

港 湾 技 研 資 料

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

No. 184 June 1974

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

三 橋 郁 雄
中 山 種 清

運 輸 省 港 湾 技 術 研 究 所



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

目 次

1. まえがき	5
2. 根室半島沖地震	5
2.1 被害の概要	5
2.2 検討の方向	9
2.2.1 概 要	9
2.2.2 被災震度の推定方法	11
2.2.3 液状化時の裏込土圧	15
2.2.4 二層系偏心傾斜荷重の問題点	17
2.3 計算条件	17
2.4 重力式構造物	18
2.4.1 花咲港	18
(1) - 6.0m 岸壁取付	18
(2) - 6.0m 岸壁	18
(3) - 5.5m 岸壁（注入コンクリート）	21
(4) - 5.5m 岸壁（L型）	21
(5) - 3.0m 中央物揚場	21
(6) - 4.0m 中央物揚場	34
(7) - 4.0m 東物揚場	36
(8) 東物揚場取付	39
(9) 考 察	43
2.4.2 根室港	46
(1) - 5.5m 岸壁（L型）	46
(2) - 5.5m 岸壁（注入コンクリート）	48
(3) - 4.0m 物揚場（L型）	50
(4) - 4.0m 物揚場（注入コンクリート）	53
(5) 考 察	55
2.4.3 霧多布港	56
(1) - 3.0m 物揚場	56
(2) - 4.0m 物揚場	59
(3) - 2.0m 物揚場（L型）	62
(4) 考 察	65
2.4.4 釧路港	66
(1) 概 要	66
(2) 錦町岸壁・セルラー・ブロック部分	66
(3) 錦町岸壁・鋼矢板セル部分	70
2.4.5 重力式構造物のまとめ	74

2.5	矢板式構造物	75
2.5.1	花咲港	75
	(1) -4.5m 岸壁	76
	① 概 要	76
	② 矢板壁の検討	79
	③ 控え工の検討	82
	④ ま と め	88
	(2) -3.0m 物揚場(改良)	88
2.5.2	矢板式構造物のまとめ	90
3.	1968年十勝沖地震	91
3.1	概 要	91
3.2	重力式構造物	91
3.2.1	室蘭港	91
	(1) 西1号ふ頭西側-4.5m 岸壁	91
	(2) 西1号ふ頭西側-5.5m 岸壁	94
	(3) 西2号ふ頭西側-7.5m 岸壁	94
	(4) 富士鉄埠頭甲種岸壁	94
	(5) 富士鉄埠頭乙種岸壁	96
	(6) 考 察	96
3.2.2	青森港	97
	(1) 中央埠頭3千トン-7.5m 岸壁	97
	(2) 浜町埠頭-5.5m (ブロック式)	98
	(3) 浜町埠頭-5.5m (ケーソン式)	99
	(4) 堤川左岸-2.5m 物揚場(ブロック式)	99
	(5) 考 察	100
3.2.3	八戸港	100
	(1) 鮫地区-5.0m 岸壁(ケーソン式)	101
	(2) 鮫地区4号物揚場(ブロック式)	101
	(3) 白銀埠頭先端護岸(ブロック式)	101
	(4) 考 察	102
3.2.4	函館港	102
	(1) 中央埠頭北側-9.0m 岸壁(ケーソン式)	102
	(2) 中央埠頭北側-9.0m 岸壁(ブロック式)	102
	(3) 考 察	102
3.3	セル式構造物、矢板式構造物	103
3.3.1	セル式構造物	103
3.3.2	矢板式構造物	104
3.4	十勝沖地震のまとめ	106
4.	ま と め	107
	参 考 文 献	111

Analysis of the Damage to Harbour Structures by the 1973 Nemuro-Hanto-Oki Earthquake

Ikuo MITSUHASHI*
Tanekiyo NAKAYAMA**

Synopsis

The 1973 Nemuro-Hanto-Oki earthquake (June 17, 1973) damaged the harbour structures in the east part of Hokkaido.

In this Report, we investigated the stability of these harbour structures applying the present design methods.

We got the value of the acceleration which was supposed to act statically on structures from the viewpoint of the present design methods, and compared with the maximum value of the ground acceleration.

Adding this, the same method of calculating the static acceleration was taken in the case of the structures damaged by the 1968 Tokachi-Oki earthquake.

* Member of the Design Standard Section, Design Standard Division

** Chief of the Design Standard Section, Design Standard Division

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

三橋 郁雄*
中山 種清**

要 旨

1973年根室半島沖地震および1968年十勝沖地震により被災を受けた港湾のけい船施設について、現行耐震設計法により安定の解析を行ない、現行設計法の問題点とくに震度について検討を行なったので、これは報告する。

1. ま え が き

昭和48年6月17日に発生した1973年根室半島沖地震は北海道東部の港湾施設にかなりの被害を与えたため、地震後直ちに技術調査団による現地調査が実施され、その調査結果の詳細は「1973年根室半島沖地震・港湾被害報告、津波調査報告」として報告されている。

これによると釧路港の地盤上に設置されていたSMACB₂型強震計は最大加速度がNS成分で164 gal, EW成分で123 gal, UD成分で56 galを記録し、合成水平加速度は真北に対し約3°東に回転した方向で170 galと計算された。釧路港より震央に近い花咲・根室・霧多布の諸港には一層大きな最大加速度が米襲したものと予想され、調査団の推定では花咲・根室で280 gal, 霧多布で250 galとなっている。これらの各港は大部分が設計震度0.15で設計されており、花咲港において岸壁の使用不能を含む被害が出た他、軽微な被災にもかかわらず耐震設計法上興味ある現象もいくつかみられた。

本報告書はこのような被災現象を現行設計法により解析し、被災とつき合わせて現行設計法の問題点を検討しようとするものである。

現行設計法で解析する場合には1968年十勝沖地震の解析でとられたように、「強震計記録の水平最大加速度を設計上の震度に換算した値」を堤体に作用した震度として安定計算を行ない安全率を求め、これと1.0との大小関係から推測される被災現象と現実の被災とを比較する方法がある。しかし1968年の十勝沖地震の場合現行設計法は安全側すぎて現実の被災を説明できない例が多々あることがわかった。このことから強震計記録の最大値を換算した値より小さな値が実際には堤体に作用するのではないかと考えられていた。

そこで本報告書では重力式構造物に限り、現行設計法を用いて実際に構造物に作用したと思われる震度を逆算する

方法を採用することにした。当然のことながらこの方法により、現行設計法の検討を行うこともでき、重力式以外の構造物の被災の有無にも何らかの示唆を与えられるかもしれない。この場合1968年十勝沖地震の施設も新たな検討対象となるので、合わせて報告する。

さらに、今回の地震において砂地盤の流動化が生じ、被災を大きくしたと思われる箇所があるので、流動化した場合の圧力分布を仮定して堤体の安定計算も行なうこととする。

2. 根室半島沖地震

2.1 被害の概要

1973年根室半島沖地震による港湾施設の被災は、花咲港、霧多布港、釧路港において生じ、根室港では軽微な段階でとどまった。詳細な説明は「1973年根室半島沖地震・港湾被害報告」に述べられているので、ここでは概略についてふれるにとどめる。

(1) 花咲港

花咲港は今回の地震でもっとも大きな被災を受けた。花咲港の平面図を図2.1.1に、法線の被災状況を、図2.1.2に示す。これによると、-6.0m岸壁と、その取付け部分、漁業埠頭先端部、及び-4.0m東物揚場とその取付部分に、法線のはらみ出しが大きくみられ、被災が集中していることがわかる。これらはどれも突堤部ないしは海側に凸の隅角部であり、従来からいわれている通り、これらの地域は地震による被災を受け易いものと思われる。とくに、漁業埠頭先端部の-4.5m矢板岸壁は、はらみ出し量が2.0mに及び、また-6.0m岸壁は堤体が大きく前傾し、地盤支持力不足によるものであることを想像させる。他の施設も少なからず沈下やはらみ出しを起しており、エプロン舗装コンクリート部分の沈下も大きい。

(2) 霧多布港

* 設計基準部 設計基準課
** 設計基準部 設計基準課長

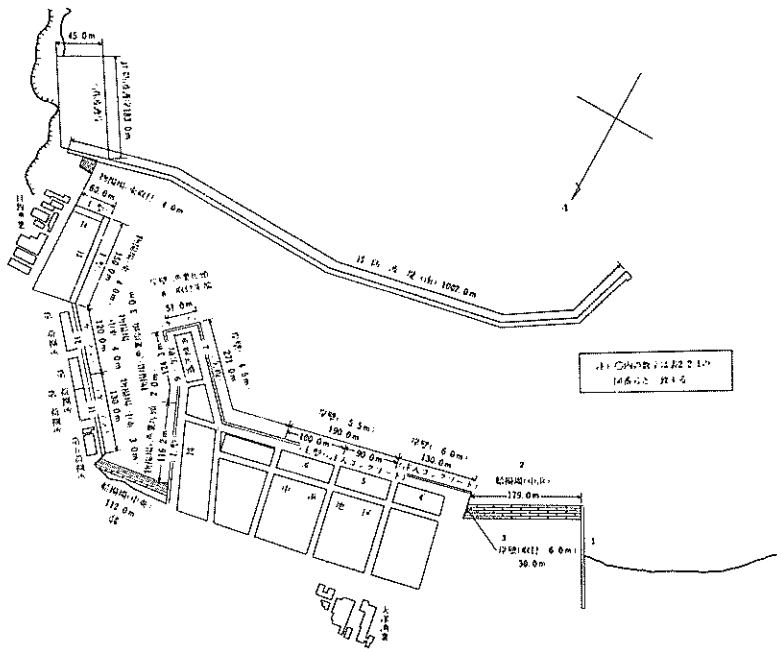


图 2.1.1 花咲港平面图

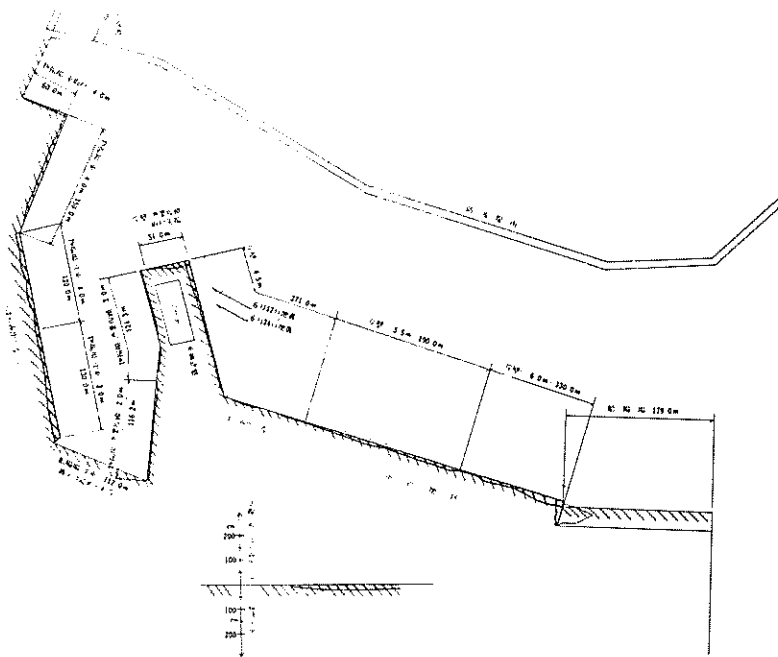


图 2.1.2 花咲港被災状况图

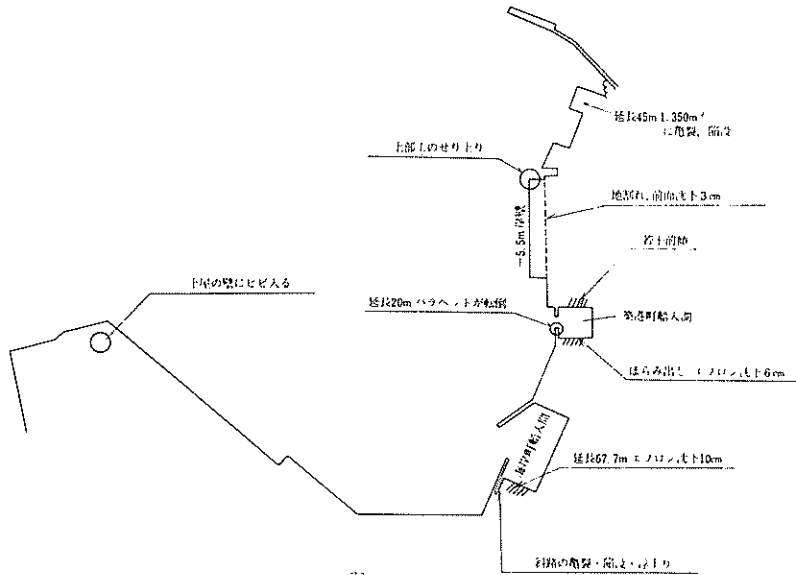


図2.1.7 根室港被災箇所平面図

霧多布港の平面図を図2.1.3に、被災箇所平面図を図2.1.4に示す。

被災はエプロン舗装コンクリートの不等沈下が目立つ。法線の被災は波除堤と-2.0m 矢板との取付部にある注入コンクリート塊及び-2.0m L型と船揚場との取付部分以外は軽微である。

(3) 釧路港

釧路港での被災は-6.0m 釧路岸壁・セルラブロック部分での法線の沈下とはらみ出し及び釧路西港での-5.0m 矢板岸壁の法線のはらみ出しである。前者は同一法線上にある鋼矢板セルが無被災であり、際立った対照をなしている。後者は上部工とエプロン工の未施工段階での被災である。

なお、釧路本港の平面図を図2.1.5に示す。

(4) 根室港

根室港の平面図を図2.1.6、被災箇所平面図を図2.1.7に示す。

根室港は花咲港と陸路で6kmしか離れていないが、花咲港の被災と比較するとはるかに軽微である。根室港に襲った震動加速度は、根室気象台の地震計が振りきれたこと、現地の人々の感覚や、集合煙突等の家屋の被災の花咲町と根室町での比較から、花咲港のものと同じ程度と考えられる。

2. 検討の方法

2.2.1 概要

今回の地震では以上のべてきたような被災が認められた

が、これを現行設計法により検討してみよう。

検討内容は、現行設計法が実際の被災現象を説明しうるものなのかどうかという方向で行なうべきであるが、この報告書では重力式構造物の場合そのような立場はとらない。というのは、現行設計法で解析するためには図2.2.1で示したようにinput dataとしての震度、内部摩擦角等を設計理論（滑動理論、転倒理論、地盤支持力理論etc.）に入れ込んでoutputとしての安全率を算出し、これとcriticalな安全率（通常は安全率1.0）との関係から推測される被災現象が実際の現象と一致しておれば、この設計法は実用に耐えるということになる。ところがinput dataのひとつである震度の決定方法が現在なお不明確であり、このためoutputの安全率を計算することができないのである。

現行の耐震設計法は静的解析法としての震度法を採用しているが、現実のダイナミックな地震動とこの震度との関連が未だ不明であり、1968年の十勝沖地震¹⁾の解析では、強震計記録の最大値を換算した値を計算上の震度（最大加速度震度と名付ける）として用い、criticalな安全率を1.0として、現実の被災現象と比較してみたところうまく一致していない。さらに今回の地震では港湾地帯の強震記録は釧路港でのみ採取されただけで、解析の主要な対象港である花咲・霧多布・根室の諸港では、強震計がおかれておらず、来襲した最大加速度さえとられていない。

以上のような理由から、図2.2.1で示したような現行設

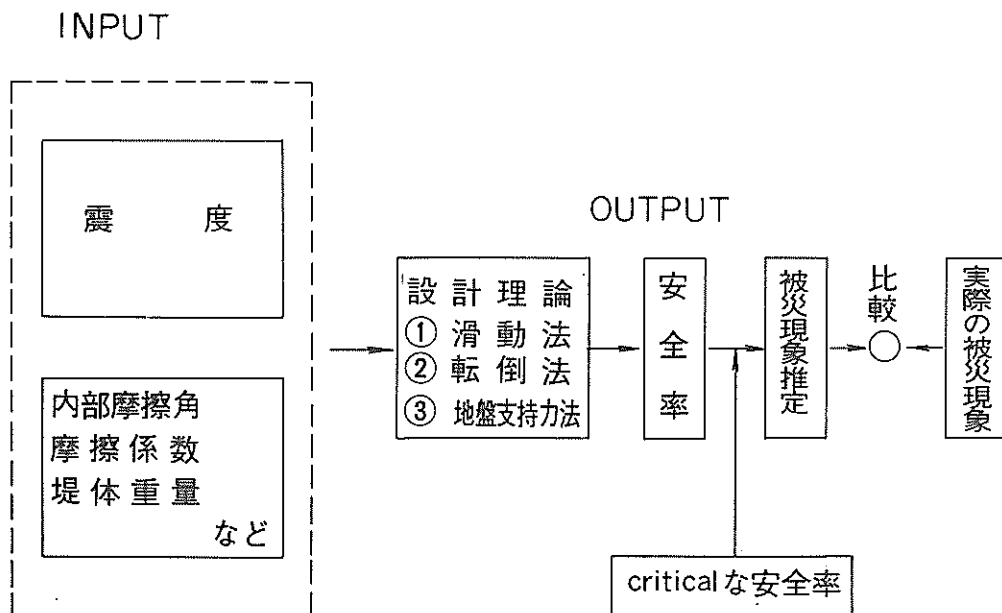


図2.2.1 現行設計法による被災現象の解析方法のフロー

計法の検討を行なうことは本報告書では実施せず、逆に、被災現象を詳細に分析し、被災例と無被災例を比較することによって input data としての震度を推定することとした。すなわち、実際の現象が現行設計法で説明つか否かの問題から離れ、現行設計法は正確な input data を設計理論に入れ込めば、得られる安全率から推測される現象と実際の現象とが完全に合致するという仮定をたて、それでは今回の地震ではどの程度の震度が構造物に作用したかという問題を探究することになる。ここではこの震度を被災震度と名付ける。

このような検討方法を採用するときの問題点は種々あるが、特に重要なのは critical な安全率は、図2.2.1の設計理論（現行の設計基準法による）内部でたてられる仮定事項の変数であり、設計震度が仮りに正確であるとすれば設計理論毎に異なることが予想されるにもかかわらず、この値が不明のため、共通的に 1.0 を採用することであろう。このため数多くの被災および無被災堤体を解析したあと、滑動をおこした例とおこさない例から判断して求められる、その港湾に襲った震度と、地盤支持力不足の生起の有無の方から求められる震度とが異なることは十分考えられる。しかし、本報告書では critical な安全率は共通的に 1.0 をとると仮定した上で検討を行なうこととする。

このような立場で検討を行なう場合、被災施設がどのような被災挙動を呈したか推測しなければならない。その方法については後述する。

この検討方法は今回の地震により被災をうけた花咲港、根室港、霧多布港の重力式構造物に採用する。釧路港は被災した堤体がひとつであり、その被災形式も後述するように特異でそれを解析するに足る確立した設計理論もないのでこの方法は採用しない。

以上のべてきたのはすべて重力式係船岸（ケーソン式、ブロック式、注入コンクリート式）の場合についてである。矢板式構造物の場合には施設数が少く、上述の方法が適用できないので、重力式から推測される来襲した震度（被災震度）による検討を行なうことにする。また、今回の被災で最大のものは、花咲-4.5 m 岸壁（矢板式）で生じており、ここでは震動による大規模な裏込砂の液状化が生起したと思われる。液状化の問題については新潟地震以来多くの研究がなされてきており、その発生機構はほぼ解明されたと思われる。そこでここでは港研で実施された模型実験より推定される発生機構に基づいて、液状化した場合の裏込土圧分布を仮定し、この場合の矢板式構造物の安定についても検討する。液状化した裏込土圧分布については後述する。

以上でおおまかな検討の方向を述べたが、本報告書ではもうひとつ意図した事項がある。それは近年開発された片山・内田による「二層系地盤上に作用する偏心傾斜荷重の安定計算法」を、重力式構造物の地盤支持力の解析に適用したことである。従来この種の問題は理論的に大きな仮定を用いた計算法に則ってなされてきており、これら計算法

は1968年十勝沖地震の解析をみても実際の被災現象を説明するに足る方法とは思われない。片山・内田らの方法は一層系地盤で取扱われていた方法を二層系地盤に拡張したものであり、実際の現象により近づいたと考えられる。しかし、この方法も多くの問題を含んでおり、実用化にあたっては実際の被災例との照合を必要としている。そこで本報告書では片山・内田による提案方法で解析を行ない、その結果から逆に片山・内田法の妥当性について考えてみる。片山・内田法の問題点については後述する。

以上述べた検討方針に沿ってこの報告書では次に記すような、今回の地震で得られた耐震設計法上興味ある事項の解明につとめることとする。

- ① 花咲港・霧多布港の被災原因の解明
- ② 根室港の無被災の理由
- ③ 花咲港-4.5m岸壁(矢板式)の被災原因の解明
- ④ 花咲漁業埠頭(突堤)両面での被災の差の原因究明
- ⑤ 釧路港鋪町岸壁での堤体構造の相違による被災の差の検討

2.2.2 被災震度の推定方法

重力式係船岸の被災は通常・滑動・転倒および地盤支持力不足により生起する。今回の被災例では転倒によるものはみあたらないので滑動および地盤支持力不足によって生起したものと考えられる。地盤支持力不足の中には、捨石層内でおこる直線すべりと、捨石層と基礎地盤の両者が関連する支持力不足の二つがあるが、前者は捨石層が厚い場合におこるものであり本報告書の検討施設の場合には無視できると考えられるので、後者と滑動の二つを被災要因とする。

これらの被災例から被災震度、すなわち設計計算上当該港湾に襲ったと思われる震度を算出する方法を示す。

まず各堤体毎に滑動および地盤支持力について震度と安全率の関係のグラフを描く。滑動の安全率が1.0をきる震度を滑動震度と名付け、地盤支持力の安全率が1.0をきる震度を偏心傾斜震度と名付ける。例えば、滑動震度が0.2ということは、震度0.2以上のとき理論上その堤体は滑動することを意味する。

次に各堤体の被災状態を分析し、それが滑動で生起しているのか、地盤支持力不足で生起しているのか、それとも両者が同時に生起しているのかをみきわめる。滑動も地盤支持力不足もおこしていない場合には、滑動震度および偏心傾斜震度よりも小さな値の被災震度が堤体に作用したと考えることができる。滑動はおこしていないが地盤支持力不足は生起していると判断された場合には、滑動震度よりは小さいが偏心傾斜震度よりは大きい被災震度が襲ったと考えられる。このようにして各堤体について被災震度の存

在範囲が判明すれば、次に考えている港湾区域のどの施設にも全く同じ震度が作用したと仮定して、どの施設についても矛盾のないように被災震度の存在範囲を推定する。実際には、被災現象の解析から地盤支持力不足は生起しているが滑動は生じていないと判断されても、理論的な解析では滑動震度の方が偏心傾斜震度よりはるかに小さいというケースもあるかもしれない。また港湾全域の被災震度よりはるかに大きい滑動および地盤支持力震度を有している堤体が実際には被災をうけている場合も考えられる。これらのことはひとつにはinput dataとしての震込、基礎捨石、基礎地盤の内部摩擦角および摩擦係数の不明確さに負うところもあるが、設計法、とくに地盤支持力の計算法である片山・内田法の内部でとられている仮定などのような設計法の適用性に本質的にかかわる問題と関連していることも考えられる。

さて、堤体の被災時の挙動の推定は次のようにして行う。図2.2.2に考えられる堤体の挙動を図化してある。

①は地震をうけても堤体になんら変化が認められない場合である。

次に滑動に対しては十分安全であるが、地盤支持力不足を生起する場合について考えてみよう。

現行設計法では地震時に堤体に作用する外力は震込による土圧力、重力および地震動の加速度に基く質量力の三つで、これらの合力は堤体下面に対し偏心傾斜している。いま地盤が砂質土の一層系の場合で円弧状のすべり円を仮定すれば図2.2.3に示すように堤体下面のA点を発点とするすべり円がB点、C点よりも生起しやすいことが理論的に知られている。²⁾しかしA点を支点として図の点線のように堤体が傾斜するとは堤体重量が十分大きいことから常識的に考えにくく、確かにこのことは文献2)の模型実験によっても確認できる。この場合図2.2.2に示すような①、②、③の形態がもっともまともと考えられる。①は堤体後趾を支点として回転するものであり、②は堤体が前傾しないで鉛直に沈下するものであり、③は①と②が同時に生起した場合である。②は作用点が底面の中央より陸側にある偏心傾斜荷重の場合(前面にフーチングのあるL型壁にみかけられる)にはありうる。しかし、作用点が底面の中央より海側にある偏心傾斜荷重の場合には、理論的にはありえない。

次は地盤支持力不足は生起しないが滑動は生じるケースで、例えば堤体が岩盤上にすえられている場合にみられる形態である。このときは明らかに図2.2.2で示す④の形態をとると考えられる。

また滑動と地盤支持力不足とが同時に生起する場合は①、②、③の各々に④を加えた形態がおこりうる。⑤は①と④

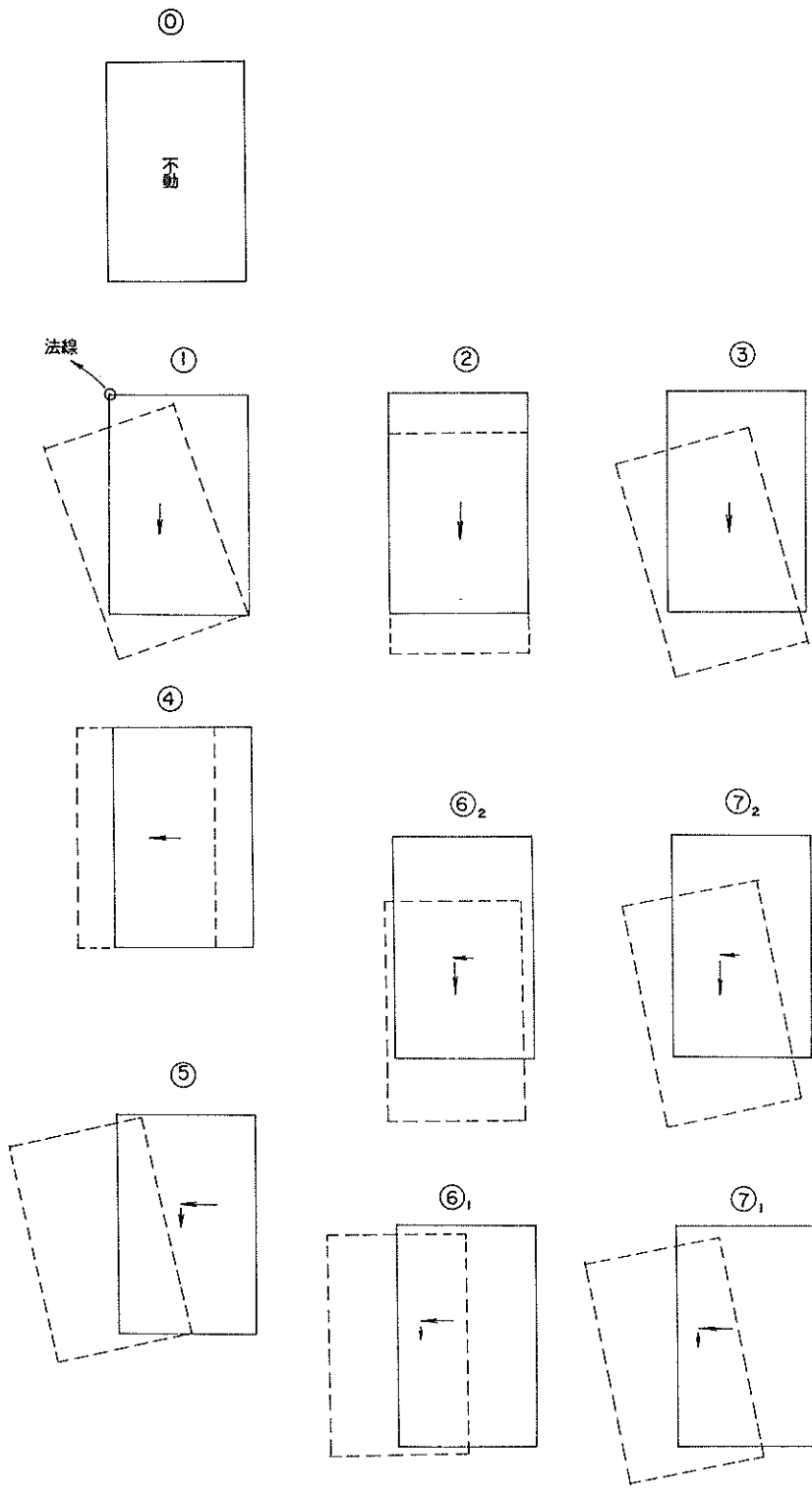


図2.2.2 堤体の被災時の挙動（被災形態）

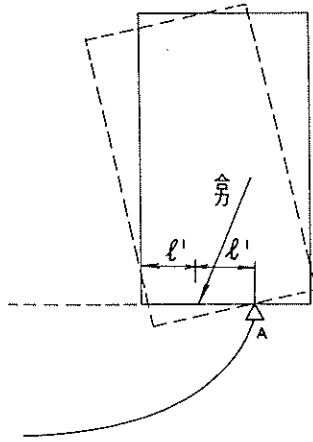


図2.2.3 一層系の場合の地盤支持力不足による円弧すべり

を重ね合わせたものである。⑥の⑥₁ と⑥₂ は②と④を重ね合わせたもので、⑥₁ は滑動が地盤支持力不足よりも相対的に大きい場合であり、⑥₂ はその逆である。⑦の⑦₁ と⑦₂ は④と③を重ね合わせたものでやはり滑動量が相対的に大きい方を⑦₁、そうでない場合を⑦₂ としている。

ここで、これらの個々の形態を与えられた情報でどのように判別するかということが問題となる。

堤体の被災挙動で我々が手に入れることの出来る情報は、被災直後になされた法線の沈下量、法線のはらみ出し量および堤体の傾斜量であるが、この三つが満足に手に入ることは少ない。今回の地震による被災施設については大部分が法線の沈下量とはらみ出し量しか入手できていない。

1968年 十勝沖地震の被災施設については若干の施設のみ堤体の傾斜量もえている。

これらの情報を使用して判断する場合、土台となるのは被災形態①の場合の法線のはらみ出し量および傾斜量の相互の関係である。これを図2.2.4に示す。この図でB:堤体幅、L:堤体高、x:法線のはらみ出し量、b:法線の沈下量、θ:堤体回転角とし、a, e, f, d, cを図のように決めれば、簡単な計算により

$$x = L \sin \theta + B \cos \theta - B \quad (2.21)$$

$$\sin \theta = \frac{b - L(1 - \cos \theta)}{B} \quad (2.22)$$

$$\cos \theta = \frac{B^2 + L^2 + Bx - Lb}{B^2 + L^2} \quad (2.23)$$

θは今回の対象施設では全て10度 にみたないから

$$\cos 10^\circ = 0.984 \doteq 1.0$$

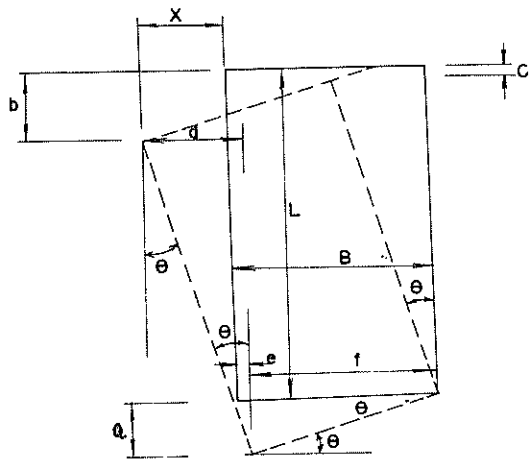


図2.2.4 被災形態①の場合の記号説明

として

$$\therefore x = \frac{L}{B} \cdot b \quad (2.24)$$

この関係式を土台にして図2.2.2の各被災形態の判別を行なってみよう。

まずB, L, bを既知として与えたとき、式(2.24)より

$$P = \frac{L}{B} \cdot b \quad (2.25)$$

でPを計算する。Pと実際のはらみ出し量xとの大きさの関係から判別を行う。またB, L, θを既知として与えて式(2.21)より

$$Z = L \sin \theta + B \cos \theta - B \quad (2.26)$$

でZを計算する。Zと実際のはらみ出し量xとの大きさの関係から判別を行う。

①, ②, ③の判別の方法は、②は法線のはらみ出しを起していないで沈下のみを起している。①と③は堤体の傾斜量から理論的に算出できるはらみ出し量Zが実際のはらみ出し量xと一致すること、①と③の判別方法は①の場合、式(2.25)でP=xとなる。③ではP>xとなる。

④は法線のはらみ出しはあるが法線の沈下がみとめられない場合である。

⑤, ⑥, ⑦は、P<xであり、⑥₂, ⑦₂ はP>xである。⑤, ⑦₁ および⑦₂ では堤体は傾斜しているが、⑥₁ および⑥₂ では堤体は傾斜していない。⑤と⑦₁ との区別は、法線の沈下量とはらみ出し量および傾斜量だけの情報では行えない。しかし我々の目的は、被災形態の種類を判断して、偏心傾斜震度、滑動震度および被災震度間の関係

をつかむことであり、それ以上のことは必要ない。

図2.2.5および図2.2.6は与えられた情報からその堤体の被災形態を探り出し、被災震度、滑動震度および偏心傾斜震度間の大きさの関連を推定するための判断フローである。図中の番号は図2.2.2の被災形態の番号を意味し、滑、偏、被はそれぞれ滑動震度、偏心傾斜震度、被災震度を意

味する。図2.2.5は判断の最初に堤体の傾斜をもってきたものであり、図2.2.6は法線の沈下量をもってきたものである。

なお被災震度が滑動震度と等しい場合は、滑動が生じたとしてもその量は5 cm 以内とし、偏心傾斜震度の場合は法線の沈下が生じたとしても10 cm 以内とする。

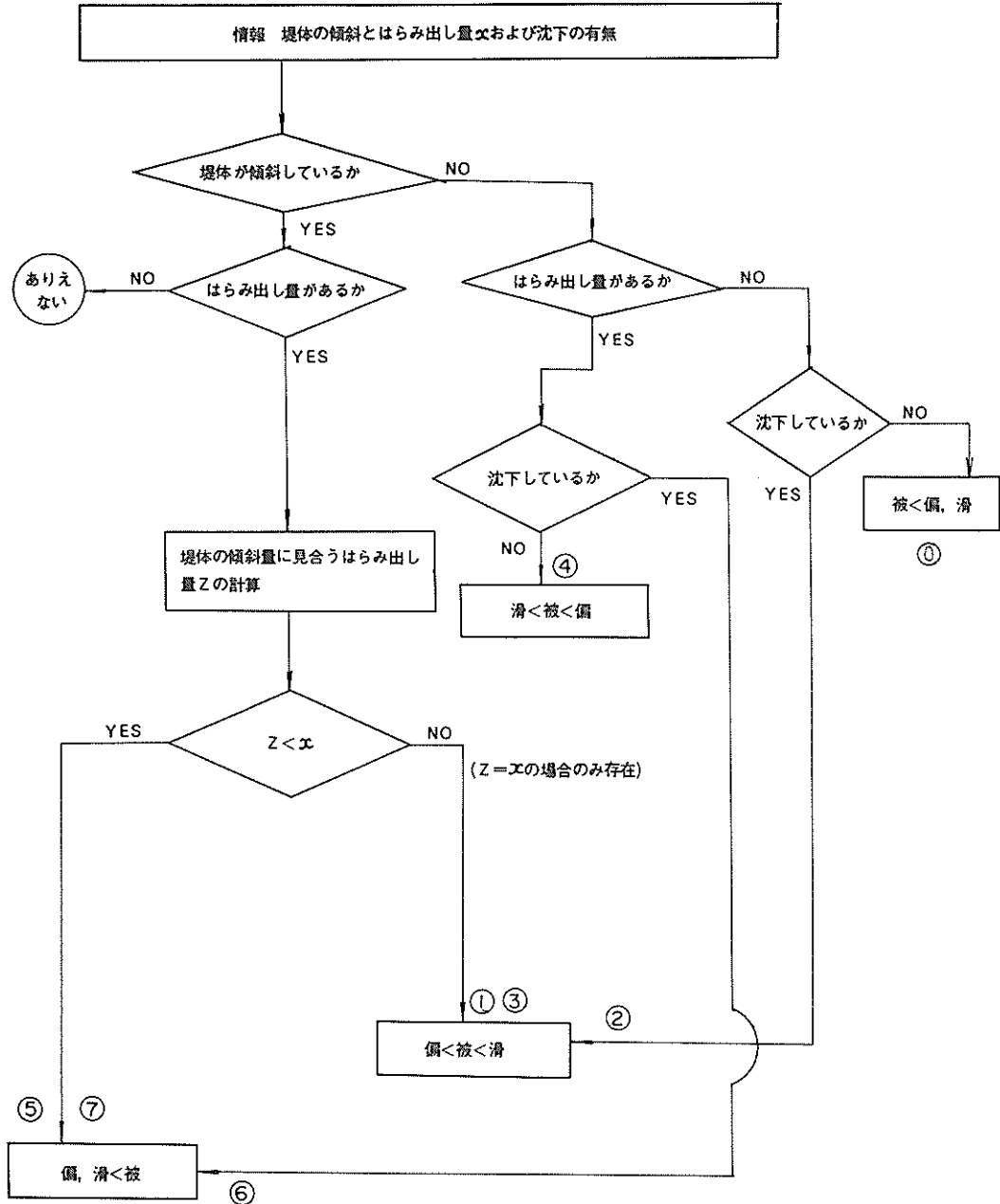


図2.2.5 判断フロー

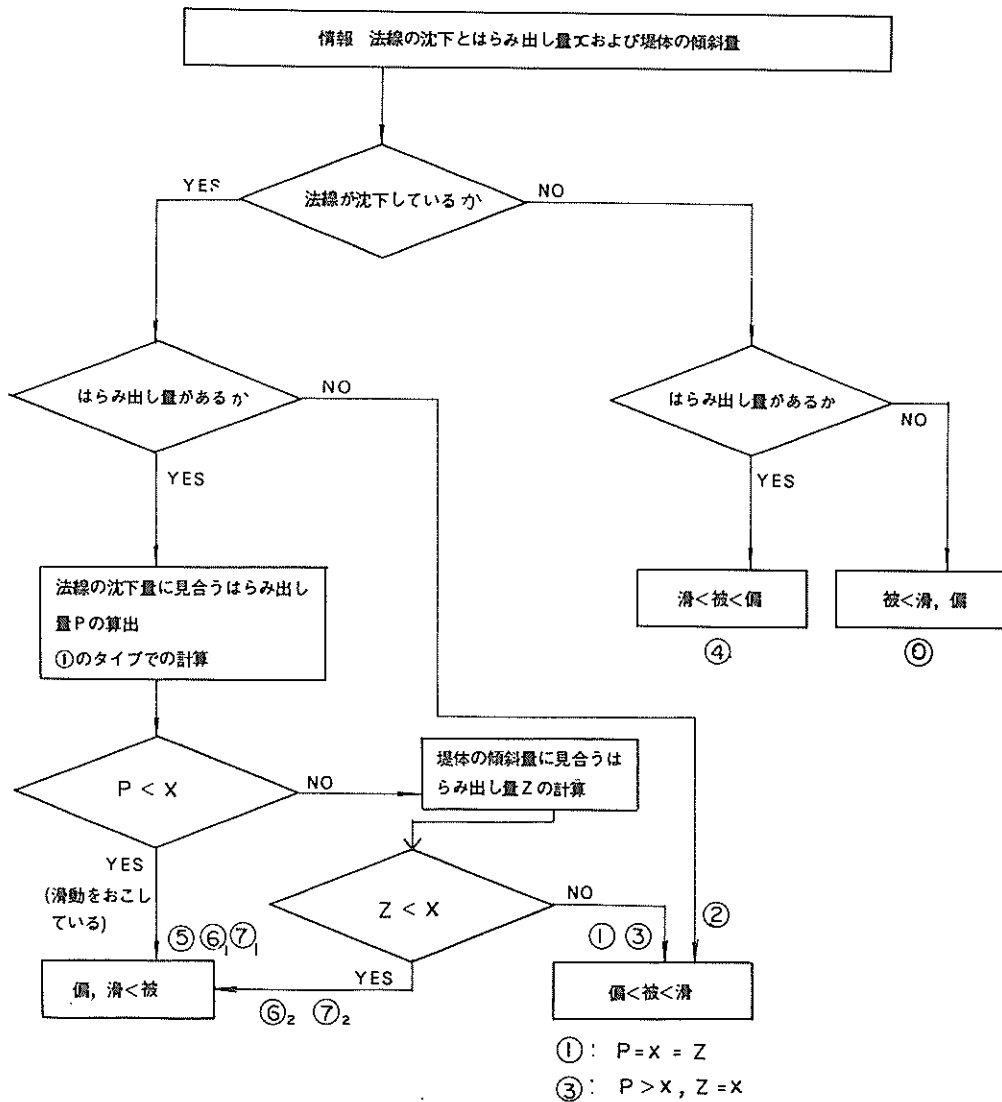


図2.2.6 判断フロー

2.2.3 液状化時の裏込土圧

港研での飽和砂の液状化の実験³⁾によると、液状化は砂層表面より発生し、徐々に液状化している部分が下方に広がる。ついで、振動箱の底の部分から安定な状態にもどり始め徐々に上方に広がり、最終的には砂層全体が安定となる。また砂層が液状化したときに発生する土圧と間隙水圧との和の値は、単位体積重量が飽和砂のそれと等しい流体の静水圧分布と同じとなる。

以上の事実より矢板式岸壁の液状化時の裏込土圧を推定したものが図2.2.7で、比較のため液状化を起こしていな

い場合の裏込土圧の分布を図2.2.8に示す。

図2.2.7は液状化が残留水圧 $R \cdot W \cdot L$ から始まり下方へある厚さ h_2 で生じた場合のものである。まず有効応力の分布であるが、 $R \cdot W \cdot L$ より上方は通常の土圧分布を示し、 $R \cdot W \cdot L$ で、 h_1, γ_1, K_A となる。ここに K_A は主働土圧係数である。 $R \cdot W \cdot L$ より下方の液状化している層では有効応力は存在せず、間隙水圧のみとなる。したがって液状化層下面より上方にある裏込砂の重量は、その面より下方には間隙水圧となって伝播するので、有効応力の分布は液状化層下面で零、矢板下端で h_2, σ_2, K_A'

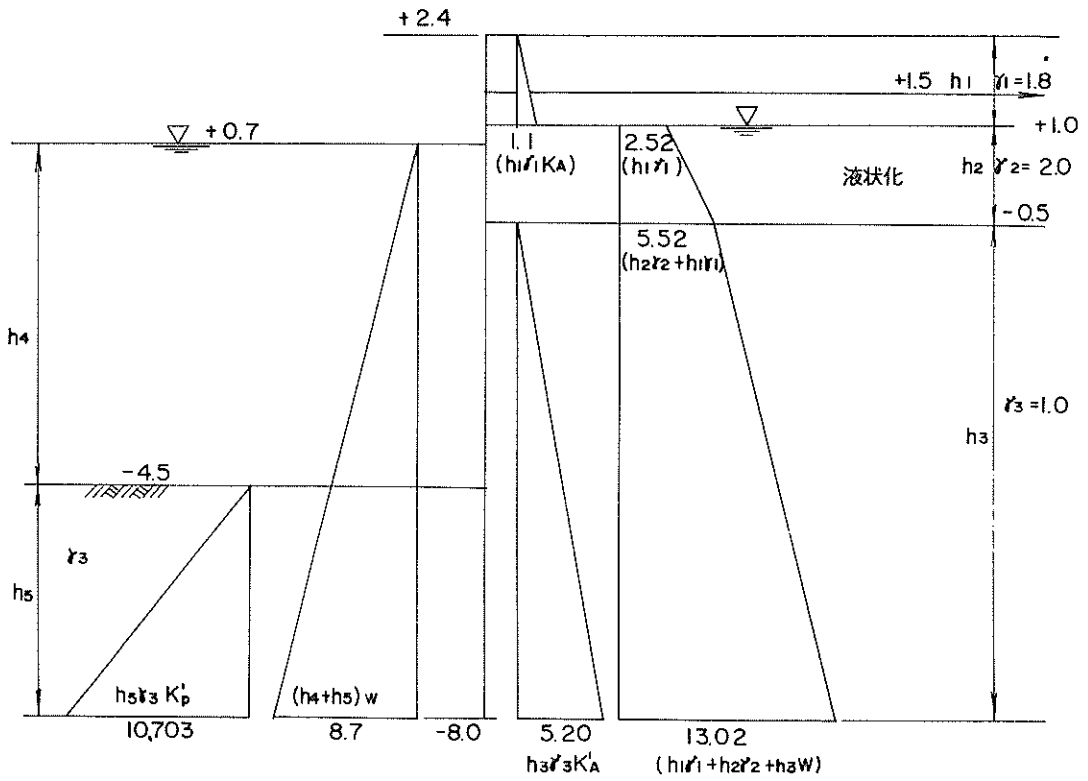


图2.2.7 液化土土压

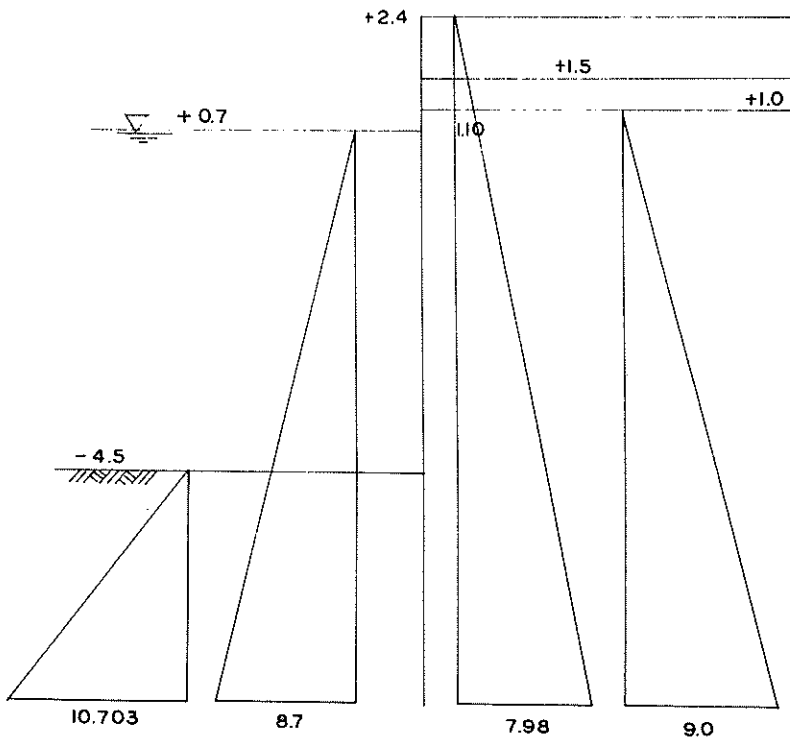


图2.2.8 通常土土压

(K_A' : みかけの震度を用いた主働土圧係数)なる形状を示す。間隙水圧の分布は、液状化層上面ではその面より上方の土の重量 γ_1 , 液状化層中では飽和砂の単位体積重量2.0の傾きで増加し、液状化層下面より下方では海水の単位体積重量1.0で増加するような形状をとる。

図2.2.7と図2.2.8を比較して知れることは液状化が生起すると間隙水圧の影響が非常に大きくなることである。このことから矢板式は重力式と比べると震込の排水性がわるく、間隙水圧の急激的な増加を拡散する機能に乏しいので、液状化を発生しやすく、その影響をうけやすいと考えられる。

2.2.4 二層系地盤での偏心傾斜荷重による地盤支持力の解析方法について

本報告書では上述したように被災震度の推定を行なうが、このためには二層系地盤での偏心傾斜荷重による地盤支持力の検討が重要な核となる。従来この方法の検討には一層系地盤の場合の立石・梅原の方法が用いられていたが、近年、片山・内田によりこの場合の計算方法が開発された⁴⁾

ここでは、地震時の係船岸の場合に限ってこの方法の主要な問題点について検討を加えてみよう。

この方法では地震時の地盤支持力の検討にあたって、基礎捨石および基礎地盤の内部摩擦角を通常の値より10度アップすることとしている。これは次のような根拠に基いている。

① 1968年の十勝沖地震の被災例で被災構造物と無被災構造物について検討した結果、両者の境界で安全率1.0とするためには内部摩擦角を10度アップするとよい。

② 被災は受けていないが、従来なされてきた数多くの地震時についての設計例を検討してみると、内部摩擦角を10度アップすれば、大部分の例が安全率1.0を上回る。

以上のように、この10度アップの操作は実際例との照合に基くものである。

この照合方法を検討してみると、②の場合は必ずしも従来の設計法が過去の経験に基いていて正確であるとはいえず、したがって10度アップ法で安全率が1.0のとき地盤支持力の限界点と一致するとは限らない。

また①の場合には無被災構造物として取上げた施設数は2つにすぎず、またそのどちらも捨石層の形状がはっきりしていない。さらに被災例との照合時、地震時土圧の算出において採用した震度は、最大水平加速度が259, 252, 218ガルとき、港のいかにかわらず0.2であるが、2.2.2で指摘したように、これが適当な値であるかどうか不明である。しかも常時のけい船岸および荒天時の防波堤の計算では内部摩擦角を5度アップすることとし、地震時の係船岸と異なっている。例えば、地震時の係船岸につい

ても5度アップが適用できない理由は、採用した震度0.2が大きくなりすぎたため、捨石等の内部摩擦角をより大きめにとらないと安全率を1.0にもってゆけないからではないかとも考え得る。

以上のような問題があるため、この方法の実用化のためには多くの被災例との照合と検討が必要である。

本報告書では全て片山・内田の提案方法により検討を行なうこととする。

2.3 計算条件

各施設の解析にあたり共通の計算条件について説明を行う。

(1) 土 圧

土圧計算は物部・岡部の式によるものとし、残留水位以下は見掛けの震度を用いる。見掛けの震度の算定方法として現在4種の方法が用いられているが、⁵⁾ここでは港湾構造物設計基準の方法を用いる。⁶⁾

(2) 震 度

強震計の記録は釧路港でとれたものの花咲・霧多布・根室では得られていない。「1973年 根室半島沖地震・港湾被害報告」ではこれらの港での最大水平加速度を以下のように推測している。

釧路港	170 gal (実測)
花咲港・根室港	280 gal (推測)
霧多布港	250 gal (推測)

(3) 前面潮位および残留水位

1973年 根室半島沖地震における地震時の各港の潮位は以下のとおりである。

釧路	+0.74 (L.W.L±0.0 H.W.L+1.5)
霧多布	不明 (L.W.L±0.0 H.W.L+1.5)
花咲	+0.67 (L.W.L±0.0 H.W.L+1.5)
根室	不明 (L.W.L±0.0 H.W.L+1.5)

解析に用いる前面潮位は各港共通に+0.7を用いることとする。

残留水位は、港湾構造物設計基準の規定に準じて、重力式構造物では、L.W.L上、L.W.LとH.W.Lの差の1/3を、即ち+0.5を、矢板式構造物では2/3を、即ち+1.0を用いた。但し、注入コンクリート形式の堤体は通常の重力式と比べ、より水密構造と考えられるので、+0.7とした。

(4) 上載荷重

地震時に上載荷重のあった施設は、花咲-6.0m岸壁のみで、ここには若干のブロックが積載されていた。重量としては、1 t/m²を考える。

(5) 内部摩擦角

震込、基礎捨石および基礎地盤の内部摩擦角は次のよう

に選定した。

裏込めは割石等の良質な材料が十分用いられている場合には40度、普通の砂質土と考えられるものについては30度とし、その中間と考えられるものについては35度とする。

基礎捨石は40度とする。

基礎地盤は砂質土の場合N値が8～15程度の場合に35度、5～8程度の場合30度とした。

これらの値は現在各現場で用いられる標準的な値と思われるが、N値と内部摩擦角の関係はいろいろな要素がからみあっていて、いちがいに決定することはできないものであり、他の値を主張する人が当然のものと思われる。この際注意しなければならないのは、被災震度の値は内部摩擦角のとり方により変化するため、もしも被災震度をその地域の設計震度に準用するときには、設計震度そのものが内部摩擦角をどうとるかという立場により変化することである。

本報告書ではこのような場合を考え、花咲・根室・霧多布および釧路港の施設に限り、裏込めは30度、35度、40度の3通りについて、砂質基礎地盤の場合には30度と35度の2通りについて必要な計算を行なっている。

なお裏込めと堤体との間の壁面摩擦角は、裏込めの内部摩擦角のいかんにかかわらず、主働土圧に対して+15度、受働土圧に対して-15度を用いる。但し、矢板の控え版の受働土圧の場合には0度を用いる。

(6) 単位体積重量と摩擦係数

砂と礫の単位体積重量は空中1.8 t/m³、水中1.0 t/m³とし、材料の単位体積重量は鉄筋コンクリート2.45 t/m³、無筋コンクリート2.30 t/m³を用いる。摩擦係数 μ はコンクリートと捨石については0.6、コンクリートと岩盤は0.7とする。

2.4 重力式構造物

重力式構造物は滑動・転倒および地盤支持力の検討を行なう。

外力としては、重力、土圧、残留水圧および壁体に作用する地震力を考え、転倒に対する抵抗力は壁体重量および土圧の鉛直分力を、滑動に対する抵抗力はこれによる底面摩擦力を考える。壁体としては、壁体後趾より引いた鉛直面より海側にある土をも含める。

地盤支持力の検討は通常の設計で行なわれる堤体底面の地盤反力の算出と、それを捨石下面まで合力方向から30°広がる方向に伝播させて得られる基礎地盤上面での反力の算出について行い。また偏心傾斜荷重に対する地盤支持力の検討は片山・内田による二層系の場合の方法で行うこととする。以上地盤支持力の計算は3通りの方法で行うことになるが、解析の対象として用いるのは主として片山・内

田法のみで、他は参考資料に留めることとする。

裏込めの内部摩擦角は30°、35°、40°の3通りにつき、震度は0.0、0.1、0.15、0.2、0.25の5通りについて行い、結局1施設について15ケースの計算を行う。偏心傾斜荷重の場合は更に捨石下面の砂地盤の内部摩擦角が30°と35°の2通りについて行なう。

2.4.1 花咲港

(1) -6.0m岸壁取付

この取付部の標準断面図を図2.4.1に示す。昭和46年に完成したもので、延長は30m、堤体は注入コンクリートからなり、裏込めは砂である。被災は、はらみ出しが最大1.20mで、全体が取付後端を支点にして大きく回転しており、法線沈下は先端付近で約30cmである。

安定計算の計算条件と計算過程をまとめたのが表2.4.1である。結果をグラフにして示したものが図2.4.2～2.4.7である。

ここで図2.4.2と図2.4.3はそれぞれ滑動と転倒の安全率を震度と裏込めの内部摩擦角に対してプロットしたものであり、図2.4.4は堤体底面での最大地盤反力を、図2.4.5は、捨石下面での最大地盤反力を、また図2.4.6、図2.4.7は片山・内田法による地盤支持力の安全率を同じように震度と裏込めに対してプロットしたものである。

裏込めの内部摩擦角として30度、基礎地盤の内部摩擦角(ϕ_s)として35度をとると、滑動震度として0.18、偏心傾斜震度として0.14をうる。

(2) -6m岸壁

この岸壁の標準断面図を図2.4.8に示す。延長130mの注入コンクリート造りで取付部から60mまでのA区間は昭和46年度施工、それ以外のB区間は昭和45年度に施工された。被災状況はA・B区間で異なり、法線ははらみ出し量の平均値はそれぞれ60cm、35cm、法線沈下量は30cm、15cmである。A区間は目でみて堤体全体が大きく前傾しているのがわかる。このようなA・B区間での被災の差が同じ構造であるにもかかわらず生じている原

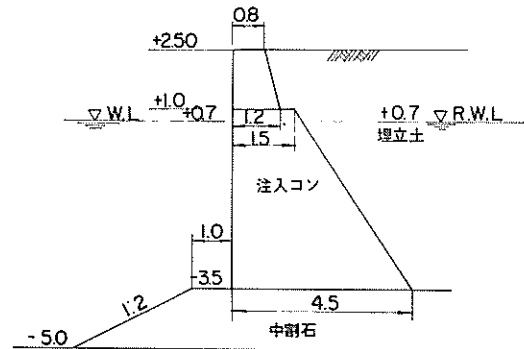


図2.4.1 花咲港-6.0m取付標準断面図

表2.4.1 花咲港 - 6.0 m 取付 計算条件と計算過程

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
堤幅 (堤体 下端)	堤 天	堤 体 端	堤 体 掘 付 高	捨石厚	前趾より のり肩ま での距離	根入れ 深さ	基礎捨 石傾斜 勾配	堤体の単 位体積重 量	基礎地盤 の単位体 積重量	堤体の重量 (浮力を考 慮しない)	堤体の重量 (浮力を考 慮する)	①×重心 のy座標	②×重 心のx座標	前水 位	残水 位	残水 圧	摩 擦 係 数	上 載 荷 重
4.5	2.5	-3.5	1.50	1.00	0.0	2.00	水中 1.0 空中 1.8	水中 1.0 水中 1.0	水中 1.0	57.18	37.71	165.28	80.31	0.7	0.7	0	0.6	0.0

20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
震 度	裏 込 の 内 部 摩 擦 角 度	捨 石 の 内 部 摩 擦 角 度	基礎地 盤の内 部摩 擦角 度	土 圧	鉛 直 土 圧	質 量 力	水 平 方 向 合 力	鉛 直 方 向 合 力	滑 動 安 全 率	転 倒 モ ー メン ト	抵抗モ ー メン ト	転倒の 安全率	合力作 用位置	合力の 分布幅	地 盤 反 力	荷 重 の 偏 心 量	荷 重 の 傾 斜 率	傾 斜 の 安 全 率	捨 石 下 面 の 反 力 分 布	捨 石 下 面 反 力
0	30 (35)	40 (35)	30 (35)	7.57	2.03	0	7.57	39.74	3.15	16.37	89.43	5.46	1.84	4.5	13.67	0.41	0.19	4.61 (10.63)	6.32	11.24
0.1	30 (35)	40 (35)	30 (35)	10.48	2.81	5.72	16.19	40.52	1.50	38.16	92.94	2.44	1.35	4.06	19.98	0.90	0.40	1.06 (2.02)	6.18	14.62
0.15	30 (35)	40 (35)	30 (35)	12.51	3.35	8.58	21.09	41.06	1.17	49.98	95.37	1.91	1.11	3.32	24.75	1.14	0.51	0.49 (0.78)	5.72	15.86
0.2	30 (35)	40 (35)	30 (35)	15.25	4.09	11.44	26.69	41.80	0.94	62.83	98.70	1.57	0.86	2.57	32.47	1.39	0.64	0.25 (0.34)	5.40	16.99
0.25	30 (35)	40 (35)	30 (35)	19.38	5.19	14.30	33.68	42.90	0.76	77.66	103.68	1.34	0.61	1.82	47.16	1.64	0.79	0.14 (0.15)	5.34	17.56
0	35 (35)	40 (35)	30 (35)	6.21	1.67	0	6.21	39.38	3.80	13.45	87.80	6.53	1.89	4.5	12.97	0.36	0.16	5.60 (12.74)	6.29	10.78
0.1	35 (35)	40 (35)	30 (35)	8.76	2.35	5.72	14.48	40.06	1.66	34.60	90.87	2.63	1.40	4.21	19.01	0.85	0.36	1.33 (2.69)	6.26	14.29
0.15	35 (35)	40 (35)	30 (35)	10.47	2.81	8.58	19.05	40.52	1.28	45.86	92.93	2.03	1.16	3.49	23.25	1.09	0.47	0.62 (1.05)	5.77	15.55
0.2	35 (35)	40 (35)	30 (35)	12.69	3.40	11.44	24.13	41.11	1.02	57.89	95.61	1.65	0.92	2.75	29.86	1.33	0.59	0.31 (0.44)	5.38	16.77
0.25	35 (35)	40 (35)	30 (35)	15.58	4.17	14.30	29.87	41.88	0.84	70.90	99.09	1.40	0.67	2.02	41.49	1.58	0.71	0.17 (0.21)	5.17	17.72
0	40 (35)	40 (35)	30 (35)	5.04	1.35	0	5.04	39.06	4.65	10.92	86.39	7.91	1.93	4.50	12.36	0.32	0.13	6.58 (14.80)	6.27	10.37
0.1	40 (35)	40 (35)	30 (35)	7.29	1.95	5.72	13.00	39.66	1.83	31.51	89.10	2.83	1.45	4.36	18.21	0.80	0.33	1.62 (3.42)	6.34	14.00
0.15	40 (35)	40 (35)	30 (35)	8.77	2.35	8.58	17.34	40.06	1.39	42.40	90.88	2.14	1.21	3.63	22.07	1.04	0.43	0.76 (1.36)	5.82	15.26
0.2	40 (35)	40 (35)	30 (35)	10.59	2.84	11.44	22.02	40.55	1.10	53.78	93.07	1.73	0.97	2.91	27.89	1.28	0.54	0.38 (0.56)	5.39	16.53
0.25	40 (35)	40 (35)	30 (35)	12.81	3.43	14.30	27.11	41.14	0.91	65.79	95.76	1.46	0.73	2.19	37.66	1.52	0.66	0.21 (0.26)	5.09	17.67

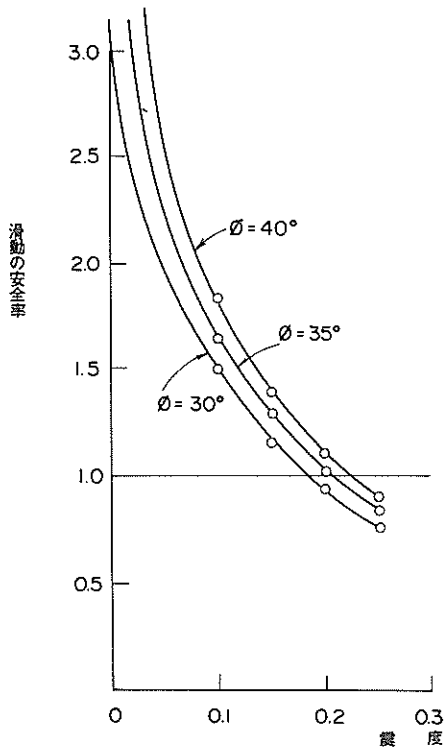


図2.4.2 花咲港 - 6.0m取付 滑動

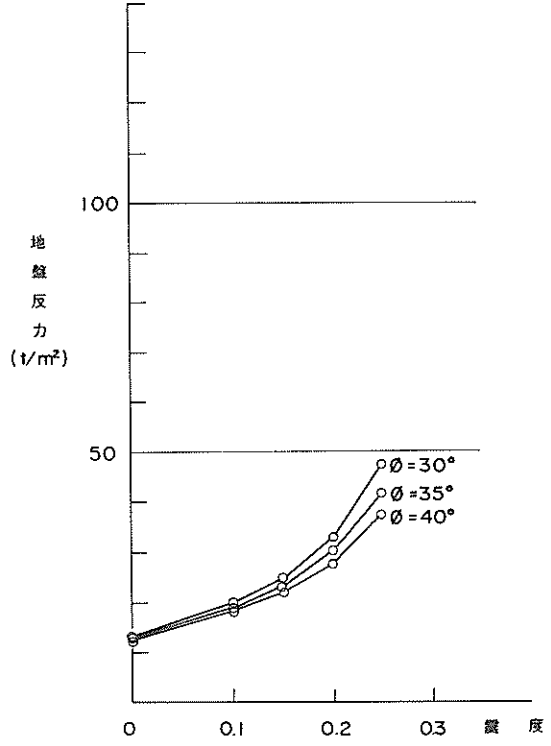


図2.4.4 花咲港 - 6.0m取付 地盤反力

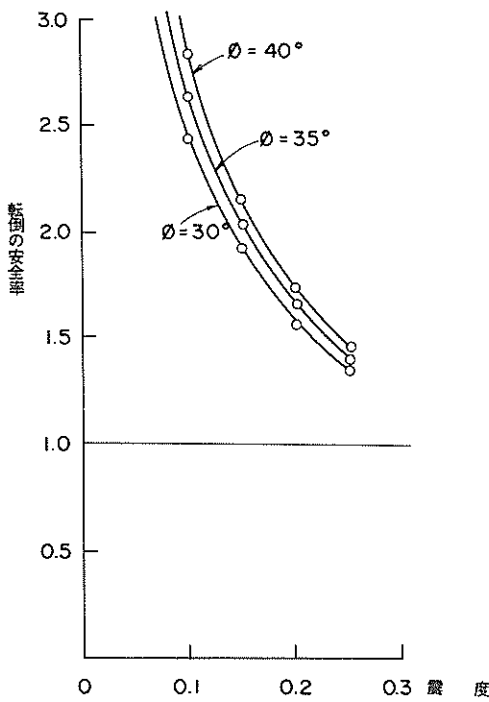


図2.4.3 花咲港 - 6.0m取付 転倒

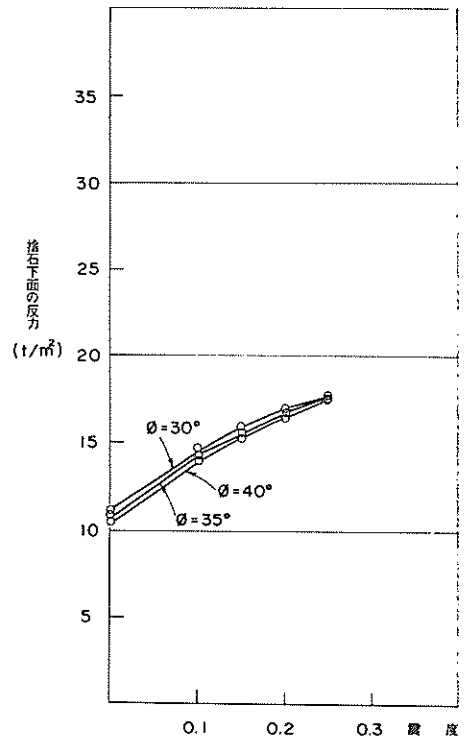


図2.4.5 花咲港 - 6.0m取付 捨石下面の反力

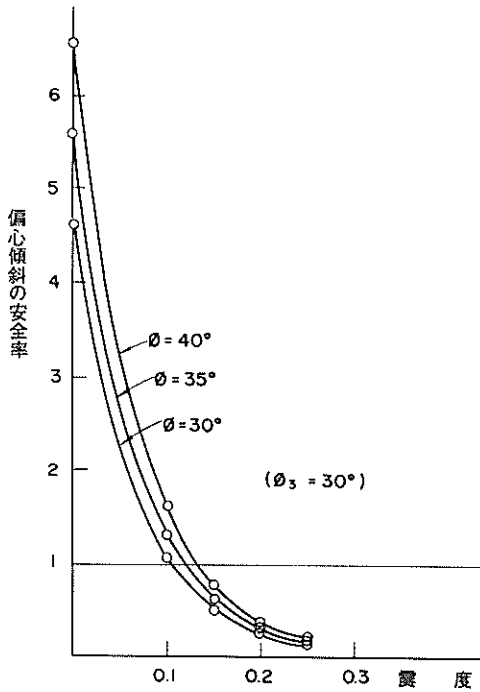


図2.4.6 花咲港 - 6.0m取付 偏心傾斜 ($\phi_3 = 30^\circ$)

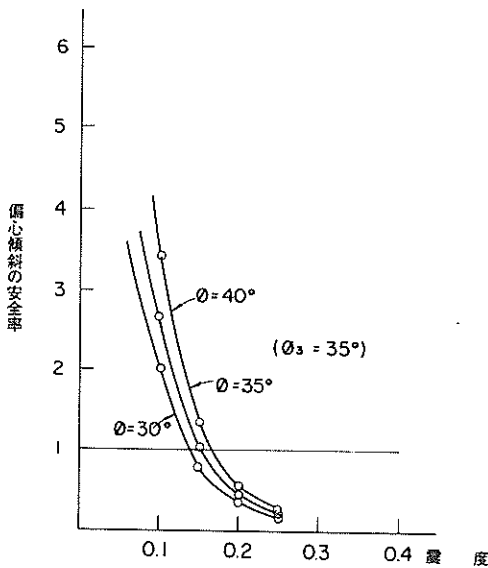


図2.4.7 花咲港 - 6.0m取付 偏心傾斜 ($\phi_3 = 35^\circ$)

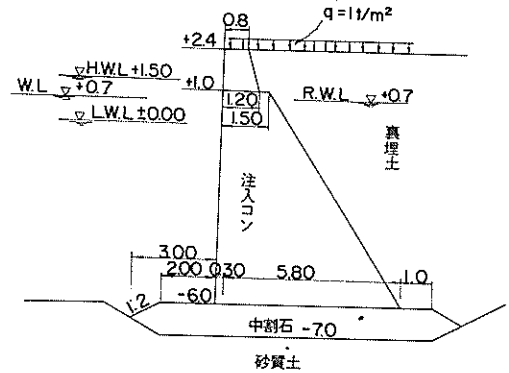


図2.4.8 花咲港 - 6.0m 標準断面図

因としては

- 被災の小さいB区間は施工年度が1年古く、かつA区間施工時の揚土域であった。
- A区間には被災時にコンクリートブロックが積載されていた。
- A区間は隅角部に属する。
- A区間に行くほど基礎地盤の砂層が厚くなる。

などがあげられる。

図2.4.9に土質柱状図を示す。

表2.4.2に安定計算の計算条件と計算過程を示す。安定計算の結果を図2.4.10～図2.4.15に示す。内容は(1)の場合と同様である。裏込めの内部摩擦角として30度、基礎地盤の内部摩擦角として35度をとると滑動震度として0.16、偏心傾斜震度として0.15をうる。

(3) -5.5m岸壁(注入コンクリート)

この岸壁の標準断面図を図2.4.16に示す。これは昭和45～46年にかけて施工されたもので、延長90mの注入コンクリート造りである。法線は一様に20cmほどはらみ出し沈下量は10～13cmの範囲にある。

土質柱状図を図2.4.17に示す。

安定計算の計算条件と計算過程を表2.4.3に示し、結果を図2.4.18～2.4.23に示す。裏込の内部摩擦角として30度、基礎地盤の内部摩擦角として35度をとると、滑動震度として0.175、偏心傾斜震度として0.17をうる。

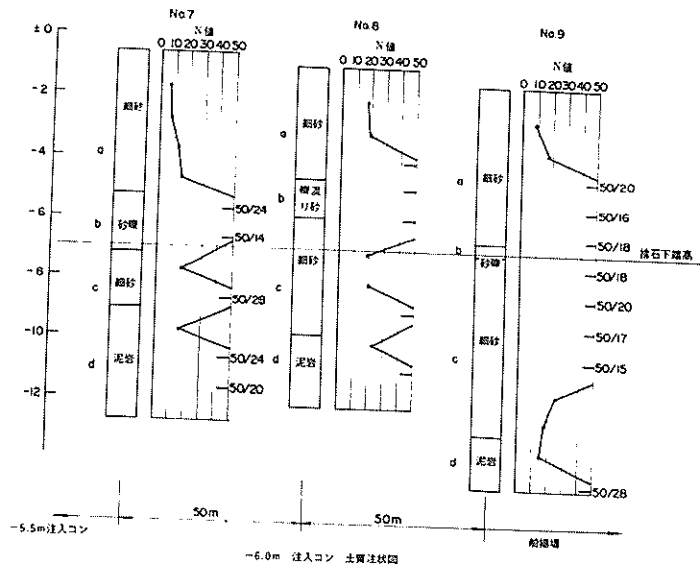
(4) -5.5m岸壁(L型)

この岸壁の標準断面図を図2.4.24に示す。昭和42～43年にかけて施工されたもので延長100m、構造様式はL型である。隣接する-5.5m岸壁(注入コンクリート)と比較すると法線はらみ出し量で1/2、法線沈下量で1/4程度で、後者の小さいのが目立つ。即ち前者は10cm、

表 2.4.2 花咲港 - 6.0 m 計算条件と計算過程

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
堤体幅 (堤体 下端)	堤体 端高	堤体 掘削高	捨石厚	前趾より のり層ま での距離	根入れ 深さ	基礎捨 石斜面 勾配	裏込の単 位体積重 量	捨石の単 位体積重 量	基礎地盤 の単位体 積の重量	堤体の重量 (浮力を考 慮しない)	堤体の重量 (浮力を考 慮する)	①×重心 のy座標	②×重心 のx座標	前水 面位	残水 位	残水 圧	摩擦 係数	上載 荷重
6.1	2.4	-6.0	1.0	3.00	0.0	0.0	水中1.0 空中1.8	水中1.0	水中 1.0	108.98	66.88	441.83	194.57	0.7	0	0	0.6	1.0

20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
震度	裏込の 内部摩 擦角	捨石の 内部摩 擦角	基礎地 盤の内 部摩擦 角度	土圧	鉛直 土圧	質量力	水平方 向合力	鉛直方 向合力	滑動 安全率	転倒モ メント	抵抗モ メント	転倒の 安全率	合力作 用位置	合力の 分布幅	地盤 反力 P1	荷重の 偏心量	荷重の 傾斜率	傾斜の 安全 率	捨石下 面反力 分布幅	捨石下 面反力
0	30	40	30 (35)	15.70	4.20	0	15.70	71.09	2.72	50.34	220.22	4.37	2.39	6.1	19.22	0.66	0.22	6.46 (13.46)	7.33	17.00
0.1	30	40	30 (35)	22.11	5.92	10.90	33.01	72.81	1.32	112.20	230.70	2.06	1.63	4.88	29.82	1.42	0.45	1.36 (2.75)	6.38	23.83
0.15	30	40	30 (35)	26.63	7.13	16.35	42.97	74.02	1.03	146.43	238.08	1.63	1.24	3.71	39.85	1.81	0.58	0.52 (0.94)	5.45	28.14
0.2	30	40	30 (35)	32.80	8.79	21.80	54.60	75.67	0.83	184.57	248.18	1.34	0.84	2.52	60.02	2.21	0.72	0.20 (0.30)	4.65	33.58
0.25	30	40	30 (35)	42.22	11.31	27.25	69.47	78.20	0.68	230.27	263.58	1.14	0.43	1.28	122.41	2.62	0.89	0.14 (0.18)	4.08	39.32
0	35	40	30 (35)	12.89	3.45	0	12.89	70.33	3.27	41.34	215.63	5.22	2.48	6.1	18.02	0.57	0.18	7.83 (16.22)	7.31	16.04
0.1	35	40	30 (35)	18.49	4.95	10.90	29.39	71.84	1.47	101.02	224.09	2.23	1.72	5.17	27.80	1.33	0.41	1.79 (3.70)	6.60	22.78
0.15	35	40	30 (35)	22.29	5.97	16.35	38.64	72.86	1.13	133.33	231.00	1.73	1.34	4.02	36.23	1.71	0.53	0.72 (1.37)	5.65	26.77
0.2	35	40	30 (35)	27.28	7.31	21.80	49.07	74.19	0.91	168.51	239.15	1.42	0.95	2.86	51.95	2.10	0.66	0.27 (0.43)	4.80	31.92
0.25	35	40	30 (35)	33.80	9.06	27.25	61.04	75.94	0.75	207.36	249.81	1.20	0.56	1.68	90.58	2.49	0.80	0.13 (0.15)	4.10	38.05
0	40	40	30 (35)	10.47	2.80	0	10.47	69.69	4.00	33.56	211.67	6.31	2.56	6.10	16.98	0.49	0.15	9.17 (18.93)	7.29	15.21
0.1	40	40	30 (35)	15.40	4.13	10.90	26.30	71.01	1.62	91.38	219.73	2.40	1.81	5.42	26.19	1.24	0.37	2.28 (4.76)	6.80	21.89
0.15	40	40	30 (35)	18.67	5.00	16.35	35.02	71.89	1.23	122.37	225.09	1.84	1.43	4.29	33.54	1.62	0.49	0.95 (1.88)	5.84	25.63
0.2	40	40	30 (35)	22.74	6.09	21.80	44.54	72.98	0.98	155.23	231.74	1.49	1.05	3.15	46.41	2.00	0.61	0.36 (0.62)	4.95	30.46
0.25	40	40	30 (35)	27.75	7.44	27.25	55.00	74.32	0.81	190.39	239.92	1.26	0.67	2.0	74.34	2.39	0.74	0.16 (0.24)	4.19	36.51



- a. 粒径均一、全般に貝殻片少量混入
- b. 礫は角型で径50mm程度、貝殻片全般に少量混入
- c. 粒径均一な微粒細砂
- d. 上部は酸化のための粘土状となっている。

図2.4.9 花咲港 - 6.0 m 土質図

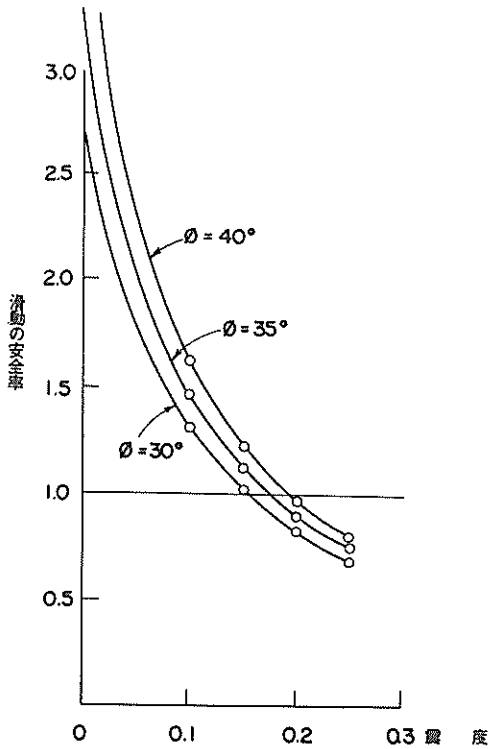


図2.4.10 花咲港 - 6.0 m 滑動

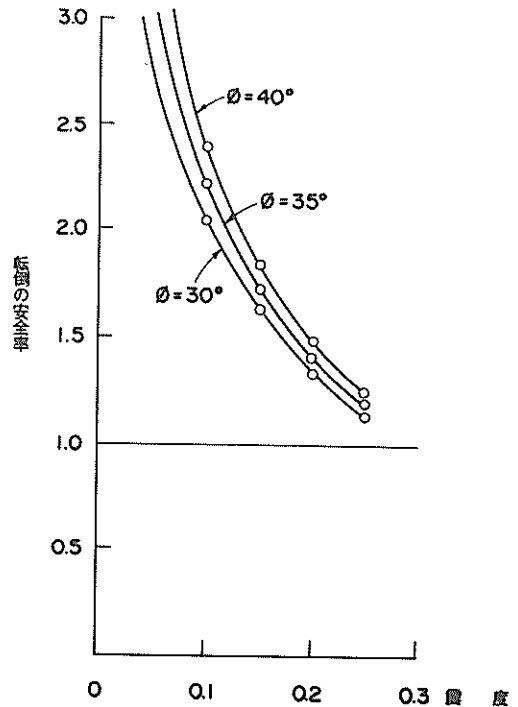


図2.4.11 花咲港 - 6.0 m 転倒

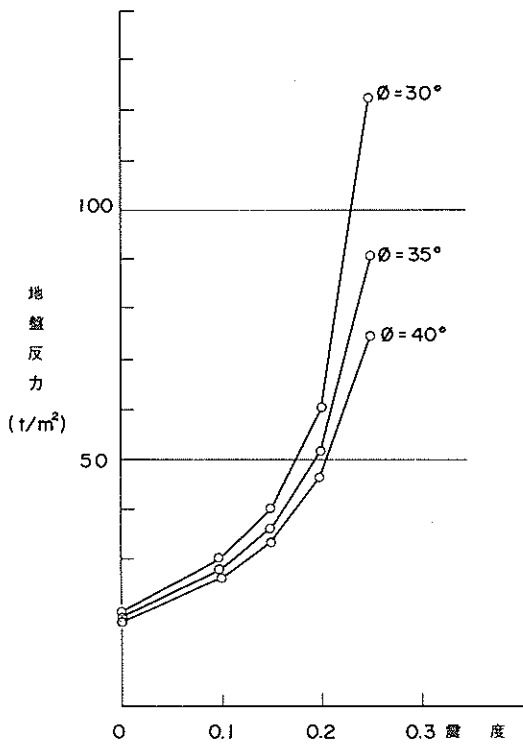


図2.4.12 花咲港 - 6.0m 地盤反力

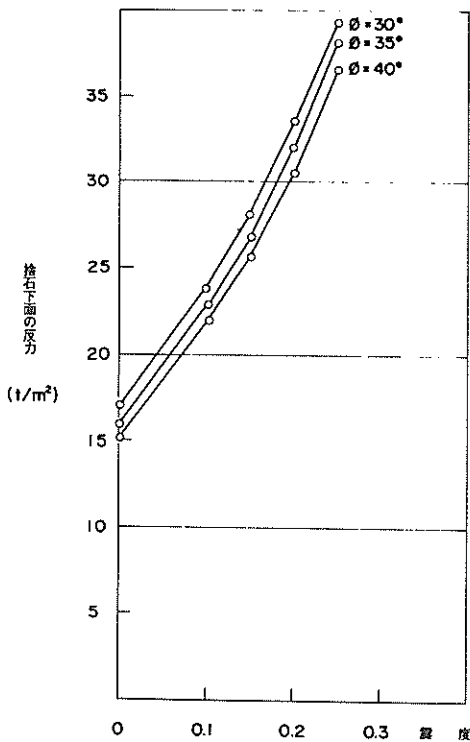


図2.4.13 花咲港 - 6.0m 捨石下面の反力

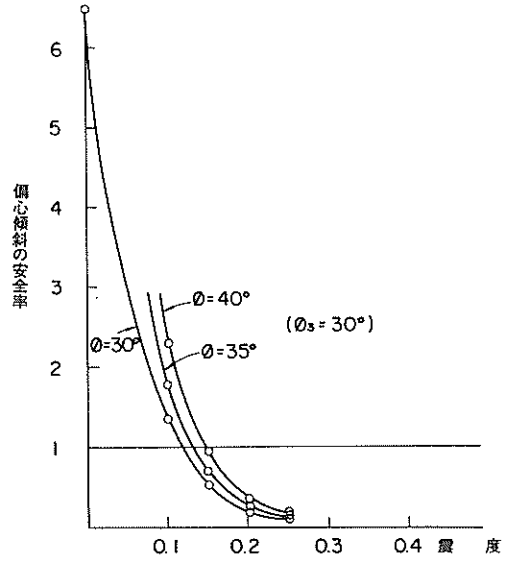


図2.4.14 花咲港 - 6.0m 偏心傾斜 ($\phi_3 = 30^\circ$)

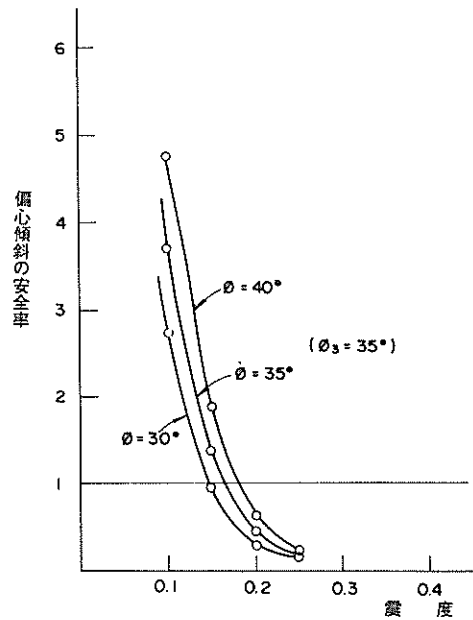


図2.4.15 花咲港 - 6.0m 偏心傾斜 ($\phi_3 = 35^\circ$)

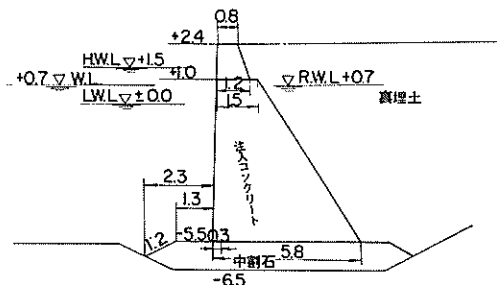
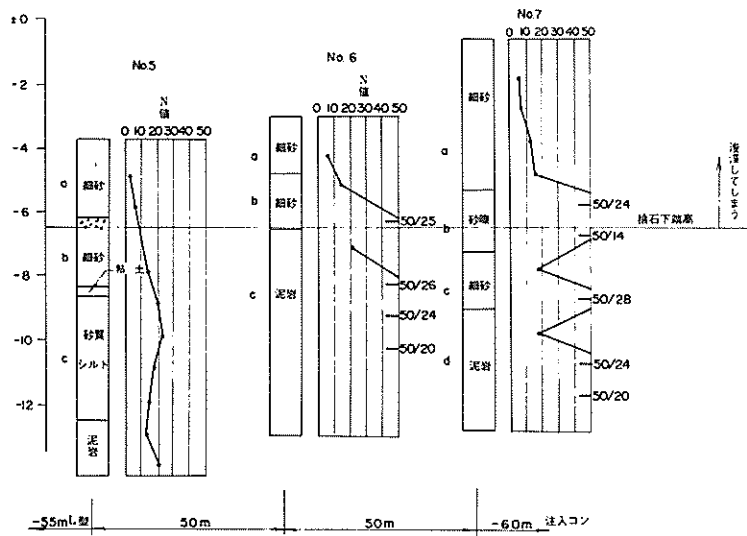


図2.4.16 花咲港 - 5.5m (注入コンクリート) 標準断面図

表 2.4.3 花咲港 - 5.5 m (注入コンクリート) 計算条件と計算過程

1	堤体幅 (堤体下端) m	2.4	堤体堤付高 m	-5.5	1.0	根入れ深さ m	0.0	0.0	基礎捨石斜面勾配	0.0	0.0	基礎捨石斜面配	0.0	水中 1.0 空中 1.8	堤体の単位積重量 t/m ³	水中 1.0 空中 1.0	基礎地盤の単位積重量 t/m ³	堤体の重量 (浮力を考慮しない) t/m	97.45	60.41	371.42	167.03	0.7	0.7	0	0.6	0			
2	堤体内部摩擦角	30	捨石の内部摩擦角	40	30 (35)	基礎地盤の内部摩擦角	30 (35)	30 (35)	基礎地盤の内部摩擦角	30 (35)	30 (35)	基礎地盤の内部摩擦角	30 (35)	30 (35)	基礎地盤の内部摩擦角	30 (35)	基礎地盤の内部摩擦角	30 (35)	基礎地盤の内部摩擦角	30 (35)	基礎地盤の内部摩擦角	30 (35)	基礎地盤の内部摩擦角	30 (35)	基礎地盤の内部摩擦角	30 (35)	基礎地盤の内部摩擦角	30 (35)	基礎地盤の内部摩擦角	30 (35)

20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
基礎地盤の内部摩擦角	堤体の内部摩擦角	捨石の内部摩擦角	基礎地盤の内部摩擦角	土圧	鉛直土圧	質量力	水平方向合力	鉛直方向合力	滑動安全率	転倒モーメント	抵抗モーメント	転倒の安全率	合力作用位置	合力の分布幅	地盤反力 P1	荷重の偏心量	荷重の傾斜率	偏心傾斜の安全率	捨石下面反力分布幅	捨石下面反力
0	0.1	0.15	0.2	0.25	0	0	0	0	3.21	33.80	185.48	5.49	2.39	5.80	16.80	0.51	0.19	7.93 (16.45)	7.01	14.90
0.1	30	40	30	11.87	3.18	0	11.87	63.59	1.47	83.23	193.19	2.32	1.69	5.08	25.55	1.21	0.41	1.91 (3.96)	6.51	20.95
0.15	30	40	30	20.35	5.45	14.62	34.97	85.86	1.13	110.31	198.65	1.80	1.34	4.02	32.74	1.56	0.53	0.79 (1.51)	5.66	24.28
0.2	30	40	30	25.18	6.75	19.49	44.67	67.16	0.90	140.22	206.15	1.47	0.98	2.95	45.60	1.92	0.67	0.30 (0.49)	4.90	28.42
0.25	30	40	30	32.57	8.73	24.36	56.93	69.14	0.73	175.64	217.65	1.24	0.61	1.82	75.86	2.29	0.82	0.13 (0.17)	4.33	32.96
0	35	40	30	9.75	2.61	0	9.75	63.02	3.88	27.76	182.18	6.56	2.45	5.80	15.92	0.45	0.15	9.20 (19.00)	6.99	14.21
0.1	35	40	30	14.08	3.77	9.75	23.83	64.18	1.62	75.67	188.92	2.50	1.76	5.29	24.25	1.14	0.37	2.38 (5.01)	6.67	20.25
0.15	35	40	30	17.04	4.57	14.62	31.66	64.98	1.23	101.40	193.51	1.91	1.42	4.25	30.56	1.48	0.49	1.04 (2.05)	5.80	23.39
0.2	35	40	30	20.93	5.61	19.49	40.42	66.02	0.98	129.19	199.56	1.54	1.07	3.20	41.30	1.83	0.61	0.41 (0.71)	5.01	27.35
0.25	35	40	30	26.03	6.97	24.36	50.39	67.39	0.80	159.64	207.48	1.30	0.71	2.13	63.27	2.19	0.75	0.17 (0.24)	4.34	32.03
0	40	40	30	7.91	2.12	0	7.91	62.53	4.74	22.53	179.33	7.96	2.51	5.80	15.16	0.39	0.13	10.40 (21.44)	6.98	13.60
0.1	40	40	30	11.73	3.14	9.75	21.48	63.55	1.78	69.16	185.26	2.68	1.83	5.48	23.19	1.07	0.34	2.87 (6.08)	6.81	19.64
0.15	40	40	30	14.28	3.83	14.62	28.90	64.24	1.33	93.94	189.22	2.01	1.48	4.45	28.87	1.42	0.45	1.30 (2.62)	5.94	22.63
0.2	40	40	30	17.45	4.68	19.49	36.94	65.09	1.06	120.08	194.15	1.62	1.14	3.41	38.13	1.76	0.57	0.53 (0.96)	5.12	26.41
0.25	40	40	30	21.36	5.72	24.36	45.72	66.13	0.87	147.88	200.22	1.35	0.79	2.37	55.71	2.11	0.69	0.22 (0.33)	4.40	31.03



- 5.5m注入コン 土質図
- ① 粒径均一な微粒細砂、
貝殻破片及び腐食物混入。
腐食あり。
 - ② 粒径不均一
-10m付近厚さ約20cm
の腐食土層存在。砂の
粒径不均一。
 - ③ 粒径均一な微粒細砂、有
機質つよい。全般に貝殻
破片混入。
 - ④ 粒径不均一、貝殻破片層
状に存在。
⑤ 風化のためもろくだけ
やすい。
 - ⑥ 粒径均一
全般に貝殻片少量混入。
 - ⑦ 礫は角型で径50mm程度。貝
殻片全般に少量混入。
砂は粒径不均一。
 - ⑧ 粒径均一な微粒細砂。
⑨ 上部は風化のため粘土状と
なっている。

図2.4.17 花咲港-5.5m(注入コンクリート)土質図

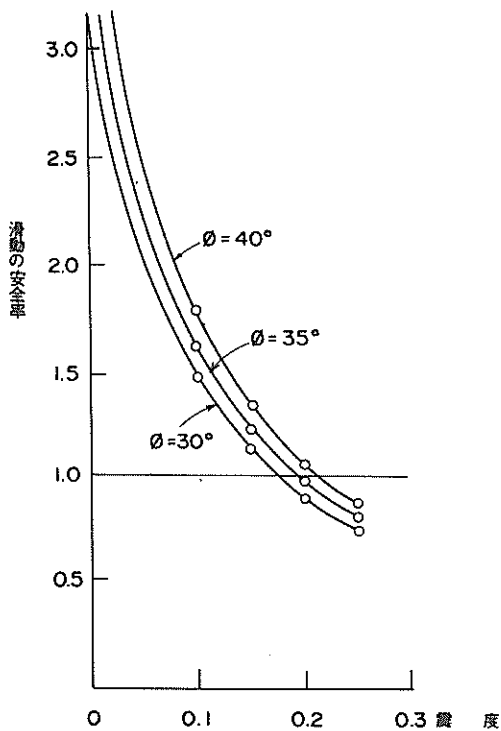


図2.4.18 花咲港-5.5m(注入コンクリート)滑動

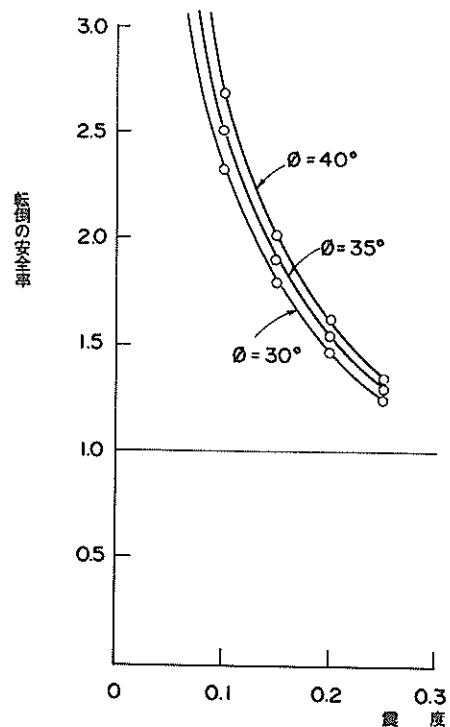


図2.4.19 花咲港-5.5m(注入コンクリート)転倒

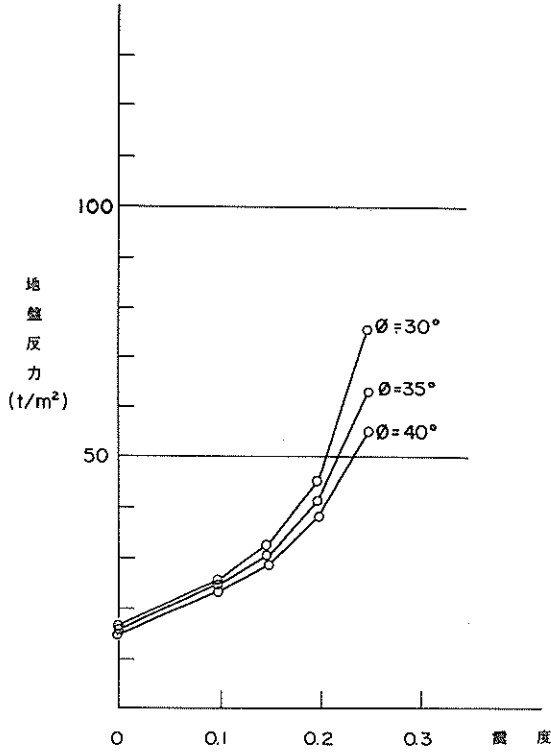


図2.4.20 花咲港 - 5.5 m (注入コンクリート) 地盤反力

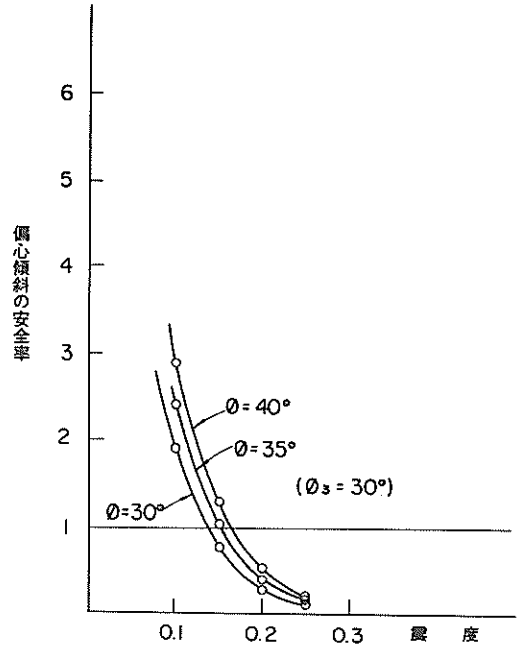


図2.4.22 花咲港 - 5.5 m (注入コンクリート) 偏心傾斜 ($\phi_s = 30^\circ$)

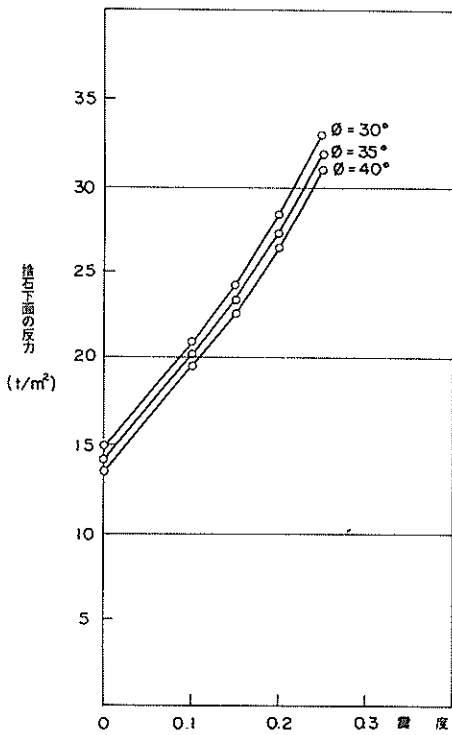


図2.4.21 花咲港 - 5.5 m (注入コンクリート) 捨石下面の反力

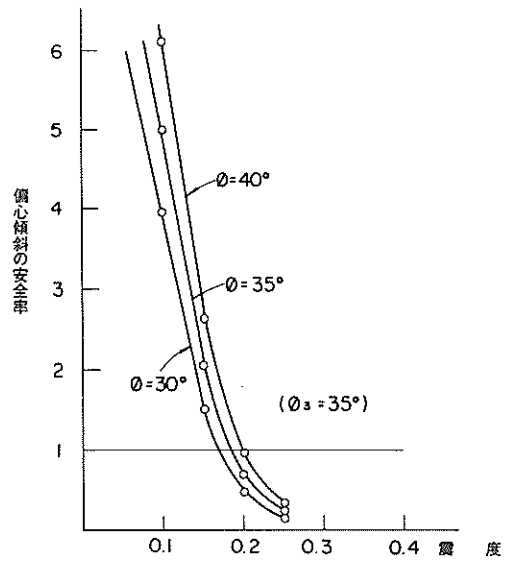
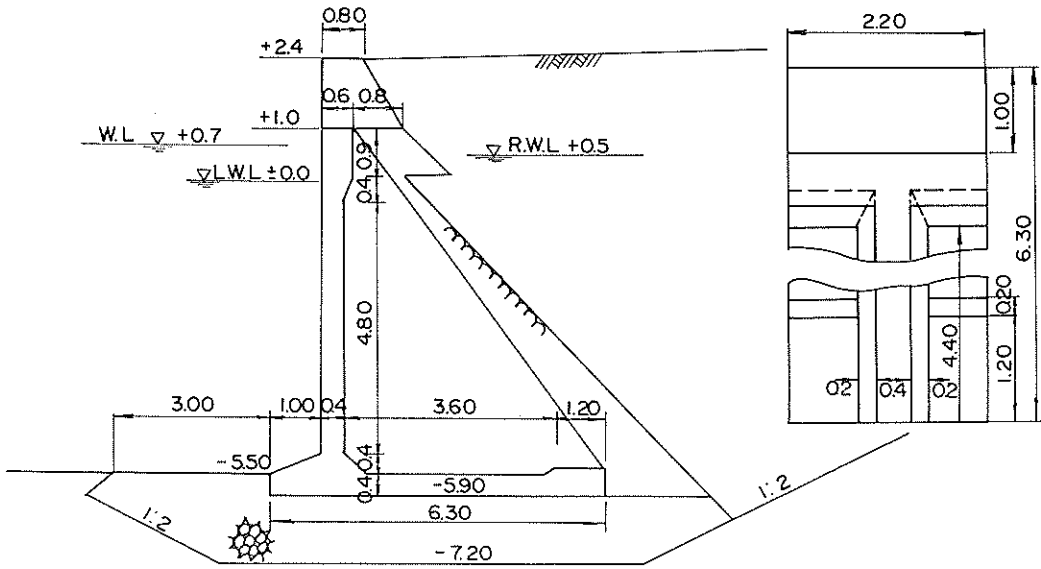
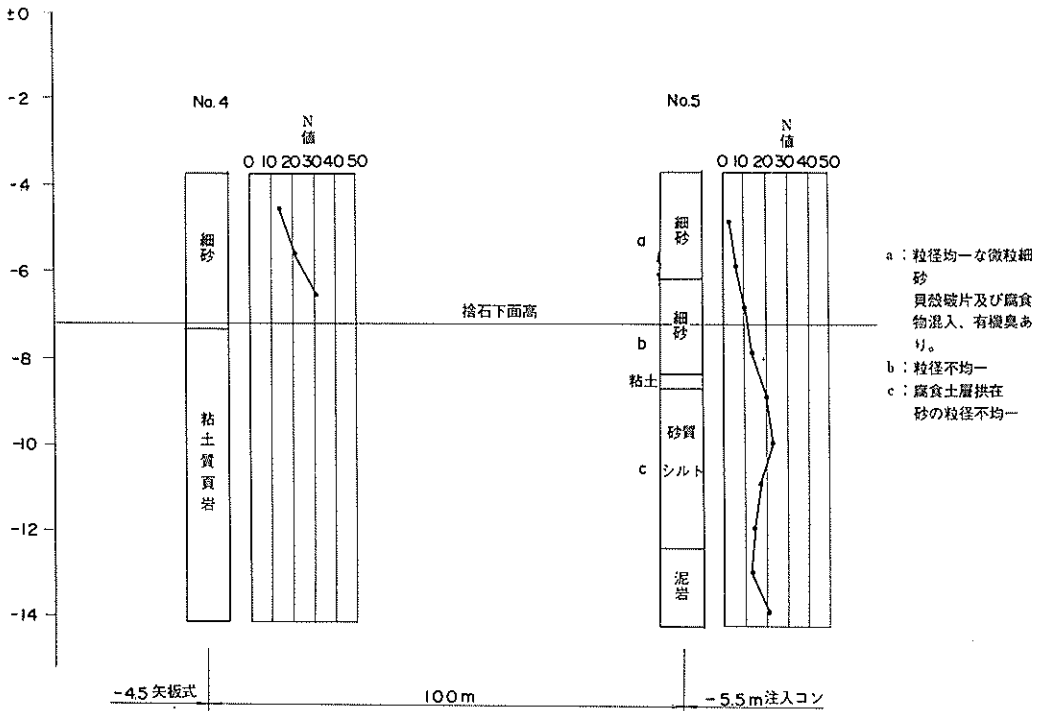


図2.4.23 花咲港 - 5.5 m (注入コンクリート) 偏心傾斜 ($\phi_s = 35^\circ$)



L型塊 2.2x6.3x6.9

図2.4.2.4 花咲港 -5.5 m (L型) 標準断面図



-5.5m L型 土質柱状図

図2.4.2.5 花咲港 -5.5 m (L型) 土質図

表2.4.4 花咲港 - 5.5 m (L型) 計算条件と計算過程

1	堤体幅 (堤体下端)	2	堤体先端	3	堤体根付高	4	捨石厚	5	前趾より堤体根付までの距離	6	根入れ深さ	7	基礎捨石斜面勾配	8	裏込の単位積重	9	捨石の単位積重	10	基礎地盤の積重量	11	堤体の重量 (浮力を考慮しない)	12	堤体の重量 (浮力を考慮する)	13	$\text{D} \times \text{重心のy座標}$	14	$\text{D} \times \text{重心のx座標}$	15	前水位	16	残水位	17	残水位	18	摩擦係数	19	上荷重
6.3	m	2.4	m	-5.9	m	1.3	m	3.0	m	0.4	m	0		t/m^3	t/m^3	水中 1.0	水中 1.0	t/m^3	t/m^3	91.78	t/m	57.48	t/m/m	365.28	201.57	m	m	-1.34	t/m	0.6	t/m^2	0.0					

20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
震度	裏込の内部摩擦角	捨石の内部摩擦角	基礎地盤の内摩擦角	土圧	鉛直土圧	質量力	水平方向合力	鉛直方向合力	滑動安全率	転倒モーメント	抵抗モーメント	転倒の安全率	合力作用位置	合力の分相幅	地盤反力 P_1	荷重の偏心量	荷重の傾斜率	偏心傾斜の全率	捨石下面反力分布幅	捨石下面反力 PDI
0	30	40	30 (35)	13.27	3.56	0	11.93	61.04	3.07	35.26	223.98	6.35	3.09	6.3	10.22	0.06	0.20	(29.63)	9.48	7.88
0.1	30	40	30 (35)	18.77	5.03	9.18	26.61	62.51	1.41	86.02	233.26	2.71	2.36	6.3	17.43	0.79	0.43	(4.09 (8.32))	8.19	14.71
0.15	30	40	30 (35)	22.66	6.07	13.77	35.08	63.55	1.09	114.11	239.81	2.10	1.98	5.93	21.42	1.17	0.55	(1.92 (3.68))	8.11	16.96
0.2	30	40	30 (35)	27.98	7.50	18.36	45.00	64.98	0.87	145.42	248.80	1.71	1.59	4.77	27.23	1.56	0.69	(0.85 (1.44))	7.42	18.82
0.25	30	40	30 (35)	36.12	9.68	22.95	57.73	67.16	0.70	182.98	262.55	1.43	1.18	3.55	37.79	1.97	0.86	(0.39 (0.57))	7.02	20.44
0	35	40	30 (35)	10.91	2.92	0	9.56	60.40	3.79	28.15	219.97	7.81	3.18	6.3	9.35	-0.03	0.16		7.85	8.80
0.1	35	40	30 (35)	15.70	4.21	9.18	23.54	61.69	1.57	77.16	228.08	2.96	2.45	6.3	16.35	0.70	0.38	(5.20 (10.58))	8.11	14.01
0.15	35	40	30 (35)	18.97	5.08	13.77	31.39	62.56	1.20	103.69	233.59	2.25	2.08	6.23	20.09	1.07	0.50	(2.52 (4.95))	8.28	16.41
0.2	35	40	30 (35)	23.26	6.23	18.36	40.28	63.71	0.95	132.57	240.84	1.82	1.70	5.10	24.99	1.45	0.63	(1.15 (2.06))	7.52	18.24
0.25	35	40	30 (35)	28.89	7.74	22.95	50.49	65.22	0.78	164.48	250.33	1.52	1.32	3.95	33.03	1.83	0.77	(0.53 (0.82))	6.95	20.07
0	40	40	30 (35)	8.85	2.37	0	7.51	59.85	4.78	22.01	216.51	9.84	3.25	6.3	8.60	-0.10	0.13		7.83	8.22
0.1	40	40	30 (35)	13.08	3.50	9.18	20.92	60.98	1.75	69.52	223.65	3.22	2.53	6.3	15.42	0.62	0.34	(6.27 (12.99))	8.05	13.37
0.15	40	40	30 (35)	15.89	4.26	13.77	28.32	61.74	1.31	94.97	228.40	2.41	2.16	6.3	19.03	0.99	0.46	(3.17 (6.35))	8.25	15.82
0.2	40	40	30 (35)	19.40	5.20	18.36	36.41	62.68	1.03	121.96	234.31	1.92	1.79	5.38	23.31	1.36	0.58	(1.50 (2.79))	7.64	17.71
0.25	40	40	30 (35)	23.71	6.35	22.95	45.31	63.83	0.85	150.84	241.59	1.60	1.42	4.27	29.93	1.73	0.71	(0.71 (1.16))	6.98	19.59

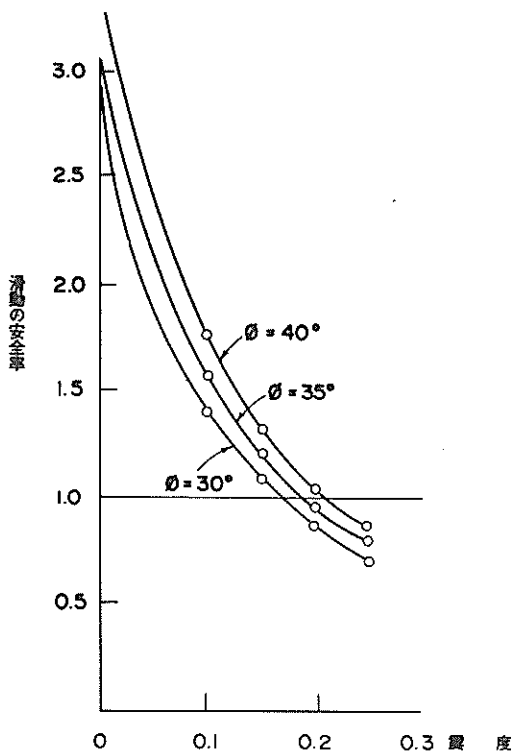


図2.4.26 花咲港 - 5.5 m (L型) 滑動

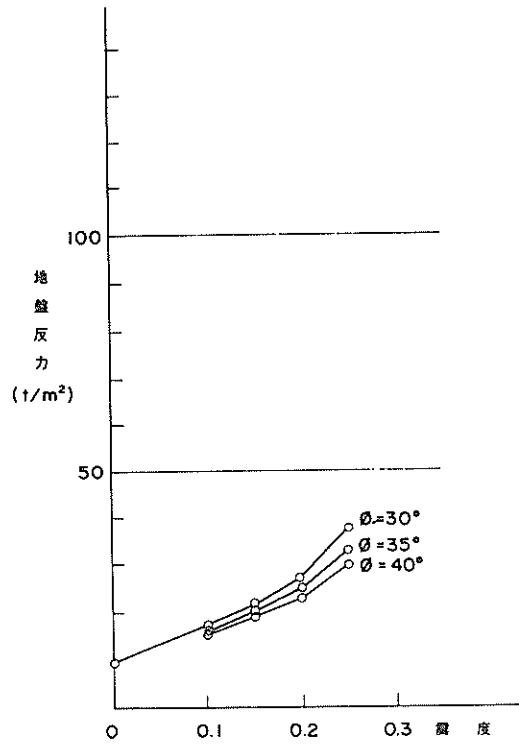


図2.4.28 花咲港 - 5.5 m (L型) 地盤反力

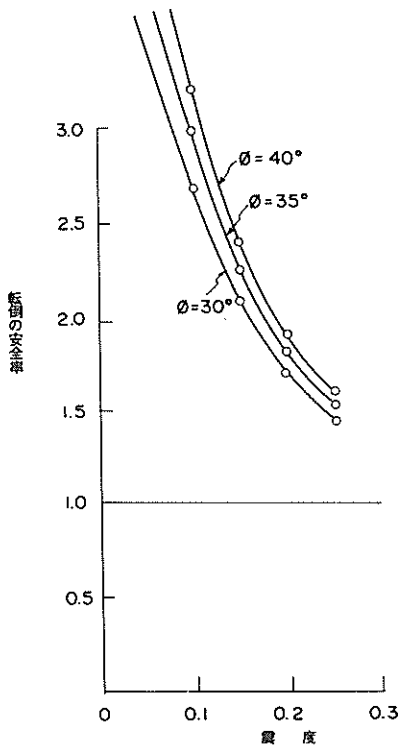


図2.4.27 花咲港 - 5.5 m (L型) 転倒

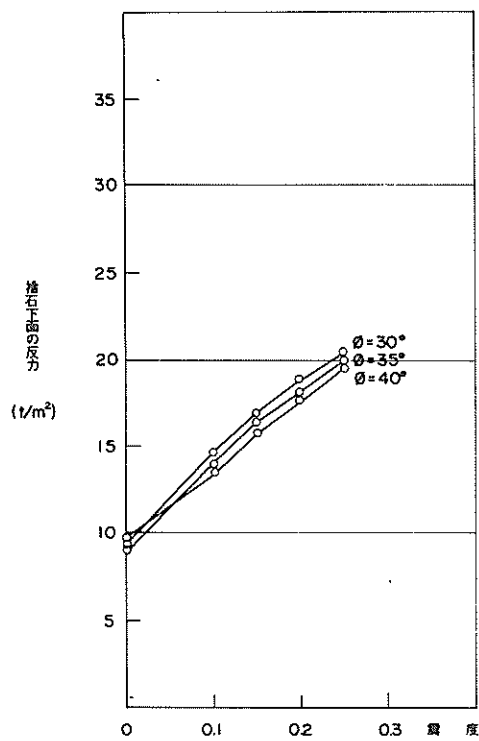


図2.4.29 花咲港 - 5.5 m (L型) 捨石下面の反力

後者は2~5 cmである。なお参考のため地震動によっても沈下しにくいと思われる隣接の-4.5 m 岸壁(矢板式)の上部工の沈下量は1~3 cmである。

図2.4.25には土質柱状図を示す。

安定計算の計算条件と計算過程を表2.4.4に、安定計算の結果を図2.4.26~2.4.31に示す。裏込の内部摩擦角を30度、基礎地盤の内部摩擦角35度にとると、滑動震度として0.17、偏心傾斜震度として0.22をうる。

(5) -3.0 m中央物揚場

この物揚場は花咲港で最も古いけい留施設で、昭和28年~30年にかけて完成し、延長130 m、ケーソン式である。

標準断面図を図2.4.32に示す。法線のはらみ出しはみられなかった模様であるが、堤体後駐付近のエプロンには法線とほぼ平行にクラックが走っており、その割れ目での高低差は約5 cmで海側が高く、1~5 cm程度の幅で開いていることから若干のはらみ出しはあったと考える方がよさそうである。沈下は船揚場との隣接部分の上部工で22 cm、エプロン後端で49 cm、-4.0 m中央物揚場側では上部11 cm、エプロン後端29 cmで、いずれも平均的な値である。

安定計算の計算条件と計算過程を表2.4.5に、安定計算の結果を図2.4.33~2.4.38に示す。

基礎地盤の土質条件は不明であるが、花咲港は全域にわたり海底表面は砂質土が卓越しているから、ここも砂質土と考えられる。裏込土の内部摩擦角として40度、基礎地盤の内部摩擦角として35度をとると、滑動震度として0.21、偏心傾斜震度として0.168をうる。

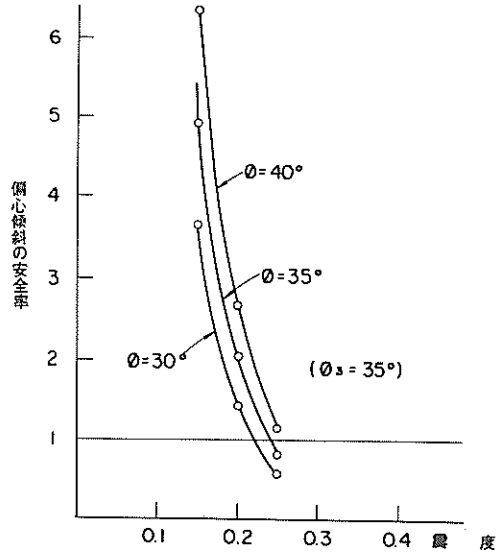


図2.4.31 花咲港-5.5 m(L型) 偏心傾斜($\phi_s = 35^\circ$)

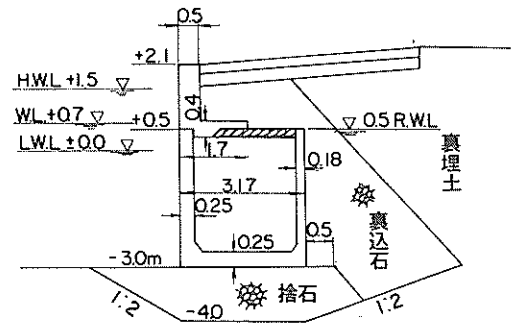


図2.4.32 花咲港-3.0 m中央物揚場 標準断面図

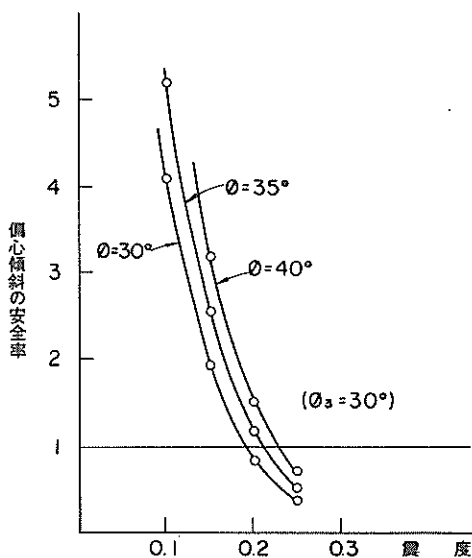


図2.4.30 花咲港-5.5 m(L型) 偏心傾斜($\phi_s = 30^\circ$)

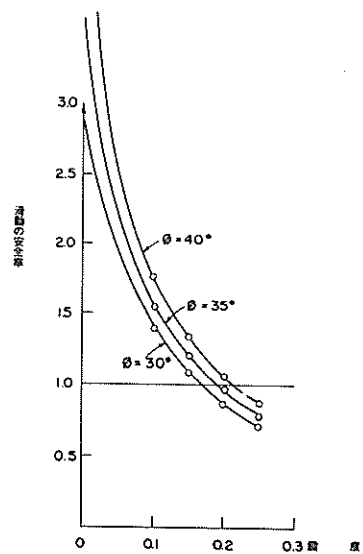


図2.4.33 花咲港-3.0 m 中央物揚場 滑動

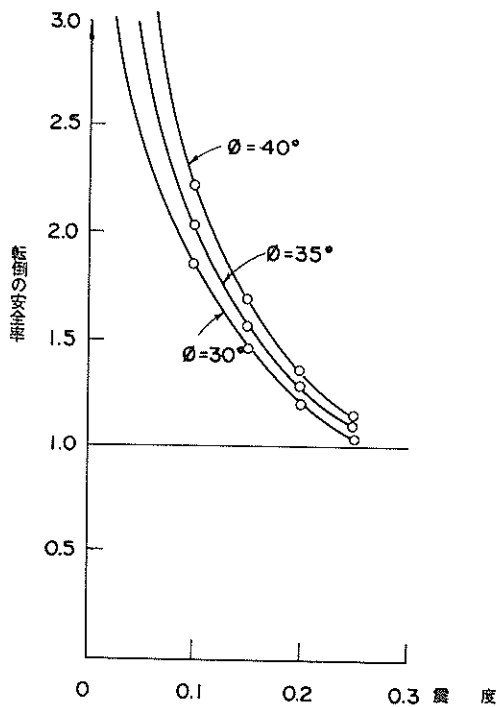


図2.4.34 花咲港 - 3.0m中央物揚場 転倒

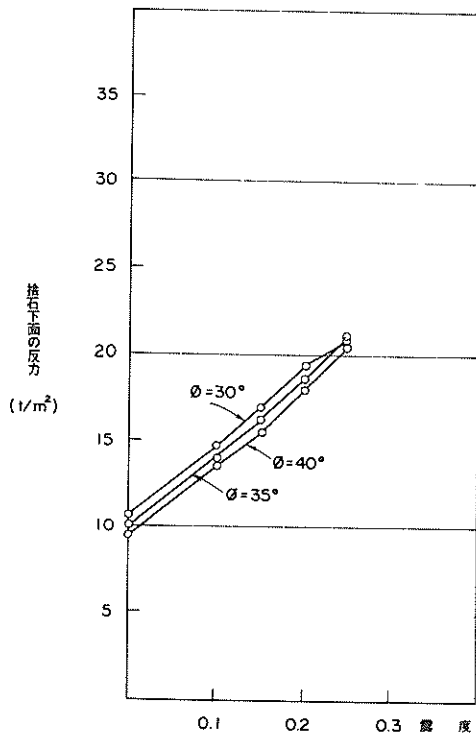


図2.4.36 花咲港 - 3.0m中央物揚場 捨石下面反力

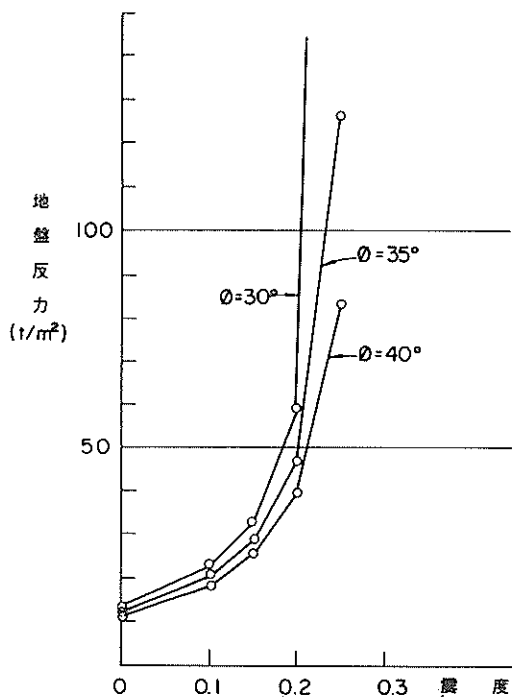


図2.4.35 花咲港 - 3.0m中央物揚場 地盤反力

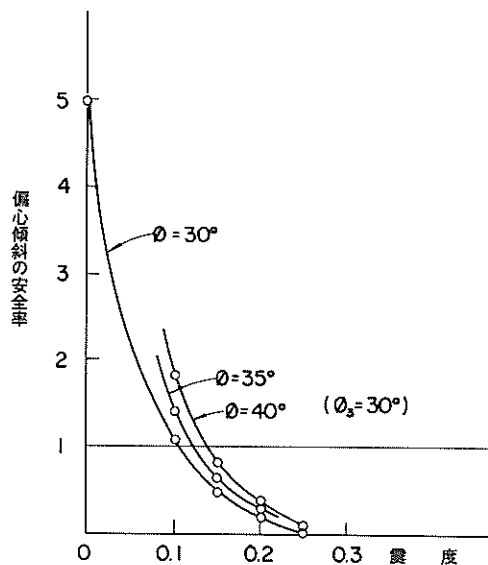


図2.4.37 花咲港 - 3.0m中央物揚場 偏心傾斜 ($\theta_s = 30^\circ$)

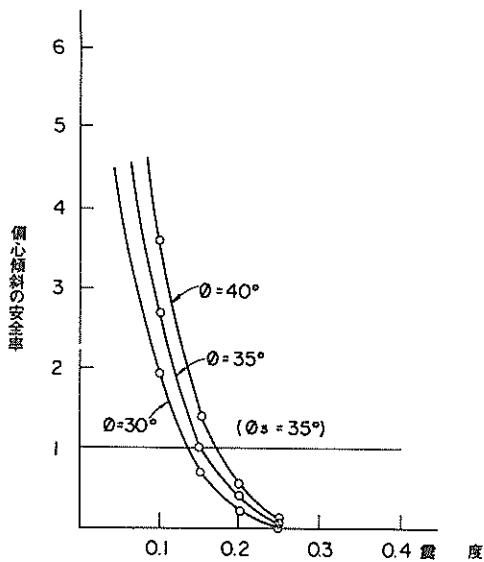


図2.4.38 花咲港 - 3.0 m中央物揚場 偏心傾斜
($\phi_s = 35^\circ$)

(6) - 4.0 m 中央物揚場

この物揚場は昭和30~32年にかけて建設されたもので、-3.0 m 物揚場に次いで古い施設である。延長は120 m、ケーソン式である。

図2.4.39 に標準断面図を示す。法線のはらみ出しはなかった模様であるが、-3.0 m 中央物揚場同様、エプロンにクラックが法線方向に発生しており、1~5 cm 程度の幅と若干の高低差をもつことから、若干の法線はらみ出しはあったと考える方がよさそうである。上部工の沈下は最大21 cm、エプロンは最大45 cm に及んだ。

安定計算の計算条件と計算過程を表2.4.6 に、安定計算の結果を図2.4.40~2.4.45 に示す。

基礎地盤の土質条件は不明であるが-3.0 m 中央物揚場と同様砂質土と考えられる。裏込の内部摩擦角として40度、基礎地盤の内部摩擦角として35度をとると、滑動震

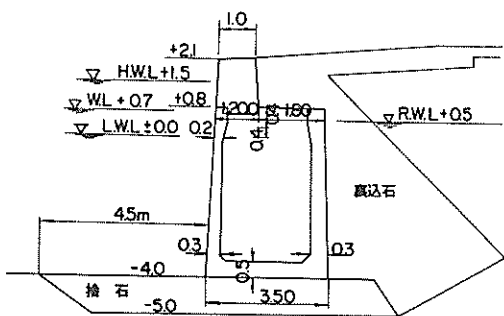


図2.4.39 花咲港 - 4.0 m中央物揚場 標準断面図

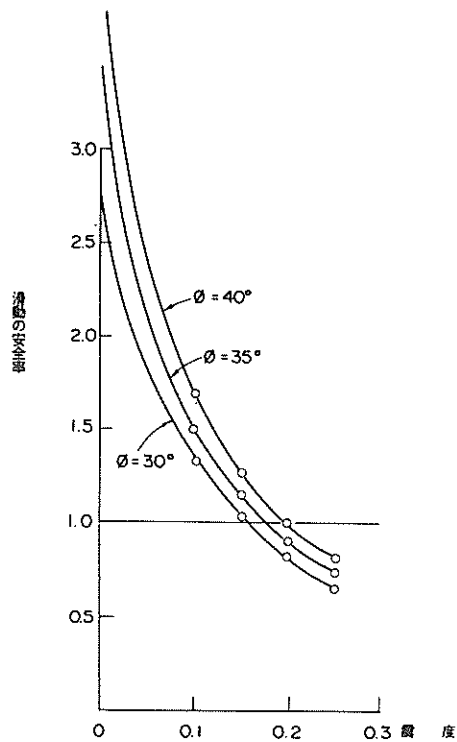


図2.4.40 花咲港 - 4.0 m中央物揚場 滑動

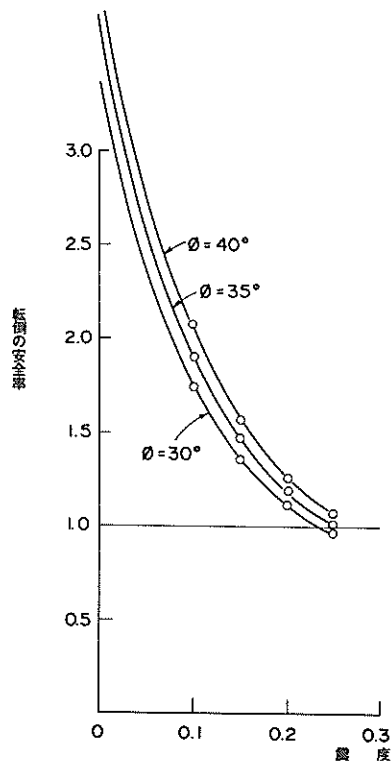


図2.4.41 花咲港 - 4.0 m中央物揚場 転倒

表2.4.6 花咲港 - 4.0 m 中央物揚場 計算条件と計算過程

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
堤体幅 (堤体下端)	堤体天端	堤体据付高	拾石厚	前趾より前足のり面までの距離	根入れ深	基礎砕石斜面勾配	堤体の単位積重量	拾石の単位積重量	基礎砕石の単位積重量	堤体の積重量 (浮力を考慮しない)	堤体の積重量 (浮力を考慮する)	⑩×重心のy座標	⑪×重心のx座標	前水位	残水位	残水位	摩擦係数	上荷重
3.5	2.2	-4.0	1.0	4.50	0	0	水中 1.0 空中 1.8	水中 1.0 空中 1.8	水中 1.0	45.14	28.92	136.64	49.68	0.7	0.5	-0.96	0.6	0.0

20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
翼度	堤込の内端摩擦角	拾石の内端摩擦角	基礎砕石の内端摩擦角	土圧	鉛直	質量力	水平方向合力	鉛直方向合力	滑動安全率	転倒モーメント	抵抗モーメント	転倒の安全率	合力作用位置	合力の分布幅	地盤反力	荷重の偏心重	荷重の傾斜率	偏心傾斜の安全率	拾石下面反力分布幅	拾石下面反力
0	30	40	30 (35)	7.71	2.07	0	6.75	30.98	2.75	14.97	56.91	3.80	1.35	3.5	14.86	0.40	0.22	4.84 (10.00)	4.73	12.00
0.1	30	40	30 (35)	10.80	2.89	4.51	14.36	31.81	1.33	34.52	59.81	1.73	0.80	2.39	26.67	0.96	0.45	0.95 (1.60)	3.88	17.41
0.15	30	40	30 (35)	12.97	3.48	6.77	18.78	32.39	1.03	45.38	61.85	1.36	0.51	1.53	42.47	1.24	0.58	0.49 (0.64)	3.26	20.85
0.2	30	40	30 (35)	15.93	4.27	9.03	24.00	33.19	0.83	57.49	64.62	1.12	0.21	0.64	102.94	1.54	0.72	0.08 (0.08)	2.77	24.92
0.25	30	40	30 (35)	20.43	5.47	11.28	30.75	34.39	0.67	72.03	68.84	0.96				1.84	0.89			
0	35	40	30 (35)	6.33	1.70	0	5.37	30.61	3.42	11.88	55.62	4.68	1.43	3.50	13.56	0.32	0.18	6.15 (12.63)	4.70	11.09
0.1	35	40	30 (35)	9.03	2.42	4.51	12.59	31.34	1.49	30.71	58.15	1.89	0.88	2.63	23.86	0.87	0.40	1.21 (2.28)	4.04	16.50
0.15	35	40	30 (35)	10.86	2.91	6.77	16.67	31.83	1.15	40.93	59.87	1.46	0.59	1.78	35.67	1.16	0.52	0.61 (0.91)	3.40	19.70
0.2	35	40	30 (35)	13.25	3.55	9.03	21.32	32.47	0.91	52.08	62.11	1.19	0.31	0.93	70.06	1.44	0.66	0.22 (0.22)	2.86	23.73
0.25	35	40	30 (35)	16.37	4.39	11.28	26.70	33.30	0.75	64.41	65.04	1.01	0.02	0.06	1090.30	1.73	0.80	0.00 (0.00)	2.47	27.97
0	40	40	30 (35)	5.14	1.38	0	4.18	30.30	4.35	9.21	54.50	5.92	1.50	3.50	12.44	0.25	0.14	7.47 (15.34)	4.68	10.29
0.1	40	40	30 (35)	7.52	2.01	4.51	11.07	30.93	1.68	27.42	56.73	2.07	0.95	2.84	21.76	0.80	0.36	1.58 (3.15)	4.20	15.72
0.15	40	40	30 (35)	9.10	2.44	6.77	14.91	31.35	1.26	37.21	58.21	1.56	0.67	2.01	31.20	1.08	0.48	0.78 (1.18)	3.54	18.71
0.2	40	40	30 (35)	11.05	2.96	9.03	19.12	31.88	1.00	47.60	60.04	1.26	0.39	1.17	54.43	1.36	0.60	0.40 (0.45)	2.96	22.57
0.25	40	40	30 (35)	13.45	3.60	11.28	23.70	32.52	0.82	58.74	62.29	1.06	0.11	0.33	198.15	1.64	0.73	0.02 (0.02)	2.48	27.18

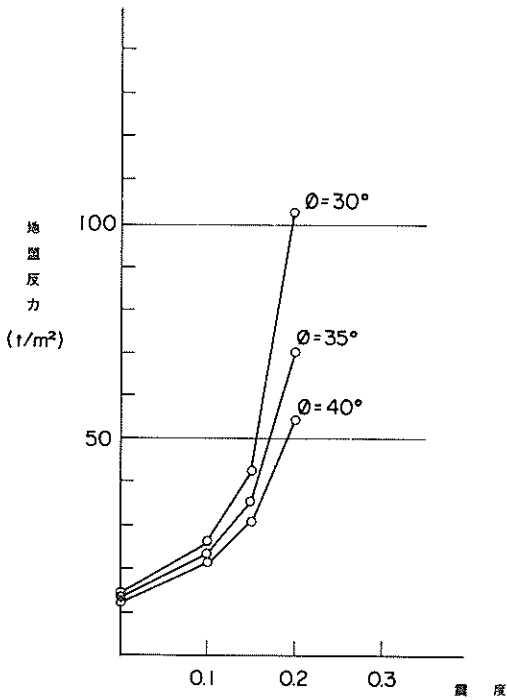


図2.4.42 花咲港 - 4.0 m 中央物揚場 地盤反力

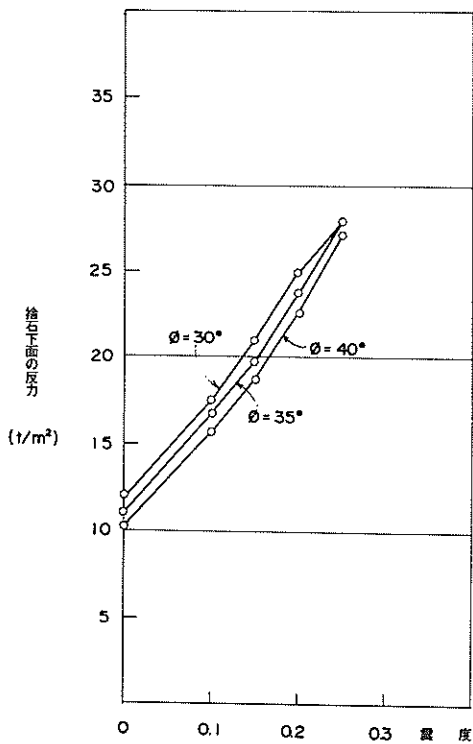


図2.4.43 花咲港 - 4.0 m 中央物揚場 捨石下面反力

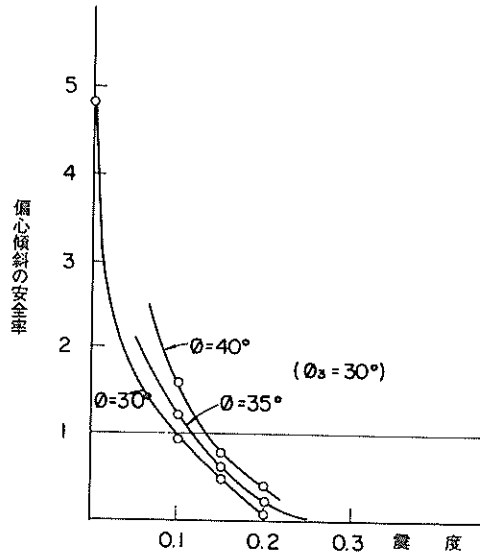


図2.4.44 花咲港 - 4.0 m 中央物揚場 偏心傾斜 ($\phi_3 = 30^\circ$)

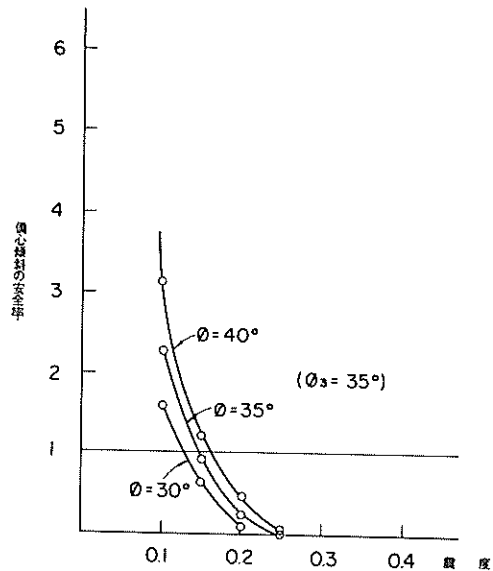


図2.4.45 花咲港 - 4.0 m 中央物揚場 偏心傾斜 ($\phi_3 = 35^\circ$)

度として0.20、偏心傾斜震度として0.162をうる。

(7) - 4.0 m 東物揚場

この物揚場は昭和43~44年にかけて施工され、構造様式はL型、延長は150mである。

図2.4.46に標準断面図を示す。

法線のはらみ出しは取付部から85.0m区間で生起し、

最大 40 cm を記録するが、それより中央物揚場側にはらみ出しは認められないと報告されているがエプロンの不等沈下等の状況からみて若干のはらみ出しはあったものと考えられる。法線の沈下は全延長にわたり生じ 8 ~ 18 cm の範囲にある。エプロンの沈下は取付部に近づくほど大きくなり最大 39 cm に及ぶ。

安定計算の計算条件と計算過程を表 2.4.7 に、安定計算の結果を図 2.4.47 ~ 2.4.52 に示す。

基礎地盤の土質条件は不明であるが、-3.0 m 中央物揚

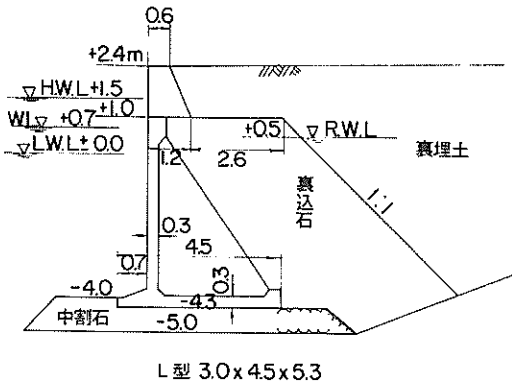


図 2.4.46 花咲港東物揚場 標準断面図

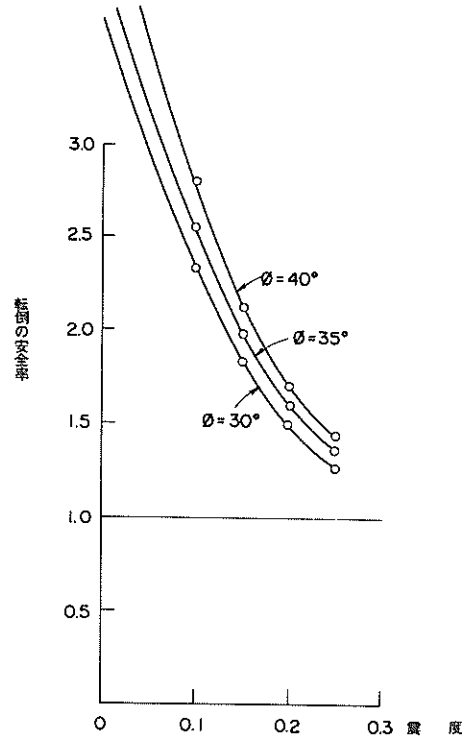


図 2.4.48 花咲港東物揚場 転倒

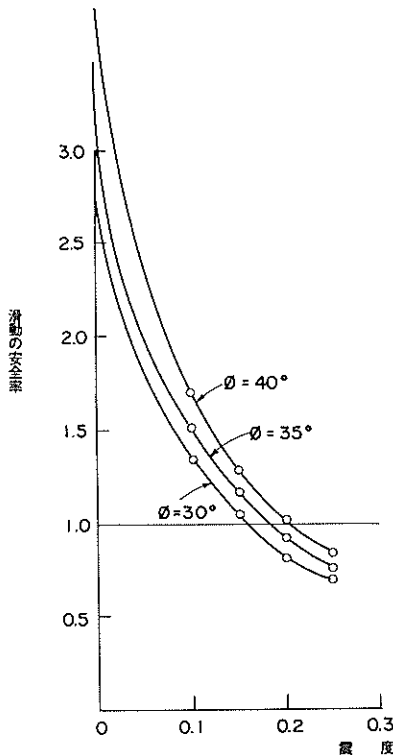


図 2.4.47 花咲港東物揚場 滑動

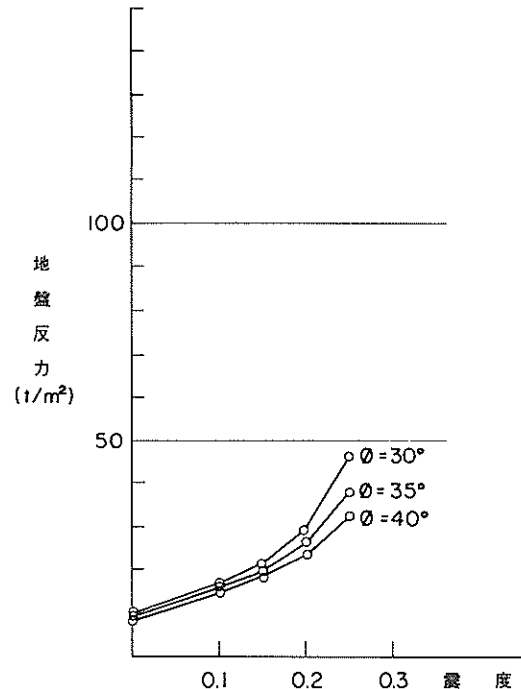


図 2.4.49 花咲港東物揚場 地盤反力

表 2.4.7 花咲港東物揚場 計算条件と計算過程

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
堤体幅 (堤体下端) m	堤体天端 m	堤体掘付高 m	椅石厚 m	前趾より掘り戻までの距離 m	根入れ深さ m	基礎椅石斜配勾	底辺の単位積重量 t/m ³	椅石の単位積重量 t/m ³	基礎地盤の単位積重量 t/m ³	堤体の重量 (浮力を考慮しない) t/m	堤体の重量 (浮力を考慮する) t/m	⑩×重心のy座標 t-m/m	⑪×重心のx座標 t-m/m	前水面位 m	残水位 m	残水位 t/m	摩擦係数	上載荷重 t/m ²
4.5	2.4	-4.3	0.7	2.00	0.30	1.00	水中 1.0 空中 1.8	水中 1.0	水中 1.0	5.448	35.33	173.79	87.74	0.7	0.5	-1.02	0.6	0.0

20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
震度	底辺の内部摩擦角 度	椅石の内部摩擦角 度	基礎地盤の内部摩擦角 度	土圧 t/m	鉛直土圧 t/m	質量力 t/m	水平方向合力 t/m	鉛直方向合力 t/m	滑動安全率	転倒モーメント t-m/m	抵抗モーメント t-m/m	転倒の安全率	合力作用位置 m	合力の分布幅 m	地震力 P ₁ t/m ²	荷重の偏心量 m	荷重の傾斜率	偏心傾斜の安全率	椅石下面反力分布幅	椅石下面反力 t/m ²
0	30	40	30 (35)	9.07	2.43	0	8.05	37.76	2.81	19.36	98.68	5.10	2.10	4.5	10.06	0.15	0.21	8.00 (17.33)	5.36	9.15
0.1	30	40	30 (35)	12.69	3.40	5.45	17.12	38.73	1.36	44.16	103.04	2.33	1.52	4.5	16.98	0.73	0.44	1.67 (3.52)	5.53	14.51
0.15	30	40	30 (35)	15.23	4.08	8.17	22.38	39.41	1.06	57.91	106.10	1.83	1.22	3.67	21.49	1.03	0.57	0.66 (1.24)	4.87	16.90
0.2	30	40	30 (35)	18.68	5.00	10.90	28.55	40.33	0.85	73.22	110.26	1.51	0.92	2.75	29.28	1.33	0.71	0.27 (0.42)	4.21	19.85
0.25	30	40	30 (35)	23.92	6.41	13.62	36.52	41.74	0.69	91.55	116.58	1.27	0.60	1.80	46.40	1.65	0.87	0.12 (0.17)	3.71	23.17
0	35	40	30 (35)	7.45	1.99	0	6.43	37.33	3.48	15.44	96.73	6.27	2.18	4.5	9.09	0.07	0.17	9.95 (21.37)	5.34	8.36
0.1	35	40	30 (35)	10.61	2.84	5.45	15.04	38.17	1.52	39.33	100.53	2.56	1.60	4.5	15.80	0.65	0.39	2.30 (4.93)	5.48	13.66
0.15	35	40	30 (35)	12.75	3.42	8.17	19.90	38.75	1.17	52.28	103.11	1.97	1.31	3.94	19.69	0.94	0.51	0.93 (1.86)	5.06	16.03
0.2	35	40	30 (35)	15.54	4.16	10.90	25.41	39.49	0.93	66.38	106.47	1.60	1.02	3.05	25.93	1.23	0.64	0.37 (0.64)	4.37	18.77
0.25	35	40	30 (35)	19.17	5.14	13.62	31.77	40.47	0.76	81.97	110.86	1.35	0.71	2.14	37.78	1.54	0.79	0.17 (0.25)	3.79	22.07
0	40	40	30 (35)	6.05	1.62	0	5.03	36.95	4.41	12.04	95.03	7.89	2.25	4.5	8.26	0.00	0.14	11.89 (25.37)	5.33	7.67
0.1	40	40	30 (35)	8.83	2.37	5.45	13.26	37.70	1.71	35.15	98.39	2.80	1.68	4.5	14.77	0.57	0.35	2.95 (6.54)	5.45	12.90
0.15	40	40	30 (35)	10.68	2.86	8.17	17.83	38.19	1.29	47.50	100.61	2.12	1.39	4.17	18.33	0.86	0.47	1.27 (2.62)	5.23	15.31
0.2	40	40	30 (35)	12.96	3.47	10.90	22.83	38.80	1.02	60.72	103.36	1.70	1.10	3.30	23.54	1.15	0.59	0.52 (0.94)	4.53	17.84
0.25	40	40	30 (35)	15.76	4.22	13.62	28.36	39.55	0.84	74.81	106.74	1.43	0.81	2.42	32.66	1.44	0.72	0.23 (0.35)	3.90	20.99

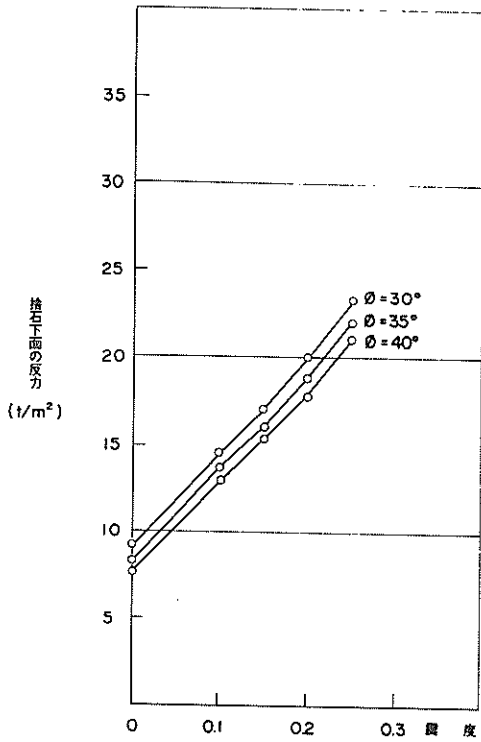


図2.4.50 花咲港東物揚場 捨石下面の反力

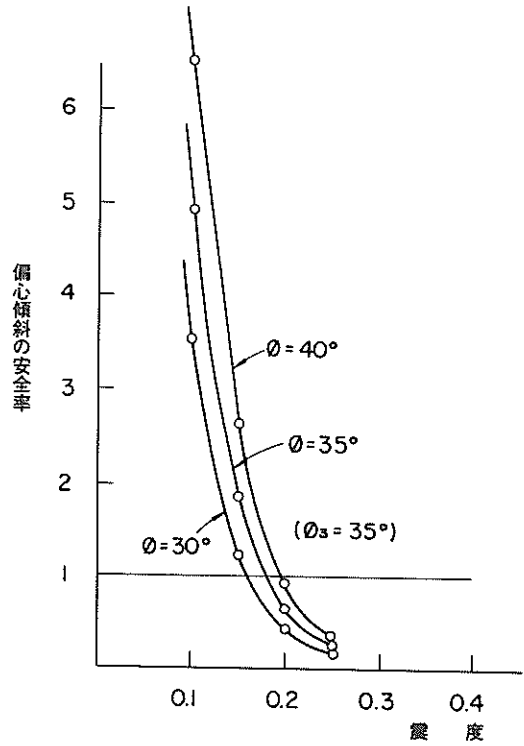


図2.4.52 花咲港東物揚場 偏心傾斜 ($\phi_s = 35^\circ$)

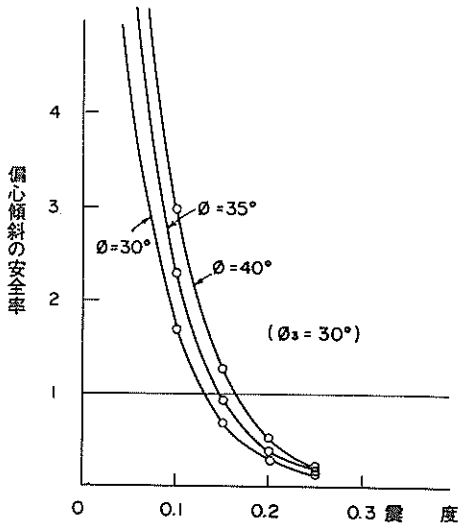


図2.4.51 花咲港東物揚場 偏心傾斜 ($\phi_s = 30^\circ$)

場と同様砂質土と推測される。裏込土の内部摩擦角として40度、基礎地盤の内部摩擦角35度をとると、滑動震度として0.204、偏心傾斜震度として0.195をうる。

(8) 東物揚場取付

この取付は昭和44年に建設され、構造様式はL型、堤体据付面は-3.0mである。延長は60mである。

標準断面図を図2.4.53に示す。

法線のはらみ出しは最大20cmで、沈下は最大11cmであり、エプロンは最大25cm程度低下している。

安定計算の計算条件と計算過程を表2.4.8に、安定計算の結果を図2.4.54～2.4.59に示す。

基礎地盤の土質条件は不明であるが、-3.0m中央物揚場と同様砂質土と推測される。裏込の内部摩擦角として40度、基礎地盤の内部摩擦角として35度をとると、滑動震度として0.222、偏心傾斜震度として0.224をうる。

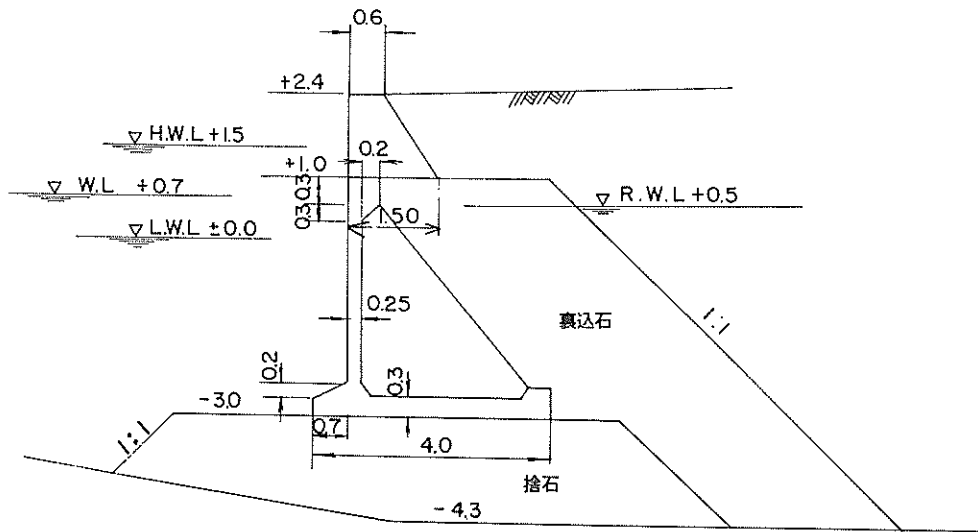
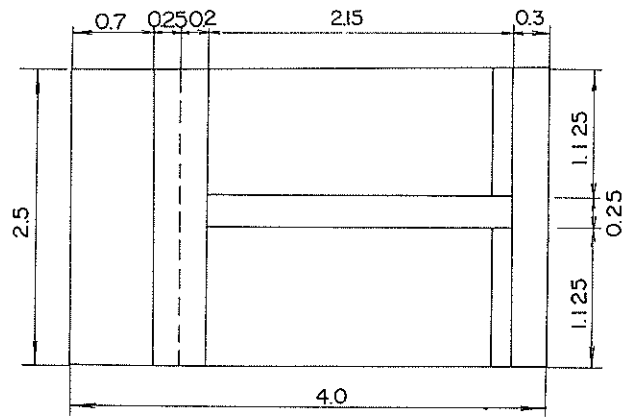


图2.4.53 花咲港東物揚場取付 標準断面图

表 2.4.8 花咲港東物揚場取付 計算条件と計算過程

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
堤体幅 (堤体下端) m	堤体 天端 m	堤体 端部 高 m	堤厚 m	前趾より のり肩ま での距離 m	根入れ 深さ m	基礎地盤 石斜面 勾配	堤体の底 位積重 量 t/m ³	堤石の底 位積重 量 t/m ³	基礎地盤 の単位体 積重 t/m ³	堤体の重量 (浮力を考 慮しない) t/m	堤体の重量 (浮力を考 慮する) t/m	QD×重心 のy座標 t-m/m	Q2×重心 のx座標 t-m/m	前水 位 m	残 留 水 位 m	残 留 水 圧 t/m	摩 擦 係 数	上 載 荷 重 t/m ²
4.0	2.4	-3.0	1.30	2.50	0	1.00	水中 1.0 空中 1.8	水中 1.0 空中 1.0	水中 1.0	3.698	2.516	9.583	5.682	0.7	0.5	-0.76	0.6	0.0

20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
震度	堤体の 内部摩 擦角 擦角度	堤石の 内部摩 擦角 擦角度	基礎地 盤の内 部摩 擦角 擦角度	七 土 圧 t/m	鉛 直 土 圧 t/m	質量力 t/m	水平方 向合力 t/m	鉛直方 向合力 t/m	滑 動 安 全 率	転倒モ ーメン ト t-m/m	抵抗モ ーメン ト t-m/m	転倒の 安全率	合力作 用位置 m	合力の 分布幅 m	地盤 反力 P1 t/m ²	荷重の 偏心力 m	荷重の 傾斜率	偏心の 安全率	捨石下 面反力 分布幅 m	捨石下 面反力 t/m ²
0	30 (35)	40 (35)	30 (35)	6.21 8.57	1.66 2.30	0 3.70	5.45 11.51	26.82 27.46	2.95 1.43	10.64 24.04	63.48 66.01	5.97 2.75	1.97 1.53	4.00 4.00	7.01 11.72	0.03 0.47	0.20 0.42	8.45 2.13 (18.96) (4.25)	5.58 5.87	6.32 9.28
0.1	30 (35)	40 (35)	30 (35)	10.21 12.43	2.74 3.33	5.55 7.40	15.00 19.06	27.90 28.49	1.12 0.90	31.40 39.48	67.77 70.14	2.16 1.78	1.30 1.08	3.91 3.23	14.26 17.65	0.70 0.92	0.54 0.67	1.02 0.52 (1.75) (0.76)	6.05 5.78	10.52 11.15
0.2	30 (35)	40 (35)	30 (35)	15.75 5.10	4.22 1.37	9.25 0	24.24 4.34	29.38 26.53	0.73 3.67	48.97 8.48	73.70 62.29	1.51 7.35	0.84 2.03	2.53 4.00	23.27 6.35	1.16 -0.03	0.82 0.16	0.28 (0.36)	5.79 5.56	11.45 5.87
0.25	35 (35)	40 (35)	30 (35)	7.17 8.54	1.92 2.29	3.70 5.55	10.10 13.34	27.08 27.45	1.61 1.24	21.42 28.37	64.50 65.98	3.01 2.33	1.59 1.37	4.00 4.00	10.92 17.35	0.41 0.63	0.37 0.49	2.79 1.35 (5.82) (2.46)	5.79 6.01	8.84 10.18
0.15	35 (35)	40 (35)	30 (35)	10.34 12.67	2.77 3.39	7.39 9.25	16.98 21.15	27.93 28.55	0.99 0.81	35.87 44.07	67.91 70.40	1.89 1.60	1.15 0.92	3.44 2.77	16.24 20.65	0.85 1.08	0.61 0.74	0.68 (1.05) (0.50)	5.79 5.61	10.96 11.48
0.25	35 (35)	40 (35)	30 (35)	4.14 5.96	1.11 1.60	0 3.70	3.38 8.90	26.27 26.76	4.66 1.80	6.61 19.15	62.26 63.21	9.27 3.30	2.08 1.65	4.00 4.00	5.78 10.23	-0.08 0.35	0.12 0.33	3.56 1.74 (7.61) (3.34)	5.53 5.73	5.48 8.44
0.1	40 (35)	40 (35)	30 (35)	7.16 8.63	1.92 2.31	5.55 7.40	11.94 15.26	27.08 27.47	1.36 1.08	25.83 32.87	64.49 66.07	2.50 2.01	1.43 1.21	4.00 3.62	12.58 15.16	0.57 0.79	0.44 0.56	1.74 0.86 (3.34) (1.42)	5.92 5.81	9.80 10.75
0.2	40 (35)	40 (35)	30 (35)	10.42	2.79	9.25	18.91	27.95	0.89	40.36	67.99	1.68	0.99	2.97	18.85	1.01	0.68	0.47 (0.67)	5.55	11.38

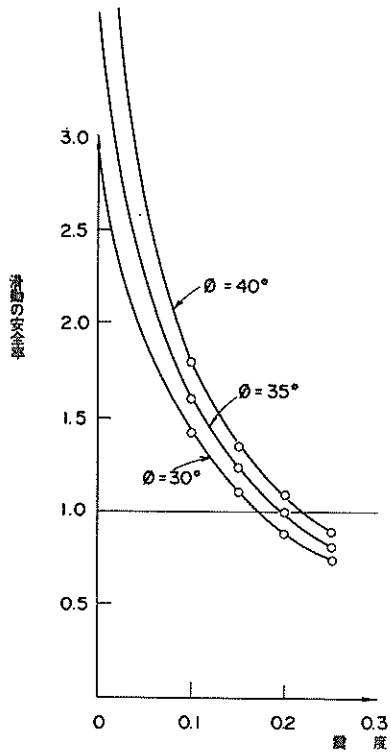


図2.4.54 花咲港東物揚場取付 滑動

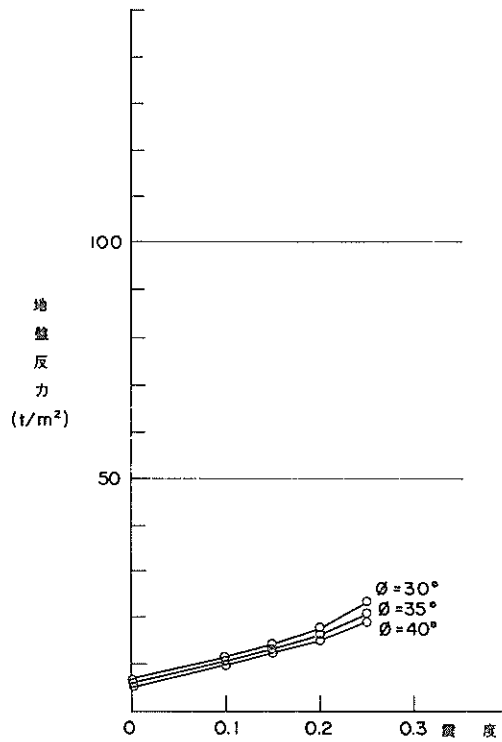


図2.4.56 花咲港東物揚場取付 地盤反力

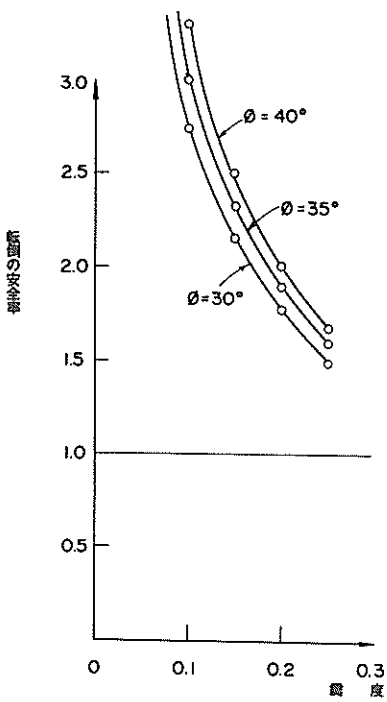


図2.4.55 花咲港東物揚場取付 転倒

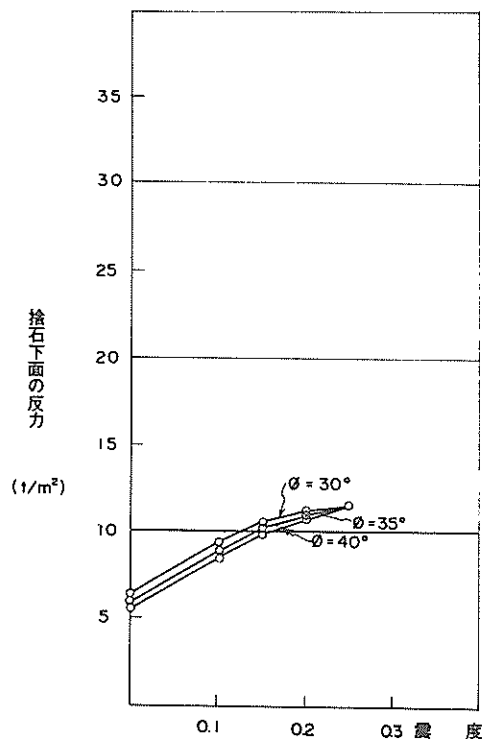


図2.4.57 花咲港東物揚場取付 捨石下面の反力

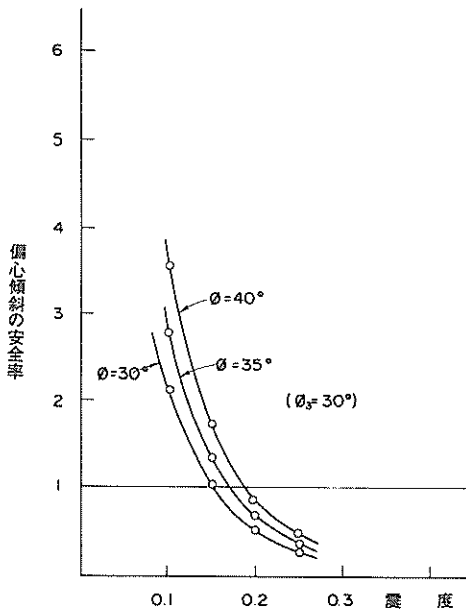


図2.4.58 花咲港東物揚場取付 偏心傾斜 ($\phi_3 = 30^\circ$)

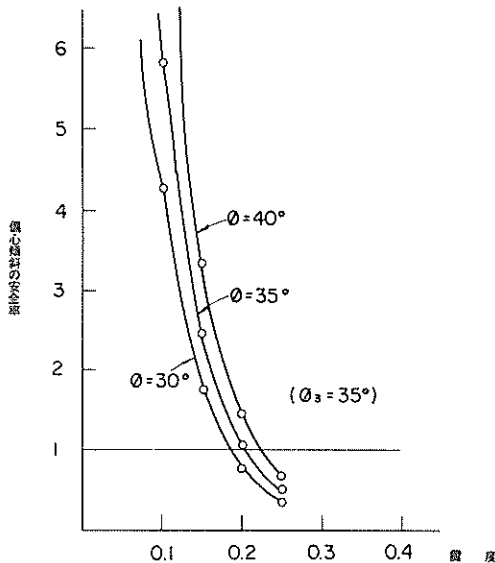


図2.4.59 花咲港東物揚場取付 偏心傾斜 ($\phi_3 = 35^\circ$)

(9) 考 察

以上で花咲港の重力式係船岸の各施設について被災状況および各種計算結果を示してきたが、ここでは2.2.2で述べた検討方針に沿って考察を加えてみる。

まず、2.3(5)で述べた内部摩擦角の規準をもとにして、各施設について求めた滑動震度、偏心傾斜震度をまとめて示したものが表2.4.9である。またこの表には各施設の平均的な法線のはらみ出し量と法線の沈下量もせてある。これらの値はすべて施工上の計画断面を基準として測量した結果にもとづいており、被災のおこる前にある程度の沈下が生じている可能性がある。また海側に凸な隅角部を有する施設は同一法線上でも、隅角部とそうでない部分で被災の程度に差があるため分けて表示してある。

これらの被災状況から図2.2.5と図2.2.6に示した被災形態の判断フローを用いて被災震度、滑動震度、および偏心傾斜震度間の大小関係を推定してみよう。

a. -6.0 m取付

図2.2.6の判断フローを用いる。法線の沈下もはらみ出しも起こしている。

式2.2.5で $B = 4.5 \text{ m}$, $L = 6.0 \text{ m}$, $b = 40 \text{ cm}$ とすると

$$P = 53 \text{ cm} < \text{実際のはらみ出し量 } 100 \text{ cm}$$

よって滑動は生じたと考えられ、被災形態の種類は⑤、⑦₁となり、各震度間の関係は

$$\text{滑動震度 (0.18)} < \text{被災震度}$$

$$\text{偏心傾斜震度 (0.14)} < \text{被災震度}$$

となるので

$$0.18 < \text{被災震度}$$

を得る。

この被災形態のタイプと被災震度の大きさの推定は表2.4.9に示しておく。

以下、同じ経路をたどって行く。

b. -6.0 m岸壁 隅角部

沈下、はらみ出しあり

$B = 6.1 \text{ m}$, $L = 8.4 \text{ m}$, $b = 25 \text{ cm}$ とすると

$$P = 34 \text{ cm} < \text{実際のはらみ出し量 } 60 \text{ cm}$$

∴滑動が生起

被災形態の種類 : ⑤, ⑦₁

$$\text{滑動震度 (0.16)} < \text{被災震度}$$

$$\text{偏心傾斜震度 (0.15)} < \text{被災震度}$$

∴ $0.16 < \text{被災震度}$

c. -6.0 m岸壁 非隅角部

沈下、はらみ出しあり

$B = 6.1 \text{ m}$, $L = 8.4 \text{ m}$, $b = 10 \text{ cm}$ とすると

$$P = 14 \text{ cm} < \text{実際のはらみ出し量 } 20 \text{ cm}$$

∴滑動生起

被災形態の種類 : ⑤, ⑦₁

$$\text{偏心傾斜震度 (0.15)} \leq \text{被災震度}$$

$$\text{滑動震度 (0.16)} < \text{被災震度}$$

表 2.4.9 花咲港 被災震度の推定

名 称	被災状況		捨石層 φ	裏 込 φ	基 礎 地 盤 φ	滑 動 震 度	偏心傾 斜震度	地 盤 反 力 (震度) (0.2)	被災挙 動のタ イプ	被災震度
	法線の はらみ 出し	法線の 沈下								
-6.0m 取付 ○(隅角部)	cm 100	cm 40	度 40	度 30	度 35	0.18	0.14	t/m ² 32.47	⑤ ⑦ ₁	0.18 < 被
-6.0m 注入コン ○隅角部側	60	25	40	30	35	0.16	0.15	60.02	⑤ ⑦ ₁	0.16 < 被
以 外	20	10	・	・	・	0.16	0.15	60.02	⑤ ⑦ ₁	0.16 < 被
-5.5m 注入コン 隅角部なし	20	11	40	30	35	0.175	0.17	45.60	⑤ ⑦ ₁	0.175 < 被
-5.5m L型 隅角部なし	10	2.5	40	30	35	0.17	0.22	27.23	④	0.17 ≤ 0.22
-3.0m 中央 ○船揚場寄	不明	22	40	40	35			39.40		
以 外	0	11	・	・	・	0.21	0.168	39.40	③	0.168 ≤ 被 ≤ 0.21
-4.0m 中央 隅角部なし	0	10	40	40	35	0.20	0.162	54.43	③	0.162 ≤ 被 ≤ 0.20
東物揚場 ○取付側	37	12~ 15	40	40	35	0.204	0.195	23.54	⑤ ⑦ ₁	0.204 < 被
以 外	0	10	・	・	・	0.204	0.195	23.54	③	0.195 ≤ 被 ≤ 0.204
東物揚場 ○取付	18	10	40	40	35	0.222	0.224	15.16	① ⑦	0.224 ≤ 被

∴ 0.16 < 被災震度

d. -5.5m 注入コンクリート

B = 5.8 m, L = 7.9 m, b = 11 cm とすると

P ≒ 15 cm < 実際のはらみ出し量 20 cm

∴ 滑動が生起

被災形態の種類 : ⑤, ⑦₁

偏心傾斜震度 (0.17) ≤ 被災震度

滑動震度 (0.175) < 被災震度

∴ 0.175 < 被災震度

e. -5.5m L型

B = 5.3 m, L = 8.3 m, b = 2.5 cm とすると

P = 3.5 cm < 実際のはらみ出し量 10 cm

∴ 滑動生起

この被災状況の他の施設と比べた場合の特色は、沈下量が際立って小さいことである。この程度の量は地盤支持力不足をおこさなくとも滑動時に生じることも考えられるし、また被災前にすでにこの程度の沈下が生じていたことも考えられる。したがってここでは一応地盤支持力不足は生起していないか、又は臨界状態にあったとみなすことにする。

∴ 被災形態の種類 : ④

滑動震度 < 被災震度 ≤ 偏心傾斜震度

∴ 0.17 < 被災震度 ≤ 0.22

f. -3.0m 中央 隅角部以外

B = 3.17 m, L = 5.1 m, b = 0.11 m とすると

P = 18 cm > 実際のはらみ出し量 5 cm 程度

堤体の傾斜角は測定されていないので判断フローをたどる。

被災形態は③, ⑦₂ である。

しかし、地盤の支持力不足は法線の沈下が認められることから確実に生起しており、これによる法線のはらみ出しは、外力が偏心傾斜していることから十分に考えられ、しかも法線のはらみ出し量は小さいことから、滑動による法線のはらみ出し量は生起していないか、あったとしても非常に小さいと考えられる。

よって、偏 ≤ 被 < 滑か又は偏 ≤ 被 ≒ 滑のどちらかであるとす。だから 0.168 ≤ 被 ≤ 0.21。

g. -4.0m 中央

B = 3.50 m L = 6.1 m b = 0.1 m とすると

$P = 17 \text{ cm} > \text{実際のはらみ出し量 } 5 \text{ cm程度}$
 堤体の傾斜角は測定されていないので
 被災形態は③, ⑦₂である。

f. と全く同じ理由により

偏心傾斜震度 \leq 被災震度 \leq 滑動震度

$\therefore 0.162 \leq \text{被災震度} \leq 0.20$

h. 東物揚場 非隅角部

法線のはらみ出し若干あった模様。法線の沈下 10 cm

$B = 3.8 \text{ m}$ $L = 6.7 \text{ m}$ より

$P \cong 17 \text{ cm} > \text{実際のはらみ出し量}$

\therefore 被災形態のタイプ ③, ⑦₂

法線のはらみ出し量が非常に小さいので -3.0 m 中央と同様の理由により

偏心傾斜震度 \leq 被災震度 \leq 滑動震度

$\therefore 0.195 \leq \text{被災震度} \leq 0.204$

この堤体は前面にフーチングのついたL型壁のため
 2.2.2で述べたように、偏心傾斜荷重により地盤支持力不足をおこす場合、法線のはらみ出しが認められないことはありうる。この場合には被災形態のタイプは②となり偏心傾斜震度 \leq 被災震度 $<$ 滑動震度となる。

i. 東物揚場 隅角部

沈下、はらみ出しあり

$B = 3.8 \text{ m}$, $L = 6.7 \text{ m}$, $b = 13 \text{ cm}$ とすると

$P \cong 23 \text{ cm} < \text{実際のはらみ出し量 } 37 \text{ cm}$

\therefore 滑動が生起

被災形態のタイプ : ⑤, ⑦₁

偏心傾斜震度, 滑動震度 $<$ 被災震度

$\therefore 0.204 < \text{被災震度}$

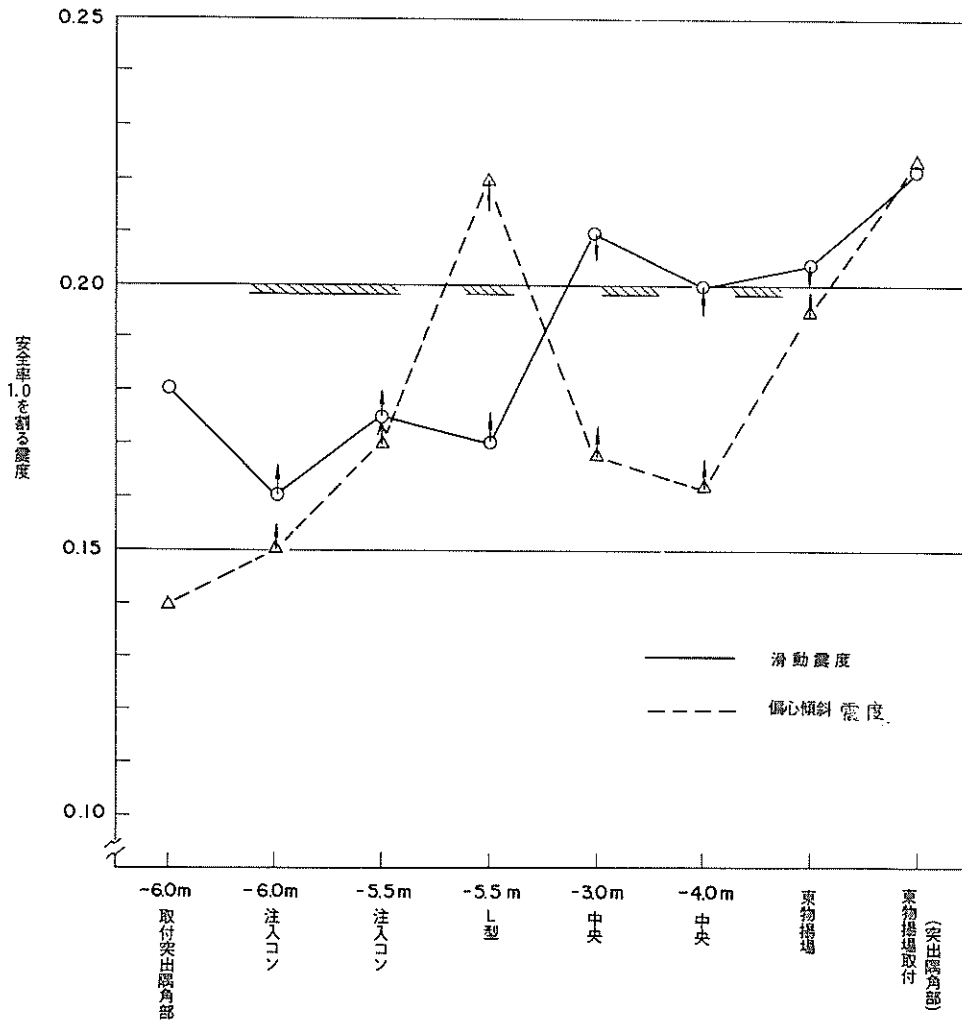


図 2.4.60 花咲港の被災震度推定

j. 東物揚場取付

沈下、はらみ出しあり

$B = 3.3 \text{ m}$, $L = 5.4 \text{ m}$, $b = 10 \text{ cm}$ とすると

$P = 16 \text{ cm}$ これは実際のはらみ出し量 18 cm

と比べると若干小さいがほぼ一致する。いま一致する場合のフローをたどると堤体の傾斜量は未測定であるからこの場合の被災形態の種類は①, ⑦となる。

①は滑動が生起していないタイプであり, ⑦は生起していると考えているタイプである。結局, 滑動の有無については不明である。しかし地盤支持力不足はおきているから

$$\text{偏心傾斜震度} \leq \text{被災震度}$$

$$\therefore 0.224 \leq \text{被災震度}$$

以上の a. ~ j. までの結果をまとめて図 2.4.60 に示す。

図中の○印, △印に記入されている矢印はその方向に被災震度があることを示すものである。いま施設を隅角部とそうでない部分に分けたとき, 非隅角部の堤体については花咲港の全施設について同一の被災震度が作用すると仮定すれば, この図より 被災震度 = 0.195 ~ 0.20 を得る。隅角部も同じように仮定すれば, 隅角部の被災震度 ≥ 0.224 を得る。

2.4.2 根室港

(1) - 5.5 m (L型)

これは昭和 39 年 ~ 40 年 にかけて施工された延長 90 m の L 型岸壁である。

図 2.4.61 に標準断面図を示す。裏込めとして前面浚渫土砂を使用しているがその内容は岩砕が多く, 粒径加積曲線も均一性を示さず横にねてくることから流動化をおこしにくい裏込土であるといえる。

被災は隅角部でエブロン舗装コンクリートの上部工へのせり上りが 3 cm 程度みられたのと, 法線より 20 m 背後にある旧物揚場法線上で法線方向に若干のクラックが入っ

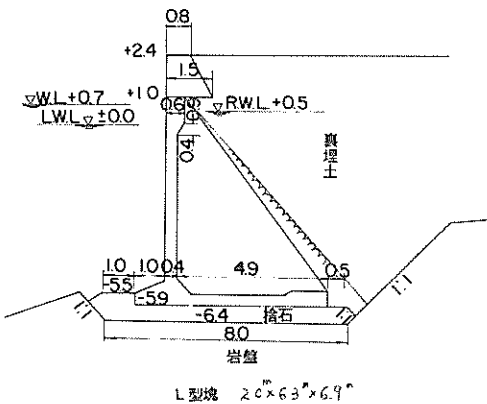


図 2.4.61 根室港 - 5.5 m (L型) 標準断面図

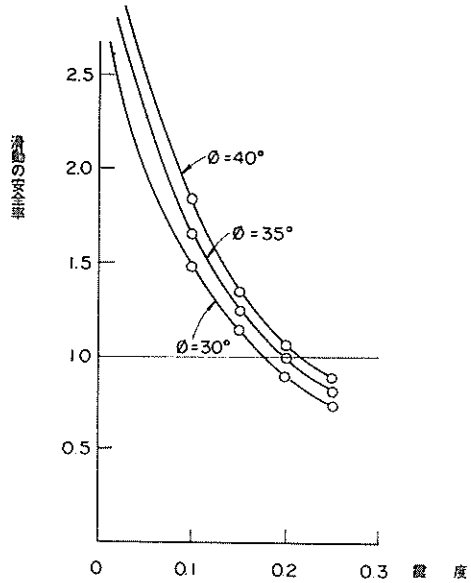


図 2.4.62 根室港 - 5.5 m (L型) 滑動

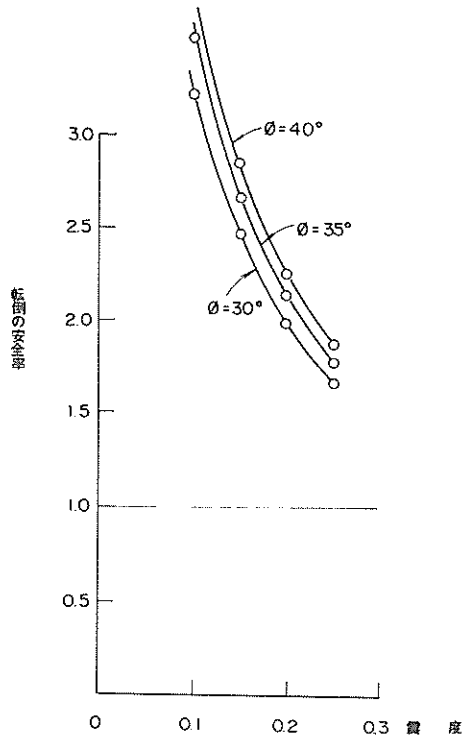


図 2.4.63 根室港 - 5.5 m (L型) 転倒

基底めの内部摩擦角として35度をとると、滑動震度として0.20をうる。

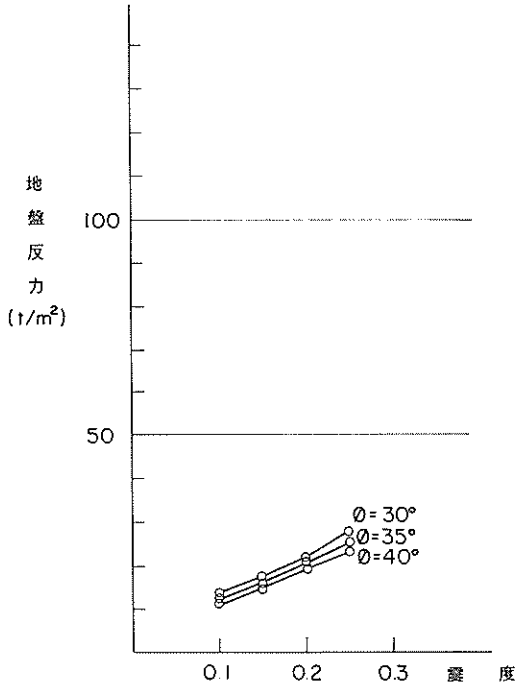


図2.4.64 根室港-5.5 m (L型) 地盤反力

た程度である。

安定計算の計算条件と計算過程をまとめたものが表2.4.10である。

基礎地盤が岩盤であるため地盤支持力不足はおこりえないと考え、偏心傾斜荷重による支持力の検討は行っていない。

結果を図2.4.62～2.4.64に示す。内容は2.4.1(1)と同様である。震込の内部摩擦角として35度をとると、滑動震度0.20をうる。

(2) -5.5 m 岸壁(注入コンクリート)

昭和47年に完成したもので延長90 m、構造形式は注入コンクリートである。標準断面図を図2.4.65に示す。岩盤が浅いため砕岩船を用いて岩盤破碎を行なったが、図に示すように特異な形状をしている。

被災としては背後の旧物揚場法線にクラックが入り、新しい岸壁地区が全体として若干沈下したように見えるが、目地の開きや不等沈下および法線のはらみ出しは一切みられていない。

安定計算の計算条件と計算過程を表2.4.11に示す。安定計算の結果を図2.4.66～図2.4.67に示す。

堤体底面と岩盤の摩擦係数として0.7をとる。

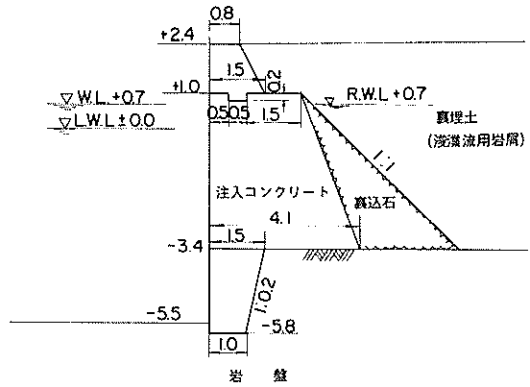


図2.4.65 根室港-5.5 m (注入コンクリート) 標準断面図

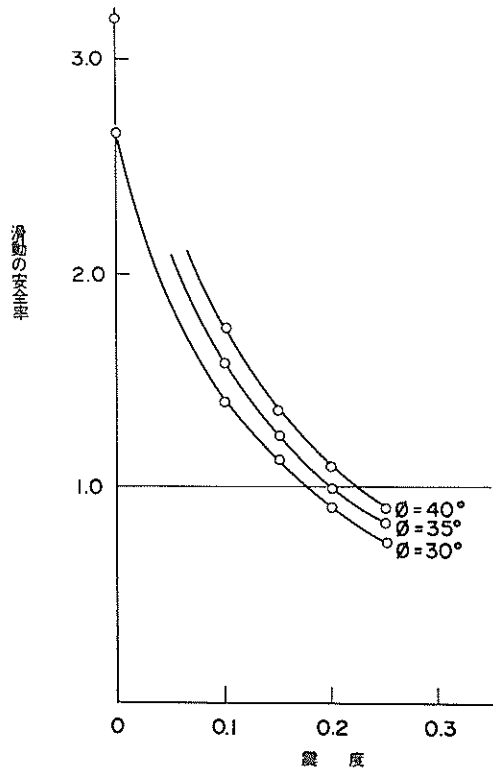


図2.4.66 根室港-5.5 m (注入コンクリート) 滑動

表2.4.11 根室港-5.5m (注入コンクリート) 計算条件と計算過程

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
堤体幅 (堤体 下端) m	堤体 天端 m	堤体 掘付高 m	捨石厚 m	前趾より のり肩ま での距離 m	根入れ 深さ m	基礎捨 石断面 勾配	裏込の単 位体積重 量 t/m ³	捨石の単 位体積 重量 t/m ³	基礎地盤 の単位体 積重量 t/m ³	堤体の重量 (浮力を考 慮しない) t/m	堤体の重量 (浮力を考 慮する) t/m	①×重心 のy座標 t-m/m	②×重心 のx座標 t-m/m	前水 面位 m	残水 位 m	残水 圧 t/m	摩擦 係数	上 荷重 t/m ²
-	2.4	-5.8	0				水中1.0 空中1.8	水中1.0	水中1.0	65.98	44.96	311.08	92.78	0.7	0.7	0	0.7	0

20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
震度	裏込の 内部摩 擦角 擦角度	捨石の 内部摩 擦角 擦角度	基礎地 盤の内 部摩 擦角 擦角度	土 圧 t/m	鉛 直 土 圧 t/m	質 量 力 t/m	水 平 方 向 合 力 t/m	鉛 直 方 向 合 力 t/m	滑 動 安 全 率	転 倒 モ ー メント t-m/m	抵抗モ ー メント t-m/m	転倒の 安全率	合力作 用位置 m	合力の 分布幅 m	地盤 反力 PI t/m ²	荷重の 偏心量 m	荷重の 傾斜率	偏心傾 斜の安 全率	捨石下 面及び 分布幅 m	捨石下 面及び 分布幅 m
0	30			12.69	3.40	0	12.69	48.36	2.67	37.48	194.80	5.20								
0.1	30			18.03	4.83	6.60	24.63	49.79	1.42	82.35	237.72	2.89								
0.15	30			21.81	5.84	9.90	31.71	50.80	1.12	107.44	268.12	2.50								
0.2	30			27.01	7.24	13.20	40.21	52.19	0.91	135.73	309.92	2.28								
0.25	30			34.99	9.38	16.49	51.49	54.33	0.74	170.25	374.05	2.20								
0	35			10.42	2.79	0	10.42	47.75	3.21	30.78	176.57	5.74								
0.1	35			15.09	4.04	6.60	21.68	49.00	1.58	73.94	214.04	2.89								
0.15	35			18.26	4.89	9.90	28.16	49.85	1.24	97.52	239.59	2.46								
0.2	35			22.46	6.02	13.20	35.65	50.97	1.00	123.42	273.29	2.21								
0.25	35			27.96	7.49	16.49	44.45	52.45	0.83	152.33	317.49	2.08								
0	40			8.46	2.27	0	8.46	47.22	3.91	24.99	160.79	6.44								
0.1	40			12.57	3.37	6.60	19.17	48.32	1.76	66.71	193.81	2.91								
0.15	40			15.31	4.10	9.90	25.20	49.06	1.36	89.22	215.81	2.42								
0.2	40			18.72	5.02	13.20	31.92	49.97	1.10	113.27	243.27	2.15								
0.25	40			22.93	6.14	16.49	39.43	51.10	0.91	139.19	277.12	1.99								

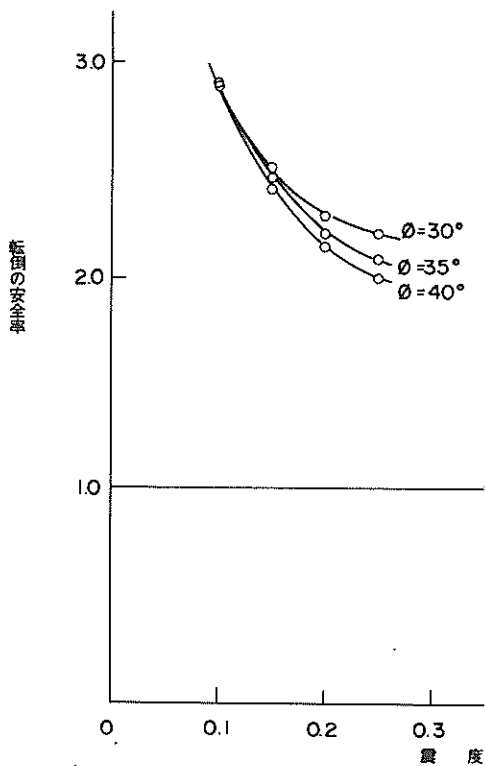


図2.4.67 根室港 - 5.5 m (注入コンクリート) 転倒

(3) - 4.0 m 物揚場 (L型)

昭和42~46年に建設された延長420mの物揚場の中の一部で、構造様式はL型である。注入コンクリート部分の安定計算は次の(4)で行う。

この物揚場では被災は認められなかった。

図2.4.68に標準断面図を示す。裏込石が十分投入されている。図2.4.69に土質性状図を示す。基礎地盤はN値が10程度の細砂層である。

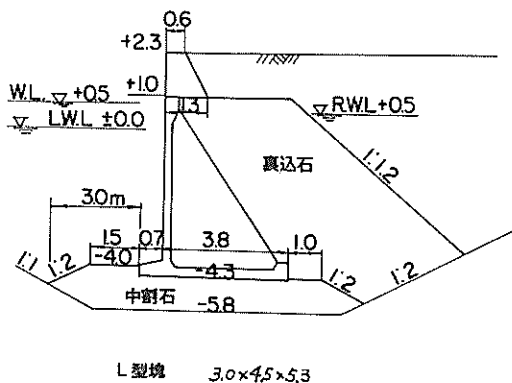


図2.4.68 根室港 - 4.0 m (L型) 標準断面図

安定計算の計算条件と計算過程を表2.4.12に示す。安定計算の結果を図2.4.70~2.4.75に示す。裏込の内部

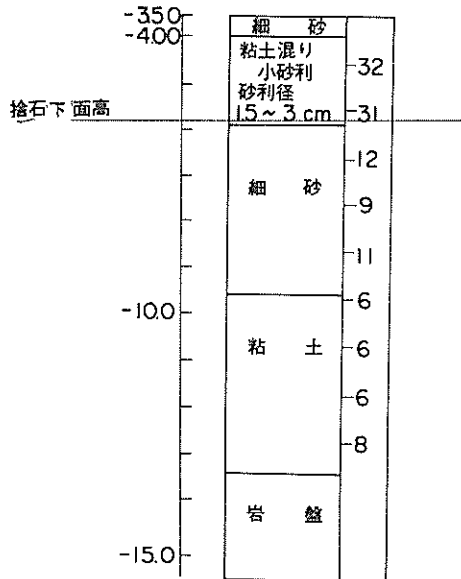


図2.4.69 根室港 - 4.0 m (L型) 土質図

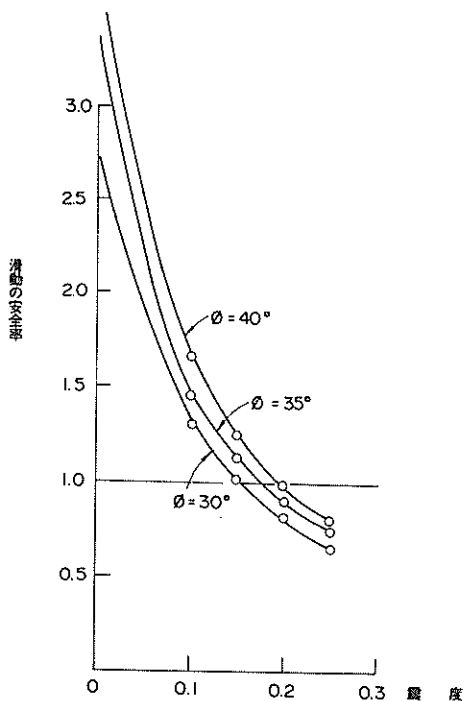


図2.4.70 根室港 - 4.0 m (L型) 滑动

表2.4.12 根室港 - 4.0 m (L型) 計算条件と計算過程

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
堤体端 (堤体 下端) m	堤体 天端 m	堤体 端高 m	捨石厚 m	前趾より のり肩ま での距離 m	埋入れ 深さ m	基礎捨 石斜面 勾配 %	基底の単 位体積重 量 t/m ³	捨石の単 位体積重 量 t/m ³	基礎地盤 の単位体 積重量 t/m ³	堤体の重量 (浮力を考 慮しない) t/m	堤体の重量 (浮力を考 慮する) t/m	⑩×重心 のy座標 t-m/m	⑪×重心 のx座標 t-m/m	前水 位 m	残水 位 m	残水 位 t/m	摩擦係 数	上載 荷重 t/m ²
4.5	2.3	-4.3	1.5	3.00	0.30	0.0	水中1.0 空中1.8	水中1.0	5.166	3.259	1.6450	8.186	0.7	0.5	-1.02	0.6	0.0	

20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
基礎 内部摩 擦角 度	基礎の 内部摩 擦角 度	捨石の 内部摩 擦角 度	基礎地 盤の内 部摩 擦角 度	土 圧 t/m	鉛 直 土 圧 t/m	質量力 t/m	水平方 向合力 t/m	鉛直方 向合力 t/m	滑動 安全率	転倒モ ーメン ト t-m/m	抵抗モ ーメン ト t-m/m	転倒の 安全率	合力作 用位置 m	合力の 分布幅 m	地盤反 力 P1 t/m ²	荷重の 偏心量 m	荷重の 傾斜率	偏心傾 斜の安 全率	捨石下 面反力 分布幅 m	捨石下 面反力 t/m ²
0	30	40	30 (35)	8.73	2.34	0	7.71	34.93	2.72	18.21	92.38	5.07	2.12	4.50	9.07	0.13	0.22	11.28 (22.98)	6.35	7.93
0.1	30	40	30 (35)	12.23	3.28	5.17	16.37	35.87	1.31	41.76	96.60	2.31	1.53	4.50	15.63	0.72	0.46	2.96 (5.60)	6.75	11.92
0.15	30	40	30 (35)	14.69	3.94	7.75	21.42	36.53	1.02	54.85	99.57	1.82	1.22	3.67	19.89	1.03	0.59	1.43 (2.37)	6.30	13.09
0.2	30	40	30 (35)	18.04	4.83	10.33	27.36	37.42	0.82	69.45	103.61	1.49	0.91	2.74	27.33	1.34	0.73	0.74 (1.06)	5.97	14.03
0.25	30	40	30 (35)	23.14	6.20	12.92	35.04	38.79	0.66	86.98	109.76	1.26	0.59	1.76	44.04	1.66	0.90	0.38 (0.38)	6.08	14.26
0	35	40	30 (35)	7.17	1.92	0	6.15	34.51	3.37	14.49	90.50	6.25	2.20	4.50	8.15	0.05	0.18	13.82 (27.94)	6.31	7.32
0.1	35	40	30 (35)	10.23	2.74	5.17	14.37	35.33	1.47	37.17	94.19	2.53	1.61	4.50	14.51	0.64	0.41	3.83 (7.50)	6.64	11.34
0.15	35	40	30 (35)	12.30	3.30	7.75	19.03	35.88	1.13	49.49	96.68	1.95	1.32	3.95	18.19	0.93	0.53	1.87 (3.30)	6.40	12.72
0.2	35	40	30 (35)	15.01	4.02	10.33	24.32	36.61	0.90	62.92	99.95	1.59	1.01	3.03	24.13	1.24	0.66	0.94 (1.42)	5.96	13.78
0.25	35	40	30 (35)	18.54	4.97	12.92	30.44	37.56	0.74	77.79	104.22	1.34	0.70	2.11	35.59	1.55	0.81	0.55 (0.67)	5.78	14.48
0	40	40	30 (35)	5.82	1.56	0	4.80	34.15	4.27	11.27	88.87	7.89	2.27	4.5	7.36	-0.07	0.14		6.28	6.78
0.1	40	40	30 (35)	8.51	2.28	5.17	12.66	34.87	1.65	33.21	92.12	2.77	1.69	4.50	13.54	0.56	0.36	4.79 (9.61)	6.55	10.80
0.15	40	40	30 (35)	10.30	2.76	7.75	17.03	35.35	1.25	45.00	94.28	2.10	1.39	4.18	16.91	0.86	0.48	2.39 (4.40)	6.49	12.39
0.2	40	40	30 (35)	12.51	3.35	10.33	21.83	35.94	0.99	57.52	96.95	1.69	1.10	3.29	21.84	1.15	0.61	1.19 (1.90)	5.99	13.49
0.25	40	40	30 (35)	15.23	4.08	12.92	27.13	36.67	0.81	70.94	100.22	1.41	0.80	2.40	30.62	1.45	0.74	0.67 (0.95)	5.67	14.43

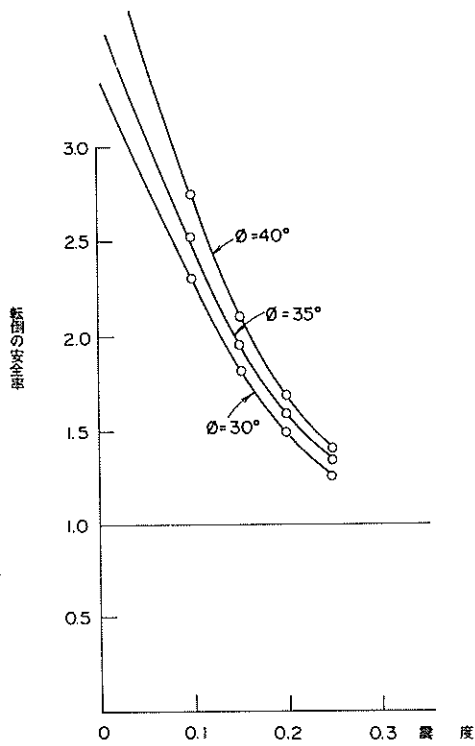


図2.4.71 根室港 - 4.0 m (L型) 転倒

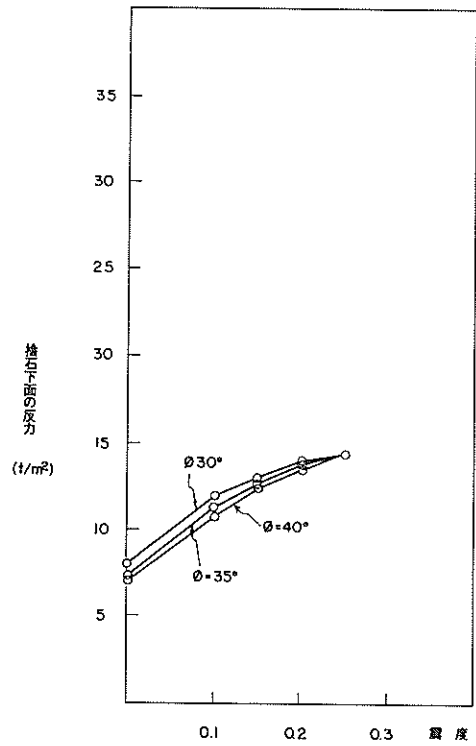


図2.4.73 根室港 - 4.0 m (L型) 捨石下面の反力

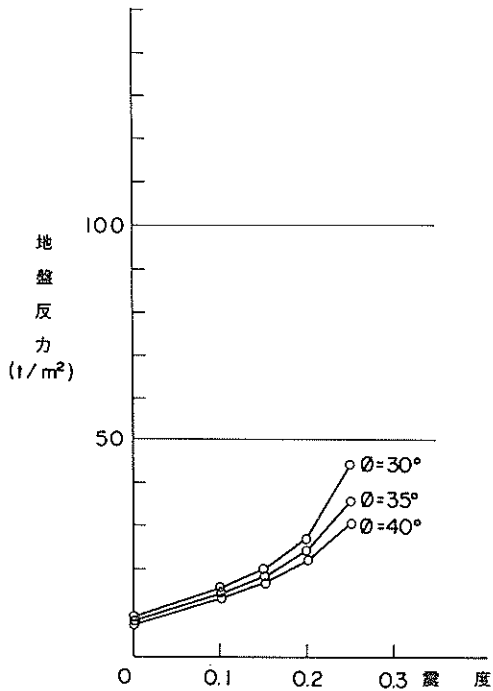


図2.4.72 根室港 - 4.0 m (L型) 地盤反力

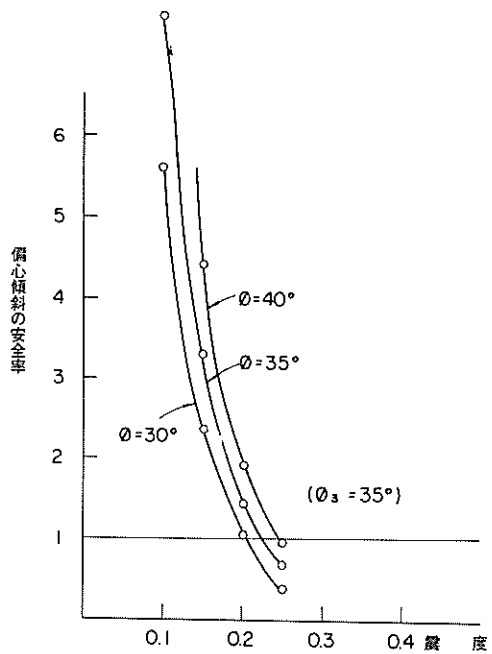


図2.4.74 根室港 - 4.0 m (L型) 偏心傾斜 ($\phi_s = 35^\circ$)

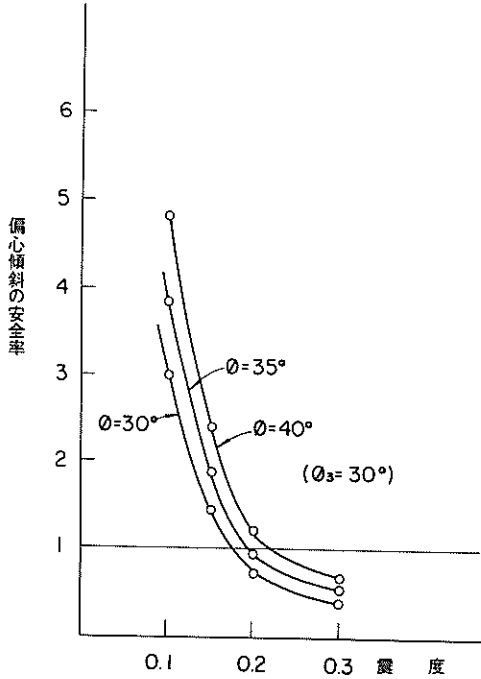


図2.4.75 根室港 - 4.0 m (L型) 偏心傾斜 ($\phi_3 = 30^\circ$)

摩擦角として40度、基礎地盤の内部摩擦角として35度をとると、滑動震度として0.20、偏心傾斜震度0.25をうる。

(4) -4.0 m物揚場 (注入コンクリート)

これは(3)で述べた-4.0 m物揚場と同一法線上にあり同一時期に施工されたが、構造様式は注入コンクリートである。基礎地盤は岩盤で堤体と直接接している。被災は認められない。図2.4.76に標準断面図を示す。安定計算の計算条件と計算過程を表2.4.13に示す。堤体底面と岩盤の摩擦係数として0.7をとる。結果を図2.4.77～2.4.79に示す。裏込土の内部摩擦角として35度をとると、滑動震度として0.23をうる。

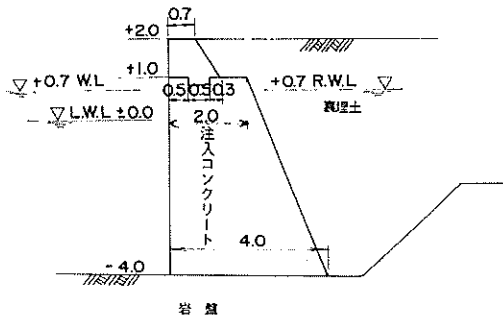


図2.4.76 根室港 - 4.0 m (注入コンクリート) 標準断面図

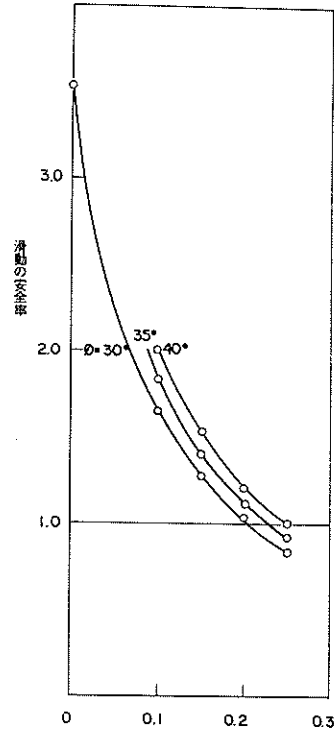


図2.4.77 根室港 - 4.0 m (注入コンクリート) 滑動

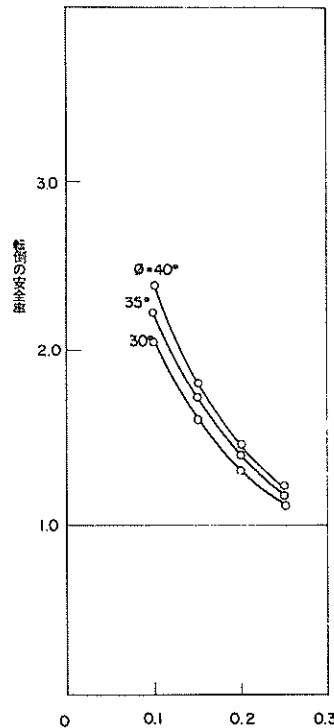


図2.4.78 根室港 - 4.0 m (注入コンクリート) 転倒

表2.4.13 根室港-4.0m(注入コンクリート) 計算条件と計算過程

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
堤体幅 (堤体 下端)	堤体 天端	堤体 幅付高	捨石厚	前趾より のり目ま での距離	根入れ 深さ	基礎捨 石斜面 勾配	基礎の単 位体積重 量	捨石の単 位体積重 量	基礎地盤 の単位体 積重量	堤体の重量 (浮力を考 慮しない)	堤体の重量 (浮力を考 慮する)	①×重心 のy座標	②×重心 のx座標	前水位	残水位	残水位	摩擦係 数	上荷重
4.0	2.0	-4.0	0		水中1.0 空中1.8		水中1.0 水中1.0 空中1.0		水中1.0	5.201	3.265	151.47	62.35	0.7	0.7	0	0.7	0.0

20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
震度	堤体の内 部摩擦角	捨石の内 部摩擦角	基礎地 盤の内 部摩擦 角度	土圧	鉛直 土圧	質量力	水平方 向合力	鉛直方 向合力	滑動 安全率	転倒モ ーメント	抵抗モ ーメント	転倒の 安全率	合力作 用位置	合力の 分布幅	地盤 反力	荷重の 偏心量	荷重の 傾斜率	傾斜の 安全率	捨石下 面反力 分布幅	捨石下 面反力
0	30			6.86	1.84	0	6.86	34.48	3.52	14.83	69.70	4.70	1.59	3.34	13.90	0.41	0.20			
0.1	30			9.72	2.60	5.20	14.92	35.25	1.65	35.36	72.77	2.06	1.06	3.18	22.15	0.94	0.42			
0.15	30			11.75	3.15	7.80	19.55	35.79	1.28	46.66	74.94	1.61	0.79	2.37	30.20	1.21	0.55			
0.2	30			14.53	3.89	10.40	24.93	36.54	1.03	59.20	77.93	1.32	0.51	1.54	47.53	1.49	0.68			
0.25	30			18.80	5.04	13.00	31.80	37.68	0.83	74.14	82.50	1.11	0.22	0.67	113.28	1.78	0.89			
0	35			5.63	1.51	0	5.63	34.16	4.25	12.18	68.39	5.62	1.65	4.00	13.08	0.35	0.16			
0.1	35			8.13	2.18	5.20	13.33	34.83	1.83	32.04	71.07	2.22	1.12	3.36	20.72	0.88	0.38			
0.15	35			9.84	2.64	7.80	17.64	35.28	1.40	42.75	72.89	1.71	0.85	2.56	27.53	1.15	0.50			
0.2	35			12.08	3.24	10.40	22.48	35.88	1.12	54.36	75.30	1.39	0.58	1.75	41.00	1.42	0.63			
0.25	35			15.02	4.03	13.00	28.03	36.67	0.92	67.13	78.45	1.17	0.31	0.93	79.20	1.69	0.76			
0	40			4.57	1.22	0	4.57	33.87	5.19	9.89	67.25	6.80	1.69	4.00	12.86	0.31	0.14			
0.1	40			6.78	1.82	5.20	11.98	34.46	2.01	29.19	69.61	2.39	1.17	3.52	19.59	0.83	0.35			
0.15	40			8.24	2.21	7.80	16.04	34.85	1.52	39.48	71.19	1.80	0.91	2.73	25.55	1.07	0.46			
0.2	40			10.07	2.70	10.40	20.47	35.34	1.21	50.37	73.15	1.45	0.64	1.93	36.57	1.36	0.58			
0.25	40			12.33	3.30	13.00	25.33	35.95	0.99	61.98	75.56	1.22	0.38	1.13	63.44	1.62	0.70			

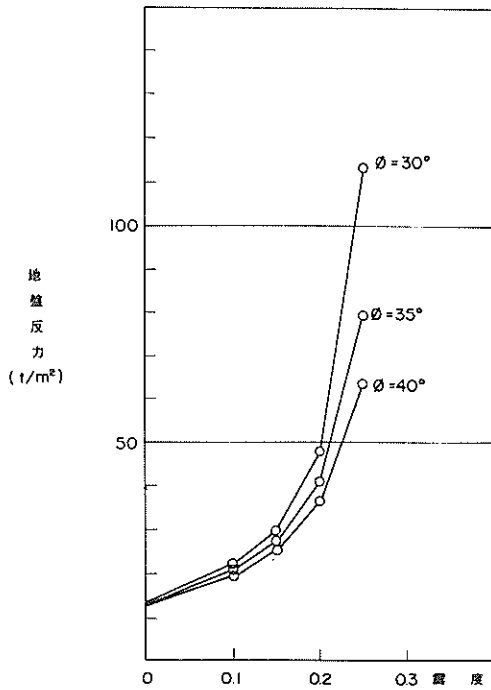


図2.4.79 根室港-4.0m(注入コンクリート)地盤反力

(5) 考 察

根室港は花咲港と陸路にして6 km しか離れていないにもかかわらず、花咲港でみられるような被害は認められない。この原因を探究するにあたり、2.2で述べた検討方針に従って考察を加えてみよう。

2.3で述べた内部摩擦角の規準をもとにして各施設について求めた滑動震度、偏心傾斜震度をまとめて、表2.4.14

に示す。花咲港と比較してみると偏心傾斜震度は極端に根室港の方が大きい。これは岩盤の存在によるものである。滑動震度はどの施設も0.20程度であり、たいした差はない。

まず被災震度の推定を行なってみよう。

どの施設についても法線のはらみ出しと法線の沈下は認められていないから、被災形態の種類はすべて④であり、被災震度もすべて滑動震度、偏心傾斜震度より小さくなければならない。この関係を図化したのが図2.4.80である。これによると被災震度は0.2より小さくなければならないことがわかる。

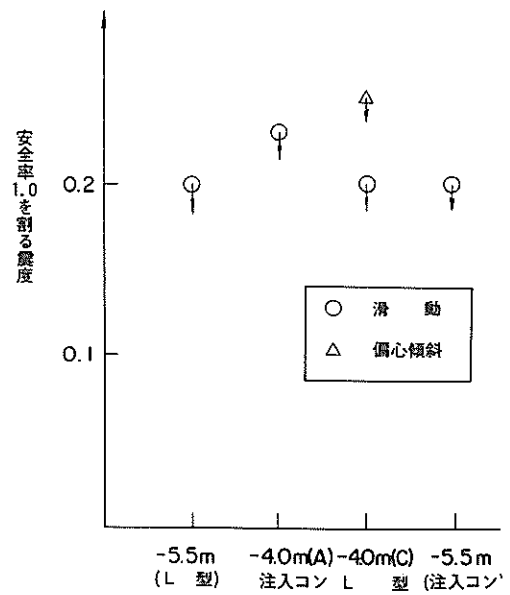


図2.4.80 根室港被災震度推定

表2.4.14 根室港被災震度推定

名 称	被災状況		捨石層 φ	裏 込 φ	基 礎 φ	滑 動 震 度	偏 心 傾 斜 震 度	地 盤 反 力 (震度 0.2)	被災挙 動のタ イプ	被災震度
	法線のはらみ出し	法線の沈下								
根 室 港		cm	度	度	度					
-5.5m (L型) 一部隅角部を含む	なし	なし	40	35	岩盤	0.20	∞	20.2	④	被<0.2
-4.0m (A) 注入コン 隅角部なし	なし	なし	-	35	岩盤	0.23	∞	41.0	④	被<0.23
-4.0m (C) L型 隅角部なし	なし	なし	40	40	35	0.20	0.25	21.8	④	被<0.2
-5.5m (B) 注入コン 一部隅角部	なし	なし	-	35	岩盤	0.20	∞	-	④	被<0.2

花咲港の被災震度は非隅角部の場合 0.195 ~ 0.20 の間にあったが、同じ大きさの被災震度が根室港に作用したとすれば、根室港の無被災の理由は滑動震度、偏心傾斜震度が被災震度より大きいためであろうと考えられる。しかし、隅角部での被災震度は花咲港の場合 0.244 以上であり、根室港でも同じ震度が作用したとすれば、隅角部に若干の被災が生じてよい筈であるが、実際には認められていない。このことから花咲港より小さい被災震度が作用したとも考えうる。確かに岩盤上に直接堤体を置く場合と、岩盤の上にある砂質地盤上に堤体を置く場合とを比べると、堤体に作用する地震の加速度や振幅などは前者が小さいことが指摘されており、この立場からは被災震度は花咲港の値より一層小さい値が作用したためであると考えられることもできる。但し、たとえ根室港の方が被災震度が小さいとしても、陸

上部の集合煙突の被災等から判断してそれほど差はないと考えられる。

結局、花咲港と根室港で被災に際立った差を生じた理由は、表 2.4.9 と表 2.4.14 をみてわかるとおり、根室港の施設の方が設計上、地震に対してより安全側にあったことがあげられ、とくに岩盤の存在による確実な地盤支持の有無にその根本原因を求めることができるとと思われる。

2.4.3 霧多布港

(1) -3.0 m 物揚場

霧多布港の中で最も古いけい船岸で、昭和 30 ~ 37 年にかけて施工され、延長は 108 m、構造様式はケーソン式であるが上部工に控え工をとっている。控え工は控え版と木グイの組合せとなっており、法線から十分離れた距離にある。

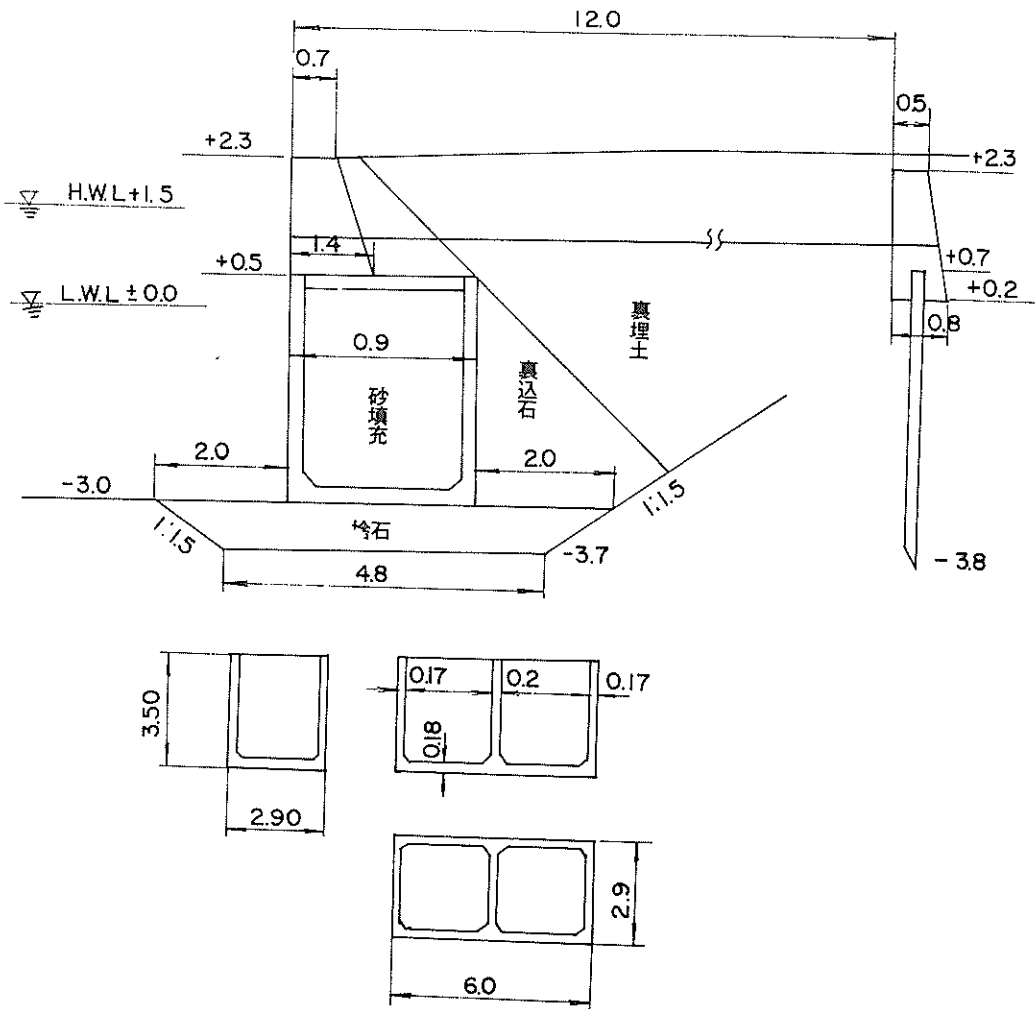


図 2.4.81 霧多布港 - 3.0 m 物揚場 標準断面図

表2.4.15 鵜多布港 - 3.0 m 計算条件と計算過程

1	堤体幅 (堤体下端) m	2.3	-3.0	0.7	2.00	0.0	0.0	水中 1.0	水中 1.0	基礎地盤の単位体積重量 t/m^3	堤体の重量 (浮力を考慮しない) t/m	堤体の重量 (浮力を考慮する) t/m	$\phi \times \psi$ の座標 $t \cdot m/m$	$\phi \times \psi$ の重心座標 $t \cdot m/m$	前水位 m	面水位 m	残水位 m	残水位 t/m^2	摩擦係数	18	19
2.9										3.201	2.184	8.331	30.65	0.7	0.5	-0.76	0.6	0.0			

20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
震度	裏込の内角 度	捨石の内角 度	基礎地盤の内角 度	土圧 t/m	鉛直土圧 t/m	質量力 t/m	水平方向合力 t/m	鉛直方向合力 t/m	消動安全率	転倒モーメント $t \cdot m/m$	抵抗モーメント $t \cdot m/m$	転倒の安全率	合力作用位置 m	合力の分布幅 m	地盤反力 P_1 t/m^2	荷重の偏心率 m	荷重の傾斜率	偏心傾斜の安全率	捨石下面反分布 m	捨石下面反力 t/m^2
0	30	40	30 (35)	5.93	1.59	0	5.17	23.43	2.72	9.89	35.26	3.57	1.08	2.9	14.22	0.37	0.22	4.06 (8.39)	3.76	11.66
0.1	30	40	30 (35)	8.20	2.20	3.20	10.64	24.04	1.36	21.84	37.02	1.70	0.63	1.89	25.37	0.82	0.44	0.71 (1.33)	2.93	17.11
0.15	30	40	30 (35)	9.79	2.62	4.80	13.83	24.46	1.06	28.45	38.26	1.34	0.40	1.20	40.68	1.05	0.57	0.28 (0.42)	2.40	21.12
0.2	30	40	30 (35)	11.93	3.20	6.40	17.57	25.04	0.85	35.76	39.92	1.12	0.17	0.50	100.52	1.28	0.70	0.07 (0.07)	1.94	26.49
0.25	30	40	30 (35)	15.14	4.06	8.00	22.38	25.90	0.69	44.42	42.41	0.95	-	-	-	1.53	0.86	-	-	-
0	35	40	30 (35)	4.87	1.31	0	4.11	23.15	3.38	7.86	34.44	4.38	1.15	2.9	12.97	0.30	0.18	5.20 (10.72)	3.74	10.75
0.1	35	40	30 (35)	6.86	1.84	3.20	9.30	23.68	1.53	19.38	35.98	1.86	0.70	2.10	22.51	0.75	0.39	1.01 (1.99)	3.09	16.04
0.15	35	40	30 (35)	8.19	2.19	4.80	12.23	24.03	1.18	25.60	37.02	1.45	0.48	1.42	33.74	0.98	0.51	0.37 (0.62)	2.54	19.63
0.2	35	40	30 (35)	9.92	2.66	6.40	15.57	24.50	0.94	32.35	38.36	1.19	0.25	0.74	66.54	1.20	0.64	0.19 (0.20)	2.05	24.63
0.25	35	40	30 (35)	12.17	3.26	8.00	19.41	25.10	0.78	39.77	40.11	1.01	0.01	0.04	125.312	1.44	0.77	0.00 (0.00)	1.65	31.06
0	40	40	30 (35)	3.95	1.06	0	3.19	22.90	4.30	6.11	33.72	5.52	1.21	2.90	11.89	0.24	0.14	6.40 (13.14)	3.73	9.94
0.1	40	40	30 (35)	5.70	1.53	3.20	8.15	23.37	1.72	17.24	35.08	2.03	0.76	2.29	20.41	0.69	0.35	1.36 (2.78)	3.24	15.15
0.15	40	40	30 (35)	6.86	1.84	4.80	10.90	23.68	1.30	23.21	35.98	1.55	0.54	1.62	29.27	0.91	0.46	0.52 (0.94)	2.67	18.42
0.2	40	40	30 (35)	8.28	2.22	6.40	13.92	24.06	1.04	29.52	37.08	1.26	0.31	0.94	51.00	1.14	0.58	0.23 (0.33)	2.16	23.00
0.25	40	40	30 (35)	10.01	2.68	8.00	17.26	24.52	0.85	36.25	38.43	1.06	0.09	0.27	184.11	1.36	0.70	0.02 (0.02)	1.71	29.32

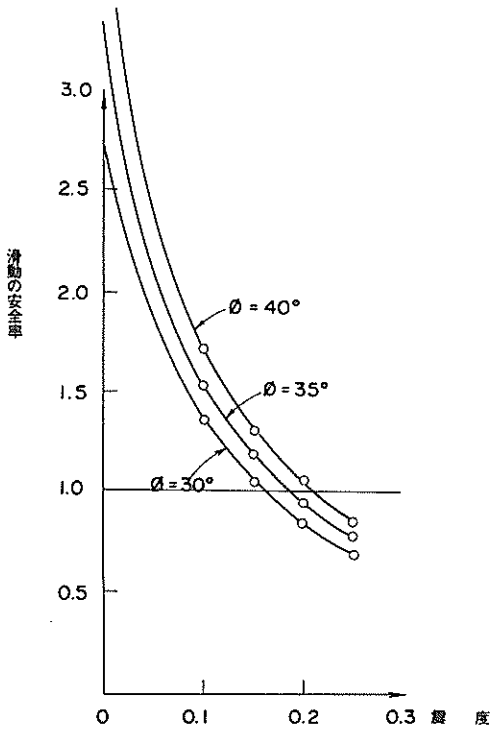


図2.4.82 霧多布港 - 3.0 m 物揚場 滑動

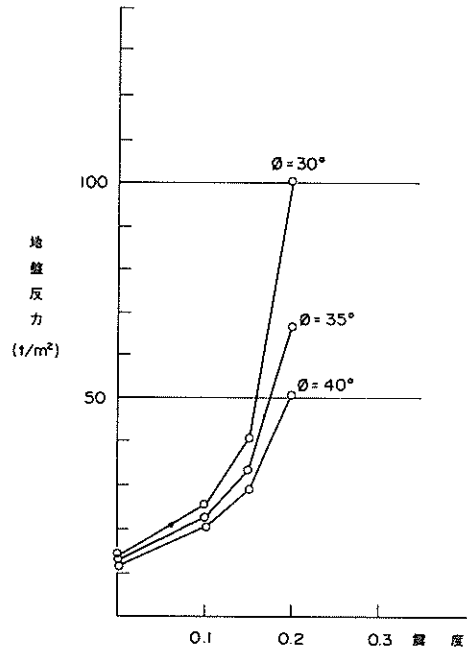


図2.4.84 霧多布港 - 3.0 m 物揚場 地盤反力

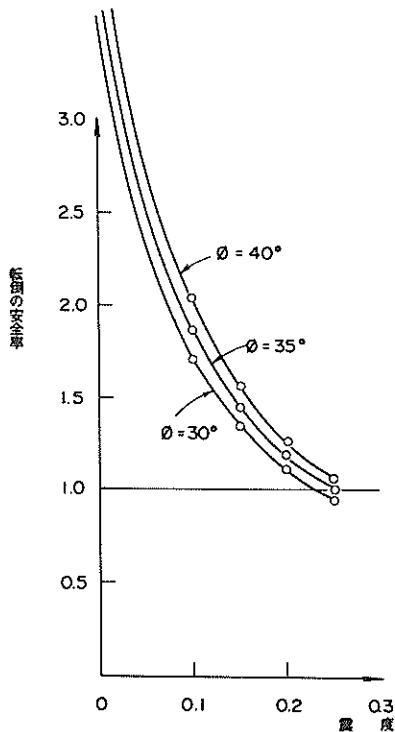


図2.4.83 霧多布港 - 3.0 m 物揚場 転倒

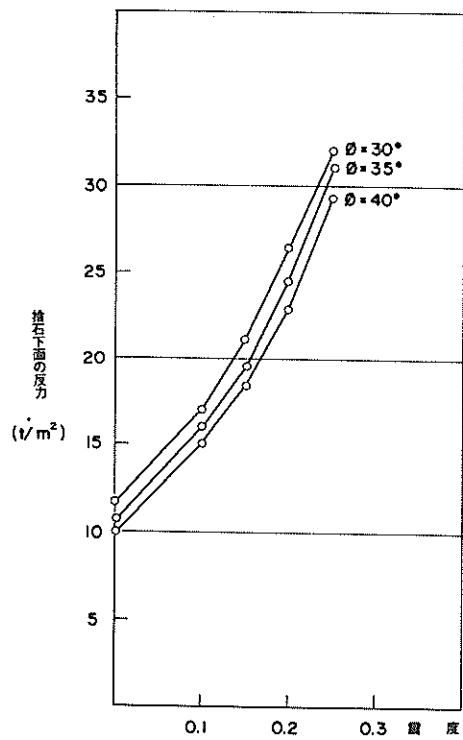


図2.4.85 霧多布港 - 3.0 m 物揚場 捨石下面の反力

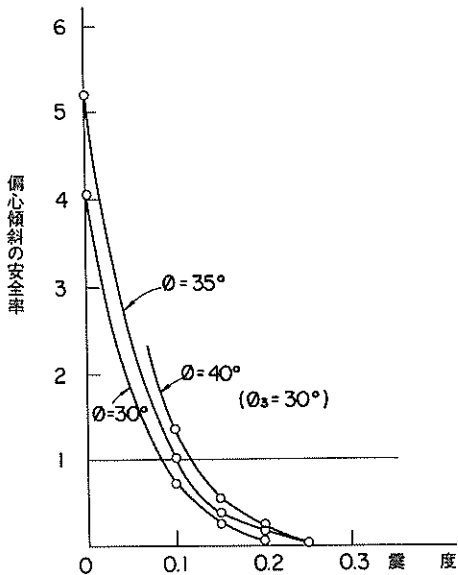


図2.4.86 霧多布港 - 3.0 m 物揚場 偏心傾斜 ($\phi_s = 30^\circ$)

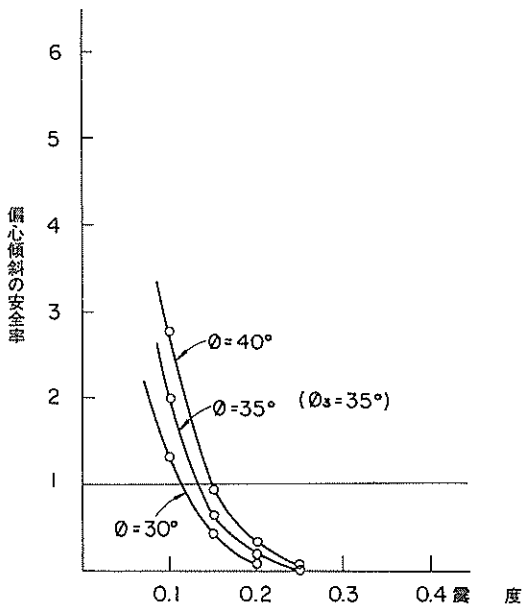


図2.4.87 霧多布港 - 3.0 m 物揚場 偏心傾斜 ($\phi_s = 35^\circ$)

図2.4.81 に標準断面図を示す。

安定計算の計算条件と計算過程を表2.4.15 に、安定計算の結果を図2.4.82～2.4.87 に示す。

基礎地盤の土質は不明であるが、霧多布港内全域が砂質土であるといわれているので、砂質土と思われる。

裏込石は設計上十分な厚さには入っていない。裏込の内部摩擦角を35度、基礎地盤の内部摩擦角を35度とすれば、滑動震度として0.185、偏心傾斜震度として0.13をうる。

(2) - 4.0 m 物揚場

この物揚場は昭和35～39年にかけて施工されたもので延長は78 mである。構造様式は波除堤との接続部分から42 mまではケーシングタイプであり、それ以外は上述の-3.0 m 物揚場と同様、ケーソンの上部工に控えをとったもので、控え工は控え版と木杭の組合せとなっている。

図2.4.88 に標準断面図を示す。

被災は断面がケーソンのみの範囲で生じており、法線の沈下量は最大23 cm、はらみ出しはごく若干あった模様である。

安定計算の計算条件と計算過程を表2.4.16 に示す。

安定計算の結果を図2.4.89～2.4.94 に示す。

基礎地盤は被災の生じた波除堤との取付部分は厚さ2 mの細粒砂で、その下は細砂混シルトが深部まで存在する構造であるが、他の部分はボーリング結果がないので不明である。裏込石は設計上十分な厚さには入っていない。裏込の内部摩擦角として35度、基礎地盤の内部摩擦角として30度をとると、滑動震度として0.20、偏心傾斜震度として0.19をうる。

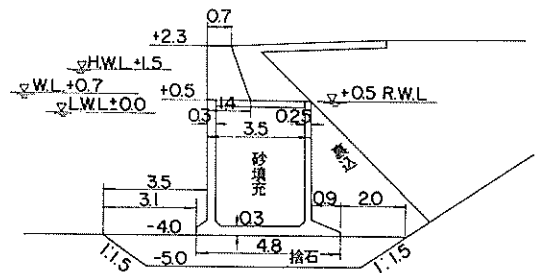


図2.4.88 霧多布港 - 4.0 m 物揚場 標準断面図

表2.4.16 霧多布港 - 4.0 m 計算条件と計算過程

1	堤体幅 (堤体下端) m	2	堤体端 m	3	堤体掘付高 m	4	捨石厚 m	5	前趾より肩までの距離 m	6	根入れ深さ m	7	基礎石の傾斜勾配	8	堤体の単位積重量 t/m ³	9	捨石の単位積重量 t/m ³	10	基礎地盤の単位積重量 t/m ³	11	堤体の重量 (浮力を考慮しない) t/m	12	堤体の重量 (浮力を考慮する) t/m	13	重心のy座標 t-m/m	14	重心のx座標 t-m/m	15	前水位 m	16	残水位 m	17	残水位 t/m	18	摩擦係数	19	上荷重 t/m ²
4.8	2.4	-4.0	1.0	3.10	0.0	0.0	0.0	水中 1.8 空中 1.0	水中 1.0	水中 1.0	57.72	37.50	17.646	95.17	0.7	0.5	-0.96	0.6	0.0																		

20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	
震度	堤体の基礎の内部摩擦角 度	捨石の内部摩擦角 度	基礎地盤の内摩擦角 度	土圧 t/m	鉛直土圧 t/m	質量力 t/m	水平方向合力 t/m	鉛直方向合力 t/m	滑動安全率	転倒モーメント t-m/m	抵抗モーメント t-m/m	転倒の安全率	合力作用位置 m	合力の分布幅 m	地盤反力 P ₁ t/m ²	荷重の偏心量 m	荷重の傾斜率	傾斜の安全率	傾斜の安全率	捨石下面反力分布幅 t/m ²	捨石下面反力 t/m ²
0	30	40	30	8.37	2.24	0	7.41	39.74	3.22	17.05	105.94	6.22	2.24	4.80	9.97	0.16	0.19	11.18	11.18	6.01	8.96
0.1	30	40	30	11.67	3.13	5.77	16.48	40.63	1.48	41.14	110.18	2.68	1.70	4.80	15.88	0.70	0.41	3.10	3.10	6.22	13.25
0.15	30	40	30	13.99	3.75	8.66	21.69	41.25	1.14	54.35	113.16	2.08	1.43	4.28	19.29	0.97	0.53	1.44	1.44	5.90	14.98
0.2	30	40	30	17.13	4.59	11.54	27.72	42.09	0.91	68.89	117.20	1.70	1.15	3.44	24.44	1.25	0.66	0.62	0.62	5.38	16.65
0.25	30	40	30	21.89	5.87	14.43	35.36	43.37	0.74	85.99	123.32	1.43	0.86	2.58	33.58	1.54	0.82	0.29	0.29	5.05	18.17
0	35	40	30	6.87	1.84	0	5.91	39.34	3.99	13.59	104.01	7.65	2.30	4.80	9.24	0.10	0.15	13.14	13.14	5.99	8.40
0.1	35	40	30	9.76	1.65	5.77	14.57	40.11	1.65	36.89	107.72	2.92	1.77	4.80	14.98	0.63	0.36	3.93	3.93	6.17	12.66
0.15	35	40	30	11.71	3.14	8.66	19.41	40.64	1.26	49.41	110.23	2.23	1.50	4.49	18.10	0.90	0.48	1.90	1.90	6.02	14.49
0.2	35	40	30	14.25	3.82	11.54	24.84	41.32	1.00	62.91	113.50	1.80	1.22	3.67	22.50	1.18	0.60	0.85	0.85	5.46	16.13
0.25	35	40	30	17.56	4.71	14.43	31.03	42.21	0.82	77.68	117.76	1.52	0.95	2.85	29.63	1.45	0.74	0.39	0.39	5.02	17.82
0	40	40	30	5.58	1.50	0	4.62	39.00	5.06	10.60	102.35	9.66	2.35	4.80	8.60	0.05	0.12	14.99	14.99	5.98	7.91
0.1	40	40	30	8.12	2.18	5.77	12.94	39.68	1.84	33.22	105.62	3.18	1.82	4.80	14.21	0.58	0.33	4.78	4.78	6.12	12.14
0.15	40	40	30	9.81	2.63	8.66	17.50	40.13	1.38	45.27	107.78	2.38	1.56	4.67	17.17	0.84	0.44	2.40	2.40	6.14	14.07
0.2	40	40	30	11.88	3.18	11.54	22.47	40.68	1.09	57.96	110.46	1.91	1.29	3.87	21.02	1.11	0.55	1.11	1.11	5.55	15.67
0.25	40	40	30	14.43	3.87	14.43	27.90	41.37	0.89	71.45	113.73	1.59	1.02	3.07	26.98	1.38	0.67	0.51	0.51	5.05	17.39

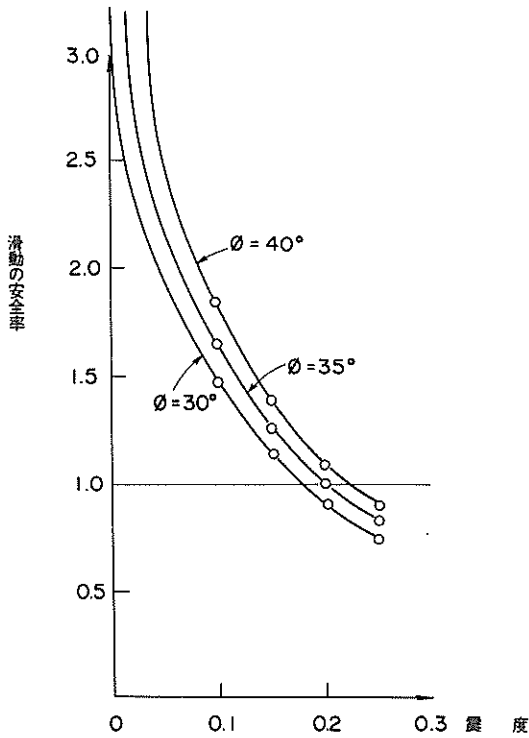


図2.4.89 霧多布港 - 4.0 m 物揚場 滑動

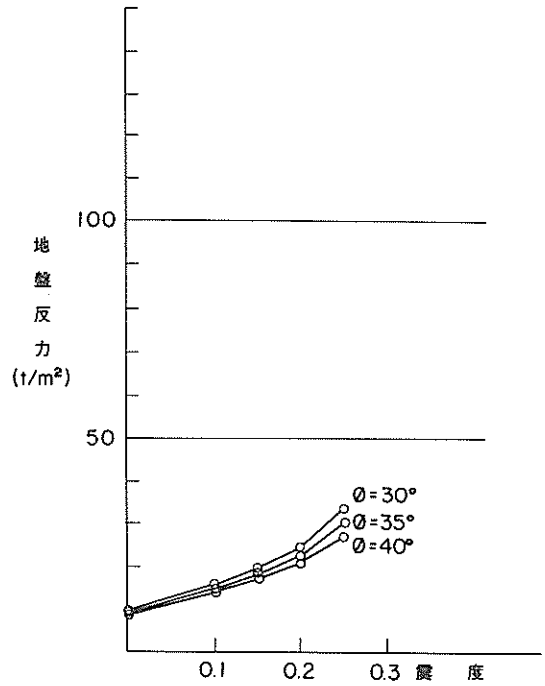


図2.4.91 霧多布港 - 4.0 m 物揚場 地盤反力

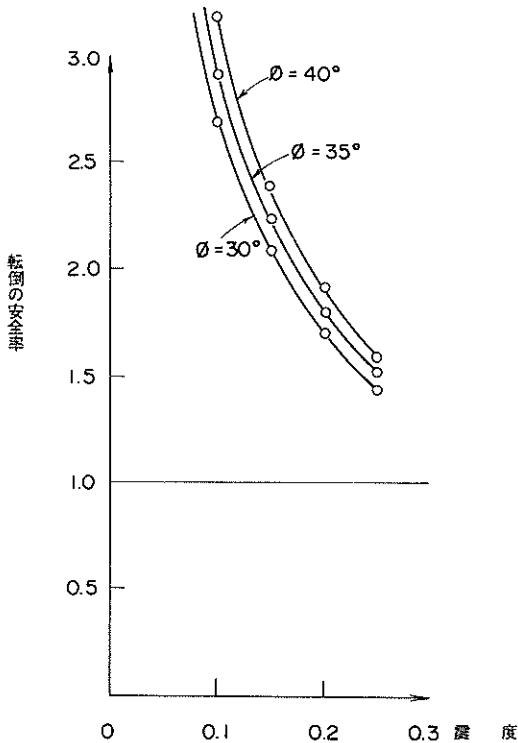


図2.4.90 霧多布港 - 4.0 m 物揚場 転倒

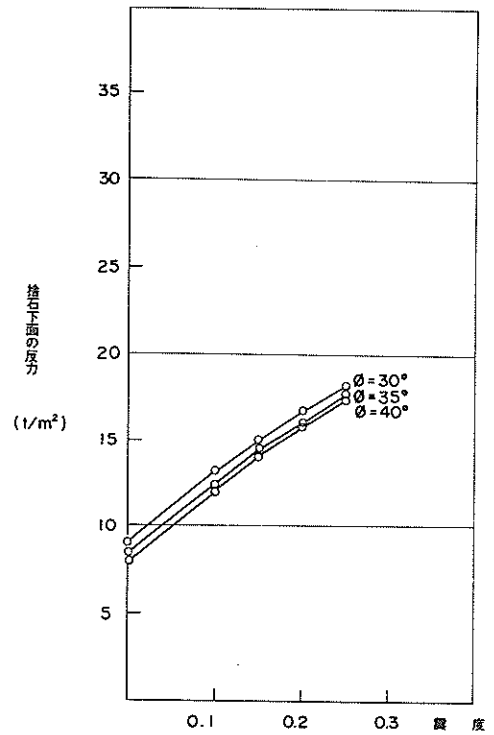


図2.4.92 霧多布港 - 4.0 m 物揚場 捨石下面の反力

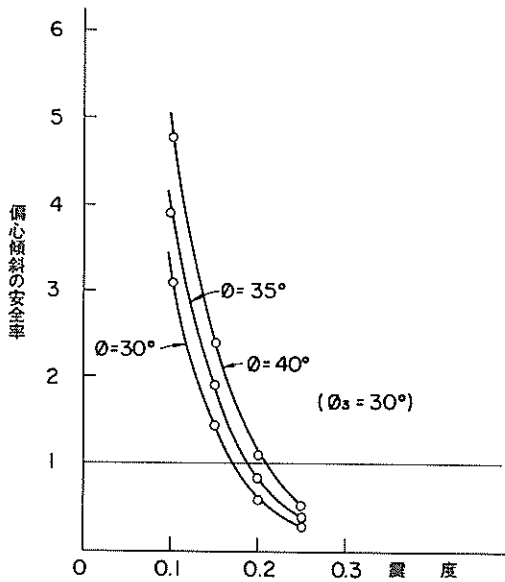


図2.4.93 霧多布港 - 4.0 m 物揚場 偏心傾斜 ($\phi_3 = 30^\circ$)

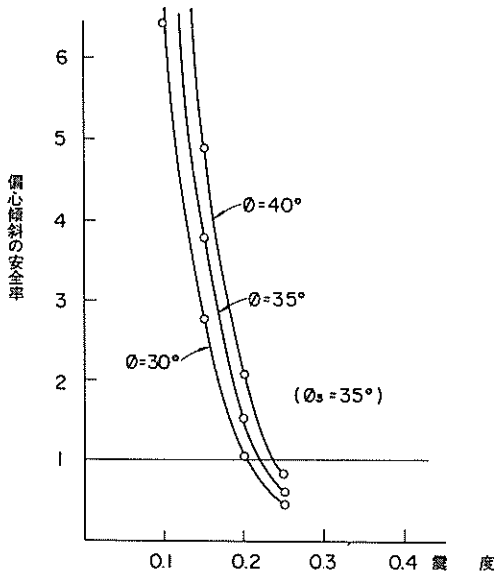


図2.4.94 霧多布港 - 4.0 m 物揚場 偏心傾斜 ($\phi_3 = 35^\circ$)

(3) - 2.0 m 物揚場 (B)

この物揚場は昭和41年に施工されたもので、延長69 m、構造様式はL型で、船揚場と隣接する部分は隅角部となっている。

図2.4.95 に標準断面図を示す。

裏込石は設計上十分な厚さで入っている。

被災は隅角部にみられ、法線のはらみ出しは5~10 cm 法線の沈下はほとんど認められない。

安定計算の計算条件と過程を表2.4.17 に示す。安定計算の結果を図2.4.96~2.4.101に示す。

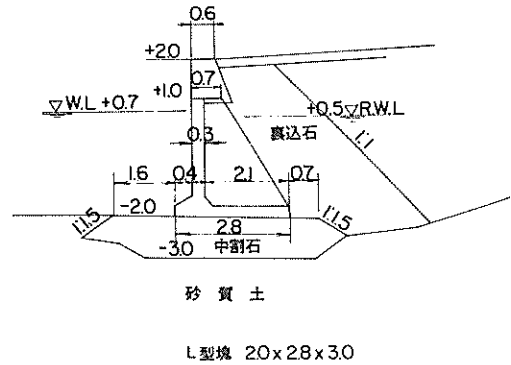


図2.4.95 霧多布港 - 2.0 m (L型) 標準断面図

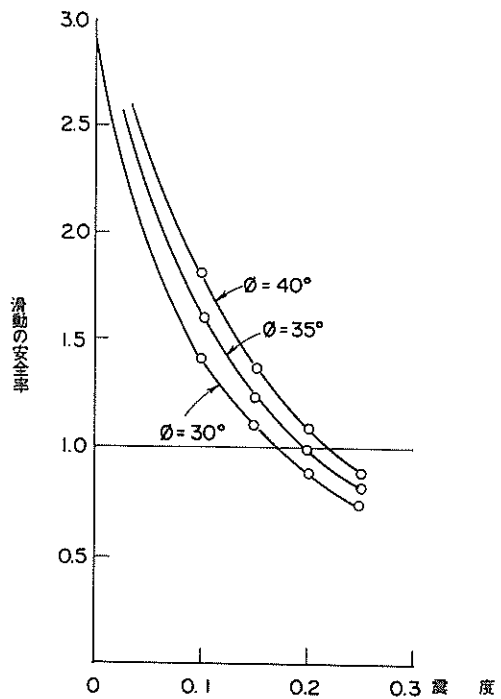


図2.4.96 霧多布港 - 2.0 m (L型) 滑動

表 2.4.17 霧多布港 - 2.0 m 計算条件と計算過程

1	堤体幅 (堤体下端) m	2.8	2	堤体端掘削高 m	-2.0	3	堤体厚 m	4	前趾より盾までの距離 m	5	1.60	6	掘入れ深さ m	0.0	7	基礎積石斜面勾配	8	裏込の単位積石重量 t/m ³	水中 1.0 空中 1.8	9	積石の単位積石重量 t/m ³	水中 1.0	10	基礎積石の単位積石重量 t/m ³	水中 1.0	11	堤体の重量 (浮力を考慮しない) t/m	2.030	12	堤体の重量 (浮力を考慮する) t/m	1.406	13	重心の y 座標 t-m/m	38.59	14	重心の x 座標 t-m/m	21.40	15	前水位 m	0.7	16	残水位 m	0.5	17	残水位 t/m	-0.56	18	摩擦係数	0.6	19	上荷重 t/m ²	0.0
---	--------------	-----	---	----------	------	---	-------	---	--------------	---	------	---	---------	-----	---	----------	---	----------------------------	---------------	---	----------------------------	--------	----	------------------------------	--------	----	----------------------	-------	----	---------------------	-------	----	----------------	-------	----	----------------	-------	----	-------	-----	----	-------	-----	----	---------	-------	----	------	-----	----	----------------------	-----

20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
震度	裏込の内摩擦角 度	積石の内摩擦角 度	基礎地盤の内摩擦角 度	土圧 土圧 t/m	鉛直土圧 t/m	質量力 t/m	水平方向合力 t/m	鉛直方向合力 t/m	滑動安全率	転倒モーメント t-m/m	抵抗モーメント t-m/m	転倒の安全率	合力作用位置 m	合力の分布幅 m	地盤反力 P ₁ t/m ²	荷重の偏心率 m	荷重の傾斜率	偏心安全率	積石下面反力分布幅	積石下面反力 t/m ²
0	30 (35)	40 (35)	30 (35)	3.68	0.98	0	3.12	15.04	2.90	4.63	24.16	5.22	1.30	2.80	6.55	0.10	0.21	9.47 (19.52)	4.02	5.56
0.1	30 (35)	40 (35)	30 (35)	5.03	1.35	2.03	6.50	15.41	1.42	10.13	25.18	2.48	0.98	2.80	10.50	0.42	0.42	2.76 (5.33)	4.25	7.92
0.15	30 (35)	40 (35)	30 (35)	5.98	1.60	3.05	8.46	15.66	1.11	13.16	25.88	1.97	0.81	2.44	12.86	0.59	0.54	1.40 (2.39)	4.09	8.66
0.2	30 (35)	40 (35)	30 (35)	7.24	1.94	4.06	10.74	16.00	0.89	16.49	26.83	1.63	0.65	1.94	16.51	0.75	0.67	0.74 (1.08)	3.91	9.19
0.25	30 (35)	40 (35)	30 (35)	9.12	2.44	5.08	13.64	16.50	0.73	20.39	28.24	1.39	0.48	1.43	23.11	0.92	0.83	0.38 (0.41)	3.94	9.37
0	30 (35)	40 (35)	30 (35)	3.02	0.81	0	2.46	14.87	3.63	3.66	23.66	6.47	1.35	2.80	5.93	0.05	0.17	11.51 (23.69)	4.00	5.15
0.1	30 (35)	40 (35)	30 (35)	4.21	1.13	2.03	5.68	15.19	1.60	8.97	24.56	2.74	1.03	2.80	9.77	0.37	0.37	3.55 (7.10)	4.18	7.54
0.15	30 (35)	40 (35)	30 (35)	5.00	1.34	3.05	7.49	15.40	1.23	11.83	25.15	2.13	0.87	2.60	11.87	0.53	0.49	1.84 (3.33)	4.15	8.43
0.2	30 (35)	40 (35)	30 (35)	6.03	1.62	4.06	9.53	15.68	0.99	14.91	25.92	1.74	0.70	2.11	14.87	0.70	0.61	0.96 (1.48)	3.91	9.02
0.25	30 (35)	40 (35)	30 (35)	7.35	1.97	5.08	11.87	16.03	0.81	18.28	26.92	1.47	0.54	1.62	19.84	0.86	0.74	0.55 (0.72)	3.80	9.43
0	30 (35)	40 (35)	30 (35)	2.45	0.66	0	1.89	14.72	4.67	2.82	23.24	8.23	1.39	2.80	5.40	0.01	0.13	13.62 (27.83)	3.98	4.80
0.1	30 (35)	40 (35)	30 (35)	3.50	0.94	2.03	4.97	15.00	1.81	7.96	24.02	3.02	1.07	2.80	9.13	0.33	0.33	4.43 (9.09)	4.13	7.19
0.15	30 (35)	40 (35)	30 (35)	4.19	1.12	3.05	6.67	15.18	1.37	10.70	24.54	2.29	0.91	2.73	11.10	0.49	0.44	2.35 (4.42)	4.21	8.22
0.2	30 (35)	40 (35)	30 (35)	5.03	1.35	4.06	8.53	15.41	1.08	13.59	25.17	1.85	0.75	2.25	13.67	0.65	0.55	1.22 (2.02)	3.93	8.83
0.25	30 (35)	40 (35)	30 (35)	6.05	1.62	5.08	10.57	15.68	0.89	16.67	25.94	1.56	0.59	1.77	17.68	0.81	0.67	0.68 (0.98)	3.75	9.36

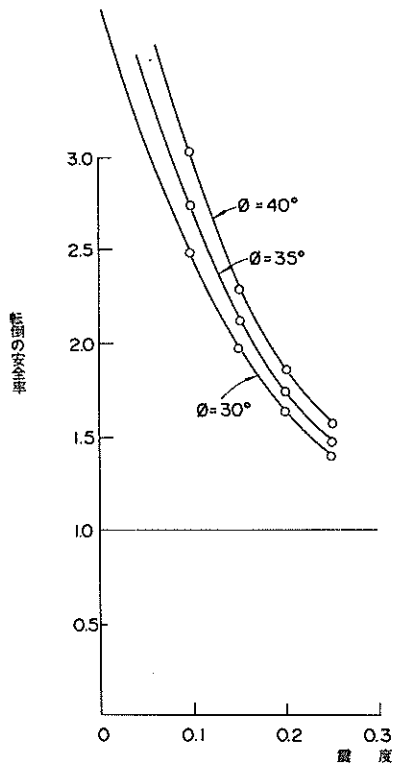


図2.4.97 霧多布港 - 2.0 m (L型) 転倒

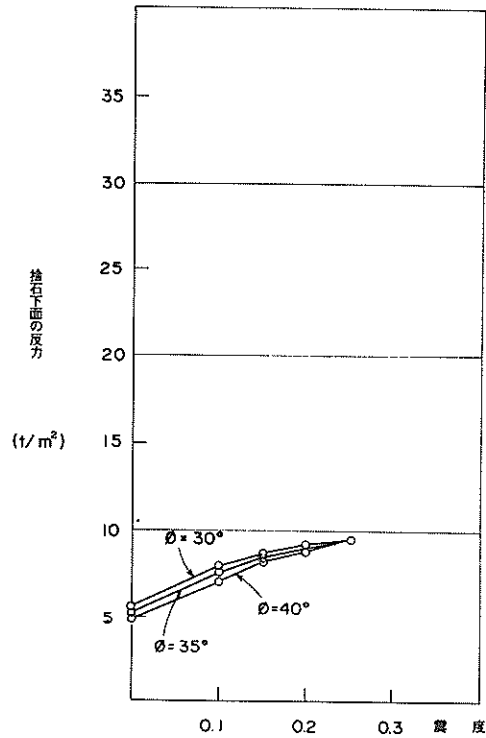


図2.4.99 霧多布港 - 2.0 m (L型) 捨石下面の反力

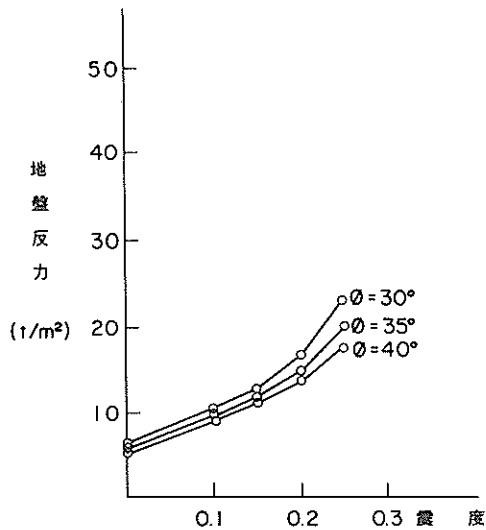


図2.4.98 霧多布港 - 2.0 m (L型) 地盤反力

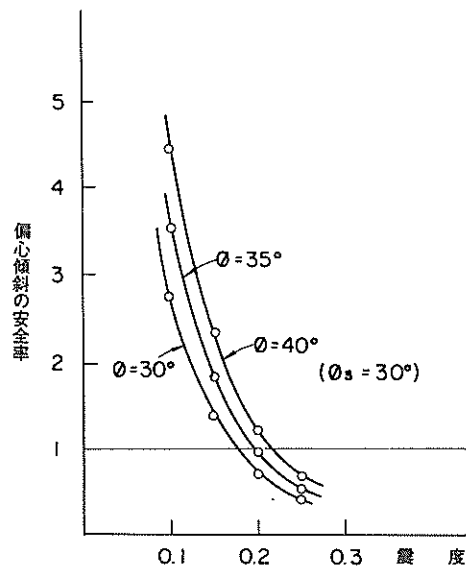


図2.4.100 霧多布港 - 2.0 m (L型) 偏心傾斜 ($\phi_3 = 30^\circ$)

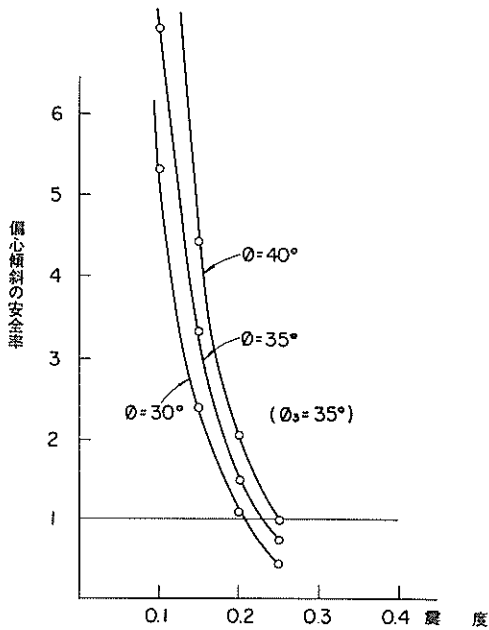


図2.4.101 霧多布港 - 2.0 m (L型) 偏心傾斜 ($\phi_s = 35^\circ$)

基礎地盤は、この施設に隣接する - 2.0 m 物揚場 (矢板式) との接続部分のボーリング結果によると、厚さ 2 m の砂礫でその下は細砂混シルトが深部にまで及んでいる。他の部分についてはボーリング結果がないので不明である。

震込の内部摩擦角として 40 度、基礎地盤の内部摩擦角として 35 度をとると、滑動震度として 0.22、偏心傾斜震度として 0.25 をうる。

(4) 考 察

霧多布港に來襲した被災震度を 2.22 で示した方法により求めてみよう。

2.3(5)で述べた内部摩擦角の規準を用いて求めた滑動震度、偏心傾斜震度をまとめて表 2.4.18 に示す。この表には採用した内部摩擦角と被災状況も並記してある。

- 3.0 m 物揚場は上部工に控えをとっている特殊な形式であるので被災震度の検討には用いない。

a. - 4.0 m 物揚場 非隅角部

法線のはらみ出しは 5 cm 以内の模様。法線の沈下 23 cm。

$B = 4.4 \text{ m}$, $L = 6.3 \text{ m}$, $b = 23 \text{ cm}$ とすると

$P = 33 \text{ cm} >$ 実際のはらみ出し量 5 cm 以内

堤体の傾斜角は測定されていないので、被災形態は③、⑦₂ である。

花咲 - 3.0 m 中央物揚場での解析と同様に

偏心傾斜震度 < 被災震度 \leq 滑動震度

$\therefore 0.19 <$ 被災震度 ≤ 0.20

表 2.4.18 霧多布港被災震度の推定

名 称	被災状況		捨石層 ϕ 度	震 込 ϕ 度	基 礎 地 盤 ϕ 度	滑 動 震 度	偏 心 傾 斜 震 度	地 盤 反 力 (震度) (0.2)	被災挙動のタイプ	被災震度
	法線のはらみ出し	法線の沈下								
霧多布港	cm	cm								
- 3.0 m (控え工を考慮しない場合)	-	-	40	35	35	0.185	0.13	66.5		
- 4.0 m (一部隅角部控え工の存在しない部分)	若干あり	隅角部以外 23	40	35	30	0.20	0.19	22.50	③	隅角部以外 $0.19 < 被 \leq 0.20$
- 2.0 m (L型) 隅角部	5~10	なし	40	40	35	0.22	0.25	13.7	④	$0.22 < 被 < 0.25$
以 外	なし	なし	40	40	35	0.22	0.25	13.7	⑤	被 < 0.22

-4.0 m 物揚場の隅角部は波除堤が接している特殊な形式であり、ここでは取りあげない。

b. -2.0 m 物揚場 隅角部

はらみ出しあり。沈下なし。

被災形態：④

滑動震度 < 被災震度 < 偏心傾斜震度

∴ 0.22 < 被災震度 < 0.25

c. -2.0 m 物揚場 非隅角部

はらみ出しなし。沈下なし。

被災形態：⑤

被災震度 < 滑動震度、偏心傾斜震度

∴ 被災震度 < 0.22

以上の結果で非隅角部の場合を図化したものが図2.4.102である。矢印は被災震度の存在範囲を示すものでこの図より $0.190 < \text{被災震度} \leq 0.20$ をうる。

隅角部の場合は $0.22 < \text{被災震度} < 0.25$ となる。

-3.0 m 物揚場は控え工がない場合、表2.4.18 に示したように滑動震度 0.185、偏心傾斜震度 0.13 をとると思われるので、上述のような被災震度が来襲した場合かなりの被災を生ずる筈であるが、実際には無被災であり、控え工の存在がこれに大きく寄与したものと考えられる。

霧多布港の来襲した推定最大加速度は 250 gal であり

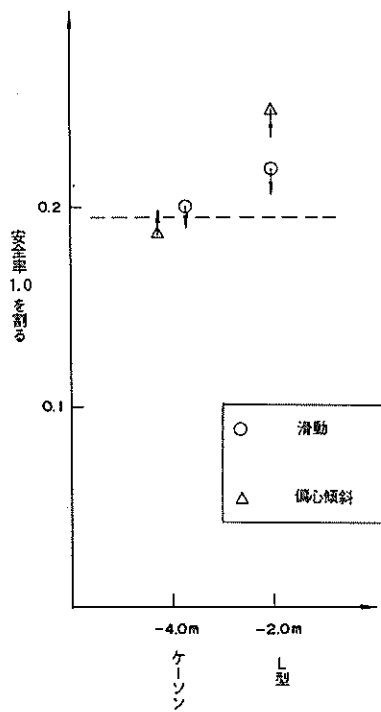


図2.4.102 霧多布港被災震度推定

花咲港、根室港の 280 gal より若干小さいが、被災震度は花咲港の値とほぼ同じである。

2.4.4 釧路港

(1) 概要

釧路港では錦町岸壁 (-6.0 m) のセルラーブロックと鋼矢板セルをとりあげる。

この両施設は同一法線上にあるにもかかわらず被災において際立った対照をなした。すなわちセルラーブロック部分においては法線の沈下およびはらみ出しが生じたのに反し、鋼矢板セル部分では被災はなんら認められなかったのである。

基礎地盤の土質は岩盤である。

錦町岩壁法線の陸側 12 m のところには旧護岸がある。

また、ここでは強震記録がとられており、水平最大加速度は 170 gal である。

(2) 錦町岸壁セルラーブロック部分

このセルラーブロックは 2 段造りになっており、標準断面図を図2.4.103 に示す。中詰めはプレバクトコンクリートで上段セルラーと下段セルラーの継目を越えて打設されており、このため全体が一体化していると考えてよいであろう。このためセルラー全体の安定計算についてのみ検討する。

被災は法線全長にわたり沈下がほぼ 6~8 cm、はらみ出しがほぼ 18~10 cm の範囲にある。この被災の特徴は捨石下面に岩盤 N 値 50 以上があるにもかかわらず沈下が生じていることである。この構造とよく似た施設（すなわち堤体の下に薄い捨石層を有しその下面に岩盤がある）としては根室港 -5.5 m L 型があるが、ここではより大きな震度が作用したと思われるにもかかわらず沈下は認められていない。まず実際の被災時の状況から被災の原因を探してみる。

被災時の挙動を図2.2.6の判断フローにより求めてみる。

法線の沈下量は 7 cm、堤体幅 4.5 m、堤体高 8.3 m であるから、 $P \approx 13 \text{ cm}$ をうる。これは、はらみ出し量の平均値 14 cm とほとんど等しい。したがって被災挙動の形態は①又は②と考えられる。このことは堤体の被災が地盤支持力不足により生じたことを意味し、滑動は生じなかったと考えられる。沈下が生起していることから滑動の有無をとわず地盤支持力不足は生じたことがわかるが、基礎地盤が十分堅牢な岩であるため捨石層でこれが生じたとは考えられない。

つぎにこれを現行の設計計算法で調べてみよう。

セルラーブロックの安定計算にあたり、堤体法線から奥 12 m のところにある旧護岸の存在のため、計算上の主働土圧が 100% 作用しないことも考えられるので、その検

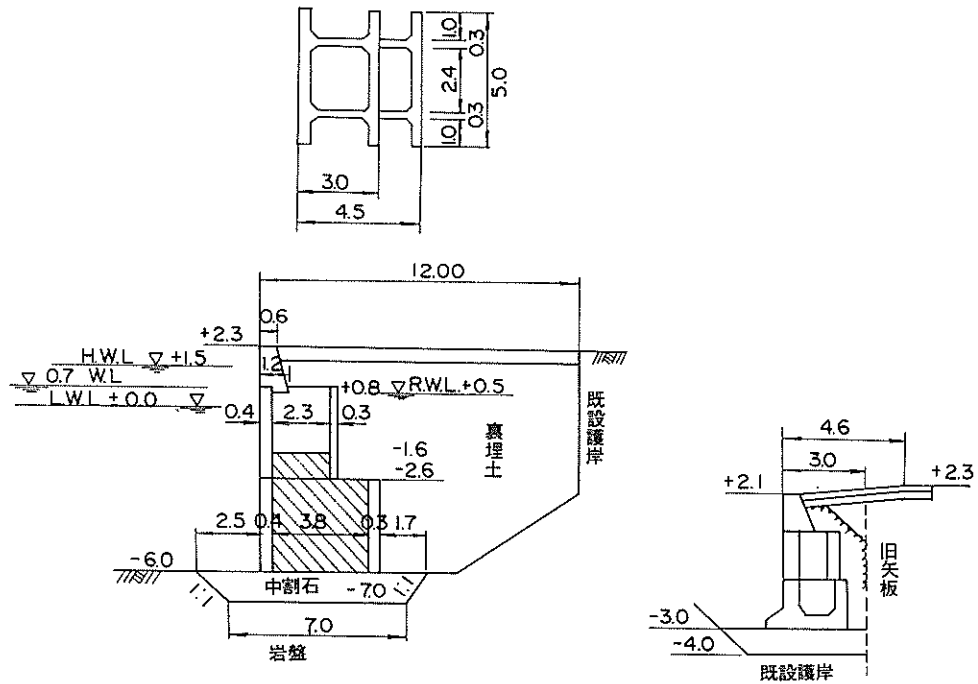


図 2.4.103 釧路港セルラーブロック 標準断面図

討を図2.4.104で行う この図によると震度0.2、内部摩擦角30度の場合、主働崩壊土塊の1/3が旧護岸法線より陸側に入り、計算上の主働土圧が100%作用することはないが、他の場合はほぼ完全に作用するといえる。地盤加速度の最大値は170ガルであり、旧護岸の存在によ

る土圧への影響は小さいと考えられる。

いま、この旧護岸の存在を無視して行なった安定計算の過程を表2.4.19に示す。また図2.4.105～2.4.107にその結果を示す。

裏込めとして港内泊地浚渫土砂を採用しているので、内

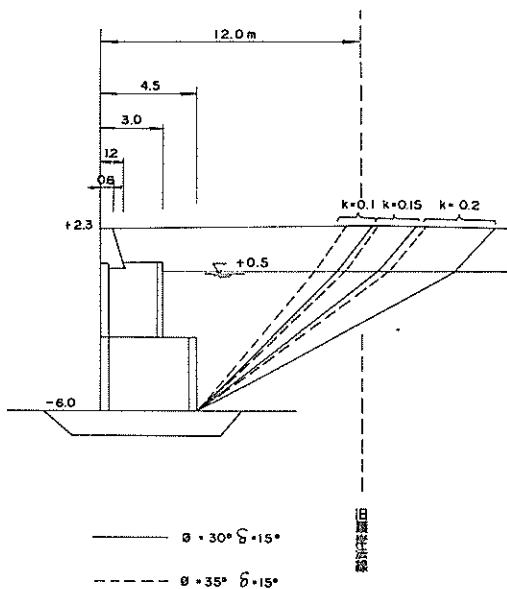


図 2.4.104 釧路港セルラーブロック 主働崩壊領域

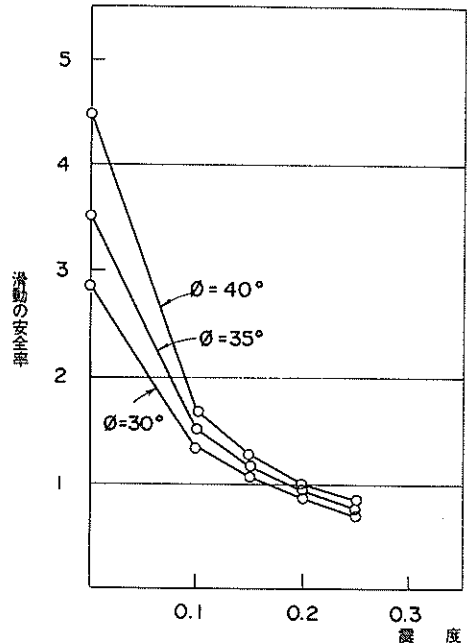


図 2.4.105 釧路港セルラーブロック 滑動

表 2.4.19 釧路港鎮町岸壁セルラーブロック 計算条件と計算過程

堤体経天	堤体端	堤体掘付高	基石厚	前趾より前縁までの距離	根入れ深さ	基礎掘石の配置	裏込の単位積重量	基石の単位積重量	基礎地盤の単位積重量	堤体の重量(浮力を考慮しない)	堤体の重量(浮力を考慮する)	⑩×重心のy座標	⑪×重心のx座標	前面水位	残水位	留水位	摩擦係数	上荷重	
4.5	2.3	-6.0	1.0	m	m	水中 1.0 空中 1.8	t/m ³	t/m ³	t/m ³	t/m	t/m	t-m/m	t-m/m	m	m	m	t/m	t/m ²	t/m ²
								水中 1.0 空中 1.0		83.51	53.38	334.96	115.10	0.7	0.5	-1.36	0.6	0.0	0.0

20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
裏込	裏込の内脚擦角	基石の内脚擦角	基礎地盤の内脚擦角	土圧	鉛直土圧	質量力	水平方向合力	鉛直方向合力	滑動安全率	転倒モーメント	抵抗モーメント	転倒の安全率	合力作用位置	合力の分布幅	地盤反力P1	荷重の偏心距	荷重の傾斜率	偏心傾斜の安全率	基石下面反力分布幅	基石下面反力
0	30			13.34	3.58	0	11.98	56.96	2.85	35.54	131.18	3.69	1.68	4.5	22.29	0.57	0.21		5.72	18.52
0.1	30			18.90	5.06	8.35	25.89	58.45	1.35	83.55	137.88	1.65	0.93	2.79	41.91	1.32	0.44		4.27	28.40
0.15	30			22.83	6.12	12.53	33.99	59.50	1.05	110.32	142.62	1.29	0.54	1.63	73.07	1.71	0.57		3.35	36.55
0.2	30			28.22	7.56	16.70	43.56	60.94	0.84	140.41	149.12	1.06	0.14	0.43	284.38	2.11	0.71		2.53	49.15
0.25	30			36.47	9.77	20.88	55.99	63.15	0.68	176.94	159.07	0.900	-	-	-	2.53	0.89		-	-
0	35			10.96	2.94	0	9.60	56.32	3.52	28.37	128.31	4.52	1.77	4.5	20.45	0.48	0.17		5.70	17.14
0.1	35			15.81	4.24	8.35	22.80	57.62	1.52	74.58	134.16	1.80	1.03	3.10	37.15	1.22	0.40		4.51	26.54
0.15	35			19.11	5.12	12.53	30.28	58.50	1.16	99.76	138.14	1.38	0.66	1.97	59.45	1.59	0.52		3.58	33.72
0.2	35			23.46	6.29	16.70	38.80	59.67	0.92	127.36	143.38	1.13	0.27	0.81	148.11	1.98	0.65		2.72	44.90
0.25	35			29.15	7.81	20.88	48.67	61.19	0.75	158.07	150.25	0.95	-	-	-	2.38	0.80		-	-
0	40			8.89	2.38	0	7.53	55.77	4.44	22.16	125.82	5.68	1.86	4.5	18.85	0.39	0.14		5.68	15.93
0.1	40			13.17	3.53	8.35	20.16	56.91	1.69	66.84	130.97	1.96	1.13	3.38	33.67	1.12	0.35		4.74	25.03
0.15	40			16.01	4.29	12.53	27.18	57.67	1.27	90.92	134.40	1.48	0.75	2.26	50.99	1.50	0.47		3.19	31.47
0.2	40			19.56	5.24	16.70	34.90	58.62	1.01	116.58	138.68	1.19	0.38	1.13	103.69	1.87	0.60		2.90	41.37
0.25	40			23.92	6.41	20.88	43.44	59.79	0.83	144.18	143.94	1.00	-	-	-	2.25	0.73		2.13	57.18

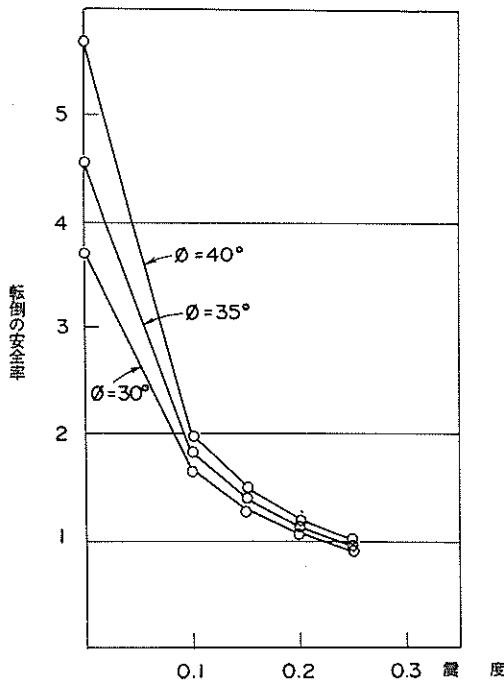


図2.4.106 釧路港セルラブロック 転倒

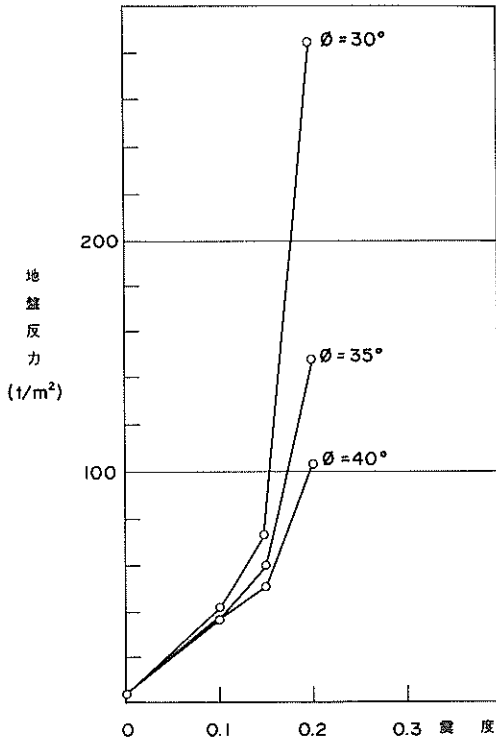


図2.4.107 釧路港セルラブロック 地盤反力

部摩擦角30度がとれるものとする、滑動震度として0.165をうる。転倒震度は0.225である。

強震記録の最大加速度が170 galであり滑動震度とはほぼ等しいが、若干小さいので滑動の可能性はあるといえる。しかし、被災震度が最大加速度震度と一致することを示す被災例は少く、通常は花咲港でみたように被災震度が最大加速度震度より小さい。したがってこの場合でも、滑動震度≧最大加速震度>被災震度の式が成立し、滑動をおこさないはずであると考える方が妥当であろう。

そこで片山・内田法による地盤支持力の計算を行ってみよう。いま仮に捨石層(内部摩擦角40度)が十分に厚い場合、裏込内部摩擦角 $\phi_1 = 30$ 度、震度 $k = 0.1$ では、安全率 $S.F. = 17.18$ 、 $k = 0.15$ では、 $S.F. = 3.13$ となり十分安全である。また、捨石層の厚さ1m、その下の岩盤の内部摩擦角を50度とした場合には、 $\phi_1 = 30$ 度、 $k = 0.1$ のとき $S.F. = 17.85$ 、 $k = 0.15$ のとき $S.F. = 3.65$ となり、やはり安全である。

結局、滑動計算と片山・内田法による地盤支持力計算では被災を説明することができない。

そこで堤体下面に発生する地盤反力の最大値に注目してみる。震度0.1で41.9 t/m²、震度0.15で73.1 t/m²である。この値は他の施設のものより極めて大きく、例えば構造がよく似ている根室港-5.5m L型では裏込めの内部摩擦角を30度にとり震度を0.25にとっても277.9 t/m²にしかならない。

通常の重力式港湾構造物の設計では地盤反力の許容支持力として地震時50 t/m²以下がとられており、また「道路橋下部構造設計指針」でも荷重合力の傾斜角の正接が、0.1以下の場合、地震時の許容支持力として、密突でない礫層で45 t/m²を与えている。いまの場合被災震度が明らかでないが、これらの許容支持力をこえるような地盤反力が生じたのではないだろうか。ちなみに地盤反力が50 t/m²である震度は0.11である。

港湾構造物設計基準による捨石層の許容支持力 qa を計算してみよう。 $\beta = 0.5$ 、 $\gamma = 1.0$ 、 $\phi = 40$ 度、より支持力係数 $N_\gamma = 115$ をうる。安全率を2.5とすると

$$qa = \frac{1}{2.5} \times 0.5 \times 1.0 \times 4.5 \times 115 = 103.5 \text{ t/m}^2$$

となる。この値は73 t/m²よりはるかに大きく、いわんや極限支持力では論外で破壊はおこりそうにない。本堤体でこの103.5 t/m²に相当する地盤反力を生ずる震度は0.16程度であり、極限支持力に相当する地盤反力の場合には震度は0.2となる。但しこの支持力計算は荷重が偏心傾斜していない場合かつ捨石層が十分に厚い場合の値であ

り、実情とはほどとおい。

岩盤の存在と捨石層の厚さについてフローリンは次のように言っている。¹¹⁾ 岩盤上に捨石層のような圧縮性の構造物基礎地盤が厚さ s であるとき、捨石層内の応力分布は載荷面の大きさと捨石層の厚さの比に依存し、前者に比較して後者が小さいほど載荷方向の応力集中度が増大する。しかし、この岩壁でみられるような極端にうすい捨石層の場合の定量解が求められていないので詳しいことは不明である。

以上のべてきたように、この例の場合、捨石層での地盤支持力不足に基く被災と推定されるが、片山・内田法や港湾構造物設計設計基準の方法では説明がつかない。フローリンが述べているように、岩盤上の薄い捨石層中で、それだけでなく非常に大きい地盤反力による層内の応力が更に応力集中を起して増加し、捨石層の支持力をオーバーしたと考えられるのではないだろうか。

(3) 錦町岸壁鋼矢板セル部分

今回の地震で被災をうけることはなかったが、上述のように同一法線上で隣接するセルラブロック部分は、法線

のはらみ出しおよび沈下の被災をうけており、その相違を究明するため鋼矢板セルの検討を行なってみよう。

検討にあたっての条件は次の通りである。

水深：-6.0 m 矢板下端：-7.7 m

天端高：+2.3 m

潮位：+0.70 m (H.W.L + 1.50 m, L.W.L ± 0.0 m)

上載荷重：0.0 t/m²

震度：0.1, 0.15, 0.2 の3ケース

中詰と裏込め土質：同じ内部摩擦角 30 度を有するものとする。但し参考のため 35 度の場合についても行う。

壁体根入れ部分の土質：内部摩擦角 35 度

摩擦係数：テルツェギによると滑動計算に用いる摩擦係数としては基礎がなめらかな岩盤面のときは 0.5、その他の場合は $\tan \phi$ をとればよい。ここでは後者をとるとして $\tan 30^\circ = 0.577$ 。よって $f = 0.6$ を採用する。

図 2.4.108 に標準断面図を示す。

堤体に作用する主働土圧は、堤体背後から 2.43 m 離れ

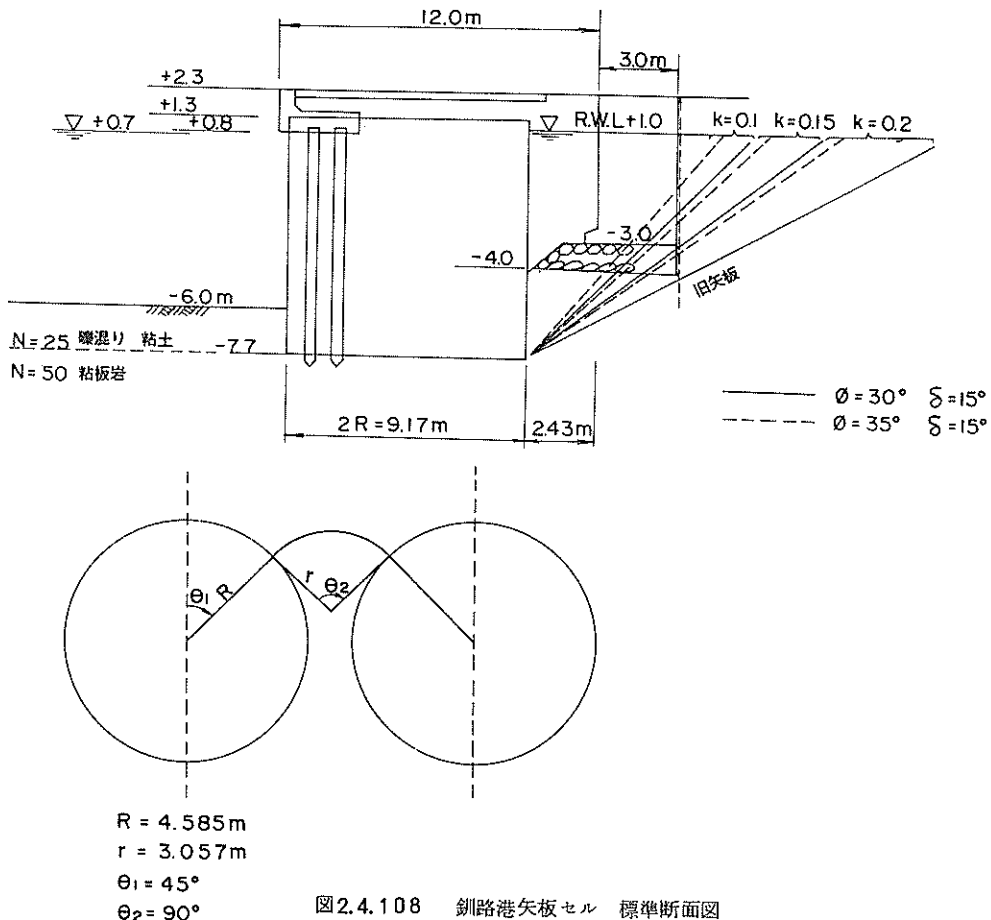


図 2.4.108 釧路港矢板セル 標準断面図

て旧護岸および旧矢板が存在するため、その影響を考慮しなければならない。まず旧護岸が堤体後趾より発生する主働崩壊土塊の中にあるかどうか検討すると、図2.4.108をうる。これから判断すると、内部摩擦角30度で、震度0.15と0.2の場合には、主働崩壊面が旧護岸の下方を通る。次にこのコンクリート塊が主働崩壊土塊内にあるときの土圧に与える影響であるが、主働土塊内がすべて土であるときより土圧は小さくなると思われるが、ここでは旧護岸の存在を無視した通常の土圧計算法で検討を加えることとする。

安定計算はせん断変形および壁全体としての滑り出しの2つについて行う。

① せん断変形(北島法)

この場合には海底面-6.0mより上部について考える。まず換算壁体幅 B を求める。方法は港湾構造物設計基準P8-6-13による。

$$R = 4.585 \text{ m}$$

$$r = 3.057 \text{ m}$$

$$\theta_1 = 45 \text{ 度}$$

$$\theta_2 = 90 \text{ 度}$$

より $B=8.09 \text{ m}$ となる。

表2.4.20は主働土圧と残留水圧の大きさおよびそれによるモーメントを与えるもので、()外の値は海底面より上部に関するものであり、()内の値は矢板下端より上部に関するものである。

表2.4.21と表2.4.22は壁体中詰に作用する地震力の計算結果であり、前者が海底面より上部に関するもの、後者が矢板下端より上部に関するものである。

以上の表の結果を合わせ、せん断変形をおこさせる外力の総和とその変形モーメントを表2.4.23-1と表2.4.23-2に示す。前者が海底面より上部に関するもの、後者が矢板下端より上部に関するものである。

表2.4.20 錦町岸壁鋼矢板セル 土圧とモーメントの計算

k	ϕ	ΣP_A t/m	$\Sigma P_A \cdot l$ t·m/m	$\Sigma P_A + P_W$ t/m	$\Sigma P_A + M_W$ t·m/m	$\frac{\Sigma P_A \cdot l + M_W}{\Sigma P_A + P_W} = y_r$
0.1	30	17.733 (25.139)	50.918 (86.753)	19.857 (27.79)	58.192 (98.085)	2.931 (3.530)
	35	14.839 (21.043)	42.580 (72.573)	16.963 (23.694)	49.854 (83.905)	2.939 (3.541)
0.15	30	21.578 (30.688)	60.933 (104.361)	23.702 (33.339)	68.207 (115.693)	2.878 (3.470)
	35	18.071 (25.701)	51.009 (87.371)	20.195 (28.352)	58.283 (98.703)	2.886 (3.481)
0.2	30	26.902 (38.397)	74.517 (128.402)	29.025 (41.048)	81.791 (139.734)	2.818 (3.404)
	35	22.351 (31.894)	61.977 (106.758)	24.475 (34.545)	69.251 (118.090)	2.829 (3.418)

()内の値は-7.7mまでのもの

()外の値は-6.0mまでのもの

表2.4.21 錦町岸壁鋼矢板セル 壁体中詰に作用する地震力(-6.0m)

表2.4.22 錦町岸壁鋼矢板セル 壁体中詰に作用する地震力(-7.7m)

$$W = 8.09 \times \{ 1.3 \times 1.8 + 7.0 \times 2.0 \} = 132.191 \text{ t/m}$$

$$W = 8.09 \times \{ 1.3 \times 1.8 + 8.7 \times 2.0 \} = 159.700 \text{ t/m}$$

		$\frac{W_e}{m}$	arm	M_e t·m/m			$\frac{W_e}{m}$	arm	M_e t·m/m
$k=0.1$	$W \times 0.1$	13.219	4.15	54.859	$k=0.1$	$W \times 0.1$	15.97	5.0	79.85
$k=0.15$	$W \times 0.15$	19.829	4.15	82.290	$k=0.15$	$W \times 0.15$	23.95	5.0	119.75
$k=0.2$	$W \times 0.2$	26.438	4.15	109.718	$k=0.2$	$W \times 0.2$	31.94	5.0	159.70

表 2.4.23-1 錦町岸壁鋼矢板セル 外力と変形モーメント (-7.7m)

震 度	ϕ	$\Sigma P_A + P_W + W_e - P_P$	外力の大きさ t/m	$\Sigma P_A L + M_W + M_e - M_P$	変形モーメント t・m/m
k = 0.1	30	27.79 + 15.97 - 7.768	35.992	98.085 + 79.85 - 4.402	173.533
	35	23.694 + 15.97 - 7.768	31.896	83.905 + 79.85 - 4.402	159.353
k = 0.15	30	33.339 + 23.95 - 7.039	50.25	115.693 + 119.75 - 3.989	231.454
	35	28.352 + 23.95 - 7.039	45.263	98.703 + 119.75 - 3.989	214.464
k = 0.2	30	41.048 + 31.94 - 6.273	66.715	139.734 + 159.70 - 3.554	295.880
	35	34.545 + 31.94 - 6.273	60.212	118.090 + 159.70 - 3.554	274.236

表 2.4.23-2 錦町岸壁鋼矢板セル 外力の大きさと外力による変形モーメント (-6.0mまで)

震 度	ϕ	$\Sigma P_A + P_W + W_e$	外力の大きさ t/m	$\Sigma P_A L + M_W + M_e$	変形モーメント t・m/m
k = 0.1	30	19.857 + 13.219	33.076	58.192 + 54.859	113.051
	35	16.963 + 13.219	30.182	49.854 + 54.859	104.713
k = 0.15	30	23.702 + 19.829	43.531	68.207 + 82.290	150.497
	35	20.195 + 19.829	40.024	58.283 + 82.290	140.573
k = 0.2	30	29.025 + 26.438	55.463	81.791 + 109.718	191.509
	35	24.475 + 26.438	50.913	69.251 + 109.718	178.969

次に北島法により抵抗モーメントを求めてみる。

$$H_0 = \frac{1}{\gamma} \Sigma \gamma_i h_i = \frac{1}{1.0} (1.8 \times 1.3 + 1.0 \times 7.0) = 9.34 \text{ m}$$

H_s は海底面より上部に換算して

$$H_s = 2 \sqrt{\frac{\Sigma P_i}{\gamma \tan \phi}} = 2 \sqrt{\frac{12.237}{1.0 \times \tan 30^\circ}} = 9.210 \text{ m}$$

$\phi = 35$ 度の場合は、 $H_s = 9.209$ m となる。よって

H_s は中詰の内部摩擦角により変化しないとしてよい。

$$\nu_0 = \frac{B}{H_0} = \frac{8.09}{9.34} = 0.866$$

$$\nu_s = \frac{B}{H_s} = \frac{8.09}{9.210} = 0.878$$

中詰の内部摩擦角 $\phi = 30$ 度ときは

$$R_0 = \nu_0^2 (3 - \nu_0 \cos \phi) \sin \phi = (0.866)^2 (3 - 0.866 \times 0.866) \times 0.5 = 0.844$$

$$R_s = \frac{3}{2} \nu_s \cdot f \cdot \tan \phi = \frac{3}{2} \times 0.878 \times 0.3 \times 0.577 = 0.228$$

$$\begin{aligned} \therefore M_r &= \frac{1}{6} \gamma (R_0 H_0^3 + R_s H_s^3) \\ &= \frac{1}{6} \times 1.0 \times (0.844 \times 9.34^3 + 0.228 \times 9.210^3) \\ &= 144.299 \text{ t} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

中詰の内部摩擦角 $\phi = 35$ 度ときは

$$R_0 = 0.984$$

$$R_s = 0.277$$

$$M_r = 169.69 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

以上より、せん断変形の安全率 = $\frac{\text{抵抗モーメント}}{\text{変形モーメント}}$

を示したものが表 2.4.24 および図 2.4.109 である。図

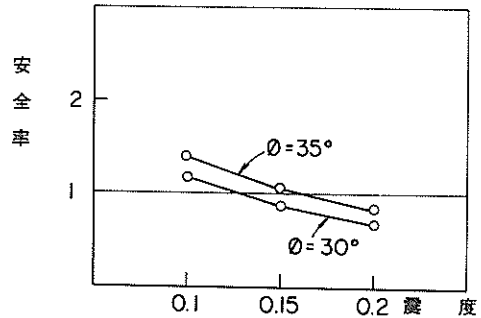


図 2.4.109 釧路港鋼矢板セル せん断変形に対する安全率 (北島法)

表2.4.24 鋼矢板セル セン断変形に対する安全率(北島法)

震 度	ϕ (内部摩擦角)	
$k = 0.1$	30	$\frac{144.299}{113.051} = 1.276$
	35	$\frac{169.69}{104.713} = 1.621$
$k = 0.15$	30	$\frac{144.299}{150.497} = 0.959$
	35	$\frac{169.69}{140.573} = 1.207$
$k = 0.2$	30	$\frac{144.299}{191.509} = 0.753$
	35	$\frac{169.69}{178.969} = 0.948$

中で $\phi = 30^\circ$ とは裏込および中詰の内部摩擦角が共に30度という意味である。裏込および中詰の内部摩擦角は30度と思われるので $\phi = 30^\circ$ の線が安全率1.0を切る震度を読むと0.14を得る。実際には被災がなかったことから、被災震度は0.14より小さいといえよう。

② セン断変形(テルツァギ法)

つぎにセン断変形の安定をテルツァギ法でやってみる。便宜上、矢板下端より上部について求める。

まず、セルの中央鉛直断面でのセン断力 S_f をこの面に作用する土圧合力 ΣP_A と内部摩擦角の正接 $\tan \phi$ の積として求めたものが表2.4.25である。

つぎに矢板の継手間の摩擦力 S_s' を摩擦係数を0.3として求め、それを単位奥行あたりに直し S_s をうる。この S_s と S_f の和が単位奥行あたりのセン断抵抗力であるから、換算壁体幅を B とすると、抵抗モーメント M_f は

表2.4.25 鋼矢板セル 中央断面でのセン断力(テルツァギ)

テルツァギによるセン断変形の検討

$2L$:セル中心間隔 1.081 m

R :セルの半径 4.485 m

B :換算壁体幅 8.09 m

k	ϕ	ΣP_A t/m	$\tan \phi$	$S_f = \Sigma P_A \times \tan \phi$
0.1	30	25.139	0.577	14.505
	35	21.043	0.700	14.730
0.15	30	30.688	0.577	17.707
	35	25.701	0.700	17.991
0.2	30	38.397	0.577	22.155
	35	31.894	0.700	22.326

$$M_f = \frac{2}{3} \cdot B \cdot (S_s + S_f)$$

でえられる。これを表2.4.26に示す。

この抵抗モーメントを表2.4.25の変形モーメントでわれば、セン断変形の安全率が与えられ表2.4.28および図2.4.110に示す。

これによると安全率は震度0.1、内部摩擦角35度の場合

表2.4.28 鋼矢板セル セン断変形安全率の計算(テルツァギ)

k	ϕ	F.S
0.1	30	0.670
	35	0.702
0.15	30	0.610
	35	0.634
0.2	30	0.594
	35	0.612

表2.4.26 鋼矢板セル 抵抗モーメントの計算(テルツァギ)

k	ϕ	$\Sigma P_A + P_W$	$S_s' = (\Sigma P_A + P_W) \times R \times 0.3$	$S_s = S_s' \times 2 / (2L)$	$S_s + S_f$ t/m	抵抗モーメント $M_f = \frac{2}{3} \times B \times (S_s + S_f)$ t·m/m
0.1	30	27.79	38.225	7.072	21.577	116.372
	35	23.69	32.586	6.029	20.759	111.960
0.15	30	33.34	45.859	8.485	26.192	141.262
	35	28.35	38.995	7.215	25.206	135.944
0.2	30	41.05	56.464	10.447	32.602	175.833
	35	34.55	47.524	8.793	31.119	167.835

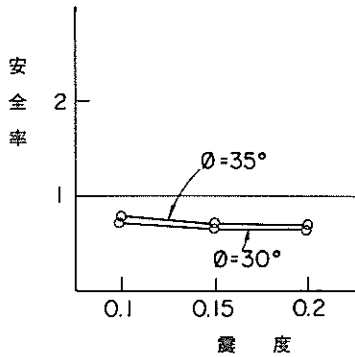


図2.4.110 釧路港矢板セル せん断変形 対する安全率(テルツァギ法)

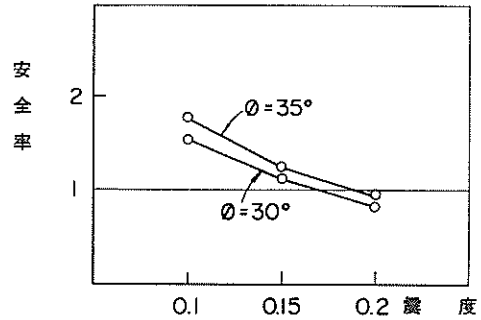


図2.4.111 釧路港矢板セル 滑動安全率

合でも 1.0 を割っている。

実際には被災がおこっていないことからこの計算方法は非常に安全側であることがわかる。また、この例に関する限り北島法の方がテルツァギ法より実情に近いといえる。

③ 壁全体としての滑り出し

この場合には矢板下端-7.7m より上部について考える。表2.4.24 にすでに滑動のための外力を示してある。抵抗は自重による摩擦抵抗である。

$$\text{自重} = (1.8 \times 1.3 + 8.7 \times 1.0) \times 8.09 = 89.314 \text{ t/m}$$

岩盤と砂の摩擦係数を 0.6 とする。

結果を図2.4.111 および表2.4.27 に示す。これによると、裏込と中詰の内部摩擦角を 30 度とすると、滑動震度として 0.165 をうる。実際には被災は生起していないことから被災震度は 0.165 より小さいといえる。

表2.4.27 鋼矢板セル 滑動の安全率

$k=0.1$	$\phi=30$	$F.S = \frac{89.314 \times 0.6}{35.992} = 1.49$
	$\phi=35$	$\frac{89.314 \times 0.6}{31.896} = 1.68$
$k=0.15$	$\phi=30$	$F.S = \frac{89.314 \times 0.6}{50.25} = 1.07$
	$\phi=35$	$\frac{89.314 \times 0.6}{45.263} = 1.18$
$k=0.2$	$\phi=30$	$\frac{89.314 \times 0.6}{66.715} = 0.80$
	$\phi=35$	$\frac{89.314 \times 0.6}{60.212} = 0.890$

2.4.5 重力式構造物のまとめ

まず釧路港を除いた花咲、根室、霧多布の三港についてまとめてみよう。

これらの港では被災震度の推定をおこなったところ次のような結果がえられた。

① 当初、滑動理論の方から推定される被災震度と、偏心傾斜理論から推定される被災震度とは値がことなり、予想される被災形態は互いに矛盾するのではないかと思われたが、被災例を隅角部と非隅角部に分けただけ、実際にはそのようなことは起らなかった。このことは、両理論とも critical な安全率として 1.0 をとれば、それぞれの理論から予想される被災挙動が互いに矛盾しないことを意味する。

② 片山・内田法は地震時係船岸の場合十分に耐えうると思われるが、釧路港錦町岸壁でみられたように実際と合わない場合もある。

③ 被災震度は各港で次のような値を得た。(非隅角部)

花咲港 $0.195 \leq \text{被災震度} \leq 0.20$
 根室港 $\text{被災震度} < 0.20$
 霧多布港 $0.19 < \text{被災震度} \leq 0.20$

④ 隅角部の被災震度は次のとおりである。

花咲港 $0.224 \leq \text{被災震度}$
 根室港 $\text{被災震度} < 0.20$
 霧多布港 $0.22 < \text{被災震度} < 0.25$

⑤ いま地震の方向性を無視すれば、②と③から根室港に才襲した被災震度は花咲港のそれより若干小さいと考え得る。この原因として地盤状態の相違、即ち花咲港は細砂地盤であるが根室港は岩盤である点が考えられる。

⑥ 被災震度と強震計記録からよまれる水平最大加速度(推定)との関係は次のとおり。

花咲港 $200/280 = 0.7$
 霧多布港 $200/250 = 0.8$

釧路港については次のようになる。

(1) 錦町岸壁セルラブロック部分の被災は地盤の支持力不足がその原因と考えられる。しかもこれは、捨石の下が十分堅い岩盤であることから捨石層で生じたものと思われる。

(2) 捨石層の支持の有無を片山・内田法で検討すると支持力不足は生起しないことになるが、これは片山・内田法の内部でたてられた仮定を越えるような現象が生起したためであろう。その現象のひとつとして、堅牢な岩盤上に薄い捨石層があり、その上部から荷重が作用する場合捨石層内で応力集中がおこることがあげられる。

(3) 捨石層に作用する地盤反力は他の検討堤体に見られ

ないような大きな値である。

(4) 錦町岸壁鋼矢板セルではせん断変形と壁全体としての滑り出しの二点について検討を行なった。前者について北島法とテルツァギ法の両方で確かめてみたところ、テルツァギ法は安全率が低く出すぎて現実とそぐわない。北島法の場合は、震度 0.14 で安全率 1.0 をわり、従ってこの方法が正しければ、被災震度 < 0.14 を得る。これが成立すれば壁全体としての滑り出しは生じない。

すなわち被災震度が 0.14 より小さいとすれば、鋼矢板セルの無被災は説明できる。

2.5 矢板式構造物

2.5.1 花咲港

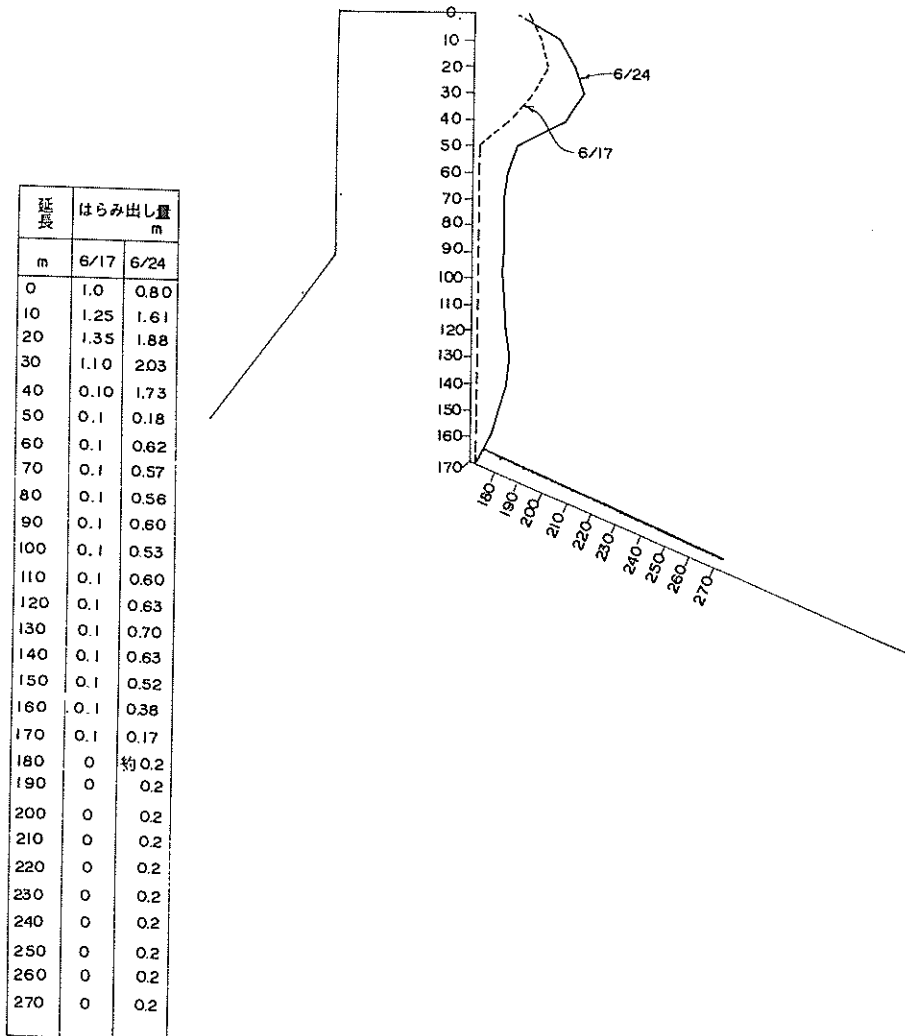


図2.5.1 花咲港 - 4.5 m 岸壁 (矢板式) 被災図

(1) -4.5 m 岸壁

① 概要

この岸壁は昭和42～43年にかけて施工された延長271mの鋼矢板形式の岸壁で、そのうち171mが突堤区間である。控え工としては、控え版とその下部に控え杭をつかう兼用形式である。

a. 被災の概要

この岸壁を突堤部と非突堤部にわけると図2.5.1に示すように6月17日の地震では突堤部先端で1mをこえるはらみ出しがあり、突堤部からつけ根部にかけては0.1m、非突堤部でははらみ出しは見られなかった。ところが、6月24日の余震により被災が拡大し、突堤部の先端で2.0m近く、突堤部の中央で60cm、非突堤部では約20cmのはらみ出しが認められた。このように、本震による被災のあと、余震により本震を上回る被災が生じたことは記録としては珍しく、その原因として最大加速度および持続時間とも余震の方が小さいことから、余震時には本震による震動のためすでに地盤強度が低下していたことが考えられる。被災はすべて控え工の移動によるはらみ出しで、タイロッドや矢板の損傷はみとめられていない。

この岸壁の裏には-3.0m物揚場(改良)があるが、これはエプロンの激しい不等沈下を示しているものの、法線のはらみ出しは一切認められておらず好対照である。なお、この物揚場では6月17日には噴砂はみられず6月24日に噴砂が生じたことが報告されているが、これは-4.5m

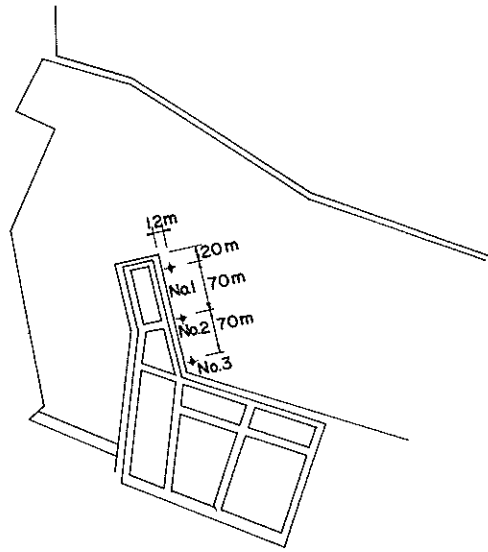


図2.5.2-1 花咲港-4.5m岸壁(矢板式)ポーリング位置図(被災後)

岸壁での6月24日での地震による被災の拡大を裏付けるものであろう。

b. 土質条件

被災から3ヵ月後の9月に岸壁前面で行なった土質調査の結果を図2.5.2に示す。被災前との変化をみるため、施設築造時に行なった近辺の土質調査の柱状図を図2.5.3に

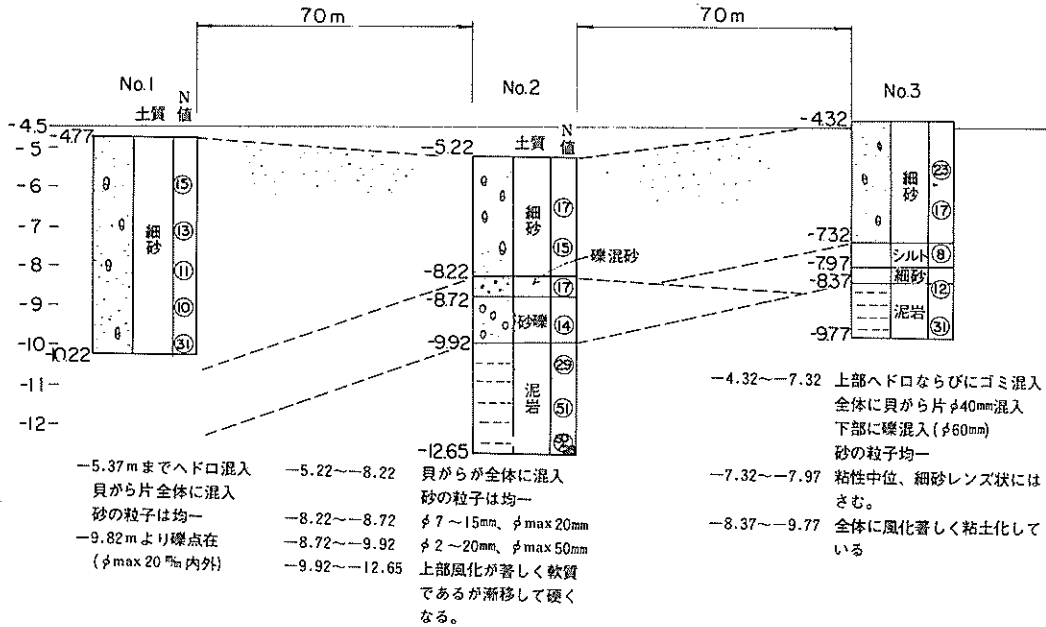


図2.5.2-2 花咲港-4.5m岸壁(矢板式)被災後の土質柱状図

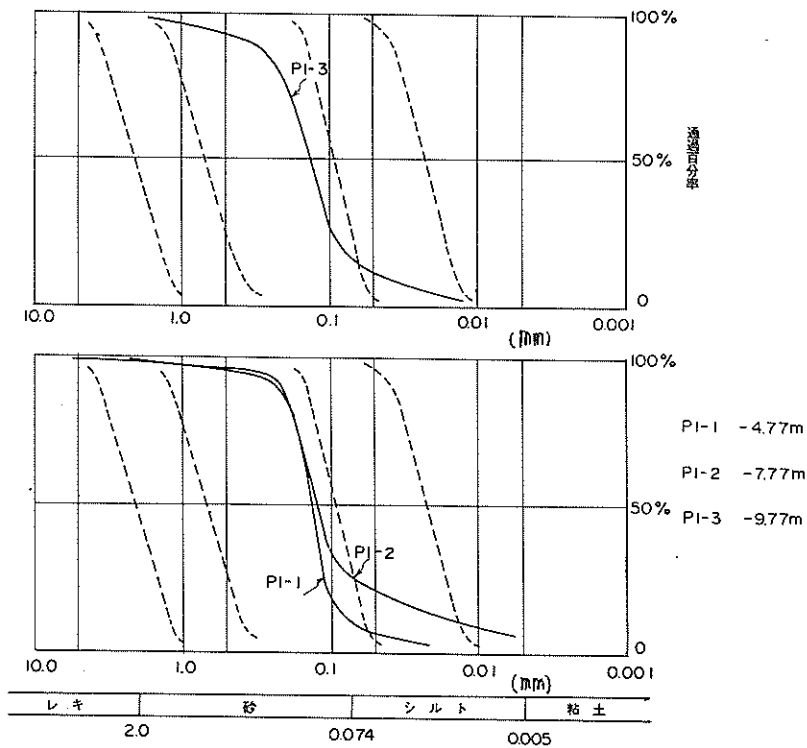


図2.5.2-3 花咲港 - 4.5 m 岸壁 (矢板式) 被災後の土質調査 (粒径加積曲線)

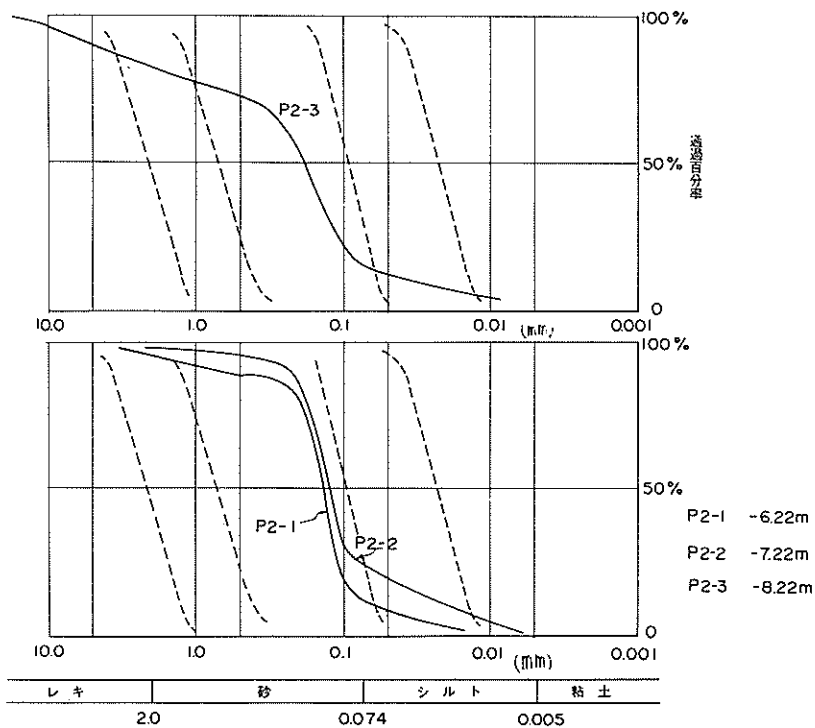


図2.5.2-4 花咲港 - 4.5 m 岸壁 (矢板式) 被災後の土質調査 (粒径加積曲線)

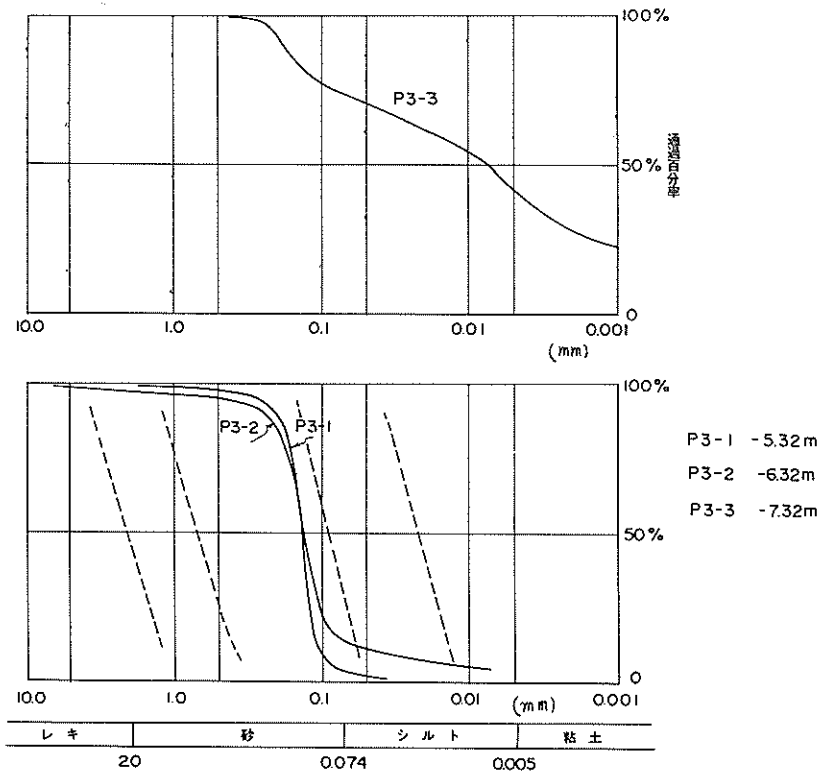


図 2.5.2 - 5 花咲港 - 4.5 m 岸壁 (矢板式) 被災後の土質調査 (粒径加積曲線)

示す。これによると被災前は深度の増加と共に N 値も増加していたものが、被災後はどの結果も海底地盤付近では逆転している。同様な結果は新潟地震においても一部生じたことが報告されており、地震による振動の結果と考えられる。

突堤部の土質は先の港湾被害報告には記載されておらず、図 2.5.2 により判断すると被災の大きい先端部 (No. 1) の方がつけ根部 (No. 3) よりも細砂層が厚く、矢板根入部分の N 値は 15 ~ 10 の範囲にある。つけ根側に来ると若干砂礫ないしはシルトが下端付近に現われる。矢板の根入下端付近までの内部摩擦角として 30 度から 35 度程度の値がとれると考えられる。

裏込土は突堤区間では前面浚渫土をポンプ船で吹きこんだもので、海水の吐出口は突堤先端に設けられた模様である。基部から - 5.5 m (L 型) 間の裏込土は山土である。裏込土がポンプ浚渫した砂質土である場合にどのくらいの N 値がとれるか不明であるが、文献 7 によると N 値が 5 以下の場合もあるようであり、内部摩擦角としては 30 度から 25 度の範囲で検討するのがよいと思われる。

裏込が山土の部分の山土の構成成分が不明のため、どの

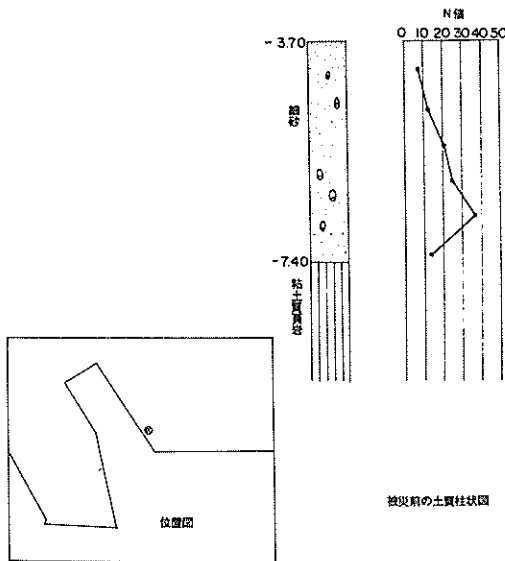


図 2.5.3 花咲港 - 4.5 m 岸壁 (矢板式) 土質図 (被災前)

程度の内部摩擦角がとれるか不明である。

② 矢板壁の検討

この岸壁の標準断面図を図2.5.4に示す。

解析方法は港湾構造物設計基準に示されている方法をとる。すなわち、根入れの安全率はタイロッド取付点に関する主動土圧(残留水圧を含む)と受働土圧の1次モーメントの比であり、またタイロッドの奥行1mあたりの張力は海底面とタイロッド取付点を支点とする仮想単純梁に、海底面より上方の主動土圧+残留水圧を荷重として作用させた場合に生ずるタイロッド取付点反力である。

矢板壁に生ずる最大曲げモーメントは、この仮想単純梁に発生する最大曲げモーメントのことである。

解析条件は表2.5.1.に示すような11ケースについて行なった。すなわち図2.5.5で示すように裏込めの内部摩擦角を ϕ_1 、前面地盤の内部摩擦角を ϕ_2 、裏込め下

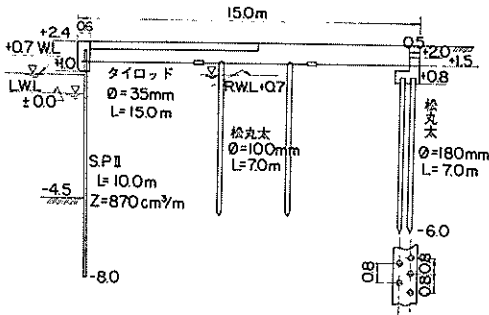


図2.5.4 花咲港-4.5m岸壁(矢板式)標準断面図

方地盤の内部摩擦角を ϕ_3 とすると、 $\phi_3=35$ 度を一定として ϕ_1 と ϕ_2 の組合せ(ϕ_1, ϕ_2)を、(30度、30度)、(35度、35度)、(30度、35度)、(25度、35度)について行ない、各種組合せについて震度を変えて計算した。この結果は同じ表2.5.1に示してある。

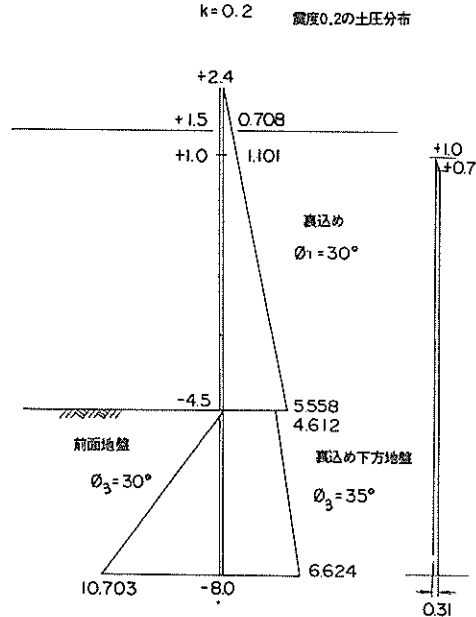


図2.5.5 花咲港-4.5m岸壁(矢板式) ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 の区別

表2.5.1 花咲-4.5m岸壁 矢板の挙動

前面地盤の ϕ	裏込めの ϕ	裏込め下の ϕ	震度	すべりモーメント	抵抗モーメント	根入れの安全率	海底面での反力	タイロッド1本あたり張力	タイロッド1本あたり張力	タイロッドの応力	最大曲げモーメント M_{max}	M_{max} の発生位置*	矢板の応力
度	度	度		t·m/m	t·m/m		t/m	t/本	t/m	kg/cm ²	t·m/m	m	kg/cm ²
30	30	35	0.1	158.2	203.6	1.29	8.58	9.37	5.85	973.6	10.81	2.70	1243
30	30	35	0.15	192.5	181.0	0.94	10.3	10.87	6.79	1130	12.82	2.68	1473
30	30	35	0.2	239.3	156.2	0.65	12.7	12.92	8.07	1343	15.62	2.65	1796
35	35	35	0.1	150.7	274.5	1.82	7.33	8.03	5.02	835	9.27	2.71	1065
35	35	35	0.15	183.4	248.7	1.36	8.78	9.31	5.82	968	10.96	2.68	1260
35	35	35	0.2	227.3	221.7	0.98	10.72	10.96	6.85	1139	13.21	2.66	1518
35	30	35	0.1	158.2	274.5	1.73	8.58	9.37	5.85	974	10.81	2.70	1242
35	30	35	0.15	192.5	248.8	1.29	10.30	10.87	6.79	1130	12.82	2.68	1474
35	30	35	0.2	239.3	221.7	0.93	12.72	12.92	8.07	1343	15.62	2.65	1796
35	25	35	0.15	204.2	248.8	1.21	12.24	12.82	8.01	1332	15.17	2.67	1744
35	25	35	0.2	246.04	221.69	0.90	15.25	15.33	9.58	1593	18.64	2.65	2143

矢板の断面係数 870 cm³/m

タイロッド直径 3.5 cm 材質 SS41

*海底面より上方にはかる

表 2.5.2 花咲 - 4.5m 岸壁 裏込砂の流動化による矢板の挙動

震度	前面地盤の内部摩擦角	裏込めの内部摩擦角 (流動部分外)	流動化した砂の厚さ ***	根入れの安全率	仮想梁法での海底面支点反力	タイロッド 1 本当りの張力 (断面応力)	控え杭 1 本あたりのタイロッド張力 *	矢板に発生する最大曲げモーメント M_{max}	M_{max} の発生位置 **	矢板の曲げ応力度
	度	度	m		t/m	t/本 kg/cm ²	t/本	t·m/m	m	kg/cm ²
0.2	30 (35°)	30	0.1	0.505 (0.716)	15.68	17.66 (1836)	4.42	20.44	2.76	2350
0.2	30 (35°)	30	1.5	0.474 (0.672)	16.99	19.06 (1931)	4.77	22.32	2.77	2565
0.2	30 (35°)	30	2.0	0.464 (0.659)	17.39	19.35 (2011)	4.84	22.83	2.77	2623
0.2	30 (35°)	30	2.5	0.456 (0.647)	17.75	19.56 (2033)	4.89	23.24	2.75	2672
0.2	30 (35°)	30	3.0	0.448 (0.636)	18.08	19.72 (2050)	4.93	23.56	2.74	2708
0.2	30 (35°)	30	3.5	0.440 (0.625)	18.36	19.82 (2060)	4.96	23.77	2.73	2732
0.2	30 (35°)	30	4.0	0.434 (0.615)	18.59	19.88 (2066)	4.97	23.90	2.72	2747
0.2	30 (35°)	30	4.5	0.424 (0.607)	18.76	19.92 (2070)	4.98	23.97	2.72	2755
0.2	35 (35°)	25	0.1	0.617	17.67	19.29 (2005)	4.82	22.63	2.73	2602
0.2	35 (35°)	25	1.5	0.604	18.17	19.83 (2061)	4.96	23.35	2.74	2684
0.2	35 (35°)	25	2.0	0.600	18.32	19.94 (2073)	4.99	23.55	2.73	2707
0.2	35 (35°)	25	2.5	0.596	18.46	20.02 (2081)	5.01	23.71	2.73	2725
0.2	35 (35°)	25	3.0	0.592	18.59	20.08 (2087)	5.02	23.83	2.72	2739
0.2	35 (35°)	25	3.5	0.589	18.70	20.12 (2091)	5.03	23.91	2.72	2749
0.2	35 (35°)	25	4.0	0.585	18.78	20.15 (2094)	5.04	23.96	2.72	2754
0.2	35 (35°)	25	4.5	0.582	18.85	20.16 (2095)	5.04	23.99	2.72	2757

タイロッド 1 本当りの降伏張力 23.09t (SS41)

矢板の降伏曲げ応力度 3000 kg/cm² (2種)

* 控え版の主働・受働土圧及び質量力は考えない。

** 海底面より上方にはかる。

*** 残留水位面より下。

また、突堤部分の裏込め土砂は、①矢板形式のけい船岸であるため排水性がわるい、②ポンプ浚渫による細砂であるため N 値が小さい、③細砂の粒度分析を行なったところほぼ 0.1mm ~ 0.2mm の均一粒径であった、④被災時に噴砂がみられた、などから砂の液状化が生起したと思われるので 3 章で述べた液状化による裏込め土圧計算方法で液状化による安定計算も行なった。その結果を表 2.5.2 に示す。計算の便宜上、裏込めの内部摩擦角と裏込め下方地盤の内部摩擦角とを同一にしてある。震度は全て 0.2 とし、液状

化した砂の厚さを微小の場合から 4.5m まで 0.5m ピッチで変化させている。

a. 根入れについて

各内部摩擦角の場合の根入れの安全率を図 2.5.6 および表 2.5.1 に示す。裏込めの内部摩擦角 ϕ_1 と前面地盤の内部摩擦角 ϕ_2 が共に 30 度のとき、震度 0.2 での根入れの安全率は 0.65 であり、震度 0.14 程度で根入れの安全率が 1.0 を割る。 $\phi_1 = 30$ 度、 $\phi_2 = 35$ 度の場合は、震度 0.2 での根入れの安全率は 0.93 であり、震度 0.19 程度で 1.0 を割る。

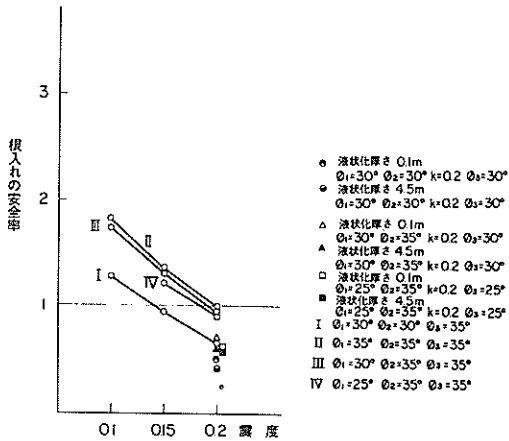


図2.5.6 花咲港 - 4.5m岸壁 (矢板式)根入れの安全率

また、 $\phi_1 = 25$ 度、 $\phi_2 = 35$ 度 の場合は、震度 0.2 での根入れの安全率は 0.9 であり、震度 0.185 程度で 1.0 を割る。重力式係船岸の被災震度が矢板式にも適用できるとすれば、0.195 程度の震度が来襲したと考えられ、どのケースにおいても根入れ部での地盤破壊が生ずる筈であるが実際にはこれは認められておらず、したがって実際の現象と一致していないといえる。

液状化の場合には、液状化層以外の裏込めの内部摩擦角 $\phi_1 = 30$ 度、前面地盤の内部摩擦角 $\phi_2 = 35$ 度 のとき、液状化砂層厚 $t = 0.1$ m で根入れの安全率 $S.F = 0.716$ 、 $t = 4.5$ m で $F = 0.617$ となり、 $\phi_1 = 25$ 度、 $\phi_2 = 35$ 度 のとき、 $t = 0.1$ m で $F = 0.617$ 、 $t = 4.5$ m で $F = 0.582$ となる。実際には液状化したと思われる突堤部先端でも根入れのはね出しは認められていないので、いずれの場合にも実際の現象と一致せず、根入れの計算方法は安全側であるといえる。

b. 矢板断面応力

図2.5.7に矢板断面応力と震度との関係を示す。

この応力およびつぎのタイロッド断面応力は、設計計算上、前面地盤の内部摩擦角と全く無関係である。

裏込砂の内部摩擦角が 25度、震度 0.2 のとき、矢板断面応力は 2143 kg/cm^2 であり、常時許容応力 1800 kg/cm^2 は越えるが地震時許容応力 2700 kg/cm^2 よりは小さく、来襲してきた震度を重力式と同様で 0.195 と考えれば、被災のない事実と一致する。裏込砂が 30度、35度の場合は、これよりも安全側である。

裏込砂が液状化する場合には、液状化層以外の裏込めの内部摩擦角 ϕ_1 を 30度とした場合、液状化層厚 t が 0.1 m で、 2350 kg/cm^2 、 $t = 4.5$ m で 2755 kg/cm^2 、 $\phi_1 = 25$ 度とした場合 $t = 0.1$ m で 2602 kg/cm^2 、 $t = 4.5$

m で 2757 kg/cm^2 となり、地震時許容応力 2700 kg/cm^2 より大きい、降伏応力度 3000 kg/cm^2 より小さい。

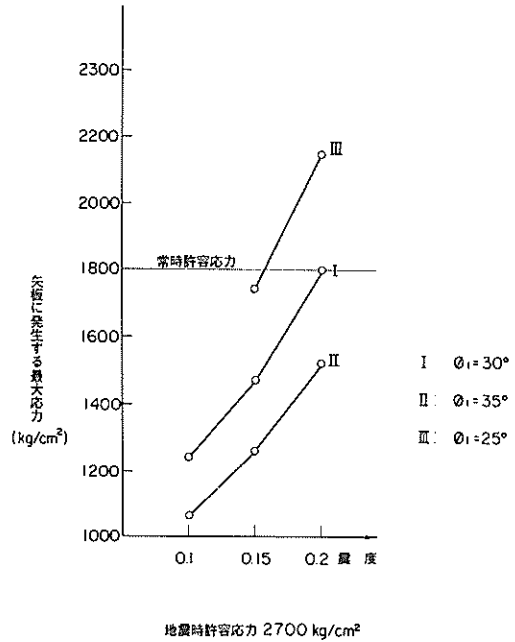


図2.5.7 花咲港 - 4.5m岸壁 (矢板式) 矢板断面応力

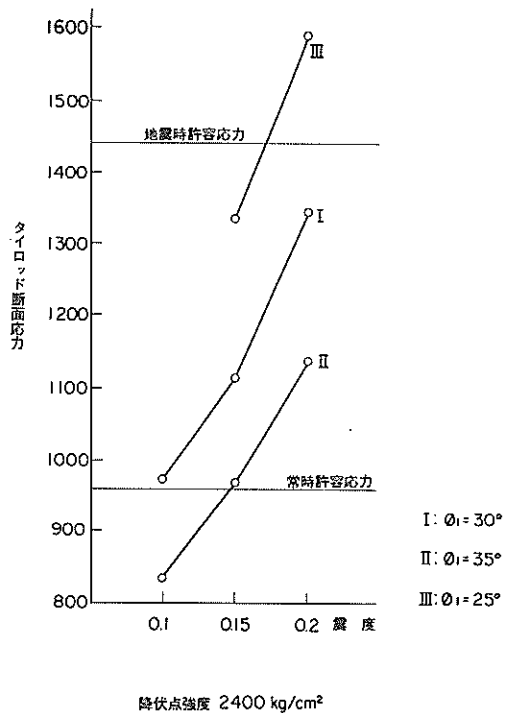


図2.5.8 花咲港 - 4.5m岸壁 (矢板式) タイロッド断面応力

これは被災のない事実と一致する。

c. タイロッド断面応力

図2.5.8にタイロッド断面応力と震度との関係を示す。

裏込砂の内部摩擦角25度で震度0.2の場合、タイロッド断面応力は1593kg/cm²となり地震時許容応力1440kg/cm²以上となるが、降伏点強度2400kg/cm²よりは小さく、来襲してきた震度を重力式と同様に0.195と考えれば被災のない事実と一致する。裏込砂が30度、35度の場合はこれよりも安全側である。

裏込砂が液状化する場合には、液状化層以外の裏込の内部摩擦角 ϕ_1 を30度とした場合、液状化層厚 t が0.1mで1836kg/cm²、 $t=4.5$ mで2070kg/cm²、 $\phi_1=25$ 度とした場合 $t=0.1$ mで2005kg/cm²、 $t=4.5$ mで2095kg/cm²となり、いずれも降伏点強度2400kg/cm²よりは小さい。これは被災のない事実と一致する。

③ 控え工の検討

③-1 概要

図2.5.9に控え工の詳細図を示す。形式は控え版と控え杭を兼用したもので、杭は直径18cmの木杭(材質はアカマツ)2本を使用しており、各々80cmピッチに千鳥に打ちこまれている。アカマツの力学強度を表2.5.3に示す。木材の特徴としてバラッキが非常に大きいので、ここでは平均値を対象に検討することとするので、圧縮強さ、引張強さとしておよそ500kg/cm²、曲げ強さとして700kg/cm²をとれるものとする。なおアカマツの木杭材としての許容圧縮応力度は常時50kg/cm²、異常時75kg/cm²である。

前述したように被災の状態が突堤先端部、突堤つけ根部および非突堤部で異なる。これらのどれにもタイロッド・矢板断面および根入れ部分の破壊は認められないことから、いずれも控え工の移動による被災であり、これらの相違は移動量の差によるものと考えられる。控え工の移動量を左右するのは外力としてのタイロッド張力と裏込め状態である。タイロッド張力も裏込め状態を変数にもつことから、地震による裏込め状態の変化が被災の相違の根本原因

表2.5.3 木材の強さ(アカマツ)

圧縮強さ(繊維に平行)	平均	515 kg/cm ²
引張	"	574 "
曲げ強さ	"	734
せん断強さ	"	82 kg/cm ²

許容圧縮応力度

常時	50 kg/cm ²
異常時	75 kg/cm ²

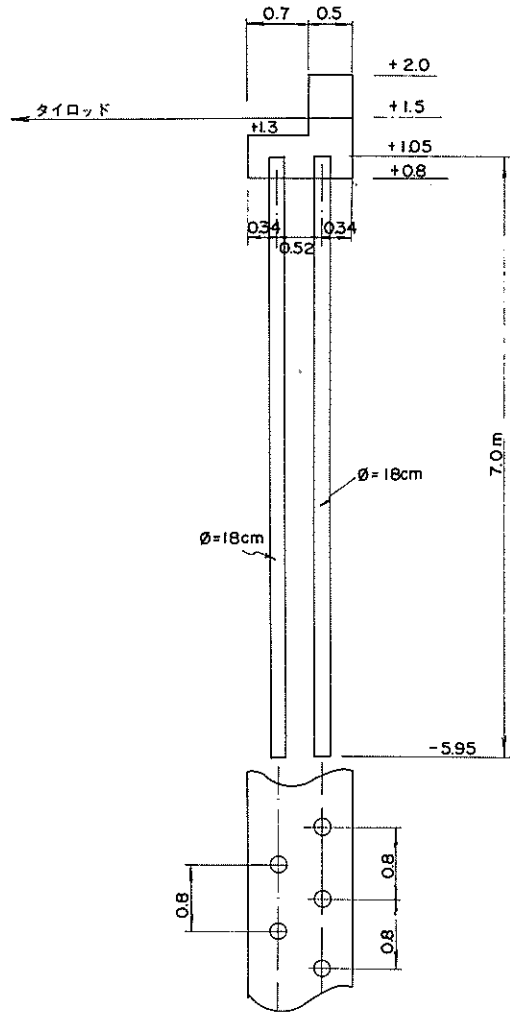


図2.5.9 花咲港-4.5m岸壁(矢板式)控え工の詳細図

としてあげられよう。ここでは、地震動による裏込めの状態変化を内部摩擦角の変化および液状化の発生とその厚さでとらえ、この場合に発生する外力に対して控え工がどのような移動量を起すかを現行設計法で検討し、実際の被災例と比較してみよう。

控え工は控え版と控え杭の組合せからなっているため控え杭の抵抗を無視した控え版のみの場合の安定計算をまず行う必要がある。

③-2 控え版の安定

控え版に作用する力は図2.5.10に示すとおりである。ここに①は主働土圧、②は受働土圧、③はタイロッド張力、④は質量力、⑤は重力、⑥は摩擦力、⑦は杭からの作用力、⑧は地盤反力である。しかし、控え版の下端A Bでは長年

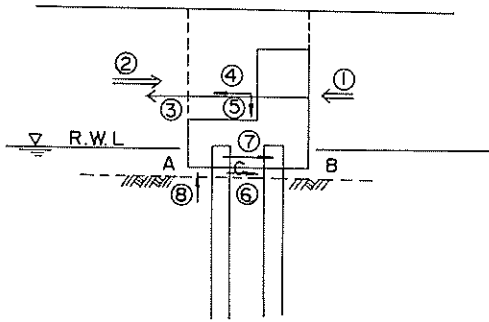


図2.5.10 花咲港 - 4.5 m 岸壁 (矢板式)
控え版に作用する力

の沈下のため控え版と砂面とが接していないと考え、⑥と⑧は無視する。このとき滑動の安全率は次のようになる。

$$\text{滑動の安全率} = \frac{\text{主働土圧} + \text{タイロッド張力} + \text{質量力}}{\text{受働土圧}}$$

これが 1.0 を割ると杭に力が作用し、杭の横抵抗⑦で全体の安定が保たれることになる。

いま裏込めの内部摩擦角が 30 度と 35 度 の場合について検討を行なってみよう。

表 2.5.4 に控え版の設置位置の計算結果を示す。ここで

L は控え版前面の受働土圧を減少させないで済む最小の設置距離である。結果を図 2.5.11 に示す。これよりわかるように裏込めの内部摩擦角 30 度、震度 0.2 の場合を除くと、法線から控え版位置までの距離が規定より長く、またこの場合もほとんど等しい。よってどのケースにおいても控え版前面に作用する受働土圧は 100% 考慮できるとする。

表 2.5.5 に控え版に作用する力の大きさと、滑動の安全率を示す。また同時に、控え版を滑動させようとする力が受働抵抗を上回った場合に生ずる「杭に作用する水平力」を示してある。これによると、裏込めの内部摩擦角が 35 度で震度が 0.1 と 0.15 のときは、滑動安全率が 1.0 を上回り控え杭の検討を行う必要がない。他の場合は控え版のみで安定を維持することは出来ず、控え杭に力が作用することになる。このことは内部摩擦角が 25 度の場合にも当然のことながら成立する。

③-3 控え杭の安定の検討

a. 外力の計算

控え版が滑動安全率 1.0 を割ると控え杭に力が作用するがこのとき若干の水平移動がおこるはずである。このとき、版が移動しても受働抵抗が受働土圧一杯に作用する場合 (A ケース) と、受働土圧を越えると急激に土による受働抵抗が減少し無視できる場合 (B ケース) の両者が考えら

表 2.5.4 花咲港 控え版の設置位置の検討

内部摩擦角	震度	主働崩壊角 ($\delta = 15^\circ$)	受働崩壊角 ($\delta = 0^\circ$) ζ_p
30°	0.1 (0.2)	51.6° (45.3°) (ζ_{a2}) (ζ_{a1})	28.4°
	0.15 (0.3)	48.6° (37.8°)	27.5°
	0.2 (0.4)	45.3° (28.8°)	26.5°
35°	0.1 (0.2)	55.4° (49.9°)	26.4°
	0.15 (0.3)	52.7° (43.6°)	25.7°
	0.2 (0.4)	49.9° (36.4°)	25.0°

() 内は残留水位面下

$$L = 5.5 \times \frac{1}{\tan \zeta_{a1}} + 1.4 \times \frac{1}{\tan \zeta_{a2}} + 1.4 \times \frac{1}{\tan \zeta_p}$$

	震度	ζ_{a1}	$5.5 / \tan \zeta_{a1}$	ζ_{a2}	$1.4 / \tan \zeta_{a2}$	ζ_p	$1.4 / \tan \zeta_p$	L
30°	0.1	45.3	5.443	51.6	1.110	28.4	2.589	9.142
	0.15	37.8	7.091	48.6	1.234	27.5	2.689	11.014
	0.2	28.8	10.00	45.3	1.385	26.5	2.808	14.193
35°	0.1	49.9	4.631	55.4	0.966	26.4	2.820	8.417
	0.15	43.6	5.776	52.7	1.066	25.7	2.909	9.751
	0.2	36.4	7.460	49.9	1.179	25.0	3.002	11.641

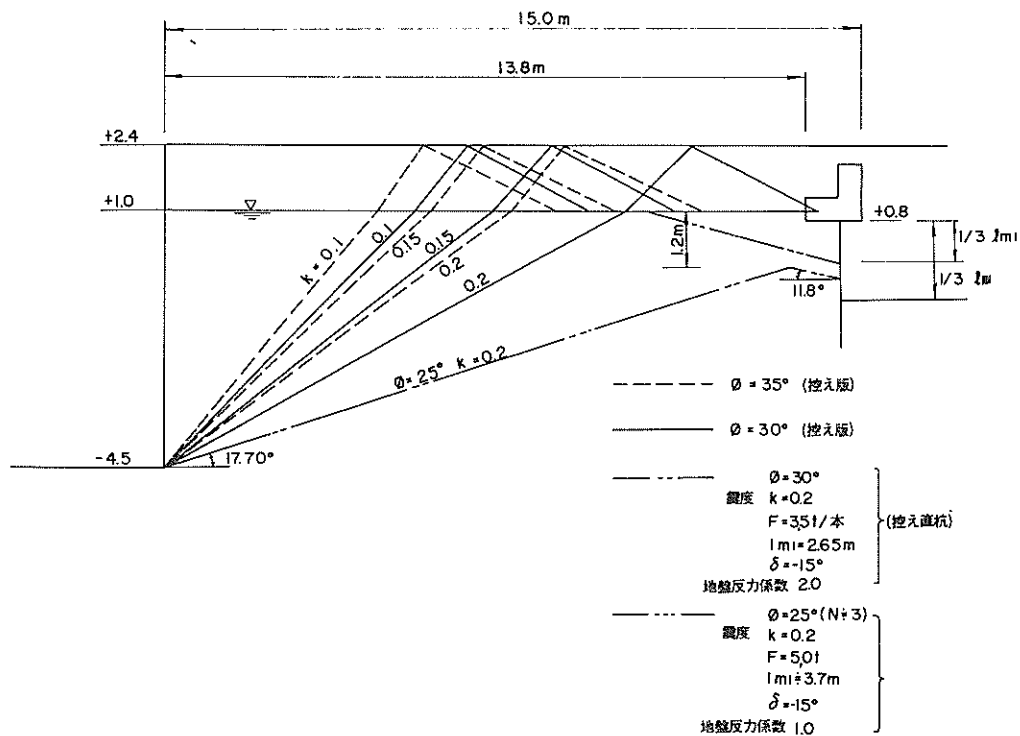


図2.5.11 花咲港-4.5m岸壁(矢板式) 控え版の設置位置

表2.5.5 控え版に作用する力と滑動の安全率

震度	主働土圧 ① t/m	タイロッド張力 ② t/m	質量力 ③ t/m	合計 ④ t/m	受働土圧 ⑤ t/m	杭に作用する 水平力 ⑥ t/m	滑動の安全率 ⑦
0.1	0.784 (0.654)	5.854 (5.021)	0.299 (0.299)	6.937 (5.974)	5.997 (7.433)	0.94 (-1.459)	0.86 (1.24)
0.15	0.886 (0.741)	6.794 (5.818)	0.448 (0.448)	8.128 (7.007)	5.763 (7.182)	2.365 (-0.175)	0.71 (1.02)
0.2	1.008 (0.842)	8.074 (6.849)	0.598 (0.598)	9.680 (8.289)	5.514 (6.919)	4.166 (1.370)	0.57 (0.83)

⑥=④-⑤ () 外は $\phi=30^\circ$
 ⑦= $\frac{⑤}{④}$ () 内は $\phi=35^\circ$

れるので両者について検討を行うこととする。後者では主働土圧も無視する。

Aケース

杭に作用する水平力=(主働土圧+タイロッド張力+質量力)-受働土圧

Bケース

杭に作用する水平力=タイロッド張力+質量力

外力の計算は震込めに液状化が生起する場合とそうでない場合について行う。前者は液状化層以外の部分の内部摩擦角が25度と30度の場合について、後者は震込めの内部摩擦角が30度と35度の場合について行う。これらの場合について杭1本あたりに作用する力を表2.5.6に示す。

これによると、液状化を考えない場合、震度0.2、震込めの内部摩擦角30度の場合、Aケースで1.7t/本、Bケ

表2.5.6 控え杭1本あたりに作用する力

	No.	震度	裏込め内部 摩擦角 *	液状化層厚	タイロッド力 ①	質量力 ②	合計 ③=①+②	Bケース④ 杭1本当り 作用力	Aケース⑤ 杭1本当り 作用力
					t/m	t/m	t/m	t/本	t/本
液状化を 考えない	1	0.1	30°	—	5.854	0.299	6.153	2.461	0.376
	2	0.15	30°	—	6.794	0.448	7.242	2.897	0.946
	3	0.2	30°	—	8.074	0.598	8.672	3.469	1.666
	4	0.2	35°	—	6.849	0.598	7.447	2.979	0.548
液状化を 考える	5	0.2	25°	0.1 m	12.056	0.598	12.654	5.062	—
	6	0.2	25°	4.5 m	12.60	0.598	13.198	5.279	—
	7	0.2	30°	0.1 m	11.038	0.598	11.636	4.654	—
	8	0.2	30°	4.5 m	12.450	0.598	13.048	5.219	—

$$④ = ③ \times 2^{-1} \times 0.8$$

$$⑤ = [\text{表 2.5.5 の⑥}] \times 2^{-1} \times 0.8$$

* : 液状化を考える場合液状化層以外の裏込めの内部摩擦角

ースで 3.5 t/本 程度となる。震度 0.2、裏込めの内部摩擦角 35 度 のとき A ケースで 0.5 t/本、B ケースで 3.0 t/本 であることがわかる。液状化を考える場合は、震度 0.2 を一定とし B ケースのみを取り上げるとして、液状化層以外の裏込めの内部摩擦角 $\phi_1 = 25^\circ$ 、液状化層厚 $t = 0.1$ m のとき 5.1 t/本、 $\phi_1 = 25^\circ$ で $t = 4.5$ m のとき 5.3 t/本となり、 $\phi_1 = 30^\circ$ で $t = 0.1$ m のとき 4.7 t/本、 $\phi_1 = 30^\circ$ で $t = 4.5$ m のとき 5.2 t/本となる。なおタイロッドが被災していないことから、タイロッドに作用した張力はタイロッド 1 本当りの降伏張力 2.31 t/本 をこえていない。このことから、控え杭一本に作用する最大力は 5.8 t/本 をこえることがないといえる。

b. 控え杭の挙動の解析

控え杭の挙動の解析方法は港研方式によることとし、頭部埋込み完全固定の単杭の集合と考え、かつ載荷高 0 の場合について行う。地盤は C 型地盤を採用する。頭部埋込み完全固定の仮定は控え版のコンクリートの剛性が木杭より十分大きいことから成立する。

杭の挙動は杭の剛性を一定とし長杭と仮定すれば、作用力と地盤の反力係数により変化する。この場合の基本式は以下のとおりである。⁸⁾

$$y_{\text{top}} = 0.47064 (EI)^{-\frac{2}{5}} (BKc)^{-\frac{6}{5}} F^{\frac{8}{5}}$$

$$M_{\text{top}} = 0.65613 (EI)^{-\frac{1}{5}} (BKc)^{-\frac{2}{5}} F^{\frac{5}{6}}$$

$$l_{m_1} = 3.9171 (EI)^{\frac{1}{5}} (BKc)^{-\frac{2}{5}} F^{\frac{1}{5}}$$

ここに EI は杭の曲げ剛性 (5.15×10^8 kg/cm²)、 B は

杭幅 (cm)、 Kc は地盤の横抵抗定数 (kg/cm^{2.5})、 F は作用力 (kg) であり、 y_{top} は杭頭変位量 (cm)、 M_{top} は杭頭曲げモーメント (kg·cm)、 l_{m_1} は曲げモーメント第一零点の外力の作用点からの深さ (cm) である。 Kc は B が 20 cm 以上の場合 B の大きさに無関係とされているが、ここでは $B = 18$ cm でもこのことが成立するとする。

Kc と N 値との関係は久保によるものと港湾構造物設計基準によるものがあり表 2.5.7 に示す。ここでは、 N 値が 0.3 と 0.5 は久保のものを、 N 値が 1.0 ~ 9.0 のものは設計基準に準じる。

以上の式では載荷高 0 の仮定をおいたが、これが成立するためには現行設計法では矢板壁からの主働崩壊面と杭からの受働崩壊面 (杭頭部の下方 $l_{m_1}/3$ を発点とする) との交点が杭頭部を横切る水平面より上になければならない。⁹⁾

表 2.5.7 N 値と Kc との関係

N	Kc kg/cm ^{2.5}
0.3	0.2
0.5	0.3
1.0	0.5
3.0	1.0
6.0	1.6
9.0	2.0

もしもその交点が下にあればその交点を通る水平面を仮想地表面と考えなければならず、従って載荷高が存在することになる。しかしこれは、杭頭部を横切る水平面より上に土被りが存在しない場合の実験結果からの推測であり、実際には厚さ 1.5 m 近くの土被りがあるので若干下方に交点があってもこの仮定は成立するものと考えられる。

図 2.5.11 には表 2.5.6 の No. 3 のケース、すなわち裏込めの内部摩擦角 30 度、震度 0.2、作用力 3.5 t/本、壁面摩擦角 -15 度 の場合の載荷高の検討が示されている。この場合には横抵抗定数を 2.0 とすると $l_{m1} = 2.65$ m をうる。杭頭部の高さから $1/3 l_{m1}$ おりた点から受働崩壊線をひいても、矢板壁海底面から引いた震度 0.2、内部摩擦角 30 度の主働崩壊と杭頭部の高さより下では交わらない。従ってこの No. 3 のケースでは載荷高 0 の仮定は成立する。このことは No. 1, 2, 4 のケースにもあてはまる。液状化を考える場合でも No. 7 については液状化層が非常に微小であることから同様なことがいえる。しかし No. 5 の場合、すなわち裏込内部摩擦角が 25 度 (N 値が 3 に相当する) で作用が 5.0 t 程度 のときは図 2.5.11 に示すように、矢板壁からの崩壊面と杭からの崩壊面との交点は杭頭部の高さより 1.2 m 下方にある。実際には土被り (1.5 m) のため、このレベルより高いところに仮想地表面があると思われるが、正確には求められない。また、No. 6, No. 8 のように液状化厚が 4.5 m もある場合には当然のことながら載荷高 0 の仮定は成り立たない。したがって載荷高 0 の仮定で挙動を追跡する際、No. 6, No. 8 の場合はあくまで参考の域を出ない。

長杭の指標として通常の設計では $1.5 l_{m1}$ が用いられるが、久保によると $1.5 l_{m1} \sim l_{m1}$ までの長さでも挙動はほとんど長杭と同様であり、 l_{m1} 以下は短杭の取扱が望ましいとされている。ここでは挙動の解析を行う関係上、 l_{m1} を長杭指標と考えることにする。

図 2.5.12 は杭の剛性 EI と杭に作用する力 F および地盤の N 値を与えたときの $1.5 l_{m1}$ と l_{m1} の値を求めた結果を図示したものである。ここに EI として 5.15×10^8 kg cm^2 をとっている。

この図によると実際の控え杭の根入長は 6.8 m であるので長杭指標を $1.5 l_{m1}$ にとると、 N 値 = 1.0, $F = 3.0$ t 程度まで長杭とみなせるが、長杭指標を l_{m1} にとると、 $F = 7.0$ t までなら N 値が 0.5 以上が長杭とみなせ、 $N = 0.3$ でも $F = 4.0$ t まで長杭とみなせる。但し、これらは矢板壁による主働崩壊領域が杭の挙動に影響を与えない場合のもので、前述した載荷高を考慮して始めて実際の長杭の可否をいえる。なお、前述したように控え杭に作用する最大力は 6 t/本 程度と考えられる。以上のことから内部

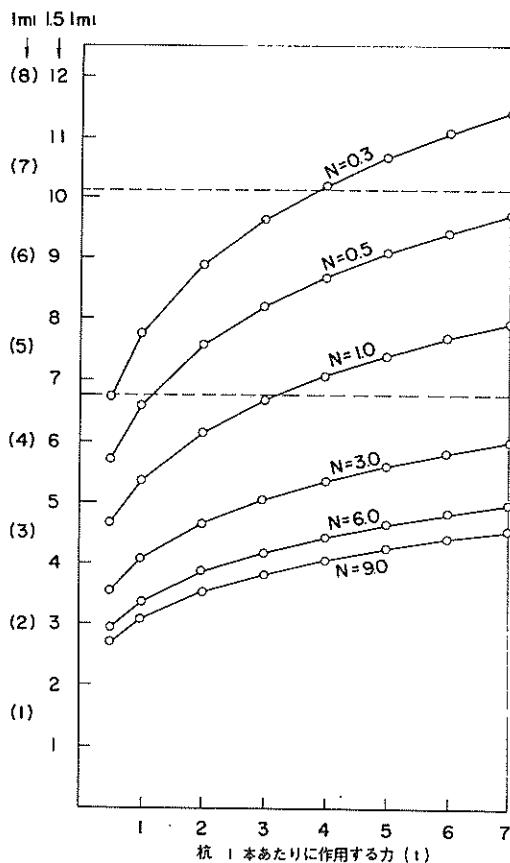


図 2.5.12 花咲港 - 4.5 m 岸壁 (矢板式) $l_{m1} \sim F \sim N$

摩擦角 25 度 程度の場合には長杭とみなせよう。

図 2.5.13 に長杭と仮定される場合、杭の剛性 EI と作用力 F および N 値を与えた場合に杭に発生する最大断面応力を示す。すでに表 2.5.3 に示したようにアカマツの曲げ強さは平均的に 700 kg/cm² であり、したがって平均的には図のどのケースにおいても破壊に至らないことがしれる。実際、控え杭の破壊は報告されていない。

図 2.5.14 は杭を長杭と仮定したとき、杭の剛性 EI と作用力 F および地盤の N 値を与えて杭頭部の水平変位量を求めたものである。図 2.5.12 より杭長 6.8 m が長杭とみなせる範囲がわかるのでそれをこの図におとしてある。

ここで、この図を用いて表 2.5.6 の各ケースの変位量を求めてみよう。

まず、No. 3 の場合、すなわち震度 0.2、裏込めの内部摩擦角 30 度 ($N = 9 \sim 6$) で液状化をおこさない場合には、A ケースのとき 3 mm 程度、B ケースのとき 1 cm 程度の水平変位量をおこすことがわかる。この震度と内部摩擦角で、液状化をごく薄い層で起す場合 (表 2.5.6 の No.

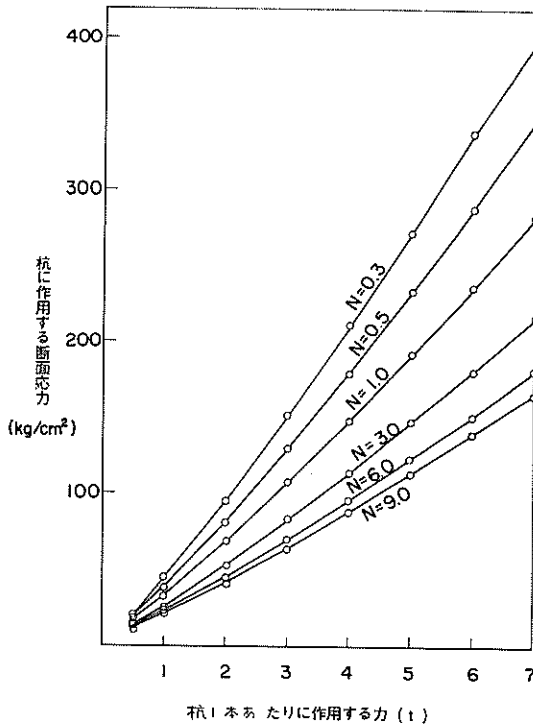


図2.5.13 花咲港 - 4.5 m 岸壁 (矢板式)
圧力 $\sigma \sim F \sim N$

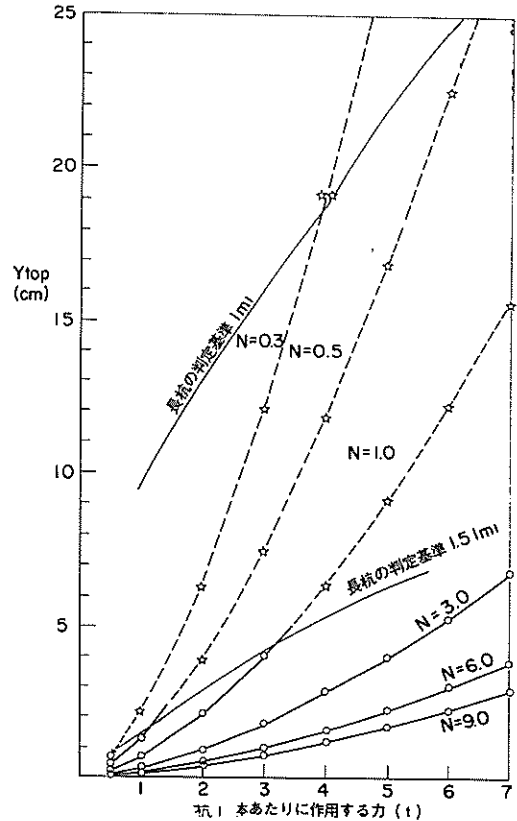


図2.5.14 花咲港 - 4.5 m 岸壁 (矢板式)
変位 $Y_{top} \sim F \sim N$

7) は 1.5 cm 程度となる。

震度 0.2、裏込めの内部摩擦角 25° ($N=3.0$) で液状化をごく薄い層で起す場合 (表 2.5.6 の No.5) には 4 cm 程度の変位を示す。前述したようにこの場合には仮想地表面が杭頭部より下方にあり、載荷度が若干存在すると思われるので、実際にはもう少し大きな変位が生じてよい。

さて以上の結果から被災例の挙動について考えてみよう。

突堤部の土質は微細砂をポンプ浚渫し埋立てたものであり、内部摩擦角は 30 度 ~ 25 度の値がとれよう。非突堤部は山土であり内部摩擦角は不明であるが 30 度 ~ 35 度の値がとれるとする。

これらの土が地震動によりどの程度内部摩擦角を減少させるかについては、粒度組成や内部摩擦角の大きさおよび地震動の性質などにより異なり、現在の段階では合理的な推定方法はみつからない。ただ噴砂の発生がみられており液状化が生じたことは事実であり、このことは地盤の弱화가現実におこることを示すものである。

非突堤部では 6 月 17 日の地盤では、はらみ出しが認められなかった。いま重力式の被災震度から震度 0.2 の場合をとりあげ、図 2.5.14 の $N=9.0$ に沿って考える。裏込めの内部摩擦角が 35 度とすると A ケースの場合 1 mm 以

下、B ケースの場合 8 mm 以下となる。裏込めの内部摩擦角が 30 度とすると A ケースの場合 3 mm、B ケースの場合 10 mm である。どの場合においても変位量は小さく、この程度の現象ゆえに控え工の移動はおこらず、はらみ出しは認められなかったのであろう。6 月 24 日の 20 cm のはらみ出しは 6.80 m の根入長に比べると小さいことから長杭挙動と考えられるとすれば、液状化により載荷高が出現し大きな変位量を示したものであろう。

突堤のつけ根付近では 6 月 17 日の地震で 10 cm ほどのはらみ出しがあった。根入長 6.80 m に対し 10 cm のはらみ出し量であるから長杭挙動と考えてよいであろう。いま内部摩擦角 25 度に対応する N 値を 3 程度とし、この地盤で若干の液状化現象が生じた場合 (表 2.5.6 の No.5) の変位量は図 2.5.14 によると約 4 cm である。はらみ出し量と若干へだたりがあるため、この場合も更に深い載荷高即ち液状化層を仮定しなければならぬ。

突堤の先端部分では 6 月 17 日の地震で 1 m を越えるはらみ出しがあった。根入長 6.80 m に対してこのはらみ出

- 3.0 m ~ -6.3 m まで細砂で N 値 = 4 ~ 10, -6.3 m ~ -7.4 m までは砂礫で N 値 = 15 ~ 45 である。したがって根入部分の内部摩擦角は 30 度と 35 度 で検討することにする。

解析条件は

前面水位	+ 0.7
残留水位	+ 1.0
海底面	- 3.0
上載荷重	なし
震 度	0.1, 0.15, 0.2 の 3 ケース

とする。

解析方法は -4.5 m 岸壁と同様とする。すなわち裏込め下方地盤の内部摩擦角 $\phi_3 = 35$ 度 を一定とし、裏込めの内部摩擦角 ϕ_1 と前面地盤の内部摩擦角 ϕ_2 の組合せ (ϕ_1, ϕ_2) で (30, 30), (35, 35), (30, 35) の三通りの場合について検討を行う。震度は各々の場合につき、0.1, 0.15, 0.2 について行う。表 2.5.8 はこれらの計算結果を示したものである。

また裏込砂の液状化は、液状化層以外の裏込の内部摩擦角を 30 度、前面地盤の内部摩擦角は 30 度と 35 度 の 2 通り、震度はすべて 0.2 の場合について液状化層の厚さを変化させて検討を行う。表 2.5.9 はこれらの計算結果を示したものである。

図 2.5.16 は根入れの安全率と震度との関係を示すもので裏込の内部摩擦角 $\phi_1 = 30$ 度、前面地盤の内部摩擦角 $\phi_2 = 30$ 度 のとき安全率 1.0 を切る震度は 0.155 である。

震度 0.2 のときの安全率は 0.75 である。 $\phi_1 = 30$ 度、 $\phi_2 = 35$ 度 の場合は震度 0.2 でも安全率 1.0 を上回る。

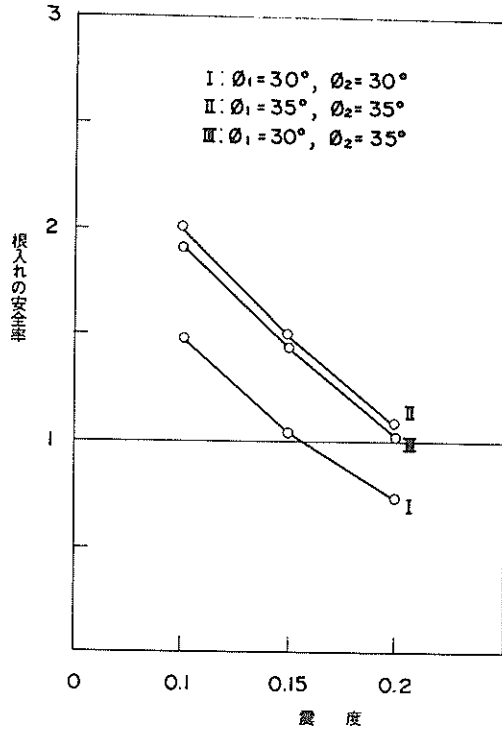


図 2.5.16 花咲港 - 3.0 m 物揚場 (改良) 根入れ安全率

表 2.5.9 花咲 - 3.0 m 物揚場改良 裏込砂の流動化による矢板の挙動

震度	前面地盤の内部摩擦角	裏込めの内部摩擦角 (流動部分外)	流動化した砂の厚さ	根入れの安全率	仮想梁法での海底面支点反力	タイロッド 1 本当り張力 (断面応力)	矢板に発生する最大曲げモーメント M_{max}	M_{max} の発生位置	矢板の曲げ応力度
	度	度	m		t/m	t/本	t·m/m	m	kg/cm ²
0.2	30 (35)	30	0.1	0.553 (0.786)	9.77	11.12 kg/cm ² (1092)	9.66	2.08	1110
0.2	30 (35)	30	1.5	0.514 (0.729)	10.72	12.00 (1179)	10.63	2.08	1221
0.2	30 (35)	30	2.0	0.502 (0.713)	10.98	12.14 (1193)	10.84	2.07	1246
0.2	30 (35)	30	2.5	0.492 (0.698)	11.19	12.23 (1202)	10.96	2.06	1260
0.2	30 (35)	30	3.0	0.483 (0.685)	11.36	12.27 (1205)	11.03	2.05	1267
0.2	30 (35)	30	3.5	0.474 (0.673)	11.46	12.29 (1207)	11.06	2.05	1270

タイロッド 1 本当りの降伏張力 24 t/本 (SS41)
 矢板の降伏曲げ応力度 3000 kg/cm²
 流動化を考えない場合のタイロッド張力 ($\phi = 30^\circ, k = 0.2$) 8.0 t/本

液状化の場合は $\phi_1 = 30$ 度、 $\phi_2 = 30$ 度、液状化層 $t = 0.1$ m で根入れの安全率 $S.F.$ は 0.553、 $\phi_1 = 30$ 度、 $\phi_2 = 35$ 度、 $t = 0.1$ m のとき $S.F. = 0.786$ である。 $\phi_1 = 30$ 度、 $\phi_2 = 30$ 度、液状化層 $t = 3.5$ m のとき $S.F. = 0.474$ 、 $\phi_1 = 30$ 度、 $\phi_2 = 35$ 度、 $t = 3.5$ m のとき $S.F. = 0.673$ である。

実際には液状化が生じたものと考えられる。このとき計算上は根入れ破壊が生ずる筈であるが、現実は無被災であり、したがって根入れの安定計算法は安全側であることがわかる。

図 2.5.17 は矢板に発生する最大曲げ応力度を示すもので液状化しない場合には常時許容応力度 1800 kg/cm^2 に達しないことがわかる。液状化する場合は表 2.5.9 によれば液状化層が 3.5 m でも 1270 kg/cm^2 程度しかならず、やはり常時許容応力度にも達しない。実際にも矢板の破壊は認められていないことから、現実と一致するといえる。

図 2.5.18 はタイロッド断面応力を示すもので、これも液状化をおこさない場合には常時許容応力 960 kg/cm^2 に達せず、液状化をおこす場合は、厚さ 3.5 m で 1200 kg/cm^2 となり、常時許容応力はこえるが地震時許容応力 1440 kg/cm^2 より小さく、被災のない事実と一致する。

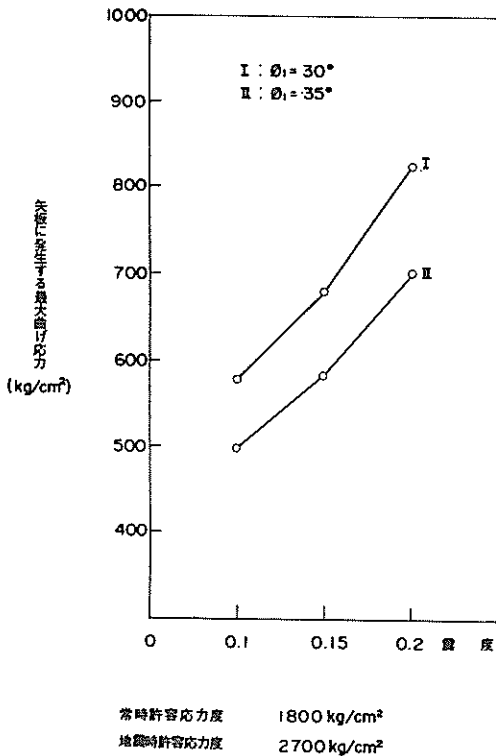


図 2.5.17 花咲港 - 3.0 m 物揚場 (改良) 矢板曲げ応力度

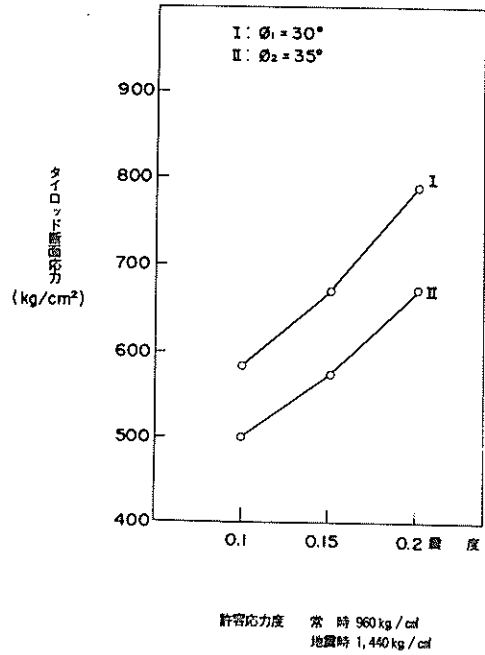


図 2.5.18 花咲港 - 3.0 m 物揚場 (改良) タイロッド断面応力

控え工は旧防波堤上部工に取付けてあり十分安全と考えられる。

以上のことからこの物揚場が裏側の -4.5 m 岸壁のような被災を生じなかった原因は控え工の差に基くものと思われる。

2.5.2 矢板構造物のまとめ

(1) 重力式から求められた被災震度を矢板式にも適用すると、裏込砂の液状化を考慮しても、-4.5 m 岸壁、-3.0 m 物揚場とも、矢板断面応力・タイロッド断面応力は降伏応力度より小さい。これは現実に被災のないことと一致する。

-3.0 m 物揚場でみられるように、控え工が十分に強い場合には、理論上の地震時土圧より大きな土圧が作用するといわれ、また施設の破壊がタイロッドの切断で生起するため控え工の移動にもとずく被災よりはるかに大きな事故につながると思われる。このため、このような形式では設計時にタイロッドの安全率をかかめることが行なわれるが、この -3.0 m 物揚場から判断すると、計算上えられる応力が地震時許容応力 (降伏応力の 60%) より小さければ被災は起らないようである。

(2) 根入れは計算上おこる筈であるが実際にはおきていないので、この計算方法は安全側といえる。

(3) -4.5 m岸壁と-3.0 m物揚場の被災の差は控え工の強さに原因すると思われる。すなわち、前者の場合は、裏込が地震動により弱化するいは液状化すると、控え杭に大きな載荷高が存在するような現象をおこし、短杭挙動に近づいて杭頭変位が大きくなるのに反し、後者の場合は控えが旧防波堤そのものであるから不動である。

3. 1968年十勝沖地震被災施設の検討

3.1 概要

ここでは根室半島沖地震による重力式係船岸の被災例に適用した検討方法、すなわち被災震度の推定を、1968年十勝沖地震による被災施設にも応用した結果を示す。またこの被災震度を用いて鋼矢板セル式けい船岸及び矢板式けい船岸の被災を考察してみる。

資料は、港湾技研資料No.93「1968年十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討」¹⁰⁾に載っている計算結果を使用するものとする。

検討対象港は、青森港、八戸港、函館港および室蘭港の4港である。

これらの港の施設の詳細は上述の文献をみて頂くとして、ここでは標準断面図および判断に必要な最小限の情報をのせるにとどめる。表3.1.1には重力式の場合の各施設毎の堤体形式、延長、完成年、隅角部の有無および被災状況をまとめて示してある。

3.2 重力式構造物

被災震度を推定するためには滑動震度と偏心傾斜震度を求めておかねばならないが、前者は上述の文献から値を読むことができる。このとき用いられた裏込の内部摩擦角は2.3(5)の規準で決められている。偏心傾斜震度は上述の文献にはのっていないので、今回新たに計算したが、内部摩擦角の決定方法は滑動の場合と同様である。その計算結果はのちほど各施設毎にのべる。これらの内部摩擦角、滑動

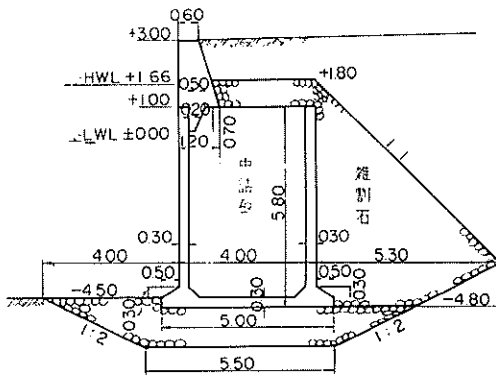


図3.1 室蘭港西1号ふ頭-4.5m 標準断面図

震度、偏心傾斜震度の値を各施設毎にまとめて表3.1.1に示す。また地盤反力の値も参考のため同時にのせておく。

3.2.1 室蘭港

室蘭港では強震計の記録がとれており、南北成分203ガル、東西成分143ガル、上下成分78ガル、合成した水平最大加速度は218ガルである。

(1) 西1号ふ頭西側-4.5m岸壁

図3.1に標準断面図を示す。

図3.2に偏心傾斜震度を決定するためのグラフを示す。

この図より偏心傾斜震度=0.15をうる。なお滑動震度は0.173である。

被災状況の情報は法線はらみ出し量が平均15cmでかつ上部工はいくらか前傾している程度しかわからない。

図2.2.5の判断フローによると、前傾している事実より

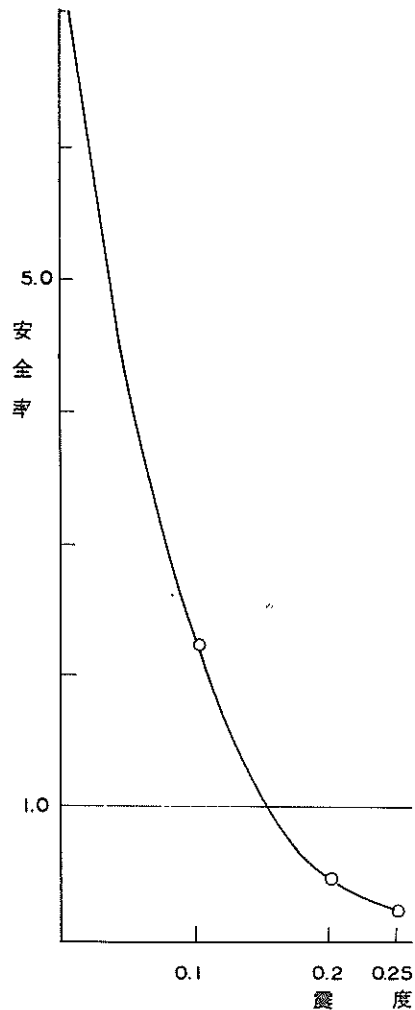


図3.2 室蘭港西1号ふ頭-4.5m 偏心傾斜

表 3.1.1 1968 年十勝沖地震被災震度の推定

名称と堤体の形式	延長	完成年	隅角部	被害状況	捨石層φ	裏込φ
函 館 港	m				度	度
①中央埠頭北側 - 9.0m ケーソン	60	S29	隅角部	3~5cm 程度張り出し舗装との間に約 2cm のすき間が生じた	不明	40
			以外	なし	・	・
②中央埠頭北側 - 9.0m ブロック	111	S29	隅角部	なし	不明	40
			以外	なし	・	・
八 戸 港						
③鮫地区 - 5.0m 岸壁ケーソン	149.0	S40	なし	なし	40	40
④白銀埠頭先端護岸ブロック (-2.85)	170.0	S34	隅角部	上部コンクリートとエプロン間の隙間が 5cm 段差が 6cm	40	40
			以外	隙間が 2~3cm	・	・
⑤鮫地区 4 号物揚場ブロック (-2.7)	129.65	S13	スリップの奥	なし	40	40
青 森 港						
⑥中央埠頭 3 千トンブロック (-7.5)	115	S29	隅角部 2ヶ所	上部コンクリート沈下、法線はらみ出し共に若干目地あき 5~10cm (隅角部かどうか不明)	40	40
⑦浜町埠頭 - 5.5m ブロック	190m のある部分	S38	なし	法線沈下約 40cm 法線はらみだし約 30cm 目地あき 10cm	40	40
⑧浜町埠頭 - 5.5m ケーソン	190m のある部分	S38	なし	法線沈下 25cm 程度 はらみ出し 8cm 程度 目地あき 4cm	40	40
⑨堤川左岸 - 2.5m 物揚場ブロック式	460	S27	不明	法線はらみ出し最大 30cm 沈下量最大 15.4cm 上部工の傾斜著しい所で 4°	40	35
室 蘭 港						
⑩西 1 号埠頭西側 - 4.5m ケーソン	166	S33	なし	法線はらみ出し量 15cm 上部工がいくらか前傾	40	40
⑪西 1 号埠頭西側 - 5.5m ケーソン	166	S34	あり	法線はらみ出し 13~57cm (非隅角部) 上部工の前傾 最大約 2° (隅角部かどうか不明)	40	40
⑫西 2 号埠頭西側 - 7.5m ケーソン	257	S36	あり	全延長にわたって弓なりに法線がはらみだしており基部から 30m 付近で最大 55cm、平均 40cm 上部工の前傾の有無は不明	40	40
⑬富士鉄埠頭甲種ケーソン (-9.0m)	700	S36	なし	はらみ出し最大値 120cm 上部工前傾 3°	40	35
⑭富士鉄埠頭乙種 (-9.0m) 場所打コンクリート	400	S15	なし	はらみ出し量 20cm 上部工の傾斜 約 1° 以下	40	35

基礎地盤の状態とφ	滑動震度	偏心傾斜震度	地盤反力 t/m ²	被災挙動のタイプ	被災震度	備考
N > 10 以上のシルト質細砂	0.165	不明	k = 0.2 で 51.36	①' ③' ④' ⑤' ⑥' ⑦'	不明	沈下ないしは傾斜の事項がわからないために不明
"	0.165	"	"	⑩'	被 < 0.165	
N > 10 以上のシルト	0.158	不明		⑩'	被 < 0.158	
"	"	"		⑩'	被 < 0.158	
岩盤	0.168	∞	k = 0.15 で 70	⑩'	被 < 0.168	
細粒砂 φ = 35°	0.12	0.1	k = 0.2 で 33	①' ③' ④' ⑤' ⑥' ⑦'	0.1 < 被	滑動によるものか不明であるがとにかく被災をうけているので 0.1 < 被 が成立する
" φ = 35°	"	"	"	①' ③' ④' ⑤' ⑥' ⑦'	同上	
岩盤	0.12	∞	k = 0.2 で 58	⑩'	被 < 0.12	
φ = 30°	0.15	0.11	k = 0.2 で 70	①' ③' ⑤' ⑥' ⑦'	0.11 < 被	旧岸壁の前面 15m ④と同じことがいえる
N = 10 程度の砂地盤 φ = 35°	0.16	0.075	k = 0.1 で 55	③' ⑥' ₂ ⑦' ₂	0.075 < 被 < 0.145	転倒震度 = 0.145.
N = 10 程度の砂地盤 φ = 35°	0.190	0.14	k = 0.2 108	③' ⑥' ₂ ⑦' ₂	0.14 < 被	
堤川右岸の設計条件より φ = 30° の砂と思われる	0.16	0.14	k = 0.2 62	①'	0.14 < 被 < 0.16	被災震度は非隅角部のものかどうか不明
φ = 30°	0.173	0.15	k = 0.2 40.96	①' ③'	0.15 < 被 < 0.173	前傾角 1° と仮定
同上 φ = 30°	0.168	0.16	k = 0.2 48	⑤' ⑦'	0.168 < 被	被災震度は非隅角部のものかどうか不明
同上 φ = 30°	0.170	0.135	k = 0.2 54	①' ③' ④' ⑤' ⑥' ⑦'	0.135 < 被	
N = 5 ~ 7 程度の細砂 φ = 30°	0.170	0.16	k = 0.2 55	⑤' ⑦'	0.170 < 被	
同上 φ = 30°	0.175	0.19 (0.155)	k = 0.2 45	①' ③'	不明	滑動抵抗に前面根入れ部分の受働抵抗を考えている。基礎地盤の内部摩擦角を 25 度にとると偏心傾斜震度は 0.155 となる

被災形態は①, ③, ⑤, ⑦のいずれかであり、少くとも

偏心傾斜震度 < 被災震度

が成立するから

$0.15 < \text{被災震度}$ を得る。

いま上部工の前傾量は約1度程度と考えられるので式2.2.6より、堤体の傾斜量に見合うはらみ出し量Zは

$$Z = L \sin \theta + B \cos \theta - B$$

$$\approx 0.14 \text{ m}$$

これは実際のはらみ出し量とよく一致する。

∴ 被災形態: ①, ③

偏心傾斜震度 < 被災震度 < 滑動震度

∴ $0.15 < \text{被災震度} < 0.173$

(2) 西1号ふ頭西側-5.5m岸壁

図3.3に標準断面図を示す。

図3.4に偏心傾斜震度を決定するためのグラフを示す。

この図より偏心傾斜震度=0.16をうる。なお滑動震度は0.168である。

被災状況は非隅角部で法線はらみ出しが13~57cm, 上部工の前傾は非隅角部かどうか不明であるがもっとも大きな場所で約2度である。

図2.2.5の判断フローを使用する。式2.2.6で $L = 8.80 \text{ m}$, $B = 5.20 \text{ m}$, $\theta = 2 \text{ 度}$

$$Z = L \sin \theta + B \cos \theta - B$$

$$= 0.31 \text{ m} < \text{実際のはらみ出し量の最大値} 57 \text{ cm}$$

∴ 被災形態: ⑤, ⑦のいずれか。

偏心傾斜震度, 滑動震度 < 被災震度

∴ $0.168 < \text{被災震度}$

(3) 西2号ふ頭西側-7.5m岸壁

図3.5に標準断面図を示す。

図3.6に偏心傾斜震度を求めるためのグラフを示す。

この図より偏心傾斜震度0.135をうる。なお滑動震度は0.170である。

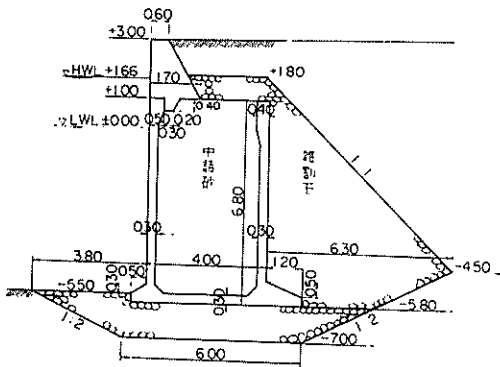


図3.3 室蘭港西1号ふ頭-5.5m 標準断面図

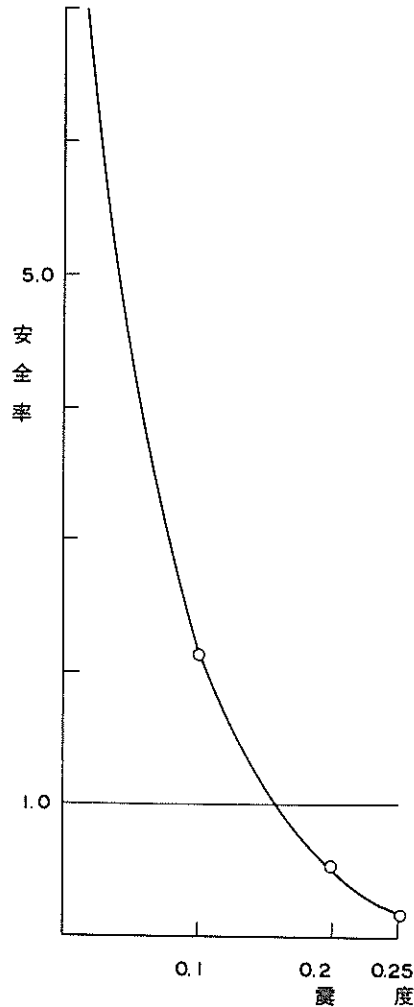


図3.4 室蘭港西1号ふ頭-5.5m 偏心傾斜

被災状況は全延長にわたって弓なりに法線はらみ出ししており、その値は基部から30m付近で最大約55cm、平均40cmである。上部工の前傾の有無についての情報はえられていない。

前傾量や沈下量の情程がないので、被災形態や各震度間の関係を求めることはできないが、とにかく被災があったことから $0.135 < \text{被災震度}$ 、ないしは $0.170 < \text{被災震度}$ のどちらか又は両者が成立しなければならない。したがって $0.135 < \text{被災震度}$

(4) 富士鉄埠頭 甲種岸壁 (-9.0m)

図3.7に標準断面図を示す。

図3.8に偏心傾斜荷重を求めるためのグラフを示す。

この図より偏心傾斜震度0.16をうる。なお滑動震度は0.170である。

被災状況は非隅角部ではらみ出し、最大120cm、上部工の前傾3度である。

図2.2.5の判断フローを使用する。式2.2.6で $L=13.0$ m, $B=7.65$ m, $\theta=3$ 度であるから

$$Z = L \sin \theta + B \cos \theta - B$$

$$= 0.67 \text{ m} < \text{実際のはらみ出し量の最大値 } 120 \text{ cm}$$

∴ 被災形態は⑤, ⑦のいずれか。

偏心傾斜震度、滑動震度 < 被災震度

$$0.170 < \text{被災震度}$$

(5) 富士鉄埠頭乙種(-9.0m)

図3.9に標準断面図を示す。

図3.10に偏心傾斜震度0.19をうる。なお文献10より読んだ滑動震度は0.160である。

被災状況は、はらみ出し量20cm、上部工の傾斜約1度である。

図2.2.5の判断フローを使用する。式2.2.6で、 $L=13.5$ m, $B=8.2$ m, $\theta=1^\circ$ のとき

$$Z = L \sin \theta + B \cos \theta - B$$

$$= 0.23 \text{ m}$$

この値は実際のはらみ出し量より若干大きい、ほとんど等しいと考えてよい。

∴ 被災形態は①, ③のいずれかと予想される。

偏心傾斜震度 < 被災震度 < 滑動震度

∴ $0.190 < \text{被災震度} < 0.160$

しかるにこの不等式は不合理である。

この原因を考えてみると、文献10の原計算では堤体の捨石層への根入れが1.0mに及ぶのに滑動抵抗の要素として受働抵抗を全く無視していることがあげられる。ちなみに、この効果を入れて滑動震度を計算してみると0.175をうる。偏心傾斜震度の算定にあたってはこの根入れの効果は考慮されている。室蘭港の他の施設の捨石層への根入れ量は大きくても50cmであり、この場合は無視しても

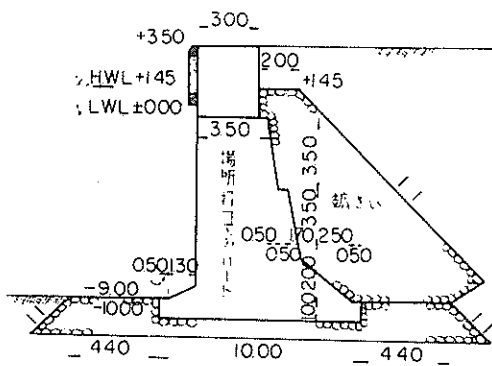


図3.9 室蘭港富士鉄ふ頭乙種標準断面図

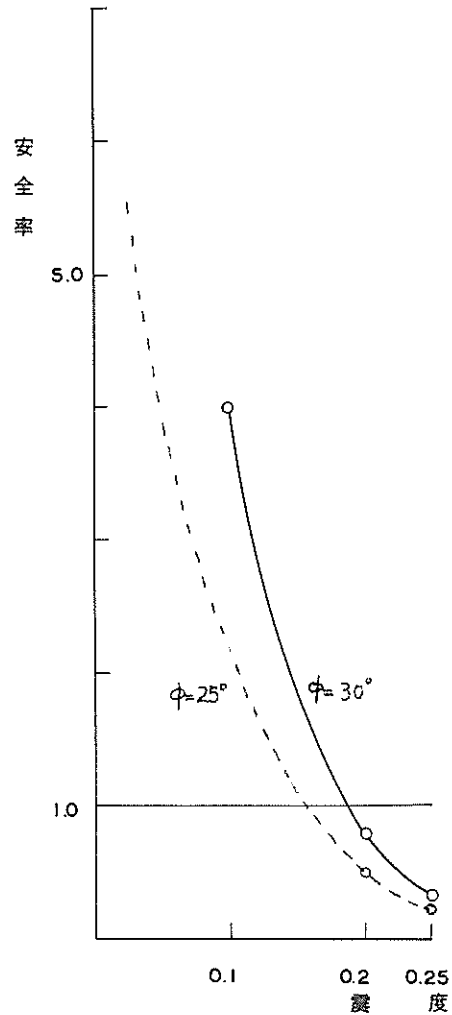


図3.10 室蘭港富士鉄ふ頭乙種偏心傾斜

よいであろう。

また偏心傾斜震度の算出では基礎地盤を $N=5\sim7$ 程度の細砂ということで内部摩擦角を30度とみなしているが、これを25度とみなすと偏心傾斜震度として0.155をうる。したがって、この場合には $0.155 < \text{被災震度} < 0.175$ が成立し、不等式も矛盾しない。

(6) 考察

以上の各施設の結果を図化して図3.11に示す。これより富士鉄乙種の場合を除けば被災震度の範囲としては

$$0.170 < \text{被災震度} < 0.173$$

をうる。

この不等式は各施設の滑動震度だけで決っており、さらに富士鉄乙種を除けばどれも滑動震度が偏心傾斜震度より大きいことから、基礎地盤の内部摩擦角をより小さくとり

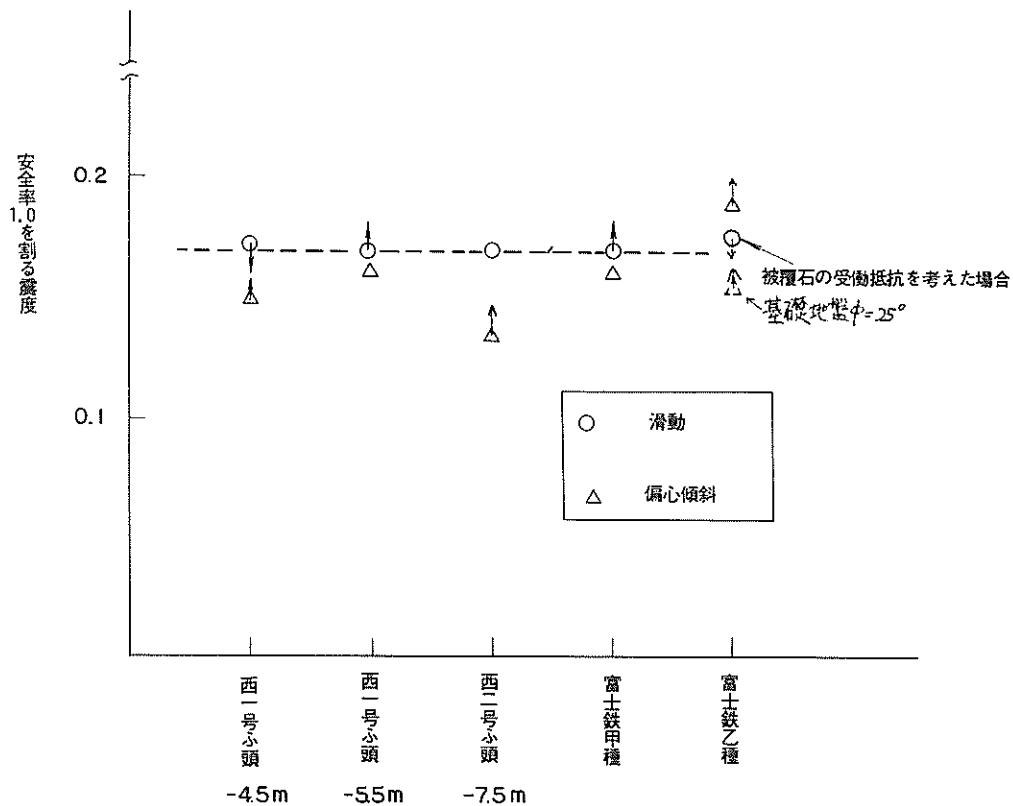


図3.11 室蘭港被災震度推定

偏心傾斜震度を下げても、この不等式は成立することがわかる。そこでこの不等式を、富士鉄乙種の場合を含めて成立させるためには、2.3(5)の内部摩擦角の規準で $N=5\sim 7$ 程度の細砂の内部摩擦角を25度にとれるとすればよい。

3.2.2 青森港

青森港は強震計による加速度記録がとれており、南北成分189ガル、東西成分211ガル、上下成分130ガルおよび合成した水平最大加速度は232ガルである。

(1) 中央ふ頭3千トン-7.5m岸壁

図3.12に標準断面図を示す。

図3.13に偏心傾斜震度を求めるためのグラフを示す。

この図より偏心傾斜震度=0.11をうる。なお滑動震度は4段目0.175、6段目0.15、7段目0.190である。ここではブロック相互間につめがないから最小値の0.15により検討する。

被災状況の情報は、上部コンクリート沈下と法線はらみ出しが若干で、上部コンクリートとエブロン舗装コンクリート間の目地あきは5~10cmであるという程度しかわからない。

図2.2.6の判断フローによると被災形態は①、③、⑤、⑦のいずれかであり、少なくとも

偏心傾斜震度 < 被災震度 が成立する。

∴ 0.11 < 被災震度

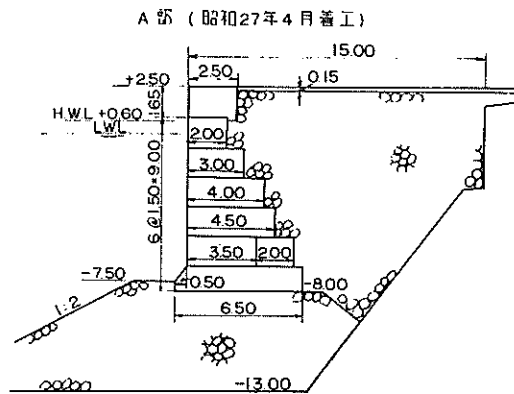


図3.12 青森港中央ふ頭標準断面図

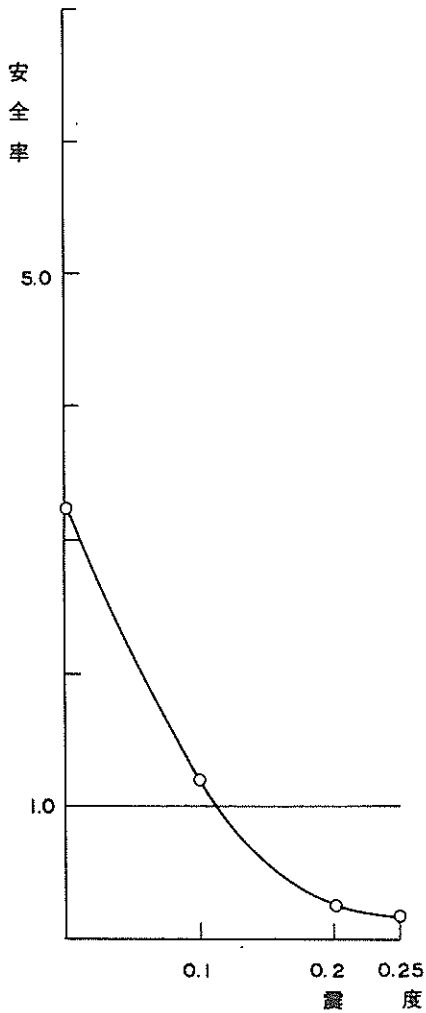


図3.13 青森港中央ふ頭偏心傾斜

(2) 浜町ふ頭-5.5 m (ブロック式)

図3.14 に標準断面図を示す。

図3.15 に偏心傾斜震度に求めるためのグラフを示す。

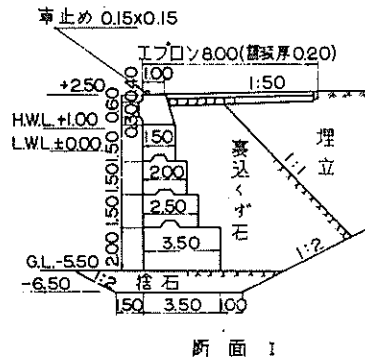
この図より偏心傾斜震度=0.075 をうる。なお滑動震度は3段目0.14、4段目0.12、5段目0.16であるが、ブロック相互間につめがついておるので、ここでは堤体下面である5段目の値で検討することにする。

被災状況は法線の沈下量は約40 cm、法線のはらみ出し量約30 cm、目地あきは10 cmである。

図2.2.6の判断フローを使用する。式2.2.5で $B = 3.50$ m、 $L = 8.00$ m、 $b = 0.4$ m とすると

$$P = 0.91 \text{ m} > \text{実際の法線はらみ出量 } 0.30 \text{ m}$$

∴ 被災形態は③、①₂のいずれかである。よって少くとも 偏心傾斜震度 < 被災震度が成立し



断面 I
図3.14 青森港浜町-5.5 m ブロック標準断面図

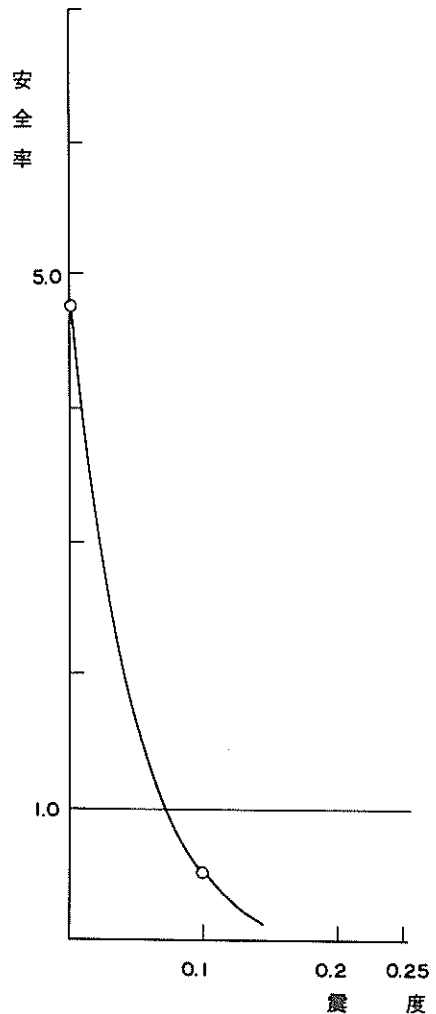


図3.15 青森港浜町-5.5 m ブロック 偏心傾斜

0.075 < 被災震度

が成立する。

この施設では転倒の安全率も小さい。滑動震度と同じように、安全率 1.0 を切る震度を転倒震度と定義する。各段目の転倒震度は3段目 0.190、4段目 0.145、5段目 0.165である。ブロック相互間に存在するつめの転倒震度に及ぼす影響は少ないと思われるので、この施設全体の転倒震度として 0.145 が採用でき、実際には転倒していないことから

$$\text{被災震度} < 0.145$$

が成立しなければならない。

以上より

$$0.075 < \text{被災震度} < 0.145$$

が成立する。

(3) 浜町ふ頭 - 5.5 m (ケーソン式)

図 3.16 に標準断面図を示す。

図 3.17 に偏心傾斜震度を求めるためのグラフを示す。

この図より偏心傾斜震度 = 0.14 をうる。なお滑動震度は 0.190、転倒震度は 0.250 である。

被災状況は法線沈下が 25 cm 程度、はらみ出し 8 cm 程度、上部工と舗装コンクリートとの目地あきが 4 cm 程度である。

図 2.2.6 の判断フローを用いる。式 2.2.5 で $B = 4.50$ m, $L = 8.00$ m, $b = 0.25$ m とすると

$$P = 44 \text{ cm} > \text{実際の法線のはらみ出し量 } 8 \text{ cm}$$

∴ 被災形態は③, ⑦₂ のいずれかである。

よって少なくとも

$$\text{偏心傾斜震度} < \text{被災震度} < \text{転倒震度}$$

が成立するので $0.14 < \text{被災震度} < 0.250$

となる。

(4) 堤川左岸 - 2.5 m 物揚場 (ブロック式)

図 3.18 に標準断面図を示す。

図 3.19 に偏心傾斜震度を求めるためのグラフを示す。

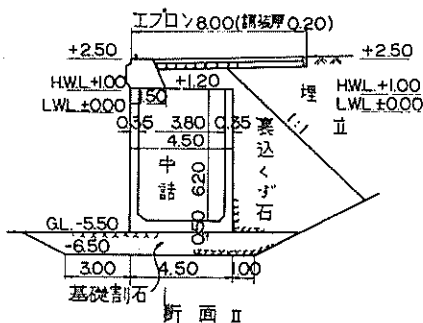


図 3.16 青森港浜町 - 5.5 m ケーソン 標準断面図

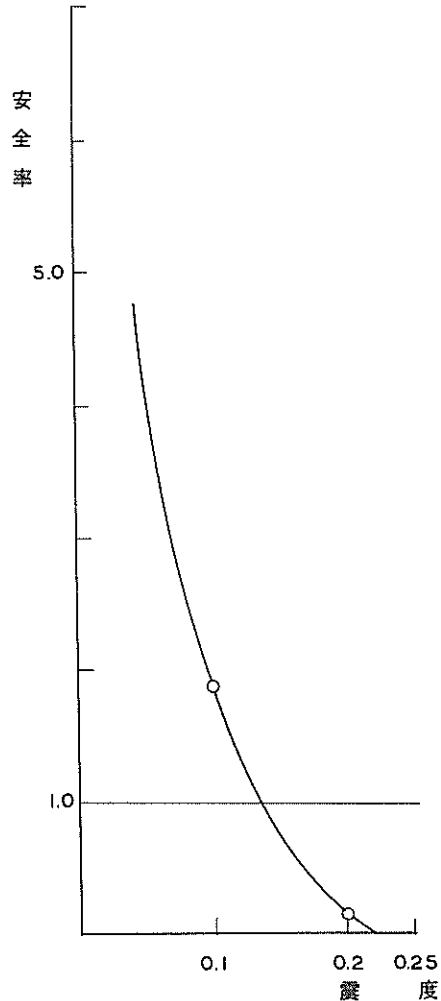


図 3.17 青森港浜町 - 5.5 m ケーソン 偏心傾斜

この図より偏心傾斜震度 0.14 をうる。なお滑動震度は 3 段目、4 段目とも 0.16 であり、転倒震度は 0.250 である。

被災状況は法線のはらみ出し最大 30 cm、沈下量最大 1.54 cm、上部工の傾斜は著しい所で 4 度であるが非隅角部であるかどうかはわからない。

図 2.2.6 の判断フローを用いる。式 2.2.5 で $B = 2.50$ m, $L = 4.25$ m, $b = 0.154$ とすると

$$P = 0.26 \text{ m} \approx \text{実際のはらみ出し量 } 0.30 \text{ m}$$

つぎに、堤体の傾斜量に見合うはらみ出し量 Z の計算をおこなってみると、式 2.2.6 で $B = 2.50$ m, $L = 4.25$ m, $\theta = 4^\circ$ とすると

$$Z = L \sin \theta + B \cos \theta - B$$

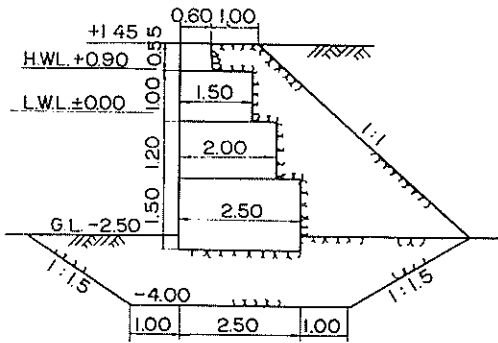


図3.18 青森港堤川左岸標準断面図

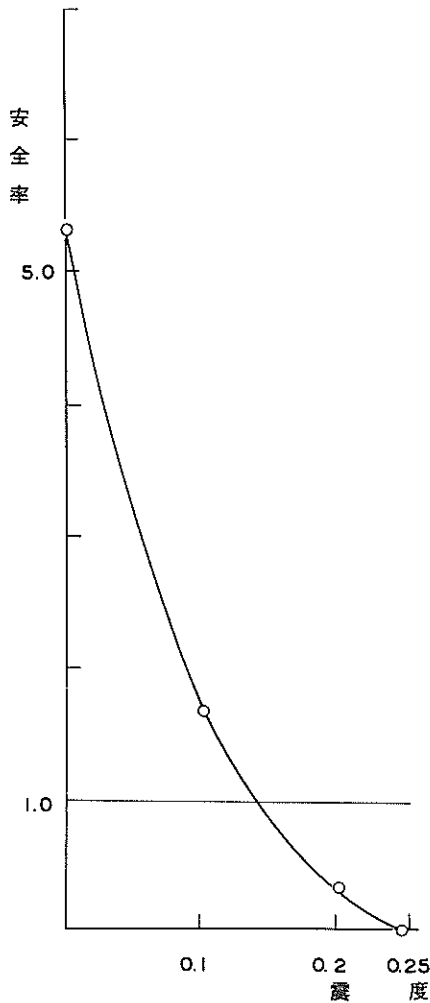


図3.19 青森港堤川左岸偏心傾斜

$$= 0.29 \div \text{實際のはらみ出し量 } 0.30 \text{ m}$$

- ∴ 被災形態：①
- ∴ 偏心傾斜震度 < 被災震度 < 滑動震度

$$0.14 < \text{被災震度} < 0.16$$

(5) 考 察

以上の各施設から求められた結果を図化すると、図3.20に示すようになる。この図より被災震度の範囲として

$$0.14 < \text{被災震度} < 0.145$$

をうる。

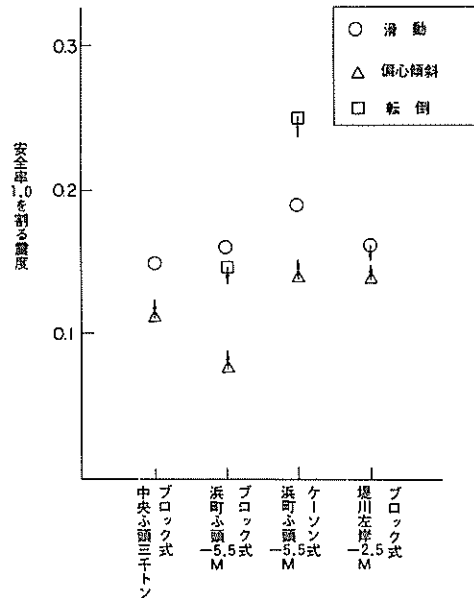


図3.20 青森港被災震度推定

3.2.3 八戸港

八戸港では強震計の記録がとれており、南北成分 235ガル、東西成分 188ガル、上下成分 80ガル、合成した水

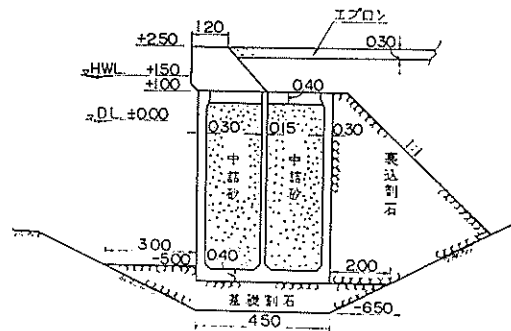


図3.21 八戸港蛟地区-5.0m 標準断面図

平最大加速度は259ガルである。

(1) 鮫地区-5.0m岸壁(ケーソン)

図3.21に標準断面図を示す。

基礎地盤は岩盤であるので偏心傾斜荷重による地盤支持力不足は生起しない。

滑動震度は0.168 転倒震度は0.25である。被災は生起していないから被災形態は①である。

被災震度 < 滑動震度、偏心傾斜震度、転倒震度

∴ 被災震度 < 0.168

(2) 鮫地区4号物揚場(ブロック式)

図3.22に標準断面図を示す。

基礎地盤は岩盤であるので偏心傾斜荷重による地盤支持力不足は生起しない。

滑動震度は2段目0.22、4段目0.085、5段目0.12、となるが、ブロック相互間には大きなつめがついているので滑動をおこさないとして、ここでは堤体下面である5段目の値で検討を行う。

被災は生起していないから被災形態は①である。

被災震度 < 滑動震度、偏心傾斜震度

∴ 被災震度 < 0.12

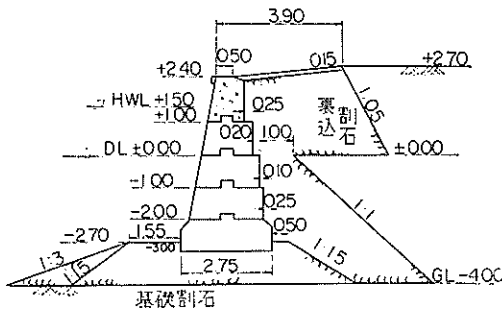


図3.22 八戸港鮫地区4号物揚場標準断面図

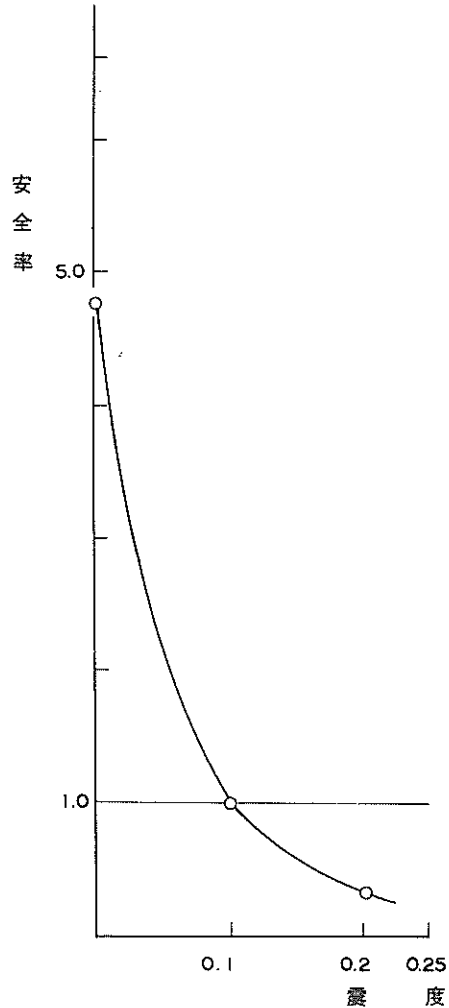


図3.24 八戸港白銀先端護岸偏心傾斜

(3) 白銀ふ頭先端護岸(ブロック式)

図3.23に標準断面図を示す。

図3.24に偏心傾斜を求めるためのグラフを示す。

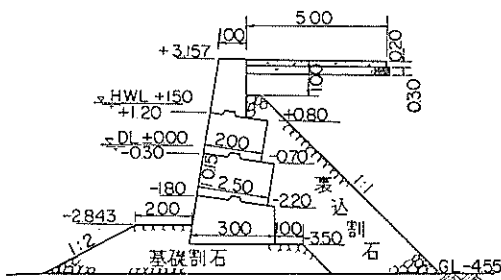


図3.23 八戸港白銀先端護岸標準断面図

この図より偏心傾斜震度0.1をうる。

滑動震度は2段目0.21、3段目0.14、4段目0.12であるが、ここではブロック間につめがついていないので最小の値であり堤体下面である4段目の値で検討を行う。また最小の転倒震度は4段目で0.20である。被災状況の情報としては、上部コンクリートとエプロン間に2~3cmのすきま、隅角部ではそれが5cmとなり、上部コンとエプロンとの段差が6cmという程度しかわからないが、このことから法線のはらみ出しを起したの事実と思われる。したがって

0.10 < 被災震度

0.12 < 被災震度

のどちらかが成立するはずである。上の式は下の式を含む

から、よって $0.10 < \text{被災震度}$ がいえる。転倒震度を含めて $0.10 < \text{被災震度} < 0.20$ が成立する。

(4) 考 察

以上の3施設の結果を図化して示すと図3.25をうる。

これより3施設の被災状況を矛盾なく説明するためには被災震度の範囲として

$$0.1 < \text{被災震度} < 0.12$$

を得る。

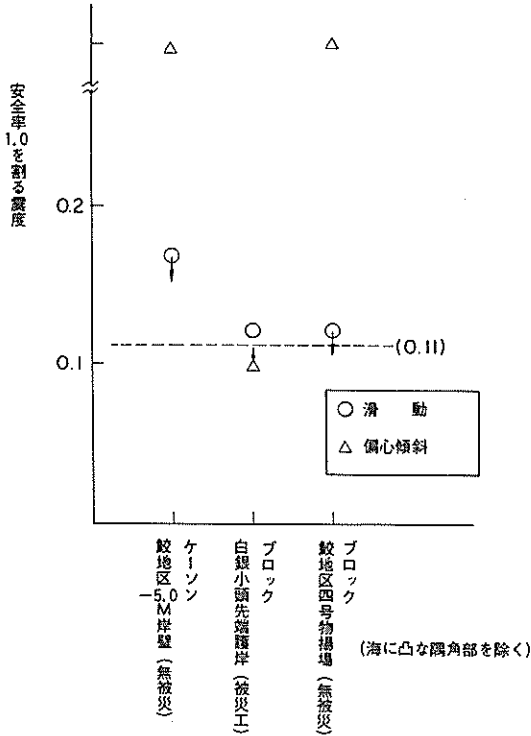


図3.25 八戸港被災震度推定

3.2.4 函館港

函館港では強震計記録はとれていない。

(1) 中央埠頭北側 - 9.0m (ケーソン式)

図3.26に標準断面図を示す。

この図には基礎捨石層が描かれていないが、港研資料No.93によれば基礎地盤にかなり多量の捨石が行なわれた模様であり、捨石層の断面が不明である。このため偏心傾斜震度は求められない。なお基礎地盤はN値が10以上のシルト質細砂である。

滑動震度は0.165である。

被災状況は、隅角部で3~5cm程度はらみ出したが、非隅角部では被災はみとめられなかった模様である。非隅角部を対象にしているため、被災震度の範囲として

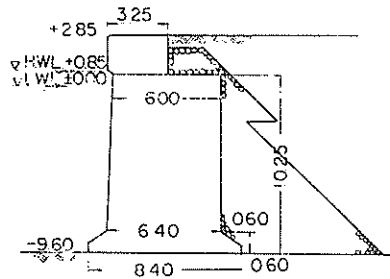


図3.26 函館港中央ふ頭ケーソン標準断面図

$0.165 > \text{被災震度}$

が成りたつ。隅角部では滑動によるものか、地盤の支持力不足によるものか不明である。

(2) 中央埠頭北側 - 9.0m岸壁 (ブロック式)

図3.27に標準断面図を示す。

(1)と同じように捨石層の断面は不明であり、また基礎地盤も同様と考えられる。

滑動震度は4段目0.158、6段目0.183、7段目0.200である。ブロック相互間につめがついてないのでこの中の最小値0.158を施設全体の滑動震度としよう。

被災状況は隅角部を含めて無被災である。したがって、被災震度の範囲として

$0.158 > \text{被災震度}$

をうる。

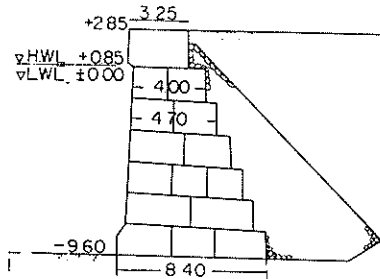


図3.27 函館港中央ふ頭ブロック標準断面図

(3) 考 察

以上の2施設を図化して示したのが図3.28である。被災震度としては

$0.158 > \text{被災震度}$

をうる。

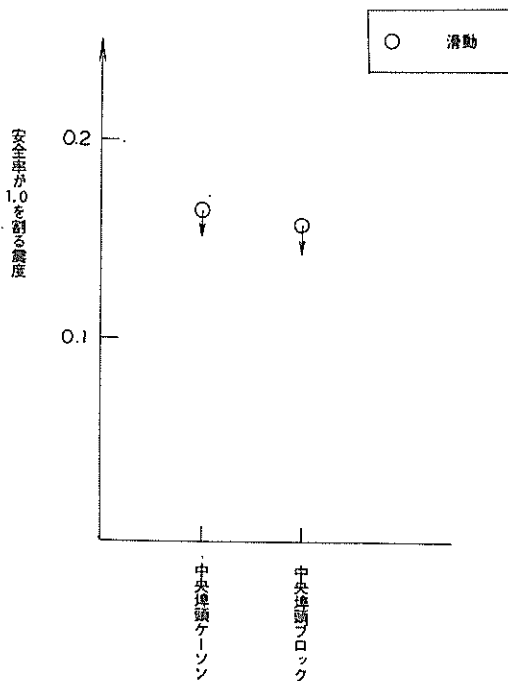


図3.28 函館港被災震度推定

3.3 鋼矢板セル式構造物、矢板式構造物

3.3.1 鋼矢板セル式構造物

文献1) には鋼矢板セルの検討結果もっているので、上述の重力式施設より求めた被災震度を使って被災を吟味してみよう。

(1) 青森港浜町ふ頭西側-9.0 m岸壁

これはかなり軟弱な粘性地盤上に築造されたものであるが、地震による本体の被災はみられていない。

せん断変形(北島法)の安全率が1.0をわる震度をせん断震度と名付ける。この施設ではこれが0.25以上であり、被災震度0.140より大きいので無被災の事実と一致するが、滑動震度は0.125であり、この場合は一致しない。

(2) 室蘭港日通ふ頭7号岸壁

この鋼矢板セルは良質の砂地盤上に築造されたもので地震による被災はうけていない。せん断震度、滑動震度とも0.225程度であり、被災震度0.170より大きい。したがって実際と計算結果とは一致するといえる。

3.3.2 矢板式構造物

3.3.1と同様にして文献1) により矢板式係船岸についても、上述の被災震度を用いて吟味してみる。対象は控え工が控え版、控え直杭および控え矢板の場合に限る。地盤は全て砂質土であり、設計法は港湾構造物設計基準による。

表3.6.1にその結果をまとめて示してある。

被災はどの施設においても、根入れ破壊、矢板破壊およびタイロッド破壊は生起しておらず、ただ八戸港小中野漁港1号-5.5 m 岸壁でタイロッドが控え矢板の取付部から脱け出していた。被災の大半は法線のはらみ出しであり、控え工の変位がその原因である。

○ 根入れについて

被災震度と「根入れの安全率が1.0をきる震度」との大小関係を調べてみると、被災震度の方が大きく被災の生起が予想される係船岸は4つある。しかし、どの施設についても根入れ破壊はみられていないから、根入れに関する現行設計法は安全側の値を与えることがわかる。

○ 矢板応力とタイロッド応力について

どの施設に関しても、作用応力が降伏応力を上回る震度は0.2以下ではみられない。被災震度はどの港においても0.2以下であり、従ってこの設計法は被災のおこらなかった事実と一致する。

○ 控え版

控え版の「滑動の安全率が1.0を割る震度(滑動震度)」と被災震度とを比較してみる。いま法線がわずかにはらみ出した(3 cm程度までとする)施設A群とそれを上回る施設B群に分ける。全くはらみ出しの見られなかった施設については文献1) に検討例がないのでここでもふれられない。

八戸港火力発電護岸2号は控え版と杭の兼用形式であり、また青森港堤川右岸-3.5 m 物揚場は施工途上の被災であり検討を後にまわす。施設A群に属するのは、八戸港第一工業港日石-6.5 m、函館港港町木材整理場南側護岸、室蘭港西3号ふ頭東側-9.0 m 先端部、および室蘭港西3号ふ頭-7.5 m 岸壁であるが、このうち滑動震度が被災震度より小さいものは室蘭港西3号ふ頭-7.5 m 岸壁だけで、他の3つは滑動震度が被災震度より大きい。

施設B群に属するのは室蘭港西3号ふ頭西側-9.0 m 岸壁先端部および室蘭港西3号ふ頭先端護岸のふたつで、法線のはらみ出し量が20~30 cmと大きい。どちらも滑動震度が被災震度より小さい。

八戸港火力発電護岸2号は控え版の基礎に長い松丸太杭を使用している。控え版のみの滑動震度は0.11でこれは被災震度とほぼ等しい。したがって松丸太の抵抗を考慮すれば被災震度を上回ることが予想される。被災は軽微でA群に属する。(なおこの施設は文献1) では解析結果が実際と一致しない理由として、解析計算後に実施した前面水深の値が設計水深と大幅に異なることをあげているが本解析では海底面の変化を考慮しなくても被災のないことを説明できる。)

青森港堤川右岸-3.5 m 物揚場は施工途上時に地震と遭

表 3. 6. 1 1968 年十勝沖地震矢板施設の検討

施設名		八戸第一工業港 日石 -6.5 m	八戸第一工業港 火力発電護 岸 2 号	青森港 堤川右岸 -3.5m 物揚場	函館港 港町木材整 理場 南側護岸	室蘭港 西 3 号ふ頭 側 - 9.0 m 岸壁先端部	室蘭港 西 3 号ふ頭 先端護岸 (-7.5 m)	室蘭港 西 3 号ふ頭 東側 -9.0 m 先端部
根 入 れ	安全率が 1.0 をき る震度	0.24	0.22	0.10	0.14	0.15	0.16	0.19
	被災震度より大か 小か?	大	大	小	不明	小	小	大
矢 板	安全率が 1.0 をき る震度	0.25 より大	0.25 で 降伏応力度	0.20 より大	0.25 より大	0.25 より大	0.25 以上	0.25 以上
	被災震度より大か 小か?	大	大	大	大	大	大	大
タイ ロ ン ド	安全率が 1.0 をき る震度	0.25 より大	0.25 で 降伏応力度	0.20 より大	0.25 より大	0.25 より大	0.25 以上	0.25 以上
	被災震度より大か 小か?	大	大	大	大	大	大	大
控 え	形 式	版	版と杭	版	版	版	版	版
	抵抗の安全率が 1.0 をきる震度ま たはたわみ量	0.225	版のみ 0.11	0.190	0.20	0.14	0.145	0.19
	被災震度より大か 小か?	大	大	大	大	小	小	大
被災の概要		全延長にわたって上部 工とエプロンの間に 1 ~3 cm のすき間	被災はほとんどなし	地震により下流部、約 30 m (法線延長 110 m) の法線が最大 30 cm はらみ出し、エプ ロンは全延長にわた って沈下し所にクラッ クが発生した	地震により法線が若干 はらみ出ししている	法線はらみ出し 30 cm	法線のはらみ出しは 最大 20 cm	地震により岸壁の両端 (隅角部) の法線がは らみ出し (3~7 cm) ているが全般的にその 量は少ない
摘 要		被災震度 0.11	杭は長さ 8 m 1 本 松丸太、径 15 cm 奥行の本数不明 被災震度 0.11	本施設は施工上時の もの 被災震度 0.14	被災震度 0.158 より小	デットマン アンカーと みなさない 被災震度 0.170	デットマン アンカーと みなさない 被災震度 0.170	デットマン アンカーと みなさない 被災震度 0.170

室蘭港 西3号ふ頭 -7.5m 岸壁	八戸港 八太郎地区 -3.5m 物揚場	八戸港 館鼻漁港 -4.5m 岸壁	青森港 油川地区 4.5m 岸壁	室蘭港 富士鉄ふ頭 -13.0m 岸壁	八戸港 小中野漁港 1号 -5.5m 岸壁	函館港 町木材 整理場 北側護岸	室蘭港 西3号ふ頭 西側 -9.0m 岸壁部	室蘭港 西3号ふ頭 東側 -9.0m 岸壁
0.15	0.215	0.25	0.15	0.20	0.235	0.175	0.225	0.25 以上
小	大	大	大	大	大	大	大	大
0.25 以上	0.25 以上	0.25 以上	0.25 以上	0.25 以上	0.25 以上	0.25 以上	0.25 以上	0.25 以上
大	大	大	大	大	大	大	大	大
0.25 以上	0.25 以上	0.25 以上	0.25 以上	0.25 以上	0.25 以上	0.25 以上	0.25 以上	0.25 以上
大	大	大	大	大	大	大	大	大
版	直 杭	直 杭	直 杭	直杭(2本)	控え矢板	控え矢板	控え矢板	控え矢板
0.16	$k=0.1$ で たわみ量 1 cm	$k=0.1$ で たわみ量 0.6 cm	$k=0.14$ で たわみ量 1 cm	$k=0.2$ で たわみ量 1.2 cm	$k=0.1$ で たわみ量 0.1 cm	$k=0.2$ たわみ量 0.2 cm	$k=0.2$ たわみ量 0.3 cm	$k=0.2$ たわみ量 0.3 cm
小	大	大	大	大	大	大	大	大
法線のはら み出しはわ ずか。控え 版上の地盤 にクラック 発生	最大 23cm はらみ出し	最大 57cm のはらみ出 し	法線が全般 的にはらみ 出し、最大 はらみ出し 量は 19cm である	法線はらみ 出し最大 45cm	法線のはら み出しは 最大 60cm 前傾角度は 最大 5°で ある。タイ ロッドが控 え矢板の取 付部から脱 けていた	法線が最大 約 30cm はらみ出し 控え矢板の 位置にクラ ックが入っ ている	法線が最大 30cmはら み出す	法線が最大 36cmはら み出してい る
被災震度 0.170	被災震度 0.11	被災震度 0.11	被災震度 0.14	被災震度 0.170	被災震度 0.11	被災震度 0.158 より小	被災震度 0.170	被災震度 0.170

遇したもので法線延長110 mのうち下流部30 mが最大30 cmはらみ出す被災をうけた。したがってB群に属するが、上述のB群の施設と異なり、滑動震度が被災震度より大きい。しかしこれは施工時の被災であること、法線延長110 mのうち80 mは被災をうけていないことからB群の施設として認定するのは正しくないと思われる。

以上のことをまとめると、施設A群、すなわち法線のはらみ出しが非常に軽微な施設の場合には、1例を除くと滑動震度は被災震度を上回る。施設B群、すなわち法線のはらみ出しが20~30 cm以上の施設の場合には滑動震度は被災震度を下回るといえる。例外の1例は滑動震度0.160が被災震度0.170より小さいにもかかわらず被災が非常に軽微であると報告されているケースだが、被災事項の項目に控え版上の地盤にクラックが発生していると記載されており、これから法線はらみ出し3 cm以上の被災と考えれば例外にはならない。従って、控え版の場合には重力式係船岸の被災状況より求めた被災震度を用いて被災の有無を説明できるといえる。

○控え直杭、控え矢板

この場合には被災震度と同じ値の震度における杭頭部変

位量は実際のはらみ出し量より大幅に小さく、実際と一致しない。

3.4 十勝沖地震のまとめ

(1) 被災震度の推定結果は次のとおりである。

室蘭港	0.170 < 被災震度 < 0.173
青森港	0.140 < 被災震度 < 0.145
八戸港	0.10 < 被災震度 < 0.120
函館港	被災震度 < 0.158

但し、これは非隅角部に関する値である。

(2) 被災震度と強震計記録からよまれる水平最大加速度との関係は次のとおり。

室蘭港	$170 / 218 = 0.78$
青森港	$140 / 232 = 0.60$
八戸港	$110 / 259 = 0.42$

(3) 矢板式構造物で控え工が控え版形式のものは、控え工の滑動震度が重力式構造物より求めた被災震度より大きい場合は、非常に軽微な法線はらみ出ししか示さないが、滑動震度が被災震度より小さい場合は、20 cm以上のはらみ出し量を示すようである。控え直杭、控え矢板形式の場合は理論的に求められる被災震度のときの頭部変位量が

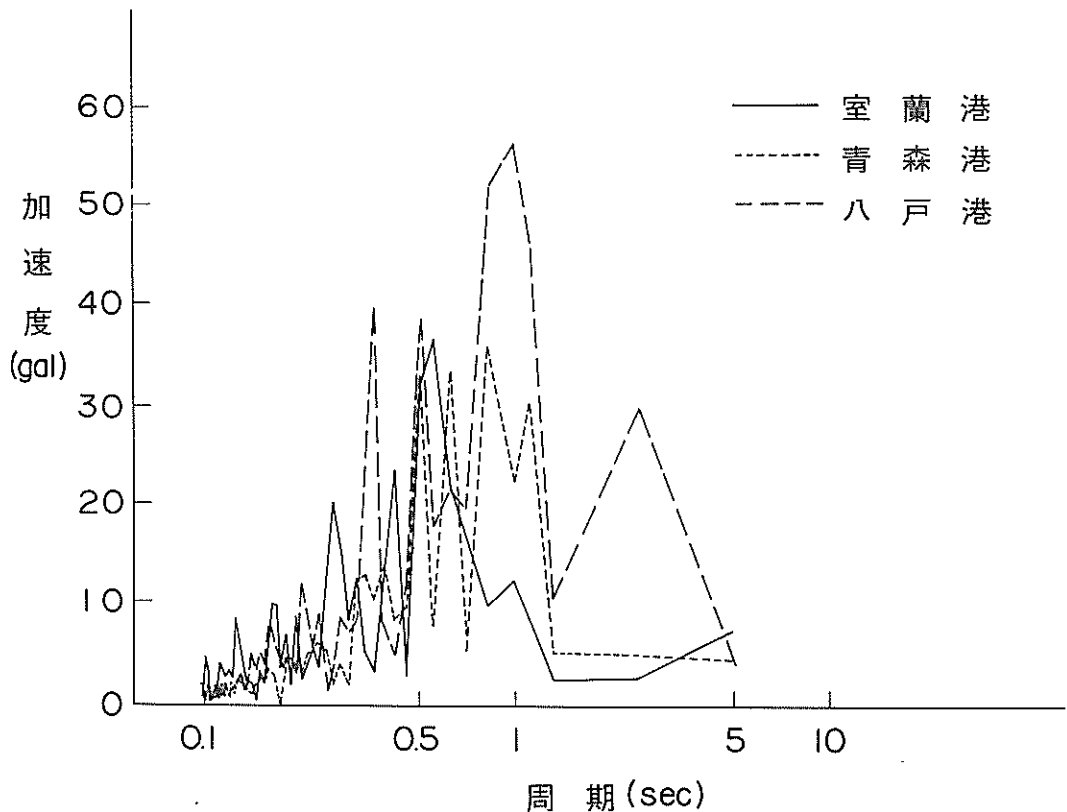


図3.29 三港の地震波のフーリエ解析 (E-W成分)

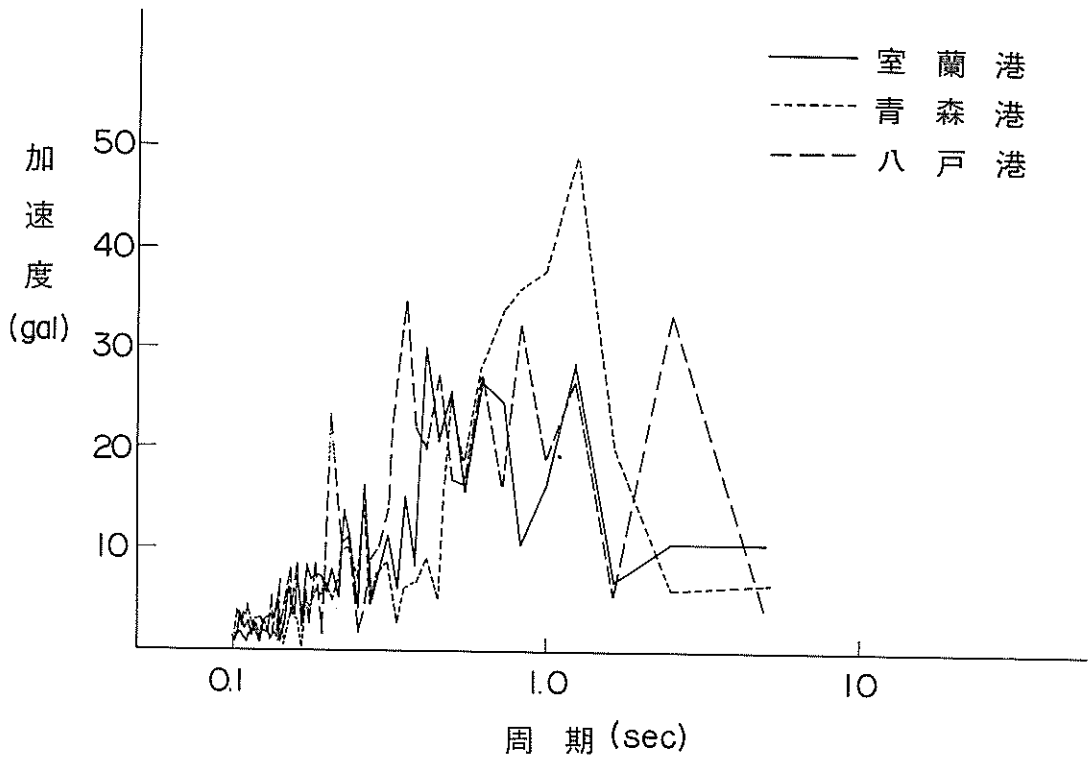


図3.30 三港の地震波のフーリエ解析 (N-S成分)

現実の移動量よりはるかに小さく、現実と合わない。

(4) (2)で示したように、被災震度と強震計記録からよまれる水平最大加速度との比が室蘭、青森、八戸港でことなる。この原因のひとつとして来襲した地震波の振動性状がことなることが考えられるので、図3.29と3.30にこの三港の地震波の最大加速度を含む5 sec間のフーリエ解析結果を示す。¹²⁾これにより強震記録に含まれる正弦波の構成成分の割合を知ることができる。

八戸港は長周期の成分が他の二港より大きく、また1.0 sec以下の短周期波では八戸港が室蘭・青森の曲線をほぼ内部に含むような曲線を示している。このためこれだけの図からでは八戸港の他港との(2)で述べた比の相違をとらえることはできない。

これに比べると室蘭と青森の相違は明瞭で、青森の方が長周期成分を多く含んで、これが室蘭と青森の(2)で述べた比の相違の原因である可能性がある。

4. まとめ

以上、根室半島沖地震と十勝沖地震の港湾施設の被災について現行設計法により検討を加えてきたが、その内容と結果を要約すると次のようになる。

(1) 一港湾地域に地震が来襲した際に、重力式けい船施設に作用した設計上の震度を被災震度と名付け、その推定方法を示した。推定するにあたって、現行設計法がstaticな震度法に基いており、dynamicな方法をとっていないので、次のような仮定をおいている。

- ① 堤体による振動特性の相違および地震波の振動性状を無視する。
- ② 地震の方向性を無視する。
- ③ 壁体背後から法線直角方向に静的な地震力が作用するものとする。
- ④ 一港湾域内の施設には同一震度が作用するものとする。(但し隅角部を除く)

(2) 推定方法は基本的に次のとおりである。

(図4.1)

- ① 一港湾区域内の一重力式けい船施設 A について、滑動の安全率が1.0をわる震度(滑動震度)を求める。
- ② その施設 A が実際に滑動をおこしているかどうか判断する。

但し隅角部と非隅角部で被災の大きさがことなるので、これらを分離する。

- ③ 滑動をおこしていれば 被災震度 > 滑動震度

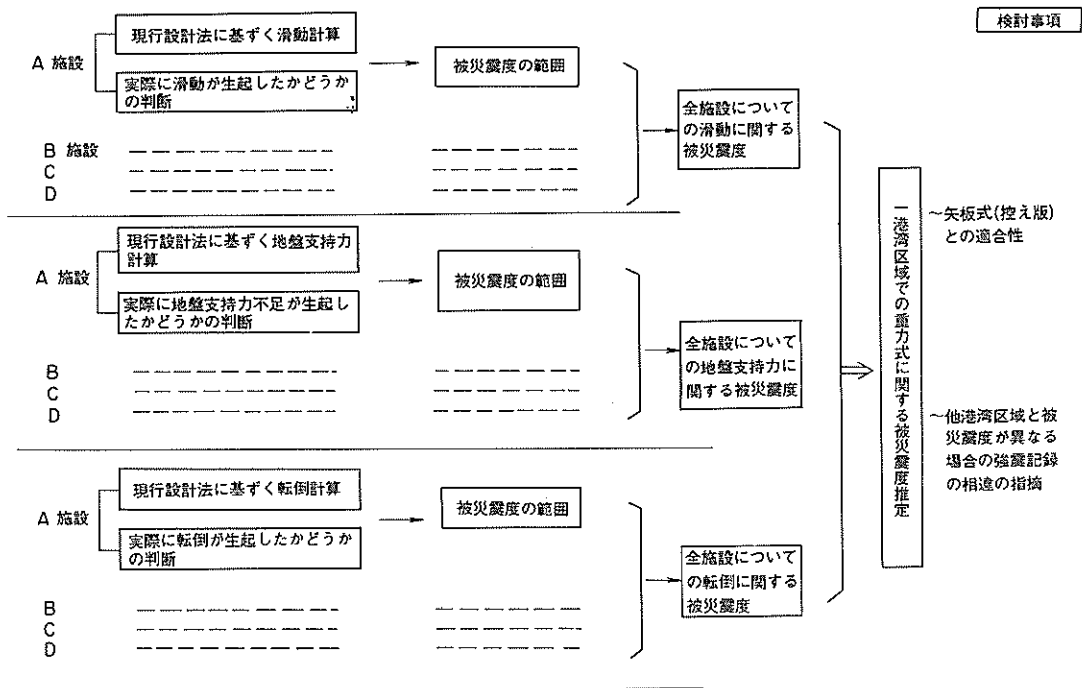


図 4.1 被災震度の推定順序とその妥当性の検討

滑動をおこしてなければ

被災震度 < 滑動震度 とする。

④ 当該港湾区域内の他の全ての重力式けい船施設について、上述の①, ②, ③を行ない、全ての施設を満足する被災震度の範囲を決定する。

(隅角部と非隅角部についてえられる)

⑤ 地盤支持力(片山・内田法により検討)についても、滑動と同様に①, ②, ③, ④を行う。

⑥ 転倒についても①, ②, ③, ④を行う。

⑦ ④, ⑤, ⑥より得られた被災震度の範囲を更に集約して、滑動、地盤支持力、転倒にまたがる当該港湾区域についての被災震度を決定する。

なお、本報告ではまず一施設について滑動震度、地盤支持力震度、転倒震度と被災状況の関係から被災震度を推定し、次にこれを全施設に拡張したが、これは上述の方法の順序をかえただけで内容は同じである。

(3) 今回の解析対象施設に(2)の推定方法をとるときの問題点は次の通りである。

① (2)~④項を実行するとき、(1)の仮定があるため全ての施設について矛盾なく被災震度が決定できるか疑問である。

② 滑動、地盤支持力、転倒のどのケースにおいても設計上の安全率 1.0 にて被災をおこすものとしたが、現行設計法は震度理論や土圧理論、すべり破壊理論などから構成され、個々の理論内部には大きな仮定が設けられており、各理論とも安全率 1.0 が critical な値であるかどうか現段階では不明である。したがって、滑動、地盤支持力、転倒の各々からもとめられた被災震度の範囲は互に矛盾することが当然予想される。

③ 被災を分析し、滑動、地盤支持力不足の生起を判断するにあたりある判断方法を提示したが、これが正しいかどうか疑問である。

④ 被災施設の情報の信頼性に疑問がある。被災直後の測量結果と堤体の施工断面とを比較し、検討に使用する法線沈下量や法線はらみ出し量を求めたが、実際には施工時から被災直前まである程度の沈下やはらみ出しをおこしている可能性がある。

⑤ 基礎地盤と裏込材料の内部まさつ角のとり方により被災震度が異なるが、特に基礎地盤の土質調査資料がないため、周辺地域より推定している施設もある。また振動による内部摩擦角の減少は考えていない。

(4) 上述の方法を 1973 年 根室半島沖地震および

表 4.1 非隅角部の被災震度

港湾名	花 咲	根 室	霧 多 布	室 蘭	青 森	八 戸	函 館
解析施設数	6	4	2	5	4	3	2
滑動の有無による被災震度の推定	$0.175 < 被 \leq 0.20$	被 < 0.20	被 ≤ 0.20	$0.170 < 被 < 0.173$	被 < 0.160	被 < 0.12	被 < 0.158
地盤支持力不足の有無による被災震度の推定	$0.195 \leq 被 \leq 0.22$	被 < 0.25	$0.19 < 被$	$0.16 < 被 < 0.25$	$0.14 < 被$	$0.1 < 被$	不 明
転倒の有無による被災震度の推定	被 $< *$	被 $< *$	被 $< *$	被 $< *$	被 < 0.145	被 $< *$	被 $< *$
上の三者を考慮した場合の被災震度の推定	$0.195 \leq 被 \leq 0.20$	被 < 0.20	$0.19 < 被 \leq 0.20$	$0.170 < 被 < 0.173$	$0.14 < 被 < 0.145$	$0.1 < 被 < 0.12$	被 < 0.158

(注) 転倒の項の*は転倒震度が0.25より大きいことを意味する。

1968年十勝沖地震の洗礼をうけた7港について適用してみた。その結果を表4.1と4.2に示す。これにより次の事項が判明する。

表 4.2 隅角部の被災震度

港湾名	花 咲	根 室	霧 多 布
解析施設数	4	2	1
滑動の有無による被災震度の推定	$0.204 < 被$	被 < 0.2	$0.22 < 被$
地盤支持力不足の有無による被災震度の推定	$0.224 \leq 被$	-	被 < 0.25
上の二者を考慮した場合の被災震度の推定	$0.224 \leq 被$	被 < 0.2	$0.22 < 被 < 0.25$

① 滑動震度による被災震度の推定では、被災震度の上限下限を決定できた港湾は7例中2例(花咲と室蘭)だけで、残りの5例は上限のみ決定できる。(但し非隅角部)

② 偏心傾斜震度による被災震度の推定では、被災震度の上限下限を決定できた港湾は7例中2例(花咲と霧多布)で残り4例は下限のみ決定でき、1例は不明である。(但し非隅角部)

③ 転倒震度による被災震度の推定では、被災震度の上限のみを決定できる。

④ 滑動震度、偏心傾斜震度、転倒震度の各々により求められる被災震度の範囲は3で述べた問題点の存在にもかかわらず互いに矛盾しない。表4.1と4.2にはこの三者の範囲を同時に満足する被災震度を示してある。

(5) 縦軸に被災震度、横軸に強震計からもとめられる最大水平加速度をとり(4)の結果をプロットしたものが図4.2である。これによると八戸港を除けば被災震度は最大水平加速度の8割~6割であり、八戸港は5割~4割の間にある。

(6) 上述の方法により、被災震度の存在範囲が矛盾なく推定できたことは、現行設計法に関し次のような意味をも

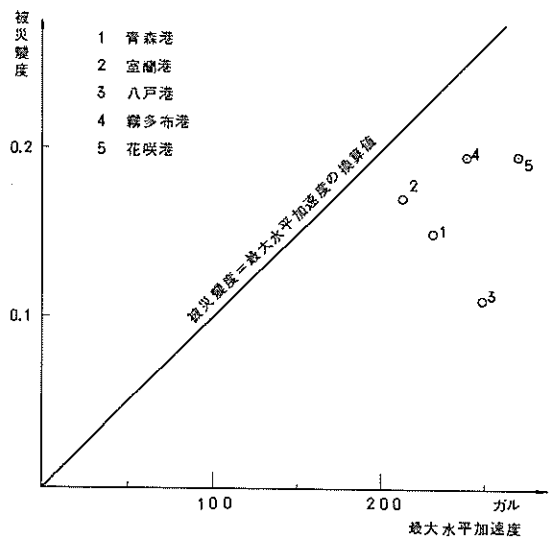


図 4-2 被災震度～最大水平加速度

図 4.2 被災震度と強震記録による最大水平加速度との関係

つ。

① 現行設計法の滑動理論では、ある critical な震度（滑動震度）を考え、他の条件を固定するとき、これより大きい震度を作用させると滑動が生じ、以下では生じないとしている。この critical な震度として安全率 1.0 の震度をとっている。

滑動震度からの被災震度の存在範囲が一応港湾域の複数の施設について矛盾なくもめられたことは、この critical な震度との大小関係によって被災の有無が説明できることを示すものであろう。

② ①と同じことが地盤支持力理論についてもいえる。

③ (2)～(7)項が成立することから、滑動理論と地盤支持力理論は、共に critical な安全率として 1.0 をとればほぼ同じ範囲の被災震度を得る。このことは両者の理論には同じ設計震度を用いてよいことを意味する。

④ 以上の①, ②, ③より現行設計法の滑動理論と地盤支持力理論は実用に供せられると考えてよいだろう。但し critical な安全率を 1.0 にとる場合の現行設計法という設計震度とは、重力式構造物の場合、その震度に相当する加速度を最大値として有する地震の来襲に対して critical な状態にあるという意味ではなく、その値の 1.25～2.5 倍程度の水平最大加速度の地震に対しても抵抗し得るような意味をもつようである。

(7) 片山・内田による「二層系地盤上の偏心傾斜荷重による地盤支持力理論」は、本報告で扱った施設に関する限り十分実用に供せられるといえる。但し(13)で扱う場合を除く。

(8) 花咲と霧多布港に関しては隅角部と被隅角部で被災震度の相違を比較できる。これによると隅角部の被災震度の方が 1 割～2 割 5 分程度大きいようである。なおこれは作用した地震力が大きいというよりは、隅角部のため自由度が大きいとか、拘束力が小さいことが原因であろう。

(9) (5)で示したように八戸港は被災震度の「強震記録の最大水平加速度」に対する比が他港より小さい。そこで、室蘭港、青森港、八戸港について地震波の振動特性を調べてみたが、相違を見つけることは出来なかった。

八戸港とよく似た性質を根室港が示していると思われる。即ち根室港は花咲港と同じ最大水平加速度 280 gal (推定)の震動を受けたと思われるが、被災は極端に小さかった。この八戸港と根室港の類似点は共に岩盤が海底面下非常に浅いところにあることである。この岩盤の存在により基礎地盤支持力が大きくなり、被災震度が小さくなるようである。しかし岩盤地帯は砂質土地帯より地盤加速度が小さいということも考えられる。基礎地盤の相違による被災震度の相違は今後の研究テーマとなろう。

(10) 矛盾なく被災震度がもめられたことは、被災形態の判断方法が妥当であることを示すものと思われる。求められた被災震度と滑動震度、偏心傾斜震度間の大小関係から、逆に被災挙動を推定した結果は、表 2.4.9, 表 2.4.14, 表 2.4.18 では被災挙動のタイプにかかれてあるものと同様であるが、表 3.1.1 の場合はダッシュを付したものである。

(11) 根室半島沖地震の花咲港 - 4.5 m 岸壁と - 3.0 m 物揚場改良の 2 施設については、矢板式係船岸の現行設計法による検討を行なった。この場合、裏込が液状化したケースについても、圧力分布状態を仮定して検討した。

① 液状化した場合の方が、しない場合よりもはるかに大きな裏込圧力を示す。

② 残留水位の表面でわずかな厚さでも流動化をおこすと、その水面以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が生ずることになる。矢板式施設は非排水性のためこの圧力を逃がす工夫が被災規模の縮小につながるものと思われる。

③ 矢板式構造物から求められるであろう被災震度が重力式構造物から求められた被災震度と一致するとは限らないが、いまこの震度の被災震度が来襲したとすれば、裏込砂の液状化を考慮した場合、矢板断面応力およびタイロッド断面応力は地震時許容応力よりは大きくなるが降伏応力より小さく、これは現実には被災のないことと一致する。

④ 根入れは裏込の液状化を考慮しなくても計算上おこる筈であるが実際には生起していないので、この計算方法は安全側といえる。

⑤ - 4.5 m 岸壁の場合、控え杭の挙動を現行設計法により追跡してみた結果、振動による裏込砂の内部摩擦角の減少および液状化による載荷高の存在を考慮しなければ抗頭部の移動を説明できないと思われる。しかしこの二つを明らかにすることは今後の課題である。

以上の③, ④, ⑤は過去の十勝沖地震の解析でも指摘されている。

(12) (11)と同じことを十勝沖地震の矢板壁について行くと次の結果をうる。

① 矢板断面応力、タイロッド断面応力、根入れの安全率については、(11)で述べた結果と同じである。

② 控え工の形式が控え版のものでは、控え版の滑動震度と被災震度との間の大小関係が、控え版の滑動の有無と密接な関係にあるようである。しかし、控え直杭、控え矢板の場合は、実際の頭部変位量は、現行設計法から得られる値より、はるかに大きくなり、この場合の計算法は現実と一致しないといえる。

(13) 釧路港・錦町岸壁セルラブロック部分は地盤反力

の値が非常に大きいことから、堤体と岩盤の間にはさまれた基礎捨石層の支持力不足と思われる。現行設計法による検討(テルツェギ法、片山・内田法)では支持力不足をおこさない筈であり危険側である。ただ慣用的に用いられている捨石の許容支持力 $40 \sim 50 \text{ t/m}^2$ の値は的を得ているようである。

(10) 鋼平板セル一例だけの結果であるが、セルのせん断変形に対するテルツェギ法は安全側すぎると思われ、北島法の方がより現実に近いといえる。

以上の結果のうち、被災震度の推定は今回の対象施設に関するものであり、全ての施設について同じことがいえるかどうかかわからないので、今後の蓄積が大切である。このためには被災直後の堤体の測量内容として法線沈下量、法線はらみ出し量、堤体の傾斜量が要望される。同時に力学的な解明による現象の説明も行なわれる必要がある。

なお、堤体が岩盤上にある場合とない場合の被災の明瞭な差の原因や、基礎捨石の支持力不足の究明などは、今後の研究テーマとして取り上げてゆくべきと考えている。

最後に、本報告のとりまとめにあたって種々御教示下さった林構造部長、野田構造部主任研究官、近藤設計基準部主任研究官に感謝する。

また多くの資料を提供して下さいた北海道開発局、および資料の整理を手伝って頂いた百瀬由美子技官、山口孝市技官に謝意を表す。

(1974年4月1日受付)

参 考 文 献

1) 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”、港湾技術研究所資料、No.93, 1969.

2) 立石哲郎・福家竜男・須田 熙・光本 司、“偏心傾斜荷重を受ける帯状基礎の支持力に関する研究”、運輸技術研究所報告、Vol.12, No.1, 1962.

3) 土田 肇、“砂質地盤の流動化の予測と対策”、港湾技術研究所、第21回直技研資料

4) 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”、No.140, June 1972.

5) 1) と同様

6) 運輸省港湾局編、“港湾構造物設計基準”、日本港湾協会、1967.

7) 運輸省第3港湾建設局、“軟弱地盤処理工法の設計と施工について”、第19回直技研資料

港湾技術研究所、“昭和47年土質・構造シンポジウム資料” 未発表

8) 山下・稲富・小蔵・奥山、“数値解による杭の基準曲線の作成”、港湾技研報告、Vol.10, No.1, (1971)

9) 久保・三枝・鈴木、“垂直控え杭の横抵抗”、港湾技研報告、Vol.4, No.2 (1965)

10) 1) と同じ

11) 大草重康訳、“フローリンの土質力学” 第1巻、森北出版

12) 土田 肇・倉田栄一・須藤克子、“1968年十勝沖地震とその余震の港湾地域における強震記録”、港湾技研資料、No.80, June 1969

