

液状化に伴う矢板岸壁の変形プロセス

The Process of Deformation in Sheet Pile-Quaywall due to Liquefaction

三木正司	Masashi MIKI	(エイトコンサルタント)
関 勇二	Yuji SEKI	(エイトコンサルタント)
萩島達也	Tatsuya OGISHIMA	(不動産)
柳田敏明	Toshiaki YANAGIDA	(不動産)

控え式矢板岸壁に関する大地震時の液状化被害事例4例について、その構造物被害の状況を整理分析した。分析の手法はいくつかの変形プロセスを想定し、単純梁などの既往の簡易モデルを用いて矢板の変形量や応力度に着目して、実測データと比較し、想定した変形プロセスの妥当性を吟味した。その結果、完全液状化が発生した場合には泥土圧を作用させた単純ばりの簡易モデルにてある程度の被害予測が可能であることが判った。さらに、岸壁全体がはらみだし、大変形を起こした場合には定量的な被害予測が可能な簡易モデルを設定することはできなかったが、その変形プロセスを想定した。

キーワード：液状化、被害事例、控え式矢板岸壁、泥土圧、大変形 (IGC：H-7)

1. まえがき

近年多発している大規模地震では、地盤の液状化による構造物の被害が大きな問題となっている。特に1995年の兵庫県南部地震では、埋立地を中心に大変形を伴う液状化被害は、多大なものであった。液状化に関する研究は、1964年の新潟地震以来その発生メカニズムの解明を中心に精力的に行われており、それらの成果を用いて発生予測の判定手法や液状化防止対策工法が整備されつつある。しかし、液状化対策の歴史は浅く、対策工の効果が実際の大地震で実証された事例は少なく、残されている課題も多い。

そこで、広島地域土質工学セミナーでは、1995年12月より液状化被害のうち、特に地盤や構造物の変位、変形による被害に焦点をあて、効果的な対策手法を探ることを目的に研究を進めてきた。地盤の挙動は地盤に設けられた構造物によって大きく異なるとの考えより、各種構造物ごとにグループ分けし、著者らはそのなかで、矢板構造物について担当した。矢板構造物に関しては最近、模型実験による矢板式岸壁の地震時挙動に関する研究^{1)、2)}も報告されている。著者

らは、これらの研究事例も参考にすると共に、液状化による被害のメカニズムを理解するために、まず実際に起きた液状化被害事例を分析し、その変形プロセスを把握する必要があるとの考えより、事例を収集し変形プロセスの解釈を行った。ただし、本報告では効果的な対策防止策に関しては、現時点で十分な検討を行う段階に至らなかったため、立ち入ってはいない。なお、これらの成果は1996年7月と1997年8月に開催された地盤工学会中国支部土質工学セミナー報告会にてそれぞれ中間報告として発表したものであり、本報告はこれらを取りまとめたものである。

2. 被害事例の紹介

2.1 概要

矢板構造物に関しては1983年の日本海中部地震(M7.7)による秋田港大浜岸壁の控え式矢板岸壁の被害事例と無被害事例とが文献³⁾に紹介されている。これらの事例に対しては、井合ら⁴⁾によって変形数値解析がなされている。近年においては、1993年1月の釧路沖地震(M7.8)による釧路港南岸壁の控

え式矢板岸壁の被害事例⁵⁾と、1993年7月の北海道南西沖地震(M7.8)による函館港第6岸壁の控え式矢板岸壁の被害事例の報告⁶⁾がある。その他には、1995年兵庫県南部地震(M7.2)による宮川河口部や神崎・旧猪名川の控え式矢板護岸の被害報告⁷⁾などもある。しかしながら、著者らの調べた範囲では地盤条件や矢板構造の位置関係等が比較的明瞭で、分析の対象となりそうな事例は前述の港湾岸壁4例であった。そこで、この港湾岸壁4例に対して、分析に必要な項目を抽出し整理する事にした。

2.2 釧路港 矢板破損事例

第一の事例は、釧路沖地震(M7.8)による釧路港南岸壁の控え式矢板岸壁の被害事例であり、岸壁の位置図を図-1および図-2に示し、この岸壁施設の概要を表-1に示す。

表-1 施設の概要

項目	内容	
場所	釧路港東港区漁港埠頭南岸壁 (図-1, 図-2)	
構造	型式	鋼矢板控え組杭式
	水深	-7.5m
	天端高	+2.7m
	前面鋼矢板	Z25型 (SY295)
	タイ材	D65 (SS400) ピッチは不明
控え工	材質, ピッチ不明	
設計震度	0.2	

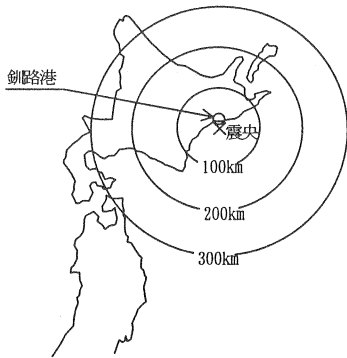


図-1 位置図²⁾

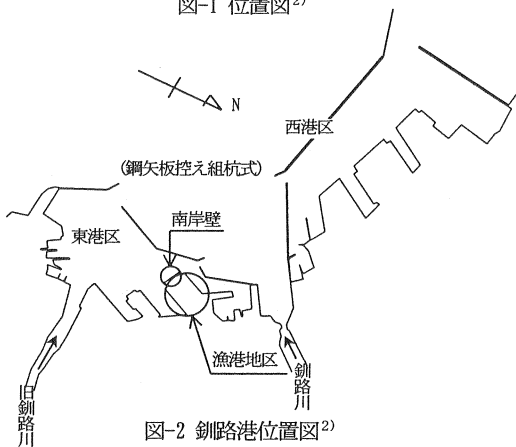


図-2 釧路港位置図²⁾

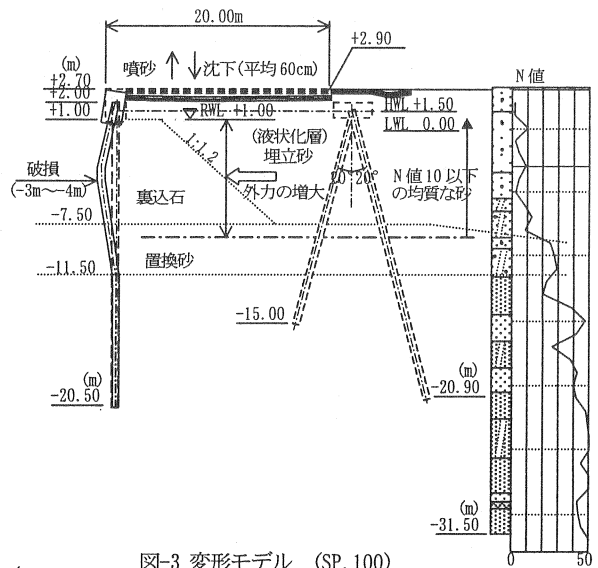


図-3 変形モデル (SP.100)

被災状況は、図-3に示すように、矢板本体が全延長にわたって水深3m から4m の位置で破損している。またエプロンには、液状化による噴砂の痕跡があり、図-4に示すように法線が変形し、背面地盤は0.5m から0.9m 沈下するという被害を受けたと報告⁵⁾されている。

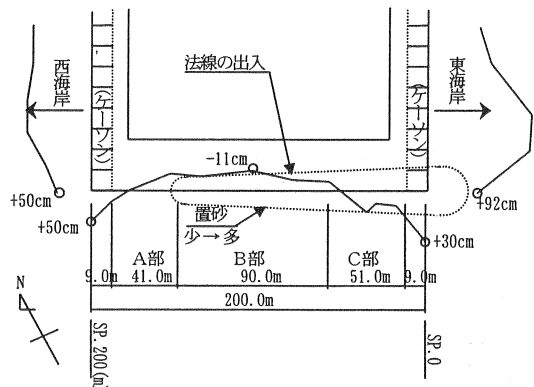


図-4 法先出入図

2.3 秋田港 矢板破損岸壁

第二の事例は、日本海中部地震（M7.7）における矢板岸壁被災事例であり、岸壁の位置図を図-5および図-6に示す。

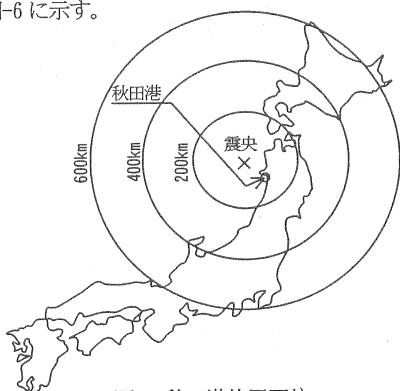


図-5 秋田港位置図¹⁾

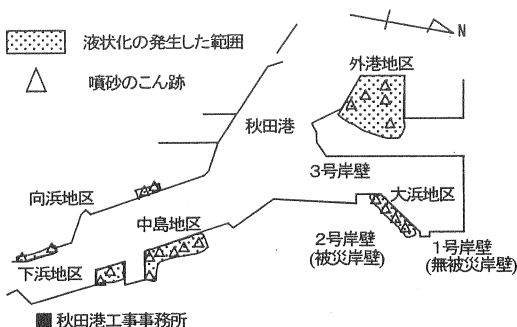


図-6 秋田港岸壁位置図¹⁾

このうち、2号岸壁では、背面地盤の液状化による噴砂の痕跡があり、図-7に示すように、法線が海側へ出、矢板は図-8に示すように-5.0mから-7.0m付近で破損するという被害を受けたと報告³⁾されている。

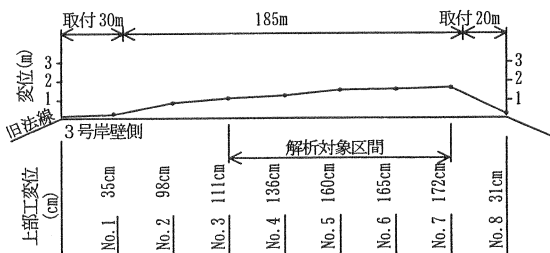


図-7 2号岸壁被災変位図¹⁾

図-9には、2号岸壁の断面図を示し、付近のボーリング調査結果と液状化抵抗率（FL値）を併記した。なお、図中のFL値については、文献⁴⁾の記述よりD₅₀等を推定し、試算した概略値である。

旧法線位置：↓ 単位：m

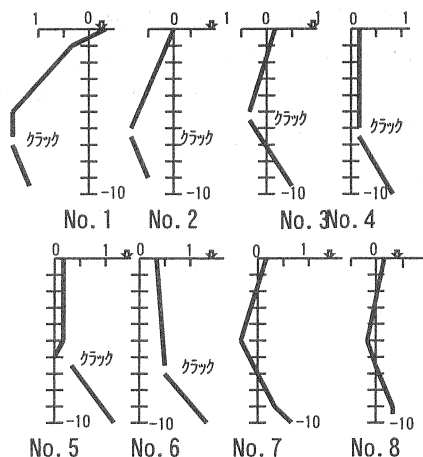


図-8 2号岸壁矢板¹⁾

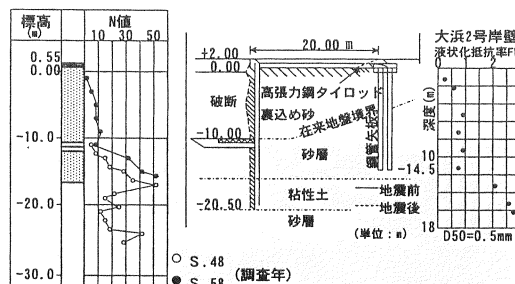


図-9 2号岸壁断面図¹⁾に加筆

2.4 秋田港 無被災岸壁事例

第三の事例は、上記秋田港の1号岸壁である。この1号岸壁は、2号岸壁の北側にあるが、それほど大きな被害を受けていないと報告³⁾されている。この岸壁は背後地盤で液状化が確認されておらず、N値が15～30程度と、地盤が比較的良質である点が、最大の相異点である。図-10に1号岸壁の断面図を示す。

これによると、岸壁の高さは1号、2号とも同じであるが、控え工の杭のサイズと本数が異なっている点と、地盤のN値の分布状況が大きく異なっている。

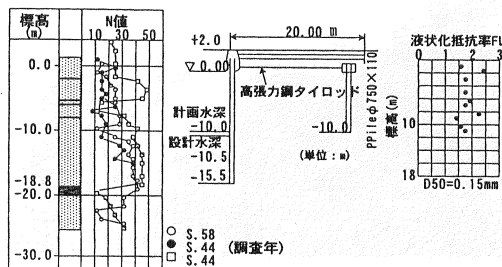


図-10 1号岸壁断面図¹⁾に加筆

2.5 函館港 矢板はらみだし岸壁事例

第四の事例は、北海道南西沖地震（M7.8）における矢板岸壁被災事例である。図-11 および図-12 は岸壁の位置図であり、図-13 の変位図に示すような岸壁の被災が報告⁶⁾ されている。

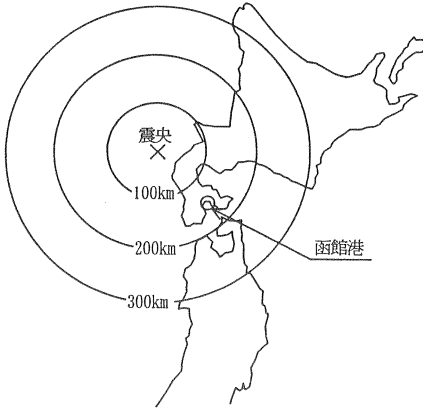


図-11 函館港位置図³⁾

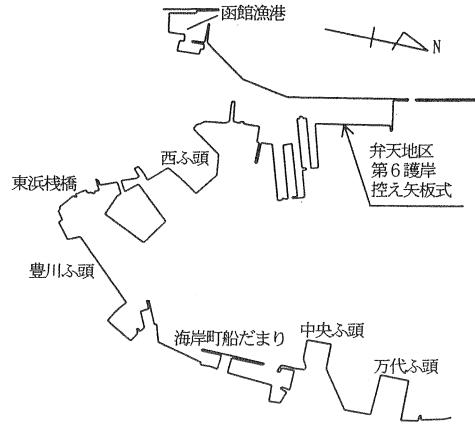


図-12 函館港岸壁位置図³⁾



写真-1 函館港第6岸壁被災写真

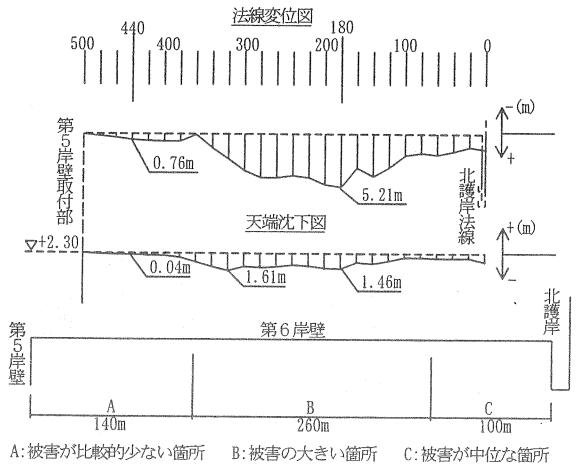


図-13 第6岸壁変位図（函館港、弁天地区）³⁾

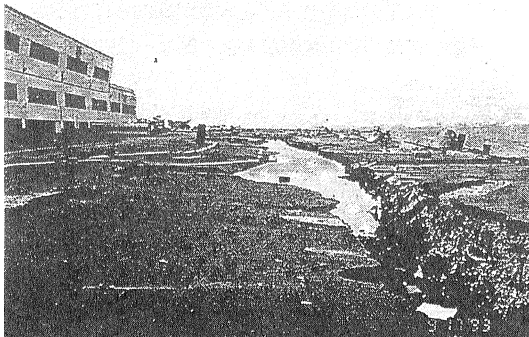


写真-2 函館港第6岸壁被災写真

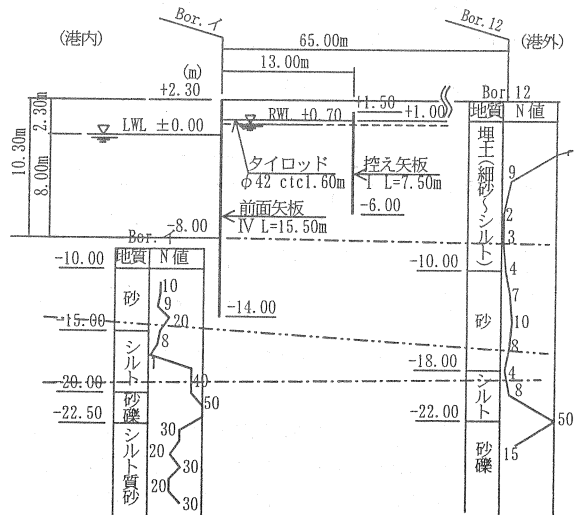


図-14 第6岸壁断面図（180付近）

又、写真-1、写真-2は被災2ヶ月後に撮影した現地の被災状況写真である。

写真-2では、矢板岸壁の控え矢板背後付近に大きな地盤の割れと陥没が見られる。図-14は、はらみだしが5m以上となる被災の大きい箇所の断面図であり、図15は、はらみだしが1.0m以下の被災が比較的少ない第5岸壁寄りの断面図である。又、それらの断面における被災状況図をそれぞれ図-16、17に示す。

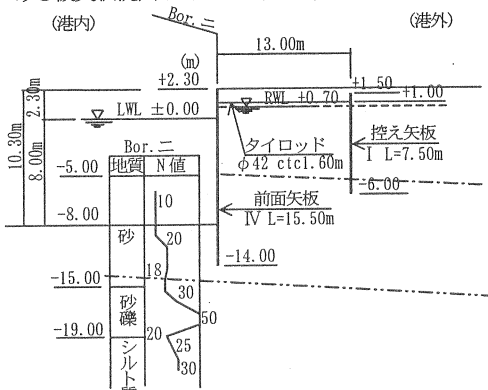


図-15 第6岸壁断面図(440付近)

2.6 被害事例の特徴

以上の被害事例から、控え矢板等の構造の違いや矢板の根入れ地盤、背後地盤のN値の違いで被害に大きな差があり、被害が大きい場合は、背後地盤が大きく沈下し、噴砂など液状化が発生している点が特徴的である。

3. 被害事例の解釈

3.1 概要

前述の被害事例については、得られている実測データが被災後の地表面変位など時間的、空間的に限られたポイントのものしかないため、地盤内部での変形がどのように進展したかについては明らかでない。そこで、ここでは、いくつかの変形プロセスを想定し、その想定モデルに対して被災後の状態予測を行い、実測データとを比較して想定した変形プロセスの妥当性を吟味するという手法をとった。その結果、一部のケースではある程度の被害予測を行うことが可能となったが、依然として、変形プロセスを明確にできないケースも残された。

3.2 釧路港 矢板破損事例

・推測) 本地震で、観測された地表面最大加速度は3.15galであり、野田ら⁸⁾が示す設計水平震度への換算式では、 $K_h=0.23$ 程度であり、設計時の水平震度0.20と比べそれほど大きくない。したがって、液状化による背面土圧の増大が矢板破損の主因であると推測した。

・試算) この事象について、矢板を表-2に示す単純化した条件のもとで控え矢板のタイロッド位置と液状化層下端との間をスパンとする単純梁モデルとするとともに、図-18、図-19に示す外力の算定を行い、曲げモーメント、応力度等の検討を行った。ただし、液状化層下端位置はFL値よりFL>1となる層を境に定めている。

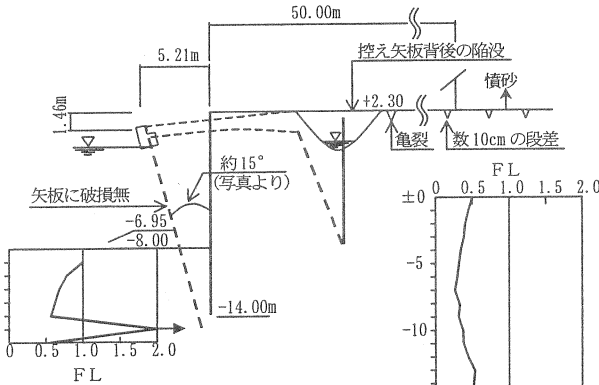


図-16 第6岸壁被災概略図(180付近)

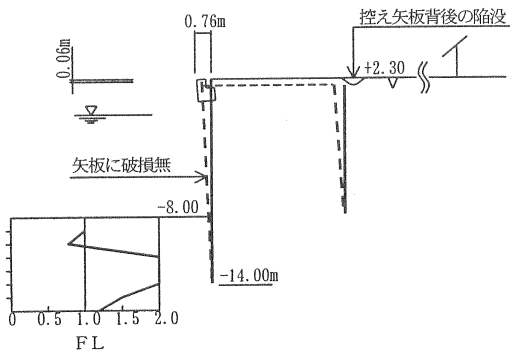
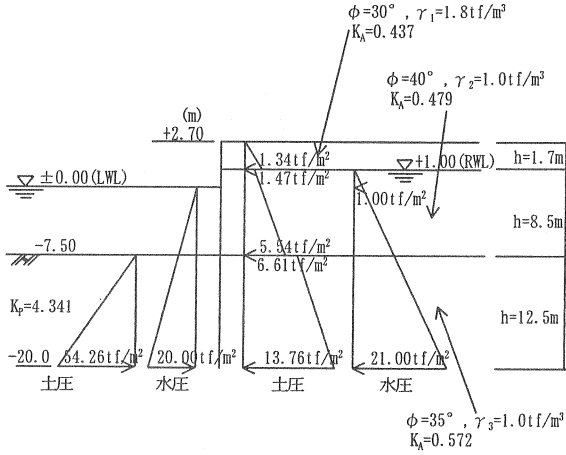


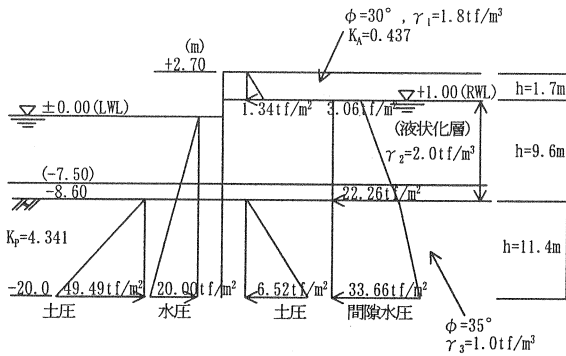
図-17 第6岸壁被災概略図(440付近)

表-2 設計条件

項目	条件
土 圧	現設計………物部・岡部 ($K_h=0.2$) 今回の分析…RWL以浅、液状化層以深は現設計と同じ RWL~液状化層下端 …間隙水圧 (高さ×飽和重量)
潮 位	HWL +1.50m LWL ±0.00m RWL +1.00m 矢板式 RWL=LWL+2/3・(HWL-LWL)
内部摩擦角	+2.7m~+1.0m $\phi=30^\circ$ +1.0m~7.5m $\phi=40^\circ$ -7.5m以深 $\phi=35^\circ$
単位体積重量	空中 $\gamma_1=1.8\text{tf/m}^3$, 水中 $\gamma'=1.0\text{tf/m}^3$, 飽和 $\gamma_2=1.8\text{tf/m}^3$
測 線	SP.100



現設計 (地震時)
図-18 外力の算定図



今回の分析 (液状化発生時)
図-19 外力の算定図

・ 試算結果を図-20 および表-3 に示すが、被災現象と試算結果を対比すると次のようになる。

- 1) 矢板壁に発生する最大曲げモーメントは、水深 -4.0m で生じ、この位置での矢板応力度は降伏応力度を上回る。
- 2) タイロッドには、概ね2倍の応力が発生するものの許容応力度内である。
- 3) 控え工は、引き抜きに対して、規定の安全率を若干下回る程度である。

・ 解釈) これらの結果は、被災現象と概ね合致するものである。したがって、液状化に伴う矢板背後の側圧を泥土圧 (土圧係数を 1.0 とした土圧) と考え、控え矢板のタイロッド位置と液状化層下端との間をスパンとする単純梁のモデルで断面力を算定すれば、被災現象をうまく説明できる。

表-3 検討結果一覧表

項目	現設計 (地震時)	今回の分析 (液状化時)
・ 鋼矢板 SY-30 SP-Z 25 型		
最大曲げモーメント (t・m/m)	44.36	110.31
最大曲げモーメント 発生位置	-3.4m	-4.0m
応力 (kgf/cm ²)	1767	4395
降伏応力度との比 (降伏応力 3000 kgf/cm ²)	0.59	1.46
最大変位量 (cm)	-	10.5
・ タイ材 SS41, D65 1.6mctc		
1本当り張力 (tf/本)	25.7	54.1
応力度 (kgf/cm ²)	770	1630
降伏応力度との比 (降伏応力 2200 kgf/cm ²)	0.35	0.74
・ 控え組杭 押込み杭 φ500 t9 引抜き杭 φ700 t9 (SKK400)		
押込み力 (t)	37.6	79.1
必要極限支持力 (t)	56.4	118.7
引抜き力 (t)	37.6	79.1
必要最大引抜き力 (t)	94.0	197.8
極限支持力 (t)	231.0	198.1
最大引抜き力 (t)	192.6	145.6
安全率		
()内は必要安全率	押込み 6.1 (1.5)	2.5 (1.5)
	引抜き 5.1 (2.5)	1.8 (2.5)

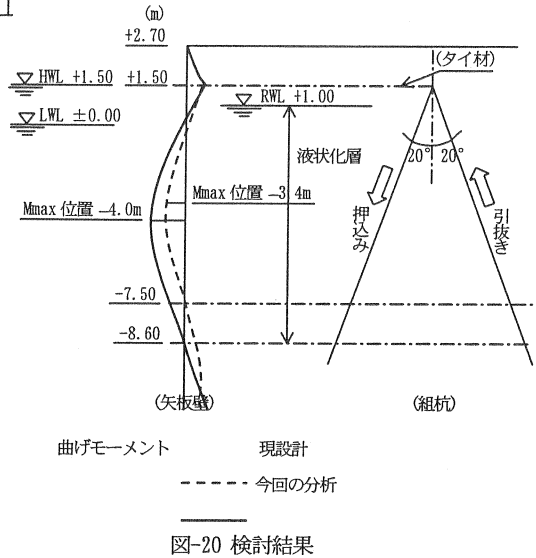


図-20 検討結果

3.3 秋田港 矢板破損岸壁

- ・試算) 矢板の破断が生じた大浜2号岸壁について、釧路港のケースと同様に図-21に示すように液状化層下端とタイロッド位置をスパンとする単純ばりに泥土圧が作用するモデルを適用した。ただし、液状化層下端位置はFL値より定めた。曲げモーメント分布は、図-22のようになり、最大曲げモーメントは $195\text{tf}\cdot\text{m}$ で、 -7.0m 付近で生じている。又、このときの矢板の応力度は、 $5100\text{kgf}/\text{cm}^2$ となる。
- ・推測) 矢板の破断は、 -5.0m から -7.0m 付近で生じており、最大曲げモーメントの位置が実現現象よりわずかに下方となるが、ほぼこのモデルの適用で現象説明が可能である。

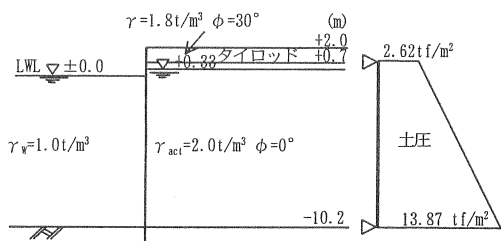


図-21 大浜2号岸壁モデル図

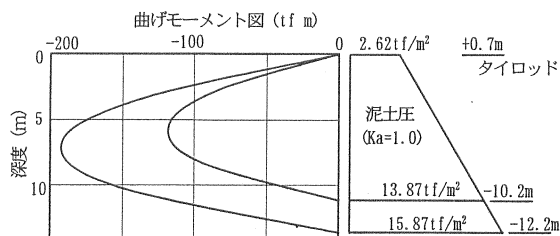


図-22 大浜2号岸壁 (被災岸壁)

3.4 秋田港 無被災岸壁

- ・推測) 1号岸壁は2号岸壁と同じ岸壁高さであるが矢板にはほとんど被害がなかった。液状化を考慮しない場合の通常の設計の考え方は、土圧に対しては地震時土圧を考え、海底面とタイロッド位置との間隔をスパンとする単純梁として計算するのが一般的な考え方である。一方、完全液状化が生じれば、前述の3.3のモデルのように考えれば良いので、矢板が破損する結果になる。ここでは、たとえば背後地盤が完全液状化までは至っていないが、過剰間隙水圧の上昇がいくらかあった、と推測し、いくつかのケースについて試算を行った。
- ・試算) まず液状化を考慮しない場合の通常の設計の考え方を基本にしてケース (a) とした。そして泥土

圧の係数を完全液状化時の 1.0 から、いくらか低減したケースについては、井合らが本現場での数値解析を行った文献⁴⁾の曲げモーメント分布 (図-23) に着目して0.7とした。試算結果は図-24のようになり、最大曲げモーメントの小さい順に(a)、(b)、(c)、(d)と符号を付けている。(a)、(c)は土圧係数を0.47、(b)、(d)は泥土圧の土圧係数を0.70としたものであり、(a)、(b)は下端の支持点を海底面とし、(c)、(d)は下端の支持点を曲げモーメント分布が文献の解析結果と同様になるように海底面からいくらか下方に下げたものである。

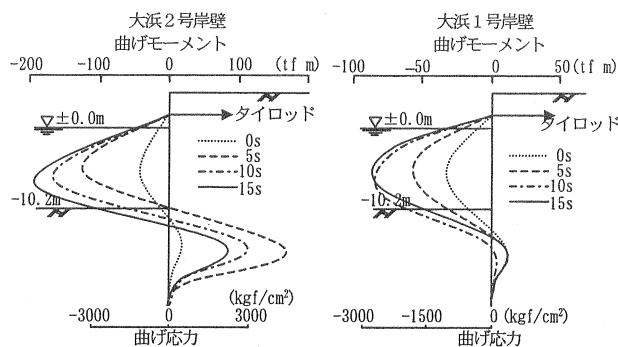


図-23 文献での解析値⁴⁾より引用

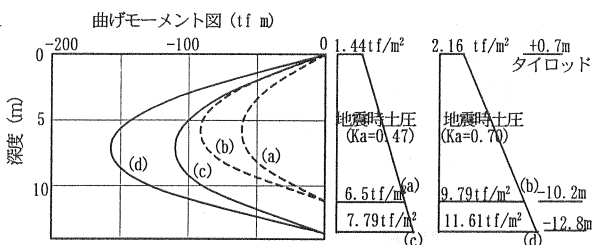


図-24 大浜1号岸壁 (無被災岸壁)

曲げモーメント

- ・解釈) その結果より、文献の解析値と合致したのは、(c)のケースである。しかし、矢板に被災がなかったという点では、(a)、(b)も正解である。以上の検討より、完全液状化が発生しなかったケースについては、矢板背面土の間隙水圧分布の状況により、側圧分布の大きさが変わる事、そして矢板前面の間隙水圧分布の状況により、抵抗力の大きさが変わる事が予測されるが、その大きさ等を定量的に示すまでには至っていない。

3.5 函館港 はらみだし岸壁

・推測) 本事例では、「矢板に破損等被害が生じていない。」という点と「矢板頭部水平変形量は5.2m生じている。」という点を説明できるモデルとしてまず、頭部変形量に着目して、控え矢板の前面の抵抗が液状化によりゼロとなって自立矢板のような挙動となったのではないかと推測して計算を行った。

・試算) そこで自立矢板モデルとして、図-25に示す平面骨組み解析にて試算すると、 $M=285\text{tfm}$ 、 $\sigma=12600\text{kg/cm}^2$ 、 $\delta=5.2\text{m}$ となった。このときの地盤バネは $k=0.095\text{kgf/cm}^3$ であり、N値に逆算して1程度である。

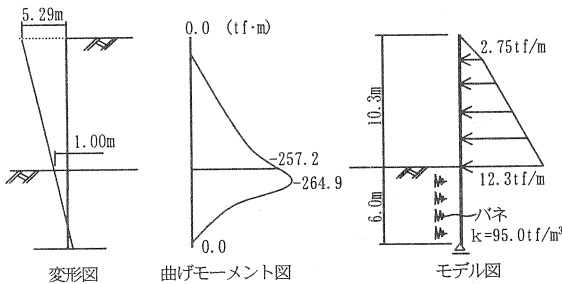


図-25 自立矢板によるモデル図

これらのモデルによる試算では、矢板が破損しないという事実と合致しない。

・推測) そこで、控え矢板がいくらか抵抗したのではないかと推測して計算を行った。

・試算) 前述の平面骨組み解析において、タイロッド位置に地盤バネを考慮したモデルにて試算を行った。その結果を図-26に示しているが、 $M=90\text{tfm}$ 、 $\sigma=4000\text{kgf/cm}^2$ 、 $\delta=5.2\text{m}$ となり、矢板の応力度は降伏強度 3000kgf/cm^2 を3割超過している。また、このときの地盤バネは $k=0.013\text{kgf/cm}^3$ および 0.0065kgf/cm^3 であり、先程よりさらに弱い地盤を想定していることになっている。

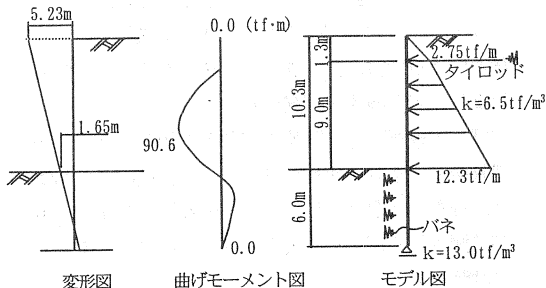


図-26 モデル図

・矢板には曲がりなどの残留変形も報告されていないので、矢板の曲げモーメントはもう少し小さいはずであり、本モデルが被災事例と合致しているとはいえない。

・推測) 泥土圧とバネモデルだけでは、うまく説明できない。そこで、泥土圧と矢板岸壁前面および控え矢板前面の受動土圧以外にも矢板岸壁のはらみだし変形に関与しているものがあるのではないかと推測した。

・解釈) このような推測を説明するために、矢板岸壁のはらみだし変形のメカニズムについてイメージしたものを図-27に示す。以下にこの図の説明を行う。

$$\delta_{all} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

δ_1 : 矢板下端から非液状化層までの地盤のせん断変形量

δ_2 : 慣性力Hおよび泥土圧Pによる滑動変形量

δ_3 : 矢板前面および控え矢板前面の地盤バネの変形量

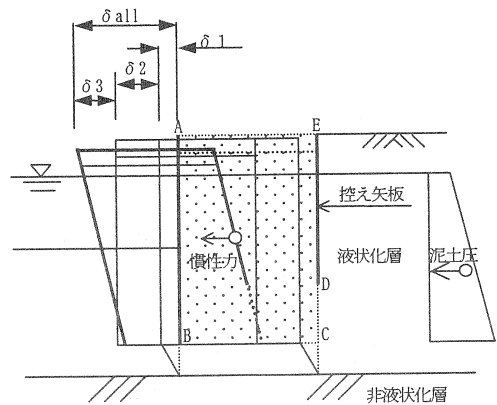


図-27 変形イメージ

まず、矢板岸壁に対して矢板ABと控え矢板EDで囲まれたABCDEなる仮想ケーソンを考える。Bは、前面矢板の下端であり、Cは控え矢板下端Dを鉛直に降ろした点である。この仮想ケーソンを考えたのは、被災写真-2より控え矢板背面が大きく割れ陥没している事実から、控え矢板と岸壁矢板で囲まれた部分が一体となって変形移動しているのではないかと、考えたからである。なお、点Cは、この一体となった土塊(仮想ケーソン)が単純に長方形のほうが後々計算上簡単であるだろうとの意味で、便宜的に設定したものである。

この仮想ケーソンに作用する側圧は、液状化により生じた泥土圧Pと、地震時の慣性力Hである。一方変形に抵抗するのは、矢板下端より下方の液状化地盤のせん断剛性抵抗と、仮想ケーソン底面地盤のせん断

抵抗そして、矢板前面地盤の受動抵抗土圧である。液状化により、3つの抵抗値はそれぞれかなり低下もしくは消滅し、変形の状況および時間の経過にともない、再度回復してくるはずである。このように考えれば、はらみだし被害の小さかった部分についても「矢板下端の地盤が非液状化層であったので $\delta 1$ 、 $\delta 2$ が小さかったためである」と説明ができる。

4. まとめ

4.1 被害パターン分類

矢板式岸壁の被災事例について釧路港、秋田港（2例）、函館港の計4事例を検討し以下のように解釈を行った。

図-28は、釧路港、秋田港の事例のように矢板下端が非液状化層に根入れされている場合の被害模式図である。しかも、控え工の下方が非液状化層にあり、控え工自体の剛度も大きいいため、頭部拘束され、矢板が液状化層の中央部付近で破損する被害パターンである。このパターンの場合、完全液状化が発生した場合には泥土圧（土圧係数を1.0とした側圧）を作用させた単純ばりの簡易モデルにて説明可能である。この点は、文献⁹⁾で模型実験による検証が報告されている。しかし、完全液状化に至らない場合では、矢板背後地盤の液状化層の過剰間隙水圧の程度が被害の大小を決定する要因であると思われるが、本論文の検討では定量的説明には至っていない。

一方、図-29は、函館港の事例のように矢板下端が非液状化層に根入れされていない場合の模式図であり、矢板岸壁全体がはらみだし被害パターンである。このパターンについて、地盤バネでのモデル化を試みたが矢板が破損しなかったという点をうまく説明できなかった。そこでこの被害パターンの場合には、控え矢板と前面矢板とで、囲まれた部分を仮想ケーソンとみなしてつりあいを考えるといった工夫が必要のように思われるが、今年度の検討では定量的説明には至っていない。これらの検討により、図-28と図-29に示すように、矢板下端が非液状化層に根入れされているかどうか、という点が被害パターンを決定する重要な要因といえる。

このことは最近の文献¹⁰⁾において、模型実験による検証が報告されている。したがって、泥土圧が適用できるのは、控え工と、根入れ地盤により、矢板の全体移動に対する変形が拘束されている場合に背後地盤が完全液状化に至った時のみに限定される。

控え式矢板岸壁被災パターン分類

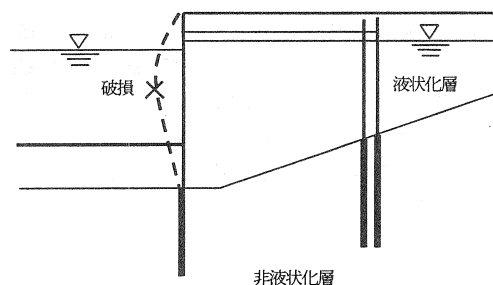


図-28 矢板下端が非液状化層に根入れされているケース

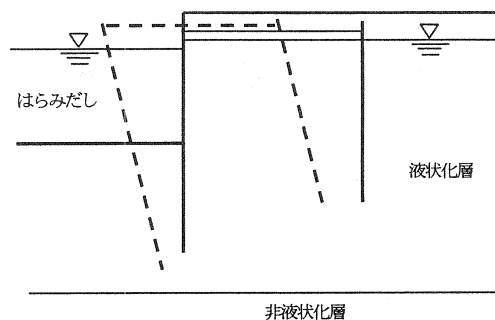


図-29 矢板下端が非液状化層に根入れされていないケース

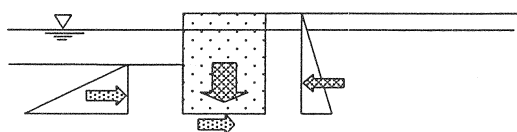
4.2 今後の課題

矢板岸壁全体のはらみだし大変形被害について、地震による慣性力と液状化による泥土圧は変形に対して、どのような割合で関与しているのか？そして矢板岸壁はそれらの力によって地震後のどの時機に変形したのか？また、函館港のはらみだし岸壁は背後地盤が液状化しているにもかかわらず、矢板がなぜ破損しなかったのか？という疑問への定量的な回答は得られていない。これらの疑問を解明するには、はらみだし大変形の変形プロセスについて、たとえば図-30に示すように時刻歴という時間の軸を考慮する必要があると考えているが、これらに対する検討は今後の課題としたい。

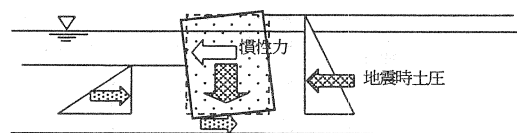
5. 謝辞

最後になりましたが、本研究にあたって共に知恵を絞り、多くの援助をいただきました広島地区土質工学セミナーのメンバーの皆様、並びに貴重な実験結果の提供をはじめ多大なご指導をいただきました、広島大学の佐々木康教授、森脇武夫助教授をはじめとする大学関係者の方々に厚く御礼を申し上げます。

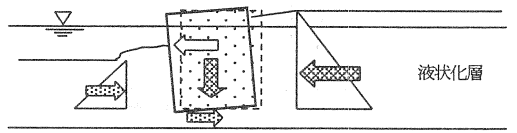
T0 常時



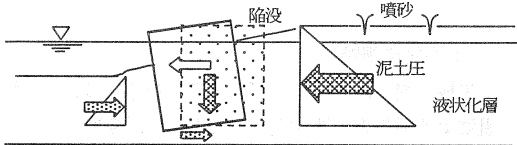
T1 地震発生時



T2 間隙水圧上昇時



T3 完全液状化時



T4 間隙水圧減少時

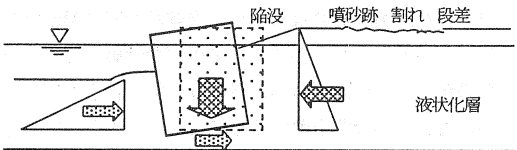


図-30 変形プロセスの推測

満, 大塚夏彦: 矢板式岸壁の地震時挙動の振動台模型実験, 第32回地盤工学研究発表会, pp. 993~994 1997.7

- 3) 埋立地の液状化ハンドブック, (財) 沿岸開発技術研修センター, pp. 6~20, 198~226 1993.3
- 4) 井合進, 亀岡知弘: 液状化による矢板式岸壁の変形の数値解析, 港湾技術研究所資料, pp. 349~379 1991.6
- 5) 上田茂, 稲富隆昌, 上部達生, 井合進, 風間基樹, 松永康男, 藤本健幸, 菊池喜昭, 宮井真一郎, 関口信一郎, 藤本義則: 釧路沖地震港湾施設被害報告, 港湾技術研究所資料, NO.766, pp. 5~15, 37~89 1993
- 6) 稲富隆昌, 上部達生, 井合進, 風間基樹, 山崎浩之, 松永康男, 関口信一郎, 水野雄三, 藤本義則: 北海道南西沖地震による港湾施設被害報告, 港湾技術研究所資料, NO.791, pp. 5~7, 75~88 1994.12
- 7) 阪神・淡路大震災調査報告書: 社団法人 地盤工学会・阪神大震災調査委員会, pp. 287~302 1998.3
- 8) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹: 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, 第14巻, 第4号, pp. 67~112, 1975
- 9) 水谷崇亮, 中村滋, 六井啓二, 東畑郁生: 振動模型実験による矢板式護岸の地震時変位予測, 第32回地盤工学研究発表会, pp. 999~1000 1997.7
- 10) 角田浩, 牧田篤弘, 小笠原政文, 五瀬伸吾, 宮田和, 佐藤正義: 地盤流動とその対策工の効果に関する遠心振動実験, 第32回地盤工学研究発表会, pp. 995~996, 1997.7

参考文献

- 1) 中村滋, 水谷崇亮, 六井啓二, 東畑郁生: 鋼矢板式護岸の地震時挙動に関する模型実験, 第32回地盤工学研究発表会, pp. 997~998 1997.7
- 2) 小濱英司, 三浦均也, 原田和摩, 吉田望, 明田定