 143.9°, 北緯 42.2°

深さ：45 Km

マグニチュード：8.1

図-117 には1952年十勝沖地震の震度分布を示す。⁶⁾ 図-118 には余震の震央の分布を示す。²⁴⁾

1952年十勝沖地震の規模は大きなものであったが、人口密度が希薄なため割合に被害は少なかった。十勝川流域、釧路川流域、日高海岸地方、襟裳岬より霧多布に至る海岸地帯の被害はいちじるしく、ことに泥炭地、湿地帯埋立地の被害はひどかった。以下に被害の概要を示す。

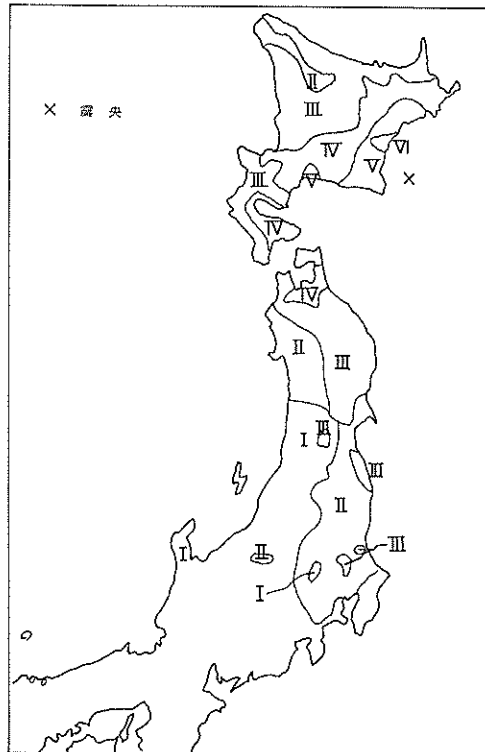


図-117 1952年十勝沖地震の震度分布

死者：28名

行方不明者：5名

全壊家屋：815戸

半壊家屋：1324戸

流失家屋：91戸

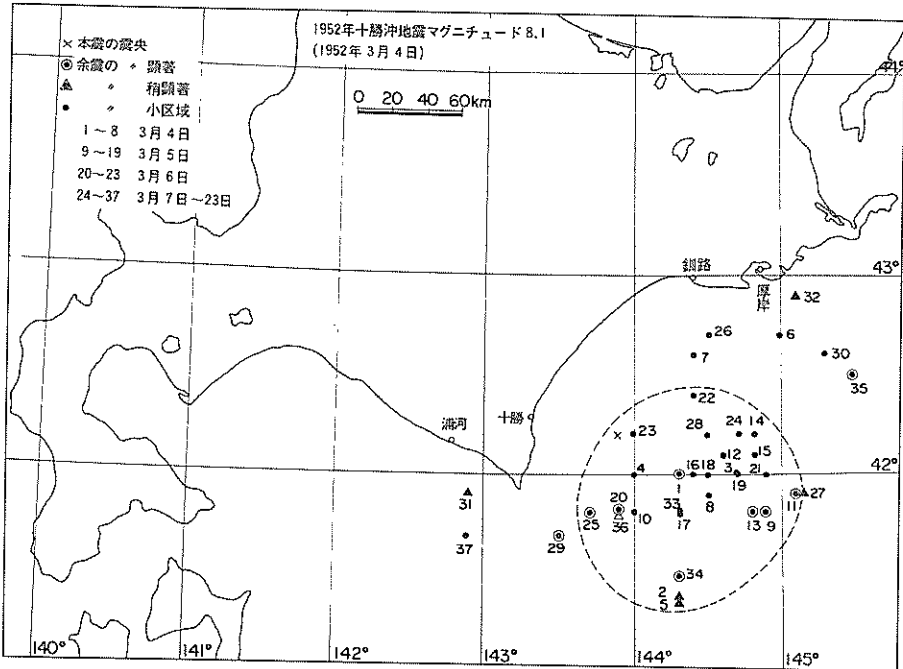
浸水家屋：1621戸²⁵⁾

図-119 には、福富他によって求められている墓石の転倒、移動より推定した各地における合震度の値を示す。札幌管区気象台発表の最大加速度も示してある。これによると釧路で 241 gal であった。

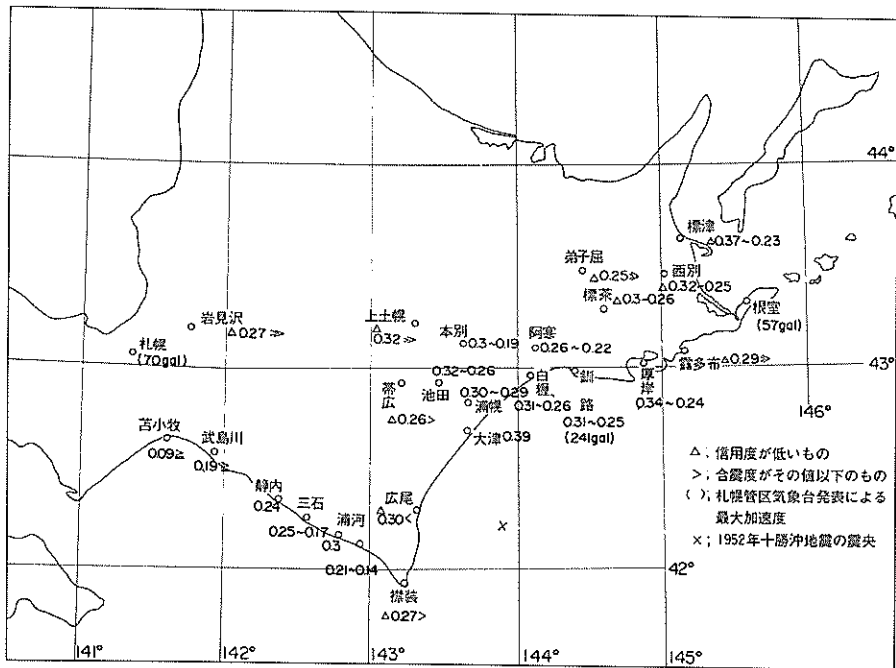
津波は関東地方にまで及んだが、霧多布では 3.7 m、厚岸で 3 m、昆布森で 1.9 m であった。浦河では 1.8 m、釧路港で 1.4 m、十勝港で 1.6 m でその他の場所でも一般に 1 ~ 2 m 以下であった。

2) 釧路港の被災

図-120 に釧路港の平面図を示す。被害が大きかったのは北埠頭、極洋捕鯨会社岸壁、釧路川右岸護岸で被害の大部分は岸壁壁体の滑り出しおよび前傾であった。このうち、極洋捕鯨会社岸壁は鉄筋コンクリートシートバ



図一 118 1952年十勝沖地震の余震の震央分布



図一 119 1952年十勝沖地震における合震度（墓石の転倒状況より推定）

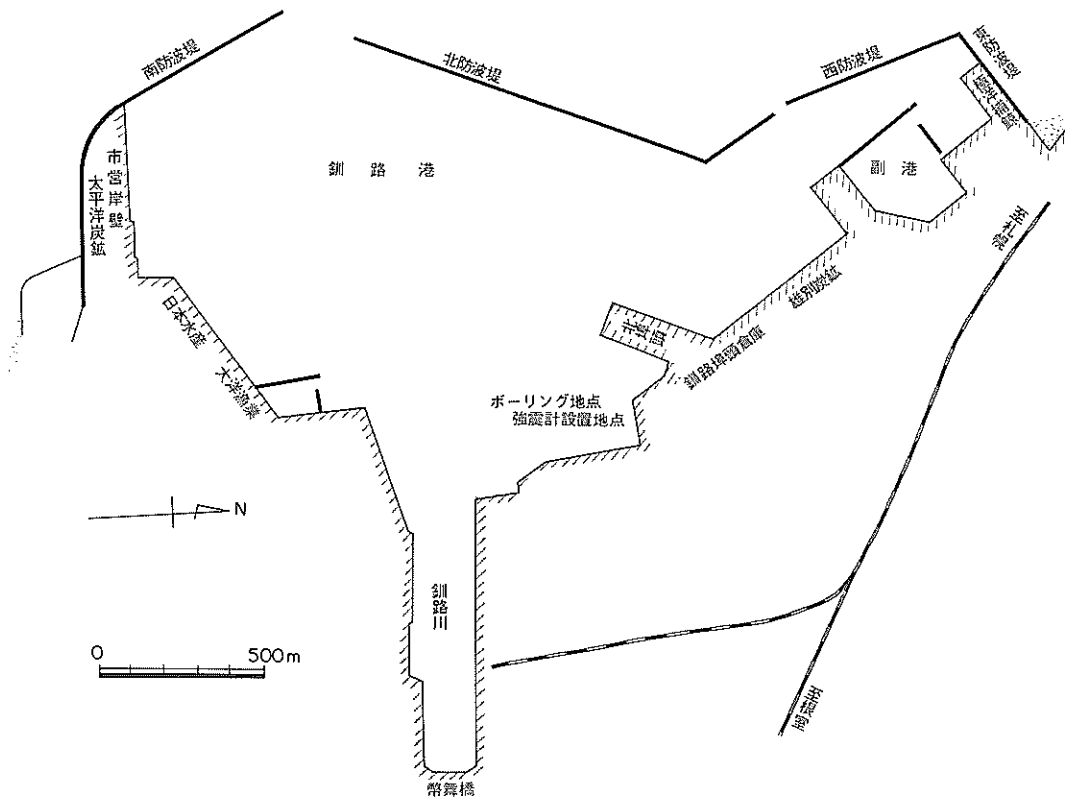


図-120 鉏路港平面図

イルを砂質海底に打込んだものであり、鉏路川右岸護岸は鋼矢板護岸である。図-121に北埠頭の平面図を示す。A部は水深-9.09m、B部は水深-8.18mでこの両岸壁はケーソンだが、C部は水深-2.73mのL型ブロック形式の護岸である。図-122に示すように北埠頭全体にわたって滑動、沈下したが、細部については後述する。北埠頭背後および鉏路川右岸河口付近の埋立地は名所に地割れを生じ、このため上水道給水管が切断した。北埠頭付近の地盤は、15mほどが粗砂その下が砂れき層となっており良好である。図-123には強震計設置地点の土質柱状図を示す。

鉏路港における地震時の潮位は、気象台に集められた資料より+1.1mと推定されている。また、落潮時に地震が起っていることから、裏壁裏込中の水位は+1.4mと推定されている。¹¹⁾

a) 北埠頭 (A断面) -9.09 岸壁

図-124に構造断面図を示す。この岸壁は砂泥の海底

を浚渫して捨石基礎を作り、その上に鉄筋コンクリートケーソンを据付け裏込をなして上部に場所詰コンクリートを打ったもので、当初の岸壁高が+2.62mであったのを+3.33mに嵩上げしたものである。

図-125に被災状況を示す。-9.09m岸壁全体が滑動し、沈下した。最大滑出量は3.0m、沈下量の最大は73

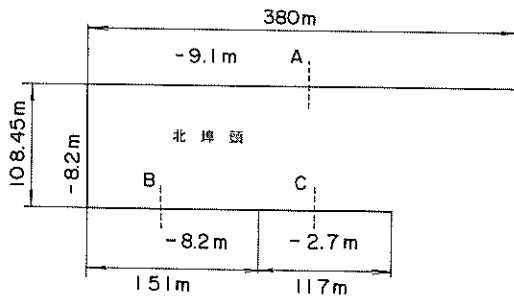
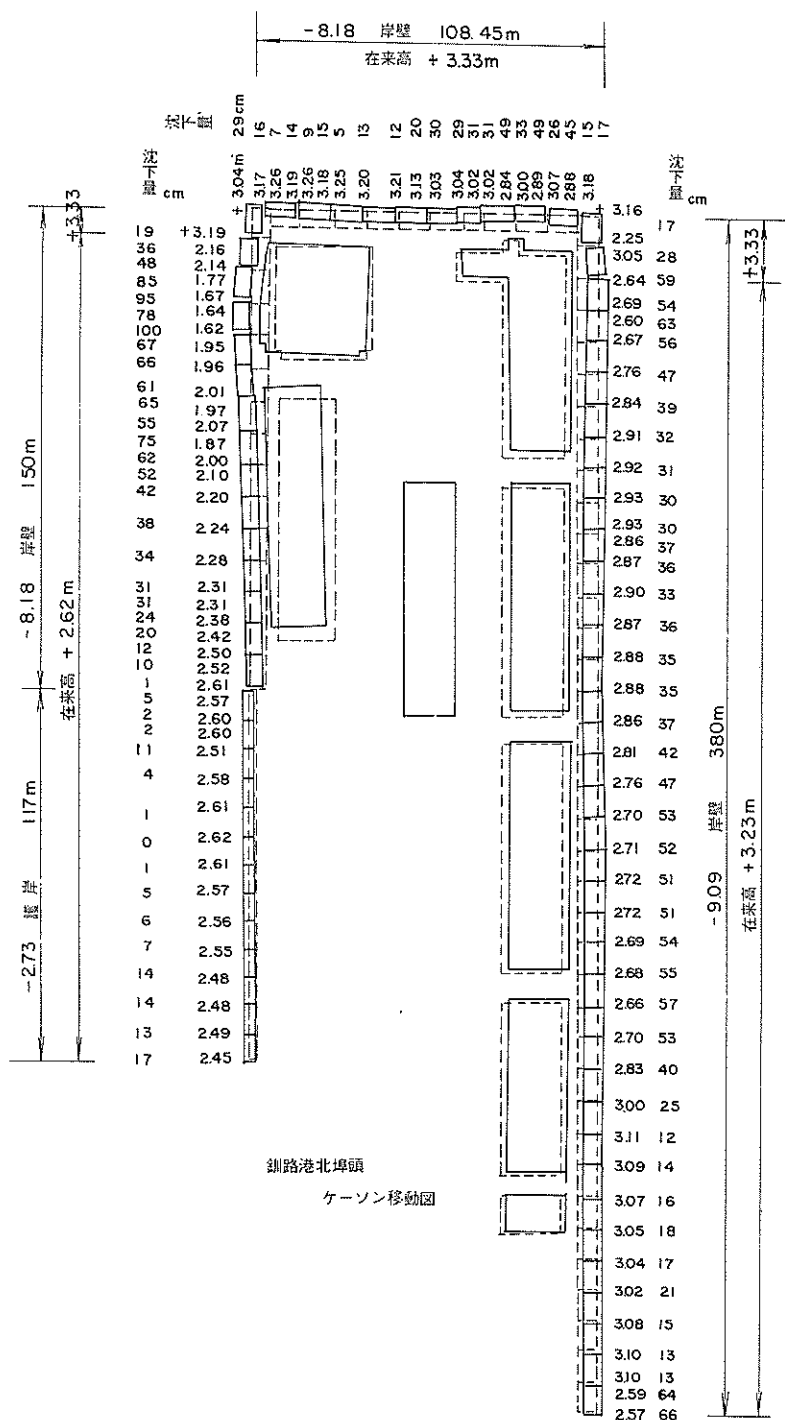


図-121 鉏路港北埠頭平面図



図一 122 鋼路港北埠頭ケーン移動図

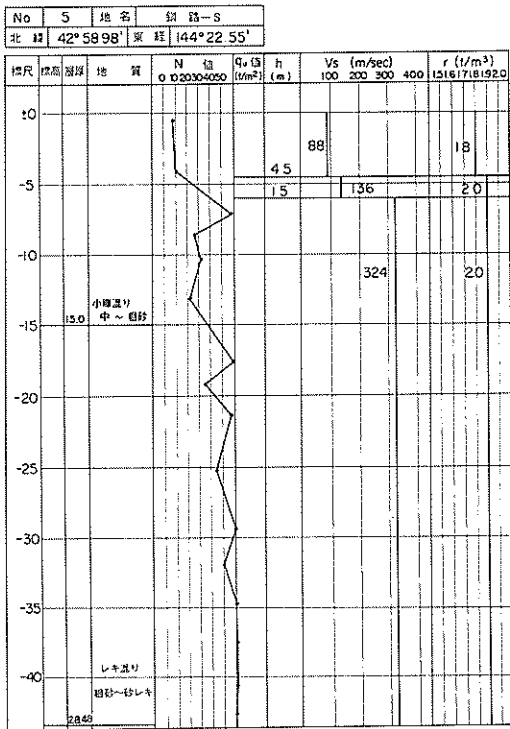


図-123 鋼路港 土質柱状図

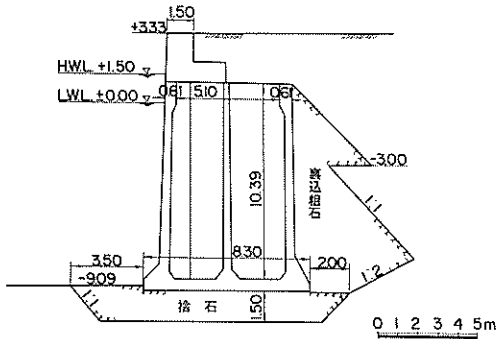


図-124 鋼路港北埠頭 (A断面)

cmで、傾斜量は最大 $4^{\circ}40'$ であった。岸壁に沿って並んでいた倉庫も、岸壁線に向って前方にかつ沖の方向に移動した。またケーソンが滑出したため海底底面の捨石が盛り上って、水深は1.5~2.0m位浅くなっていた。

・b) 北埠頭 (B断面) -8.18m岸壁

図-126に岸壁の構造断面図を示す。A断面と同じ構造だが、水深は-8.18mである。

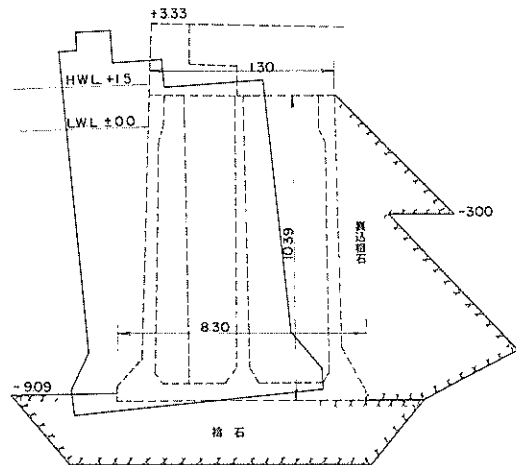


図-125 鋼路港北埠頭 (A断面) 被災状況図

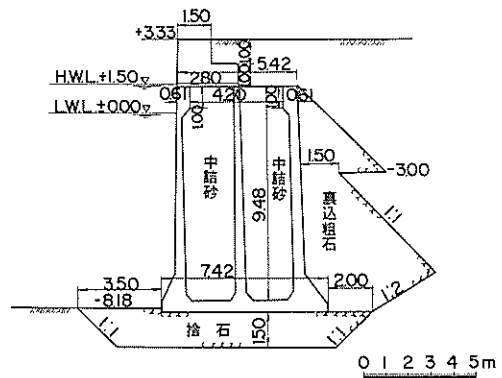


図-126 鋼路港北埠頭 (B断面)

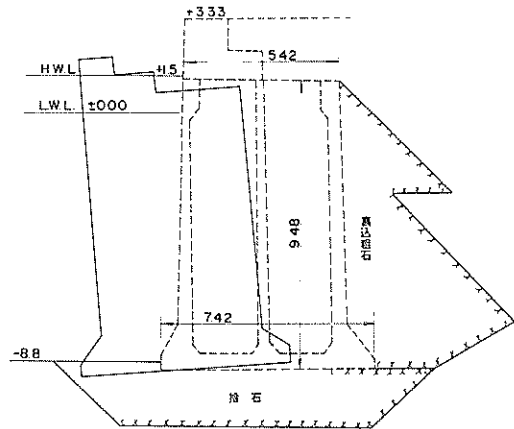
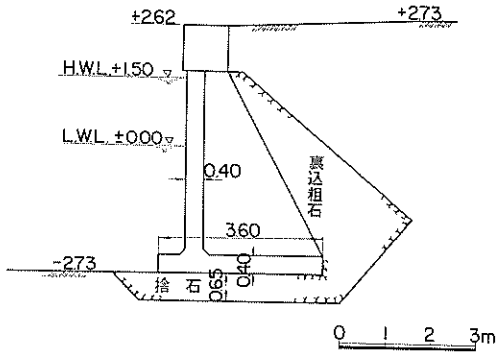
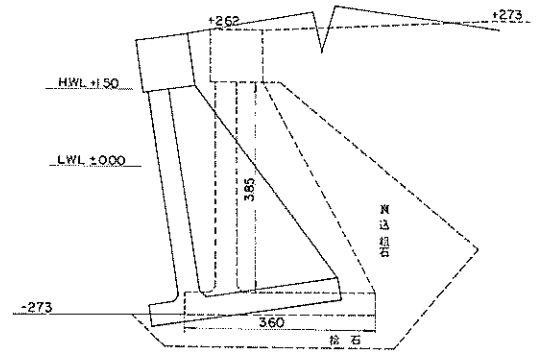


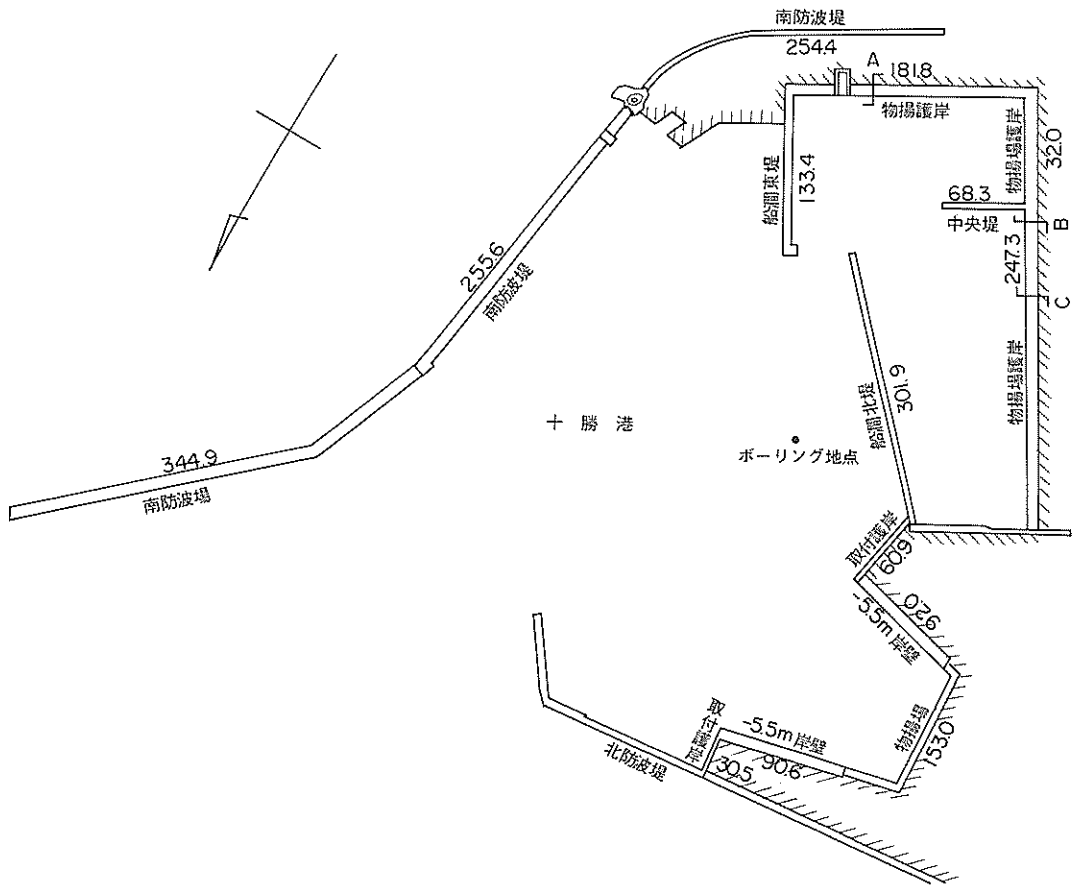
図-127 鋼路港北埠頭 (B断面) 被災状況図



图一 128 釧路港北埠頭 (C断面)



图一 129 釧路港北埠頭 (C断面) 被災状況图



图一 130 十勝港平面图

図一127に被災状況を示す。ほぼA断面と同様な被災状況であるが、滑出量の最大は6.0m、沈下量の最大は0.98mで、傾斜量の最大は9°45'であった。岸壁に沿って並んだ倉庫も前述の岸壁に沿って並んだ倉庫と同じ被災状況であった。しかしケーソンの滑出量が大きいところではその方向に回転していた。

c) 北埠頭 (C断面) -2.73m 護岸

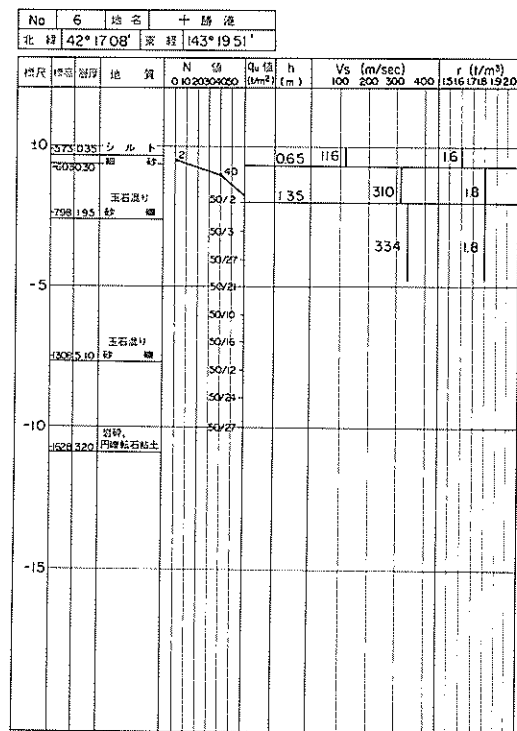
図一128に護岸の構造断面図を示す。水深-2.73mで捨石基礎の上にL型ブロック壁を据付けた構造である。

図一129に被災状況を示す。図一129に示すようにこの護岸では沈下量の最大は14cmで、前述の岸壁ほど大きくなかった。滑動量はほぼ1mであった。なお、この護岸では、上載荷重が皆無であった。

復旧工事としては、ケーソンを据え直して、控え樺を設け、根固め工を行って上部工、防舷材を復旧した。

3) 十勝港 (広尾港) の被災

図一130に十勝港の平面図を示す。十勝港の地震による被害は、物揚場護岸及び船曳場の張石エプロンの亀裂である。地盤は図一131に示すように、表層に砂、シルトの極く薄い(0.3~0.65m)層があり、その下は砂れき層で良好である。ボーリング地点は図一130に示す。十勝



図一131 十勝港 土質柱状図

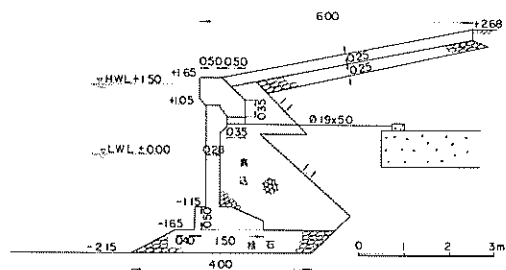
港の地震時の潮位は、釧路港の推定潮位を参考に、+1.19mと推定した。

a) 物揚場護岸 (A断面, 水深-1.65m)

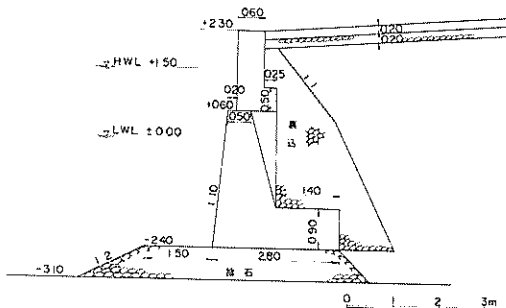
図一132に護岸の断面図を示す。水深は-1.65mで0.5mの捨石の上にL型ブロック壁が据付けてある。この護岸では、被害がなかった。

b) 物揚場護岸 (B断面, C断面, 水深-2.4m)

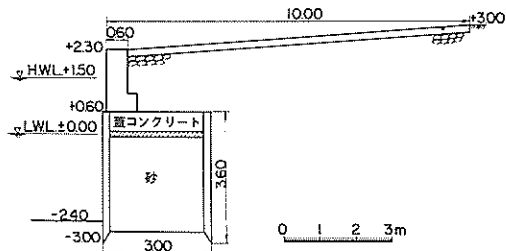
図一133, 134に物揚場護岸の断面図を示す。図一133は水中場所詰コンクリート護岸で、図一134は底なしウエル基礎の護岸である。被害は、張石コンクリート工



図一132 十勝港物揚場護岸 (A断面)



図一133 十勝港物揚場護岸 (B断面)



図一134 十勝港物揚場護岸 (C断面)

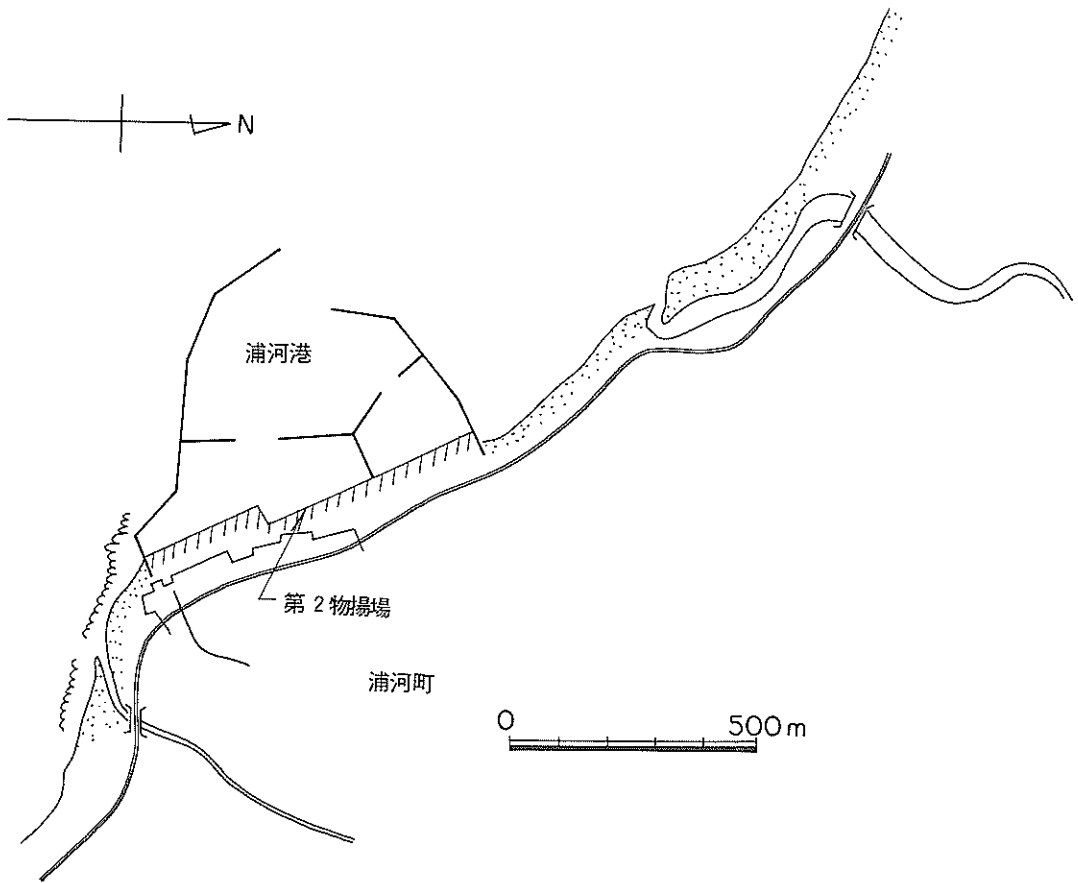


図-135 浦河港平面図

のエプロンの亀裂で、この亀裂は、水中場所詰コンクリート護岸の方がウエル基礎の護岸の方より大きくかつ護岸線が前方に押し出されていた。

4) 浦河港の被災

図-135 に浦河港の平面図を示す。被害は物揚場の表層コンクリートの亀裂が主であり、その他に防波堤の隅角部の欠損、上部場所詰コンクリートの亀裂があったが重大なものではなかった。基礎地盤は岩盤で良好である。

地震時の浦河港の潮位は、釧路港の推定潮位を参考に、1.27mと推定した。

a) 第2物揚場

図-136 に構造断面図を示す。壁体は中空底無しのコクリートブロック3段積、エプロンは厚さ20cmのコクリート舗装である。基礎地盤の表面は風化した比較的軟い岩盤なので、浚渫して基礎捨石を施工してブロック

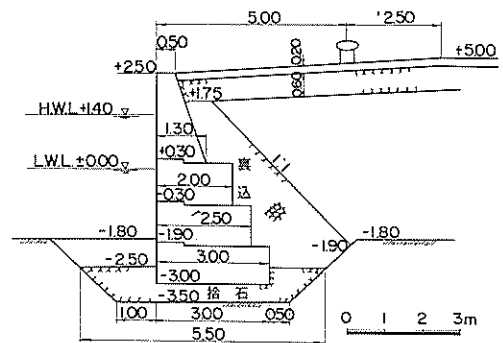


図-136 浦河港第2物揚場

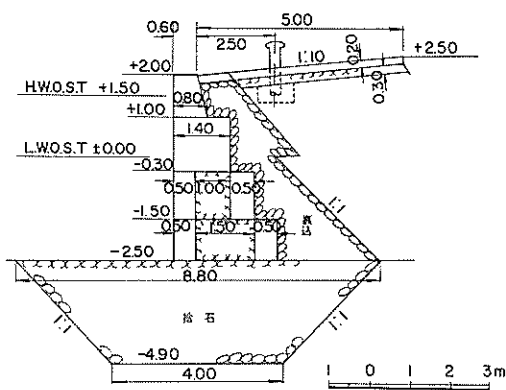


図-137 厚岸港物揚場

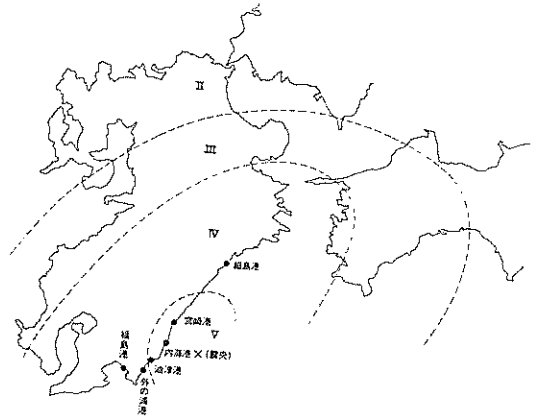


図-138 日向灘地震の震度分布

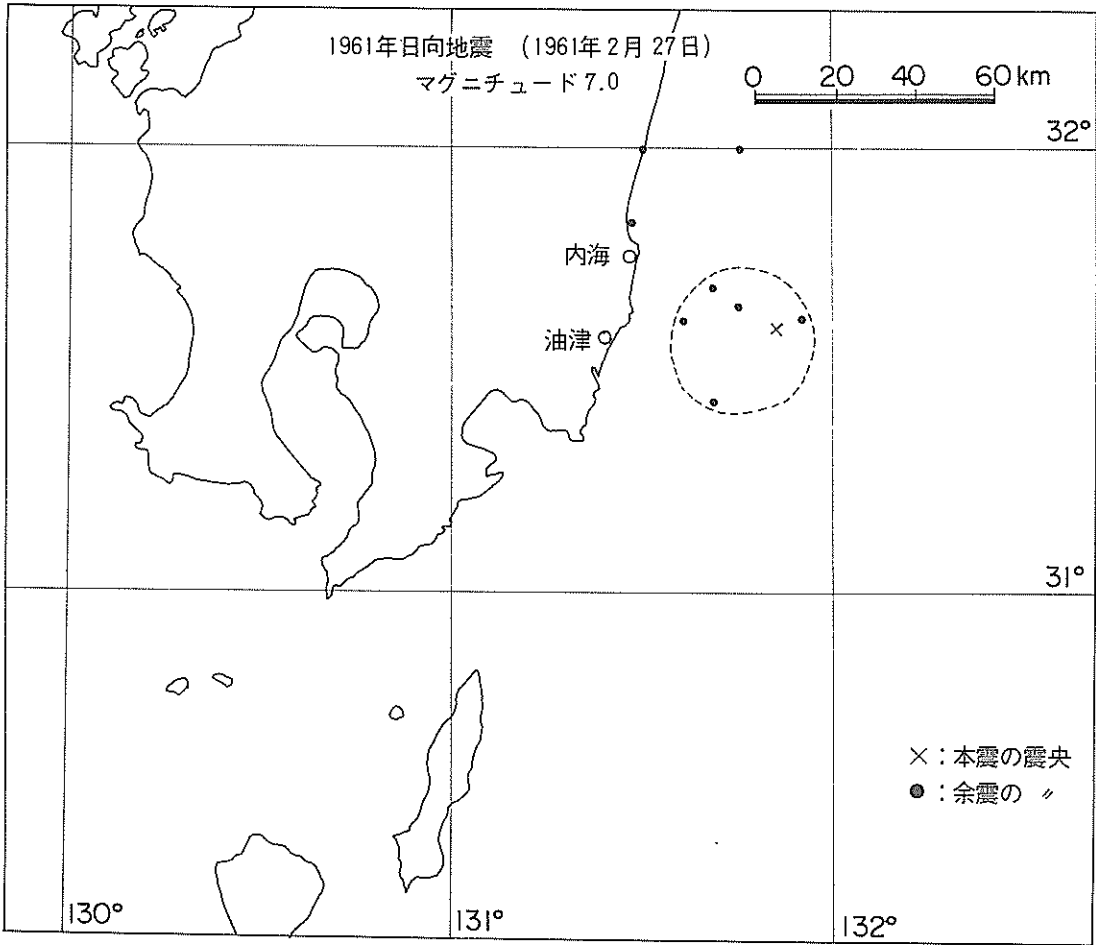


図-139 日向灘地震の余震の震央分布

を据付けたものである。被害は表層コンクリート舗装の亀裂と沈下でエプロン全長にわたっていた。

5) 厚岸港の被災

厚岸港の被害は物揚場のエプロンの亀裂沈下と、護岸の前傾である。湾月町護岸は地震により頂部が約15cm前傾した。

a) 物揚場

図一 137 に物揚場の構造断面を示す。捨石の上にブロックを据付けた構造である。被害はエプロンの亀裂および沈下であった。

6) その他

幌泉港の被害は、物揚場の壁体とエプロンコンクリートの隙間の開きで、その最大値は5.5cmであった。物揚場の構造は、岩盤上に場所詰コンクリートを施工したものである。

室蘭港では拓計埠頭および富士製鉄K.K. 岸壁の場所詰コンクリートと舗装コンクリートとの間に数cmのすき間が生じ、壁体は少々前傾した。当時岸壁には砂鉄15 $\frac{1}{m^2}$ が積置してあったとの事である。

3.7 日向灘地震^{26~28)}

1) 地震の概要

日向灘地震の震源の位置等は次のように与えられている。

発震時：1961年2月27日午前3時10分

位置：宮崎県沖

東経131.85°，北緯31.60°

深さ：40Km

マグニチュード：7.0

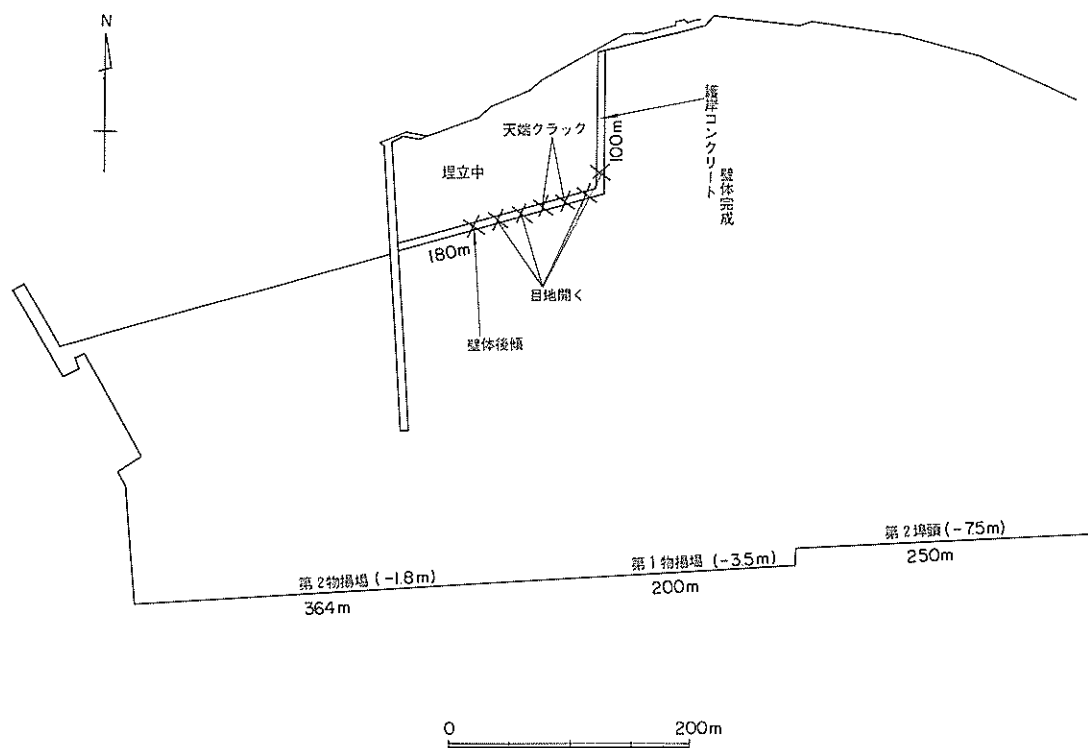
図一 138 に日向灘地震の震度分布を示す。⁶⁾ 図一 139 には余震の震央の分布を示す。²⁹⁾

日向灘地震により被害を受けたのは主として宮崎県で鹿児島県がこれにつく被害を受けた。以下に被害の概要を示す。

死者：2名

全壊家屋：3戸

半壊家屋：15戸



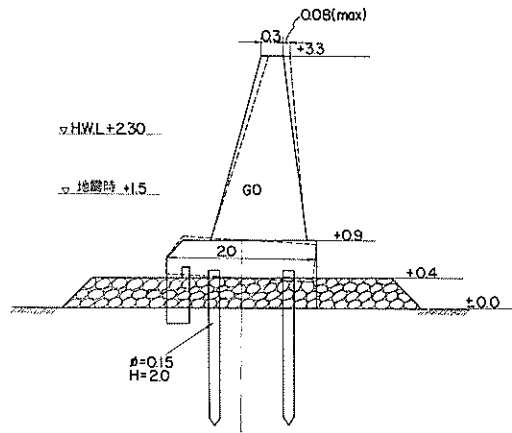
図一 140 細島港商業港区平面図

28) 小牧他²⁸⁾は墓石の転倒状態を調べているが、墓石の底幅と高さの比が大体一定しているため、合震度を一律に推定することは困難であったと報告している。松尾他²⁷⁾は、宮崎市付近で最大水平加速度が250~300 galであったと推定した。

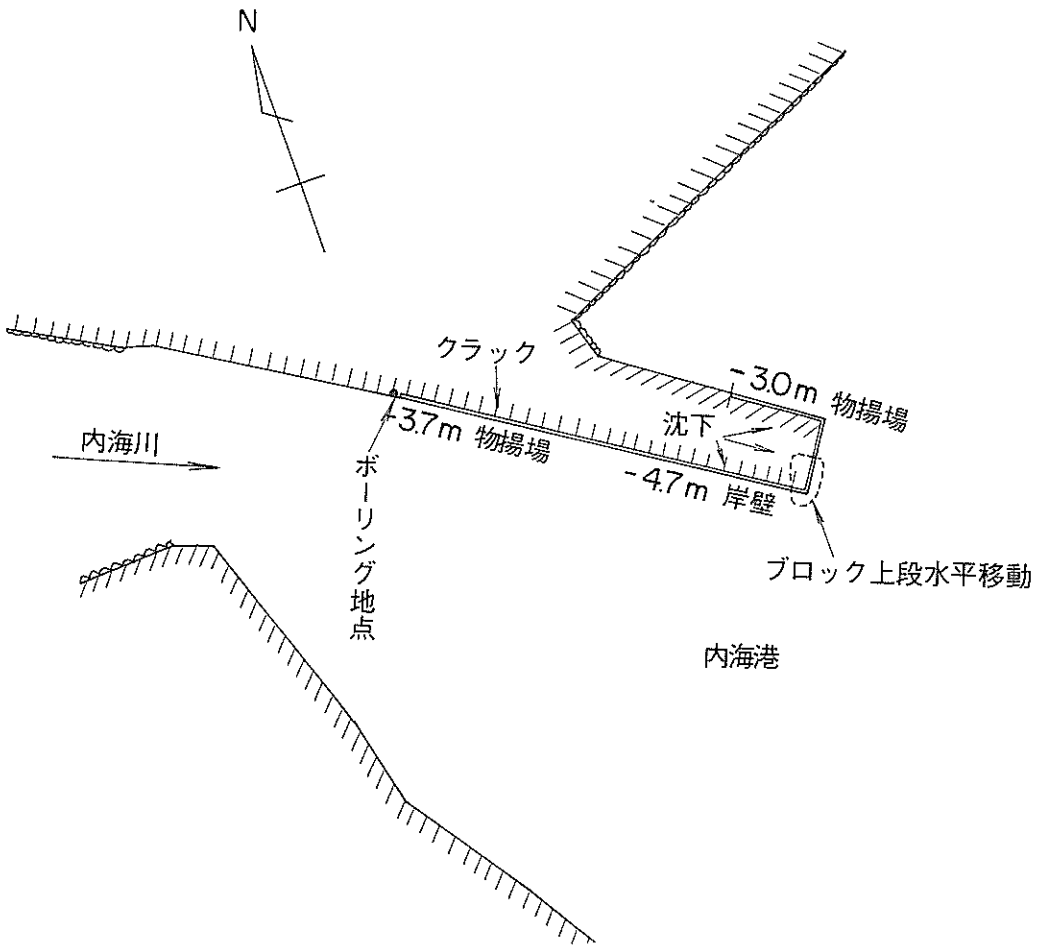
津波は九州四国の太平洋岸でみられたが、その第1波は、地震発生後4分で油津に、8分後に青島、内海、外之浦で観測された。波高(全振巾)は検潮記録では、油津の90cmが最高であるが、聞き取り調査では青島で150cmであったと報告されている。²⁷⁾

2) 細島港の被災

図一140に商業港区の平面図を示す。商業港区の埋立実施中の護岸が被害を受けたが、商業港区の他の施設、工業港区の施設には被害がなかった。



図一141 細島港商業港区護岸



図一142 内海港平面図

c) - 3.0 m 物揚場

図-146 に構造断面図を示す。構造は前述の岸壁と同様であるが、水深は-3.0 mである。地震によって笠石

と舗装が沈下し間隙ができ、ブロックに亀裂が生じた。

4) 油津港の被災

図-147 に油津港の平面図を示す。被害箇所および概

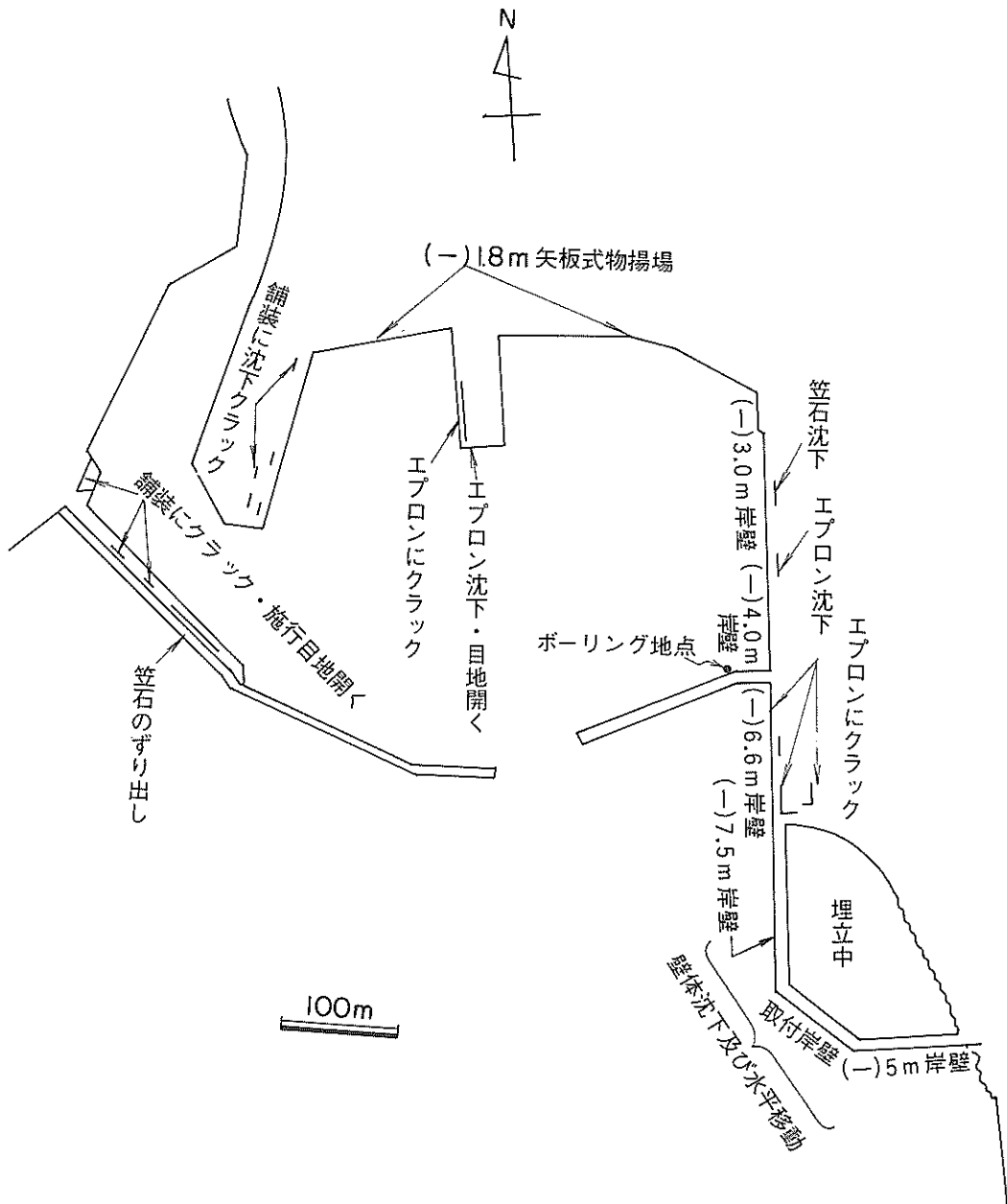
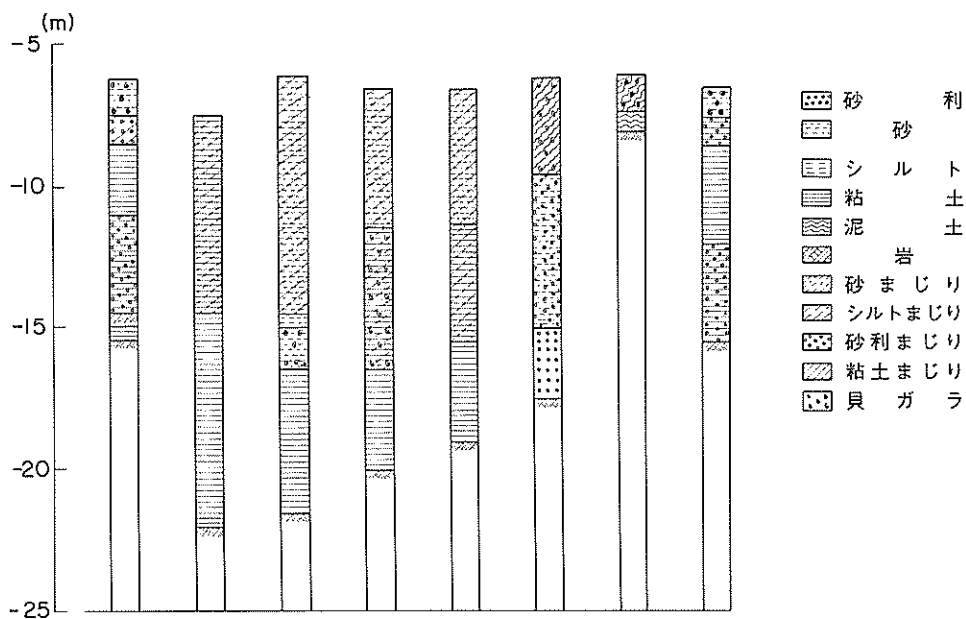


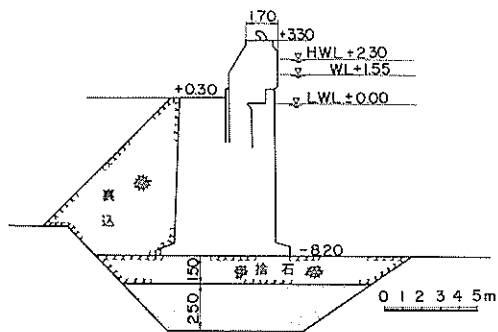
図-147 油津港平面図



図一 148 油津港土質柱状図

No 42 地名 油津港		北緯 31° 34' 7" 東経 13° 24' 40"					
標尺	採取層深	地質	N 値 0 10 20 30 40 50	Q _v 値 (kg/cm ²)	h (m)	V _s (m/sec) 100 200 300 400	r (1/m ³) 15 16 17 18 19 20
±0	-0.54	露出した砂利シルト				92	16
	-1.74	2.0			20		
-5	-3.04	粗砂			30	203	17
					5.92	132	16
-10	-14.7	シルト			4.3		
	-15.3	風化岩盤			0.6	218	17
	-15.8	岩盤			50/13		
						500	185

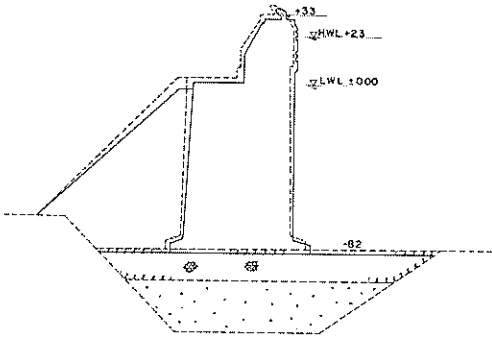
図一 149 油津港 土質柱状図



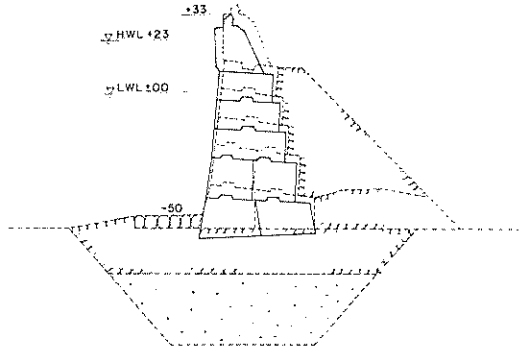
図一 150 油津港7.5m岸壁

要も同時に示してある。油津港が今回の地震においてもっとも被害が大きかった港であるが、崩壊して機能を失ったものはなかった。図一 148 に土質柱状図を示す。表層はシルトおよび粘土層で岩盤が-15m~-20m の間にでている。図一 148 にボーリング地点を示し、図一 149 にその土質柱状図を示す。

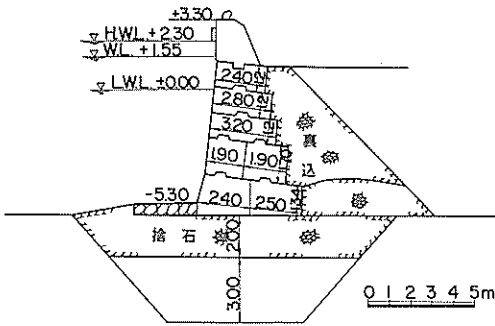
地震時の前面潮位は+1.55m と推定した。



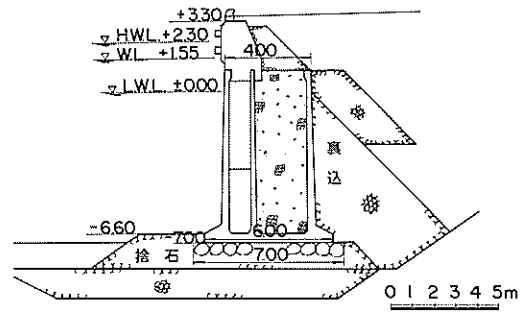
図一151 油津港—7.5 m岸壁被災状況図



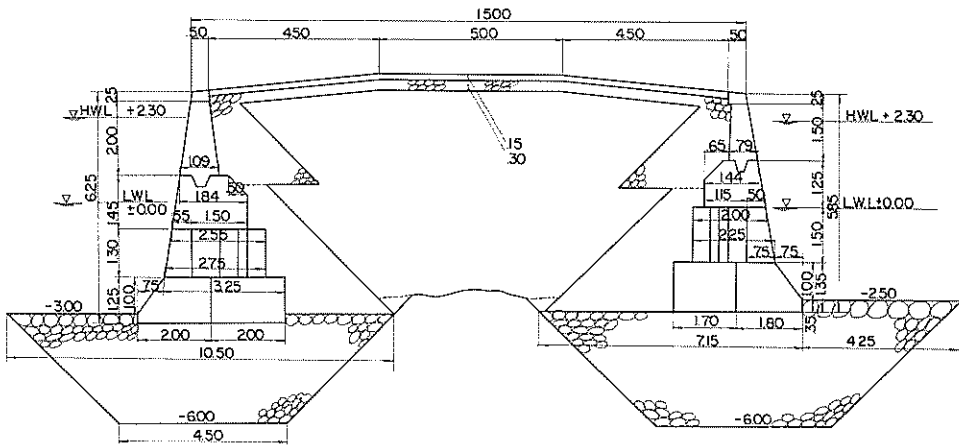
図一153 油津港—5.0 m岸壁被災状況図



図一152 油津港—5.0 m岸壁



図一154 油津港—6.6 m岸壁



図一155 外の浦港栄松突堤

a) - 7.5 m 岸壁

図-150 に構造断面図を示す。地震当時は施工中で、裏込めの割栗石だけ施工が完了しており、埋立はまだ施工

されていなかった。図-151 に被災状況を示す。壁体は沈下および水平移動したが、笠石の水平移動量は最大20cm、沈下量は最大18cmであった。壁体の前傾はわずかで

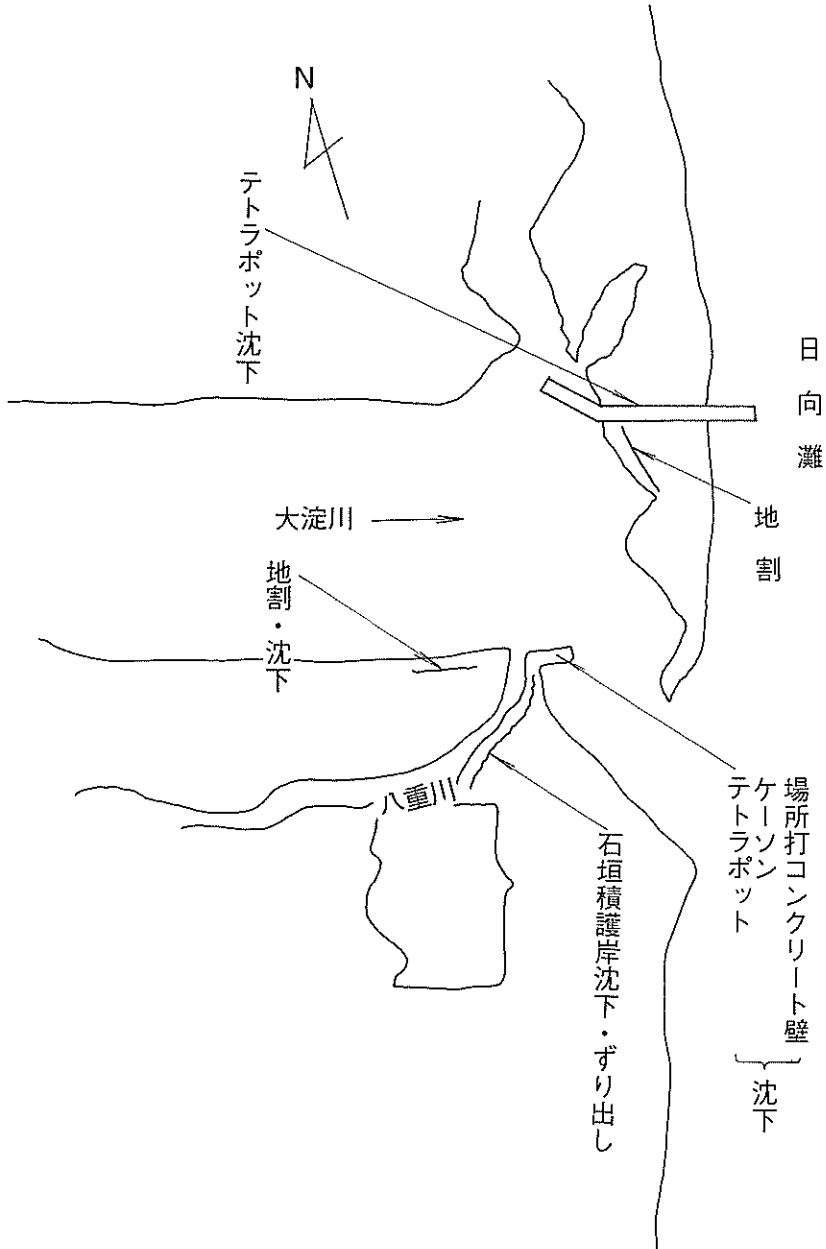


図-156 宮崎港 被災状況図

あった。裏込め割栗石は60cm沈下した。

b) - 5.0 m 岸壁

図一 152 に構造断面図を示す。砂置換をした上に捨石を敷均し、方塊を積上げた構造で、- 7.5 m 岸壁と同様施工中であった。図一 153 は被災断面図であり、笠石の水平移動量は最大24cm、沈下量は39cmが最大であった。

c) - 6.6 m 岸壁

図一 154 に構造断面図を示す。捨石の上にケーソンを据付けた構造である。地震による被害はエプロンの沈下、亀裂で軽微であった。

5) 外の浦港の被災

a) 栄松突堤

図一 155 に示すように捨石の上に方塊を据付けた突堤である。地震によって笠石と舗装の間が突堤全面にわたって開き、舗装は最大約5cm沈下した。突堤中央部においては舗装目地が大きく開いた。上段ブロックはわずかに前傾した。

6) その他

宮崎港の平面図を図一 156 に示す。宮崎港は大淀川の河口に位置しており、導流堤、河川護岸のみで繫船岸壁はなかった。地震によって導流堤は沈下し、護岸は崩れ落ち、川岸近くでは地割、傾砂がみられた。図一 156 にその様子を示す。

青島漁港では護岸が水平移動し、舗装が沈下した。

3.8 新潟地震³⁰⁻³²⁾

1) 地震の概要

新潟地震の震源の位置等は以下のように与えられている。

発震時：1964年6月16日13時01分

位置：新潟県北部西方沖（粟島南西方）

東経139.18°，北緯38.35°

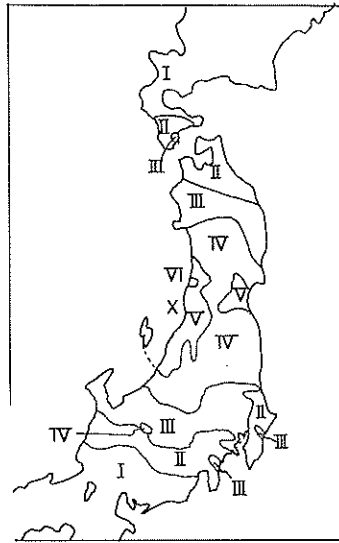
深さ：約40Km

マグニチュード：7.5

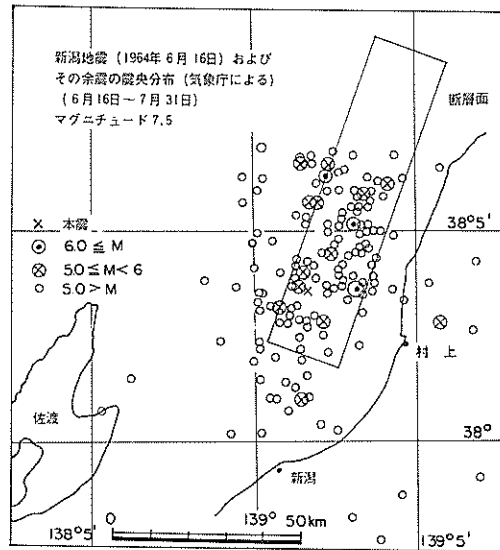
各地の震度を図一 157 に示す。⁶⁾新潟市川岸町の県営アパート2号棟地階に設置されていた強震計（SMAC-A型）によって最大値159galの強震記録が得られた。図一 158 は本震および余震の震央分布を示す。³⁰⁾

新潟市内の多数の寺院において、墓石の転倒はわずかに見られる程度である。これより工学的震度を測定することは困難であった。同市内の信濃川下流域の震度はV、VIであったが、被災の程度はこの工学的震度で一般に予想されるものよりかなり大きい。この原因としては、堆積砂地盤における流動化現象が第一に挙げられている。

津波は、地震発生後10～60分で男鹿半島から能登半島



図一 157 新潟地震の震度分布



図一 158 新潟地震の余震の震央分布

の間の海岸に到達した。各地の最高水位は、船川で2.4m、秋田で1.1m、酒田で1.4m、岩船（港内）で3.4m、新潟（港内）で1.3～2.4m、富山で0.5mであった。

地震被害は新潟・山形・秋田の3県で特に著しく、そ

の総額は3,000億円に達した。その概要は以下のようである。

- 死者・行方不明：38人
- 負傷者：386人
- 全壊家屋：1,087戸
- 半壊家屋：7,456戸
- 被災世帯数：21,978世帯
- 被災者数：95,782人

2) 新潟港の被災

新潟地震における港湾の被害は220億円に達したが、その大部分(218億円)は新潟港(西港)におけるものであった。

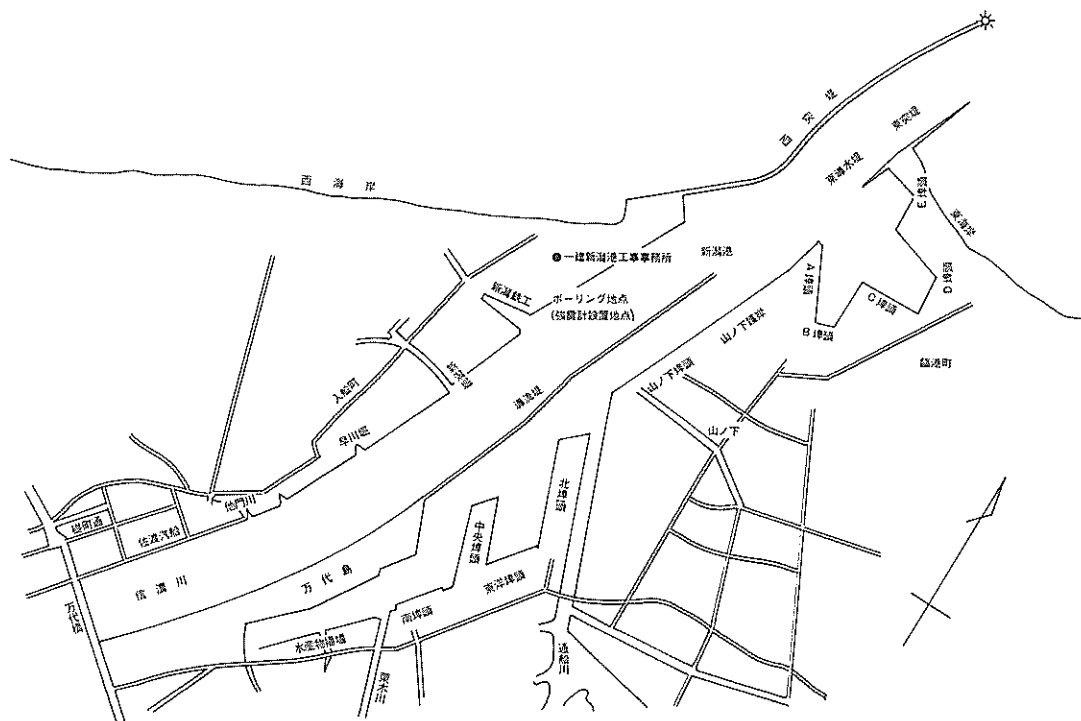
図一159に新潟港の平面図を示す。この港は信濃川河口に発達した震日本随一の港湾であり、臨港・山ノ下・県営埠頭をはじめ多数の岸壁・物揚場等の港湾施設があった。この港では昭和30年頃から始まった激しい地盤沈下に対処するため、嵩上げ・改造工事により構造物の機能を維持して来たが、一方、この為に断面が複雑化し構造的に弱点が生ずる恐れもあった。また、この地方にお

ける地震活動度はあまり大きくないと見なされていたので、新潟港での設計震度は0.12或はそれ以下の値が用いられていた。しかし、地震の際に生じた震度はそれを上まわっていたようである。さらに、図一160に示すように、この地域の地盤はN値10程度のゆるい砂層が堆積しており、地震時にこの基礎地盤が液状化したことも注目される。このように、新潟港において大きな被害が発生したことについては、幾つかの不利な要素が重なっていたといえよう。

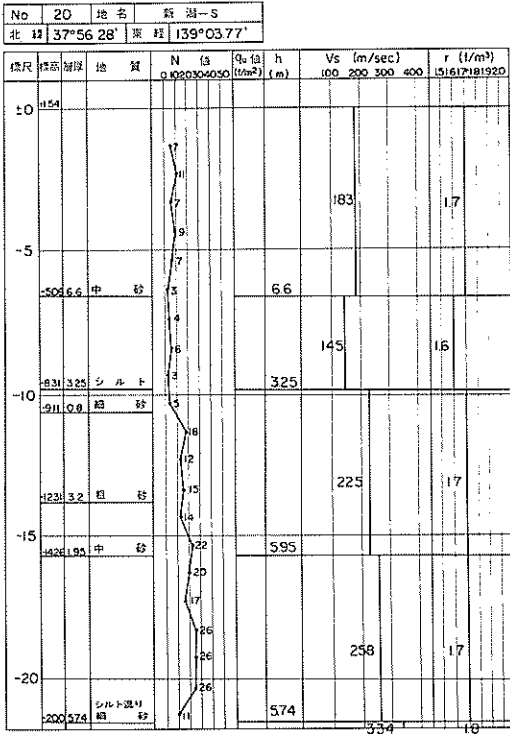
構造形式から見た被害の特徴としては、矢板式岸壁における控え抵抗力の不足による前傾・はらみ出し・倒壊および重力式岸壁における基礎地盤の支持力不足に起因する沈下・前傾・倒壊がある。反面、土圧を受けないドルフィン・棧橋構造は比較的被害が少なかった。重力式構造物の被災は数多いが、以下にその代表例について述べる。

a) 臨港A埠頭(ブロック構造)

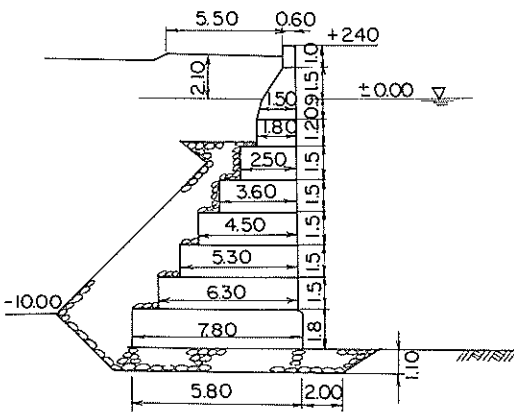
A埠頭の構造構式はウェル式・ブロック積・コンクリート矢板の3種類に分けられる。背後地の地盤高は海水



図一159 新潟港平面図



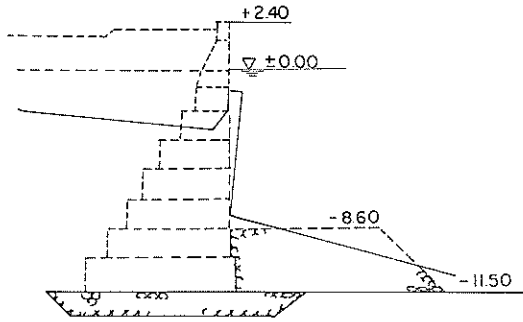
図一 160 新潟港土質柱状図



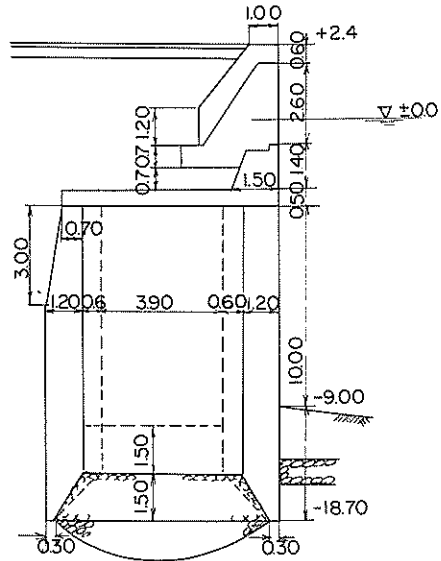
図一 161 新潟港臨港A埠頭 (ブロック部)

面とほとんど同じであったので、地震により岸壁が破壊されると直ちに海水が流入し、引き続いて襲った津波とあいまって大きな被害をもたらした。

図一 161 はブロック部の標準断面を示す。埠頭先端から続く101.2mのブロック部は、昭和15～24年に施工されたものであるが、昭和35年に3.5mの嵩上げ工事が実施されている。この部分は図一 162 に示すように完全に水没した。天端の沈下量は4m以上で、全体的に前傾している。前面海底が地震前後にあまり変化していないことから、基礎地盤の大規模なすべりではなくブロック



図一 162 新潟港臨港A埠頭 (ブロック部) 被災状況図



図一 163 新潟港臨港A埠頭 (ウェル部)

下面の地盤の支持力不足により壁体が地中にのめり込んだものと推定される。

b) 臨港A埠頭（ウェル構造）

ブロック構造に続く59mの区間が図-163に示すウェル構造となっている。この部分もブロック部と同じ時期に高上げ工事がなされ、パラベット上に約3.5mのコンクリートブロックが取付けられ背後を砂で裏込めされている。この被害断面を図-164に示す。被害の特徴は、ウェルがほとんど傾斜することなく約1m沈下したことである。津波により裏込土が洗い流されたため、エブロン部分にはさらに大きな沈下が見られた。

c) 臨港D埠頭

臨港D埠頭は、昭和35年3月に完成したもので、図-165に示すようにウェル部分とコンクリート杭棧橋の部分が交互に連なっている構造である。ウェル部の標準断

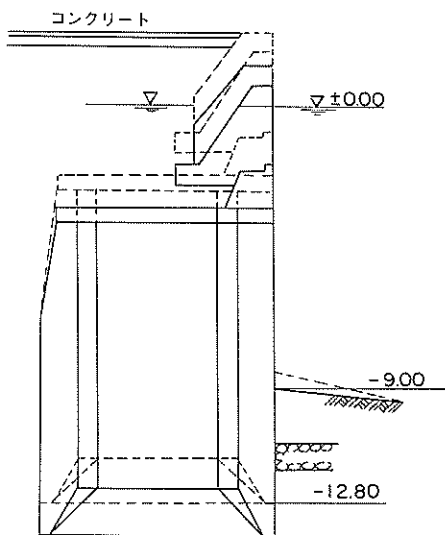


図-164 新潟港臨港A埠頭（ウェル部）被災状況図

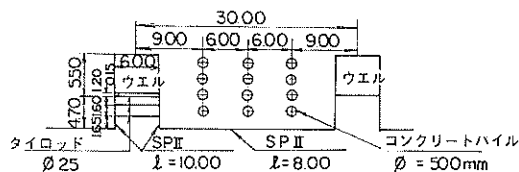


図-165 新潟港臨港D埠頭平面図

面を図-166に示す。図-167に被害状況を示す。ここでは土留壁の水平移動がなかったものと仮定して作図してあるが、ウェルの沈下は少ないがかなり海側に傾斜していることがわかる。ウェルの背後には、法線直角方向に土で中詰めされた二重鋼矢板壁があり、ウェルは地震時に自重による地震力の他に背後より土圧も受けていたことになる。ウェルに隣接するコンクリート杭棧橋には、多少の沈下と前傾が生じており、ウェルと結合するスラブにはクラックが発生している。このことから、地震時にはウェル部の沈下・前傾を棧橋部がかなり防いでいた

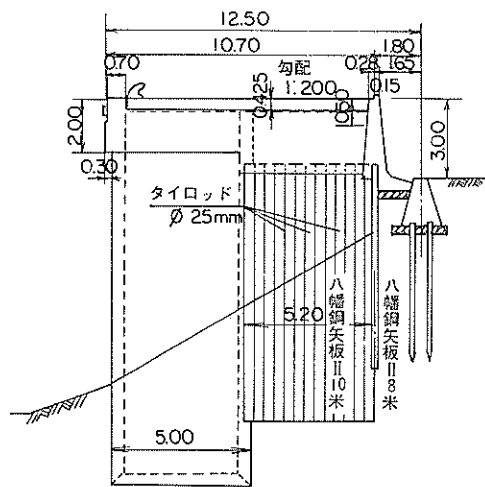


図-166 新潟港臨港D埠頭

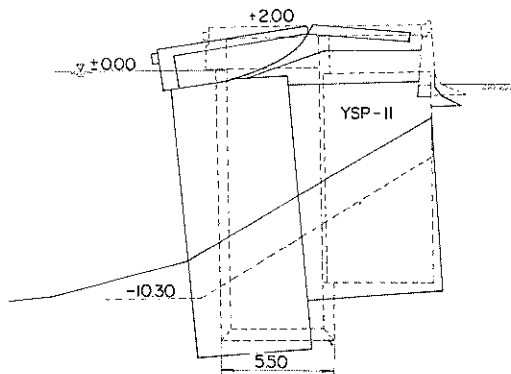
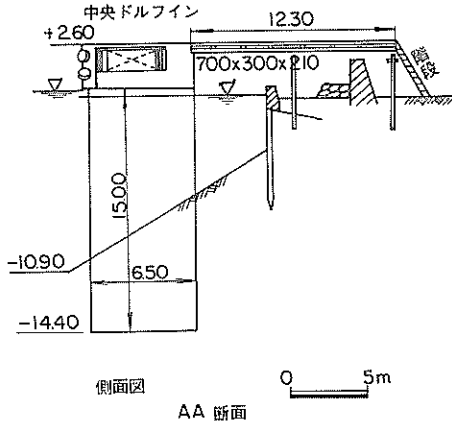


図-167 新潟港臨港D埠頭被災状況図

ものと推定される。

d) 臨港B埠頭

図一168に示すようにB埠頭の構造はコンクリートウェルによるドルフィン構造となっている。ドルフィンは



図一168 新潟港臨港B埠頭（ドルフィン）

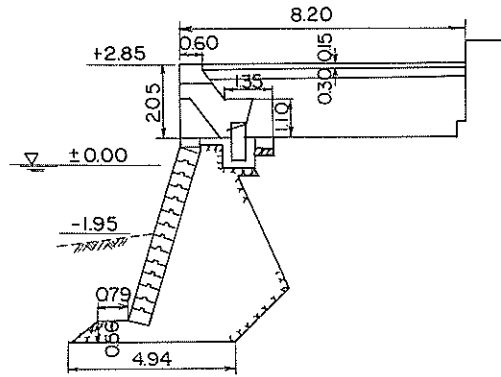
わずかに前傾・沈下を示したのみで、船舶の接岸は可能であった。同じウェルでありながらD埠頭よりも被害が軽微であった理由としては、ここではウェル背後に土圧が作用しないこと、およびウェルは、径5.5m・全長14.3m、平均根入れ長4mであるのに対し、B埠頭ドルフィンでは、径6.5m・全長17m・平均根入れ長6mでいくぶん根入れが大きいことである。

e) 中央埠頭

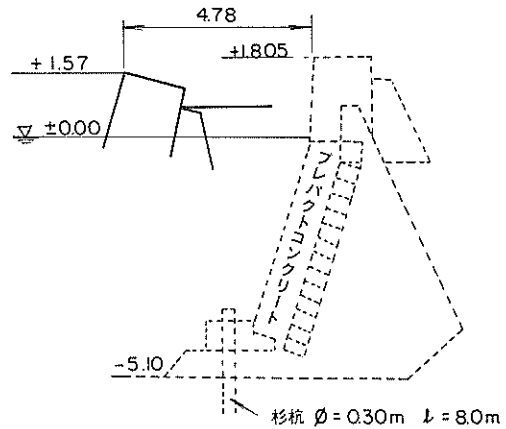
中央埠頭は北側・先端および南側よりなっているが、構造は後述する北埠頭と同様で図一171に示すようにいずれもブロック積岸壁の前面を鋼管杭およびプレバックドコンクリートで補強したものである。北側では壁体がいくぶんはらみ出し頭部コンクリートがやや前傾する程度であったが、先端部および南側では、後述する北埠頭の被災状況とほぼ同様であり、図一171に示すように、壁体が約2mはらみ出し前傾・沈下も著しかった。法線のはらみ出しの原因は、控え壁の抵抗力不足によるものと考えられている。控え壁より海側のエプロンは約60cmも沈下しており、この埠頭上の倉庫は丁度控え壁の位置で足を払われたような形で倒壊・破損したものが多し。

f) 北埠頭

北埠頭における重力式構造物は、先端部および基部の物揚場と岸壁である。図一169には先端部物揚場の標準



図一169 新潟港北埠頭先端物揚場



図一170 新潟港北埠頭物揚場被災状況図

断面図を示す。この部分の全延長150mにわたり壁体がほとんど水没し、エプロンも法線背後15~20mの範囲で水中に没した。土質調査によると、この地点の地盤は-8mまでN値5以下であり、-11m以深でN値が10以上となるような比較的ゆるい状態である。さらに、ブロック積擁壁であった旧岸壁を断面の補強をせずにそのまま嵩上げたもので、構造的にも無理があったことも重って顕著な被害が生じたものと考えられる。

図一170は基部の物揚場を示している。これは旧ブロック積擁壁の前面をプレバックドコンクリートで補強・嵩上げし、前趾端を木杭で支えた構造となっている。こ

No		地名		岩船港				
北緯		38°11'38"		東経		139°26'12"		
標尺	標高	層厚	地質	N値	Q _v 値	h	V _s (m/sec)	r (t/m ³)
				0 10 20 30 40 50	(t/m ²)	(m)	100 200 300 400	1516 1718 1920
±0	0.0	0.3	粗砂					
	2.15	1.2	砂					
	3.25	1.1	中～大礫			3.6	216	17
	4.25	1.0	砂					
	5.55	2.4	粗砂					
	7.80	1.12	砂				243	17
	8.90	1.00	中～大礫					
	9.90	1.00	粗砂			5.55		
-10								
	13.78	3.55	粘土			8.4	3.55	15
	14.24	0.20	砂質粘土					
	15.45	1.20	粘土			2.1	209	17
	16.65	1.20	粗砂			1.65	229	17
	18.00	0.43	中～大礫					
-20								
	20.1	3.05	粘土			4.00	190	15
	21.0	0.55	砂質粘土					
							282	18
						4.55		
							334	18
-30								
-40								

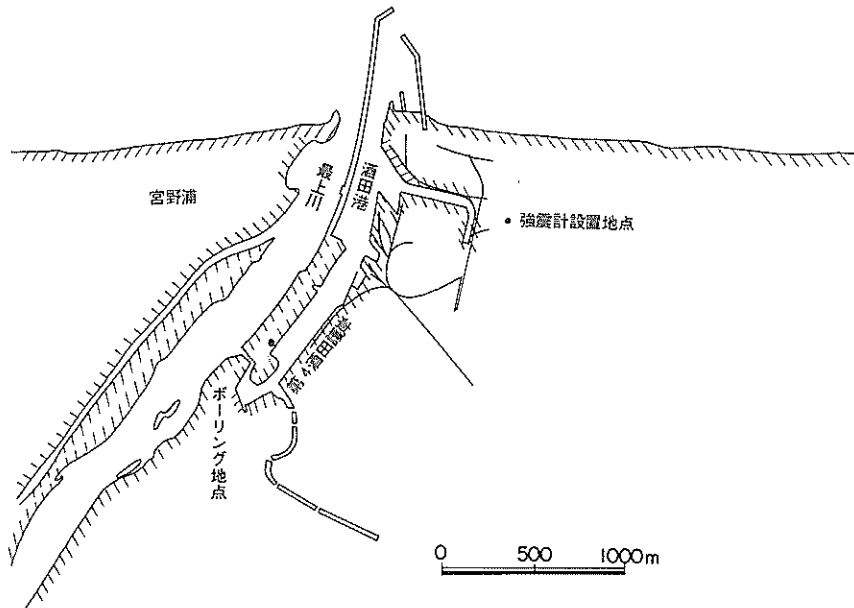
図一 174 岩船港土質柱状図

4) 酒田港の被災

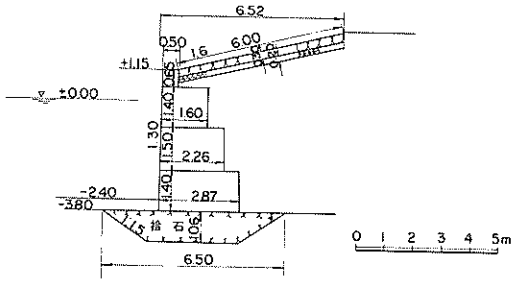
新潟港に次ぐ被災が酒田港において生じた。この港は図一 175 に示すように最上川河口に発達した河口港である。重力式構造物に関する主な被災としては、東埠頭L形ブロック岸壁の頂部とエプロンの間に最大4 cmのクラックが650 mにわたって生じた他、1万トン岸壁(ウエル構造)背後のエプロンに最大12 cmのクラックと最大30 cmの沈下が生じ、その背後のブロック式土留壁の後方の地盤にもクラックが生じた。これらの構造・被災の詳細にわたる資料は収集できなかった。その他、第4酒田護岸にも被害が発生した。

a) 第4酒田護岸

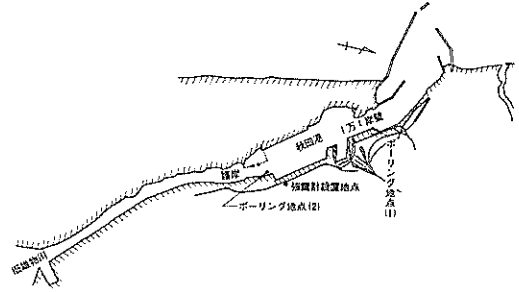
これは図一 176 に示すようなコンクリートブロック構造である。被害は背後エプロンに幅4～5 cmのクラックが120 mにわたって発生した。護岸の天端における沈下はらみ出しは顕著ではなかった。この護岸の近くの地盤状態は図一 177 のようである。



図一 175 酒田港平面図



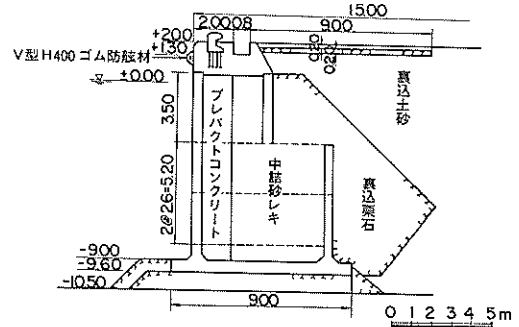
図一 176 酒田港第4 酒田護岸



図一 178 秋田港平面図

No	18	地名	酒田港					
北緯	38°54.78'	東経	139°18.89'					
標尺	標高	層厚	地質	N 値	Q _v 値	h	Vs (m/sec)	r (t/m ³)
				0.020304050	(t/m ²)	(m)	100 200 300 400	1516 1718 1920
±0	0.00							
-2.45	2.8	砂	硬	14			218	1.7
-4.45	2.0	中	砂	11		4.8		
-6.25	1.8	シルト		18			225	1.7
-11.55	5.4	シルト質	粗砂	17		7.2		
-15				20/27			334	1.8
-17.25				20/21				
-17.25				20/25				
-17.25	6.2	粗	砂	23				
-20	2.00	中	砂					

図一 177 酒田港 土質柱状図



図一 179 秋田港1万t岸壁

5) 秋田港の被災

秋田港の平面図を図一 178 に示す。秋田における震度は IV であり、県庁庁舎の地階に設置されていた SMAC - A 型強震計によれば 98 gal の加速度が記録されていた。

a) 1 万トン岸壁

この岸壁は昭和34~38年に施工されたもので、図一 179 に示すようにセルラーブロックの中に 1.5 m 幅にプレバ

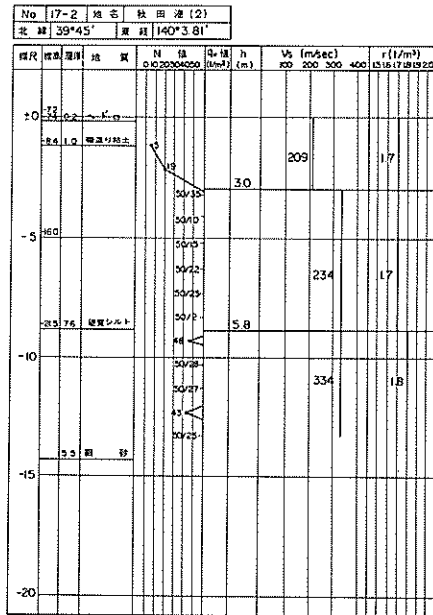


図-180 秋田港土質柱状図(2)

ックドコンクリートを注入して一体構造となるようにし、裏込めとして割栗石を使用したものである。被害は、天端にある排水溝とエプロンの間およびエプロン中央に幅数 cm のクラックが生じている。地震時には、エプロンに上載荷重とみなすべきものはなかった。付近の地盤状態を図-80, 180 に示す。

b) 1万トン岸壁取付護岸

図-181 に示す取付護岸が地震により前傾した。この

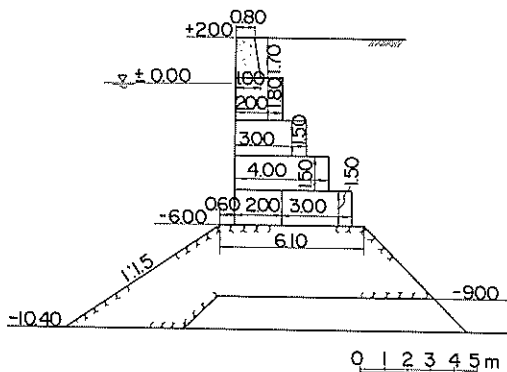


図-181 秋田港1万t岸壁取付護岸

護岸はブロック式で比較的厚い割石マウンドを有しており、被災の原因としてはマウンドの支持力の低下が考えられる。

3.9 1968年十勝沖地震^{33,34)}

1) 地震の概要

震源の位置等を以下に示す。

発震時：1968年5月16日9時49分

位置：十勝沖

東経143.58° 北緯40.68°

深さ：0 km

マグニチュード：7.9

この地震による震度分布を図-182に示す⁶⁾。また余震の震央分布を図-183に示す³³⁾。図中には、金森により求められた断層面³⁵⁾、長宗により与えられた主要破壊の中心位置³⁶⁾が示してある。

津波は北海道南岸および東北地方太平洋岸の広範囲にわたって来襲した。各地の最大波高は釧路1.9 m、浦河5.0 m、室蘭0.67 m、函館2.0 m、八戸5.9 m、宮古4.1 m、大船渡2.5 mであった。

この地震では各地において強震計により地震動が記録された。その主な加速度値として、室蘭港で218 gal、青森港で232 gal、八戸港で259 galなどがある。

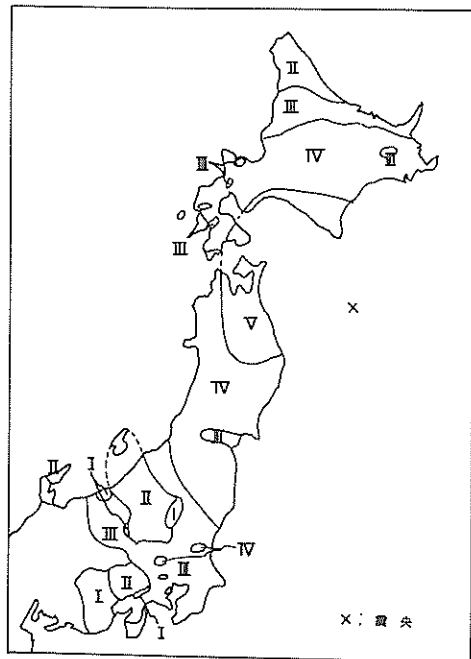


図-182 1968年十勝沖地震の震度分布

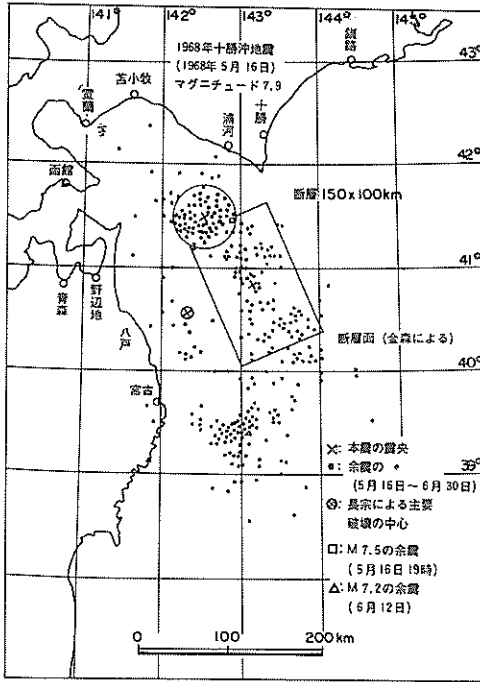


図-183 1968年十勝沖地震の震央分布

被害の概要は以下のようである。

死者・行方不明：52人

負傷者：329人

全壊家屋：676戸

半壊家屋：2,994戸

被災世帯数：4,475世帯

被災者数：22,259人

被害総額は530億円であるが、この内の87%に相当する460億円が青森県の被害である。港湾関係の被害額は全体の約4%であった。

2) 浦河港の被災

浦河港の平面図を図-184に示す。浦河港の震度はVで、地震時の水位は+0.52mであった。この港には第1物揚場(昭和40年完成ブロック、水深-4.5m)、第2物揚場(昭和5年完成L型ブロック、水深-3.5m)、第3物揚場(昭和24年完成、L型ブロック、水深-2.3m)および-5.5m岸壁(昭和40年完成、ケーソン)があったが、被災は第3物揚場だけに発生している。

a) 第3物揚場

浦河港の地盤は表面が風化した比較的軟い岩盤であり、第3物揚場は図-185に示すように約2m厚の捨石マウンドを持つL型ブロックである。被害状況は、ほぼ全延長200mにわたりエプロンが5~10cm沈下し、上部工

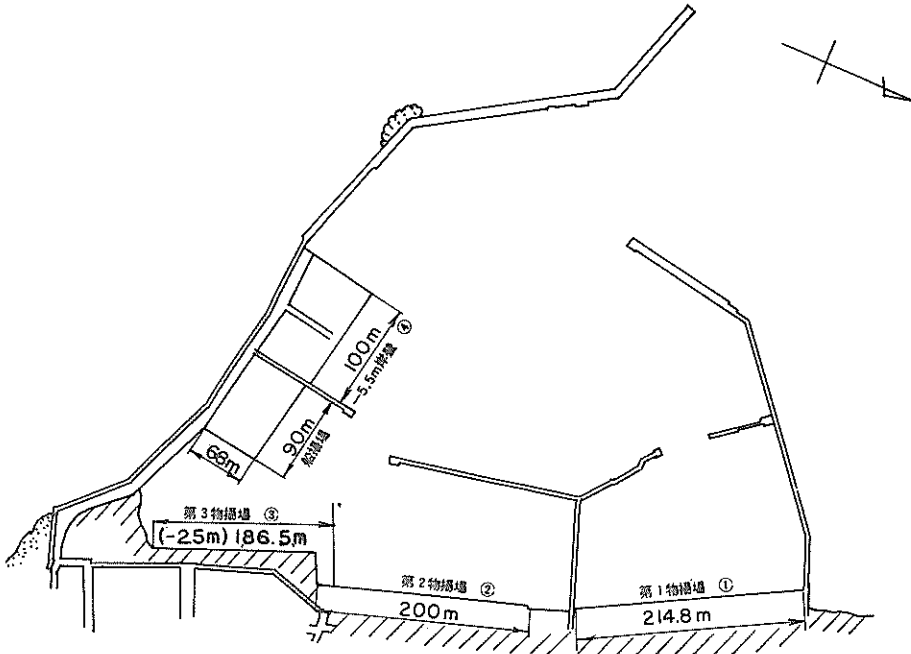
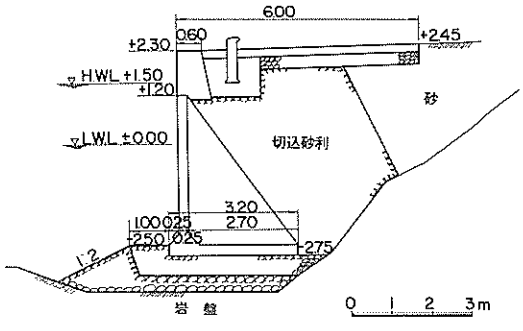


図-184 浦河港平面図

とエブロンの中に2~3 cmの間げきが生じたことである。またエブロン背後に亀裂が発生した。地震時にエブロンには上載荷重は無かった。



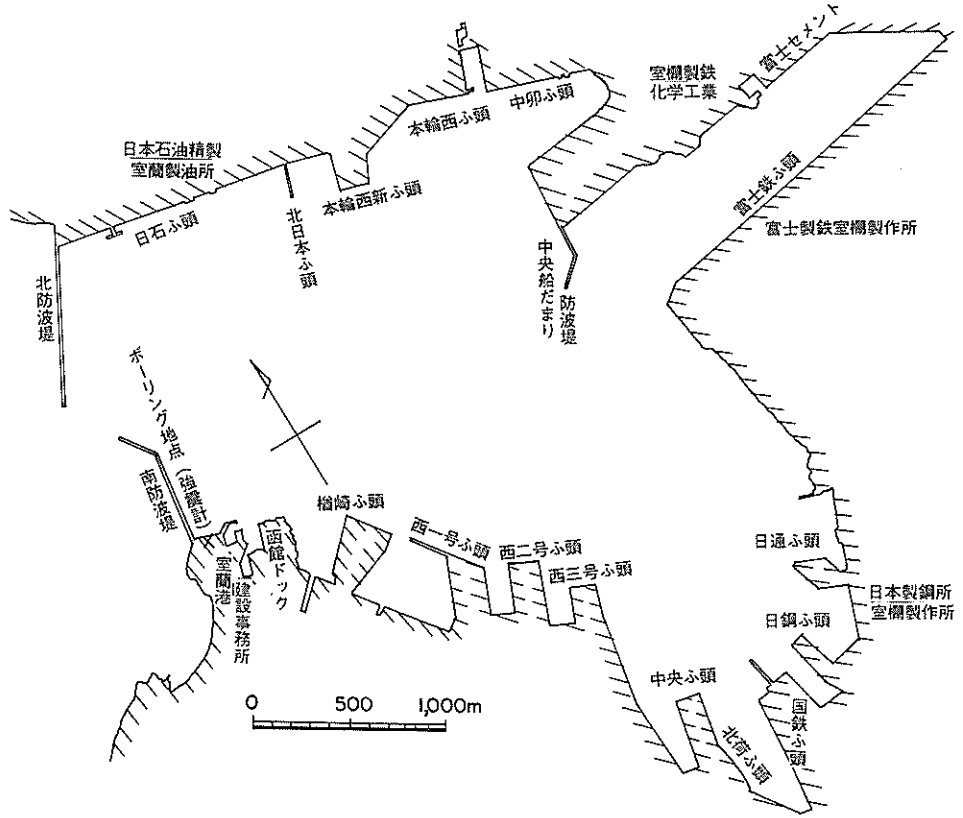
図一 185 浦河港第3物揚場

3) 室蘭港の被災

室蘭港の平面図を図一 186 に示す。この港は北日本唯一の特定重要港湾であり、港湾施設の数は多かった。南防波堤基部付近に設置されていた強震計によると、最大加速度は218 galであった。震度はIVと発表されている。被害の程度は全体的にあまり顕著ではなく、幾つかの施設に壁体の前傾・はらみ出し、エブロンの沈下・破壊が見られていたが、いずれも構造物本体が破壊したと思われるものは無かった。この港の基礎地盤は、深さL.W.L. - 10 m程度までがN値10前後のシルト質火山灰あるいは砂質火山灰であり、その下はN値50以上の堅い凝灰岩となっている。図一 187 に強震計設置地点のボーリング結果を示す。地震時の潮位は+0.28mであった。以下に被災構造物の教例について述べる。

a) 西1号埠頭西側-4.5m岸壁

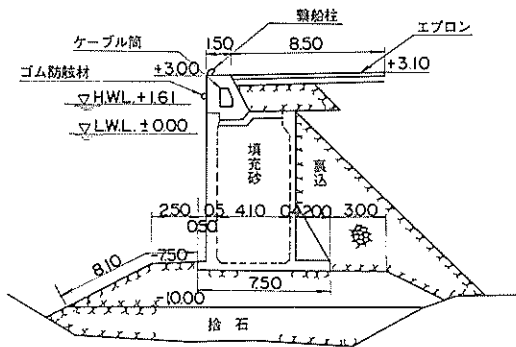
西1号埠頭は西側基部から-3m物揚場、-4.5m岸



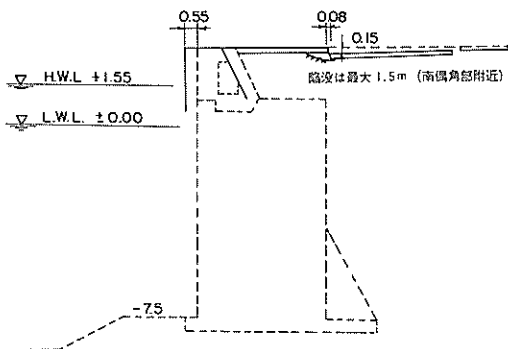
図一 186 室蘭港平面図

c) 西2号埠頭西側—7.5 m岸壁

昭和36年に完成した延長257 mのケーソン岸壁で、その標準断面は図—191に示すようである。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、その最大値は55 cmに達している。コンクリートブロックでできたエプロン舗装は、ケーソンの上に乗っている海側の1ブロックについては基部隅角部を除いて異常が見られないものの、その背後は全長にわたり15~20 cmの沈下を示し、舗装の目地にすき間が生じた。本岸壁の一部には裏込土が流出して陥没が生じ、エプロン舗装が破壊したと見られる所もある。図—192に被災状況を示す。隣接して法線直角方向に同様の断面を持つ先端護岸があり、被災の状況もよく似ている。しかし西1号東側岸壁は設計条件・水深・完成時期・構造が本岸壁とほとんど同一であるが、被害は比較的軽微であった。



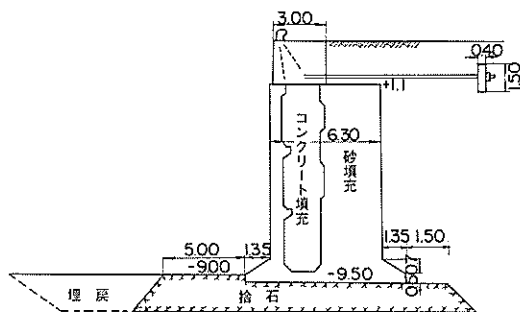
図—191 室蘭港西2号埠頭—7.5 m岸壁



図—192 室蘭港西2号埠頭—7.5 m岸壁被災状況図

d) 富士鉄埠頭甲種岸壁

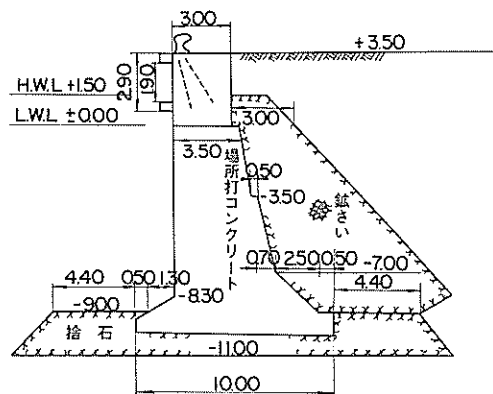
昭和36年に完成した延長700 mのケーソン岸壁である。標準断面は図—193のようであり、上部工にはタイロッドを介して控え版が取付けられている。地震により法線が最大120 cmはらみ出し、上部工は最大3°前傾した。岸壁背後の地盤には沈下・陥没が生じている。このため岸壁クレーン・貯炭場のトランスポーター・ベルトコンベアーの基礎などに沈下・軌間の狂いを生じ、荷役機械の移動が不能となったものもある。被害状況から見ると、岸壁のはらみ出し量が120 cmもあることから、ケーソンの前傾の他に滑動も生じたと考えられている。



図—193 室蘭港富士鉄埠頭甲種岸壁

e) 富士鉄埠頭乙種岸壁

昭和15年に完成した延長400 mの場所打コンクリート式岸壁である。図—194にその標準断面図を示す。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



図—194 室蘭港富士鉄埠頭乙種岸壁

後は沈下し一部には陥没を生じた。これらの地盤沈下・法線のはらみ出しのため、甲種岸壁と同様に荷役機械の運転に支障をきたした。

4) 函館港の被災

函館港の平面図を図-195に示す。この港は本州との鉄道連絡港として栄えていたことから、かなり古い構造

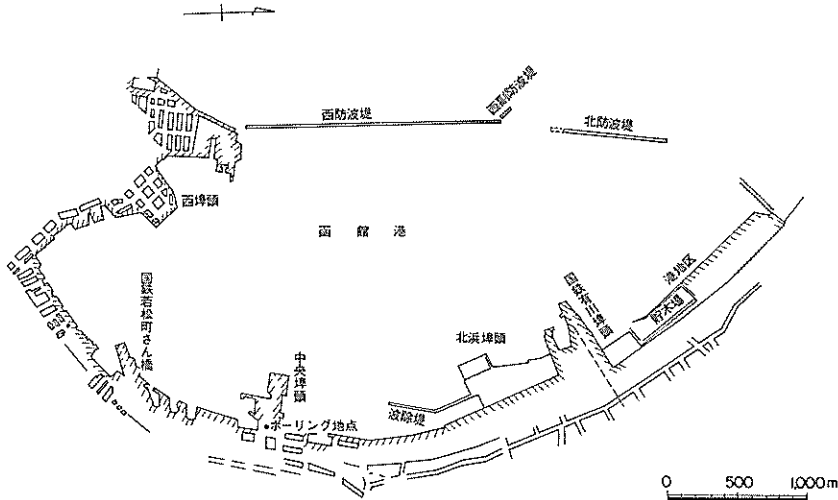


図-195 函館港平面図

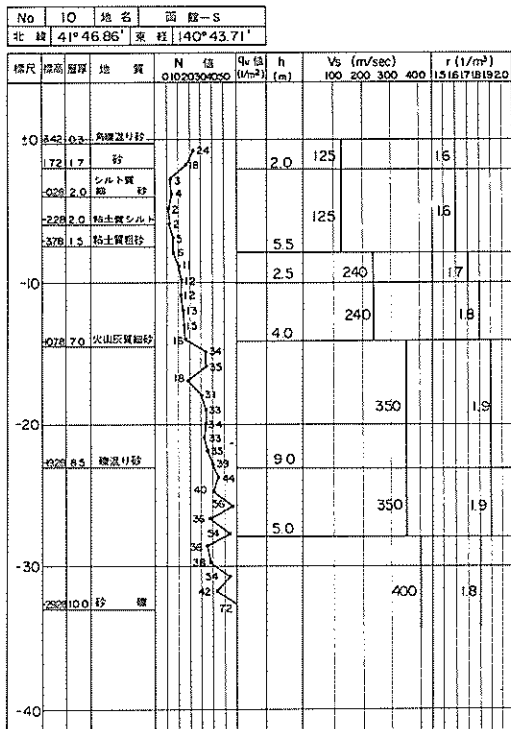


図-196 函館港 土質柱状図

物もある。重力式構造物の被害は、国鉄若松埠頭・中央埠頭・若松町護岸などに発生している。

この港一帯の土質は全般的に軟弱な粘土層が厚く堆積しており、各地点ごとに見るとN値の小さな薄い砂層が複雑に入り混っておりあまり良好な地盤状態ではない。地震によって各所において噴砂現象が見られたのは、これらの砂層の流動化によるものである。図-196には中央埠頭基部の強震計設置地点における土質状況を示す。地震時の潮位は+0.22mであった。以下に主な被災例について述べる。

a) 中央埠頭北側-9.0m岸壁

この施設は昭和29年に完成した延長60mのケーソン岸壁である。標準断面は図-197のようであるが、実際には基礎地盤にかなり多量の捨石が投入されているとのことである。被害としては、先端隅角部に3~5cmのはらみ出しがあり、舗装と上部工の間に多少のすき間が生じた程度の軽微なものである。壁体の滑動・前傾はほとんど無い。この施設に隣接して図-198に示すような同じ年度に完成した延長111mのブロック式岸壁があったが、無被災であった。

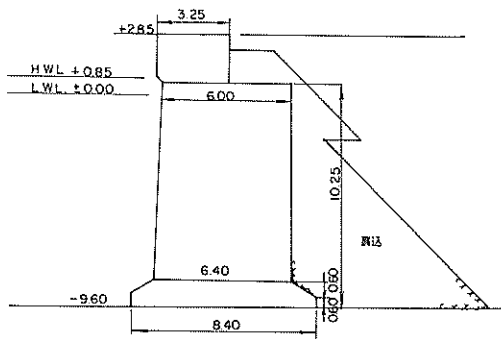


図-197 函館港中央埠頭北側-9.0 m岸壁

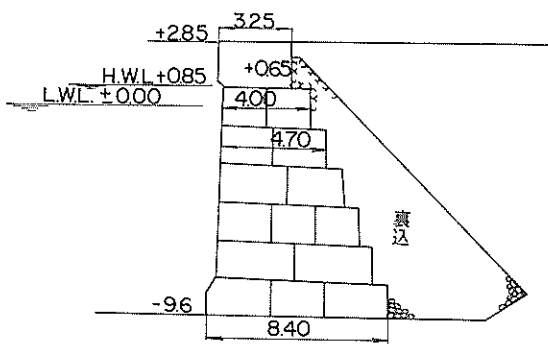


図-198 函館港中央埠頭北側-9.0 m岸壁(ブロック)

b) 国鉄若松町埠頭第2岸壁

この岸壁は第1岸壁と共に大正14年に建設された延長103 mのケーソン岸壁と昭和34年に建設された延長40 mのニューマチックケーソン岸壁からなっている。ケーソン部は過去に約2 mの基礎地盤の圧密沈下が生じており、これに対処するため、ケーソンの上部工を3回にわたり嵩上している。被害はケーソン部のみに見られ、約100 mにわたり法線がはらみ出し、天端が沈下した。最大沈下量は約60 cm、最大はらみ出し量は約40 cmである。潜水夫による調査と上部コンクリートのボーリングの結果から、下部ケーソンと上部工との間にずれが生じていることがわかった。図-199に岸壁の地震前調査(昭和43年2月)による状態と地震後の断面を示す。その他、若松埠頭西側岸壁(水深-7.0 m、ケーソン)及び南側岸壁(水深-7.0 m及び-4.0 m、ケーソン)では、岸壁法線がかなりはらみ出し、背後の建物が破損した。

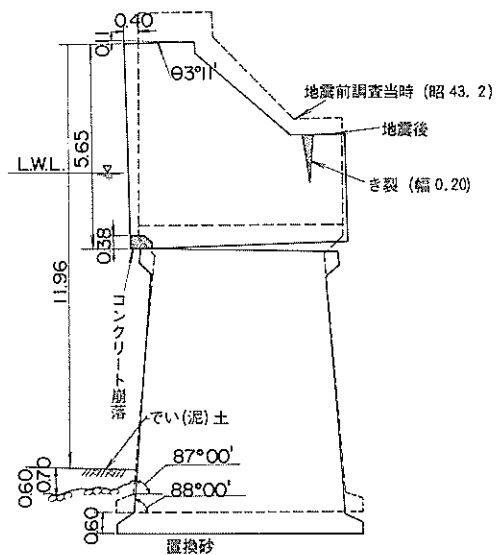


図-199 函館港国鉄若松町埠頭第2種岸壁被災状況図

c) 国鉄有川埠頭第3・第4岸壁

有川埠頭第3及び第4岸壁は同じ断面で、図-200に示すようである。これらケーソン岸壁は昭和17年に建設されたもので、延長は合計340 mである。被害としては、法線のはらみ出し、ケーソン後端部付近の地盤に亀裂が発生し、背後が約30 cm沈下した。

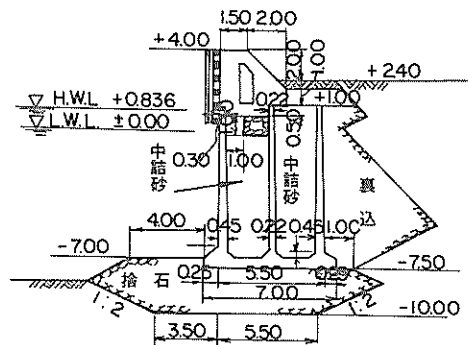


図-200 函館港国鉄有川埠頭第3, 第4岸壁

d) 若松町護岸

図-201に標準断面図を示す。この護岸は昭和30年に完成した延長77 m、水深-2.0 mの場所打コンクリート構造である。護岸はほぼ全延長にわたり倒壊し、水没した部分もあった。背後地盤は著しく沈下し、家屋約21戸

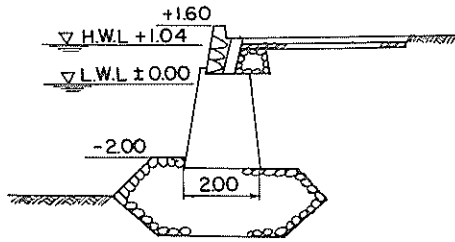


図-201 函館港若松町護岸

が傾き、津波によって浸水した。このような被害状況及びこの付近の土質状況から、この護岸では基礎のすべり破壊が生じたのではないかと推定されている。

5) 青森港の被災

青森港は青函連絡航路のターミナルその他交通の要衝として栄えて来たが、昭和26年に重要港湾に指定されて以降、さらに港湾機能の整備が進められつつあった。図-202に青森港の平面図を示す。地震による重力式構造物の被害としては、中央埠頭・浜町岸壁・堤川物揚場などのけい留施設と防波堤の沈下がある。しかし被災程度は比較的軽微で、施設が使用不能となった例はない。また、大正末期・昭和初期に建設されたブロック構造の国鉄岸壁では、背後の建物にかなり著しい被害を生じたが岸壁自体は無被災であった。

青森港一帯の地盤は、-20~-25mまでN値10前後の砂または砂質シルト層で、それ以深は非常に締った砂れき

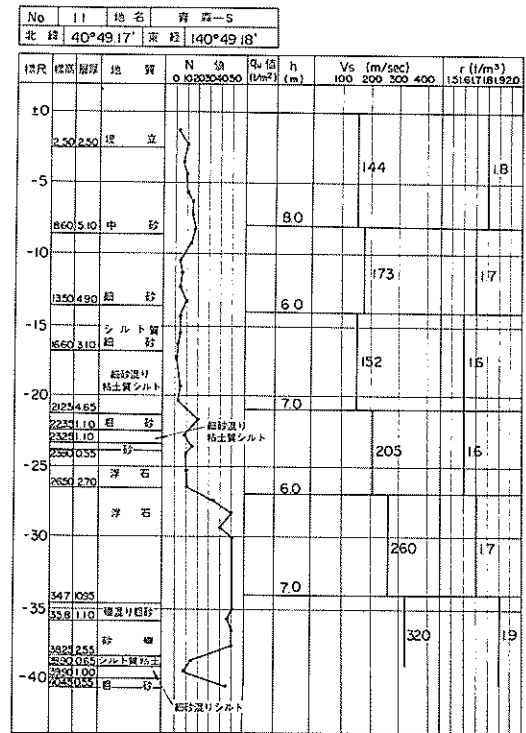


図-203 青森港 土質柱状図

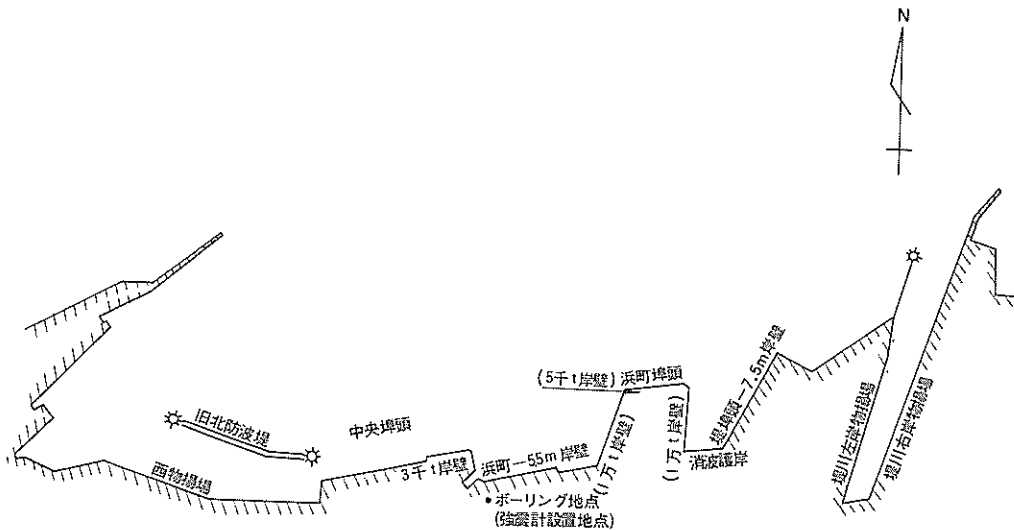


図-202 青森港平面図

層（火山灰・軽石）となっている。図-203は青森港工事事務所構内の強震計設置地点における土質柱状図である。この強震計によると、地盤の最大加速度は232 galであった。地震発生時の青森港の潮位は+0.19 mであった。以下に代表的な被災例について述べる。

a) 中央埠頭-7.5 m岸壁

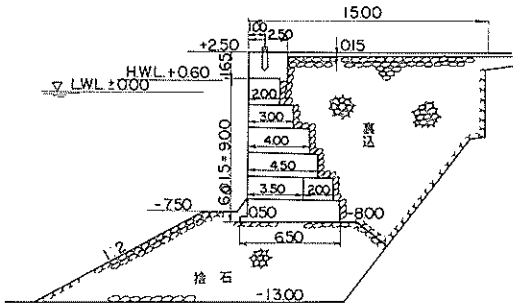


図-204 青森港中央埠頭-7.5 m岸壁

昭和29年に旧岸壁の前面に新たに造られた延長115 mのブロック構造の岸壁である。図-204に標準断面図を示す。地震による法線のはらみ出しは若干見られる程度であったが、旧岸壁との間のコンクリートエプロンが全体的に10~20 cm沈下した。海側のエプロンには無数のクラックが生じ3~5 cmの目地開きが見られ、旧岸壁法線上では全延長にわたり5~10 cmのクラックが見られる。背後の上屋基礎のコンクリート版が破損し基礎地盤の陥没があり、噴砂のこん跡が見られた。

b) 浜町埠頭-5.5 m岸壁(ブロック)

昭和38年に完成した延長190 mの岸壁の内の70 mであり、標準断面は図-205のようである。被災は法線のはらみ出し・沈下およびエプロンの沈下・目地あきなどで

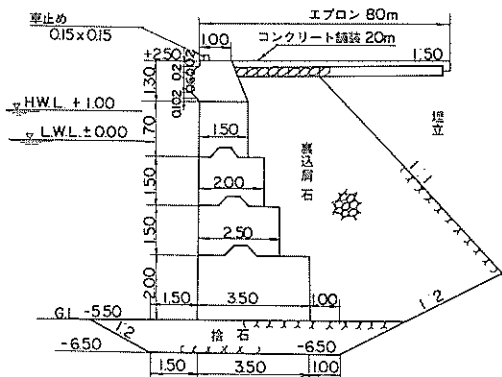


図-205 青森港浜町埠頭-5.5 m岸壁(ブロック)

ある。法線の最大はらみ出し量は32 cm、最大沈下量は44 cmであった。隣接したケーソン部と比較すると、かなり被災の程度が著しい。

c) 浜町埠頭-5.5 m岸壁(ケーソン)

ブロック部に隣接する延長80mのケーソン岸壁で、その標準断面は図-206のとうりである。地震により法線が最大9 cmはらみ出し、最大31 cm・平均23 cm沈下した他、エプロン中央部に2~5 cmの目地開きが生じた。被災の程度はそれほど著しくないが、ブロック部との接続点で法線のはらみ出しが不連続となっており、被害程度に関する構造上の相違が顕著に現れていた。

d) 堤川左岸-2.5 m物揚場

昭和27年に完成した延長460 mのブロック式構造物である。標準断面図を図-207に示す。堤川河口部より上流へ延長92mにわたり壁体が前傾し、著しい所では4°に違している。法線のはらみ出しは最大30 cmで、エ

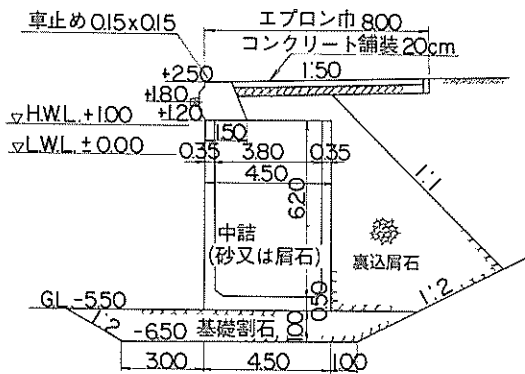


図-206 青森港浜町埠頭-5.5 m岸壁(ケーソン)

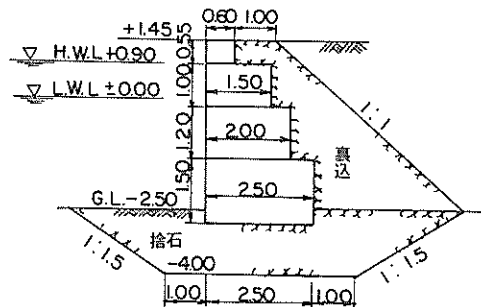
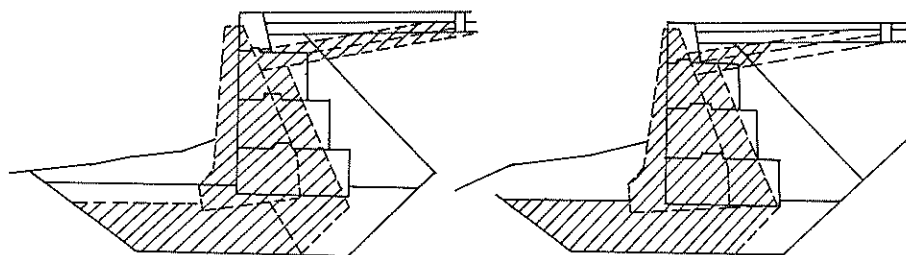


図-207 青森港堤川左岸-2.5 m物揚場

ロンの沈下も最大75 cm に達している。目地は全延長にわたり開いており最大幅は30 cm であった。図-208 に被災断面の代表的な2例を示す。なお、地震時には上載

荷重としてエプロン上に約 1.5 ton/m^2 の原木があった。

壁体前傾沈下状況



No.29 断面 (1:100)

No.50 断面 (1:100)

図-208 青森港堤川左岸-2.5 m物揚場被災状況図

6) 野辺地港の被災

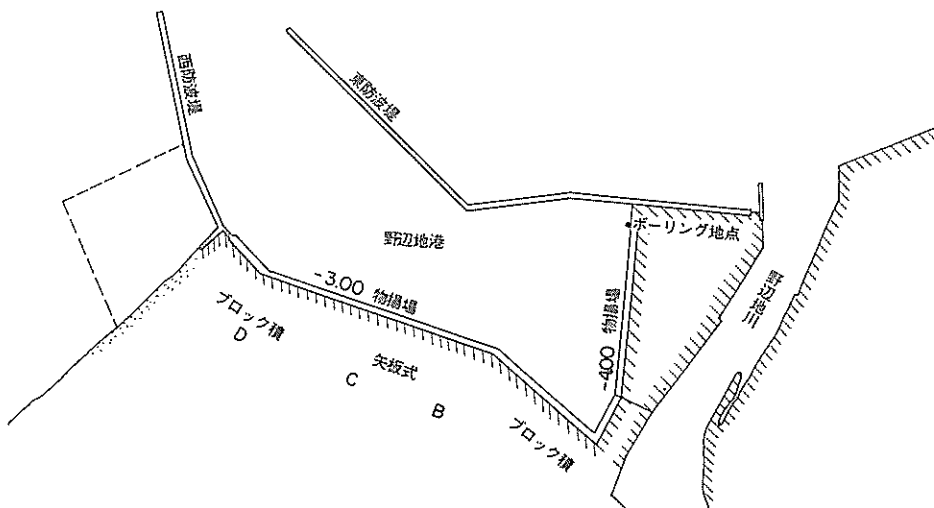


図-209 野辺地港平面図

野辺地港の平面図を図-209 に示す。西防波堤と東防波堤に囲まれた港内のけい留施設としては、-3.0 m と -4.0 m の物揚場があった。-3.0 m 物揚場は矢板構造とブロック構造の部分からなっているが、地震により後者が大きな被害を受けた。-3.0 m と -4.0 m の矢板式

物揚場はほとんど被災しなかった。

野辺地港の土質はL.W.L.-9m程度までは非常にゆるい細砂層があり、それ以深は砂れきとなっている。図-210 には-4.0 m 物揚場におけるボーリング結果を示す。なお、地震時の潮位は+0.20 m 程度であったと推定され

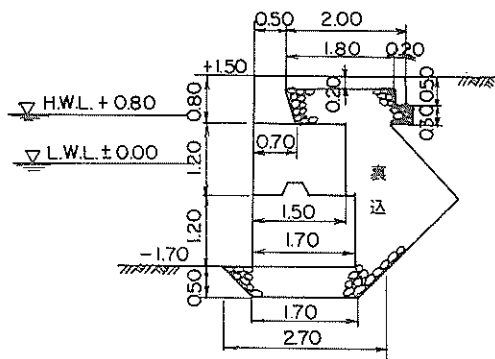


図-214 川内港物揚場

エブロン背後の地表面には、法線方向に数本のクラックが生じている。

8) 八戸港の被災

八戸港の平面図を図-215に示す。この港は東の鯨地区から始まり西方へ発展してきており、港湾施設はかなり広範囲に存在している。被災の特徴としては、後に述

べるように非常に大きな地盤地速度が発生したにもかかわらず被害の程度が軽微であったことである。鯨・白銀地区ではケーソン及びブロック構造物に法線のほらみ出し・エブロン沈下等がわずかに生じた。八太郎地区・第一工業地区の施設は全て矢板構造であったが、全体の約1/5が被災した。

八戸港周辺の地盤は、おおむね砂質地盤である。大体L.W.L-5~-10mまではN値が10~20の砂質土よりなり、それ以深はN値が40~50の強固な地盤となっている。図-216は八戸港工事事務所の強震計設置地点の地盤状況を示している。この強震計によると、南北成分235gal、東西成分188gal、合成最大値259galの加速度が記録され、この値が1968年十勝沖地震における最大の地盤加速度である。地震時の潮位は、D.L.-0.05mであり、上載荷重のあった施設はなかった。以下に主な被災構造物について述べる。

a) 鯨地区-5.0m岸壁

昭和40年に完成した延長149mのケーソン岸壁である。図-217にその標準断面を示す。地震によりケーソン後趾付近の位置においてエブロンに巾3~4cmのクラック

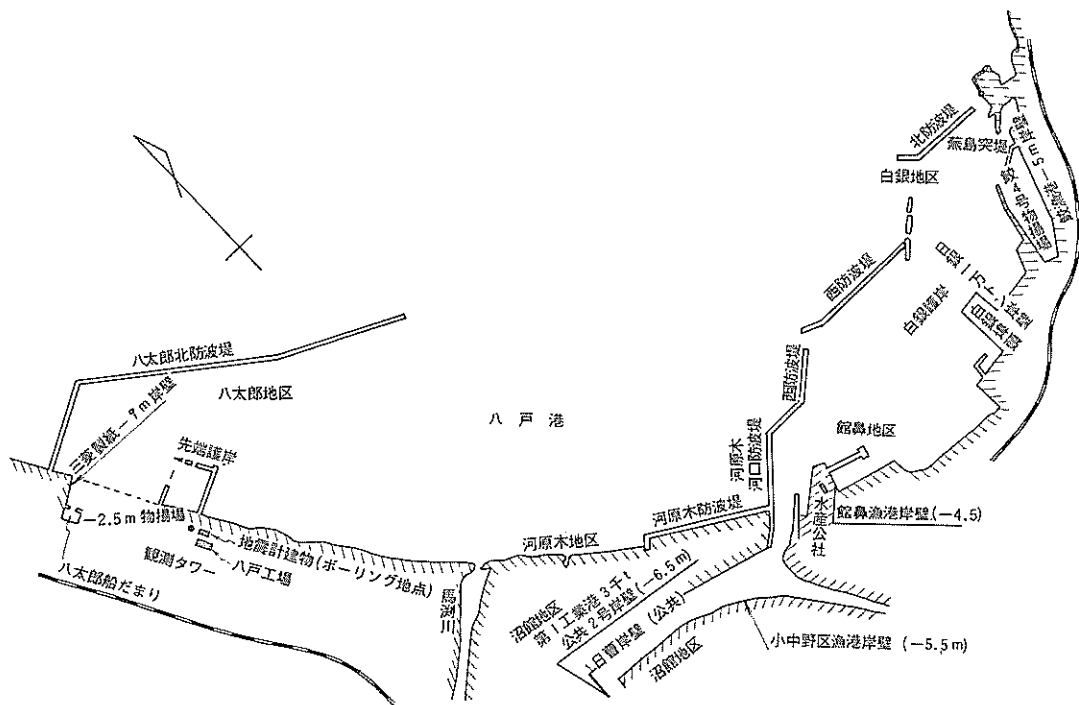


図-215 八戸港平面図

No. 14		地名 八戸-S						
北緯 40° 33'		東経 141° 29'						
標尺	標高	層厚	地質	N 値 0.10 20 30 40 50	Q _u 値 (kg/cm ²)	h (m)	V _s (m/sec) 100 200 300 400	r (1/m ³) 151617181920
±0	0.6	中	砂			2.0	100	18
	1.0	中	砂			1.9	150	18
-5	2.6	中	砂					
	2.2	粗	砂					
-10	3.5	地盤り粗砂				5.5		195
	3.1	粘土質粗砂						194
	0.6	中	砂				380	17
-15								
-20	2.6	粘土質粗砂						
	1.3	粗	砂					
	0.4	浮	石					
-25								

図-216 八戸港 土質柱状図

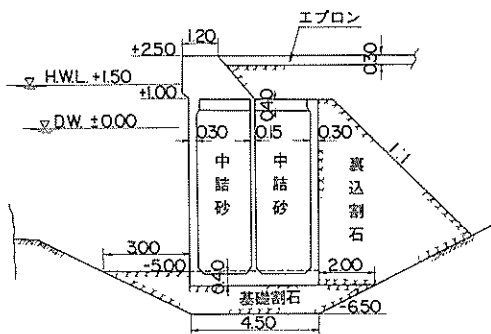


図-217 八戸港 鮫地区-5.0 m 岸壁

クが発生した。法線のはらみ出し・エプロンの沈下・上部工とエプロンとのすき間などの被害は生じていない。この岸壁に続いて延長200mの鋼管栈橋があったが、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災であった。なお、鮫地区には図-218に示すようなブロック式岸壁もあったが無被災であった。

b) 白銀地区先端護岸

昭和34年に完成した延長170mのブロック構造である。図-219に標準断面図を示す。地震によりほぼ全長

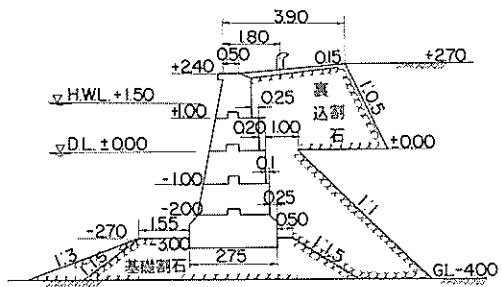


図-218 八戸港 鮫地区 3千トン岸壁

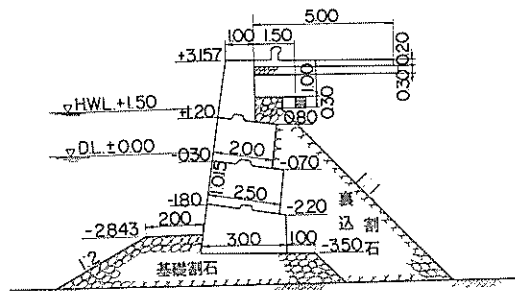


図-219 八戸港 白銀先端護岸

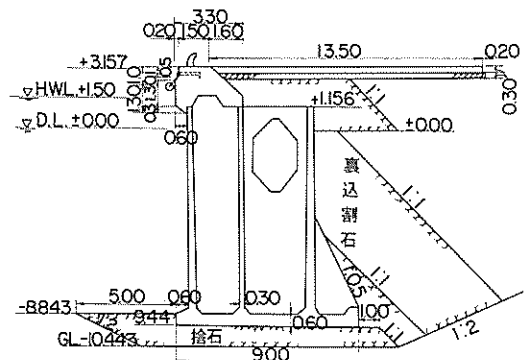


図-220 八戸港 白銀埠頭-9.0 m 岸壁

にわたって上部コンクリートとエプロンの間に2~3cmのすき間が生じ、エプロンも一部では沈下した。この護岸に隣接して図-220に示すケーソン岸壁があったが無被災であった。

9) 宮古港の被災

図-221に宮古港の平面図を示す。宮古港における被害は、神林地区の防波堤における被覆石の散乱・ブロックの破損および貯林用のコンクリート製けい留杭の倒壊であり、出崎地区のケーソン構造物は無被災であった。銚ヶ崎地区に設置されていた強震計によると、地盤の最大加速度は南北成分118gal・東西成分95galで比較的

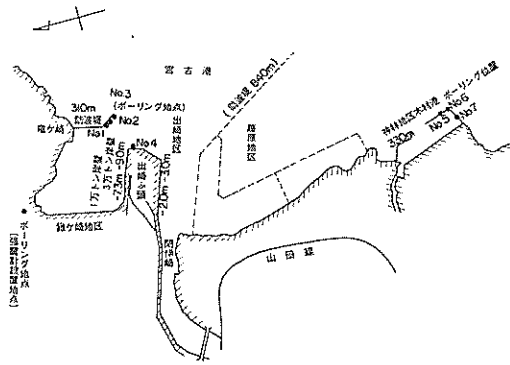


図-221 宮古港平面図

大きな値を示している。宮古港の地盤は全体的に砂質土からなっており、岩盤は神林地区でL.W.L. -10~-20m以深・鍛ヶ崎地区でL.W.L. -10m以深に表われている。出崎地区ではL.W.L. -25mまでN値4~6の砂質シルトが堆積しており、それ以深は細砂層となっている。図-222に強震計設置地点の土質柱状図を示す。なお地震時の潮位はD.L. -0.05mであった。

宮古港では、主要構造物が地盤のあまり良好でない出崎地区にあったにもかかわらず被害を受けていない。強震計による地震動の正確な記録も得られていることから、無被災構造物ではあるが参考までに出崎埠頭-7.3m岸壁および-4.0m物揚場の標準断面図を図-223、224に示す。

No		地名		宮古-S			
北緯		39°38'		東経		141°58'	
標尺	深さ	層厚	地質	N値	h	Vs (m/sec)	r(t/m ³)
				0.10, 20, 30, 40, 50	(m)	100 200 300 400	151617191920
±0	0.7		埋土				
	1.5		細砂		3.0	196	17
						237	18
-5	6.05		砂		5.25		
	1.85		線状リ粘土		1.85	209	17
-10						600	19
	2.90		硬岩				
-15							

図-222 宮古港 土質柱状図

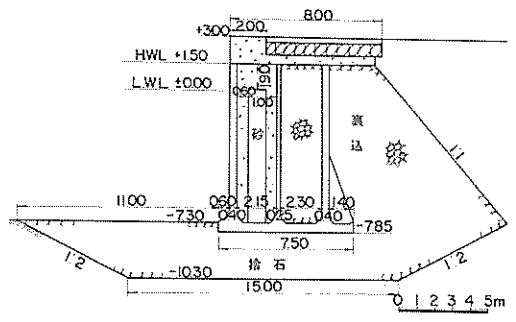


図-223 宮古港出崎埠頭-7.3m岸壁

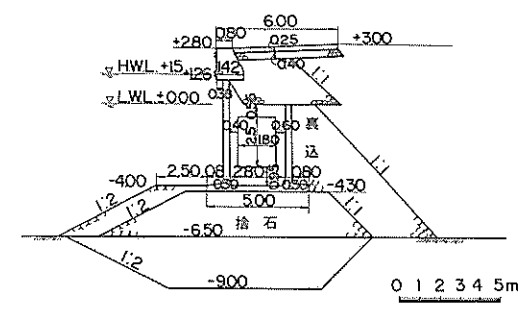


図-224 宮古港出崎埠頭-4.0m物揚場

3.10 1973年根室半島沖地震³⁷⁾

1) 地震の概要

1973年根室半島沖地震の震源の位置等は以下のようである。

発震時：1973年6月17日12時55分

位置：根室半島南東沖

東経 146.0° 北緯 42.9°

深さ：40 km

マグニチュード：7.4

各地の震度を図-225に示す。⁶⁾ また、図-226には本震および余震の震央分布を示す。

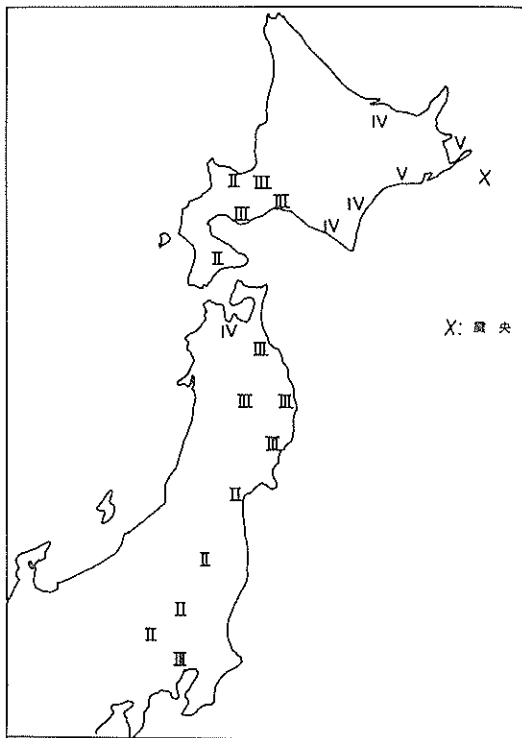


図-225 1973年根室半島沖地震の震度分布

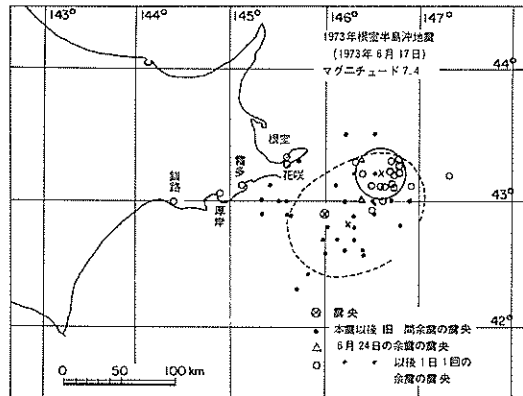


図-226 1973年根室半島沖地震の余震の震央分布

港湾地域強震観測網では、本震の際に8台の強震計が作動し地震動の正確な記録を残している。その内の最大値は釧路港で記録されたもので、南北方向に146 galであった。被害の著しい花咲港・霧多布港では、それぞれ280 gal・250 galであったと推定されている。³⁷⁾

津波は襟裳岬以東に襲ったが、特に釧路～根室岬の間で波高は2～5 mにも及んでいる。津波が襲った時の天文潮は+0.7 m 前後のほぼ平均潮位であったが、震源地に近い花咲港・霧多布港などでは港湾施設・一般建築物にかなりの被害が生じた。

地震による人的被害その他は次のようである。

負傷者：28人

全半壊家屋：21戸

浸水家屋：70戸

被害総額は40億3,000万円であり、その内の97.5%が北海道における被害である。港湾・漁港および海岸保全施設に関する被害額は11億4,000万円と報告されており、全体の28.3%にあたる。

2) 花咲港の被害

図-227に花咲港の平面図を示す。この港は根室港と並んで我国最東端に位置し、不凍港であるので北洋漁業の基地として活況を呈していた。

花咲港における地震被害が今回の地震では最も著しかった。この港における港湾施設の被害額は4億2,000万円にのぼり、港湾関係の総額の90%以上に相当する。

この港の建設は昭和28年頃より、東端に近い中央物揚場からはじまり、次第に漁業埠頭・中浜地区が整備されて来ている。これらの諸施設は、防波堤・船揚場を除きほとんど被災した。重力式構造物の被害は、法線のほら

み出し・天端の沈下およびエブロン沈下・破損であり、一部で上部工が海中に転落した例もあるが、壁体の大規模なすべりや転倒は生じていない。

花咲港における正確な地震動の記録はないが、文献(37)によれば最大 280 gal の地盤加速度が発生したと推定されている。

花咲港の地盤は、場所によっていくぶん異るとはいえ全体は地表から 5~10m までは細砂層で、それ以深は粘土質頁岩である。図-228、229 は最も著しい被害のあった漁業埠頭におけるボーリング結果である。図-230、231 は中浜地区におけるボーリングの結果である。被災施設の周辺には地盤の流動化の痕跡である噴砂が各所に見られており、裏込土等の流動化が被害の大きな原因であろうと言われている。なお、裏込土の粒度分布は、港湾構造物設計基準に述べられている。“特に流動化の可能性有り”の範囲に属していた。

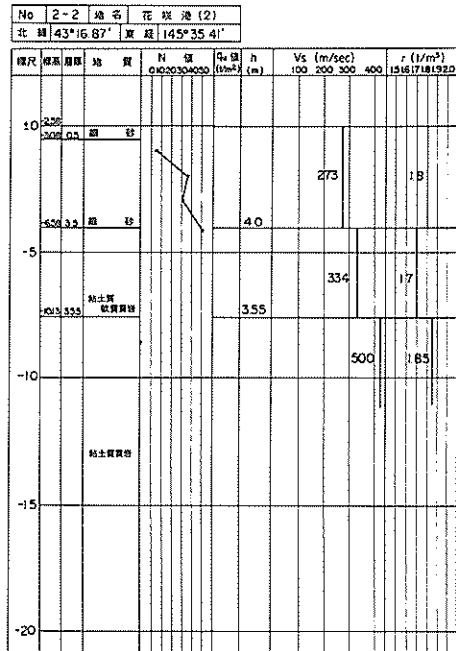


図-229 花咲港 土質柱状図(2)

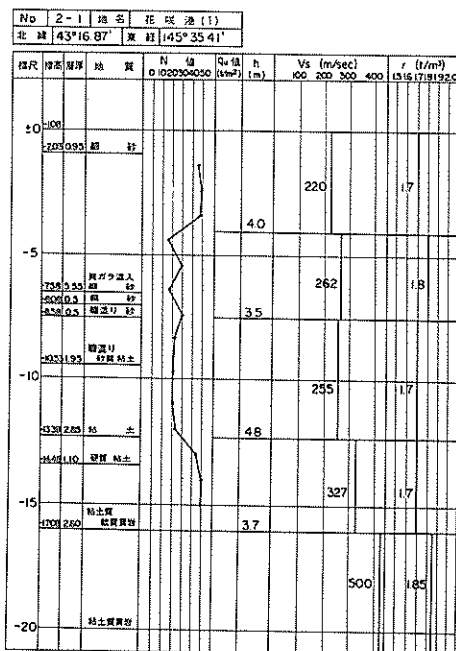


図-228 花咲港 土質柱状図(1)

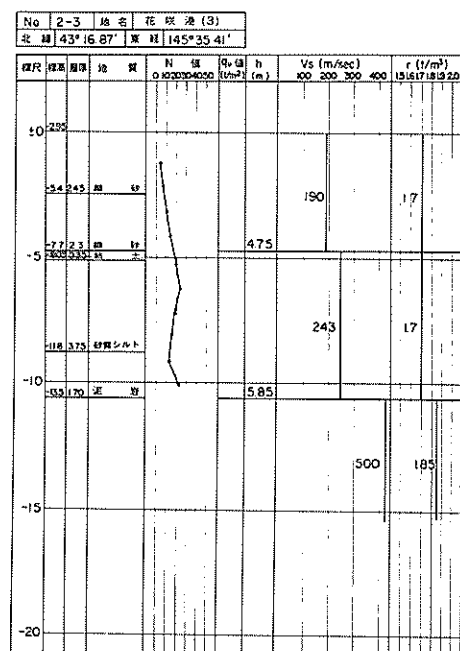


図-230 花咲港 土質柱状図(3)

No		地名		花咲港(4)				
北緯		東経		145°35.4'				
標尺	標高	層厚	地質	N値 0 1000 3000 50	Q値 (kg/cm ²)	h (m)	Vs (m/sec) 100 200 300 400	r (t/m ³) 15 16 17 18 19 20
10	0.00							
	376	3.7	細砂	50/23		3.7	238	17
	508	1.3	硬選り砂	50/5		1.3	334	1.9
	838	3.9	細砂	50/15		3.9	247	1.8
	1128	2.4	泥質	50/23		2.4	500	1.85
				50/27				
-10								
-15								
-20								

図-231 花咲港 土質柱状図(4)

地震時における花咲港の潮位は+0.67mであった。
以下に主な被災施設について述べる。

a) -6.0m岸壁

この岸壁は延長130mの注入コンクリート構造である。

図-232に標準断面を示す。

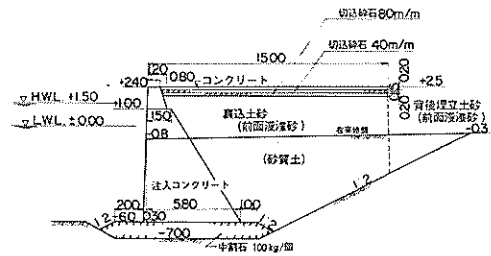


図-232 花咲港-6.0m岸壁

西の取付部から60mのA部は昭和46年度に施工され、それ以外のB部は昭和45年度に施工されている。被害状況

としては、岸壁全長にわたる法線のはらみ出し・沈下とエブロン沈下・目地の開きである。A部の最大はらみ出し量は60cm・沈下量は30cmであるのに対し、B部では各々35cmおよび15cmであった。エブロン沈下は全体的に生じていたが、やはりA部の方が著しい。A・B両部での被災の相違の原因として考えられることは、A部の施工時にB部には1t/m²の盛土があり、ブロードとして作用したこと、地震時にはA部エブロンに若干のブロックが積載されていたことである。図-233にA部の被災状況を示す。

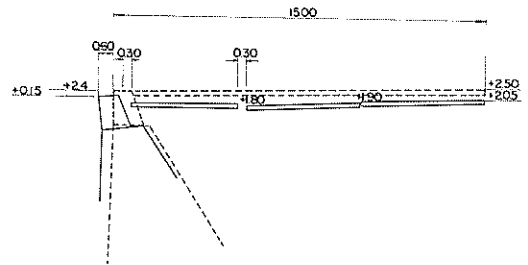


図-233 花咲港-6.0m岸壁被災状況図

b) -5.5m岸壁(注入コンクリート)

昭和45年~46年に施工された延長90mの注入コンクリート岸壁である。図-234にその標準断面図を示す。

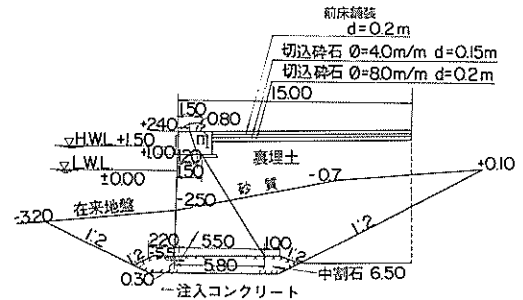


図-234 花咲港-5.5m岸壁(注入コンクリート部分)

被災状況は図-235のようであり、法線が全体に約20cmはらみ出し、10~18cm沈下した。エブロン沈下量は最大50cmである。背後上屋は約30cm沈下したが顕著な被害は生じていない。

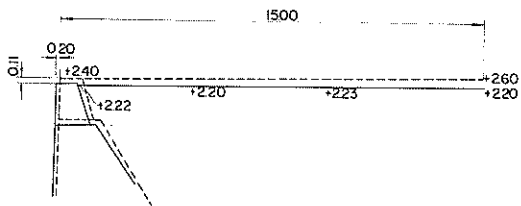


図-235 花咲港-5.5m岸壁(注入コンクリート部分)被災状況図

壁体背後は裏込めを使用せずポンプ浚渫による土砂で埋立ててあり、噴砂のこん跡が見られた。

c) -5.5m岸壁(Lブロック)

昭和42~43年に施工された延長100mのL型ブロック岸壁である。図-236に標準断面図を示す。法線のはらみ出し量は10cm、沈下量は2~5cmあり、エプロンの最大沈下量は27cmである。図-237に被災状況を示す。隣接する注入コンクリート部と比較すると、被害の程度は軽い。

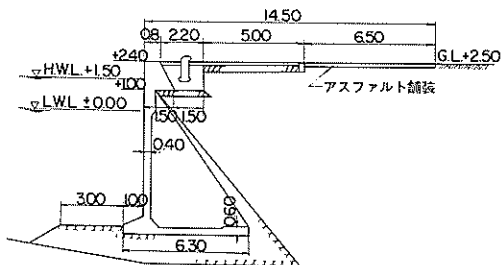


図-236 花咲港-5.5m岸壁(L型ブロック)

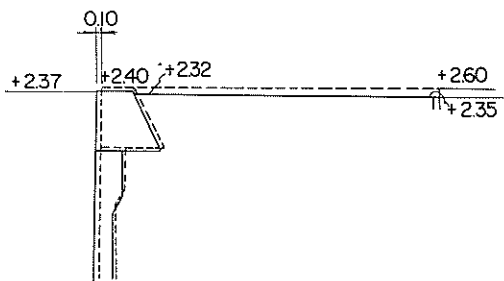


図-237 花咲港-5.5m岸壁(L型ブロック)被災状況図

d) -3.3m中央物揚場

昭和28~30年に築造された花咲港で最も古いけい留施設である。標準断面は図-238のようであり、延長は130mである。法線のはらみ出しはあまりないようであるが、上部工の最大沈下量は22cm、エプロンの最大沈下量は49cmであった。エプロンには法線方向にクラックが生じた。

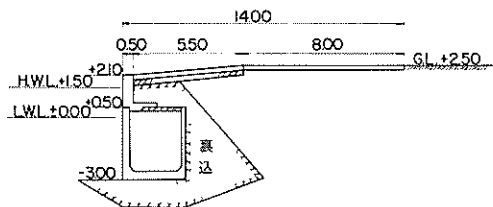


図-238 花咲港-3.0m中央物揚場

e) -4.0m中央物揚場

昭和30~32年に施工された延長120mのケーソン形式の構造物で、-3.0m中央物揚場に次いで古い施設である。図-239に標準断面図を示す。被害としては、最大21cmの上部工の沈下と最大41cmのエプロンの沈下であり、法線のはらみ出しはあまり無かった模様である。エプロンのクラックは法線から3mのケーソン後跡上に法線と平行に発生した。

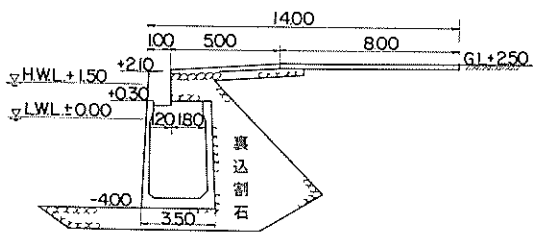


図-239 花咲港-4.0m中央物揚場

f) -4.0m東物揚場

昭和43~44年に施工された延長150mのL型ブロック構造である。図-240に標準断面図を示す。法線のはらみ出し量は最大40cm、法線の沈下量は8~18cmであった。エプロンの沈下は取付部に近いほど大きく、最大39cmである。裏込土としてポンプ船による浚渫土砂が用いられており、取付部付近に余水吐きがあった模様である。

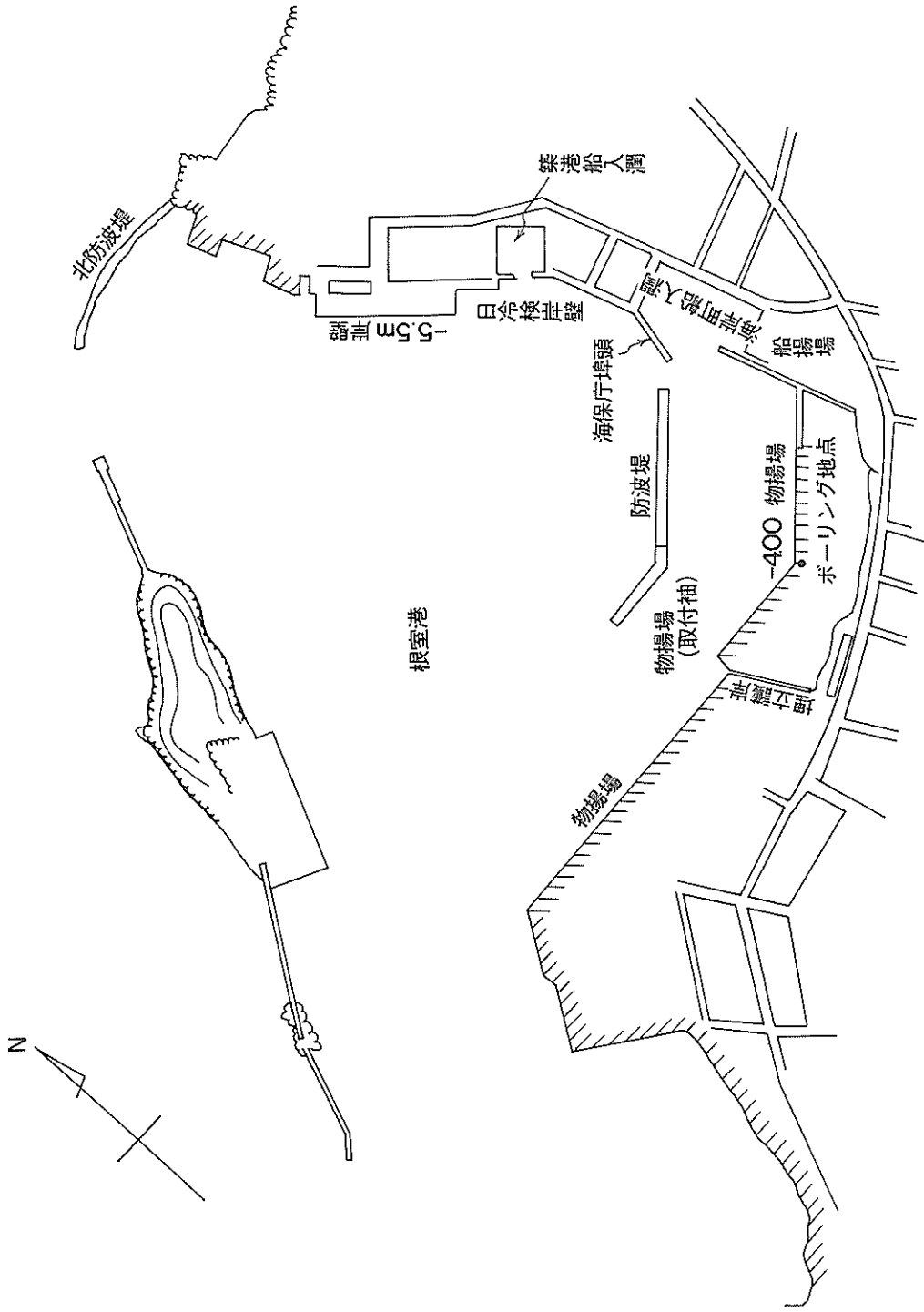


図-241 根室港平面図

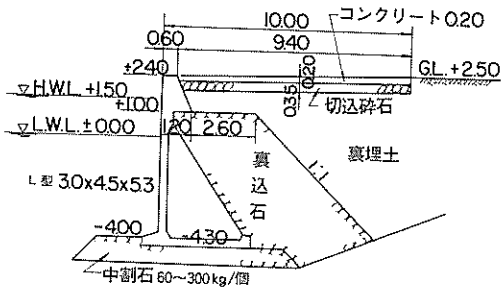


図-240 花咲港-4.0m東物揚場

3) 根室港の被災

根室港は花咲港より6km北方のオホーツク海に面した港である。図-241にその平面図を示す。顕著な被害を被った花咲港に対し、根室港ではけい留施設にほとんど被害は生じなかった。根室港の本震における震度はVで地盤加速度は280galと推定されている。ただし、その後2回の震度Ⅲの余震によって、一部の施設に極く軽微な被害が発生した。

根室港の地盤は、0~10m厚のシルト混り砂れきの下に岩盤がある。ただし、日冷岸壁付近ではL、W、L-9mまでのボーリング結果からは岩盤は見られない。一例として、-4.0m物揚場付近の土質状態を図-242に示す。なお、根室港では噴砂のこん跡は認められなかった。

No		I		地名		根室港									
北緯		43°20.29'		東経		145°35'43'									
標尺	標高	層厚	地質	N値		Vs (m/sec)				r (t/m³)					
				0	10	100	200	300	400	15	17	19	20		
±0	259	0.4	砂	0.2	0.3	288						1.8			
-4.9	1.9		粘土混り砂れき			2.3									
-5	3.6		砂			3.6				203			1.7		
-10	3.7		粘土			3.7				175			1.6		
-15	5.0		粘土質砂岩層							500			1.85		

図-242 根室港 土質柱状図

a) -5.5m岸壁 (L型ブロック)

昭和39年~40年に施工された延長90mのL型ブロック構造である。図-243に標準断面図を示す。被災は非常に軽微で、隅角部のコンクリートエプロンが3cmせり上り、法線より20cm背後の旧物揚場法線の位置で法線方向に若干のクラックが生じた程度である。

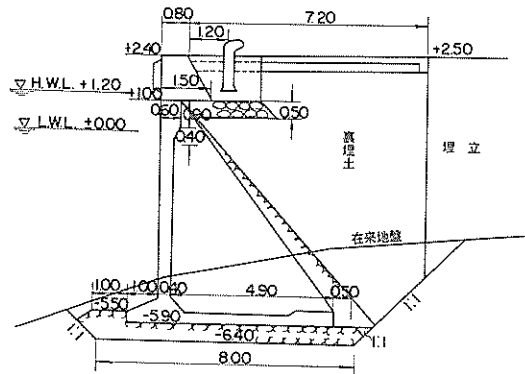


図-243 根室港-5.5m岸壁 (L型ブロック)

b) - 5.5 m岸壁 (注入コンクリート)

昭和47年に完成した延長90mの注入コンクリート岸壁である。図-244に標準断面図を示す。完成後1年を経ずして地震の洗礼を受けたが、目立った被害は生じなかった。ただし、旧物揚場法線にクラックが見られた。

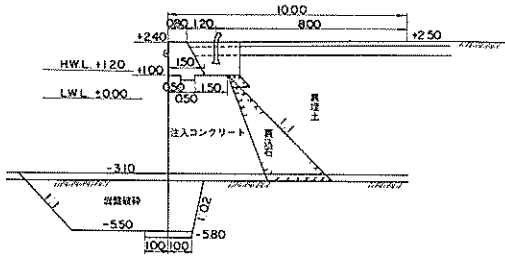


図-244 根室港-5.5m岸壁 (注入コンクリート)

なお、根室港にはこの他に-4.0 m物揚場 (昭和33年~43年施工, 延長420 m)があったが、全く被害を受けなかった。参考までに図-245, 246にその標準断面図を示す。

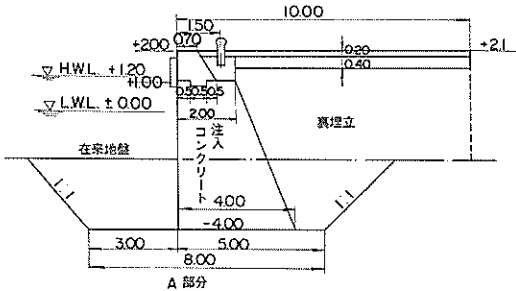


図-245 根室港物揚場 (注入コンクリート)

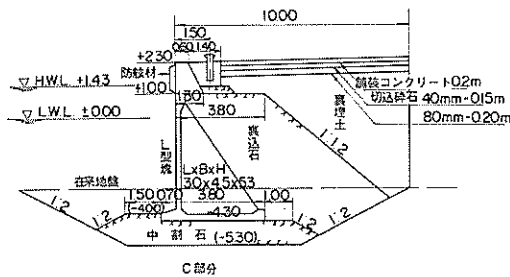


図-246 根室港物揚場 (L型ブロック)

4) 霧多布港の被災

図-247に霧多布港の平面図を示す。この港は根室港と釧路港の間に位置しており、地盤の最大加速度として250 gal程度が発生したと推定されている。被害は主として-4.0 m物揚場・-2.0 m物揚場におけるコンク

リートエブロン沈下・破損である。

霧多布港の地盤は主としてシルト質細砂であり、L, W, L, -15mまでのボーリング調査によれば、この土層のN値は30~40である。図-248に土質状況を示す。

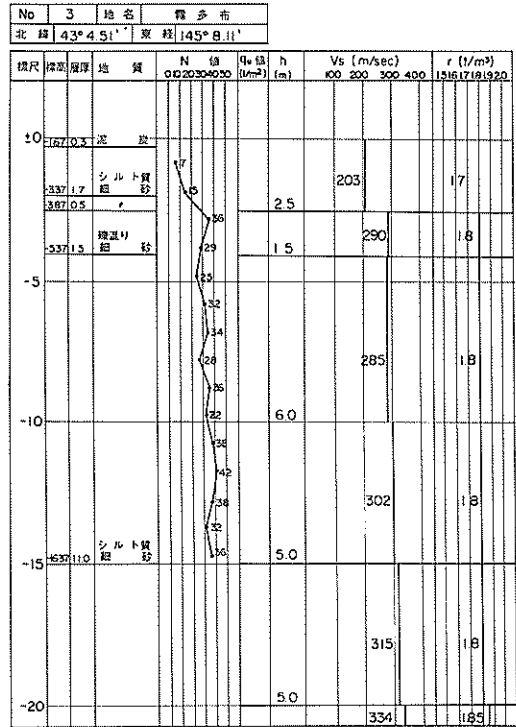


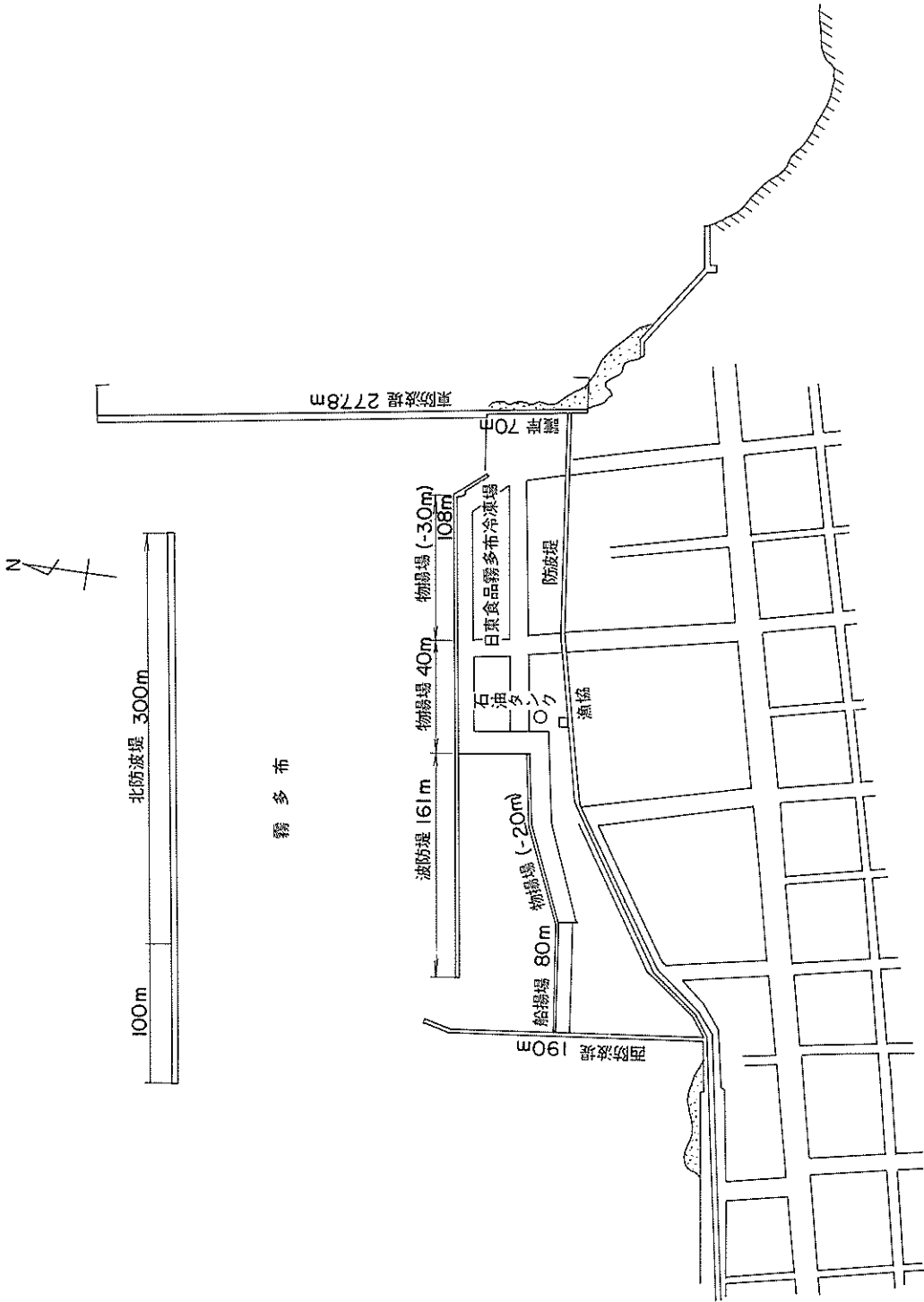
図-248 霧多布港 土質柱状図

埠頭の造成には、上部の細砂をポンプ船で浚渫して埋立土としている。この土の粒度分布は港湾構造物設計基準によれば、流動化の可能性の強い範囲に属しており、エブロン目地など港内各所で噴砂が見られたことから、この地盤が流動化したものと考えられている。

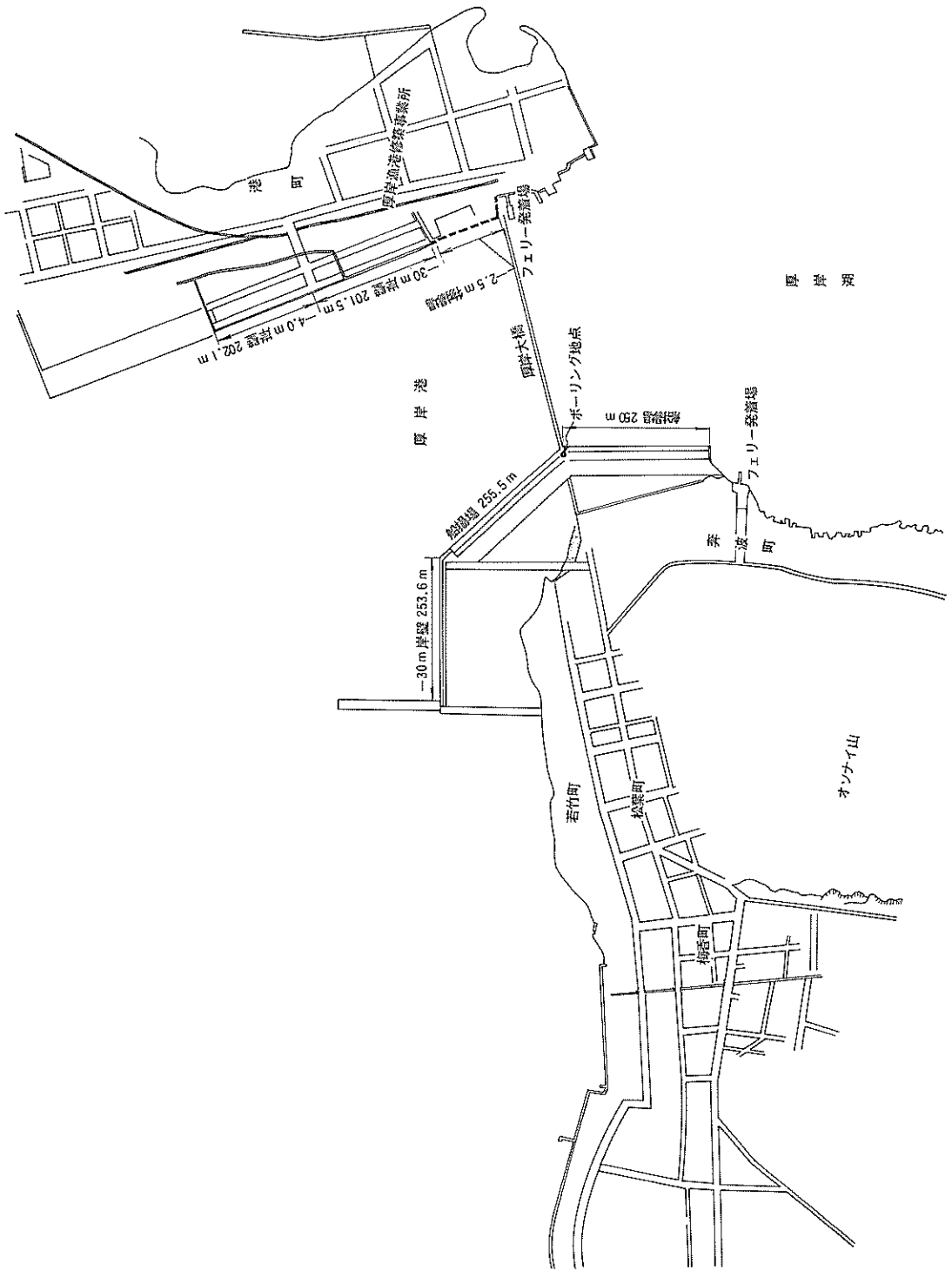
なお、地震時にはどの物揚場にも上載荷重はなかった。潮位の記録は無いが、花咲港 (D. L. +0.67 m) と釧路港 (D. L. +0.67 m) の値からほぼ同じ値が想定される。

a) - 4.0 m物揚場

昭和35~39年に施工された延長78mのケーソン構造である。図-248に標準断面図を示す。被災は法線の沈下で、その最大値は23 cmであった。はらみ出しはほとんど見られない。その他、エブロン目地の不等沈下による目地開きと、法線に平行にクラックが生じている。図-250に被災状況を示す。



图一247 霧多布港平面图



図一253 厚岸漁港平面図

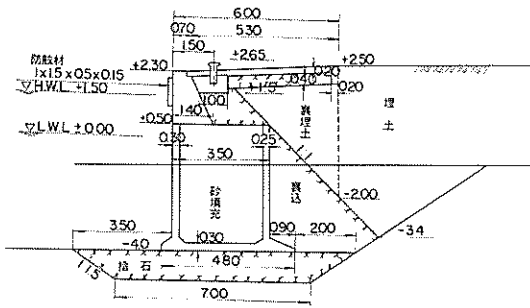


図-249 霧多布港-4.0m物揚場

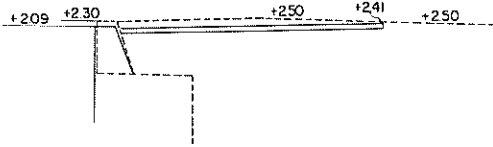


図-250 霧多布港-4.0m物揚場被災状況図

b) -2.0m物揚場 (L型ブロック)

昭和44年に施工されたもので延長は69mである。標準断面図は図-251のようである。被災状況は、5~10cmの法線のはらみ出しと3cm程度の沈下である。これらは西側の船揚場との取付部付近に発生している。エブンの目地開きや沈下はエブロン全域に及んでおり、最大沈下量は29cmであった。図-252には上部工とエブンの被災状況を示す。

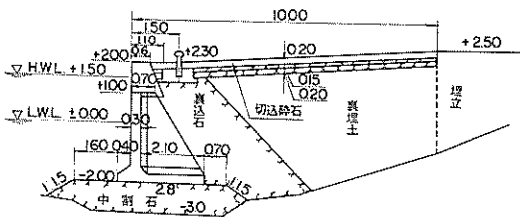


図-251 霧多布港-2.0m物揚場

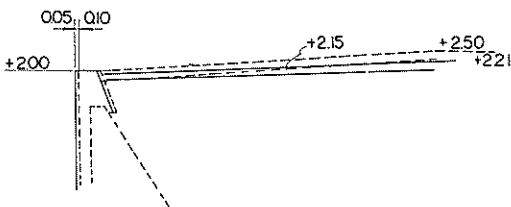


図-252 霧多布港-2.0m物揚場被災状況図

5) 厚岸漁港の被災

厚岸漁港は霧多布港と釧路の間に位置し、厚岸湾と厚岸湖の境界にある。図-253は港の平面図である。けい留施設は厚岸大橋を挟んで両岸にあるが、地震による被害は西側の施工中の岸壁だけに発生している。

厚岸漁港周辺の地盤は非常に厚い粘土層からなっている。一例として図-254に厚岸大橋の基部におけるボーリング結果を示す。

No. 4		地名 厚岸						
北緯 43° 27'		東経 144° 51' 43'						
標尺	標高	層厚	地質	N値 0 10 20 30 40 50	q _v 値 (kg/cm ²)	h (m)	Vs (m/sec) 100 200 300 400	r (t/m ³) 1516 1718 1920
±0	5.4	5.4	砂			5.4	190	1.7
-10					7.4	10.6	132	1.6
-20					7.4	10.0	156	1.6
-30						10.0	166	1.6
-40	45.0	39.6	粘土			9.0	175	1.6
-50							234	1.7
-50	54.0	9.0	砂			9.0		
-60							253	1.7
-60	66.0	12.0	粘土			12.0		
-70	71.0	5.0	泥岩					
-80							500	1.85

図-354 厚岸漁港 土質柱状図

a) -4.0m岸壁

地震時にはまだ施工中であった-4.0m L型ブロック岸壁の185mにわたって被害が生じた。その標準断面図は図-255に示すようである。施工は上部工・場所打コンクリートまで打設が完了していた。被害は、最大13cmの法線のはらみ出し、最大6cmの天端の沈下である。上部コンクリートの数ヶ所にクラックが見られた。

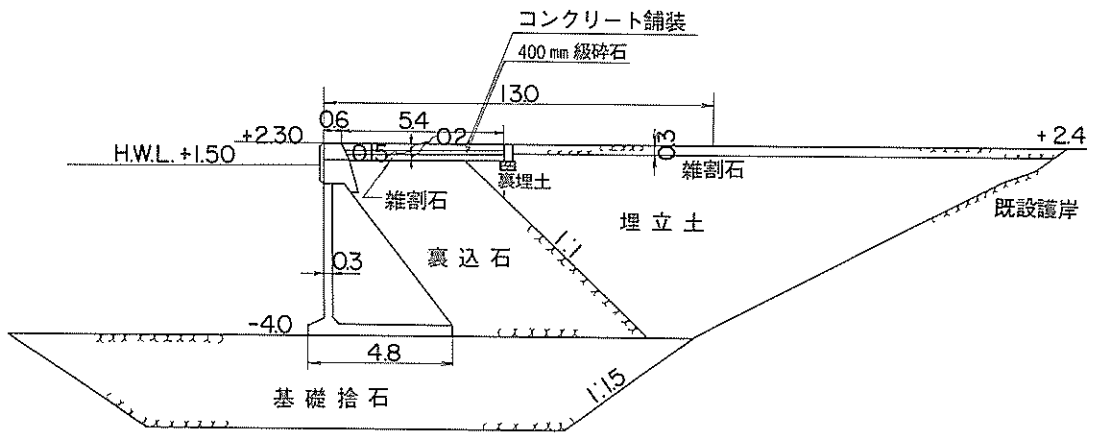


図-255 厚岸漁港 - 4.0 m岸壁

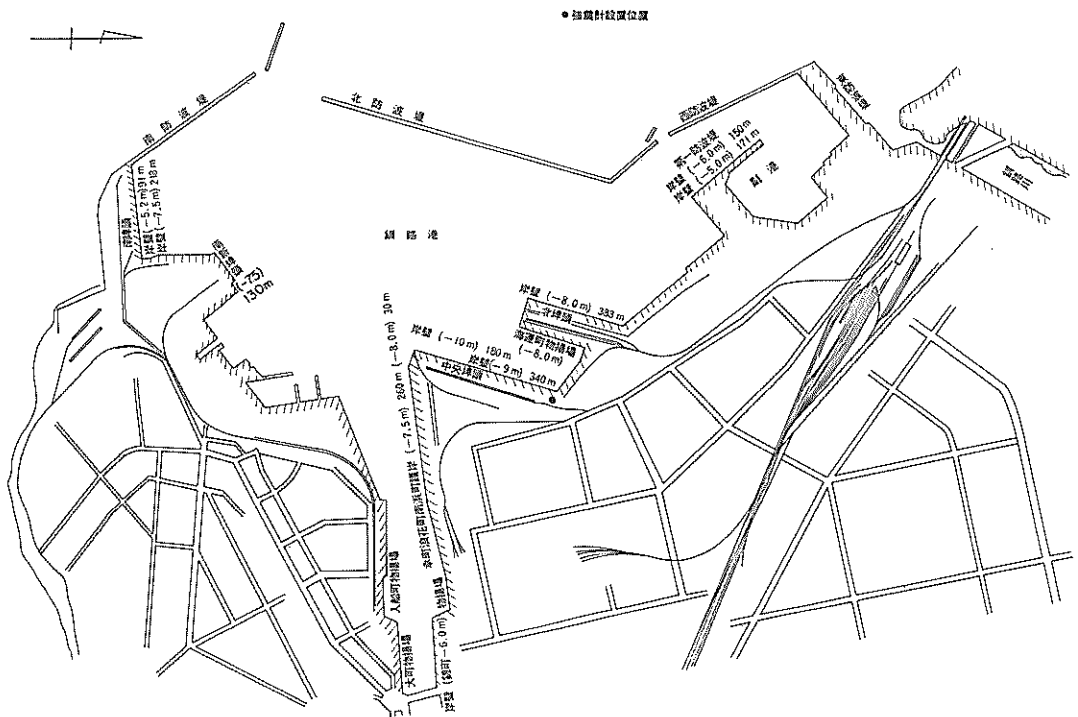


図-256 鉤路港 平面図

6) 釧路港の被災

釧路港は古くから北海道東部開発の拠点として重要な役割を果たして来た港であり、けい留施設の数も多い。図-256には釧路港(東港)の平面図を示す。釧路港における重力式岸壁の被害は東港にあるセルラーブロック構造の岸壁1ヶ所だけである。

釧路港における地震の強さについては、中央埠頭に設置されていた強震計により最大164 galが記録されている。震度はVと発表されたが、その後も震度Vの余震が2度発生している。それ故、被害は必ずしも本震によるのみ生じたのではないことも考えられる。

釧路港の地盤状態はかなり浅い所に岩盤が存在し、その上部は砂質土・軟弱粘土が堆積している。1例として強震計設置地点のボーリング結果を図-123に示した。矢板岸壁に被害が生じた釧路西港では埋立地盤に流動化が生じたが、ここで対象としている釧路東港ではそのような報告は無かった。

なお、地震時の潮位は、D. L. +0.74 mであった。

a) 錦町-6.0m岸壁

釧路川右岸にあるセルラーブロック形式の岸壁で、延長は76mである。図-257にその標準断面を示す。この岸壁は昭和43年の十勝沖地震の後に完成している。今回の地震による被害は、最大19 cmの法線のはらみ出し・最大8 cmの天端の沈下および最大23 cmのエプロンの沈下である。この岸壁の背後12mの所にはブロック積の旧護岸(水深-3.0 m)あり、壁体との間にはやや良質の浚渫土砂が裏埋土として使用されている。この裏埋土と旧護岸の間には、巾数cmの間げきが生じた。

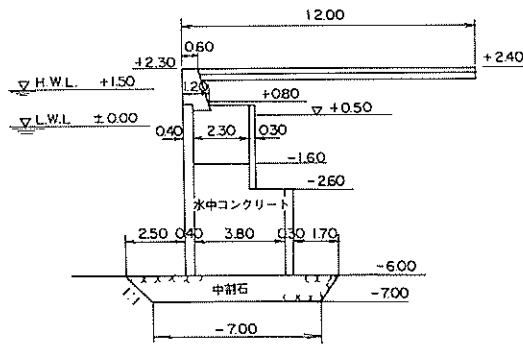


図-257 釧路港錦町-6.0 m岸壁

なお、南埠頭には昭和5年に建設された延長218 mの-7.9 mブロック式岸壁があったが、被害を受けていない。参考までにこの岸壁の標準断面図を図-258に示す。

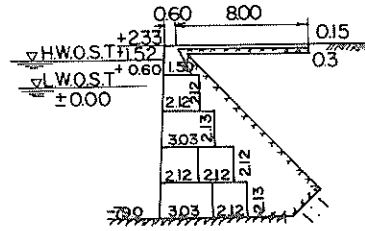


図-258 釧路港南埠頭岸壁

3.11 1974年伊豆半島沖地震³⁸⁻⁴⁰⁾

1) 地震の概要

震源の位置等については次のように発表されている。

- 発震時：1974年5月9日08時33分
- 位置：伊豆半島石廊崎西方約5 km
東経138.8° 北緯34.57°
- 深さ：10 km
- マグニチュード：6.9
- 各地の震度を図-259に示す。⁴⁰⁾

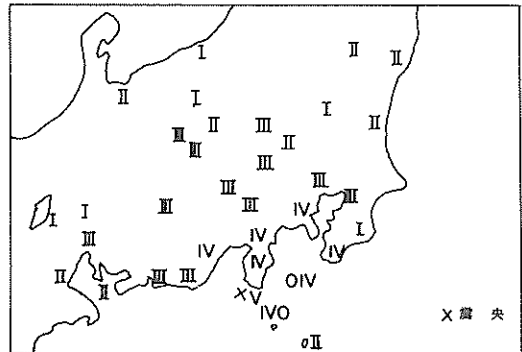


図-259 1974年伊豆半島沖地震の震度分布

また、余震の震央分布を図-260に示す。⁴⁰⁾墓石の転倒から推定した地震加速度は図-261のようである。⁴⁰⁾被災地における地震記録は無いが、相当強い地震動が発生したと想像されている。

被害の概要を以下に示す。

- 死者・行方不明：29人
- 負傷者：82人
- 全壊家屋：121戸
- 半壊家屋：243戸

公共施設の被害総額は約41億円であったが、その内で
 港湾・漁港関係の被害額は約1億円であった。

港関係の被害は主に漁港で発生しているが、いずれも
 軽微であった。これらの内には余震によって被害がさら
 に増大した例もあったといわれている。

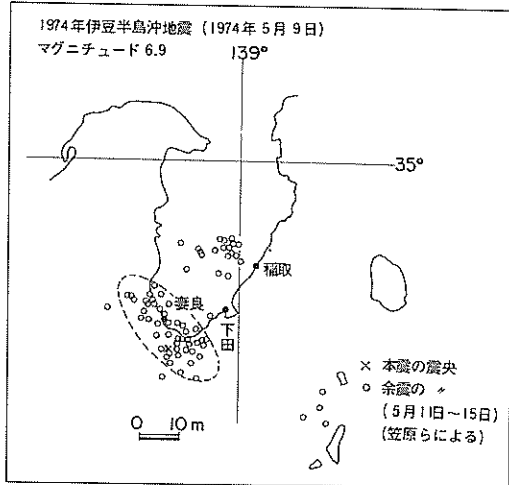


図-260 1974年伊豆半島沖地震の余震の震央分布

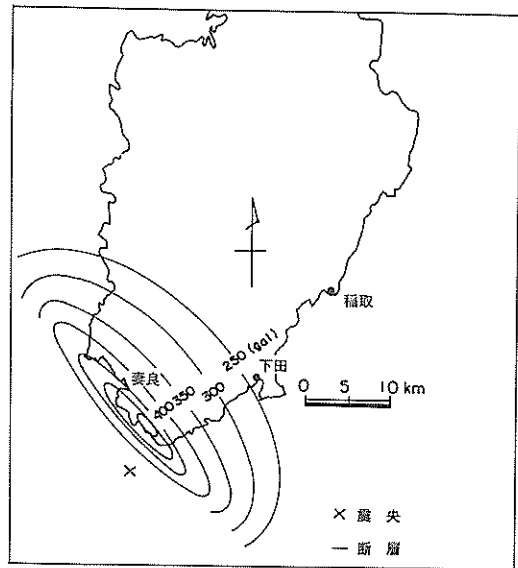


図-261 1974年伊豆半島沖地震の最大加速度の
 分布(墓石の転倒状況, 家屋被害の分
 布より推定)

2) 下田港の被災

下田港は震央から約20 km 離れた位置にある港湾であ
 る。図-262 にその平面図を示す。

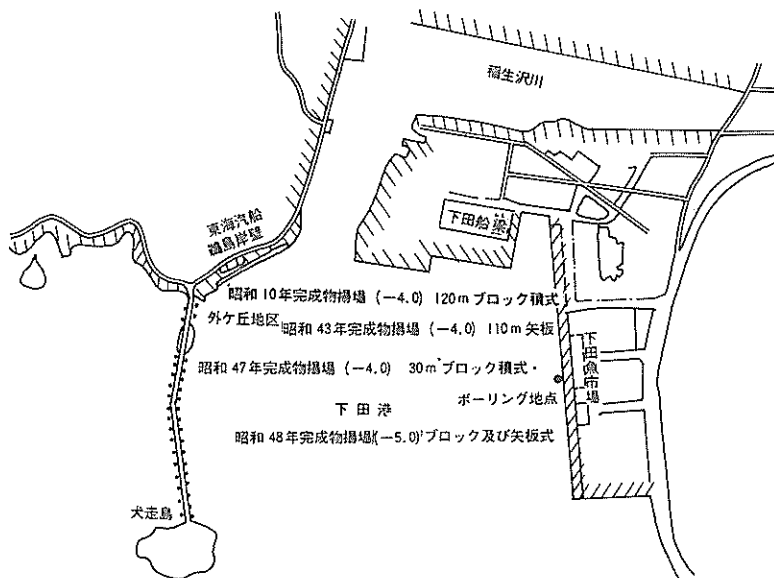


図-262 下田港平面図

— 4.0 m の鵜島岸壁（矢板構造）と— 4.0 m の外ヶ丘物揚場において軽微な被害が生じた他に、稻生沢川左岸の石積の物揚場が延長27mにわたって沈下・傾斜した。下田港の地盤は、L. W. L.—9 mまでかなり軟弱なシルト質粘土が堆積しており、それ以下は岩盤となっている。図-263にはボーリング結果の1例を示す。

No. 26		地名 下田港											
北緯 34° 40' 25"		東経 138° 57' 27"											
標尺	標高	層厚	地質	N	Q _u 値 (kg/cm ²)	h (m)	Vs (m/sec)	r (t/m ³)					
				0.10	0.30	0.50	100	200	300	400	13.16	17.18	19.20
10	3.38	0.5	砂										
	4.73	0.85	シルト	1		1.35	92				1.6		
	5.78	1.05	砂	4		1.05	220				1.7		
			シルト質粘土	1	自然落下								
			シルト質粘土	2	自然落下		92				1.6		
-5	9.23	1.5	砂	5		3.5							
	9.55	0.3	砂	5									
			シルト質粘土	2			116				1.6		
	12.78	2.7	シルト質粘土	2		3.0							
			岩		60/9								
			岩		50/4								
			岩		50/5								
			岩		50/4								
-10	15.68	3.4	岩										
-15													
-20													

図-263 下田港 土質柱状図

この港における地盤加速度は、墓石の転倒状況から推定すると250 gal程度と思われる。石積物揚場に関する詳細は不明であるので、ここでは—4.0 m物揚場についてのみ述べる。

a) —4.0 m物揚場

昭和47年に完成した延長120 mのブロック構造の施設である。図-264に標準断面図を示す。この物揚場は設計震度0.1で設計されたと報告されている。被害状況は法線のわずかなはらみ出しとエプロンの沈下である。

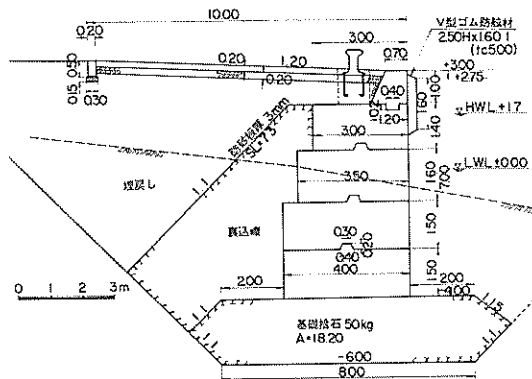
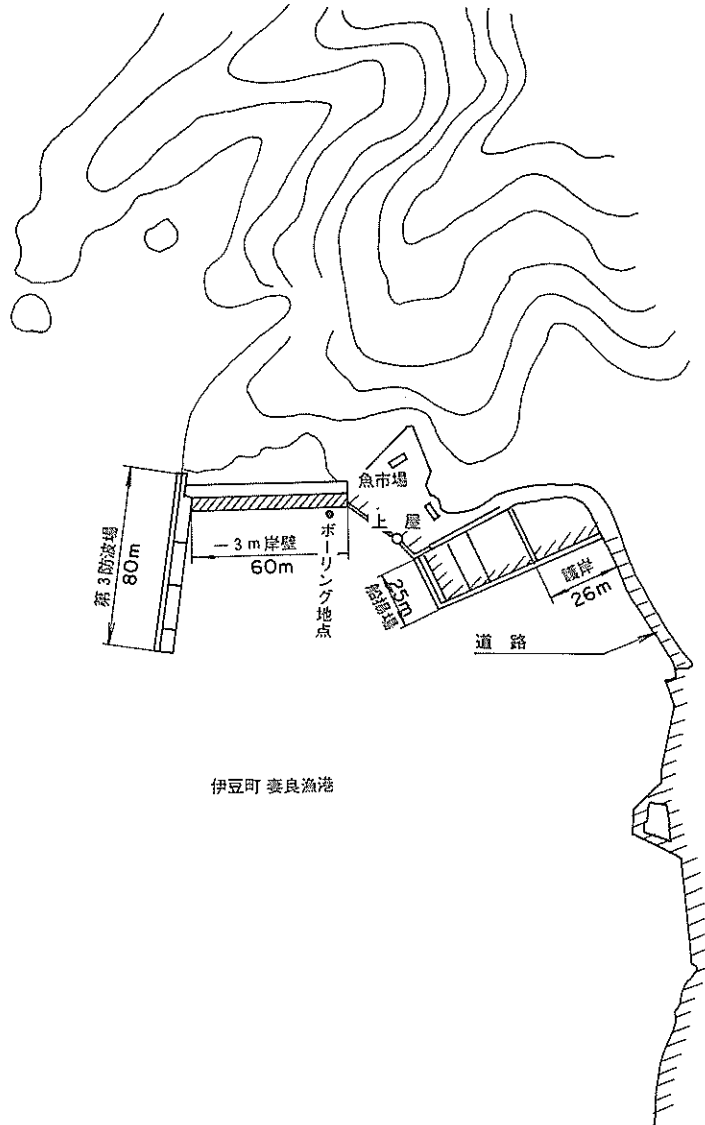


図-264 下田港—4 m物揚場

3) 妻良漁港の被災

震央から約10 km に位置する妻良漁港では、防波堤・

岸壁をはじめ防潮堤背後の道路などで被害発生した。図
- 265 は妻良漁港の平面図である。



伊豆町 妻良漁港

図-265 妻良漁港平面図

この地点での推定地盤加速度は400 galである。この港の地盤は図-266に示すように岩盤が露出している。

被災構造物の中で、ケーソン混成堤である第3防波堤(全長80m、水深6.5m)が沈下し移動したことは地震動が相当激しかったことを示している。その他、この港

の殆んど全ての施設が軽度ではあるが、何らかの被害を受けたという報告もある。

No. 27		地名 妻良漁港				
北緯 34°39' 89"		東経 138°47' 30"				
標尺	標高	地質	N 信 0.4020304050 (1/m ²)	h (m)	Vs (m/sec) 100 200 300 400	r (1/m ³) 151617181920
±0	3.74					
	5.04	シルト混り砂		1.8	92	16
	5.54	砂				
		岩	50/11 50/6 50/2		500	185
-5	8.74	3.2				
-10						

図-266 妻良漁港 土質柱状図

a) -3.0m岸壁

図-267に示すような延長60mのブロック岸壁に被害が生じた。被災状況は岸壁法線のほらみ出しとエブロン
の沈下である。

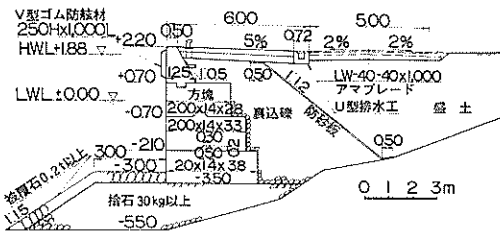


図-267 妻良漁港-3m岸壁

4) 稲取漁港の被災

稲取漁港は震央から約30 km の位置にある。図-268

に稲取漁港の平面図を示す。この港において重力式岸壁に軽微な被害が生じた。

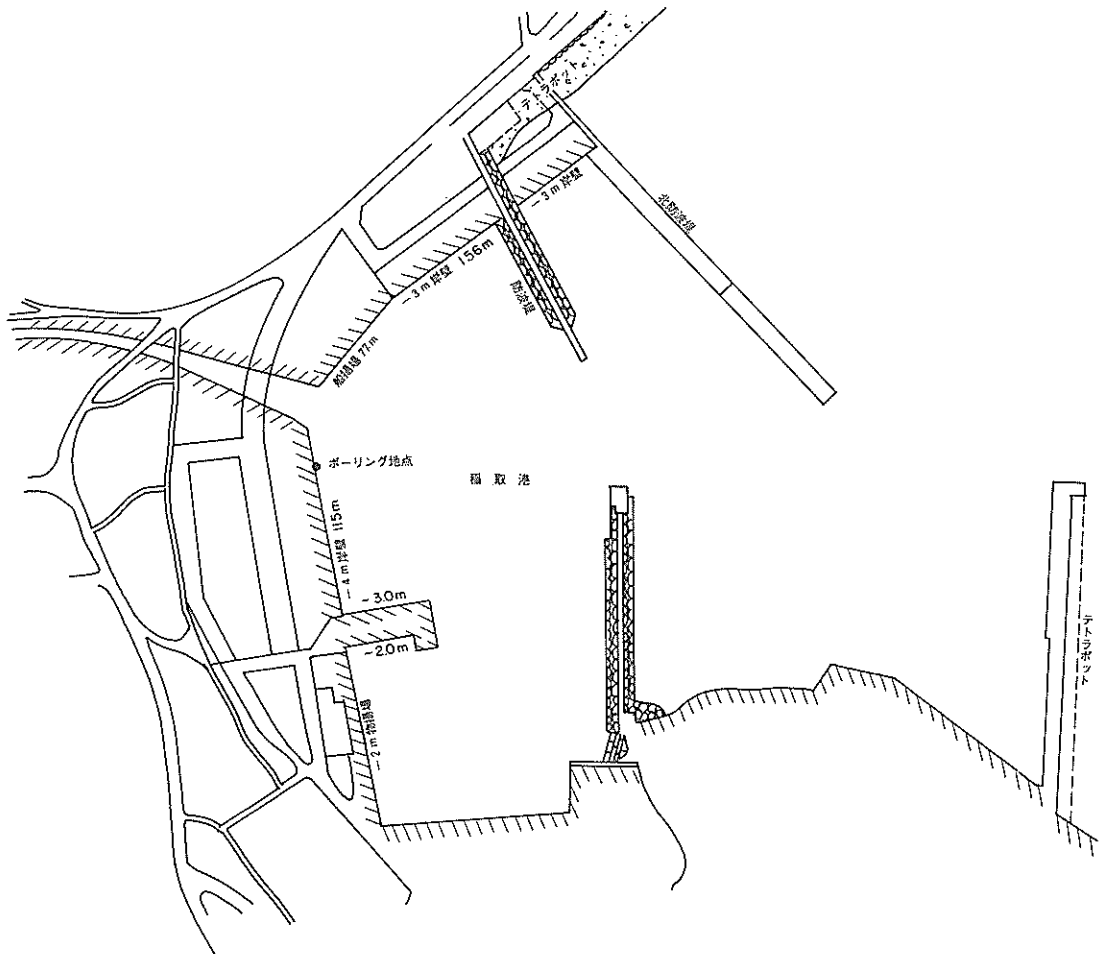


図-268 稲取漁港平面図

地震時の最大加速度は他の港よりかなり小さく、大体100～150 gal と推定される。港の地盤は、深さ10m前後までがN値10～20程度の砂質土で、それ以深はN値50以上の岩盤である。図-269 に-4.0m岸壁におけるボーリング結果を示す。

a) -4.0 m岸壁

延長115 mの消波ブロック岸壁に被害が発生した。図-270はその標準断面図である。被害は岸壁法線の一部のはらみ出しとエプロンの沈下である。

No	25	地名	採取漁港					
北緯		34°46'14"	東経		139°2'76"			
標尺	標高	層厚	地質	N	h	Q _v 値	V _s (m/sec)	r (t/m ³)
				0.1020304050	(m)	(t/m ²)	100 200 300 400	15 16 17 18 19 20
10	2.9							
	-2.9	0.9	砂質シルト			0.9	132	16
	-4.2	1.3	砂				313	18
	-5.9	1.7	砂 礫			3.0		
-5							220	17
	-8.0	3.0	シルト混り砂			3.0		
	-11.5	2.6	中 砂				247	17
-10								
	-13.2	2.0	砂			4.6		
	-15.3	2.0	山 土				334	1.8
-15								
	-20							

図-269 稲取漁港土質柱状図

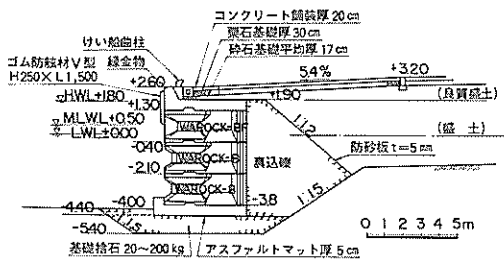


図-270 稲取漁港-4.0m陸揚岸壁

3.12 チリ地震⁴¹⁾

1) 地震の概要

1960年5月21日から数日間チリ沖を震源とする大地震が数回発生した。そのうち主なものの震源の位置等を次に示す。

5月21日の地震

発震時：1960年5月21日10時2分

位置：チリ沖

西経 73.5 南緯 37.5

マグニチュード：8.5

5月22日地震

発震時：1960年5月22日午後7時11分

位置：チリ沖

西経 74.5° 南緯 39.5°

マグニチュード：8³/₄ (松代, Santa Lucia: Chile)

8¹/₂ (Berkeley: USA, Athens: Greece)

図-271にチリ沖地震の震度分布を示す。

地震による死者は2,000人、負傷者は3,000人で、被害総額は約1,400億円におよんだ。

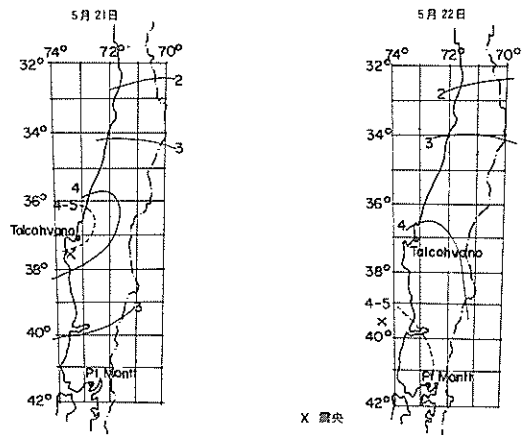


図-271 チリ沖地震の震度分布

2) Pt. Montt港

図-272にPt. Montt港の平面図を示す。

PUERTO MONTT

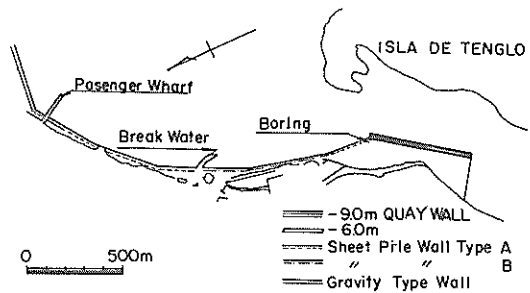


図-272 Pt. Montt港平面図

Pt. Montt港はTenglo水道に沿って大型の重力式岸壁及び矢板護岸、コンクリートの重力式護岸が数千mにわたり入りみだれて築造されていた。そのほとんどが被害を受けた。ボーリング地点を図-272に示し、その土質柱状図を図-273に示す。

地盤は比較的良好な砂利、砂地盤よりなっており、N値は地表面下5mですでに50以上となっている。この港

No		地名		Pt. Montt港			
南緯		41° 17'		西経			
		73° 8'					
標尺	標高	層厚	地質	N 値	h (m)	Vs (m/sec)	r (t/m ³)
				0.1023304050		100 200 300 400	151617181920
	+9.5						
	+4.5	5			5.0	156	1.6
	-10					302	1.8
	-5.7	10.2	粗砂		10.2	288	1.7
	-6.3	0.6	シルト混り砂		0.6		
	-20	12.9	砂			350	1.8
	-15.7	4.8	粗砂混り軟泥層				
	-30						

図-273 Pt. Montt港 土質柱状図

の著しい特徴は、潮差が非常に大きく6.8mに達していることである。

地震時の前面水位は+3.20mと推定されている。

a) -9.0m岸壁

この岸壁は図-274に示すように、捨石基礎の上に $1/20$ の勾配を持たせてケーソンを置き、その上は場所打コンクリートによって保護されている。

地震によって、頭部のコンクリートブロックが全部前面へ転倒し、下部ケーソンが最大1m前面へ滑り出した。

b) -6.0m岸壁

この岸壁は図-275に示すように、隣接した-9.0m岸壁とほぼ同じ構造で、やはり捨石基礎の上にケーソンを置き、その上を場所打ちコンクリートで保護してある。

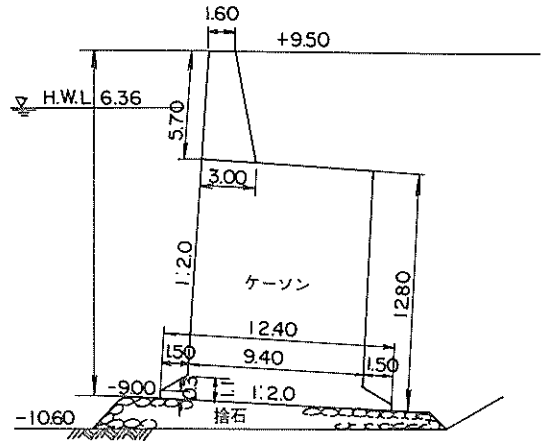


図-274 Pt. Montt港-9m岸壁

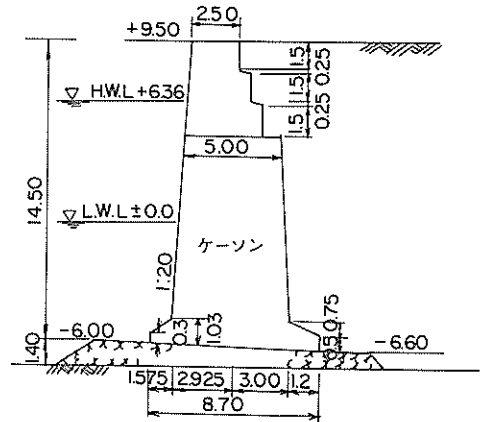


図-275 Pt. Montt港-6m岸壁

- 9.0 m 岸壁に比較してケーソンの高/幅比が大きかったが安定性が悪かった。

地震によって、下部ケーソンを含め全体的に前面へすべり出し、海中に転倒した。

c) コンクリート重力式護岸

この護岸は海岸線に沿った道路護岸で、その断面形状は海岸線、地盤の変化によって種々変動している。この護岸には新、旧二つの形式があるが、施工の期日は明らかでない。図-276 に新護岸の断面図を示す。新護岸に比して底幅が狭く、その上天端幅も広がっていたようである。

地震によって旧護岸はほとんど完全倒壊しているが、新護岸の方は最大 1.5 m の滑り出しであった。

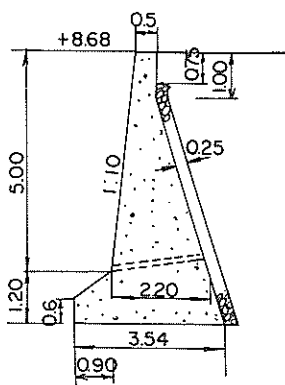


図-276 Pt. Montt 港コンクリート重力式護岸

3) Talcahuano 港

図-277 に Talcahuano 港の平面図を示す。

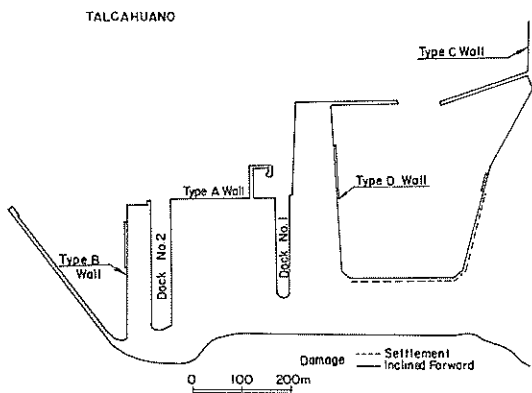


図-277 Talcahuano 港平面図

この港は軍港として発達してきた港である。今回の地震の被害は Pt. Montt 港に比較してそれ程大きなものでなく、少々の沈下と部分的な前傾であった。

地震時の前面水位は ± 0.0 m と推定されている。

a) -4.5m A 岸壁

本岸壁は図-278 に示すように捨石基礎上にコンクリートブロックを段積みした防波堤として築造されたものであったが、その後背後を埋立てて岸壁としたものである。この岸壁は地震によって前方へ傾斜した。

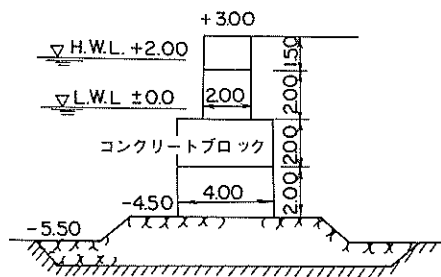


図-278 Talcahuano 港-4.5m A 岸壁

b) -12.2m C 岸壁

本岸壁は図-279 に示すように基礎栗石上に 5 段に積み上げられたコンクリートブロックよりなり、Talcahuano 港でもっとも水深の大きい岸壁である。

この岸壁も A 岸壁と同様地震によって前方へ傾斜した。

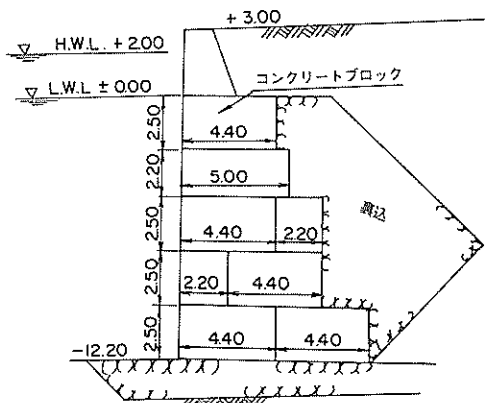


図-279 Talcahuano 港-12.2m C 岸壁

4. とりまとめ

被災例をとり纏めるに際し、気付いた事柄を以下に述べる。

これらは単に問題点の指摘や被災に関する定性的傾向等を記したものである。耐震設計に関する何らかの参考となると共に、今後さらに検討が加えられることが期待される。

(1) 捨石基礎について

関東地震において横浜港の新港埠頭の岸壁で倒壊した岸壁は全て岩盤上に据置かれたものであった。海底の泥土が深いため、捨石基礎を用いた岸壁は傾斜はしているが倒壊にはいたらなかった。一方、横須賀港の〇敷地石垣においては、岩盤上に築造した南部の石垣は被害軽微であったが、捨石基礎を用いた北部にいくにしたがい、被害が大きくなって、岸壁の傾斜、滑出が認められた。

このように、岩盤上と捨石基礎上の岸壁とでは、被害の差異がかなりあると思われる。地震力が大きく、岸壁を転倒させるような壁体の慣性力および土圧が作用する場合には、岩盤上の岸壁は転倒してしまうが、捨石基礎上の岸壁の場合は壁端趾が沈下するために壁が傾斜し背後の土の間に隙間が生じ、そのため土圧が減少し倒壊にはいたらなかったと考えられる。ただ、地震力が小さく壁体を転倒させるまでいたらないような場合でも、捨石基礎の場合は壁端趾の沈下がおこり、傾斜してしまうことがあると思われる。岸壁が倒壊してしまうというような大被害をある程度防ぐという意味では、捨石基礎は効果があるものと考えられる。

(2) 突堤の被害

ここでいう突堤とは、関東地震の時の横須賀港のB突堤、日向灘地震の外の浦港の栄松突堤のように比較的幅の狭いものを対象としている。横須賀港のB突堤の場合は、両側の岸壁のブロックが最大0.76m滑出し、中埋においては1.21m沈下した。一方外の浦港の栄松突堤の場合も、被害の程度は小さかったが、岸壁の上段ブロックはわずかに前傾し突堤の舗装は沈下し、中央部の目地が大きく開いた。このように両側に岸壁があり、しかもその間隔がせまい突堤の場合には、とくに中埋土が揺り込まれ、突堤中央部の被害が大きくなるものと思われる。

(3) 控棒および控壁について

ここで問題にしているのは清水港において施工されたような重力式構造物に対する控棒および控壁である。北伊豆地震において清水港の乙岸壁は当初より控棒が施工されていたが、かなりの被害を受けた。この場合、乙岸壁の1個のケーソンには4本の控棒が取り付けられてい

たが、地震時にはこのうちの1本に外力が集中し、それが破壊強度以上に達してまず1本が破壊し、そのあと他の3本も次々と破壊し、岸壁がこのため滑り出したと推定されている。

北伊豆地震後、清水港の甲岸壁、丙岸壁は控棒および控壁の補強がなされた。しかし、静岡地震においては、両岸壁とも控棒が切断した。甲岸壁の方は控棒が切断しただけで岸壁の移動量は少なかったが、丙岸壁の方は最大5.48m滑出した。物揚場についても、北伊豆地震後控壁および控棒が施工されたが、静岡地震による被害は一部の物揚場を除いて軽微であった。しかし、追加護岸においては、最大滑出量87cmの被害を受け、繫索は40cmのたわみを生じ、継手コンクリートは崩落した。これは地震動によって函と控壁が別個の運動をおこなった結果によるものと推定された。

以上のことを考慮して、静岡地震後の清水港の復旧工事は次のように施工された。まず、控棒は各ケーソンの継手ごとに1本とした。地震において各函は個別に運動する可能性があり、控壁を以前のように連続桁とすると曲げモーメントの分布が種々変化し強度的な弱点が生じる恐れがある点を考慮して、その形式を採用するのをやめ、ゲルバー桁の概念を採用した。さらに、岸壁の滑出を防ぐため、岸壁前面には基礎棒のなかに5本の杭を打込んだ根固工を採用した。

(4) 上下動の影響について

男鹿半島地震は、陸に近いところでしかも浅い震源をもつ直下型の地震で上下動が大きかったことが推定されている。船川港の岸壁の被害は、方塊の傾斜のみで方塊の滑動は認められなかった。船川港の基礎地盤は岩盤で非常に良好な地盤であったということもあるが、このように被害の程度が軽微であったのは、上下動はかなり大きかったにせよ、水平動はそれほど大きくなかったためと推定された。このことからすると、たとえ地震時に上下動が大きくても、それが岸壁に与える影響はかなり小さいものと思われる。ただ、船川港の岸壁は岩盤上に施工されていたもので、これが軟弱地盤であったらどうなるのか、又、地震動の周波数特性、水平動と上下動の位相関係等の問題点は明らかでない。

(5) 基礎杭について

南海地震において宇野港の第2突堤の方塊積護岸は1m沈下し、背面土砂も同程度沈下した。しかしこれに隣接する-5.2m岸壁、-7.9m岸壁は杭基礎を用いており、ほとんど沈下を生じていない。このため、岸壁後方直立地にまたがる構造物は不同沈下を起した。なお、5.2m岸壁のケーソン部の基礎杭は置換砂の途中でとま

っており、摩擦杭と思われる。また、高知港においても基礎杭の上に据置かれた岸壁はほとんど沈下していないのに対し、これに隣接した物揚場の沈下量は最大1mで滑出量も3.5mにおよんだ。護岸も最大1m沈下し、滑出量も3.6mであった。一帯の埋立地は2mほど沈下した。さらに、清水港においても、静岡地震の時の乙岸壁追加岸壁は、基礎杭のためほとんど沈下しなかった。このように、基礎杭は摩擦杭といえども基礎地盤が全面的に滑り出しを生じない限り、沈下を防ぐという意味で極めて有効であることがわかる。

(6) 地震時に接岸している船の影響

南海地震において坂出港の西岸壁に3,000tの石炭船が繫留していた。積荷は $\frac{2}{3}$ ほどであったといわれている。この西岸壁の被害はかなり大きかった。1部では2段積ケーソンが転倒したりしたが、この石炭船が繫留していた岸壁は1.5m~2m沈下して前傾したままで、滑出量はほとんどなかった。石炭船が滑出を防いだものと推定された。

(7) 構造形式による被災状況の差異について

今回対象とした重力式構造物の構造形式によって被災状況にどのような差異がみられるかを以下に述べる。重力式構造物で、今回の検討の対象となった構造形式は、ケーソン、方塊積形式のものがほとんどであったが、これに次いでL型ブロック形式のもの、さらに2、3のウエル、セルラーブロック、場所打コンクリート、注入コンクリート形式のものがあつた。方塊積形式のものが一番数多く被害の程度も大きいものが多かった。被災の様子は全体的に一体となって方塊積が傾斜しているものもあるが、ほとんどは個々の方積が前面の前方に滑り出している。崩壊した岸壁の場合は、下一段、二段を残し上段は全て海底に崩落している。ケーソン、L型ブロック形式の構造物はほとんど被災状況の差異はなく、滑出、沈下および傾斜を示し、地震動の大きさによってそれぞれ被災の程度が異なっている。ケーソン、L型ブロック形式の構造物で転倒したものは一例もなかった。ただ、坂出港の西岸壁のようにケーソン2段積形式のものでは、上段のケーソンが崩壊したということがあつた。

以上のように構造形式によって被災状況の差異がみられるが、この被災状況の差異ということのほかに、地震後、復旧工事において構造形式別にはどのような施工法がとられているかということも興味ある問題である。L型ブロック形式の構造物の場合には、滑出、傾斜したものを再度据直すということはあまりしないが、ケーソン形式の場合には、滑出したケーソンを浮上させ、新たに基礎工をやりなおし、その上に再度据置くということが

よく行なわれる。方塊積形式の場合には、崩壊した方塊を除去して新たに岸壁を作り直すか、崩壊した方塊をそのまま基礎の一部にしてその上に岸壁を作り直すというようなことがおこなわれた。

(8) 隅角部の被害について

埠頭の隅角部では、安定問題が二方向化し変位の自由度が大きくなる。その上、構造部材が集中するために、一般断面と同じ部材の配置をすることがむずかしく、施工性において問題点も多く、岸壁の弱点となりやすい。1968年十勝沖地震の場合には、海側に凸になった隅角部で変形の大きかったものが多かった。また、1973年根室半島沖地震において、花咲港、霧多布港での突堤あるいは海側に凸になった隅角部の被災の程度が大きかった。

しかしながら、岸壁が崩壊するというような大被害については事情が少し異なる。すなわち、関東地震の時の横浜港の新港埠頭では、直線部の岸壁が崩壊したにもかかわらず、隅角部ではかなりの被災を受けたにもかかわらず全て倒壊せずのこつた。このように、倒壊というように大被害をまぬがれた隅角部においては、直線部に比較して土圧が小さいこと、さらに一方の側が転倒しようとする、他の側が連携作用をしてこの動きを阻止しようとするなどの特長が考えられる。

5. あとがき

過去の大地震において港湾構造物に生じた被災状況を見おし、その耐震設計法の改善に資するための最初の作業として、重力式岸壁に対する被災例の収集を行なつた。

港湾施設では重力式岸壁が数多く建設されており、そのために被災例もやはり多かった。被害について述べてある資料の中には、非常に詳細な調査がなされているものもあつたが、なにぶんかなり以前の報告書が主であるので、現在の設計で必要とするデータが必ずしも記載されているとは限らない。このため、ここに述べた被災例集の内容にはある程度精粗の差があることは避けられなかった。さらにこの例集に示されたもの以外にも有役な事例があることと思う。耐震設計法の基本的データを集積し充実させるために、関係各位の広汎なご教示をいただきたい。

今後の作業としては、現在の地震学・地震工学の成果を応用し、過去の大地震において発生したと推定される各港での地震動の強さを求め、付録-Aに示した現行設計法による解析結果と比較検討し、地震動の強さと設計

震度の関係を調べていきたい。重力式岸壁に続いて、他形式の港湾構造物に関する被災例の収集も実施する予定である。

なお、この例集を纏めるにあたり、関連の地方自治体・各港湾建設局・北海道開発庁より被災岸壁・被災時の状況・土質調査結果等に関する貴重な資料を提供していただいた。また、岸壁の安定解析・震害調査票の作成にあたっては、当研究所設計基準部・構造部の方々から有意義なご助言をいただいた。図面の整理に関しては、構造部耐震構造研究室千葉忠樹技官に多大の援助をお願いした。最後ではあるが、各位に対しここに記して深甚の謝意を表わす次第である。

(1975年7月1日)

参 考 文 献

- 1) 物部長穂：土木工事震害調査報告，震災予防調査会報告，100丁，1926年，pp.7-17
- 2) 土木学会：大正12年関東大地震震害調査報告一第1巻 河川・灌漑・砂防・運河・港湾之部，電気関係一，1926年，pp.93-121
- 3) 安芸杏一：横浜港の震害と復旧工事，土木学会誌，第10巻，第4号，1924年8月，pp.693-708
- 4) Saburo Okabe：General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam，土木学会誌，第10巻6号，1924年12月，pp.1277-1323
- 5) H. Kanamori and S. Miyamura：Seismometrical Re-Evaluation of The Great Kanto Earthquake of September 1, 1923, Bull. of Earthq. Res., Vol. 48, 1970, pp. 115-125
- 6) 神沼克伊，岩田孝行，茅野一郎，大竹政和：図説日本の地震1872年-1972年，東大地震研究所研究速報，第9号，1973年3月
- 7) 震災予防調査会：関東大地震調査報文地震篇，震災予防調査会報告，100甲，1925年，pp.1-353
- 8) 山原浩，伊藤哲次，広瀬道孝：1923年関東地震記録の検討，潜水建設研究所報，22号，1974年4月，pp.47-55
- 9) 那須信治，竹内盛雄，森岡敬樹：地震入力に関する研究(3)一大地震動の地動(2)一，早稲田大学理工学研究報告，第67輯，1974年，pp.19-25
- 10) 内務省横浜土木出張所：清水港修築工事誌，1938年6月
- 11) Ryokichi Amano, Yasumaru Ishii and Tetsuro Tateishi：Aseismic Design of Quay Walls in Japan, Reports of Transportation Technical Research Institute, Vol. 6, No. 4, 1967
- 12) 天竺良吉：岸壁の耐震設計法に関する研究，運輸省港湾局業務資料，1959年2月
- 13) 門村浩，松田啓余：静岡県における既往の地震災害と危険地域，静岡県消防防災課・静岡県地震対策基礎調査報告書，1970年3月，pp.19-54
- 14) 中央気象台：昭和5年11月26日北伊豆地震報告，1931年
- 15) Haruo Matsuo：Damages to the Quay Walls of Simizu Harbour due to the Earthquake on July 11, 1935, and the Seismic Stability of the Quay Walls, Bull. of Earthq. Res. Inst., Vol. 13, 1935, pp. 999-1009
- 16) 松村孫治：秋田県下の震災を視察して，土木学会誌，25巻9号，1939年9月，pp.1017-1027
- 17) 萩原尊礼：昭和14年5月1日男鹿地震調査概報，震研概報，第17号，1939年，pp.627-636
- 18) 萩原尊礼：昭和14年5月男鹿地震の余震分布，地震，12巻，1940年，pp.15-24
- 19) 建設院第一技術研究所：昭和21年12月21日南海地震調査報告，建設院第一技術研究所概報，第16号，1948年6月，pp.1-12, pp.294-312

- 20) 水路部・他：昭和21年南海地震災害状況（港湾関係），水路部報，2巻，1947年，pp. 39-52
- 21) H. Kanamori : Tectonic Implication of the 1944 Tonankai and the 1946 Nankaido Earthquake , Phys . Earth Planet . Interiors , 5, 1972, pp. 129-139
- 22) 河角広：南海大地震の調査より見たる震度と震害，南海大震災誌，高知県，1949年，pp. 138-153
- 23) 真嶋恭雄：十勝沖地震に於ける港湾被害に就いて，十勝沖地震調査報告，1952年3月，pp. 99-436
- 24) 気象庁地震課：十勝沖地震余震総括，十勝沖地震調査報告，1952年3月，pp. 38-44
- 25) 福富孝治，田畑忠司，藤木忠美，金安公告：墓石の転倒，移動等による十勝沖大地震の最大加速度と特異の地割れの観察，十勝沖地震調査報告，1952年3月，pp. 221-242
- 26) 荒井秀夫，土田肇：日向灘地震港湾被害調査報告，港湾技術研究所構造部内部資料，1961年
- 27) 松尾春雄，松尾博：日向灘地震による被害，土木学会誌，46巻8号，1961年，pp. 15-21
- 28) 小牧昭三，岸上冬彦：1961年2月27日日向灘地震調査概報，震研報，42号，1964年，pp. 245-256
- 29) 気象庁：日向灘地震調査報告，験震時報26，1961年
- 30) 土木学会：新潟震害調査報告，土木学会新潟震災調査委員会編，1966年6月
- 31) 運輸省港湾局，第一港湾建設局，港湾技術研究所：新潟地震港湾被害報告（第1部），1964年9月
- 32) 建設省土木研究所：新潟地震調査報告書，土木研究所報告，第125号，1965年6月
- 33) 1968年十勝沖地震調査会：1968年十勝沖地震調査報告，1969年5月
- 34) 運輸省港湾局，港湾技術研究所，第2港湾建設局，北海道開発局港湾部：1968年十勝沖地震港湾被害報告・津波調査報告，1968年12月
- 35) H. Kanamori : Focal Mechanism of the Tokachi-oki Earthquake of May 16, 1968 , Tectonophysics , 12, 1971 , pp. 1-13
- 36) 長宗留男：大地震生成の過程，地震，第2輯，第22巻，1969年
- 37) 運輸省港湾局，港湾技術研究所，北海道開発局港湾部：1973年根室半島沖地震・港湾被害報告・津波調査報告，1973年10月
- 38) 土木学会耐震工学委員会：1974年伊豆半島沖地震報告，土木学会誌，59巻11号，1974年11月
- 39) 望月利男，国井隆弘，松田鶴余，田村俊和：1974年伊豆半島沖地震調査報告，土と基礎，Vol. 22, No. 12, 1974年12月
- 40) 田村重四郎：1974年伊豆半島沖地震の被害調査報告，生産研究，27巻2号，1975年2月
- 41) 石井靖丸：チリ地震による港湾構造物の被害調査報告，運輸技研資料No. 22, 1961年7月

付録一 A 現行設計法による被災岸壁の
安定解析

付録 - A 現行設計法による被災岸壁の安定解析

1, 2)
港湾構造物に関する現行の設計基準等によれば、重力式岸壁のようにマッブな構造物に対する耐震設計には震度法を採用することが明記されている。震度法とは、構造物に作用する地震力を構造物の自重と震度（地盤の加速度と重力の加速度との比、以下で述べる震度は全て工学的な震度であり、気象庁震度階の震度とは異なる）との積で表わされる静的な力と見なす方法であり、重力式岸壁の他にも多種類の土木構造物に適用されて来ている。

構造物に作用する地震力は、実際には、時間と共にその方向・大きさが変化する不規則な外力であるので、構造物の安定に及ぼすその影響は、地震動の周期・振巾・波形・継続時間、構造物の力学的機構、材料の強度特性などが相互に複雑に絡みあっていると云える。重力式岸壁についても、この点は未だ充分な解明がなされていない。それ故、設計に用いる震度は、単に地盤の最大加速度の重力加速度に対する比として与えられるのではなく、上述の諸要因をも考慮して永年の建設実績を通じて経験的に求められた値であると言えらる。

大地震により構造物に被害が生ずることは残念なことではあるが、他方、これを貴重な実物実験と考へて、そこから出来る限り有役な情報を汲み取ることは、今後の耐震設計法の改善に役立つと考えられる。このような視点に立ち、本報告で集録した重力式岸壁に対し、現行設計法による安定解析を行った。以下に解析方法の概要と計算結果を報告する。

安定解析は、現行設計法に従い、各岸壁に対する転倒・滑動・地盤支持力及びマウンドのある場合における偏心傾斜荷重に対する円形すべりに関する検討を行った。通常的设计計算では、対象地点の地震活動度・地盤条件等を考慮して設計震度が決定されるのであるが、ここではそのような方法によらず、震度を幾とうりか変化させて安定計算を行い、各々の計算理論において安全率が1となる時の震度を推定する方法をとった。

さらに被災状況と安定計算の結果を比較することにより、過去の大地震において構造物に作用したと考えられる地震力が、現行設計法ではどの程度の震度に相当するのかを推定することができる。この手法は、既に1973年根室半島沖地震などの被災岸壁に対し適用されており、³⁾現行設計法で採用すべき設計震度の範囲を示唆すると共に、地盤の加速度・速度等の地震動の性質が解っている場合には、震度とこれらの地震動特性の関係を明らかにする事も可能と思われる手法である。ここでは、現行設計法の適否を検討するのではなく、すなわち現行設計法

のもとで地盤加速度を震度に換算して計算された岸壁の安定性が実際の被災状態と一致するか否かを検討する方法は採っていない。ここでは文献3)に示されているように、現行設計法は正確な入力を与えたと得られた安全率と実際の現象が完全に合致するという仮定のもとで、大地震時にどの程度の震度が作用したかを究明することとした。本報告では、このようにして求まる震度を作用震度と名付ける。作用震度の推定順序は図-A.1に示される。図-A.1によれば、同一港湾内の複数の岸壁に対して求まった滑動・転倒・地盤支持力に関する安全率が1となる時の震度と、実際の被災がこれら三種の現象のいずれに起因するかを判断し、各々の安定解析理論における震度の存在範囲を推定し、最終的には、その港湾内における唯一の作用震度（或は作用震度の範囲）を決定する。

このような検討方法に関して種々の問題点がある。特に、三種の異なる安定解析理論に対し、いずれの場合にも安全率が1.0の時に被災が発生するとしているので、最終的に作用震度を求める際に、値の範囲に矛盾が生ずる可能性がある。又、同一港湾内において岸壁の方向は様々であろうから、必ずしも全てに等しい震度が作用するとは考えられない。同一港湾内でもかなり基礎地盤状態が異なることによる地盤振動の相違、等である。しかし、文献3)によれば1968年十勝沖地震と1973年根室半島沖地震に対しては、上記のような問題点があるにもかかわらず、一応矛盾のない作用震度の範囲が推定されている。それ故、ここでは図-A.1の手順に従い一港湾に対する唯一の作用震度の範囲を推定することとする。

各岸壁の安定解析に対する計算条件を以下に述べる。

1) 土 圧

土圧計算は物部・岡部式によるものとし、残留水位以下の部分に対しては見掛けの震度を用いる。見掛けの震度の算定式は、港湾構造物設計基準に示されている式を用いる。

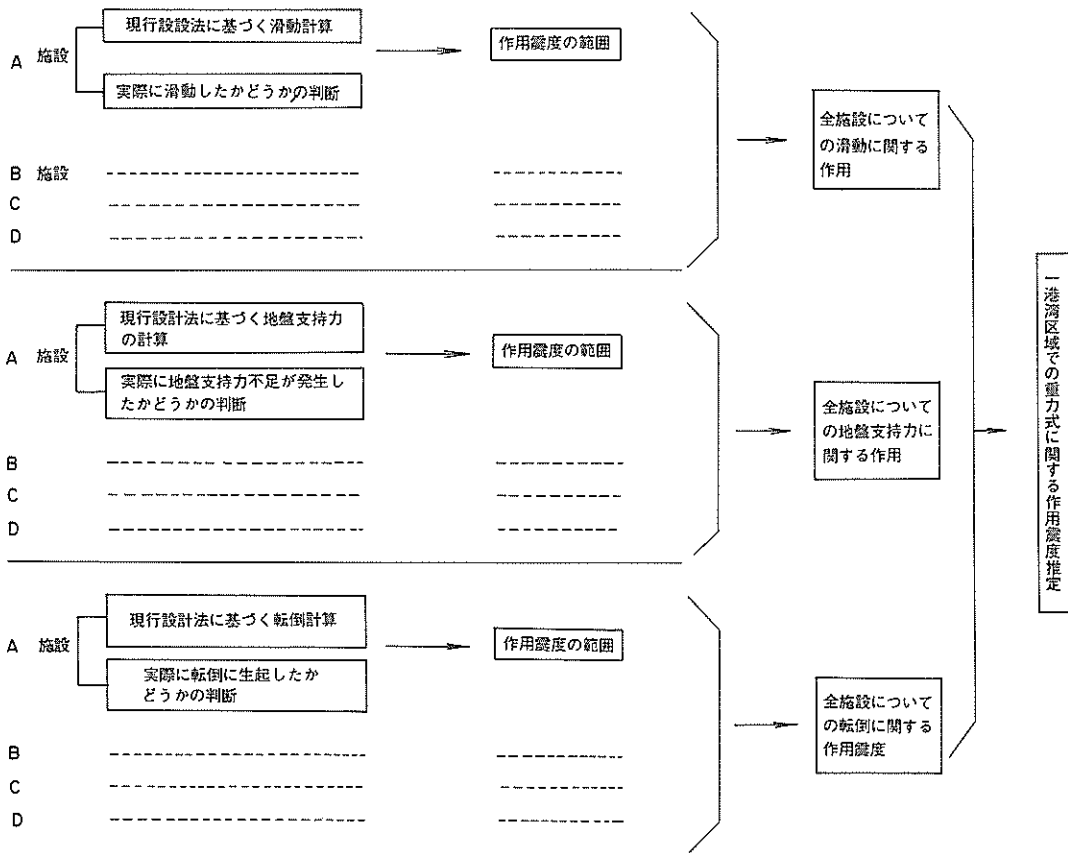
2) 震 度

水平震度のみを考慮し、0, 0.1, 0.15, 0.2, 0.25の5ケースとする。

3) 前面水位および残留水位

地震発生時における潮位の記録が残っている港については、その潮位を前面水位とする。その付近の港の潮位は、潮汐表により潮時・潮位の補正を行ない求める。

残留水位は、港湾構造物設計基準の規定に従う。ブロック式岸壁に対しては、H.W.L.とL.W.L.の1/3とし、ク



図一 A. 1 作用震度の推定方法

一ツンおよびプレキャストコンクリート式構造物に対しては均とする。

4) 上載荷重

被災時に岸壁上に置かれていた物資が記録に残っている場合は、港湾構造物設計基準に従い適当な上載荷重を推定した。被災記録には荷役荷物の種類・量が記述されていない場合が多いが、このような時には特記すべき貨物がなかったと判断し、上載荷重を考慮しない。

5) 内部摩擦角

裏込め・基礎捨石および基礎地盤の内部摩擦角の選定は次のようである。

裏込めについては、割石等の良質な材料が十分に用いられている場合に対し 40° 、普通の砂質土と考えられるものについては 30° とし、その中間と考えられるものは 35° とする。

基礎捨石に対しては 40° とする。

基礎地盤については、砂質土でN値が8~15程度の場

合に 35° 、5~8程度の場合は 30° とした。

これらの値は、現在設計において採用されている標準的な値と思われるが、裏込め・捨石の材種・N値などから内部摩擦角への換算には未だ問題点が多く残っており、必ずしも上記の値を採用するとは限らない。それ故、ここでは上記の値を用いて作用震度を求めてはいるが、内部摩擦角として他の値を用いる場合も考慮し、裏込めに対し $30^\circ \cdot 35^\circ \cdot 40^\circ$ の三通りと砂地盤に対し $30^\circ \cdot 35^\circ$ の二通りの合計6ケースに対する計算を行っている。

なお、裏込めと堤体との間の壁面摩擦角は、裏込めの内部摩擦角のいかににかかわらず、主働土圧に対し $+15^\circ$ 受働土圧に対し -15° を用いた。

6) 単位体積重量

材料の単位体積重量は表一 A. 1 に示す値を用いた。但し、岸壁断面の詳細が不明でケーソンの輪郭だけしか判明しない場合には、一般的な断面から類推した値を用いている。

表-A.1 単位体積重量

		浮力を考慮 する場合	浮力を考慮 しない場合
無筋コンクリート		1.3	2.3
鉄筋コンクリート		1.45	2.45
裏込	残留水位以上	-	1.8
	残留水位以下	1.0	2.0
基礎地盤		1.0	-
ケーソン*	残留水位以上	1.93	1.93
	残留水位以下	2.1	1.1

* 推定値 (単位: t/m^3)

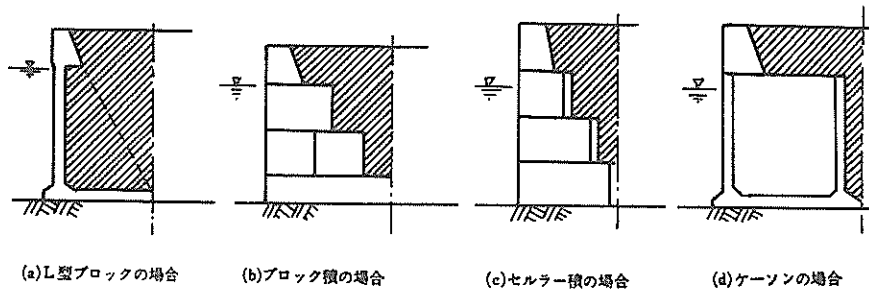


図-A.2 壁体とみなす部分

7) 摩擦係数

摩擦係数として、岩盤とブロックに対して0.5、捨石とブロックに対し0.6、岩盤とプレキャストコンクリートに対し0.8とする。

安定計算は、滑動・転倒・地盤支持力の三種の検討を行ったが、その概要は次のようである⁴⁾。

壁体に作用する外力および荷重としては、上載荷重・壁体自重・土圧・残留水圧および地震力を考える。ここで壁体と見なす部分は、図-A.2に示すように壁体後趾を通る鉛直面より海側の裏込土をも含めた部分をいう。浮力は、壁体のうち残留水面以下が水中に没しているものとして算定する。壁体に作用する地震力の計算には、浮力を考慮しない壁体重量に震度を乗ずるものとする。

転倒に対する抵抗力は、浮力を考慮した壁体重量および土圧の鉛直分力を考え、滑動に対する抵抗力は、これによる壁体底面摩擦力を考える。ブロック式岸壁に対しては、岸壁底面およびブロックの移動が生じた高さにおける転倒・滑動の検討を行った。

地盤支持力の検討には、通常の設計で行われている壁体底面の地盤反力の算出と、それを捨石下面まで荷重合力の方向 30° 分散させた仮想壁体巾を考慮した基礎盤面上での反力の計算を行った。また、片山・内田による偏

心傾斜荷重に対する二層系地盤の支持力の検討⁵⁾を行った。この方法は、砂質土からなる二層系地盤に偏心傾斜荷重が作用した時の安定を、摩擦円法による円形すべり理論で検討するものであり、被災岸壁の解析例などからみると他の支持力理論より実用的であると思われる方法である。それ故、ここでは、作用震度の推定の際にこの方法による計算結果を採用し、他の方法による値は参考資料として用いた。

なお、現行設計法における安定計算では、流動化による土の強度低下は考慮されていないので、新潟地震にお

ける新潟港の被災例のように、その主な原因が基礎地盤や裏込の流動化によるとかなり明確に判定される場合は、今回の安定計算の対象から除外した。

安定計算における計算条件は表-A.2にまとめてある。ここで、3項目の図面番号は本文における番号を示している。14・15項目に示されているy、x座標とは、壁体前趾より測った重心までの距離である。

計算結果を表-A.3に示す。ここに、転倒震度・滑動震度・偏心傾斜震度とは、各々の安定計算において安全率が1となる時の震度を意味している。又、最右欄は地震時に各岸壁に作用したと想定される震度の範囲を示しており、これは岸壁法線の沈下・はらみ出し・壁体の傾斜・転倒等の被災状況と安定計算による三種の震度から判定される。各岸壁に対する検討の詳細はここでは省略する。()で示すものが裏込等の内部摩擦角として最も妥当であると判断された場合であり、図-A.3において各港の作用震度を判定するためのデータとして用いられた。図-A.3~A.12は、表-A.3で得られた各岸壁に作用したと想定される震度の範囲を、各港ごとに示している。図中の○□△に記されている矢印は、その方向に作用震度が存在することを示すものである。これより、破線で示すように、各港における複数の岸壁で定まる震

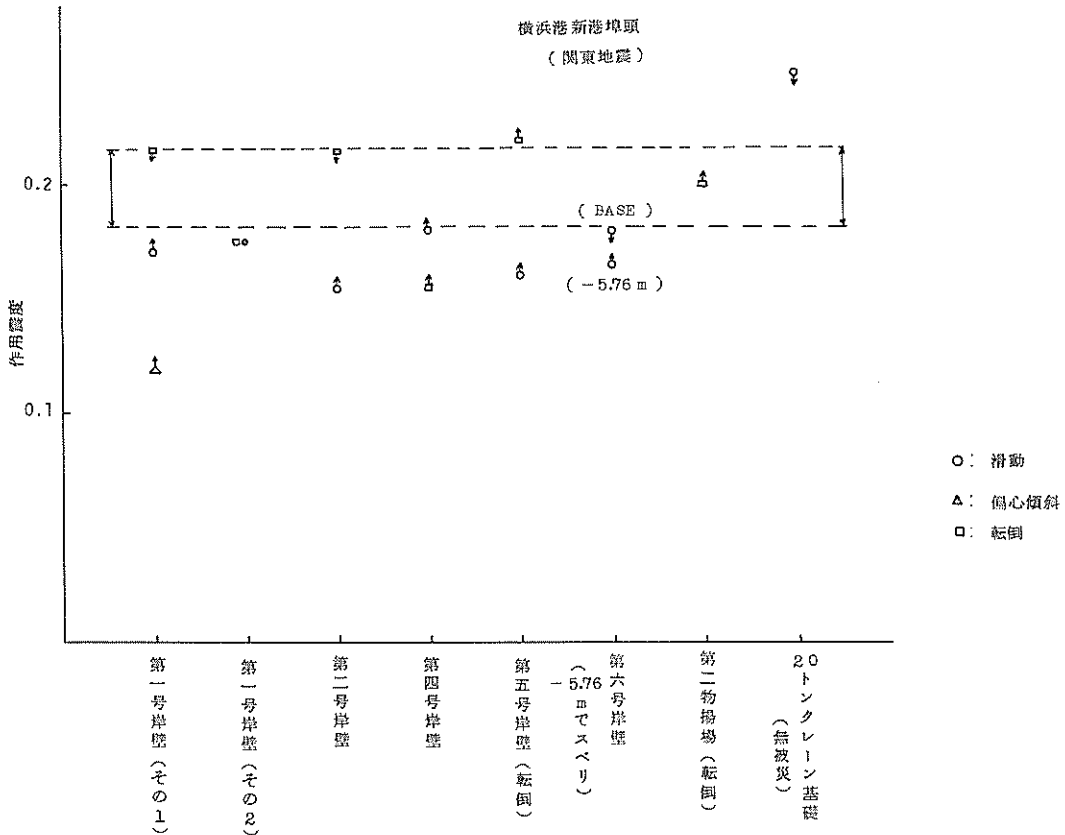
度が互いに最も矛盾なく説明されるような範囲を決定した。

以上の作業より求めた作用震度の範囲を一括して表一A.4に示す。ここで、1968年十勝沖地震における室蘭港・函館港・青森港・八戸港に関しては、文献6)に記載されている安定計算結果より読み取ったものであり、1973年根室半島沖地震における花咲港・根室港・霧多布港での作用震度は文献3)に示されているものである。1960年チリ地震におけるPt. Montt港およびTarahuano港に対するものは、文献7)に示された安定計算結果から読み取った。

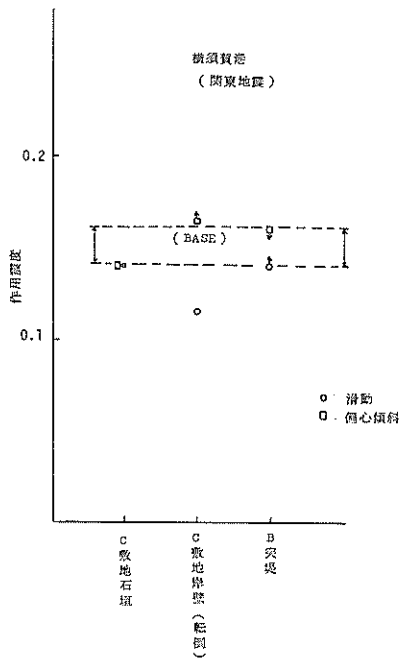
これまでに述べた重力式岸壁の安定計算結果および作用震度は、過去の大地震が現行の耐震設計法の中でどの程度の地震外力を持っていたのかという事を明らかにし

ている。それ故、これは大地震対策等を実施するにあたり採用すべき設計震度の値を決定する際に有効な参考資料となるであろう。

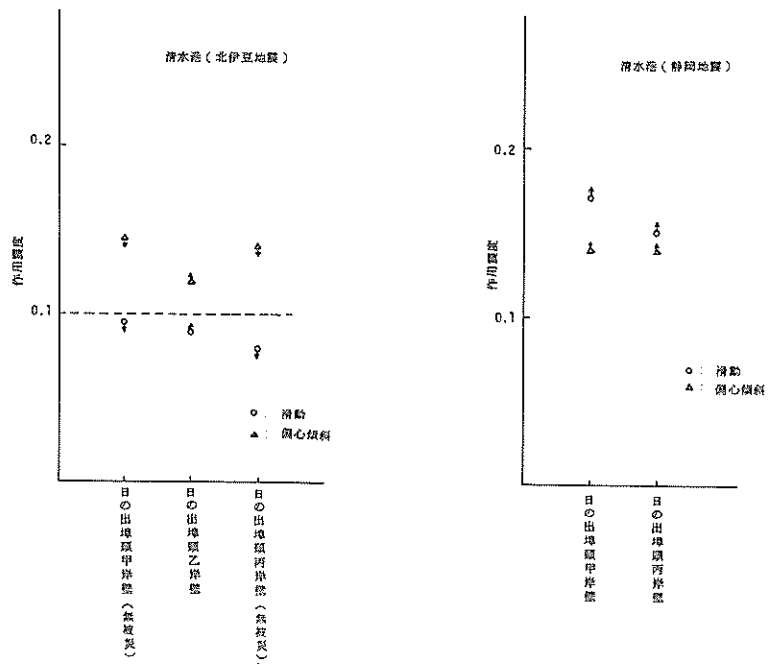
さらに、現行設計法の体系の中で、より合理的に地震力を決定するためには、地震動の大きさと設計震度とのつながりが明らかにされることが必要である。地震動の強さに関して云えば、かなり以前の地震においては気象庁震度階・墓石の転倒状況等が主な資料であった。しかし、近年の地震学・地震工学の進歩に伴い、構造物に作用する地震動の強さの推定方法に関する信頼度が向上している。それ故、加速度・速度等で表わされる地盤の地震動の諸性質と本報告で述べた耐震設計法の指標としての設計震度との関係を明らかにすることが望まれる。



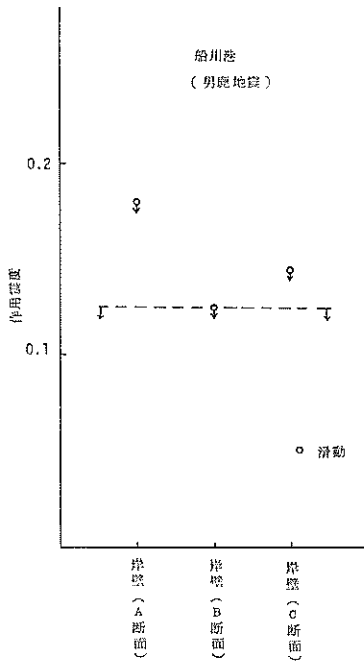
図一A.3 横浜港における作用震度の推定



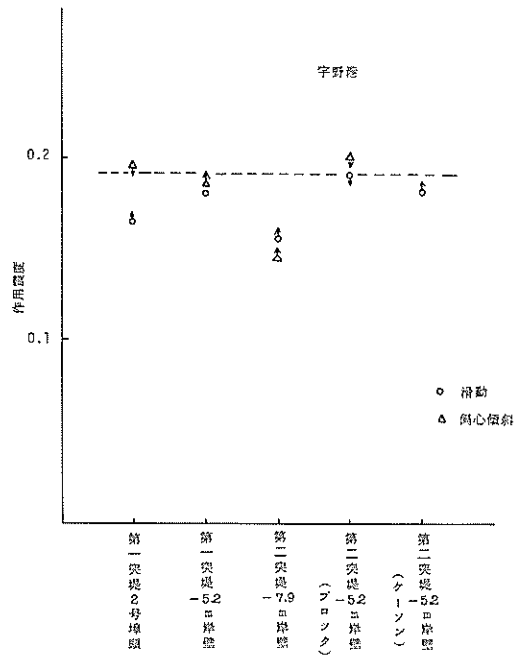
図一A.4 横須賀港における作用震度の推定



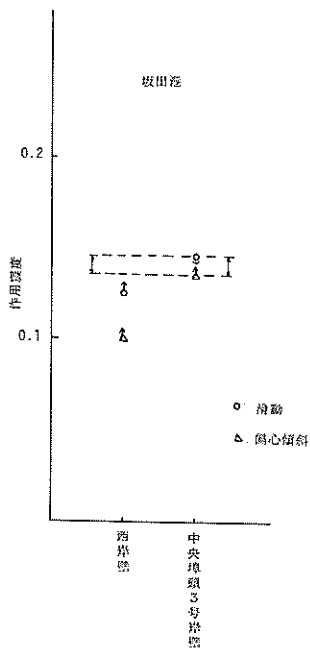
図一A.5 清水港における作用震度の推定



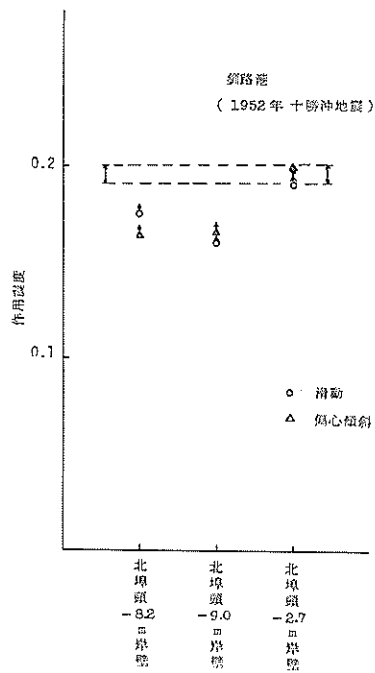
図一 A. 6 船川港における作用震度の推定



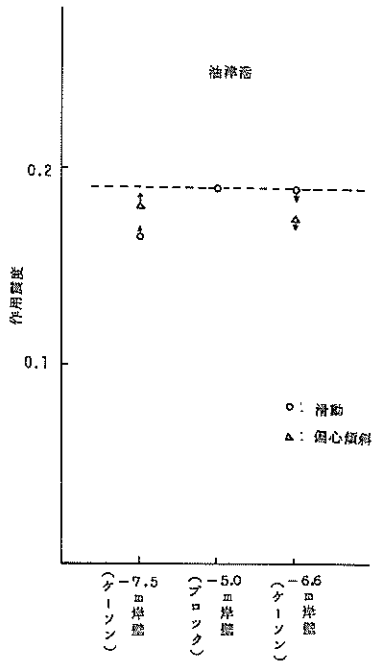
図一 A. 8 宇野港における作用震度の推定



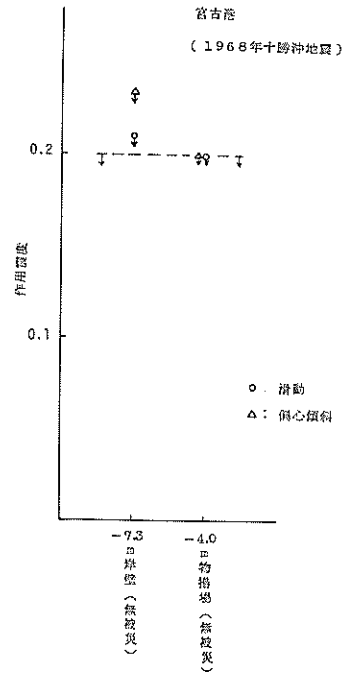
図一 A. 7 坂出港における作用震度の推定



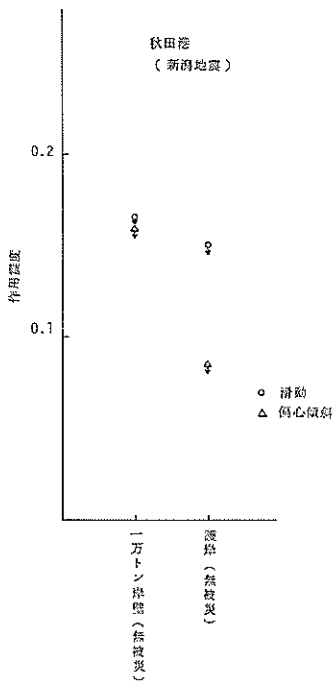
図一 A. 9 鍋路港における作用震度の推定



図一A.10 油津港における作用震度の推定



図一A.12 宮古港における作用震度の推定



図一A.11 秋田港における作用震度の推定

表-A.2 安定計算条件

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
地盤名	地盤名	標準値	参照番号	地盤中埋深(m)	埋込高さ(m)	埋込体底付高(m)	埋込体底付高(m)	基礎長さ(m)	埋込長さ(m)	埋込長さ(m)	埋込長さ(m)	埋込長さ(m)	埋込長さ(m)	埋込長さ(m)	埋込長さ(m)	埋込長さ(m)	埋込長さ(m)	埋込長さ(m)	
(1923年)	東京	芝浦埋込 (-2.3mプロット)	39	260	620	00	00	00	00	3034	3034	3034	8692	4192	00	00	06	00	
	横浜	新地埋込1号埋込 (-7.3mプロット) (セ01)	7	455	379	-606	212	364	0	2	9042	6135	43276	14447	110	110	06	0	
		#	420	379	-594	0	0	0	0	0	9140	6182	43974	12557	110	110	05	0	
		#	420	379	-337	0	0	0	0	0	6675	4707	23487	6683	110	110	05	0	
		#	420	379	-223	0	0	0	0	0	9824	6876	48224	15896	110	066	05	0	
		#	420	379	-994	0	0	0	0	0	3383	2959	8124	4551	110	066	05	0	
		#	420	379	-88	0	0	0	0	0	12140	8114	74646	19173	110	066	05	0	
		#	420	379	-50	0	0	0	0	0	8253	5934	37454	12862	110	066	05	0	
		#	450	379	-603	0	0	0	0	0	9431	6503	44760	14874	11	066	05	0	
		#	456	379	-85	211	384	0	20	13636	8993	77527	23781	11	066	05	0		
		#	455	379	-576	0	0	0	0	9346	6488	41138	14944	11	066	05	0		
		#	146	297	-182	052	150	0	1	946	441	1465	493	11	11	06	0		
		#	136	237	-182	0	0	0	0	928	583	1525	487	11	11	05	0		
		#	550	381	-213	0	0	0	0	9778	8016	38127	22296	11	11	05	0		
	横浜	A野原場		28	576	-173	-1061	0	0	0	4718	8346	12816	31556	118	118	06	0	プロット埋込 セ01(セ02)
C敷地石垣 (-6.1mプロット)		34	280	334	-363	125	220	0	0	3587	2430	11766	3477	118	118	06	0	(Base)	
#		233	334	-123	0	0	0	0	2153	1923	4761	2057	118	118	05	0	(Base)		
#		394	334	-607	0	0	0	0	7311	4866	33772	10114	118	118	05	0	(Base)		
B突堤 (-6.1mプロット)		31	386	333	-606	40	89	0	0	7266	4686	38978	9713	118	071	06	0	(Base)	
#		326	333	-480	0	0	0	0	5479	3655	21608	5954	118	071	05	0	(Base)		
東京	芝浦埋込埋込埋込 (プロット)	40	260	62	00	0	0	0	0	3034	3034	8692	4192	00	00	06	00		
	北伊豆 (1930年)	清水	Dの出陣埋込 (-10.1mプロット)	47	96	33	-117	19	90	104	00	27392	16311	198295	82618	05	090	045	0
	#	乙津埋込 (-8.5mプロット)	48	78	33	-951	259	140	101	00	19046	11550	117372	47545	05	090	045	0	
	#	丙津埋込 (-7.3mプロット)	50	70	33	-750	250	93	020	00	16272	9301	59685	32202	05	090	045	1.5	
	静岡 (1935年)	清水	Dの出陣埋込 (-10.1mプロット)	57	96	33	-116	20	90	10	00	29859	18741	238666	33821	145	053	06	00
	#	丙津埋込 (-7.3mプロット)	60	70	33	-750	250	400	05	20	15549	9681	82267	35098	145	053	06	10	

表-A.2 安定計算条件

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
地盤名	地盤名	状 態 種 別	参 照 回 数	状 体 巾 (状体下部)	天 溝 高	状 体 掘 削 高	松 石 高	埋 込 深	根 入 深	加 蓋 斜 面 高	状 体 重 量 (埋込部)	状 体 重 量 (露出部)	①×中心の y 座 標	②×中心の x 座 標	埋込位置	埋込位置	摩 擦 係 数	土 質 種 別
男 塚 半 島 (1959年)	秋 田	第2物置場 (-3m L型プロック)	81	3.8	1.5	-3.5	0.6	1.0	0.35	2.0	32.159	20.416	74.305	43.002	0.3	0.24	0.6	0
	紀 川	井 原 (A断面)	73	3.03	2.0	-4.1	0	0	0	0	4.051	27.603	122.039	39.885	0.3	0.162	0.5	0
		# (B断面)	74	3.03	2.0	-5.6	0	0	0	0	4.843	31.883	173.34	47.3	0.3	0.162	0.5	0
		# (C断面)	75	2.42	2.0	-3.4	0	0	0	0	27.652	19.572	70.89	23.49	0.3	0.162	0.5	0
南 畑 (1946年)	宇 野	第1次堤2号沖原先頭部 (-0mプロック, ケーソン)	107	9.6	3.60	-10.00	0.8	1.136	1.0	2.0	298.529	159.339	1682.754	787.12	0.21	0.9	0.6	0
		第1次堤-5.2m堤壁 (プロック)	109	6.51	3.60	-6.00	1.6	5.00	0.8	2.5	129.074	82.649	597.862	270.789	0.21	1.05	0.6	0
		第2次堤-1.9m堤壁 (ケーソン, プロック)	110	8.55	3.90	-9.14	3.36	5.00	1.24	2.0	231.907	199.493	154.3012	608.508	0.21	1.05	0.6	0
		第2次堤-5.2m堤壁 (プロック)	111	6.4	3.90	-5.8	1.19	9.80	0.6	1.5	126.876	85.191	593.619	278.903	0.21	1.05	0.6	0
		# # (ケーソン)	112	6.5	3.90	-5.95	4.05	4.7	0.7	2.0	134.756	86.501	647.716	273.006	0.21	1.05	0.6	0
坂 出	西 浜 堤 (-6.1mケーソン2段版)		104	8.45	3.48	-6.52	0.45	2.97	0.46	0.0	103.598	64.835	503.47	190.756	0.33	1.57	0.6	(10) 0.0
	中央地蔵堂堤壁 (プロック)		102	7.7	4.30	-9.1	1.3	3.0	0.7	0.0	198.193	125.154	1266.219	520.125	0.33	1.57	0.6	0
小 松 島	新 堤 堤 壁 (-6.4mケーソン)		91	7.0	3.00	-7.15	5.5	10.88	0.75	0.0	131.199	81.832	681.044	314.952	0.08	0.58	0.6	0
玉 島	-3.2m地盤		113	3.0	3.2	-3.6	2.1	1.3	0.4	1.0	4.522	3.202	14.4942	4.5942	0.0	1.0	0.6	0
高 松	環 状 堤 壁 (-0.9mプロック)		98	1.52	2.46	-0.91	1.39	0.91	0	1.5	90.16	7.177	14.276	5.51	0.21	0.82	0.6	0
	北 浜 堤 壁 (-1.8mプロック)		95	1.82	3.03	-1.82	0.91	0.91	0	1.0	17.493	1.3089	38.926	12.216	0.21	0.82	0.6	0
	# (-0.9mプロック)		96	1.51	3.03	-0.91	0.91	0.91	0	1.0	11.051	8.496	18.888	7.212	0.21	0.82	0.6	0
	八 重 堤 壁 (-1.8mプロック)		99	1.82	3.13	-1.82	0.91	0.91	0	1.0	16.28	11.624	34.788	11.681	0.21	0.82	0.6	0
和 歌 山	お 子 島 堤 壁 (-6.4mプロック)		88	7.3	4.2	-7.4	0	0	1.0	0	1796.29	1186.74	997.88	4428.94	0.13	0.9	0.6	0

表-A・2 安定計算条件

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
地盤名	地名	岸壁種別	参照番号	堰体巾 (堰体幅)	天端高 m	堰体高 m	基石厚さ m	冠上より 直下まで の距離 m	根入深さ m	基礎粘土 の細目配	堰体頂縁 (背力側) の傾斜 1/m	堰体頂縁 (背力側) の傾斜 1/m	堰心の y 座標 t-m/m	堰心の x 座標 t-m/m	前面水位 m	水深 m	流速 1/m ²	
十勝 (1952年)	字相島	泉屋新田貯水池(-3.5mプロット)	115	4.8	4.05	-1.0	1.0	3.0	0.5	0	70.646	49.684	275.242	129.491	0.12	1.6	0.6	0
			137	2.5	2.0	-2.5	2.4	4.0	0.0	0	22.48	46.828	49.905	20.225	1.1	0.5	0.6	0
			124	8.3	3.33	-9.29	1.50	3.50	0.2	0.0	197.131	114.096	1218.811	515.268	1.1	1.4	0.6	1.0
			126	7.42	3.33	-8.38	1.50	3.50	0.2	0.0	164.538	104.360	934.955	412.989	1.1	1.4	0.6	1.0
十勝	第2物置場(-1.8mプロット)	# (-2.7mL型プロット)	128	3.6	2.62	-2.3	0.65	1.0	0	0.0	33.65	23.72	87.22	47.474	1.1	1.4	0.6	0
			136	3.9	2.50	-3.00	0.50	2.88	1.2	0.0	35.342	24.932	92.52	35.962	1.27	0.47	0.6	0
			132	1.5	1.65	-1.65	0.5	0.4	0	2.0	9.559	6.745	15.75	5.513	1.19	0.5	0.6	0
			133	2.8	2.3	-2.4	0.7	1.5	0	2.0	29.448	22.173	78.758	32.644	1.19	0.5	0.6	0
日向 (1961年)	内仙	-4.7m出梁(プロット)	134	3.0	2.3	-3.0	0	0	0	0.6	32.963	22.163	87.621	32.467	1.19	0.5	0.8	0
			145	5.1	3.8	-5.1	1.6	6.0	0.4	0	98.33	68.15	412.64	182.37	1.60	0.77	0.6	0.0
			150	6.9	0.3	-8.2	1.5	6.5	0	0	112.99	60.69	486.23	222.64	1.55	1.55	0.6	0
			152	4.9	1.1	-5.8	2.0	6.0	0.5	0	7.479	4.466	296.07	111.81	1.55	1.55	0.6	0
新 (1964年)	岩島	物置場(-3mL型プロット)	154	6.0	3.3	-7.0	2.5	3.0	0.4	1.5	113.18	69.07	468.01	234.71	1.55	1.15	0.6	0
			173	3.4	1.6	-3.3	0.53	1.3	0	0	27.983	18.327	65.123	35.699	±0.0	0.13	0.6	0
			176	2.87	1.15	-3.8	1.06	2.0	0.4	0	31.098	18.757	74.804	25.988	±0.0	0.25	0.6	0
			179	9.0	2.0	-9.6	0.9	1.5	0.6	1.0	168.933	102.113	890.641	441.511	±0.0	0.16	0.6	0

表-A.2 安定計算条件

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
地盤名	層名	岸壁種別	総照会番号	壁体巾(壁体下端)	天幕高	岸壁高	掘削高さ	崩落高さ	埋込深さ	埋込深さ(斜地対応)	埋込深さ(斜地対応)	埋込深さ(斜地対応)	重心のy座標	重心のx座標	前面水位	後面水位	浮力係数	上記勾配
				m	m	m	m	m	m	t/m	t/m	t/m	t/m	t/m	m	m		t/m ²
十勝沖湖河 (1958年)	秋田	護岸部(-6mプロット)	181	5.0	2.0	-6.0	4.4	0.6	0	1.5	855.45	540.45	329948	129675	±0.0	0.16	0.6	0
	河川	第3物置場(1.0mプロット)	185	3.2	2.3	-2.75	0.95	1.0	0.25	2.0	3687	2122	7731	32.41	0.15	0.5	0.6	0.0
	野池	-3m物置場(プロット)	211	2.50 2.00	1.6 1.6	-3.0 -1.5	0.5 0	1.5 0	0 0	0 0	2.450 1.450	15.73 9.90	5.42 23.5	185.9 9.37	0.2 0.2	0.4 0.4	0.5 0.5	0 0
根室半島沖 (1973年)	宮古	-7.3m岸壁(ケーソン)	223	7.5	3.0	-7.85	2.45	11.0	0.55	0	17825	11237	94167	42565	0.3	0.5	0.6	0
	厚岸	-4m岸壁(L型プロット)	255	4.8	2.3	-4.0	3.0	10.0	0	0	5557	3600	17042	9227	0.74	0.5	0.6	0
	下田	-4m物置場(プロット)	264	4.0	3.0	-4.0	-2.0	2.0	0	1.5	623.4	439.4	2136.1	85738	0.91	0.37	0.6	0
伊豆半島沖 (1974年)	船取	-4m物置場(プロット)	270	5.0	2.5	-4.4	1.0	1.5	0.4	0	5082	3609	18197	9877	0.91	0.6	0.8	0
	美良	-3m岸壁(プロット)	267	3.8	2.2	-3.5	2.0	3.0	0	1.5	473.4	309.8	1310.0	5729	1.13	0.65	0.6	0

表-A.3 安定計算結果

1 地 名	2 地 名	3 岸 壁 種 別	4 参 照 団 番 号	5 基 礎 の ば ら 外 出 量 (cm)	6 基 礎 の 底 下 土 層 の 厚 量 (cm)	7 内 部 摩 擦 角 ϕ (度)	8 基 礎 埋 設 深 度 (度)	9 基 礎 埋 設 角 (度)	10 転 倒 係 数	11 滑 動 係 数	12 傾 心 傾 斜 係 数	13 作 用 係 数						
													10 転 倒 係 数	11 滑 動 係 数	12 傾 心 傾 斜 係 数	13 作 用 係 数		
関 東	東 京	芝 罘 岸 壁 (-2.3mプロット)	39			40	30	35	0.20	0.12	0.055	転倒						
													40	35	0.215	0.145	0.075	
													40	40	0.24	0.155	0.08	0.155<c
横 浜	新 港 埠 頭 第 1 号 岸 壁 (-7.3mプロット) (その1) (-3.37mの位置)	7 8	152		40	30	35	0.14	0.15	0.12	0.09	転倒						
													40	35	0.175	0.14	e=0.175	
新 港 埠 頭 第 1 号 岸 壁 (-6.1mプロット) (その2)	9 10	195	65	40	30	35	0.17	0.19	0.15	0.10	0.08	転倒						
													40	35	0.215	0.17	0.10	
													40	30	40			
													40	35	40			
													40	40	40			
													40	40	40			
													40	40	40			
													40	40	40			
													40	40	40			
													40	40	40			
新 港 埠 頭 第 2 号 岸 壁 (-8.8mプロット) (base)	11 12	97		30	35	0.175	0.105	0.19	0.13	0.155	0.095	0.17<c<0.215						
													40	40	0.215	0.155	0.12	
新 港 埠 頭 第 2 号 岸 壁 (-8.8mプロット) (-0.94mの位置)	11 12	28		30	35	0.16	0.195	0.18	0.22	0.25	0.25	0						
													40	40	0.19	0.25	0.25	

表-A.3 安定計算結果

1 地盤名	2 地名	3 基礎種別	4 参照図番	5 設置状況		7 内総厚深	8 長さ(度)	9 基礎傾角(度)	10 転倒度	11 滑動度	12 偏心傾斜度	13 作用震度
				在籍のほら 本趾位置(cm)	法線の右下 傾角(cm)							
		新穂増強第4号塔(-9.7mプヤク)(Base)	13				30		0.10	0.08		
			14				35		0.12	0.10		0.13<e
							40		0.14	0.13		
		新穂増強第4号塔(-9.7mプヤク) (-5.0mの位置)	13				30		0.205	0.125		
			14				35		0.23	0.15		
							40		0.245	0.17		0.17<e<0.245
		新穂増強第5号塔(-8.6mプヤク)	15				30		0.185	0.11		
			16				35		0.20	0.13		
							40		0.22	0.16		0.22<e
		新穂増強第6号塔(-8.5mプヤク)(Base)	17				40		0.17	0.13	0.03	e<0.18
			18	0			40		0.19	0.16	0.045	
							40		0.205	0.18	0.065	
							40		0.205	0.18	0.065	
		新穂増強第6号塔(-8.5mプヤク) (-5.76mの位置)					40				0.075	
							40				0.095	
		新穂増強第6号塔(-8.5mプヤク)	17				30		0.205	0.115		
			18	152			35		0.225	0.14		
							40		0.24	0.165		0.165<e
		新穂増強第2号塔(-1.8mプヤク)										
							30		0.18	0.02		
							35		0.20	0.05		
							40		0.215	0.07		e<0.18~0.215
		新穂増強第2号塔(-1.8mプヤク)										
							30		0.20	0.07		0.20~0.33<e
							35		0.215	0.08		

表-A.3 安定計算結果

1 地 震 名	2 港 名	3 出 張 種 別	4 参 照 図 番 号	5 抜 乳 状 况		6 法 部 の 下 部 の 厚 さ (cm)	7 内 部 添 添 厚 さ (mm)	8 内 部 添 添 厚 さ (mm)	9 傾 斜 角 (度)	10 軟 弱 度	11 滑 動 度	12 傾 斜 係 数	13 作 用 震 度			
				法 部 の 厚 さ (cm)	内 部 添 添 厚 さ (mm)											
北 伊 豆 (1950年)	濱 水	B突堤 (-6.1mブロック) (-4.8mの位置)	40	43			0	30		0.125	0.09					
								35			0.15	0.115				
								40				0.17	0.14		0.14 < e < 0.17	
北 伊 豆 (1950年)	濱 水	日の出埠頭甲出張 (-10.1mケーソン)	47				10	30	30	*	0.08	0.13				
							10	35	30	*	0.095	0.145		e < 0.095		
							40	40	30	*	0.11	0.155				
							40	30	35					0.16		
							40	35	35						0.175	
							40	40	35						0.19	
北 伊 豆 (1950年)	濱 水	日の出埠頭乙出張 (-8.5mケーソン)	48 49	832		155	30	30	30	0.25	0.075	0.105				
							30	35	30	*	0.09	0.12		0.120 < e		
							30	40	30	*	0.11	0.14				
							30	30	35					0.105		
							30	35	35						0.125	
							30	40	35						0.145	
北 伊 豆 (1950年)	濱 水	日の出埠頭丙出張 (-7.3mケーソン)	50				10	30	30	*	0.065	0.12				
							10	35	30	*	0.08	0.14		e < 0.08		
							40	40	30	*	0.10	0.16				
							40	30	35					0.15		
							10	35	35					0.17		

表-A.3 安定計算結果

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13								
地蔵名	池名	岸壁種別	参照図番号	法線の長さ 法線の下方 から量る(cm)	法線の下方 法線の長さ (cm)	積石層 (厚)	内 部 透 水 係 数 (厚)	基礎埋置 角 (度)	傾 度 係 数	傾 度 係 数	傾 度 係 数	作用係数								
静岡 (1955年)	清水	日の出地蔵岸壁 (-10.1mケープ)	57	10~20	10	40	30	30	*	0.15	0.13	控体切取								
			58							0.17	0.14									
										0.19	0.155									
										0.155										
										0.17										
										0.175										
			60							548	87		40	30	30	30	0.25	0.13	0.125	前傾
			61															0.15	0.14	
																		0.175	0.155	
																		0.15		
	0.165																			
	0.19																			
男鹿半島 (1939年)	秋田	第2物置場 (-3mL型アーチ) (前面水位0.0m)	81	127	42	40	30	30	*			0.15						0.18	前傾	
			82									0.17						0.20		
												0.19						0.22		
												0.21								
										0.23										
										0.25										
			81							127	42	40	30	30	30	*	0.165	0.20		0.20<c
			82														0.19	0.22		
																	0.235			
																	0.23			
	0.25																			
	0.25																			

表-A.3 安定計算結果

1 地盤名	2 透名	3 岸壁種別	4 参照図 番号	5 被災状況		6 法線の下 量 (cm)	7 拾石層 (度)	8 内廊断面		9 芽地位置 (度)	10 転倒 露度	11 滑動 露度	12 傾心傾斜 露度	作用露度	
				在席のほら 本出し量 (cm)	法線の下 量 (cm)			内廊 長さ (度)	断面 傾斜 (度)						
		第2次堤 - 5.2m岸壁 (アサック)	111	0	0	0	40	40	35	35	*	0.15	0.14	0.155	総体的に おりに低下
							40	40	30	30	*	0.17	0.155		
							40	40	30	30	*	0.19	0.175		
							40	40	30	35		0.17	0.17		
							40	40	35	35		0.185	0.185		
							40	40	35	35		0.19	0.20		
							40	40	30	30	*	0.14	0.11		
							40	40	35	30	*	0.16	0.13		
							40	40	30	30	*	0.18	0.145		
							40	40	30	35		0.145	0.145		
							40	40	35	35		0.16	0.16		
		第2次堤 - 5.2m岸壁 (ケーンソク)	112	10	20	40	40	35	35		0.18	0.18	0.18	0.18 < e	前積
						40	40	30	30	*	0.14	0.11			
						40	40	35	30	*	0.16	0.13			
						40	40	30	30	*	0.18	0.145			
						40	40	30	35		0.145	0.145			
						40	40	35	35		0.16	0.16			
						40	40	35	35		0.18	0.18			
						40	40	30	30	*	0.14	0.11			
						40	40	35	30	*	0.16	0.13			
						40	40	30	30	*	0.18	0.145			
						40	40	30	35		0.145	0.145			
	坂	新岸壁 (-61mケーンソク2段積)	101	1000	200	40	40	30	30		0.10	0.025	*		
						40	40	35	30	0.125	0.05	*			
						40	40	40	30	0.145	0.075	0.02			
						40	40	30	35		0.005	0.005			
						40	40	35	35		0.025	0.025			
						40	40	40	35		0.080	0.080			
						40	40	30	30	0.175	0.08	0.03			
						40	40	35	30	0.19	0.10	0.05			
						40	40	40	30	0.20	0.125	0.07			
						40	40	30	35		0.025	0.025			
						40	40	35	35		0.045	0.045			
		中央岸壁3号岸壁 (アサック)	102	26	46	40	40	35	35		0.20	0.125	0.10	0.125 < e	前積 √40
						40	40	30	30	0.215	0.105	0.07			
						40	40	30	30	0.21	0.13	0.09			
						40	40	35	30	0.25	0.145	0.105			
						40	40	40	30	0.25	0.145	0.105			
						40	40	40	30	0.25	0.145	0.105			
						40	40	35	35		0.045	0.045			
						40	40	35	35		0.045	0.045			
						40	40	30	30	0.20	0.125	0.07			
						40	40	35	30	0.21	0.13	0.09			

表-A.3 安定計算結果

1 地 震 名	2 地 名	3 岸 壁 種 別	4 参 照 団 番 号	5 土 質 状 況		6 法 規 の 尤 F 量 (cm)	7 片 石 層 (底)	8 内 縁 厚 形 式 (底)	9 基 礎 地 盤 角		10 転 倒 震 度	11 滑 動 震 度	12 傾 心 傾 斜 震 度	13 作 用 震 度
				法 規 の は ら 々 規 準 (cm)	法 規 の 尤 F 量 (cm)				基礎地盤	基礎地盤				
							40	30	35				0.105	
							40	35	35				0.12	
							40	40	35		0.145		0.135	0.135< \leq 0.145
	小 松 島	新造岸壁 (-6.1mケーソン)	91 92	26.3	15~20		40	30	30	*	0.135	0.19		係数した
							40	35	30	*	0.16	0.21		
							40	40	30	*	0.18	0.23		
							40	30	35				0.195	
							40	35	35				0.21	
							40	40	35				0.23	
	長 島	-3.2m物揚場	113				40	30	30	0.11	0.09			
							40	35	30	0.13	0.11			
							40	40	30	0.15	0.135			
	高 松	東原町物揚場北側 (-0.9mブロック)	98				40	30	30	0.125	0.075			
							40	35	30	0.14	0.10			
							40	40	30	0.165	0.13			
			95				40	30	30	0.075	0.065			
							40	35	30	0.10	0.09			
							40	40	30	0.115	0.115			
			96				40	30	30	0.11	0.055			
							40	35	30	0.135	0.085			
							40	40	30	0.16	0.11			
			99				40	30	30	0.065	0.035			
							40	35	30	0.09	0.065			

表-A.3 安定計算結果

1 地盤名	2 層名	3 岸壁種別	4 参照 番号	5 基礎の 中心から 小皿長さ(cm)	6 基礎の 埋込深さ (cm)	7 内部摩擦角		9 新設地盤 (度)	10 転倒 安全係数	11 滑動 安全係数	12 偏心傾斜 安全係数	13 作用係数
						粘土層 (度)	砂層 (度)					
		北岸壁 (-8.2mオーダー)	122, 126 127	287	33	40	35	30	0.25	0.13	0.10	0.165 < c
						40	35	30	*	0.15	0.12	
						40	30	30	*	0.175	0.14	
						40	30	35			0.13	
						40	35	35			0.15	
						40	10	35		0.175	0.165	0.175 < c
			122, 128 129	127	5	40	30	30	*	0.15	0.13	
						40	35	30	*	0.175	0.15	
						40	40	30	*	0.19	0.17	
						40	30	35			0.16	
						40	35	35			0.18	
						40	40	35			0.20	0.19 < c < 0.20
	潮	第2物部壁 (-1.8mプロット)	136		エプロンが 埋込深さ	40	30	30	*	0.20	0.18	
						40	35	30	*	0.22	0.195	
						40	40	30	*	0.25	0.215	
						40	30	35			0.205	
						40	35	35			0.225	c < 0.225
						40	40	35			0.25	
	十	物部壁 (-1.6mプロット)	132			40	30	30	0.25	0.20	0.1	
						40	35	30	*	0.225	0.195	
						40	40	30	*	0.25	0.145	
						40	30	35			0.13	
						40	35	35			0.15	
						40	40	35		0.25	0.17	c < 0.25
			133			40	30	30	*	0.225	0.125	

表-A.3 安定計算結果

1 地盤名	2 地名	3 基準種別	4 参照図番号	5 設置状況		6 法線の状況 (度)	7 内部摩擦角		9 基礎埋設 (度)	10 転倒 深さ	11 滑動 深さ	12 偏心傾斜 深さ	13 作用深さ
				設置のほら 深さ(cm)	基礎の状況 (度)		粘着層 (度)	摩擦角 (度)					
			152 153				40 40	40 30	35 30	*	0.145	0.235 0.16	
			154				40 40	40 30	35 30	*	0.16	0.18	
							40 40	40 30	35 35	*	0.19	0.19	
							40 40	40 30	35 30	*	0.20	0.205	
							40 40	40 30	35 35	*	0.22	0.22	
							40 40	40 30	35 35	*	0.21	0.21	
							40 40	40 30	35 35	*	0.22	0.22	
							40 40	40 30	35 35	*	0.17	0.16	
							40 40	40 30	35 35	*	0.19	0.175	$e < 0.175$
							40 40	40 30	35 35	*	0.16	0.16	
							40 40	40 30	35 35	*	0.18	0.18	
							40 40	40 30	35 35	*	0.195	0.195	
							40 40	40 30	35 35	*	0.21	0.21	
							40 40	40 30	35 35	*	0.23	0.23	
新高 (1964年)	岩	物掛地 (-3 m 埋置プロック)	173				40 40	30 35	30 30	*	0.135	0.15	
							40 40	40 30	30 30	*	0.16	0.18	$e < 0.16$
							40 40	40 30	30 35	*	0.18	0.195	
							40 40	40 30	35 35	*	0.19	0.19	
							40 40	40 30	35 35	*	0.21	0.21	
							40 40	40 30	35 35	*	0.23	0.23	
落田		部A 新田選坪 (-3.8 m プロック)	176				40 40	30 35	30 30	0.205	0.135	0.095	
							40 40	40 30	30 30	0.22	0.15	0.105	
							40 40	40 30	30 30	0.23	0.17	0.12	

表-A.3 安定計算結果

1 地盤名	2 地盤名	3 岸壁種類	4 参照図 番号	5 採取状況 在位のばら み程度(cm)	6 状況 崩壊の状況 崩壊の状況 (cm)	7 内 部 石 厚 (mm)	8 厚 度 (mm)		9 角 水 厚 度 (mm)	10 傾 斜 度 係 数	11 傾 斜 度 係 数	12 傾 斜 度 係 数	13 作用位置
							内 部 厚 度 (mm)	外 部 厚 度 (mm)					
						10	35	35	35			0.115	
						10	40	40	35			0.13	
	橋取	-1m高防物用型(橋底フロー)	270		一部沈下 シラズ	10	30	30	30	*	0.23	0.18	
						10	35	30	30	*	*	0.20	
						10	40	30	30	*	*	0.22	
						10	30	35	35			0.21	
						10	35	35	35			0.235	
						10	40	35	35			0.25	$\alpha < 0.25$
	差良	-3m高岸壁(フロー)	267	おぼろげには み出し	エプロン 付	10	30	30	30	*	0.195	0.13	
						10	35	30	30	*	0.22	0.15	
						10	40	30	30	*	0.235	0.165	$\alpha < 0.235$
						10	30	35	35			0.165	
						10	35	35	35			0.18	
						10	40	35	35			0.195	$0.195 < \alpha < 0.235$

表-A. 4 各港における作用震度

地震名	港名	作用震度 _e
関東 (1923年)	東京	$0.15 < e$
	横浜	$0.18 < e < 0.215$
	横須賀	$0.14 < e < 0.16$
	鎌倉七里夕浜	$0.19 < e < 0.23$
北伊豆 (1930年)	清水	0.1
静岡岡 (1935年)	清水	$0.7 < e$
男鹿 (1939年)	船川	$e < 0.125$
	秋田	$0.20 < e$
南海 (1946年)	宇野	0.19
	坂出	$0.135 < e < 0.145$
	小松島	$0.23 < e$
	玉島	
	高松	$0.1 < e$
	和歌山	$0.15 < e$
十勝 (1952年)	厚岸	$e < 0.21$
	釧路	$0.19 < e < 0.20$
	浦河	$e < 0.225$
	十勝	$e < 0.25$
日向灘 (1961年)	内海	$e < 0.19$
	油津	0.19
新潟 (1964年)	岩船	$e < 0.16$
	酒田	$e < 0.13$
	秋田(1)	$e < 0.10$
	秋田(2)	$e < 0.085$

地震名	港名	作用震度 _e
十勝沖 (1968年)	浦河	$e < 0.185$
	室蘭	$0.17 < e < 0.175$
	函館	$e < 0.158$
	八戸	$0.1 < e < 0.12$
	野辺地	$0.13 < e$
	青森	$0.14 < e < 0.145$
根室半島沖 (1973年)	官古	$e < 0.20$
	根室	$e < 0.20$
	花咲	$0.195 < e < 0.20$
	霧多布	$0.19 < e < 0.20$
	厚岸	$0.225 < e$
伊豆半島沖 (1974年)	釧路	$e < 0.14$
	稲取	$e < 0.25$
	下田	$0.15 < e < 0.23$
チリ (1960年)	妻良	$0.235 < e$
	Pt. Montt Talcahuano	$0.15 < e$ $0.1 < e$

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾構造物設計基準，1967年4月，第2編第9章「地震力」
- 2) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準とその運用，1975年2月
- 3) 三橋郁雄，中山種清：1973年根室半島沖地震などの被災例による現行設計法の検討，港湾技術研究所資料 No.184，1974年6月
- 4) 文献1)，第8編第3章「重力式けい船岸」
- 5) 片山猛雄，内田豊彦：偏心傾斜荷重を受ける二層地盤上の帯状基礎の支持力，港湾技術研究所資料No.140，1972年6月
- 6) 片山猛雄，中野拓次，蓮見隆，山口孝一：1968年十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討，港湾技術研究所資料 No.93，1969年12月
- 7) 石井靖丸：チリ地震による港湾構造物の被害調査報告，運輸技研資料 No.32，1961年7月

付録一 B 震害調査表

付録 - B 震害調査表

過去の大地震において港湾施設が大被害を被っているのにもかかわらず、それに関する資料は必ずしも十分ではない。大地震直後の混乱状態時には港湾施設の被害状況を正確に把握し記録するには困難なことが多々あると予想される。しかしながら、港湾施設の被害の原因が地震の本震によるものなのか、それとも余震によるものなのか、さらに津波によるものなのかというような重要な問題は地震直後でないと正確に把握しにくい。その他、地震直後でないと港湾施設の被災状況を正確にみきわめられないというような事項が多々ある。被災の状況に関する資料をできるだけ多く集め、正確に記録するということは、地震後の復旧作業に重要な役割を果たすと同時に、その後の港湾施設の耐震設計法に多くの貴重な資料を与えるものである。

このような観点から、将来大地震が発生したときに、現場の技術者が港湾施設の被害の状況をすみやかに正確に記録出来るように作成したのが、この震害調査表である。震害調査表は、A、B、Cの3種にわかれている。震害調査表・Aは、総括表で被災を受けた港に一部作成されるものであり、地震及びそれに関する情報、被災を受けた施設の全体について記入するものである。震害調査表・BおよびCは、個別表で被害を受けた施設について各々1部作成されるものであり、Bは被災状況を記入するもの、Cは設計条件を記入するものである。

以下に震害調査表を示すとともに、特に説明が必要と思われる記入事項について、記入事項の番号をあげ、つづいてその記入事項に関する説明を述べる。将来現場で実際に港湾施設の地震被害調査が実施されるような場合、この震害調査表を活用しやすいように調査表はコピーが可能な用紙とした。なお、調査表のあとに、その記入例を示す。

震害調査表に関する説明

震害調査表・A

⑩ 余震は発震年月日（年、月、日、分、秒）と震度（気象庁震度階）を記入する。

⑪ 震央距離は次式によって計算する。

$$PP1 = 90 - P1$$

$$PP2 = 90 - P2$$

$$AN = |E1 - E2|$$

$$Y = \cos(PP1) \times \cos(PP2) + \sin(PP1) \times \sin(PP2) \times \cos(AN)$$

$$X = 6370.3 \times \frac{\pi}{180} \times \cos^{-1} Y$$

ここで P1：震央の緯度

E1：＃ 経度

P2：震中距離を求めようとする地点の緯度

E2：＃ 経度

X：震央距離（km）

緯度、経度は度単位で示す。

震害調査表作成時点で、震央の正確な位置が気象庁において発表されていない場合には、震央距離は計算できない。その場合でも、震央距離を求めようとする地点（たとえば、強震計の設置されている港湾についてはその地点、そうでない場合には、各港工事事務所等の位置）の緯度、経度を記入する。

⑫ 被災施設位置図について

○ 被災施設位置図は港湾施設現況図等があれば、それを利用する。被災を受けた施設はとくに他の施設と区別し（たとえば、施設名を枠でかこむ。）延長、および通し番号を記入する。

○ 港湾施設現況図等がない場合には、港の平面図を利用して、被災を受けた施設の名称、延長、通し番号を記入する。

○ 図面番号も必ず記入する。

⑬ 津波について

○ 観測方法は目測、スタジア、観測機種等を記入する。

○ 基準面は東京湾中等潮位、港湾工用基準面、海図基本水準面、その他のうちその港に適用されているものを記入する。

○ 到達時刻は津波の第1波の到達時刻である。

○ 最高、最低潮位は実潮位の最高、最低値である。その時の時刻も記入する。

⑭ 地震時の前面水位

○ 地震時の前面水位は、地震のもっとも激しい震動（主要動）時の前面水位を記入する。潮位記録によるものか、目測によるものかを観測方法の欄に記入する。

⑮ 強震記録について

○ 強震計がいくつかある場合には横に並べて記入する。

○ 記録紙は紙またはプラスチックベースの上に赤色の金属石けんを塗布したスタイラスペーパーで、非常に傷がつきやすい。地震の規模が大きければ大きいほど記録に対する関心は大きいので、誰もが記録紙を直接手に取って見たいと思われる。しかし、こ

のような記録ほど貴重なので、原記録の損傷には十分注意する。回収した記録をむやみに広げて見せたりする事はひかえること。

- S M A C型強震計の記録の最大加速度は次のようにして求める。(図-B.1参照)

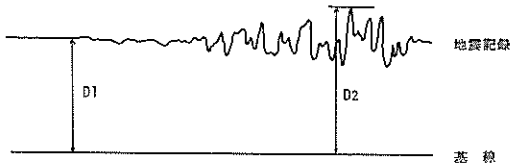


図-B.1 最大加速度の計算法

$$\text{最大加速度} = 12.5 \times (D2 - D1) \quad (\text{gal})$$

ここで、12.5は強震計の感度で単位はgal/mmである。D1, D2の測定にはスタイラス面に傷がつかないように充分注意する。スケールはスタイラス面に直接あてないで、スタイラス面から少し離して測定するようにする。

- E R S型強震計の最大加速度は、記録を送付後、港研に電話で問い合わせる。
- 記録はすみやかに港研に送付する。大地震の場合には郵便事情も混乱するので、記録の郵送にあたっては郵便事務の状況を確認して行う必要がある。郵便の配達状況が不明の場合には、調査団の到着まで担当者が責任をもって保管するか、あるいは別の速くて正確な送付手段をとる。この際も前述したように記録紙は傷がつきやすいので送付方法には十分注

意する。

⑩ その他の関連資料

- 新聞報道記事は可能なかぎり各社の新聞の関連記事を集める。集めた資料はコピーをして、付図番号と新聞社名と日付と記入する。震害調査表には、付図番号と新聞社名と日付を記入する。
- 関連機関による震害調査資料とは大学、他の国立機関、地方公共団体等の資料である。これらの資料はその名称と所在地を記入する。

震害調査表・B

⑥ 被災状況について

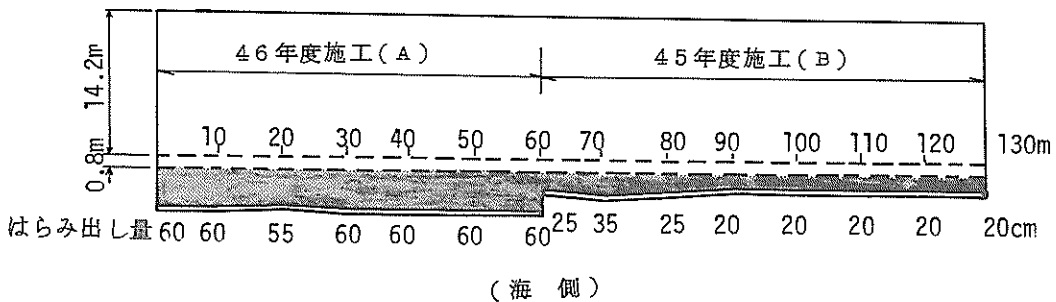
- 被災施設位置図の図面番号と施設名の地点番号があれば記入する。

⑧ 被災状況図について

- 被災状況図はできるだけすみやかに測量を実施した後作成するものとする。
- 測量は法線方向、法線直角方向に5~10mごとを実施する。ただし、ケーソンを使った岸壁のような場合には、ケーソンごとにそのケーソンの両端について、はらみ出し、天端沈下量、傾斜角を測量するものとする。
- 図-B.2に法線のはらみ出し量分布図、図-B.3に法線の天端沈下量、図-B.4に岸壁の傾斜角分布図、図-B.5、B.6にエプロンの沈下量、日地のひらき、クラック分布図の例を示す。
- 大規模な地盤のスベリを調査するために背後地盤の亀裂と沈下量、場合によっては岸壁前面の海底のもりあがりを測量する。

法線のはらみ出し量

(陸側)



(海側)

図-B.2 法線のはらみ出し量分布図

法線天端沈下量

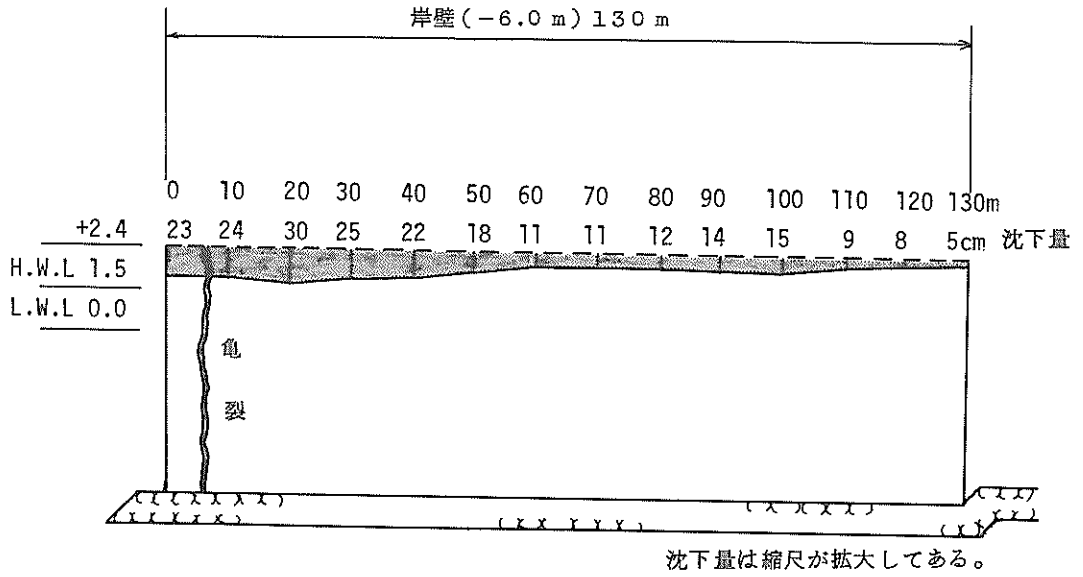


図-B.3 法線の天端沈下量分布図

岸壁の傾斜角

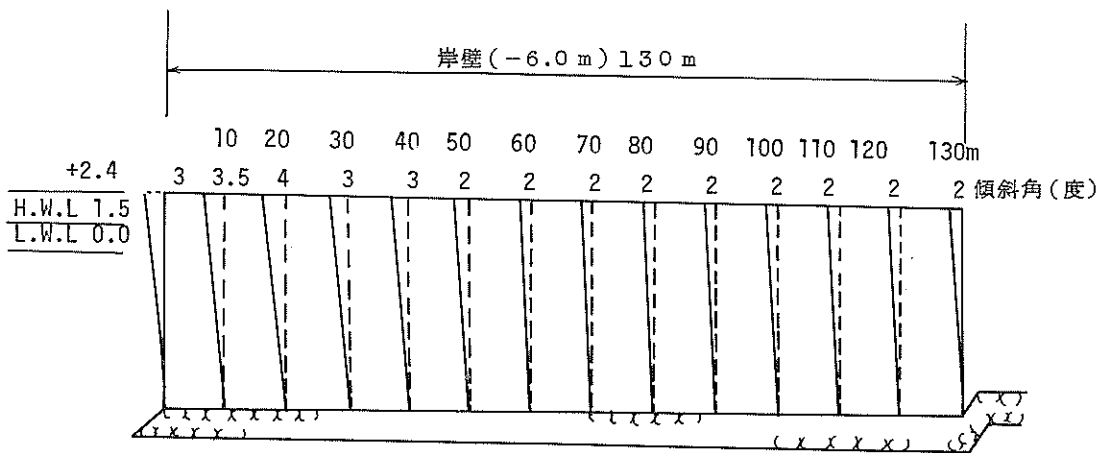
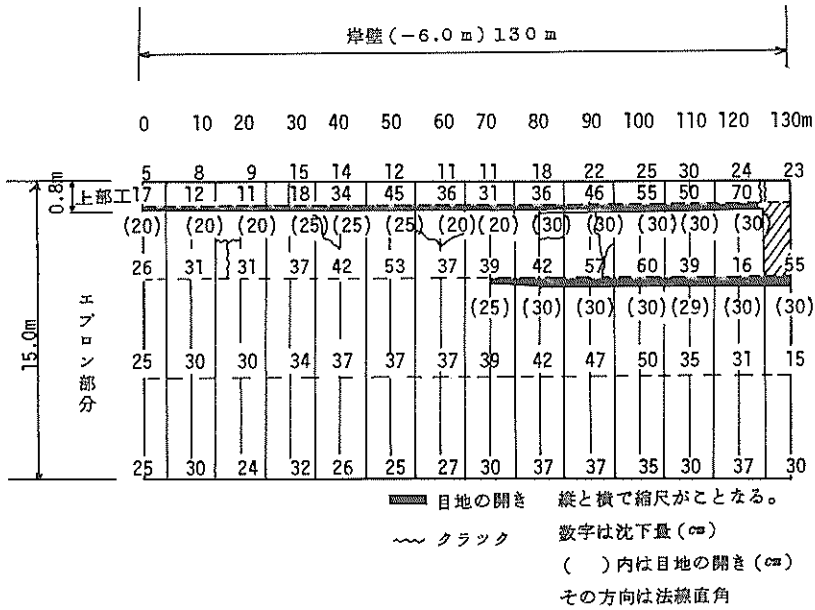
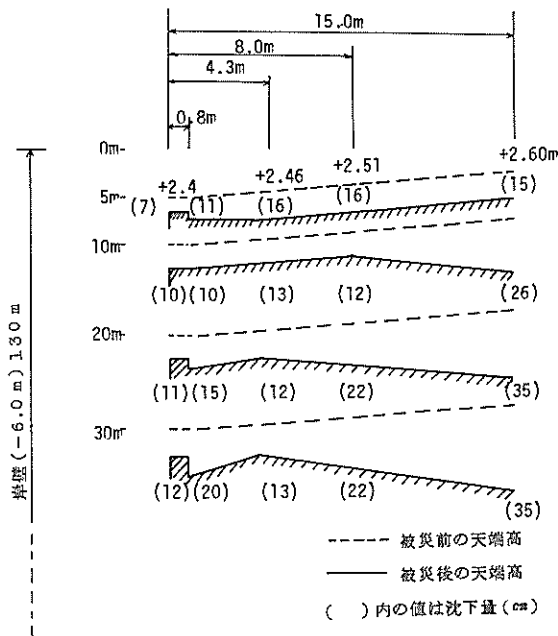


図-B.4 岸壁の傾斜角分布図

エプロンの沈下量及び目地の開き



図一 B.5 エプロンの沈下量, 目地のひらき, クラック分布図



図一 B.6 エプロンの沈下量分布図

- エブロン背後の地盤で、とくに被害の程度が著しいと認められた場合には、背後地盤の沈下量、クラック分布状況についても、5～10m四方のメッシュを切ってそれぞれの点について測量する。
- 被災岸壁の前面水深は音波探査等によって港の全ての施設について測量することが望ましい。また海面下の被災状態を正確に把握するために潜水調査をすることも望ましい。潜水調査には、マウンドの破壊、矢板のグリップかみ合せ状況、ブロック相互のずれの状態とその移動量、岸壁壁体の欠損等に留意して調査する。
- 岸壁の法線のはらみ出し量が大きく控え壁がそれによって著しい被害を受けていると認められるような場合には、控え壁の移動状況を調査するため、掘削し、控え壁の水平方向、垂直方向の移動量およびその傾斜量について測量して図化する。

⑨～⑪

- ⑧において測量した結果の最大値を示す。
- 最大値を示す地点については⑧の図において記号で示し、その記号も同時に記入する。
- さらに最大値を示す地点において、その建造物の断面図を作成する。当初の構造を破線で示し、被災後の状態を実線で示す。図-B.7にその例を示す。

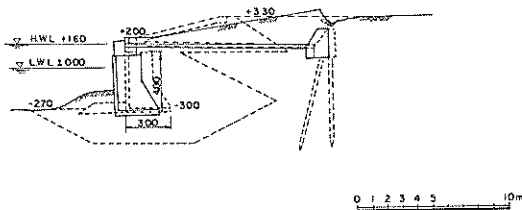


図-B.7 被災構造断面図

⑫ 舗装の被災について

- 舗装の被災についても⑧の結果から最大沈下量、クラックの最大長さ、クラックの最大幅を記入する。
- 最大値を示す地点は、⑧の図において記号化して示し、その記号もこの項に記入する。

⑬ 被災原因

- 地震によっておきた被災が、本震によるものな

のか、余震によるものなのか、それとも津波によるものなのかを記入する。

⑭ 流動化の有無について

- 噴砂の分布状況図は、背後地盤に噴砂がどの位置にどれくらいの大きさで分布しているのかが、はっきりわかるものとする。
- 流動化した地盤の地質を調査するため、土質資料が必要であるから、それぞれの噴砂地域の代表的な噴砂地点において土質資料を約10ℓ採取する。

⑮ 控工について

- 控え樫の状態は切断の有無、たわみ量、岸壁及び控え壁の取付部について記述する。
- 控え工の状態は移動の有無とその最大移動量(⑧における移動状況図があれば、図中の最大値)、クラックの有無とその大きさを記述する。

⑯ 写真について

- 写真は、被災箇所全体が判明できる全景写真と個々の被災部分が詳細に判別できる被災部分写真を撮る。写真は後日調査報告書等に使用するものであるから、直接被災状況と関係のないもの、とくに写真にうつっては困るもの(たとえば、ゴミ、あきかんの類、被災状況に関係のない人物)が写真に入らないように撮影時には十分注意する。
- 撮影に当っては、被災部分等にボール・テープ等を用いて高さ、寸法等の状況が判明できるものとする。
- 写真の大きさは手札型以上とし、撮影年月日を記入する。
- 調査表には、写真番号とその内容を簡潔に記入する。

⑳ 被災の特記事項について

- 被災の特記事項はその施設ごとに対応する事項について詳細に記述する。

震害調査表・C

① 資料の所在

- 資料の名称・所在地はできるだけくわしく書き、調査表を見ればすぐに資料が入手できるように記述する。

② 設計条件について

- 設計条件はほぼ全ての施設についての設計条件を記入できるようになっているが、ここに適当な項がない場合はその他の設計条件の欄に記入する。

震害調査表 A (総括表)

①	港名					
②	管理者名					
③	所在地					
④	調査年月日	年	月	日	⑤ 記入者名	
地震概要 (年 月 日 時 気象庁発表)						
⑥	発震年月日	* 年 月 日 時 分 秒				
⑦	震度	*		⑨	マグニチュード *	
⑧	震源地	地名	*		⑩	余震
		北緯	*			
		東経	*			
		深さ	* Km			
⑪	震央距離	* Km (地点：北緯 = 東経 =)				
⑫ 被災地区 (※被災施設には通し番号をつける)						

※ 被災地区は港の平面図に明確に記入するものとする。(被災施設位置図)

* 後日気象庁発表結果をもとに記入する。

震害調査表 A (総括表)

関 連 情 報					
⑬	津 波	観測方法		基準面	
		到達時刻			
		最高潮位		時刻	
		最低潮位		時刻	
⑭	地震時前面水位	m	観測方法		
⑮	強 震 記 録	観測地点名			
		記録の有無			
		最大加速度 (N-S)			
		最大加速度 (E-W)			
		担当者		港研に送付 (済, 未了)	月
⑯ その他の関連資料					
(新聞その他の報道記事, 関連機関による震害調査資料, 浸水地域分布図, 津波調査資料, その他)					
<p>※ 報道記事はコピーして新聞社名と日付を記入して添付する。その他の資料は名称と所在地を記入。</p>					
⑰ そ の 他					

震害調査表 B (個別表：被災状況)

①	通し番号	※ A-⑫の通し番号に対応する			
②	施設名				
③	構造形式				
④	設計水深	m	⑤	設計天端高	m
⑥	位置	A-⑫被災施設位置図番号()中の地点番号()			
⑦	被災程度 の分類 (対応する ものに○印 をつける)	0：無被害 I：外観上あまり変化が認められない。 使用可 補修不要 II： # かなり変化が認められる。 # 要補修 III：構造物本体に破壊が起ったと認められる。 緊急時のみ使用可 # IV：全壊して形をとどめないもの。 使用不可 #			
被災状況 (測量年月日： 年 月 日)					
⑧	被災状況図 図面番号	被災状況図の内容		図面番号	
		法線のはらみ出し量分布図			
		法線の天端沈下量分布図			
		岸壁等の傾斜角分布図			
		エブロン沈下量、クラック分布図			
		背後地盤の沈下量、クラック分布図			
		岸壁前面の水深変化図			
		※可能なかぎり音波探査等による深浅測量、潜水調査を行なうものとする。			
控壁の移動状況図					
			最大値を示す位置(⑧の図参照)	断面図番号	
⑨	法線の最大はらみ出し量				
⑩	天端の最大沈下量				
⑪	最大傾斜角				
⑫	舗装の被災	最大沈下量		/	
		クラックの最大長さ			
		# 最大幅			
⑬	被災原因(○印をつける)	(本震, 余震, 津波) その他			

震害調査表 B (個別表：被災状況)

⑭	載荷状況	エプロン上		
		エプロン背後		
⑮	流動化の有無	噴砂の有(有, 無)	噴砂の直径	
			# 高さ	
			# 吹き上げ高さ	
			# 継続時間	
			# の分布状況図番号	
			# の写真番号	
			# 位置における土質資料採取の有(有, 無)	
		岸壁前面のにごりの有(有, 無)		
⑯	控え工	控え樫の状態		
		控え壁の状態		
⑰ 写真の内容説明				
<p>※ 写真番号とその内容について記す。</p>				
⑱	調査年月日	年	月	日
⑲	記入者名			

(有, 無) はどちらかに○印をつける。

震害調査表 B (個別表：被災状況)

㊸ 被災の概要 (特記事項)

- | | |
|---------------|------------------|
| 1) 地震後の裏込の状態 | 2) 上部工のクラックの状態 |
| 3) 埋立時の余水吐の位置 | 4) 過去における施設の被災歴 |
| 5) 構造断面の変化 | 6) 矢板・セルのグリップの状況 |
| 7) 栈橋のクラックの状態 | 8) 船舶の接岸状況 |
| 9) 木材等の衝突について | 10) 防波堤の被災状況 |
| 11) 上屋の被災状況 | 12) その他 |

※ 施設の被災状況に関連する項についてだけ述べる。

震害調査表 C (個別表: 設計条件)

①	通し番号	※ A-⑫の通し番号に対応する。				
②	施設名					
③	構造形式					
④	位置	A-⑫被災施設位置図番号 () 中の地点番号 ()				
⑤	建設年月日	年 月 日	⑥ 延長	m		
⑦ 資料の所在						
資料	資料の有無	資料の名称及び所在地				
設計計算書	(有, 無)					
構造図面	(有, 無)					
ボーリング資料	(有, 無)					
その他の資料 (※ 潮位資料, 地質図等)						
⑧ 設計条件						
設計水深		m	残留水位	m		
設計天端高		m	単位体積重量	W.L.以上	W.L.以下	
エプロン幅		m		裏込土	t/m ³	t/m ³
H.W.L.		m		マウンド		
H.W.L.		m		基礎地盤		
設計波高	$H\frac{1}{3} =$	m	内部摩擦角	裏込土		
設計波向				マウンド		
設計波周期				基礎地盤		
上載荷重	常時	t/m ²	壁面摩擦角	$\delta =$	(主動)	
	地震時	t/m ²		$\delta =$	(受動)	
活荷重		t/m ²	水平震度			
その他の設計条件: 見掛震度の計算法 (設計基準法, 二建法, 荒井法) 水平方向地盤係数						

(有, 無) はどれかに○印をつける。

震害調査表 A (総括表)

①	港名	新潟港				
②	管理者名	新潟県				
③	所在地	新潟県新潟市白山浦1-332				
④	調査年月日	1964年6月20日	⑤	記入者名	山田一郎	
地震概要 (1964年6月19日19時気象庁発表)						
⑥	発震年月日	* 1964年6月16日13時01分40秒				
⑦	震度	* V	⑨	マグニチュード	* 7.7	
⑧	震源地	地名	* 新潟県北部西方沖	⑩	余震	同年6月16日18時20分15秒 (震度Ⅱ) 同年6月19日08時40分20秒 (震度Ⅱ)
		北緯	* 38.35°			
		東経	* 139.18°			
		深さ	* 40 Km			
⑪	震央距離	* 47 Km (地点:北緯=37.94°, 東経=139.06°)				
⑬ 被災地区 (※被災施設には通し番号をつける)						
1. 県営埠頭						
①	1-1	通船川右岸護岸 (鋼矢板)	946.6 m			
②	1-2	北埠頭背面物揚場 (ブロック)	683.3 m			
③	1-3	北埠頭岸壁 (鋼矢板)	200.0 m			
④	1-4	東洋埠頭 (棚式鋼矢板)	247.0 m			
⑤	2	西防波堤 (ケーソン混成堤)	132.0 m			
⑥	3	西海岸 (杭基礎コンクリート壁)	610.2 m			
(被災施設位置図番号 A-1)						
※ 被災地区は港の平面図に明確に記入するものとする。(被災施設位置図)						

* 後日、気象庁発表の結果をもとに記入する。

震害調査表 A (総括表)

関 連 情 報					
⑬	津 波	観測方法	目測	基準面	東京湾中等潮位
		到達時刻	地震後約20分		
		最高潮位	2.0 m	時刻	地震後約30分
		最低潮位	-0.5 m	時刻	6月16日14時30分
⑭	地震時前面水位	± 0.0 m	観測方法	目測	
⑮	強 震 記 録	観測地点名	N I G A T A - S		
		記録の有無	有		
		最大加速度 (N-S)	140 gal		
		最大加速度 (E-W)	159 gal		
		担当者	山田一郎	港研に送付(⑮, 未了) 6月19日	
⑯ その他の関連資料					
<p>(新聞その他の報道記事, 関連機関による震害調査資料, 浸水地域分布図, 津波調査資料, その他)</p> <p>A-2:新潟新聞 6月17日付</p> <p>A-3:朝日 " "</p> <p>A-4:毎日 " "</p> <p>A-5:読売 " "</p> <p>新潟地震における津波の被害(新潟県港湾課)</p>					
※ 報道記事はコピーして新聞社名と日付を記入して添付する。その他の資料は名称と所在地を記入。					
⑰ そ の 他					

震害調査表 B (個別表:被災状況)

①	通し番号	4 ※ A-⑫の通し番号に対応する			
②	施設名	県管埠頭, 東洋埠頭			
③	構造形式	棚式鋼矢板壁			
④	設計水深	-9.45 m	⑤	設計天端高 2.4 m	
⑥	位置	A-⑫被災施設設置番号(A-1)中の地点番号(4)			
⑦	被災程度 の分類 (対応する ものに○印 をつける)	0:無被害 I:外観上あまり変化が認められない。 使用可 補修不要 II: # かなり変化が認められる。 # 要補修 III:構造物本体に破壊が起ったと認められる。 緊急時のみ使用可 # IV:全壊して形をとどめないもの。 使用不可 #			
被災状況 (測量年月日: 年 月 日)					
⑧	被災状況 図面番号	被災状況図の内容		図面番号	
		法線のはらみ出し量分布図		B-1	
		法線の天端沈下量分布図		B-2	
		岸壁等の傾斜角分布図		B-3	
		エプロンの沈下量, 目地のひらき, クラック分布図		B-4	
		背後地盤の沈下量, クラック分布図		B-5	
		岸壁前面の水深変化図 ※可能なかぎり音波探査等による深淺測量, 潜水調査を行なうものとする。		B-6	
		控え壁の移動状況図		B-7	
		最大値を示す位置 (⑧の図参照)		断面図番号	
⑨	最大法線のはらみ出し量	43 cm	B-1 図中 A-A部	B-8	
⑩	最大天端沈下量	85 cm	B-2 図中 B-B部	#	
⑪	最大傾斜角	3°	B-3 図中 C-C部	#	
⑫	舗装の被災	最大沈下量	35 cm	B-4 図中 D-D部	/
		クラックの最大長さ	1 m	B-4 図中 E点	
		# 最大幅	5 cm	同上	
⑬	被災原因 (○印をつける)	(本震, 余震, 津波) その他			

震害調査表 B (個別表：被災状況)

㊦ 被災の概要 (特記事項)

- | | |
|---------------|------------------|
| 1) 地震後の裏込の状態 | 2) 上部工のクラックの状態 |
| 3) 埋立時の余水吐の位置 | 4) 過去における施設の被災歴 |
| 5) 構造断面の変化 | 6) 矢板・セルのグリップの状況 |
| 7) 栈橋のクラックの状態 | 8) 船舶の接岸状況 |
| 9) 木材等の衝突について | 10) 防波堤の被災状況 |
| 11) 上屋の被災状況 | 12) その他 |
- 1) 棚背後に隙間が生じそのため裏込土砂が落ちこんでいる。このため岸壁のはらみ出し量が非常に大きくなっている。裏込めの沈下量は35cmであった。
- 5) 元来は矢板岸壁であったものを嵩上げて棚式に改造した。
- 11) 倉庫はコンクリート造のものを除いて、すべてのもの(木造モルタル張)が海側に足を引張られた形で潰れている。

※ 施設の被災状況に関連する項についてだけ述べる。

震害調査表 C (個別表:設計条件)

①	通し番号	4	※ A-⑫の通し番号に対応する。		
②	施設名	県営埠頭 東洋埠頭			
③	構造形式	棚式鋼矢板			
④	位置	A-⑫被災施設位置図番号 (A-1) 中の地点番号 (4)			
⑤	建設年月日	1962年3月31日	⑥	延長	247 m
⑦ 資料の所在					
資料	資料の有無	資料の名称及び所在地			
設計計算書	(有, 無)	新潟港設計計算書 (東洋埠頭) 新潟調設, 設計課			
構造図面	(有, 無)	# # #			
ボーリング資料	(有, 無)	新潟港東洋埠頭地質調査 # 調査課			
その他の資料 (※潮位資料, 地質図等)					
地盤沈下による天端高の測量 (新潟県港湾課港湾係)					
⑧ 設計条件					
設計水深	-9.45 m	残留水位	m		
設計天端高	2.4 m	単位体積重量		W.L.以上	W.L.以下
エブロン幅	9.1 m		裏込土	1.8 t/m ³	1.0 t/m ³
H. W. L.	0.5 m		マウンド	1.8	1.0
L. W. L.	±0.0 m		基礎地盤	1.8	1.0
設計波高	H ^{1/3} m	内部摩擦角	裏込土	30°	
設計波向	/		マウンド	40°	
設計波周期			基礎地盤	35°	
上載荷重	常時棚上 0 t/m ² , 棚背後 35 t/m ² 地震時 t/m ²	壁面摩擦角	δ = 15° (主動) δ = -15° (受動)		
活荷重	t/m ²	水平震度	0.15		
その他の設計条件: 見掛震度の計算法 ((設計基準法) 二建法, 荒井法)					
水平方向地盤係数: Kh = 2Kg/cm ³ (N=10に対して)					

(有, 無) はどれかに○印をつける。

港湾技研資料 No. 227

1975・9

編集兼発行人 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 阿部写真印刷株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.