

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

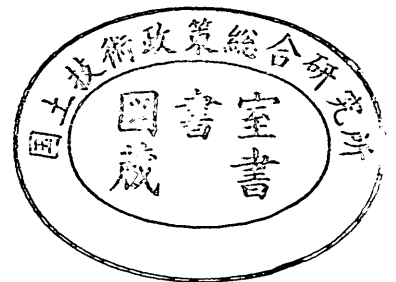
---

VOL. 14

NO. 4

DEC. 1975

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第14巻 第4号 (Vol. 14, No. 4), 1975年12月 (Dec. 1975)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究  
..... 合田良実・岸良安治・神山 豊..... 3  
(Laboratory Investigation on the Overtopping Rate of Seawalls by Irregular Waves.....Yoshimi GODA, Yasuharu KISHIRA and Yutaka KAMIYAMA)
2. 超軟弱粘土の圧密定数の決定法..... 梅原靖文・善 功 企..... 45  
(Determination of Consolidation Constants for very Soft Clays  
.....Yasufumi UMEHARA and Kouki ZEN)
3. 重力式岸壁の震度と地盤加速度  
..... 野田節男・上部達生・千葉忠樹..... 67  
(Relation Between Seismic Coefficient and Ground Acceleration for Gravity Quaywall .....Setsuo NODA, Tatsuo UWABE and Tadaki CHIBA)
4. 海水に浸漬したコンクリートのアクに関する実験的研究  
..... 関 博・善 一章・阿部正美・藤澤孝夫.....113  
(pH Change of Sea Water due to Immersion of Hardened Concrete  
.....Hiroshi SEKI, Kazuaki ZEN, Masami ABE and Takao FUJISAWA)

### 3. 重力式岸壁の震度と地盤加速度

野田節男\*・上部達生\*\*・千葉忠樹\*\*

#### 要 旨

過去の被害地震における岸壁の解析および強震観測の成果などをふまえて、重力式岸壁の耐震設計に採用する震度と地盤に発生する地震動の最大加速度との関係を検討し、次式を得た。

$$e_A = \frac{1}{3} \left( \frac{\alpha}{g} \right)^{1/3}$$

ここで、 $e_A$ ：作用震度

$\alpha$ ：地盤加速度 (gal)

$g$ ：重力加速度 (980 gal)

ここで、地震動の強さに対応する震度(作用震度)は、過去の12地震・49港・129岸壁に対する現行の港湾構造物設計基準による安定解析より求められたものであり、解析結果によれば作用震度の上限値は0.25であった。各港での地盤加速度は、強震観測による実測データに基づく基礎最大加速度—実効距離の関係を用い地盤の応答計算から推定した。

\* 構造部 沈埋構造研究室長

\*\* 構造部 耐震構造研究室

### 3. Relation Between Seismic Coefficient and Ground Acceleration for Gravity Quaywall

Setsuo NODA\*

Tatsuo UWABE\*\*

Tadaki CHIBA\*\*

#### Synopsis

According to the present design standard for port and harbor structures, the seismic coefficients corresponding to the severity of ground motions were obtained for 129 gravity quaywalls in 49 ports damaged by 12 earthquakes. The maximum ground accelerations in the ports were estimated by calculating the ground response during the earthquake with reference to the attenuation curves of the base rock acceleration based on the accelerograms in port area.

The seismic coefficients in the past earthquakes were up to 0.25, and the upper limit of the relation between the coefficient and the maximum ground acceleration was expressed by the following equation.

$$e_A = \frac{1}{3} \left( \frac{\alpha}{g} \right)^{1/3}$$

where,  $e_A$  : seismic coefficient

$\alpha$  : maximum ground acceleration (gal)

$g$  : gravitational acceleration (980 gal)

---

\* Chief of the Subaqueous Tunnels and Pipe Lines Laboratory, Structures Division  
\*\* Member of the Earthquake Resistant Structures Laboratory, Structures Division

## 目 次

要 旨 .....	67
1. はじめに .....	71
2. 作用震度の推定 .....	71
3. 基盤加速度の推定 .....	78
3.1 基盤加速度の距離による減衰 .....	79
3.2 強震記録による基盤加速度の推定 .....	81
3.3 過去の大地震時の基盤加速度 .....	89
4. 地盤加速度の推定 .....	91
5. 作用震度と地盤最大加速度 .....	98
6. 結 論 .....	103
謝 辞 .....	103
参 考 文 献 .....	103
付録-A 強震観測地点の土質柱状図と地盤モデル定数 .....	105
付録-B 重力式岸壁の地震被災例集補遺 .....	109

## 1. はじめに

現行の港湾構造物に対する耐震設計は、基本的には震度法に依っている。この方法は、地震動という不規則な振動の影響を静的な力に置き換え、構造物の全体的安定や部材の応力を検討する、いわゆる静的設計法である。これに対し、地震動による構造物の応答を計算し、振動中のその全体的安定や応力の検討に基づくものが動的設計法であり、近年、計算手段の進歩に伴い土木構造物に対しても応用されるようになってきた。

港湾構造物の中でも鋼管杭式棧橋や大規模な混成防波堤等に対しては、その動的挙動を考慮した設計法が適用されるべきと考えられる。しかし、一般の港湾構造物に対しては、もっぱら震度法が採用されているのが現状である。その理由としては、これらの構造物は地震動の卓越振動数成分より大きい固有振動数を持つ“剛な構造物”と見なされ、それ故地震時の動的応答があまり顕著ではないであろうと考えられているからである。さらに対象が土を主体とする複合構造物であり、土の動的強度特性に不明な点も多く信頼できる応答計算結果が期待できないという隘路が存在することも理由の一つに挙げられよう。土質力学・計算手法等の関連分野の進展に伴い、今後、動的設計法は港湾構造物に対しても有効な手法となることは明らかであろうが、他方、これまで培われてきた多くの経験に支えられ、設計計算が至極簡便であるという長所を持つ震度法も、実務面においてなお利用される手法であると思われる。

実際には構造物に作用する地震力は、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から、構造物の安定に及ぼすその影響は、振動の周期・振幅・波形・継続時間等が構造物の力学的機構・材料の強度特性などと相互に複雑に絡み合っていると見える。震度法においては、地震動に対して構造物が剛であると見なすため、地震力は作用する部分の質量に比例した慣性力と等しいとされ、この比例係数を重力加速度で除した値が震度（工学的震度であり、気象庁震度階による震度とは異なる）と呼ばれる。それ故、理論上は地盤の最大加速度を重力加速度で除した値を震度として用いれば良いこととなるが、実際には上述した如く種々の要因が絡み合っていて、地盤加速度と震度とは直接的には結びついていない。設計に際しては、経験に基づき大地震が発生する可能性の大きい地域や地盤の悪い地点に建設される構造物に対しては大きな比例係数すなわち震度を採用してい

る。さらに、震度は構造物に対する安定計算方法・部材の許容応力の取り方にもかかわりあっており、たとえ同一の設計震度を採用しても必ずしも等しい地震耐力が得られるとは限らない点に注意すべきである。

筆者らは既に、震度法により地震力を求める現行の港湾構造物設計基準に依り過去に被害地震の洗礼を受けた重力式岸壁の安定解析を行ない、当時その港に発生した地震動の強さに対応する震度（本報告では作用震度： $e_A$ と称する）を求めている<sup>1)</sup>。さらに、港湾地域強震観測網により集積された強震記録を解析し、今日の地震工学の成果を応用することにより、各地の基盤に入射する地震動の強さを求める実験式を作り、地盤の地震応答計算を行なうことによって、当時の地震における各港での地盤の最大加速度を推定した。本報告は以上の結果を比較することにより、従来は経験に基づいて決定されていた震度を、合理的な地震動の推定法より求める地盤の最大加速度と結びつけようとする試みのひとつである。

付録-A では、本報告でその記録を利用した強震観測地点の土質柱状図と地盤応答計算のための地盤モデル定数を示す。なお、被災港の土質柱状図および地盤モデル定数は参考文献(1)を参照されたい。

なお、付録-B では重力式岸壁の地震被災例集<sup>1)</sup>をとりまとめた後、新たに資料を取得できた福井地震における重力式岸壁の地震被災例を示す。

## 2. 作用震度の推定

大地震において構造物が被害を被ることは残念なことではあるが、一方、それを貴重な実物実験であると考え、そこから出来るだけ多くの有効な情報を汲み取り、設計法の改善に役立てることが必要である。このような観点に立ち、これまでに数々の被災記録や被災構造物の解析がなされてきた。

前章に述べたように、震度は設計手法と深くかかわり合った値であるから、多数の被災例を比較検討する場合には、同一の設計法により統一的に取り扱う必要がある。それ故、筆者等は文献(1)において、過去の港湾に関する震害記録の中から重力式岸壁に関する工学的データを集覧し、これらの岸壁を現行設計法によって安定解析を行っている。さらに、1968年十勝沖地震および1973年根室半島沖地震における被災例に対して実施された手法によって<sup>2)</sup>、各港に生じた地震動の強さに対応する震度を求めた。表-1に被災例と安定解析の結果をまとめてある。図-1にはここで対象とした過去の地震の震央

表-1 重力式岸壁の地震被災例と安定解析結果 (その1)

地震名 (発震年月日)	震央	マグニチュード	港名	岸壁種別	被災状況		作用震度	
					はらみ出し沈下 (cm)	その他		
関東地震 (1923. 9. 1)	関東南部 北緯 35.4° 東経 139.2° 深さ0~10km	8.16	東京横濱	港芝浦岸壁 (-2.3mプロック)	(転倒)		0.155<e	
				港新港埠頭第1号岸壁 (-6.1mプロック)	195	65	0.17<e<0.215	
				"	(-3.75mの位置のプロックの滑動量152cm)		e≐0.175	
				"	第2号岸壁 (-8.8mプロック)	(-6.23m位置, 97cmのすべり, -0.94m", 28cmのすべり)	0.155<e<0.215	
				"	第4号岸壁 (-9.7mプロック)	(上から四段目のプロックから転倒)	0.17<e<0.245	
				"	第5号岸壁 (-8.6mプロック)	(転倒)	0.22<e	
				"	第6号岸壁 (-8.5mプロック)	(下から3段目のプロックのすべり 152cm)	0.165<e<0.18	
				"	第2号物揚場 (-1.8mプロック)	無被災	e<0.18~0.215	
				"	"	(転倒)	0.20~0.23<e	
				"	20tクレーン基礎 (-2.1mプロック)	無被災	e<0.25	
北伊豆地震 (1930. 11. 26)	静岡県東部 北緯 35.1° 東経 139.0° 深さ0~5km	7.0	清水	横須賀港A貯炭場 (プロック)	(施工中, 滑動)		(0.34<e)	
				C敷地石垣 (-3.6mプロック)	356	139	0.165<e<0.18	
				"	岸壁 (-6.1mプロック)	(転倒)	e≐0.14	
				B突堤 (-6.1mプロック)	BASE, 23cm滑動 -4.8m, 43cm		e≐0.16~0.17	
				鎌倉七里ヶ浜道路護岸 (プロック)	鎌倉寄半分一全襲 腰越"一亀裂のみ		0.23<e	
静岡地震 (1935. 7. 11)	静岡県中部 北緯 35.0° 東経 138.0° 深さ10km	6.3	清水	港日の出埠頭甲岸壁 (-10.1mケーンソソ)	0	0	e<0.095	
				"	乙岸壁 (-8.5mケーンソソ)	232	152	0.120<e
				"	丙岸壁 (-7.3mケーンソソ)	0	0	e<0.08
				鉄甲物揚場 (-2.7mL型)	446	118		
				乙物揚場 (-2.3mL型)	10	10		
				港日の出埠頭甲岸壁 (-10.1mケーンソソ)	10~20	10	0.17<e	
				"	乙岸壁 (-8.5mケーンソソ)	0	0	0.24>e
				"	丙岸壁 (-7.3mケーンソソ)	548	87	0.15<e
				鉄甲物揚場 (-7.3mケーンソソ)	35	10		
				追加岸壁 (-10.6mケーンソソ)	79	26		
鉄甲物揚場 (-2.7mL型)	71	15						

重力式岸壁の震度と地震加速度

表-1 重力式岸壁の地震被災例と安定解析結果 (その2)

地震名 (発表年月日)	震央	マグニチュード	港名	岸壁種別	被災状況		作用震度
					はらみ出し (cm)	沈下 (cm)	
男鹿半島地震 (1939. 4. 1)	秋田県西部 北緯 39.95° 東経 139.8° 深さ 0 km	7.0	秋田港	乙物揚場 (-2.3 m L 型)	88	30	傾 e<0.18 e<0.125 e<0.145
				追加護岸 (-1.8 m L 型)	87		
				-3 m L 型塊物揚場	127	42	
南海地震 (1946.12.21)	南海道沖 北緯 33.0° 東経 135.6° 深さ 30 km	8.1	宇野港	港第1突堤2号埠頭先端部 (-9 m, ブロック, ケーソン)	35	0	傾 0.185<e 0.155<e e<0.20 0.18<e 0.125<e 0.135<e<0.145 0.155<e 0.1<e 0.09<e 0.09<e 0.1<e 0.15<e e<0.12 0.165<e<0.195
				第1突堤 -5.2 m 岸壁 (ブロック)	15	8	
				第2突堤 -7.9 m 岸壁 (ケーソンブロック)	20	10	
				第2突堤 -5.2 m 岸壁 (ブロック)	0	0	
				" (ケーソン)	10	20	
				西岸壁 (-6.1 m ケーソン2段積)	1000	200	
				中央埠頭3号岸壁 (ブロック)	26	46	
				新港岸壁 (-6.4 m ケーソン)	26.3	15~20	
				東浜町物揚場東側 (-0.9 m ブロック)	(約 60 cm 前に滑出)		
				北浜町物揚場 (-1.8 m ブロック)	(前面に倒壊)		
				" (-0.9 m ブロック)	約 30 cm 滑出舗装 コンクリートが約 20 cm 沈下		
				八重垣物揚場 (-1.8 m ブロック)	45~70 cm 前方滑出		
港ねずみ島岸壁 (-6.4 m ブロック)	(粉所詰コンクリートと舗装コンクリートの 境に 10 cm の差)						
港泉屋新田荷揚場 (-3.5 m ブロック)	80	30~100					
港3000 t 用岸壁 (-7.3 m ケーソン)	150	100					
高知港	100 t 機帆船物揚場 (-2 m)						
福井地震 (1948. 6.28)	福井県北部 北緯 36.1° 東経 136.2° 深さ 20 km	7.3	塩屋港	港物揚場コンクリート方塊工岸壁	(前傾, 最上段方塊が転落, コンクリート床) 壁亀裂陥没		0.23>e
				護岸 (コンクリート方塊)	施工中, 前傾		
				港荷揚岸壁 (コンクリート方塊)	(滑動, わずかに前傾)		
三國港	港船岸壁 ( )						



表-1 重力式岸壁の地震被災例と安定解析結果 (その3)

地震名 (発震年月日)	震央	マグニチュード	港名	岸壁種別	被災状況		作用震度
					はらみ出し沈下 (cm)	その他	
十勝沖地震 (1952. 3. 4) 北緯 42.2° 東経 143.9° 深さ 45 km	厚岸漁港	8.1	北	揚場 (-2.5m ブロック)	302	エプロンの沈下クラック	e<0.21
				埠頭 (9.1m ケーソン)	287		0.165<e
				" (-8.2m ケーソン)	127		0.175<e
				" (-2.7m L型)	0	無被災	0.19<e<0.20
				揚場 (-2.2m L型)	0	エプロンのクラック	0.25>e
				" (-2.4m L型ブロック)	0	"	0.25>e
日向灘地震 (1961. 2. 27) 北緯 31.6° 東経 131.85° 深さ 40 km	細島青島漁港	7.0	島崎海	揚場 (岩盤, 場所詰コンクリート)	壁体とエプロンの間に隙間 (5cm)		e<0.225
				2物揚場 (-1.8m ブロック)	エプロンが全長にわたり沈下		
				計製埠頭	場所詰コンクリートと舗装コンクリートとの間に数 cm のすきま		
				鉄岸壁			
				商業工区護岸 (-10.4m)	壁体が後傾, 亀裂 (背後埋立中)		
				岸			
新潟地震 (1964. 6. 16) 北緯 38.35° 東経 139.18° 深さ 40 km	新潟	7.5	港	A埠頭 (ブロック)	400以上	かなり前傾	e<0.16
				" (ウエール)	100	前傾	
				D埠頭 (ウエール部)	若	かなり前傾	
				E埠頭 (ウエール)		最大 1/50 前傾	
				中央埠頭 (ブロック, 鋼管粒)	200	エプロン沈下 (60cm) 前傾	
				北埠頭 ( " )	150	かなり前傾	
北埠頭基部揚場 (ブロック)	480	後傾 (13°)					
北埠頭先端部揚場 ( " )							
岩船港物揚場 (-3m L型)	0	エプロン沈下 (10cm)					

重力式岸壁の震度と地震加速度

表-1 重力式岸壁の地震被災例と安定解析結果(その4)

地震名 (発震年月日)	震央	マグニチュード	港名	岸壁種別	被災状況		作用震度
					はらみ出し沈 (cm)	その他	
十勝沖地震 (1968. 5.16) 北緯 40.58° 東経 142.33° 深さ 20 km		7.9	酒田港第4酒田護岸(-3.8mブロック)	エプロン沈下(5~10cm)	エプロンにクラック	e<0.13	
			秋田港1万t岸壁(-9mケーソン)	エプロンにクラック	エプロンにクラック	e<0.16	
			浦河港第3物揚場(L型)	エプロン沈下(5~10cm)	傾	e<0.085	
			室蘭港西1号埠頭西側(-4.5mケーソン)	15	上部工がいくらか前傾	0.15<e<0.173	
			西2号埠頭西側(-7.5mケーソン)	13~57	エプロン沈下(20cm)	0.168<e	
			富士鉄埠頭甲種(-9mケーソン)	55	エプロン沈下(15~20cm)	0.135<e	
			乙種(-9m場所打コンクリート)	120	上部工前傾	0.170<e	
			中央埠頭北側(-9mケーソン)	20	上部工前傾	0.165>e	
			若松町埠頭第2岸壁(ケーソン)	3~5	無被災	0.158>e	
			有川埠頭第3, 4岸壁(ケーソン)	0	0	0.11<e	
青森港中央埠頭-7.5m岸壁(ブロック)		干	若松町埠頭第2岸壁(ケーソン)	40	エプロン沈下(30cm)	0.075<e<0.145	
			若松町埠頭第3, 4岸壁(ケーソン)	0	エプロン沈下(10~20cm)	0.14<e	
			若松町護岸(ブロック)	60	目地あき(3~5cm)	0.14<e<0.16	
			中央埠頭-7.5m岸壁(ブロック)	0	目地あき(10cm)	0.075<e<0.145	
			若松町埠頭第2岸壁(ケーソン)	32	目地あき(4cm)	0.14<e	
			有川埠頭第3, 4岸壁(ケーソン)	9	エプロン沈下(75cm)	0.14<e<0.16	
			若松町護岸(ブロック)	30	上部工傾斜(最大4°)	0.13<e	
			中央埠頭-7.5m岸壁(ブロック)	80	目地あき(最大30cm)	0.108>e	
			野辺地港-3m物揚場(ブロック)	0	エプロン沈下(80cm)	0.12>e	
			川内港物揚場(-1.7mブロック)	0	上部工前傾(最大9°)	0.1<e	
八戸港鮫地区-5m岸壁(ケーソン)	0	エプロンにクラック					
白銀埠頭先端護岸(-2.85mブロック)	0	エプロン沈下若干あり					
					上部工とエプロンに2~3cmのすきま		

表-1 重力式岸壁の地震被災例と安定解析結果 (その 5)

地震名 (発震年月日)	震央	マグニチュード	港名	岸壁種別	被災状況		作用震度	
					はらみ出し (cm)	沈下 (cm)		
根室半島沖地震 (1973. 6. 17)	北緯 42.97° 東経 145.95° 深さ 40 km	7.4	宮古港	白銀埠頭 1万 t 岸壁 (ケ - ソ ソ) 出崎埠頭 -7.3 m 岸壁 (ケ - ソ ソ) 出崎埠頭 -4 m 物揚場 (ケ - ソ ソ)	無 無 無	被災 被災 被災	$e < 0.21$ $e < 0.20$	
			花咲港	-6 m 岸壁 (注入コンクリート) -5.5 m 岸壁 ( "	60 20	30 18	エプロン沈下 (50 cm) 上屋沈下 (30 cm)	$0.16 < e$ $0.175 < e$
			霧多布港	-5.5 m 岸壁 (L 型)	10	5	エプロン沈下 (27 cm)	$0.17 < e < 0.22$
				-3 m 中央物揚場 (ケ - ソ ソ)	0	22	エプロン沈下 (49 cm)	$0.168 < e < 0.2$
				-4 m 中央物揚場 (ケ - ソ ソ)	0	21	エプロン沈下 (41 cm)	$0.162 < e < 0.20$
				-4 m 東物揚場 (L 型)	40	18	エプロン沈下 (39 cm)	$0.195 < e < 0.204$
			根室港	-4 m 物揚場 (ケ - ソ ソ)	若干あり	23		$0.19 < e \leq 0.20$
				-2 m 物揚場 (L 型)	10	3	エプロン沈下 (29 cm)	$0.22 > e$
			厚岸漁港 釧路港	-5.5 m 岸壁 (注入コンクリート)	0	0	旧護岸位置にクラック	$0.2 > e$
				-5.5 m 岸壁 (注入コンクリート)	0	0	"	$0.2 > e$
-4 m 物揚場 (L 型)	0	0		被災	$0.2 > e$			
-4 m 物揚場 (注入コンクリート)	0	0		被災	$0.23 > e$			
伊豆半島沖地震 (1945. 5. 9)	北緯 34.57° 東経 138.8° 深さ 10 km	6.9	南埠頭岸壁 (-6 m セルラーブロック)	13 10~19	6	エプロン沈下 (23 cm) 旧護岸との間にクラック	$0.225 < e$	
			南埠頭岸壁 (-7.9 m ブロック)			被災		
チリ地震 (1963. 5. 23)	南緯 37.5° 西経 73.5° 南緯 39.5° 西経 74.5°	1回目 8.5 2回目 8.5	下田港	物揚場 (ブロック)	(わずかに海側に傾斜)		$0.15 < e < 0.23$	
			稲妻良漁港	-4 m 陸揚物揚場 (消波ブロック) -3 m 岸壁 (ブロック)	(一部沈下, クラック) (海側にはらみ出し)			$e < 0.25$ $e < 0.235$
Pt. Montt 港 Talcahuano 港	南緯 37.5° 西経 73.5°	1回目 8.5	-9 m 岸壁 (ケ - ソ ソ)	100	不明	頭部コンクリートブロック転倒	$0.08 < e$	
			-6 m 岸壁 (ケ - ソ ソ)	(転)	不明		$0.07 < e$	
根室半島沖地震 (1973. 6. 17)	北緯 42.97° 東経 145.95° 深さ 40 km	7.4	コソクリート重力式護岸	150	不明		$0.15 < e$	
			-4.5 m A 岸壁 (ブロック)	(前方へ傾斜)	不明		$0.08 < e$	
根室半島沖地震 (1973. 6. 17)	北緯 42.97° 東経 145.95° 深さ 40 km	7.4	-12.2 m C 岸壁 (ブロック)	(前方へ傾斜)	不明		$0.1 < e$	

重力式岸壁の震度と地盤加速度

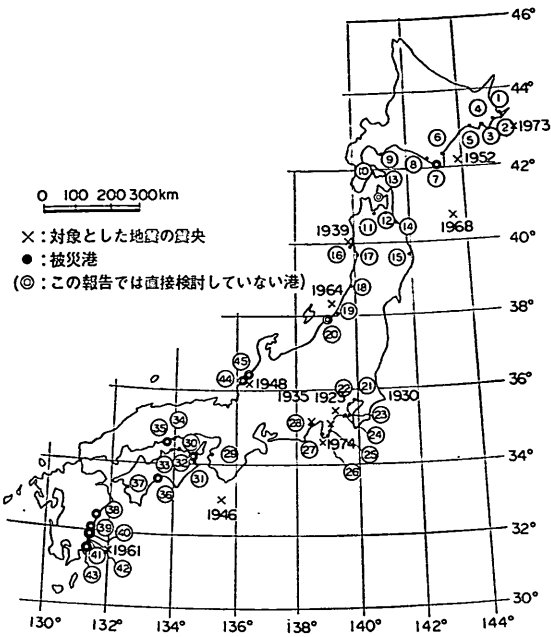


図-1 対象とした港の位置

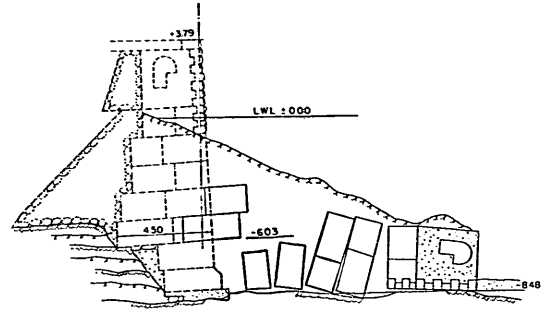


図-2 横浜港新港埠頭第5号岸壁，関東地震による被災状況図（ブロック）

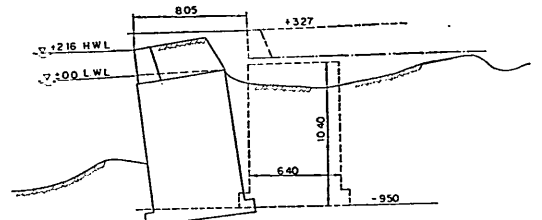


図-3 清水港日の出埠頭乙岸壁，北伊豆地震による被災状況図（ケーソン）

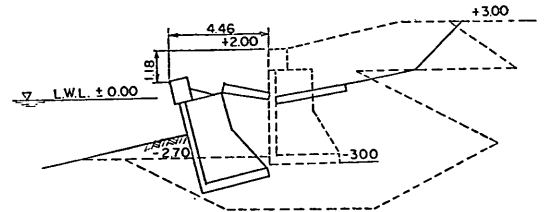


図-4 清水港甲物揚場，北伊豆地震による被災状況図（L型）

表-2 被災を受けた港（図-1 参照）

番号	港名	番号	港名
1	根室港	24	(鎌倉倉)
2	花咲港	25	稲取漁港
3	霧多布港	26	下田漁港
4	厚岸漁港	27	妻良漁港
5	釧路港	28	清水港
6	十勝港	29	和歌山港
7	幌泉港	30	徳島港
8	浦河港	31	小松島港
9	室蘭港	32	高松港
10	函館港	33	坂出港
11	青森港	34	宇野港
12	野辺地港	35	玉島港
13	川内港	36	高知港
14	八戸港	37	宇和島港
15	宮古港	38	細島港
16	船川港	39	宮崎港
17	秋田港	40	青島漁港
18	酒田港	41	内海港
19	岩船港	42	油津港
20	新東港	43	外三浦港
21	東京港	44	外国港
22	横浜港	45	塩屋港
23	横須賀港		

( ) 内は港でないが海岸護岸が被害を受けた。

の位置と被災を受けた港の位置を示す。地震の震央の横に示されている数字は地震が発生した年である。表-1 および 図-1 には、被災を受けた港のなかでこの報告では直接検討していない港も参考のために示してある。表-2 には図-1 の番号に対応した各港の名称を示す。図-2~4 には特に被害の著しかった各種の重力式岸壁の被災例を示す。

ここで、作用震度について概略を説明する。詳しくは文献 2, 1) を参照されたい。作用震度の推定法は図-5 に示すとおりである。この方法では、現行設計法に構造物諸元・土質データ・設計震度などの入力を正確に与えれば、求まる安全率と実際の現象が完全に合致するという仮定に立っている。図-5 に示したように、同一港湾内の複数の岸壁に対して転倒・滑動及びマウンドのある場合には偏心傾斜荷重に対する円形すべりの安定解析を行

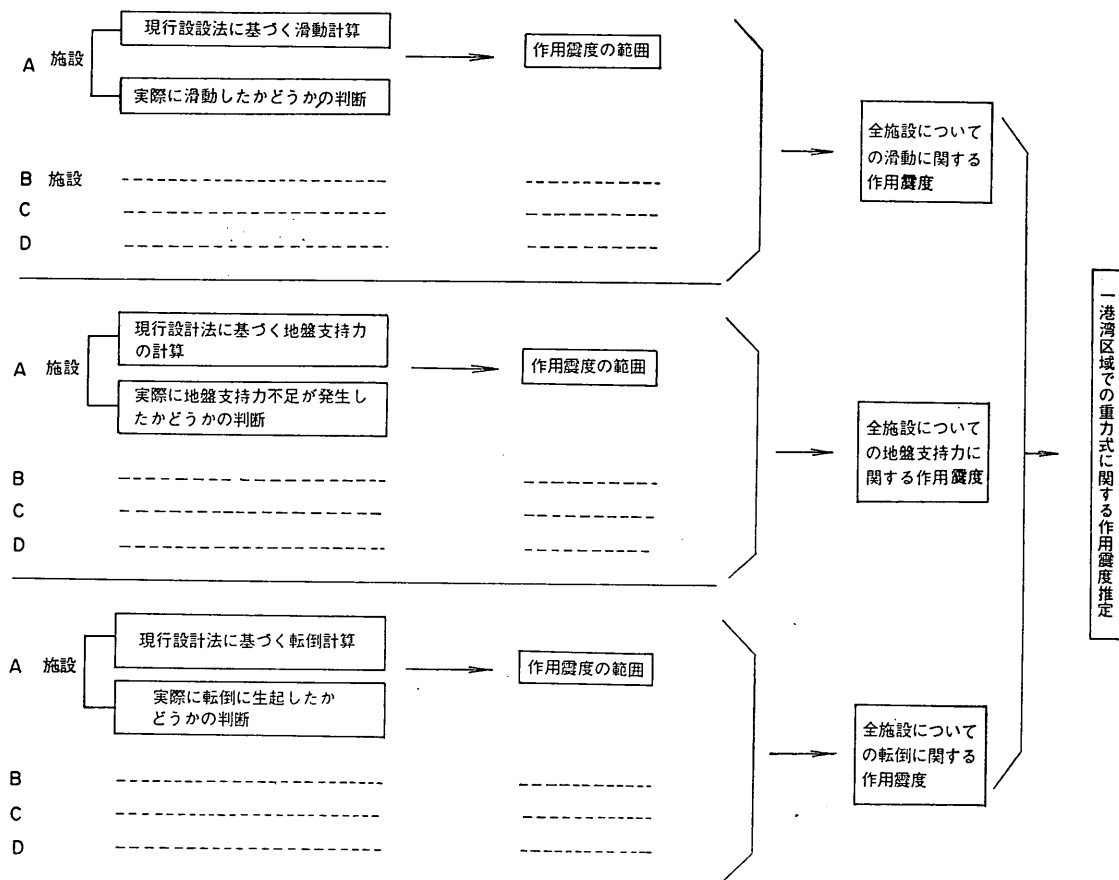


図-5 作用震度の推定法

ない、各々の安全率が1となる時の震度を求める。そして、被災記録を参照して実際の被害が上記3種の現象の内のいづれに起因するのかを判断し、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（或はその範囲）を決定している。すなわち、安定計算によって3種の安定解析理論による安全率が1となる震度を求め、他方、岸壁の沈下・前傾・はらみ出しを解析して、被災の原因が転倒によるものか、滑動によるものか、マウンドや地盤のすべりによるか或はそれらが同時に発生したものであるかを判断する。これに無被災構造物に対する解析結果も加えて、各港における統一的な作用震度を推定するわけである。

以上のような検討方法に関しては、種々の問題点があると思われる。特に転倒・滑動・円形すべりという3種の異なる安定解析理論に対し、同一震度を与えいずれも

安全率が1.0の時被害が発生するとしているので、最終的に作用震度を求める場合に、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は岸壁の方向は様々であるし地盤条件も異なることが考えられるので、必ずしも全てに等しい震度が作用するとは限らないであろう。しかし、文献(2)によれば1968年十勝沖地震及び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が推定されている。それ故、本報告でもこれにならない図-5に従って求めた値を用いることとした。

### 3. 基盤加速度の推定

大地震が発生した時に各地の施設の被災の状況を検討する場合、その地点でどれくらいの揺れがあったかというのは重要な要因である。工学的にはこの揺れの大きさを加速度で表わすことが多い。一方、気象庁ではこの揺

れの大きさを気象庁震度階による震度で表わしている。この気象庁震度はおもに人体感覚、室内物品の挙動、建造物の被害状況によって決められる。この表現法には個人的判断が入り不確かな要素が多いが、地震時に人が居合わせさえすれば簡単に決まることから、過去のほとんどの地震について気象庁震度の分布が与えられている。これにより過去の大地震についてある程度加速度の値が推定できる。たとえば、震度Vで加速度は80~250 galという具合である。しかし、これでは値の幅が広く、工学の実務レベルではこの程度の推定では不十分である。一方、墓石、燈籠の移動および転倒または木造家屋の倒壊率からも加速度が推定されている。しかしながら、この推定加速度も信頼性はかなり低く、地震による被害施設の検討に使うための加速度の値としては不十分である。

地震時における地盤上の加速度を正確に知るためには、強震加速度計を設置して地震観測をしなければならない。最近になってようやく各地に多数の強震加速度計が設置されるようになり、各地の観測地点で記録の集積がなされつつある。この記録の集積にともなって、これらの加速度記録を解析し、過去の地震についてその当時発生したと思われる各地の加速度が推定できるようになった。

地震波は震源から各地へ伝播していく過程で減衰し、そしてある地点の基盤に到達した地震波は地表層の影響をうけ増幅される。なお、ここでいう基盤とは工学的見地に立ち実務上の配慮がなされているもので、ここでは具体的には沖積層の下の岩盤あるいはN値50以上の洪積層とした。地震波の伝播による減衰の程度に関しては、過去に種々の研究成果があり、また地表層の増幅効果についてもその計算方法が開発されている。この報告ではこれらの研究成果をふまえて過去の地震における各地の加速度の推定をおこなった。具体的にはこの加速度の推定手順は次の3つの部分にわかれる。

- i) 地震の震源の位置、マグニチュード、断層面の位置と大きさに関するデータを収集する。
- ii) 地震波の発生した地域からの距離による減衰を考慮して基盤の加速度を推定する。
- iii) 地盤の応答計算をおこなう。

i)については、気象庁で発表されているデータあるいは地震学に関する研究成果を収集して利用すればよい。iii)については、この報告では基盤に到達した波形を仮定して、重複反射理論による地盤の応答計算を行なっ

た。なお、この計算では各地に到達した基盤から入射する地震波形はほぼ同様の周波数特性をもつものと仮定した。詳細は4. で述べる。ii)の基盤加速度の推定については以下に検討する。

ある地点の基盤の最大加速度は、一般には地震のエネルギーが大きければ(マグニチュードが大きければ)大きく、地震が発生した地域からの距離が短いほど大きい。単位体積の物質が破壊直前に蓄え得る歪エネルギーには限界がある。したがって、地震の際に放出されるエネルギーの量は単位体積の物質の歪エネルギーの大きさによるのではなく、歪エネルギーがたくわえられている体積によっている。マグニチュードとこの体積に関する経験式によると、マグニチュードの上限は9ぐらいになることが示されている。

マグニチュードが大きくなれば、各地の基盤の最大加速度も大きくなるが、マグニチュードの上限による基盤加速度の上限の存在も推定される。地震が発生した地域からの距離による最大加速度の減衰特性について、過去に種々の研究がある。研究者によって、それぞれ、地震が発生した地域からの距離のとり方が異っている。大きく分けると次の4つになる。

- i) 震央距離、震源距離
- ii) 断層からの距離
- iii) 地震の“主要破壊の中心”からの距離
- iv) 球状の震源域を仮定して、その縁からの距離(実効距離)

上述のそれぞれについて最大加速度とマグニチュード、距離の関係式がいくつか提案されている。以下に、この種々の最大加速度とマグニチュード、距離による関係式を上記の距離による分類にそって述べる。

### 3.1 基盤加速度の距離による減衰

#### (1) 最大加速度の震源距離、震央距離による減衰

以下ここで示す地震動の最大加速度とマグニチュード、距離との関係式は岩盤上の最大加速度についてのみ検討した。一般的な地盤上の最大加速度については本報告では取扱わない。

Gutenberg・Richter (1956)<sup>3)</sup> は、カルフォルニア地方の地震(震源の深さの平均は15 km)について震央付近の最大加速度とマグニチュードの関係を次のように示している。

$$\log_{10} a_0 = -2.1 + 0.81 M - 0.027 M^2 \quad (1)$$

ここで  $a_0$ : 震央付近の最大加速度 (gal)

$M$ : マグニチュード

原論文では距離による減衰定数が示されており、各地の岩盤上の最大加速度は(1)式の  $a_0$  と距離による減衰定数をかけあわせて求められる。図-15 にマグニチュード 7 と 8 の場合についてこの震央距離と最大加速度の関係を示す。

Esteva・Rosenblueth (1963)<sup>4)</sup> は“hard ground”における最大加速度として次式を与えている。

$$a = \frac{2000e^{0.8M}}{R^2} \quad (2)$$

ここで  $a$  : 最大加速度 (gal)

$M$  : マグニチュード

$R$  : 震源距離 (km)

Seed et al. (1968)<sup>5)</sup> は、(2)式を改訂し岩盤上の最大加速度として、次式が適当であるとしている。

$$a = \frac{110e^{0.8M}}{R^{1.6}} \quad (3)$$

ここで  $a$  : 最大加速度 (gal)

$M$  : マグニチュード

$R$  : 震源距離 (km)

Kanai・Suzuki (1968)<sup>6)</sup> は茨城県日立鉱山の地下 300 m における 100 以上の地震観測結果を整理した。これらのデータは比較的小さいマグニチュードの地震から得られたもので、震央距離も比較的小さい。これによると、基盤における速度スペクトルは周期  $0.05 \sim 0.2 \text{ sec} < T < T_m$  ( $T_m$  は変位スペクトルが最大となる  $T$ ) での範囲ではほぼ一定であるとして、周期  $T$  の地震動の基盤加速度として次式を与えている。

$$\log_{10} a = \left\{ 0.61M - \left( 1.66 + \frac{3.60}{R} \right) \log_{10} R + \left( 0.167 - \frac{1.83}{R} \right) \right\} - \log_{10} T \quad (4)$$

ここで  $a$  : 最大加速度 (gal)

$M$  : マグニチュード

$R$  : 震源距離 (km)

$T$  : 地震動の周期 (sec)

岡本, 他 (1971)<sup>7)</sup> は鬼怒川発電所地下 67.2 m の資材搬入用堅坑の底に設置された加速度計の記録を整理して、岩盤上での最大加速度とマグニチュード、震央距離の関係は次式で与えている。

$$\log_{10} \frac{a}{640} = \frac{(D+40)}{100} (-7.604 + 1.7244M - 0.1036M^2) \quad (5)$$

ここで  $a$  : 最大加速度 (gal)

$M$  : マグニチュード

$D$  : 震央距離 (km)

## (2) 最大加速度の断層からの距離による減衰

1966 年 Peru 地震の時に震央から 225 km 離れたところで最大加速度 400 gal の地震動が記録された。(1) で述べた最大加速度とマグニチュード、震央距離、震源距離の関係式では、震央距離 225 km の地点で最大加速度が 400 gal にもなることは説明がつかない。Lee et al.<sup>8)</sup> は断層の空間的広がり considering, Peru 沖において断層が海岸に平行して走っていると考え、この断層から観測地までの距離をとると 56~64 km となり、この距離の地点で最大加速度が 400 gal というのであれば、充分納得のゆくものであるとしている。この他にも、大規模な地震の時に震央からかなり離れた地点で一般の震央距離-最大加速度の関係式から推定される最大加速度より大きな最大加速度が観測されたり、被災状況から推定されていることが多い。このように点震源の仮定のもとに求められる震央距離、震源距離では、地震動の距離による減衰特性が十分に説明がつかない場合が多々ある。このことから、最近のアメリカの研究者は、震央距離、震源距離のかわりに断層からの距離を採用して、最大加速度との関係を示している場合が多い。

Benioff (1962)<sup>9)</sup> は断層からの距離を採用して、Gutenberg・Richter の距離による減衰定数を次のように改訂し、最大加速度と断層からの距離の関係式を示している。

$$a = a_0 F_a \quad (6)$$

$$F_a = \left( \frac{1.25}{1 + \frac{D}{y_0}} \right)^n \quad (7)$$

$$n = 1 + \frac{1}{2.5T_p} \quad (8)$$

ここで  $a$  : 最大加速度 (gal)

$a_0$  : 断層に近接した地域の加速度 (Gutenberg・Richter の(1)式によって与えられる)

$F_a$  : 距離による減衰定数

$T_p$  : 地震動の卓越周期

$y_0$  : 48 miles (77.2 km)

$D$  :  $\geq 12$  miles (19.3 km) で断層からの距離

Seed et al. (1968)<sup>10)</sup> は過去の研究成果として示されている最大加速度とマグニチュード、距離による関係式を総合し、岩盤における最大加速度を推定している。最大加速度とマグニチュード、断層からの距離の関係を

図-15に SB の記号で示す。図の横軸は距離となっているが正確には断層からの距離である。

Schnabel・Seed (1973)<sup>9)</sup> は、アメリカ西部地域の地震の際に岩盤上で観測された記録、および地盤上で記録された波形より計算によって求めた基盤での最大加速度を整理し、岩盤上の最大加速度とマグニチュード、断層からの距離の間の関係を求めている。図-15の SC の記号で示す曲線がこれである。この場合も図の横軸は距離となっているが断層からの距離の意味である。

### (3) 最大加速度の“主要破壊の中心”からの距離による減衰

1968年十勝沖地震の際に八戸港で記録された最大加速度は 233 gal、震央距離は 180 km であり、青森港で記録された最大加速度は 208 gal、震央距離は 235 km であった。これらの値は既応の研究成果により震央距離から推定される最大加速度よりかなり大きい。1968年十勝沖地震の震源は海底にあるので断層ははっきり認められてはいない。長宗<sup>10)</sup>は気象庁の1倍強震計の記録において、主要動が始まる相の走時から推定される主要動の震央を求めている。それによるとその“主要破壊の中心”は気象庁で発表されている震央よりずっと八戸の方へ接近し八戸東方 75 km と求められている。この“主要破壊の中心”からの距離を採用すれば、距離は八戸で 75 km、青森で 134 km となり、両地点の大加速度はある程度納得のいくものとなる。

田治見<sup>11)</sup>は1968年十勝沖地震について、基盤における最大加速度の推定をおこなっている。長宗によって示されている“主要破壊の中心”からの距離を採用すれば、次いで基盤における最大加速度は推定されることを示している。なお、1968年十勝沖地震のマグニチュードは 7.9 である。また、ここでいうところの基盤とは漠然と硬地盤をさしているだけで、明確な定義はされていない。

$$a = \frac{9}{d} \quad (9)$$

ここで  $a$  : 基盤における最大加速度 (g)

$d$  : “主要破壊の中心”からの距離 (km)

### (4) 最大加速度の実効距離による減衰

(2)および(3)で述べたように、地震エネルギーの発生地点からの距離として断層からの距離、あるいは“主要破壊の中心”からの距離を採用する方が、点震源を仮定して震央距離、震源距離を採用するよりも最大加速度の距離による減衰特性を論じる場合有意であると考えられる。しかし、断層の空間的形状、大地震の生成過程は

地震によりそれぞれ異なり、過去における大地震について推定することは困難な場合が多い。このことを考慮して、勝又<sup>12)</sup>は近似的にマグニチュードで一義的に決まる球状の震源域を仮定して、この震源域の縁からの距離(実効距離)を採用することを提案している。震源域については後述するが、勝又はこの球状の震源域の半径を、余震域の面積等の既応の研究成果をふまえ、次のように表わしている。

$$\log_{10} r = 0.5M - 2.25 \quad (10)$$

ここで  $r$  : 震源域の半径 (km)

$M$  : マグニチュード

また、過去における震央部の最大加速度の推定値、観測記録を検討し、震源域の縁ではマグニチュードに関係なく平均的地盤の最大加速度として 400 gal を仮定している。このように仮定して、勝又はさらに震源域の縁からの距離(実効距離)による最大加速度の減衰特性について検討を行なっている。ここで検討されている最大加速度は平均的地盤上のものであり、岩盤上の最大加速度ではない。

### 3.2 強震記録による基盤加速度の推定

3.1 において最大加速度とマグニチュード、距離の関係について、いくつかの過去の研究成果を述べた。これらのうちから、本報告では基盤加速度を推定するために勝又による最大加速度の推定方法を採用した。勝又の最大加速度の推定方法はいくつかの仮定からなりたっており、あくまでも近似的な意味での各地の最大加速度を与えるものである。しかし、この推定方法では、過去において大地震時に震央からかなり離れた地点で大加速度が観測されたという現象を説明できるという点で、妥当性の高いものであり、現在の段階では、過去の大地震時の基盤加速度を推定する方法としてもっとも納得のいくものだと思う。ただ、勝又の与えている最大加速度は平均的地盤上における値であり、基盤の最大加速度ではない。それ故、この報告では新たに、現在得られている強震加速度記録を用いて、基盤加速度とマグニチュード、実効距離の関係を求めた。

#### (1) 震源域について

地震によるエネルギーは非常に大きく(たとえば、新潟地震はマグニチュード7.5であるが、そのエネルギーは広島型の原爆の約140倍)常識的にみてそのエネルギーが一点から放出されるとは考えにくい。ある体積を持った広がりの中から、地震エネルギーが放出されると考えた方が物理的にみても妥当である。この震源の広が



りは、一般に震源域とよばれる。震源域の体積は非常に大きいものであるから（新潟地震のエネルギーから体積を推定すると  $5 \times 10^3 \sim 4 \times 10^4 \text{ km}^3$ ），この震源域全体にわたって同時に震動がおこるとは考えにくい。ある点に発生した震動がある時間かかって震源域全体に伝わっていくとした方が納得がゆく。一般には、気象庁で発表される震源の位置は、震源域の中の破壊の出発点と考えられている。この破壊の出発点は、普通、震源域の中心に位置しておらず、震源域の縁にあることが多い。したがって、過去の大地震について震源の位置だけから震源域を推定することは困難である。

今回の計算においては、震源域を次のように推定した。地震学における研究成果として、過去の大地震について断層面の大きさ、位置が求められている。このように断層面が与えられている地震については、断層が地震と等価な力によって生じていると考え、この断層面の広がりをもつ球体と考えた。過去の地震について必ずしも全て断層面が与えられているわけではないので、そのようなものについては震源域を余震域と等しい平面的広がりをもつ球体と考えた。余震は本震の近くのある一定の地域におこるもので、この地域を余震域という。この余震域の形は、日本付近では大体円形あるいは楕円形であるといわれている<sup>13)</sup>。

その面積は宇津・関<sup>14)</sup>によって本震のマグニチュードと関連づけて次のように与えられている。

$$\log S_a = M - 4 \quad (11)$$

ここで  $S_a$  : 余震域の面積 (km<sup>2</sup>)

$M$  : マグニチュード

Tuboi<sup>15)</sup> は、彼の主張する“地震体積”の平面的広がりが、上式の  $S_a$  とほぼ一致することに注目した。檀原<sup>16)</sup> は地震により地殻変動が生じた地域（地震前に歪を蓄えていた地域）のひろがり(11)式とほぼ同様の関係で表わされることを示した。Mogi<sup>13)</sup> は、本震のエネルギーは余震域全体に歪エネルギーとして蓄えられていたものだとするよりも、むしろ本震直後の余震域に蓄えられていたエネルギーとする方が妥当であると指摘している。村松<sup>17)</sup> は震度VI以上の地域の面積とマグニチュードの関係を示した。これを次のように表わしている。

$$\log S_{VI} = 1.4M - 6.7$$

ここで  $S_{VI}$  : 震度VI以上の地域 (km<sup>2</sup>)

$M$  : マグニチュード

地震動の揺れの強烈な地域の面積を示す  $S_{VI}$  も、上記の余震域の面積とはほぼ一致したオーダーとなっている。以上のことを考慮して、震源域として近似的に本震直後の余震域を採用しても妥当なものだと考えられる。

過去の大地震について、余震域と断層面の面積との詳しい比較は 3.3 において後述するが、前述した Mogi<sup>13)</sup> の研究の示すとおり、断層面は本震直後1日間の余震域の大きさとほぼ一致した大きさである。地震の規模が小さく、余震のデータが収集できなかった場合には、気象庁で発表される震央を中心にとり、(10)式で計算される半径  $r$  の球を震源域として採用した。地震の規模が小さい場合には、このように震源域と仮定した球体の中心を気象庁で発表される震源にとったとしても近似的に妥当なものだと考えられる。なお、(10)式によって示される半径  $r$  の球の震源域の平面的広がりは、宇津・関によって与えられている(11)式で求まる余震域の面積と一致している。以上、震源域について述べたが、この震源域の縁から最大加速度を推定しようとする地点までの距離を、勝又にならって本報告でも実効距離と呼ぶことにする。

## (2) 震源域の縁における最大加速度

勝又は震央付近の最大加速度について、観測値及び地震後の実地踏査による推定値、さらに過去における研究成果について検討し、強震地域の広がりは地震のマグニチュードの増大ともななって急増するが、震央地域における最大加速度はマグニチュードによっても大きく変化することはないと推定した。そして、震源域の縁の最大加速度としてマグニチュード5以上のすべての地震に対して、400 gal であるとしている。ただし、震源域内の最大加速度に対しては言及していない。

3.1 において Gutenberg・Richter による震央付近の岩盤上の最大加速度を与える式を示したが、それによるとマグニチュード7で 180 gal、マグニチュード8で 450 gal となる。岡本<sup>18)</sup> は踏査記録より震央部における最大加速度を推定しているが、これによると岩盤上の最大加速度としてマグニチュード7で 440 gal、マグニチュード8で 580 gal としている。Schnabel・Seed<sup>9)</sup> は岩盤上における最大加速度と断層からの距離との関係を示しているが、そのなかに、岩盤上で実測された最大加速度が示されている。それによると 1966 年 Parkfield 地震(マグニチュード5.6)において、断層からの距離が約 7 km の地点の岩盤上の最大加速度として約 350 gal、1971 年 San Fernando 地震(マグニチュード6.6)にお

重力式岸壁の震度と地盤加速度

いて断層からの距離が約 10 km の地点の岩盤上の最大加速度として約 500 gal, 約 20 km の地点で約 300 gal の最大加速度が示されている。

最近になって多数の加速度計が各地に設置されたとはいえ、震央付近の最大加速度の観測値の数は依然として少い。それが岩盤上での加速度の観測値となるとさらに数は限られてくる。したがって、今回の計算では、勝又の考え方をとり入れ、震源域の縁での最大加速度はマグニチュードによって大きく変化することはないと考え、マグニチュードに関係なく震源域の縁での最大加速度を 400 gal と考えた。これは、今回の計算を実施するためのあくまで便宜的な仮定であり、今後、震央付近の岩盤上での強震記録の集積が進むことによって再検討されるべきものである。

(3) 計算に用いた強震記録

港湾地域では 1962 年より強震計を各港湾に設置して港湾地域強震観測が実施されている。現在までに 44 港に 65 台の強震計が設置されている。使用している強震計は SMAC-B<sub>2</sub> 型強震計および ERS 型強震計の 2 種類である。1974 年 12 月の段階で 890 本の記録が港湾技研、耐震構造研究室に保管されている。この港湾地域強

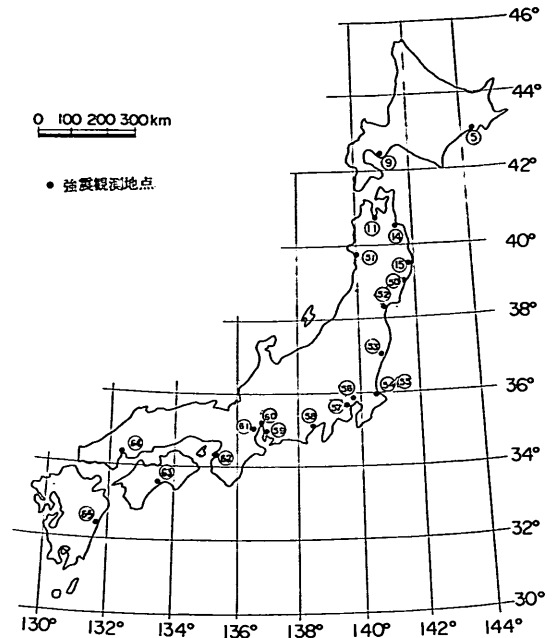


図-6 強震観測地点位置図

表-3 強震観測地点の位置

番号	強震観測地点略称	観測地点の所在地	位置	
			緯度	経度
5	釧路-S	釧路市南浜町	42°58.98'	144°22.55'
9	室蘭-S	室蘭市祝津町 130	42°19'	140°58'
11	青森-S	青森市元町 3 丁目 6-34	40°49.17'	140°49.18'
14	八戸-S	八戸市大字河原木字北沼字 1 の 2	40°33'	141°29'
15	宮古-S	宮古市港町 5 の 20	39°38'	141°58'
50	大船渡防地-S	大船渡市赤崎町山岸	39° 0.87'	141°44.15'
51	秋田-S	秋田市土崎港上浜町 19	39°45'	140°09'
52	塩釜工場-S	塩釜市貞山通 1-45-1	38°19'	141°03'
53	小名浜-S	磐城市辰巳町	36°57'	140°54'
54	鹿島事-S	鹿島郡神栖町大字居切字海岸砂地	35°55.55'	140°41.75'
55	鹿島-S	鹿島郡鹿島町大字泉川字浜屋敷	35°55'	140°41.5'
56	品川-S	東京都品川区品川埠頭埋立内	35°37.3'	139°45.73'
57	京浜山下変-S	横浜市中区山下町	35°27'	137°40'
58	清水工場-S	清水市清開	34°59.45'	138°30.07'
59	衣浦-S	半田市港町 4-1	34°53.22'	136°56.42'
60	名古屋造函-S	名古屋市汐凧町	35°04.48'	136°51.88'
61	四日市千才-S	四日市市千才町 9-1	34°57'	136°38.43'
62	和歌山事-S	和歌山市築港町 4 丁目	34°13.03'	135°09.05'
63	高知-S	高知市棧橋通り 6 の 46	33°32.22'	133°33.53'
64	広島-S	広島市字品町東部埋立地	34°21.27'	132°28.67'
65	細島-S	日向市大字日知屋字新開 17371 の 2	32°25.95'	131°18.97'

震観測網の現況および各観測地点の設置条件等の資料については「港湾地域強震観測地点資料<sup>19)</sup>」として詳しい報告がある。また、得られた記録の主要なものはデジタル化され応答スペクトル等と共に「港湾地域強震観測年報<sup>20)</sup>」として毎年ごとに刊行されている。本報告で計算の対象とした強震記録は、この港湾地域強震観測網により得られたものを用いた。対象を港湾地域強震観測網によるものに限定したのは、時間的制約、観測地点の土質資料等の関連資料が入手しやすいこと、すべての記録が全く同一型式の強震計で記録され、かつ同一手法でデジタル化されていることなどの理由による。本報告で計算に用いた記録は、港湾地域強震観測記録のなかのデジタル化されているもののなかから、その記録が得られた地震のマグニチュードが発表されているものを選んだ。最終的に解析された記録は成分数 106、地震数にして 32、観測地点としては 21 地点であった。図-6 には本報告で対象とした強震観測地点の位置図を示す。図中の番号に対応した観測地点名を表-3 にその地点の位置の緯度、経度とともに示す。強震観測地点略称は、例えば「八戸-S」といえば、強震計設置地点が八戸港でアルファベットの「S」

はその観測地点の強震計が SMAC-B<sub>2</sub> 型強震計であることを示す。表-4 には今回用いた記録の一覧表を示す。記録番号の数字は記録の港湾技研、耐震構造研究室への到着順を示しており、番号の先頭にあるアルファベット「S」は SMAC-B<sub>2</sub> 型強震計で得られたものであることを示している。各観測地点の土質柱状図は付録-A にまとめてある。

#### (4) 基盤の地震動の計算

強震観測地点で大船渡防地-S では強震計が岩盤上に直接設置されているので、その記録は岩盤上のものとして使えるが、その他の観測地点での記録は全て一般の地盤上の記録である。したがって、これらの地盤上の記録から基盤の最大加速度を推定しなければならない。

地表の地震波形より基盤の地震波形を求める計算は重複反射理論によった。これは、地盤を水平な成層構造とみなして、この成層地盤にセン断波が垂直に入射した場合、それが各層で透過反射をくりかえし、上方に伝わりながら増幅されるという考え方である。その詳細は参考文献<sup>21)22)</sup>を参照されたい。今回の計算は、土のセン断弾性係数、減衰定数のヒズミ依存性を考慮した Schnabel

表-4 強震記録一覧表(その1)

観測地点名	記録名	発震年月日 (年, 月, 日, 時)	震源				マグニ チュード
			震央地名	緯度	経度	深さ (km)	
釧路-S	S-262	1968. 5. 16. 9	十勝沖	40°44'	142°35'	0	7.9
	S-634	1971. 8. 2. 16	襟裳岬沖	41°14'	143°42'	60	7.0
	S-674	1972. 5. 11. 9	釧路沖	42°36'	144°56'	60	5.8
	S-733	1973. 6. 17. 12	根室半島沖	42°58'	145°57'	40	7.4
	S-741	1973. 6. 24. 11	〃	42°57'	146°45'	30	7.1
室蘭-S	S-234	1968. 5. 16. 9	十勝沖	40°44'	142°35'	0	7.9
	S-241	1968. 5. 16. 19	青森県東部	41°25'	142°51'	40	7.5
	S-399	1968. 9. 21. 22	浦河沖	41°59'	142°48'	80	6.9
青森-S	S-235	1968. 5. 16. 9	十勝沖	40°44'	142°35'	0	7.9
	S-264	1968. 5. 16. 19	青森県東部	41°25'	142°51'	40	7.5
	S-304	1968. 6. 12. 22	岩手県沖	39°25'	143°08'	0	7.2
	S-400	1968. 9. 21. 22	浦河沖	41°59'	142°48'	80	6.9
八戸-S	S-252	1968. 5. 16. 9	十勝沖	40°44'	142°35'	0	7.9
	S-310	1968. 6. 12. 22	岩手県沖	39°25'	143°08'	0	7.2
	S-401	1968. 9. 21. 22	浦河沖	41°59'	142°48'	80	6.9
宮古-S	S-236	1968. 5. 16. 9	十勝沖	40°44'	142°35'	0	7.9
	S-271	1968. 5. 16. 19	青森県東部	41°25'	142°51'	40	7.5
	S-273	1968. 5. 23. 4	岩手県沖	40°15'	142°34'	30	6.3

重力式岸壁の震度と地盤加速度

表-4 強震記録一覧表(その2)

観測地点名	記録名	発震年月日 (年, 月, 日, 時)	震源		深さ (km)	マグニ チュード	
			震央地名	緯度			経度
宮古-S	S-312	1968. 6. 12. 22	岩手県沖	39°25'	143°08'	0	7.2
	S-420	1968. 11. 14. 3	"	40°09'	142°47'	30	6.0
大船渡防地-S	S-554	1970. 9. 14. 18	宮城県沖	38°41'	142°20'	40	6.2
	S-786	1973. 11. 19. 22	"	38°53'	142°09'	50	6.4
秋田-S	S-655	1972. 2. 17. 7	秋田県沖	39°46'	139°56'	20	4.0
塩釜工場-S	S-782	1973. 11. 19. 22	宮城県沖	38°53'	142°09'	50	6.4
小名浜-S	S-111	1966. 4. 3. 13	茨城県東部	36°16'	141°31'	20	5.8
	S-375	1968. 7. 1. 19	埼玉県中部	35°59'	139°26'	50	6.1
鹿島事-S	S-813	1974. 3. 3. 13	千葉県東方沖	35°34'	140°53'	60	6.1
	S-845	1974. 7. 8. 14	茨城県沖	36.4°	141.2°	40	6.3
鹿島-S	S-196	1967. 11. 19. 21	茨城県沖	36°26'	141°13'	50	6.0
	S-341	1968. 7. 1. 19	埼玉県中部	35°59'	139°26'	50	6.1
	S-612	1971. 6. 13. 13	茨城県沖	36°14'	140°58'	40	5.3
	S-647	1971. 10. 11. 19	千葉県北部	35°54'	140°33'	40	5.2
品川-S	S-340	1968. 7. 1. 19	埼玉県中部	35°59'	139°26'	50	6.1
京浜山下変-S	S-339	1968. 7. 1. 19	埼玉県中部	35°59'	139°26'	50	6.1
	S-658	1972. 2. 29. 18	八丈島東方沖	33°11'	141°16'	70	7.0
清水工場-S	S-74	1965. 4. 20. 8	静岡付近	34°53'	138°18'	20	6.1
衣浦-S	S-480	1969. 9. 9. 14	岐阜県中部	35°47'	137°04'	0	6.6
	S-585	1971. 1. 5. 6	愛知県沖	34°26'	137°10'	40	6.1
名古屋造函-S	S-1	1963. 3. 27. 6	越前沖	35°47'	135°46'	20	6.9
	S-578	1971. 1. 5. 6	愛知県沖	34°26'	137°10'	40	6.1
四日市千才-S	S-479	1969. 9. 9. 14	岐阜県中部	35°47'	137°04'	0	6.6
	S-577	1971. 1. 5. 6	愛知県沖	34°26'	137°10'	40	6.1
和歌山事-S	S-265	1968. 3. 30. 4	和歌山付近	34°10'	135°10'	0	5.0
	S-266	1968. 4. 1. 9	日向灘	32°17'	132°32'	30	7.5
	S-788	1973. 11. 25. 18	和歌山県中部	33°51'	135°25'	40	5.8
高知-S	S-211	1968. 4. 1. 9	日向灘	32°17'	132°32'	30	7.5
	S-367	1968. 8. 6. 1	愛媛県東海岸	33°18'	132°23'	40	6.6
広島-S	S-364	1968. 8. 6. 1	愛媛県東海岸	33°18'	132°23'	40	6.6
細島-S	S-213	1968. 4. 1. 9	日向灘	32°17'	132°32'	30	7.5
	S-366	1968. 8. 6. 1	愛媛県東海岸	33°18'	132°23'	40	6.6
	S-453	1968. 4. 21. 16	日向灘	32°09'	132°07'	10	6.5
	S-544	1970. 7. 26. 7	宮崎県沖	32°04'	132°02'	10	6.7
	S-545	1970. 7. 26. 16	"	32°07'	132°06'	10	6.1

表-5 単位体積重量の仮定値

土の種類		単位体積重量 (t/m <sup>3</sup> )
岩盤	頁岩, 凝灰岩	1.9
	シルト岩, 砂岩	1.85
	上記以外	1.80
砂	N ≤ 20	1.70
	20 < N < 50	1.80
シルト, 粘土	N ≤ 10	1.60
	N > 10	1.70

他<sup>23)</sup>によって開発されたプログラム (SHAKE) を利用した。土は動的荷重に対して非線型の挙動を示すもので、とくに大地震時にはこの非線型性が特に顕著にあらわれるものと思われる。大部分の土はくり返し荷重に対する応力ヒズミ曲線はループを描く。この応力ヒズミの履歴曲線の関係を等価線型モデルで理想化して、Seed は土のセン断弾性係数、減衰定数とヒズミの関係式を示している<sup>24)</sup>。この Seed による関係式が現状において最も実用的であると考えて、今回の計算において採用した。

実際の地震に対して応答計算を行なう場合には、複雑な土質状態を単純化し、いくつかの水平層にモデル化しなければならない。計算に必要な値は各層の単位体積重量、層厚、S波速度(セン断波の伝播速度)、粘性土については非排水強さ、砂質土については相対密度である。単位体積重量がボーリング結果において明記されていないものは、過去の例を参考にして表-5に示すように仮定した。S波速度、非排水強さおよび相対密度は、データがあるものはそれを使ったが、ない場合にはN値より推定した。S波速度とN値の関係を示す式は各種あるが、今回は次の式を用いた<sup>25)</sup>。

$$V_s = 92.1 \times N^{0.329} \quad (13)$$

ここで  $V_s$  : S波速度 (m/sec)

N : 標準貫入試験値

非排水強さは原、他<sup>26)</sup>による次式より推定した。

$$S_u = 3.07 \times N^{0.698} \quad (14)$$

ここで  $S_u$  : 非排水強さ (t/m<sup>2</sup>)

N : 標準貫入試験値

ただし、上式の関係はN値が1以上の場合に対して適用されるので、N値が1より小さい粘土層が厚く堆積しているような地盤に関しては、次式より非排水強さを仮定

している。

$$S_u = 0.3 \times z_0 \quad (15)$$

ここで  $S_u$  : 非排水強さ (t/m<sup>2</sup>)

$z_0$  : 地表面よりの深さ (m)

砂質土の相対密度は Merzhofer により提案されたN値と砂の相対密度の関係式から推定した<sup>27)</sup>。地表の地震動より基盤の地震動を計算する際に、地表で記録された地震動の20Hz以上の成分については除去した。ただし、強震観測地点細島-Sでの記録については15Hz以上、青森-S、小名浜-S、四日市千才-S、和歌山事-S、広島-Sの記録については10Hz以上の成分を除去した。

今回、計算の対象とした地震のうちマグニチュード7以上の地震については、震源域決定のために断層面、余震域に関するデータを収集し、マグニチュードが7より小さい地震については(10)式で求まる半径rの球の震源域を仮定した。マグニチュードが7以上の地震のうち、1968年十勝沖地震(1968年5月16日9時)については金森<sup>28)</sup>によって断層面が与えられている。図-7にその断層面を示す。十勝沖地震の余震である1968年5月16日

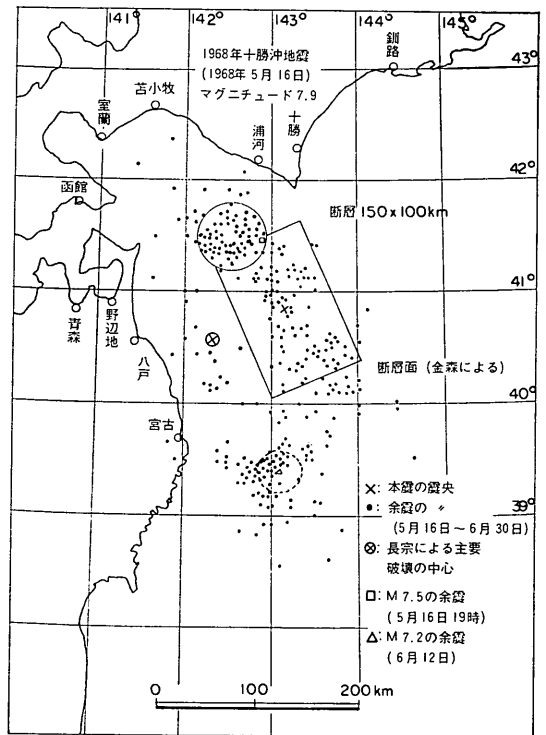


図-7 1968年十勝地震の断層面と余震の震央分布

重力式岸壁の震度と地盤加速度

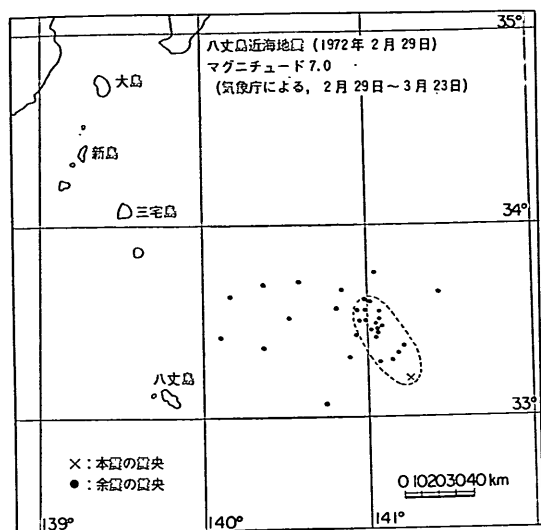


図-8 八丈島近海地震の余震の震央分布

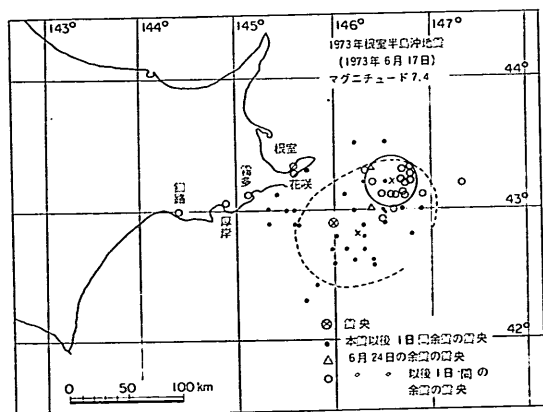


図-9 1973年根室半島沖地震の余震の震央分布

19時の地震および1968年6月12日の地震の余震域も図-7に同時に示す<sup>29)</sup>。八丈島近海地震(1972年2月29日)の余震域を図-8に示す<sup>30)</sup>。また1973年根室半島沖地震(1973年6月17日)の余震の震央分布を図-9に示す。図中黒丸で示したものが本震以後1日間の余震の震央である。1973年6月24日の地震は1973年根室半島沖地震の余震の一つであるが、この地震以後1日間に発生した余震の震央を図-9に白丸で示す。以上の地震が断層面か余震域が与えられているものであるが、1968年4月1日の地震(マグニチュード7.0)、1971年8月2日の地震(マグニチュード7.0)については余震に関するデータが十分に収集できなかったため、余震域をはっきり定められなかった。

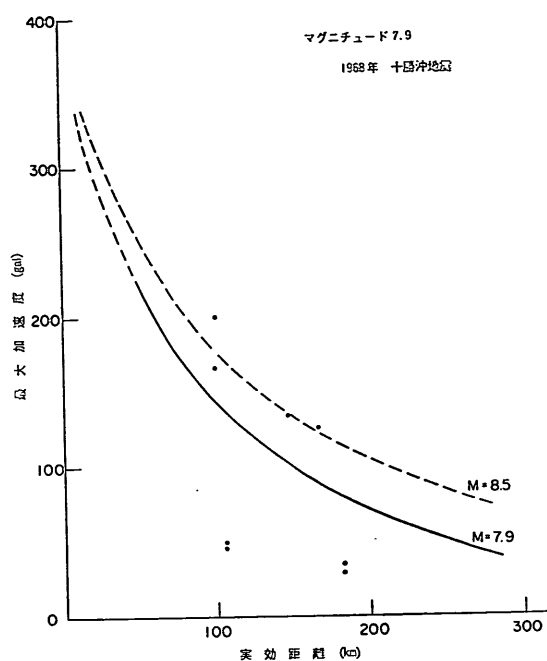


図-10 最大加速度と実効距離の関係 (M=7.9)

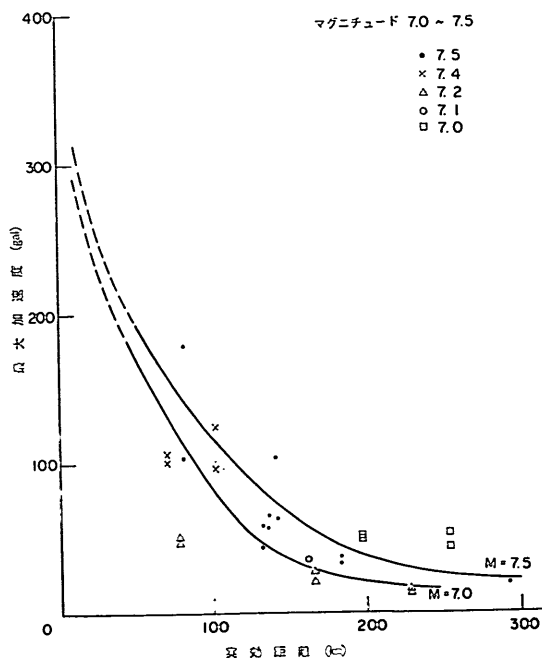


図-11 最大加速度と実効距離の関係 (M=7.0~7.5)

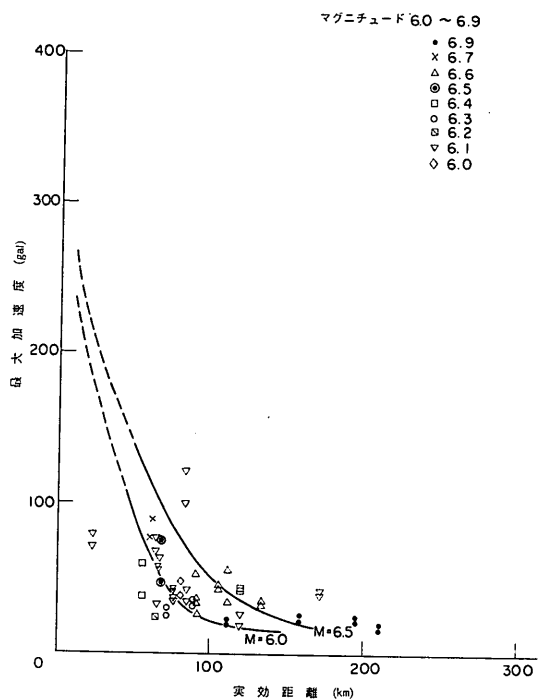


図-12 最大加速度と実効距離の関係 (M=6.0~6.9)

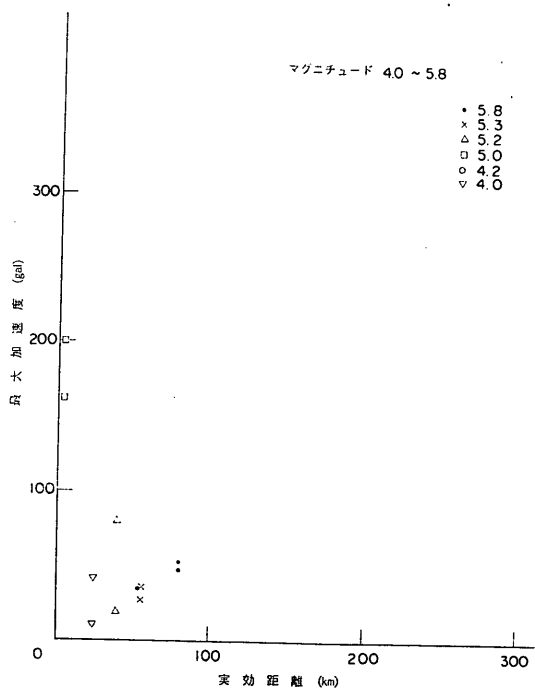


図-13 最大加速度と実効距離の関係 (M=4.0~5.8)

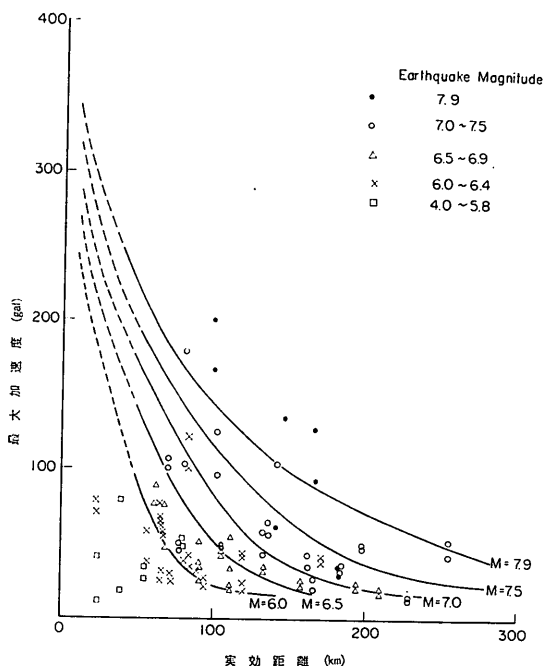


図-14 最大加速度と実効距離、マグニチュードの関係

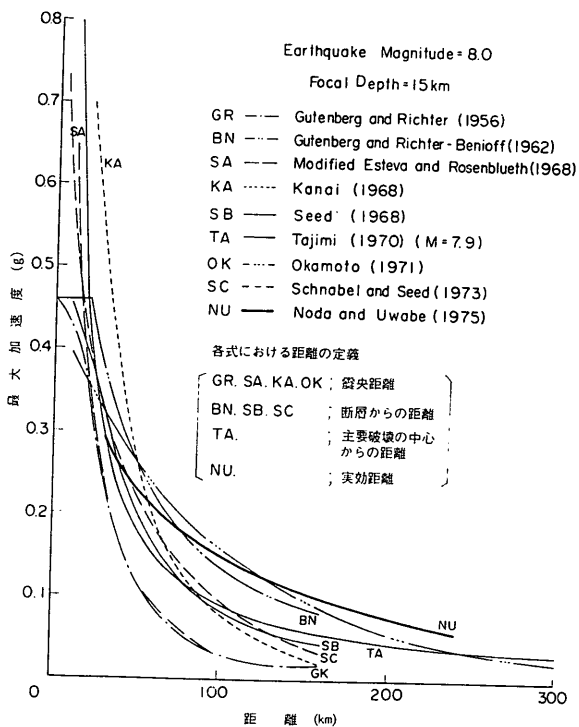


図-15 最大加速度と距離の関係式の比較 (M=7.0)

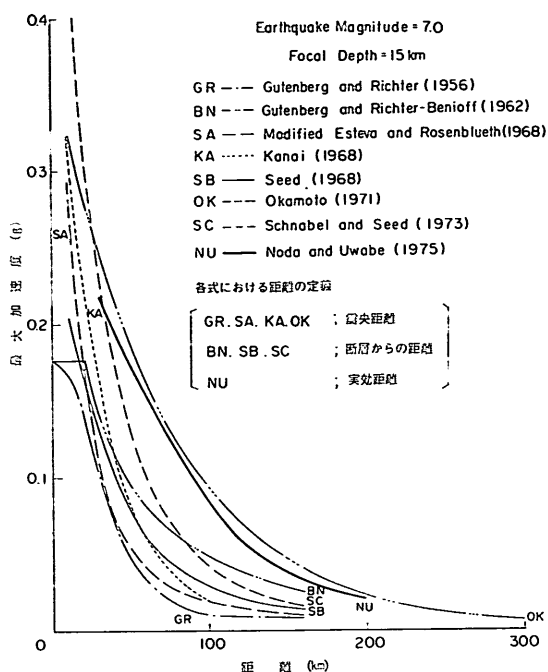


図-16 最大加速度と距離の関係式の比較 (M=7.0)

以上の震源域の推定結果より得られた実効距離と基盤の最大加速度の関係をマグニチュード別に図-10~14に示す。点はかなりばらついているが、これらの点よりマグニチュード別の基盤の最大加速度と実効距離の関係を示す曲線を推定した。3.1において最大加速度とマグニチュード、距離についての過去の研究成果について示したが、これらの関係と今回求めた曲線とを比較するために、図-15, 16にマグニチュード7とマグニチュード8の場合について、これらの関係を比較した。横軸の距離は個々の曲線によってそれぞれ震央距離、震源距離、断層からの距離、主要破壊の中心からの距離、実効距離を意味している。

### 3.3 過去の大地震の基盤加速度

2.において地震によって被害を受けた重力式岸壁の一覧表を地震別に示したが、この節ではそれぞれの地震について各港湾の対象地点における基盤の最大加速度を3.2で与えられた基盤の最大加速度とマグニチュード、実効距離の関係より求めた結果を示す。対象とする地震は表-1に示すとおりであるが、以下に個々の地震の震源域について述べる。

対象とした地震のうちで、地震学の分野から断層面が

与えられているものについては、震源域をこの断層面と等しいとした。その他の地震については、余震域を震源域とした。ただし、静岡地震については余震の震央分布の資料が収集できなかったため、(10)式によって計算される半径 $r$ の球体を震源域とした。チリ地震についても、断層面および余震域に関する資料が入手できなかったため、(10)式によって求まる半径 $r$ の球体を震源域とした。関東地震、南海地震、新潟地震、1968年十勝沖地震については、断層面に関するデータが得られた。

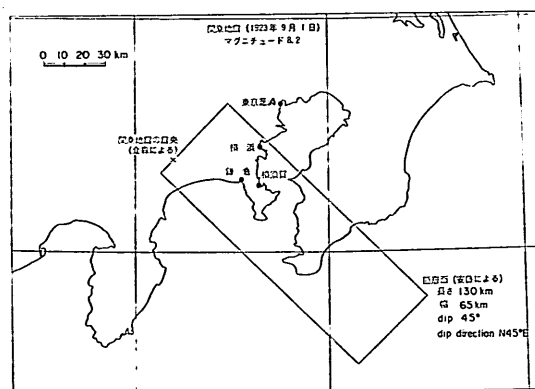


図-17 関東地震の断層面

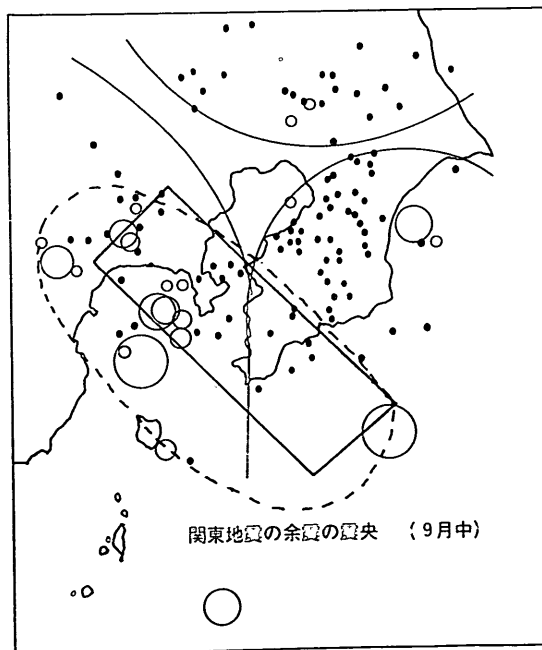


図-18 関東地震の余震の震央分布



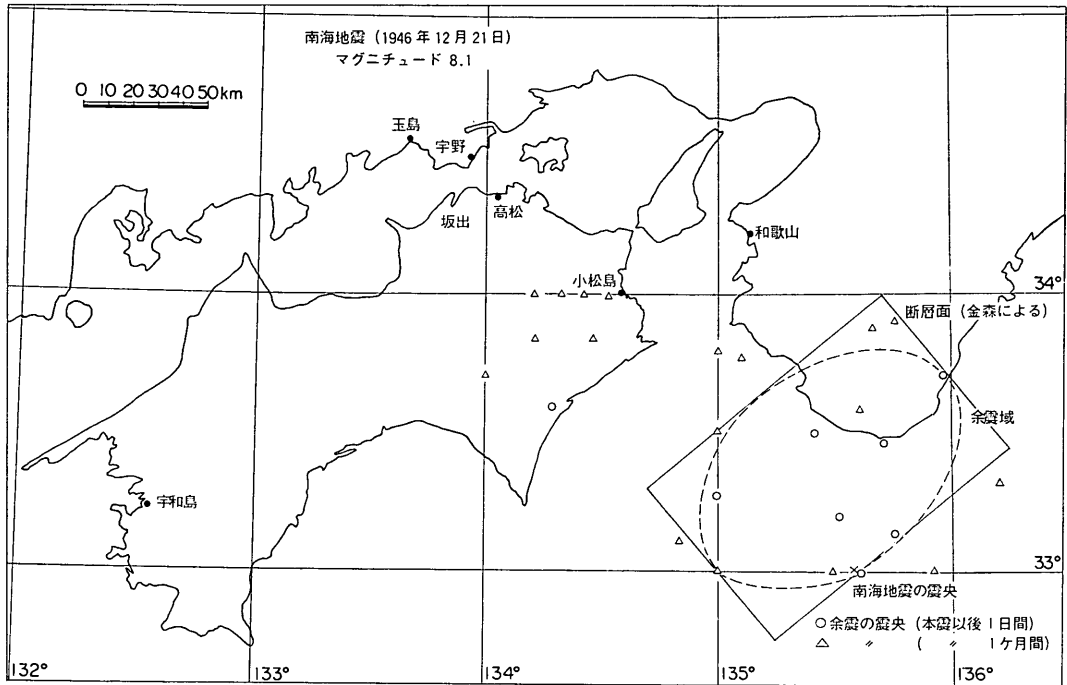


図-19 南海地震の断層面と余震の震央分布

図-17に安藤<sup>31)</sup>によって与えられている関東地震の断層面を示す。参考のために図-18には関東地震の余震の震央分布を示す<sup>32)</sup>。図-18には断層面と本震直後1日間の余震より求めた余震域を破線で同時に示してあるが、本震直後1日間の余震域の面積の方が断層面よりやや大きい、ほぼ一致しているといえる。図-17に示すように、関東地震によって被災を受けた横浜港、横須賀港、鎌倉は震源域内に位置している。図-19には金森<sup>33)</sup>によって与えられている南海地震の断層面を示す。同時に余震の震央分布も示すが、本震以後1日間の余震域が断層面と一致しているのがわかる。図-20には笠原<sup>34)</sup>によって示されている新潟地震の断層面を余震の震央分布とともに示す。新潟地震の場合は本震の震央、すなわち破壊の出発点が断層面のほぼ中央に位置している。さらに本震直後1日間の余震域とそれ以後1ヶ月間の余震域とが一致しており、断層面ともほぼ同じ大きさである。図-7には1968年十勝沖地震の断層面を示す。同時に余震の震央分布も示してある。以上断層が与えられている地震について述べたが、3.2で述べたようにこの断層面の大きさは本震直後1日間の余震域の大きさとほぼ一致したものととなっている。

断層面が不明なものについては、余震域によって震源域を推定したが、その場合前述したことを考慮して、なるべく本震以後1日間の余震域によって震源域を決定した。図-21には北伊豆地震の余震の震央分布を示す<sup>35)</sup>。同時に、地震によって現われた丹那断層を示す。図-22には男鹿半島地震の余震の震央分布を示す<sup>36)</sup>。図-23には1952年十勝沖地震の余震の震央分布を示す<sup>37)</sup>。番号によって余震の発生日時を区別して示してあるが、本震以後3日間について余震域を推定し、これを震源域とした。図-24には日向灘地震の余震の震央分布を示す<sup>38)</sup>。余震の数がかなり少ないが、過去における余震域の面積を参考にして、この地震のマグニチュードに相当すると考えられる余震域を推定した。図-9には1973年根室半島沖地震の余震の震央分布を示す。本震以後1日間の余震域より震源域を推定した。1974年伊豆半島沖地震の余震の震央分布を図-25に示す<sup>39)</sup>。余震の発生日時は5月11日~15日で、ほぼ本震以後1週間以内である。

以上、震源域の平面的広がりを推定したが、さらに本震の震源深さを考慮して実効距離を計算した。そして、この実効距離を用い、3.2の基盤加速度とマグニチュード、実効距離の関係より基盤加速度を求めた。表-7に

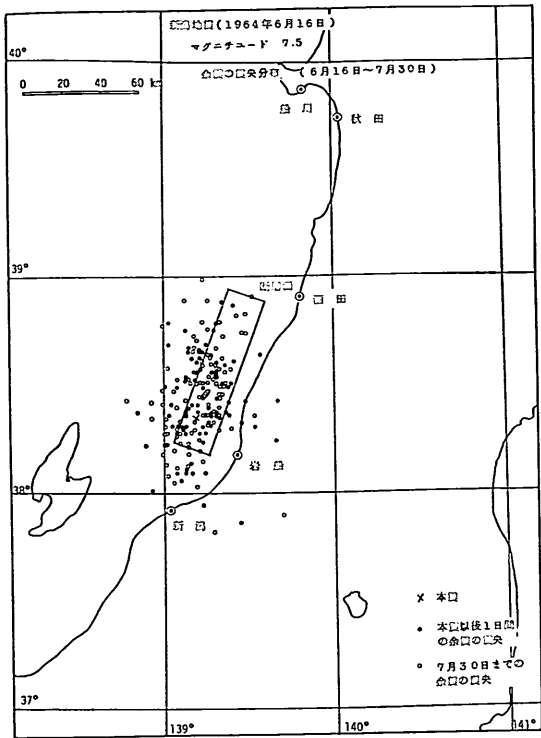


図-20 新潟地震の断層面と余震の震央分布

地震の発震時、震央の位置、震源の深さ、マグニチュードとともに実効距離、基盤加速度を示す。関東地震における横浜港、横須賀港、鎌倉および1974年伊豆半島沖地震における妻良漁港は震源域内に位置しているが、この場合基盤の最大加速度は400 galとした。

#### 4. 地盤加速度の推定

過去の地震において被災を受け今回検討の対象とした港湾について、被害を受けた施設にもっとも近い点を選んで地盤モデルを設定し、地盤の応答計算を行い、その地点の地盤の加速度を推定した。この地盤の加速度の計算では、各地点に到達した基盤における地震動はほぼ同じ周波数特性をもっていると考え、各地点で同じ基盤の地震波形を用いて、その地点の地盤の応答計算をおこなった。この場合各地点の基盤加速度は地震の規模と震源域からの距離の影響を考慮した3.3で求められる値を用いた。今回の計算では、現在までに港湾地域で観測された記録のなかから、地盤応答を計算しようとする地点にもっとも近い強震観測地点で記録された地震波形を選定して、この地震波から計算した基盤の地震動を地盤の

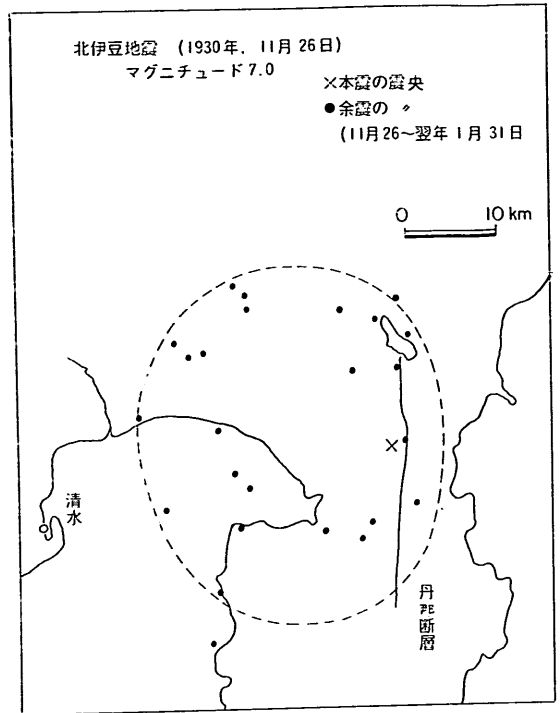


図-21 北伊豆地震の余震の震央分布

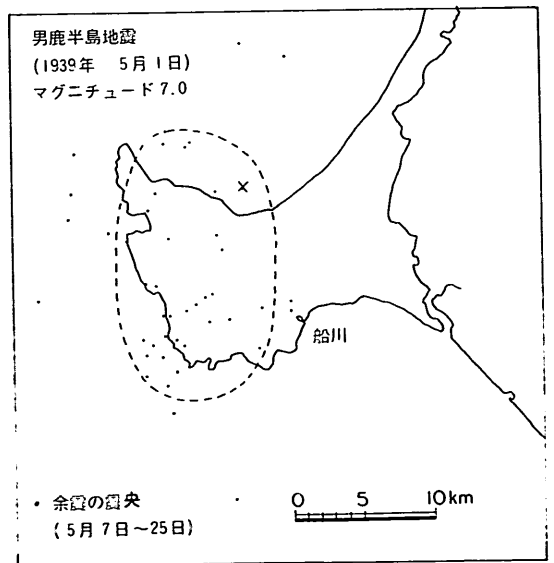


図-22 男鹿半島地震の余震の震央分布

応答計算の入力地震動とした。なお、この場合には地震の規模についても考慮して選定した。大地震時に観測された地震記録の数は限られている。それで今回の計算で

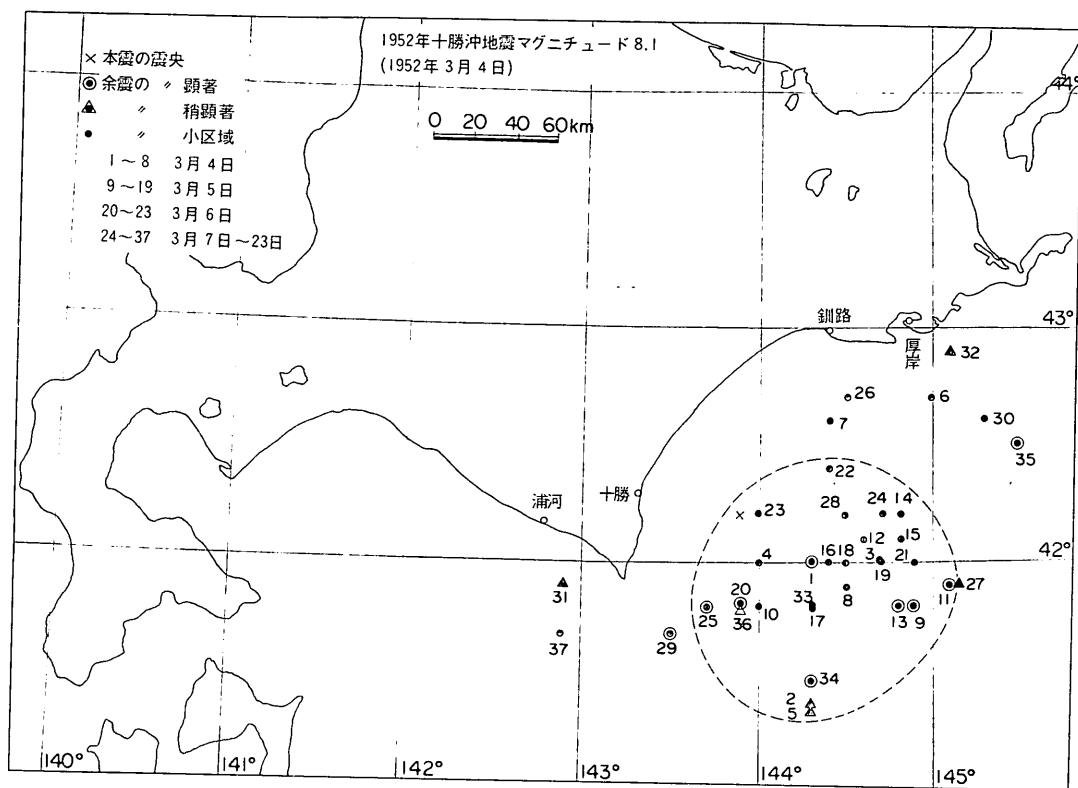


図-23 1952年十勝沖地震の余震の震央分布

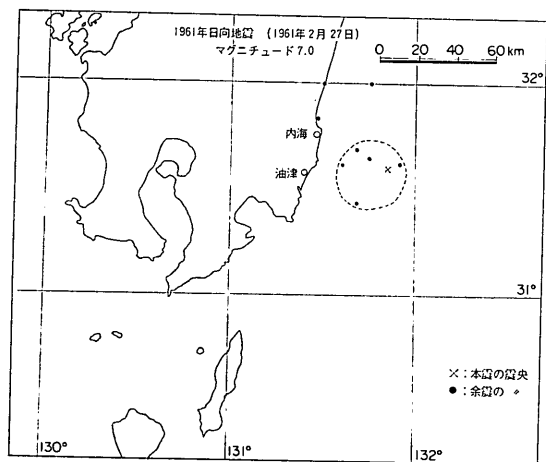


図-24 日向灘地震の余震の震央分布

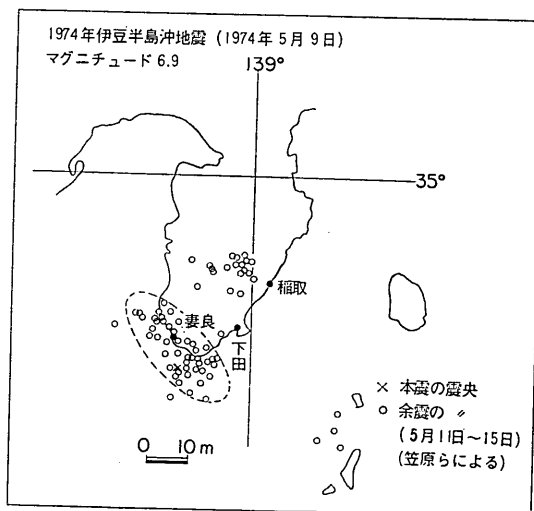


図-25 1974年伊豆半島沖地震の余震の震央分布

は、過去の地震で規模の大きいものについては全て、1968年十勝沖地震の際に八戸港で記録された地震波形から計算した基盤の地震波形を用いた。1968年十勝沖地震、新潟地震、南海地震、男鹿半島地震、関東地震、チ

リ地震については、この八戸港の基盤波形を用いた。1974年伊豆半島沖地震、静岡地震、北伊豆地震の場合に

重力式岸壁の震度と地盤加速度

表-6 入力地震波として用いられた強震記録

記録番号	観測地点名	発震年月日 (年, 月, 日, 時)	震源			マグニチュード	対象とした地震	
			震央地点	緯度	経度			深さ (km)
S-74 E-W	清水工場-S	1965. 4. 20. 8	静岡付近	34°53'	138°18'	20	6.1	1974年伊豆半島沖, 静岡, 北伊豆地震
S-213 E-W	細島-S	1968. 4. 1. 9	日向灘	32°17'	132°32'	30	7.5	1961年日向灘
S-252 N-S	八戸-S	1968. 5. 16. 9	十勝沖	40°44'	142°35'	0	7.9	1968年十勝沖, 新潟, 南海, 男鹿, 関東チリ地震
S-733 N-S	釧路-S	1973. 6. 17. 12	根室半島沖	42°58'	145°57'	40	7.4	1973年根室半島沖地震

は、1965年4月20日の地震の時清水港で記録された地震波から計算した基盤の地震波を用いた。1973年根室半島沖地震については、釧路港でその地震の際に記録された地震波から計算した基盤における地震波を用いた。また1961年日向灘地震については、1968年4月1日の地震の際に細島港において観測された地震波から計算した基盤の地震波を用いた。表-6には入力地震波に用いた強震記録の一覧表を示す。

地盤の応答計算は3.2で述べた計算方法で行った。地盤応答計算を行うための各被災港の地盤モデルとその地点の土質柱状図は、参考文献(1)を参照されたい。地盤応答計算より求めた各地点の地盤加速度を表-7に示

す。表-7には、各地震ごとに、地震についてのデータやその地震によって被災を受けた港名とともに、実効距離、基盤での加速度、作用震度、被災の程度が示してある。地震時に被災港において地盤加速度が実測されているものについては、その値を他と区別して示してある。また、被災を受けた施設が岩盤上に施工されている港については、基盤における最大加速度をそのまま地盤加速度とした。断面内に位置している港についても他と区別して示してある。この場合、基盤加速度は前述したとおり400galとした。表-8に示した被災程度の分類の規準は、直感的なものであり、特に具体的根拠はない。

過去の大地震については、地震後の実地踏査により、

表-7 被災港における作用震度と地盤加速度(その1)

地震名 (発震年月日)	震源				マグニチュード	港名	実効距離 (km)	基盤での加速度 (gal)	地表での加速度 (gal)	地表での速度 (kine)	作用震度	被災の程度
	震央地名	緯度	経度	深さ (km)								
関東地震 (1923. 9. 1)	関東南部	35.4	139.2	0~10	8.2	東京港	17	320	292	51.0	0.15<	大
						横浜港	**	400	400	57.6	0.22-0.25	大
						横須賀港	**	400	400	57.6	0.14-0.16	大
						鎌倉七里ヶ浜	**	400	400	57.6	0.19-0.23	大
北伊豆地震 (1930.11.26)	伊豆北部	35.1	139.0	0~5	7.0	清水港	20	248	282	51.6	0.1	中
静岡地震 (1935. 7. 11)	静岡市付近	35.0	138.4	10	6.3	清水港	5	300	314	58.8	0.17-0.24	大
男鹿地震 (1939. 5. 1)	男鹿半島	39.95	139.8	0	7.0	船川港	3	350	350	50.4	0.125>	小
						秋田港	23	235	286	41.6	0.2<	中
南海地震 (1946.12.21)	南海道沖	33.0	135.6	30	8.1	宇野港	148	111	222	25.3	0.18-0.19	小
						坂出港	138	117	118	18.5	0.135-0.145	小
						小松島港	67	198	254	34.0	0.155<	小
						高松港	129	126	206	20.0	0.1<	小
						和歌山港	52	224	266	40.6	0.15<	小
宇和島港	200	80	102	14.2	0.12>	小						

表-7 被災港における作用震度と地盤加速度 (その2)

地震名 (発震年月日)	震源				マグニチュード	港名	実効距離 (km)	基盤での加速度 (gal)	地表での加速度 (gal)	地表での速度 (kine)	作用震度	被災の程度
	震央地名	緯度	経度	深さ (km)								
1952年十勝沖地震 (1952. 3. 4)	十勝沖	42.2	143.9	45	8.1	厚岸漁港	78	182	231	22.0	0.21>	小
						釧路港	67	198	242	29.1	0.19-0.2	大小
						浦河港	81	177	177	25.5	0.225>	小
						十勝港	45	237	243	50.7	0.25>	小無
チリ地震 (1960. 5. 21)	チリ沖	37.5	73.5		8.5	Pt. Montt	222	92	—	—	—	大
						Talcahuano	0	400	—	—	0.1<	
						Pt. Montt	130	147	160	23.5	0.15<	
(1960. 5. 22)	"	39.5	74.5		8.5	Talcahuano	219	93	—	—	—	
日向灘地震 (1961. 2. 27)	日向灘	31.6	131.85	40	7.0	内海港	20	250	339	31.3	0.19>	小
						油津港	19	252	352	33.7	0.19	小
新潟地震 (1964. 6. 16)	新潟県沖	38.35	139.18	40	7.5	岩船港	15	292	348	46.5	0.16>	小
						酒田港	18	282	411	44.4	0.13>	小
						秋田港(1)	104	110	146	19.5	0.16>	小
						" (2)	104	"	100	15.4	0.085>	小
						新潟港	35	225	159*	—	—	大
1968年十勝沖地震 (1968. 5. 16)	十勝沖	40.58	142.33	20	7.9	浦河港	75	176	176	25.3	0.185>	小
						室蘭港	167	—	218	18.3	0.17-0.175	小
						函館港	147	102	134	18.3	0.158>	中
						八戸港	100	—	259*	40.1	0.1-0.12	小
						野辺地港	117	126	156	23.8	0.13<	中
						青森港	147	—	232*	33.9	0.14-0.145	小
						宮古港	106	—	112*	6.4	0.2>	小無
根室半島沖地震 (1973. 6. 17)	根室半島沖	42.97	145.95	40	7.4	根室港	38	211	257	52.1	0.2	無
						花咲港	34	223	280	54.3	0.195-0.2	中
						霧多布港	51	182	249	52.0	0.19-0.2	小
						厚岸漁港	70	—	119*	52.0	0.225<	小
						釧路港	102	—	164*	48.1	0.14	小
1974年伊豆半島沖地震 (1974. 5. 9)	伊豆半島沖	34.57	138.8	10	6.9	稲取漁港	21	238	252	27.6	0.25>	小
						下田港	8	310	316	56.5	0.15-0.23	小
						妻良漁港	**	400	400	40.2	0.235<	小

\*: 実測地盤加速度

\*\* : 被災港が震源域内にあるもの

表-8 被災程度のカテゴリ

被災の程度	はらみ出し (cm)	沈下 (cm)
大被害	200<	100<
中 "	100-200	50-100
小 "	<100	<50





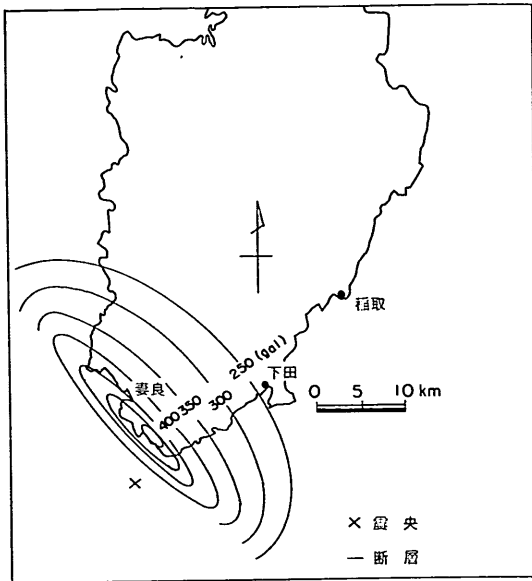


図-30 1974年伊豆半島沖地震における最大加速度の分布（墓石の転倒状況，家屋被害の分布より推定）

て墓石の転倒状況，家屋被害の分布より推定された1974年伊豆半島沖地震の最大加速度の分布を示す。

過去の地震の合震度の分布を示したが，個々の地点の地盤の土質状況は不明である。地盤加速度は地表層の影響を受けるから，今回計算した結果とこれらの合震度との比較には無理がある。過去の地震の合震度の分布の推定方法には少し不明確な点が含まれているから，今回の計算結果と墓石等より推定した合震度については，ここではくわしい検討は避け，1つの参考資料として以下に述べる。

関東地震の横須賀における合震度の推定値は0.4で，今回の計算結果によれば横須賀の地盤加速度は横須賀港が断層面内にありしかも岩盤上ということで400 galである。男鹿半島地震の船川における合震度の推定値は0.39で，今回の計算結果によれば船川港の地盤加速度は岩盤上ということで350 galである。南海地震の合震度の推定値は和歌山で0.2，徳島で0.18~0.25，高松で0.39で，今回の計算結果による地盤加速度は和歌山港で266 gal，小松島港で254 gal，高松港で206 galである。1952年十勝沖地震の合震度の推定値は厚岸で0.24~0.34，釧路で0.25~0.31，浦河で0.3で，今回の計算結果による地盤加速度は厚岸漁港で231 gal，釧路港で242 gal，浦河港で177 galである。1974年伊豆半島沖

地震の最大加速度の推定値は下田で250 gal，妻良で450 galである。今回の計算結果による地盤加速度は下田港で316 gal，妻良漁港で400 galである。

1952年十勝沖地震については墓石の転倒，移動状況より推定した合震度の分布の他に札幌管区気象台発表による最大加速度の値が示されている。それによれば釧路で241 galで，今回の計算によって得られた釧路港の地盤加速度242 galと一致している。

地震動の揺れの大きさを表わすものとしては，加速度の他に速度及び変位がある。次に地震動の揺れの大きさの指標として速度をとって，被害を受けた港湾の作用震度とこの速度の関係について検討するために，過去の地震の地表での速度を求めた。速度は，前述した方法で計算された地表での加速度波形より数値積分によって計算した。以下にその概略を示す。

加速度記録  $f(t)$  はつぎのように有限フーリエ級数に展開することができる。

$$f(t) = \frac{A_0}{2} + \sum_{n=1}^{N-1} \{A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t\} + \frac{A_N}{2} \cos \omega_N t \quad (17)$$

ここで  $f(t)$  : 加速度記録

$$A_n = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \cos \omega_n t dt \quad (18)$$

$$B_n = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \sin \omega_n t dt \quad (19)$$

$$\omega_n = \frac{2n\pi}{T} \quad (20)$$

地震時に観測された加速度記録を数値化し，そのデータを使って数値積分を行って速度あるいは変位を計算する場合，もとの加速度記録に含まれている長周期成分，あるいはゼロ線の位置が積分された速度あるいは変位に非常に大きな影響を与える。これについてはここでは特に検討はしないが，この点を考慮してもとの加速度記録の波形  $f(t)$  の長周期成分および短周期成分を除去した。

$$f(t) = \sum_{n=n_l}^{n_u} \{A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t\} \quad (21)$$

ただし， $n_u$ ， $n_l$  はバンドパスフィルターのそれぞれ上限値，下限値である。つぎに，式(21)の両辺を積分すれば

$$\int_0^T f(t) dt = \sum_{n=n_l}^{n_u} \left\{ -\frac{B_n}{\omega_n} \cos \omega_n t + \frac{A_n}{\omega_n} \sin \omega_n t \right\} \quad (22)$$



となる。このフーリエ級数に関する数値計算は、FFT (Fast Fourier Transform) を用いて、時間間隔 0.01 秒の加速度記録の 1000 データについて計算した。なおこの計算において、初期値については特に考慮しなかった。この計算の結果の速度の値を表-7 に示す。

### 5. 作用震度と地盤最大加速度

3., 4. では、過去の地震による被災港湾における地表での最大加速度を求めた。これは港湾地域強震観測網による実測記録を用いると共に、今日の地震学・地震工学の成果に負う所が大である。それ故求めた結果は、各地点で発生した当時の地盤加速度を現時点においては最も精度良く表わすものであると考えられる。他方、2. で示したように、各港湾における地震動の強さが、重力式岸壁の被災例を現行の設計基準に従って解析することにより求まっている。以下にこの両者を比較し、その間にある関係について検討する。

図-31 は、表-1 に示した被災港湾における作用震度を縦軸にとり、表-7 に示す地盤最大加速度を横軸にして、本報告の全ケースについて両者の関係を記したものであ

る。図中の破線は地盤加速度と重力加速度の比が作用震度と等しい場合を意味している。図中の曲線は両者の関係の上限を示しており、本報告の結論である。この点に関しては後述する。表-1 において唯一の作用震度が求まっている場合には、その値を対応する加速度に対し・印で示し、作用震度の上限、下限値が求まっている場合には、 $\uparrow$  によってその範囲を示した。また、上限、或いは下限値だけが求まっている場合には、 $\circ$ 、 $\bullet$  によってその存在範囲を示すことにした。値と共に港名を示したが、この中で同一港湾が 2 度にわたり地震により被災している場合には、各々の対象地震の発生年を付記してある。図中の※印は、地震の最大加速度が強震観測による実測値であることを示している。

図-32, 33 には、図-31 の中から作用震度の範囲が確定した場合と確定せずにその上限値、下限値のいずれかのみが求まっている場合をそれぞれ示してある。ここでは対象とする港湾の被災の程度に応じて、3 段階に分類がなされている。被災程度の定義は特に明確なものではなく図中に示したように便宜的に 3 段階に区分し、その港における最も著しい被災岸壁の法線のはらみ出し量と

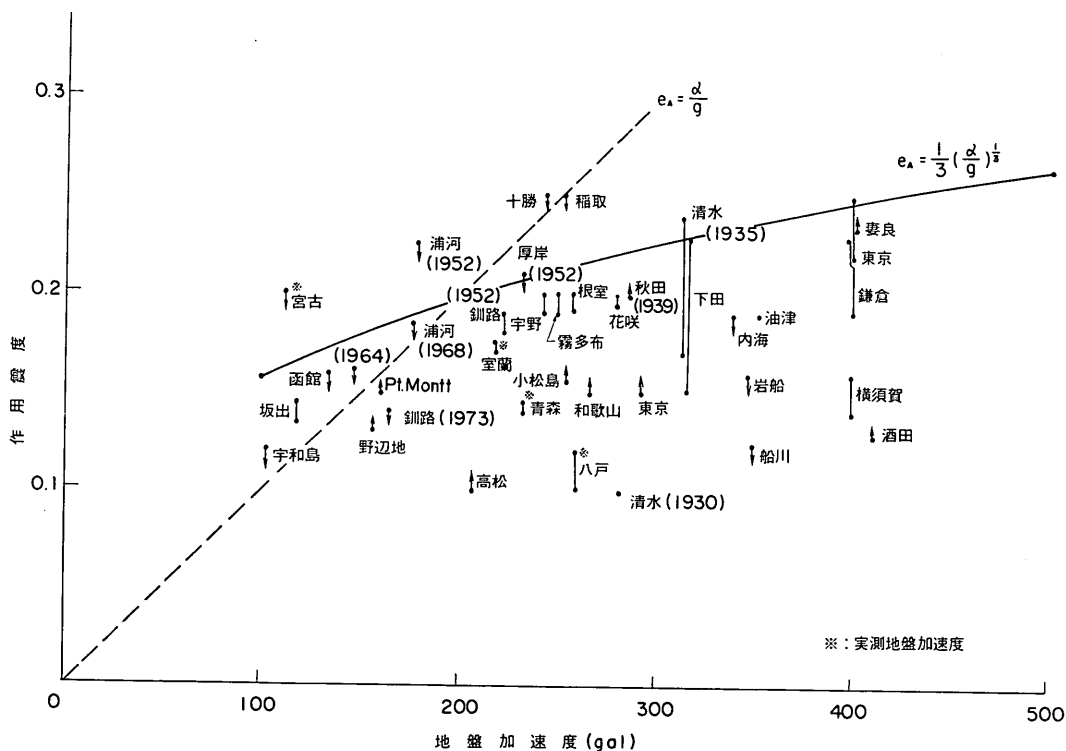


図-31 作用震度と地盤加速度

重力式岸壁の震度と地盤加速度

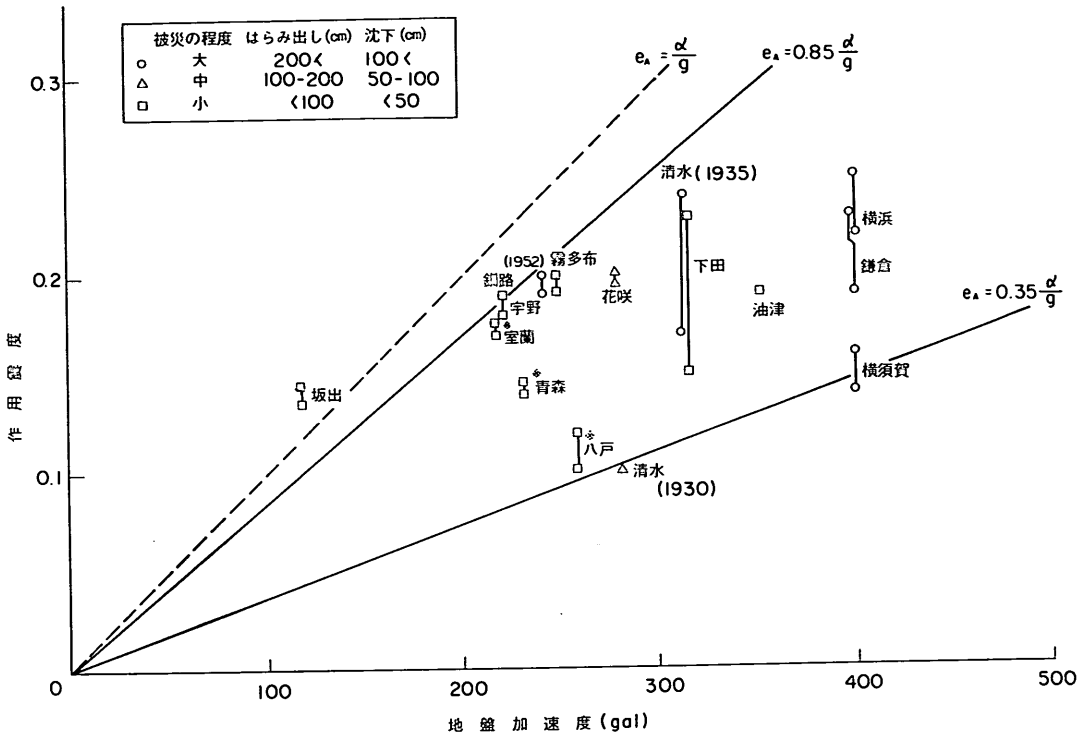


図-32 範囲の確定した作用震度と地盤加速度

天端の沈下量のどちらか大きい方を用いて判定したものである。

図-31を見ると、ここに示した値には、2., 3. で述べたように幾つかの仮定にもとづいており、誤差の入る要素があることもその一因であろうが、作用震度と地盤加速度の関係は、かなりばらついており、到底、全ケースについて満足すべき対応関係を見つけることは出来そうにない。そこでまず、作用震度の範囲の一方だけが得られている場合も、もちろん重要な情報を与えるのではあるが、ここでは、図-32のように、存在範囲の求まった場合だけについて見てみる。重力式構造物に作用する地震力は、一般には物体の質量に水平加速度と重力加速度の比を乗じたものであると考えられるので、震度と地盤加速度の関係は図中の破線で示されるべきものである。しかし、本報告で求まった結果では、坂出港の場合を除きいずれも値は破線より右下にある。このことから、地盤の最大加速度を重力加速度で除した値は、震度としては過大であると言えそうであり、従来、技術者が経験的に感じていた事柄を裏付けている。両者の関係が仮りに直線で示されるものとするれば、図-32に示したようにその

範囲は比例係数が0.35~0.85の間にあることになる。しかし係数の幅がこのように大きく変わっているのでは、実際に構造物の耐震設計をする時に、予想される地盤加速度が与えられた場合でも、設計震度を決定する事は困難であると言える。さらにもし、係数が0.85の場合を採用すると、地盤加速度が300 gal以上の範囲ではかなり過大な震度を与えることになり、この条件を満たす構造物を設計することは至難なことであろう。表-1に示したように、関東地震以降の大地震により生じた地震動の強さは、震度に換算するといずれも0.25以下となっていることから、今後も0.25以上の震度に相当する地震はあまり考えられない。

そこで図-31に戻って、震度と地盤加速度の関係について考えてみる。この場合、震度の範囲が確定しているものに重点を置き、さらに図中の矢印の方向を考慮しながら、両者の関係の上限を求めると曲線で示されるようになる。これを式で表わすと(23)式となる。

$$e_A = \frac{1}{3} \left( \frac{\alpha}{g} \right)^{1/3} \quad (23)$$

ここで  $e_A$  : 作用震度

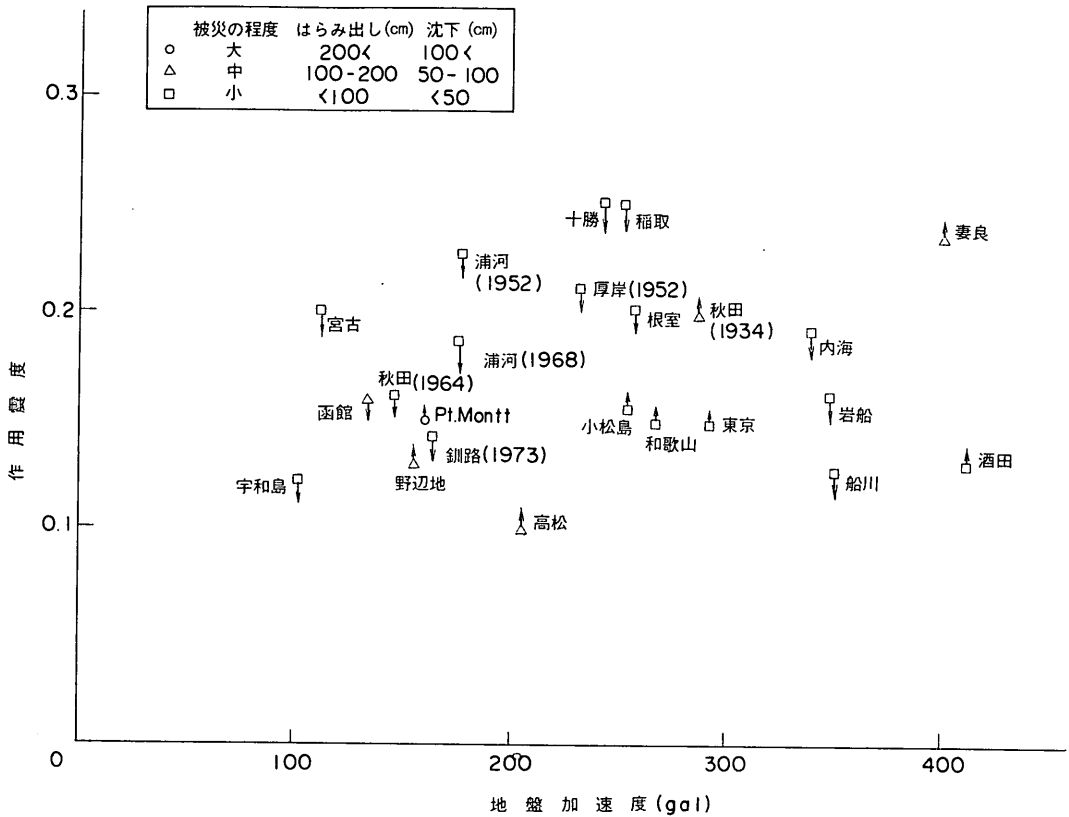


図-33 範囲の確定しなかった作用震度と地盤加速度

$\alpha$  : 地盤の最大加速度 (gal)

$g$  : 重力加速度 (980 gal)

▼印は、岸壁の被害がエプロンのクラックなどであって、壁体の滑りや転倒という全体的安定にかかわるものでなかった場合であり、求めた曲線が矢印の下方にあっても必ずしも大きく矛盾するものではないと判断した。

次に(23)式について若干の考察をする。この式は図-32に示したような直線ではなく、地盤加速度の増大に伴って作用震度の増加の割合が減少している。この原因は、ここでは地震動が構造物の安定に及ぼす要素として、最大加速度だけを取り出しているからであり、地震動の継続時間、波形等の他の要素が考慮されていないことに起因している。特に重力式岸壁の安定に関して大きな影響を持つものとして、地震時土圧が考えられる。これまでの振動台を用いた研究によると<sup>44-46)</sup>、壁体に及ぼす砂質土の地震時土圧は地盤加速度が300~400gal以下

では現行設計法で採用されている物部一岡部による土圧式<sup>47)48)</sup>により求まる値とはほぼ一致する傾向にあることが示されている。この事が実際の重力式岸壁にもあてはまるとするならば、作用震度と地盤加速度は直線関係となるであろう。しかしここでは(23)式のような非線型関係が見られており、その原因としては、振動台実験のように定常な正弦振動のもとでの土圧と、実際の地震のように過渡状態におけるものとの相違が考えられる。さらに、実際には200gal程度以下の地盤加速度の小さい範囲では壁体と裏込めの振動の増幅効果があると考えれば、図-31中の曲線が破線より上方にあることはうなずける。地盤加速度が増大するにつれて、実際には裏込土に生じるヒズミの増大による振動エネルギーの消費や、壁体と裏込土の運動の間に位相差が増すことにより、地震時土圧は物部一岡部式で求まる値ほどには増加しない。その結果、壁体の安定に関する作用震度としてはあまり大きくならなかったと考えれば、式(23)の非線型性は納

### 重力式岸壁の震度と地盤加速度

得できる。この非線型性に関する事柄は、現行の設計基準において地域別震度を定める際にとられた処置と似ている。すなわち、地域別震度は河角による再現期間75年に対する最大加速度期待値<sup>(49)</sup>をもとに定められたものではあるが、九州地方のように期待値が小さい地域に対しては震度を割増し、東京地方のように期待値の大きな地域に対しては震度を割引いている。この操作は明確な根拠に基づいてなされたものではなかったが、技術者の豊富な経験によってこのように判断されたものであろう。この点は、式(23)によって妥当であった事が裏付けられたと言える。

なお、地震動の破壊作用を示す指標として、地震動の速度を採るのが良いという説もある<sup>(49)</sup>。本来、重力加速度に対する地動の加速度の比である震度を、速度に対する値として考えるのは物理的に矛盾することである。しかし、ここでは震度法における震度が単に地震力を表わす係数と考えて、表-1と表-7の地盤最大速度を図-34~36にまとめた。これらによると、両者の関係は地盤加速度に対する場合とほぼ同様な傾向を示している。速度に関しては、本報告では十分な検討を行っていないので、参考として図表を示すとどめる。

ここで、式(23)を実際的设计に利用する場合に留意すべき点等について述べる。

式(23)は既に述べたように、震度と地盤加速度の関係の上限を示しているから、これより求まる震度に対し、岸壁の転倒・滑動および偏心傾斜荷重に対するマウンドの安定の3点について全ての安全率が1以上となるように設計すれば、対応する地盤加速度の地震に対して岸壁には被害が発生しないことを示している。それ故、式(23)による震度は、絶対に被災してはならない構造物に対して用いられるものと言えよう。

現行設計法では、震度として水平方向のみを考え、鉛直震度は考慮されていない。実際の地震動においては、水平成分の他に必ず鉛直成分も含まれており、殊に近地地震の場合にはその傾向が著しいと言われている。本報告では鉛直震度を取扱っていないとは言え、地震動の鉛直成分による構造物の安定に及ぼす影響は、水平震度を求める際に実際には見込まれていると言える。それ故、ここで求まった水平震度だけで設計震度を求めても差しかえない。しかし、鉛直震動が一般にどの程度の割合で含まれ、又、距離によりどのように変化するか不明な点が多々あり、これらが図-31における誤差を生ずる一因とも考えられる。この点については、今後さらに検討を加えたい。

本報告で求まった作用震度は、現行設計法における地震力の算定法の中の“地域別震度×地盤種別係数”に相

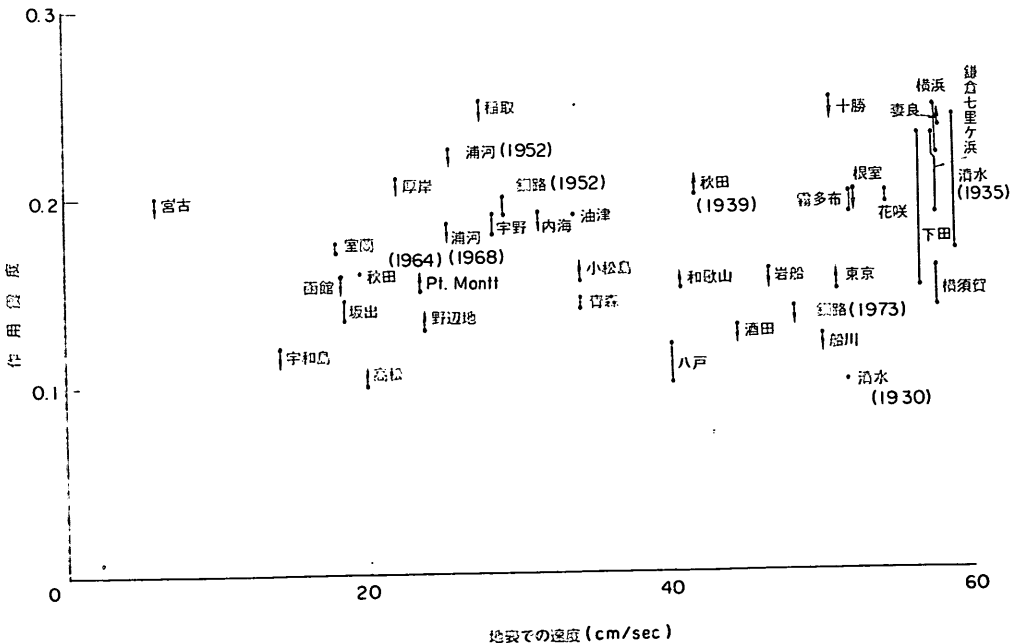


図-34 作用震度と地盤速度

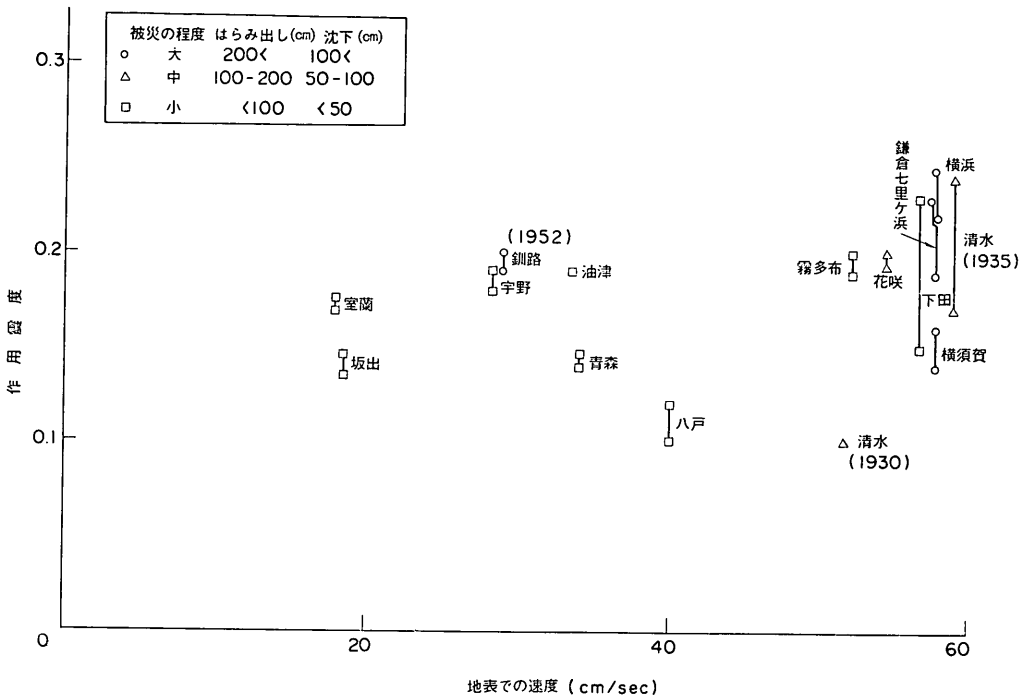


図-35 範囲の確定した作用震度と地盤速度

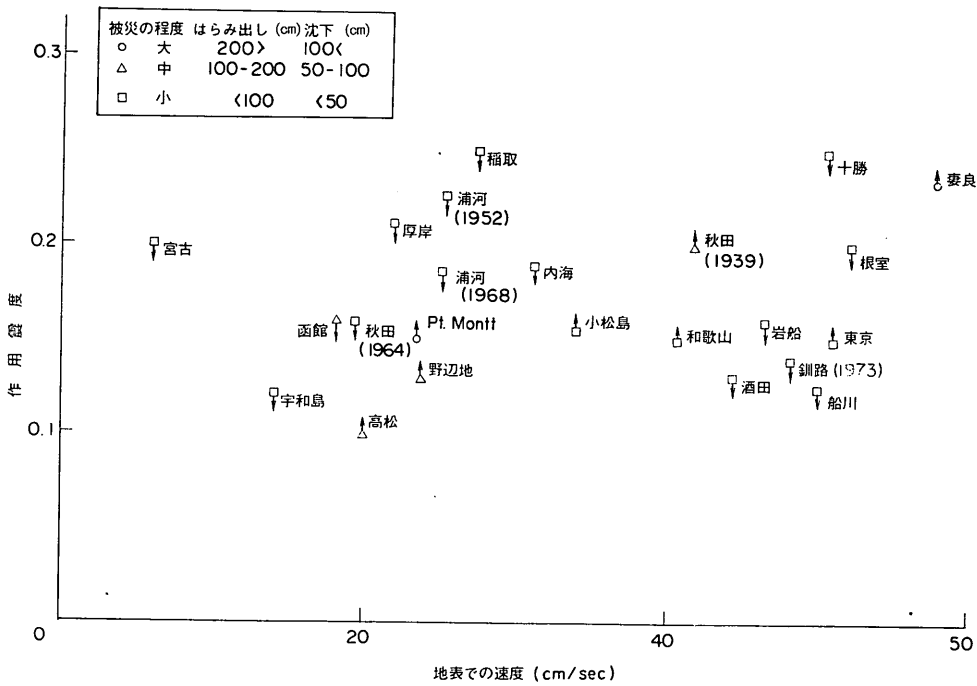


図-36 範囲の確定しなかった作用震度と地盤速度

当するものである。さらに、構造物の重要度に応じて、絶対に被災してはならないものや少々の破損は許容するものなどに対して、重要度係数に従って震度の増減をすることも考えられるが、この点に関して検討はしていない。この他に、本報告で示した手法により設計震度を決定する場合には、モデル地震を如何に選定するかという事が大きな問題である。築造すべき構造物の重要度にもよるが、既応最大の地震を想定すればかなり過大な設計をすることになるので、発生確率をも考慮してモデル地震を定めることが必要となろう。さらに、地震予知に関する技術や観測成果を取入れることも有効である。

以上に述べたように、本報告で求めた震度と地盤加速度の関係には、幾つかの問題点が含まれているとは言え、実務上は十分に利用可能な方法であると考えられる。作用震度の値は、設計法が変わらない限りこのままの値である。他方、地盤の最大加速度に関しては種々の算定方法が提案されているとは言え、現時点では本報告による方法が最も妥当であると考えられる。しかし、近年の地震学・地震工学の進歩は著しいので、今後共、この値の精度を高める為の努力は続けられねばならないと思う。

## 6. 結 論

過去の被害地震における岸壁の解析および強震観測の成果等をふまえて、地盤に発生する地震動の最大加速度と重力式岸壁の耐震設計に採用すべき震度との関係を求めた。その結果、両者の関係の上限は式(23)で表わされることが分った。

$$e_A = \frac{1}{3} \left( \frac{\alpha}{g} \right)^{1/3} \quad (23)$$

ここに  $e_A$  : 作用震度

$\alpha$  : 地盤最大加速度 (gal)

$g$  : 重力加速度 (980 gal)

なお、地震動の強さに対応する震度(作用震度)は、過去の12地震・49港・129岸壁より求められたものであり、その値はいずれも0.25より小であった。

各港での地盤加速度は、断層面・余震域等から求まる震源域の概念の導入と、強震観測による実測データから求めた図-10~12の基盤最大加速度-実効距離の関係を用い、成層地盤の非線型地震応答計算より求めた。

(1975年9月30日受付)

## 謝 辞

本研究は、過去の地震における被害調査報告、強震観測事業および地震学・地震工学の成果を利用してなされたものであり、これらに携った技術および研究に関する多くの先達の努力に敬意を表する。さらに、報告をとりまとめる際に、幾度かの討議を通じて終始適切なる示唆を与えて下さった構造部・設計基準部の方々に対し、ここに記して甚深の謝意を表したい。

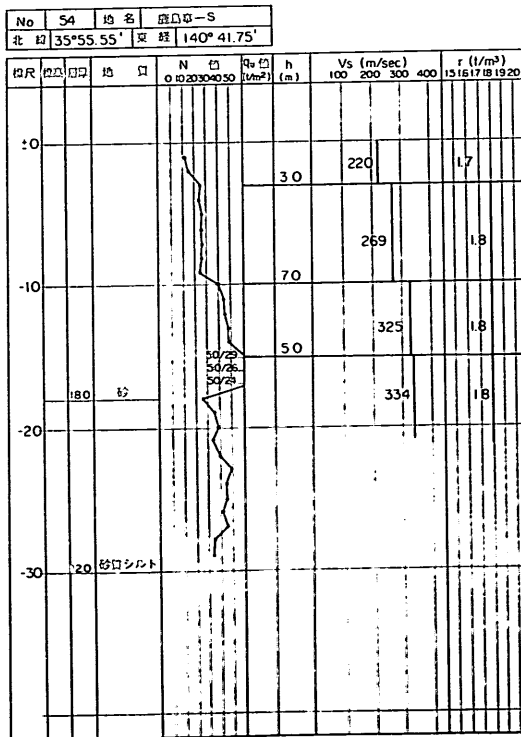
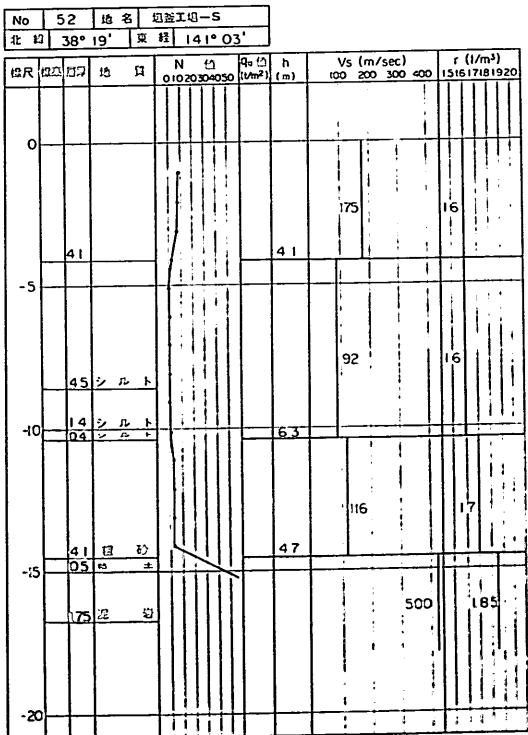
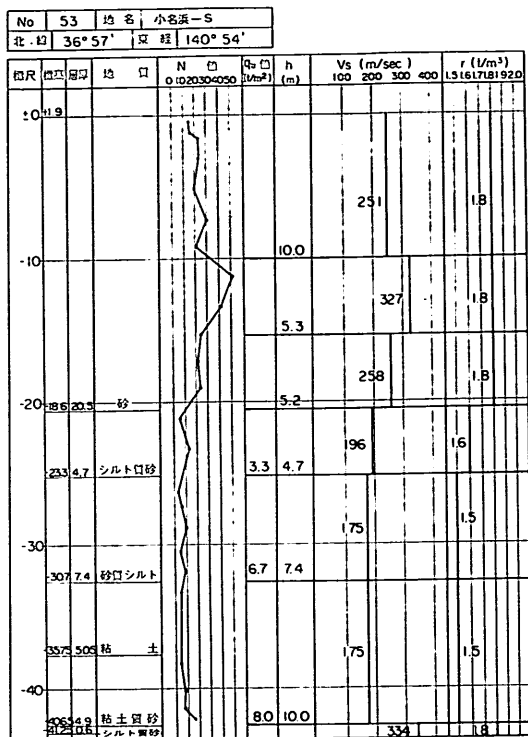
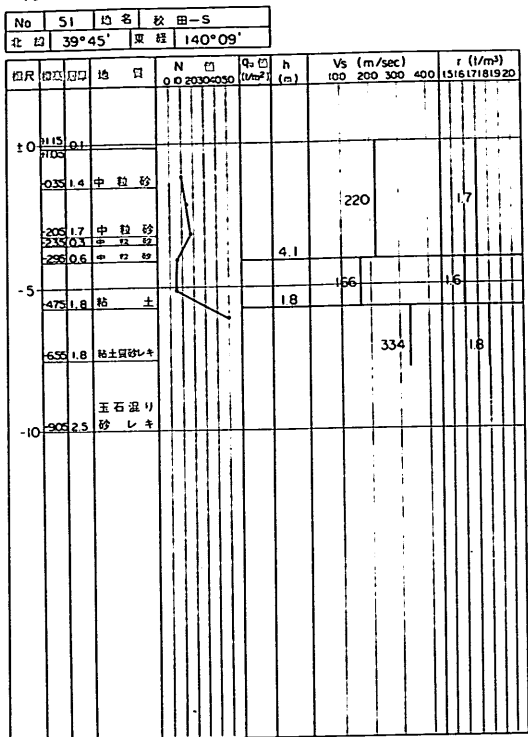
## 参 考 文 献

- 1) 野田節男, 上部達生: 重力式岸壁の地震被災例集, 港湾技術研究所資料, No. 227, 1975年9月
- 2) 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9月
- 3) B. Gutenberg and C. F. Richter: Earthquake magnitude, intensity, energy and acceleration (Second paper), Bull. Seism. Soc. Am., 46, 1956, pp. 105-146
- 4) L. Esteva and Rosenblueth: Espectros de temblores a distancias moderadas y grandes, Proc. Chilen Conf. Seismology and Earthquake Engineering, 1963
- 5) H. B. Seed, I. M. Idriss and F. K. Kiefer: Characteristics of rock motions during earthquake, EERC 68-5, College of Engineering, Univ. of California, 1968
- 6) K. Kanai and T. Suzuki: Expectancy of the maximum velocity amplitude of earthquake motions at bed rock, Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 46, 1968, pp. 663-666
- 7) 岡本舜三, 田村重四郎, 加藤勝行, 小野公一郎: 岩盤地帯における地震動, 第11回地震工学研究発表会講演概要, 1971年, pp. 53-56
- 8) K. L. Lee and E. J. Monge: Effect of soil conditions on damage in the Peru earthquake of October 17, 1966, Bull. Seism. Soc. Am., 58, 1968, pp. 937-962
- 9) P. B. Schnabel and H. B. Seed: Acceleration in rock for earthquakes in the western United States, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 63, No. 2, April 1973, pp. 501-516
- 10) 長宗留男: 大地震発生の過程(1968年十勝沖地震及び1963年エトロフ島沖の地震), 地震, 第2輯, 第22巻, 1969年, pp. 104-114
- 11) H. Tajimi: A note on estimation of probable accelerations in bedrock, Trans. of A. I. J., No. 169, March 1970, pp. 63-69
- 12) 勝又毅: 地震動の最大加速度の推定, 除震時報, 第37巻, 第3号, 1972年1月, pp. 79-87

- 13) K. Mogi: Development of aftershock areas of great earthquake, Bull. of Earthq. Res. Inst., Vol. 46, 1968, pp. 175-203
- 14) 宇津徳治, 関彰: 余震区域の面積と本震のエネルギーとの関係, 地震, 7, pp. 233-240
- 15) C. Tsuboi: Earthquake energy, earthquake volume, aftershock area, and strength of the earth's crust, J. Phys. Earth., 4, pp. 63-66
- 16) 檀原毅: 松代地震に関連した地殻の上下変動, 測地学会誌, 12, pp. 18-45
- 17) 村松郁栄: 震度分布と地震のマグニチュードとの関係, 岐阜大学教育学部研究報告—自然科学—, 4, pp. 168~176
- 18) 岡本舜三: 耐震工学, オーム社, 1971年, pp. 140-146
- 19) 土田肇, 山田通一郎, 倉田栄一: 港湾地域強震観測地点資料(その1), 港湾技研資料, No. 34, 1967年11月
- 20) 倉田栄一, 石坂徳三, 土田肇: 港湾地域強震観測年報(1974), 港湾技研資料, No. 202, 1975年3月
- 21) 高橋龍太郎, 平能金太郎: 軟弱地盤に於ける地震動, 震研彙報, Vol. 19, 1941年, pp. 534-543
- 22) 金井清, 田中貞二, 古沢静代: 地下における地震動の研究 第二報, 震研彙報, Vol. 44, 1966年, pp. 609-643
- 23) P. B. Schnabel, J. Lysmer and H. B. Seed: SHAKE-A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC 72-12, Col. of Eng., Univ. of Calif. Berkeley, 1972
- 24) H. B. Seed and I. M. Idriss: Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis, Report No. EERC 70-10, Col. of Eng., Univ. of Calif. Berkeley, 1970
- 25) 今井常雄, 吉村正義: 速度を中心とした地盤の力学的性質, 物理探査技術協会講演予稿集, 1970年10月
- 26) 原昭夫, 丹羽正徳, 坂野正: 粘土地盤の弾性定数と強度, 鹿島技研年報, 第21号
- 27) G. G. Meyerhof: Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils, Proc. of the ASCE, Vol. 82, SM 1, 1956
- 28) H. Kanamori: Focal mechanism of the Tokachi-oki earthquake of May 16, 1968, Tectonophysics, 12, 1971, pp. 1-13
- 29) 1968年十勝沖地震調査委員会, 1968年十勝沖地震調査報告, 1969年5月
- 30) 気象庁: 地震月報, 昭和47年2月, 3月
- 31) M. Ando: A fault-origin model of the great Kanto earthquake of 1923 as deduced from geodetic data, Bull. Earthq. of Res. Inst., Vol. 49, 1971, pp. 19-32
- 32) 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, pp. 1-353
- 33) H. Kanamori: Tectonic implication of the 1944 Tonankai and the 1946 Nankaido earthquake, Phys. Earth Planet. Interiors, 5, 1972, pp. 129-139
- 34) 笠原慶一: 地震断層の理論と実態, 土木学会耐震工学委員会講演資料, 1973年
- 35) 中央气象台: 昭和5年11月26日北伊豆地震報告, 1931年
- 36) 萩原尊禮: 昭和14年5月男鹿地震の余震分布, 地震12巻, 1940年, pp. 15-24
- 37) 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
- 38) 気象庁: 日向灘地震調査報告, 験震時報26, 1961年
- 39) 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
- 40) 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
- 41) 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
- 42) 河角廣: 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
- 43) 福富孝治, 田畑忠司, 藤木忠美, 金安公造: 墓石の転倒, 移動等による十勝沖大地震の最大加速度と, 特異な地割れの観察, 十勝沖地震調査報告, 1952年3月, pp. 221-242
- 44) 石井靖丸, 荒井秀夫: 振動中における乾燥砂の運動性状, 運研報告, 第12巻, 第2号, 1962年3月
- 45) 市原松平, 松沢宏: 耐震設計のための地震時土圧の性質, 第3回日本地震工学シンポジウム講演集, 1970年11月, p. 129~136
- 46) S. Ohara: Experimental Studies of Seismic Active and Seismic Passive Earth Pressure, 第3回日本地震工学シンポジウム講演集, 1970年11月, p. 137~144
- 47) 物部長穂: 土木耐震学, 常盤書房, 1957年
- 48) 岡部三郎: General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam. 土木学会誌, 第10巻, 第6号, 1924年
- 49) 河角広: 我が国における地震危険度の分布, 震研彙報, 第29巻, 第3号, 1951年
- 50) F. Neumann: A Broad Formula for Estimating Earthquake Forces on Oscillators, Proc. of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, 1960, pp. 849~862

重力式岸壁の震度と地盤加速度

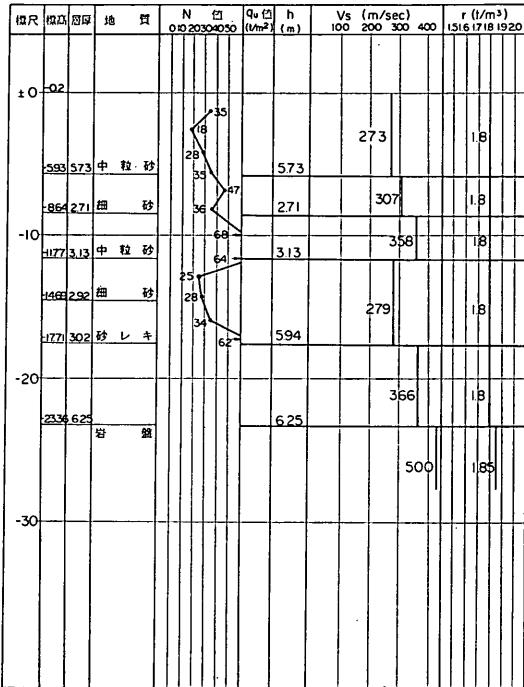
付録-A 強震観測地点の土質柱状図と地盤モデル定数



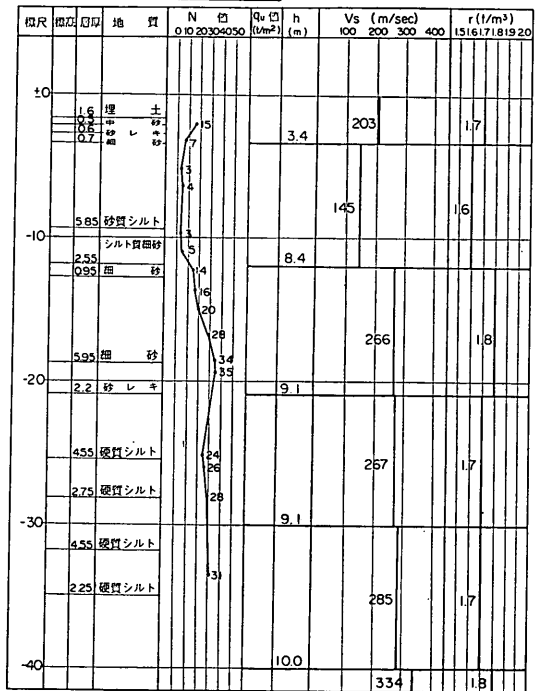


野田節男・上部達生・千葉忠樹

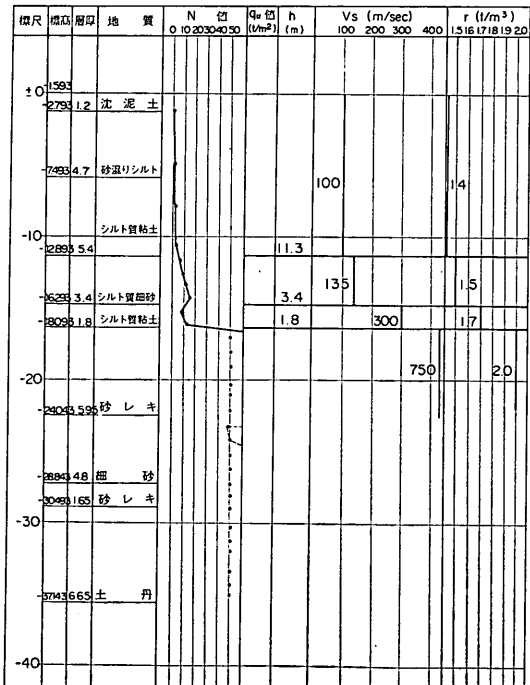
No 55 地名 鹿島-S  
北緯 35°55' 東経 140°41.5'



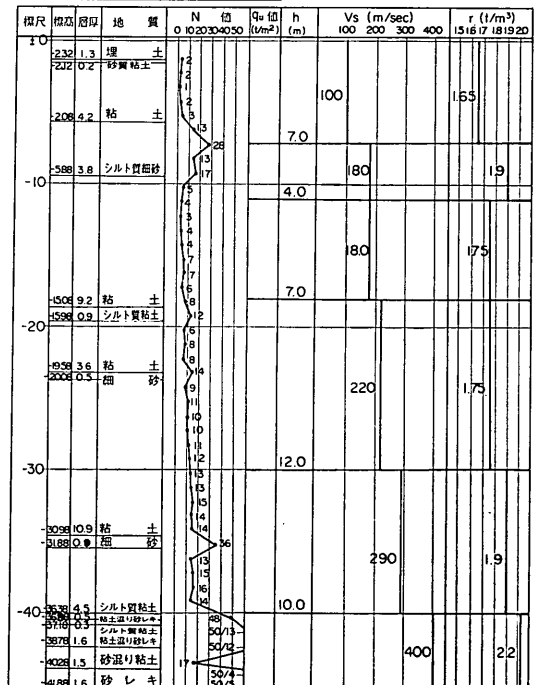
No 57 地名 京浜山下駅-S  
北緯 35°27' 東経 137°40'



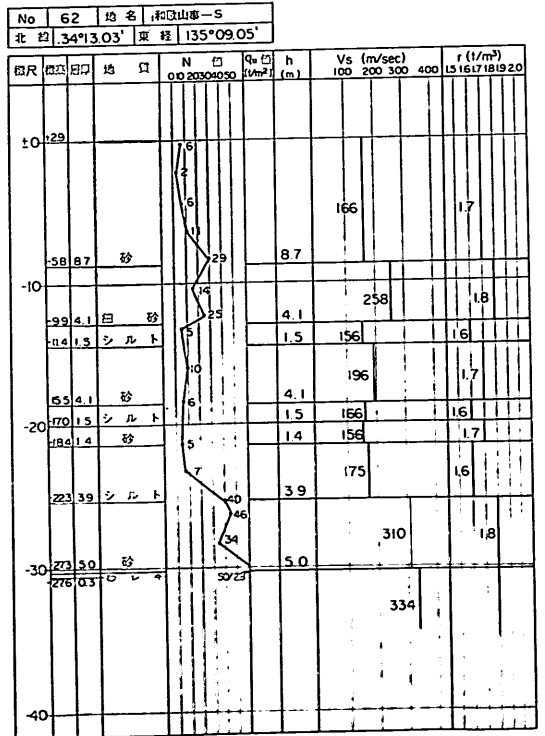
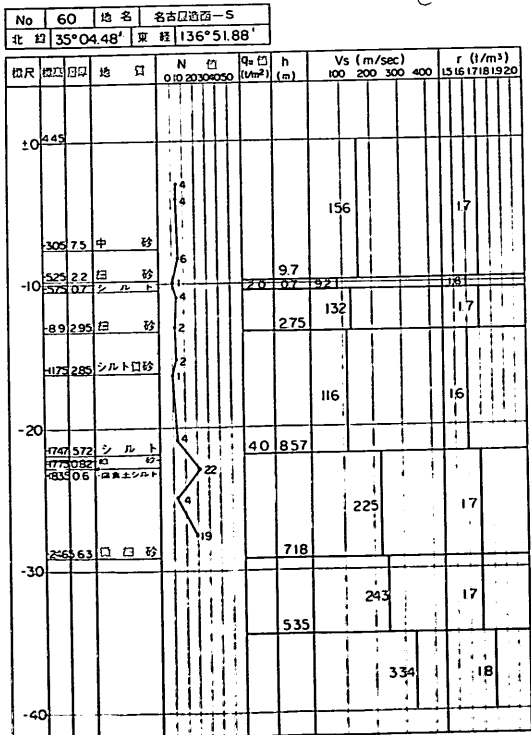
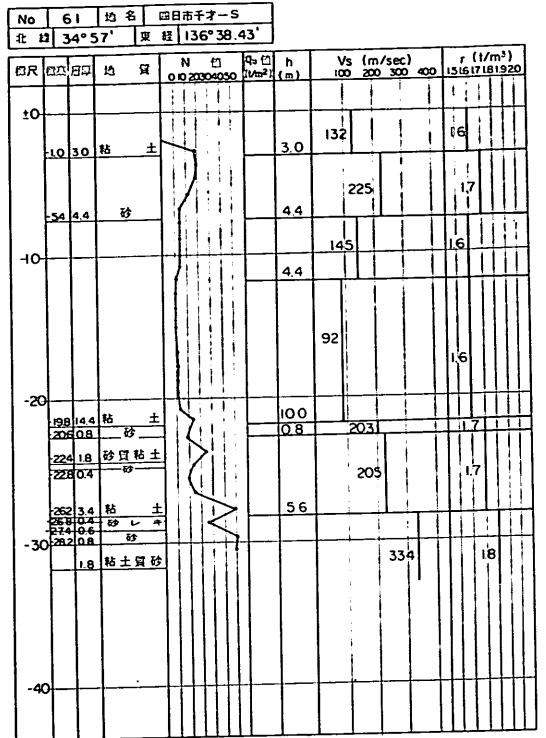
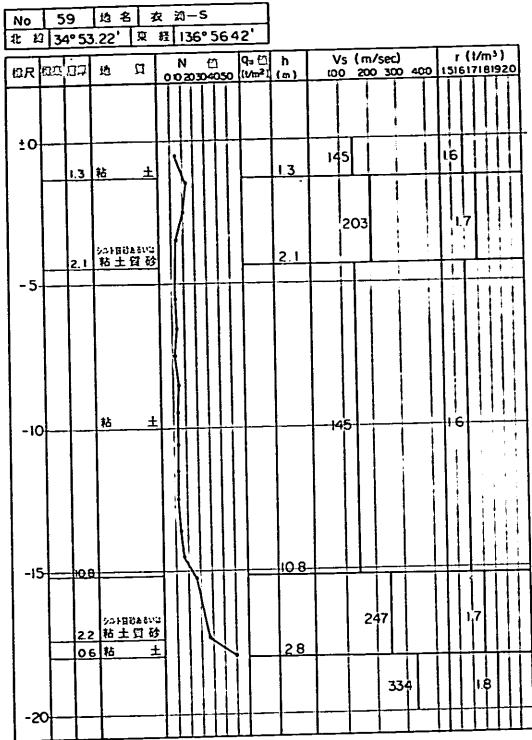
No 56 地名 品川-S  
北緯 35°37.3' 東経 139°45.73'



No 58 地名 清水工場-S  
北緯 34°59.45' 東経 138°30.07'



重力式岸壁の震度と地盤加速度



野田節男・上部達生・千葉忠樹

No 63 地名 苜知-S  
北緯 33°32'22" 東経 133°33'53"

標尺	標高	層厚	地質	N 値				h (m)	Vs (m/sec)				r (1/m³)						
				0	10	20	30		40	50	15	16	17	18	19	20			
±0	30.1	1.6	礫質土流りシルト	2	3	3	3	100	45	16									
-10	17.11	12.5	シルト質砂	11	5	5	5	100	116	16									
-20	29.9	12.8	シルト	6	6	6	6	6.9	156	16									
-30	34.1	1.5	砂	13	13	13	13	1.5	218	17									
-30	33.3	1.9	シルト	14	14	14	14	1.9	209	17									
-30	34.2	0.9	砂	50	50	50	50		334	13									

No 65 地名 細島-S  
北緯 32°25'59" 東経 131°18'97"

標尺	標高	層厚	地質	N 値				h (m)	Vs (m/sec)				r (1/m³)						
				0	10	20	30		40	50	15	16	17	18	19	20			
±0	33.5	0.5	盛土																
	25	0.5	シルト																
10	8.5	11.0	細粒砂泥					12.0			225	1.7							
20	16.0	7.5	粘土質シルト					7.5		166	1.6								
	19.1	3.1	シラス					0.1	276	1.7									
	24.5	3.4	粘土					5.4	196	1.7									
	25.8	1.3	粘土レキ																
	28.8	3.0	粘土レキ								266	1.7							
40	34.5	5.7	硬質粘土層レキ					10.0		196	1.7								
	44.5	10.0	硬質粘土					10.0		196	1.7								
50	47.5	3.0	粘土																
	48.5	1.0	礫盛岩															500	1.85
60																			

No 64 地名 広島-S  
北緯 34°21'27" 東経 132°28'67"

標尺	標高	層厚	地質	N 値				h (m)	Vs (m/sec)				r (1/m³)						
				0	10	20	30		40	50	15	16	17	18	19	20			
±0	4.1										196	1.7							
-10	7.0	11.1	砂					11.1											
	7.9	0.9	砂質シルト						116	1.5									
-20								9.0	9.3										
									9.2	1.6									
								6.0	6.5										
-30									116	1.7									
	30.2	22.3	シルト質粘土					9.0	7.3										
	30.8	0.6	粗砂																
	31.9	1.1	細砂																
-40											334	1.8							

重力式岸壁の震度と地盤加速度

付録-B 重力式岸壁の地震被災例集補遺

3.13 福井地震<sup>1,2)</sup>

1) 地震の概要

福井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：1948年6月28日16時13分

位置：福井県北部

東経 136.2°，北緯 36.1°

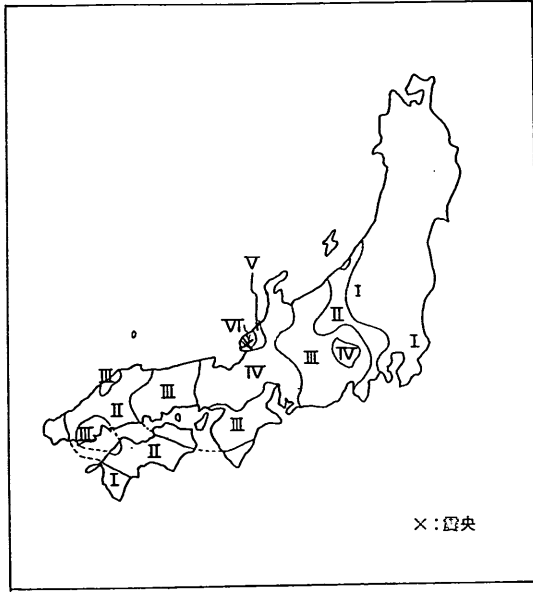


図-B.1 福井地震の震度分布

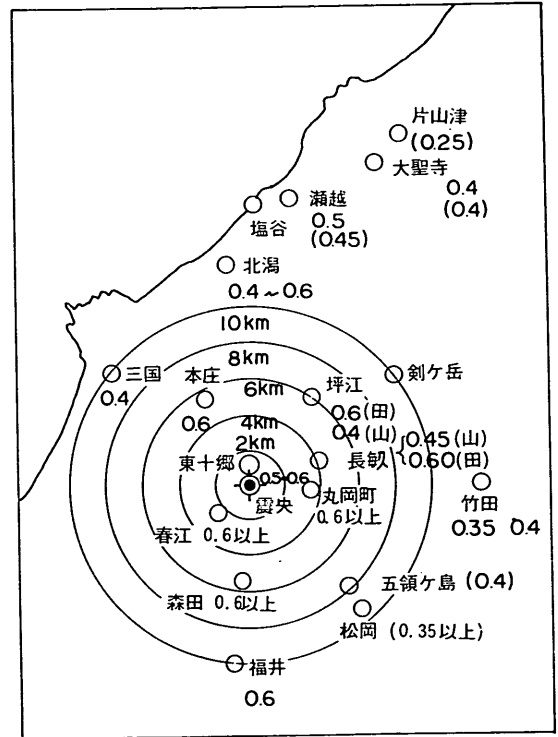


図-B.3 福井地震における各地の合震度

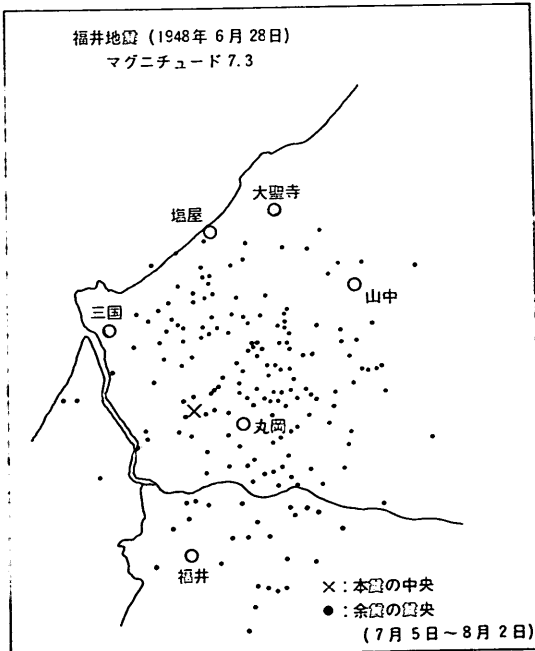


図-B.2 福井地震の余震の震央分布

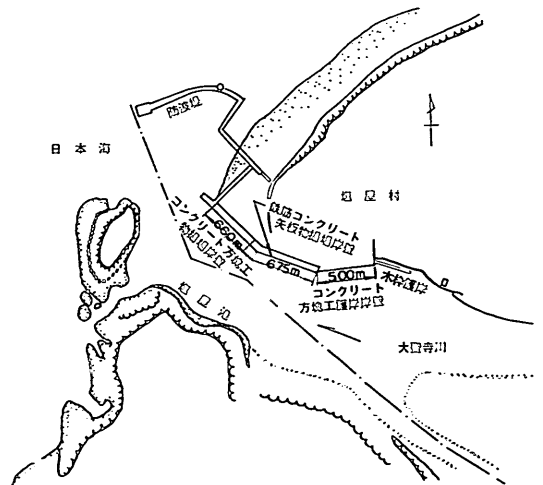


図-B.4 塩屋港平面図

深 さ：20 km

マグニチュード：7.3

図-B.1に福井地震の震度分布を示す<sup>1)</sup>。図-B.2には余震の震央の分布を示す<sup>1)</sup>。

地震の規模はあまり大きくなかったにもかかわらず、震央が内陸にあったため、うけた被害は局所的で激しいものであった。被害は福井平野の中部および北部に集中し、他の山岳地帯では非常に軽微であった。以下に被害の概要を示す。

死 者：3,769 名

全壊家屋：36,184 戸

半壊家屋：11,816 戸

焼失家屋：3,851 戸

図-B.3には墓石等の転倒より推定した各地の合震度の分布を示す<sup>2)</sup>。

## 2) 塩屋港の被災

塩屋港は大聖寺川河口に位置する港で図-B.4に港の平面図を示す。海に面した防波堤のほか、大聖寺川右岸に物揚場岸壁、護岸岸壁があり、対岸は風化した土砂丘を形成している。塩屋港の地震時の潮位は 0.33 m と推定した。

### a) 物揚場コンクリート方塊工岸壁

物揚場岸壁の内、東側の長さ 67.3 m は鉄筋コンクリート矢板工で、これに接続する 66.0 m はコンクリート方塊工である。コンクリート方塊工岸壁の構造を図-B.5に示す。地震によってこのコンクリート方塊工のコンクリート塊が前面に傾倒し、特に先端部 30 m の箇所は最上段の方塊が水中に転落しており損傷がはなはだしい。斜面のコンクリート床版は全面にわたって縦横に亀甲状の亀裂が入り破壊陥没している。

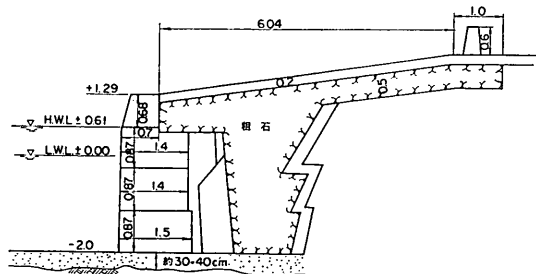


図-B.5 塩屋港物揚場コンクリート方塊工岸壁

### b) 護 岸

コンクリート方塊の護岸は、地震当時工事中であって裏込めもまだ完了していない状態であった。図-B.6に

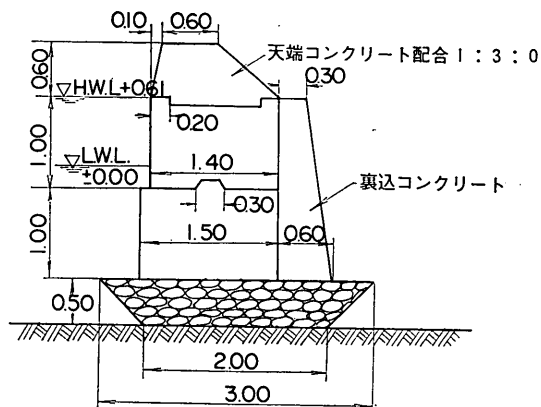


図-B.6 塩屋港コンクリート方塊工護岸岸壁

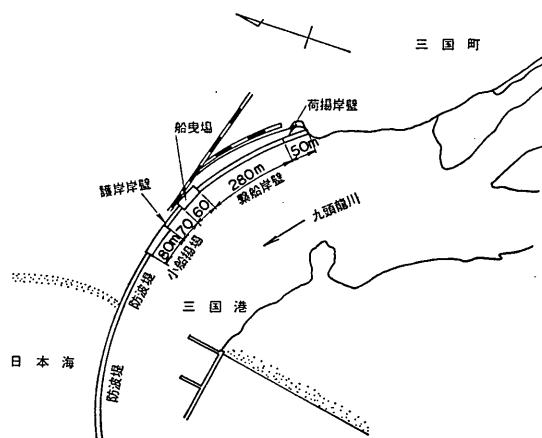


図-B.7 三国港の平面図

これを示す。地震のために壁体は著しく前方に傾き、特に最上段の方塊は著しい。

## 3) 三国港の被災

三国港は九頭龍川河口に位置する漁港で、港の一部は九頭龍川の浚土砂によって埋立てられた埋立地である。図-B.7にその平面図を示す。岸壁および護岸は、荷揚岸壁 50 m、繫船岸壁 280 m、船曳場 60 m、護岸岸壁 70 m、小船揚場 82 m、総延長 542 m である。荷揚岸壁および繫船岸壁の構造はコンクリート方塊を 4 ないし 6 段に積んだもので、これら方塊工の下は、地質が不良のため砂の置換によって根固めが施工されている。

地震により荷揚岸壁および繫船岸壁の大部分延長 250 m にわたって、方塊のすべりだしによる斜面のコンクリート床版との間 20~40 cm の間隙を形成しており、荷揚岸壁のみは、方塊工がわずかに前方に傾倒していただけであった。斜面のコンクリート床版には、岸壁の方

重力式岸壁の震度と地盤加速度

表-B.1 塩屋港物揚場コンクリート方塊工岸壁安定計算条件

堤体幅 (m)	2.34	根入深さ (m)	0	堤体重量 (浮力考慮) × 重心の x 座標 (t・m/m)	14.23
天端高 (m)	1.29	基礎捨石斜面勾配	0	前面水位 (m)	0.33
堤体据付高 (m)	-2.0	堤体重量 (浮力考慮せず) (t/m)	17.30	残留水位 (m)	0.2
捨石厚さ (m)	(0.35)	〃 (浮力考慮) (t/m)	12.14	摩擦係数	0.6
前踏より法肩までの距離 (m)	0	堤体重量 (浮力考慮せず) × 重心の y 座標 (t・m/m)	28.23	上載荷重 (t/m <sup>2</sup> )	0

向に1条または2条の亀裂を生じ、この部分は、床版の原形面の高さよりも相当陥没して低くなっていた。亀裂の幅は20~50cmである。船曳場および護岸岸壁の所は、土砂が岸壁最上段の方塊の肩あるいはそれ以上の高さまで堆積している為に、状況は不明であったが、被害はないものようである。小船揚場の斜面は、亀裂破壊を受けているが、これは、地震前に風浪によって破壊されていたのが、地震によって一層助長されたとのことである。港湾施設の被害は概して軽小であったが、これは三国町およびこの付近の地質が岩盤であったこと、特に岸壁の損傷が軽微ですんだのは、岸壁前面に可成りの高さまで土砂が堆積していたことによると考えられる。

4) 現行設計法による被災岸壁の安定解析

a) 塩屋港物揚場コンクリート方塊工岸壁

塩屋港物揚場コンクリート方塊工岸壁について現行設計法によって安定解析をおこない作用震度を求めた。安

定解析及び作用震度の推定の詳細については本文の参考文献(1)、(2)を参照されたい。図-B.5にこの岸壁の断面図を示す。表-B.1には安定計算条件を示す。裏込め土は粗石であるため $\phi=40^\circ$ とし、堤体の下の砂については $\phi=35^\circ$ とした。土質柱状図が得られていないため、岸壁付近の土質は不明であるが、ここでは置換砂の下の層の内部摩擦角は $35^\circ$ と仮定した。以上の条件より求めた滑動震度は0.25、偏心傾斜震度は0.23であった。2)で述べた被災状況より判断して作用震度の範囲は0.23より小と考えられる。

参考文献

- 1) 神沼克伸, 岸田孝行, 茅野一郎, 大竹政和: 図説日本の地震, 震研速報, 9号, 1973年, pp. 88-89
- 2) 建設省土木研究所: 北陸震災調査報告, 建設省土木研究所報告, 第78号, 1949年, pp. 18-24, pp. 101-106