

# 港湾技研資料

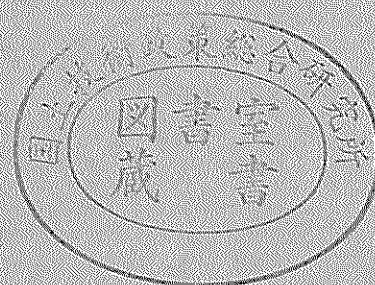
TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 449 June 1983

1978年宮城県沖地震の被災例などによる現行設計法の検討

福	田	功
柴	田	三
金	子	久
白	石	章
大	堀	一

運輸省港湾技術研究所



# 目 次

要 旨 .....	3
1. まえがき .....	3
2. 従来の地震被災例に関する検討 .....	4
3. 宮城県沖地震の特性と被災の概要 .....	4
3.1 地震の特性 .....	4
3.2 被災の概要 .....	6
4. 解析対象施設及び解析方法 .....	13
4.1 解析対象施設 .....	13
4.2 解析方法及び安定計算の条件 .....	13
5. 重力式構造物の解析 .....	16
5.1 塩釜港 .....	16
5.2 雄勝港 .....	25
5.3 荻浜港 .....	33
5.4 女川港 .....	36
5.5 金華山港 .....	41
5.6 松島港 .....	49
5.7 重力式岸壁のとりまとめと考察 .....	50
6. 矢板式構造物の解析 .....	56
6.1 控え版式矢板構造物 .....	56
6.2 控え組杭式矢板構造物 .....	62
6.3 控え直杭式矢板構造物 .....	72
6.4 矢板式構造物のとりまとめと考察 .....	90
7. むすび .....	93
参考文献 .....	94
付 録 .....	96

# Study on the Earthquake-Proof Design based on the analysis of the 1978 Miyaghi-Ken Oki Earthquake.

Isao FUKUDA\*  
Kozo SHIBATA\*\*  
Hidehisa KANEKO\*\*  
Nobuaki SHIRAISHI\*\*  
Koichi OHORI\*\*\*

## Synopsis

In the current design of port and harbour structures, Seismic Coefficient Method is used to analyze the seismic effects. The Method is based on the assumption that maximum seismic force acts statically on structures. But apparently, actual seismic force does not act statically.

Therefore it is very essential to check whether this Method explains the real situation accurately enough from the point of facility design.

In this report, the present earthquake-proof design method is studied, analyzing the stability of port and harbour structures damaged by the 1978 Miyaghi-Ken-Oki Earthquake.

---

\* Ex-Member of Design Standard Laboratory Design Standard Division.

\*\* Member of Design standard Laboratory Design Standard Division.

\*\*\* Chief of the Design Standard Laboratory Design Standard Division.

# 1978年宮城県沖地震の被災例などによる現行設計法の検討

福田 功\*  
柴田 鋼三\*\*  
金子 英久\*\*  
白石 修章\*\*  
大堀 晃一\*\*\*

## 要 旨

現行の地震時の設計法は、震度法により、地震力を静的に作用させるほかは常時と同じ力学的条件が成立することを前提としている。このような条件は必ずしも地震時に成立しているとはいえない。したがって、地震時の設計法については実際の現象により検証していくことが必要である。

この観点から、本資料は、1978年宮城県沖地震の被災例などについて、現行の設計法による安定計算などを行い、現行設計法の検討を行ったものである。その結果、現行設計法は検討項目全般にわたって安全側になっており、特に問題のないことが確認された。

## 1. まえがき

港湾構造物の地震時の設計法は、常時の設計法を基にしたいわゆる震度法が用いられている。これは設計震度に応じた外力が静的にかつ同時に作用するとしたものである。この震度法は構造物の固有周期が地震波の周期に対して短い場合に適用できるとされている。また、地震時における基礎部の設計法等においても、一般には常時と同様の力学的な算定式が用いられている。したがって現行の設計法では地震時を常時の延長上で捉えており、設計法として両者は整合がとれているといえる。しかしながら、現象的にみて、地震時と常時との挙動は、明らかに異質なものであり、常時に成立する力学的な条件は地震時には必ずしも一般的に成立しているとはいえない。そこで、地震時の設計法について、実際の現象に適用しその妥当性、適用範囲などについて検証していくことが必要である。この観点から、地震被災例の解析を行うことが重要な意味を持つことは言うまでもない。

一方、構造物の地震に対する動的応答に関する研究も長足の進歩をとげ、地盤と構造物の相互作用を考慮した汎用計算プログラムが整備されつつある。例えば、原子

力発電所や石油貯蔵タンク等の大型の重要構造物においては、そうした検討が積極的に実施されている。また、港湾の分野でも、深層混合処理地盤や栈橋などの一部で動的応答解析が実施されており、今後、かなりの分野でこうした地震時の動的解析が実施されていくものと推察される。しかしながら、そうした動的な解析が実際の構造物や土の動きをどの程度正確に反映しているかという点については、まだ多くの問題を残しており、地震時の土の応力とひずみの関係というような基礎的な問題の解明が重要であると思われる。こうした問題は、計算手法の発達とは別に、今後も長く研究が重ねられていかなければならず、信頼性のある解析法となるには、まだ相当の時間を要すると推察される。また、設計法としての側面からみれば、地震波の与え方や安全率の考え方などの問題も残されている。

本資料で行う地震被災例の解析は、1978年宮城県沖地震による港湾構造物の被災例などについて現行設計法により安定の計算を行い、現行設計法によってどの程度の説明が可能であり、また、どのような問題点があるかを明らかにしようとするものである。従来、こうした試みは、新潟地震、十勝沖地震、根室半島沖地震の各被災例

\* 前設計基準部 設計基準研究室

\*\* 設計基準部 設計基準研究室

\*\*\* 設計基準部 設計基準研究室長

2), 7) について行われてきた。ここにおける検討も、同様の手法により行うものであり、一連の地震被災例の検討成果の一つとして位置付けられるものである。

## 2. 従来の地震被災例に関する検討

従来から地震被災例により、設計法についての検討がなされてきた。ここではその代表的なものについて主な結論を述べる。

### (1) 片山, 中野, 蓮見, 山口の検討<sup>2)</sup>

片山等は、1968年十勝沖地震などの被災例により現行設計法を検討し、次のような結論を得た。

#### ① 重力式構造物

(i) 重力式壁体の滑動の検討に対する現行設計法は、ほぼ妥当か、あるいはやや安全側の結果を与える。

(ii) 偏心傾斜荷重に対する支持力の検討において、荷重分散法と立石法<sup>3)</sup>、あるいはマイヤホフ法<sup>4)</sup>を組み合わせた手法を用いる場合、基盤土の内部摩擦角として通常の土圧計算に用いられるものを使用すると、やや過大設計となる。

#### ② 矢板式構造物

(i) 水平な砂質地盤における、矢板根入長、前面矢板曲げモーメント、タイロッド張力および控え版の安定計算に対する現行設計法は、ほぼ妥当かあるいは、やや安全側の結果を与える。

(ii) 前面に斜面を有する矢板壁の、矢板根入長、矢板の曲げモーメントおよびタイロッド<sup>5)</sup>張力の計算において根入れ前面の受働土圧を沢田の方法、あるいは沢田の方法による受働土圧と等価な土圧合力を生ずる水平海底面に仮想ばりの下の支点を設ける方法は、やや過大な結果を与える。

(iii) 軟弱地盤に根入れ部を有する矢板壁の根入れ長の安定の検討方法は、やや過大な結果を与える。

(iv) 軟弱地盤に根入れ部を有する矢板壁の曲げモーメント、タイロッド張力および控え版の安定の計算に対するフィクストアースサポート法の適用も、やや過大な結果を与える。

(v) 軟弱地盤に打ち込まれた矢板壁の曲げモーメントタイロッド張力および控え版の安定の検討に対し、北島<sup>6)</sup>岸の方法を適用するのは、ほぼ妥当である。

(vi) 控え直杭の頭部変位の計算に対する現行設計法は危険側の結果を与える。<sup>7)</sup>

### (2) 三橋, 中山の検討<sup>7)</sup>

三橋らは、十勝沖地震、1973年根室半島沖地震などの被災例を検討し、次のような結論を得た。

#### ① 重力式構造物

(i) 片山, 内田の方法による「二層系地盤上の偏心傾斜荷重による地盤支持力理論」<sup>8)</sup>は、岩盤上にマウンドを有する施設を除くと、十分実用に供される。

(ii) 隅角部と非隅角部とでは、被災の程度に差があり隅角部のほうが被災しやすい。これは隅角部のほうが、自由度が大きいこと、拘束力が小さいことが原因と考えられる。

#### ② 矢板式構造物

(i) 液状化した場合のほうがしない場合よりもはるかに大きな裏込圧力を示す。また残留水位の表面でわずかな厚さでも流動化をおこすと、その水面下の間隙水圧が急激に高まり、矢板壁面の前後に大きな圧力差を生ずる。

(ii) 根入れのはね出しは、裏込の液状化を考慮しない計算においても起こることになるが、実際には発生していない。この計算方法は安全側であるといえる。

(iii) 控え直杭、控え矢板の実際の頭部変位は、現行設計法から得られる値よりはるかに大きく、現行設計法は危険側の値を示す。

(iv) 控え版の滑動震度と、重力式構造物の安定計算から求めた被災震度との大小関係は、控え版の滑動の有無と密接な関係がある。

#### (4) 野田, 上部, 千葉の研究<sup>9)</sup>

野田らは、過去の岸壁の被災例の解析および強震観測の成果をふまえて、重力式岸壁の耐震設計で採用すべき震度を次式のように低減できるとしている。

$$k = 1 / 3 (\alpha / g)^{1/3}$$

$k$ ; 震度  $\alpha$ ; 最大加速度 (gal),

$g$ ; 重力加速度 (980 gal)

## 3. 宮城県沖地震の特性と被災の概要

### 3.1 地震の特性

1978年宮城県沖地震は、同年6月12日17時14分に発生し、宮城県を中心とする東北地方に大きな被害をもたらした。宮城県全域と岩手県、福島県などの一部では気象庁震度階級で震度Vという強震であった。

本地震の震源は、北緯38°11′、東経142°11′、深さ40kmで、図-3.1に示すように金華山沖約60kmと比較的陸地に近いところであった。また、地震の規模はマグニチュード7.4であった。<sup>10)</sup>

1978年宮城県沖地震の特徴として、地震波の観測記録や被災の特性からみて次のような点が指摘されている。<sup>11)</sup>

① 過去の大地震に比較して、地表における加速度が大きいこと。

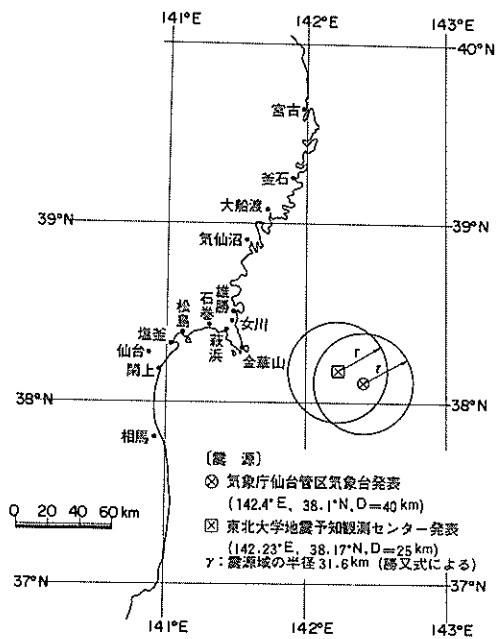


図-3.1 震央及び各港の位置

- ② 震源から遠く離れた地点においてもかなり大きな加速度が記録されたこと。
- ③ 主要動の初期に大きい波形が現れたこと。
- ④ 仙台市付近で南北方向に卓越した地震動であったこと。

本地震のこれらの特徴については地震工学の重要な問題として種々の研究が行われており、地震動の予測に対して有益な示唆が与えられている。

一方、港湾地域でも花咲港から四日市港に致る地域で数多くの強震記録が得られ、これらの記録は、強震観測年報<sup>(12)</sup>としてまとめられている。このうち、地震による被

表-3.1 観測最大加速度 (gal)

港名	NS成分	EW成分	UD成分
大船渡港	138	161	60
塩釜港	265	273	166
小名浜港	53.7	49.7	24.1

災地域近隣のデータとして塩釜港、大船渡港、小名浜港での観測最大加速度を表-3.1に示す。また、これらの観測地点の地盤条件は、大船渡港では岩盤であるが、塩釜港では表層からシルト層が10m、砂層が5m程度、それ以深が岩盤になっている。また、小名浜港では表層20m程度が砂層でそれ以深は厚い粘土層となっている。

各種スペクトル形状も強震観測年報に示されており<sup>(14)</sup>、これらの応答スペクトルは、土田等が分類した観測地点ごとの地震波のグルーピング結果にほぼ適合し、ほぼ標準的なものであったものと考えられる。

最大加速度の方向分布は塩釜港の観測値では、南がやや大きくなっているが、顕著な方向性はない。これは、前述の仙台市付近で地震動が南北に卓越していたということとは異なる。また、大船渡港での観測値ではほとんど方向性はみられない。

各港の表層地盤の最大加速度については、震源域を半径  $r$  の球体と仮定した震源域モデルにより各港の基盤加速度を推定し、さらに重複反射理論にもとづくプログラム (SHAKE)<sup>(15)</sup> に、各港の土質条件及び基盤波形を入力して推定されている<sup>(16)</sup>。その値を表-3.2に示す。表-3.1と比べると大船渡港の基盤での最大加速度はおおむね合っている。

石巻港では、地表加速度の最大値は、入力波形によって大きな相違が出ている。塩釜港では岩盤が露出している地盤から、シルトの堆積層が20m以上存在する地盤まで

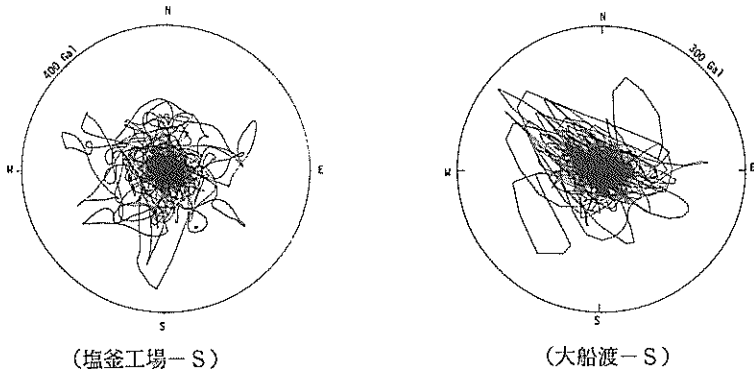


図-3.2 加速度軌跡図

表-3.2 各港における最大地盤加速度の推定値

港名	地区名	港位置		震央距離 (km)	実効距離 (km)	基盤加速度 (gal)	地表加速度(1)* (gal)	地表加速度(2)* (gal)
		北緯(度)	東経(度)					
塩釜港	真山埠頭	38.32	141.05	104	72	155	289	275
仙台港	中野1号埠頭	38.27	141.04	105	73	153	209	197
石巻港	中島埠頭	38.41	141.32	84	52	190	313	196
大船渡港	防波堤	39.01	141.74	103	71	157	同左	同左
雄勝港		38.51	141.47	82	50	194	同左	同左
女川港		38.44	141.46	74	42	210	同左	同左
荻浜港	小秋地区	38.38	141.46	71	39	216	同左	同左
金華山港		38.30	141.51	65	33	218	同左	同左
松島港	観光棧橋	38.37	141.07	104	72	155	277	222
閉上漁港		38.17	140.96	111	76	142	267	245
相馬港		37.80	140.97	118	89	135	214	210

\* 地表加速度(1)：基盤波形として塩釜港 EW を用いた。

地表加速度(2)： " 開北橋 E423 (建設省)を用いた。

存在する。この場合は、同じ港湾でも表層加速度は、基盤での推定値 155 gal からシルト層表面での推定値 289 gal まで変動している。

### 3.2 被災の概要

1978年宮城県沖地震による港湾施設の被災は、宮城県の仙台湾の港湾を中心に岩手県の釜石港から福島県の相馬港に至る南北約 200 km の範囲で生じた。これらの港湾施設の被災は、その後、運輸省によって詳しい被災調査が実施され、「1978年宮城県沖地震港湾被害報告<sup>17)</sup>」としてまとめられている。被害額をみると、石巻港、仙台湾

塩釜港、相馬港の順に大きく、総額で約35億円の被害を生じている。

被災を受けた港湾の平面図を図-3.3～図-3.14 に示す。

これらの被災港湾の地盤条件は、全体的に岩盤の深さが比較的浅く、軟弱な粘土、シルト層は少ない。荻浜港雄勝港、金華山港及び女川港では、岩盤が露出している地域も多くあり、その上に直接ブロックを置いた構造が多くみられる。石巻港及び閉上漁港では、N値20以下の砂層が20～30m程度堆積している。



図-3.3 塩釜港平面図(その1)

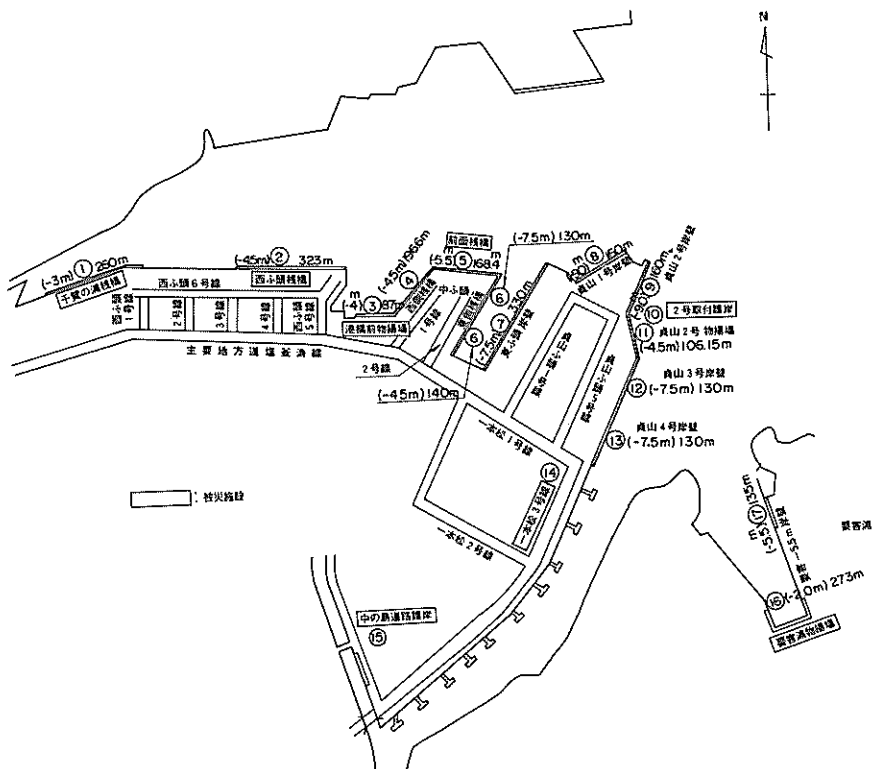


図-3.4 塩釜港平面図(その2)

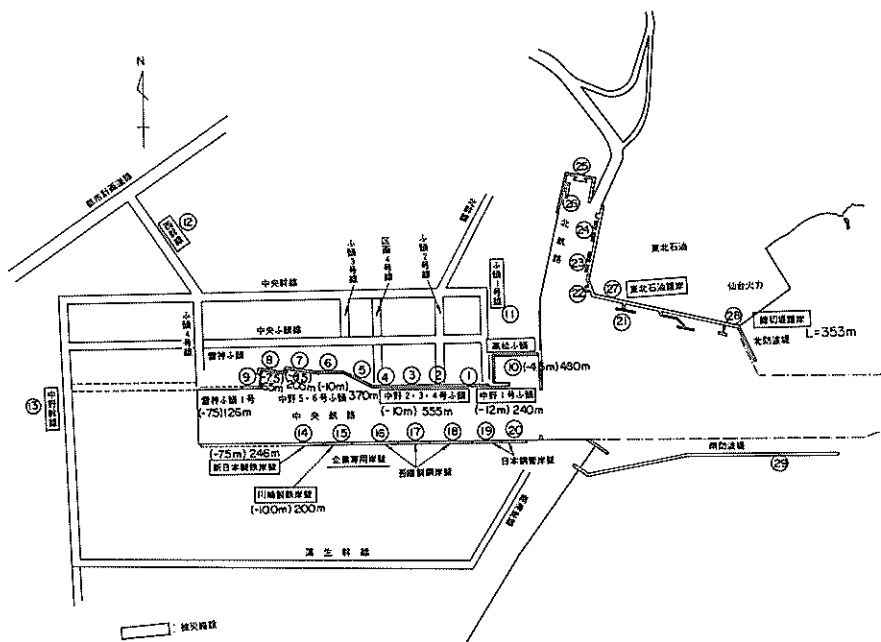


図-3.5 仙台港平面図





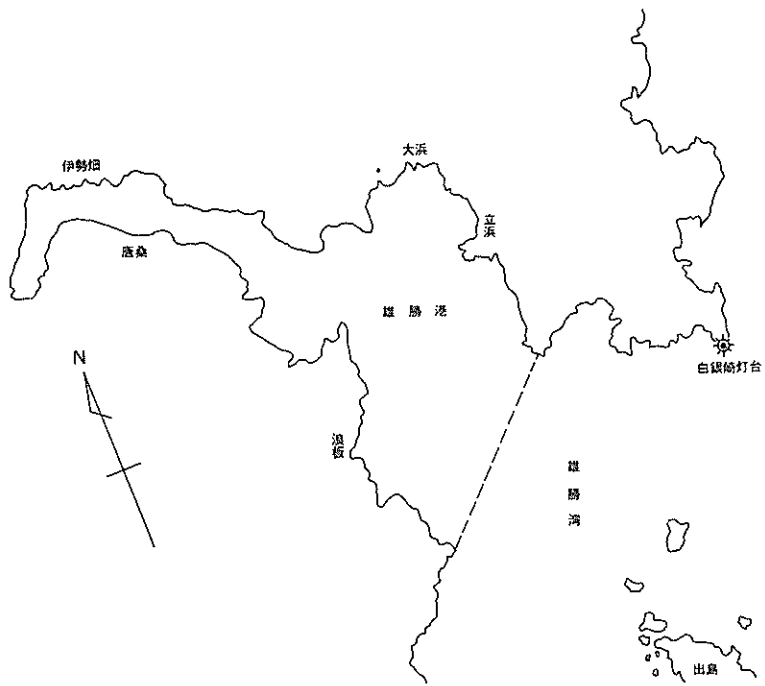


图-3.8 雄勝港平面图

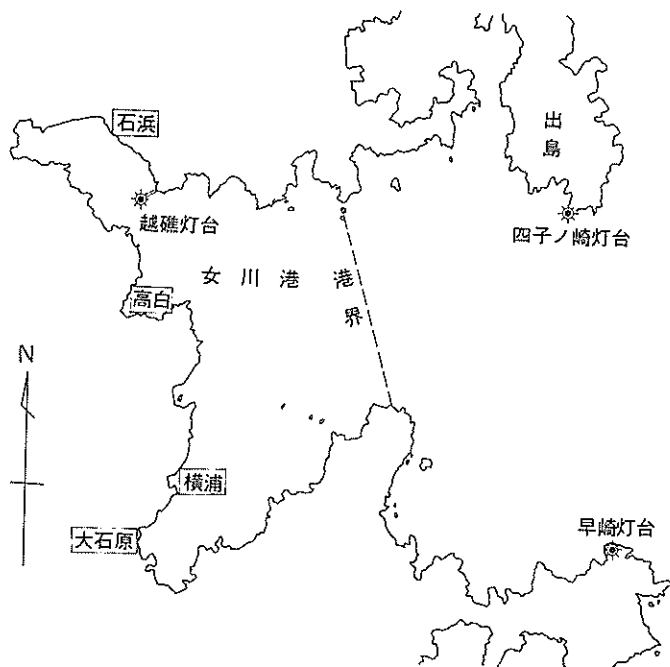


图-3.9 女川港平面图

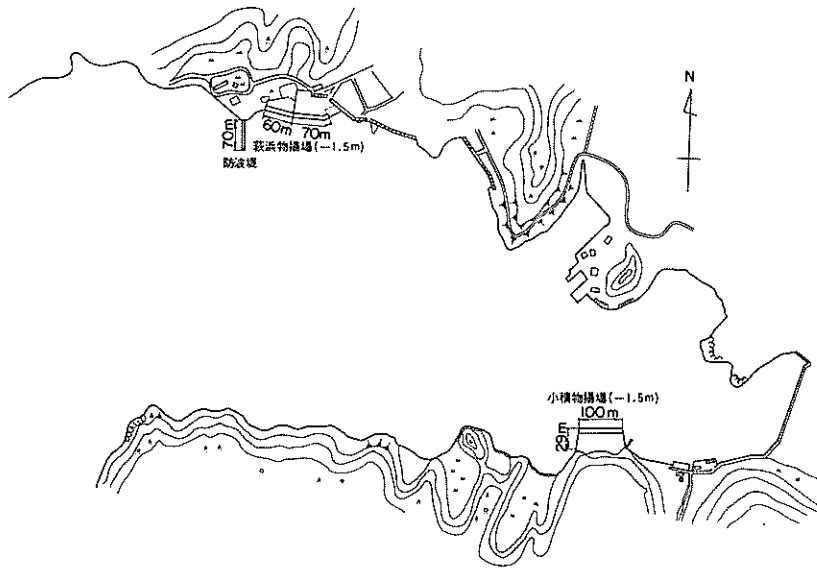


图-3.10 萩浜港平面图

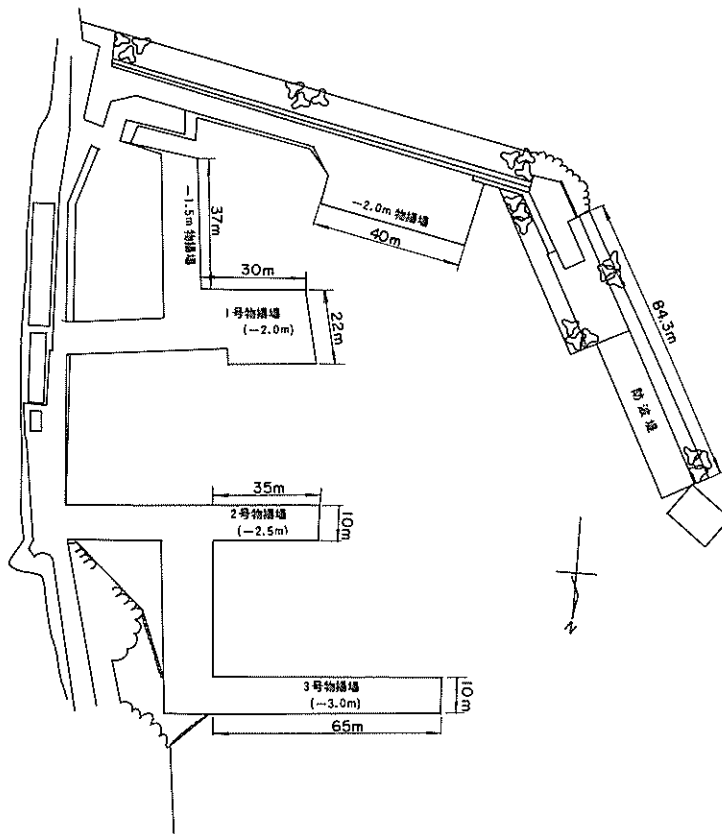


图-3.11 金華山港平面图



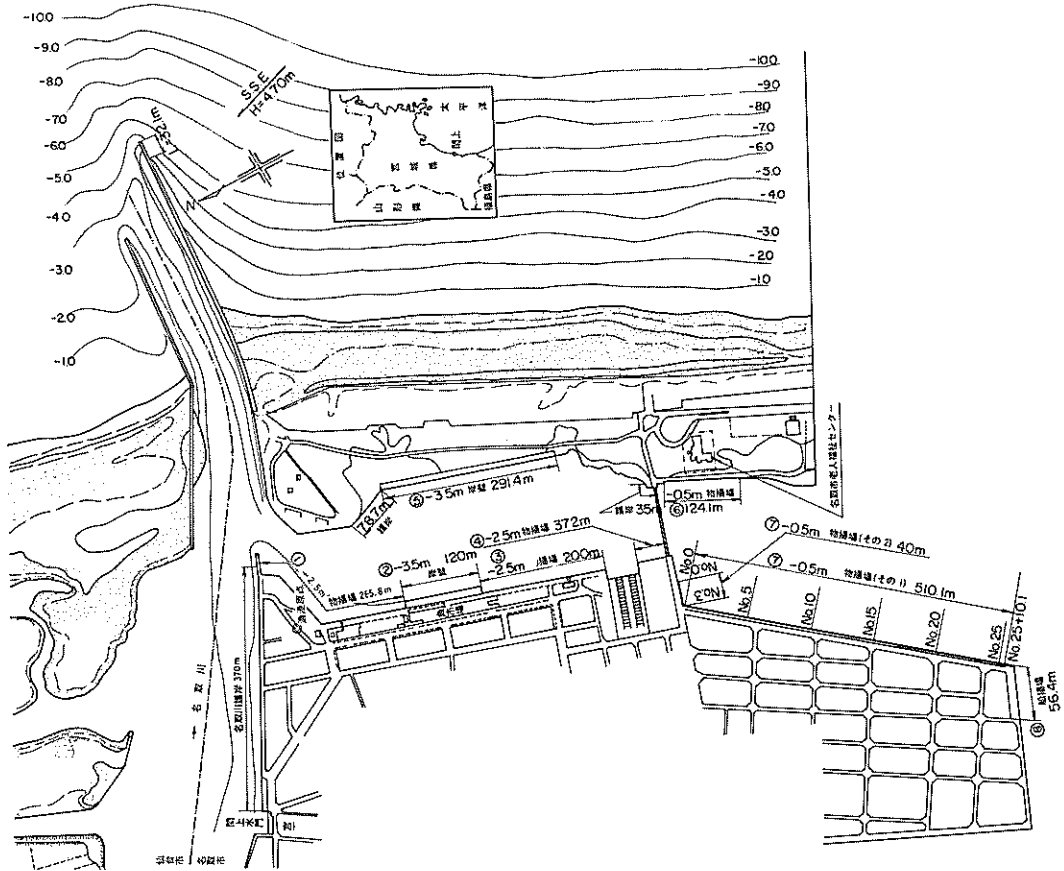


図-3.14 くりやま 関上漁港平面図

塩釜港と松島港では、施設の設置場所毎に地盤条件が複雑に変化しており、そのため、同一港湾の中でも多様な構造様式がみられる。仙台港と相馬港は概してよく似た砂質地盤で、ボーリング結果からは水深-10m~-15mにN値30~40程度のピークを持つ凸型の強度分布をしている。

これらの港湾の施設の規模は、仙台港、石巻港、相馬港を除いて比較的水深が小さく、小規模なものが多い。岸壁のうち最も水深の大きなものが仙台港の中野ふ頭1号で水深が-12.0mであり、そのほか水深-10m以上の施設は公共ふ頭では仙台港中野ふ頭2号~6号、石巻港中島ふ頭である。塩釜港、関上漁港、荻浜港、松島港、雄勝港、金華山港の諸港では、水深が-1.5m~-4.0m程度の小規模の施設が大半を占めている。水深の大きな施設は矢板式構造物がほとんどで、水深の小さな施設は多くが重力式構造物である。重力式構造物は、防波堤

を除けば、すべてコンクリートブロックを積み上げた構造である。

被災調査は運輸省所管の港湾施設だけでなく、漁港施設及び海岸保全施設も対象として実施された。その中から岸壁（物揚場を含む）及び防波堤の被災施設を抽出して被災度別に被災施設数をまとめ、表-3.3に示した。

被災度は、過去の被災報告書と同様に下のように4段階に分けて表示している。

- I：本体には異状はないが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの。
- II：本体にかなりの変状が起こったもの。
- III：形をとどめているが、構造物本体に破壊が起こったと認められるもの。
- IV：全壊して形をとどめないもの。

表-3.3によると、被災度の大きい施設は、石巻港(石巻漁港も含む)、関上漁港に集中していることがわかる。

表-3.3 構造様式・被災度別被災件数

施設名 被災度	塩釜港			仙台港	石巻港（漁港を含む）			相馬港	関上漁港			荻浜港	松島港			雄勝港	金華山港
	岸壁			防波堤	岸壁			岸壁	岸壁			岸壁	岸壁			防波堤	岸壁
	重力式	矢板式	栈橋		矢板式	矢板式	栈橋		重力式	矢板式	栈橋		重力式	重力式	矢板式		
I	3	3*1	4	2	6*2	1	1	4*3			1	1	1		2	2	4
II	3					3											
III						1								1*5			
IV									4	1**							

（注）図中の数値は標準断面が変化する毎に加算している。  
 \*1 控え版  
 \*2 すべて控え矢板  
 \*3 控え直杭2，控え版2  
 \*4 控え矢板  
 \*5 自立矢板

これらの港湾では、法線のはらみ出し量で50cm～100cmのかなり大きな被害を受けている。石巻港ではエプロンの裂けめ等から噴砂の跡が多く確認され、その後の振動実験や解析結果からも地盤の液状化の発生を裏づける報告がなされている。また、関上漁港では、噴砂の跡は見られなかったが、被害の程度や、室内実験及び既存の解析法で説明できないことなどから、液状化の可能性が示唆されている。その他の港湾では、一部の臨港道路等を除いて液状化の発生はなかったものと推定されている。

牡鹿半島のつけ根部に位置する雄勝港、女川港、荻浜港は、隣接しているにもかかわらず被災の程度がかなり異なっている。雄勝港では、4施設が被災を受けているが、荻浜港は1施設のみの被災、女川港はすべて無被災であった。矢板式岸壁の被災は、仙台港、相馬港、石巻港に集中しており、その他の港湾では、重力式岸壁の被災が多くなっている。ただし、これは、同一港湾で構造様式ごとに被災、無被災が区分されたということではなく、もともと港湾ごとの構造様式に偏りがあったことによるものである。

施設の種類の及び構造様式などによる被災の特徴として以下のことが指摘できる。

① 防波堤の被災は、上部工のき裂あるいは法線の若干の出入り等がみられたのみである。ただし、両側にブロックを設置し、その間に中詰めを行った突堤型式の防波堤では、法線が10cm～20cm程度はらみ出したものもある。

② 重力式岸壁は、ほとんどがコンクリートブロック式の施設であったので、被災施設はすべてコンクリートブロック式の施設である。被災施設の水深は、-1.5m～-3.5mの小さなものが多い。また、塩釜港や雄勝港では同一港湾の重力式岸壁で水深や堤体の構造寸法が類似しているにもかかわらず、被災度がかかなり異なっているものもある。

③ 矢板式岸壁は、控え工の型式によって被災状況が

異なり、控え版式、控え直杭式で被災を受けたものがあり、控え組杭式で被災を受けたものはなかった。

④ 栈橋式岸壁は、上部工も含め本体に異状をきたしたものはなく、被災は背後の土留部の沈下、移動であり軽微であった。

⑤ 隅角部の被災は、金華山港で3施設、塩釜港の1施設についてみられ、これらは隅角部の1～2ブロックが移動したもので他の部分での被災はなかった。

#### 4. 解析対象施設及び解析方法

##### 4.1 解析対象施設

解析対象施設は1978年宮城県沖地震被害報告に記載されている施設のうち、地盤が液状化したものおよび構造物の断面が明らかでないものを除く全施設とした。ただし、さん橋については、一部の土留部は軽微な被災を受けたが、無被災であり、計算上も安定であるので解析対象から除くこととした。

液状化に対しては、現設計法は液状化を対象として含んでおらず説明できないので、除外することとした。

表-4.1は、解析対象施設とその被災概要を示したものである。

解析対象施設は全部で41施設（うち無被災21施設）あり、重力式24件（うち無被災11施設）、矢板式17施設（うち無被災10施設）である。矢板式は、控え工の構造様式で分類すると、控え版式4施設（うち無被災3施設）、控え組杭式6施設（うち無被災6施設）、控え直杭式7施設（うち無被災1施設）である。

解析対象とした施設の被災度は、重力式、矢板式とも0～IIである。

##### 4.2 解析方法及び安定計算の条件

###### (1) 解析方法

解析は、重力式構造物と矢板式構造物に分けて行った。重力式構造物については現行設計法の滑動、転倒、端

表-4.1 解析対象施設一覧

構造形式	港名	施設名	水深(m)	被災度	被災の概要
重力式	塩釜港	要害浦-2m物揚場(東)	-2.0	I	上部工の前傾10cmより小、エプロン損傷は舗装の沈下5~10cm、目地の開き最大5cm、エプロンにクラック。
		要害浦-2m物揚場(南)	-2.0	I	上部工の前傾最大10cm、エプロン損傷は舗装の沈下5~10cm、目地の開き最大5cm、エプロンにクラック。
		吉田花淵-1.5m物揚場	-1.5	II	上部工の前傾最大50cmより小、エプロンの沈下は20cmより小。
		石浜物揚場(B)	-2.0	II	上部コンクリートとエプロン舗装との間の開き若干、滑動なし、エプロン沈下3cm程度、目地開き1~2cm程度。
		石浜-1.5m物揚場	-1.5	I	コンクリートブロックの前面への移動最大20cm エプロン沈下最大15cm 目地での段差、クラック。
		代ヶ崎-1.5m物揚場 石浜北防波堤	-1.5 -2	I 0	無被災
	雄勝港	唐桑-2.5m物揚場	-2.5	I	天端変位は15~20cm、エプロン沈下15~20cm
		大浜防波堤(中詰ブロック)	-2.5	I	天端変位は8cm エプロン沈下。
		立波防波堤(中詰ブロック)	-1.5	I	エプロン沈下10cm 上部工とのエプロンの開き5~7cm。
		立浜防波堤	-1.5	0	無被災。
		立浜物揚場	-1.5	I	上部工とエプロンの目地開き最大10cm エプロンの沈下はない。
		大浜物揚場	-1.5	0	無被災
	女川港	-7.5m岸壁	-7.5	0	無被災
		-3.5m物揚場	-3.5	0	"
		-4.5m物揚場	-4.5	0	"
		大石原-1.5m物揚場	-1.5	0	"
	荻浜港	小積-1.5m物揚場	-1.5	I	天端変位10cm程度 エプロン沈下。
		荻浜-1.5m物揚場	-1.5	0	無被災
		荻浜防波堤	0	0	"
	金華山港	-2m物揚場	-3.0	I	隅角部の上部工の前傾とコンクリート舗装エプロンの沈下、クラック。前傾による上部工とエプロンの目地開き約8cm。隣接上部工との目地開き約10~20cm。
		-1.5物揚場	-1.5	0	無被災
		1号物揚場	-2.0	I	エプロン、上部工のクラック。
		2号物揚場	-3.3	I	隅角部、上部工の前傾による上部コンクリートのクラック及び隅角部付近のエプロン沈下、クラック。上部工のクラックは5cm程度。
3号物揚場(右側)		-3.0	I	隅角部の上部工前傾による上部コンクリートのクラック、隅角部付近のエプロン沈下。目地開きは5cm程度。	
松島港	"(左側)	-2.5	I	エプロンのクラック。	
	突堤さん橋	-1.5	I	隅角部の上部工とエプロンの目地開き5cm、エプロン沈下2~3cm。	
控え版式矢板	石巻港	中島ふ頭	-5.5	0	無被災
	荻浜港	小積物揚場	-1.5	0	"
	相馬港	-5.5m岸壁	-5.5	I	上部工とエプロンの目地開き1~2cm、エプロン亀裂。
		-3.0m岸壁	-3.0	0	無被災

構造形式	港名	施設名	水深(m)	被災度	被災の概要
控え組杭式矢板	仙台港	雷神ふ頭	- 7.5	0	無被災
		フェリーふ頭 1号	- 8.5	0	"
		" 2号	- 7.5	0	"
		中野ふ頭 5号	- 10.0	0	"
		" 6号	- 10.0	0	"
		石巻港	日和ふ頭	- 10.0	0
控え直杭・矢板式矢板	仙台港	中野ふ頭 1号	- 12.0	I	エプロン沈下 40 cm およびクラック。
		" 2号・3号	- 10.0	I	"
		" 4号	- 10.0	I	"
		吾嬭製鋼ふ頭	- 7.5	I	エプロン沈下 12 cm、長 2.0 m 巾 1.5 m が2カ所程度、およびクラック(小)
		高松ふ頭	- 4.5	I	エプロン沈下、クラック
		- 5.5 m 岸壁	- 5.5	I	クラック、目地部沈下、天端コンクリートクラック

し(趾)圧及び基礎の支持力について検討することとし、まず個々の構造物について解析し、次にその結果をまとめて総合的な解析を行った。解析の方法、順序は次のとおりである。

① 被害状況から、発生した変位について、水平、鉛直、および回転変位に分類して推定する。

② 現行設計法により滑動と転倒の安全率、端し圧、基礎の支持力の安全率について、設計震度を0から0.05きざみで、土圧が算定可能な範囲(0.3)まで変化させて計算し、それぞれの安全率が1、および端し圧が60tf/m<sup>2</sup>となる震度(以下限界震度という)を求める。

端し圧については、許容端し圧として最近40~60tf/m<sup>2</sup>ぐらいが用いられていることが多いので、大きいほうの60tf/m<sup>2</sup>で検討することとした。

基礎の支持力の安全率は、海底面上にマウンドを築いたものについては、マウンド直線すべり及び片山、内田の方法<sup>8)</sup>による偏心傾斜荷重、海底面を掘削しマウンドを築いたものについては、片山、内田の方法による偏心傾斜荷重のみを対象とし、計算を行った。

③ 構造物の直下における水平震度については、基盤および地表における最大加速度の観測値および推定値を基本にして、その地盤の地質条件を加味して概略の推定を行った。

④ 上記の結果から、被災原因、安全率等と被災の有無との関係等について検討する。次に、それらの結果をまとめ、従来の解析結果と併せて総合的な解析を行った。<sup>2),7),21)</sup>

矢板式構造物については、控え工の型式により、控え版式、控え組杭式、控え直杭式に分け、現行設計法の根入れ、矢板断面応力、タイロッド応力及び控え工の安定について検討することとし、まず、個々の構造物について解析し、次にこれらの結果をまとめて総合的な解析を行った。なお、控え矢板式構造物は、控え矢板が長ぐいと

① 現行設計法により根入れの安全率、矢板の応力、タイロッドの応力について、設計震度を0から0.05きざみで、土圧が算定可能な範囲(0.25)まで変化させて計算し、根入れの安全率が1となる震度、矢板およびタイロッドの応力がそれぞれ降伏点応力となる震度を求める。

控え版については、設計震度と安全率の関係について計算し、安全率が1.0となる震度を求める。

控え組杭については、押し込み杭、引き抜き杭についての設計震度と安全率の関係について計算し、安全率が1となる震度を求めた。

控え直杭については、港研方式により設計震度と杭頭の変位、杭の応力について計算し、さらに、矢板海底面から引いた主働崩壊面と杭の  $l_{m1} / 3$  ( $l_{m1}$  は、タイロッド取付点から杭の第1曲げモーメントゼロ点までの距離である。)から引いた受崩壊面との交点を求める。

② 構造物直下における水平震度について、重力式構造物と同様にして、概略を推定する。

③ 上記の結果から、被災原因、安全率等と被災の有無の関係等について検討する。これらの結果をまとめて総合的な解析を行った。

#### (2) 安定計算の条件

安定計算の条件は、被災時の現地の状況、設計計算書によることとし、不明な事項については推定することとした。安定計算に用いた主要な条件は以下に示すとおりである。

##### ① 上載荷重

地震発生時の積載状況を検討し、それを土圧計算上の上載荷重とした。地震発生時のエプロン上の積載状況は、荻浜港の小積物揚場(重力式)を除いて無載荷と考える見なし得るときは、控え直杭式とし、長ぐいと見なし得ないときは控え版式として取扱った。<sup>1)</sup>

解析方法及び順序は次のとおりである。



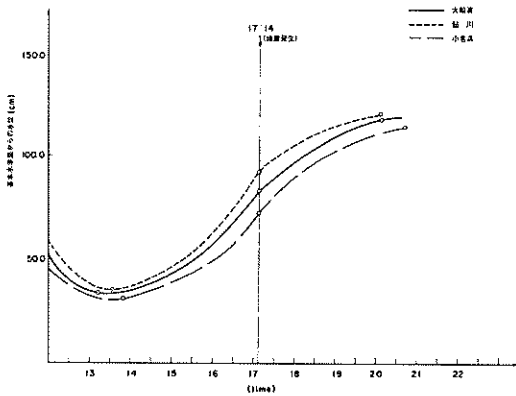


図-4.1 地震発生時の各港潮位

ことができる。小積物揚場についてはカキ殻が1.5 m程度の高さに積上げられており、 $0.3 \text{ tf/m}^2$  の上載荷重とした。

### ② 前面水位

安定計算では地震発生時の前面水位を採用する。潮位表から地震発生時の潮位を推定すると図-4.1のようになる。今回対象とした港湾の前面水位として、仙台湾周辺地域では鮎川の潮位、相馬港では小名浜の潮位とし、それぞれ、+0.9 m、+0.7 mとした。

### ③ 残留水位

残留水位に関しては、一般に前面水位の変動に対して振幅の減衰と位相遅れを生じており、それらの程度は堤体の構造型式や建設後の経過年月などにより差がある<sup>20)</sup>。しかし、堤体直背後の水位変動は、前面水位に0.1~0.3タイダル位相遅れをもって、それに追従しているのが通常であり、矢板式及び重力式岸壁での実測値では、L.W.L.時から約0.25タイダル後に前面水位と一致している例が多い。地震の発生はL.W.L.後約0.25タイダルなので、残留水位は前面の水位と同等か、それより少し低い状態にあったと推定するのが妥当と考えられる。そこで、計算においては、前面水位と残留水位がほぼ等しい状態にあるとし、残留水位は発生しないものとした。

### ④ 裏込めの内部摩擦角（重力式）

裏込めの内部摩擦角は、通常的设计に従い、割石の場合で $\phi = 40^\circ$ 、砂の場合で $\phi = 30^\circ$ とした。

### ⑤ 基礎の内部摩擦角

片山、内田の方法による基礎の支持力の検討に用いる土の内部摩擦角は、地震被災例解析等を通じ土圧計算等に用いる内部摩擦角を常時で $5^\circ$ アップ、異常時で $10^\circ$ アップして計算することが提案されている。ここでは、そ

れに従って、捨石マウンドの内部摩擦角は常時 $45^\circ$ 、地震時 $50^\circ$ とする。基礎地盤（現地盤）の内部摩擦角も同様に常時で $5^\circ$ アップ、地震時で $10^\circ$ アップし、砂の場合はそれぞれ $\phi = 35^\circ$ 、 $40^\circ$ とした。そのほか岩盤を掘削した上にマウンドを設置したものについては、比較的軟質の砂岩、泥岩と推定し、計算上は、 $\phi = 50^\circ$ の砂として扱うこととし、常時で $55^\circ$ 、地震時で $60^\circ$ とした。また、基礎地盤の性状が不明の場合は、砂と岩の両方で計算した。また、直線すべりの計算に用いる捨石の内部摩擦角は、常時、異常時とも $\phi = 40^\circ$ とする。

### ⑥ 土圧の作用範囲

突堤型式の中詰めブロック式構造物で、両側のコンクリートブロックが接している場合や、背後に岩盤のせり出しがみられる構造物については、断面図から判断して土圧の作用範囲を限定することにした。また、両側にブロックを設置し、その間に中詰めを行った突堤型式の構造物では、両側のコンクリートブロックから引いた主働土圧崩壊面が交差し、いくらか土圧が減少するものと考えられるが、ここでは通常の物部、岡部の土圧式によることとした。

### ⑦ 摩擦係数

計算に使用する摩擦係数は、コンクリートとコンクリートは0.5、コンクリートと岩は0.5、コンクリートと捨石は0.6とする。コンクリートブロックに凹凸を設け、それをかみ合わせている場合も、ほぞの影響を無視して、 $f = 0.5$ とした。

### ⑧ 土質条件（矢板式）

矢板根入れ部、矢板背後および控え工部の土質条件は被災報告書の値をそのまま用いた。<sup>13)</sup>

### ⑨ 地盤種別（控え直立式矢板）

港研方式の杭の横抵抗の地盤種別は、掘り込み港湾で深さ方向にN値の増加が著しい仙台港はS型地盤とし、N値の変動の激しい相馬港ではS型とC型地盤の両方で検討することとした。

## 5. 重力式構造物の解析

### 5.1 塩釜港

#### (1) 要害浦物揚場 南側、東側（-2.0 m）

この物揚場は、平面的には北側に開いたコの字形になっていて、全延長273.7 mのうち西側142.7 mは鋼管矢板式、南側60.0 m及び東側70.0 mは、コンクリートブロック式である。図-5.1、図-5.3にコンクリートブロック式の標準断面図を示す。図-5.1は南側の60.0 mの部分で、図-5.3は東側の70.0 mの部分である。これらは隣接しており、その法線は直角に接している。南側

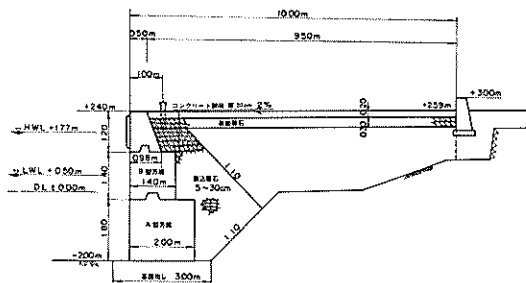


図-5.1 塩釜港要害浦物揚場(-2.0m)南側標準断面図

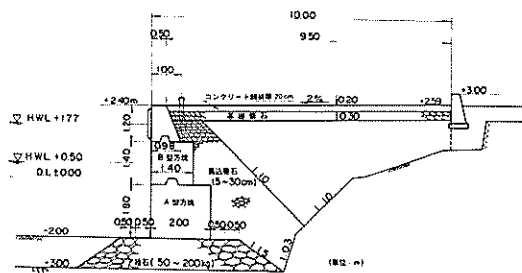


図-5.3 塩釜港要害浦物揚場(-2.0m)東側標準断面図

表-5.1 安定計算の計算条件及び計算結果〔要害浦物揚場(-2.0m)南側〕

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏込め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水位		その他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )			前面水位 (m)	残留水位 (m)	
+2.4	-2.0	—	—	0.5	0.5	40	1.8	1.0	—	—	+0.9	+0.9	

fig. - 5.1		$k = 0.00$ $k = 0.05$ $k = 0.10$ $k = 0.15$ $k = 0.20$ $k = 0.25$ $k = 0.30$							
裏込め $\phi = 40^\circ$	滑動 安全率	1 段目	5.31	3.25	2.33	1.81	1.48	1.24	1.07
		2 段目	3.11	2.06	1.53	1.21	0.99	0.83	0.71
		3 段目	2.58	1.68	1.23	0.96	0.78	0.65	0.55
	転倒 安全率	1 段目	12.98	6.89	4.69	3.55	2.86	2.40	2.06
		2 段目	4.87	2.99	2.16	1.69	1.39	1.19	1.04
		3 段目	3.32	2.06	1.49	1.17	0.97	0.83	0.73
(tf/m <sup>2</sup> ) 端し圧		下 端 P <sub>1</sub>	13.10	17.94	27.99	62.54	—	—	—
		端し圧 P <sub>2</sub>	1.00	—	—	—	—	—	—

\* コンクリートブロックの最上段のものから、順に1段目、2段目、3段目とした。

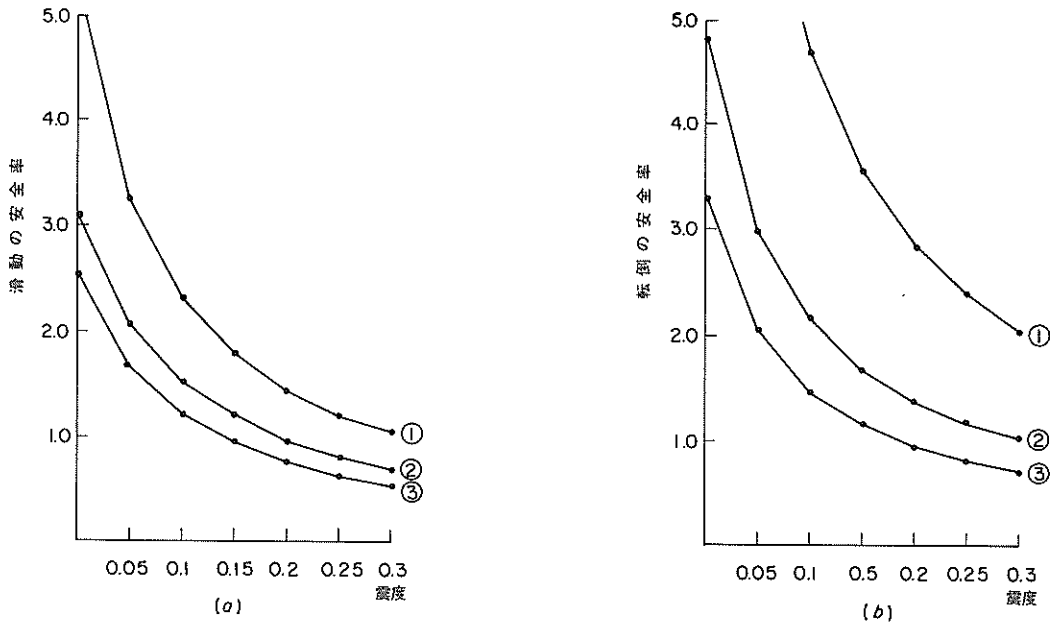
の構造は、岩盤を掘削して岩盤に直接コンクリートブロックを据え付けた形式であり、東側の構造は、岩盤上に厚さ1mのマウンドを築き、そのマウンド上にコンクリートブロックを据え付けた形式である。コンクリートブロックの形状寸法は南側、東側とも同一である。

被災は、上部工の前傾とエプロンの損傷であった。上部工の前傾は、物揚場の東側が比較的に大きく、エプロン舗装と上部工の間に最大10cm程度のすき間が生じた。舗装の沈下は、5~10cm、目地の開きは最大5cmで、エプロン舗装にクラックが発生している。壁体の水平変位、鉛直変位については不明であるが、水面上の壁体の傾斜がみられることから、少なくとも回転による変位があったものと考えられる。

安定計算の計算条件と、その計算結果を表-5.1、表-5.2に示す。図-5.2、図-5.4は、各震度における滑動の安全率と転倒の安全率を表-5.1、表-5.2からプロットしたものである。この安定計算結果において、南側と東側で異なる点は、ブロック最下段における滑動の

安全率が南側のほうが東側より小さいという点で、その他の結果はすべて南側と東側とで一致する。これは、南側の安定計算においては岩盤とブロックの摩擦係数を0.5とし、東側においてはブロックとマウンド捨石との摩擦係数を0.6として計算したためである。計算結果によれば滑動の安全率が1.0となる震度（以下滑動限界震度と呼ぶ）は、南側で0.14、東側で0.18であり、転倒の安全率が1.0となる震度（以下転倒限界震度と呼ぶ）は南側、東側とも0.19である。端し圧が60tf/m<sup>2</sup>となる震度（以下、端し圧限界震度と呼ぶ）は南側、東側とも0.15程度である。また、マウンドを有する東側については、直線すべりの安全率が1.0となる震度（以下、直線すべり限界震度と呼ぶ）は0.15程度で、片山、内田の方法による偏心傾斜荷重に対する基礎の支持力の安全率が1.0となる震度（以下、偏心傾斜限界震度と呼ぶ）は0.10以下である。

塩釜港では強震計（シルト10m、砂5mの地盤上）により最大加速度273gal（EW成分）が観測されており、



(注) 図中①, ②, ③は, 最上段から数えたコンクリートブロックの番号

図-5.2 塩釜港要害浦物揚場 (-2.0m) 南側

表-5.2 安定計算の計算条件及び計算結果〔要害浦物揚場 (-2.0m) 東側〕

堤体天端 (m)	堤体標付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏 込 め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水 位		その他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )			前面水位 (m)	残留水位 (m)	
+2.4	-2.0	1.0	(図より) 1.38	0.5	0.6	40	1.8	1.0	直線すべり 40 片山 〔常時45 内田法 地震時 50	片山 〔常時55 内田法 地震時 60	+0.9	+0.9	

fig. - 5.3		$k=0.00$	$k=0.05$	$k=0.10$	$k=0.15$	$k=0.20$	$k=0.25$	$k=0.30$	
裏込め $\phi=40^\circ$	滑 動 安全率	1 段目	5.31	3.25	2.33	1.81	1.48	1.24	1.07
		2 段目	3.11	2.06	1.53	1.21	0.99	0.83	0.71
		3 段目	3.10	2.02	1.48	1.15	0.94	0.78	0.66
	転 倒 安全率	1 段目	12.98	6.89	4.69	3.55	2.66	2.40	2.06
		2 段目	4.87	2.99	2.16	1.69	1.39	1.19	1.04
		3 段目	3.32	2.06	1.47	1.17	0.97	0.83	0.73
端し匠	下 端	13.10 1.00	17.94	27.99	62.54	—	—	—	

震 度	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
直線すべりの安全率	2.00	1.57	1.26	1.04	—	—
偏心傾斜荷重による 支持力の安全率	23.79	24.26	0.72 *	0.19 *	—	—

注) 震度 0.2 以上は転倒の安全率が 1 以下となり計算不能。

\* マウンド内のみを通る円弧となる。

また推計による最大加速度は、表-3.2 に示すように基盤上で 155 gal、地表で 289 gal と推定されている。よって、塩釜港の施設に作用した震度はこれらを重力の加速

度で割って、基盤上で 0.16、地表で 0.29 程度であったと推定される。

本施設は岩盤上に直接壁体を設置した形式(南側)あ

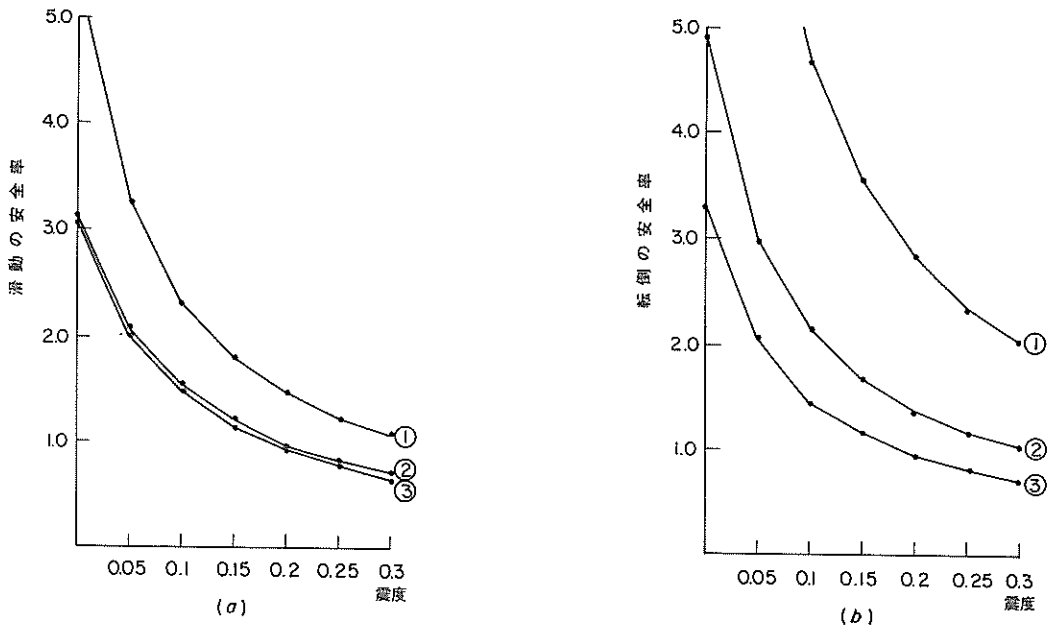


図-5.4 塩釜港要害浦物揚場(-2.0m)東側

るいは岩盤上に1m程度のマウンドを築いてその上に壁体を設置した形式(東側)であることから、本施設に作用した震度は基盤上の震度0.16に近い値であったと推定される。東側は作用した震度のほうが滑动限界震度より小さく、南側は作用した震度のほうが滑动限界震度より大きかった。しかし、マウンドを有する東側のほうが南側よりも被災の程度が大きく、壁体に傾斜がみられたという被災の状況を考えると、少なくとも基礎部の支持力不足が被災の原因であったと考えられる。これは、マウンドを有する東側の直線すべり限界震度、偏心傾斜限界震度がいずれも作用した震度より小さかったことと一致する。

(2) 吉田花淵物揚場(-1.5m)

被災断面図を図-5.5に示す。この物揚場は昭和29年~32年に施工され、全延長246mあり、構造様式はコンクリート式である。厚さ50cm程度の置換マウンドを設けているが、基礎地盤の種類は不明である。

被災は、延長79.3mにわたる上部工の前傾とエプロンの沈下であり、上部工とエプロンの隙間は最大50cm、エプロン沈下は20cm程度であった。壁体の水平変位、鉛直変位については不明であるが、上部工の前傾がみられることから、少なくとも回転による変位があったものと考えられる。

安定計算の計算条件と、その計算結果を表-5.3、図

5.6に示す。本施設は置換えマウンドを有する構造であるため、片山、内田の方法によって、基礎の支持力の検討を行った。ただし、置換えマウンドは厚さ50cmの長方形断面として検討し、のり面こう配を無視した。また地盤条件が不明であるため地盤は砂( $\phi=30^\circ$ )及び岩盤( $\phi=50^\circ$ )の両方を仮定して計算を行った。計算結果によれば、滑动限界震度は0.20、転倒限界震度は0.25、端し圧限界震度は0.20程度である。また、偏心傾斜限界震度は、基礎地盤を砂とした場合は0.09程度、岩盤の場合は0.19程度となる。

地盤条件が不明であるため、本施設に作用した震度は明確には分らないが、本港の基盤及び地表における加速度の推定値及び観測値から0.16~0.29程度であったと推定される。

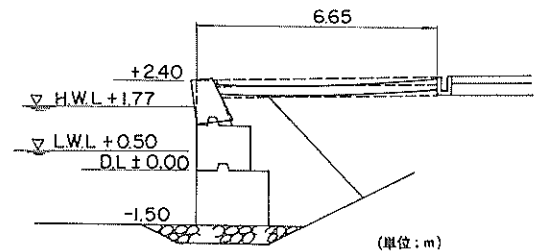


図-5.5 塩釜港吉田花淵物揚場(-1.5m)被災断面図

表-5.3 安定計算の計算条件及び計算結果〔吉田花瀬物揚場(-1.5m)〕

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石均配 (置換マウンド)	摩擦係数			裏 込 め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水 位		その他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )	前面水位 (m)			後面水位 (m)		
+2.4	-1.5	0.5	(置換マウンド)	0.5	0.6	40	1.8	1.0	片山 内田法	片山 内田法	+0.9	+0.9		

図-5.5		k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	k=0.30	
裏込め φ=40°	滑動 安全率	1 段目	5.41	3.29	2.35	1.83	1.49	1.25	1.08
		2 段目	3.60	2.31	1.69	1.32	1.08	0.91	0.78
		3 段目	3.47	2.21	1.61	1.25	1.01	0.84	0.71
	転倒 安全率	1 段目	13.49	7.10	4.82	3.65	2.93	2.45	2.11
		2 段目	6.54	3.84	2.72	2.11	1.72	1.46	1.27
		3 段目	4.19	2.52	1.81	1.41	1.16	0.99	0.87
端し圧	下 端	10.74 2.04	13.90	18.79	28.80	60.46	(-840.08)	(-54.76)	

震 度	0.0	0.05	0.10	0.15	0.20	備 考
直線すべりの安全率						
偏心傾斜荷重による 支荷力の安全率	2.15 46.71	2.04 60.95	0.86 24.69	0.33 7.34	0.16**	上段(基礎地盤を砂とした時の値) 下段(基礎地盤を岩盤とした時の値)

\*\* マウンド内のみを通る微小円弧となる。

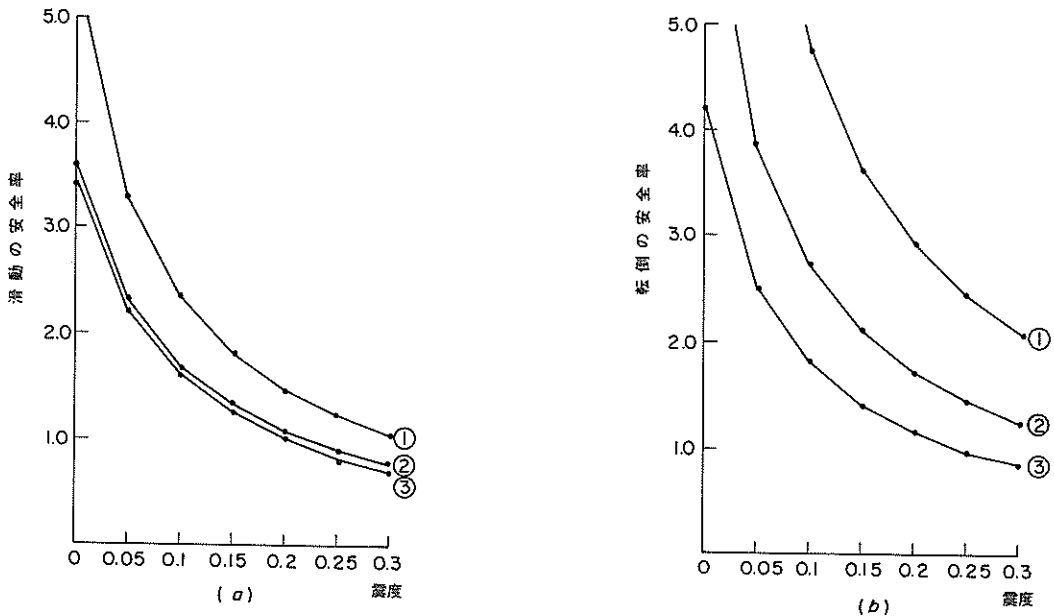


図-5.6 塩釜港吉田花瀬物揚場(-1.5m)

基礎地盤が岩盤であったと仮定すると、施設に作用した震度は0.16程度と考えられ、これはいずれの限界震度より小さくなる。しかし、上部工とエプロンの隙間が50cm程度でかなり被災が大きかったことを考えると、基礎地盤が岩盤であったとは考えにくい。一方基礎地盤が砂であったと仮定すると、偏心傾斜震度が0.09となり、施設に作用した震度が偏心傾斜震度より大きくなるのは明ら

かである。このことは被災現象と一致する。

### (3) 石浜物揚場(B)

この物揚場は桂島にある突堤式の物揚場で、昭和51年度に完成した比較的新しい物揚場である。構造は、図-5.7に示すように岩盤上に捨石をしてマウンドを築き、その上にブロックに積んだのち中詰め石を投入した形式となっている。この物揚場の特徴は最下段のブロックが



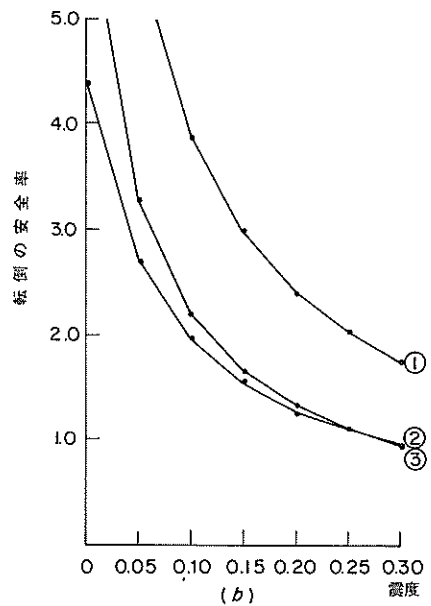
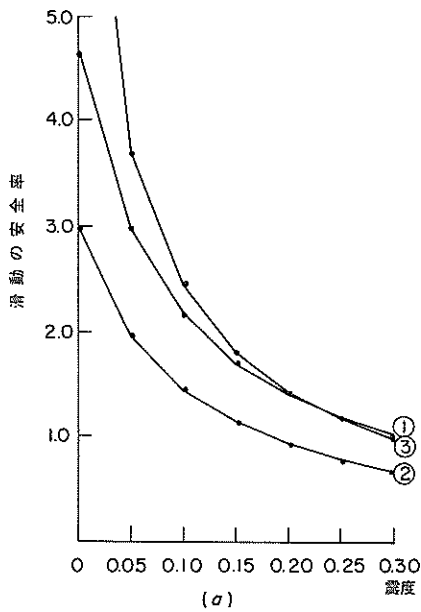


図-5.8 塩釜港石浜物揚場 (B)

についてはよく分らない。なお、本施設は突堤型式である。

(4) 石浜-1.5m物揚場

この物揚場は、図-5.9に示すように岩盤上に直接ブロックを設置した構造で、前記石浜物揚場(B)に隣接した位置にある。延長は66mである。

被災はわずかで、上部コンクリートとエプロン舗装との間が若干開いた形跡があったが顕著でなく、エプロンのコンクリート舗装の沈下3cm程度、目地の開き1~2cm程度であった。したがって、壁体の鉛直変位、回転による変位は認められず、水平変位はほとんどないか、あ

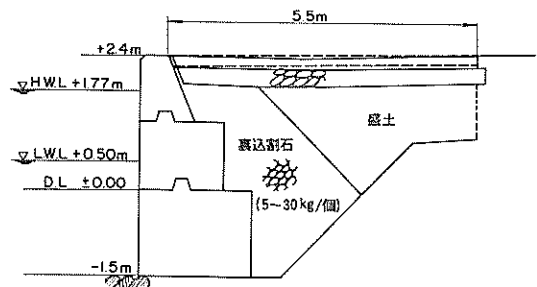


図-5.9 塩釜港石浜-1.5m物揚場被災断面図 (エプロン沈下)

表-5.5 安定計算の計算条件及び計算結果 [石浜-1.5m物揚場]

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏込め			捨石内部摩擦角(度)	地盤内部摩擦角(度)	水位		その他
				ブロック間	最下段ブロック下面	内部摩擦角(度)	空中単位体積重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積重量(tf/m <sup>3</sup> )			前面水位 (m)	残留水位 (m)	
+2.4	-1.5	—	—	0.5	0.5	40	1.8	1.0	直積すべり片山 { 常時内田法 } 地震時	直積すべり片山 { 常時内田法 } 地震時	+0.9	+0.9	

fig. - 5.9		k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	k=0.30	
裏込め $\phi=40^\circ$	滑動安全率	1段目	5.41	3.29	2.35	1.83	1.49	1.25	1.08
		2段目	3.60	2.31	1.69	1.32	1.08	0.91	0.78
		3段目	2.89	1.84	1.34	1.04	0.84	0.70	0.59
	転倒安全率	1段目	13.49	7.10	4.82	3.65	2.93	2.45	2.11
		2段目	6.54	3.84	2.72	2.11	1.72	1.46	1.27
		3段目	4.19	2.52	1.81	1.41	1.16	0.99	0.87
端し圧	下端 P <sub>1</sub>	10.74	13.90	18.79	28.80	60.46	(-840.08)	(-54.76)	
	下端 P <sub>2</sub>	2.04							





表-5.6 安定計算の計算条件及び計算結果〔石浜北防波堤〕

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏 込 め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水 位		その他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )			前面水位 (m)	残留水位 (m)	
+3.5	-2.0	—	—	0.5	0.6	—	—	—	—	—	+0.9	—	

fig. - 5.11			k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	k=0.30
防波堤	滑 動 安全率	1 段目	—	10.00	5.00	3.33	2.50	2.00	1.67
		2 段目	—	6.98	3.49	2.33	1.75	1.40	1.16
		3 段目	—	6.71	3.36	2.24	1.68	1.35	1.12
	転 倒 安全率	1 段目	—	39.05	19.52	13.02	9.76	7.81	6.51
		2 段目	—	16.20	8.08	5.39	4.04	3.23	2.69
		3 段目	—	9.18	4.59	3.06	2.30	1.84	1.53
端し圧	下 端	—	10.78 4.22	13.12 1.87	15.49	16.48	22.88	30.08	

安定計算の計算条件と計算結果を表-5.6に示す。滑動、転倒とも安全率はかなり大きく、震度が0.30のとき滑動の安全率は1.12、転倒の安全率は1.53となる。また端し圧は、震度が0.30であっても30.08tf/m<sup>2</sup>と小さく、滑動限界震度、転倒限界震度及び端し圧限界震度はどれも0.30以上となる。

本施設の地盤条件は不明であるが、隣接する施設はすべて岩盤上に設置された構造であったことを考えると、地表面から基盤までの距離はさほど離れていないと考えられ、施設に作用した震度は0.16に近い値であったと推定される。

本施設の限界震度はかなり大きく、作用した震度は比較的小さかったと思われる、計算上は十分安定な施設であったと考えられる。このことと、被災状況とから、被災は滑動や転倒、支持力不足によるものとは考えにくい。したがって、この施設に対する検討結果により現行設計法が危険側の結果を与えると考えるのは適切ではないと考えられる。本施設の被災原因としては、地盤条件が部分的に変化し、部分的に構造物の安定にとって不利なと

ころがあったことが考えられる。

(6) 代ヶ崎物揚場 (-1.5m)

この物揚場は、昭和46年度から51年度にかけて施工されたもので、延長は78m、構造は図-5.12に示すコンクリートブロック式である。ブロックは、岩盤を掘削してその上に据付けられており、岩盤上のブロック前面には、コンクリートを充てんしてある。

本施設は無被災であった。

安定計算の計算条件と計算結果を表-5.7、図-5.13

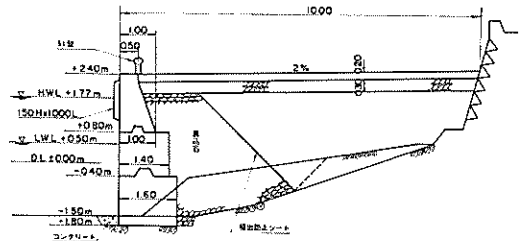


図-5.12 塩釜港代ヶ崎物揚場 (-1.5m) 標準断面図

表-5.7 安定計算の計算条件及び計算結果〔代ヶ崎物揚場 (-1.5m)〕

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏 込 め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水 位		その他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )			前面水位 (m)	残留水位 (m)	
+2.4	-1.8	—	—	0.5	0.5	40	1.8	1.0	—	—	+0.9	+0.9	

fig. - 5.12			k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	k=0.30
裏込め φ=40°	滑 動 安全率	1 段目	3.97	2.62	1.95	1.55	1.28	1.09	0.94
		2 段目	2.84	1.90	1.42	1.12	0.92	0.78	0.66
		3 段目	2.19	1.49	1.11	0.88	0.72	0.60	0.51
	転 倒 安全率	1 段目	7.49	4.42	3.13	2.43	1.98	1.68	1.45
		2 段目	4.11	2.57	1.87	1.48	1.22	1.05	0.92
		3 段目	2.40	1.57	1.17	0.93	0.78	0.67	0.59
端し圧	下 端	15.29	24.69	62.83	—	—	—	—	

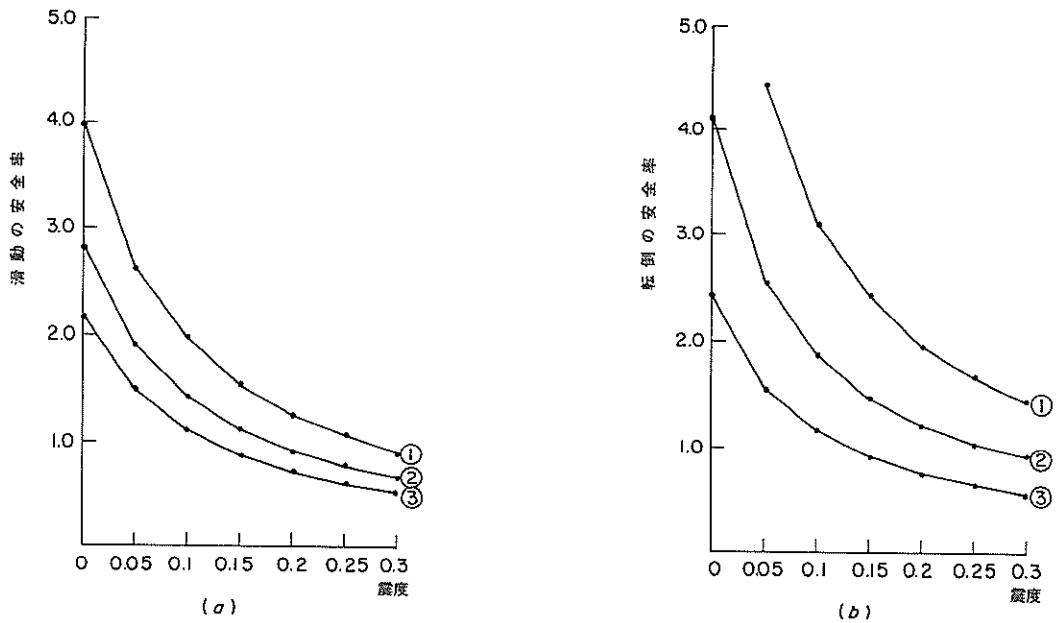


図-5.13 塩釜港代ヶ崎物揚場 (-1.5 m)

に示す。ただし、これらの検討にはブロック前面に充てんされたコンクリートを考慮していない。計算結果によれば、滑動限界震度は0.12、転倒限界震度は0.14、端し圧限界震度は0.10である。

本施設は岩盤上に直接壁体を設置した形式であるので、作用した震度は0.16程度であったと推定される。

本施設に作用した震度は、滑動限界震度、転倒限界震度よりも大きいですが、本施設は無被災であった。安定計算においては、ブロック前面の充てんコンクリートの効果を考慮していないが、実際にはこの充てんコンクリートによる抵抗は無視できないものと考えられるので、現行設計法の検討に対して本施設のデータを用いる場合には注意を要する。

5.2 雄勝港

(1) 唐桑物揚場 (-2.5 m)

標準断面図を図-5.14に示す。この物揚場は延長50mで昭和50年度に施工されたものである。構造様式はコンクリートブロック式である。海底勾配が急であるため、岩盤上に200 kgf /個 程度の捨石でマウンドを築いている。

被災は、ほぼ全延長にわたる上部工のはらみ出し、及びエプロン沈下であった。上部工のはらみ出し量は、15 ~ 20 cm 程度、エプロンの沈下量は15 ~ 20 cm 程度であった。鉛直変位については顕著でなかったが、回転に

よる変位または水平変位があったものと考えられる。

安定計算の計算条件と計算結果を表-5.8及び図-5.15に示す。本施設は捨石マウンドを有するため、直線すべり、片山、内田の方法による偏心傾斜荷重に対する支持力の検討も行った。直線すべり、片山、内田の方法による支持力の検討にあたっては、被覆石の影響を考慮した。また、海底面は勾配を有しているが、計算上はマウンド厚を4.84 mとし、海底面を水平と仮定した。計算結果によれば、滑動限界震度は0.15、転倒限界震度は0.11である。また、端し圧限界震度は0.06程度、直線すべり限界震度は0.10程度、偏心傾斜限界震度は0.08程度である。

雄勝港の最大加速度は、表-3.2に示すように基盤で194 galと推定され、震度は0.20となる。本施設は岩盤

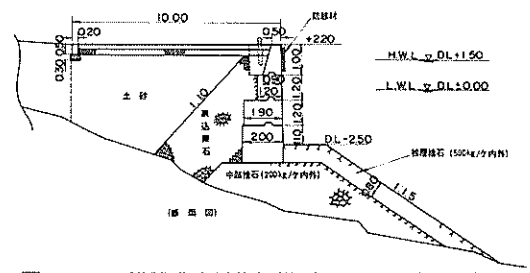


図-5.14 雄勝港唐桑物揚場 (-2.5 m) 標準断面図

表-5.8 安定計算の計算条件及び計算結果〔唐桑物揚場(-2.5m)〕

堤体天端 (m)	堤体部付高 (m)	のり肩までの距離 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		震 込 め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水 位	
					ブロック間	ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )			前面水位 (m)	残部水位 (m)
+2.2	-3.3	—	4.84	1:1.5	0.5	0.6	40	1.8	1.0	直線すべり 40° 片山すべり時 45° 内田地震時 50°	片山すべり時 55° 内田地震時 60°	+0.9	+0.9

Fig. - 5.14			k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	k=0.30	
震込め	φ=40°	滑動	1 段目	5.87	3.47	2.45	1.89	1.54	1.29	1.11
			2 段目	3.18	2.11	1.57	1.24	1.02	0.86	0.74
		安全率	3 段目	3.11	1.96	1.42	1.11	0.90	0.75	0.63
			4 段目	2.56	1.70	1.26	0.98	0.80	0.67	0.56
転倒	φ=40°	安全率	1 段目	15.84	8.04	5.38	4.05	3.24	2.71	2.32
			2 段目	5.07	3.09	2.22	1.74	1.43	1.22	1.06
		端し圧	3 段目	4.88	2.87	2.04	1.58	1.30	1.10	0.96
			4 段目	2.24	1.43	1.05	0.83	0.69	0.60	0.53
端し圧	下 端	19.496	35.999	219.729	—	—	—	—		

震度	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
直線すべり	1.57	1.30	1.08	—	—	—
偏心傾斜荷重による 支持力	2.80*	2.14*	0.24**	—	—	—

\* マウンド内だけを通る円弧  
\*\* 微小円弧

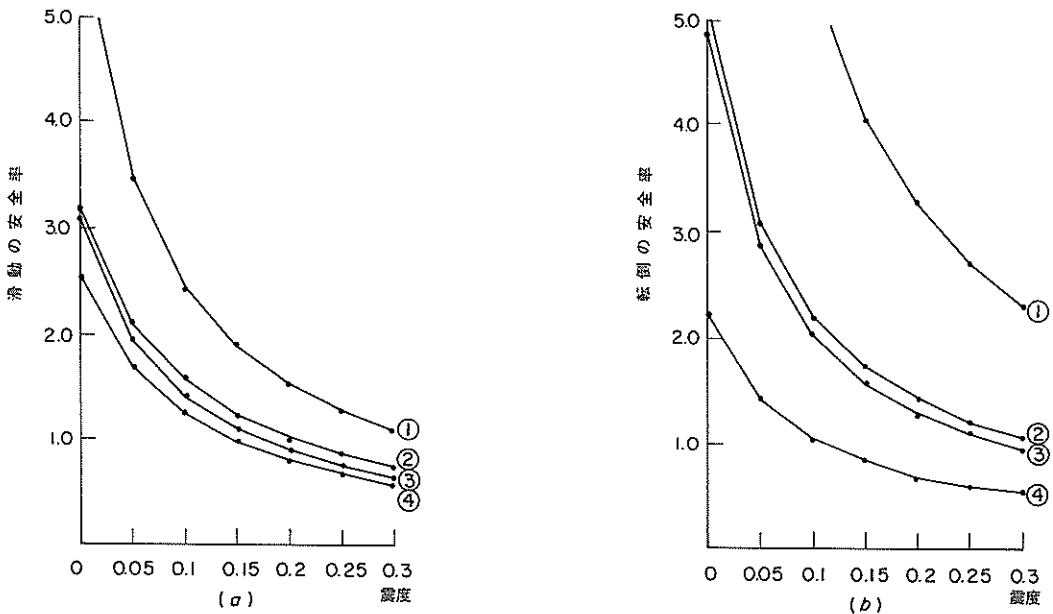


図-5.15 雄勝港唐桑物揚場(-2.5m)

上にマウンドを築き壁体を設置した形式であるので、本施設に作用した震度は0.20程度であったと推定される。

作用した震度と限界震度を比較すると、いずれの限界震度よりも作用した震度のほうがかなり大きい。また、限界震度の中では端し圧限界震度(0.06)が最も小さく次いで偏心傾斜限界震度(0.08)、直線すべり限界震度

(0.10)の順で小さい。これに比べると滑动限界震度(0.15)は大きい。これらのことは被災状況とよく一致しており基礎部に関する限界震度が小さかったことを考えると、基礎部の変形による回転が被災のおもな要因であったと考えられる。

(2) 立浜物揚場 (-1.5 m)

標準断面図を図-5.16に示す。この物揚場は、延長50 mあり、昭和44年に施工されたものである。構造型式はコンクリートブロック式であり、基礎部には50~200 kgf/個の捨石を使っている。また、ブロックの基部には高さ50 cm程度の根固め方塊を設置している。地盤条件については不明である。

被災は、上部工とエプロンとの5 cm程度の目地開きであり、法線が若干波打っていた。また、エプロンの沈下はみられなかった。鉛直変位、回転による変位はなかったものと考えられ、若干の水平変位があったものと考えられる。

安定計算の計算条件と計算結果を表-5.9及び図-5.17に示す。計算結果によると、滑動限界震度は0.16、転倒限界震度は0.14、端し圧限界震度は0.10程度である。偏心傾斜限界震度は、地盤を砂、岩のいずれにしたとしても0.10程度である。

本施設付近の地盤条件は不明であるが、隣接する立浜防波堤と本施設が接する位置での立浜防波堤の構造が岩盤上に直接壁体を設置した形式であるので、本施設付近の地盤についても地表面と基盤との距離はさほど大きくないと考えられる。したがって本施設に作用した震度は0.20程度と推定される。

作用した震度と限界震度を比較すると、作用した震度のほうがいずれの限界震度より大きかった。これは、被

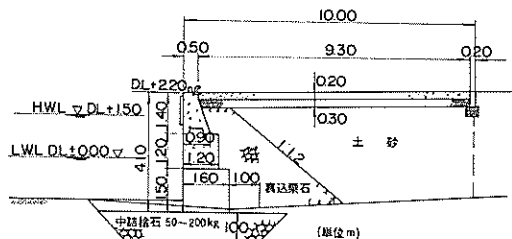


図-5.16 雄勝港立浜物揚場 (-1.5 m) 標準断面図

災があったことと一致するが、限界震度に比べ作用した震度のほうがかなり大きかったにもかかわらず被災が軽微であった。また、限界震度の中では端し圧限界震度(0.10)偏心傾斜限界震度(0.10)が最も小さく、次いで転倒限界震度(0.14)、滑動限界震度(0.16)であった。基礎に関する限界震度が他の限界震度に比べて小さかったが回転による変位が認められず、被災が軽微であったことを考え合わせると、本施設付近の地盤はかなり強いものであったと思われる。

(3) 大浜防波堤

標準断面図を図-5.18に示す。この防波堤は施工延長が32 mで昭和33年に施工されたものである。構造様式は両側にコンクリートブロックを設置し、その間に捨石を施工した突堤型式の防波堤である。地盤は軟質の岩盤と推定され、最下段のブロックは、岩盤を0.3 m程度掘

表-5.9 安定計算の計算条件及び計算結果〔立浜物揚場 (-1.5 m)〕

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏 込 め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水 位	
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重積(t/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重積(t/m <sup>3</sup> )			前雨水位 (m)	残留水位 (m)
+2.2	-1.9	1	—	0.5	0.6	40	1.8	1.0	片山 内田	片山 内田	+0.9	+0.9

fig. - 5.16		k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25
裏込め φ=40°	滑 動 安全率	1 段目	4.09	2.68	1.98	1.57	1.29
		2 段目	2.65	1.79	1.35	1.07	0.88
		3 段目	2.69	1.80	1.33	1.05	0.86
	転 倒 安全率	1 段目	7.95	4.63	3.27	2.52	2.06
		2 段目	3.54	2.25	1.66	1.31	1.09
		3 段目	2.50	1.60	1.18	0.94	0.75
端し圧	下 端	14.12	22.53	54.69	-136.32	—	—

震度	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
直線すべりの安全率						
偏心傾斜荷重による 支持力の安全率	1.83 25.54	1.67 5.24	1.05 1.05	(φ <sub>1</sub> = 30°) (φ <sub>2</sub> = 50°)		

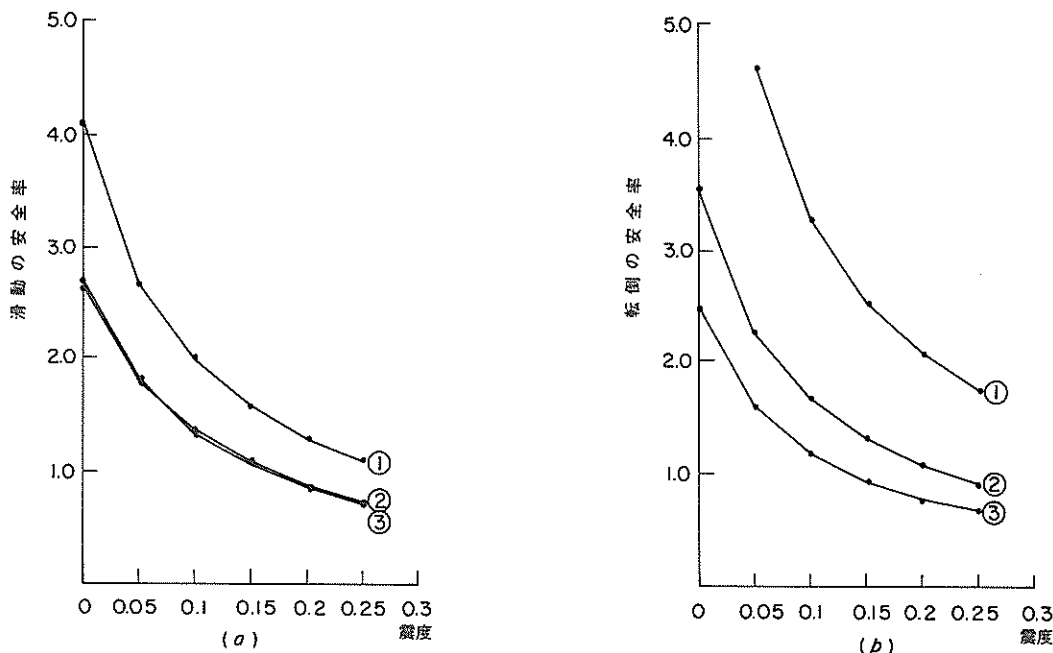


図-5.17 雄勝港立浜物揚場 (-1.5 m)

りこんで据えつけている。  
被災は、上部工の8 cm程度のせり出し、及びエプロンの10~15 cm程度の沈下であった。なお、先端の隅角部には上部工のクラックが確認されている。また、防波堤の左右とも同じような被災の状況であった。変位については、水平変位が回転による変位のどちらとも考えられるが、鉛直変位はなかったものと考えられる。

安定計算の計算条件と計算結果を表-5.10, 図-5.19

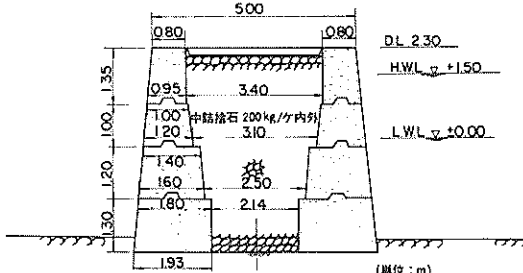


図-5.18 雄勝港大浜防波堤標準断面図

表-5.10 安定計算の計算条件及び計算結果〔大浜防波堤〕

堤体天端 (m)	堤体据付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏込め			捨石内部摩擦角(度)	地盤内部摩擦角(度)	水位		その他
				ブロック間	最下段ブロック下面	内部摩擦角(度)	空中単位体積重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積重量(tf/m <sup>3</sup> )			前面水位 (m)	残留水位 (m)	
+2.3	-2.55	—	—	0.5	0.6	40	1.8	1.0	—	—	+0.9	+0.9	

fig. - 5.18		k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	
裏込め φ=40°	滑動 安全率	1 段目	4.38	2.84	2.10	1.65	1.36	1.16
		2 段目	2.77	1.90	1.44	1.15	0.95	0.81
		3 段目	2.36	1.60	1.20	0.95	0.78	0.66
		4 段目	2.45	1.68	1.26	0.99	0.81	0.68
	転倒 安全率	1 段目	7.36	4.17	2.92	2.26	1.84	1.56
		2 段目	3.98	2.53	1.86	1.47	1.23	1.05
		3 段目	3.18	2.09	1.56	1.25	1.04	0.90
		4 段目	2.42	1.62	1.21	0.97	0.81	0.70
端し匠	下端	14.38	22.33	48.43	—	—	—	

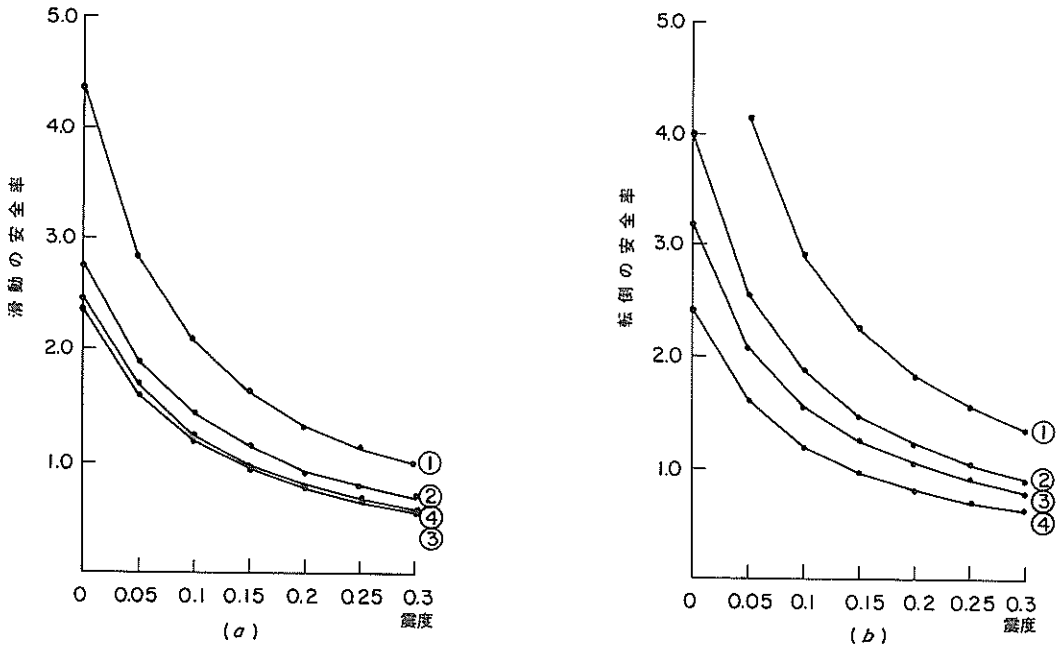


図-5.19 雄勝港大浜防波堤

に示す。本施設は、幅5mの突堤型式の構造物であり、左右のブロックに作用する土圧は、通常の土圧式による値と異なったものとなると考えられるが、ここでは通常の土圧式をそのまま用いた。計算結果によれば、滑動限界震度は0.15、転倒限界震度は0.14、端し圧限界震度は0.12程度であった。

本施設は岩盤上に直接壁体を設置した型式であるので作用した震度は0.20程度であったと推定される。

作用した震度と限界震度を比較すると、作用した震度のほうがどの限界震度よりも大きく、被災状況と一致する。

#### (4) 大浜物揚場 (-1.5m)

標準断面図を図-5.20に示す。この物揚場は延長143mで昭和49年に完成している。構造様式はコンクリートブロック式であり、先述の立浜物揚場とほぼ類似の断面で、地盤条件は明らかでない。

本施設は無被災であった。

安定計算の計算条件及び計算結果を表-5.11、図-5.21に示す。計算結果によると、滑動限界震度は0.18、転倒限界震度は0.18である。また、端し圧限界震度は0.13直線すべり限界震度は0.15となり、偏心傾斜限界震度は地盤条件を砂とするか岩とするかによって異なってくるが、砂の場合は0.05、岩の場合は0.10となる。

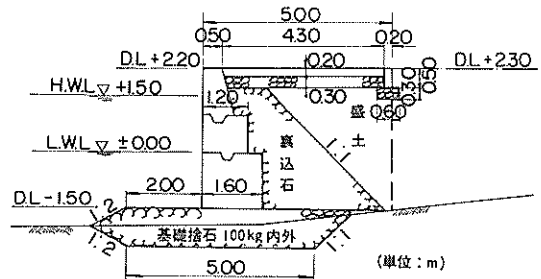


図-5.20 雄勝港大浜物揚場 (-1.5m) 標準断面図

本施設の地盤条件は不明であり、施設に作用した震度を推定するのは困難である。地盤条件を岩とすれば作用した震度は0.20程度と考えられるが、砂と考えるとそれ以上の震度が作用したものと考えられる。

作用した震度は最低でも0.20程度と考えられ、どの限界震度よりも大きい、本施設は無被災であった。

#### (5) 立浜防波堤 (A)

標準断面図を図-5.22に示す。この断面は立浜防波堤の基部に相当する部分で、昭和34年に施工されたものである。構造は、中詰捨石を有したコンクリートブロック式の突堤式構造物であり、大浜防波堤と類似した構造である。地盤条件は岩盤であったと推定される。

表-5.11 安定計算の計算条件及び計算結果〔大浜物揚場(-1.5m)〕

堤体天端 (m)	堤体階付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	層係数		裏込め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水位		その他	
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量( $tf/m^3$ )	水中単位体積 重量( $tf/m^3$ )			前面水位 (m)	底面水位 (m)		
+2.2	-1.5	1.2	1:2	0.5	0.6	40	1.8	1.0	50	片山 内田	35° 55° 40° 60° 地震時	+0.9	+0.9	

図-5.20		$k=0.00$	$k=0.05$	$k=0.10$	$k=0.15$	$k=0.20$	$k=0.25$	
裏込め $\phi=40^\circ$	計動 安全率	1段目	4.90	3.08	2.23	1.75	1.43	1.21
		2段目	3.15	2.08	1.55	1.22	1.00	0.85
		3段目	2.97	1.95	1.44	1.13	0.92	0.76
	転倒 安全率	1段目	11.05	6.06	4.18	3.19	2.58	2.16
		2段目	4.99	3.05	2.20	1.72	1.42	1.21
		3段目	3.04	1.91	1.40	1.10	0.92	0.78
端し庄	下端	11.66	16.44	27.63	83.78	—	—	

震度	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
直線すべりの安全率	1.78	1.43	1.15	0.97		
偏心傾斜荷重による 支持力の安全率	1.28	1.01	0.53	0.08	( $\phi_2=30^\circ$ )	
	24.56	22.90	1.04	0.08	( $\phi_2=50^\circ$ )	

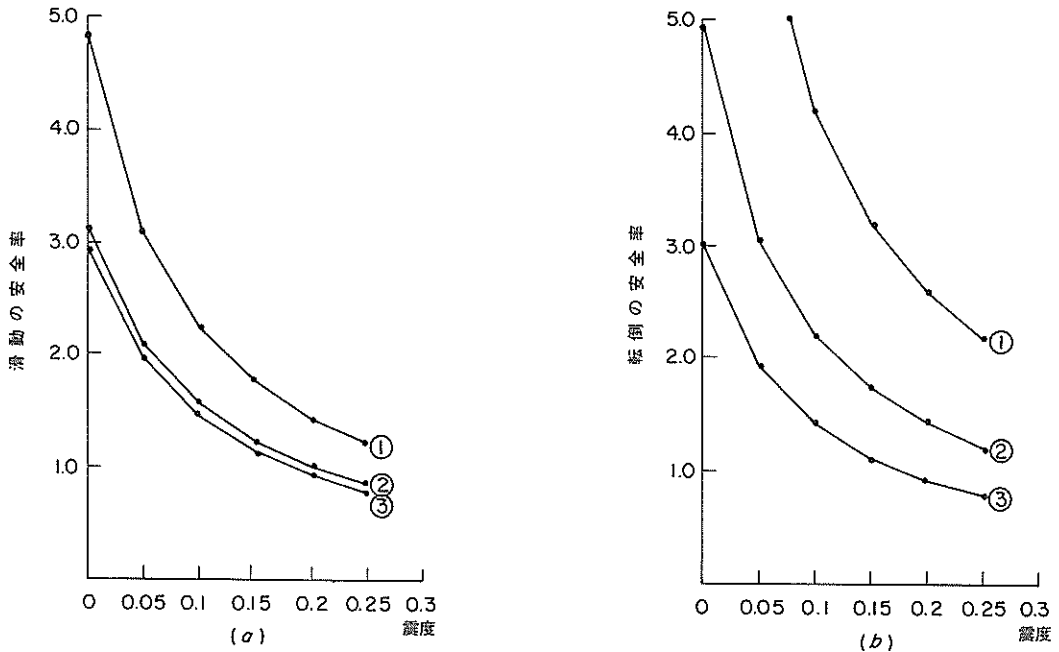


図-5.21 雄勝港雄勝港大浜物揚場(-1.5m)

被災は、大浜防波堤と同様にエプロンが全体に10cm程度沈下し、両側の上部工とエプロンとの間が5~7cm程度開いた。発生した変位の種類については明確でない。

安定計算の計算条件と計算結果を表-5.12、図-5.23に示す。本施設の検討は大浜防波堤と同様に通常の土圧式を用いた。計算結果によると、滑動限界震度は0.15、

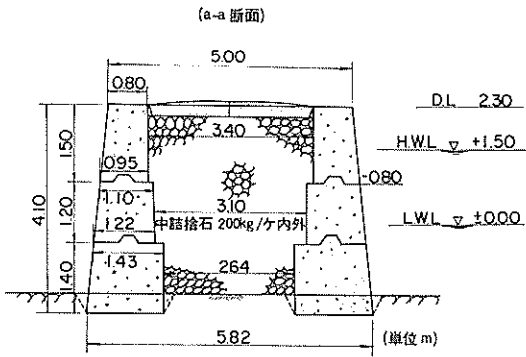


図-5.22 雄勝港立浜防波堤 (A) 標準断面図

転倒限界震度は 0.14, 端し圧限界震度は 0.12 程度であった。

本施設は岩盤上に直接壁体を設置した型式であるので作用した震度は 0.20 程度であったと推定される。

作用した震度と限界震度を比較すると、作用した震度のほうがどの限界震度よりも大きく、被災現象と一致する。

#### (6) 立浜防波堤 (B)

標準断面図を図-5.24 に示す。この断面は立浜防波堤の先端部に相当する部分で、昭和45年に施工されたものである。構造はマウンド上にブロックを据え付けたブロック積の防波堤である。防波堤の全延長が 46 m と短い

表-5.12 安定計算の計算条件及び計算結果 [立浜防波堤 (A)]

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏 込 め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水 位	
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量( $\text{tf}/\text{m}^3$ )	水中単位体積 重量( $\text{tf}/\text{m}^3$ )			前面水位 (m)	残留水位 (m)
+2.30	-1.80	—	—	0.5	0.6	40	1.8	1.0	—	—	+0.9	+0.9

fig. - 5.22		$k = 0.00$ $k = 0.05$ $k = 0.10$ $k = 0.15$ $k = 0.20$ $k = 0.25$						
算 込 め $\phi = 40^\circ$	滑 動 安全率	1 段目	3.93	2.59	1.94	1.54	1.27	1.08
		2 段目	2.38	1.65	1.25	1.00	0.83	0.70
		3 段目	2.34	1.62	1.23	0.98	0.80	0.67
	転 倒 安全率	1 段目	6.06	3.30	2.26	1.72	1.40	1.18
		2 段目	3.20	2.09	1.55	1.24	1.03	0.89
		3 段目	2.33	1.57	1.18	0.95	0.79	0.68
端し圧	下 端	12.18	19.18	46.95	—	—	—	

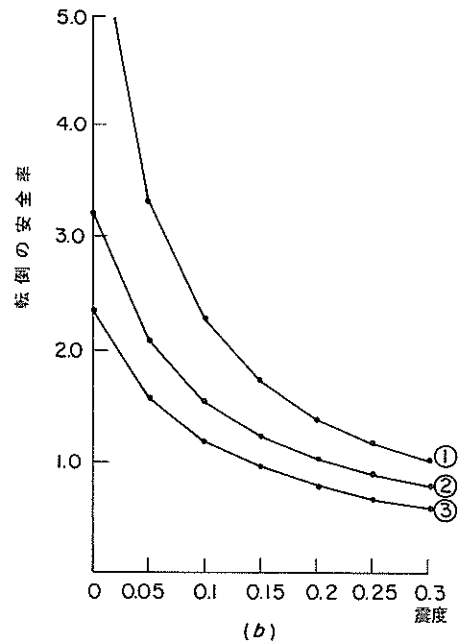
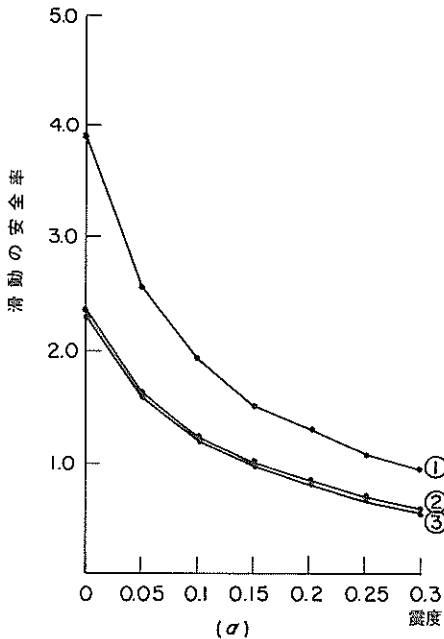


図-5.23 雄勝港立浜防波堤 (A)



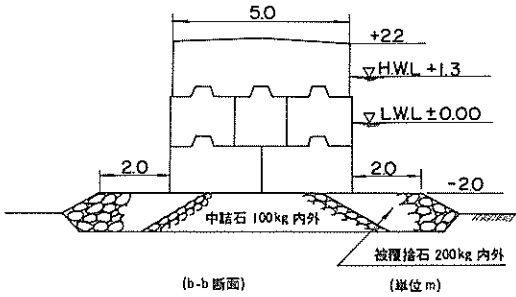


図-5.24 雄勝港立浜防波堤 (B) 標準断面図

ため、地盤条件は防波堤の基部 (立浜防波堤 A) と同じ岩盤であったと考えられる。

この施設の基部に相当する立浜防波堤 (A) は被災したが、本施設は無被災であった。

安定計算の計算条件と計算結果を表-5.13、図-5.25 に示す。滑動、転倒、端し圧は、いずれも安全率が大きく、図-5.25 からは、それらの限界震度は求められないが、どの限界震度も 0.30 より大きい。

本施設は岩盤上の施設であるため、施設に作用した震度は 0.20 程度と推定される。

作用した震度がどの限界震度よりも小さかったことは明

表-5.13 安定計算の計算条件及び計算結果 (立浜防波堤 (B))

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏 込 め			捨石内部摩擦角 (度)	地盤内部摩擦角 (度)	水 位		そ の 他
				ブロック間	最下段ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> )			堤外水位 (m)	堤内水位 (m)	
+2.2	-2.0	—	—	0.5	0.6	—	—	—	—	—	+0.9	—	ウェスターガードの動水圧を考慮

fig. - 5.24		k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	
裏込め φ=40°	滑 動 安全率	1 段目	—	9.96	4.98	3.32	2.49	1.99
		2 段目	—	8.06	4.03	2.69	2.02	1.61
		3 段目	—	7.92	3.96	2.64	1.98	1.58
	転 倒 安全率	1 段目	—	71.41	35.71	23.80	17.85	14.28
		2 段目	—	30.85	15.42	10.28	7.71	6.17
		3 段目	—	20.52	10.26	6.84	5.13	4.11
端し圧	下 端	—	11.01	12.44	13.95	15.34	16.73	

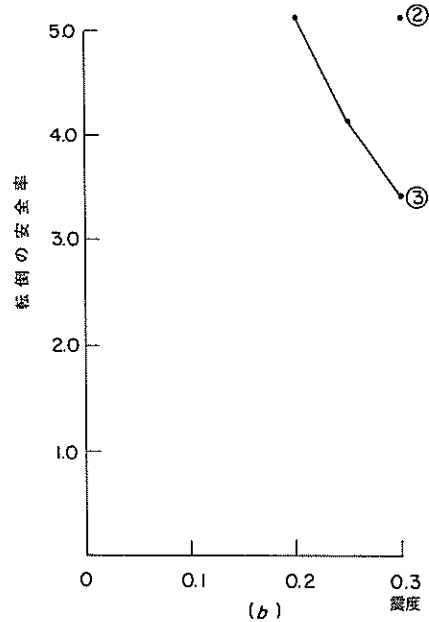
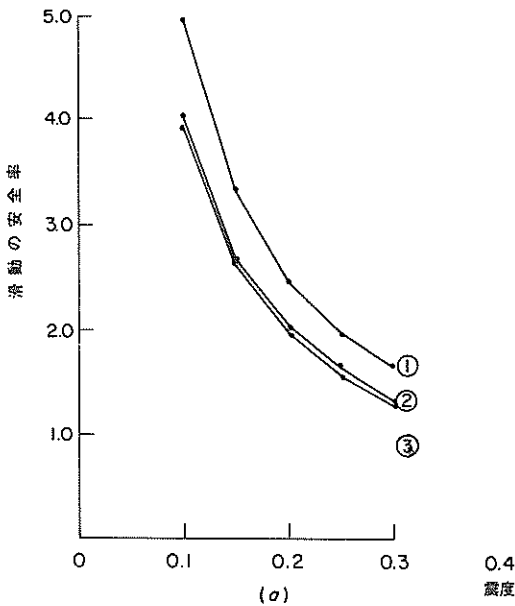


図-5.25 雄勝港立浜防波堤 (B)

らからであり、本施設が無被災であったことと一致する。

### 5.3 荻浜港

#### (1) 小積物揚場 (-1.5 m)

標準断面図を図-5.26に示す。この物揚場は、延長約100 mで昭和51~52年に施工された。構造型式は西側50 mが図-5.28に示すようにコンクリートブロックを重ねた重力式であり、20~50kgf/個の捨石を用いたマウンド

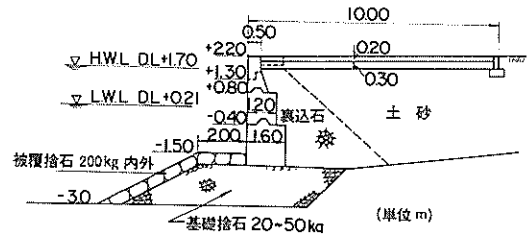


図-5.26 荻浜港小積物揚場 (-1.5 m) 標準断面図

表-5.14 安定計算の計算条件及び計算結果〔小積物揚場 (-1.5 m)〕

堤体天端 (m)	堤体総付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		異 達			捨石内部 摩擦角 (度)	地盤内部 摩擦角 (度)	水 位		そ の 他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重積 (tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重積 (tf/m <sup>3</sup> )			堤外水位 (m)	堤内水位 (m)	
2.2	-1.9	1.5	—	0.5	0.6	40	1.8	1.0	直線すべり 45° 片山 45° 内田 地震時 50°	常時...35° 55° 地震時...40° 60°	+0.9	+0.9	上載荷重 0.3 tf/m <sup>2</sup>

fig. - 5.26		k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	
異 達	滑 動 安全率	1 段 目	3.32	2.30	1.75	1.41	1.17	—
		2 段 目	2.34	1.63	1.24	1.00	0.83	—
		3 段 目	2.45	1.68	1.26	1.00	0.82	—
φ=40°	転 倒 安全率	1 段 目	5.95	3.82	2.82	2.23	1.85	—
		2 段 目	2.98	2.00	1.51	1.21	1.02	—
		3 段 目	2.21	1.47	1.11	0.59	0.75	—
端し圧		下 端	15.46	26.35	86.39	—	—	—

震度	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
直線すべりの安全率	1.78	1.45	1.20	1.01	0.85	—
鋼心傾斜荷重による 支持力の安全率	3.09	0.82	0.72	0.10 (φ <sub>1</sub> =30°)	—	— (φ <sub>1</sub> =50°)

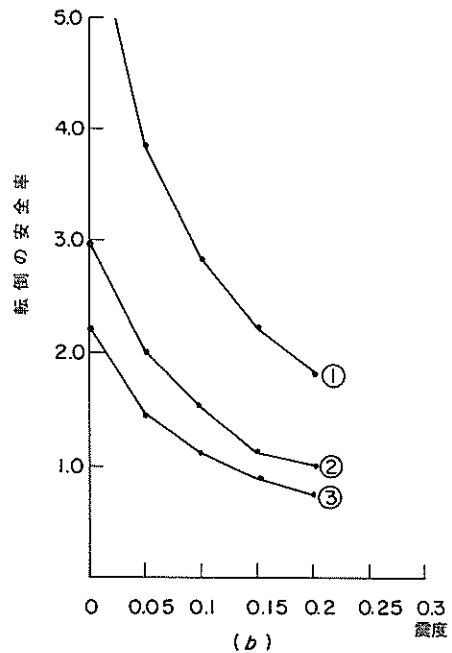
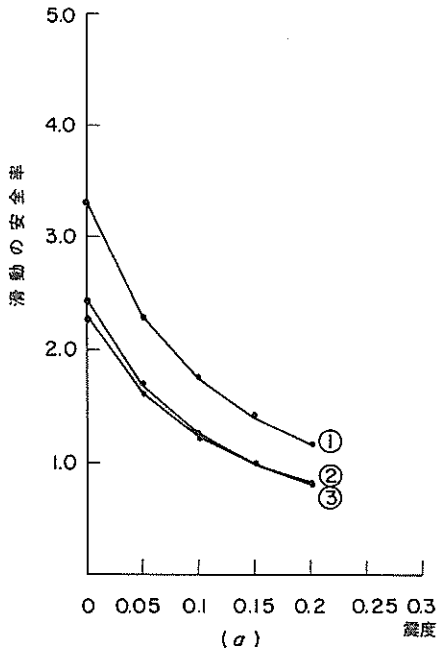


図-5.27 荻浜港小積物揚場 (-1.5 m)

に、200 kgf/個内外の被覆石が設けられている。なお、東側50mは矢板式構造(図-6.6参照)である。地盤は東側の矢板部分でN値5程度の砂層が-7mまで続き、それ以深はN値10以上の砂層が続いている。

被災は、上部工の前傾による法線のはらみ出しが10cm程度、エプロンの沈下はみられなかった。上部工の前傾から考えると鉛直変位、水平変位については、不明であるが、少なくとも回転変位があったと思われる。なお隣接する矢板式構造の部分は無被災であった。

計算条件及び計算結果を表-5.14、図-5.27に示す。この物揚場では地震発生時に全延長にわたってカキ殻が1.5m程度の高さに積まれていたため、上積荷重を0.3 tf/m<sup>2</sup>として計算を行った。滑動限界震度は0.15、転倒限界震度は0.13であった。端し圧限界震度は0.08程度、直線すべり限界震度は0.15程度、偏心傾斜限界震度は地盤を岩盤とすれば0.07程度(砂層とすれば常時でも安全率は1.0を切る)であった。

荻浜港での最大加速度は基盤上で216 galと推定されている。よって荻浜港に作用した震度は基盤上で0.22程度と考えられる。本施設の地盤条件は不明であるが、隣接部の矢板式構造部は砂層であるので、基盤との間に砂層を介していると考えられる。したがって、本施設へ作用した震度は、0.22以上と推定される。

安定計算結果と、本施設へ作用した震度とを比べると、作用した震度は、すべての限界震度を上まわっている。この結果と、被災現象と併せて考えると、上部工の前傾は、マウンド、あるいは地盤の支持力不足により回転変

位が生じたため発生したものと推察される。

(2) 荻浜地区物揚場(-1.5m)

標準断面図を図-5.28に示す。この物揚場は、延長130mであり、昭和35年及び昭和47年に施工されたものである。構造様式はコンクリートブロック式であり、捨石には被災を受けた小積物揚場よりも大きな100 kgf/個内外のものが用いられている。基礎地盤は砂質と推測されるが詳細は明らかでない。

本施設は無被災であった。

計算条件及び計算結果を表-5.15、図-5.29に示す。滑動限界震度は0.18、転倒限界震度は0.18であった。端し圧限界震度は0.13程度、偏心傾斜限界震度は0.11程度(地盤を砂層とした。)であった。

本施設に作用した震度は、地盤条件は砂層と考えられること及び荻浜港の基盤へ作用した震度は0.22程度であることから0.22以上と推定される。

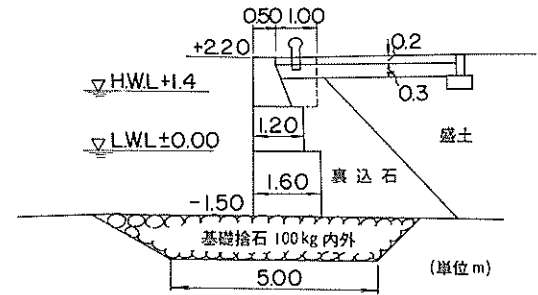


図-5.28 荻浜港荻浜物揚場(-1.5m)標準断面図

表-5.15 安定計算の計算条件及び計算結果〔荻浜物揚場(-1.5m)〕

堤体天端(m)	堤体掘付高(m)	捨石厚(m)	捨石勾配	摩擦係数		裏込め			捨石内部摩擦角(度)	地盤内部摩擦角(度)	水位		その他
				ブロック間	最下段ブロック下面	内部摩擦角(度)	空中単位体積重( tf/m <sup>2</sup> )	水中単位体積重( tf/m <sup>2</sup> )			前水位(m)	残留水位(m)	
2.2	-1.5	1.08	—	0.5	0.6	40	1.8	1.0	片山 常時45° 内田 地震時50°	片山 常時35° 内田 地震時40°	+0.9	+0.9	

Fig. - 5.28		k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	
算込め	滑動	1段目	5.41	3.29	2.35	1.83	1.49	1.25
		2段目	3.17	2.09	1.55	1.23	1.01	0.85
		3段目	2.98	1.96	1.44	1.13	0.92	0.77
	転倒	1段目	13.49	7.10	4.82	3.65	2.93	2.46
		2段目	5.03	3.07	2.21	1.73	1.42	1.21
		3段目	3.05	1.91	1.40	1.10	0.92	0.79
端し圧	下端	11.68	16.46	27.62	83.13	—	—	

震度	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
直線すべりの安全率	—	—	—	—	—	—
偏心傾斜荷重による支持力の安全率	1.98	1.94	1.13*	0.08**	—	—

\* マウンド内だけを通る円弧  
\*\* マウンド内の微小円弧

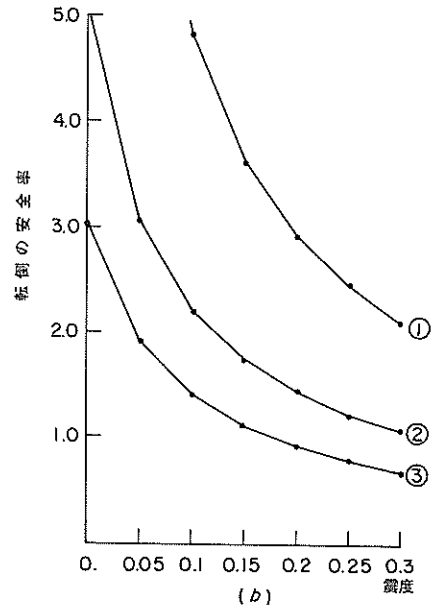
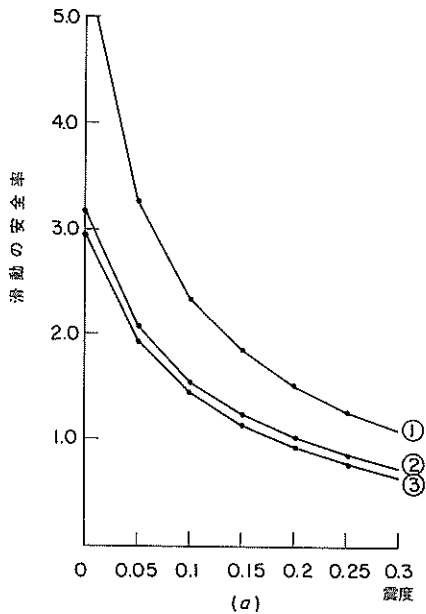


図-5.29 荻浜港荻浜物揚場 (-1.5 m)

安定計算結果と、本施設へ作用した震度とを比べると、作用した震度はすべての限界震度を、上まわっている。これは本施設が無被災であったことと一致しない。

(3) 荻浜防波堤

標準断面図は図-5.30に示す。この防波堤は延長70mで昭和42~50年に施工されたものである。構造様式はコンクリートブロック式で7.5kgf内外の捨石マウンドを築いている。堤体は泥層を掘り下げて設置しており、堤体下面では砂質地盤になっている。

この防波堤は無被災であった。

計算条件及び計算結果を表-5.16、図-5.31に示す。

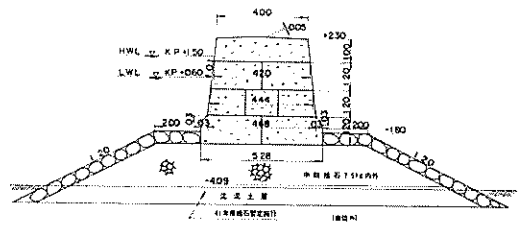


図-5.30 荻浜港荻浜防波堤標準断面図

滑動、及び転倒の安全率は、震度0.3においてそれぞれ1.25、1.9程度ある。また端し圧についても、震度0.3

表-5.16 安定計算の計算条件及び計算結果〔荻浜防波堤〕

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏 込 め			捨石内部摩擦角(度)	地盤内部摩擦角(度)	水 位		その他
				ブロック間	最下段ブロック下面	内部摩擦角(度)	空中単位体積重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積重量(tf/m <sup>3</sup> )			前水位 (m)	残水位 (m)	
+2.3	-2.4	—	1:2	0.5	0.6	—	—	—	—	—	+0.9	+0.9	

fig. - 5.30			k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	k=0.30
裏込め φ=40°	滑 動	1 段目	—	9.93	4.96	3.31	2.48	1.99	1.65
		2 段目	—	8.93	4.47	2.98	2.23	1.79	1.49
		3 段目	—	8.14	4.07	2.72	2.04	1.63	1.36
		4 段目	—	7.69	3.85	2.56	1.92	1.54	1.28
	転 倒	1 段目	—	39.98	19.99	13.32	9.99	7.99	6.66
		2 段目	—	21.65	10.83	7.22	6.20	4.33	3.61
		3 段目	—	12.81	6.41	4.27	3.20	2.56	2.14
		4 段目	—	11.47	5.74	3.82	2.87	2.29	1.91
	端し圧	下 端	—	12.37	14.24	16.01	17.84	19.75	22.21

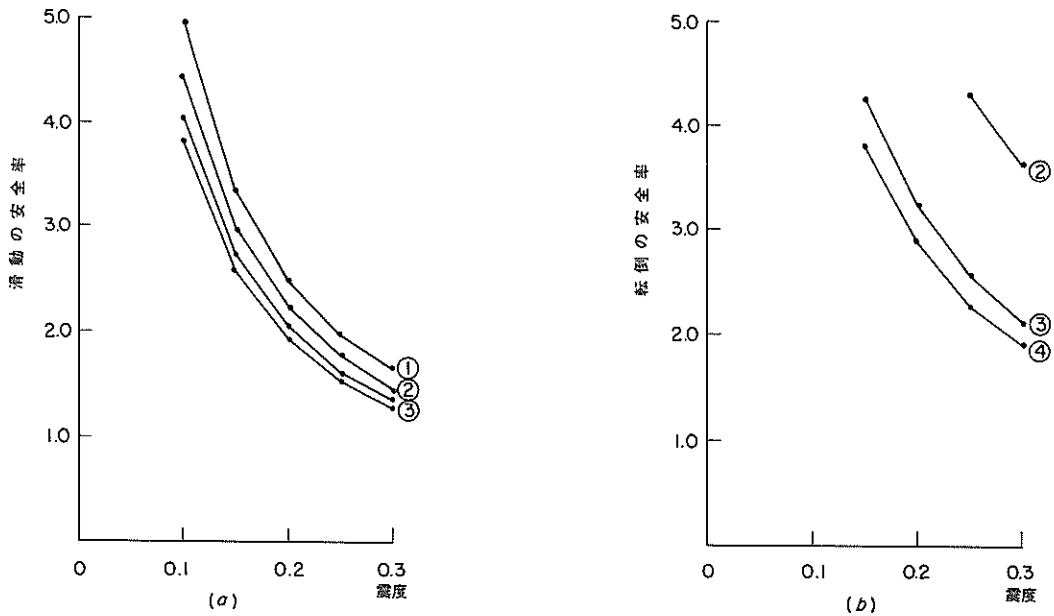


図-5.31 荻浜港荻浜防波堤

で  $22.2 \text{ tf/m}^2$  と小さくなっている。

本施設へ作用した震度は、地盤が砂層であること及び荻浜港の基盤へ作用した震度は 0.22 程度であることから 0.22 以上と推定される。

安定計算結果と、本施設へ作用した震度を比べる。作用した震度の推定値の上限は不明ではあるが、すべての限界震度は 0.3 以上と非常に高くなっていることから、限界震度を上まわる震度が本施設へ作用したとは考えられない。これは、本施設が無被災であったことと一致する。

#### 5.4 女川港

##### (1) 石浜地圧 - 7.5 m 岸壁

標準断面図を図-5.32 に示す。この岸壁は施工延長 150 m で昭和 25 年～28 年に施工されている。水深は -7.5 m で本資料で対象とした中では最大である。構造様式は捨石置換を行ったコンクリートブロック式である。地盤の状態はよくわからないが近隣の地形からみておそらく岩であろうと推定される。

本施設は無被災であった。

計算条件と計算結果を表-5.17, 図-5.33 に示す。滑動限界震度は 0.17, 転倒限界震度は、0.18 であった。なお、転倒は下から 2 段目のブロックが最も危険となっている。端し圧限界震度は 0.23 であり、片山、内田の方法による基盤の支持力の安全率は、震度 0.25 で 3.64 (地盤は岩としている) となる。

女川港での最大加速度は基盤上で 210 gal と推定されている。本施設の地盤条件は不明であるが、近隣の地形からみておそらく岩と考えられる。したがって本施設へ作用した震度は 0.21 程度と推察される。

安定計算結果と本施設に作用したと考えられる震度を比べると、作用した震度は滑動限界震度、転倒限界震度を上まわっているが、端し圧限界震度、偏心傾斜限界震度より小さい。本施設の裏込量は少ないので安定計算の際、裏込石の内部摩擦角  $\phi = 40^\circ$  を用いるのは、土圧を過小評価することになる。よって本来の各限界震度は上

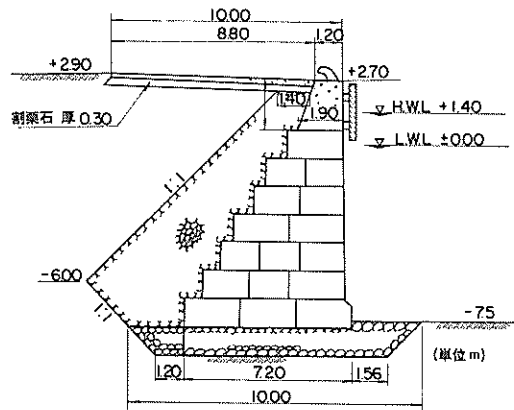


図-5.32 女川港石浜地区 - 7.5 m 岸壁標準断面図

表-5.17 安定計算の計算条件及び計算結果(石浜地区-7.5m岩壁)

堤体天端 (m)	堤体据付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏 込 め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水 位		そ の 他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量(t/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重量(t/m <sup>3</sup> )			前面水位 (m)	残留水位 (m)	
+2.7	-7.73	1.27	1:1	0.5	0.6	40	1.8	1.0	常時45° 地震時50°	常時55° 地震時60°	+0.9	+0.9	

fig. - 5.32

		k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	k=0.30
裏込め φ=40°	滑 動	4.08	2.47	1.76	1.36	1.11	0.93	0.79
		3.89	2.30	1.62	1.24	1.00	0.83	0.71
		3.63	2.14	1.50	1.15	0.92	0.76	0.64
		3.62	2.09	1.45	1.11	0.88	0.73	0.61
		3.43	1.98	1.38	1.05	0.84	0.69	0.58
		3.51	1.98	1.37	1.04	0.82	0.68	0.57
		3.48	1.95	1.34	1.01	0.80	0.66	0.55
	転 倒	8.83	4.82	3.32	2.53	2.05	1.72	1.49
		6.66	3.66	2.53	1.94	1.58	1.33	1.16
		4.68	2.71	1.92	1.49	1.22	1.04	0.92
		4.56	2.61	1.83	1.42	1.17	1.00	0.87
		3.16	1.90	1.37	1.08	0.90	0.78	0.69
		3.60	2.09	1.48	1.16	0.96	0.82	0.73
		7.36	3.78	2.55	1.92	1.54	1.29	1.11
端し圧	16.39	21.75	27.30	34.57	47.36	74.25	168.50	
	10.02	4.87						

震度	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
直線すべりの安全率	—	—	—	—	—	—
偏心傾斜荷重による 支持力の安全率	—	—	93.30	39.75	13.94	3.64

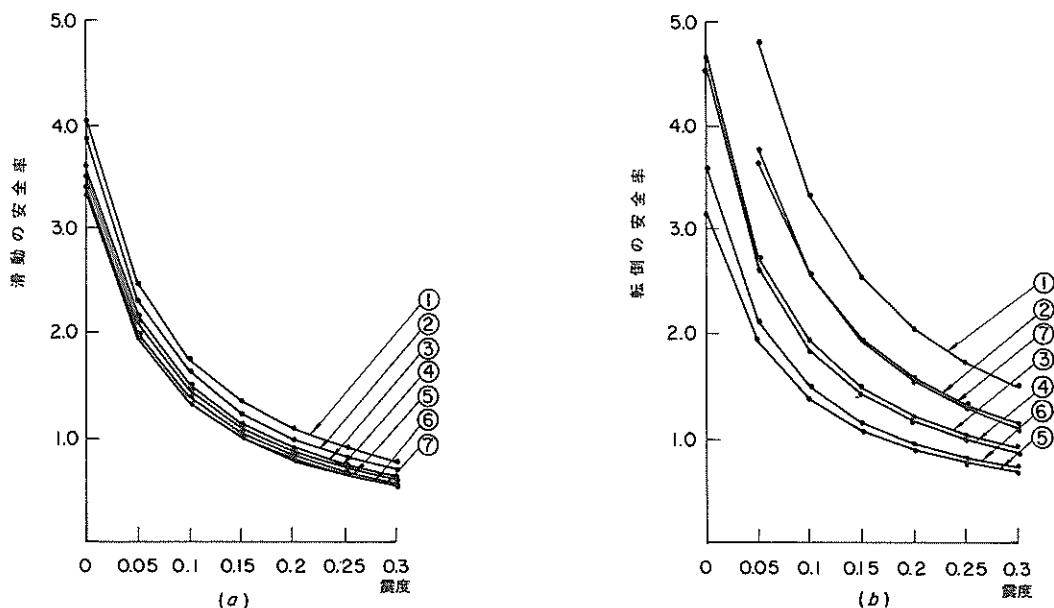


図-5.33 女川港石浜地区-7.5m岸壁

記の計算結果よりやや小さくなる。それにもかかわらず本施設は無被災であった。

(2) - 3.5 m物揚場

標準断面図を図-5.34に示す。この物揚場は施工延長215 mで昭和22~23年に施工されている。石浜地区にはこれと同一断面の施設がこのほかに延長150 mで昭和23~24年に施工分と、延長60 mで昭和42年施工分の2つがあり、前者が南側、後者が西側を向いている。構造様式は捨石マウンドを築きコンクリート方塊を重ねたものである。地盤条件は不明である。

これら3つの施設すべて無被災であった。

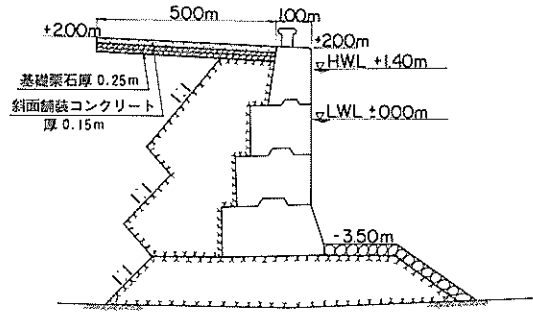


図-5.34 女川港-3.5 m物揚場標準断面図

表-5.18 安定計算の計算条件及び計算結果 [-3.5 m物揚場]

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏込め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水位		その他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )			前面水位 (m)	残留水位 (m)	
+2.0	-4.2	—	1:1	0.5	0.6	40	1.8	1.0	直線すべり 40° 片山 常時 45° 内田 地震時 50°	常時 55° 地震時 60°	+0.9	+0.9	

Fig. - 5.35		$k=0.00$ $k=0.05$ $k=0.10$ $k=0.15$ $k=0.20$ $k=0.25$ $k=0.30$							
$\phi=40^\circ$	崩込め 安全率	1段目	4.49	2.71	1.94	1.50	1.22	1.02	0.87
		2段目	3.21	1.99	1.43	1.11	0.90	0.75	0.63
		3段目	2.71	1.70	1.23	0.95	0.77	0.64	0.53
		4段目	3.04	1.90	1.36	1.05	0.85	0.70	0.59
	転倒 安全率	1段目	10.14	5.44	3.72	2.83	2.28	1.92	1.65
		2段目	5.11	2.94	2.07	1.60	1.30	1.10	0.96
		3段目	3.62	2.13	1.51	1.18	0.96	0.82	0.71
		4段目	3.85	2.26	1.60	1.24	1.01	0.86	0.75
端し圧	下端 $P_1$	12.25	17.27	25.73	49.97	880.84	—	—	
	下端 $P_2$	3.79	—	—	—	—	—	—	

震度	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
直線すべりの安全率	2.28	1.72	1.35	1.10	0.90	—
同心傾斜円による 支持力の安全率	45.41	47.79	2.63	0.57	0.02	—

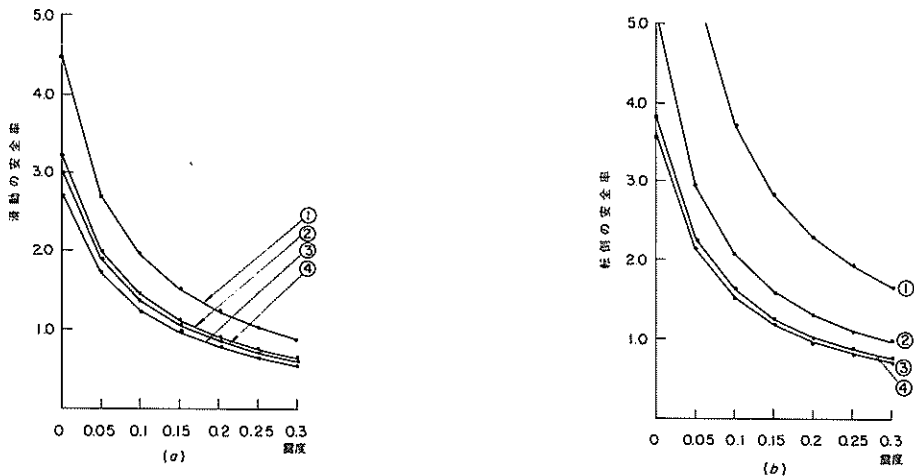


図-5.35 女川港-3.5 m物揚場

計算条件と計算結果を表- 5.18 及び図- 5.35 に示してある。滑動限界震度は0.16 (最下段), 0.14 (下から2段め) であり, 転倒限界震度は, 0.2 (最下段), 0.18 (下から2段め) である。端し圧限界震度は0.16程度, 直線すべり限界震度は0.18程度, 偏心傾斜限界震度は, 0.19程度 (地盤は岩とした。) である。

本施設の地盤条件は不明であるが, 近隣の地形から, 岩であると推定できる。女川港の震度は基礎上で0.21程度であることから, 本施設に作用した震度は0.21程度と推定される。

安定計算結果と, 本施設へ作用したと考えられる震度を比べると, 作用した震度はすべての限界震度を上まわっている。この結果は, 本施設が無被災であったことと一致しない。

### (3) - 4.5 m 物揚場

標準断面図を図- 5.36 に示す。本施設は, 延長150m 昭和19年~25年施工分と, 延長60m 昭和46年施工分がある。構造様式は, 捨石マウンドの上にコンクリートブロックを積み重ねたもので, 最下段ブロックは傾斜して設置されている。土質条件は不明である。

本施設は無被災であった。

計算条件と計算結果を表- 5.19 および図- 5.37 に示す。最下段のブロックは傾斜しているため, 滑動の計算は, ブロック底面方向の分力を算定して行った。また, 捨石マウンドの厚さが明確でないため, 直線すべりと偏心傾斜荷重による支持力の検討は行っていない。滑動限界震度は0.18 (最下段), 0.14 (下から2段め) となっ

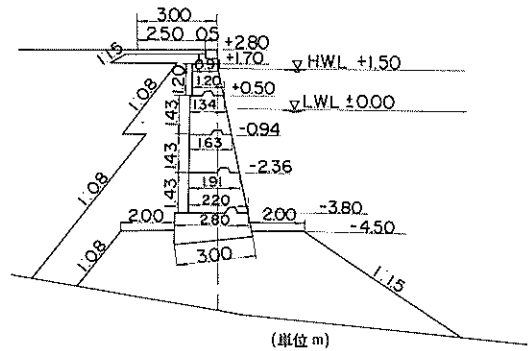


図- 5.36 女川港-4.5m物揚場標準断面図

ており, 転倒限界震度は, 0.13となっている。また端し圧限界震度は0.09程度である。

本施設の地盤条件は不明であるが, 近隣の地形から判断すると, 岩と推定される。女川港に作用した震度は基礎上で0.21程度であることから, 本施設に作用した震度は0.21程度と推定される。

安定計算結果と, 本施設へ作用したと考えられる震度を比べると, 作用した震度はすべての限界震度を上まわっている。この結果は, 本施設が無被災であったことと一致しない。

### (4) 大石原物揚場 (- 1.5 m)

標準断面図を図- 5.38 に示す。この物揚場は, 延長約60mで昭和49年~50年に施工された。構造様式は床掘マウンドの上にコンクリートブロックを積み重ねたもので

表- 5.19 安定計算の計算条件及び計算結果 [- 4.5 m 物揚場]

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		要 込 め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水 位		そ の 他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重積(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重積(tf/m <sup>3</sup> )			前面水位 (m)	残留水位 (m)	
+2.80	-4.50	3.5 (ブロック 前面)	1 : 1.5	0.5	0.6	40°	1.8	1.0	—	—	+0.9	+0.9	

Fig. - 5.36		$k=0.00$	$k=0.05$	$k=0.10$	$k=0.15$	$k=0.20$	$k=0.25$	$k=0.30$	
選 込 め	滑 動 安全率	1 段 目	10.10	4.79	3.14	2.32	1.84	1.53	1.29
		2 段 目	4.90	3.09	2.24	1.75	1.43	1.21	1.04
		3 段 目	3.19	2.22	1.68	1.34	1.11	0.93	0.79
		4 段 目	2.60	1.86	1.42	1.14	0.94	0.78	0.65
		5 段 目	2.05	1.51	1.18	0.95	0.78	0.65	0.54
		6 段 目	2.57	1.86	1.43	1.15	0.94	0.78	0.64
	転 倒 安全率	1 段 目	10.90	8.46	6.94	5.89	4.91	4.38	3.83
		2 段 目	4.63	3.25	2.54	2.07	1.75	1.51	1.33
		3 段 目	3.25	2.40	1.99	1.57	1.34	1.16	1.02
		4 段 目	2.57	1.93	1.54	1.28	1.09	0.94	0.83
		5 段 目	2.10	1.59	1.28	1.06	0.90	0.78	0.68
		6 段 目	2.55	1.62	1.18	0.93	0.76	0.64	0.56
端し圧	下 端	16.36	26.39	66.60	—	—	—	—	



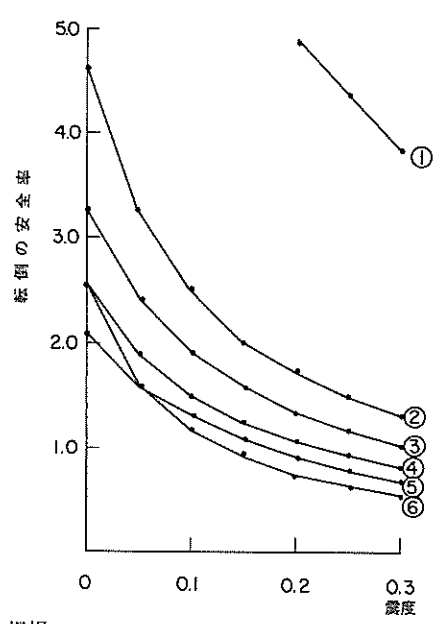
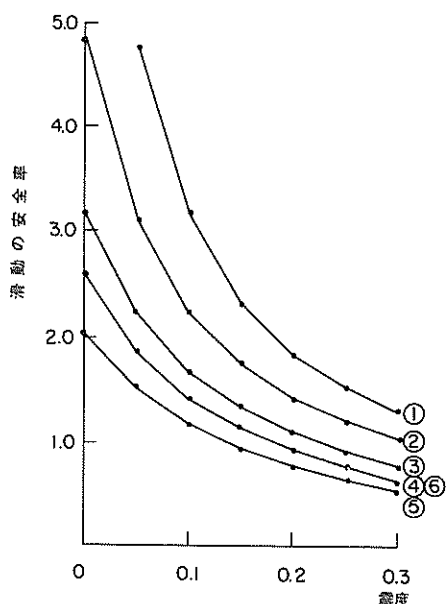


図-5.37 女川港-4.5m物揚場

各ブロック間にはほぞが設けられている。地盤条件は不明である。

本施設は、無被災であった。

計算条件及び計算結果を表-5.20, 図-5.39に示す。滑動限界震度は0.14, 転倒限界震度は0.18である。端し圧限界震度は0.13程度, 偏心傾斜限界震度は地盤を砂層とすると0.08程度, 岩盤とすると0.10程度であった。

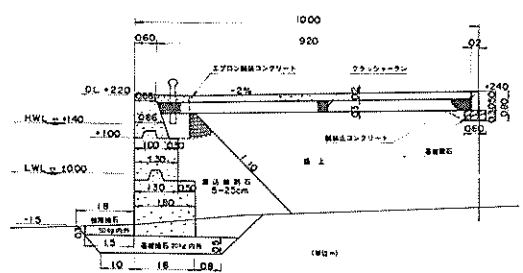


図-5.38 女川港大石原物揚場(-1.5m)標準断面図

表-5.20 安定計算の計算条件及び計算結果〔大石原物揚場(-1.5m)〕

堤体天端 (m)	堤体総付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		覆 込 め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水 位		その他
				ブロック間	懸下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )			前面水位 (m)	残留水位 (m)	
+2.20	-1.80	0.5	—	0.5	0.6	40°	1.8	1.0	片山〔常時45° 内田〔地震時50°	常時35° 地震時45°	+0.9	+0.9	

fig. - 5.31		k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	k=0.30	
φ=40°	滑 動 安全率	1 段目	5.48	3.31	2.37	1.84	1.50	1.26	1.08
		2 段目	3.14	2.06	1.52	1.19	0.98	0.82	0.70
		3 段目	2.58	1.67	1.22	0.95	0.77	0.64	0.54
	転 倒 安全率	1 段目	13.74	7.19	4.87	3.68	2.96	2.48	2.13
		2 段目	4.91	2.98	2.14	1.68	1.38	1.17	1.02
		3 段目	3.28	2.02	1.46	1.15	0.95	0.81	0.71
端し圧	下 端	11.949 0.817	16.520	26.376	64.078	—	—	—	

震度	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
直線すべりの安全率	—	—	—	—	—	—
偏心傾斜荷重による 支持力の安全率	2.04	1.71	0.66	0.34	—	—

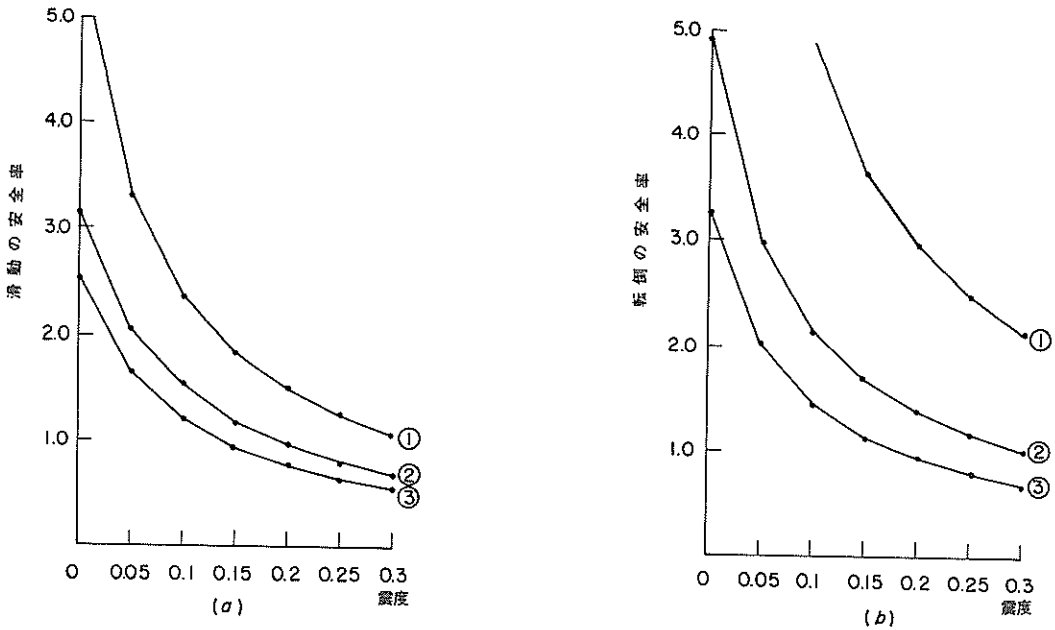


図-5.39 女川港大石原物揚場 (-1.5 m)

本施設へ作用した震度は、地盤条件が不明であり推定が困難であるが、女川港に作用した震度は基盤上で0.21程度であることから、0.21以上と推定される。

安定計算結果と本施設へ作用したと考えられる震度を比べると、作用した震度は、すべての限界震度を上まわっている。これは本施設が無被災であったことと一致しない。

### 5.5 金華山港

#### (1) -2.0 m 物揚場

標準断面図を図-5.40に示す。この物揚場は延長40mで、昭和40年~41年度に施工された。構造様式はコンクリートブロック式である。本施設の地盤条件は不明であるが、周辺地形等から判断すると、岩であると推定され

る。なお、最下段ブロック底面と地盤との間には袋詰コンクリートが敷設されている。

被災は、隅角部の上部工の前傾とコンクリート舗装エプロンの沈下、エプロン全域のクラック発生である。隅角部の上部工前傾による上部工とエプロンとの間の目地開きは約8 cm、また隣接上部工との間の目地開きは、10~20 cm程度であった。更に隅角部エプロンには上部工、裏込材の移動に伴って発生した半円状のクラックが発生している。隅角部上部工の被災状況から判断すると隅角部ブロックの海側への、回転変位があったか、水平変位があったものと考えられる。

計算条件及び計算結果を表-5.21、および図-5.41に示す。基礎地盤が最下段ブロックの背後にせり出して

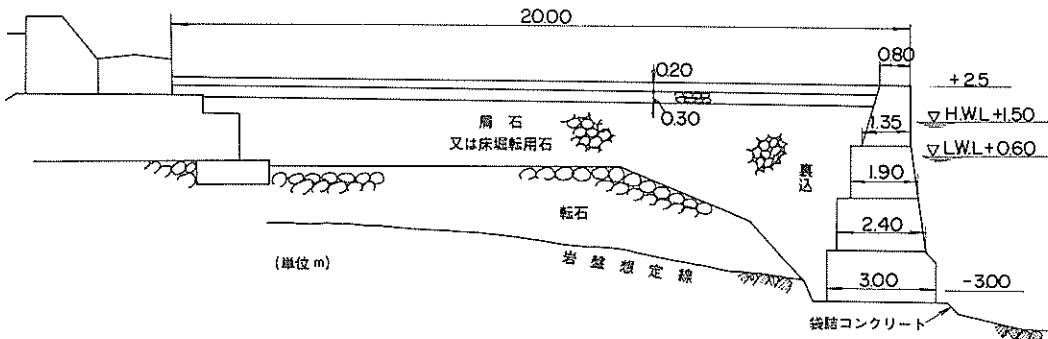


図-5.40 金華山港-2.0 m 物揚場標準断面図

表-5.21 安定計算の計算条件及び計算結果〔-2.0m物揚場〕

堤体天端 (m)	堤体照付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏込め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水位		その他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量( $t/m^3$ )	水中単位体積 重量( $t/m^3$ )			前面水位 (m)	残留水位 (m)	
+2.5	-3.5	—	—	0.5	0.5	40°	1.8	1.0	—	—	+0.9	+0.9	

Fig. 5.40			$k=0.00$	$k=0.05$	$k=0.10$	$k=0.15$	$k=0.20$	$k=0.25$	$k=0.30$
裏込め $\phi=40^\circ$	滑動 安全率	1 段目	5.85	3.45	2.45	1.89	1.53	1.29	1.11
		2 段目	2.98	1.97	1.46	1.16	0.95	0.80	0.69
		3 段目	2.62	1.72	1.26	0.99	0.81	0.67	0.57
		4 段目	3.95 (2.44)	2.24 (1.57)	1.55 (1.15)	1.18 (0.90)	0.94 (0.73)	0.78 (0.60)	0.65 (0.51)
	転倒 安全率	1 段目	15.20	7.96	5.32	4.01	3.22	2.69	2.31
		2 段目	5.34	3.30	2.39	1.88	1.55	1.29	1.15
		3 段目	4.78	3.00	2.18	1.72	1.42	1.21	1.05
		4 段目	3.90 (3.78)	2.34 (2.40)	1.66 (1.78)	1.29 (1.42)	1.05 (1.20)	0.88 (1.04)	0.76 (0.94)
端し圧	下 端	13.55	17.63	25.41	67.59	327.90	—	—	

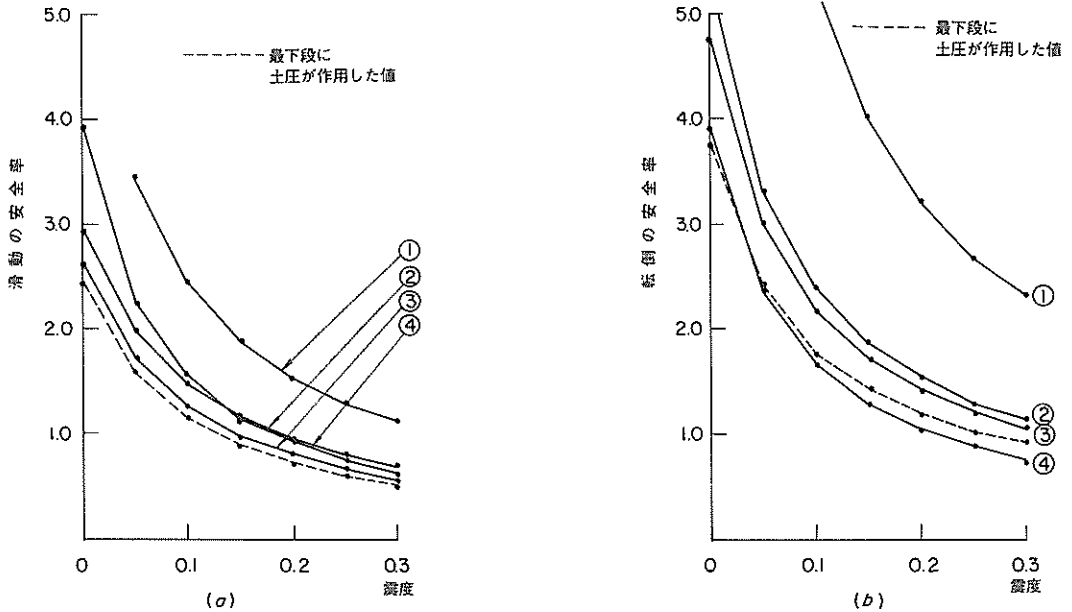


図-5.41 金華山港-2.0m物揚場

いるので、安定計算では最下段ブロックにかかる土圧を無視した値を用いることを基本とした。なお、表-5.21の( )内、図-5.41の破線は、最下段ブロックにも土圧が作用するものとしたときの値を参考のために示したものである。滑動限界震度は最下段ブロック式で0.19、(下から2段目が0.15)、転倒限界震度は0.22、端し圧限界は0.14であった。

金華山港での最大加速度は基盤上で218 galと推定されている。よって金華山港に作用した震度は基盤上で0.22

程度と考えられる。本施設の地盤条件は岩と推定されるので、作用した震度は、0.22程度と推察される。

安定計算結果と、本施設へ作用した震度とを比べると推定作用震度が滑動及び端し圧限界震度より大きく、転倒限界震度とは、ほぼ同程度となっている。これらの結果からは、端し圧による基礎の支持力不足と滑動が発生する可能性がある。

被災状況と併せて考えると、端し圧に対する基礎の支持力不足による回転、または滑動による水平変位が生じた

ものと推察される。

(2) 2号物揚場 (-2.5 m)

標準断面図を図-5.42に示す。この施設は昭和46年～47年に施工された、幅10m長さ35mの、突堤式物揚場で、構造様式はコンクリート方塊式で、岩盤の上に直接設置されている。

被災は、隅角部のみ被災で、隅角部上部工前傾による上部工コンクリートのクラックおよび隅角部付近のコンクリート舗装エプロンの沈下、クラックである。上部工コンクリートのクラックの幅は5cm程度であった。

被災状況から考えると、少なくとも隅角部ブロックの回転変位か、水平変位があったものと考えられる。

計算条件および計算結果を表-5.22および図-5.43に示す。基礎地盤が最下段ブロック背後にせり出しているため、最下段ブロックにかかる土圧の計算上の処置を前述5.5(1)と同様に行っている。滑動限界震度は0.19(最下段)、0.16(下から2段め)となり、転倒限界震度は0.22、端し圧限界震度は0.18となった。

本施設へ作用した震度は、地盤が岩であること、金華山港に作用した震度は、基盤上で0.22程度であることから、0.22程度と考えられる。

安定計算結果と本施設へ作用したと考えられる震度とを比べると、作用した震度のほうが滑動と端し圧の限界震度より大きく、転倒限界震度とはほぼ同程度であった。被災状況と併せて考えると、隅角部ブロックの地盤支持力不足による前傾か、滑動による水平変位があったものと推察される。

(3) 3号物揚場

標準断面図を図-5.44に示す。この物揚場は突堤式で

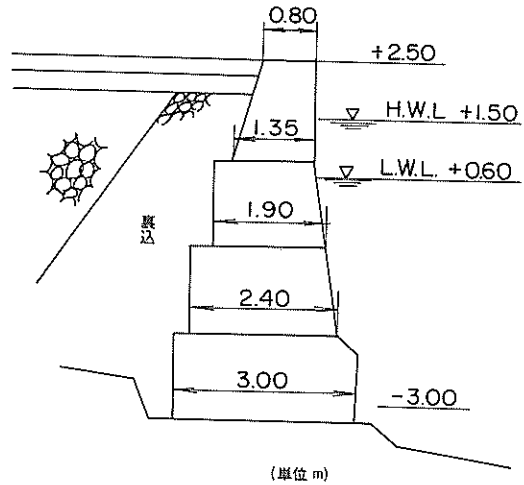


図-5.42 金華山港2号物揚場(-2.5m)標準断面図

昭和48年に施工されたもので、幅10m、長さ65mあり構造様式はコンクリートブロック式で床掘された硬岩盤上に直接設置されて、袋詰コンクリートがブロック前面との間におかれている。

被災は、右側隅角部のみ発生し、上部工の前傾による上部工コンクリートのクラックおよび隅角部付近のコンクリート舗装のエプロンの沈下があった。上部工の前傾による上部工コンクリート間、および上部工エプロンの間の、目地の開きはおのおの約5.0cm程度あった。これらのことから少なくとも、隅角部ブロックの海側への回転変位か、水平変位があったと考えられる。

安定訂算は、左右の断面諸元が異なるため、それぞれ

表-5.22 安定計算の計算条件及び計算結果〔2号物揚場(-2.5m)〕

堤体天端 (m)	堤体据付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		震込め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水位		その他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )			水 位 (m)	水 位 (m)	
+2.5	-3.3	—	—	0.5	0.5	40°	1.8	1.0	—	—	+0.9	+0.9	

fig.-5.42		k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	k=0.30	
震込め	滑動 安全率	1段目	5.40	3.30	2.36	1.83	1.49	1.25	1.08
		2段目	3.29	2.12	1.55	1.22	1.00	0.84	0.72
		3段目	2.77	1.78	1.30	1.02	0.82	0.69	0.58
		4段目	3.97 (2.49)	2.25 (1.60)	1.60 (1.17)	1.17 (0.91)	0.94 (0.74)	0.78 (0.61)	0.66 (0.51)
φ=40°	転倒 安全率	1段目	13.54	7.16	4.88	3.68	2.97	2.49	2.14
		2段目	6.46	3.86	2.76	2.15	1.76	1.49	1.30
		3段目	4.69	2.88	2.09	1.64	1.35	1.15	1.00
		4段目	4.66 (4.44)	2.61 (2.66)	1.82 (1.92)	1.39 (1.51)	1.12 (1.26)	0.94 (1.09)	0.80 (0.97)
端し圧		下	10.53	13.72	29.91	32.94	78.71	—	—

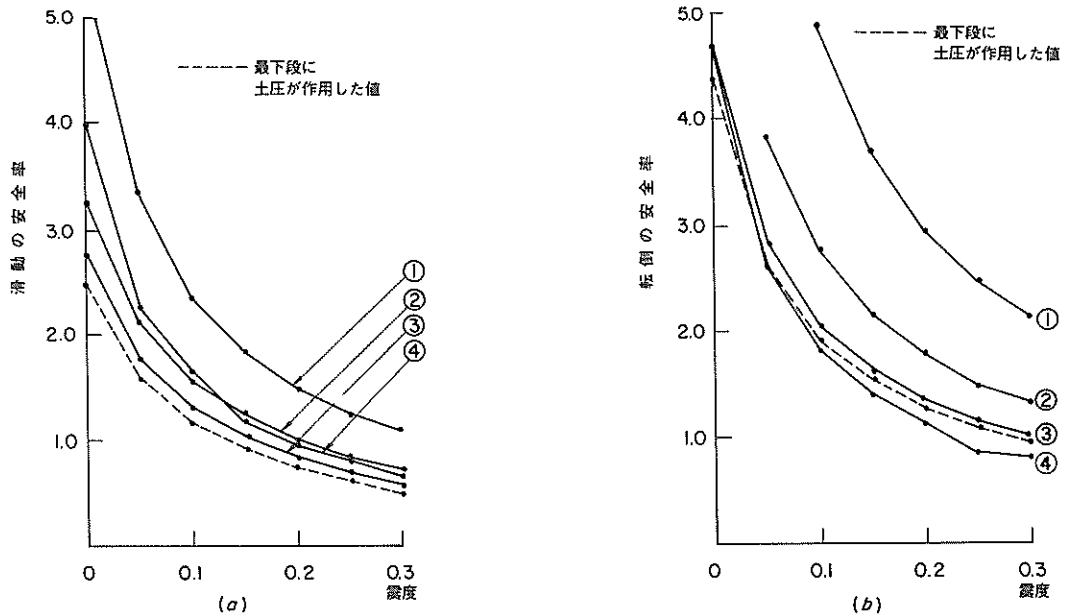


図-5.43 金華山港2号物揚場(-2.5 m)

について行った。左側断面の計算条件および計算結果を表-5.23および図-5.45、右側断面のものを、表-5.24、図-5.47に示す。両断面とも、基礎岩盤を掘り込んで設置しているため、最下段のブロックに作用する土圧は、前述、5.5(1)と同様に取り扱った。左側コンクリートブロックについては、滑動限界震度0.19(最下段)、0.16(下から2段め)となっており、転倒限界震度0.2、端し圧限界震度0.16となっている。一方、右側コンクリートブロックについては、滑動限界震度は0.2

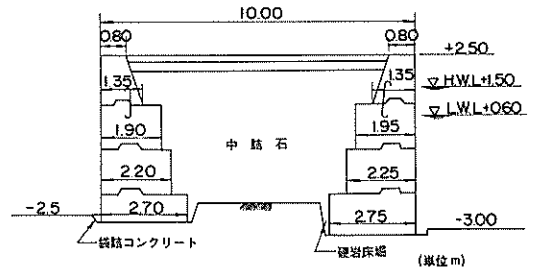


図-5.44 金華山港3号物揚場標準断面図

表-5.23 安定計算の計算条件及び計算結果〔3号物揚場左側〕

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		要 込 め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水 位		その 他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )			堤外水位 (m)	堤内水位 (m)	
+2.5	-2.7	—	—	0.5	0.5	40	1.8	1.0	—	—	+0.9	+0.9	

fig. 5.44			k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	k=0.30
寄込め φ=40°	滑 動 安全率	1 段目	5.50	3.32	2.37	1.84	1.50	1.26	1.08
		2 段目	3.59	2.26	1.64	1.28	1.04	0.87	0.74
		3 段目	2.84	1.82	1.33	1.03	0.84	0.70	0.59
		4 段目	2.89	1.81	1.30	1.00	0.81	0.67	0.56
	転 倒 安全率	1 段目	13.89	7.27	4.92	3.72	2.99	2.50	2.15
		2 段目	6.49	3.75	2.64	2.04	1.16	1.41	1.22
		3 段目	4.01	2.42	1.74	1.36	1.12	0.95	0.83
		4 段目	4.02 (4.21)	2.28 (2.47)	1.60 (1.75)	1.22 (1.36)	1.01 (1.12)	0.82 (0.95)	0.73 (0.83)
端し圧	下 端	14.20	23.60	25.32	32.94	131.08	—	—	

表-5.24 安定計算の計算条件及び計算結果〔3号物揚場(-3.0m)右側〕

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏 込 め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水 位		そ の 他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量( $\text{t}/\text{m}^3$ )	水中単位体積 重量( $\text{t}/\text{m}^3$ )			堤外水位 (m)	堤内水位 (m)	
+2.5	-3.2	—	—	0.5	0.5	40	1.8	1.0	—	—	+0.9	+0.9	

fig. 5.44		$k=0.00$	$k=0.05$	$k=0.10$	$k=0.15$	$k=0.20$	$k=0.25$	$k=0.30$	
裏込め $\phi=40^\circ$	滑 動 安全率	1 段目	5.50	3.32	2.37	1.84	1.50	1.26	1.08
		2 段目	3.67	2.30	1.66	1.29	1.05	0.88	0.75
		3 段目	2.90	1.85	1.35	1.05	0.85	0.71	0.60
		4 段目	4.24 (2.73)	2.37 (1.72)	1.60 (1.24)	1.21 (0.96)	0.98 (0.78)	0.82 (0.64)	0.69 (0.54)
	転 倒 安全率	1 段目	13.89	7.27	4.92	3.72	2.99	2.50	2.15
		2 段目	6.81	3.90	2.73	2.11	1.72	1.45	1.26
		3 段目	4.18	2.51	1.80	1.40	1.15	0.98	0.86
		4 段目	4.02 (3.70)	2.30 (2.20)	1.61 (1.57)	1.23 (1.23)	1.00 (1.01)	0.84 (0.85)	0.72 (0.75)
端し圧	下 端	15.31	20.39	30.53	61.60	—	—	—	

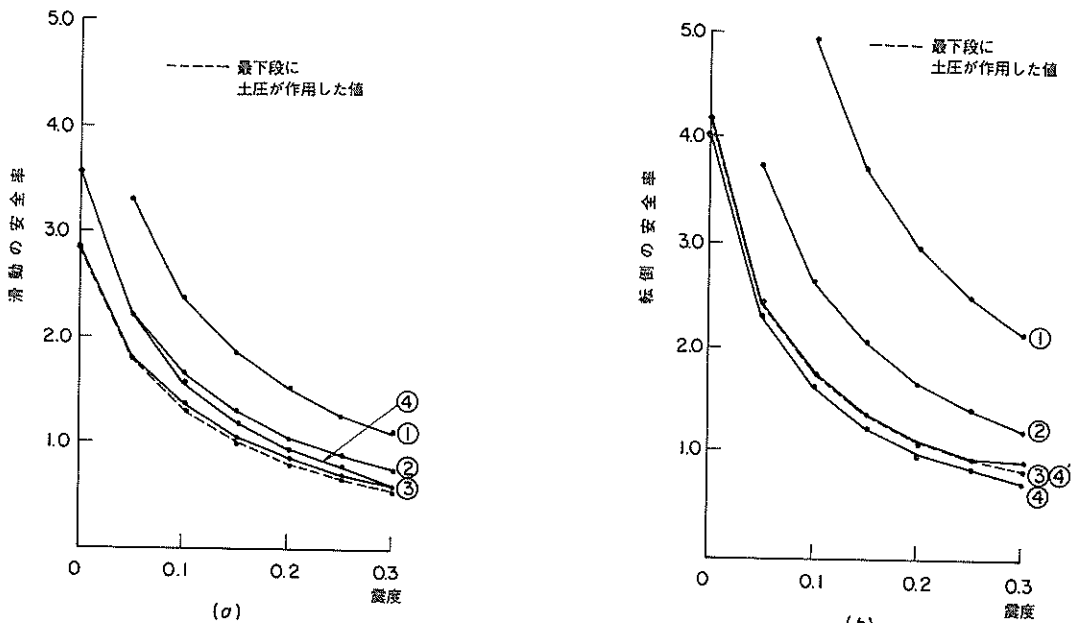


図-5.45 金華山港3号物揚場左側

(最下段), 0.17 (下から2段め)であり, 転倒限界震度は0.23, 端し圧限界震度は0.15程度となっている。

本施設へ作用した震度は, 地盤が岩であること, 金華山港に作用した震度は基盤上で0.22程度であることから, 0.22程度と考えられる。

安定計算結果と本施設へ作用したと考えられる震度と比べる。左側コンクリートブロックにおいては作用した震度のほうがすべての限界震度より大きい。これは, 左側断面に, 被災がなかったことと, 一致しない。一方,

右側コンクリートブロックについては作用した震度のほうが滑動及び端し圧の限界震度より大きく, 転倒限界震度より小さくなっている。被災状況と考え併せると, 隅角部ブロックの基礎支持力不足による前傾か, 滑動による水平変位が, あったものと推察される。

(4) 1号物揚場(-2.0m)

標準断面図を, 図-5.47に示す。この物揚場は突堤式で, 幅21.7m, 延長122mで, 昭和36年~37年に施工されたものである。構造様式は, マウンドを有するコン

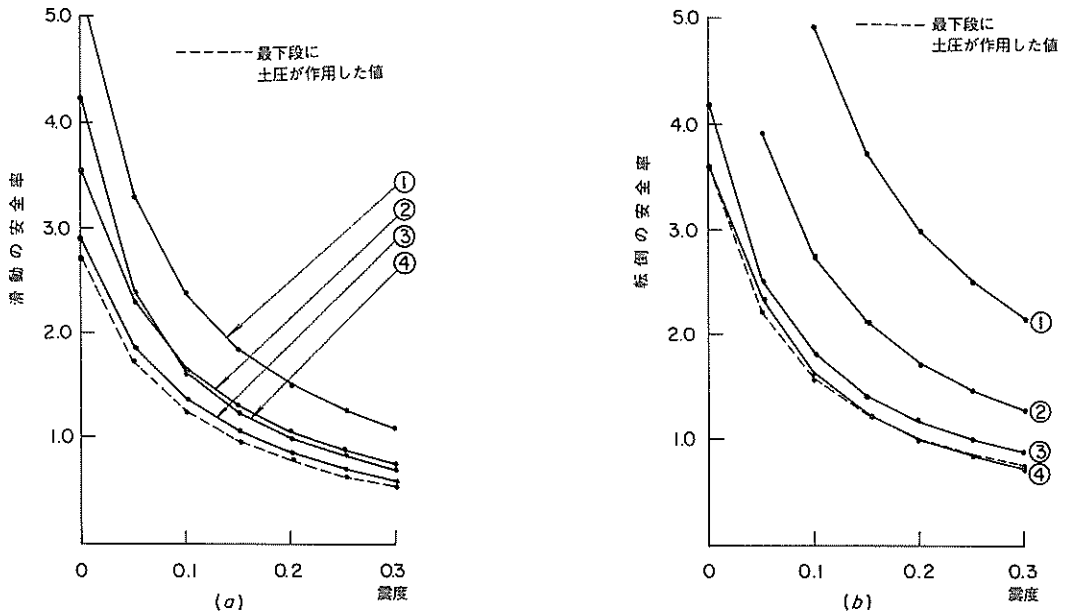


図-5.46 金華山港3号物揚場(-3.0m)右側

クリートブロック式である。地盤条件は明らかでないが、周辺部の状況等から考えると、岩と推定される。

被災は、左側上部工のクラックおよびエプロンのクラックであった。

安定計算は、左右同一断面として行い、計算条件および計算結果を表-5.25および図-5.48に示す。滑動限界震度は0.2、転倒は、震度0.3で、安全率1.2であった。端し圧は、震度0.25のとき26.77 tf/m<sup>2</sup>、マウンド直線すべりは、震度0.25のとき安全率1.25、偏心傾斜荷重に対する基礎の支持力の検討は、震度0.25のとき安全率1.68であった。

本施設へ作用した震度は、地盤条件は岩であると推定されること、金華山港に作用した震度は基盤上で0.22

程度であることから、0.22程度と考えられる。

安定計算結果と、本施設へ作用したと考えられる震度とを比較すると、作用した震度は滑動限界震度より大きく、その他の限界震度より小さかった。これらのことから、被災は滑動による影響であったと推察される。

(5) - 1.5 m物揚場

標準断面図を図-5.49に示す。この物揚場は昭和49年に施工されたもので延長は37mである。構造様式はマウンドを有しないコンクリートブロック式である。地盤条件は不明であるが、近隣地形等から判断すると、岩であると推察される。

本施設は、無被災であった。

計算条件および計算結果を表-5.26および図-5.50

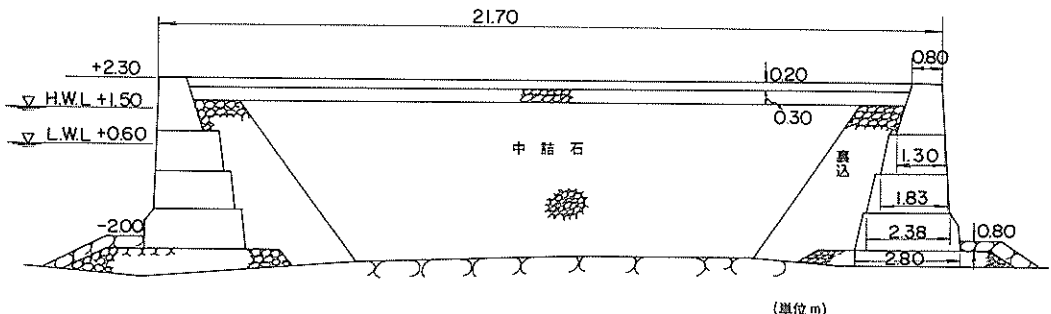


図-5.47 金華山港1号物揚場(-2.0m)標準断面図 (単位m)

表-5.25 安定計算の計算条件及び計算結果〔1号物揚場(-2.0m)〕

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏 込 め			捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水 位		その他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )			堤外水位 (m)	堤内水位 (m)	
+2.3	-2.5	—	—	0.5	0.6	40	1.8	1.0	常時45° 地震時50°	常時55° 地震時60°	+0.9	+0.9	

fig. - 5.47			$k=0.00$	$k=0.05$	$k=0.10$	$k=0.15$	$k=0.20$	$k=0.25$	$k=0.30$
$\phi=40^\circ$	裏込め 安全率	1 段目	6.00	3.53	2.48	1.91	1.55	1.30	1.12
		2 段目	3.98	2.45	1.76	1.36	1.10	0.92	0.79
		3 段目	3.43	2.09	1.49	1.15	0.93	0.77	0.65
		4 段目	3.83	2.32	1.65	1.27	1.02	0.84	0.71
	転倒 安全率	1 段目	16.94	8.58	5.78	4.31	3.48	2.90	2.49
		2 段目	8.49	4.78	3.31	2.54	2.06	1.74	1.51
		3 段目	6.63	3.74	2.61	2.01	1.63	1.38	1.20
		4 段目	6.17	3.55	2.51	1.95	1.61	1.38	1.22
端し圧	下 端	$P_1=9.80$ $P_2=3.90$	$P_1=9.74$ $P_2=4.08$	$P_1=12.64$ $P_2=1.33$	$P_1=15.53$ $b'=2.55$	$P_1=12.95$ $b'=2.04$	$P_1=26.77$ $b'=1.53$	$P_1=39.94$ $b'=1.05$	

震度	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
直線すべりの安全率	5.70	3.46	2.45	1.89	1.51	1.25
偏心傾斜荷重による 支持力の安全率	59.63	91.28	45.49	19.25	6.51	1.68

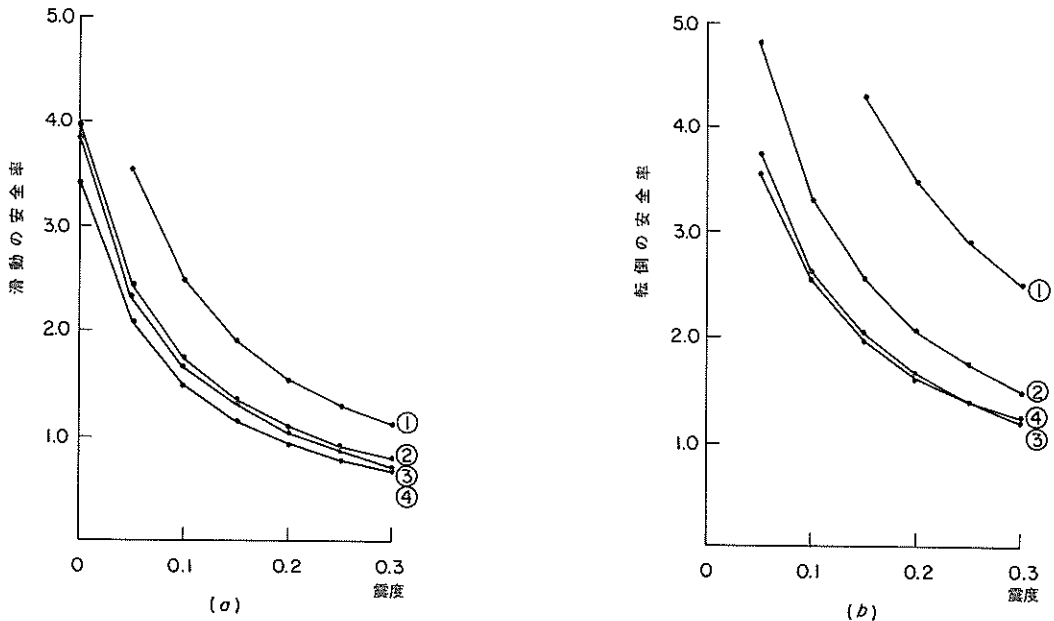


図-5.48 金華山港1号物揚場(-2.0m)

に示す。最下段のブロックの背後に基礎地盤がせり出し  
ているため、土圧の計算上の処置を前述5・5(1)と同

様に行っている。滑动限界震度は0.165, 転倒限界震度  
は0.16, 端し圧限界震度は0.13であった。





### 5.6 松島港 松島突堤物揚場 (-1.5m)

標準断面図を図-5.51に示す。本施設は幅が6.0m、延長が29.0mの物揚場で、全延長のうち、先端部の約10mが突堤型式となっている。構造は突堤部分では両側で異なり、片側はコンクリートブロック式で、もう一方はL型ブロック式となっている。L型ブロックの諸元が不明であるため、ここではコンクリートブロック式の部分について検討した。コンクリートブロックは岩盤上に薄い厚さの捨石を施工し、その上に設置されている。

被災はL型ブロック式の部分に発生しており、上部工

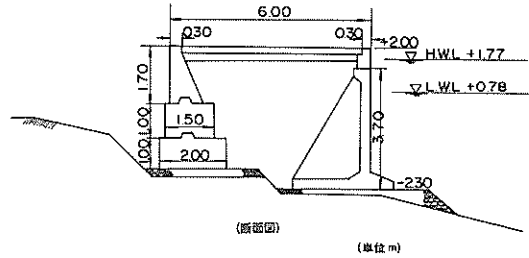


図-5.51 松島港松島突堤物揚場標準断面図

表-5.27 安定計算の計算条件及び計算結果〔松島突堤物揚場〕

堤体天端 (m)	堤体掘付高 (m)	捨石厚 (m)	捨石勾配	摩擦係数		裏込め				捨石内部 摩擦角(度)	地盤内部 摩擦角(度)	水位		その他
				ブロック間	最下段 ブロック下面	内部摩擦角 (度)	空中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )	水中単位体積 重量(tf/m <sup>3</sup> )	堤外水位 (m)			堤内水位 (m)		
+2.0	-1.7	0.2	—	0.5	0.6	40°	1.8	1.0	—	—	+0.9	+0.9		

fig. 5.51			k=0.00	k=0.05	k=0.10	k=0.15	k=0.20	k=0.25	k=0.30
裏込め φ=40°	滑動 安全率	1 段目	3.50	2.28	1.66	1.30	1.05	0.90	0.77
		2 段目	2.93	1.87	1.37	1.07	0.87	0.72	0.61
		3 段目	4.67	2.51	1.70	1.28	1.02	0.83	0.71
	転倒 安全率	1 段目	7.57	3.49	2.51	1.97	1.63	1.38	1.19
		2 段目	4.88	2.93	2.10	1.64	1.35	1.14	1.00
		3 段目	4.32	2.59	1.85	1.44	1.18	1.01	0.88
端し圧	下端	P <sub>1</sub> =8.155 P <sub>2</sub> =2.155	P <sub>1</sub> =19.829 b'=1.95	P <sub>1</sub> =14.282 b'=1.476	P <sub>1</sub> =21.466 b'=0.996	P <sub>1</sub> =42.627 b'=0.51	P <sub>1</sub> =841.667 b'=0.026	—	—

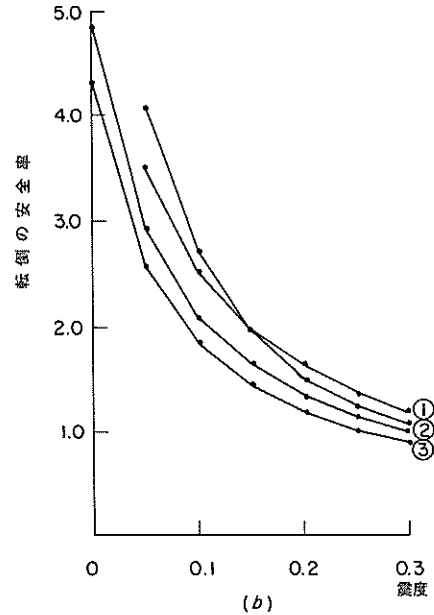
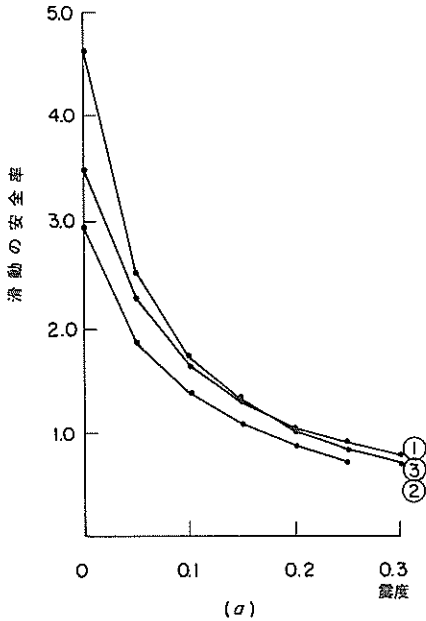


図-5.52 松島港松島突堤物揚場

とエプロンの間に5 cm程度の目地開きがみられ、エプロンが3～5 cm程度沈下した。コンクリートブロック式の部分は無被災であった。

安定計算の計算条件と計算結果を表-5.27, 図-5.52に示す。ただし、これらはコンクリートブロック式部分のものである。計算結果によると、滑動限界震度は0.20, 転倒限界震度は0.25, 端し圧限界震度は0.21程度となる。

松島港の最大加速度は、表-3.2に示すように基盤上で155 gal, 地表で277 galと推定されている。よって、松島港の施設に作用した震度は、基盤上で0.16, 地表で0.28であったと推定される。本施設は、岩盤上に直接壁体を設置した型式であるので、作用した震度は0.16程度であったと考えられる。

作用した震度と安定計算によって得られた限界震度とを比較すると、作用した震度はどの限界震度よりも小さい。これは本施設が無被災であったことと一致する。なお、本施設は突堤型式であるが無被災であった。

### 5.7 重力式岸壁のとりまとめと考察

以上の各施設に対する検討によって得られた限界震度をもとにして、滑動、転倒などの個々の現象に対して検討を行う。ここでは、従来行われてきた地震被災例の解析結果も併せて検討することとした。過去の解析結果は1961年日向灘沖地震以降の解析例であり、巻末の付録にとりまとめて掲げておく。

本節の検討で用いた推定最大加速度は、宮城県沖地震に関しては基盤のものとした。これは、今回対象とした施設については岩盤上に直接設置されたもの及び岩盤上の砂層の薄いものが多く、基盤加速度にはほぼ等しい加速度が作用したものが多くと考えられるためである。基盤との間に土層がある場合、加速度は一般に増幅されるが、基盤加速度によって解析しても設計法の評価は危険側とはならない。一方、宮城県沖地震以外の過去の解析結果に対する検討では、岩盤上の土層の厚いものが多いので地表での推定最大加速度を用いた。

宮城県沖地震による仙台市の陸上構造物の被害には方

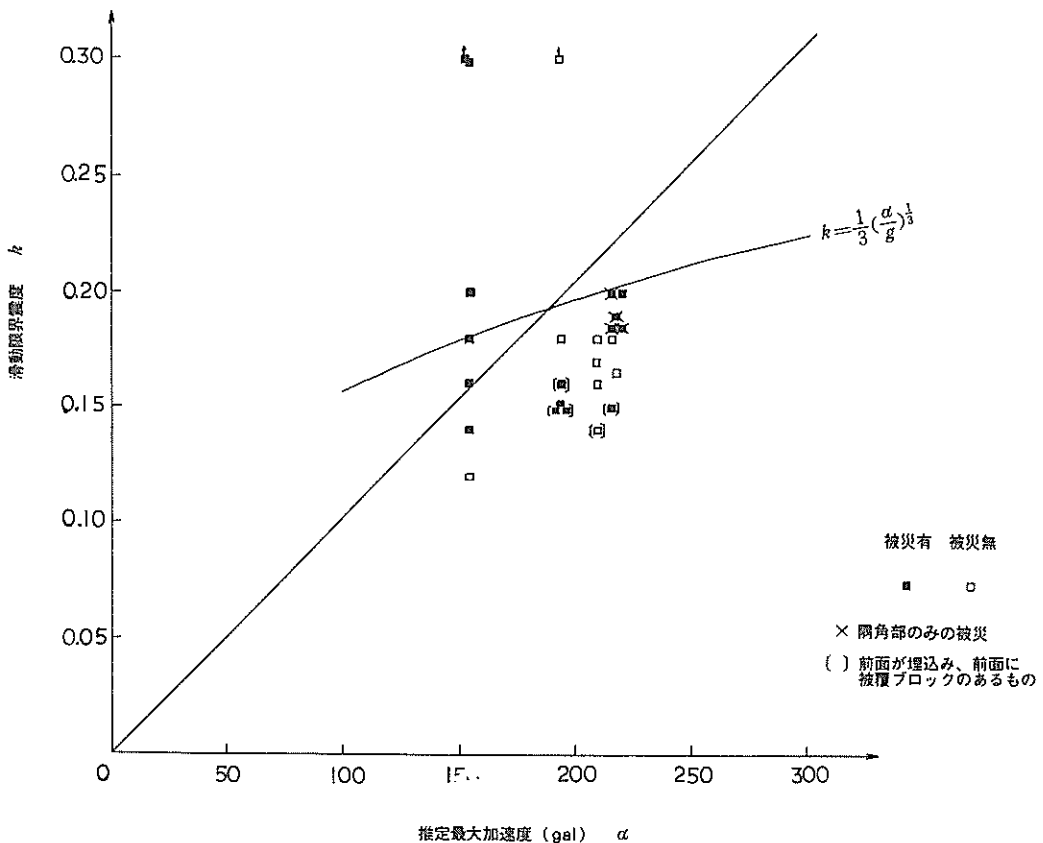


図-5.53 滑動限界震度と推定最大加速度(宮城県沖地震)

向性がみられたと報告されているが、港湾施設については、最大加速度の方向と被災度との関係がほとんどみられなかった。また、加速度の方向別の分布には顕著な方向性がみられなかったため、宮城県沖地震及び従来地震の被災例の解析のいずれについても方向性は無視することとした。

(1) 滑動

滑動限界震度と推定最大加速度の関係を、図-5.53及び図-5.54にとりまとめて示す。図-5.53は、宮城県沖地震による被災・無被災施設を、図-5.54は、過去の地震の被災・無被災施設を対象としている。

図中には、滑動限界震度と作用した震度（推定最大加速度/重力加速度）が等しくなる直線と、野田等による修正作用震度を示す曲線を入れてある。以下の検討で特に記述のない場合には作用震度とは最大加速度と重力加速度の比を言う。プロットした点が、これらの直線（あるいは曲線）より上にあれば、計算上は滑

動しないことを示す。宮城県沖地震については被災原因が特定できなかったため、図-5.53中に示す被災施設は必ずしも滑動による被災を受けたものであることを表してなく、他の原因による被災である可能性がある。一方、従来地震については、被災原因が分っているため図-5.54中の、被災・無被災の区別は、滑動による被災の有無を表している。そのため従来ものについては図中で無被災となっている施設であっても、他の原因で被災を受けている施設も数多く含まれている。以上のことは、今後、転倒、端し圧、偏心傾斜荷重及び直線すべりの項で、出てくる同様の図についてもあてはまる。

まず宮城県沖地震について検討する。図-5.53を見ると滑動限界震度を作用した震度が超えていても被災していない施設が多くある。また逆に、滑動限界震度が作用した震度より大きい場合においても被災している施設が数個ある。この原因は、既に述べたとおり、滑動以外の要因（例えば、端し圧不足、マウンドの直線すべり等）

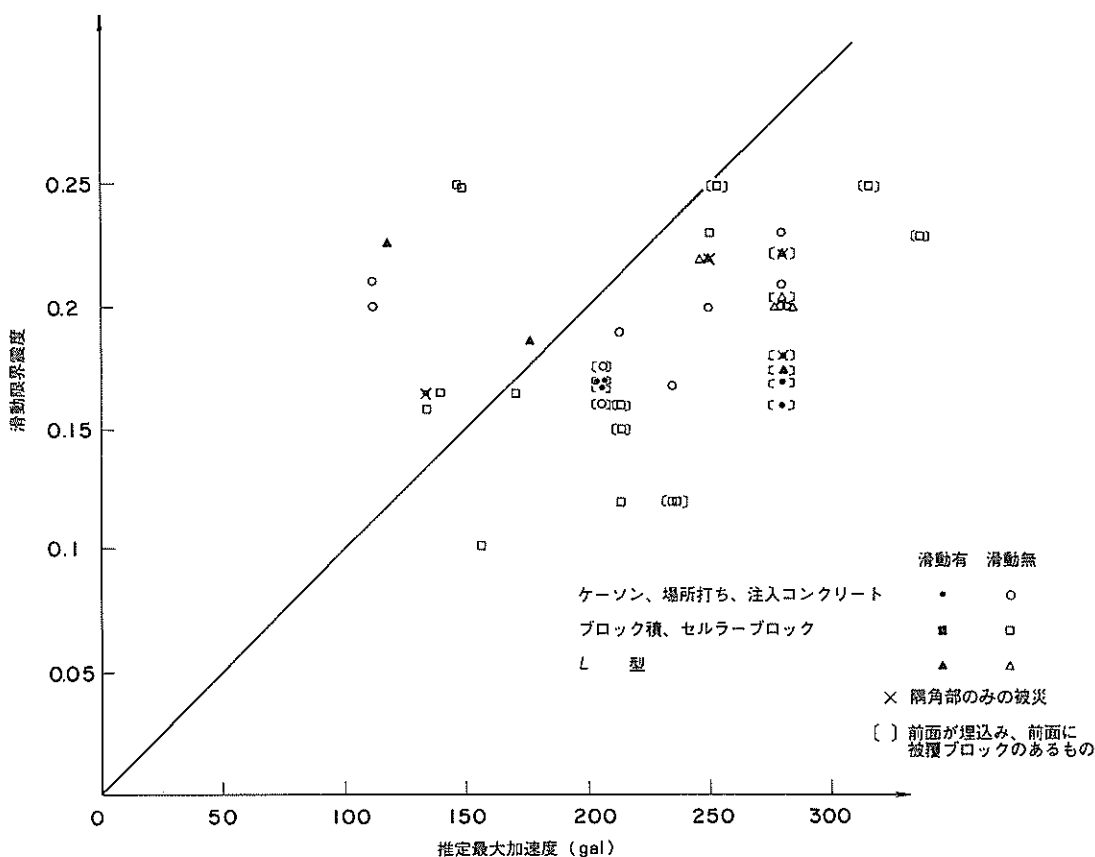


図-5.54 滑動限界震度と推定最大加速度（従来解析例より）

によるものと考えられる。また、被災施設のうち隅角部のみのもの（しかも作用震度が滑動限界震度以下である）が4例あり、従来から言われているとおり隅角部が比較的被災を受けやすい構造であることが、確認できる。

図-5.54 は上記と同様に過去の地震の被災・無被災施設について検討したものである。宮城県沖地震の場合と同様に滑動限界震度が作用した震度より小さくても、滑動を起していない施設が数多くある。逆に滑動限界震度のほうが大きい場合1~2例滑動を起しているものがある。これは、L型ブロック式係船岸と隅角部の被災であり現行設計法が危険側の値を示すと考えるより、むしろ被災した施設の構造特性等に原因を求めたほうが適切であろう。

以上のことから、重力式構造物の滑動については、安全率が1.0以下になっても（滑動限界震度を作用震度が超過しても）隅角部を除いて被災しない施設が多く、現行設計法は設計震度以下の震度ではほとんど滑動しないことを示しており安全側の設計となっている。また隅角

部を除いて推定加速度と構造物への作用震度の野田等の関係式は、滑動に対しては、現行設計法よりも妥当であろうと思われる。

(2) 転倒

図-5.55 に宮城県沖地震による各施設の転倒限界震度と推定最大加速度の関係を示す。転倒限界震度が、作用震度より小さい場合（安全率1.0以下の場合）においても転倒したものはなく、また無被災の施設も多くある。また、転倒限界震度が、作用震度より大きい場合でも被災施設が多く見られる。これは、転倒以外の原因（特に端し圧、基礎の支持力不足）による被災と考えられる。これらのことから、現行の転倒の安全率1.2は安全側の設計となっていると言える。

(3) 端し圧

図-5.56 に宮城県沖地震による各施設の、端し圧限界震度と推定最大加速度の関係を示す。端し圧限界震度が、作用震度より小さい場合においても無被災の施設が多くある。そのうち岩盤上に直接設置されているものが1例

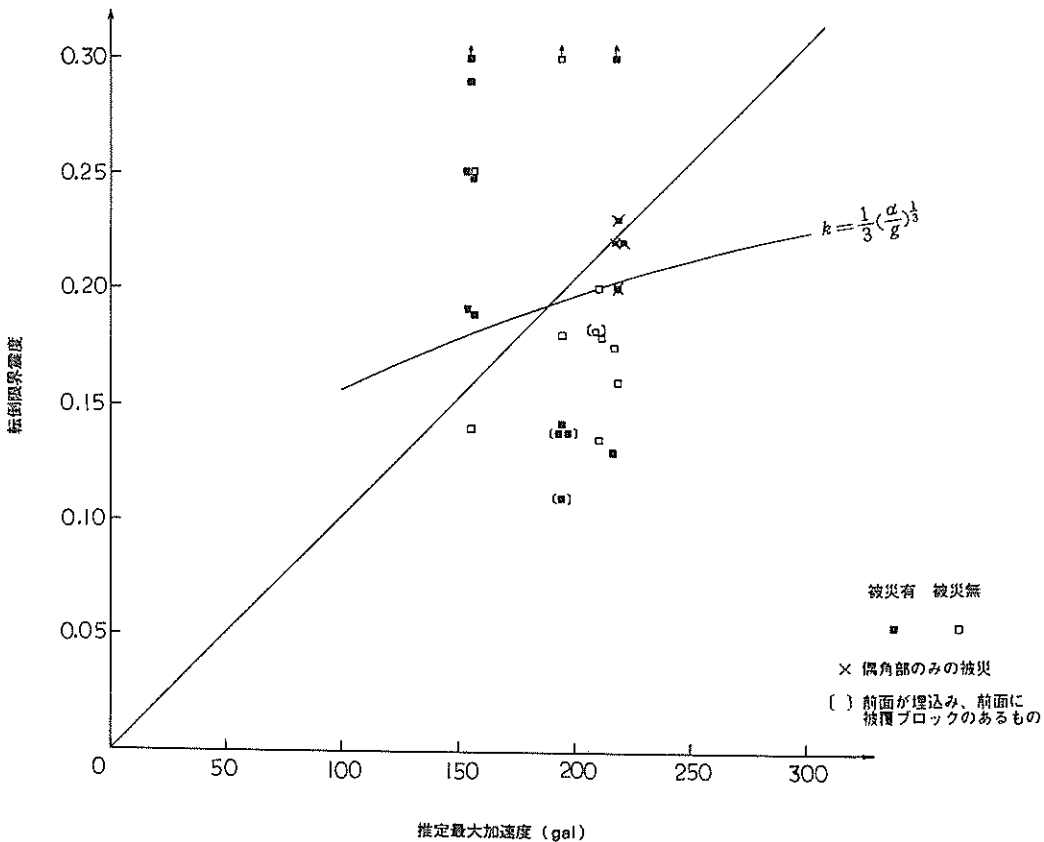


図-5.55 転倒限界震度と推定最大加速度(宮城県沖地震)

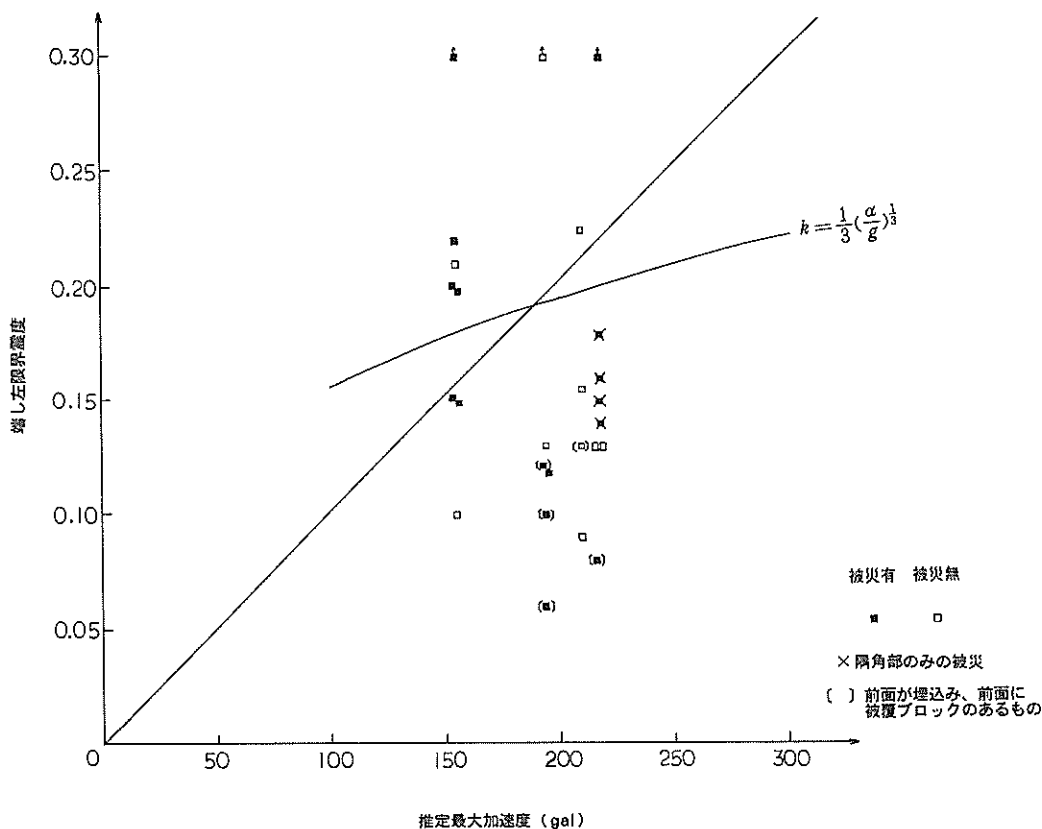


図-5.56 端趾圧限界震度と推定最大加速度(宮城県沖地震)

あるが、その他6施設はすべてマウンドを有している。現行設計では、一般に、経験値の40~60 tf/m<sup>2</sup>のマウンドの限界支持力が用いられているが、本解析によると端し圧が60 tf/m<sup>2</sup>以上でも被災しないものがあることからマウンドの端し圧に対する限界支持力は、マウンド形状、捨石の大きさ、次に示す基礎の支持力等の検討から定める必要がある。今後の研究が待たれる。

(4) 偏心傾斜荷重に対する基礎の支持力、直線すべり

図-5.57に宮城県沖地震による被災、無被災施設の偏心傾斜限界震度及び直線すべり限界震度と推定加速度との関係を示す。図中、直線で結んだデータは同一施設についてのデータであることを表す。基礎地盤が不明な施設については、岩盤及び砂のそれぞれの計算結果をプロットした。図における被災、無被災の区別は被災の原因に関係なく行っており、被災施設は必ずしも基礎の支持力不足によって被災したものではない。

基礎の支持力不足や直線すべりによる被災は、外見上は壁体の傾斜となって現れると思われるが、図中の限界震

度が0.20以上のものについては、被災後の観察で傾斜がみとめられていないため、支持力に対しては無被災施設としたほうが妥当であると考えられる。このことを考慮すれば、片山、内田の方法による偏心傾斜荷重に対する基礎の支持力の検討については、図中の斜線より下の部分にも無被災施設がみられるが、被災施設はほとんどこの領域にみられる。直線すべりについてはデータ数が少なく、被災の有無と限界震度及び推定加速度との関係も明瞭でない。

図-5.58は、従来の地震被災例の解析結果を用い、偏所傾斜限界震度と推定加速度の関係を、壁体の傾斜の有無の別に示したものである。図中、岩盤上の構造物については転倒限界震度を用いた。

図中の斜線より下の部分では壁体が傾斜した施設がほとんどであり、斜線より上の部分では傾斜がみられなかった施設が多く、この関係はかなり明瞭である。

片山、内田の方法による基礎の支持力については従来の検討からも十分実用に供せられると言われてきたが、

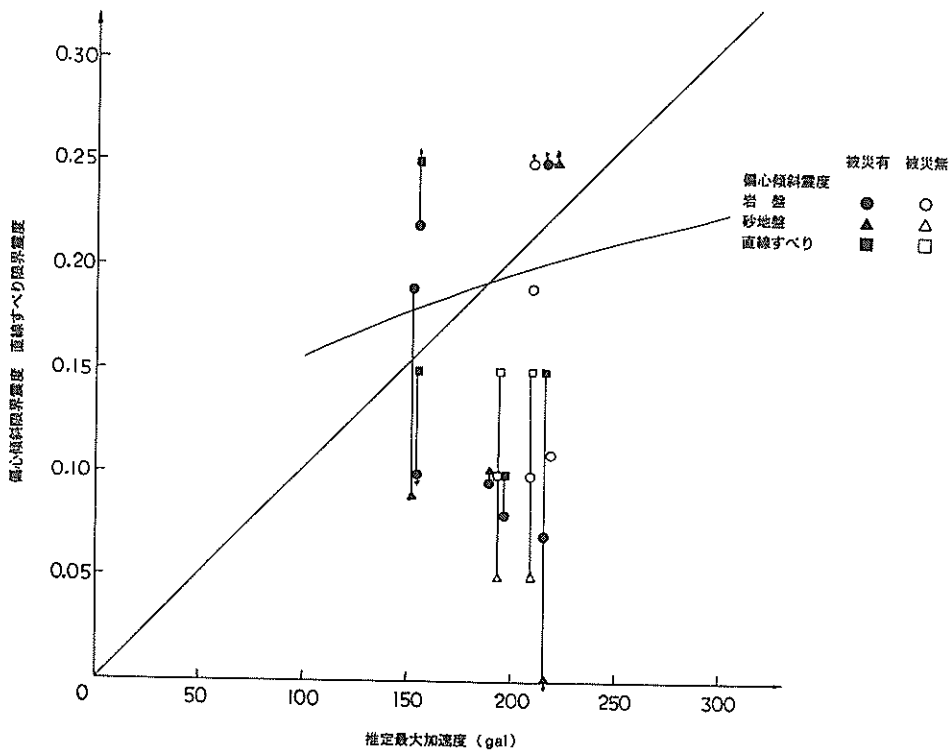


図-5.57 偏心傾斜限界震度、直線すべり限界震度と推定最大加速度（宮城県沖地震）

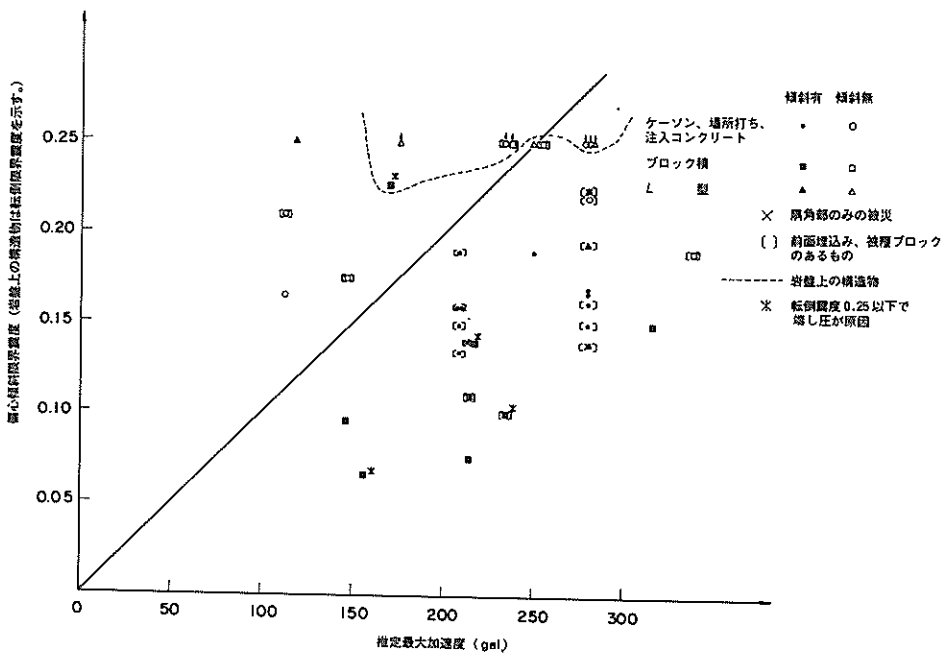


図-5.58 偏心傾斜限界震度と推定最大加速度（従来の解析例より）

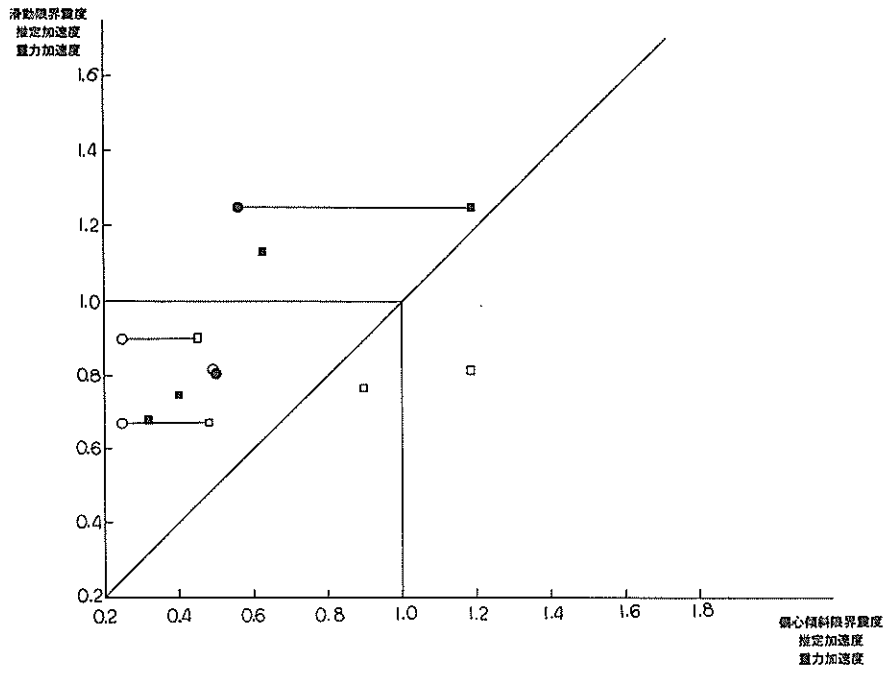


図-5.59 滑动・偏心傾斜限界震度の相互関係(宮城県沖地震)

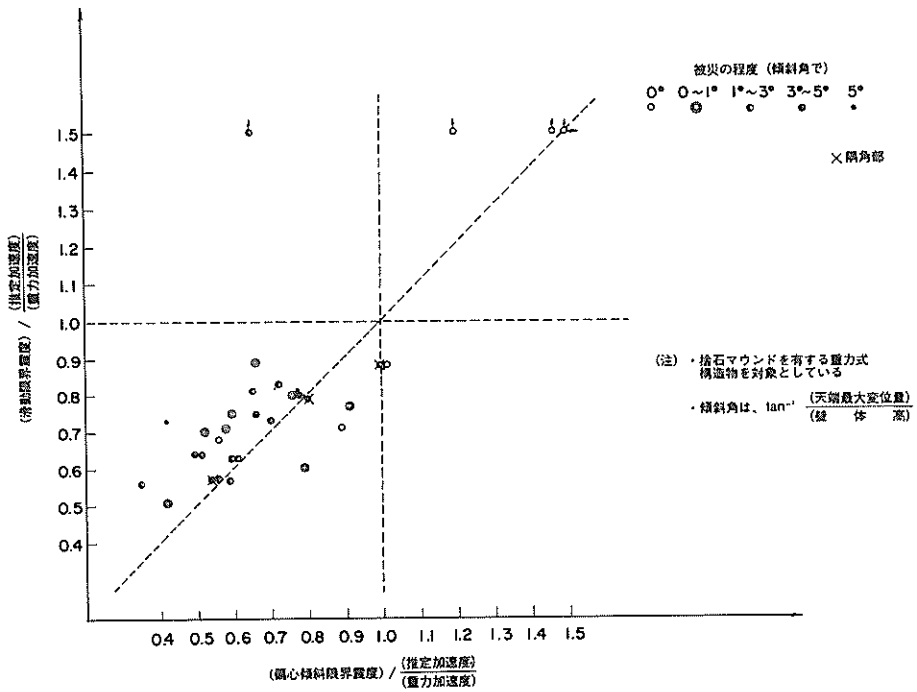


図-5.60 滑动・偏心傾斜限界震度の相互関係(従来解析例より)



ここでもこれをおる程度確認できた。また、直線すべりについてはデータ数も十分でなく、明瞭な傾向もみられなかった。

(5) 限界震度の相互関係

各安定項目ごとに、施設の限界震度と推定最大加速度の関係と、被災の有無との関連について検討してきた。宮城県沖地震については、検討項目の限界震度より作用震度のほうが小さい被災施設の被災原因を、他の検討項目に求めてきた。ところが、いずれの安定項目でも説明できない被災施設が2例（塩釜港石浜物揚場(B)、塩釜港石浜北防波堤）あった。この2つの施設の構造様式は突堤式物揚場と防波堤である。これらの施設については、その構造特性に被災の原因があると考えられる。

また、限界震度より作用震度のほうが大きい無被災施設が8施設あった。そのうち4施設は女川港に集中し、他は、各港に1施設づつ散らばっていた。女川港では、調査対象4施設すべてが、これに該当しており、特異な結果となっている。

最後に安定項目のうち最も個々の施設の被災の原因である可能性の多い滑動と偏心傾斜を代表とし取り上げ、

限界震度相互の関係を検討した。図-5.59に宮城県沖地震の解析対象施設の、滑動限界震度と偏心傾斜限界震度を、作用震度で割り、無次元化したものを示している。限界震度は、現行設計法により判定された構造物の強度（あるいは安定度）を示すと考えられる。図-5.59から宮城県沖地震で対象とした施設には、設計計算上、滑動に対する安定度より偏心傾斜の支持力強度の小さい構造物が多かったことが判る。図-5.60に、過去の地震の対象施設について、同様の整理を行ったものを示す。過去の地震の対象施設も、現行設計法による判定によれば、滑動に対する安定度より偏心傾斜の支持強度の小さい構造物が多かったことが判る。

6. 矢板式構造物の解析

6.1 控え版式矢板構造物

6.1.1 石巻港 中島ふ頭 (-5.5 m)

標準断面図を図-6.1に示す。構造様式は矢板を控え工に用いた鋼管矢板式である。

石巻港は液状化のため全般に被災を受けているが、本施設は数少ない無被災施設である。

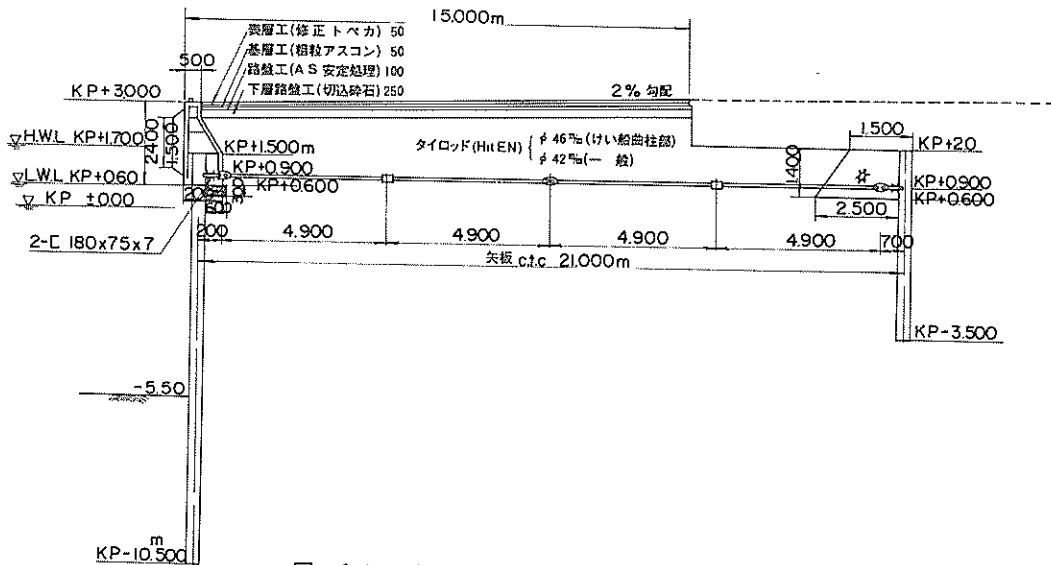


図-6.1 石巻港中島ふ頭 (-5.5 m) 標準断面図

表-6.1 安定計算の計算条件(石巻港中島ふ頭(-5.5m))

天端高 (m)	根入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角			水位		矢板仕様			タイロッド仕様		控え工仕様		
		+3.0 ~+0.9 (m)	+0.9 ~-2.0 (m)	-2.0 ~-12.0 (m)	前面水位 (m)	残留水位 (m)	形式	断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (cm <sup>4</sup> )	断面係数 (cm <sup>3</sup> )	形式	径(mm)	形式	根入れ 深さ (m)
+3.0	-10.5	φ 25° r=1.8 tf/m <sup>2</sup>	φ 25° r'=1.0 tf/m <sup>2</sup>	φ 30° r'=1.0 tf/m <sup>2</sup>	+0.9	+0.9	YSP U-23	235.5 /m	39,400 /m	2,250 /m	高張力鋼 (曲柱部)	φ46	控え版式	-3.5

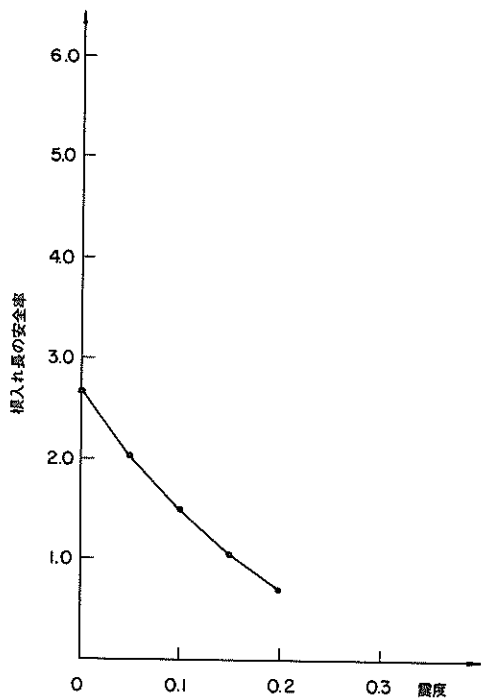


図-6.2 石巻港中島ふ頭(-5.5m) 埋入長さ安全率

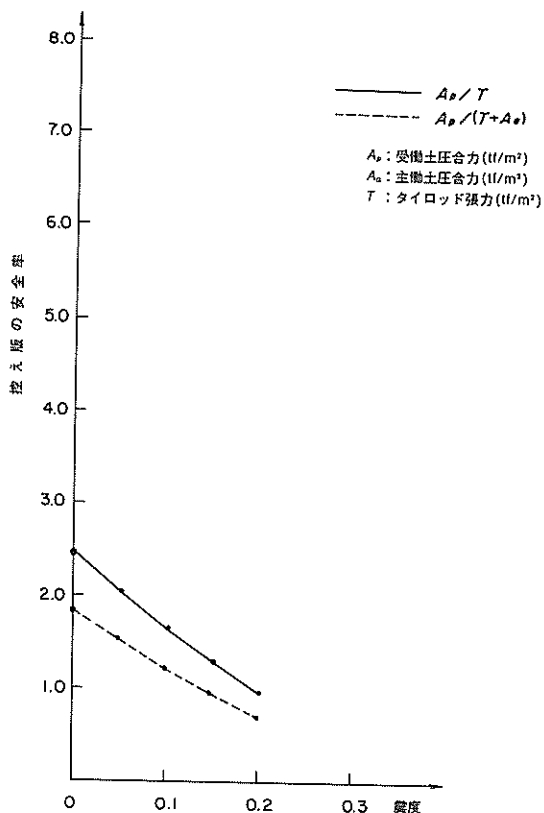


図-6.4 石巻港中島ふ頭(-5.5m) 控え版の安全率

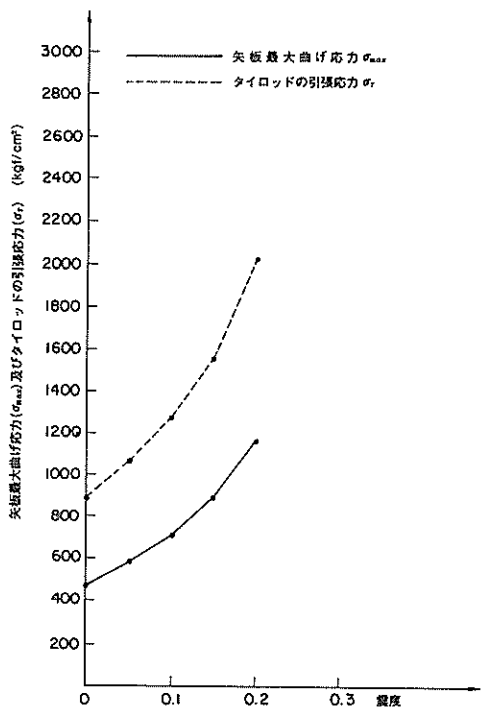


図-6.3 石巻港中島ふ頭(-5.5m) 矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力

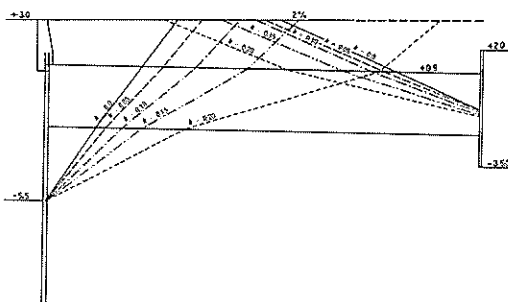


図-6.5 石巻港中島ふ頭(-5.5m) 控え工の設置位置

計算条件及び計算結果を表-6.1, 図-6.2~6.5に示す。本施設は控え矢板式であるが、長杭とみなせないで  $l_{m1}/2$  まで有効な控え版として計算している。ここに、 $l_{m1}$  はタイロッド取付点から杭の第1曲げモーメントゼロ点までの長さである。計算結果によると、埋入長の安全率が1.0になる震度(以下埋入限界震度と呼ぶ)は0.16, 矢板曲げ応力及びタイロッド引張応力は

震度 0.2 でそれぞれ  $2,020 \text{ kgf/cm}^2$  ,  $1,180 \text{ kgf/cm}^2$  と小さく、また、控え板の安全率 ( $E_p / (A_p + E a)$ ) が 1.0 になる震度 (以下、控え版限界震度と呼ぶ) は 0.14 程度である。

石巻港での最大加速度は、表-3.2 に示すように基盤上で 190 gal、地表で 313 gal と推定されている。よって石巻港に作用した震度は基盤で 0.19、地表で 0.32 程度であったと考えられる。ボーリング調査によれば、本施設付近では基盤の深さは不明であるが、基礎と地表との間にかかなりの厚さの土層があったものと考えられることから、本施設には、基盤での震度に比べかなり大きな 0.32 程度の震度が作用したものと考えられる。

本施設に作用した震度 (0.32) は、根入れ限界震度及び控え版限界震度 (0.14) のいずれよりも大きい、無被災であった。

### 6.1.2 荻浜港 小積物揚場 (-1.5 m)

標準断面図を図-6.6 に示す。この物揚場は延長 50m で昭和 51~52 年に施工されたもので、被災を受けた重力式 (50m) の東側に接続している。構造様式は、鋼矢板を控えとした鋼矢板式構造物である。ただし、控え矢板の根入れ長が短く長杭とみなしえないため、控え版としての計算を行うこととした。基礎地盤は  $N$  値が 5 程度の砂層が -7.0 m まで続き、それ以深は、 $N$  値 10 程度の砂層となっている。

本施設は無被災であった。

計算条件及び計算結果を表-6.2、図-6.7~6.10 に示す。計算結果によると、根入れの安全率は震度 0.25 以上においても 2.5 程度と大きく、根入れ限界震度は 0.25 以上となる。また、矢板の最大曲げ応力、タイロッド張力は震度が 0.25 であってもそれぞれ  $200 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $700 \text{ kgf/cm}^2$  程度と小さく、これらの応力度がそれぞれの許容応力度と等しくなる震度 (以下、許容応力限界震度と呼ぶ) は 0.25 以上となる。控え板の安全率は震度が 0.25 であっても 1.8 程度であり、控え版限界震度は 0.25 以上となる。

荻浜港に作用した震度は基盤上で 0.22 と推定されている。基盤と地表との間の土層を考慮すれば本施設に作用した震度は 0.22 以上であると推定される。

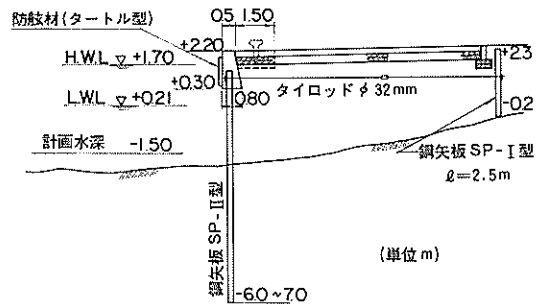


図-6.6 荻浜港小積物揚場 (-1.5 m) 標準断面図

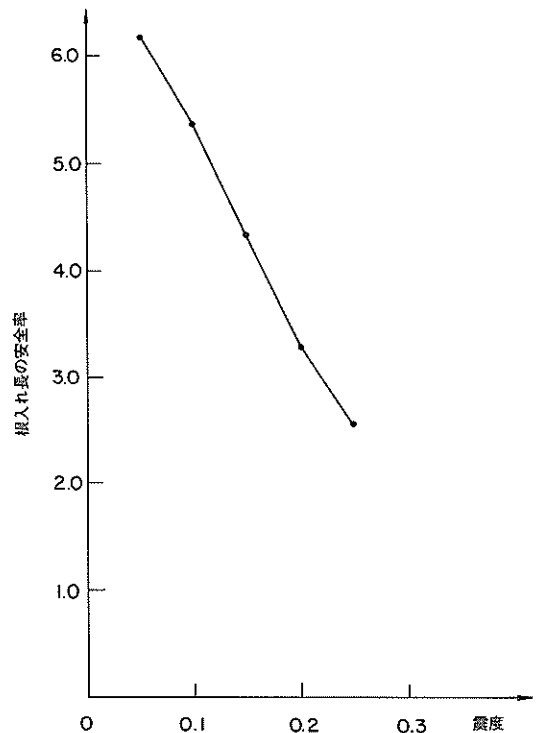


図-6.7 荻浜港小積物揚場 (-1.5 m) 根入れ長の安全率

本施設に作用した震度は 0.22 以上であり、各限界震度は 0.25 以上であったが、いずれも下限値しか与えられていないため、これらの比較はできない。したがって作用した震度が限界震度を上回ったかどうかは不明である。

表-6.2 安定計算の計算条件(荻浜港小積物揚場(-1.5m))

天端高 (m)	根入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角		水 位		矢 板 仕 様			タイロッド仕様		控 え 工 仕 様						
				前面水位 (m)	残留水位 (m)	形式	断面積 ( $\text{cm}^2$ )	断面2次 モーメント ( $\text{cm}^4$ )	断面係数 ( $\text{cm}^3$ )	形式	径 (mm)	形式	根入れ 深さ (m)	壁面 摩擦角	断面積 ( $\text{cm}^2$ )	断面2次 モーメント ( $\text{cm}^4$ )	断面係数 ( $\text{cm}^3$ )
+2.2	-6.0~ -7.0	35°	—	+0.9	+0.9	SP-II	153.0 /m	8,690 /m	869 /m	—	32	短杭 (SP-D)	-0.2	$\delta_a=15^\circ$ $\delta_p=0^\circ$	113 /m	4,500 /m	529 /m

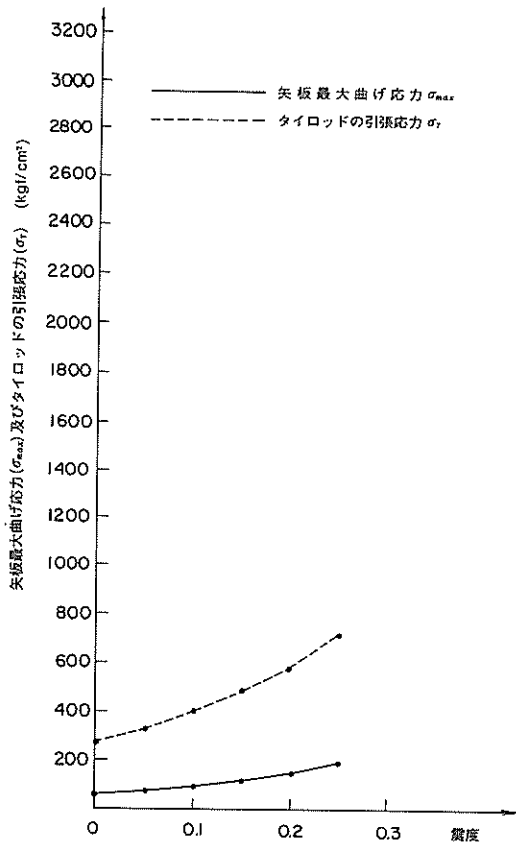


図-6.8 荻浜港小積物揚場 (-1.5 m) 矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張力

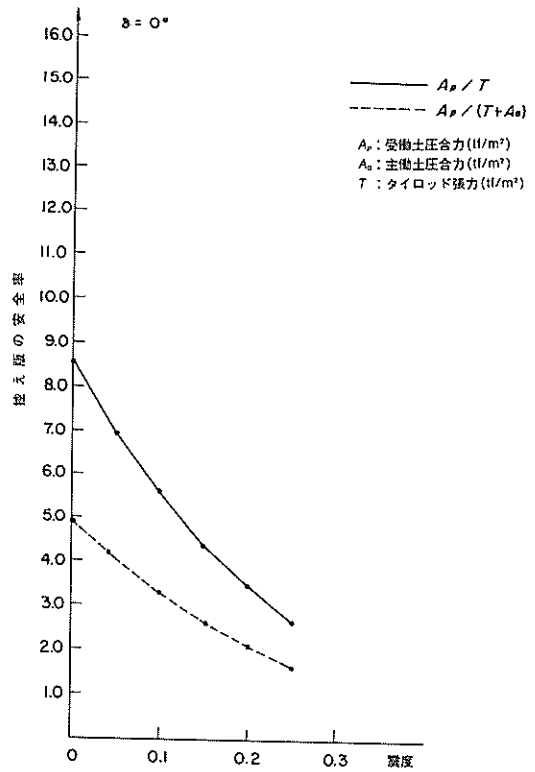


図-6.9 荻浜港小積物揚場 (-1.5 m) 控え版の安全率

### 6.1.3 相馬港

#### (1) -5.5 m 岸壁 (D断面)

標準断面図を図-6.11 に示す。この岸壁は延長 105.5 m で昭和44年度に施工されている。構造は控えに逆T型コンクリート版を用いた控え版式矢板構造である。

被災は控え工上に沿って走ったコンクリート舗装の盛り上り、き裂、及び矢板上部工とエプロンの目地開きで、

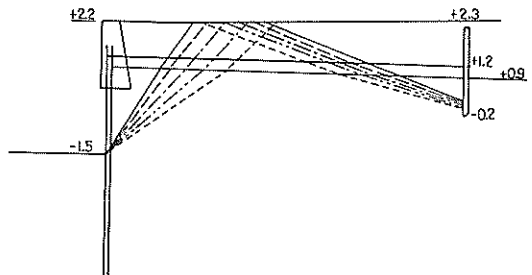


図-6.10 荻浜港小積物揚場 (-1.5 m) 控え工の設置位置

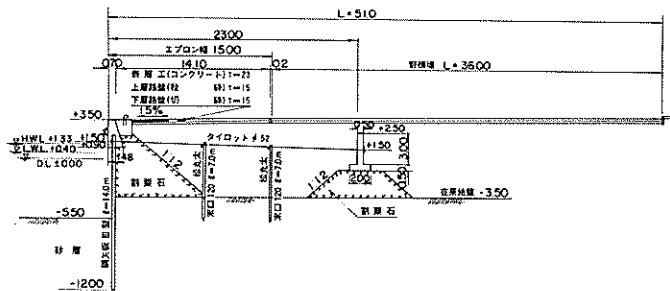


図-6.11 相馬港 -5.5 m 岸壁 (D断面) 標準断面図

表-6.3 安定計算の計算条件〔相馬港-5.5m岩壁(D断面)〕

天端高 (m)	根入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角		水位		矢板仕様			タイロッド仕様		控え工仕様		
		+3.5 ~-3.8 (m)	-3.8~ (m)	前面水位 (m)	残留水位 (m)	形式	断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (cm <sup>4</sup> )	断面係数 (cm <sup>3</sup> )	形式	径 (mm)	形式	根入れ 深さ (m)
+3.50	6.5	40°	35°	+0.7	+0.7	鋼矢板 II型	191.0 /m	22,800 /m	1,520 /m	不明	52	T型版	-1.0

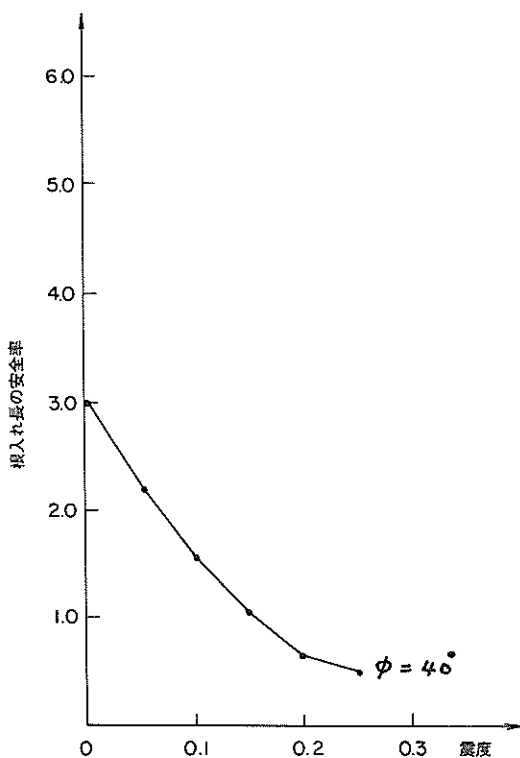


図-6.12 相馬港-5.5m岸壁(D断面)根入れ長の安全率

その間隔は1~2cm程度であった。また、背後の野積場には、やや沈下がみられている。

計算条件及び計算結果を表-6.3, 図-6.12~6.15に示す。計算結果によると、根入れ限界震度は0.15となり矢板の最大曲げ応力が地震時の許容応力2700 kgf/cm<sup>2</sup>となる許容応力限界震度は0.23程度となる。タイロッド応力は震度が0.25であっても1700 kgf/cm<sup>2</sup>程度で、タイロッドの許容応力限界震度は0.25以上となる。また、控え版限界安全率は0.24程度となる。

相馬港の最大加速度は表-3.2に示すように基盤で、135 gal, 地表で214 galと推定されている。よって、相馬港の施設に作用した震度は、基盤上で0.14, 地表で0.22程度であったと推定される。本施設付近の基盤と地表との間の土層については明らかでないが、土層があったと

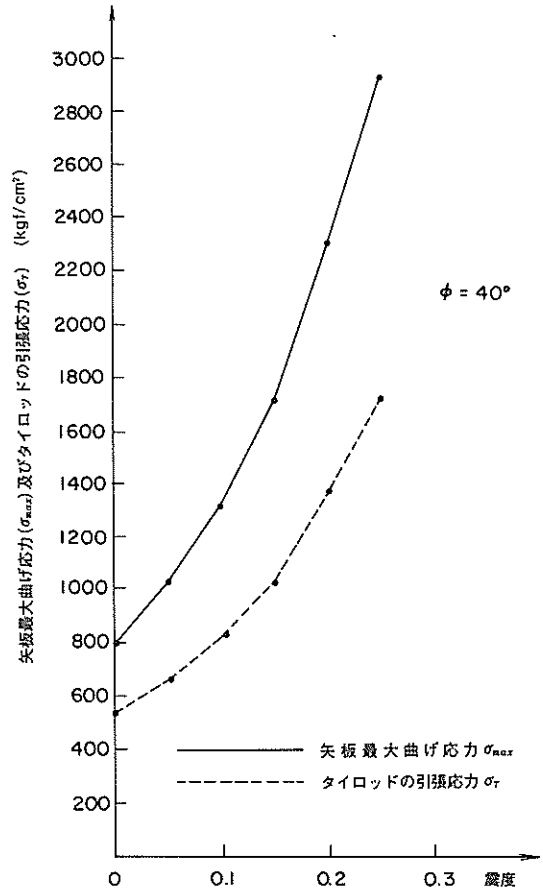


図-6.13 相馬港-5.5m岸壁(D断面)矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力

とは明らかであるため本施設に作用した震度は0.22程度であったと推定する。

安定計算によって得られた根入れ限界震度(0.15)に比べると作用した震度(0.22)のほうが大きい。しかし根入れ不足による矢板のはね出しは生じなかった。一方控え版限界震度(0.24)は作用した震度(0.22)より若干大きかったが、ほぼ同程度であったと考えられ、被災が控え工の変位によるものであったこととはほぼ一致する。矢板、タイロッドの応力度については、作用した震度(0.22)

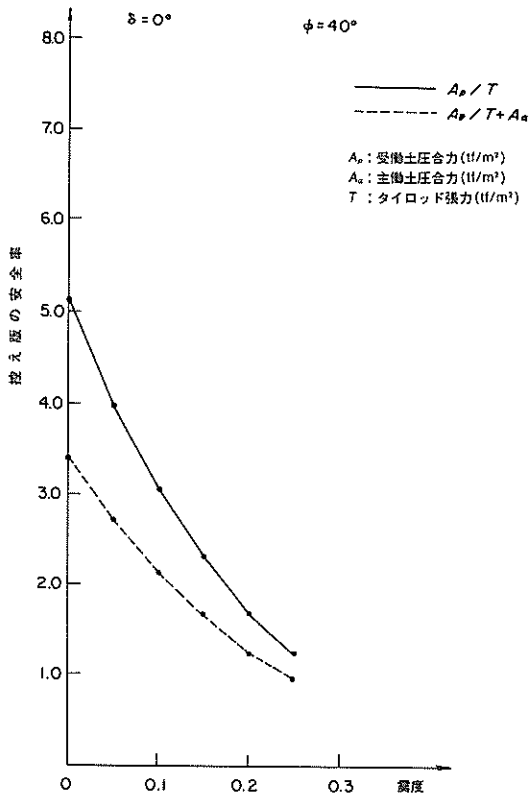


図-6.14 相馬港-5.5m岸壁(D断面)控え版の安全率

において、許容応力程度以下であったと考えられ、これらの被災がなかったことと一致する。

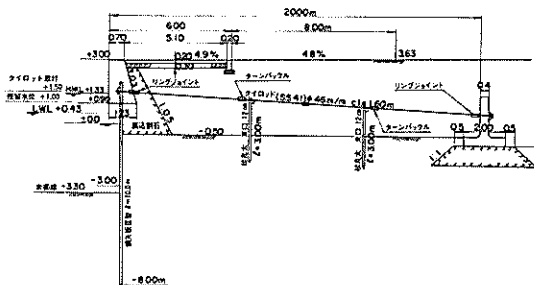


図-6.16 相馬港-3.0m岸壁標準断面図

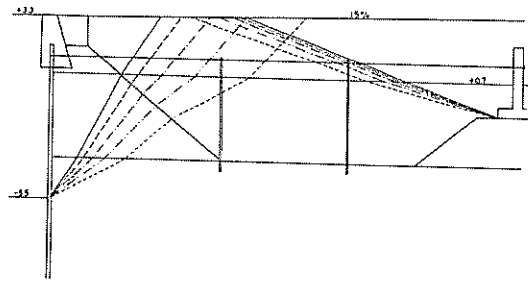


図-6.15 相馬港-5.5m岸壁(D断面)控え工の設置距離

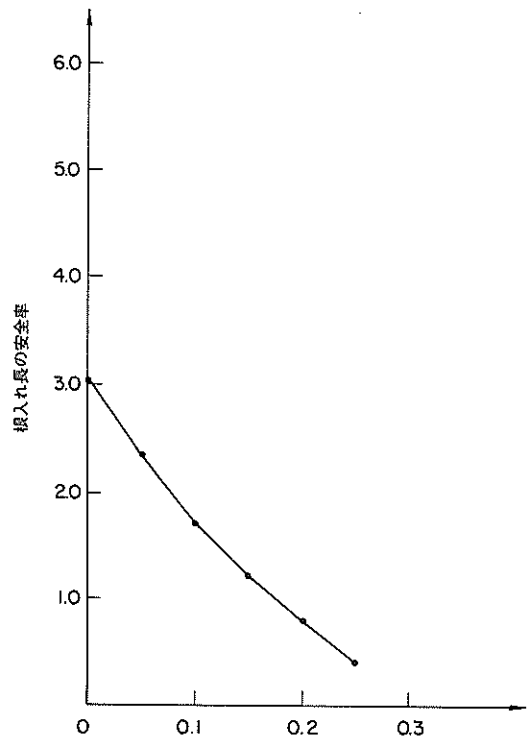


図-6.17 相馬港-3.0m岸壁根入長の安全率

(2) - 3.0m岸壁

標準断面図を図-6.16に示す。構造は-5.5m岸壁と同様に逆T型コンクリート版を控え工とした控え版式矢板構造である。

表-6.4 安定計算の計算条件〔相馬港-3.0m岸壁〕

天端高 (m)	根入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角		水位		矢板仕様			タイロッド仕様		控え工仕様		
		+0.3 ~-0.5 (m)	-0.5 ~-8.0 (m)	前面水位 (m)	残留水位 (m)	形式	断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (cm <sup>4</sup> )	断面係数 (cm <sup>3</sup> )	形式	径 (mm)	形式	根入れ 深さ (m)
+3.0	-8.0	φ40°	35°	+0.7	+0.7	鋼矢板 Ⅲ型	191.0 /m	22,800 /m	1,520 /m	SS41	46	控え版	-1.0

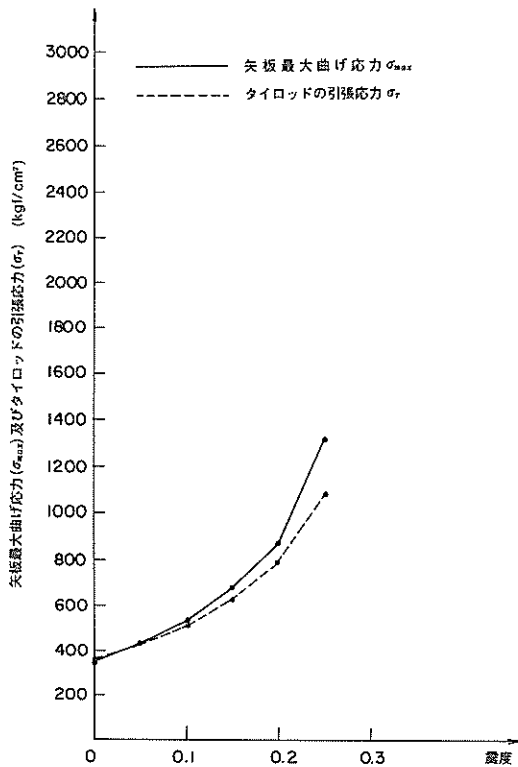


図-6.18 相馬港-3.0m岸壁矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張力

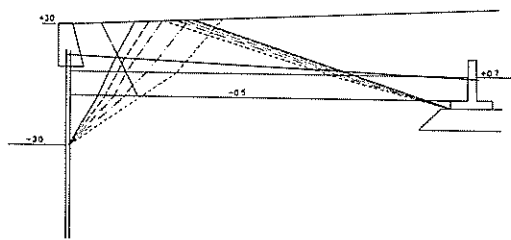


図-6.20 相馬港-3.0m岸壁控え工設置位置

本施設は無被災であった。

計算条件及び計算結果を表-6.4, 図-6.17~6.20に示す。計算結果によれば, 根入れ限界震度は0.18で, 矢板及びタイロッドの応力度は震度0.25であってもそれぞれ1300 kgf/cm<sup>2</sup>, 1100 kgf/cm<sup>2</sup>程度となり, 許容応力限界震度はいずれも0.25以上となる。また, 控え版の安全率は震度が0.25であっても1.7程度あり, 控え版限界震度も0.25以上となる。

本施設に作用した震度は-5.5m岸壁と同様に0.22程度であったと考える。

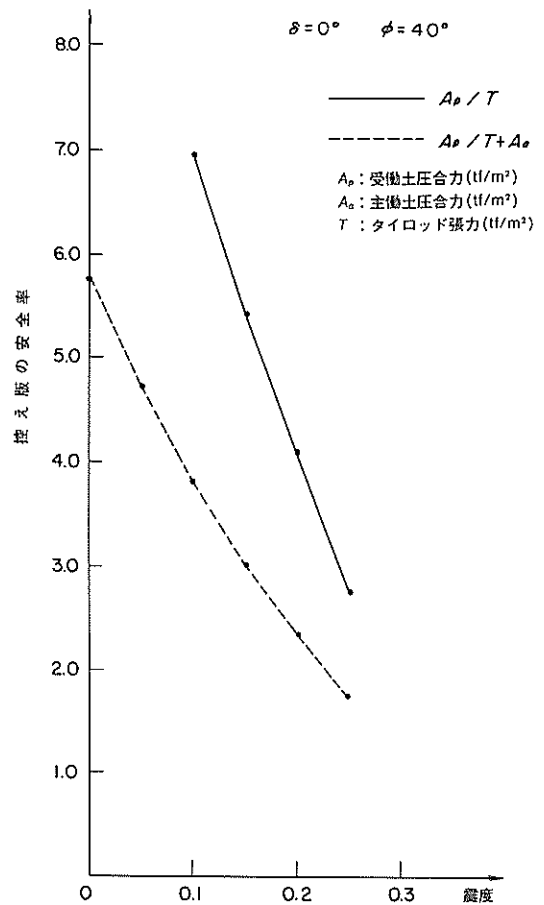


図-6.19 相馬港-3.0m岸壁控え版の安全率

根入れ限界震度は0.19で, 施設に作用した震度(0.22)のほうが大きい。このことは無被災であったことと一致しないが, 控え版限界震度, 矢板及びタイロッドの許容応力限界震度はいずれも作用した震度より大きく, 本施設が無被災であったことと一致する。

## 6.2 控え組杭式矢板構造物

### 6.2.1 仙台港

#### (1) 雷神ふ頭1号(-7.5m岸壁)

標準断面図を図-6.21に示す。本施設はフェリーふ頭に隣接し, 昭和51年度に施工されたもので全長126mある。構造様式は, H型杭を組み合わせた控え工を有する鋼矢板式構造物である。土質は-13.5mまで砂層, そして4m程度のシルト層が続き, それ以深はふたたび砂層となっている。

本施設は無被災であった。

ここで, 仙台港の控え組杭式知板施設の安定計算に用

いた土質条件の設定の考え方をまとめて述べておく。土圧計算に用いた土の内部摩擦角，粘着力，単位体積重量は，設計計算時に使用された値を用いることとした。杭

の支持力を算定する際に必要となるパラメーターの，杭先端の $N$ 値，杭長あたりの平均 $N$ 値はボーリングデータを参考にして決めた。

雷神ふ頭での計算条件及び計算結果を表-6.5，図-6.22～6.24に示す。根入長限界震度は，0.17である。前面矢板最大曲げ応力は，震度0.25においても1900 kgf/cm<sup>2</sup>であり許容曲げ応力度の2700 kgf/cm<sup>2</sup>には達

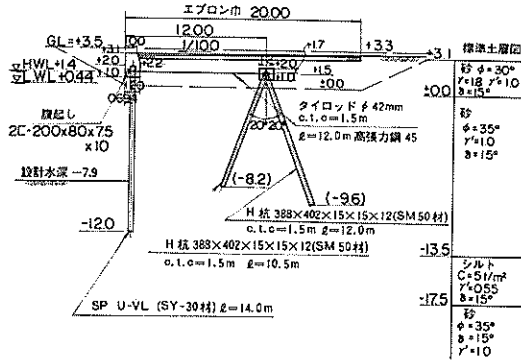


図-6.21 仙台港雷神ふ頭1号(-7.5m岸壁)標準断面図

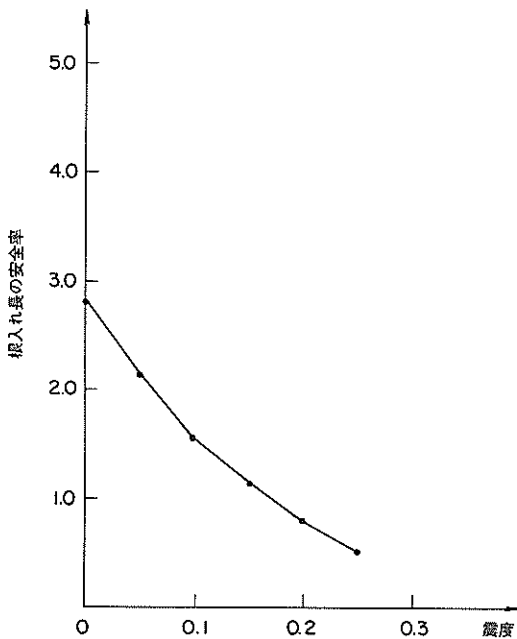


図-6.22 仙台港雷神ふ頭1号(-7.5m岸壁)根入れ長の安全率

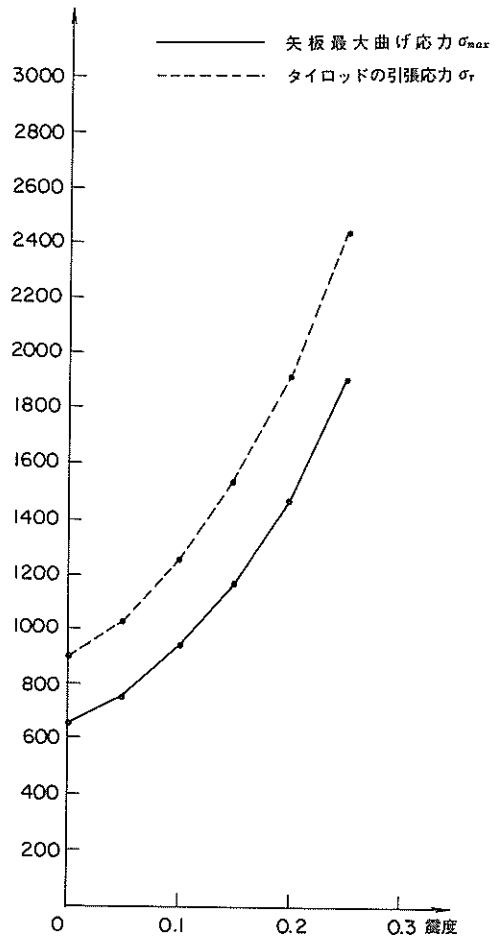


図-6.23 仙台港雷神ふ頭1号(-7.5m岸壁)矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力

表-6.5 安定計算の計算条件〔(仙台港雷神ふ頭1号(-7.5m岸壁))〕

天端高 (m)	根入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角			水 位		矢 板 仕 様			タイロッド仕様		構 え 工 仕 様			土質条件				
		+3.1m ~0.0m	0.0m ~13.5m	-13.5m ~17.5m	前面水位 (m)	残留水位 (m)	形式	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (m <sup>4</sup> )	断面係数 (m)	形 式	径 (mm)	形式	根入れ深さ (m)	設置間隔 (m)	傾斜角 (m)	H型杭 の諸元 (mm)	杭先端 平均 N 値	平均 N 値
+3.1	-12.0	30°	35°	C=5tf/m <sup>2</sup>	+0.9	-10.9	SP-UV <sub>L</sub>	267.6 /m	63,000 /m	3,150 /m	高張力鋼 45	42	組杭 (アウター)	-8.2m (インター) -9.6m (アウター)	1.5	20° (イン, アウト)	388×402 ×15×15	25	30



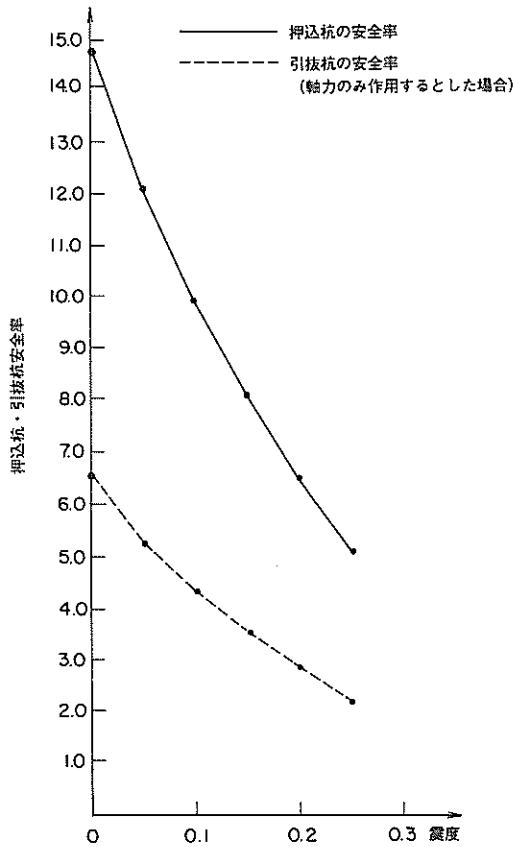


図-6.24 仙台港雷神ふ頭1号 (-7.5m岸壁) 押込杭・引抜杭安全率

しない。タイロッドの引張応力については、震度0.25において2500 kgf/cm<sup>2</sup>であり、許容応力度の2700 kgf/m<sup>2</sup>には達しない。

控え杭の安全率は、震度0.25で、押込杭5.0、引抜杭2.0となっている。

仙台港での最大加速度は基盤上で153 gal、地盤上で209 galと推定されている。よって仙台港の施設に作用した震度は0.16～0.21程度と考えられる。本施設は、基盤との間に砂層を介しているので作用した震度は、0.21

程度であると推定される。

安定計算結果と、本施設へ作用したと推定される震度を、比べるとすべて安全であることになる。これは本施設が無被災であったことと一致する。

(2) 仙台港フェリーふ頭、第1バース(-8.50 m)、第2バース(-7.50 m)

標準断面図を図-6.25、図-6.29に示す。フェリーふ頭は、第1バース205 m、第2バース165 mの延長で昭和50年に施行された。構造様式はどちらもH型杭を用いた杭え組杭式の鋼矢板式構造物であり、第1バースほうがやや水深が大きい。土質条件は、2～3 mのシルト層をはさんだ砂質であり、-30 m以浅には、基盤はみられない。

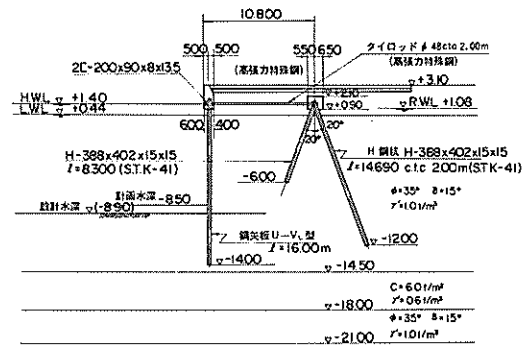


図-6.25 仙台港フェリーふ頭第1バース (-8.5 m) 標準断面図

本施設は無被災であった。

安定計算の条件及び結果を表-6.6～6.7、図-7.26～7.28、図-6.30～6.32に示す。水深は、設計水深ではなくて計算水深を用いている。まず、第1バースの結果について述べる。矢板根入限界震度は、0.20であり前面矢板の曲げ応力は、震度0.25でも2500 kgf/cm<sup>2</sup>程度であり、地震時許容応力度(SY-30で2700 kgf/cm<sup>2</sup>)以下である。

タイロッドの許容応力限界震度は、高張力鋼45とした場合0.24、同40とした場合0.21である。控え杭の安全率は震度0.25で引抜杭が1.8、押込杭が3.1となっている。

表-6.6 安定計算の計算条件〔仙台港フェリーふ頭第1バース(-8.5 m)〕

天端高 (m)	根入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角		水 位		矢 板 仕 様			タイロッド仕様		控 え 工 仕 様			土質条件				
		+3.1 m ～0.0 m	0.0 m ～-14.5 m	前面水位 (m)	残留水位 (m)	形式	断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (cm <sup>4</sup> )	断面係数 (cm <sup>3</sup> )	形 式	径 (mm)	形式	根入れ深さ (m)	設置間隔 (m)	傾斜角 (度)	H型杭の 杭先端 部 (mm)	杭先端 N値	平均 N値
+3.10	-14.0	30°	35°	+0.9	+0.9	鋼矢板 U-VL	267.6 /m	63,000 /m	3,150 /m	高張力 特殊鋼	48	組杭	-6.0 m (インバナー) -12.0 m (アウトバナー)	2.0	20 (イン アウト)	388×402 ×15×15	25	30

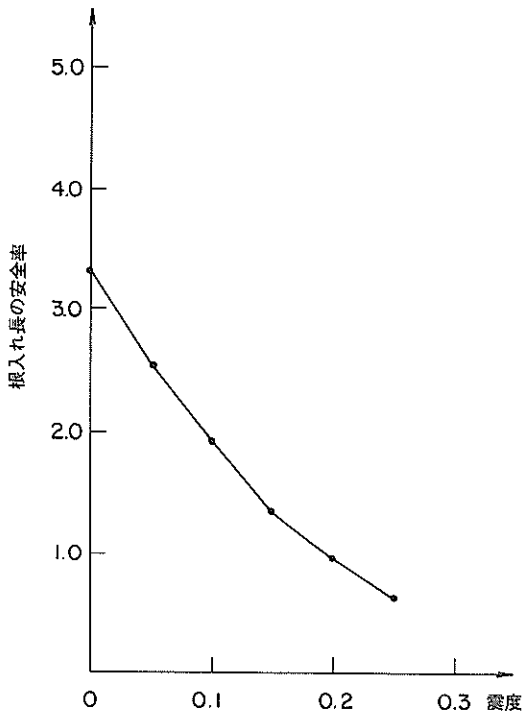


図-6.26 仙台港フェリーふ頭第1バース (-8.5 m) 根入れ長の安全率

第2バースについては、矢板根入限界震度は0.21であった。また、矢板曲げ応力度は、震度0.25で1900 kgf/m<sup>2</sup>であり、許容応力度以下であった。タイロッドについては、震度0.25で2700 kgf/m<sup>2</sup>であり、高張力鋼45の許容応力度と等しくなる。高張力鋼40であるとするとき限界震度は0.23となる。控え組杭の安全率は、震度0.25のとき引抜杭で1.9、押込杭3.4であった。

本施設は、基盤との間に砂層を介していることから、作用した震度は0.21程度と推定される。

安定計算結果と作用したと考えられる震度を比較すると第1バースについては、矢板根入長を除いてすべて安全となる。本施設は、前面矢板も含め無被災であったことから、矢板根入長については無被災であったことと一致しないが、他の項目はすべて無被災であったことと一致する。第2バースについても第1バースと同様である。

(3) 仙台中野ふ頭5号 (-10 m)、6号 (-10 m) 標準断面図を図-6.33、図-6.37に示す。5号は延長185 m、6号は延長185 mで昭和52年度に施工されており、中野ふ頭2号とフェリーふ頭の間に位置する。構造様式は、どちらもH型杭を用いた控え組杭式の鋼管矢

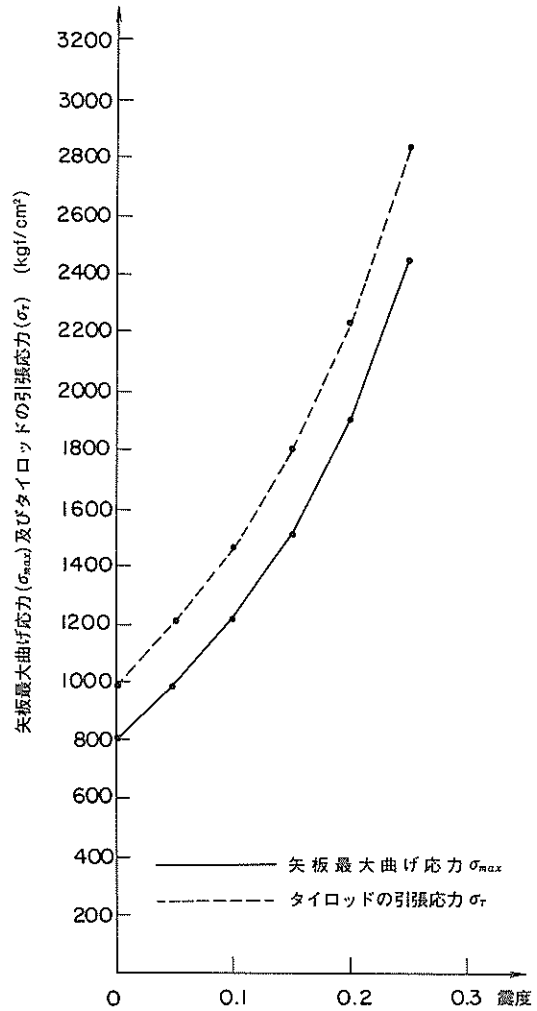


図-6.27 仙台港フェリーふ頭第1バース (-8.5 m) 矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力

板式構造物であり、矢板と控え杭の根入れ長を除いて同じ構造断面である。地盤は、シルト層を含む砂質土である。

本施設は、5号と4号の接続部エプロンに若干のクラックを生じた他は、5号、6号とも無被災である。隣接している中野ふ頭1号~4号までが、いずれもエプロン沈下、法線のはらみ出し等の被害を生じているのと同称的である。なお、中野ふ頭1号~4号までの構造様式は鋼矢板連続壁を控え工とした控え直杭式の鋼管矢板式構造物である。

計算条件と計算結果を表-6.8、表-6.9、図-6.34~6.36、図-6.38~6.40に示す。5号ふ頭については、

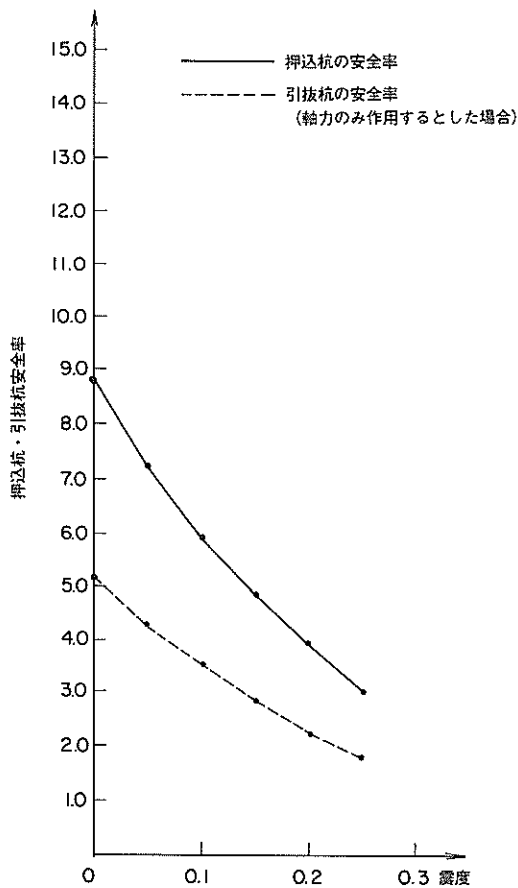


図-6.28 仙台港フェリーふ頭第1バース (-8.5 m) 押込杭・引抜杭安全率

矢板根入限界震度は0.18, 矢板の許容応力限界震度は, SY-30の2700 kgf/cm<sup>2</sup> に対し0.22, 降伏点応力限界震度は, 0.25であった。タイロッドの許容応力限界震度は, 高張力鋼45の2700 kgf/cm<sup>2</sup> に対し0.25程度であった。また, 控え組杭については, 震度0.25での安全率は, 引抜杭2.1押込杭3.8であった。6号ふ頭については, 矢板根入限界震度は0.18, 矢板の許容応力限界震度は, SY-30の2700 kgf/cm<sup>2</sup> に対し0.22, 降伏点応力

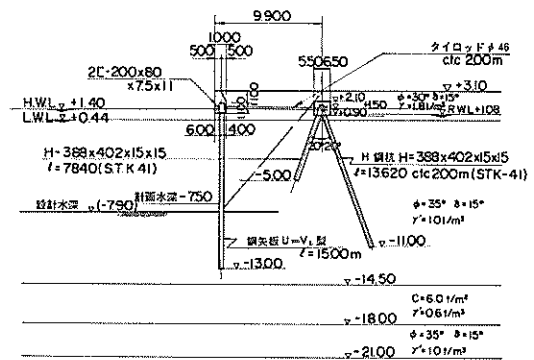


図-6.29 仙台港フェリーふ頭第2バース (-7.5 m) 標準断面図

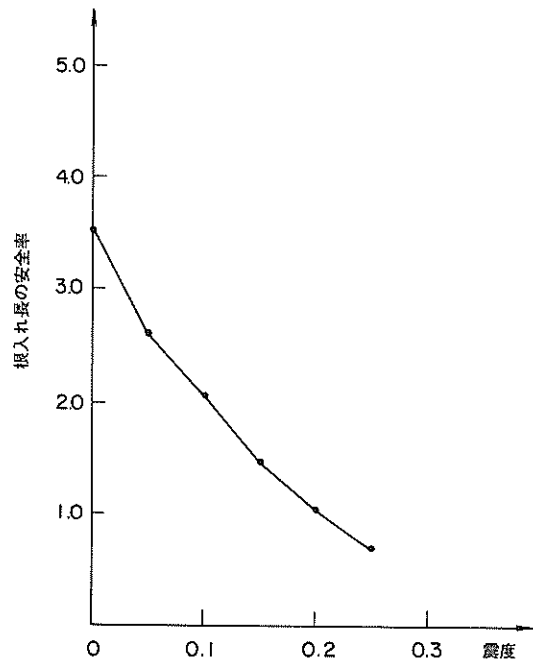


図-6.30 仙台港フェリーふ頭第2バース (-7.5 m) 根入長の安全率

限界震度は, 0.25であった。タイロッドの許容応力限界震度は, 高張力鋼45の2700 kgf/cm<sup>2</sup> に対し0.25程度であった。また, 控え組杭については, 震度0.25で, 安

表-6.7 安定計算の計算条件〔仙台港フェリーふ頭第2バース (-7.5 m)〕

天端高 (m)	根入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角		水位		矢板仕様			タイロッド仕様		控え工仕様			土質条件					
		+3.1 ~0.0 (m)	0.0 ~14.5 (m)	前面水位 (m)	残留水位 (m)	形式	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (m <sup>4</sup> )	断面係数 (m <sup>3</sup> )	形式	径 (mm)	形式	根入れ深さ (m)	設置間隔 (m)	傾斜角 (度)	H型杭の 元 N値 (mm)	杭先端 N値	平均 N値	
+3.1	-13.0	30°	35°	+0.9	+0.9	鋼矢板 U-VL	267.6 /m	63,000 /m	3,150 /m		46	組杭	-5.0 (インバー) -11.0 (アウトター)	2.0	20° (イン アウト)	388×402 ×15×15	25	30	

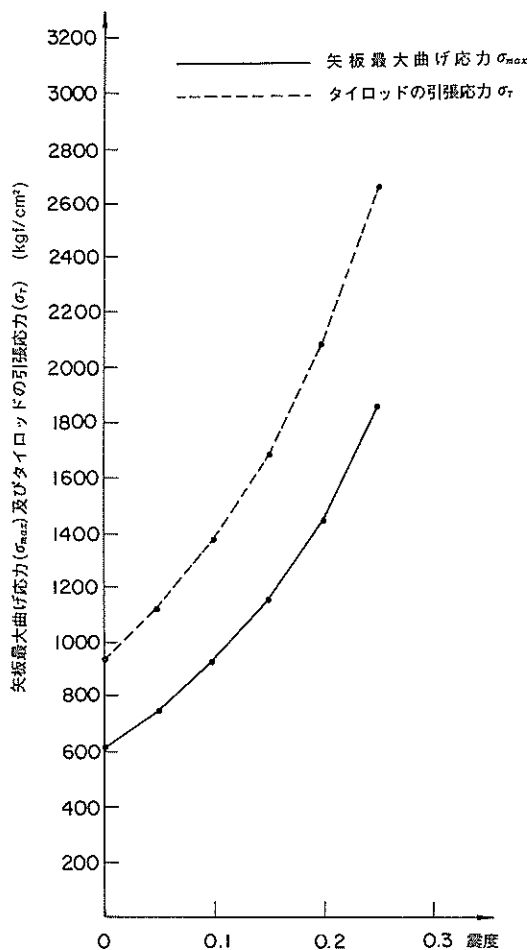


図-6.31 仙台港フェリーふ頭第2バース (-7.5m)  
矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力

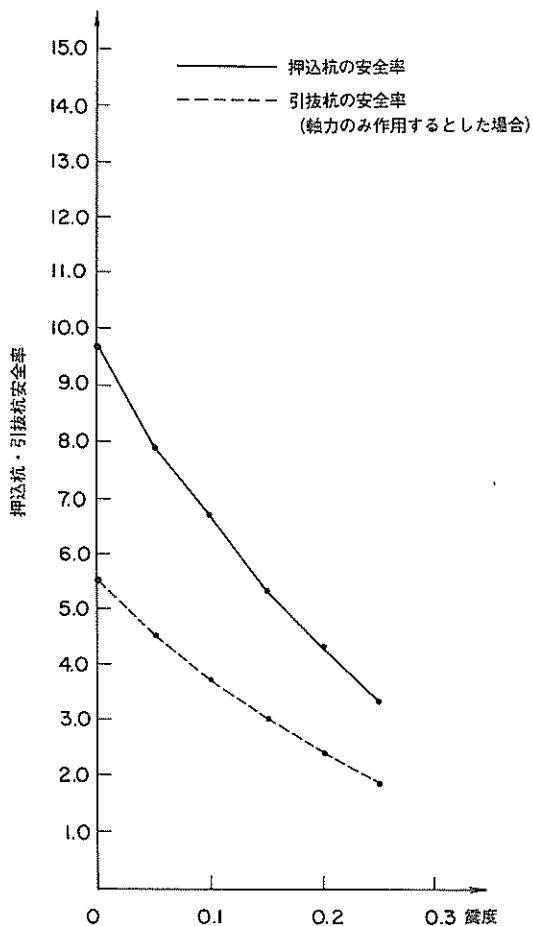


図-6.32 仙台港フェリーふ頭第2バース (-7.5m)  
押込杭・引抜杭安全率

表-6.8 安定計算の計算条件〔仙台港中野ふ頭5号(-10m)〕

天端高 (m)	根入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角			水位		矢板仕様			タイロッド仕様			控え工仕様				土質条件		
		+3.1 ~-2.0	-2.0 ~-15.0	-15.0 ~-22.0	前水位 (m)	残水位 (m)	形式	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (m <sup>4</sup> )	断面係数 (m <sup>3</sup> )	形式	径 (mm)	形式	根入れ深さ (m)	設置間隔 (m)	傾斜角 (度)	日型杭の 諸元 (mm)	杭先端 N値	平均 N値
+3.1	-22.0	30°	35°	30°	+0.9	+0.9	鋼管 矢板 STK50	209.4 /m	129,000 /m	3,630 /m	高張力鋼	50	相杭	-11.0 (インター) -15.0 (アウト)	1.62	20 (イン) アウト)	388×402 ×15×15	25	30

表-6.9 安定計算の計算条件〔仙台港中野ふ頭6号(-10m)〕

天端高 (m)	根入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角			水位		矢板仕様			タイロッド仕様			控え工仕様				土質条件				
		+3.3 ~0.0 (m)	0.0 ~-14.5 (m)	-14.5 ~-18.5 (m)	-18.0 ~-21.0 (m)	前水位 (m)	残水位 (m)	形式	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (m <sup>4</sup> )	断面係数 (m <sup>3</sup> )	形式	径 (mm)	形式	根入れ深さ (m)	設置間隔 (m)	傾斜角 (度)	日型杭の 諸元 (mm)	杭先端 N値	平均 N値	
+3.1	-19.0	30°	35°	C=5.5 tf/m <sup>2</sup>	30°	+0.9	+0.9	鋼管 矢板 STK50	209.4 /m	129,000 /m	3,630 /m	高張力鋼	45	50	相杭	-11.0 (インター) -13.0 (アウト)	1.62	20 (イン) アウト)	388×402 ×15×15	35	40

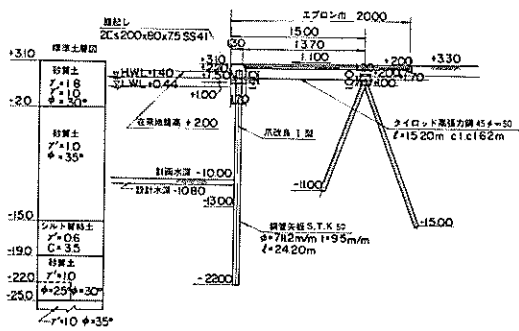


図-6.33 仙台港中野ふ頭5号(-10m)標準断面図

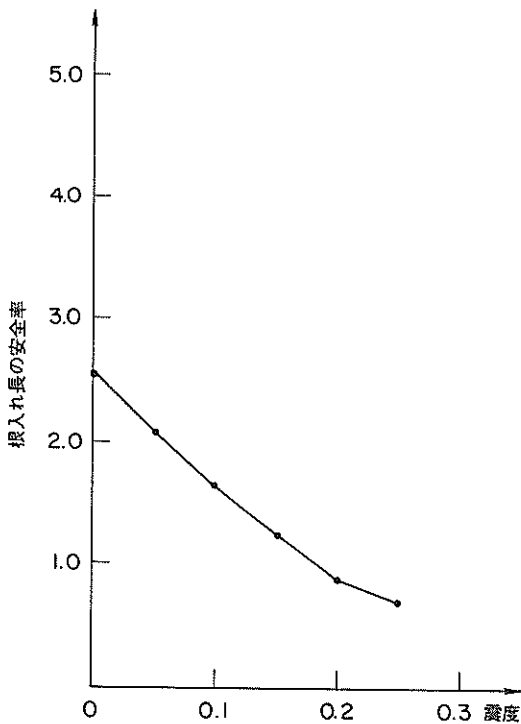


図-6.34 仙台港中野ふ頭5号(-10m)根入れ長の安全率

全率が、押込杭 5.0 引抜杭 2.4 であった。

本施設は、基盤との間に砂層を介していることから、作用した震度は 0.21 程度と推定される。

安定計算結果と作用したと考えられる震度とを比較する。第 5 号ふ頭については、矢板根入れ長以外はすべて、作用した震度のほうが限界震度より小さく、本施設は、無被災であったことと、矢板根入れ長を除き一致する。第 6 号ふ頭についても、前面矢板根入れ長を除くと、す

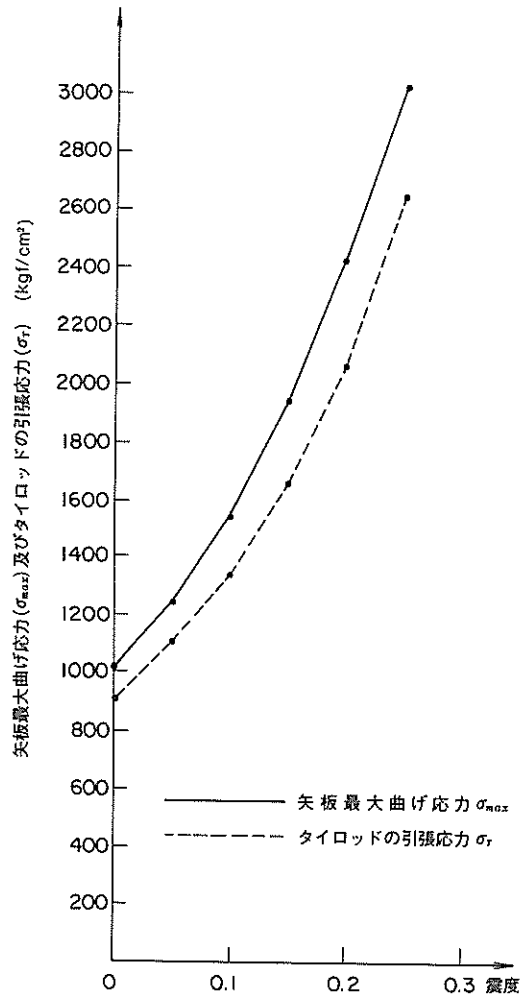


図-6.35 仙台港中野ふ頭5号(-10m)矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力

べて限界震度より作用した震度のほうが小さく、無被災であったことと一致する。

#### 6.2.2 石巻港 日和ふ頭 (-10.0 m)

標準断面図を図-6.41 に示す。本施設は、昭和45年～46年に施工された。控え組杭は、クレーンレールの基礎を兼用している。地盤条件は、表層から約-13mまで  $N$  値 10 程度の砂層があり、その下には -26m 程度まで  $N$  値 5～10 の粘性土が続いている。さらにその下は  $N$  値 10 程度の砂層となっており、-40m の深度で砂礫層が現れている。

本施設は、無被災であった。

日和ふ頭の計算条件及び計算結果を表-6.10、図-6.

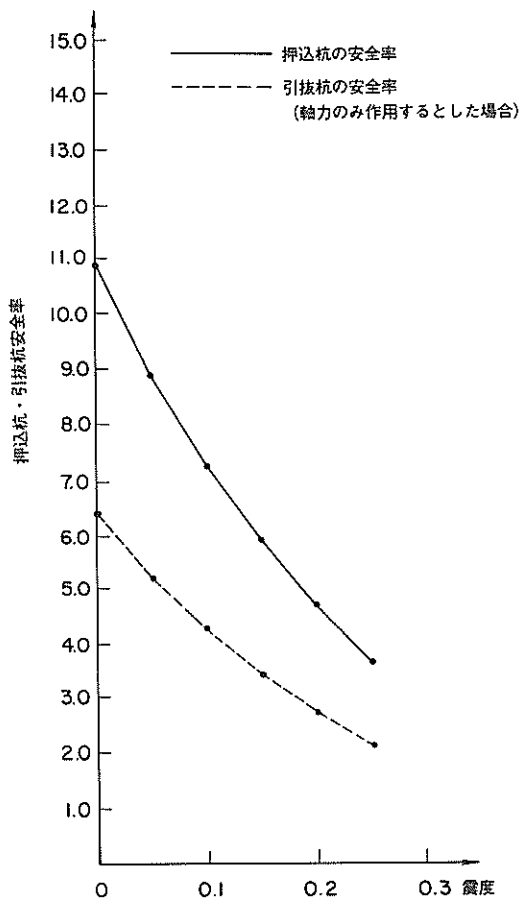


図-6.36 仙台港中野ふ頭5号(-10m)押込杭・引抜杭安全率

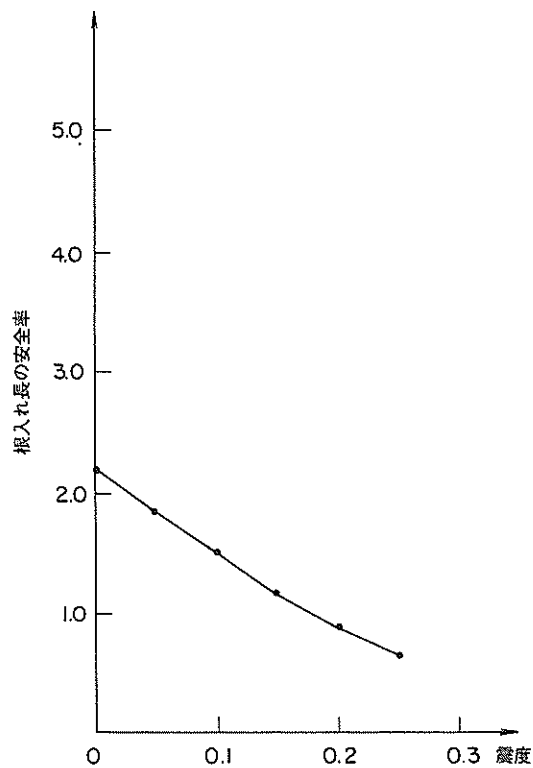


図-6.38 仙台港中野ふ頭6号(-10m)根入れ長の安全率

42 ~ 6.45 に示す。本施設の地盤は粘性土層が13m程度の厚さで存在するので、前面矢板の計算は、現行の軟弱地盤における矢板式係船岸の設計に基づき、たわみ曲線法によった。本施設の根入深度は-32mであるが、安定計算では震度0.20で-31.6m必要となり、根入限界震度は0.20程度と考えられる。また矢板許容応力限界震度は、STK 50の2850 kgf/cm<sup>2</sup>に対し0.16、同じく、STK 41の2100 kgf/cm<sup>2</sup>に対し0.13であった。またタイロッドの許容応力限界震度は高張力鋼45の2700 kgf/cm<sup>2</sup>に対し0.20、同じく、高張力鋼40の2400 kgf/cm<sup>2</sup>に対し0.17となった。参考のためこれをフリーアースサポート法及び仮想ばり法で検討すると、根入限界震度は0.19となり、矢板曲げ応力、及びタイロッド引張応力は、震度0.25でそれぞれ1400 kgf/cm<sup>2</sup>、2000 kgf/cm<sup>2</sup>となり、許容応力度以下になった。控え組杭の安全率は、震度0.2で、引抜杭1.20、押込杭2.20となっている。

石巻港での最大加速度は、基盤上で196 gal、地盤上で313 galと推定されている。本施設の地盤は砂層と粘土層であることから作用した震度は0.32程度であると推定さ

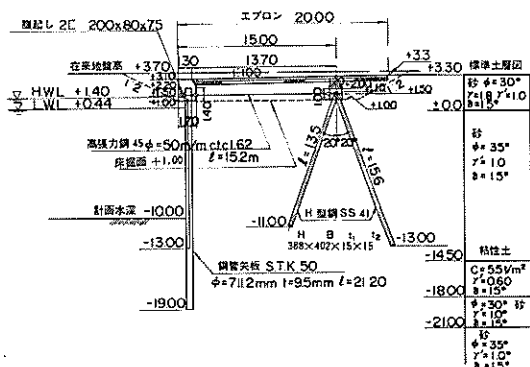


図-6.37 仙台港中野ふ頭6号(-10m)標準断面図

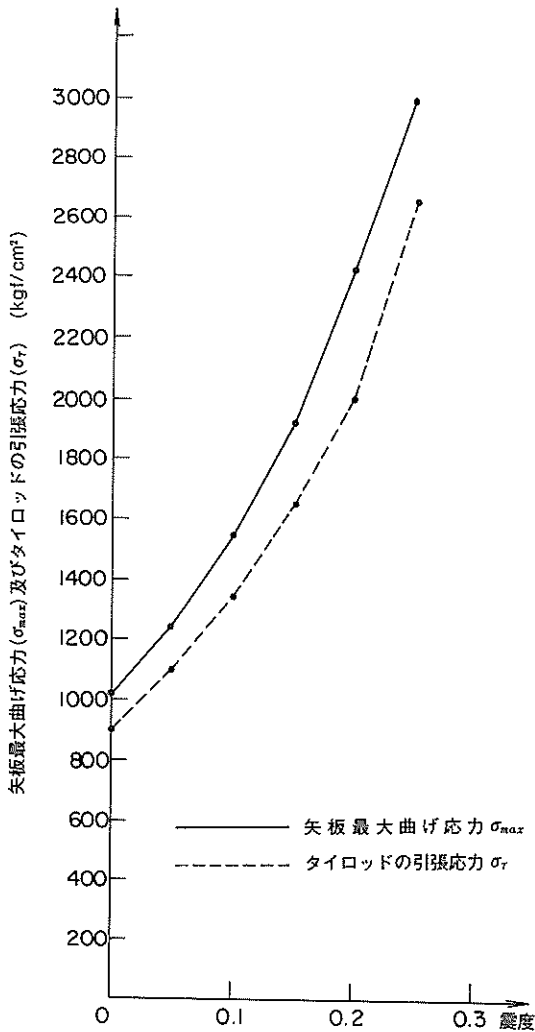


図-6.39 仙台港中野ふ頭6号(-10m) 矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力

れる。

安定計算結果と、本施設へ作用したと推定される震度を比べると、根入限界震度より作用した震度のほうが大きい。また矢板曲げ応力及びタイロッド引張力は、たわ

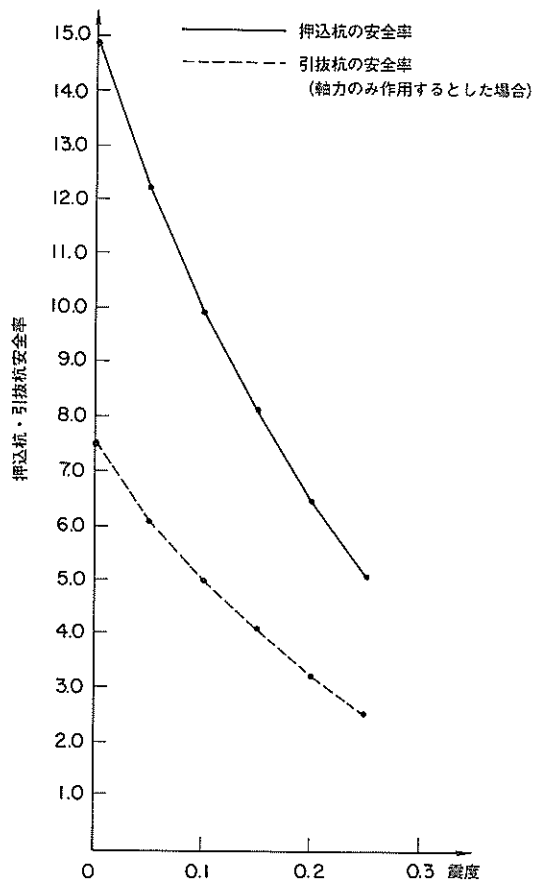


図-6.40 仙台港中野ふ頭6号(-10m) 押込杭・引抜杭安全率

み曲線法の場合、震度0.2以上では土圧が計算不可能であったため明らかでないが、作用したと推定される震度においては、降伏点強度をこえている可能性が高い。しかし、仮想ばり法によれば、許容応力度前後の値になると推察される。控え組杭についても、震度0.2までしか安定計算を行っていないため、比較が難しいが、図-6.43より判断すると、作用した震度において引抜杭は安全率1.0を完全に切り、押込杭もほぼ安全率1.0程度にな

表-6.10 安定計算の計算条件(石巻港日和ふ頭(-10.0m))

天端高 (m)	根入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角			水 位		矢 板 仕 様			タイロッド仕様			控え工仕様			土質条件	
		前面水位 (m)	残留水位 (m)	形式	断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (cm <sup>4</sup> )	断面係数 (cm <sup>3</sup> )	形 式	径 (mm)	形式	根入れ 深さ (m)	設置間隔 (m)	傾斜角 (度)	杭先端 N値	平均 N値		
+3.0	-32.0	+0.9	+0.9	鋼 管 φ914.4mm				高張力	60	組杭	—			13° 15° ウ ンク			





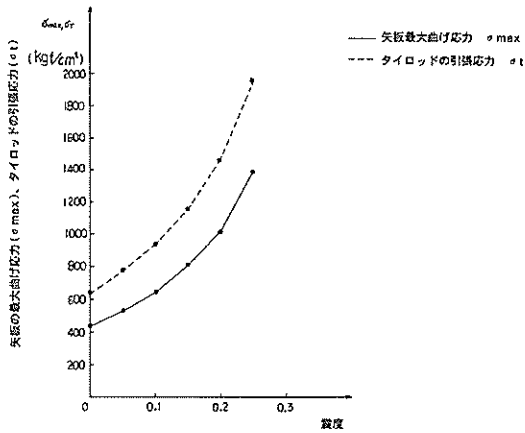


図-6.45 石巻港日和ふ頭(-10m) 矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力(仮想ばり法による)

と考えられる。以上から、安定計算結果は、本施設が無被災であったことと一致しない。またフリーアースサポート法による根入れ長の検討と、たわみ曲線法による根入れ長の算定方法には、本施設の場合あまり、差がなかった。また仮想ばり法による矢板曲げ応力及び、タイロッド張力の算定結果は、たわみ曲線法で、同一設計条件で計算した結果より、小さな値となった。

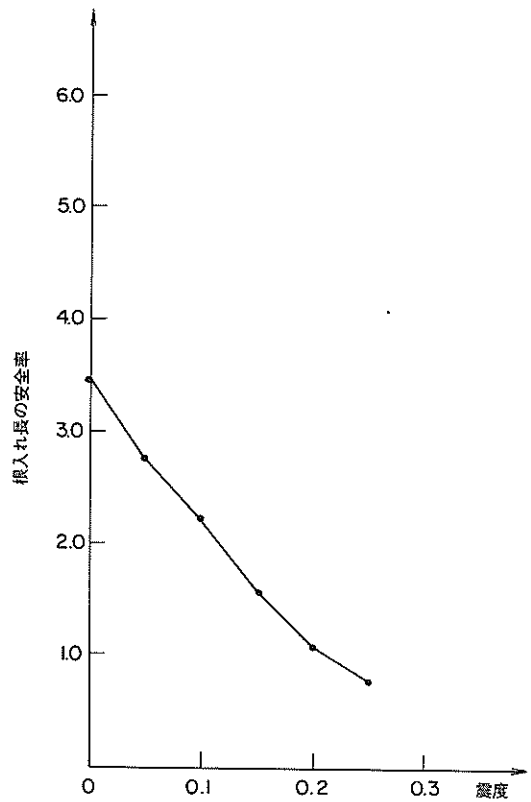


図-6.47 仙台港中野ふ頭1号(-12m)根入れ長の安全率

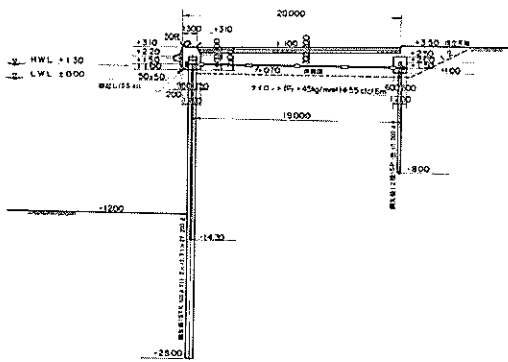


図-6.46 仙台港中野ふ頭1号(-12m)標準断面図

### 6.3 控え直杭式矢板構造物

#### 6.3.1. 仙台湾

##### (1) 仙台湾 中野ふ頭1号(-12.0m)

標準断面図を図-6.46に示す。この岸壁は延長240.0m水深-12.0mで、仙台湾では最も大きなものである。施工年度は昭和46年~47年である。構造様式は、U型矢板を控えに用いた控え矢板式の矢板構造である。

被災は、エプロンの沈下とクラックの発生が主である。隅角部に被災が著しく-4.5m岸壁との接続部は最大30cmの沈下が確認されている。控え工の上方付近でのエプロンの盛り上がりはみられていない。エプロン沈下が著しいことから、矢板のはらみ出しが若干あったものと思われる。

表-6.11 安定計算の計算条件〔仙台港中野ふ頭1号(-12.0m)〕

天端高 (m)	根入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角		水位	矢板仕様			タイロッド仕様		控え工仕様									
		30°	35°		形式	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (m <sup>4</sup> )	断面係数 (m <sup>3</sup> )	形式	径 (mm)	形式	根入れ深さ (m)	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (m <sup>4</sup> )	断面係数 (m <sup>3</sup> )	地盤反力 係数 $k$ (kg/cm <sup>3</sup> )	抗粘 係数 $c$ (cm)		
+3.10	-25.0	+3.1 ~+0.9 (m)	+0.9 ~14.0 (m)	20.0以下 ~20.0 (m)	前面水位 (m)	残留水位 (m)	鋼管 矢板 STK50	207.4 /m	129,000 /m	3,630 /m	鋼矢板 SP-100	55	鋼管 SP-100	-8.0	191.0 /m	16,400 /m	1,310 /m	0.02	100

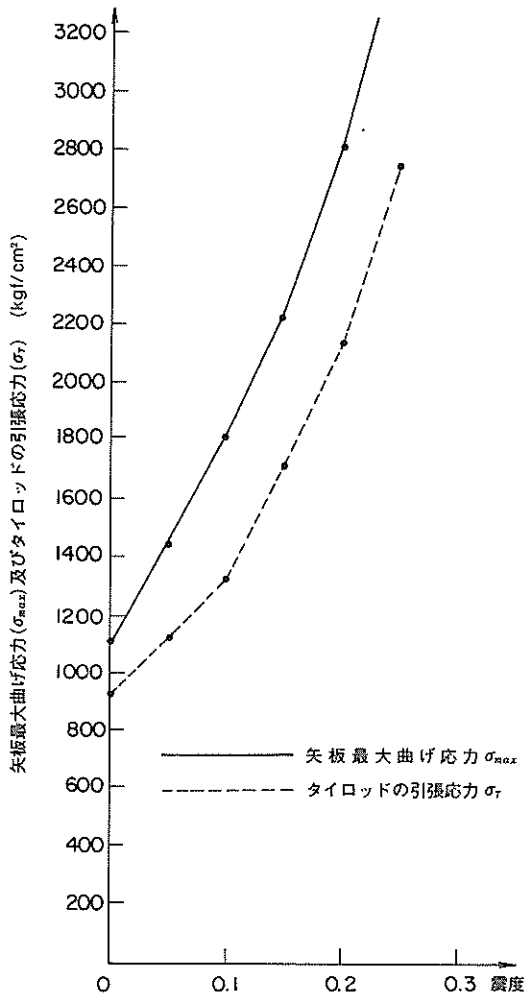


図-6.48 仙台港中野ふ頭1号矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力

計算条件と計算結果を表-6.11, 図-6.47~図-6.51に示す。控え杭の地盤条件は, 杭上部で深さ方向に $N$ 値が増加する傾向があるので $S$ 型地盤とした。杭の横抵抗定数( $ks$ )は, 深さ1m当たりの $N$ 値の増加率 $\bar{N}(\bar{N}=5)$ から $ks = 0.02 \text{ kgf/cm}^{3.5}$ とした。これらの地盤条件は以降の仙台港の施設でも同じ値を用いた。計算結果によると, 根入れ限界震度は0.21となる。前面矢板の材質はSTK50であるので地震時の許容曲げ引張応力度は $2850 \text{ kgf/cm}^2$ であり, 前面矢板の許容応力限界震度は0.21程度となる。また, タイロッドは高張力鋼45を用いているので, 地震時の許容引張応力度は $2700 \text{ kgf/cm}^2$ であり, タイロッドの許容応力限界震度は0.24程度となる。

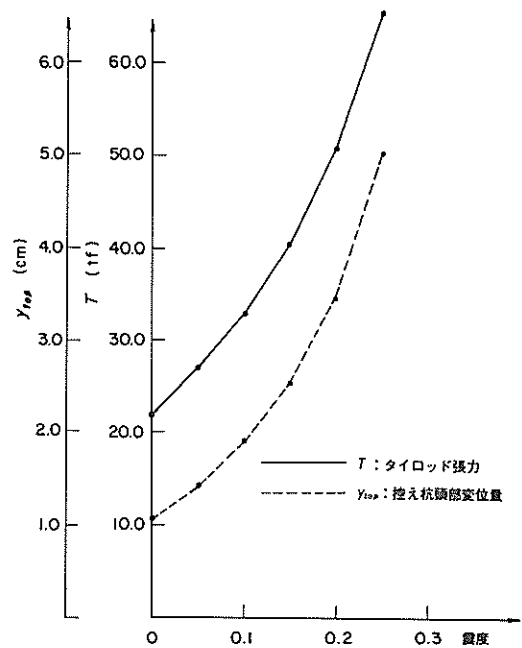


図-6.49 仙台港中野ふ頭1号(-12m)タイロッド張力及び杭頭変位

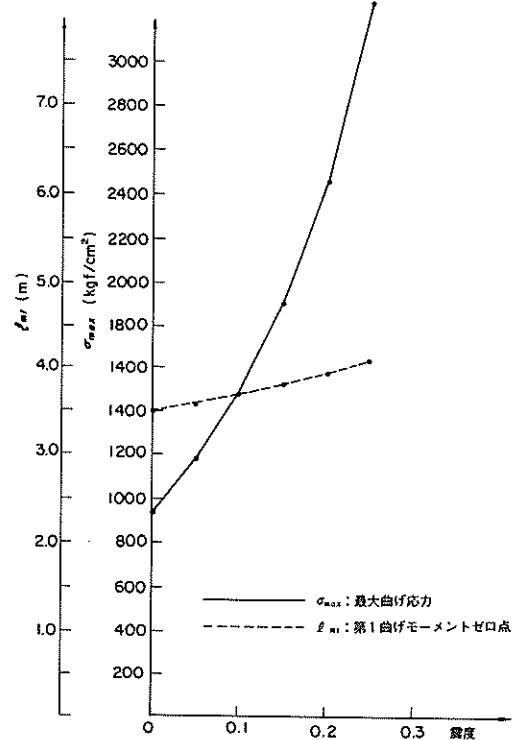


図-6.50 仙台港中野ふ頭1号(-12m)控え杭最大曲げ応力及び第1曲げモーメントゼロ点



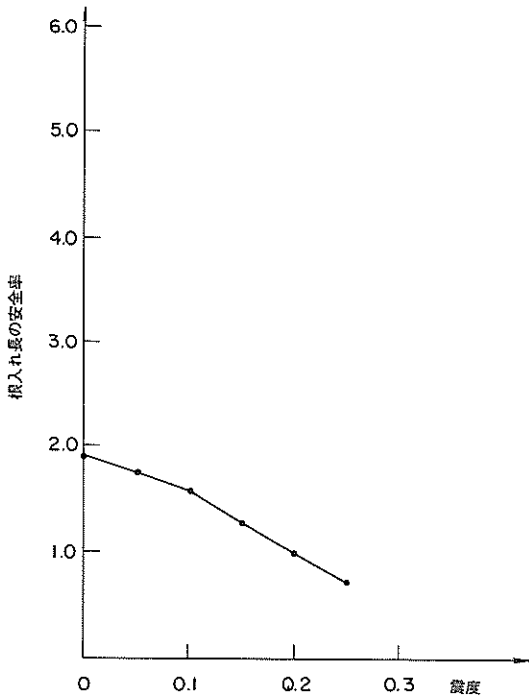


図-6.53 仙台港中野ふ頭2号, 3号(2区)根入れ長の安全率

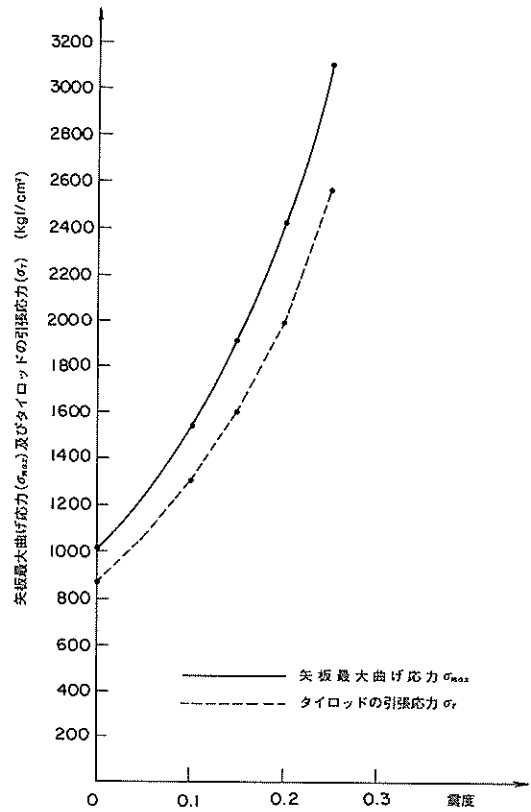


図-6.55 仙台港中野ふ頭2号, 3号(2区), (1区, 3区) 矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力

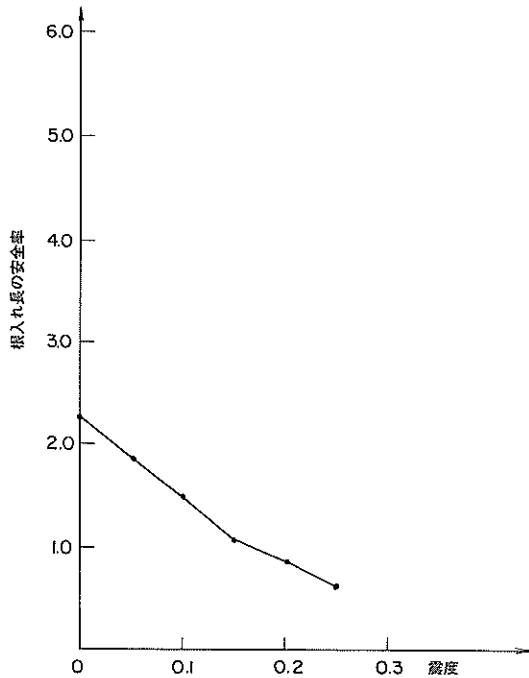


図-6.54 仙台港中野ふ頭2号, 3号(1区, 3区) 根入れ長の安全率

る。標準断面図を図-6.52, 図-6.59に示す。2号と3号の中間部に若干シルト層の厚い部分があり、矢板根入れ長が大きくなっている。その部分が2区、根入れ長の小さい部分が1, 3区である。2号, 3号, 4号は延長555.0mで昭和47年~49年に施工されている。構造様式は控えに連続矢板を用いた鋼管矢板式構造物である。

被災は2~4号の全延長にわたって類似しており、エプロンのクラックと沈下、及び最大10cm程度の岸壁法線の出入であった。エプロンのクラックは岸壁法線と平行して上部工の背後2m~5mの位置に生じ、そこでは最大40cm程度の沈下があった。また控え矢板の上部付近で1列又は2列のクラックが岸壁法線と平行して走り、そこでは、エプロンが凸型に折れている。これらのことから、控え工の移動があったのは明らかである。

計算条件と計算結果を表-6.12~6.14, 図-6.53~6.64に示す。計算結果によると、根入れ限界震度は2号, 3号の2区で0.20, 1, 3区で0.17, 4号で0.22とな

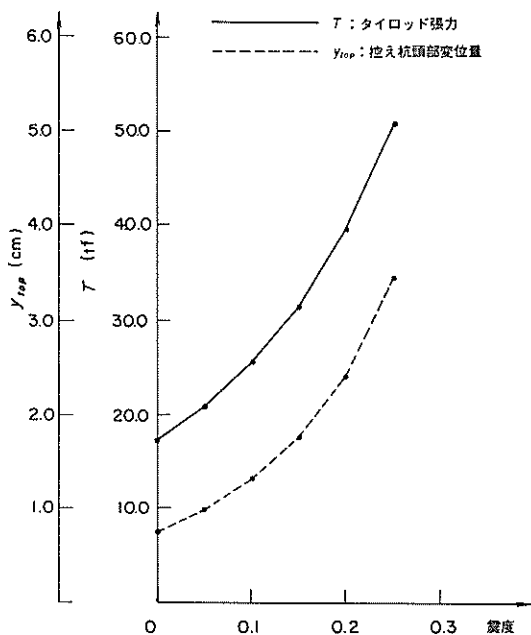


図-6.56 仙台港中野ふ頭2号, 3号(2区), (1区, 3区) タイロッド張力及び杭頭変位

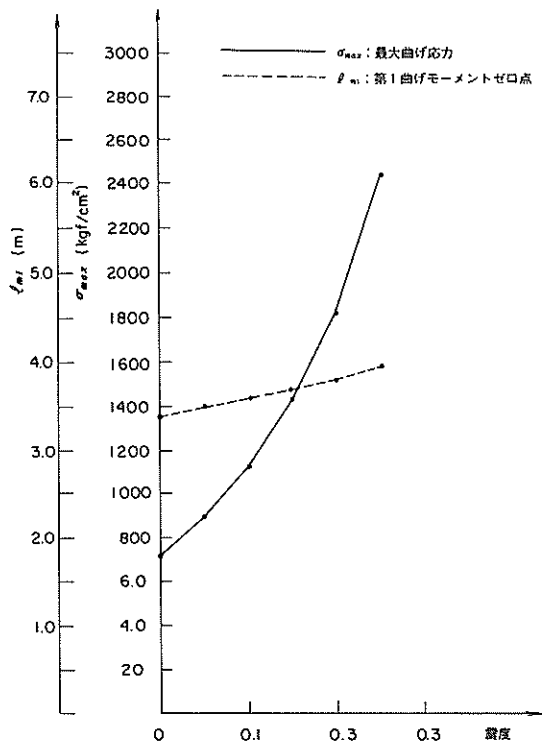


図-6.57 仙台港中野ふ頭2号, 3号(2区), (1区, 3区) 控え杭最大曲げ応力及び第1曲げモーメントゼロ点

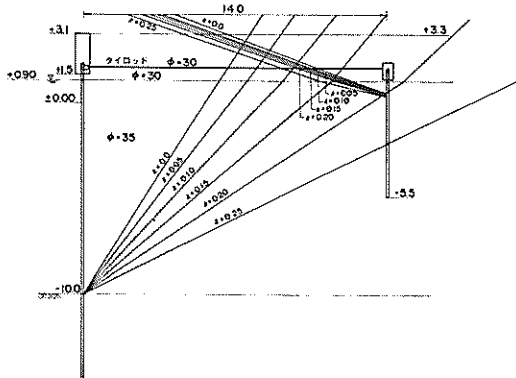


図-6.58 仙台港中野ふ頭2号, 3号(2区) (1区, 3区) 控え工の設置位置

っている。矢板はいずれの工区も STK 50 を用いており、地震時の許容曲げ引張応力度は  $2850 \text{ kgf/cm}^2$  であり、前面矢板の許容応力限界震度は 2号, 3号の 2区, 1, 3区

で、0.20, 4号で 0.23 である。また、タイロッドはいずれの工区も高張力鋼 45 を用いており、地震時の許容引張応力度は  $2700 \text{ kgf/cm}^2$  であり、震度 0.25 においもタイロッド引張引張応力度を超えていない。したがってタイロッドの許容応力限界震度は 0.25 以上となる。控え矢板はいずれの工区も SY-30 を用いており、地震時の許容曲げ引張応力度は  $2700 \text{ kgf/cm}^2$  であり、震度 0.25 においても控え矢板の曲げ応力は許容引張応力度を超えていない。したがって、控え矢板の許容応力限界震度は 0.25 以上となる。また控え矢板の頭部変位量は、2号, 3号では、常時 0.8 cm、震度 0.20 において 2.4 cm、震度 0.25 において 3.5 cm となり、4号では、常時 0.8 cm、震度 0.20 において 2.5 cm 震度 0.25 において 3.6 cm となる。ただし、これらの控

表-6.14 安定計算の計算条件 (仙台港中野ふ頭4号 (-10.0 m))

大端高 (m)	根入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角				水 位		矢 板 仕 様			タイロッド仕様		控 え 工 仕 様							
		-3.5m ~+0.0m	+0.0m ~+14.0m	-14.0m ~+20.0m	-20.0m 以深	前面水位 (m)	残留水位 (m)	形 式	断面積 ( $\text{cm}^2$ )	断面係数 ( $\text{cm}^3$ )	形 式	径 (mm)	形 式	根入れ 深さ (m)	断面積 ( $\text{cm}^2$ )	断面2次 モーメント ( $\text{cm}^4$ )	断面係数 ( $\text{cm}^3$ )	地盤反力 係数 $k_{\text{A}}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	杭軸 係数 $k_{\text{H}}$ ( $\text{cm}$ )	
+3.1	-24.0	30°	35°	C = 5.5 ( $\text{tf/m}^2$ )	25°	+0.9	+0.9	鋼管矢板 STK 50 ( $\phi=711.2$ )	209.4 /m	129,000 /m	3,630 /m	高張力鋼 45	45	鋼矢板 III 型	-10.0	191.0 /m	16,400 /m	1,310 /m	0.02	100

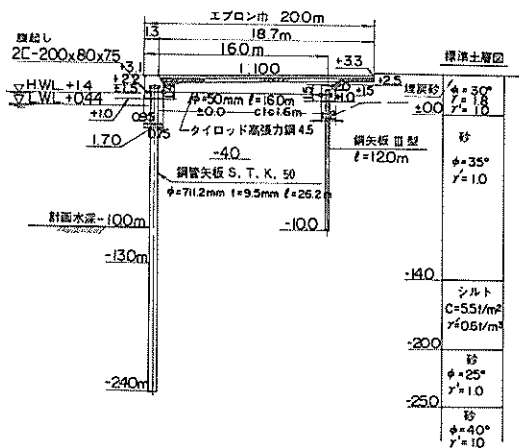


図-6.59 仙台港中野ふ頭4号(-10m)標準断面図

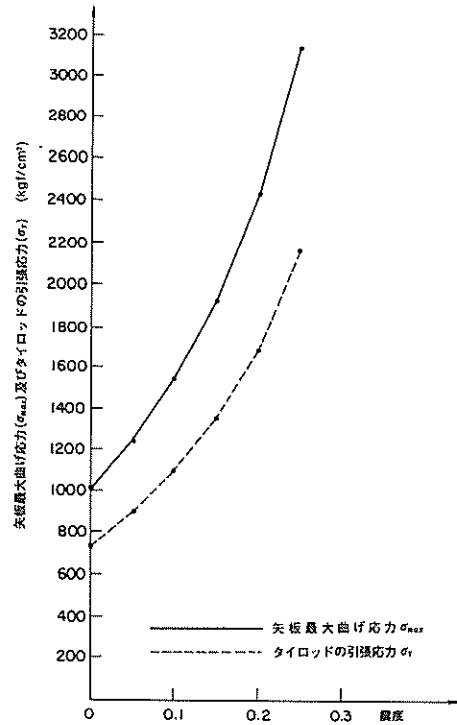


図-6.61 仙台港中野ふ頭4号(-10m)矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力

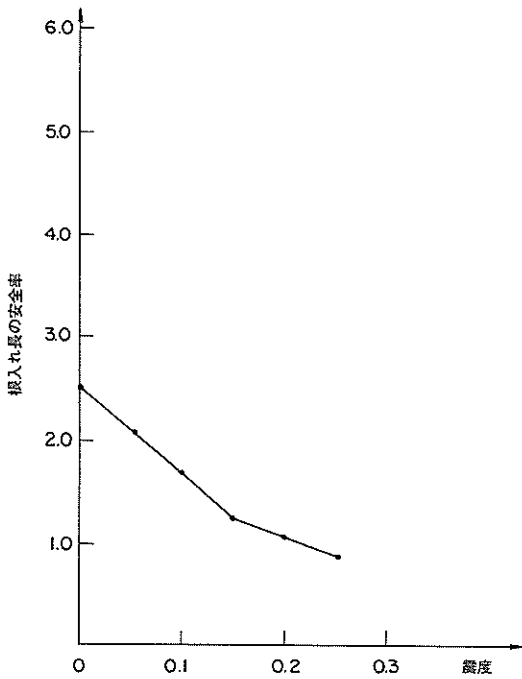


図-6.60 仙台港中野ふ頭4号(-10m)根入れ長の安全率

え工の計算においては、前面矢板と控え工との距離が十分長いものとした。前面矢板から引いた主働崩壊面と控え工から引いた受働崩壊面が交差する位置は、2号、3号、4号とも震度0.10以下ではタイロッドより上の位置となり、震度が0.10を越えるとタイロッドより下の位置となる。また、震度0.20以上になると前面矢板から引いた主働崩壊面が控え矢板と交差してしまう。

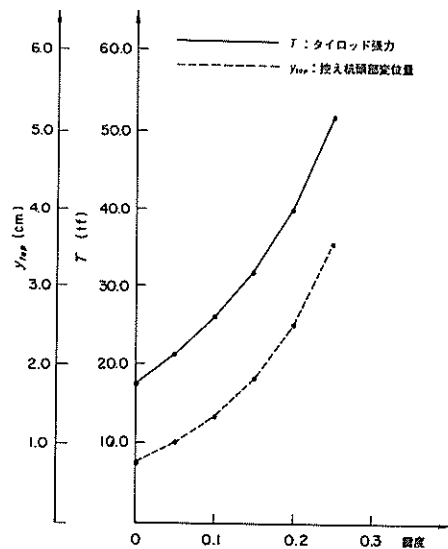


図-6.62 仙台港中野ふ頭4号(-10m)タイロッド張力及び杭頭変位



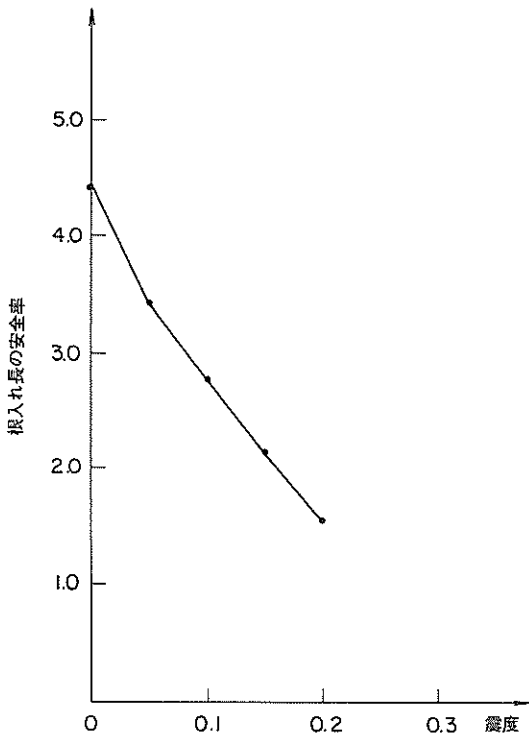


図-6.66 仙台港高松ふ頭8号 (-4.5 m) 根入れ長の安全率

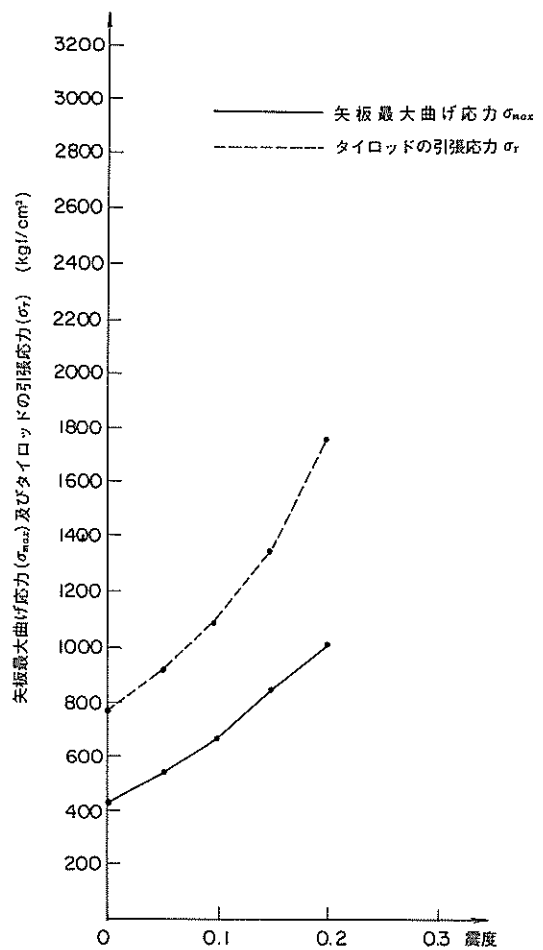


図-6.67 仙台港高松ふ頭8号 (-4.5 m) 矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力

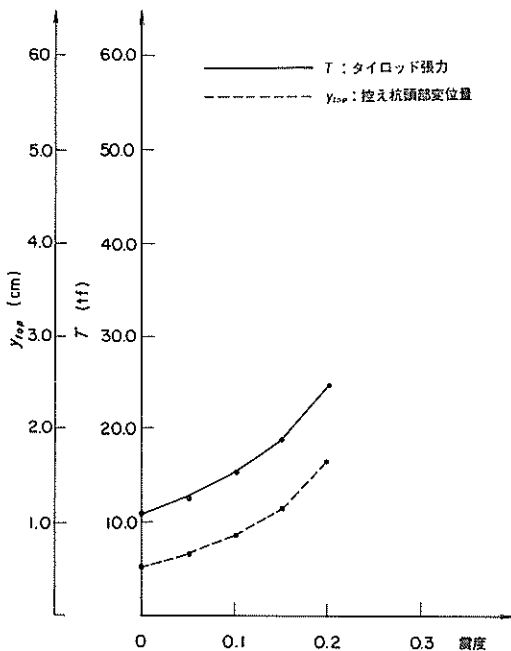


図-6.68 仙台港高松ふ頭8号 (-4.5 m) タイロッド張力及び杭頭変位

板を用いた鋼矢板式構造である。

被災は、エプロンの沈下とクラックで、中野ふ頭1号との取り付け部付近で生じていた。岸壁法線には特に異常は認められなかった。

計算条件と計算結果を表-6.15、図-6.66～図-6.70に示す。本施設の計算においては、 $\phi = 25^\circ$ の砂があるため、土圧が計算できる最大の震度は0.20であった。計算結果によると、前面矢板の根入れ安全率は震度0.20において1.55となり、根入れ限界震度は0.20以上となる。矢板の材質は不明であるが曲げ応力は震度0.20において1760 kgf/cm<sup>2</sup>となり、地震時の許容曲げ引張強度に比べるとかなり小さいと考えられる。したがって、前面矢板の許容応力限界震度は0.20以上となる。タイロッド引張応力も震度0.20において1000 kgf/cm<sup>2</sup>とかな



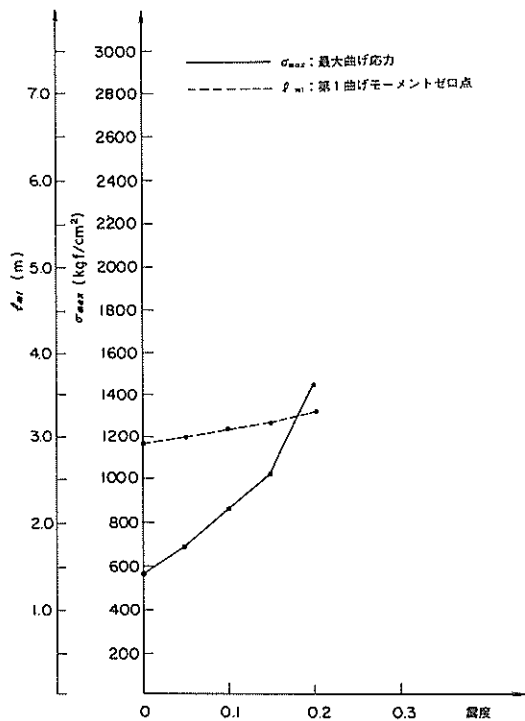


図-6.69 仙台港高松ふ頭8号(-4.5m)控え板最大曲げ応力及び第1曲げモーメントゼロ点

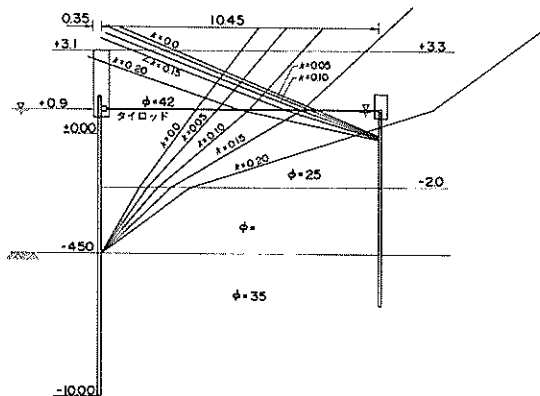


図-6.70 仙台港高松ふ頭8号(-4.5m)控え工の設置位置

り小さく、前面矢板と同様にタイロッドの許容応力限界震度は0.20以上となる。控え矢板の頭部変位量は震度0.20で1.7cmとなり、常時での変位量0.5cmを差し引くと1.2cmとなってかなり小さい。また、控え矢板の曲げ応力は震度0.20で1460kgf/cm<sup>2</sup>と小さく、控え矢板の許容応力限界震度も0.20以上となる。前面矢板から引いた主働崩壊面と控え工から引いた受働崩壊面の交差する位置は、震度0.10まではタイロッドより上方となり、震度0.15以上ではタイロッドより下方となり、震度0.20においては前面矢板から引いた主働崩壊面が控え矢板の頭部に達する。

本施設に作用した震度は中野ふ頭と同様に0.21程度であったと推定される。

安全計算は先に述べたように震度0.20までしか実施できなかったため、各限界震度と施設に作用した震度との比較はできないが、震度0.20における安全率や応力度は十分安全な値であった。このことは、本施設の被災が、エプロンだけに発生し、矢板構造自体の被災がなかったことと一致する。ただし、震度が0.15以上となると控え工の設置距離が不足するが、設置距離の不足による被災にみられなかった。

(4) 吾端製鋼岸壁(-7.5m)

標準断面図を図-6.71に示す。この施設は延長68mで、完成直前の施設である。構造様式は、控え工として

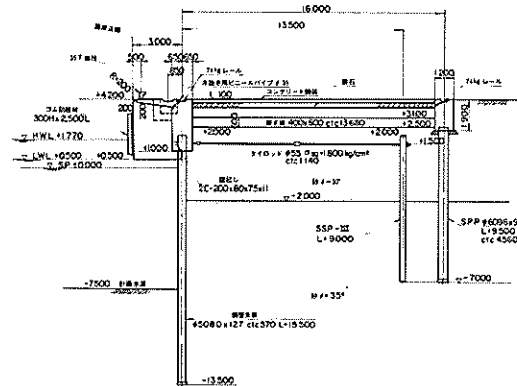


図-6.71 仙台港吾端製鋼岸壁(-7.5m)標準断面図

表-6.16 安定計算の計算条件〔仙台港吾端製鋼岸壁(-7.5m)〕

天端高 (m)	掘入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角		水位		矢板仕様			タイロッド仕様		控え工仕様						
		30°	35°	前面水位 (m)	残留水位 (m)	形式	断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (cm <sup>4</sup> )	断面係数 (cm <sup>3</sup> )	形式	径 (mm)	形式	掘入れ 深さ (m)	断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (cm <sup>4</sup> )	断面係数 (cm <sup>3</sup> )	地盤反力 係数 (kgf/cm)
+4.20	-13.5	30°	35°	+0.9	+0.9	鋼管矢板 φ508		4,780 /m		55	鋼矢板 H型	-7.0	191.0 /m	16,800 /m	1,340 /m	0.02	100

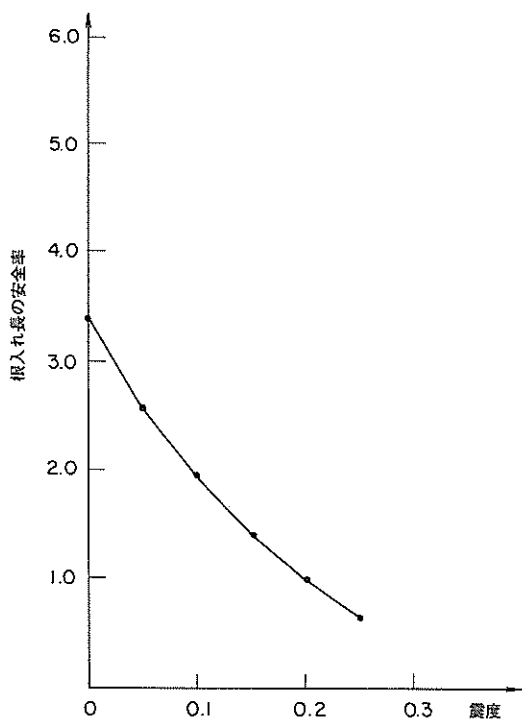


図-6.72 仙台港吾孺製鋼岸壁 (-7.5 m) 根入れ長の安全率

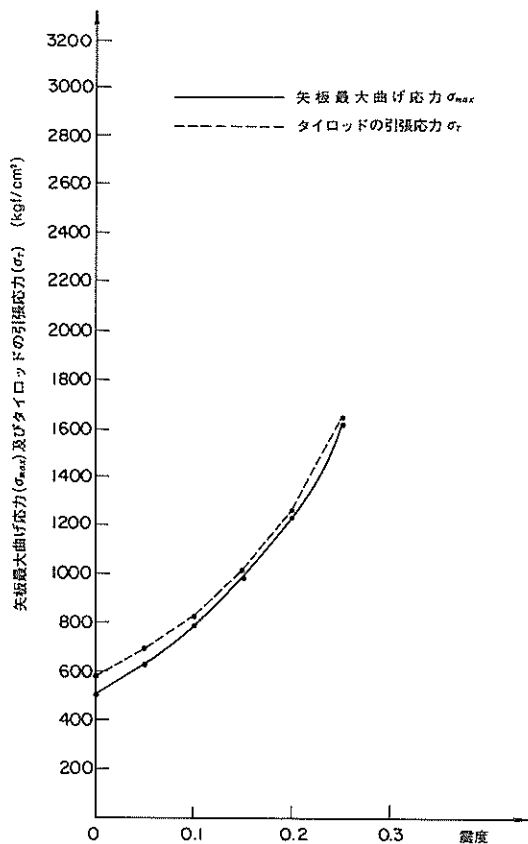


図-6.73 仙台港吾孺製鋼岸壁 (-7.5 m) 矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力

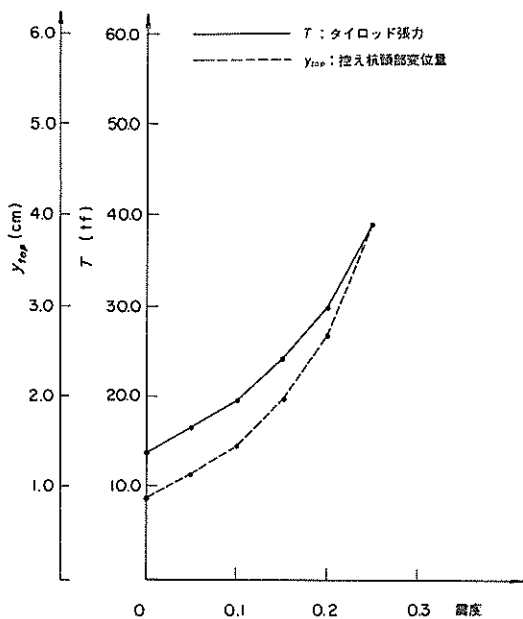


図-6.74 仙台港吾孺製鋼岸壁 (-7.5 m) タイロッド張力及び杭頭変位

連続矢板を用いた鋼管矢板式構造である。本施設は中央航路を狭んで中野ふ頭の対岸に位置する。

本施設は無被災であった。

計算条件と計算結果を表-6.16、図-6.72～図-6.76に示す。計算結果によると、根入れ限界震度は0.20となる。前面矢板の曲げ応力、タイロッド応力は震度0.25においてそれぞれ1630 kgf/cm<sup>2</sup>、1650 kgf/cm<sup>2</sup>となり、地震時の許容応力度に比べ小さい。控え矢板の頭部変位量は震度0.20で2.7 cm、震度0.25で3.8 cmとなり、常時の変位量0.9 cmを差し引くとそれぞれ1.8 cm、2.9 cmとなる。控え矢板の曲げ応力は、震度0.25において2600 kgf/cm<sup>2</sup>程度で許容応力度に達していない。前面矢板から引いた主働崩壊面と控え工から引いた受働崩壊面が交差する位置は震度0.15のときタイロッドの位置となり、それ以上の震度ではタイロッドより下の位置となる。また、震度0.20以上となると前面矢板か

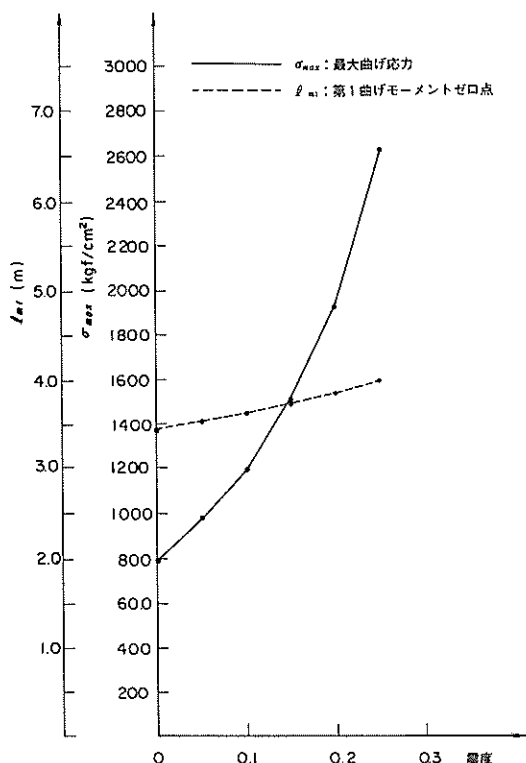


図-6.75 仙台港吾嬬製鋼岸壁(-7.5m)控え杭最大曲げ応力及び第1曲げモーメントゼロ点

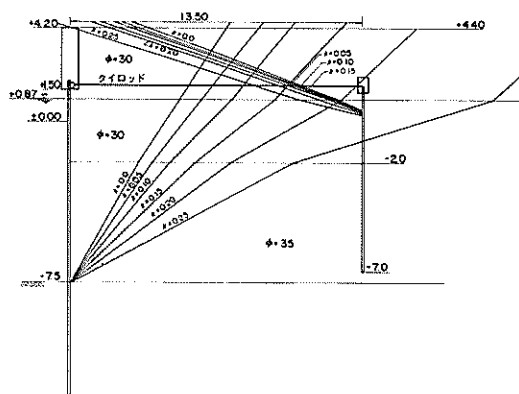


図-6.76 仙台港吾嬬製鋼岸壁(-7.5m)控え工の設置位置

ら引いた主動崩壊面が控え工まで達する。

本施設付近における基盤の深さは明らかでないが、対岸の中野ふ頭では深度-40m以浅に基盤がみられなかったため、本施設に作用した震度は0.20程度であったと推定される。

根入限界震度に比べ作用した震度のほうが大きい、根入れ不足による被災はみられなかった。前面矢板の応力、タイロッド応力、控え矢板の応力についてはいずれも作用した震度においては十分安全であり、無被災であ

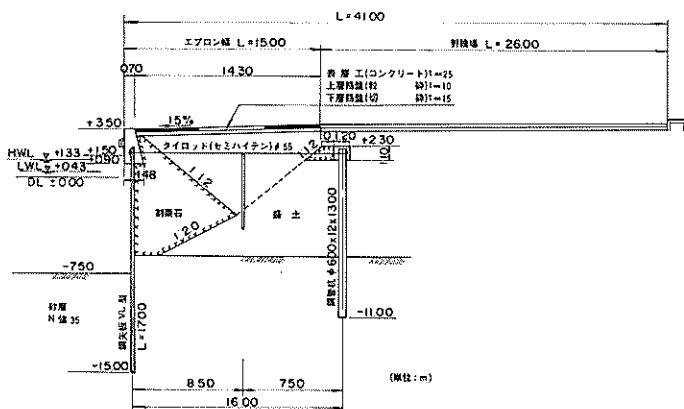


図-6.77 相馬港-7.5m岸壁(A断面, 取付部)標準断面図

表-6.17 安定計算の計算条件〔相馬港-7.5m岸壁(A断面, 取付部)〕

天端高 (m)	根入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角		水 位		矢 板 仕 様			タイロッド仕様		控 え 工 仕 様						
		+3.50 ~-4.6 (m)	-4.6~ (m)	前面水位 (m)	残留水位 (m)	形 式	断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (cm <sup>4</sup> )	断面係数 (cm <sup>3</sup> )	形 式	径 (mm)	形 式	根入れ 深さ (m)	断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (cm <sup>4</sup> )	断面係数 (cm <sup>3</sup> )	ks (cm)
+3.5	-15.0	40°	35°	+0.7	+0.9	FSP VL型	267.6 /m	63,000 /m	3,150 /m	セミノイテン	55	直杭 φ600 t12	-11.0	2,270 /m	958	319×10	0.02

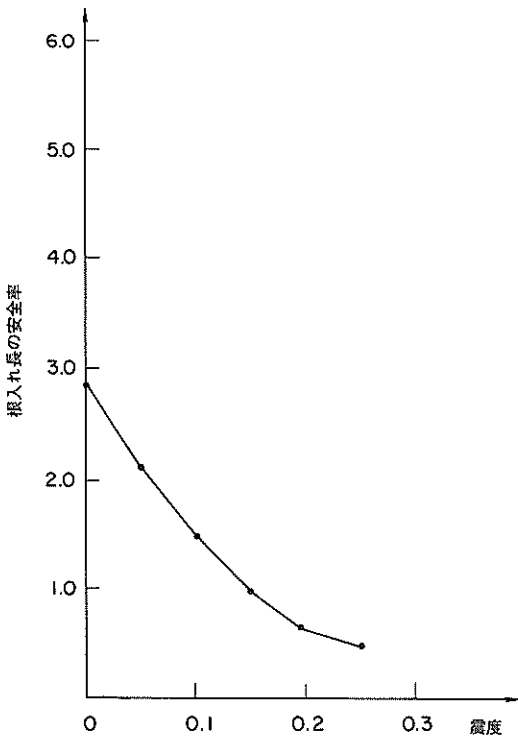


図-6.78 相馬港-7.5 m岸壁 (A断面, 取付部) 根入れ長の安全率

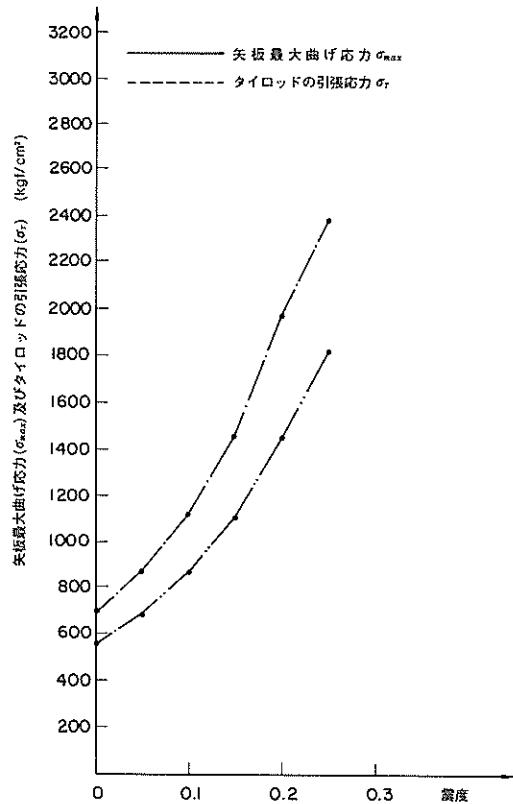


図-6.79 相馬港-7.5 m岸壁 (A断面, 取付部) 矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力

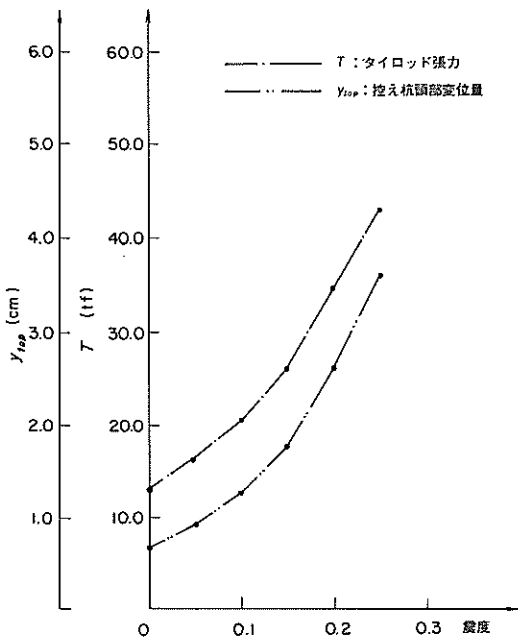


図-6.80 相馬港-7.5 m岸壁 (A断面, 取付部) タイロッド張力及び杭頭変位

ったことと一致する。ただし、作用した震度0.21においては前面矢板から引いた主働崩壊面が控え矢板に達し、控え工の設置距離が不足するが、本施設は無被災であった。

### 6.3.2 相馬港

#### (1) -7.5 m岸壁 (A断面, 取付部)

標準断面図を図-6.77に示す。-7.5 m岸壁は全延長が160 mで、昭和47年~49年に施工されている。全延長のうち103 mが図に示したA断面、取付部であり、残りの57 mは-12.5 m付近に岩盤がみられるため根入深度がやや浅い部分である。A断面の構造は控え工として直杭を用いた矢板式構造である。

被災は、控え工上のエプロンに法線平行方向に走ったき裂と、上部工とエプロンとの1~3 cm程度の目地開きである。地震後の調査で控え工付近を掘り返して観察したところ、控え工上部上に若干の前傾が確認されている。また、背後の野積場のエプロン沈下は著しく、最大28.5 cmの沈下がみられている。

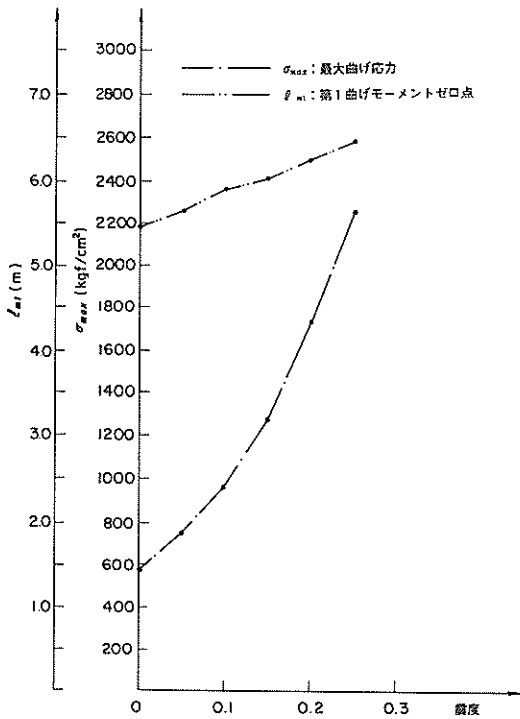


図-6.81 相馬港-7.5m岸壁(A断面, 取付部)控え杭最大曲げ応力及び第1曲げモーメントゼロ点

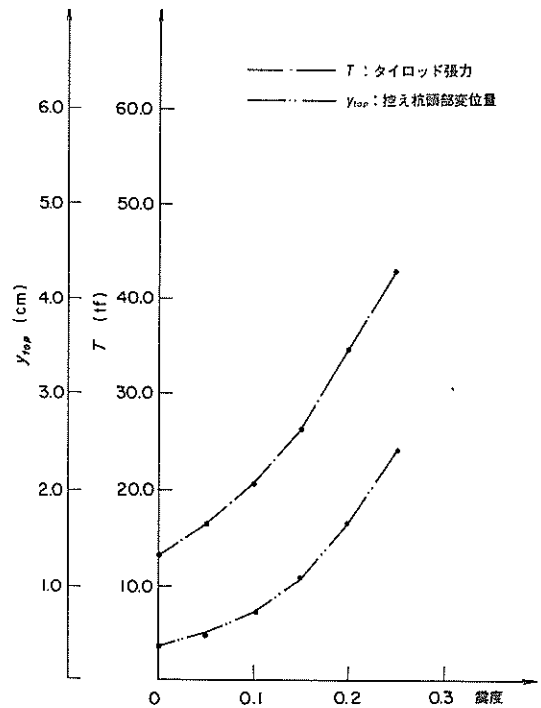


図-6.83 相馬港-7.5m岸壁(A断面, 取付部)タイロッド張力及び杭頭変位(C型地盤)

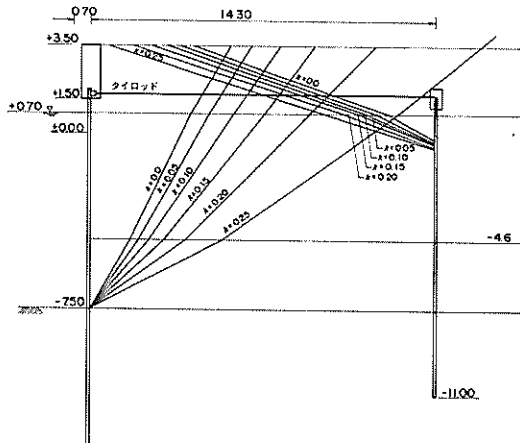


図-6.82 相馬港-7.5m岸壁(A断面, 取付部)控え工の設置位置

計算条件と計算結果を表-6.17, 図-6.78~図-6.84に示す。控え工の計算は, 地盤をS型地盤とした場合とC型地盤としたときの両方について行った。S型地盤の場合は $k_s = 0.02 \text{ kgf/cm}^{3.5}$ とし, C型地盤の場

合は $k_c = 3.1 \text{ kgf/cm}^{2.5}$ として計算して行った。計算結果によると, 根入れ限界震度は0.15となり, 矢板曲げ応力, タイロッド応力は震度0.25でそれぞれ $2400 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $1800 \text{ kgf/cm}^2$ となり, 許容応力度を越えていない。控え杭の頭部変位は震度0.20において, S型地盤で2.60cm, C型地盤で1.65cmとなり, 震度0.25では, S型地盤で3.60cm, C型地盤で2.40となる。控え杭の曲げ応力は, 震度0.25において $2250 \text{ kgf/cm}^2$  (S型),  $1420 \text{ kgf/cm}^2$  (C型)となり, いずれの地盤としても許容応力度を越えない。前面矢板から引いた主働崩壊面と控え杭から引いた受働崩壊面が交差する位置は, 震度0.15以下ではタイロッドより上の位置となり, 震度0.20以上ではタイロッドより下の位置となる。

相馬港での最大加速度は, 表-3.2に示すように基盤上で135gal, 地表で214galと推定されており, これより震度は基盤上で0.14, 地表で0.22となる。-7.5m岸壁では, 岩盤が-12.5m付近にみられる部分があるが, A断面及び取付部では岩盤がこれより深くなっており, 作用した震度は0.22程度であったと推定される。

根入れ限界震度に比べると作用した震度のほうが大き

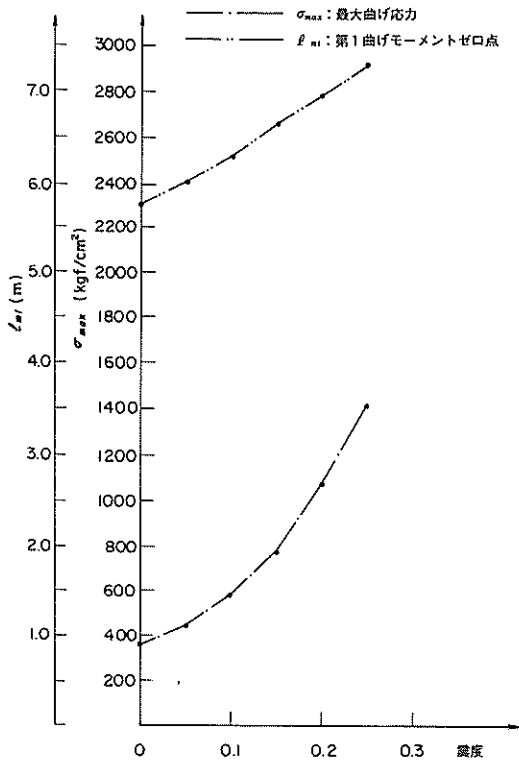


図-6.84 相馬港-7.5m岸壁(A断面、取付部)控え杭最大曲げ応力及び第1曲げモーメントゼロ点(C型地盤)

いが、矢板の根入れ不足による被災はなかった。前面矢板の応力、タイロッド応力、控え工の応力はいずれも作用した震度においては許容応力以下となり、これらの被災がなかったことと一致する。作用した震度における控え工の頭部位置は3.05 cm (S型地盤)、1.95 cm (C型地盤)となり、常時の変位0.65 cm (S型地盤)、0.35 cm (C型地盤)を差し引くと、それぞれ2.40 cm、1.60 cmとなる。前面矢板から引いた主働崩壊面と控え杭から引いた受働崩壊面が交差する位置は、タイロッドより下の位置となり、控え工の設置距離が十分ではなかったことが被災の一因と考えられる。また、背後野積場の沈下も激しかったことから、表層部の砂の締め固めの程度が十分でなく、控え直杭周辺の土の強度が弱かったことも被災原因の1つと考えられる。

(2) - 5.5 m 岸壁 (C断面)

標準断面図を図-6.85に示す。この岸壁は、延長210 mで昭和47年～49年に施工されている。構造は控え工として直杭を用いた矢板式構造である。

被災は、控え工の移動と思われるエプロンの盛り上りと、上部工とエプロンとの1～2 cmの目地開きである。また、エプロン背後の野積場の沈下も激しく、エプロンとの段差が最大で36 cmにも及んでいる。

計算条件と計算結果を表-6.18、図-6.86～図-6.92に示す。控え直杭の計算に用いた横抵抗定数は-7.5 m岸壁と同一とした。計算結果によると、根入れ限界震度

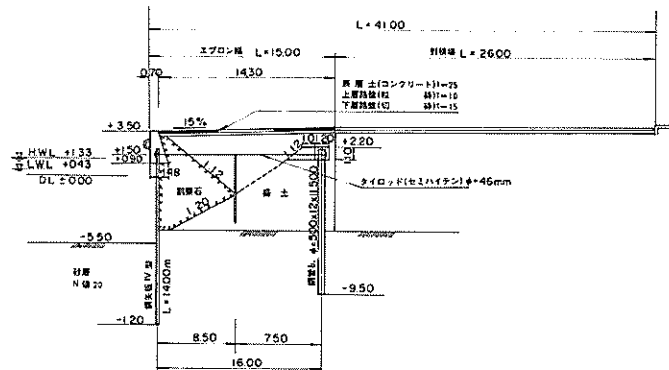


図-6.85 相馬港-5.5m岸壁(C断面)標準断面図

表-6.18 安定計算の計算条件〔相馬港-5.5m岸壁(C断面)〕

天端高 (m)	根入れ 深さ (m)	土の内部摩擦角		水 位		矢 板 仕 様			タイロッド仕様		控 え 工 仕 様						
		+ 3.50 ~-4.6	-4.6~	前面水位 (m)	残留水位 (m)	形 式	断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (cm <sup>4</sup> )	断面係数 (cm <sup>3</sup> )	形 式	径 (mm)	形 式	根入れ 深 (m)	断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント (cm <sup>4</sup> )	断面係数 (cm <sup>3</sup> )	ks (cm)
+3.50	-12.0	40°	35°	+0.7	+0.9	鋼矢板 IV型	242.5 /m	31,900 /m	2,270 /m	セミハイテン	46	直杭式 φ500	-9.50	184.0	548×10 <sup>6</sup>	291×10 <sup>6</sup>	0.02

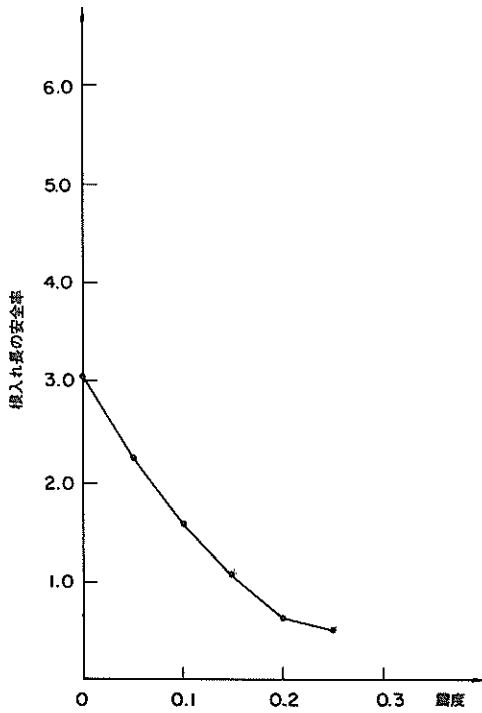


図-6.86 相馬港-5.5m岸壁(C断面)根入れ長の安全率

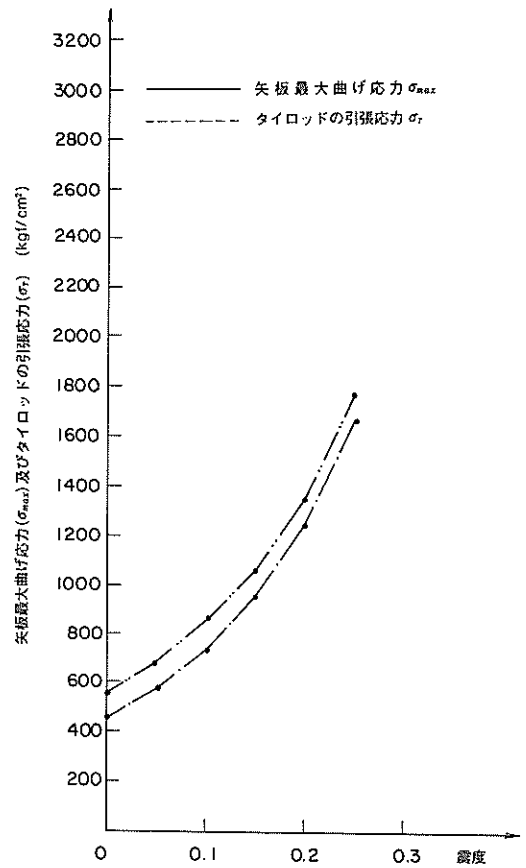


図-6.87 相馬港-5.5m岸壁(C断面)矢板最大曲げ応力及びタイロッド引張応力

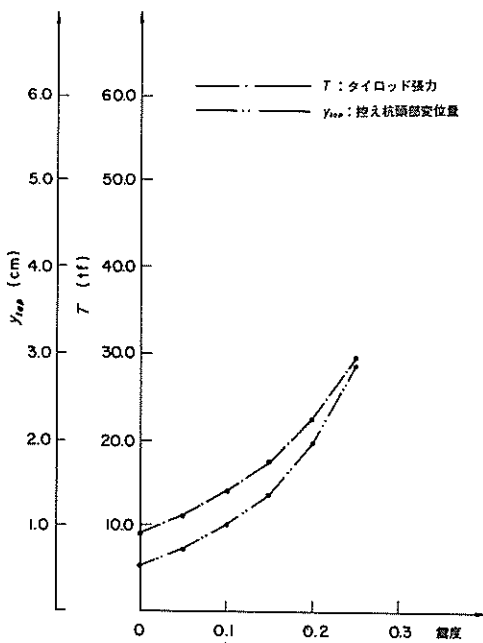


図-6.88 相馬港-5.5m岸壁(C断面)タイロッド張力及び杭頭変位

は0.16で、矢板の曲げ応力、タイロッド応力は、震度0.25でそれぞれ1700 kgf/cm<sup>2</sup>、1750 kgf/cm<sup>2</sup>となり、いずれも許容応力度を越えていない。控え直杭の頭部変位は、震度0.20において、S型地盤で2.0 cm、C型地盤で1.1 cmとなり、震度0.25では、S型地盤で2.9 cm、C型地盤で1.6 cmと計算される。控え直杭の曲げ応力は、震度0.25において、S型地盤で2270 kgf/cm<sup>2</sup>、C型地盤で2420 kgf/cm<sup>2</sup>となり、いずれの地盤であっても許容応力度を越えていない。前面矢板から引いた主働崩壊面と控え直杭から引いた受働崩壊面が交差する位置は、震度0.20以上ではタイロッドより下の位置となる。

本施設に作用した震度は-7.5m岸壁と同様に0.22程度であったと推定する。

根入れ限界震度と比べると作用した震度のほうが大きい。矢板の根入れ不足による被災はなかった。前面矢板の応力、タイロッド応力、控え直杭の応力はいずれも

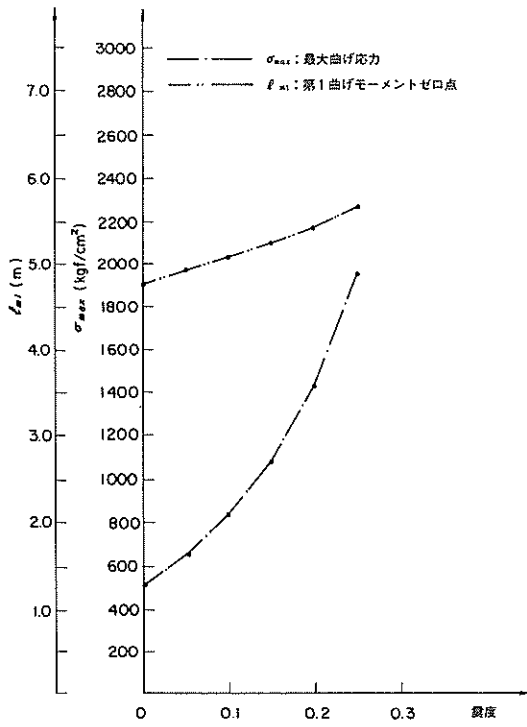


図-6.88 相馬港-5.5m岸壁(C断面)控え杭最大曲げ応力及び第1曲げモーメントゼロ点

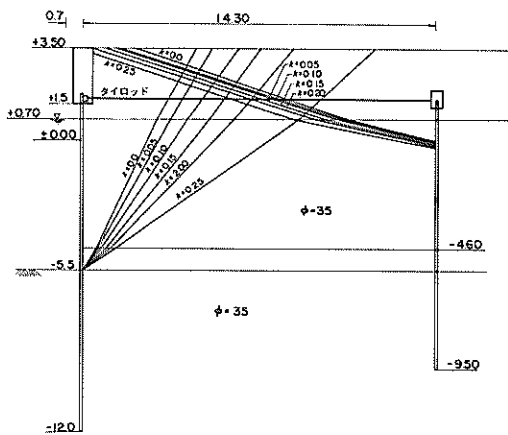


図-6.90 相馬港-5.5m岸壁(C断面)控え工の設置位置

作用した震度においては許容応力度以下となり、これらの被災がなかったこと一致する。作用した震度における控え直杭の頭部変位は、2.4 cm (S型地盤), 1.3 cm (C型地盤) となり、常時の変位 0.6 cm (S型地盤),

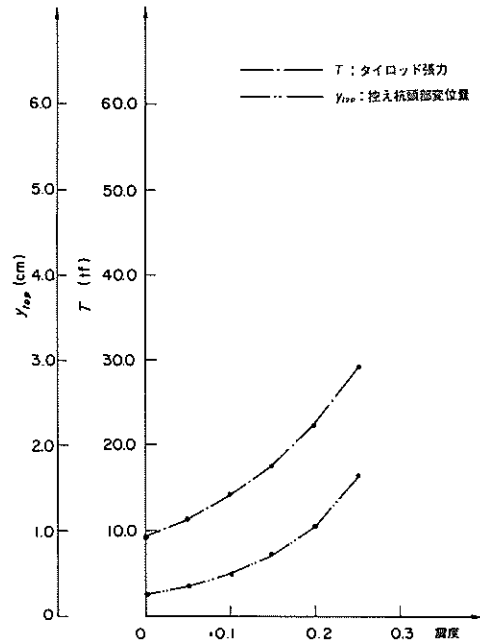


図-6.91 相馬港-5.5m岸壁(C断面)タイロッド張力及び杭頭変位(C型地盤)

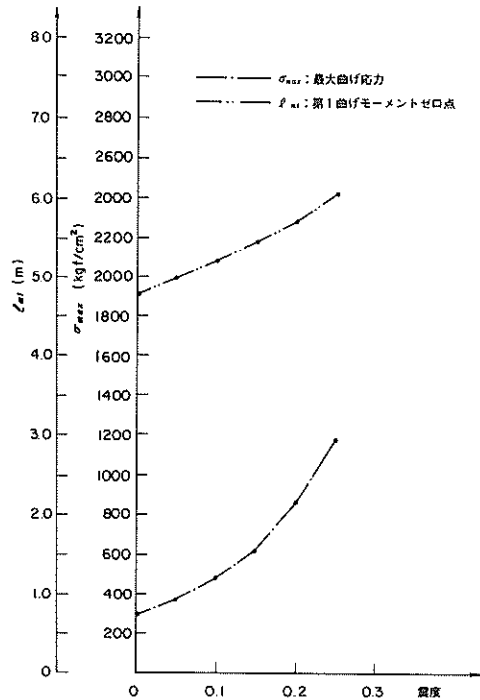


図-6.92 相馬港-5.5m岸壁(C断面)控え杭最大曲げ応力及び第1曲げモーメントゼロ点



表-6.19 控え版式矢板構造物の計算結果一覧

港名	推定加速度 (gal)	施設名	根入れ長安全率が1になる震度	矢板曲げ応力が地震時許容応力になる震度		タイプロッド応力が地震時許容応力になる震度	控え工		被災等
				0.2以上	0.25以上		型式	安全率が1になる震度	
石巻港	196 ~ 313	中島ふ頭 (-5.5 m)	0.16	0.2以上	0.25以上	0.2以上	短杭 ( $l_m/2$ まで有効)	0.14	無被災
				0.25以上	0.25以上		短杭	0.25以上	
荻浜港	216	小積物揚場 (-1.5 m)	0.25以上	0.25以上	0.25以上	逆下型版	0.24	無被災	
相馬港	210 ~ 214	-5.5 m岸壁	0.15	0.23	0.25以上	0.25以上	逆下型版	0.25以上	上郡工とエプロンの目地開き1 cm ~ 2 cm 控え工上は盛り上がり エプロン沈下1 ~ 3 cm 無被災
				0.25以上	0.25以上		逆下型版	0.25以上	

(注) タイロッドがSS材の場合は、降伏点応力度  $2400 \text{ kgf/cm}^2$  を基準にしている。

表-6.20 控え組杭式矢板構造物の計算結果一覧

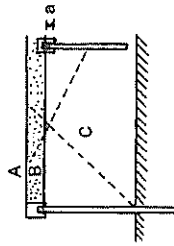
港名	施設名	根入れ安全率が1になる震度	矢板曲げ応力が地震時許容応力になる震度		タイプロッド応力が地震時許容応力になる震度	控え工		被災等
			0.25以上	0.25以上		控え型式	引抜ぐい	
仙台港	雷神ふ頭 (-7.5 m) フェリーふ頭 No.1 (-8.5 m) フェリーふ頭 No.2 (-7.5 m) 中野ふ頭5号 (-10.0 m) 中野ふ頭6号 (-10.0 m)	0.17	0.25以上	0.25以上	0.25以上	組ぐい	0.25以上	無被災
			0.25以上	0.24		組ぐい	0.25以上	
			0.25以上	0.23		組ぐい	0.18	
			0.24	0.25以上		組ぐい	0.20	
石巻港	日和ふ頭 -10.0 m	0.18	0.25以上	0.25以上	0.14	組ぐい	0.25以上	無被災 矢板曲げモーメント、 タイロッド抵抗力は タワミ曲線法で計算
			0.24	0.25以上		組ぐい	0.15	
			0.25以上	0.25以上		組ぐい	0.2以上	
			0.25以上	0.25以上		組ぐい	0.2以上	

(注) SS41のタイロッドは降伏応力を基準にしている。

表一 6.21 控え直杭式矢板構造物の計算結果一覧

港名	施設名	根入れ安全率 になる震度	矢板曲げ応力が地震時 許容応力になる震度	タイロッド応力が地震時 許容応力になる震度	控え工			被災等	
					控え型式	埋戻土の埋戻率 許容応力になる震度	$y_{top}$		控え距離等
仙台港	中野ふ頭1号 (-12.0 m)	0.21	0.205	0.24	控え矢板	0.215 0.25以上	1.05→3.50 1.0→2.90	$k=0.15$ , 領域B $a=-0.20$ $k=0.20$ , 領域C $a=0.89$	エプロン沈下最大10 cm (隅角部は最大30 cm程度)
					控え矢板	0.25以上	0.75→2.40	$k=0.15$ , 領域C $a=0.88$ $k=0.20$ , 領域C $a=1.42$	岸壁法線は最大10 cm の出入り エプロン沈下最大40 cm
	中野ふ頭2号 1・3区 (-10.0 m)	0.17	0.24	0.25以上	控え矢板	0.25以上	0.75→2.40	$k=0.15$ , 領域C	上に同じ
					控え矢板	0.25以上	0.8→2.30	$a=0.88$ $k=0.20$ , 領域C $a=1.42$	
相馬港	中野ふ頭4号 (-10.0 m)	0.22	0.23	0.25以上	控え矢板	0.25以上	0.75→2.50 0.8→2.30	$k=0.15$ , 領域C $a=0.63$ $k=0.20$ , 領域C $a=1.64$	上に同じ
					控え矢板	0.25以上	0.90→2.70 0.5→1.30	$k=0.15$ , 領域C $a=0.09$ $k=0.20$ , 領域C $a=1.04$	無被災
	高松ふ頭 (-4.5 m)	0.20以上	0.20以上	0.20以上	控え矢板	0.20以上	0.50→1.65	$k=0.15$ , 領域C $a=0.13$ $k=0.20$ , 領域C $a=0.92$	エプロン2~3 cmの 段差
					控え直杭	0.25以上 0.25以上	0.65→2.60 0.60→2.10	$k=0.15$ , 領域B $a=-0.16$ $k=0.25$ , 領域C $a=0.47$	矢板上部工とエプロン 目地開き1~3 cm エプロン沈下
	-7.5 岸壁 ( $\phi=40^\circ$ )	0.145	0.25以上	0.25以上	控え直杭	0.25以上 0.25以上	0.55→1.95 0.50→1.60	$k=0.15$ , 領域B $a=-0.31$ $k=0.20$ , 領域C $a=0.15$	控え工上のエプロン盛 り上り 矢板上部エプロンの目 地開き(1~2 cm程 度)
	-5.5 岸壁 ( $\phi=40^\circ$ )	0.155	0.25以上	0.25以上	控え直杭	0.25以上 0.25以上	0.55→1.95 0.50→1.60	$k=0.15$ , 領域B $a=-0.31$ $k=0.20$ , 領域C $a=0.15$	同上

(注) タイロッドの材質がSS 41 の場合は、降伏応力度 2.400 kgf/cm<sup>2</sup> を基準にしている。



0.3 cm (C型地盤)を差し引くと、1.8 cm (S型地盤)、1.0 cm (C型地盤)となる。前面矢板から引いた主動崩壊面が交差する位置はタイロッドよりやや下の位置となること、及び背後野積分の沈下が激しかったことを考えると、本施設についても7.5 m岸壁と同様のことが被災原因として考えられる。

#### 6.4 矢板式構造物のとりまとめと考察

矢板式構造物の計算結果を表-6.19～表-6.21にまとめて示す。矢板式構造物については、重力式構造物と異なり、被災原因が明らかであり、ほとんど控え工の変位によるものであった。本項では、宮城県沖地震のみを検討対象とし、矢板の根入長の安定、矢板最大曲げ応力、タイロッド引張応力、及び控え工の安定についてとりまとめ考察を加える。

本資料で取扱った矢板構造物は、石巻港日和ふ頭の1例を除きすべて砂質地盤上のものであった。

控え工の検討において、控え矢板は、矢板が長ぐいとみなし得るときは控え直杭として、長ぐいとみなし得ないときは控え版として取り扱った。また、作用した震度として、矢板構造物の地盤条件から判断し、表-3.2に示す地表での最大加速度を重力加速度で割った値を用いた。

##### (1) 矢板根入長

矢板の根入長については表-6.19～6.21、図-6.93に示すように16施設中12例、計算上根入れ不足になっていた。しかし、根入れ不足による被災を受けたものはなく、従来から言われているように現行設計法は、根入長に関して、過大な設計法となっている。

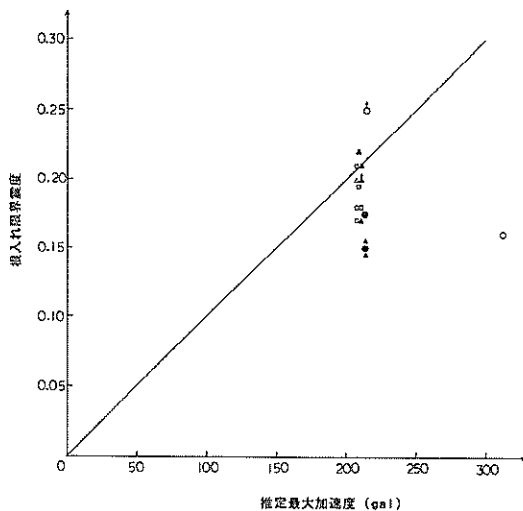


図-6.93 根入限界震度と推定最大加速度

##### (2) 矢板曲げ応力及びタイロッド引張応力

矢板曲げ応力と、タイロッドの引張応力は、表-6.19～6.21に示すように、計算によると、作用したと考えられる震度において、どちらも降伏点強度まで達したものはなかった。また実際に、矢板の曲げ破壊、タイロッドの破断などの被災もなかった。矢板曲げ応力、タイロッド引張応力に対する現行設計法は、安全であるといえよう。

##### (3) 控え版

控え版の移動限界震度と推定最大加速度との関係を、被災、無被災別に示したのが図-6.94である。作用した震度が控え版の移動限界震度に近いものが3例あるが、そのうち1例は被災(相馬港-5.5 m岸壁)2例は無被災であった。また限界震度を大きく超えた震度が作用したものが1例(石巻港中島ふ頭)あるが、無被災であった。

石巻港中島ふ頭が無被災であり計算結果と一致しないのは、控え矢板を短杭とみなし  $l_{m1}/2$  ( $l_{m1}$ はタイロッド取付点から、曲げモーメント第1ゼロ点までの距離)以深の矢板部を無視したためと考えられる。つまり、本控え版は5.5 mの長さを有していることから、長杭の挙動をしたか、あるいは、 $l_{m1}/2$ より下方まで、受動土圧が働いたと考えれば、本施設が強い強度を発揮したことの説明がつく。被災を受けた相馬港-5.5 m岸壁では、前面矢板の主働崩壊面と控え版の受動崩壊面とが震度0.5以上になると土中で交わっている。しかし、他の無被災施設についても同様の結果となっており、被災原因を控え版の前面矢板からの設置距離に求めることはできない。ただし、被災施設と無被災施設では、控え版の天端の深さに差があり、被災施設は土中の天端が浅い。また、被災施設背後

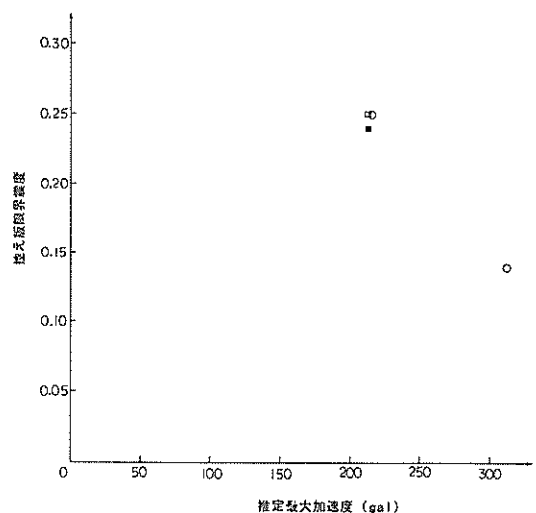


図-6.94 控え版限界震度と推定最大加速度

の野積場で、舗装の沈下、き裂があることから、地表付近の土の締固め度が小さかったと推察される。以上から、震動による地表付近の土の強度低下が起り、控え版の抵抗不足が生じたものと考えられる。したがって、本被災例からは控え版の安定に対する現場設計法に問題があるとはいえない。

控え版式矢板構造物の設計法は、控え組杭式や控え直杭式の構造物と異なって、土圧の極限的釣り合いをもとにした設計法であり、その点では矢板の根入れ長の算定法や重力式構造物の設計法と同類の古くからの実績を有するものである。この現行設計法は、今回の解析結果からも、比較的信頼できる設計法であることが確認できる。

#### (4) 控え組杭

控え組杭式の矢板構造物はすべて無被災である。表-6.20に示すように、現行設計法による押込杭、引抜杭の支持力のそれぞれの限界震度は、すべて0.25以上(軟弱地盤上にある1施設は除く)で、作用した震度と比べ大きな値であった。仙台湾の5例については、同じ設計震度(0.1)で作られている隣接の控え矢板式矢板岸壁が被災を受けているのと対照的である。

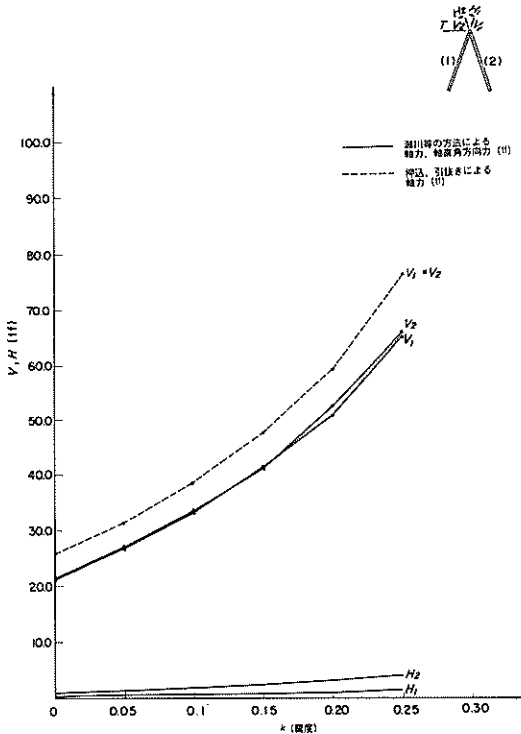


図-6.95 控え組杭に働く軸力及び軸直角方向力 (仙台湾中野ふ頭5号)

この原因としては、控え直杭や控え矢板にとって、杭頭付近での土の抵抗の減少が致命的であるのに対し、組杭では、杭の全長に渡り土の軸方向抵抗力を期待でき、表層付近における土の抵抗力の減少が水平変位に及ぼす影響を受けにくい構造となっているためと考えられる。

現行の組杭の設計法は、押込杭と引抜杭に軸方向力のみが作用すると仮定しており、杭の横抵抗力を考慮していないので、設計法として余裕を見過ぎていると考えられる。そこで、中野ふ頭5号を例にとって、軸直角方向力(軸の横抵抗力)も考慮した瀬川等の方法<sup>22)</sup>で杭の支持力及び曲げ応力の計算を行った。(図-6.95, 6.96) その結果は、震度0.2で水平変位は0.2cmで軸方向力の減少率はせいぜい10パーセント程度と小さい。逆に、軸応力と曲げ応力の合成応力は、軸方向力のみが作用するとした場合の引張(圧縮)応力に対し、50%程度増加する(ただし、許容応力以下である。)結果となった。すなわち、軸方向力を考えたとしても、杭の支持力に対する安全率に大した変化はなく、逆に条件によっては応力の面でcriticalになる可能性がある。

以上の検討結果から、控え組杭の現行設計法は、杭の根入れに関してはやや安全側、杭の断面応力に関しては

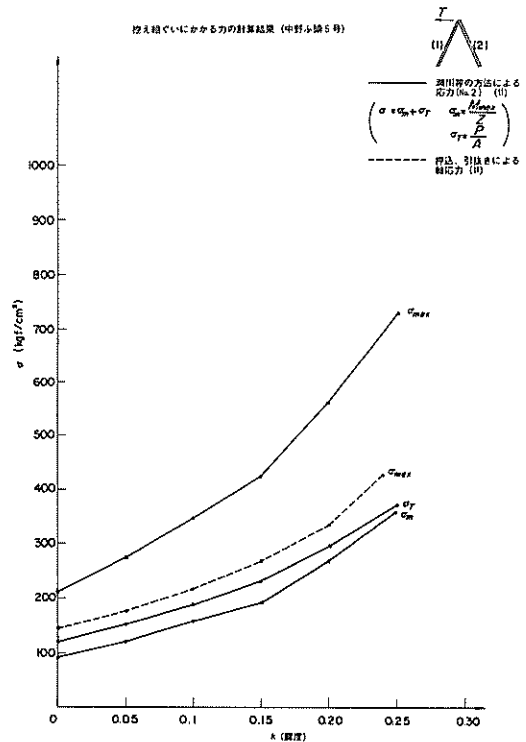


図-6.96 控え組杭に働く応力 (仙台湾中野ふ頭5号)

やや危険側の設計であると考えられるが、従来の実績等を考え併せると充分安全な設計法であるといえる。

(5) 控え直杭

控え直杭の曲げ応力が、表-6.21に示すように推定最大加速度のとき、降伏応力度に達したものはなかったが、8例中7例までが被災を受け、そのうち5例に法線のはらみ出しがあった。これは、杭頭の変位によるものと察せられ、直杭式構造が比較的大きい変位を生じやすい構造様式であるためと考えられる。しかし図-6.97に示すように計算変位と被災変位との間に直接的な関連はない。残留変位は、地震時の実際の矢板変位を、表しているとは、考えにくい。

控え工の設置距離について検討する。表-6.21に震度0.15と震度0.20及び作用震度のときの主働崩壊面と受働崩壊面の交さ位置を示した。aは交さ位置のタイロッドからの深さ(下向きを正)を示している。仙台港については、矢板の法線に特に被災が認められなかった中野ふ頭1号、吾嬬製鋼岸壁、高松ふ頭では交さ位置が浅く、被災のあった中野ふ頭2号~4号では交さ位置が深くなっている。また相馬港でも、交さ位置の深い-7.5m岸壁のほうが-5.5m岸壁に比べわずかではあるが全体に上部工とエプロンのすき間は大きく、被災の程度と交差位置

とに関連性がみとめられる。また、法線のはらみ出しの大きい中野ふ頭2~4号では、作用したと考えられる震度0.21のとき、前面矢板の主働崩壊領域に、控え直杭の頭部が入っており、これにより直杭頭部の横抵抗力の減少が生じていると考えられる。

以上から控え直杭の安定度は、前面矢板からの設置距離の影響を受けやすいといえる。また控え版の検討において指摘したように、控え直杭は杭頭付近表層土の強度低下の影響を受けやすい構造であるといえる。

最後に、控え直杭や控え矢板の安定計算を行う際の、 $\bar{N}$ 値のとり方及び杭幅による地盤力係数の低減を考慮することが、計算結果に与える影響について簡略な検討を行った。中野ふ頭4号を例にとり $\bar{N}$ 値(S型地盤)と、杭頭変位量及び最大曲げモーメントの関係を示したものが図-6.98と図-6.99である。本資料の解析では、S型地盤とし $\bar{N}=5.0$ を採用しているが、 $\bar{N}=5.0$ 前後の実線の変動とみると杭頭変位量、最大曲げモーメントともに、それほど大きな変動をしていない。すなわち、 $\bar{N}$ の取り方による計算結果の差は、今回の場合、あまり問題にならないと言える。杭幅による地盤圧力係数の減少率

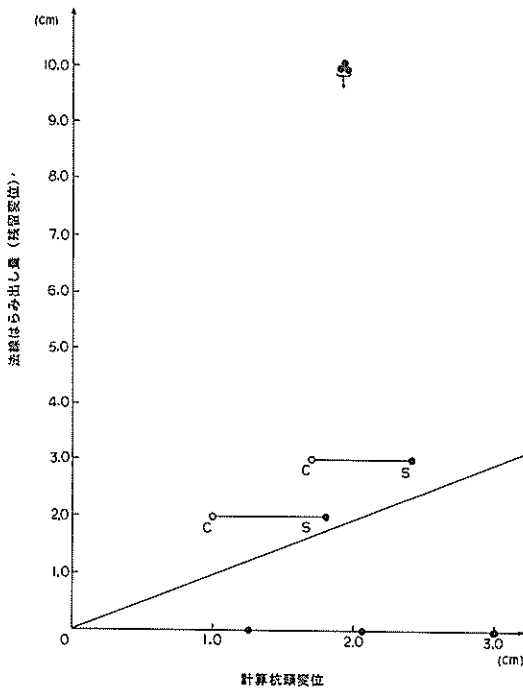


図-6.97 法線はらみ出し量と計算杭頭変位

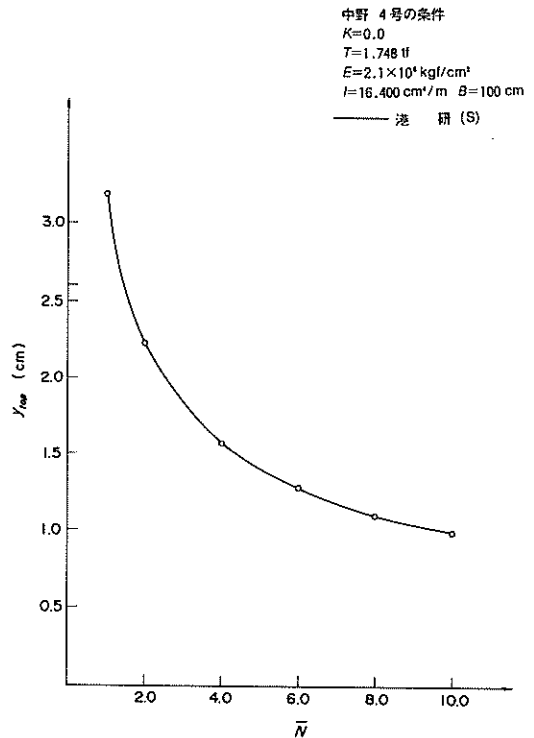


図-6.98  $\bar{N}$ 値と杭頭変位の関係

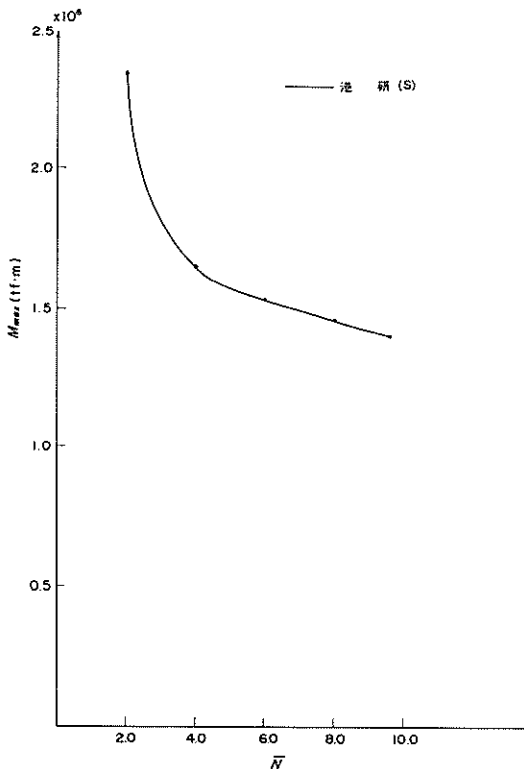


図-6.99  $\bar{N}$ 値と最大曲げモーメントの関係

が杭頭変位、最大曲げモーメントに及ぼす影響を示したものが図-6.100である。港研方式(S型地盤)の場合、仮に、20%低減させると、杭頭変位に20%程度、最大曲げモーメントに対し5%程度の増大があることが分かる。以上から、 $\bar{N}$ 値や、杭幅による地盤圧力係数の減少率が、多少変動しても、本資料の計算結果に及ぼす影響はわずかであると考えられる。

## 7. むすび

1978年宮城県沖地震の被災例などによって、重力式構造物、矢板式構造物について安定の解析等をし、現行設計法について検討を行った。

今回の検討の結果では、現行設計法は設計における検討項目全般にわたって安全側となっており、これによって設計しても、特に問題がないといえる。ただし今回の分析で設計上の課題等も含めて、以下のことが明らかになったので、これらについては留意する必要がある。

### (1) 重力式構造物

① 滑動、転倒及びび端し圧に関し、安全率が1.0以下(限界震度を作用震度が超過している。)であっても、

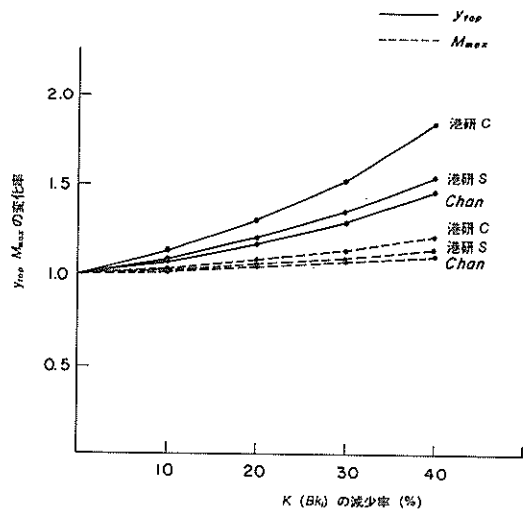


図-6.100 地盤反力係数の減少と杭頭変位、最大曲げモーメントの関係

被災しない構造物が多くみられた。

② 片山、内田の方法による地震の支持力の安全率が1.0以下のものに被災例が多い。

③ 推定加速度と構造物への作用震度の野田等の関係式は、隅角部を除き、滑動に対しては、現行設計法よりも妥当であると思われる。

### (2) 矢板式構造物

① 前面矢板の根入長については、安定計算上、明らかに根入れ不足のものが多くあったが、根入れ不足により被災を受けたものはなかった。従来からいわれているように、今回の検討結果からも砂地盤への矢板根入れ長に関する現行設計法は、やや過大であるといえる。

② 矢板の最大曲げ応力及びタイロッド引張応力は、降伏応力度まで達しているものはなく、実際に断面不足による被災はみられなかった。

③ 控え版式矢板構造物は、作用震度が滑動限界震度に近いもの3例のうち、1例は控え版に被災があったが、限界震度を大きくこえた1例については全く被災はなかった。被災例が設計法の欠陥によるというより、むしろ他の原因によるものと判断された。

④ 組杭式控え工の軸方向支持力に関し、限界震度を越えるものはなく、被災例もなかった。一方、隣接する直杭式構造物が被災を受けていることから考えると、直杭式控え工に比べ耐震性に優れた控え工といえる。

⑤ 直杭式控え工の杭の曲げ応力が降伏応力度に達したものはなかったが、8例中7例までが矢板線のはらみ出

し等の被災を受けていた。これは、杭の変位によるものと察せられ、直杭式構造が比較の変位の大きい構造様式であるためと考えられる。被災変位と計算変位との関連はなく、矢板と控え杭との間隔の相違、及び直杭表面付近の土の締固め度、が影響していると考えられる。

今後上記の課題等に対して、さらに調査研究を進めていくことが必要であるが、特に最大加速度の推定の問題、地震時の力学的条件を常時と同じように扱っていることに対する問題が重要と思われる。

本資料が今後の研究及び設計にあたっての有益な判断資料として活用されることを期待する。

最後に、本資料のとりまとめにあたって、種々御教示下さった石渡設計基準部長に深甚なる謝意を表します。

(1983年3月31日受付)

## 参考文献

- 1) 運輸省港湾局監修；港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，1979年3月。
- 2) 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10月。
- 3) 立石哲郎，福家龍界，須田禎，光本司；傾斜偏心荷重を受ける帯状基礎の支持力に関する研究，運研報告，12巻，1号（昭和37年）
- 4) Meyerhof, G. G.; The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads, Proc. 3rd Int. Conf., S. M. F. E., Vol. I, 1953, p. 440
- 5) 沢田源平；斜面をもった矢板根入部の受働土圧計算法，港湾技研資料，No. 9，昭和39年4月。
- 6) 北島昭一，岸正平，隆旗健一，粘土地盤に根入れ部をもった鋼矢板壁の設計計算の簡易化，港湾技研資料，No. 56，1968年9月。
- 7) 三橋郁雄，中山種清；1973年根室半島沖地震などの被災例による現行設計法の検討，港湾技研資料 No. 184，1974年6月
- 8) 片山猛雄，内田豊彦；偏心傾斜荷重を受ける二層系地盤上の帯状基礎の支持力，港湾技研資料，No. 140，1972年。
- 9) 野田節男，上部達生，千葉忠樹；重力式岸壁の震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，Vol. 14，No. 4，1974年1月。
- 10) 気象庁観測部地震課；地震月報。
- 11) 1978年宮城県沖地震調査委員会；1978年宮城県沖地震調査報告書，土木学会東北支部，昭和55年4月。
- 12) Eiichi Kurata, Susumu Iai, and Hajime Tsuchida; Annual Report on Strong-Motion Earthquake Records in Japanese Ports (1976 and 1977), Technical Note oA the Port and Harbour Research Institute, No. 287, March 1978, p. 194
- 13) 土田肇，稲富隆昌，野田節男，柳生忠彦，田端竹千穂，徳永省三，大槻有吾，平野忠吉；1978年宮城県沖地震港湾被災報告，港湾技研資料，No. 325，1979年9月。
- 14) 土田肇，倉田栄一，石坂徳三，林聡；各種地盤における平均応答スペクトル，港湾技術研究所報告，Vol. 12，No. 4，1973年10月。
- 15) P. B. Schnabel, J. Lysmer, and H. B. Seed; SHAKE-A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC 72-12, Col. of Eng., Univ. of Calif. Berkeley, 1972.
- 16) 文献 14
- 17) "
- 18) 石原研而，川瀬泰裕，中島三春；宮城県沖地震による砂地盤の液状化解析，土木学会，第34回年次学術講演会講演集，pp 279~280，1979年10月。
- 19) 土田肇，井合進；1978年宮城県沖地震による液状化事例の解析，第15回地震工学研究発表会講演概要，1979年7月。
- 20) 古土井光昭，片山猛；残留水位測定調査，港湾技研資料 No. 115，1971年3月。
- 21) 野田節男，上部達生；重力式岸壁の地震被災例集，港湾技研資料，No. 227，1975年9月。
- 22) 瀬川完亮，内田豊彦，片山猛雄；組杭の設計法について（その2），港湾技研資料 No. 110，1970年。







港湾技研資料 No. 449

1983. 6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 阿部写真印刷株式会社

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