

運輸省港湾技術研究所

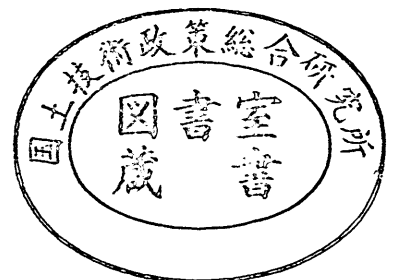
港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 18 NO. 1 MAR. 1979

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第18巻 第1号 (Vol. 18, No. 1), 1979年3月 (Mar. 1979)

目 次 (CONTENTS)

港湾技術研究所報告および港湾技研資料に用いる量記号および単位記号について.....	3
1. A Review on Statistical Interpretation of Wave DataYoshimi GODA.....	5
(波浪資料の統計的取扱いに関する考察.....合田良実)	
2. 超軟弱粘土の圧密試験法とその適用.....梅原靖文・善巧企.....	33
(Consolidation Test Method of Very Soft Clays and Its ApplicationYasufumi UMEHARA and Kouki ZEN)	
3. 矢板岸壁地震時被災の分析.....北島昭一・上部達生.....	67
(Analysis on Seismic Damage in Anchored Sheet-piling BulkheadsShoichi KITAJIMA and Tatsuo UWABE)	
4. 港湾計画における財政に関する研究 (第一報) ——港湾管理者財政の現状 と特徴——.....矢島道夫・中村松子・稲村 肇.....	129
(An Analysis of Financial Conditions of Port Management BodyMichio YAJIMA, Matsuko NAKAMURA and Hajime INAMURA)	
5. 超高圧水ジェットによる岩盤掘削.....東海林秀幸・中島忠男.....	177
(Rock Excavation by High Pressure Water JetsHideyuki SHOJI and Tadao NAKAJIMA)	

3. 矢板岸壁地震時被災の分析

北島 昭一*・上部 達生**

要 旨

新潟、十勝沖、根室半島沖地震などの大地震において被災した矢板岸壁などの被害状況を分析し、現行設計法による安定解析結果と対比している。また、矢板模型に関する一連の振動実験において、矢板構造物が地震時に示す挙動を計測し、その破壊過程を明らかにしている。

1. 控え鋼矢板構造物に関する現行設計法は実用上完成されている。ただし、撓み性控え工形式に関しては、改良の必要性を検討する必要がある。また、改良の方向および手掛りを提示している。
2. 同構造物に関する作用震度と最大地盤加速度との関係は重力式構造物に関する当該関係を準用できる。
3. 現行設計法により適正に設計されていれば、地震時被害は控え工前方移動に起因する現象が先行する。軽率な控え工補強は構造物の崩壊を促進する。
4. 控え工移動はタイ張力の特定振動数帯 (2~4 Hz) における激しい変動によって誘起される。

* 構造部長

** 構造部 地盤振動主任研究官

3. Analysis on Seismic Damage in Anchored Sheet-piling Bulkheads

Shoichi KITAJIMA*

Tatsuo UWABE**

Synopsis

Seismic damage in anchored sheet-piling bulkheads of 110, located in 22 ports, which were suffered strong earthquakes, is analyzed, and 74 cases of them are compared with stability analysis accorded with the design standard for port structures. Their behavior during earthquakes and their failure process are observed by means of a series of vibration model tests.

Conclusion:

1. The design procedure for the bulkheads, authorized in the standard above mentioned, is good from a practical view point. It is necessary, however, to examine necessity of modifying a part of the procedure concerned with the bulkheads with flexible anchors. An idea how to modify is proposed.
2. Relation between the seismic coefficient and the maximum ground acceleration, applied for gravity quaywalls, is applied correspondingly to the bulkheads.
3. The damage during earthquakes is caused by movement of anchor works, if the bulkheads are designed adequately. Reinforcing only anchor works carelessly leads them into complete failure.
4. The movement is caused in intense tie-tension fluctuated widely at a narrow band of special frequencies of 2 to 4 Hz.

* Head of Structures Division

** Senior Research Engineer, Structures Division

目 次

要 旨	67
1. ま え が き	71
2. 最近における重力式構造物に関する地震時安定解析法	71
3. 矢板壁模型振動実験について	74
3.1 振動実験および模型	74
3.2 矢板、控え工および裏込め材の加速度応答	77
3.3 矢板壁の曲げモーメントおよび変位、変形	82
3.4 タイ張力	86
3.5 控え工の変位および変形	88
3.6 控え式矢板壁の振動時挙動	91
3.7 根入れ部が斜面となっている矢板壁	93
4. 地震をうけた矢板岸壁の被害状況	95
4.1 地震被害報告	95
4.2 被害を受けなかった矢板構造物	97
4.3 控え鋼矢板構造物の被害	99
4.4 控え式鋼矢板構造物の被災度	100
4.5 その他形式の矢板構造物の被害	103
5. 地震をうけた控え鋼矢板岸壁の安定解析	104
5.1 最大地盤加速度	104
5.2 破壊度の算定	107
5.3 現行設計法による控え工に関する安定解析	109
5.4 現行設計法による根入れに関する安定解析	112
5.5 現行設計法による矢板およびタイロッドに関する応力算定	114
5.6 控え直杭および控え矢板の地震時挙動	114
6. 結 論	117
7. あとがき	119
参考文献	119

1. ま え が き

現在までに、重力式岸壁、矢板岸壁、さん橋などいろいろな形式の構造物が日本各地の港湾に数多く建設されてきたし、また、それら構造物の大部分は現在においても供用されており、その機能を十分に果している。一方、日本は世界でも有数の地震国であるから、これら港湾構造物の大部分は既に何回ともなく地震に襲われているし、あるものは激しい地震にさらされている。これら強烈な地震に襲われた構造物が意識されて耐震設計されていたか否かは別として、ある手法によって設計されていたのは当然であるから、これら構造物のかなりのものが地震に耐えて、現在なお供用されているということは、ある意味あいにおいて、港湾構造物の耐震設計法は既にできあがっている証拠であろう。

今までに、大きな地震が起きて、港湾施設などがかなりの被害を受けると、そのつど、港湾局、港湾建設局および港湾技術研究所の専門家が現地に出向き、被害状況を詳細に調査し、あわせて、被災構造物を安定解析することによって、現行耐震設計法の妥当性を検討し続けてきている。長年にわたる現場での経験に基き、あるいは、模型実験による研究で、または、理論的考察により提案されてきた各種耐震設計法のうちあるものは、既に、数回にわたるこの種の被災構造物に対する解析により、その信頼性が確認され、設計法としての正当性が裏打ちされてきており、まさに完成の域に達している。矢板岸壁の耐震設計法はこの範ちゆうに含まれるものである。

最近20~30年の間における地球科学の進歩は目覚ましいものであり、過去の巨大地震および津波に関する古文書などの調査とあいまって、精度としては粗いけれども、一応、地震を数量的に取扱うことができるようになってきている。「近い将来、駿河湾に震源域をもつマグニチュード8以上の地震が発生する」という予告はこのような背景の下で出されたのである。

港湾技術研究所は、港湾建設局等の関係諸機関と共同で、強震観測体制を整備してきており、そして、たゆまざる観測により数多くの有益にして貴重な強震記録を得ることができ、これらを解析するとともに他部門における地震研究成果を活用して、想定地震における任意地点の地盤加速度などを算定する手法を開発している。つまり、震源域の位置と形状、マグニチュード、および対象地点地盤の土質構成が判明すれば、当該点での地盤最大

加速度などを推算する手法が開発中であり、現時点で既に、一応実用可能な手法が提案されている¹⁾。東海地方の主要港湾施設の地盤構成および各層の性状は既に判っているので、この手法を用いれば、東海地方に予告された通りの地震が起きた場合における各地点の地盤最大加速度が一応予測される。

港湾構造物に関する現行耐震設計法の大系は設計震度を基準としており、上記推算手法を活用できるような、地盤加速度をベースとした設計法ではない。しかしながら、港湾構造物の主要形式の一つである重力式構造物に関しては、既に、作用最大加速度と作用震度との間における数量的関係が、多数の重力式構造物の被災例を解析することによって把握されているので²⁾、東海地震に襲われた時における各地の重力式構造物の安定を事前に論ずることができる。重力式構造物と同様に港湾施設に数多く利用されている矢板構造物の地震時安定が、重力式構造物と同様に検討されるようにするために、地盤最大加速度と設計震度との数量関係を数多くの被災構造物の安定解析と室内振動模型実験により見出さんとするものが、本報告の目的である。

2. 最近における重力式構造物に関する地震時安定解析法

現在の地球科学は、太平洋の海底岩盤がほぼ一体となって年間数 cm の速さでゆっくりと東から西に移動し続けており、日本列島などアジア大陸外縁部と接触するその先端が背後から押されながら大陸岩盤の下に潜り込んでいると想定している。日本海溝など太平洋西端にある一連の大海溝は、まさに、太平洋海底岩盤が大陸に抑えつけられてマントルの中に潜り込んでゆく現場である。海溝より西側においては、潜りゆく太平洋岩盤に引きずられて、大陸外縁部の岩盤下面は押し戻され、それに応じて、大陸岩盤の下面およびその周辺には広範圏にわたってセン断ヒズミ等が発生し、時間の経過にともなって蓄積してゆく。何時かはこの岩盤のセン断ヒズミなどは限界状態に達し、岩盤の一部が破壊すると、両岩盤はその接触面で滑り合って、長い間にわたって蓄積されてきたヒズミのエネルギーは一気に放出される。広範圏にわたって分布しているヒズミのエネルギーが一度にしかも短時間のうちに放出されるので、放出エネルギー、すなわち地震エネルギー、は膨大であり、エネルギーが解放された広範圏の岩盤は同時に激しく振動して、大地震発

生となる。つまり、大地震の震源は点でなく、広がりをもった区域である。この区域を震源域とよぶ。

大地震の震源域を推定しうる手法はさまざまなものがある。(i) 大地震が発生するためには、大量のヒズミのエネルギーが岩盤内に高密度状態で蓄積されていなければならないので、地震エネルギーの漏出に相当する小地震は当該地域において、しかも、長期間にわたって発生していない。将来起るはずの大地震の震源域は地震の空白域と一致するはずである。(ii) 地震直後における地盤の隆起および沈降現象、また津波の来襲状況等を勘案して、地震学者は断層面を設定する。この断層面は震源域とみなされる。(iii) 大地震が発生するとその後2~3日までの間は大小さまざまな余震が引続き発生する。本震によって解放されなかったヒズミが遅れて放出された

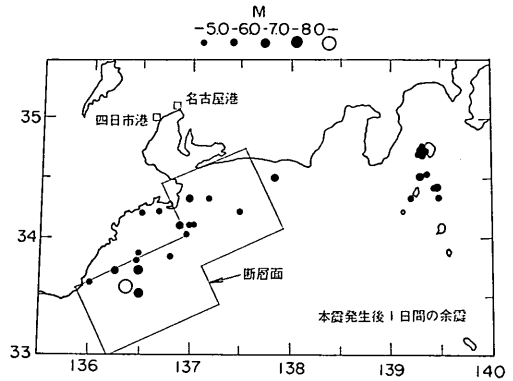


図-1 東南海地震の余震の震央分布（関谷，徳永による）と断層面（石橋による）

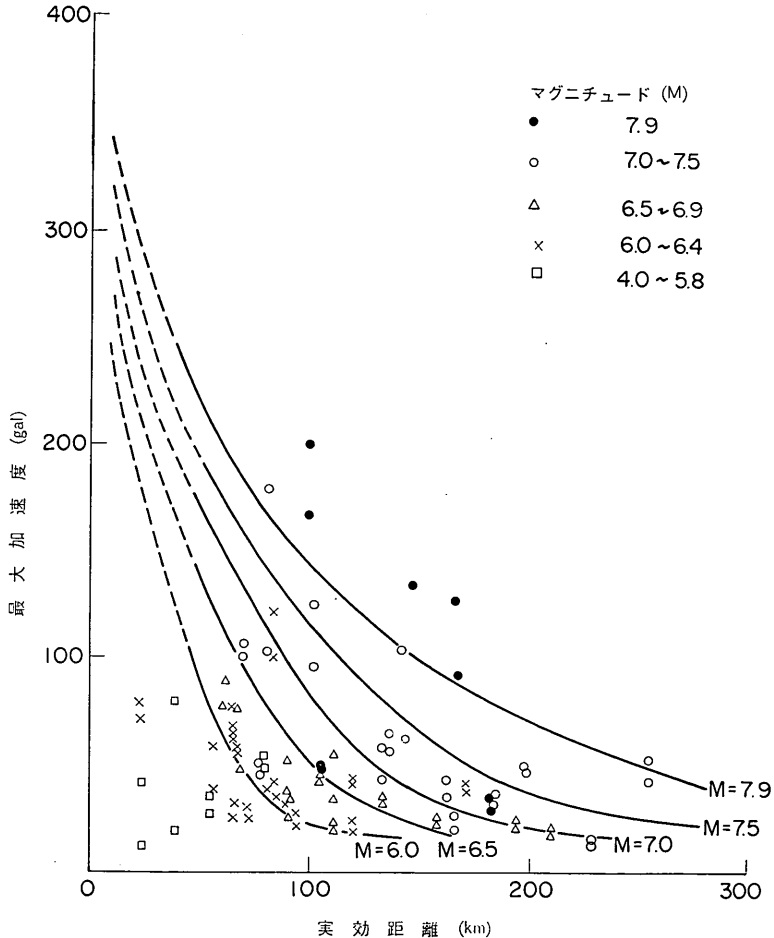


図-2 基盤最大加速度，実行距離およびマグニチュードの関係

矢板岸壁地震時被災の分析

り、あるいは、本震後生じた2次ヒズミを再調整するために一部岩盤の局部破壊が余震であるとすれば、余震域は本震の震源域とほぼ重り合うものと想定される。

東南海地震に関する余震分布⁹⁾と推定震源域⁹⁾を 図-1 に参考のために示す。このほかに、近年日本に発生した大地震数例に関して、参考文献2に震央、推定震源域および余震分布が示されている。

地震波は基盤内を伝って四方に広がってゆくが、基盤の振動がセン断波と仮定される場合、その振動はその上に推積している土層にも伝って地表にも達する。推積層が成層構造であると、基盤から入射してきた震動は各層境界面で反射および透過を繰返しつつ、そして増巾しながら地表に近づいてゆく。堆積土層の構成に応じて地盤を数層に分割し、各層の土性 (*N* 値または *q_u*) からそれぞれのセン断弾性係数、減衰定数を推定すれば、重複反射理論により地表における地盤加速度波形は基盤加速度波形から算出される。この計算を逆に展開すれば地表面における強震記録より基盤における加速度波形が推算される¹⁾。

1962年以來、各主要港湾に強震計が設置され、強震観測が続けられており、現在までに数多くの記録が集められている。これらのうち主要なものを選び出し、強震計設置地点における地盤構成などを考慮して重複反射理論を使って基盤における地盤加速度波形を計算し、地震マグニチュードをパラメーターとして基盤最大加速度と実効距離、すなわち震源域外縁から強震観測点までの距離、

との関係を表示したものが 図-2 である¹⁾。各点は必ずしも整然と配列しているわけではないが、大勢としては、表示してある等マグニチュード線群は妥当なものである。

検討対象地震の震源域が設定されていれば、任意地点における当該地震の基盤最大加速度は 図-2 によって求められる。ここで基盤に入射する波形を対象地震の規模および震源の地域性等を考慮して選定し、さらに当該地点における堆積土層の性状が判っていると、重複反射理論に基づき当該地点地表における地盤最大加速度が算出される。この手法によれば、強震観測が実施されていない地点でも、地盤構成さえ詳細に判明していれば、容易に特定地震による地盤最大加速度は計算される。

港湾構造物の原型ともいえる重力式構造物に関して、作用震度と地盤最大加速度との関係を野田および上部は、現行設計法による被災構造物の安定解析を通じて検討している²⁾。その成果が 図-3 に示されている。重力式構造物の破壊形式はすべり出し、転倒および地盤支持力不足による前傾・沈下である。現行耐震設計法に基づき被災構造物の安定計算を行い、上記3破壊形式ごとに地震時安全率が丁度1となるような震度を内挿により算出する。当該重力式構造物は上記3の計算震度の最小の震度でその破壊形式で破壊するものと想定されるので、この最小震度は破壊震度と呼称される。また、地震最大加速度は、前に説明した様に、検討対象地震の震源域と当該港との実効距離および 図-2 を用いて基盤加速度を

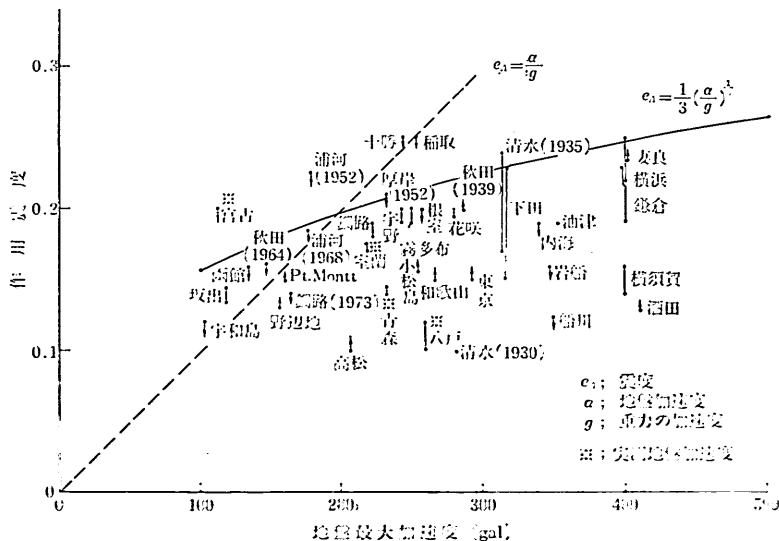


図-3 作用震度と地盤加速度 (重力式岸壁)

計算し、地盤特性によって修正した値か、強震計による実測値そのものである。

図-3 に記入されている実線は

$$e_a = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{1/3} \quad (2.1)$$

である。ここで、 e_a は作用震度、 α は地盤最大加速度そして g は重力加速度である。一方、点線は作用震度と地盤最大加速度とは等価で直線関係にある場合を示している。

すべての被災したデータが実線より下にあるわけではなく、また、すべての被災しなかったデータが実線の上に存在しているわけではなく、多少の乱れがあるのだが、大勢としては上述の傾向が明瞭にでているので、式(2.1) は妥当な式であることが判る。

地震の予知は地震関係者の長年の夢である。最近の地震学の進歩により、大規模地震であれば、地震規模および震源域についてはおおよそその推定が行えるようになり、発生時間についても、危険が近づきつつあることを認めることができる程度になってきている。このような背景で東海地震が予告されており、また、これに対応して予知に関連している技術開発が積極的に進められている。

東海地震のように、極めて近い将来に発生すると思われる地震の規模および震源域が地震学者によって設定されると、ここで説明してきた手法によって当該地震による港湾地区での地盤加速度が計算され、かつ、当該港にある重力式建造物の安定が検討される。このことは、予告された地震による港湾施設の被害を予測することを可能とし、かつ、緊急物資の輸送計画など地震対策の立案に大いに役立つものと思われる。

3. 矢板壁模型振動実験について

3.1 振動実験および模型

被災した建造物の安定を解析することは設計法の妥当性そのものを評価していることであり、設計法を改良してゆく手法としては最も有効な方法のひとつである。しかし、この検討は破壊が終った状態だけを吟味しているだけの静態検討なので、破壊の原因を解明してゆくためには、あるいは、破壊の挙動を正確に把握してゆくには、この種の解析だけでは不十分であり、破壊がどのように進行してゆくのかを見きわめてゆく動態検討も必要である。模型振動実験は地震時における現実の建造物の挙動を忠実に再現していないかもしれないが、数多くのいろいろな現象を同時に測定してゆくことができるし、破壊からほど遠い安定状態から次第に不安定状態に移行してゆき、最後に破壊する過程を詳細に表現してくれる。したがって、現行設計法を合理的に磨き上げてゆくには、被災建造物の安定解析と模型振動実験を車の両輪として検討を重ねてゆくのが良策である。

振動研究室では矢板岸壁の耐震設計法の改良を目標として一連の模型振動実験を行ってきた。これを大別すると、第1の課題は控え工の形状が矢板岸壁の安定性に及ぼす影響を検討することであり⁹⁾、第2の課題は矢板根入れ部前面の地盤形状が安定に及ぼす影響を検討することであった⁶⁾。それぞれの実験の概要を表-1に示す。

側壁による拘束の影響を低減するために、平面図でみれば判るように模型は3分割されており、その中央の分割模型が計測用の矢板模型である。各種計測用模型の矢板壁、控え工およびタイの形状および材質を表-2に示す。また、各種模型の壁高、根入れ長、タイ取付点から海底面までの高さ、およびこれら諸数値間の比、そして、

表-1 矢板壁模型振動実験給括表

実験番号	実験目的	振動台振動波形	模型	控え工	根入れ前面地盤の形状
1	控え工可動性の影響	規則波	I	固定	水平
2	"	"	"	剛性	"
3	"	不規則波	"	"	"
4	"	規則波	"	撓み性	"
5	根入れ前面地盤形状の影響	"	II	剛性	斜面
6	"	"	III	"	水平
7	"	"	IV	"	斜面
8	"	"	V	"	水平

矢板岸壁地震時被災の分析

表-2 計測用模型の材料の形状寸法および材質

		材 料	厚 さ (cm)	高 さ (cm)	幅 (cm)
矢 板	模型 I, II	アルミ板	0.6	110	107
	" III, IV	"	"	103.8	"
	" V	"	"	98.5	"
控 え 工	剛 性	"	1.5	30	75
	撓 み 性	"	0.5	98.6	2
		材 料	径 (cm)	長 さ (cm)	本 数
タイロッド		鋼 棒	0.6	256	2

壁高とタイの長さとの比 H/L を表-3 にあわせて示してある。撓み性控え工型模型（模型 I）の断面図と平面図、および、根入れ部前面の地盤形状の影響を調べる一連の模型の断面図（模型 II, III, IV および V, 平面図は模型 I と同じ）、さらに加速度計、変位計、荷重計など計測計器の配置図をあわせて図-4^{(a),(b)} に示してある。なお、模型 I において剛性控え工模型の控え工は模型 II 以降のそれと全く同じであり、固定控え工は実験槽の壁そのものであり、タイは直接実験槽に取付けられている。

実験模型に用いた砂は粒径が比較的そろっている細砂である。海底地盤に相当する砂層はバイブレーターで十分締固められた密実な層であり、単位体積重量は 1.45 g/cm^3 、相対密度は 53% である。一方、裏込め材また

表-3 計測用模型の主要形状寸法

模型 番号	全 高	根入れ D	壁 高 H	タイ取付 点高さ H'	形 状 比			
					D/H	D/H'	H'/H	H/L
					単 位 (cm)			
I	110	38.5	71.5	55.0	0.538	0.700	0.769	0.279
II	"	46.5	63.5	47.0	0.732	0.989	0.740	0.248
III	103.8	40.3	"	"	0.635	0.857	"	"
IV	"	43.5	60.3	43.8	0.721	0.993	0.726	0.236
V	98.5	38.2	"	"	0.634	0.872	"	"

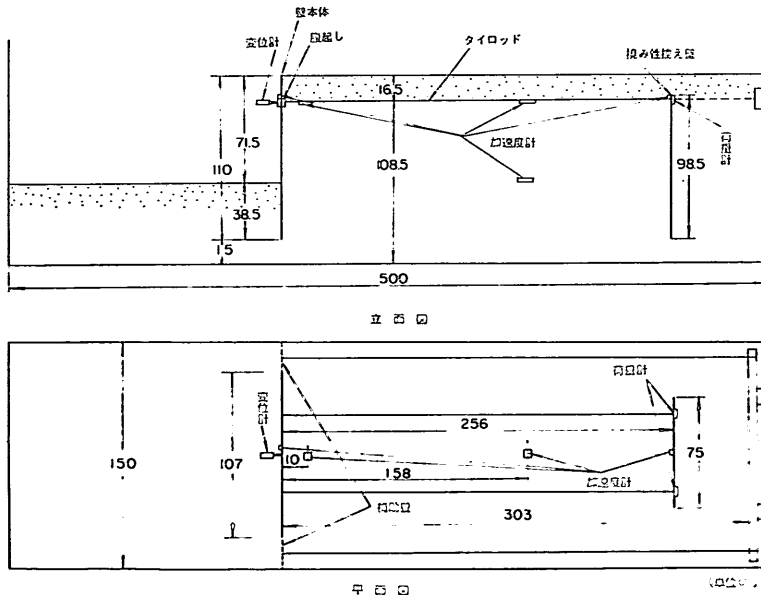


図-4 模型の断面図、平面図および計器配置図（その1）

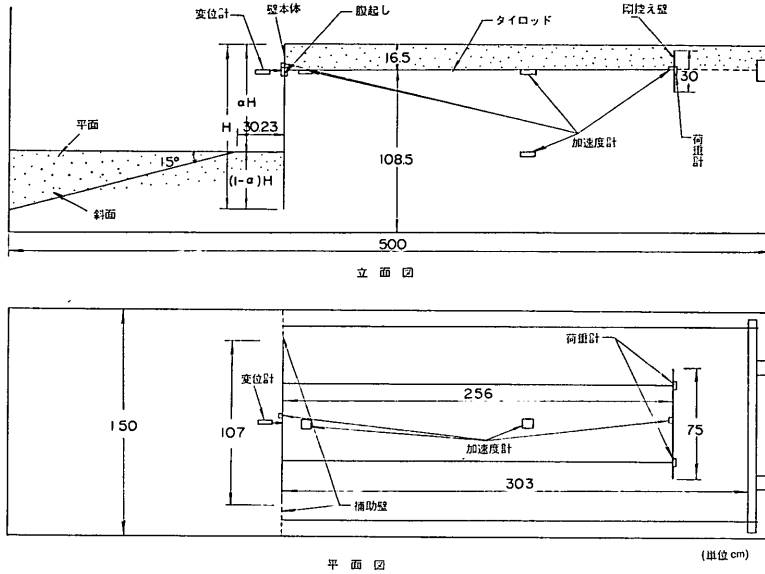


図-4 模型の断面図，平面図および計器配置図（その2）

表-4 模型砂層の性状（比重および相対密度）

実験番号	根入れ		裏込め	
	γ	D_R	γ	D_R
1	1.45	0.53	1.36	0.17
2	"	"	1.35	0.13
3	"	"	1.38	0.25
4	"	"	1.36	0.17
5	1.46	0.55	"	"
6	1.45	0.52	1.38	0.25
7	"	"	1.37	0.22
8	"	"	1.38	0.25

は埋込砂に相当する海底面相当面より上方にある砂層はゆる詰め状態であり，単位体積重量は 1.36 gf/cm^3 であり，相対密度は 20% 前後である。各実験に用いられた模型の砂層の単位体積重量および相対密度を表-4 にとりまとめている^{5),6)}。

根入れ部前面の海底地盤が斜面である模型は 図-4 に示されたように矢板前面から約 30 cm 離れた点から海底面を 15° 傾けさせている（模型IIおよびIV）。

壁高 20 m で矢板断面が Z45 型の矢板構造物と相似な撓み変形を示すように，模型 I の矢板壁の形状および材質は定められている⁷⁾。一方，下記のような条件

天端からタイ取付点 $H' = 5 \text{ m}$

- タイ取付点から海底面 $H = 15 \text{ m}$
 - 地震時上載荷重 $q = 1.0 \text{ tf/m}^2$
 - 設計震度 $k = 0.2$
 - 裏込めの内部摩擦角など $\phi = 30^\circ, \delta = 15^\circ$
 - 海底地盤の内部摩擦角など $\phi = 40^\circ, \delta = 15^\circ$
- の下で設計される矢板構造物の形状は
- 矢板壁 鋼管矢板 $\phi = 1422 \text{ mm}, t = 19 \text{ mm}$
($M = 420 \text{ tf}\cdot\text{m/m}$)
 - 根入れ長 $D = 18.5 \text{ m}$
 - タイロッド $\phi = 100 \text{ mm}$ SS50
($A_p = 81 \text{ tf/m}$)
 $L = 55 \text{ m}$
 - 控え版の高さ $h = 11 \text{ m}$

である。この仮想矢板構造物と模型と比較してみると

- (イ) 模型の矢板壁は相対的に撓みやすい
- (ロ) 模型 I, III および V はともに相対的に短い根入れを持っている
- (ハ) 模型の剛性控え版形状は僅ではあるが相対的に小さい
- (ニ) 模型のタイの長さは相対的に長い

である（表-5 参照）。模型はこのような特徴をもっていることを念頭において振動実験結果を見る必要がある。

- 一連の振動実験で測定した事象は，(イ) 矢板の変位，(ロ) 矢板，控え工および裏込めの加速度（図-4 参照），

矢板岸壁地震時被災の分析

表-5 矢板岸壁と模型との比較

	模 型	仮想設計構造物	模型/仮想構造物
矢板の剛性 I (cm ⁴ /m)	8.35×10^4	139×10^4	0.061
相対根入れ長 D/H_0	0.54~0.63	0.9	0.6 ~0.7
控え版相対高 h/H_0	0.42~0.50	0.55	0.76~0.9
相対控え高距離 H_0/L	0.24~0.28	0.36	0.68~0.78

表-6 各振動実験における振動台加速度段階

単位 (Gal)

実験段階番号	I	II	III	III'	IV	IV'	V	VI	VII	VIII
加速度目標値	15	30	60		90		120	150	180	
実験 番号	1	11	22	46	52	83	99	117		279
	2	14	25	47	66			116	136	165
	3									
	4	14	28	49		70		115	147	172
	5	16	31		58	85		120	151	
	6	14	27		56	85		115	137	
	7	15	26		63	94		129	168	
	8	14	36		59	89		126	157	188

(イ) タイ張力, (ニ) 矢板壁曲げモーメント, (ホ) 撓み性控え工の曲げモーメント, である。

規則波形および不規則波形の2種類の振動台加速度波形の下で実験を行なっている。実験の主体は規則波形実験であり、不規則波形実験は参考のために実施した1例だけである。規則波形実験は次の要領で進めている。同形の正弦波5波をもって1単位とし、5Hzから50Hzまで同一加速度レベルを保ちながら、順次振動数を1Hzずつあげてゆき、計46単位の振動をもって1段階とする。最初の加速度段階は15Gal(ピーク値が15Gal)で、以降、加速度段階は約30Galずつ増大してゆく(表-6参照)。各振動単位において、上記5事象が振動前、中および後に測定されている。不規則波形実験に用いられた台加速度はランダムに合成されたものであるが、その速度スペクトルは5Hzから60Hzまでほぼ一様である³⁾。この不規則波形実験においても、加速度レベルを数段階変えて実験が行なわれている。

振動模型実験における相似律をいかに整えるかについては未だ明確にされていないのだが、ここで次のように大胆に割り切ってみよう。力および質量の単位を基準にすると、時間縮尺は寸法縮尺の平方根に比例させればよいことになる。この振動実験では寸法縮尺は1/35である

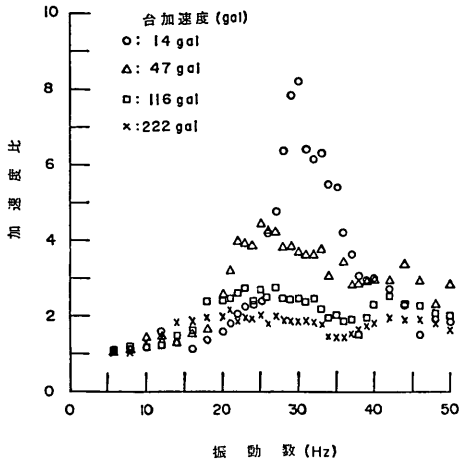
から、時間縮尺は1/6となる。模型実験における振動数5Hzから50Hzは実構造物相当では約1Hzから約9Hzである。一方、地震の加速度スペクトルにおいては大体において約1Hzから約10Hzまでの間に地震エネルギーが集まっている。いいかえれば、振動模型実験に使用している5Hzから50Hzの振動数領域は地震エネルギーの主体が分布している所である。

3.2 矢板、控え工および裏込め材の加速度応答

控え工が固定、剛性あるいは撓み性いずれの形式であっても同様に、台加速度が小さい時には、ある特定の振動数において矢板壁、控え工および裏込めともに大きな加速度応答を示すが、加速度レベルが大きくなるにつれてこの傾向が弱る。台加速度が100Galを越えると、矢板、控え工および裏込めの加速度応答はピーク値でも3以下となり、200Galを越えると2以下となる。現在進めている検討は矢板構造物の破壊に関連している設計法の吟味であるから、100Gal以上の台加速度に関する応答特性のみに注目しよう。

控え工形式別(固定、剛性および撓み性)模型の矢板、控え工および裏込め(矢板背後および中間部)の振動数に関する加速度応答特性を図-5³⁾に、代表的応答倍率を表-7に示す。なお、矢板、控え工および裏込め材とも

壁 本 体



壁本体近傍砂層

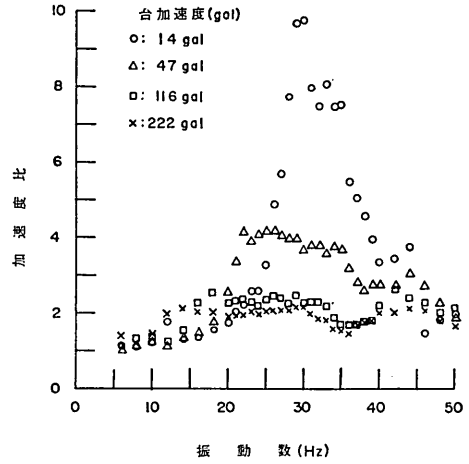


図-5 矢板，控え工および裏込め材の加速度応答特性（その1）
剛性控え工模型——矢板壁

図-5 矢板，控え工および裏込め材の加速度応答特性（その2）
剛性控え工模型——矢板壁近傍裏込め材

裏込砂層中央

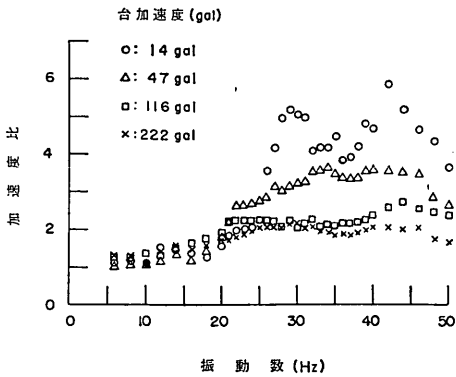


図-5 矢板，控え工および裏込め材の加速度応答特性（その3）
剛性控え工模型——裏込め中央

矢板岸壁地震時被災の分析

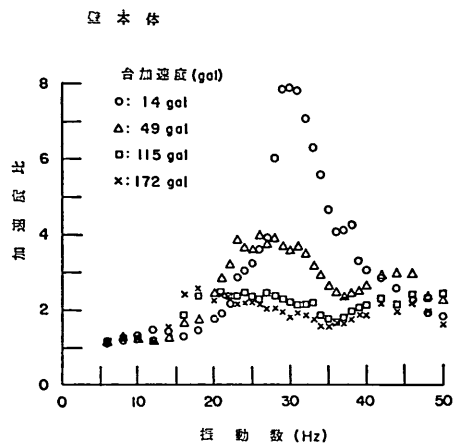


図-5 矢板、控え工および裏込め材の加速度応答特性 (その4)
撓み性控え工模型——矢板壁

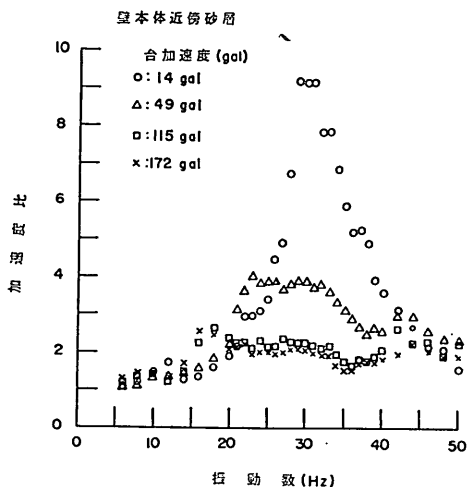


図-5 矢板、控え工および裏込め材の加速度応答特性 (その5)
撓み性控え工模型——矢板壁近傍裏込め

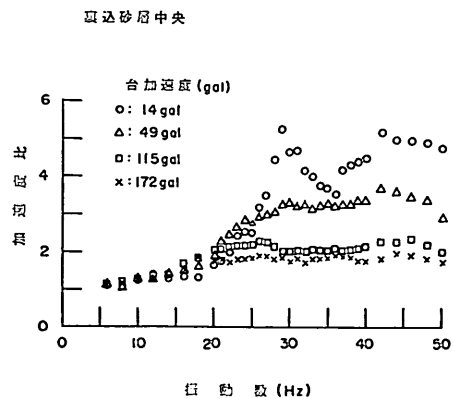


図-5 矢板、控え工および裏込め材の加速度応答特性 (その6)
撓み性控え工模型——裏込め中央

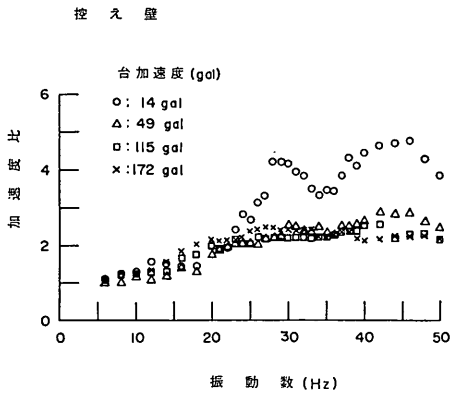


図-5 矢板，控え工および裏込め材の加速度応答特性（その7）
撓み性控え工模型——控え工

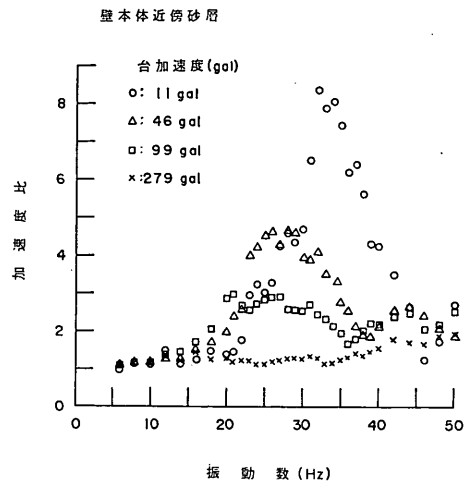


図-5 矢板，控え工および裏込め材の加速度応答特性（その9）
固定控え工模型——矢板近傍裏込め

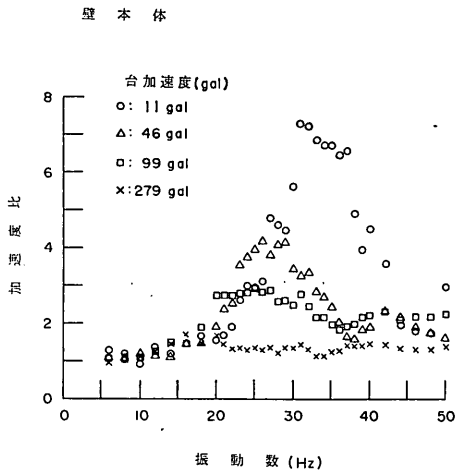


図-5 矢板，控え工および裏込め材の加速度応答特性（その8）
固定控え工模型——矢板壁

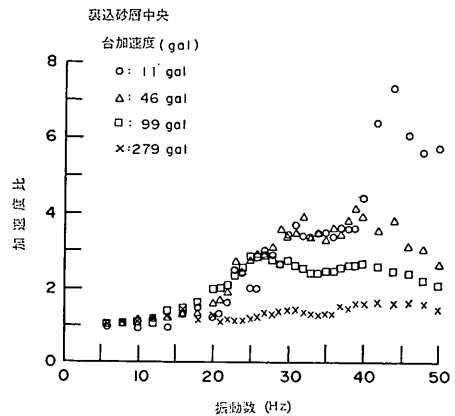


図-5 矢板，控え工および裏込め材の加速度応答特性（その10）
固定控え工模型——裏込め中央

にタイと同レベル位置における加速度応答である。大体の傾向としていえば，控え工の形式，矢板壁からの距離（矢板背後の裏込め材：壁高の15%，中間部の裏込め材：壁高の約2倍，控え工：壁高の約4倍）に関係なく，ほぼ同じ振動数特性をもっている。

15 Hz 以下の振動数領域では，加速度レベル，矢板壁からの距離および控え工形式に関係なく，応答倍率はともに1.5以下であり，しかもその値は振動数が低くなるにともなって漸減してゆき，5 Hz では1である。

25 Hz 以上の高振動数領域では，ほぼ同じ応答特性を示すという点は，加速度レベル，控え工形式および矢板壁からの距離に関係なく共通ではあるけれども，応答値そのものはそれぞれ固有の値をもっている。固定控え工模型では，100 Gal で応答倍率は2~3，300 Gal 弱で1.2~1.7であり，剛性控え工模型では，100 Gal 強で2.0~3.7，200 Gal 強で1.5~2と加速度レベルによる応答倍率の差は狭まっており，撓み性控え工模型では100 Gal 強と200 Gal 弱の加速度レベルによる差はさら

矢板岸壁地震時被災の分析

表-7 矢板控え工および裏込め材の加速度応答倍率

実験番号	模型特性	測定位置	加速度 (Gal)	振 動 数 (Hz)					加速度 (Gal)	振 動 数 (Hz)				
				10	20	30	40	50		10	20	30	40	50
1	固 定 水 平 $D/H=0.54$	矢 板 矢板背後 中 央 控 え 工	99	1.1	2.8	2.6	2.2	2.3	279	1.1	1.7	1.4	1.5	1.4
				1.2	2.9	2.6	2.2	2.6		1.2	1.3	1.3	1.6	1.9
				1.1	2.0	2.7	2.6	2.1		1.1	1.3	1.4	1.6	1.4
2	剛 性 水 平 $D/H=0.54$	矢 板 矢板背後 中 央 控 え 工	116	1.2	2.4	2.4	2.3	2.0	222	1.3	2.0	1.9	1.8	1.6
				1.3	2.3	2.3	2.2	2.1		1.3	1.9	2.1	2.0	1.6
				1.3	1.9	2.0	2.3	2.4		1.2	1.7	2.1	2.0	1.7
6	剛 性 水 平 $D/H=0.63$	矢 板 矢板背後 中 央 控 え 工	85	1.2	2.7	3.0	2.5	1.8	137	1.3	2.8	2.4	2.2	1.9
				1.3	3.3	2.9	2.8	2.0		1.4	2.8	2.4	2.4	2.0
				1.3	2.6	3.3	3.3	2.5		1.3	2.3	2.5	2.6	2.6
				1.2	2.1	2.3	2.4	2.4		1.2	1.9	1.9	2.6	2.1
8	剛 性 水 平 $D/H=0.63$	矢 板 矢板背後 中 央 控 え 工	89	1.3	3.3	3.2	2.8	2.3	188	1.3	2.7	1.9	2.0	1.4
				1.3	3.4	3.0	2.4	1.4		1.5	2.7	2.3	2.1	2.6
				1.2	2.4	2.7	2.6	2.6		1.4	2.3	2.1	2.2	2.1
				1.3	2.2	2.3	2.6	1.8		1.2	1.8	1.6	1.4	1.3
4	撓み性 水 平 $D/H=0.54$	矢 板 矢板背後 中 央 控 え 工	115	1.3	2.5	2.2	2.1	2.4	172	1.3	2.3	1.8	1.9	1.6
				1.3	2.4	2.2	2.0	2.2		1.3	2.1	2.0	1.8	1.8
				1.3	2.1	2.0	2.1	2.0		1.3	1.7	1.7	1.7	1.7
				1.3	2.0	2.2	2.5	2.1		1.3	2.2	2.3	2.1	2.1
5	剛 性 斜 面 $D/H=0.73$	矢 板 矢板背後 中 央 控 え 工	85	1.2	2.6	2.8	2.3	1.6	151	1.2	2.5	2.2	1.8	1.5
				1.4	3.0	3.1	2.8	2.0		1.5	2.5	2.2	1.8	1.4
				1.4	2.4	3.1	2.8	2.9		1.4	2.4	2.4	2.6	2.6
				1.2	1.9	2.4	2.2	1.7		1.2	1.7	1.9	1.5	1.5
7	剛 性 斜 面 $D/H=0.72$	矢 板 矢板背後 中 央 控 え 工	94	1.3	2.9	2.4	2.1	1.7	168	1.3	2.6	2.0	1.7	1.2
				1.4	3.2	2.6	2.6	2.1		1.5	2.3	2.2	1.7	1.5
				1.3	2.3	2.4	2.4	2.7		1.3	2.1	2.1	2.3	2.3
				1.3	2.0	2.3	2.4	1.7		1.3	2.0	1.9	1.5	1.2

に小さくなり、応答倍率は 1.7~2.5 である。矢板壁からの距離という点に着目して整理すると、矢板壁とその背後の裏込め材、裏込め材中間部、および、控え工の 3 組に別れるが、その差異は僅かである。特に加速度レベルが 200 Gal に近づくと、その差異は微妙になり、裏込め材間の差異はほとんどなくなる。矢板壁から離れるにつれて応答倍率は小さくなるのが一般的傾向であるのに、撓み性控え工模型の 200 Gal レベルでは明らかに控え工の応答倍率が裏込め材よりも大きくなっているのは興味深い。控え工の応答倍率は加速度レベルの変化に鈍感で

あるのに、裏込め材は敏感に応じて応答値が小さくなったためこの現象が起きている。剛性控え工は加速度レベルの増大に対応して応答倍率は小さくなるので、この種の逆転は起きていない。

振動数 15~25 Hz の領域では、矢板およびその背後の裏込め材の応答倍率は他の振動数領域にくらべて大きな値をいずれの加速度レベルにおいても示しているのに、裏込め材中間部および控え工の応答倍率はこのような傾向を示さない。これら矢板壁より離れている点での応答値は前述の 25 Hz 以上の高振動数領域の応答倍率

とよく似ている。

以上の考察をとりまとめると次のようになる。

(イ) 矢板およびその背後の裏込め材は一体となって振動し、他の裏込め材とは異った挙動をする⁵⁾。その応答倍率は裏込め中間部および控え工より大きい、加速度レベルが増大すると、その差は小さくなってゆく。

(ロ) 可動性控え工の模型では減衰効果が強いので、その加速度応答倍率は固定控え模型にくらべて小さい。剛性控え工模型と撓み性控え工模型と比較すると、前者の減衰効果の方が小さい。

(ハ) 加速度レベルが 50 Gal 以上の場合では、撓み性控え工自体の応答倍率は加速度の影響を受けずにほぼ一定で、その値は裏込め材中間部 100 Gal の応答倍率に等しい。一方、剛性控え工にはこの種の傾向はみられない。

3.3 矢板壁の曲げモーメントおよび変位、変形

矢板壁各点における曲げヒズミを振動実験の前、中および後において計測している。振動実験開始前、および、同一加速度レベルにおける一連の振動実験がそれぞれ終わった後、における各種模型、つまり、固定控え工型、剛性控え工型と撓み性控え工型の矢板の曲げモーメント分布が 図-6⁵⁾に示されている。いずれの曲げモーメントも振動中の値ではなく、振動後の静止状態の値であるから、加速度の増大による曲げモーメントの増大は、当該加速

度による変動曲げモーメントのピーク値の差ではなく、当該加速度振動によって矢板壁背後にゆすり込まれた裏込めが誘起した土圧増加による曲げモーメントの増し分である。振動時には、矢板壁および背後の裏込めの動的応答に起因する曲げモーメントの増大が当然あるので、各点における曲げモーメントの最大値は、一部を除いて、 図-6 に示す値よりは大きい。しかし、この動的応答値は比較的小さく、ゆりこみ土圧による曲げモーメント値の 15% 程度に過ぎない⁵⁾。

図-6 に示されている 4 枚の曲げモーメント分布図を比較すると、控え工の型式および振動波形の差異によって、加速度の増大に伴う曲げモーメント分布の変化が甚だしく異なっていることが判る。

固定控え工式の場合は、台加速度の増大に応じてモーメントが 0 となる点は次第に下がってゆくとともに、正の曲げモーメントの最大値も急増してゆく。加速度が 280 Gal になると、通常の矢板壁では根入れ部に存在している負の曲げモーメントの領域が消滅してしまう。撓み性控え工式の場合は、振動による裏込めのゆり込み効果はあまり強く表われず、モーメント 0 の点の降下現象も微弱であり、矢板壁における正の曲げモーメントの最大値の増加率も小さく、根入れ部における負のモーメントの最大値は単純に減少傾向にあるのではなく、加速度が相対的に低い状態においては、むしろ加速度増大に

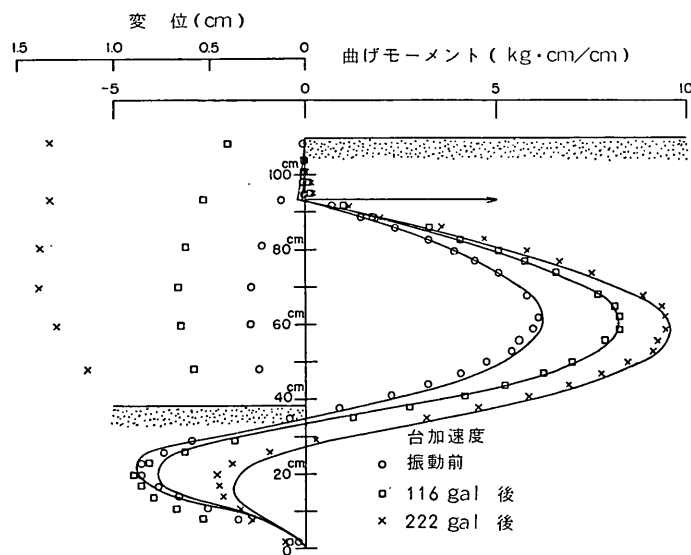


図-6 模型矢板壁の曲げモーメント分布図および曲げ変形図 (その1)
剛性控え工模型

矢板岸壁地震時被災の分析

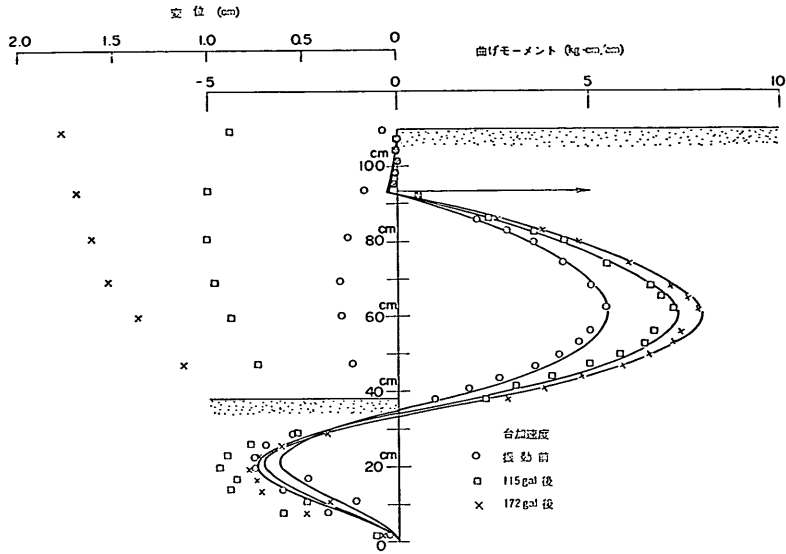


図-6 模型矢板壁の曲げモーメント分布図および曲げ変形図 (その2)
 撓み性控え工模型

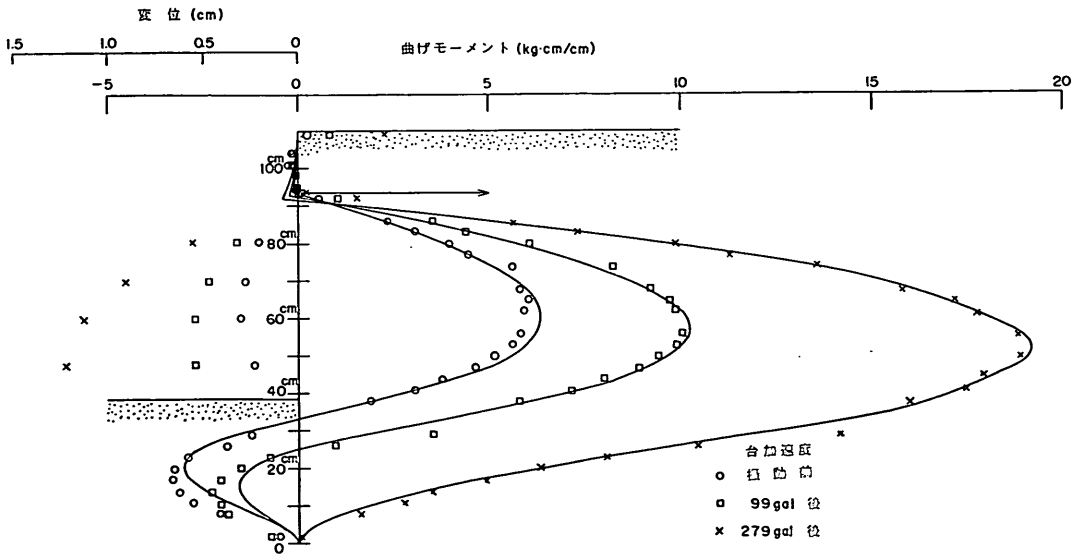


図-6 模型矢板壁の曲げモーメント分布図および曲げ変形図 (その3)
 固定控え工模型

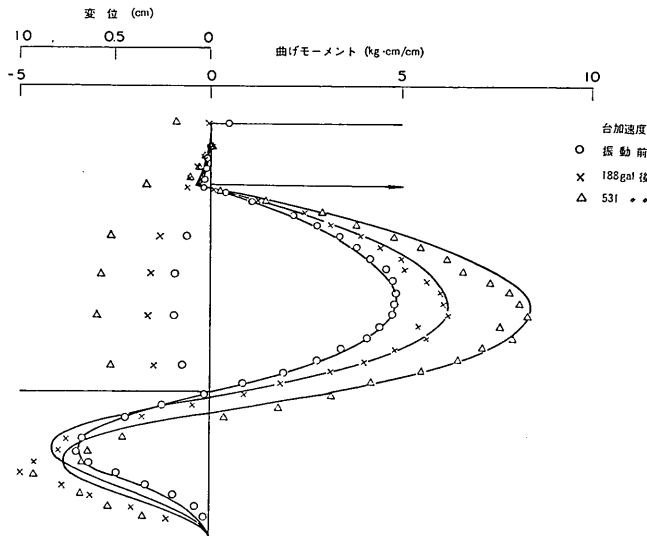


図-6 模型矢板壁の曲げモーメント分布図および曲げ変形図 (その4)
剛性控え工模型——不規則波形振動

じて増加傾向にある。剛性控え工式の場合は、固定式と撓み性の中間の性向を示している。

剛性控え工模型に関して、規則波形振動と不規則波形振動の2種の振動実験を行っている。不規則波形の振動を受けた剛性控え工模型の曲げモーメントが加速度増大によって変化するパターンは、規則波形振動下の撓み性控え工模型のパターンとよく似ている。

各加速度レベルにおける模型矢板壁の前方移動状況、別の表現をすれば、矢板壁の曲げ変形と回転状況が図-6にあわせて表示されている。矢板壁の移動状況もまた曲げモーメントと同様に控え工型式および振動波形によってさまざまに変っている。

固定控え工式模型は当然タイ取付け点で変位できないので、加速度増大にともなって、中間部および海底面付近の矢板壁がはらみ出てゆく。加速度 300 Gal 近くになると、海底面付近の矢板が一番はらみ出るようになる。当然のことではあるのだが、加速度レベル増大にともなう矢板壁変形状況の変化は曲げモーメント分布の変化によく対応している。通常の矢板壁と同様に根入れ部ほぼ全面に負の曲げモーメント領域が存在している場合には、矢板はタイ取付け点と海底面の中間で一番はらみ出ている、海底面でのはらみ出しは小さい。しかし、負の曲げモーメントが消滅するようになると、タイ取付け点と矢板下端との中間点である海底面付近ではらみ出し量が最大となっている。

撓み性控え工式模型はタイ取付け点は変位可能なので、加速度レベル増大に応じて矢板壁上部は前方に移動してゆき、矢板上部のはらみ出し量は常に海底面附近のはらみ出し量よりも大きい。加速度レベル 170 Gal では、矢板天端のはらみ出し量が他のいかなる点よりも大きくなっている。これらの状況より判断すると、この型式の模型矢板壁は控え工と一体となって根入れ部下方を中心として、加速度レベルの増大に応じて前傾してゆくと想定される。このような矢板壁の移動状況は、加速度レベルが上昇しても曲げモーメント分布があまり変化しないという現象と矛盾しない。剛性控え工模型の矢板壁の移動状況は、曲げモーメント分布の変化と同様に、固定控え工式と撓み性控え工式の間である。

不規則波形振動の場合は、曲げモーメント分布の変化と異って、上記3つのパターンのいずれとも異なった対応を示している。規則波形振動にくらべて加速度レベルの大幅な増大に拘らず、タイ取付け点の前方移動量も少く、矢板壁の変形パターンも変わらず、全体としてはらみ出し量が少し増大しているだけである。この状況は撓み性控え工模型の挙動とは全く異なっている。加速度レベルの増大と曲げモーメント分布の変化との関係とあわせて考察すると、不規則波形振動が模型に与える振動効果は規則波形振動の数分の1程度に過ぎず、不規則波形振動における加速度 500 Gal は規則波形の約 100 Gal にしか相当しないように思える。不規則波振動用模型を作成

矢板岸壁地震時被災の分析

中、海底地盤相当の砂層を他の模型に較べて締固め過ぎた、と実験担当者は述べている⁵⁾が、不規則波形振動がもつこの異常に低い振動効果は、模型製作における不均一性だけによるものでなく、本質的なものである。共振を起しやすい振動数でしかも単純な波形の振動を数波連続する時の振動効果は、当然、複雑な波形の不規則波形振動（共振を起す振動数の振動が連続発生することは期待できない）よりはるかに強いはずであり、前者が土構造物に与える影響は後者に較べて甚だ大きいことは容易に理解できる。

控え工型式が、加速度レベルと矢板壁の曲げモーメント分布あるいは矢板壁の変位、変形との関係に与える影響が大きいことは既に述べたが、これは控え工の変位がもたらす効果である。固定控え工模型では矢板天端は加速度レベルに関係なく変位しない。剛性控え工模型では、加速度レベル 220 Gal で天端は 1.35 cm ($d/H=0.019$) 変位し、撓み性控え工型では、170 Gal で天端が 1.8 cm ($d/H=0.025$) 変位している。

ここで、控え工の変位と矢板曲げモーメントとの関係を考察してみよう。矢板壁によって与えられている裏込め材の土圧はタイ反力と根入れ部地盤反力と平衡している。矢板根入れを支持している地盤反力は、根入れ部の水平移動（撓み変形による）によって誘起されるものであり、この移動が充分大きくなければ反力の増大もまた制限される。裏込め土圧が増大すると、根入れ部矢板壁も前方に押し出されるが、固定控え工の場合は、変位量の小さいタイに反力は集中して、根入れ部支持機構が分担する割合はむしろ次第に低下する。つまり、固定控え工形式の場合は、正の曲げモーメント（裏込め土圧）が増大するほどに負の曲げモーメント（根入れ支持機構）は大きくなれず、両者の境界であるモーメント 0 の点は

次第に降下してゆく。しかし、裏込め土圧の増大にともなって控え工も僅少とはいえ移動すると、タイへの反力集中も崩れ、根入れ支持機構の分担が増大する。つまり、0 点の低下傾向が抑制される。

模型実験で計測された矢板壁曲げモーメントの最大値と、現行設計法により算定される最大曲げモーメントを比較して表-8 に示す（ここでは、振動台加速度を重力加速度で除した値を震度として計算している）。異質な傾向を示す不規則波形振動実験結果を一応横においておく。控え工変位の大きい撓み性控え工模型では、いかなる加速度レベルに対しても常に設計値が実験値より大きい。一方、控え工の移動のない固定控え工模型では、加速度レベルが 100 Gal 以下においても実験値が設計値を大巾に上廻っており、加速度レベルが大きくなるにともなって、その差は拡大している。また、控え工変位特性が両者の中間である剛性控え工模型はまさに両者の中間の傾向を示している。いずれの模型も同一形状の剛性控え版を備えているが、壁高はそれぞれ異なっているため、タイ張力に関する控え版の安全率、いいかえると、控え工の変位特性は異なっている。壁高の小さい模型（模型 V）では固定控え工に準じた傾向を示し、壁高の大きい模型（模型 I）では撓み性控え工模型とほぼ同じ傾向、実験値と設計値はほぼ等しい、を示している。既に指適しているように、模型 I の剛性控え工は、現行設計法で設計される岸壁に較べて僅かではあるが小さめであり、また、矢板より離れた位置に設置されているので、タイ張力に対する安全性はほぼ等価であると思われる。実矢板構造物とよく似た形状の模型 I に関しては撓み性であれ、剛性控え工であれ、矢板壁曲げモーメントの最大値は常に設計値が実験値を上廻っているため、現行設計法は矢板壁曲げモーメントに関しては安全かつ適正である

表-8 矢板壁曲げモーメントに関する実験と設計値との比較

実験番号	控え工	前地 面盤	振動 波形	加 速 度 (Gal)		曲げモーメント 実 験 値 (kgf·cm/cm)			実験値/設計値			天端変位/壁高 (%)			
1	固定	水 平	規 則	0	99	279	6.0	10.0	18.8	0.90	1.25	1.66	0.0	0.0	0.0
2	剛 性	"	"	"	116	222	6.2	8.3	9.5	0.93	0.99	0.93	0.0	0.6	1.9
6	"	"	"	"	85	136	4.3	5.6	6.8	0.98	1.07	1.23	0.0	0.5	1.2
8	"	"	"	"	89	188	4.2	5.6	7.3	1.16	1.29	1.40	0.0	0.5	1.7
3	"	"	不規則	"	188	531	4.8	6.2	8.3	0.72	0.65	0.44	0.0	0.2	0.4
4	撓み性	"	規 則	"	115	171	5.4	7.2	7.9	0.81	0.88	0.85	0.1	1.2	2.5
5	剛 性	斜 面	"	"	85	151	4.1	6.0	8.1	0.94	1.15	1.39	0.0	0.3	0.6
7	"	"	"	"	94	168	3.8	5.5	7.2	1.05	1.27	1.46	0.0	0.4	0.9

といえる。

3.4 タイ張力

各種控え工型式の模型について、タイ張力（振動時ピーク値）および振動の加速度レベルと振動数との関係を図-7⁹⁾に示してある。控え工型式に関係なくいずれの模型においても、タイ張力振動数特性は明瞭な共振現象をもっており、加速度レベルの増大にともなって共振振動数は低下している。この傾向は、加速度が大きくなるにつれて、裏込めの剛性が低下して行くことを示している。当然予想されることであるが、加速度レベルの増大にともなって、共振時および非共振時もタイ張力は増大しており、また、矢板壁曲げモーメントの控え工型式による差異に関連して想定したように、控え工変位の難易に応じてタイ張力が変わっている。

現行設計法によるタイ張力算定値および振動実験中に

おけるタイ張力ピーク値とを表-9で比較する。振動開始前における各模型のタイ張力（常時）はいずれも現行設計法により算定された値よりも小さく、設計値の7～8割程度に過ぎない。しかも、不規則波形振動実験を除外すれば、振動を受けている模型はいずれも、加速度レベルの増大に対応するタイ張力の増大傾向に関して、実験値の増大率は設計値を上廻っている。撓み性控え工模型を除くと、加速度レベル100Gal弱で実験値は設計値を上廻っており、撓み性控え工模型でも、170Galで実験値は設計値を越えている。

前項で、固定控え工の場合において曲げモーメントが他の模型に比して大きいのは、裏込め土圧の増大が主としてタイ張力に分担され、根入れ部支持機構が相対的に低下した結果であると述べたが、表-9では固定形式は変位を避けえない控え工形式、いいかえれば、現実の矢

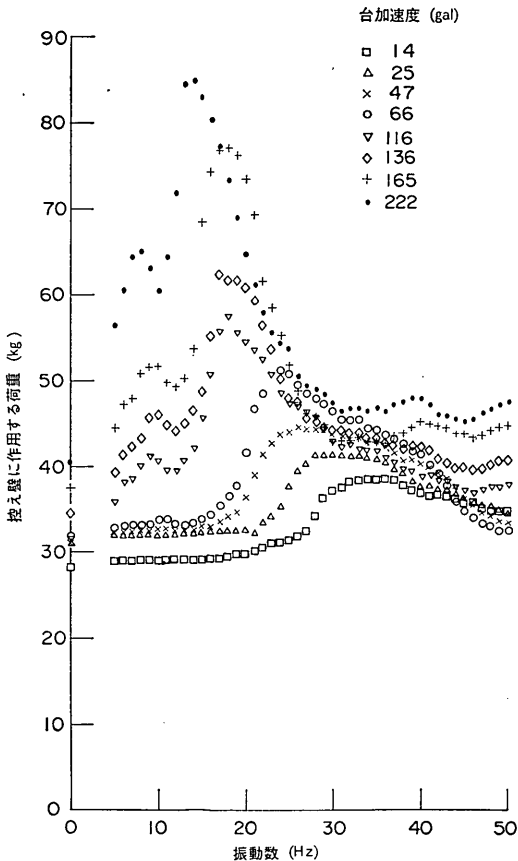


図-7 タイ張力の振動数特性（その1）
剛性控え工模型

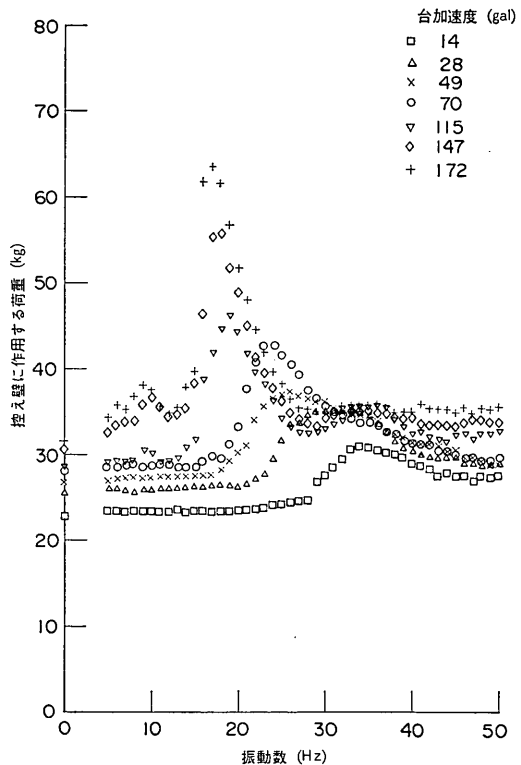


図-7 タイ張力の振動数特性（その2）
撓み性控え工模型

矢板岸壁地震時被災の分析

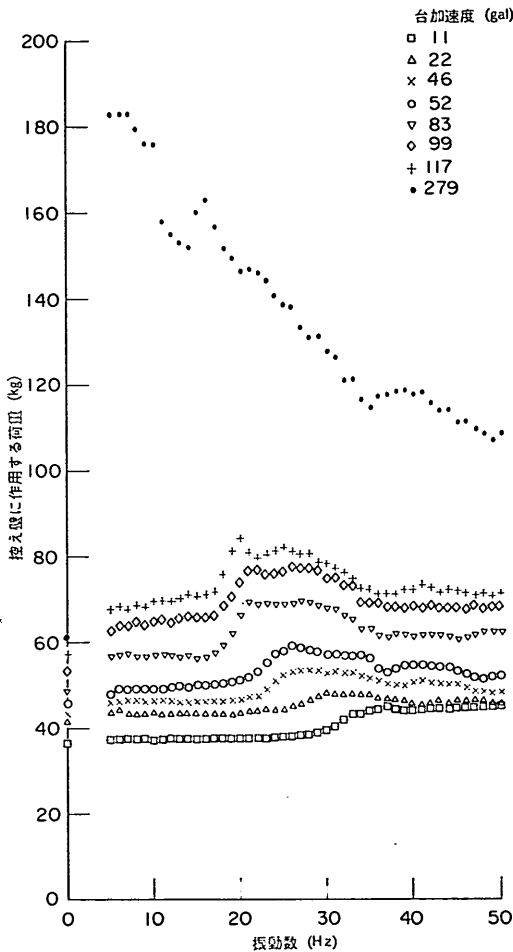


図-7 タイ張力の振動数特性 (その3)
固定控え工模型

板構造物、に較べて、振動時には数割以上も大きい張力が発生していることを示していること、そして、表-8に示されている曲げモーメントに関する実験値と設計値との比と、表-9に示されているタイ張力に関する比とを較べてみると、固定型式の場合では張力の増加傾向が強いものに対して、変位型式の張力の増加傾向は曲げモーメントと同程度であることは、上記推論が妥当であることを示している。

表-9には、振動実験中におけるタイ張力の変動幅および変動幅とピーク値との比もあわせて表示してある。

このタイ張力変動幅は大きく、加速度レベル 100 Galでもピーク値の5~6割であり、200 Gal 近くになると変動幅比は8割近くに達する。矢板壁曲げモーメントの変動幅比 15% に較べると、タイ張力は変動の激しい荷重であることが判る。

タイ張力振動数特性 (図-7) は、共振振動数を中心とした 10~15 Hz 幅の振動数幅以外では、タイ張力は振動数に関係なくほぼ一定であること、かつ、加速度が増大しても、この振動数領域においてはタイ張力は僅かしか大きくなり、その上昇割合は低いこと、つまり、加速度レベルが 200 Gal になっても、タイ張力は常時の5割増し程度に過ぎないことを示している。いいかえれば、タイ張力は衝撃性の荷重ではあるけれども、すべての振動数帯で起るのではなく、特定の狭い振動数帯でのみ発生している。しかし、残念なことに、この特定振動数帯は現実の地震波群の主力成分を載せている振動数領域に含まれているし、その振動数領域の2割を占めているので、現実の矢板構造物が強烈な地震に襲われた場合には、タイ張力の急増および激しい変動を避けることは期待できない。

不規則波形振動実験では、特定振動数帯の振動が連続

表-9 タイ張力に関する実験値 (ピーク値, 変動幅) と設計値の比較

実験番号	控え工	前面盤	振動形	加速度 (Gal)			タイ張力 (ピーク値) A_p (kgf)			変動幅/ピーク値 $\Delta A_p/A_p$		実験値/設計値			
				0	99	279	0	99	279	0	99	279	0	99	279
1	固定	水平	規則	0	99	279	36	77	182	0	0.64	0.91	0.86	1.53	2.57
2	剛性	"	"	"	116	222	28	58	85	"	0.57	0.78	0.66	1.09	1.32
6	"	"	"	"	85	136	27	45	54	"	0.47	0.65	0.78	1.09	1.23
8	"	"	"	"	89	188	32	50	62	"	0.60	0.77	1.00	1.30	1.38
3	"	"	不規則	"	188	531	37	42	50	"			0.88	0.71	0.42
4	撓み性	"	規則	"	115	172	23	46	63	"	0.52	0.70	0.55	0.90	1.07
5	剛性	斜面	"	"	85	151	30	51	50	"	0.49	0.63	0.87	1.24	1.31
7	"	"	"	"	94	168	27	43	54	"	0.61	0.65	0.85	1.12	1.25

することは殆どないので、振動実験中における最大張力ですら共振帯の張力に較べてはるかに小さく、むしろ、特定振動数帯外の低い張力に近いことは当然である。現行設計法による設計値は、剛性控え工型式模型の共振時張力の7～9割であるから、不規則波形振動実験における最大張力が設計値の4～7割程度に過ぎないのも当然である。

変位許容型控え工模型（剛性および撓み性）においては、加速度レベルが100 Galを越えると、実験値は設計値より大きくなる傾向が強くなり、控え工を強くすればするほど、この傾向は顕著となる。単純に考えて、現行設計法は危険なりとして、大きな張力を算定する手法を定めて、より丈夫な控え工を設計、施工すると、タイ張力はさらに増大し、処置なしとなる。一方、現行設計法通りに設計を進めて、何が支障となるのだろうか。安全率が貢献していると思うが、設計値が小さくても、タイの切断、控え工の破壊とはならず、単に控え工が壁高の2～3%（加速度レベル200 Galで）前方に移動しただけであり（表-8参照）、その結果、矢板壁曲げモーメントの増大は抑制されている。したがって、タイ張力に関する現行設計法も、関連ある安全率をセットとして考えれば、適正なものである。

3.5 控え工の変位および変形

変位許容型控え工模型（剛性および撓み性）におけるタイ取付け点変位と振動数との関係を図-8⁵⁾に示す。いずれの模型においても、加速度レベルの増大に応じて控え工変位量は増大してゆくが、この現象は当然でありあまり重要ではない。

注意すべき点は次の現象である。加速度レベルが相対的に低い場合では、特定振動数帯以外の振動数領域においては高振動数領域側でも低振動数領域側であっても共に、変位は全く進行せず、特定の狭い振動数帯においてのみ、変位は進行する。この傾向は基本的には加速度レベルの高低には関係ない。加速度レベル100 Gal以上になると、高振動数領域外においては、微少な変位が進行するようになるし、150 Gal以上になると、低振動領域側においても変位が起ることになるが、基本的傾向は変わらない。ここで注目しなければならないのは、変位がもっとも顕著に進行する振動数はタイ張力振動数特性における共振振動数と同一であり、両特定振動数帯もまた一致していることであり、かつまた、この一致は加速度レベルの高低に関係なく共通の現象であることである。

タイ張力が急激に増大し、かつ、動的変動も急激とな

れば、控え工の変位も顕著となるのは当然のことであるし、タイ張力が小さく、変動幅も小さくなれば、控え工の変位も停止するのは当然である。100 Gal以上の加速度レベルにおける高振動数領域側の微少変位は共振現象の余波であろうし、150 Gal以上の加速度レベルにおける全振動数域の小変位の進行は模型裏込め全体の剛性低下に起因している。

変位許容型控え工模型（剛性および撓み性）の控え工と全く同じ構造の版および矢板壁の静的水平方向荷重試験を行った⁵⁾。この荷重変形関係と、振動実験中におけるタイ張力の動的変動の上端と下端とその時の控え工変位との関係を、あわせて図-9⁵⁾に示してある。振動実験におけるタイ張力のピーク値を包絡する曲線が動的水平方向荷重試験の荷重変形関係を示している。静的荷重曲

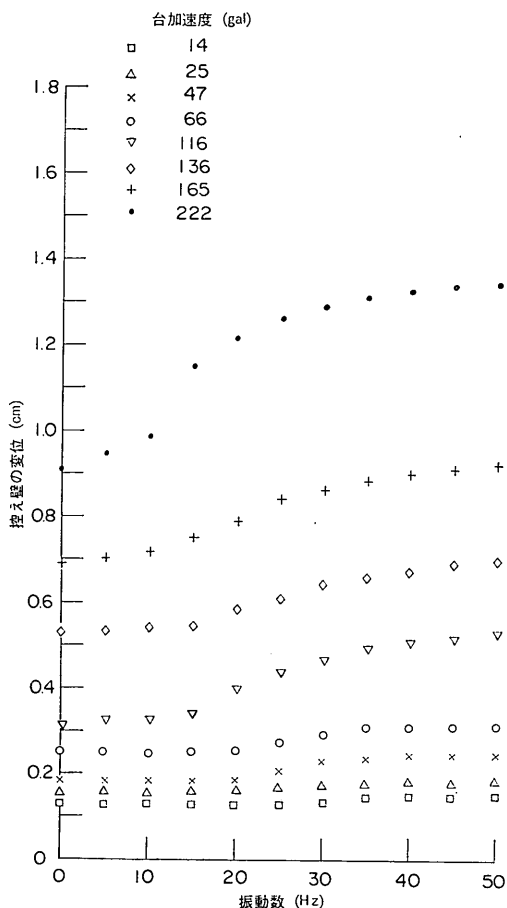


図-8 控え工変位と振動数との関係（その1）
剛性控え工模型

矢板岸壁地震時被災の分析

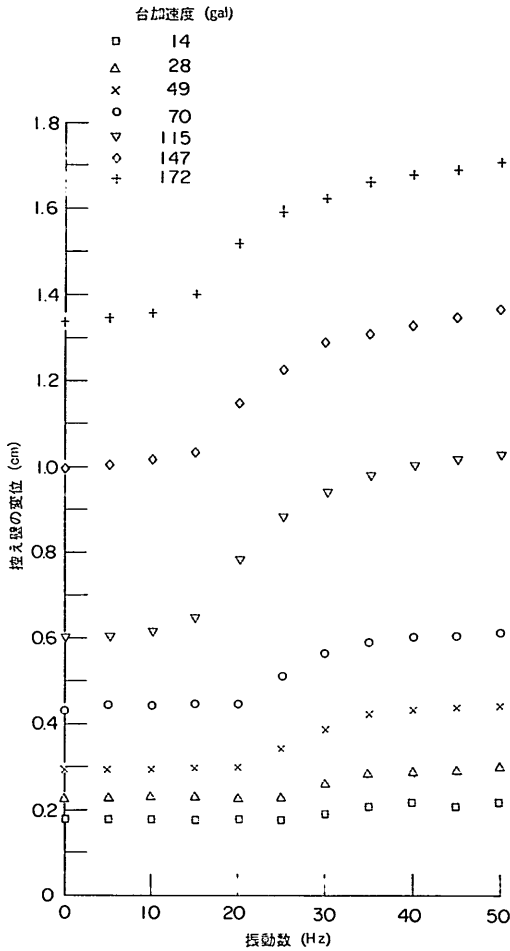


図-8 控え工変位と振動数との関係 (その2)
撓み性控え工模型

線と動的荷重曲線とを比較すると、剛性控え工においては同一変位量での反力は両者接近しており、比にして0.75~0.85であるのに対して、撓み性控え工においては動的の反力はかなり小さくなり、静的反力の0.45~0.50にすぎない。静的荷重試験における両控え工の挙動を比較すると、撓み性控え工の方が僅かではあるが強いが、振動時における水平方向支持力の低下に関しては撓み性の方が大幅に大きいので、振動荷重に対しては撓み性の方が弱くなり、変形しやすくなっている。この性向が両模型の振動実験に反映されて、撓み性控え工模型の天端変位量が大きくなっている。

振動実験において剛性控え工に作用する荷重と現行設計法による控え版の支持力との関係を比較してみよう。

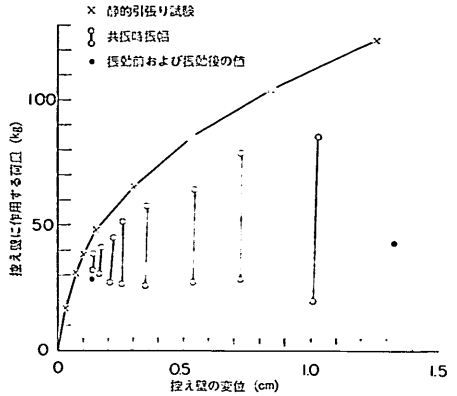


図-9 控え工に対する静的、動的荷重試験の比較 (その1)
剛性控え工模型

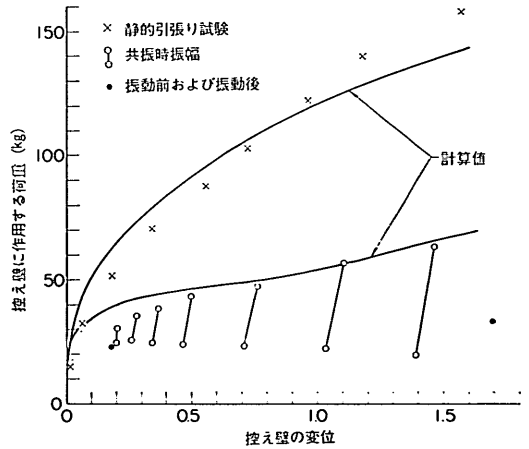


図-9 控え工に対する静的、動的荷重試験の比較 (その2)
撓み性控え工模型

控え版支持力は版に働く主、受働土圧の差として表示されるが、内部摩擦角 32.5° 、壁面摩擦角 15° 、震度は台加速度と線形関係にあるとして計算する。常時においては、控え工の安全率は9~10であり、この模型の控え工の安全性はかなり余裕をもっている。振動をうけると、安全率は急激に低下するが、加速度が200Galを上廻っても安全率はまだ2.5であり、現行設計法の許容安全率2に対してはまだ余裕をもっている。参考のために、剛性控え工の安全率とその時の控え工変位量(壁高との比で表示)との関係を図-10に示す。実構造物と模型との相似関係が不明確であり、また、この一連の振動模型実

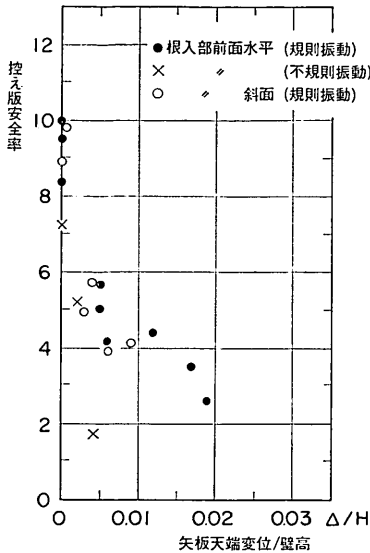


図-10 剛性控え工の安全率と変位との関係

験における控え工の変位はそれまでに模型が受けたすべての振動による変位すべてが加算されているので、単純な類推はできないのだが、振動模型実験において、剛性控え工の安全率が2.5の時に、模型の矢板壁先端の変位が壁高の2%に達していることは興味深い。

撓み性控え工に対する静的水平方向載荷試験および撓み性控え工式模型に対する振動実験中における控え工の曲げモーメント分布を図-11に示す。両者を比較すると、振動実験における撓み性控え工の曲げモーメントは異常に大きいことに気づく。振動実験における最大加速度レベルは172 Galであるが、この時のタイ張力は63 kgfであり、最大曲げモーメントは2.4 kgf・cm/cmである。一方、静的載荷試験における最大荷重は動的載荷重63 kgfの約1.4倍に当たる87.5 kgfであるのに対して、その曲げモーメントは動的荷重の0.7倍に過ぎない。載荷重を等価にすると、動的載荷による曲げモーメントは静的載荷の2倍に相当する。

両者の曲げモーメント分布状況もまたかなり相異している。静的載荷では、曲げモーメントは控え工上半部においてのみ発生しており、下半部においては曲げモーメントは殆ど発生しておらず、つまり、全く変位していないことを示している。これに対して、振動実験においては、加速度レベルが低い段階では静的載荷と同じ挙動を示しているものの、加速度レベルが高まるにつれて最大曲げモーメント発生点も急激に降下してゆき、負のモー

メントの発生領域も消え失せて、控え工全長にわたって正のモーメント発生域となる。この事象から次のことを推理できる。加速度レベルが高い振動実験では、撓み性控え工下部における固定支承機構が消滅し、下端を中心として控え工が回転し始める。別の表現をすれば、150 Gal以上の加速度の振動をうけると、撓み性控え工下部周辺の裏込めまでも控え工自体とは多少異った振動を起して、控え工支持力を低下させる。

振動による控え工の支持力低下が、静的荷重の2倍の曲げモーメントを発生させている原因にほかならない。したがって、静的軸直角方向支持力の理論によって、控え杭または控え矢板の耐震設計を行うことには問題がある。

振動実験による撓み性控え工の曲げモーメント分布を示している図-11には、タイ張力が共振現象を起している時の値と、当該加速度レベルの振動実験が終了した後

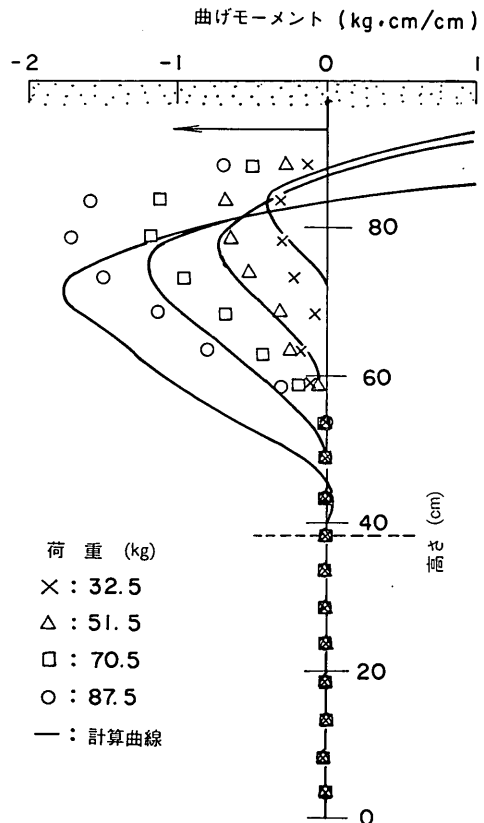


図-11 静的および動的載荷試験における撓み性控え工の曲げモーメント図(その1)
静的載荷

矢板岸壁地震時被災の分析

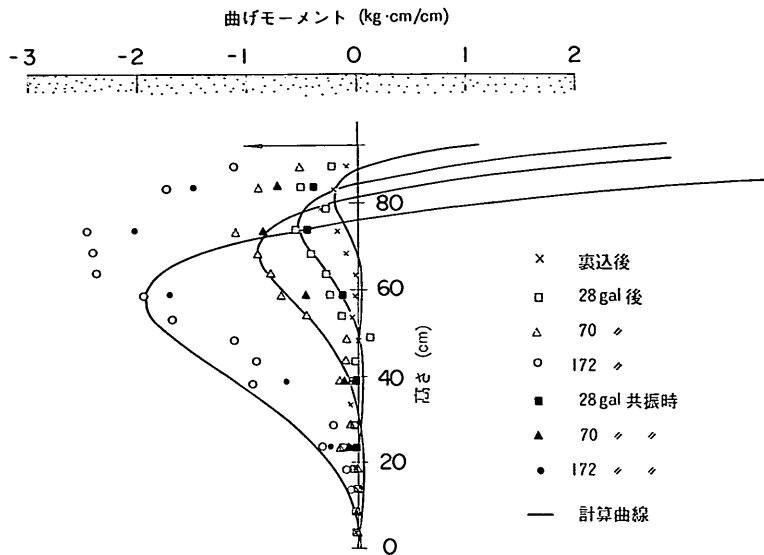


図-11 静的および動的载荷試験における撓み性控え工の曲げモーメント図 (その2)
動的载荷

の値とをあわせて表示してある。両者を比較すると、興味深いことに、計測時刻が遅い振動終了時における曲げモーメント値が僅かではあるが大きく、この傾向は加速度レベルには関係なく同じである。共振時のタイ張力ピーク値の約半分しか相当していない張力が作用している時の曲げモーメントの方が、共振時よりも大きいことは、撓み性控え工の曲げ変形は矢板壁の曲げ変形と同様に非可逆的現象であることを意味している。いいかえれば、加速度レベルが高くなると、撓み性控え工の下部周辺の裏込めまで、程度の差はあれ矢板壁背後の裏込めと同種の挙動を示していることを意味している。

なお、図-11 に表示されている曲線は Chang の方法により計算された曲げモーメントの値である⁵⁾。

また、撓み性控え工に発生している最大曲げモーメントによる矢板応力は僅か 170 kgf/cm² であって、部材は降伏現象に対して十分余裕ある状態であることを附記しておく。

3.6 控え式矢板壁の振動時挙動

今までに、規則波形振動実験と不規則波形振動実験との実験結果を検討してきたが、両者の間で相当な差異があることが明らかとなってきた。同一加速度レベルであっても、規則波形振動の方が不規則波振動に比べて数倍以上の控え工変位、数割増しのタイ張力および矢板曲げモーメントを起しており、この傾向は加速度レベルの

増大にもなると激しくなってゆく。いうならば、規則波形振動は破壊的である。

地震波のうち破壊的波群というもののひとつに、構造物を共振現象に引き込む波群をあげねばならない。この性質を並べてゆくと、構造物または地盤の固有振動数に等しいかあるいは近い振動数を持ち、かつ、パワーもあり、しかも、同種の波が数波以上引続いて来襲してくる波群となる。規則波形振動は、正弦波形を5波続けた波群であるから、地盤または構造物の固有振動数と一致する振動数帯の場合には規則波形振動はまさに破壊的波群である。一方、不規則波形振動は同種、同形の数が数波引き連らなってくることは少なく、共振現象が起ることは甚だ稀である。この差異が実験結果に反映されているわけである。破壊的地震に裂かれた矢板構造物の安定を論ずるのであれば、不規則波型振動実験ではなく規則波形振動実験の結果を勘案してゆくべきである。しかしながら、規則波形振動実験は波数が5波と決めており、また加速度レベルが100 Gal ないし 200 Gal に達するまでに数段階の振動実験を重ねており、この間に地盤の締固め、あるいはセン断変形などを起して現実の地震と一致していない点があることも考慮しておかねばならない。

控え工変位の振動数特性 (図-8) とタイ張力の振動数特性 (図-7) との関係は既に論ぜられている。つまり、振動時においてタイ張力の変動が激しくなる特定振動数

帯では、同時にタイ張力そのものもピーク値を示しているが、控え工変位もまた活発となる。引張り力が大きくなれば、控え工は引きずり出されてゆくという、当然の関係である。

ここで、矢板壁、控え工および裏込め各部の加速度応答特性(図-5)とタイ張力振動数特性との関係を考察してみよう。矢板壁とその近傍の裏込め材の加速度応答特性はほぼ同じとみなされるので、まとめて検討する。タイ張力がピーク状態に達する以前の低振動数領域では加速度応答倍率は1.0~1.3と小さいが、張力がピーク状態である特定振動数帯では応答倍率は2.0~2.7と急増し、そして、ピーク状態をすぎた高振動数領域においても、一部の例外振動数領域においては、ピーク状態と同様に高い応答倍率2.0~2.5となっている。この例外領域は35 Hz 前後および50 Hz 前後であり、ここでは応答倍率は1.7~2.0であり、タイ張力も僅かではあるが大きい目である。これらの性質は35 Hz 前後の領域で特に強くあらわれている。実験担当者は砂層の振動特性に関する実験結果を用いて実験用砂層の1次共振振動数を概算し、裏込め相当のゆる詰め砂層では42 Hz、海底地盤相当の密な砂層とゆる詰め砂層の合成砂層では30 Hzとしている⁹⁾。要約すれば、加速度応答倍率の高い振動数帯は3か所あり、それらはタイ張力の共振数帯、裏込め材の固有振動数帯、砂地盤全体の固有振動数帯であり、応答倍率は2.0~2.7である、となる。タイ張力に関しては、第1の特定帯では甚だしく増大するが、その他の特定帯では僅かであるけれど他の振動数領域より小さい目である。

矢板壁および近傍の裏込め材から裏込め材中間部および控え工に話題を変えよう。加速度応答特性とタイ張力と関連づけると、矢板壁中心の系とは多少異なっている点があることに気づく。タイ張力がピーク状態になる前の低振動数領域においては、応答特性および倍率はともに矢板壁系と同じであるが、張力ピーク時の特定振動数帯においては、倍率は矢板壁系に較べて小さく1.5~2.0に過ぎず、高振動数領域においては、矢板系とよく似ており、倍率は2.0前後であるが、剛性控え工自体のみは異なった応答を示し、周辺裏込め材の応答倍率より小さい1.5 前後の倍率となっている。

矢板壁および近傍の裏込めで形成される振動系(矢板系)と、控え工を中心とする裏込め集団が形成する振動系(控え工系)との加速度応答特性に関する差異を検討してみると、次のような考えが浮んでくる。台振動加速

度(地震基盤加速度)が低い状態であれば、矢板系および控え工系はほぼ一体となって振動しているが、ある値を越えると、両者は相互にタイによって結ばれているものの、それぞれ独自の振動を起し始める。矢板系の前面は自由空間であり、拘束状態が弱いので、矢板系の固有振動数は低い。これに対して、控え工系は拘束度が高く、矢板系に較べて高い固有振動数を持っている。矢板系の共振振動数帯より低い振動数領域においては、両者ともに同じ振動挙動を示し、その応答倍率は1.0~1.5である。また、控え工系共振振動数帯よりも高い振動数領域においても、両者はほぼ同じ振動挙動を示し、その倍率は2.0前後と少し高い。したがって、この両振動数領域では、両振動系が結びつけているタイにも大きな負担がかからず、大きな張力も、また、激しい張力変動も生じない。しかし、両共振振動数帯にはさまれた領域においては、矢板系は相対的に激しい振動をするのに(高振動数領域の応答倍率は高い)、控え工系は振動をしているので、両者を結んでいるタイの張力は激しく変動するし、その最大値も大きくなる。この領域がタイ張力に関する共振振動数帯である。

タイ張力がその最大値も強く、さらに変動幅も大きければ、控え工は簡単に引き出されるはずである。タイ張力の共振振動数帯と控え工変位の共振振動数帯とが一致している点が上記推論の確かさを示していよう。

加速度レベルの増大につれて、タイ張力の共振振動数は低下しているが、このことは矢板系の固有振動数の低下を意味し、かつ、矢板壁根入れ部支持機構の弱体化を示している。根入れ部支持力の低下は矢板壁下部の前傾を誘起する。しかしながら、加速度レベルの増大は控え工の前方移動もあわせて促進しているので、両者は併行的に進行している。たまたま、控え工の変位による矢板上部の移動および回転と、根入れ支持力の減少による矢板下部の前傾とが、丁度バランスして、矢板の変形状態が振動前の状態と全く変わっていないとすれば、矢板壁全体が剛体的に前傾したものとみなしうる。このような場合には、矢板壁の曲げモーメントも、タイ張力も、根入れ部拘束モーメントも、したがって、根入れ部支持力の実質的效果も変わらない。

撓み性控え工モデルでは、加速度レベルの増大によっても、矢板壁曲げモーメント分布の変化が小さいので、控え工変位と根入れ地盤の変形とは奇妙にバランスする状態に近いものと思われる。一方、剛性控え工モデルでは、曲げモーメント分布よりみて根入れ部支持機構の方が弱

矢板岸壁地震時被災の分析

くみえるし、控え工変位量が撓み性控え工より少ないことからみてタイ張力がより有効に作用していることが判るように、先の微妙なバランス状態より遠のいている。振動実験に用いた剛性控え工は各港に建設されている実在の矢板構造物の控え工に較べて多少安全に作られていることを勘案すると、実在矢板構造物が激しい地震に襲われた時の挙動は、振動実験中の撓み性控え工模型と剛性控え工模型の中間の挙動と等しいものと思われる。いいかえれば、タイ張力は増大し、控え工は前方に移動し、これに伴う被害は発生するけれども、矢板壁曲げモーメントはあまり増大せず許容値内におさまっており、矢板壁の折損は起らない。矢板壁曲げモーメント分布形状でさえ変らないので、根入れ部支持機構はそれなりに有効に機能していると判断できる。したがって、現行耐震設計法通り適切に設計されている矢板構造物(実在構造物)は、控え工が変位による被害が発生する前に、矢板壁根入れ部がはらみ出すこともありえない。

振動は地表に近いほど強く作用すると思えるので、浅い地盤の横方向支持力だけで抵抗している剛性控え工の方が、深い根入れをもつ撓み性控え工よりも弱く、振動

実験においても控え工の変位量が多いと、考えるのが当然であるのに、実際には撓み性控え工の変位の方が大きい。図-11 で明かなように、振動状態における軸直角方

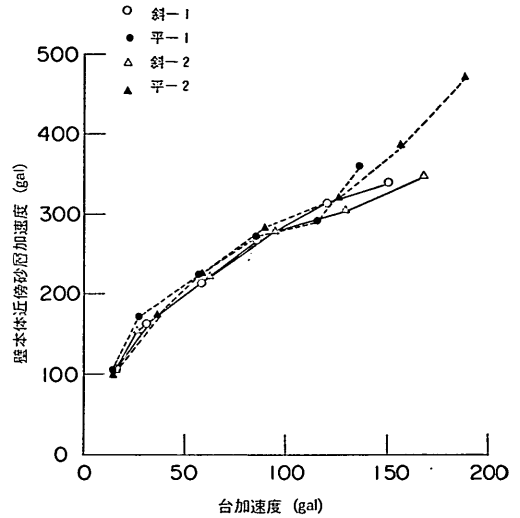


図-12 矢板壁近くの裏込めの加速度と加速台度

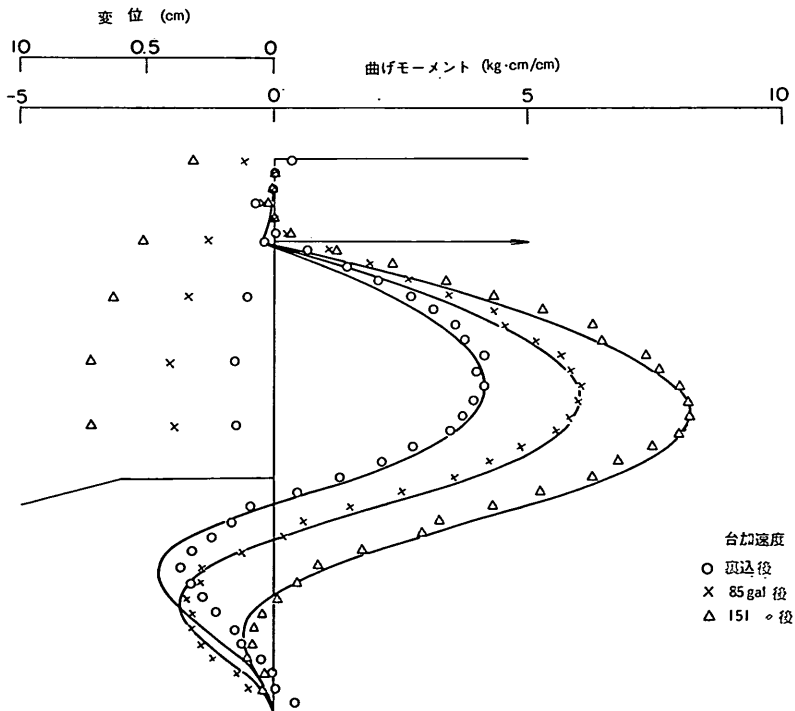


図-13 模型矢板壁曲げモーメント分布図および曲げ変形図(その1)
根入れ前面が斜面

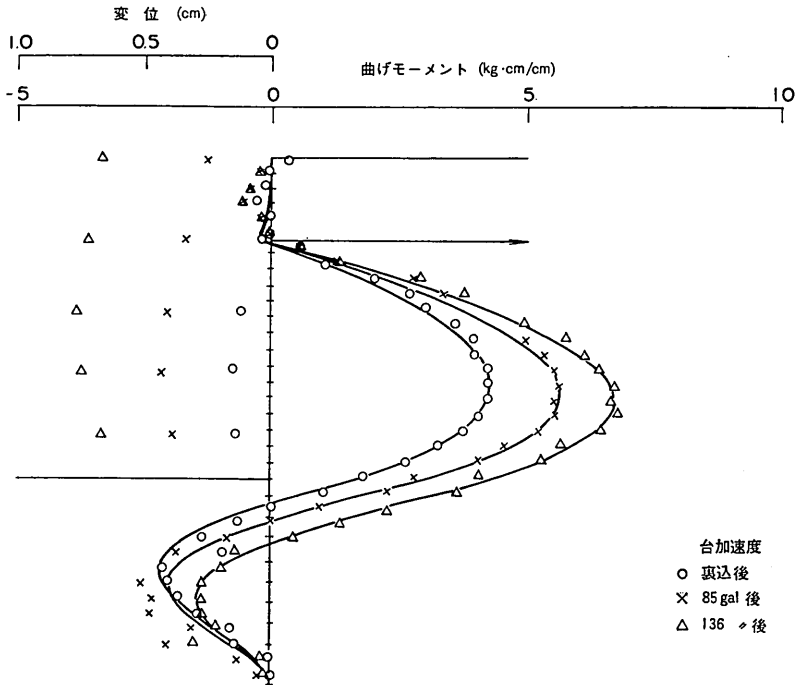


図-13 模型矢板壁曲げモーメント分布図および曲げ変形図 (その2)
根入れ前面が水平面

向支持力は静的支持力に較べてはるかに小さいことからみて、この種の構造は振動に対してあまり強いものではないことは確かである。しかし、何故弱いのかという問には明解に答えられない。多少、荒い推察をすれば次のように考えられる。掘み性控え工の深く長い壁は壁前後に隣接している裏込め同志の縁を断ち切り、裏込めとしての一体性を裂いている。そもそも、砂中に鉛直に埋込まれた板は、砂粒子間せん断強度 $\mu = \tan \phi$ を壁面摩擦係数 $\mu = \tan \delta$ に低下させるので、静的状態においても地盤のせん断強度を弱めている。動的状態になると、砂地盤の砂粒子が振動するが、砂地盤中の板は隣接している砂の振動を制限することになる。この効果は砂粒子の振動巾相当だけ砂粒子を押しつけることとほぼ同じであるから、板の周辺の砂地盤はゆるくなる。振動が激しくなれば、砂粒子の振動幅も拡大するので、板と隣接砂粒子間の一体性はますます弱まってゆき、砂地盤のせん断強度を大幅に低下させることになる。したがって、根入れが長くなるに伴って、地盤強度を害う程度も大きくなる。つまり、剛性控え工の方が相対的に強くなり、変位量も小さくなる、というわけである。

3.7 根入れ部が斜面となっている矢板壁

横さん橋の護岸などに矢板壁を用いると、根入れ部は斜面となり、矢板壁の安定に問題をもたらす。この欠点を補うために、根入れ長、矢板断面、タイ断面を大きくせねばならない。この実験では、震度0.2の時に、沢田の方法で受働土圧を計算してえた根入れの安全率がそろのように、根入れ部前面が斜面と水平面である2種類の模型を2組作って、振動をかけてその挙動を比較している⁹⁾。

矢板本体、その背後の裏込め、裏込め中央部および控え工の加速度応答の振動数特性は根入れ前面の地盤形状には関係なく同じである(表-7参照)。しかし、加速度が150 Gal以上となると、共振振動数における加速度応答で僅かな差異が生じる(図-12参照)⁹⁾。僅ではあるが根入れ部が斜面の模型において応答は弱くなっている。沢田の方法により根入れ長を長くしたにもかかわらず、補正目標の200 Gal以下で根入れの支持力に不足の傾向が現われてきている。

矢板壁の曲げモーメントに関しては、その最大値にしても、分布形状にしても、両者の間に差異が生じている(図-13⁹⁾および表-8参照)。図-13に1組の模型(実験

矢板岸壁地震時被災の分析

番号5および6)の矢板壁曲げモーメントの分布を示しているが、振動前の分布は両者一致しているが、加速度が大きくなるにつれて分布形状は異なってくる。根入れ支持力に問題のある斜面型においては、加速度が大きくなるにともなう支持機構が弱まるため、モーメント0の点は降下し、負のモーメントの領域は狭まり、その結果として、正のモーメントの最大値は水平型に比べて大きくなっている。

控え工の変位に関して、両者を比較すると、加速度応答および矢板壁曲げモーメントの傾向に反して、斜面型の方の変位量が小さい(図-14⁹⁾および表-8参照)。

タイ張力に関して、両者を比較すると、それぞれバラツキがあるので明確にはいえないけれども、ほぼよく似た値をとっている(図-15⁹⁾および表-9参照)。

斜面型の模型では、根入れ部の支持機構が相対的に弱

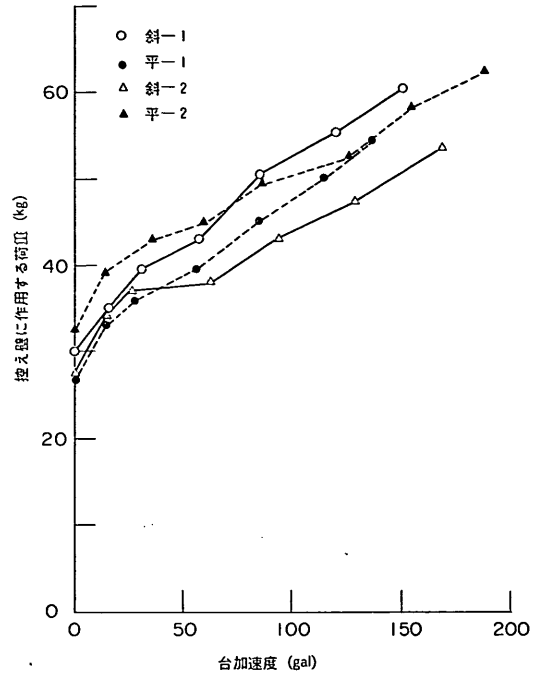


図-15 タイ張力と台加速度

いので、裏込め土圧と平衡せねばならぬという観点にたてば、タイ張力は相対的に大きくなければならず、その結果、控え工の変位量も相対的に大きくなっていなければならない。しかし、実験結果は、同じタイ張力、少い控え工変位となっており、上述の考察と一致しない。ここで、根入れ部前面の地盤が斜面の場合の矢板曲げモーメント分布および矢板壁の変形状況(図-13)に固定控え工模型のそれ(図-6)を比較してみると、両者がよく似ていることに気づく。ともに、控え工取付け点での変位は無い小さいが、海底面附近での矢板変位量は大きくなっている。両者の違いは、タイ取付け点での変位の有無と、海底面上での矢板壁の変位が最大であるか否かである。正確にいえば、斜面型矢板模型は固定控え工型模型と普通の模型(剛性控え工型模型)の中間の型に等しい。このように考えると、斜面型の控え工変位量が水平型より小さいことは理解できる。つまり、控え工の抵抗が根入れより相対的に強い場合、矢板構造物は控え工より矢板根入れ部がより前方に移動する傾向をもっていると理解できる。さらに、矢板壁が天端から海底面以下まで前方に変位して行けば、矢板壁背後の裏込土圧が軽減する可能性はあり、その結果として、タイ張力も小さくなる可能性もある。タイ張力に対するこの軽減効果と、

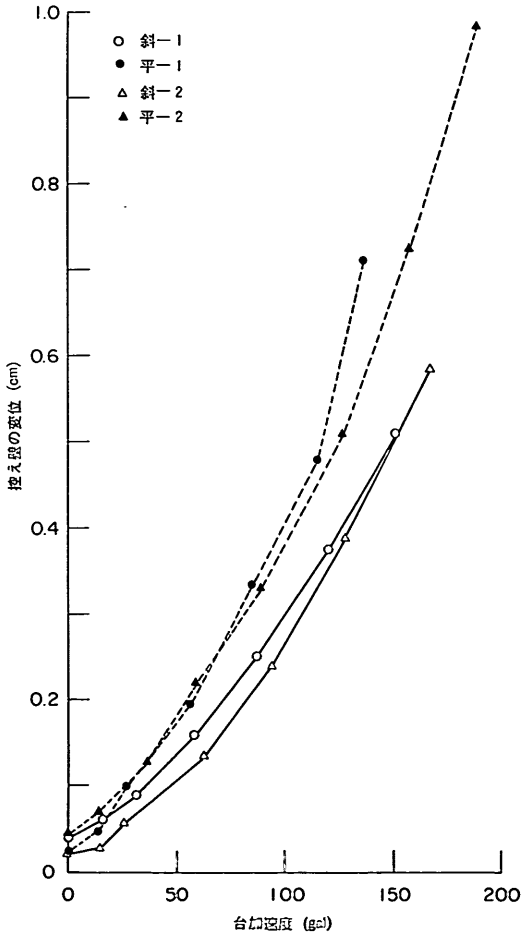


図-14 控え工変位と台加速度

控え工と根入れとの抵抗度の差異によるタイ張力の増大効果がたまたま相互に打消しあうと、斜面型と平面型のタイ張力とが等しくなることもありうる。

4. 地震をうけた矢板岸壁の被害状況

4.1 地震被害報告

激しい地震が発生して、港湾施設に重大な被害が発生すると、被害調査のために、港湾局、港湾技術研究所、港湾建設局より専門家が集って調査団を編成する。早急

に現地におもむき、被害状況を詳細に調査し、その成果はとりまとめられて調査報告書として発表される。報告書の形式は特に定められているというわけではないけれども、新潟地震港湾被害報告（昭和39年）⁹⁾以来、ほぼ同じ形式がとられており、地震の概要（含む強震記録）、被害概要、各施設別被害状況、および考察の構成となっている^{10),11)}。

新潟地震報告書以来、上記報告書では、各調査対象構造物の被害状況は無被害から全壊まで5段階にわけられ

表-10 地震被災港の最大地盤加速度

地震名 (発震年月日)	震源				マグニチュード	港名	実効距離 (km)	基盤加速度 (Gal)	地盤加速度 (Gal)	位置番号
	震源地名	北緯	東経	深さ (km)						
男鹿地震 (1939. 5. 1)	男鹿地盤	39.95	139.8	0	7.0	秋田港	23	235	286	14
東南海地震 (1944.12. 7)	東海道沖	33.7	136.2	0~30	8.0	名古屋港	58	211	330	18
						四日市港	52	222	278	19
新潟地震 (1964. 6.16)	新潟県沖	38.35	139.18	40	7.5	新潟港	35	—	159*	16
						酒田港	18	282	405	15
1968年日向灘地震 (1968. 4. 1)	日向灘	32.28	132.53	40	7.0	細島港	81	—	242*	20
1968年十勝沖地震 (1968. 5.16)	十勝沖	40.58	142.33	20	7.9	大船渡港	160	92	101	13
						釜石港				12
						八戸港	100	—	233*	11
						青森港	147	—	208*	9
						野辺地港	117	126	157	10
						大湊港	94	150	183	8
						函館港	147	102	134	7
						室蘭港	167	—	205*	6
苫小牧港	163	88	120	5						
1970年日向灘地震 (1973. 7.26)	日向灘	32.07	132.03	10	6.7	外ノ浦港	81	92	114	21
1973年根室半島沖地震 (1973. 6.17)	根室半島沖	42.97	145.95	40	7.4	霧多布港	51	182	249	3
						釧路港	102	—	164*	4
						根室港	38	211	257	1
						花咲港	34	223	280	2
1974年伊豆半島沖地震 (1974. 5. 9)	伊豆半島沖	34.57	138.8	10	6.9	下田港	8	310	316	17
チリ地震 (1960. 5.22)	チリ沖	39.5	74.5		8.5	Pt. Montt	130	147	160	22

* 強震計による実測値

矢板岸壁地震時被災の分析

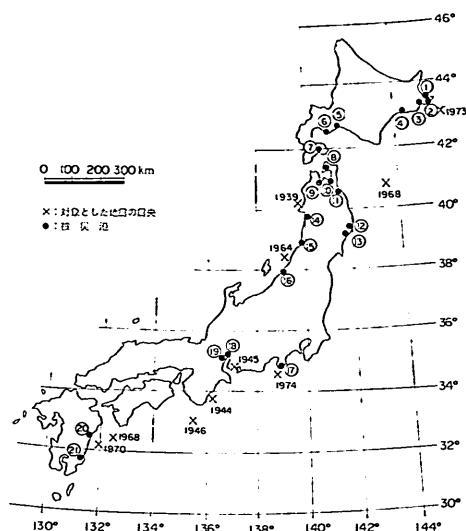


図-16 被災を受けた港の位置

て数字で表示されている。この報告をとりまとめるに当たって、この分類は非常に役立ったので、不幸にして今後地震被害報告を作成せねばならなくなった折には、この分類および評価を続けていただきたい。

この検討に用いた被害港湾構造物の所在する港湾および被害をもたらした地震は表-10および図-16に示された通りである。この他にチリー地震における被災例も検討に加えられており、対象地震は件数にして11例、規模にしてマグニチュード6.7から8.5と大、さまざまな規模の地震が含まれている。対象被災港は全体で22港とやはり数も多く、地盤条件にしても砂地盤あり、粘性土地盤あり、かつ、軟弱地盤、良質地盤と各種地盤をほとんど包括している。

男鹿半島地震¹³⁾、東南海地震、三河地震および南海地震¹³⁾、¹⁴⁾はいずれも大太平洋戦争の戦前、戦時あるいは戦争直後の混乱期に発生したもので、入手できた資料は限られたものであり、当時の記録は被害をうけた構造物に限られており、これら地震における被災港に無被害構造物があったか否か、無被害構造物はどのような構造であるのか全く不明である。チリー地震によるチリー港湾施設の被災についても同様である¹⁵⁾。また、終戦前後の短期間に激しい地震をたて続けに3回も震われた名古屋港および四日市港の港湾施設は、この間に十分な被害調査が行われなかったため、どの地震でどの施設が被害を受けたのか、また、最初の地震で被災した構造物がその後の地震でどのように被害が広がっていったのか、など全く

不明である¹⁴⁾。

新潟地震以降では、調査対象港に存在するすべての大型港湾施設が調査対象となり、被害の有無に関係なく、すべての構造物状況が調査、記録されている。被災構造物だけ抽出されている懸念のある被災例（秋田、名古屋、四日市、チリー）の数は少く、対象構造物全体の僅か数%に過ぎないから、この検討は被災港における全構造物調査とみなすことができる。

今回集めた震害報告書などに記載されていた矢板構造物はセル、棚式矢板など特殊形式の構造物を含めて全体で147例ある。このうち、この報告の検討対象である控え式鋼矢板式けい船岸は110例であり、これらのうち標準型である控え版形式の構造物は77例であり、全体の5割を占めている。控え版形式以外の控え形式としては控え矢板、控え直杭および控え組杭形式である。控え鋼矢板構造物110例のうち74例は現行耐震設計法により安定解析されている。詳細は表-11に示す。なお、今後この報告では、控え版、控え矢板、控え直杭および控え組杭などの控え工と鋼矢板壁とをタイロッドで結んだ構造物を控え鋼矢板構造物と総称する。

表-11 検討対象とした地震、港、構造物数

検討対象地震数	検討対象港数	検討対象構造物数				計
		控え版	控え矢板	杭え直杭	控え組杭	
11	22	77 (30)	23 (9)	6 (0)	2 (1)	110 (40)
		57 (19)	9 (1)	6 (0)	2 (1)	74 (21)
		安定計算対象構造物数				

() は内数で無被害件数

4.2 被害を受けなかった矢板構造物

検討対象港に建設されていた矢板構造物147例のうち約4割に相当する60例の構造物が被害を受けていない。検討対象港で地震を受けた控え鋼矢板けい船岸111例のうち、同じく4割弱に相当する42例が被害を受けていない。

被害事例分析の対象資料としては、資料数も充分あるし、被害例と無被害例との数もバランスがとれており、適切な資料といえよう。

港別被災率でみると、当然のことながら、地震の規模、震源からの距離などにより被災率はいろいろと変って

る。新潟地震(推定最大地盤加速度 160 Gal)では対象構造物 26 例のうち無被害は 3 例にすぎず、被災率は 88% である。十勝沖地震で被害が大きかった八戸港(測定地盤最大加速度 233 Gal)では 11 例のうち無被害は 3 例で、被災率は 73% である。同じ地震における苫小牧港では 14 例中 9 例が無被害で、被災率は 36% である。地盤の液状化により構造物の被害が甚大となった新潟港を除くと、最大地盤加速度が大きくなるにともなって、被災率が高まるという当然の傾向が認められる。新潟地震、十勝沖地震、根室半島沖地震と被害調査の時に港内の矢板構造物全数の被害調査を実施した各港湾における被災率と最大地盤加速度との関係を 図-17 に示す。構造物建設地点の地盤の良否、耐震設計しているか否か、対象施設数、その他特殊事情の有無などによって、バラツキはあるけれども、一般的に、最大地盤加速度が大きくなるに従って被災率が高まってゆく傾向は認められる。このほかに、最大地盤加速度が 100 Gal 以下であると矢板構造物は被災しないこと、反対に 250 Gal 以上になると殆どどの矢板構造物が何らかの被害を受けていることも認められる。また、控え鋼矢板構造物とその他矢板構造物との差異に関しては、資料数が少ないので明確な議論はできない。

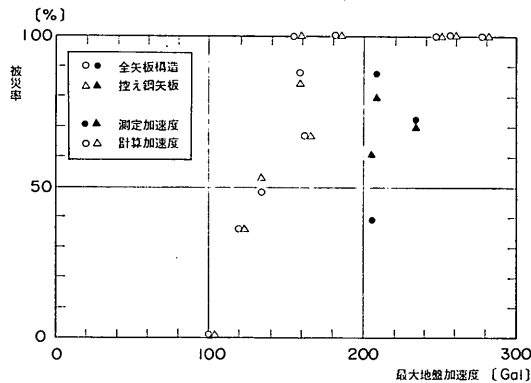


図-17 最大地盤加速度と被災率との関係

新潟地震に襲われた当時、新潟港の主要港湾施設は信濃川沿いに建設されていたので、いかえれば、液状化しやすい地盤の上に建設されており、かつ、地盤沈下対策事業の一環として行われたかさ上げ工事により、複雑な断面形状であり、頭でっかちの構造であったので、これら施設は耐震性という観点では問題の多い状態にあった。したがって、新潟地震により、信濃川沿いの土木構造物のほとんどのものが、全壊に近い状態となった。一

方、砂丘などを開さくして建設した新潟東港においては、地盤そのものが良好であり、また、けい船岸も耐震設計されているので、新潟地震による被害は全くなかった。東港は当時建設途上にあっただけで、完成されている岸壁数も極めて少かったので、新潟港全体における無被災矢板岸壁数は少なく、西港地盤の液状化現象のために被災率は大きくなった。

耐震設計された矢板岸壁は、耐震設計されていない構造物に較べて地震に強いと思われる。この点を検討するために次のような作業を行う。(イ) 耐震設計されていることが確認された構造物の被災率を計算する。(ロ) 建設工事に着手した年月が明確な構造物を抽出する。(ハ) これら構造物を、終戦前建設(昭和 20 年以前)、港湾構造物設計基準作成後建設(昭和 41 年以降)および、その中間期に建設されたものにグループ分けする。(ニ) 中間期建設の構造物をさらに 5 年間ごとのグループに細分する。(ヘ) 各グループ毎に被災率を計算する。この一連の作業の結果を表示したものが表-12 である。なお、母集団の被災率は 61% である。母集団の被災率、表-12 に示されている各グループの被災率、相互間で比較してみると、次のような奇妙なことになる。(イ) 耐震設計(設計震度 0.05~0.2)した構造物の被災率が母集団よりも高い。(ロ) 耐震設計法が既に完成され設計面で十分活用されたと思われる昭和 36 年~40 年間に建設された構造物が全期間通じて最大の被災率 75% となっている。(ハ) 耐震設計法が充分完成されていないと思われる終戦前建設の構造物の被災率は母集団より僅かではあるが低い。これらの事例は、耐震設計された矢板構造物の方が被災しないのではないかと当初の想定とは相異している。設計震度以上の作用震度が働けば構造物は被害をうけるであろうし、また、耐震設計法は必ずしも設計震度下の作

表-12 耐震設計を行った矢板構造物の被災率

		対象 構造物	無災害 構造物	被災率 (%)
検討対象構造物		110	40	64
耐震設計を実施した構造物		45	14	64
着 工 時 期	~昭和 20 年	35	1	59
	昭和 21 年~ 25 年	8	5	67
	26 年~ 30 年	0	0	
	31 年~ 35 年	11	5	55
	36 年~ 40 年	40	10	75
	41 年~	22	10	55

矢板岸壁地震時被災の分析

用震度のもとで構造物を軽微な損傷さえも起させないわけでもないし、かつまた、耐震設計法が確立する以前においても何んらかの意味あいで地震を考慮して設計されたこともあるだろうし、また、地震に対して配慮しなかったこれらのことを考えあわせれば、この程度のバラツキは当然起るべきバラツキであるのかもしれない。とにかく、この一連の検討によって、耐震設計されていない構造物は被災する危険が高いとの傾向を見出すことはできない。

4.3 控え鋼矢板構造物の被害

手許にある地震被害報告に記載されている鋼矢板岸壁などの被害状況を整理すると次の通りである。

- (i) 矢板壁天端のはらみ出し（時には沈下をとまうことあり）
- (ii) 控え工の前方移動（背後の裏込めの地割れまたは沈下）
- (iii) エプロンの沈下および舗装の亀裂
- (iv) その他（上屋の崩壊、タイロッドの抜け出し）

被害の例として、図-18, 19, および 20 に控え版式鋼矢板岸壁（函館港）、控え矢板式鋼矢板護岸（函館港）、および、控え直杭式鋼矢板岸壁（八戸港）の被災状況（実線表示）と被災前の状況（点線表示）を対比して示してある。また、この報告で検討対象とした控え鋼矢板構造

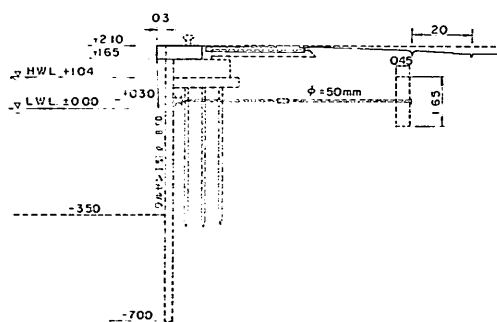


図-18 函館港西埠頭G区物揚場の被災断面図

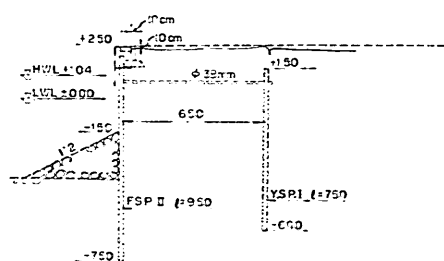


図-19 函館港港町地区七重浜護岸の被災断面図

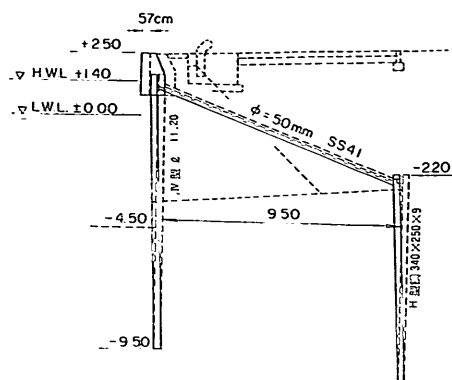


図-20 八戸港館鼻漁港岸壁の被災断面図

物全数に関して、地震、港名、施設名、断面形状、完成年度、被災度、および、被害の概要をとりまとめて付表-1 に表示してある。両者を調べると、被害は上記 4 型式のいずれか、あるいは組み合わせたものに分類されることが判るであろう。

ここで注意すべきことは、矢板岸壁などを設計する際に必ず計算する矢板壁の折損（曲げモーメント）および根入れ部のはらみ出しの被害の例はこの報告の検討対象構造物のなかになく、また、今までの地震被災の実例としても著者等の耳にも達していないことである。また同様に、非常に特殊なタイであるか、あるいは施工に決定的な間違いを犯していない限り、地震によってタイロッドが切断する事例もない。この検討対象構造物のうち、地震災害としてタイロッドに支障があったのは僅か 3 例にすぎず、このうち 2 例は施工に問題があったし、1 例は既設護岸を改良したけい船岸であって標準的岸壁ではなかった。

ほとんどの被災矢板構造物がエプロンの沈下、矢板壁天端のはらみ出し、を起している実状からみて、地震被害が最初に起る現象はエプロンの沈下およびそれに起因する舗装の亀裂である。地震動が強くなるにつれて、被害の範囲は広がり、程度は著しくなり、矢板天端の前方移動が目立ち始め、エプロンの沈下量も大きくなり、控え工直上部の舗装亀裂が発生する。地震がさらに強くなると、矢板天端のはらみ出しも大きくなり、法線方向にも振り、かつまた、控え工の前方移動が目立ち始め、控え工背後の土砂の沈下および地割れが現われてくる。

矢板壁天端のはらみ出し、エプロンの沈下、控え工の前方移動はいずれも互いに関連しあっており、表裏一体の関係にあるともいえる。その相互関係は次のようなものと推理できる。地震動によって主働土圧が増大したた

めか、あるいは、地盤振動によって控え工を支えている裏込め材の水平方向支持力が低下したためか、または、両者がからみ合った結果か、まず控え工が前方に僅かではあるが移動する。その結果、タイ張力が瞬時だけ低下して、矢板壁上部の前傾を促進し、それを追って矢板背後の裏込めは水平方向に拡がり、鉛直方向に縮まり、表面は沈下する。裏込めのゆるみは控え工に対する支持力の減少に影響して、新たな循環が始まり、矢板壁天端の前方移動、エプロンの沈下および控え工の移動の各諸量は次第に大きくなり、目立つようになり、最後には被害報告に記されたような被害となる。

参考に、大きな被害をうけた新潟港山の下護岸および花咲港 -5m 岸壁（いずれも控え版式鋼矢板構造物）に関する被害報告をここに再掲する。「山の下護岸では地震によって約 1m の沈下を生じた。……護岸は全面的に沈下している。そして下流側では法線がかなり海側に移動している。パラペットコンクリートは前傾あるいは後傾しており、完全に水没しているものもある⁸⁾。」「6月17日の地震では岸壁法線のはらみ出しはなかった模様であるが、6月24日の地震以後に調査団が調べたところ、法線方向に最大 20cm 程度はらんでいる。……法線沈下量は 2cm ほどであるが、エプロン後端では最大 18cm 沈下している所もある。上部工、エプロン間の目地の段差は突提区間と比較するときわめて小さい。……上屋から 150cm 海側では開き 20cm、段差 10cm（海側が高い）の大きなクラックが法線に平行に走っている。これは控え版の移動によるものである¹⁴⁾。」また、被害が小さかった控え杭式鋼矢板物揚場（青森港）の被害報告も転載してみる。「全延長にわたり法線のはらみ出しが、平均 12cm 程度、中央部東側付近では最大 19cm であった。タイロッドの破損、切断なく、このはらみ出し分程度だけ背後控え直ぐいが移動したものと考えられる。……またエプロンは一辺 1.4m 正方のブロック舗装であるが、全体的に沈下が見られ沈下量は 2~4cm 程度となっていた。沈下は壁体コーピング側のものが大きく……。さらに背後道路路盤の沈下も著しく、エプロン小口止め背後 2.0m 付近の路盤上に水平幅約 10cm 程度の地割れが法線方向に全延長にわたって発生していた。この地割れの直下には矢板の控え直ぐいがあり、控え直ぐいが被災時にかなり動いたものと予想される。またこの地割れを境に小口止め側と陸側では約 18cm 程度のギャップが生じていた。これは地震時土圧の発生に伴うタイロッド張力によって控え直ぐいが海側に

変位し、控え直ぐいの頂部コンクリート壁によって前面の路盤が盛り上がったことと同時に陸側路盤のゆれこみ沈下が生じたものと考えられる¹⁰⁾。」

4.4 控え式鋼矢板構造物の被災度

既に説明したように、新潟地震以来、地震港湾被害報告では各施設の被害程度を 0 から IV まで 5 段階において表示している。ここで、被害程度を表示している数字を被災度と呼ぶことにする。被災度 0 は無被害であり、被災度 IV は全壊である。この途中段階は表-13 に示すように、構造物本体および附帯構造物の被害状況を総合的に判定して、あるいは別の表現をすれば被災構造物を現状のままで使用することに関する可能性に応じて分類される。被災度 III、IV の構造物は機能を全く喪失してしまったものと判断されるし、被災度 I の構造物はそのままの状態である、あるいは簡単な手直しですぐに供用に耐えるものとみなされる。

被災構造物の被災度は、当然のことながら、総合的判定に基いて決められるので、構造物の変位、変形と必ずしも 1 対 1 に対応しているわけではないが、密接な関係がある。被災度と、先にのべた矢板壁天端の変位量（はらみ出し、沈下）およびエプロンの沈下量との関係を表-14、および図-21、22 に示す。図-21 および 22 に示

表-13 被災度

被災度	被災の状況
0	無被災。
I	本体に異状はないが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの。
II	本体にかなり変状の起ったもの。
III	形はとどめているが、構造物体に破壊が起ったものと認められるもの。
IV	全壊して形をとどめていないもの。

表-14 各被災度における矢板岸壁の変位・変形量

被災度	矢板天端はらみ出し量		エプロン沈下量 (cm)	天端沈下量 (cm)
	最大値 (cm)	平均値 (cm)		
0	0	0	0	0
I	0~30	10 以下	20 以下	30 以下
II	30~100	10~60	50 以下	40 以下
III	100~400	60~120	50~100	50 以下
IV	200 以上	120 以上	100 以上	50 以上

矢板岸壁地震時被災の分析

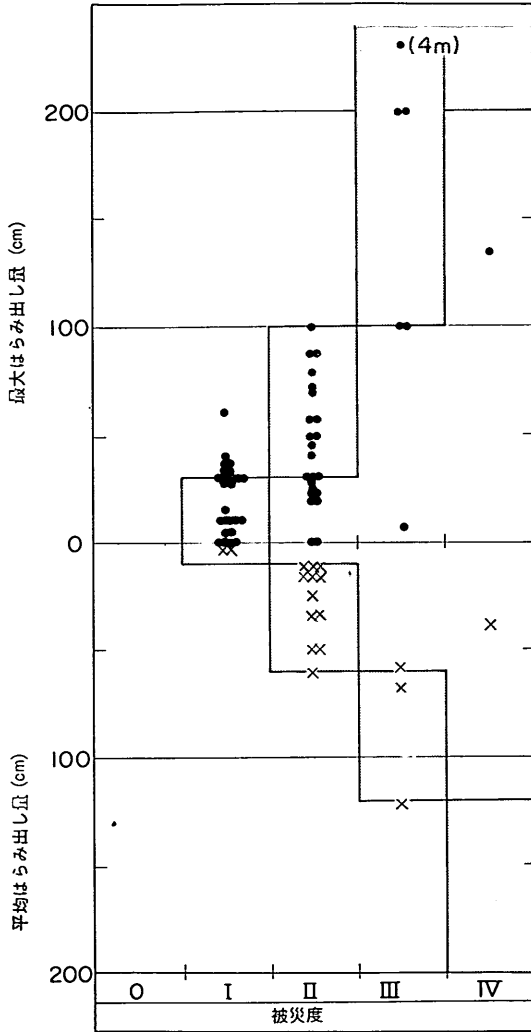


図-21 矢板天端はらみ出し量と被災度との関係

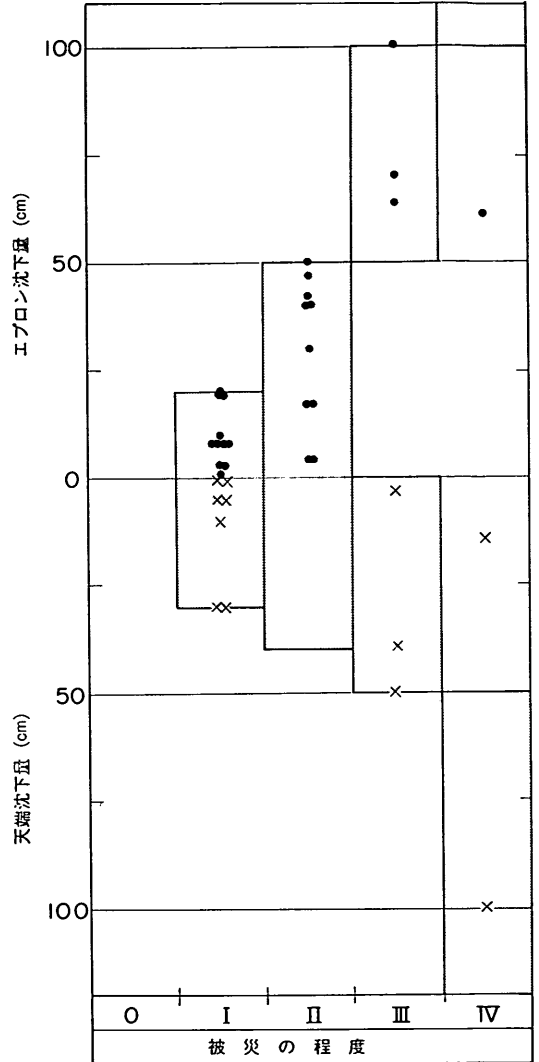


図-22 エプロン、矢板天端沈下量と被災度との関係

されている直線は表-14に記されている数値であり、それぞれの被災度における変位、変形量の上限、下限値とみなせる。若干のパラッキはあるけれども、被災度が大きくなるにつれて、矢板天端のはらみ出し、その沈下、および、エプロン沈下いずれも変位量が大きくなっており、妥当な傾向を示している。

被災度IVの場合には、一見、はらみ出し量、沈下量ともに、被災度に較べて小さくなく、むしろ、小さくみえる。しかし、被災度IVの構造物の大部分は新潟地震により水没してしまった構造物であったため、変位、変形量

が計測されず、したがって、被害報告にも掲載されておらず、図-21 および 22 にも表示されていない。その実態より勘案して、被災度IVの構造物の変位、変形量は被災度IIIよりも明かに大きいことは理解できる(付表-1 参照)。

被災度IIIの場合、けい船岸の相当範囲にわたって、矢板天端が1m程度もはらみ出し、つまり、控え工が1m程度も海側にすべり出しており、その一部では1m以上も移動しており、さらに、エプロンも0.5~1mも沈下しているので、供用し難い状況であることは容易に理

控え構造型式	件数	被災度		控え版		控え矢板	控え直杭	控え組杭
		I	II	10	20	10		
水没		■	■			■	■	■
岸壁天端沈下		■	■			■	■	■
矢板壁の前傾 (控え工の移動)		■	■			■	■	■
タイロッド拔出し		■	■			■	■	■
タイロッド切断		■	■			■	■	■
控え工上の地盤、上 屋床のクラック、沈下		■	■			■	■	■
上部工の前傾		■	■			■	■	■
エプロンの沈下、 クラック、目地開き		■	■			■	■	■

図-23 構造別、被災度別、被害状況報告件数

解できる。

被災度Ⅱの場合には、控え工の移動はせいぜい数十 cm 程度であり、エプロン沈下量も 50 cm 程度であるから、若干の補修作業をし、かつ、一時使用に限れば供用は十分可能と思われる。

被災度Ⅰの場合は、けい船岸のごく一部でのみ矢板天端がはらみ出ているが、全体としてははらみ出し量は無視できるので、控え工は十分安定な状態にあると判定できる。エプロンの沈下が 20 cm 程度となっている場合もあるので、簡単な補修工事が必要なこともあるであろう。

今回の調査対象となった控え式鋼矢板構造物のうち被害をうけた事例（被災率Ⅰ以上のもの）について、構造別および被災度別に、被害現象の発生件数を棒グラフに表示したのが図-23である。当該現象の発生件数を黒棒で、また、同一構造、同一被災度において当該現象が発生しなかった件数を白棒として黒棒につないで併記してある。白棒と黒棒を一体とすれば、混成棒は当該被災度の事例数を表わしている。白棒が相対的に短く、黒棒が相対的に長い被害現象は、当該構造物の当該被災度における代表的被害現象である、とみなすことができる。

このような観点で図-23を調べてみる。控え直杭式および控え組杭式鋼矢板構造物の事例は少いので、検討できず除外する。控え版式構造物の被災度Ⅰにおける代表的被害現象は、エプロンの沈下、亀裂および目地の開きが一番多く発生割合は約 3/4 であり、次いで控え版の前方への変位（発生割合約 2/3、控え版直上部の舗装の亀裂および沈下）であり、また、矢板壁天端の微小な変位（発生割合約 1/2）である。一方、控え矢板式構造物の被

災度Ⅰにおける代表的現象は一般エプロン部での被災（発生割合約 1/4）よりも、控え矢板上部の変位および矢板壁本体の天端変位（ともに発生割合 10 割）が顕著に現われており、控え版式構造物とかなり異なった挙動を示している。

被災度Ⅱ以上となると、控え版式構造物以外の事例は極度に少いので、検討は控え版式のものに限定する。被災度Ⅱでも発生している現象は上記 3 現象であるが、いずれも発生割合が高くなっているが、順序が変わっている。一番発生率が高いのが矢板壁天端の前方変位であり（発生割合約 8 割）、次いで、法線よりエプロンの被害（発生割合約 8 割）である。被災率Ⅲになっても、発生現象は同じであるが、発生割合は変化している。一番発生割合の高いのがやはり矢板壁天端の前方移動であり（発生割合 9 割）、次いでエプロンの被害および控え版直上部舗装の被害となるが、その発生割合は低下している（それぞれ 3 割および 1 割）。被災度が高くなると、低い被災度で発生していた事象の発生割合が低下していることになっているが、このようなことは起りえないことである。報告者の立場になってみると、特異な事象あるいは新しく発生した事象は、あるいは特筆すべき事象は必ず報告されるが、起きているのが当然と思われる事象、あるいは目新しくない事象は発生していても報告されないこと、がよくあることは理解できよう。今まで述べてきた発生割合を報告割合と読み替えれば、先の疑問はすぐに氷解する。つまり、被災度Ⅱの場合、エプロンおよび控え版直上部の舗装の被害の発生割合は天端の前方変位の発生割合と同程度かそれ以上高いと推定できるし、被災度Ⅲにおいても同じように推論できる。

矢板岸壁地震時被災の分析

ここで進めてきた検討をとりまとめて整理すると、次のようになり、4.3 控え鋼矢板構造物の被害 において推論したことを裏付ける。控え鋼矢板構造物が地震により軽微な被害を受けた状態では、矢板壁背後のエプロン、および控え版直上部の舗装に亀裂、沈下が生じ、矢板壁も微少に前傾し始める。被害が多少進行すると（被災度Ⅱ）、エプロンの被害は顕著となり、控え版直上部では控え工背後の裏込め土砂の沈下、亀裂等が目立ち始め、また、矢板壁の前傾も目につくようになる。被害がさらに大きくなると（被災度Ⅲ）、上記被害状況が深刻化し、矢板壁ははらみ出しが顕著となる。

4.5 その他形式の矢板構造物の被害

控え鋼矢板構造物以外にも多くの矢板構造物が港湾施設に利用されている。それらのものとしては、棚式矢板岸壁、斜め控え杭鋼矢板護岸、セル岸壁、コンクリート矢板護岸、特殊なものとして、木矢板護岸などがある。これらのその他形式矢板構造物として検討対象にしたものは全部で37例あり、これらのうち被害をうけたものは18例である。検討対象構造物を構造別および被災度別に分類整理し、各事例数を表-15に示す。ここで、棚式矢板構造物およびセル構造物の欄にカッコに囲まれて表示された数字があるが、これらはそれぞれ準棚式構造物（本体は棚式矢板構造物であるが、さらに背後に控え版が設けられているもの）およびコルゲートセル構造物であり、いずれも内数である。

検討対象である棚式矢板岸壁のうち被災した事例は、名古屋2号地埠頭 -9.1m バース^{13),14)}（東南海、三河、および南海地震）、大阪港中央突堤 -9.0m バース^{13),14)}（東南海および南海地震）、および新潟県営埠頭 -9.0m バース⁹⁾（新潟地震）であり、いずれの岸壁において

表-15 その他形式の矢板構造物の構造別被災度

被災度	棚式	斜め控え杭	セル	コンクリート矢板	木矢板	計
0	6 (3)	1	5 (2)	6	0	18
I	0	0	3	2	0	5
II	0	0	0	2	0	2
III	1	1	0	1	0	3
IV	2	0	0	5	1	8
不明				1		1
計	9 (3)	2	8 (2)	17	1	37

() は内数： 棚式（準棚式）、セル（コルゲートセル）

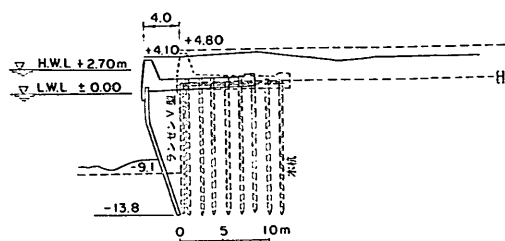


図-24 名古屋港2号地棚式矢板岸壁の被災断面図

も、棚を支えている杭は水平荷重に対して弱い直杭であった。特に大阪港の棚式矢板岸壁は棚が一体ではなく、法線直角方向に関して7ブロックに分れており、矢板壁上部を支えているタイロッドおよび控え版はこれら分割された棚群の上に設置されているという特異な構造物であった。

被災状況は共通で、いずれも棚全体が甚だしく前傾し天端の前方への変位は3~4.5mに達している（図-24参照）。名古屋港、大阪港における棚式矢板岸壁はいずれも、まず、東南海地震で被害を受けたが、戦災末期および敗戦の混乱のため修復されないままにおいてあったところ、再び南海地震などに襲われて決定的破壊を受けたものと思われる。新潟港における棚式岸壁に関しては、棚式岸壁に限らず、西港内のほとんどの港湾施設が砂地盤の液状化および地盤沈下対策による嵩上げ工事のために複雑かつトップヘビーの状態にあったことなどに起因して全面的に甚大な被害を受けている。このように、被害を受けた棚式矢板岸壁はそれぞれ当然に被災すべき状況下にあったことが判る。

一方、被害をうけなかった棚式矢板岸壁6事例もまた次のような被害を受けない理由をもっている。細島港工業港区 -10m 岸壁（日向灘地震）および大船渡港1万トン岸壁（十勝沖地震）の棚は、水平荷重に対して抵抗力のある組杭群によって支持されている合理的な構造である。なお、港研資料 No. 93¹⁰⁾において、現行設計法に基いて、細島港棚式矢板岸壁の安定性が詳細に検討されている。室蘭港富士製鉄埠頭（十勝沖地震）の3事例については、棚は直杭支持型式ではあるけれども、小さく矢板上端の水平反力をすべて棚杭では分担させられず、棚の背後に十分な距離をとって控え版を設けて、十分な水平抵抗を期待できる構造となっている。これら矢板構造物は棚式矢板岸壁と控え矢板岸壁の中間的構造である準棚式矢板岸壁である。もう一つの事例の棚は直杭構造ではあるけれども、棚幅は壁高の1.6倍と被災した

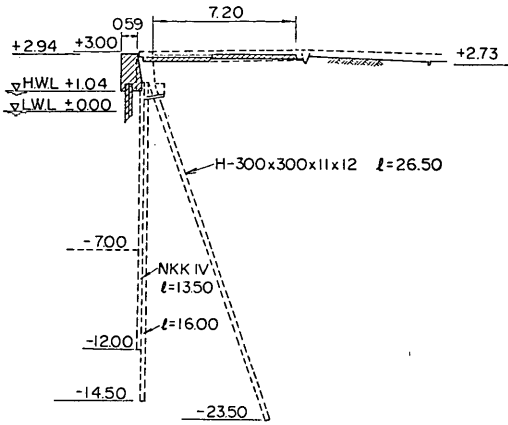


図-25 函館港北浜埠頭 5.5 m 岸壁の被災断面図

棚式矢板岸壁に較べてはるかに広く、安定性の高い構造物である。

斜め控え鋼矢板構造物は2例が検討対象構造物としてとりあげられており、そのうち1例（函館港北浜埠頭5.5 m 岸壁；被災時前面水深 -7 m）（図-25 参照）が被災し、他の1例が無被害である（室蘭港西3号埠頭-2.5 m 物揚場）。いずれの事例も上記港研資料 No. 93¹⁶⁾において詳細に検討されている。同検討において、現行設計法により算出された矢板壁および斜め控え杭の応力値は被害の有無と矛盾しないと報告されている。

セル構造物に関しては、検討対象構造物として8例がとりあげられており、このうち5例が無被害であり、3例が軽微な被害（被災度Ⅰ）を受けている。軽微な被害はセル本体に発生したのではなく、いずれも附帯構造物に発生したものである。無被害のセル構造物は室蘭港日通埠頭の3例、および、同港と函館港におけるコルゲートセル護岸であり、被害セル岸壁は青森港浜町埠頭の3例であり、いずれのセル構造物も十勝沖地震による被災である。宮城県沖地震（1973年9月）において塩釜港の強震計記録の最大値は288 Galであったが、同港セル岸壁（1万トンバース）は無被害であった。

上記港研資料 No. 93¹⁶⁾において、青森、室蘭両港の代表的セル岸壁それぞれ1例づつに対して現行設計法により安定解析が行われている。両港に設置されている強震計記録における十勝沖地震による最大地盤加速度は200 Gal強であったが、この最大加速度にほぼ対応すると思われる作用震度 $k=0.2$ の場合において、函館港セル岸壁のセ断面変形、矢板前壁の根入れ支持力、および全体の滑動の安定率はともに1以上であり、青森港セル

岸壁に関する3の安全率のうち、滑動に関する安全率のみ1を割っている、と同資料は報じている。

コンクリート矢板など非鋼製矢板を使用した矢板護岸のうち、検討対象地震を経験したものは全部で18例あり、このうち被害を受けたものは12例である。

これらのなかで、甚大な被害を受けた構造物（被災度Ⅳ）は6例であり、すべて新潟地震により水没した護岸のみである。繰返し述べてきている新潟港港湾施設の特異性と、被災護岸のほとんどのものが高い斜面の法肩に設けられた特殊事情が重なっていることを勘案すれば、甚大な被害を受けるのは当然である。

一方、無被害の物揚場および護岸は6例あり、それらは十勝沖地震の下で釜石、函館、室蘭の各港の施設である。被災度Ⅰの事例は同地震による函館港の2例であり、その被災状況は当然のことながら鋼矢板構造物と同様にエプロンが全般的に10 cm程度沈下している。被災度Ⅱの事例も同地震下における釜石、大湊両港の護岸それぞれ1例づつであり、被災度Ⅲの事例は八戸港での1例である。被害状況の詳細は十勝沖地震被害報告¹⁰⁾に記述されている。

棚式矢板構造物、斜め控え杭鋼矢板構造物、セル構造物、および非鋼材矢板護岸の対象地震、対象施設名、構造物の形状寸法、被災度、および被害概要はまとめられて付表-2に示されている。

5. 地震をうけた控え鋼矢板岸壁の安定解析

5.1 最大地盤加速度

現在日本各地の主要港湾のうち大きな地震に襲われる恐れのある47港に、あわせて70台の強震計が設置されており、10 Gal以上の地盤加速度が生じた時には直ちに地盤の加速度を測定できる体制が整えられ、かつ、多数の貴重な地震加速度記録が測得されている。70台の強震計のうち53台が直接地盤の上に設置されており、まさに地盤表面の挙動を測定すべく待機をしておき、残りの17台は棧橋など港湾構造物の上に設置されており、当該構造物の地震応答を計測するように計画されている。

今回の検討において、たまたま検討対象港で当該地震の強震記録が測得されていた場合は、当該港内にあるすべての矢板構造物の安定解析に用いる最大地盤加速度は強震計記録の最大値としている。強震計設置点と検討対象構造物とは同一地点であるとは限らず、また、基盤層の上の堆積層の層厚、土層構成、および、各層の土性などがすべてほぼ同じあるとは限らないので、当該港内の

矢板岸壁地震時被災の分析

矢板構造物すべてに関して、建設地点と強震計設置点の両地点の地盤応答特性が同じであるはずがない。しかし、両地点間の距離はそう遠くはないし、地盤構成も極端に変わっているわけでもないで、地盤応答特性の差異は必ずしも大きくはない。また、地盤構成に応じて応答値の修正を試みても、完全に補正しきれないわけでもないで、多少の問題は残るが、強震計記録値をそのまま構造物建設地点の地盤加速度と設定している。

すべての港湾に強震計が設置されているわけではない

ので、対象港湾すべてが強震計記録を活用できるわけではなく、若干の港湾においては、構造物の安定解析は計算最大地盤加速度を必要としている。最大地盤加速度は2章で説明した手法により計算している。(f) まず、震源域を何らかの方法により設定する。地震学者が断層面または余震域をすでに設定していれば、これを活用する。このような資料がなければ、勝又の手法¹⁾により地震マグニチュードより震源域円を設定する。(g) 震源域の外縁から当該港までの距離、実効距離を求め、図-2を

表-16 入力地震として用いた強震記録

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
			震央地名	北緯	東経	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年伊豆半島沖地震
S-213 E-W	細島-S	1968. 4. 1, 9	日向灘	32°17'	132°32'	30	7.5	1970年日向灘地震
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, 男鹿, 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年根室半島地震

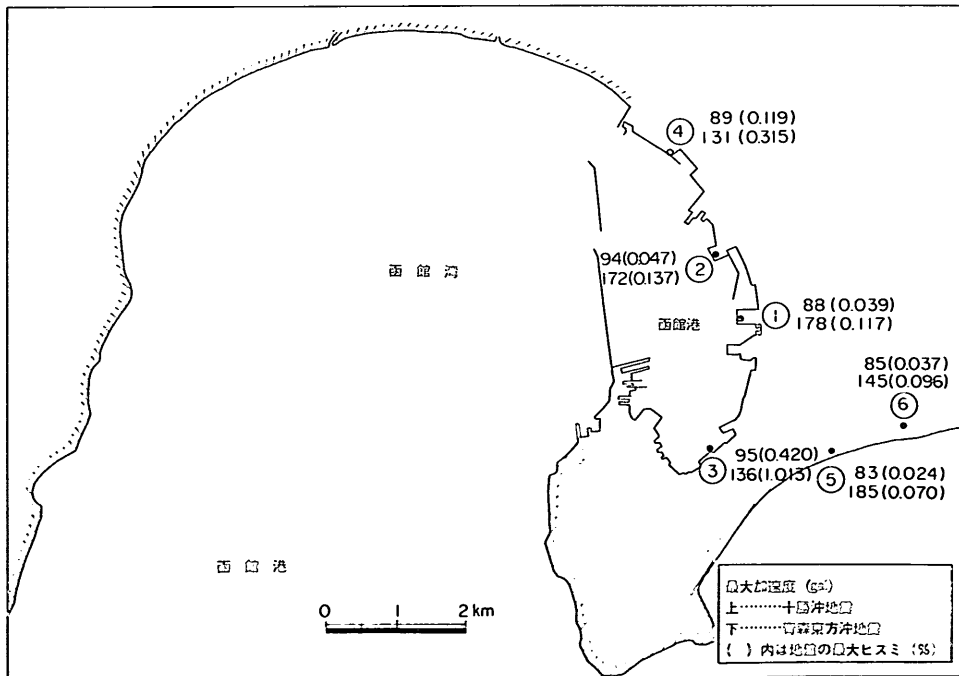


図-26 十勝沖地震および根室半島沖地震による函館港および釧路港における計算最大地盤加速度分布 (その1)

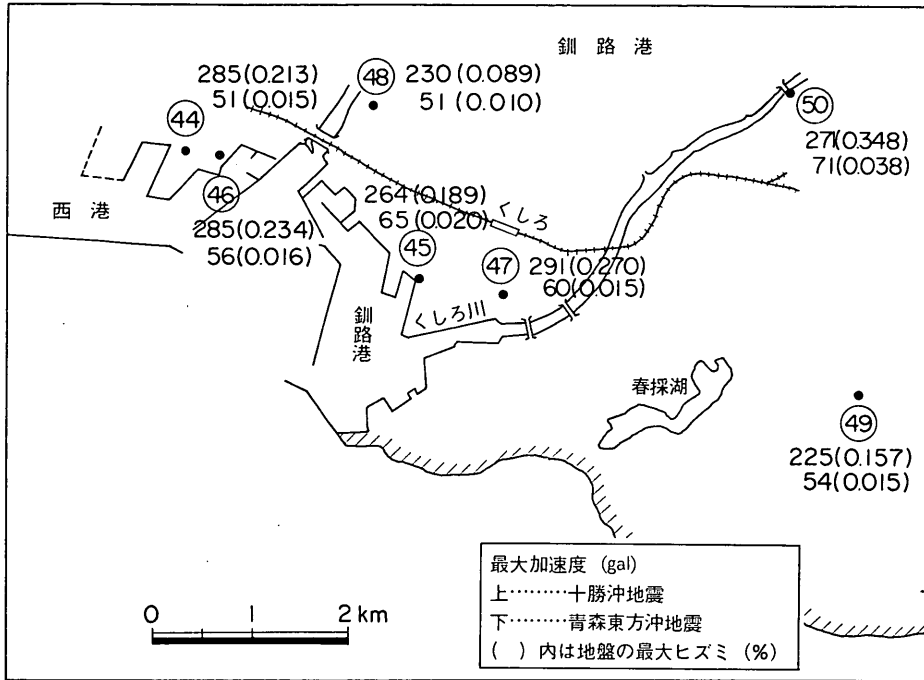


図-16 十勝沖地震および根室半島沖地震による函館港および釧路港における計算最大地盤加速度分布 (その2)

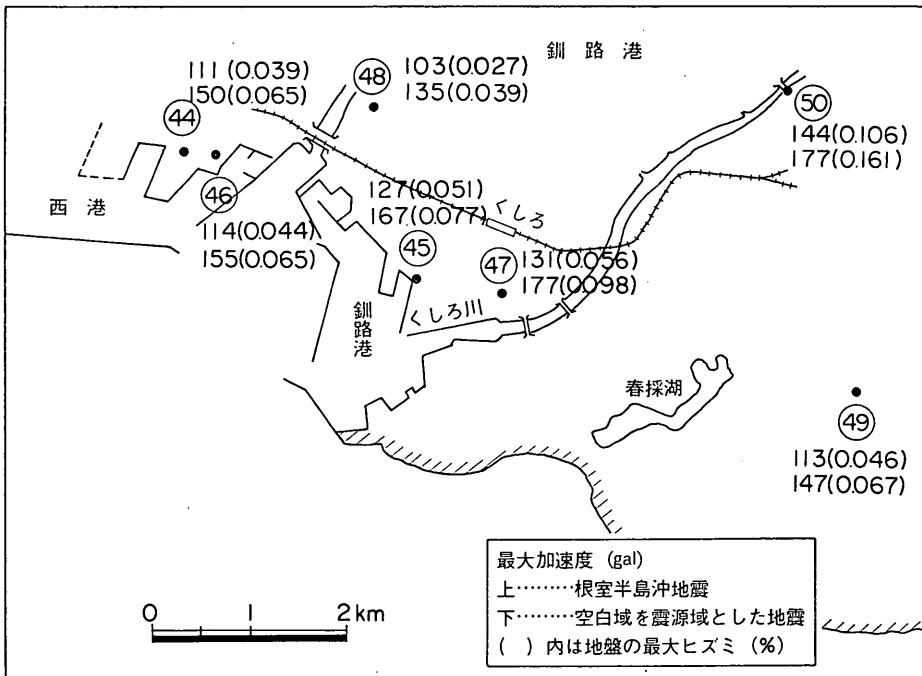


図-16 十勝沖地震および根室半島沖地震による函館港および釧路港における計算最大地盤加速度分布 (その3)

矢板岸壁地震時被災の分析

用いて最大地盤加速度を求め、(イ)土の強度の非線形性を考慮した等価線形モデルによる重複反射理論による地盤応答計算への入力波形、基盤における地震加速度波形を設定する。当該地震による強震計記録が測定されれば、設置点の地盤性状を勘案して重複反射理論により逆に地盤加速度波形を計算する。強震観測を開始する以前の地震であったり、局地的地震のため適切な強震記録を測得できなかった場合には、当該港湾に影響を与えた地震のなかで、地震規模が比較的以ており、かつ、強震記録が測定されているものを選び出し、その地盤地震波形を入力波形とする。この検討における対象地震と入力波形との関係を表-16に示す。(ロ)当該港湾における代表的な地盤特性、構成および土性、を設定し、重複反射理論に基づいて最大地盤表面加速度を算定する。この場合でも、代表最大地盤加速度は単一値であるから、強震記録をそのまますべての矢板構造物に対する地盤加速度とした時と全く同じ問題が発生している。

十勝沖地震および根室半島沖地震など北海道太平洋岸に大きな影響をあたえる大地震による、函館、室蘭、苫小牧、釧路港など主要港湾各地点の最大地盤加速度は計算されている¹⁷⁾。函館港(十勝沖地震)および釧路港(十勝沖地震および根室半島沖地震)数地点の最大加速度および地盤最大ヒズミを図-26に示す。函館港4地点(函館湾沿いに5km区間分布)の最大加速度は88~95Galであり、ほぼ似た値である。釧路港4地点(釧路港から西港まで5km区間)における十勝沖地震による最大加速度は264~291Galであり、根室半島沖地震では111~131Galである。検討対象港湾の最大地盤加速度を1つの代表値で表現するとすると、この程度の差異は起りうると思わざるをえない。しかし、今回の検討において、この程度の差異は許容の限界にある。東京湾沿岸¹¹⁾、大阪湾沿岸¹⁸⁾、東海沿岸¹⁹⁾、西瀬戸および北九州沿岸²⁰⁾においても、それぞれの地域における大地震による最大地盤加速度などが計算されている。

この検討に用いた最大地盤加速度に関係のある強震計設置地点、および、代表地盤加速度算定に用いた地点における地盤構成および地盤応答計算に用いた諸定数を付録として巻末に収録しておく。

5.2 破壊震度の算定

控え鋼矢板構造物の設計は、矢板根入れ部のはらみ出し、矢板の折損、タイロッドの切断、および控え工の安定の4点を吟味して、それぞれの構造要素が必要にして充分なだけ安全になるように、各部材の材質と形状を定

めることである。

地震が激しくなればなるほど、地盤および構造物に作用する震度も強まり、矢板構造物を構成している各部材の安全度は当然低下してゆく。この過程において、そのうちの安全度の1つでも不安定状態に移行すると、矢板構造物は急激に顕著な変形を示し始め、崩壊することになる。このように、構造物の安定状態を不安定状態に移行させる震度をもって破壊震度と表現する。

現行設計法は経験に基づいた工学的なものであり、当然のことであるが、学問的な意味あいにおいて、強烈な地震を受けている矢板構造物の挙動を正しく表現しているはずがない。また、震度自体も、同様な意味あいでは、便宜的表現にすぎない。したがって、この検討においては単純に割切って、現行耐震設計法により計算される安全率が1となる時、または、計算応力度が降伏応力度をえ越える時の震度をもって、当該構造物の当該現象に対する破壊震度とみなすことにする。

破壊震度を算定するにあたって、鉛直震度は考慮せずに、水平震度のみ0.1、0.2、0.25など3段階に変化させて、各種安全率、応力度を計算し、内挿または外挿によって破壊震度を計算している。

この検討の前に、新潟地震港湾被害報告第2部⁹⁾、1968年十勝沖地震など被災例による現行法の検討¹⁶⁾、および、1973年根室半島地震などの被災例による現行設計法の検討²¹⁾において、それぞれの地震による矢板構造物を含めた各種港湾構造物の安定解析が行われている。

これら一連の安定解析作業で、新潟地震における被災控え鋼矢板構造物の検討は山ノ下岸壁を含めて8例あり、十勝沖地震による被災例の検討は23例、根室半島沖地震による被災例の検討は2例、および、日向灘地震における検討1例あり、あわせて34例の解析が進められていた。今回の検討をさらに充実させるために、上記解析手法と同じ方法で、さらに40例の解析を新たに行い、この検討に加えている。したがって、検討対象控え鋼矢板構造物110例のうち、その2/3に相当する74例について安定解析を実施しているので、実際は十分に把握できていると考えられる。

安定解析を行った74例のうち、検討対象構造物としても数の多い控え版式矢板構造物がやはり多くて過半数の57例であり、控え矢板式は少く9例で、控え直杭式および控え組杭式はさらに少くなり、6例および2例に過ぎない。杭を控え工に用いている検討対象構造物は少くないので、全数につき安定解析を行っている。控え工

表-17 検討対象および安定計算対象となった控え鋼矢板構造物の分類

被災度	検討対象構造物						安定計算対象構造物				
	控え版	控え矢板	控え杭	組杭	不明	計	控え版	控え矢板	控え杭	組杭	計
0	30	9	0	1	0	40	19	1	0	1	21
I	20 (1)	10	2	0	0	32	19	6	2	0	27
II	11	1	4	1	0	17	11	1	4	1	17
III	8	3	0	0	0	11	5	1	0	0	6
IV	8 (6)	0	0	0	2	10	3	0	0	0	3
計	77 (7)	23	6	2	2	110	57	9	6	2	74

() は内数：新潟地震で水没した事例数

の構造別、被災度別に、検討対象件数および安定解析件数を整理分類したものを表-17に示す。

安定解析は港湾構造物設計基準に示されている耐震設計法と同じ手法で行っている。

通常の場合、矢板壁の曲げモーメントおよびタイ張力は海底面を単純支承とする仮想バリ法により計算する。

根入れの安定度は、タイ取付点に関する矢板背後に作用する土圧および水圧が形成するモーメントと根入れ部に働く受働土圧モーメントとの比で算定される。なお、根入れ部が斜面となっている場合は、通称沢田の方法と呼ばれている手法で根入れ受働土圧を計算する。

控え版の安定解析は控え版に作用する主働土圧とタイ張力の和と受働土圧との比で行われる。控え版が矢板壁から十分離れて設置されていると、控え版前面の受働土けいは矢板壁背後の主働土けいと重なりあわず、全受働土圧が作用するものとする。控え版が矢板壁に近かつくと、両土けいは重なり合うようになる。この場合は重なった点より上の裏込めが上載荷重であるものとみなして受働土圧を計算する。

矢板壁より十分離れた位置に打込まれ、かつ十分な根入れ長をもった控え直杭は、タイ取付点を仮想地表面とした杭頭自由地表面載荷として、久保の方法で最大曲げモーメントを計算する。仮想地表面からの根入れ長が杭の曲げモーメント第1零点 l_{m1} より短い場合は、短杭とみなし、久保の方法に従って補正する。控え杭が矢板壁に近かつくと、仮想地表面から $l_{m1}/3$ 下方より出発する仮想受働崩壊面と矢板壁背後の主働崩壊面とは仮想地表面以下で交わる。この場合には、仮想地表面を両崩壊面の交点まで引き下げ、控え直杭を地表より突出した地上載荷の杭として計算する。

十分な根入れをもった控え矢板は控え直杭に準じて計

算される。根入れ長が $1.5l_{m1}$ よりも短い場合は、タイ取付点から $l_{m1}/2$ 下方の点までの矢板が有効であるとみなした版として計算する。

控え組杭は港湾構造物設計基準が示す杭の極限支持力および極限引抜き力を用いて安定限界を計算する。

安定解析に必要な土の物理的および力学的性質、水位、上載荷重は次のように設定してある。砂質土の海底地盤および裏込めの単位体積重量はともに、残留水面上では $\gamma=1.8 \text{ tf/m}^3$ 、水面下では $\gamma'=1.0 \text{ tf/m}^3$ としている。ただし、新潟西港における解析では、先例にあわせて $\gamma=1.6 \text{ tf/m}^3$ 、 $\gamma'=0.8 \text{ tf/m}^3$ としている。内部摩擦角に関しては、割石など良質材を多く用いた裏込めは $\phi=40^\circ$ 、普通の砂質土では $\phi=30^\circ$ 、その中間とみなされる場合には $\phi=35^\circ$ とし、砂質の在来地盤では、 $N=5\sim 8$ では $\phi=30^\circ$ 、 $N=8\sim 15$ では $\phi=35^\circ$ としている。壁面摩擦角に関しては、主働土圧の場合 $\delta=+15^\circ$ 、受働土圧の場合には壁によって変え、矢板壁では $\delta=-15^\circ$ 、控え版では $\delta=0^\circ$ 、デッドマンアンカー（水平面に対してタイの傾角が 10° 以上）には $\delta=15^\circ$ とする。

地震発生時における検潮記録があれば、測定値をもって潮位とし、記録がない場合には、気象庁発行の潮位表より地震発生時の潮位を推算している。港湾構造物設計基準に従って、残留水位は L.W.L. 上に潮差の $2/3$ を加えた水位とする。

上載荷重に関しては、地震発生時に貨物が岸壁などの上に留置されていることが確認できた時には、これに基づいて上載荷重を定めるが、記録がない時には上載荷重なしとしている。

上記計算条件とともに、矢板、タイロッドおよび控え工の形状寸法などをまとめて付表-3に示してある。これら計算条件および現行設計法により、対象地震に襲わ

矢板岸壁地震時被災の分析

れた控え鋼矢板構造物の安定を解析し、根入れ長、矢板壁の曲げ応力、タイロッド引張り応力、控え版の安定および控え杭の応力において、安全率が1となる震度または作用応力が許容応力に達する震度、つまり限界震度を算出し、とりまとめて付表-4に示す。

根入れおよび控え工の安定、ならびに、矢板壁、タイロッドおよび控え杭の応力のそれぞれの現象における限界震度、つまり、安全率または降伏応力比が1となる震度を比較してみると、矢板壁およびタイロッド応力における限界震度はほとんど0.25以上であり、控え工および根入れの限界震度よりはるかに大きい。破壊震度は4つの限界震度のなかの最小値であるから、矢板壁の折損またはタイロッドの切断ではなく、根入れのはらみ出し現象または控え工の移動のいずれかによって破壊震度が決まるはずである。被災矢板構造物の被害状況における共通性は控え工の移動現象であったし、また、振動模型実験においても、上記4現象において最初に顕著な変化を示すのは控え工の移動であったことを勘案すれば、控え工の安定に関する限界震度が破壊震度であろう。

5.3 現行設計法による控え工に関する安定解析

検討対象矢板構造物における控え工の限界震度——たぶん破壊震度——は0.05から0.27と幅広く分布しているが、大半は0.15から0.25の間に集まっている。限界

震度が0.1以下の構造物の被災度はすべてⅢまたはⅣであり、また、被災度の大きい構造物の限界震度は小さい構造物にくらべて限界震度は小さい傾向にある。

作用震度と最大地盤加速度との関係を検討するために、限界震度（破壊震度）を縦軸に、横軸を最大地盤加速度として、控え工の形式別、被災度別に安定計算結果を図-27に表示する。同図に比較のために、作用震度 e と最大地盤加速度 α との間における代表的な2つの関係、作用震度は最大地盤加速度と重力加速度との比に等しいとする直線関係 [$e = \alpha/g$] ならびに、重力式構造物に対する作用震度と最大地盤加速度との関係²⁾ [$e = (1/3) \cdot (\alpha/g)^{1/3}$] を併記してある。

2つの関係式は、震度0.2附近にほぼ等しい数値を出しているが、この附近にデータが集中しており、両者が異った関係を示している領域にはデータがないので、いずれの関係式が地震安定解析結果をうまく説明しているか判定することは難しい。重力式構造物に適用させている関係をそのまま矢板構造物に適用させた方が、いろいろと簡便なことも多いと思われるので、まず、重力式構造物に関する作用震度と最大地盤加速度との関係が矢板構造物にも適用できるか否かを検討してみよう。

評価の方法として、次の規格を定める。(1) 無被害構造物（被災度0）は破壊震度が作用震度（最大地盤加速度）

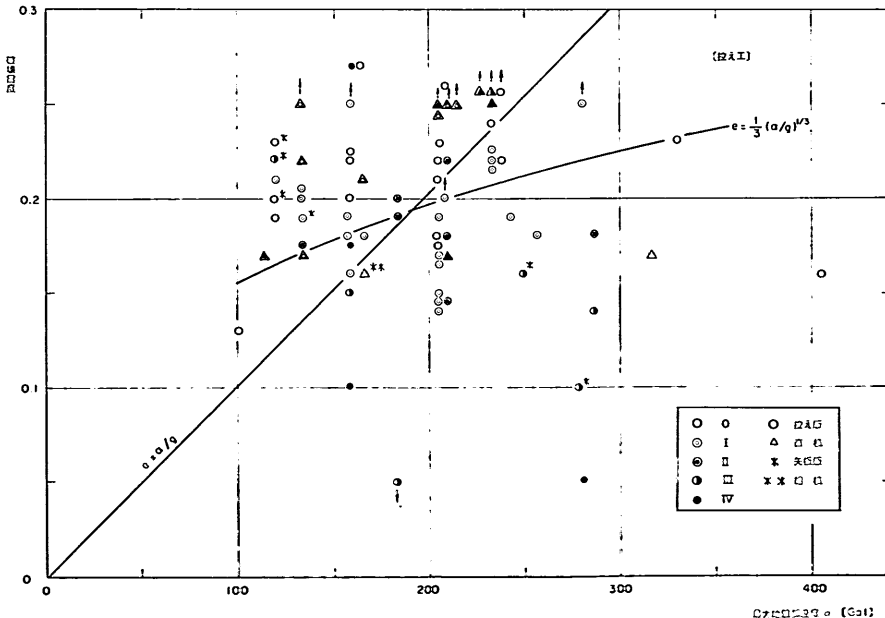


図-27 最大地盤加速度と矢板構造物破壊震度（控え工限界震度）

より大きい領域にある。(c) 大きな被害を受けた構造物(被災度ⅢおよびⅣ)は破壊震度が作用震度より小さい領域にある。(d) 中程度の被害を受けた構造物(被災度Ⅱ)は両震度がほぼ等しい領域にある。(e) 軽微な被害を受けた構造物(被災度Ⅰ)は評価の基準とはしない。

若干の事例を除いた大部分の安定解析結果は重力式構造物における作用震度と最大地盤加速度との関係が矢板構造物にも適用できることを上記評価手法で証明している。例外となる事例は、控え版式矢板構造物として、酒田港 -6 m 岸壁(破壊震度 0.16, $\alpha=405$ Gal), 新潟港万代島奥護岸(破壊震度 0.27, $\alpha=159$ Gal), 苫小牧港船溜地区 B 護岸東側(破壊震度 0.21, $\alpha=120$ Gal) および一群の控え直杭式矢板構造物(破壊震度 0.25 以上, $\alpha=210\sim 230$ Gal および破壊震度 0.17, $\alpha=316$ Gal) である。

酒田港については、最大地盤加速度に問題がある。地震学者が設定している新潟地震断面²⁾を用いて酒田港の最大地盤加速度を算出している。この断面は細長く、北端は酒田沖に南端は岩船に位置している。したがって、酒田港は震源域にきわめて接近しているので、計算最大地盤加速度も大きく 405 Gal となる。一方、各種施設に甚大な被害を受けた新潟では、強震記録を測得したので、当地の最大地盤加速度は実測値 159 Gal で被害のほとんどない酒田の半分以下である。この断面と新潟地震余震の震央分布とを比較してみると³⁾、余震震央分布は南側に偏っているので、同分布は断面南半部で密であり、北部(酒田近傍)では断面の南側外部(新潟近傍)よりも粗となっている。また、重力式構造物に関する、これと同種の検討においても、酒田港の構造物は破壊震度以上の作用震度が働いていても被害はないという矢板構造物と同様に矛盾した状況にある。これらのことを勘案すると、酒田港の最大地盤加速度 405 Gal は過大といわざるをえない。

新潟港万代島奥護岸に関しては、地盤および裏込め材の液化現象が同護岸を崩壊させたかと判断する。万代島周辺の岸壁、その他護岸も同様に崩壊し、水没している。万代島周辺がこのように大きな被害をうけたのは、信濃川の中州で、もともと地盤の悪い所へ、浚渫土砂をもって埋立てを行っており、このゆるい砂層が地震によって他の地区にまさって大きな沈下と変位を生じたものである⁶⁾。

苫小牧港船溜地区 B 護岸東側に関しては、港研資料 No. 93 において、この事例の被災原因はタイロッド取

付部の破損にあると記述している。この欠陥がなければ、この構造物は被害を受けなかったものと思われる¹⁰⁾。

控え版式鋼矢板構造物に関する現行設計法による地震時安定解析結果と、重力式構造物に関する作用震度と最大地盤加速度との関係 $e=(1/3)(\alpha/g)^{1/3}$ を対比した結果、1 事例は破壊すべきものが無被害であり、2 事例は無被害であるべきものが破壊した、という矛盾があるけれども、大体において、作用震度と最大地盤加速度に関する上記関係は上記安定解析結果と整合性があることが確かめられた。一見矛盾しているようにみえる 3 事例も、それぞれの特異な事由による乖離であり、重力式構造物に関する上記関係式は控え版の安定にも十分適用できることを言うものではない。

作用震度と最大地盤加速度とは線型関係にある ($e=\alpha/g$) とみなすと、さらに 3 事例、破壊すべきものが無被害(名古屋港 7 号地岸壁(埋立前), 破壊震度 0.23, 最大地盤加速度 330 Gal), 無被害であるべきものが被害(被災度Ⅱ) 2 事例(函館港西埠頭 G 区物揚場, 破壊震度 0.17, 最大地盤加速度 134 Gal; 外ノ浦港 -5.5 m 岸壁²²⁾, 破壊震度 0.17, 最大地盤加速度 114 Gal) が逸脱することになる。また、これら 3 事例には特殊な事由も見当たらないので、整合性の観点からみても、線型関係より重力式構造物に関する関係式のほうが、控え版に関する作用震度と最大地盤加速度との関係をうまく表現している、といえよう。

安定解析結果と重力式構造物に関する関係とを対比した時に、上記特別の理由をもった 3 事例のほかにも、一群の控え直杭式および控え矢板式鋼矢板構造物の安定解析結果もまた、上記関係式ではうまく説明されないことを指摘した。これら一連の事例は全部で 5 例あり、1 例は破壊すべきもので無被害、4 例が無被害なるべきものが被災した事例である。前者は下田港物揚場(破壊震度 0.17, 最大地盤加速度 316 Gal) であり²³⁾、後者は八戸港八太郎 -2.5 m 物揚場(破壊震度 0.25 以上, 最大地盤加速度 233 Gal), 同港小中野 1 号岸壁(破壊震度 0.25 以上), 同港館鼻漁港岸壁(破壊震度 0.25 以上) および青森港油川 -4.5 m 岸壁(破壊震度 0.25 以上, 最大地盤加速度 208 Gal) である。このうち小中野 1 号岸壁はタイロッドが控え矢板より抜け出しており、これが被災を拡大したと思われる(被災度Ⅲ)。控え工構造物別にいえば、八戸港小中野岸壁および下田港物揚場が控え矢板であり、残りは控え直杭であり、館鼻漁港岸壁は控え直杭を在来海底地盤に打込み、タイを斜めにとった特

矢板岸壁地震時被災の分析

殊な構造である¹⁰⁾。

既に述べたように、控え直杭および控え矢板の限界震度（破壊震度）は杭材または矢板の曲げ応力と降伏応力との関係で定められる量であり、控え版の限界震度の如く、控え工前面地盤の挙動が直接反映するようになっていない。現行設計法の体系では、異った次元で安定解析が行われている控え工両形式を、単純に同一レベルで論ずることが、そもそも無理なのであろう。したがって、最大地盤加速度が 200 Gal を越えるような、厳しい外力条件の下では、両手法の差異が顕著にでてくるのは当然であろう。

両控え工形式に関して、現行設計法における相異点はもう一つある。それは控え工と矢板壁との距離の決め方である。一般的にみて、控え工が矢板壁背後に近づくと、矢板壁背後の主働土けいの影響を強く受けるようになり、控え工支持力は相対的に弱まってゆくことは十分起りうる。この傾向を検討対象構造物で確認するために、剛性控え工（控え版）と撓み性控え工（控え直杭および控え矢板）にわけて、最大地盤加速度、被災度とタイ取付け高 H_t と控え工距離 L （矢板壁と控え工との距離）との比の関係を 図-28、29 に示す。

両図を単純に見較べてみると、剛性控え工式構造物の

タイ取付け高と控え工距離との比は 0.3~0.55 に分布しているのに対し（前面地盤が斜面の場合は 0.1~0.3）、撓み性控え工式構造物は 0.4~0.6 と僅かではあるが大きいことが判る。現実に設計されている控え鋼矢板構造物の控え工距離（タイロッド長）は撓み性控え工のほうが若干短かめであることが確認される。

すでに述べたように、現行設計法は、剛性控え工に対しては、受働土けいが主働土けいと交錯しないこと（地表下において）を原則としているのに対し、撓み性控え工に対しては、タイ取付け点より $l_{m1}/3$ 下方より始まる仮想受働土けいが主働土けいとタイ取付け面以下では交錯しないことを原則としている。両手法いずれが控え工距離を大きくするのは単純には判らぬが、設計例よりみて（図-28、29 の比較）剛性控え工方式が長いタイロッドを要求していることが判る。

図-28 には土質条件、控え版の大小、その他条件を考慮せずに機械的に表示されているので、正確にはこの図に基づいて精緻な議論を展開させられないが、この図のように相当量のデータが集まると平均化されてくるので、平均的議論は成立つ。最大地盤加速度が 200 Gal 程度を破壊震度とする平均的剛性控え工鋼矢板構造物はほぼ 0.45 のタイ取付け高と控え工距離との比をもつ、と図-

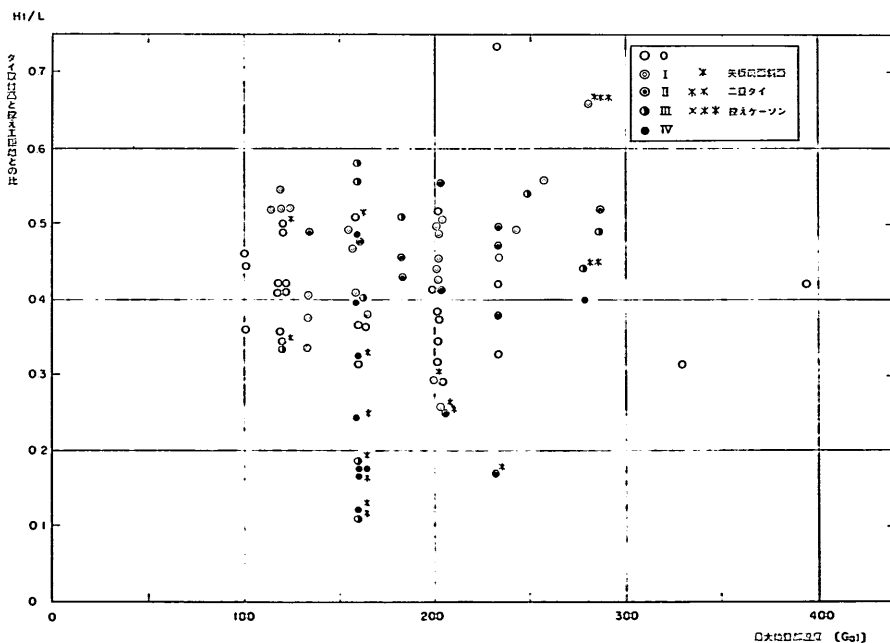


図-28 剛性控え工（控え版）式矢板構造物のタイ取付け高と控え工距離との比と最大地盤加速度および被災度との関係

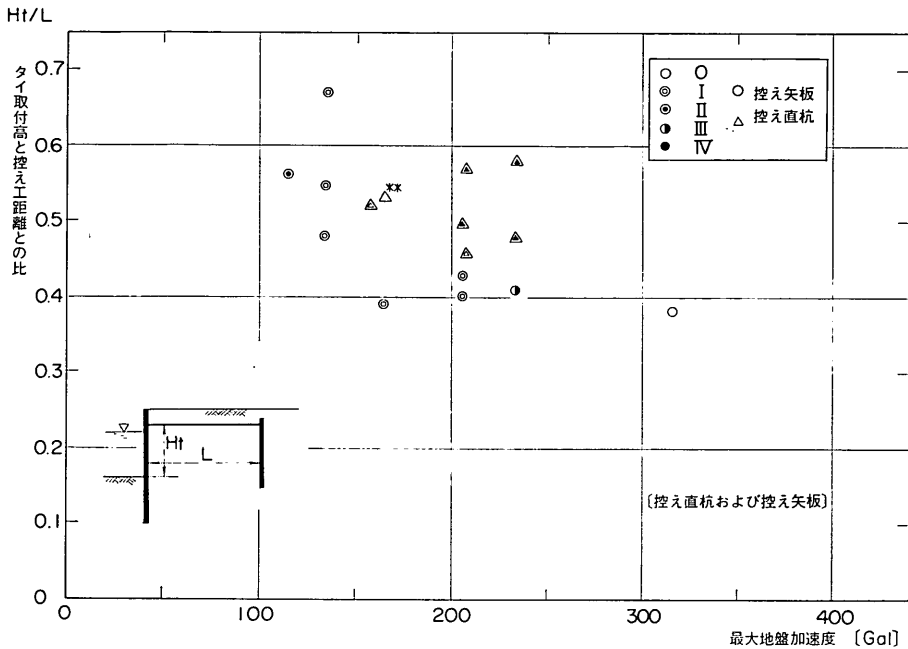


図-29 撓み性控え工（控え直杭および控え矢板）式矢板構造物のタイ取付け点と控え工距離との比と最大地盤加速度および被災度との関係

28 は述べている。

図-29 はデータが少ないので、平均的議論もできない。ここでは、剛性控え工式構造物で見られる平均的傾向が撓み性控え工式構造物においても矛盾しないか、という点に注目してみる。八戸港小中野1号岸壁（最大地盤加速度 233 Gal, $H_i/L=0.41$ ）はタイ取付け部に異常があったので除外すると、図-29 のデータをそのまま図-28 に重ね合せてプロットしても、図-28 の一般的傾向は重ね合せ以前と全く変わらない。また、小中野1号岸壁を無視すれば、剛性控え工構造物の平均的性質、加速度 200 Gal では限界 H_i/L 値 0.45 という点も、撓み性控え工構造物に関しても矛盾していない。大胆に推論すれば、次のようになる。撓み性控え工構造物の控え工距離を剛性控え工構造物と同じ距離になるように、設計法の一部を修正すると、その他は現行設計法そのままであっても、作用震度 0.2 の下で剛性控え工構造物と同程度の強度の撓み性控え工構造物を設計できる。

再び、破壊震度と最大地盤加速度との関係(図-27)にもどることにする。すでに述べたように、現行設計法により設計された撓み性控え工矢板構造物は、最大地盤加速度が 200 Gal 以上に大きくなると、現行設計法による剛性控え工構造物より弱くなる。しかし、100 Gal 程度

であると、両者はほとんど変わらない。いいかえれば、現行設計法による撓み性控え工構造物は地震に対して敏感な、弱い構造物であるといえよう。振動模型実験においても、撓み性控え工矢板模型は剛性控え工模型に較べて変形しやすい性質をもっていることが明かにされたが、このような性質は実際の矢板構造物の被害調査においても見出されたわけである。この振動荷重に弱いといっても、剛性控え工型式に較べて相対的な意味あいであり、絶対的なものではない。このことは、今問題としている撓み性控え工構造物が、最大地盤加速度 200 Gal 以上の地震に襲われても、致命的な変形も起さず、若干の変形(被災度 II)でとどまっていることから明かである。

この節でいろいろと検討してきたことを要約すると次のようになる。(i) 振動模型実験、被災構造物の被害状況を考慮すると、控え鋼矢板構造物の破壊は控え工の移動に原因する。(ii) 控え版式矢板構造物に関しては、作用震度と最大地盤加速度との関係は重力式構造物に関する関係をそのまま適用できる。(iii) 撓み性控え工矢板構造物(控え直杭および控え矢板)は作用震度が 200 Gal 以上になると控え版矢板構造物よりも大きい変形を起す。(iv) 撓み性控え工構造物に関する現行設計法は大筋において適正であるが、一部改善すべき余地がある。

矢板岸壁地震時被災の分析

5.4 現行設計法による根入れに関する安定解析

根入れの安定に関する限界震度と最大地盤加速度との関係を 図-30 に示し、作用震度と最大地盤加速度に関する 2 つの関係も併記する。控え工に関する同種のグラフ

(図-27) とよく以ているが、被害を受けるべき領域において無被害である事例や、無被害であるべき領域で被災している事例などが相対的に多い。

被災構造物の被害状況および振動模型実験結果を検討

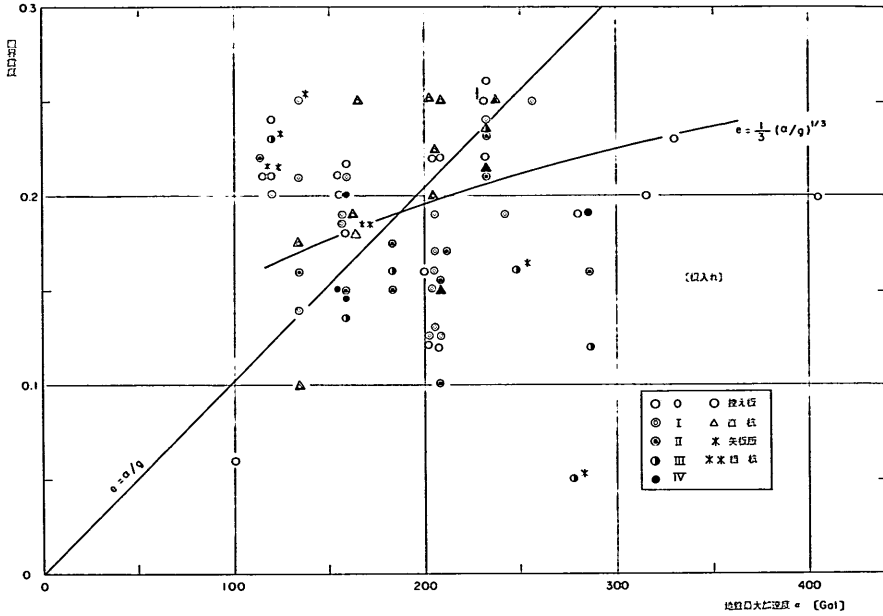


図-30 最大地盤加速度と根入れの限界震度との関係

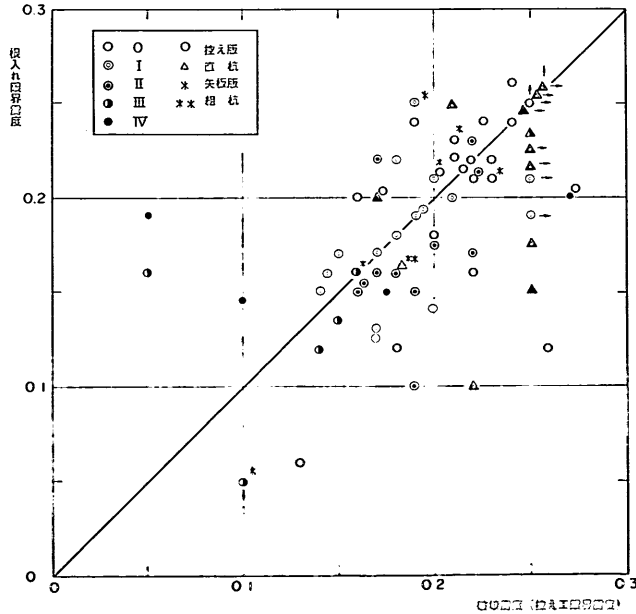


図-31 破壊震度と根入れの限界震度との関係

しても、根入れ部のはらみ出し現象もその徴候も確認できないので、検討対象構造物の被災度は根入れの安定度を反映しているのではなく、控え工安定度を反映しているはずである。図-30 は交錯している関係を表示しているので、バラツキは多くなるのは当然であり、この図から根入れに関する現行設計法の妥当性を検討することはできない。

この点を明確にするために、控え工の限界震度（破壊震度）と根入れの限界震度との関係を図-31 に示す。この図より次の事項が確認される。(イ) 両限界震度が等しいことを意味する直線、原点を通りこう配45°の線上またはごく近傍に、大部分の点は集まって分布している。この関係は、両限界震度と最大地盤加速度との関係(図-27 および 30) がよく似ていること、を裏付けている。(ロ) 控え工限界震度が小さい事例は、根入れ限界震度に関係なく被災度がⅢまたはⅣと高い(限界震度〔0.13, 0.06; 控え工, 根入れ〕の点が無被害であるのは作用震度が小さいため; 図-27 および 30 参照)。控え工限界震度が根入れ限界震度よりも構造物の被害程度により密接に関係していること、を裏付けている。(ハ) 控え工限界震度が大きい事例は、これもまた根入れ限界震度に関係なく、無被災か軽微な被害にすぎない(例外事例〔0.27, 0.20, Ⅳ〕,〔0.25, 0.23, Ⅲ〕,〔0.21, 0.23, Ⅲ〕,〔0.25, 0.25, Ⅱ〕,〔0.25, 0.15, Ⅱ〕は、いずれも前節において特別の事由がある事例に分類された新潟港万代島奥護岸、八戸港小中野1号岸壁、苫小牧港船溜地区B護岸東側、八戸港館鼻漁港岸壁および青森港油川-4.5m岸壁である)。このことは、前項と同様なことを裏付けている。

図-31 が意味していることを要約すると、現行設計法に基づき設計、施工された控え鋼矢板構造物に関する地震による被害については、控え工の安定現象が支配的因子ではあるが、根入れの安定は基本的因子ではない、ことである。別の表現をすれば、現行耐震設計を完全に行えば、大地震に襲われた場合、まず、控え工の支持力不足に似た状態となり、これに起因する矢板構造全体の変形が進行し、ついに、破壊にいたるのであって、根入れ不足に起因する崩壊は起らない、ことを意味している。

5.5 現行設計法による矢板およびタイロッドに関する応力算定

付表-4 に記された現行設計法に基づく解析結果を一覧ただけで判るように、検討対象矢板構造物の大部分は、矢板の曲げ応力およびタイロッド張力それぞれが降伏応

力に達する震度、限界震度を0.25以上としている。矢板の折損およびタイロッドの破断現象を部材の降伏応力を基準にして計ることができるものであれば、矢板およびタイロッド断面はかなり余裕をもっていることになる。このような余裕ができる理由もいろいろとあるが、矢板およびタイロッド共に規格品であること、錆代などがその原因の一つと考えられる。

両現象に関する限界震度以下となる事例は、74例中それぞれ僅か6例づつである。しかも、これらをあわせて12例すべての限界震度が破壊震度と同程度かあるいは大きい。

被災矢板構造物の被害状況を検討しても、矢板壁が過度の変形を起こしていたり、タイロッドに過度のひずみが起きているなど、これら部材における断面不足に起因する現象を見出せないこと、および、現行設計法に基づき検討対象構造物すべてにつき安定解析をしても、設計計算上の安全率は、控え工に較べて、全体としては格段に高く、個別にみても下廻るものはないなど、十分に余裕があることを勘案すれば、現行設計法に基づき設計、施工される控え鋼矢板構造物は、地震時においては矢板の折損または、タイロッドの破断によって破壊する恐れはないと判断できる。

5.6 控え直杭および控え矢板の地震時挙動

既に指摘したように、現行耐震設計法による控え工の安定解析(図-27参照)は、撓み性控え工(控え直杭および控え矢板)が剛性控え工(控え版)よりも地震に弱いことを示している。また、振動模型実験においても、撓み性控え工模型は、振動を受けると剛性控え工模型に較べて相当大きい変形を示している。この2つの事実から、現行設計法により設計された撓み性控え工矢板構造物は、同じ設計条件下で設計された剛性控え工構造物と比較すると、地震を受けた時には、相対的に大きな矢板天端の前方変位を起す性質をもっている、と判断できる。単純に考えると、地盤内にまで根入れ部を突込んでいる撓み性控え工の方が地震に対して強いと思えるのだが、事実は反対のことを指向している。何故だろうか。

ここであらためて説明する必要もないことではあるが、剛性控え工と撓み性控え工に対する現行設計法の考え方がかなり異っていることに注目せねばならない。剛性控え工の設計は、必要とする受働土圧を確保するために控え版の位置および形状を決めて行く、土質力学分野における限界状態設計法である。一方、撓み性控え工の設計は、タイ張力を軸直角方向荷重とした控え材の応力

矢板岸壁地震時被災の分析

計算から控え材の形状を定める手法を中心とし、静的状態における杭の横荷重特性から控え工の位置を決める手法をからませた、土質力学を加味した材料力学的弾性設計法である。

土質動力学という観点からみると、両設計法とも未解明の点が多いという意味では同じではあるけれども、技術の洗練度、あるいは成熟度においては差異があると思える。振動時における地盤の限界状態問題は単一材料の問題であり、変形定数体系も単純であり、かなり以前より曲りなりに技術の面では実用化されている分野である。一方、振動時における杭の軸直角方向支持力問題は2種類の異なる材料の問題であり、弾性と塑性とがからみあっている領域での問題であり、技術面よりみても新しく開発されてきた分野である。つまり、撓み性控え工の耐震設計法は剛性控え工設計法に較べると技術的熟度の面において相当におくれている。

安定解析をした撓み性控え工矢板構造物に関して、被害調査に記載されている矢板天端のはらみ出し量（最大値、平均値）、計算はらみ出し量および計算条件をまとめて表-18に示す。矢板壁天端のはらみ出し量の計算は次の要領で進めている。(イ) 矢板壁天端のはらみ出し量はタイ張力による控え材の変形量に等しい。(ロ) 控え材の変形量は、設計時において控え材の断面形状決定の際に行った応力計算と全く同じ手法で行う。(ハ) 作用震度は、最大地盤加速度を重力構造物に適用する作用震度と最大地盤加速度との関係式によって換算した値とする。(ニ) 横方向地盤反力係数は設計値そのまま（ケース1）と、平均はらみ出し量（実側値）と計算値とを一致させる値（ケース2）の2種類とする。

矢板壁天端のはらみ出し量に関する実測値と計算値の間には大きな差異がある。災害調査のうちに測定した最大はらみ出し量は設計時と同一条件で計算した値（ケース1）の10倍～数10倍であり¹⁰⁾、実測平均値と計算値（ケース2）とあわせるためには横方向地盤反力係数が振動によって1/5～1/20まで減少すると見込まねばならない（表-18参照）。いずれにしても、設計法に従って計算された矢板天端変位量は非常に小さすぎることは確かであり、この計算手法に問題があることは明かである。

既に、3.5 控え工の変位および変形 で述べたように、静的荷重が作用している撓み性控え工の挙動と振動荷重であるタイ張力が作用する振動矢板模型の撓み性控え工の挙動とは全く異っている（図-9 および 図-11 参照）。

静荷重が作用した時には、曲げモーメントは控え材の上部においてのみ発生しているのに、振動荷重が作用すると控え材全体に曲げモーメントが拡がる。このことは、静荷重載荷時には、周辺地盤による控え材拘束効果は十分あったのに、矢板構造物全体が振動すると、周辺地盤による拘束効果は急激に低下することを意味している。その結果として、振動実験下では撓み性控え工模型は変形しやすくなり、静的載荷重のほぼ半分の荷重が等量の変形を起すほどである。

このような、撓み性控え工の地震時における挙動と静止時との著しい相異は周辺地盤の横方向反力係数 n_h の低下によるものと仮定する¹⁰⁾。荒井は静荷重載荷時および模型振動実験中における撓み性控え工の曲げモーメント分布を Chang の式でほぼ表現しうるような n_h の値を計算している⁹⁾。その結果をまとめて表-19に示す。ここで荷重はタイ張力（含む静荷重）であり、静的状態の横方向地盤反力係数を n_h で、振動模型実験中の値を n_h' で表わしている。荷重と n_h および n_h' との間には半対数表示で直線関係がほぼとめられるので、直線関係が成立つように一、二の数字を適切に補正し、それから内挿により若干の数値を追加して、静止荷重状態の横方向地盤反力係数 n_h と振動時における n_h' とが1対1で対応するようにし、さらに両者の比、振動による横方向地盤反力係数の減少割合 n_h'/n_h を計算する。この計算の過程および結果も表-19に併記してある。さらに、振動台加速度と n_h'/n_h との間にも半対数直線関係があるものとみなして、表-19の両者の関係を再補正した結果を表-20に示す。この数値は模型振動実験でえた、地盤および載荷重の振動による横方向地盤反力係数の減少効果である。

一方、実在の控え鋼矢板構造物の地震による実測矢板天端はらみ出し量を、現行設計法に準じて計算して行くため必要な横方向地盤反力係数の低下割合を計算し、その結果を表-18および図-32に示す。地盤反力係数の低下係数は控え直杭と控え矢板とは異っている。前者の減少係数は小さく、最大地盤加速度 200 Gal で 0.2 であり、後者の低下係数はさらに小さく、200 Gal で 0.06 に過ぎない。上記模型振動実験（控え矢板と同種の模型）でえた横地盤反力係数の減少係数も図-32に併記してあるが、この値と控え矢板に関する値とはよく似た値であることが判る。

実際の撓み性控え工形式の鋼矢板構造物の被災状況より算出した横方向地盤反力係数の地震による減少効果

表-18 控え矢板，控え直杭の頭

港名	施設名	控えの形式	前面水深 (m)	地盤加速度 (Gal)	作用震度
八戸港	八太郎地区 -3.5m 物揚場	控え直杭	-3.5	233	0.21
"	館鼻地区漁港岸壁	"	-4.5	"	"
青森港	油川地区 -4.5m 岸壁	"	"	208	0.20
"	" -2.0m "	"	-2.0	"	"
室蘭港	富士鉄埠頭 -13m 岸壁	"	-14.0	205	"
野辺地港	-3m 物揚場B部	"	-3.0	156	0.16
八戸港	小中野1号岸壁	控え矢板	-5.5	233	0.21
函館港	木材整理場北側護岸	"	-1.8	134	0.14
"	港町第2護岸	"	-3.5	"	"
"	七重浜第3護岸	"	-2~-4	"	"
室蘭港	西3号埠頭西側岸壁	"	-9.0	205	0.20
"	" 東側 -9m 岸壁	"	"	"	"
外ノ浦港	-5.5m 岸壁	"	-5.5	114	0.12
釧路港	西港 -3m 物揚場	"	-4.4	164	0.17
下田港	外ヶ丘地区 -5m 物揚場	"	-5.0	316	0.23

ケース1： 現行設計法による

ケース2： 横方向地盤反力係数を減少させた場合

表-19 撓み性控え工矢板模型における横方向地盤反力係数 n_h の振動による減少効果

タイ張力 (kgf)		23	31	33	46	52	63	71	88	
台加速度 (Gal)		0	14	0	115	0	172	0	0	
横方向地盤反力係数 (kgf/cm ³)	荒井計算値	静止時 n_h			0.51		0.082		0.032	0.015
		振動時 n_h'	0.47	0.15		0.0048		0.0016		
	補正值	静止時 n_h	0.47	0.30	—	0.13	0.082	0.054	0.032	0.015
		振動時 n_h'	0.47	0.15		0.017		0.0016		
減少係数 n_h'/n_h		1.00	0.467		0.129		0.028			

表-20 横方向地盤反力係数の減少係数と台加速度の関係

台加速度 (Gal)		0	14	50	100	115	150	172	200
減少係数 n_h'/n_h	表-19	1.00	0.467			0.129		0.028	
	補正值	1.00	0.74	0.27	0.14	0.105	0.053	0.035	0.020

矢板岸壁地震時被災の分析

部変位量の計算値と実測値の比較

被災の 程 度	た わ み 量 (cm)				ケース2 の場合の 横方向地 盤反力係 数の減少 割合	実測値/計算値	
	計 算 値		実 測 値			最大値 ケース 1	平均値 ケース 2
	ケース 1	ケース 2	最大値	平均値			
II	1.5	9.3	22.5	12.0	1/5	15.0	1.29
"	1.8	19.6	57.0	16.0	"	31.7	0.82
"	2.1	11.9	19.0	12.0	"	9.0	1.01
I	0.4		—				
II	2.8		45.0			16.1	
I	2.2		5.0			2.3	
III	0.3		—				
I	0.1		30.0			300	
"	0.5		"			60	
"	0.7		30~60			43~86	
"	"	23.0	33.0	24.0	1/16	47	1.04
"	0.5	25.3	36.0	25.0	1/18	72	0.99
II	2.2	15.5	10~30	16.0	1/8	4.5~14	1.03
I	0.4						
0							

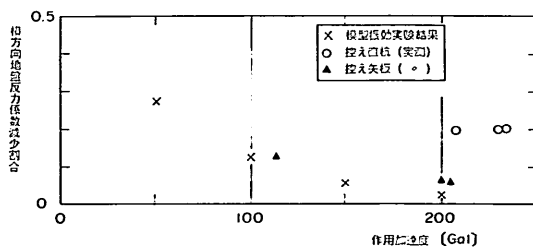


図-32 構造物振動現象による横方向地盤反力係数の減少割合

と、同種構造の矢板模型に関する振動実験でえた減少効果がほぼ一致していることからみて、地震時における地盤拘束度の低下を横方向地盤反力係数の減少として把握しようとするならば、図-32 に示されている横方向地盤反力係数の加速度による減少効果を標準とすることは妥当であろう。

既に指摘したように、同じ撓み性控え工であっても、控え矢板形式の横方向地盤反力係数の減少効果は控え直杭よりも強く¹⁶⁾、最大地盤加速度が 200 Gal の場合には次の減少効果は3倍にもなっている。その理由としてはそのようにいろいろ考えられるが、これら原因が重なり合っているものと思われる。(i) 控え直杭は側面効果、杭幅よりも広い幅の地盤支持力、を考慮できる¹⁶⁾。(ii) タイ張力が集中するので、控え材の剛性および根入れ長が大きくなり、振動の影響が相対的に低い地盤部分にまで、結果として、足を入れている。(iii) 撓み性控え工矢板構造物が地震に対して弱い理由を、長い控え工が周辺地盤の一体性を損っていることにあるとすれば(3.6 控え矢板壁の振動時挙動)、控え直杭群は控え工前後の地盤を完全に分離しておらず、むしろ、控え工設置鉛直面の大部分は前後の地盤が相互に密接しており、一体性を損う影響は小さい。

6. 結 論

(1) 控え鋼矢板構造物に関する現行耐震設計法は実用上既に完成されている(図-27 参照)。

最大地盤加速度が 150 Gal 以下の地震に襲われても、現行設計法に基づき設計された控え鋼矢板構造物は、特別な事由がないかぎり、無被害または軽微な被害を受けたに過ぎない。設計震度を大幅に上廻る作用震度(最大地盤加速度)が働くと、上記設計法に基づき設計された構造物も相当な被害を受ける。しかし、このような状況においても、特殊な事由、地盤の液状化現象、施工上の問題など、がないかぎり、構造物の崩壊などのような決定的破壊を起していない。

(2) 控え鋼矢板構造物に関する作用震度の計算法は、重力式構造物に関して既に提案されている作用震度と最大地盤加速度との関係⁹⁾を準用する。ただし、上記手法により計算された作用震度が最大地盤加速度と重力加速度との比よりも大きい場合(最大地盤加速度にして約 190 Gal 以下)、作用震度は最大地盤加速度と重力加速度との比とするのが望ましい(図-27 参照)。

(3) 前項で述べた作用震度と最大地盤加速度との関係を設定するにあたって、被災度ⅢまたはⅣの構造物(矢板天端のはらみ出し量は平均値として 60 cm 以上、最大値として 100 cm 以上)を破壊しているものとみなし、被災度 0 またはⅠの構造物(矢板天端のはらみ出し量は平均値としては 10 cm 以下、最大値として 30 cm 以下)は破壊していないとみなしている(表-13 および 14、ならびに 図-27 参照)。

単純に割切って言えば、前項の手法により作用震度を設定し、現行設計法により安定計算をした所、たまたま安全率が 1 となったならば、当然構造物の被害状況はおおよそ被災度Ⅱ程度であると想定できる。

被災度Ⅱの被害状況は、矢板天端のはらみ出し量が 10~60 cm であり、エプロンの沈下量は 0~50 cm である(図-21 および 22 参照)。エプロンの一部がかりに 50 cm 程度沈下したとしても、構造物本体に異常がなければ、緊急時にはそのままの状態のままでも一時的使用は一応可能であるし、また、簡単な手直して安全に供用することができる。

後で説明するように、バランスのとれた矢板構造物では地震時被害は控え工より始まり、他の構造要素には未だ余裕がある。被災度Ⅱの被害では控え工は 60 cm 以下前方に移動しているが、この変位量は壁高の 4% 以下

であり、液状化現象などで裏込材が損なわれなければ、地震終了後裏込めなどが静止すれば、控え工に関する地盤の横方向支持力は地震前の値に近いものを期待できる。したがって、構造物本体は常時状態における安定性という観点では問題はない(図-9 参照)。

(4) 撓み性控え工(控え直杭および控え矢板)の現行設計法は十分実用的ではあるが、改良について検討することは必要であろう(図-27 参照)。

模型振動実験において、撓み性控え工は地震に弱く、支持力は半分程度まで急激すること(控え版の振動による低下は 1~2 割程度)が明かになっている(図-9 および 11)。また、実際の矢板構造物に関する地震被害解析においても、撓み性控え工式構造物の方が控え版式よりも被害が大きいことも確認されている(図-27 参照)。

改良の方向としては、控え工支持地盤の振動による支持力低下を設計に折り込むことであり、手法としては横方向地盤反力係数を減少させることであろう¹⁰⁾。その具体的事例として、図-32 に示されている横方向地盤反力係数に関する振動による減少係数と最大地盤加速度との関係を利用できよう。

(5) 現行設計法により適正に設計、施工された控え鋼矢板構造物が地震により破壊する場合は、その破壊は控え工の前方移動に起因するものであって、タイロッドの切断、矢板壁の折損、矢板根入れ部のはらみ出し、などの破壊は起きない(図-6、9、23 および 31、ならびに、表-8 および 9 参照)。

(6) 前項に関連して、控え工の安定性のみを考えて、タイロッド、矢板壁、在来地盤の強度との均衡を失なう程度まで控え工のみを増強すると、タイロッドの切断、根入れ部のはらみ出し、など、構造物の崩壊につながる破壊を起すことになるので、慎重な配慮が必要である(図-6 および 7 参照)。

タイロッドの破断、矢板の折損はそのまま矢板構造物の崩壊となるし、根入れ部のはらみ出しは矢板に過大な曲げひずみおよび応力を強制するし、また、矢板背後の在来地盤および裏込め材を広範囲にわたってせん断変形させるので、矢板構造物全体としての安定性を甚しく損う破壊形式である。これに対して控え版の前方移動は影響を与える範囲を前面の裏込めに限定しているし、その材料は振動のために支持力低下をもたらしたが、地震動が終了すると再び支持力はかなり回復する性質をもっているため、傷の浅い破壊といえる(図-9 参照)。この観点にたてば、現行耐震設計法は控え工の前方移動を安全

弁とした巧妙な設計法といえる。

(7) 撓み性控え工は地震に弱いことは既に述べたが、その中でも、控え矢板は特に振動に弱い性質をもっている(図-32 参照)。したがって、大地震に襲われる危険性が高い地域において特に重要な構造物に控え矢板をもった鋼矢板構造物を用いざるを得ない場合には、その安定に関しては特に慎重に検討しなければならない。

(8) 控え矢板構造物は特定の狭い振動数帯の規則波で振動されると特異な現象(タイ張力が急激に大幅に変動し、ピーク値も急増し、控え工の前方移動も活発)を起す(図-7, 8 および 9 参照)。この特定振動数帯は加速度によって多少変るが、この研究の対象とした模型では、台加速度 100~200 Gal の範囲では、10~20 Hz(実際の構造物換算 2~4 Hz)である。

控え矢板構造物は、矢板壁と背後近傍の裏込めが形成する振動系と、その他裏込めと控え工とで形成する振動系の合成されたものと理解できる。両振動系の振動特性の差異が顕著となる特定振動数帯では両振動系が勝ちな振動を起しがちになるので、両振動系を結んでいるタイの張力は急激に変動するし、ピーク値も増大する。その結果として控え工の前方移動も激しくなる。

両振動系の振動特性が似ている振動数帯では、タイ張力の変動は小さくてすむので、控え工の移動も小さくてすむ。

(9) 特異現象を起す特定振動数帯より低い振動数領域においては、矢板系および控え工系いずれの振動系とも加速度応答倍率は 1.0~1.3(タイ取付け点の位置)であり、特定振動数帯より高い振動数領域では 1.5~2.0 の倍率(タイ取付け点の位置、台加速度 100~200 Gal)であるが、特定振動数帯においては、両振動系は異った応答値をとっている。矢板振動系では 2.0~2.5 と高い応答倍率を示しているが、控え工振動係は 1.5~2.0 と高振動数領域と同じ値をとっている(図-5, 表-7 および 3.6 控え式矢板壁の振動時の挙動 参照)。

7. あとがき

控え鋼矢板構造物の地震時における安定性を論じたこの報告は、この分野における各位の多方面にわたる研究成果を集めて、ある場合には相互に比較対照し、ある場合には相互に補強しあっていることを確認し、とりまとめたものである。ここで利用した主な研究は、

イ. 矢板構造物地震被害報告

(新潟⁹⁾, 十勝沖¹⁰⁾, および、根室半島沖地震¹¹⁾)

ロ. 被災構造物の現行設計法による安定解析

(新潟⁹⁾, 十勝沖¹⁰⁾, 根室半島沖¹¹⁾, および、その他地震^{13), 14), 15)})

ハ. 地震による最大地盤加速度の算定手法^{1), 17)}

ニ. 重力式構造物に作用する震度の算定手法²⁾

ホ. 矢板模型振動実験^{5), 6)}

であり、このうち一つでも欠けては、この報告をまとめきれなかったと思える。ここに、貴重な研究成果を創られた各位に感謝する次第である。

特に、一連の矢板模型振動実験を行い、従来の被災構造物の解析だけでは不明であった破壊過程の分野に貴重な数々の資料を提供していただいた荒井秀夫元振動研究室長には深い謝意を供する次第である。

参考文献

- 1) 上部達生, 野田節男: 東京湾沿岸地域の大地震時における地盤加速度(その2), 港湾技研資料 No. 194, 1974年9月
- 2) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹: 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, 第14巻第4号, 1974年1月
- 3) 関谷 博, 徳永規一: 遠州灘周辺の地震活動について, 地震予知連絡会報, 第11巻, 昭和49年2月
- 4) 石橋克彦: 東海地方に予想される大地震の再検討——駿河湾大地震について——, 昭和51年度地震学会秋季大会講演予稿集, 1976年10月
- 5) 荒井秀夫: 矢板壁の模型振動実験——控え壁が変位しうる場合——, 港湾技研資料 No. 296, 1978年6月
- 6) 荒井秀夫, 齊藤節文: 矢板壁の模型振動実験——根入部前面が斜面の場合——, 港湾技研資料 No. 297, 1978年6月
- 7) 荒井秀夫, 藤野芳明, 坂井慧子: 矢板壁の耐震性に関する研究(第2報), 港湾技術研究所報告, 1970年6月
- 8) 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
- 9) 同上: 同上(第2部), 1965年3月
- 10) 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年十勝沖地震被害報告, 津波調査報告, 1968年12月
- 11) 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
- 12) 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
- 13) Ryokichi Amano, Yasumaru Ishii and Tetsuro Tateichi: Aseismic Design of Quay Walls in Japan, Reports of Transportation Technical Research Institute, Vol. 6, No. 4, 1967

北島昭一・上部達生

- 14) 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
- 15) 石井靖丸：チリ地震による港湾構造物の被害調査報告，運輸技術研資料 No. 32，1961年2月
- 16) 片山猛雄，中野拓治，蓮見 隆，山口孝市：1968年十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討，港湾技研資料 No. 93，1969年12月
- 17) 野田節男，上部達生，千葉忠樹：北海道太平洋沿岸地域の大地震時における地盤加速度，港湾技研資料 No. 252，1977年3月
- 18) 上部達生，野田節男：東海沿岸地域の大地震時における地盤加速度，港湾技研資料 No. 204，1975年3月
- 19) 上部達生，野田節男，千葉忠樹：大阪湾沿岸地域の大地震時における地盤加速度，港湾技研資料 No. 253，1977年3月
- 20) 同上：広島湾，瀬戸内海西部，北九州沿岸地域の大地震時における地盤加速度，港湾技研資料 No. 285，1978年3月
- 21) 三橋郁雄，中山種清：1973年根室半島沖地震など被災例による現行設計法の検討，港湾技研資料，No. 184，1974年6月
- 22) 宮崎県油津港湾事務所：外ノ浦港 -5.5m 岸壁地震被害報告書，1970年
- 23) 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12月

付表-1 対象とした岸壁とその被害の概要（通常の矢板式岸壁、その1）

地震名	発震年月日	マグニチュード	港名	施設名	完成年(年度)	延長(m)	前面水深		天端高		設計震度	控えの形式	控え工の設置間隔(m)	検査の程度	被害の概要							
							設計時(m)	地震前(m)	設計時(m)	地震前(m)					はらみ出し量(最大値m)	はらみ出し量(平均値m)	沈下量(天端)	沈下量(控え)	エプロン(m)	被災岸壁の延長(m)	その他	
男鹿半島地震	1939.4.1	7.0	秋田港	第一岸壁	15	227	-7.6			1.0		控え版	15.6	Ⅱ	0.7	0.61			150	工事中(暴土砂吹上中)		
				第二 "		627	-4.6		2.0			"	10.42	Ⅲ	1.0	0.58			150			
東南海地震	1944.12.7	8.0	名古屋港	七号地堀立前の岸壁	2~15		-7.3		4.8			控え版	30.5	0						無被災		
三河地震	1945.1.13	7.1																				
南海地震	1946.12.21	8.1	四日市港	突堤西方口矢板岸壁	4~11		-8.0		3.6			(控え矢板)	20.0	Ⅲ					180	3度の地震で著しく凹み出し		
新潟地震	1964.6.16	7.5	新潟港	山の下埠頭		436.8	-3.0	(39年6月) -3.5	2.9	(39年6月) 2.37		控え版	10.68	Ⅳ			1.0			法線は海側に移動、頭部コンクリートは前傾、後傾		
				"		37	330	-9.0	-9.2	2.7	2.21	0.12	"	Ⅰ	巨少	巨少	やや沈下			アンカーウォール背後の砂は約2m陥没		
				泉登埠頭		946.6	-1.5	-1.6	2.5	2.37		"	4.92	0						検査は極めて小		
				"		683.3	-0.75	-1.2	2.25	1.80		"	12.47	Ⅲ	2.0	0.03		暴込砂が0.5~0.7	100	タイロッド切断、頭部コンクリート前傾		
				"		80	-5.5	-4.5	2.35	2.40		"	15.0	Ⅲ	40と推定		0.39		80	頭部前傾、倉庫破壊		
				"		31	85	-11.0	-115	2.30	1.85	控え恒杭	20.0	Ⅱ	控えて1.0m		少			85	頭部パラベット目地開き、内部浸水	
				"		315.6	-7.5	-8.1	2.85	2.30		控え版	15.6	Ⅲ	2.0	1.22	0.5		全底的沈下	300	頭部コンクリート前傾	
				"		221.2	-1.4	-1.4	1.8	1.74		"	9.85	Ⅳ						221.2	完全に水没	
				"		324.4	-8.0	-8.2	2.44	2.29		"	16.34	Ⅲ	大			1.0		324.4	エプロンはほとんど水没、頭部コンクリートの沈下少	
				"		301.9	-6.0	-6.0	2.33	2.29		"	7.70	Ⅳ						301.9	完全に水没	
				信濃川	右岸埠頭(万代島)	1379.6	-0.85	-0.9	2.33	2.30		"	7.75	Ⅳ						1379.6	ほとんど水没	
				"	左岸埠頭	560.2	-3.0	-3.6	1.68	1.27		不明	17.0	Ⅳ	大		大			560.2	全延長の半分が水没、頭部コンクリート前傾あるいは後傾	
				"	"	654.6	-3.0	-3.6	1.70	1.15		"	17.0	Ⅳ	大		大			654.6	ほとんど水没、 "	
				"	"	584.3	-1.0	-1.1	2.38	2.32		控え版	11.0	Ⅲ	大		大			594.3	全延長の6割が水没、 "	
				"	"	549.7	-4.0	-4.6	2.80	2.22		"	9.5	Ⅳ	大		大			549.7	" 4割、 "	
				"	"		-0.6	-0.7	1.31	1.23		"	7.6	Ⅳ						980.1	ほとんど水没	
				"	"		-0.9	-1.0	1.33	1.26		"		Ⅳ							"	
				東港	-3m物揚場	39		-3.0	2.0			"	11.85	0							わずかな沈下	
				"	-4m "	"		-4.0	2.0			"	12.75	0							"	
				酒田港	西埠頭、-6m岸壁	10		-6.0	2.1		0.20	"	15.45	0							無被災	
1968年日向港地震	1968.4.1	7.5	仙島港	工業港区-5.5m岸壁	39	360	-5.5		3.5		0.12	控え版	13.8	Ⅰ	0						エプロン舗装に目地あり、控え版が数cm前方に移動、控え背後の地盤が10cm沈下	
1968年十勝沖地震	1968.5.16	7.9	大館湾港	甲種岸壁	11	110	-7.3		2.48			控え版	18.0	0							無被災	
				乙 "		11	200	-4.0		2.48		"	10.0	0							"	
				丙 "		不明	32	-3.0		2.00		"	10.0	0							"	
				八戸港	八太郎 -3.5m物揚場	42	300	-3.5		2.70		0.10	控え杭	11.10	Ⅱ	0.225	0.12			100	隅角部のエプロンにき裂	
				"	第一工業港	3千トン2号岸壁	37	115.3	-6.5				控え版	16.0	Ⅱ	0			最大0.40 平均0.10		全長にわたりエプロン沈下	
				"	"	35	229	+0.5				"	10.0	Ⅱ	0.87	0.50			260	エプロン沈下、控え版が50cm海側に移動		
				"	"	35	150	-6.5				"	16.5	Ⅰ				0.01-0.03	150	コーピングとエプロン間に1~3cmのすきま		
				"	"	38	407	-5.5				控え矢板	10.0	Ⅲ							法線はらみ出し、コーピングとエプロン間に水平位大60cm、鉛直位大65cmの間げき、タイロッドは控え矢板から抜けていた	
				"	"	39	279	-3.0				控え版	11.0	Ⅱ	0.49	0.34				220	エプロン沈下、アンカーウォール上のエプロンにき裂	
				"	"	34	343	-6.5	-1.40			"	10.2	0							無被災	
				"	"	35	50	-5.63				"	17.23	0							"	
				"	"	39	73	-6.5				"	16.7	0							"	
				館島	漁港岸壁	41	670	-4.5		2.50		0.05	控え杭	9.5	Ⅱ	0.57	0.16			670	エプロン沈下、矢板および控え杭前傾	
				青森港	油川 -4.5m岸壁	42	220	-4.5		2.3		0.05	控え杭	9.6	Ⅱ	0.19	0.12		0.02-0.04	220	控え杭上の地表面に法線方向に地割れ発生	
				"	"		200	-2.0		2.3		"	7.1	Ⅰ	0						施工中(タイロッド天端まで埋立完了)、控え杭の水平変位によるタイロッドのゆるみ	
				"	"	42	288	-7.5		3.3		"	16.82	Ⅰ	0.10	0.04	0.01		0.19	187.6		
				"	"		110	-3.5		2.0		"	10.1	Ⅱ	0.30				0.17	30	控え版背後の地盤15~20cm沈下、控え版は2~3°本体側に傾斜	
				"	"	21	260	-4.5		2.4		"	11.75	0							無被災	
				"	"	41	130	-4.0		1.7		控え版	9.63	Ⅰ				0.02			コーピングとエプロン間に1~2cmの間げき	
				野辺地港	-4.0m物揚場	22	54	-3.0		1.6		控え杭	7.2	Ⅰ	0.05		0.30		0.08	54	エプロンにき裂	
				"	"	"	66	"		"		控え版	7.55	Ⅰ	0.10		0.05		"	66	"	
1968年十勝沖地震	1968.5.16	7.9	大沢港	下北 -5.5m岸壁	3	173	-5.5		2.0			控え版	11.0	Ⅱ	1.0	0.68			0.64	173	控え版とタイロッドはほとんどがゆるんでいるかはずれていた。タイロッド取付け位置で51cm海側に変位	
				"	"	38	101	-6.5		2.5		0.1	"	15.35	Ⅱ	0.40	0.25		0.47	101	控え版が前傾(3.5°)、控え版の位置に全長にわたってクラック	
				"	"	40	90	-5.5		2.3		"	14.75	Ⅱ	0.25				0.42	40	控え版が前傾(3~4°)、控え版背後の地盤は地割れと沈下、エプロンは法線方向にクラック、上部工とエプロン間に間げき	
				函館港	西埠頭	6	201	-7.0		2.1		控え版		0							無被災	
				"	F "	6	104	-6.0		2.1		"		0							"	
				"	G区物揚場	6	200	-3.5		2.1		控え版	7.77	Ⅱ	0.30							エプロン沈下、控え版上の道路にクラック
				"	B区岸壁	不明	163	-5.5		1.9		"		0							無被災	
				"	A区岸壁	6	185	-5.0		2.3		"		0							"	
				"	物揚場	6	476	-1.5		2.4		"		0							"	
				"	物揚場	6	225	-3.5		2.5		"		0							"	

付表-1 対象とした岸壁とその被害の概要 (通常の矢板式岸壁, その2)

地 震 名	発 災 年 月 日	チ ャ ン ニ ュ ー ト	港 名	施 設 名	完 成 年 (年度)	延 長 (m)	前 面 設 計 時 (m)	水 深 (m)	天 地 計 時 (m)	天 地 計 時 (m)	設 計 傾 度	控 え の 形 式	控 え 工 の 設 計 傾 度 (m)	核 害 の 程 度	被 害 の 概 要								
															は ら み 出 し 量		沈 下 量			核 害 岸 壁 の 延 長 (m)	そ の 他		
															最 大 (mm)	平 均 (mm)	天 地 (mm)	控 え (mm)	エ プ ロ ン (mm)				
				北浜埠頭	取付け岸壁	41	93.2	-5.5		3.0		0.15	(控え矢板)	20.0	I	0.30						上部工は前傾、控え矢板の位置にクラック、その背後は30cm沈下、控え矢板前傾	
				"	南側取付け岸壁	41	239	-2.0		3.0		0.15	控え版		0							無被害	
				木材整理場	南側岸壁	38	267	-2.0		2.5			控え板	11.5	I							法線のはらみ出し	
				"	北 "	"	154.1	-1.8		"			控え矢板	5.5	I	0.30					100	控え矢板の位置にクラック	
				"	物揚場	"	240	-2.0		2.5			控え版		0							無被害	
				港町埋立地	港町第1岸壁	"	270	-2.0		2.5			控え板	9.0	I							法線のはらみ出し、控え矢板上地盤にクラック	
				"	" 2 "	"	232	-3.5		"			控え矢板	6.5	I	0.30						"	
				"	七重浜第2岸壁	"	111	-4.0		"			"		I	0.30					0.10	"	
				"	" 3 "	"	477.5	-2.0		"			"	6.5	I	0.60						"	
				"	川村造船岸壁	"	64	-3.5		"			"	6.5	I	0.27						"	
			室 桐 港	西1号埠頭	西1・2号埠頭間岸壁	36	130	-4.5		3.0		0.10	控え版	21.34	I	0.27					0.10	東側隅角部エプロンクラック	
				西2 "	西2・3 "	38	150	-4.5		"			(控え矢板)	19.0	I	0.40					0.03	西側隅角部エプロンクラック、控え矢板上の地盤にクラック、控え矢板は3°前傾	
				西3 "	西側岸壁先端部	39	73	-9.0		"			控え版	20.0	I	0.33						エプロン沈下、控え版上の上層床にクラック	
				"	" 基部	"	122	"		"			控え矢板	23.0	I	0.33						" 控え版上 "	
				"	先端岸壁	40	135	-7.5		"			控え版	20.0	I	0.15					0.10	" 控え版上 "	
1968年十勝沖地震	1968.5.16	7.9	室 桐 港	西3号埠頭	東側9m岸壁先端部	40	128	-9.0		3.0		0.10	控え版	22.0	I	0.36						エプロン沈下クラック、控え版上の上層床に著しいクラック	
				"	" 基部	39	57	"		"			控え矢板	25.0	I	0.36						その後沈下	
				"	-7.5m岸壁	39	125	-7.5		"			逆丁型控え	16.5	0							無被害	
				"	-4.5m岸壁	"	380	-4.5		"			控え版	16.0	0							"	
				"	-3.5m物揚場	"	230	-3.5		"			"	15.0	0							"	
				富士鉄埠頭	-13m岸壁	36	290	-14.0		4.0			控え杭	31.6	II	0.45					0.50	上部工前傾(1.5°)、岸壁背後は全体としてかなり沈下	
				"	室側製鉄化学岸壁	38	80	-7.5		3.5			控え版	19.0	I	0.30						控え版上の地盤にクラック	
				日石埠頭	矢板岸壁	31	235	-1.0		3.1			"	9.0	II	0.71						上部工傾斜(5°)、控え版上の道路にクラック、背後沈下	
				"	-5.5m岸壁	"	200	-5.5		"			"	12.5	II	0.78					" " の道路 " "		
				日通埠頭	8号岸壁	34	35	-4.5		3.5		0.10	"	14.2	0							無被害	
				"	2 "	"	117	-5.5		"			"	15.2	0							"	
				"	3 "	"	41	-4.5		"			"	14.2	0							"	
				中卯埠頭	岸壁	10	360	-5.0		3.0		不明	控え矢板		0							"	
1968年十勝沖地震	1968.5.16	7.9	苫小牧港	西埠頭	第1バース	37	165	-9.0		3.7		0.15	控え版	19.2	I							エプロン沈下、控え版上の上層床にクラック、背後沈下	
				"	第2バース	38	"	"		"			"	"	I						0.10	"	
				"	第3バース	39	"	"		"			"	"	I							"	
				"	第4バース	"	"	"		-8.0			"	"	I							施工中(エプロン、上層床未施工)、控え版上の地盤にクラック	
				東埠頭	第3バース	39	"	"		3.5			(控え矢板)	24.0	0							無被害	
				"	第4バース	"	"	"		"			"	"	0							"	
				"	第5バース	41	130	"		"			"	"	0							"	
				"	第6バース	"	"	"		"			"	"	0							"	
				鶴がまり地区	B岸壁(東側)	38	100	-3.0		2.5			"	9.15	III	0.30					70	控え矢板前傾、控え矢板上の地盤にクラック、上部工背後の土砂沈下	
				"	"(西側)	39	97	"		"			"	8.0	0							無被害	
				漁港区	物揚場	41	180	"		*		0.10	"	11.2	0							"	
				石油配分基地	岸(その2)	42	187	-7.0		2.0			控え版	4.7	0							"	
				"	(その3)	"	8	"		2.0			"	6.2	0							"	
				"	(その4)	"	16	"		2.0			"	4.7	0							"	
1970年日向沖地震	1970.7.26	6.7	外ノ浦港	-5.5m岸壁	45	90	-5.5		3.2		0.12	控え矢板	12.0	II	0.266	0.163			0.10	0.30	90	エプロン設置未施工	
1973年根室半島沖地震	1973.6.17	7.4	富多布港	-2.0m物揚場	39-40	100.0	-2.0		2.0		0.15	控え版	5.2	III	0.06							取付け部注入コンクリートが8cm沈下、20cm前傾	
			釧路港	西埠頭	-3.0m物揚場	44	450	-4.4		2.7		0.15	控え矢板	15.0	I	0.30					20	工事中(上部工、エプロン未施工)	
				中央埠頭	第3バース	39	340	-9.0		3.0			控え版	26.3	I							上層の柱とプラットフォームにクラック発生	
				"	-7.5m岸壁	42	260	-7.5		3.0			控え組杭	17.0	0							無被害	
			根室港	海岸町	-4m物揚場	34-36	262	-4.0		2.0		0.15	控え版	9.25	I						0.10	67.7	
			花咲港	漁業埠頭	-3m物揚場	42-43	124.3	-3.0		2.3			控えケソン	6.4	I	0			0.08	0.23	0.35	エプロンの不等沈下	
				"	-4.5m岸壁	42-43	271.0	-3.3		2.4		0.15	控え版	14.35	IV	1.35	0.39	0.14			0.61	271	控え工が効いて地盤を盛り上げる。突堤部区間171mが被害大
1974年伊豆半島沖地震	1974.5.9	6.9	下田港	外ヶ丘地区	-4m物揚場	43	110	-4.0		3.0		0.10	控え矢板		0							無被害	
				"	-5m物揚場	48	"	-5.0		"			"	12.7	0							"	
チリ地震	1960.5.23	8.5	Pt. Montt	矢板岸壁(A)	5	約1100	0.0		8.68				控え版	16.5	0							ほとんど被害なし	
				"(B)	"	"	0.7		8.68				デッドマンアンカー	11.2	II							タイロッドが取付け点で抜けていたり、矢板が取付け点で折れている。矢板は前方にのっている。鋼材の腐食のため肉厚が11mmから2.5mmに減少	

付表-2 対象とした岸壁とその被害の概要(コンクリート矢板, 斜控え杭式, 棚式矢板岸壁, その1)

地震名	発震年月日	チャージユニット	港名	施設名	完成年(年度)	延長(m)	前面水深		天端高		設計震度	控えの形式	控え工の設置距離(m)	被害の程度	被害の概要									
							設計時(m)	地震前(m)	設計時(m)	地震前(m)					はらみ出し量		沈下量		被災岸壁の延長(m)	その他				
														最大値(m)	平均値(m)	天端(m)	控え(m)	エプロン(m)						
南海地震	1944.12.7	8.0	名古屋港	2号地東, 中央, 西埠頭(棚式)	2-15		-9.1		4.8			控え版	31.0	IV	4.0		0.70	1.3		口矢板に縦の裂け目, 欄部版面にクラック, 控え壁は沖口にすべり出し				
三河地震	1945.1.13	7.1																						
南海地震	1946.12.21	8.1	大阪港	中央突堤(棚式)			-9.0		3.5			控え版	23.0	IV	3.0		0.10			南海地震で3mはらみ出し, さらに南海地震で3mはらみ出し, 岸壁背後はキレツ及び陥没				
新潟地震	1964.6.16	7.5	新潟港	県営埠頭 東埠頭(棚式)		247.0	-9.0	-9.5	2.1	2.40		控え版	20.0	III	3.0		0.20			頭部コンクリート前傾, 倉庫前面に1mの沈下				
				信濃川 左岸国岸新潟鉄工下流(コンクリート矢板)			-0.7	-0.8	2.1	1.23		"	7.6	IV							水没			
				臨港埠頭 A埠頭(コンクリート矢板)		203.6		-9.7	2.1	2.40				IV								完全に水没		
				" B ₁ " (")		95.0		-10.2	2.6	2.9		控え杭	4.5	IV								"		
				" B ₂ " (")		102.6		-9.7	2.1	2.4		"	"	IV								"		
" C" (")		261.9		-9.7	2.1	2.4		"	"	IV									"					
" E" (木製詰杭岸)		316.0		-2.8	2.1	2.4		"	4.0	IV									ほとんど水没					
1968年日向沖地震	1968.4.1	7.5	細島港	工業港 -10.0m岸壁(棚式)	43	175	-10.0		3.5					0						無被災				
1968年十勝沖地震	1968.5.16	7.9	大畑渡港	1万t岸壁(棚式)	34	180	-9.0		+3.0		0.10										無被災			
				小野田セメント石炭岸壁(棚式)	12	93	-5.5		+3.0					控え杭	17.3	0						"		
				釜石港 -3.4m物揚場(コンクリート角柱矢板)	10	242	-3.4		+2.0					控え杭	10.0	II	0.20			0.26		エプロン沈下, クラック(タイロッド切断と推定)		
				" -2.5m" (")	"	299	-2.5		+2.0					不明								無被災		
				八戸港 第1工業港火力発電岸壁1号(PC矢板)	35	122.0	+0.3		+2.70					控え版	7.0	0	1.27	0.77					矢板にキレツ	
				大湊港 下北埠頭1号岸壁(コンクリート矢板)		110	-6.0		+2.0					控え杭	9.0	II	0.50	0.35			0.70		控え杭の位置にクラック, エプロンにクラック	
				函館港 末広町岸壁(PC矢板)	32	134.6	-3.5		+2.0					控え版		II							無被災	
				" "	33	41.85	-3.0		+2.0							0							"	
				1968年十勝沖地震			函館港	豆川町 -4m物揚場(PC矢板)	39	242	-3.5		+2.0			控え版	13.0	II				0.10		上部工にキレツ
				"			"	取付け岸壁(")	38	36	-4.0		+2.0			"		I						"
				"			"	" (")	39	29.6	-3.5		+2.0			"		0						無被災
				"			"	北浜埠頭 -5.5m岸壁(斜控え杭式)	41	330	-7.0		+3.0	0.10				III	0.59			0.30		控え杭取付点破損
				"			"	北浜埠頭埋立岸壁(コルゲートセル)	41	200			+3.0	0.15				0						"
				"			室蘭港	西3号埠頭 -2.5m物揚場(斜控え杭式)	40	175	-2.5		+3.0	0.10				0						無被災
				"			"	" -3.5m" (PC矢板)	39	230	-3.5		+2.0		控え版	15.0	0							"
"			"	" -4.5m" (")	39	380	-4.5		+2.80		"	15.0	0							"				
"			"	富士鉄埠頭 取付け (準棚式)	19	80	-7.5		+3.5				0							"				
"			"	" T橋岸壁 (")	"	550	"		"		控え版	17.0	0							"				
"			"	" 富士セメントT橋岸壁(")	"	400	"		"				0							"				
"			"	日通埠頭 7号岸壁(口矢板セル)	34	135	-7.5		"	0.1			0							"				
"			"	" 6" (")	"	160	-9.0		"	0.1			0							"				
"			"	" 5" (")	"	150	-9.0		"	0.1			0							"				
"			"	北防波堤陥没取付け岸壁(コルゲートセル)	41	70	-2.4		+1.6				0							"				
"			野森港	浜町埠頭西側1万トン岸壁(口矢板セル)	38	158	-9.0		+3.3	0.075			I							セル本体とさん档部に10~20cmの高低, 本体に被災はないが, 埋立て部分が全体に10~15cm沈下				
"			"	" 5千トン岸壁(")	39	153	-7.5		"				I											
"			"	" 東側1万トン岸壁(")	39	178	-9.0		"				I											

付表-3 現行設計法による安定計算の条件および情報部材の形状寸法 (その2)

港名	施設名	控えの形式	設計風速	完成年	前面水深 (m)	前面水位 (m)	天端高 (m)	残留水位 (m)	内部摩擦角 (度)				隠面摩擦角 (度)				単位体積重量 (t/d)								上段荷重 (t/d)	矢板仕様				根入長 (m)	パイロッド径 (mm)	パイロッド				控えの距離 (m)				
									前面地盤	裏込め	裏込め下方	控え	矢板		控え		前面地盤		裏込め		裏込め下方		控え			形式	容積 (cd/m)	形式	容積 (cd/m)			形式	容積 (cd/m)	径 (mm)	断面積 (cm ²)		取付点 (m)	間隔 (m)	傾斜角 (度)	
													主動	受動	主動	受動	空中	水中	空中	水中	空中	水中	空中	水中																
室蘭港	西3号埠頭	東口-9m岸壁先端部	控え版	0.1	40	-9.0	+0.3	3.0	+1.10	30	30**	30	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	FSPVL	3150	63000	FSP	2250	41600	8.5	9.0	75	44.2	+1.0	2.0	10	22.0
*	"	"	基部	控え矢板	"	39	+0.3	"	+1.10	30	30**	30	(N=20)	15	-15			1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	YSP	4550	82200	FSP	2250	41600	8.5	9.0	75	44.2	+1.0	1.6	0	25.0
*	"	-7.5m岸壁	逆T型控え	"	"	-7.5	+0.3	"	+1.10	30	30**	30	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	FSP	2250	41600				6.0		50	19.6	+1.0	1.6	0	16.5
"	"	-4.5m岸壁	控え版	"	"	-4.5	+0.3	"	+1.10	30	30**	30	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	II	1310	16400				8.0		55	23.8	+1.5	1.6	5	16.0
"	"	-3.5m釣掛場	"	"	"	-3.5	+0.3	"	+1.10	30	30**	30	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	IIA	869	10600				3.7		50	19.6	+1.0	1.6	0	15.0
*	富士鉄埠頭	-13m岸壁	控え杭	"	36	-14.0	+0.3	4.0	+1.10	35	30**	*	(N=10)	15	-15			1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	YSP	4550	82200				7.5	38.8	85	56.8	+0.9	1.6	0	31.6
"	"	室側鋼鉄化学岸壁	控え版	"	38	-7.5	+0.3	3.5	+1.10	30	30	30	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	FSP	2270	38600				6.0		65	33.2	+0.9	1.6	1	19.0
"	日石埠頭	矢板沿岸	"	"	31	-2.0	+0.3	3.1	+1.10	30	30	30	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	YSP	869	8690				4.1		38	11.3	+1.2	1.6	0	9.0
"	"	-5.5m岸壁	"	"	"	-5.5	+0.3	"	+1.10	30	30	30	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	YSP	2060	31900				5.1		50	19.6	+1.2	1.6	0	12.5
"	日通埠頭	8号岸壁	"	"	34	-4.5	+0.3	3.5	+1.10	30	30	30	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	YSP	869	8690				4.0		不明		+0.78	1.6	0	14.2
"	"	2号 "	"	"	"	-5.5	+0.3	"	+1.10	30	30	30	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	YSP	1310	16400				4.0		"		+0.78	1.6	0	15.2
* 苫小牧港	西埠頭	第2バース	控え版	0.15	38	-9.0	+0.5	3.7	+1.20	35	35	35	35	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	YSP	4450	82200				6.5		75	44.2	+1.0	1.6	0	19.2
*	東埠頭	第3バース	(控え) 矢板	"	39	"	+0.5	3.5	+1.20	35	35	35	35	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	YSP	4450	82200	YSP	2250	2230	6.8		65	33.2	+1.0	2.0	0	24.0
*	船だまり地区	B護岸(東側)	"	"	38	-3.0	+0.5	2.5	+1.20	35	35	35	35	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	FSP	252	0	FSP	252	1760	3.2		48	18.1	0.0	1.5	-6.0	915
*	"	(西側)	"	"	39	"	+0.5	"	+1.20	35	35	35	35	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	YSP	527	4220	YSP	527	4220	3.2		42	13.9	+1.0	1.6	0	8.0
	漁港区	釣掛場	"	0.1	41	"	+0.5	"	+1.20	35	30	35	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	FSP	529	4500				4.0		48	18.1	+1.0	1.6	0	11.2
外ノ浦港	-5.5m岸壁	控え矢板	0.12	45	-5.5	±0.0	3.2	+1.53	30	30	30	(N=5)	15	-15			1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	U	1520	22800	U	880	9680	8.9	6.6	46	16.1	+1.2	1.6	0	12.0	
寝多布港	-2.0m釣掛場	控え版	0.15	39~40	-2.0	+0.7	2.0	+1.0	30	30	30	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	FSP	529	4500	LSP	1310	16400	2.5		40	12.6		1.6	1.0	5.2	
釧路港	西港	-3.0m釣掛場	控え矢板	0.15	44	-4.4	+0.7	2.7	+1.0	35	30	35	(N=15)	15	-15			1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	III	1340	16800	IA	529	4500	6.0	5.0	38	11.3	+1.5	1.6	0	15.0
	中央埠頭	第3バース	控え版	"	39	-9.0	+0.7	3.0	+1.0	35	30	35	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	YSP	3150	39400				7.2		上55 下80	上23.8 下50.7	上+0.5 下-1.0	1.6	0	26.3
	"	-7.5m岸壁	控え組杭	"	42	-7.5	+0.7	"	+1.0	35	30	35	(N=20) (N=17.5)	15	-15			1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	III	1310	16400	H338×351 ×13×10			5.0	11.5	55	23.8	+1.5	1.6	0	17.0
根室港	海岸町	-4m釣掛場	控え版	0.15	34~36	-4.0	+0.7	2.0	+1.0	35	30	35	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	II	869	8690				4.5		不明			1.6	10	9.25
* 花咲港	漁業埠頭	-3m釣掛場	控えケソン	"	42~43	-3.0	+0.7	2.3	+1.0	35	30	35	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	SP	870	8700				3.0		36	10.2	+1.5	1.6	0	6.4
*	"	-4.5m岸壁	控え版	0.15	"	-3.3	+0.7	2.4	+1.0	30	30	30	30	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	SP	870	8700				3.5		35	9.6	+1.5	1.6	0	14.35
下田港	外ヶ丘地区	-5m釣掛場	控え矢板	0.1	48	-5.0	+0.91	3.0	+1.10	30	30	30	(N=15)	15	-15			1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	IIA	1520	22800	II	869	8690	7.0	5.6	48	18.1	+1.10	1.6	2	12.7
・Pt. Mont	矢板護岸 (A)	控え版	"	5	0.0	±0.0	8.68	+3.2	40	30	40	40	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	ラルゼン IV	2250	38600				4.25		76	45.4	+5.2	1.6	28	16.5	
	" (B)	デッドマン アンカー	"	5	0.7	±0.0	"	+3.2	40	30	40	40	15	-15	15	0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	1.8	1.0	0	ラルゼン III	1520	22800				3.2		64	32.1	+6.0	1.6	35	11.2	

矢板岸壁地震時被災の分析

付表-4 現行設計法による安定計算結果(その1) △ 軟弱地盤上に打ち込まれた矢板式けい固岸

地震名	発震年月日	マグニチュード	港名	施設名	安全率が1を切る限度				埋設度	地盤の透水係数 (gal)	式岸壁の作用限度	備考
					根入れ	矢板	タイロッド	控え				
男鹿半島地震	1939.4.1	7.0	秋田港	第一種岸壁	0.16	0.25以上	0.25以上	0.18	Ⅱ	286	0.22	
				第二種	0.12	"	"	0.14	Ⅲ			
東南海地震	1944.12.7	8.0	名古屋港	七号地埋立前の岸壁	0.23	0.25以上	0.25以上	0.23	0	330	0.23	
三河地震	1945.1.13	7.1										
南海地震	1946.12.21	8.1	四日市港	突堤西方口矢板岸壁	K=0.05で安全率0.76	0.25以上	0.25以上	0.10(概)	Ⅲ	278	0.22	△
新潟地震	1964.6.16	7.5	新潟港	山の下の設岸	0.145	0.265	0.25以上	0.10	Ⅳ	159*	0.18	
				山の下の岸壁	0.21	0.25以上	0.25以上	0.25以上	Ⅰ			
			泉宮埠頭	通船川 右岸設岸	0.215	"	"	0.215	0			
			"	北埠頭背面物揚場								
			"	北埠頭物揚場								
			"	石筋のフィン	0.15	0.155	0.25以上	0.16	Ⅱ			
			"	メインドルフィン	0.135	0.25以上	0.25以上	0.15	Ⅲ			
			"	南埠頭	0.20	"	"	0.27	Ⅳ			
			"	万代島埠頭	0.20	"	"	"				
			"	万代島奥設岸								
			"	万代島岸壁(a)								
			"	万代島先端設岸								
			信濃川	右岸設岸(万代島)								
			"	左岸設岸	0.15	0.25以上	0.25以上	0.175	Ⅳ			
			"	万代橋一佐渡汽船								
			"	佐渡汽船~早川堤								
			"	早川堤~新規堤								
			"	新規堤~新潟鉄工	0.15	0.25以上	0.25以上	0.175	Ⅳ			
			"	新潟鉄工下流(b)								
			"	" (c)								
			東港	-3m物揚場	0.21	0.25以上	K=0.2で2080kg/cd	0.22	0			タイロッドはPC鋼
			"	-4m "	0.18	"	K=0.2で2788kg/cd	0.20	0			"
			酒田港	西埠頭-6m岸壁	0.20	"	0.25以上	0.16	0	405	0.24	
1968年日向灘地震	1968.4.1	7.5	細島港	工業港区-5.5m岸壁	0.19	0.25以上	0.25以上	0.19	Ⅰ	242*	0.21	
1968年十勝沖地震	1968.5.16	7.9	大船渡港	甲種岸壁	0.06	矢板の仕様不明	0.25以上	0.13	0	101	0.16	
				乙 "								
				丙 "								
			八戸港	八太郎	0.215	0.25以上	0.25以上	0.25以上	Ⅱ	233*	0.21	
				第一工業港	0.21	"	タイロッド径不明	0.22	Ⅱ			
				"	日登設岸1号							
				"	日石岸壁	0.24	0.25以上	0.225	Ⅲ			
				"	小中野1号岸壁	0.235	"	0.25以上	Ⅲ			
				"	" 2号 "	0.23	"	0.22	Ⅱ			
				"	火力発電設岸2号	0.25以上	0.25以上	0.25以上	0			
				"	防衛岸壁	0.26	"	0.24	0			
				"	出光岸壁	0.22	"	0.22	0			
			館島	通船岸壁	0.25	0.25以上	0.25以上	0.25以上	Ⅱ			
			青森港	油川	0.15	0.25以上	0.25以上	0.25以上	Ⅱ	208*	0.20	
			"	-2.0m物揚場	0.25	"	"	0.25以上	Ⅰ			
				堤埠頭	0.125	0.20以上	0.20以上	2.15	Ⅰ			
				堤川	0.10	0.20以上	0.20以上	0.19	Ⅱ			
				右岸物揚場	0.12	0.25以上	0.25以上	0.26	0			
				中央埠頭	0.12	0.25以上	"	0.26	0			
				第1岸壁	0.19	"	"	0.18	Ⅰ	157	0.18	
			野辺地港	-4.0m物揚場	0.19	"	"	0.18	Ⅰ			
				-3.0m "	0.19	"	"	0.18	Ⅰ			
				" B部	0.19	"	"	0.19				
				" C部	0.19	"	"	0.19				
1968年十勝沖地震	1968.5.16	7.9	大船港	下北	0.16	0.25以上	K=0.25で2354kg/cd	0.05	Ⅱ	183	0.19	
				"	0.15	K=0.2で2881kg/cd	0.25以上	0.19	Ⅱ			
				"	0.175	0.25以上	"	0.20	Ⅱ			
			西館港	西埠頭								
				E区岸壁								
				F "								
				G区物揚場	0.16	0.25以上	0.25以上	0.17	Ⅱ	134	0.17	
				浪津町船入場								
				B区岸壁								
				A区岸壁								

北島昭一・上部達生

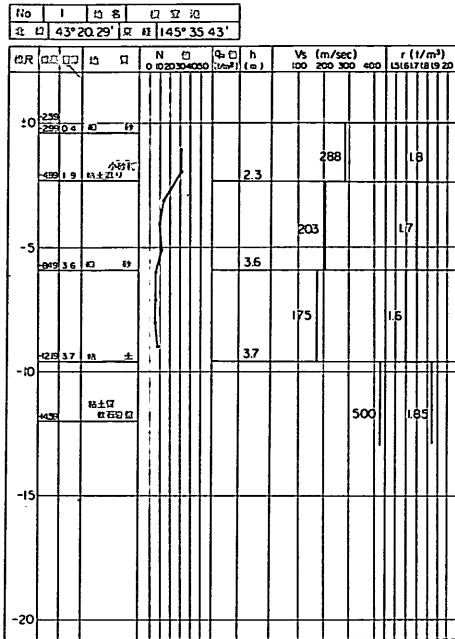
付表-4 現行設計法による安定計算結果 (その2)

地震名	発震年月日	チツブニ	港名	施設名	安全率が1を切る震度				被災度	地震加速度 (gal)	動式岸壁の作用震度	備考
					根入れ	矢板	タイロッド	控え				
				万代町船入ま 物揚場								
				万代町岸壁								
				北浜埠頭	0.25	0.25以上	0.25以上	0.19(版)	I			
				南側取付護岸								
				木材整理場	0.14	0.25以上	0.25以上	0.20	I			
				北 "	0.175	"	"	0.25以上	I			
				物揚場								
				港町埋立地	0.21	0.25以上	0.25以上	0.20	I			
				" 2 "	0.10	"	"	0.25以上	I			
				七重浜第2護岸								
				" 3 "	0.17	0.25以上	0.25以上	0.17	I			
				川村造船護岸								
			室蘭港	西1号埠頭	西1・2号埠頭開岸壁	0.125	0.21	0.25以上	0.17	I	205*	0.20
				西2 "	西2・3 "	0.17	0.125	0.16	0.15	I		
				西3 "	西側岸壁先端部	0.15	0.25以上	0.25以上	0.14	I		
				" "	基部	0.225	"	"	0.25以上	I		
				" "	先端護岸	0.16	"	"	0.145	I		
1968年十勝沖地震	1968.5.16	7.9	室蘭港	西3号埠頭	東側-9m岸壁先端部	0.19	0.25以上	0.25以上	0.19	I		
				" "	基部	0.25以上	"	"	0.25以上	I		
				" "	-7.5m岸壁	0.22	"	"	0.23	0		
				" "	-4.5m岸壁	0.22	"	"	0.21	0		
				" "	-3.5m物揚場	0.16	"	"	0.22	0		
				富士鉄埠頭	-13m岸壁	0.20	0.25以上	0.25以上	0.17	II		
				" "	室蘭製鉄化学岸壁	0.13	"	"	0.17	I		
				日石埠頭	矢板護岸	0.17	"	"	0.22	II		
				" "	-5.5m岸壁	0.15	"	"	0.15	II		
				日通埠頭	8号岸壁	0.12	"	タイロッド 径不明	0.18	0		
				" "	2 "	"	"	0.17	0			
				" "	3 "	"	"					
				中埠頭	岸壁							
1968年十勝沖地震	1968.5.16	7.9	苫小牧港	西埠頭	第1バース					120	0.17	
				東埠頭	第2バース	0.20	0.25以上	0.25以上	0.21	I		
				" "	第3バース							
				" "	第4バース							
				東埠頭	第3バース	0.21	0.25以上	0.25以上	0.23(版)	0		
				" "	第4バース							
				" "	第5バース							
				" "	第6バース							
				船だまり地区	B護岸(東側)	0.23	0.25以上	0.25以上	0.21(版)	III		
				" "	(西側)	0.21	"	"	0.20(版)	0		
				漁港区	物揚場	0.24	"	"	0.19	0		
				石油配分基地	護岸(その2)							
				" "	(その3)							
				" "	(その4)							
1970年日向灘地震	1970.7.26	6.7	外ノ浦港	-5.5m岸壁	0.22	0.25以上	0.25以上	0.17	II	114	0.16	
1973年根室半島沖地震	1973.6.17	7.4	露多布港	-2.0m物揚場	0.16	0.25以上	0.25以上	0.16(版)	III	249	0.21	
			銅路港	西 港	-3.0m物揚場	0.25	"	"	0.21	I	164*	0.18
				中央埠頭	第3バース	0.22	"	"	0.18	I		
				" "	-7.5m岸壁	0.18	K=0.15で 3550kg/cm ²	"	押込み 0.25以上 引抜き0.16	0		
			根室港	海岸町	-4m物揚場	0.25	0.25以上	径不明	0.18	I	257	0.21
			花咲港	漁業埠頭	-3m物揚場	0.19	0.25以上	0.25以上	田防波堤上部工 に取りつけてよい。 十分安全	280	0.22	
				" "	-4.5m岸壁	0.19	"	"	0.05	IV		
1974年伊豆半島沖地震	1974.5.9	6.9	下田港	外ヶ丘地区	-4m物揚場	0.20	0.25以上	0.25以上	0.17	0	316	0.23
				" "	-5m物揚場							
チリ地震	1960.5.23	8.5	Pt. Montt	矢板護岸(A)	0.20	0.25以上	0.25以上	0.27	0	160	0.18	
				" (B)	0.14	"	"					

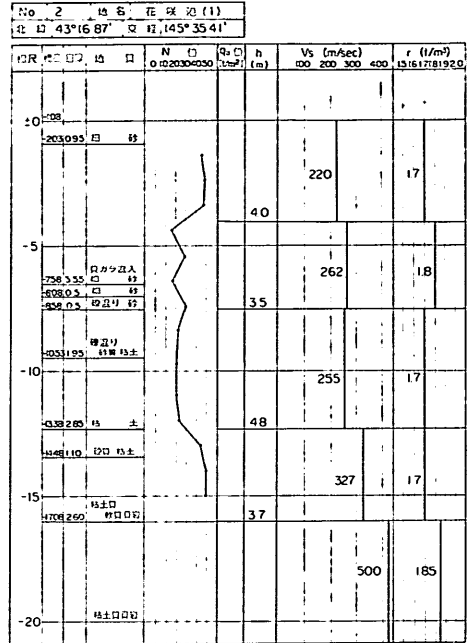
両ド
者取
わの
付
けて
は部
いる
イ破
ロ損
ツと

矢板岸壁地震時被災の分析

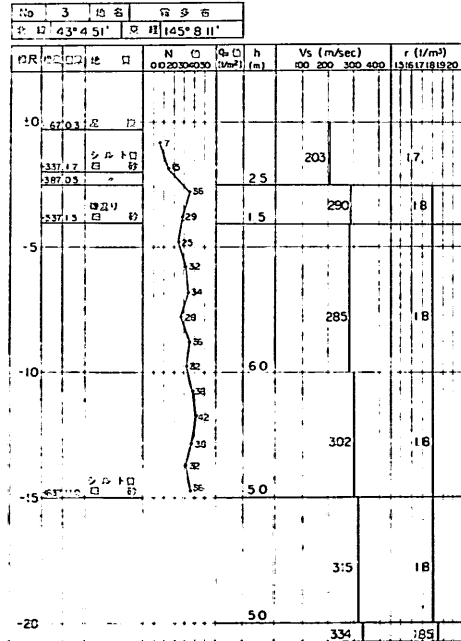
付録—各被災港の土質柱状図と地盤モデル定数



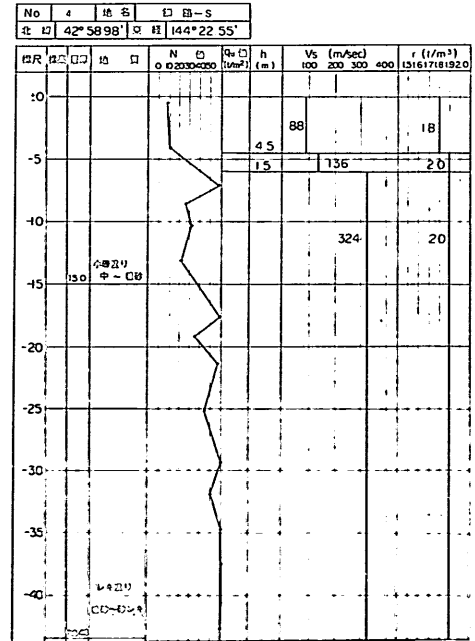
付図-1



付図-2



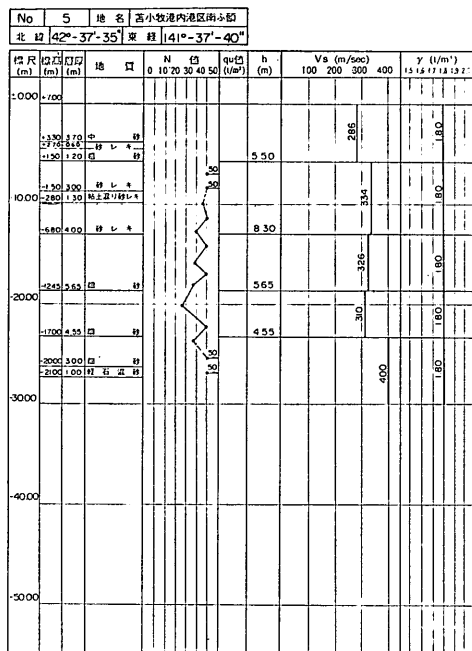
付図-3



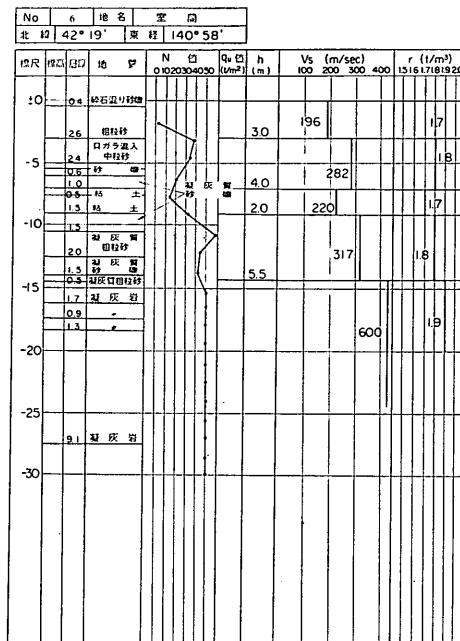
付図-4

北島昭一・上部達生

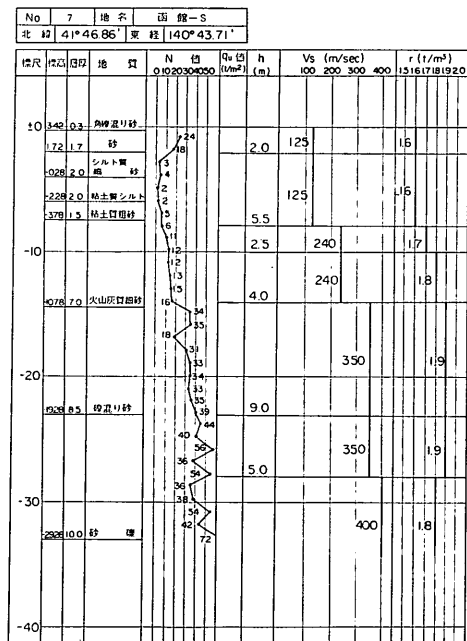
つづき



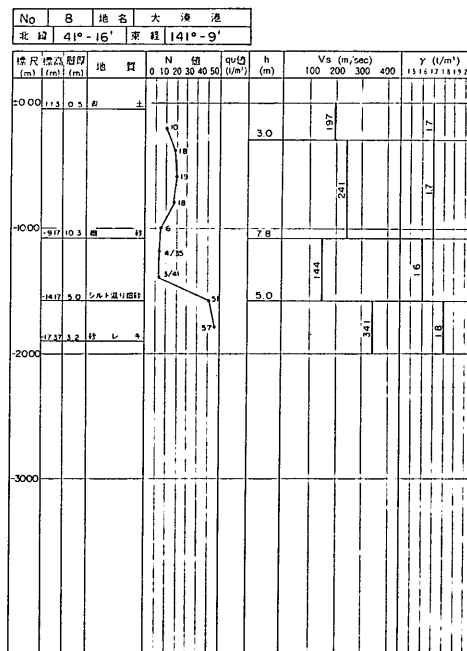
付図-5



付図-6



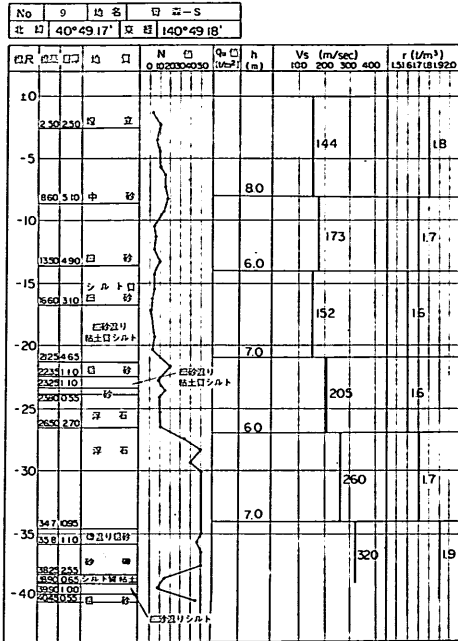
付図-7



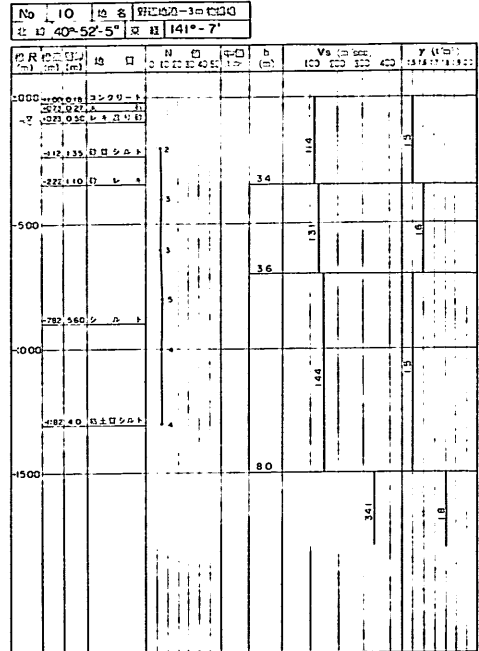
付図-8

矢板岸壁地震時被災の分析

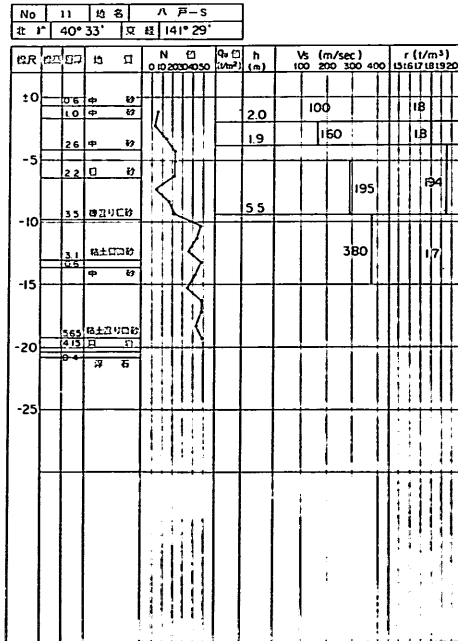
つづき



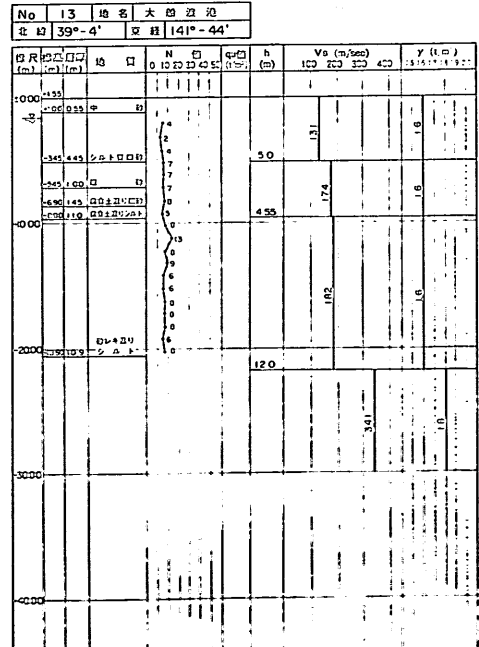
付図-9



付図-10



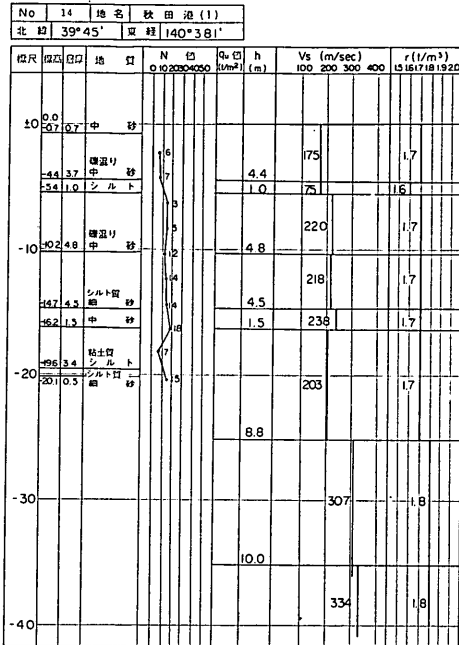
付図-11



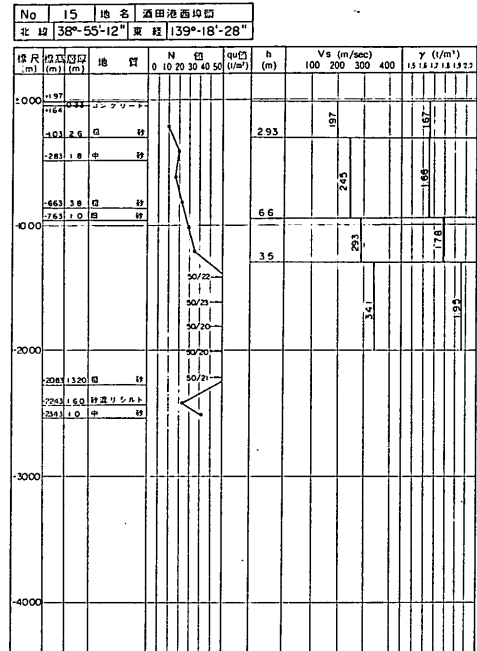
付図-13

北島昭一・上部達生

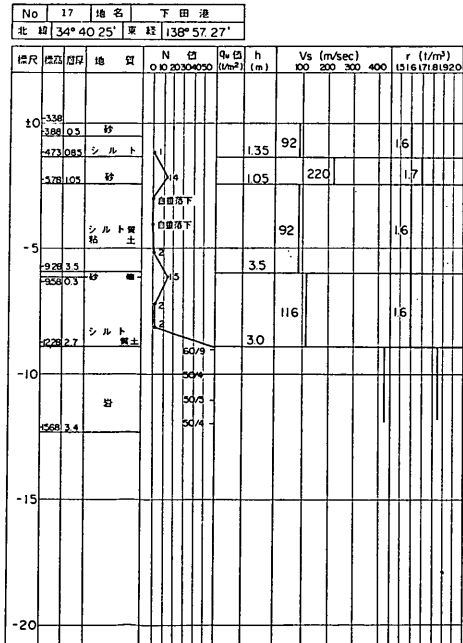
つづき



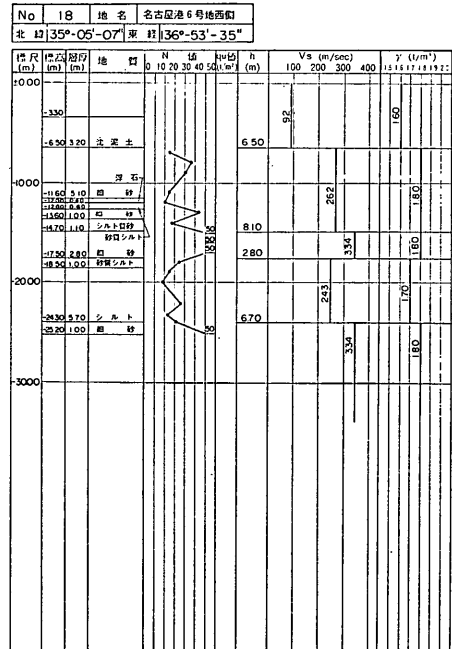
付図-14



付図-15



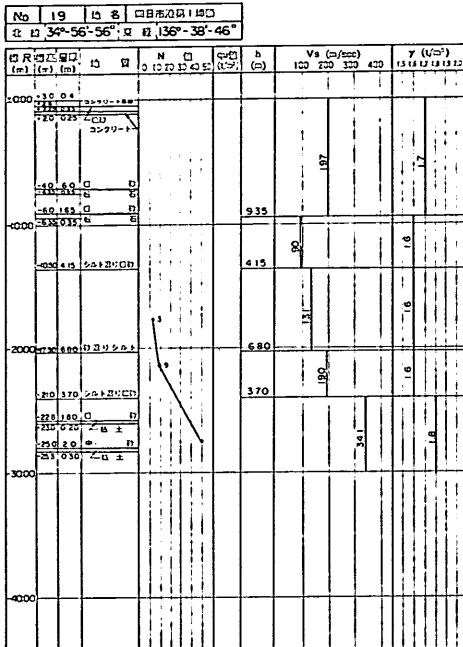
付図-17



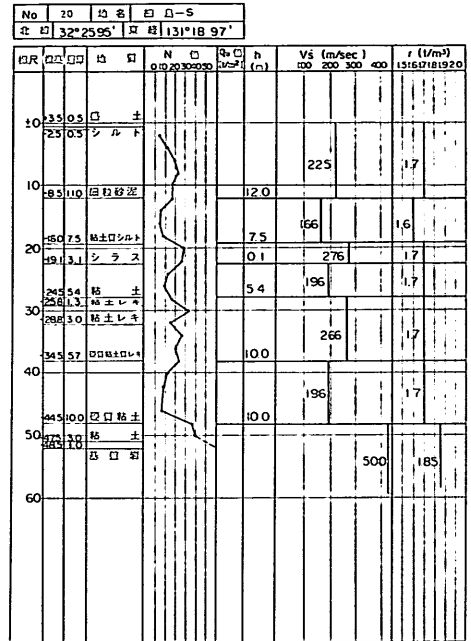
付図-18

矢板岸壁地震時被災の分析

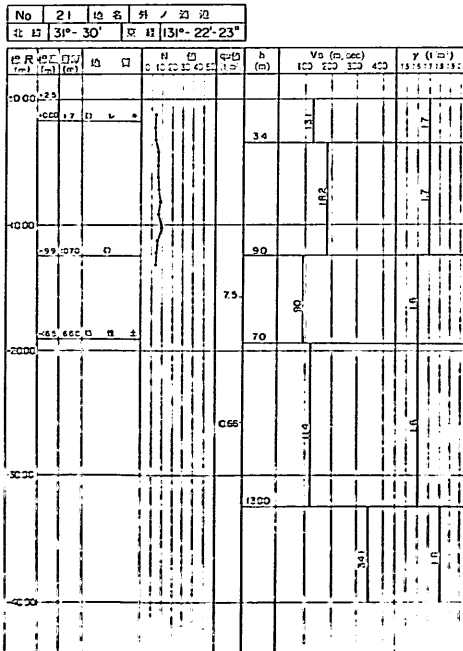
つづき



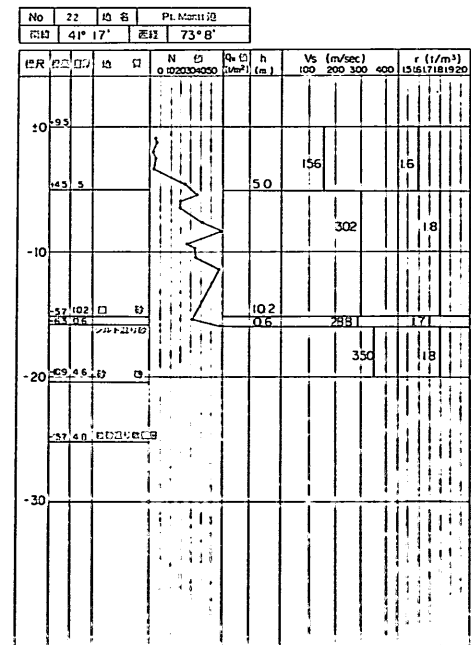
付図-19



付図-20



付図-21



付図-22