

港湾技研資料

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

No. 973 Dec. 2000

台風9918号による護岸の被災とその対策に関する水理模型実験

高	橋	重	雄
大	木	泰	憲
下	迫	健	一
諫	山	貞	郎
石	貫	国	雄
			朗

港湾技研資料

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

台風9918号高潮災害関連 Dec. 2000

- No. 969 台風9918号による西日本沿岸の波浪と潮位の出現特性
- No. 970 波浪推算法による台風9918号の異常波浪の再現計算
- No. 971 台風9918号による高潮の現地調査と追算
- No. 972 台風9918号による越波災害に関する一考察
- No. 973 台風9918号による護岸の被災とその対策に関する
水理模型実験
- No. 974 台風9918号による虹ヶ浜海岸の高潮災害

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 護岸の被災状況	4
2.1 概要	4
2.2 新北九州空港護岸	5
2.3 新門司南地区護岸	9
2.4 山口宇部空港護岸	11
2.5 宇部港（小野田地区西沖護岸）	14
2.6 山口港山口地区堤防	16
2.7 三田尻中関港廃棄物埋立護岸	17
2.8 被災状況に対する考察	19
3. 水理模型実験	19
3.1 実験の目的と方法	19
3.2 被災再現実験	20
3.3 越波実験	29
3.4 波圧実験	31
4. まとめ	46
参考文献	47
主要記号表	48
付録 主要写真集	49

Seawall Failures by Typhoon 9918 and Their Reproduction in Wave Flume Experiments

Shigeo TAKAHASHI *
Yasunori OHKI **
Ken-ichiro SHIMOSAKO ***
Sadao ISAYAMA ****
Kunirou ISHINUKI *****

Synopsis

Typhoon No.9918 caused serious damage to the coastal and harbor facilities in Kyushu and Yamaguchi district. Especially seawalls in the Suou-nada Bay suffered from severe damage due to high waves with an extremely high tide by the typhoon. This report describes the damage to the coastal facilities focussing on the seawall failures in the district with the result from series of wave flume experiments to reproduce the failures.

The damaged seawalls were mainly of the rubble mound type with deformed concrete blocks for their armor layers. The armor concrete blocks, however, did not sufficiently cover the crown wall and the top of the armor blocks was near the still water surface when the maximum storm surge occurred. Consequently the storm waves were broken on the top of armor blocks causing severe impact forces on the crown walls (parapet walls) of seawalls. A number of the parapet walls were broken resulting in fatal increase in wave overtopping.

Three series of model experiments were conducted in a wave flume, where the failures of the seawalls were reproduced, the wave overtopping rates for several types of seawalls including the ones to reduce the rate were measured, and the impact pressures on several cross sections of the seawalls were measured. A new formula to evaluate the impact wave pressure in such a case was proposed from the experiments.

Key Words : Storm surge, Storm waves, Seawall failures, Impact wave pressures

* Director of the Special Research

** Trainee of Maritime Structures Lab., Hydraulic Engineering Division

*** Chief of Maritime Structures Laboratory, Hydraulic Engineering Division

**** Design and Investigation Office, the Fourth District Port Construction Bureau

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-445054 Fax : +81-468-44-5054 e-mail : takahashi_s@cc.phri.go.jp

台風9918号による護岸の被災とその対策に関する水理模型実験

高橋 重雄*
大木 泰憲**
下迫 健一郎***
諫山 貞雄****
石貫 国朗****

要 旨

1999年9月24日に九州・中国地方を襲った台風9918号により、これらの地域では設計値を上回るような高潮・高波によって災害が発生した。この災害については種々の調査・検討が実施されているが、構造物の被災の観点からは、護岸の被災が最も特徴的であり、特に周防灘で多くの事例がある。本研究は、主としてこの防潮護岸の被災について検討を行うものであり、被災調査とその再現実験を実施している。

被災状況の調査では、周防灘で被災した護岸の多くが傾斜堤型護岸であり、かつ護岸前面の消波工が上部工のパラペット下端部までしか設置されておらず、高潮時には、その天端は静水面とほぼ同レベルの場合が多かった。したがって台風による高潮によって、消波性能が著しく低下し（いわゆる不完全消波の状態）、衝撃的な波力が作用したため、上部工、特にパラペットが倒壊に至ったと思われる。また、上部工背後の裏込めによる背後土圧は、上部工の安定性に大きく寄与しているが、越波による流失、あるいは吸い出しが発生し土圧の低減に至る場合があり、上部工の被災のもう一つの原因となっている。なお、パラペットの倒壊が越波量の増大を招き、護岸背後地に大きな被害を与えたと考えられる。

水理模型実験では、護岸の被災状況を再現するだけでなく、護岸の被災に伴う越波流量、および上部工に作用する波圧についても計測している。被災状況の再現実験では、現地と同じ海象条件を時間を追って護岸模型に作用させたところ、越波によって裏込石が流失し、背後土圧が低下したところに衝撃的な波力が作用して、護岸上部工の倒壊に至ることが確認された。

越波実験では、現地被災時の越波流量は通常設計値の数倍にのぼり、パラペット倒壊の有無で、越波流量に大きな差があるという計測結果が得られた。こうした大きな越波流量が護岸の被災や浸水につながっていると思われる。さらに、越波実験結果に基づいて、これまで明確でなかった高潮時の不完全消波断面での越波流量について、換算天端高係数 β を用いた新算定法を提案している。

波圧実験では、現地最高潮位時には、パラペット中央部で通常計算で求まる値よりかなり大きい最大 $2w_0H$ 以上の波圧が作用することがわかった。また、静水面が消波工天端よりも下にある場合の不完全消波断面に作用する波圧については、従来の波圧式では算定できないため、消波工天端高さを種々変更した実験結果にもとづいて、補正係数を導入した新たな算定法を示している。

キーワード：台風，被災，護岸，高潮，衝撃碎波力，不完全消波

*特別研究官

**水工部耐波研究室受託研修生

***水工部耐波研究室長

****運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 運輸省港湾技術研究所

電話：0468-44-5054 Fax：0468-44-5054 e-mail：takahashi_s@cc.phri.go.jp

1. まえがき

1999年9月24日に九州・中国地方を通過した台風9918号により、これらの地方では設計値を上回るような高潮・高波によって災害が発生した。この災害については種々の調査・検討が実施されている（河合ら（2000）、滝川（2000）、永井ら（2000）、橋本ら（2000）、平石ら（2000）、山本ら（2000））が、構造物の被災の観点からは、護岸の被災が最も特徴的であった。すなわち、衝撃的な砕波力によって傾斜堤型護岸の上部工が破壊されており、特に周防灘で多くの事例がある。衝撃砕波力は、基本的に護岸前面で急に砕波した波が上部工に衝突して発生するものであり、マウンドが高い場合や消波工の天端高さが十分でない場合などに発生する。特に、被災護岸では消波工の天端高さが十分ではなく高潮時には消波工の天端が静水面付近となって、不完全消波状態となり、ここで砕波して衝撃砕波力が発生したと考えられるものが少なくない。

本研究は、今回の高波・高潮災害のうち、この防潮護岸の被災に絞って検討を行うものであり、周防灘6地点について被災状況の調査を行っている。被災調査と平行して、水理模型実験も実施している。実験では、護岸本体の被災状況を再現するだけでなく、護岸の被災に伴う越波状況や、上部工に作用する波圧についても実験している。

被災過程の再現実験は、主として新北九州空港護岸を対象としているが、現地断面の被災過程の観察にとどまらず、背後の形状等による違いについても検討するため、裏込石の部分埋立土に変更した断面、および天端高さを変更した断面についても、その変化について観察している。

越波実験では、現地断面の被災時の越波流量を計測するとともに、パラペットが倒壊した場合の越波流量、および消波工の設置形状の違いによる影響についても越波流量の計測を行っている。また、これまで明確でなかった、不完全消波時の越波流量や高潮時で相対天端が非常に低い場合の越波流量の算定法についても検討している。

波圧実験でも同様に、現地断面の被災時の波圧以外に、衝撃砕波力の発生特性をより明らかにするために、静水面からの消波工天端の高さ、およびパラペットの天端高さが異なる場合についても実験を行っている。さらに、不完全消波断面で、静水面が消波工天端より低い場合の波圧は、従来の波圧式では算定できないため、補正係数を導入した新たな算定法を示している。

2. 護岸の被災状況

2.1 概要

台風9918号は、周防灘沿岸および八代海沿岸に、高潮・高波による甚大な被害を与えた。特に、図-2.1に示す周防灘沿岸では、護岸上部工が倒壊する被災が多く発生しており、これらの護岸は類似の断面形状を有していることから、被災の形態にも同じ様な特徴があると考えられる。そこで本章では、周防灘沿岸で被災した護岸のうち、図-2.2に示す、新北九州空港埋立地、新門司南地区、そして図-2.3に示す山口宇部空港、宇部港（小野田地区西沖【港湾計画では西沖の山地区】）、山口港山口地区、三田尻中関港廃棄物埋立地の計6地点を選び、それら護岸の特徴および被災の状況について検討する。調査対象は、不完全消波による護岸上部工の被災を中心にしているが、比較のために完全消波での被災も含んでいる。また、上部工背後の裏込め土圧の影響も大きく、裏込材の流失や吸い出しを受けたものについても調査している。

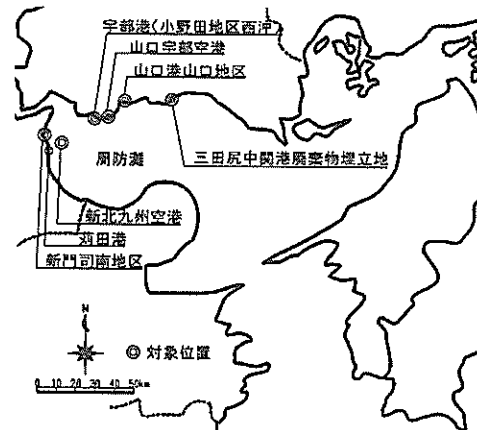


図-2.1 周防灘全体図

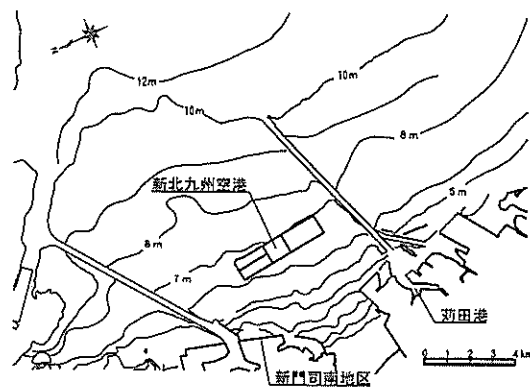


図-2.2 九州地区（新門司・新北九州空港）全体図

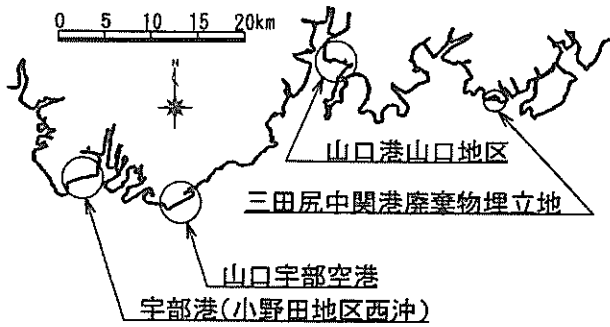


図-2.3 山口地区（山口宇部空港・小野田地区西沖・山口港山口地区・三田尻地区）全体図

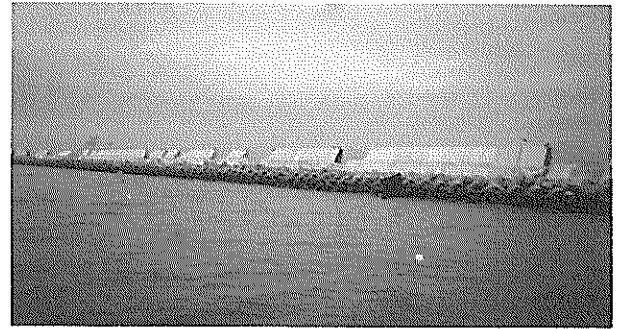


写真-2.2 新北九州空港新門司沖土砂処分場護岸正面遠景写真

2.2 新北九州空港護岸

図-2.4は新北九州空港埋立地の全体平面図であり、新北九州空港は、新門司沖および苅田沖の隣り合う土砂処分場を利用して建設される空港である。写真-2.1は埋立地を上空より撮影したもの、そして写真-2.2、写真-2.3はそれぞれ、新門司沖土砂処分場、苅田沖土砂処分場の被災状況を沖合より撮影したものである。両者とも、数キロメートルの護岸延長の全体にわたって上部工、特に



写真-2.3 新北九州空港苅田沖土砂処分場東護岸正面遠景写真

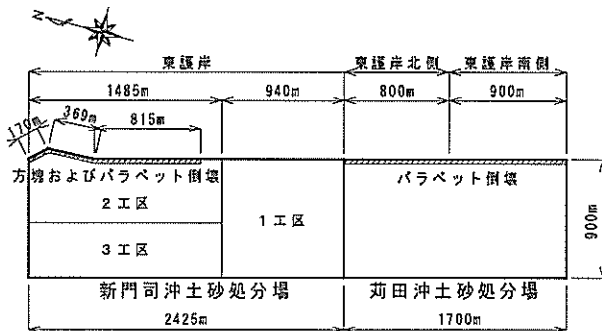


図-2.4 新北九州空港 全体平面図

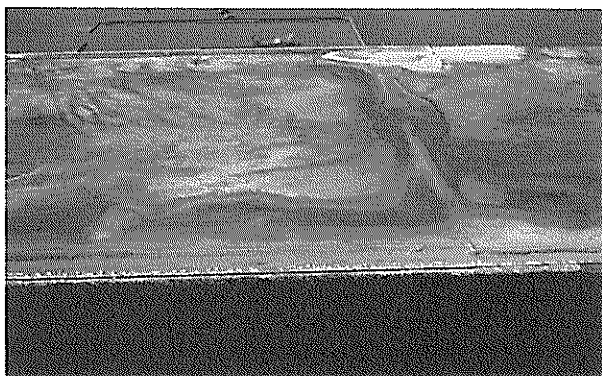


写真-2.1 新北九州空港航空写真

パラペット部が被災している。新門司沖土砂処分場では上部工の傾斜が顕著であり、苅田沖土砂処分場では上部工のパラペット部の破壊が目立っている。なお、被災時には、新門司沖土砂処分場が護岸工事後の埋め立て途中、一方、苅田沖土砂処分場は護岸工事、埋め立てともに完了した状態であった。

(1)新門司沖土砂処分場護岸

a)被災時の護岸状況

新門司沖土砂処分場は、前掲図-2.4に示すように、3つの工区に分けられて施工されているが、このうち1、2工区の東護岸（延長2425m）が被災した。特に2工区での被災が著しく、上部工の倒壊が見られる。図-2.5、図-2.6は、それぞれ1工区と2工区の東護岸の断面図である。東護岸は、消波ブロックで被覆された傾斜堤であり、上部工部分は方塊とその上の胸壁（パラペット）からなる。水深は、1工区が-8.4m、2工区が-7.0mであり、方塊天端は両工区とも+6.1m、パラペット天端ともに+8.0mとかなり高く、消波工は方塊天端と同じか、天端より少し高い位置までしか被覆されていなかった。

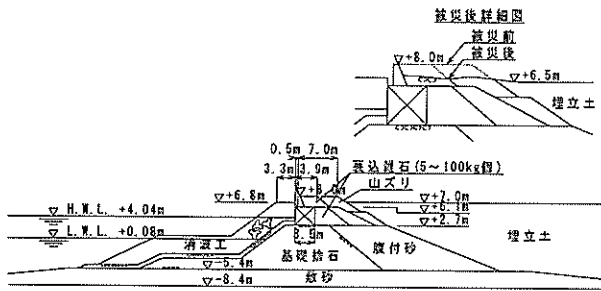


図-2.5 新北九州空港新門司沖土砂処分場護岸
1工区標準断面図 (被災箇所)

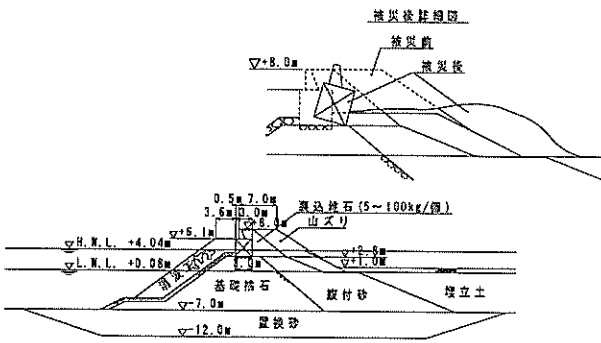


図-2.6 新北九州空港新門司沖土砂処分場護岸
2工区標準断面図 (被災箇所)

被災は、2工区で顕著であったが、これは上部工背後の状況が異なったためと考えられる。すなわち、1工区では裏込石がパラペット天端と同じ+8.0mまで施工された後、埋め立てが+7.0mまで行われていたが、2工区では、裏込石は+8.0mまで施工されていたものの、埋め立てについては+1.0mまで施工された段階であった。なお、裏込石の粒径は5~100kg/個であり、裏込石および埋立土の上は舗装されていなかった。

b)被災時の潮位・波浪状況

表-2.1は近隣の苅田での観測値を示したものである。台風中心の接近に伴って潮位・波高とも大きくなり、7時30分に最高潮位+5.58m、8時には最大有義波高3.46mが観測されている。また、被災時の潮位・波浪の追算結果では、最高潮位が+5.59m、1工区護岸前面での有義波高・周期がそれぞれ3.95m、8.05s、2工区護岸前面での有義波高・周期がそれぞれ4.01m、8.05sと推定されている。新門司沖土砂処分場でのH.W.L.は+4.04mで、堤前での設計波は有義波高が3.3m、有義波周期が6.7sであり、被災時にはほぼ設計条件と同じかそれを上回る条件であったことがわかる。なお、被災時の波向はE~ESEであり、護岸に直角に近い角度(護岸への入射角 -10° ~ -30°)で入射する状況であった。

表-2.1 潮位・波浪の観測値 (苅田)

苅田 9月24日			
時刻	W.L. (m)	H _{1/3} (m)	T _{1/3} (s)
0:00	2.33	1.40	4.70
1:00	1.87	-	-
2:00	1.57	1.59	5.00
3:00	1.79	-	-
4:00	2.38	2.08	5.50
5:00	3.07	-	-
6:00	3.98	3.39	6.90
7:00	5.02	-	-
7:30	5.58	(最高潮位)	
8:00	5.16	3.46	8.10
9:00	4.94	-	-
10:00	3.93	1.10	4.20
11:00	2.95	-	-
12:00	1.72	0.46	2.70

c)被災状況

写真-2.4は、1工区の被災状況を示したものである。前掲図-2.5にも示しているように、越波により上部工背後の裏込石が厚さ1m程度散逸・流失し、裏込石天端が+6.50m~+7.00mとなったが、上部工には大きな変位は発生していない。

一方、写真-2.5および前掲図-2.6に示すように、2工区では、延長1354mのほとんどで上部工が背面側に傾斜しており、場所によっては、上部工のパラペットが方塊から離れ、背後に転落・飛散しているものもある。また、上部工の背後では裏込石および腹付土砂が厚さ3.5m程度散逸・流失し、裏込石天端が+4.20m~+4.50mとなっている。



写真-2.4 新北九州空港新門司沖土砂処分場護岸
1工区被災状況



写真-2.5 新北九州空港新門司沖土砂処分場護岸
2工区被災状況

1工区と2工区では被害の程度がかなり異なるが、これは前述したように埋立土の施工高さの違いによるものと考えられる。1工区では+7.00mまで施工された埋立土によって、上部工の天端までであった裏込石の散逸・流失が厚さ1m～1.5m程度に抑えられたが、2工区では埋立土が+1.0mまでしか施工されておらず、その結果、斜面となっている裏込石が+4.20m～+4.50mまで散逸・流失し、上部工の背後土圧が大きく減少したことが原因の一つと考えられる。

一方、もう一つの重要な原因は、消波工の天端高さが十分ではなく、高潮時にはほぼ静水面の位置となり、ここで砕波した波が直接上部工のパラペットに衝突し、衝撃的な波力が発生したためと考えられる。背後土圧の減少とこの波力の増大によって、上部工の傾斜が起こったと考えられる。

(2) 苅田沖土砂処分場護岸

a) 被災時の護岸状況

苅田沖土砂処分場でも東護岸が被災した。この護岸の延長は1700mで、北側800mと南側900mに別れており、標準断面がそれぞれ図-2.7および図-2.8に示すように異なっている。東護岸は新門司沖土砂処分場とは異なり、捨石マウンドと上部工からなる混成堤であり、護岸前面には消波ブロックは設置されていない。

東護岸北側は、マウンド天端高さが-2.0mであり、その上の上部工部分は、3段からなる方塊上部に高さ2.5mのパラペットがのった構造となっている。水深は-7.5mであり、方塊天端は+5.5m、パラペット天端は+8.0mである。一方、東護岸南側は、水深-8.70m、マウンド天端高さが北側より高く+1.5mであり、上部工部分は2段の方塊上に北側と同じく高さ2.5mのパラペットがの

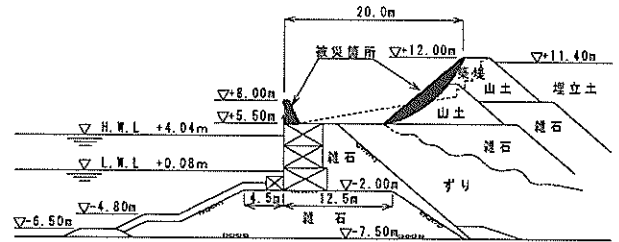


図-2.7 新北九州空港苅田沖土砂処分場東護岸
北側標準断面図（被災箇所）

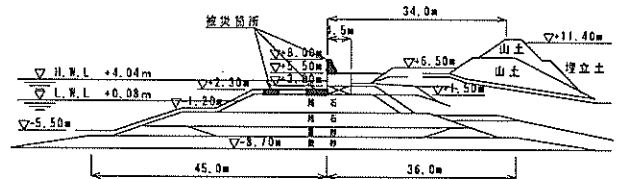


図-2.8 新北九州空港苅田沖土砂処分場東護岸
南側標準断面図（被災箇所）

った構造となっている。ただし方塊天端高さ、パラペット天端高さはそれぞれ+5.5m、+8.0mで北側と同じである。

いずれも混成堤としては高基混成堤といわれるものであり、その高いマウンドによって衝撃砕波力が発生しやすい構造である（高橋ら（1999））。なお、上部工の背後は、ちょうど方塊の天端まで埋め立てられており、方塊には背後土圧が作用しているが、パラペットには土圧が作用しない。

b) 被災時の潮位・波浪状況

この護岸でのH.W.L.は、新門司沖土砂処分場と同じ+4.04mであり、設計時の堤前での波浪条件は、有義波高2.6m、有義波周期7.0sであった。しかし、被災時には最高潮位+5.73mとなり、東護岸北側での有義波高は3.95m、有義波周期が8.05s、東護岸南側での有義波高は3.92m、有義波周期が8.05sであったと推定されており、北側・南側のいずれも、潮位・波高ともに設計値を上回るものであった。

c) 被災状況

図-2.9は、護岸正面から見た被災状況を示した図である。南側でのパラペットの被災が多く、延長900mのうち約65%で被害が認められる。特に北側との境界に近い部分ではほとんどのパラペットが被害を受けていることがわかる。また、南側端部でもほぼ全てのパラペットが被害を受けている。一方、北側では延長800mのうち約30%でパラペットに何らかの被害がある。

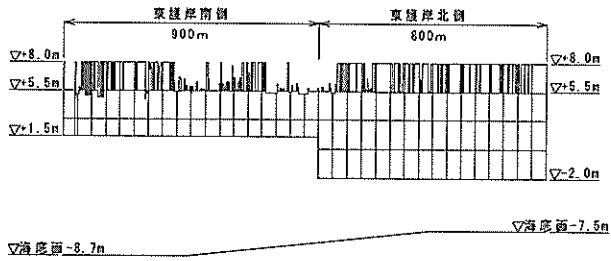
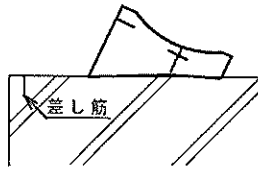
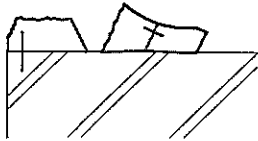


図-2.9 新北九州空港苅田沖土砂処分場東護岸被災位置正面図

パラペット底面より倒壊



セパレータ部分より倒壊



打継目より倒壊

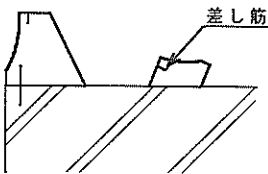


図-2.10 新北九州空港苅田沖土砂処分場東護岸被災状況図

図-2.10は、パラペットの代表的な被災形態を模式的に示したものであり、その形態は主に3種類ある。上段の図および写真-2.6、写真-2.7に示すように、パラペット底面から倒壊するもの、中段の図および写真-2.8のように、施工時のセパレーター位置で破断するもの、そして、下段の図および写真-2.9のように、打ち継ぎ目で破断するものがある。作用する波力の大きさの違いや、各部位での施工の善し悪しによって、パラペットの破壊形態も様々に変化するが、弱点になると考えられる部分から倒壊していることがわかる。

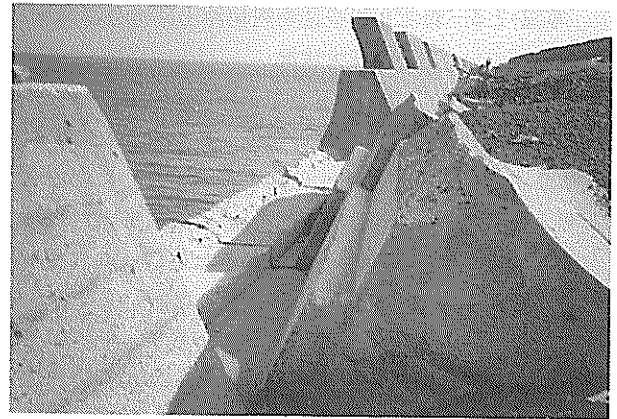


写真-2.7 新北九州空港苅田沖土砂処分場東護岸パラペット倒壊状況(その2)



写真-2.8 新北九州空港苅田沖土砂処分場東護岸パラペット倒壊状況(その3)

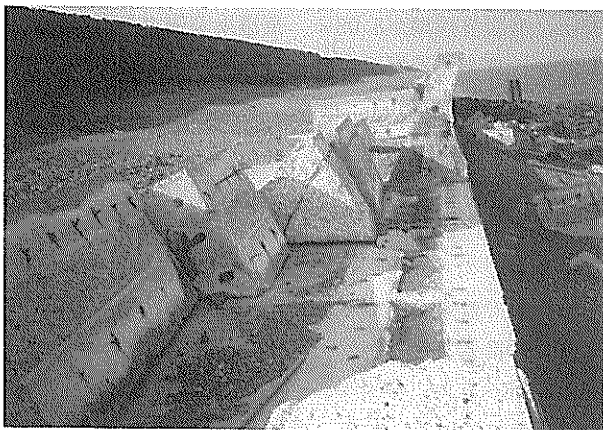


写真-2.6 新北九州空港苅田沖土砂処分場東護岸パラペット倒壊状況(その1)

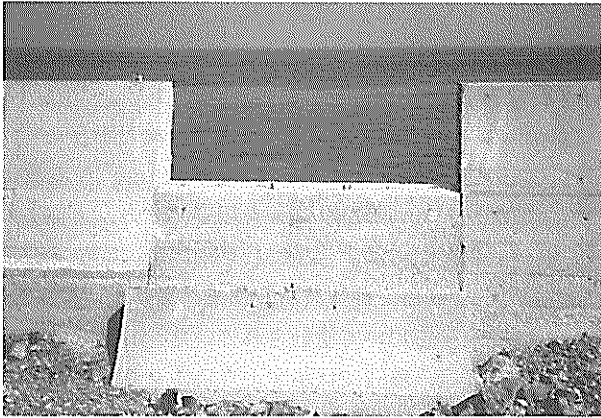


写真-2.9 新北九州空港荊田沖土砂処分場東護岸
パラペット倒壊状況(その4)

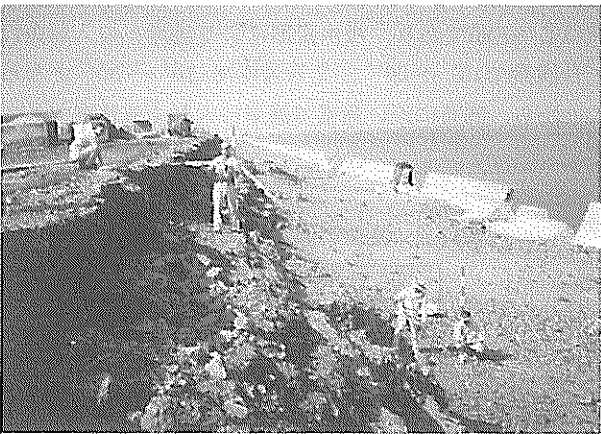


写真-2.10 新北九州空港荊田沖土砂処分場東護岸
北側背後築堤散逸・流失状況



写真-2.11 新北九州空港荊田沖土砂処分場東護岸
南側根固めブロック移動状況

パラペットの被災以外にも、北側では、越波によって写真-2.10および前掲図-2.7に示すような、背後築堤の部分的な散逸・流失も生じている。ただし、パラペット

背後にはもともと埋立土は無く、また、方塊後方は高くまで埋め立てられていたことで、方塊直背後の裏込石や埋立土が流失することは全くなかった。なお、南側では上部工前面の根固めブロック、被覆ブロックの移動やめくれ上がりも生じている(写真-2.11, 前掲図-2.8)。

こうした護岸上部の被災の原因は、高マウンド断面にあると考えられる。高マウンド断面では、衝撃砕波力が発生しやすく、特に南側では、マウンドが高くなり衝撃砕波力が大きくなっていると思われる。また、南側の中でも北側との境界で被災が大きいが、北側と南側で断面が異なりこれらの断面をすりつけるためにマウンド高が法線方向に変化しており、ここではマウンドと水深の比(d/h)が衝撃砕波力が最も大きくなる条件に近づいていたためと考えられる(高橋ら(1992))。

なお、新門司土砂処分場と被災状況が異なっているが、これは埋立土の高さによって説明できる。すなわち、荊田沖土砂処分場では、埋立土がパラペット背後にないために、パラペットの破壊が発生しているが、方塊の背後には埋立土があるために方塊の傾斜には至らなかったと考えられる。

2.3 新門司南地区護岸

新門司南地区護岸は、図-2.11に示すように、北側814mの新門司1号護岸と、南側1171mの新門司2号護岸に分かれている。写真-2.12は、被災後に護岸を上空から撮影したものである。護岸延長のうち、1号護岸で5か所、2号護岸でも5か所でパラペットが倒壊した。この埋立地では護岸背後の建物等が損壊し、埋立地が浸水している。

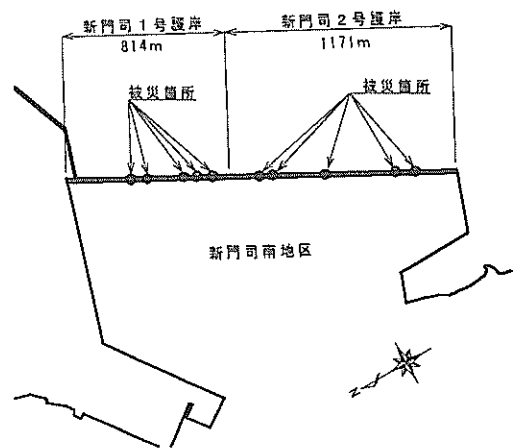


図-2.11 新門司南地区護岸全体平面図(被災位置)



写真-2.12 新門司南地区航空写真

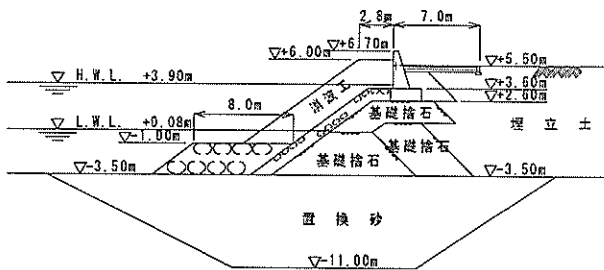


図-2.12 新門司南地区1号護岸標準断面図

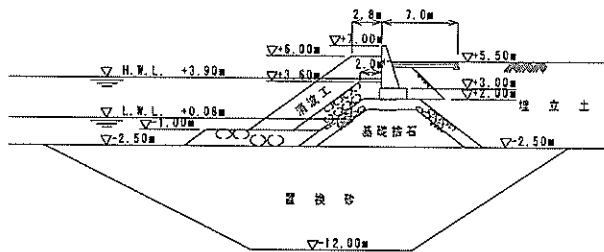


図-2.13 新門司南地区2号護岸標準断面図

a) 被災時の護岸状況

1号護岸および2号護岸の標準断面図を、図-2.12、図-2.13に示す。いずれも、新北九州空港と同様、傾斜堤であり、消波工が設置されている。1号護岸は、前面水深が-3.5m、マウンド天端高さが+2.6m、パラペット天端高さが+6.7mであり、マウンド上の上部工部分は、高さ1mの方塊とその上の高さ3.1mのパラペットで構成されている。一方、2号護岸は、前面水深が-2.5mと1号護岸よりも浅く、マウンド天端高さが+2.0m、パラペット天端高さは+7.0mである。また、マウンド上の上部工部分は、高さ1mの方塊とその上の高さ4.0mのパラペットで構成されている。設計時の消波工天端高さは、1号護岸、2号護岸とも+6.00mであり、パラペット天端から下1m程度は消波工が被覆されていない状態であ

る。なお、1号護岸は台風8513号によって、パラペットが被災している。

b) 被災時の潮位・波浪状況

1985年の災害復旧の際には、天端高の検討用として、50年確率潮位・波浪である、潮位+5.20m、沖波波高(有義波高)3.2m、周期6.6sを用い、一方、上部工の差し筋検討用としては、台風8513号通過時の潮位・波浪である潮位+4.40m、沖波波高3.16m、堤前最高波高5.65m、周期6.4sを用いて設計されていた。しかしながら、今回被災時には、表-2.2に示すように、9月24日8時に最高潮位+5.31mが観測されており、また、波浪の観測と追算の結果より、沖波波高の最大値は3.99mと推定されている。これらはいずれも1985年災害復旧時の設計条件を上回る値となっている。さらに、被災時の沖波の波向はE~ESEであり、浅水変形により護岸への入射角は1号護岸で10°~20°、2号護岸で-10°~30°となることから、直角に近い角度で護岸に入射する状況であった。

表-2.2 潮位の観測値(新門司)

新門司 9月24日	
時刻	W.L. (m)
1:00	1.63
2:00	1.52
3:00	1.78
4:00	2.44
5:00	3.18
6:00	4.08
7:00	5.18
8:00	5.31
9:00	4.62
10:00	3.88

c) 被災状況

前掲図-2.11で示したように、1号護岸で5か所計59.9m、2号護岸でも5か所計96.1mの長さわたって、パラペットの倒壊が発生しており、その大半が+5.5mの位置で倒壊している。写真-2.13、写真-2.14はそれぞれ、1号護岸、2号護岸のパラペット倒壊部分を撮影したものである。

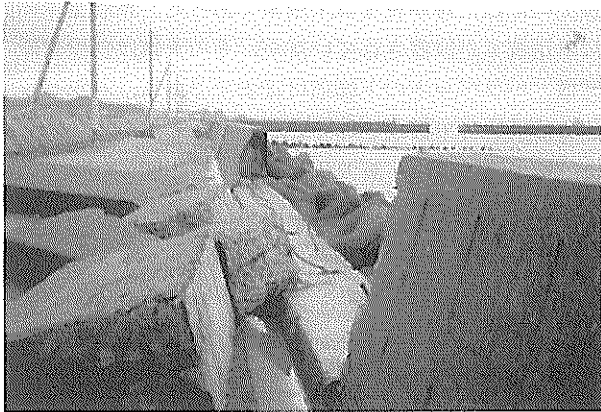


写真-2.13 新門司南地区 1号護岸 被災状況



写真-2.15 新門司南護岸 護岸直背後の越波による被害



写真-2.14 新門司南地区 2号護岸 被災状況

+5.5mはパラペット打ち継ぎ目に当たり、倒壊部分では大半の差し筋が陸側に折れ曲がり、上側が抜けた状態となっている。

また、今回の高波を含めて、これまでの波浪の作用によって消波工も沈下しており、設計値では消波工天端高が+6.0mとなっているが、被災後の実測では、1号護岸前面で+5.2m～+5.4m前後、2号護岸前面で+5.0m前後まで沈下しており、被災時には静水位と消波工天端がほぼ同じ高さであったと考えられる。このことが、衝撃砕波力を生じさせた原因の一つであると考えられる。

写真-2.15は、被災後に護岸直背後の建物を撮影したものであり、建物前面のパラペットが倒壊していることから、激しい越波に見舞われたものと考えられる。このように、パラペット倒壊部の越波量は倒壊前に比べてかなり大きくなり、その被害は冠水にとどまらず、建物の破壊に至る場合もある。

2.4 山口宇部空港護岸

山口宇部空港は、図-2.14に示すように埋立地に造られた空港である。写真-2.16は、被災状況の一部を撮影したものであり、新北九州空港および新門司地区とほぼ同規模の高潮・高波によって、パラペットの倒壊、そして空港内への浸水が発生し、その被害は滑走路のみならず空港施設にも及び、1週間近くの空港閉鎖に至った。

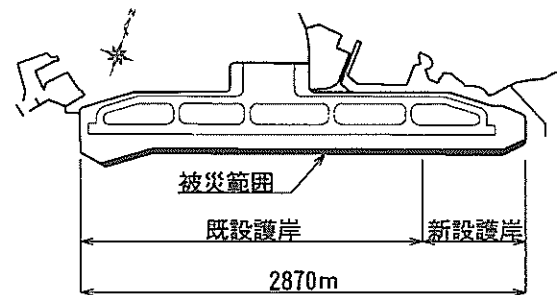


図-2.14 山口宇部空港全体平面図



写真-2.16 山口宇部空港被災状況 (山口県提供)

a) 被災時の護岸状況

山口宇部空港では、前掲図-2.14に示したように、被災時には、既存の空港用地の西側をさらに埋め立てて、滑走路を2000mから2500mに延長する工事が行われていた。被災したのは、沖合に面した南東側の護岸であるが、既設部の護岸と新設部の護岸では、新設部の方がパラペット天端が約1m高いことなど、若干の相違がある。

図-2.15は、既設護岸の標準断面図を示したものである。この護岸は基本的には混成堤であり、マウンド上の上部工部分は、高さ1.5mおよび2.0mの方塊が2段と、その上にのる高さ4.0mのパラペットで構成されている。ただし、建設後にマウンド上に消波工が設置されており、傾斜堤の形状となっている。この護岸の前面水深は-1.0m~-1.5m、マウンド天端高さ+1.0m、消波工の天端高さ+4.5mであり、上部工の方塊天端高さ+4.0m、パラペット天端高さ+8.0mとなっている。また、護岸背後の埋立土天端は+7.0mであり、パラペット背後から5.5mの範囲はアスファルトで舗装されていた。

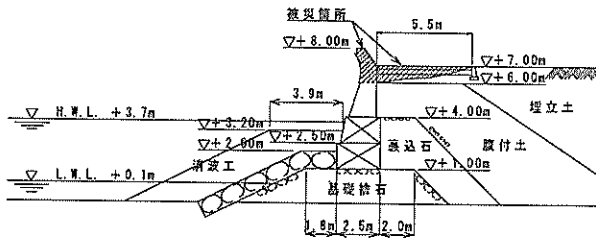


図-2.15 山口宇部空港 既設護岸標準断面図

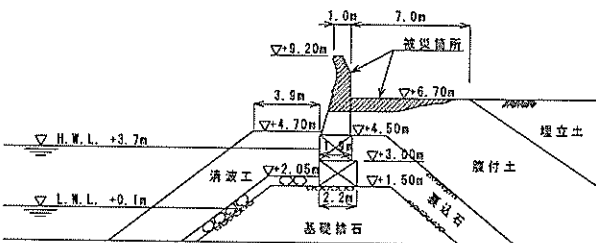


図-2.16 山口宇部空港 新設護岸標準断面図

一方、図-2.16は、新設護岸の標準断面図である。この護岸も既設護岸とほぼ同じ形状であり、マウンド上の上部工部分は、1段の高さが1.5mの方塊2段と、その上のパラペットで構成されている。この護岸の前面水深は-1.0m~-2.0m、マウンド天端高さ+1.50mであり、上部工方塊天端高さ+4.50m、パラペット天端高さは既設護岸より1m程度高く、天端高さは+9.20mである。また、護岸背後の埋立土天端は+6.5m~-8.0mであり、

被災時には、護岸背後は未舗装であった。新設護岸前面には消波工が設置されていたが、その天端は既設護岸と同様、パラペットの下端部付近までであり、パラペット部分は消波工で被覆されていなかった。

b) 被災時の潮位・波浪状況

表-2.3は、9月24日の山口宇部空港での潮位を計算した結果である。8時に最高潮位+5.50mという値が推定されているが、この時点での天文潮位は3.41mであり、その差は2.11mにもなる。また、波浪追算の結果では、護岸前面の有義波高が3.64mとなっている。このときの沖波の波向きはSWであったが、浅海域での波浪変形によって、直角に近い角度で護岸に入射する場合もあった。

表-2.3 山口宇部空港 潮位計算結果

山口宇部空港 9月24日	
時刻	W.L. (m)
6:00	3.59
7:00	4.45
8:00	5.50
9:00	4.93
10:00	3.06
11:00	1.63
12:00	1.00

c) 被災状況

写真-2.17は、台風来襲時の9月24日8時30分頃に山口県の空港建設事務所が撮影した、護岸と背後地の状況である。飛沫がパラペット高さの5倍まで上がっており、護岸に衝撃的な波力が作用していることがわかる。また、すでにパラペットが倒壊しており、写真下側の護岸背後地は、越波により浸水している。このようにパラペットが倒壊したのは、護岸延長2870mのうち、既設護岸で8か所計260.5m、新設護岸で8か所計325.4mに及んだ。

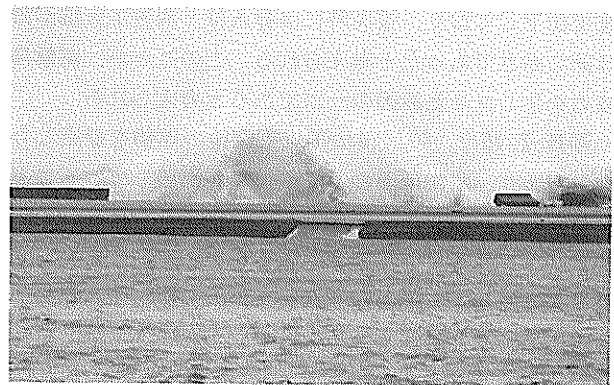


写真-2.17 山口宇部空港護岸 衝撃砕波力の作用状況 (山口県提供)

写真-2.18は、既設護岸のパラペット倒壊部分を撮影したものである。パラペットの高さは約4mであるが、パラペット底面から2mの所で打ち継がれており、そのコンクリート打ち継ぎ目が弱点となって倒壊している。倒壊部の破断面を見ると、差し筋が沖側と陸側の2列に配置されているが、両者とも切断されていることから、強い波力を受けたパラペットが水平に滑動しようとして、差し筋にせん断力が働いたことがわかる。



写真-2.18 山口宇部空港既設護岸 パラペット倒壊状況



写真-2.19 山口宇部空港護岸 埋立土の吸い出し

写真-2.19は、パラペットの破壊には至っていないが、目地などから埋立土の吸い出し（高橋ら（1996））が発生した例を示したものである。こうした吸い出しが発生している箇所が数多くあり、かなり大きな孔となっているものもある。吸い出しが発生すると、その部分の背後土圧が低下し、パラペット倒壊の原因となると考えられる。

なお、前掲写真-2.18では、倒壊しているパラペットのほとんどが、後方に飛散せず、護岸前面または護岸上で横倒しになっているが、これは、背後の埋立土の影響

によるものであると考えられる。埋立土天端は打ち継ぎ目より1m程度高い+7.0mまであり、また、埋立土は堅く締め固まっておき、パラペット直背後はアスファルトで舗装されていた。吸い出しによってある程度背後に隙間ができて、埋立土は全部流失しておらず、埋立土が残っているために前面に落ちているものと思われる。特にパラペットの港外側の面が上になって落ちているものもあるが、これは背後の埋立土の天端が支点となって、回転してそのまま落下したためと考えられる。

パラペットが倒壊すると越波量が急増するため、その越波水によって、写真-2.20のように、表面のアスファルト舗装が剥離して護岸背後地の方へ流れてしまう。その結果、被覆の無くなった埋立土が、越波水によって洗い流されるという経過をたどったと想定される。ただし、埋立土はかなり堅く締め固まった土（まさ土）であり、大きな越波の割にはそれほど侵食されていない。

写真-2.21は、新設護岸のパラペット倒壊部分を撮影したものである。パラペットは既設断面より1m程度高く、約5mの高さがある。また、底面から約1mの位置



写真-2.20 山口宇部空港護岸 アスファルトの剥離流失



写真-2.21 山口宇部空港新設護岸 パラペット倒壊状況

で打ち継がれており、やはりこの部分が弱点となって倒壊している。打ち継ぎ目には既設断面と同様、海側と陸側の2列に差し筋があるが、新設断面では、海側の差し筋が切れずに、下部コンクリートから引き抜かれたようになっている。これは、パラペットの高さが高いために、強い波力を受けたパラペットが、せん断ではなくモーメントによって、海側の差し筋が引き抜かれたようになったと考えられる。新設護岸の埋立土は既設護岸ほど締め固まっておらず、回転運動の支点となるような抵抗体にはならなかったため、既設護岸のように護岸前面に仰向け状態で転落するような現象は起きず、そのまま後方に転倒し越波で後方に運ばれたものもある。このように、1か所でパラペットの倒壊が発生すると、その後は、越波水によって近辺の埋立土が洗い流され、背後土圧の低下が起こるため、隣接するパラペットも連続して倒壊したと考えられる。

パラペットの倒壊の主要な原因は、一つは吸い出しによる背後土圧の低下であるが、もう一つは衝撃砕波力の発生である。護岸前面の消波工が、パラペットの下端部までしか設置されていなかったため、高潮時には消波工天端は水没した状態となっており、衝撃的な波力が発生したと考えられる。

写真-2.22、写真-2.23は越波の状況を示すものである。写真-2.22は、空港の駐車場を撮影したものである。駐車している自動車が屋根付近まで水没しており、背後地の浸水高さは1.3m前後と推定される。また、写真-2.23は、空港の敷地境界に巡らせたフェンスを撮影したもので、フェンスの上縁部に水平に枯草が絡まっており、この付近では1.5m程度まで水位が上昇したと考えられる。このように、1mを上回る大きな浸水高さになった原因の一つは、パラペットの倒壊にあると考えられる。



写真-2.22 山口宇部空港護岸 駐車場浸水状況
(山口県提供)

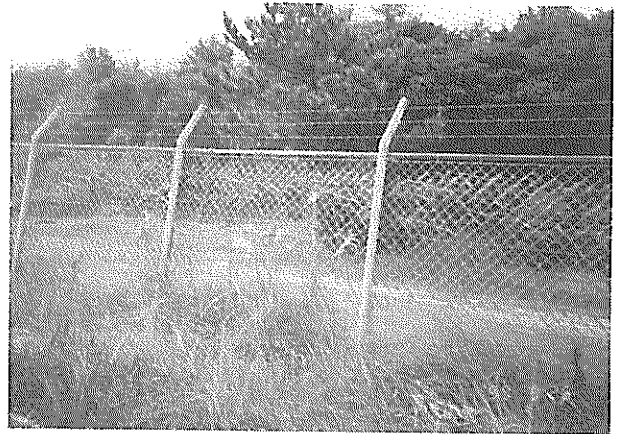


写真-2.23 山口宇部空港護岸 越波水によって
フェンスに絡まった枯草

2.5 宇部港（小野田地区西沖護岸）

図-2.17は、宇部港の小野田地区西沖埋立地の全体平面図であり、埋立護岸のうち、南東に面した部分が被災した。写真-2.24は、護岸正面を沖合から撮影したものである。この護岸の延長は2188mであり、このうちの計866mでパラペットの倒壊などの被害があった。この護岸背後には石油会社があり、パラペット倒壊による越波のために設備が冠水し、1ヶ月以上にわたって操業に支障が出た。

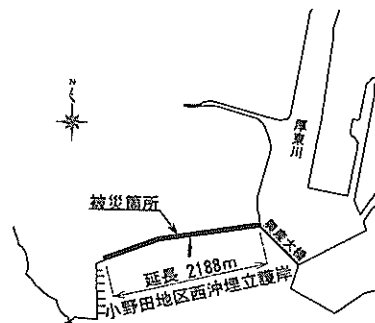


図-2.17 小野田地区西沖埋立地 全体平面図

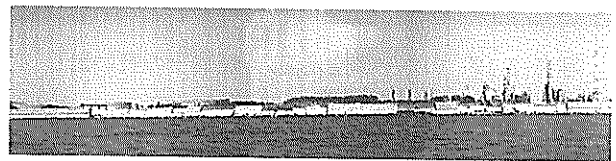


写真-2.24 小野田地区西沖護岸 正面遠景写真

a) 被災時の護岸状況

図-2.18、図-2.19は、この護岸の標準断面図である。この護岸は、建設当初はケーソンの上にパラペットがあった混成堤の護岸であったが、数度にわたってパラペットが嵩上げされ、また、護岸前面に捨石を設置している

ことで、傾斜堤のような構造となっている。被災時のパラペット天端は+8.5mであり、護岸背後の埋立土天端は+5.0m前後である。また、パラペット直背後の埋立土上には、コンクリート製の水たたきが施工されている。標準断面図には、護岸前面の消波工は描かれていないが、被災時点では、+4.5m程度まで消波工が設置されていたところもある。

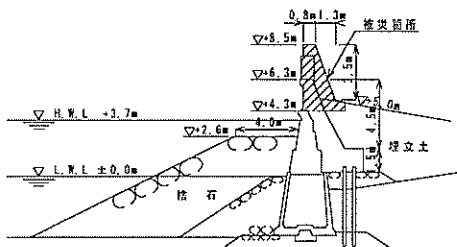


図-2.18 小野田地区西沖護岸 標準断面図(1)

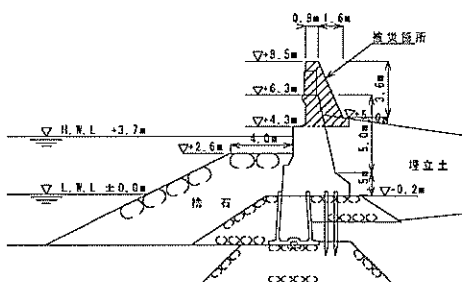


図-2.19 小野田地区西沖護岸 標準断面図(2)

b) 被災時の潮位・波浪状況

表-2.4は、この護岸に近い運輸省の宇部検潮所での被災時の観測結果である。この護岸でのH. W. L. は+3.68mであったが、午前6時にはその値を超え、8時には最高潮位+5.62mが観測されている。また、護岸前面での来襲波の有義波高が3.32m、波向がSEと計算されている。なお、この護岸に設けられた樋門の設計条件は、潮位が+5.50m、換算沖波波高が2.84m、周期が6.29sであった。

表-2.4 宇部検潮所観測結果

時刻	9月24日 W.L. (m)
0:00	2.08
1:00	1.60
2:00	1.48
3:00	1.80
4:00	2.35
5:00	3.05
6:00	3.76
7:00	4.54
8:00	5.62
9:00	4.90
10:00	3.76
11:00	2.34

c) 被災状況

写真-2.25は、倒壊したパラペットを撮影したものである。前述のように、パラペットの被災時の天端高さは+8.5mであるが、数度にわたって打ち継がれており、前掲図-2.18に示した断面では、天端から約4.2m下がった位置にも打ち継ぎ目がある。背後埋立土天端が、パラペット天端から3.5m前後下がった位置であることから、図に破線で示した、埋立土天端と打ち継ぎ目を結ぶ線上でコンクリートが破断し、埋立土天端を支点として背後に倒壊している。一方、図-2.19に示した断面では、パラペット天端から4.2m下がった位置には打ち継ぎ目はないものの、この部分でコンクリートの厚みが薄くなっており、やはりこの点と埋立土天端を結ぶ線上でコンクリートが破断し、倒壊している。また、倒壊に至らなくても、写真-2.26のように、パラペットに亀裂が入った状態のものもあり、さらに、水たたきコンクリートも、パラペットからの力を受けて、接触部分に亀裂が生じたり、コンクリートが剥離している所もある。



写真-2.25 小野田地区西沖護岸 パラペット倒壊状況



写真-2.26 小野田地区西沖護岸 パラペット背後の亀裂

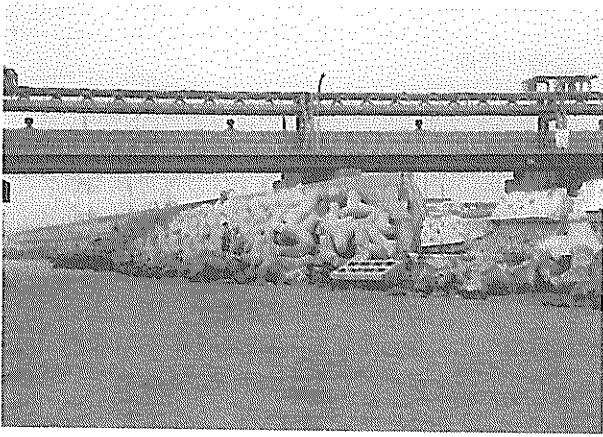


写真-2.27 小野田地区西沖護岸 棧橋周囲の状況

写真-2.27は、この護岸の途中にある棧橋周囲の状況を撮影したものである。棧橋から少し離れた護岸ではパラペットが倒壊しているが、棧橋直下の護岸は被災していない。これは、写真-2.27からもわかるように、護岸前面の消波工天端高さの違いによるものである。消波工は、棧橋周辺では静水面付近までしかないが、棧橋直下だけは越波を防止するためにパラペットの天端付近まで十分に積まれている。したがって棧橋直下ではそれほど大きな波圧となっていないが、逆に消波工の端部では、大きな衝撃砕波力が働き、パラペットの破壊に至っていると考えられる。

2.6 山口港山口地区堤防

図-2.20は、山口港山口地区全体の平面図を示したものである。台風による高潮・高波によって、写真-2.28に示すような、堤防の決壊が発生し、海水が背後地に流入した。この堤防の背後は干拓地であり、地盤高さが低かったため、背後地全域が冠水する被害となった。

a) 被災時の護岸状況

図-2.21は、この堤防の標準断面図を示したものであり、堤防前面は1:0.5の勾配で積まれた石積壁の表面をコンクリートで覆った構造となっている。堤防の天端高さは+6.00mであり、堤防上にパラペットがのっており、その天端高さは+7.10mである。堤防の天端幅は4

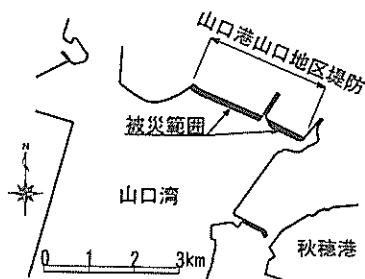


図-2.20 山口港山口地区 全体平面図

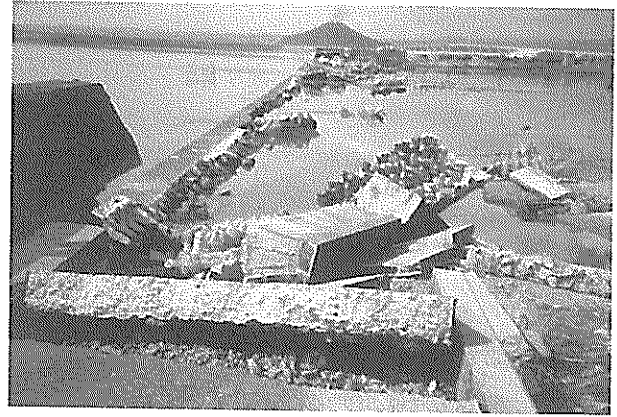


写真-2.28 山口港山口地区堤防 決壊状況

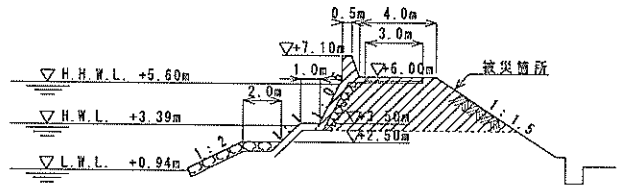


図-2.21 山口港山口地区堤防 標準断面図

mであり、天端にはコンクリート製の水たたきが設けられている。そして、天端に続く堤防背後の勾配は1:1.5となっている。また、堤防前面には+3.50mと+2.50mの位置に小段があり、堤防全体としては傾斜堤形状となっている。なお、堤防前面には消波工は設置されていない。

b) 被災時の潮位・波浪状況

表-2.5は、この干拓地前面での9月24日の潮位を追算した結果である。9時に最高潮位+5.60mという値が計算されているが、この時刻での天文潮位は+3.08mと計算されており、その差は2.52mになる。また、波浪追算の結果では、換算沖波波高で1.16mと、それほど波高は大きくないが、S方向から入射した波が、堤防前面ではSW方向に変化しており、ちょうど堤防に直角に入射する状況であった。

表-2.5 山口港山口地区 潮位追算結果

山口港山口地区 9月24日	
時刻	W. L. (m)
6:00	3.31
7:00	3.95
8:00	5.23
9:00	5.60
10:00	3.19
11:00	2.02
12:00	1.29

c)被災状況

写真-2.29は、この堤防の被災後の状況を撮影したものであり、堤防上部の水たたきコンクリート版が沈下しているのがわかる。これは、激しい越波によるものだと考えられる。つまり、多量に流入した越波水によって、堤防背後の斜面部の土砂が洗い流されてしまい、その後、水たたきコンクリート版下部の土砂が流失した結果、コンクリート版が沈下したと考えられる。

越波が続き、土砂の流失が進むと、写真-2.30の様な状況となる。土砂の流失によって背後土圧が低下したため、堤防前面のコンクリートの弱い部分から破断し、前面壁が倒壊している。さらに越波が続き、前面壁背後の土砂がほとんど流失してしまうと、写真-2.31のように、前面の石積壁が根本から倒壊することとなる。すなわち、堤防の天端が+7.10mから+3.50mに下がった状況となり、この部分から海水が遮られることなく、直接流入していたと思われる。この堤防の決壊については、堤防に作用する波力よりも、越波による背後土砂の流失によるところが大きい。なお、堤防の背後が水叩きの天端と同じ高さまで埋め立てられていた所では、こうした破堤は発生していない。



写真-2.29 山口港山口地区堤防 水たたきコンクリート沈下状況



写真-2.30 山口港山口地区堤防 堤防コンクリート壁破断状況

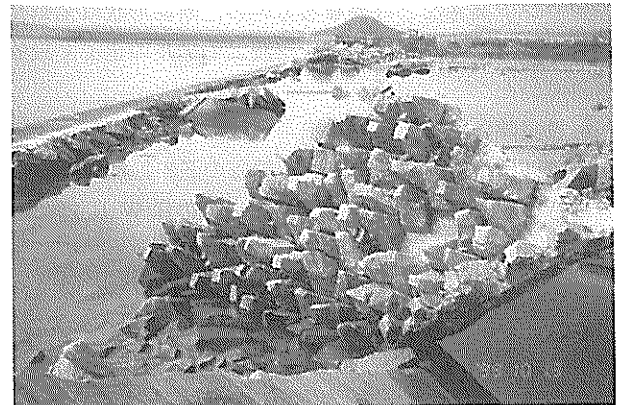


写真-2.31 山口港山口地区堤防 堤防コンクリート倒壊状況

2.7 三田尻中関港廃棄物埋立護岸

図-2.22は、この埋立地および護岸の全体平面図、写真-2.32は、遠方から全景を撮影したものである。湾状になった地形を利用するため、湾口をふさぐ形で護岸が建設されている。この護岸では、越波によって背後の裏込石が洗い流されたものの、パラペットの転倒まで至らず、一部で滑動や傾斜する程度であった。

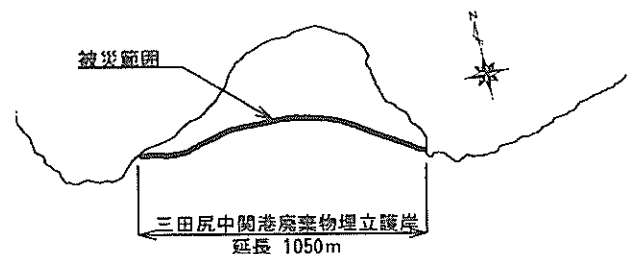


図-2.22 三田尻中関港廃棄物埋立護岸 全体平面図

a) 被災時の護岸状況

図-2.23はこの護岸の標準断面を示したものであり、この護岸も傾斜堤である。マウンド法先の水深は-7.0mで、そこからマウンド天端高さ+3.10mまで、1:4/3の勾配で立ち上がるマウンドとなっている。マウンド上には、下部が方塊形状となったパラペットがあり、その高さは3.9m、そして、パラペット天端高さは+7.0mである。マウンドおよび上部工は消波工で被覆されており、特に消波工の天端高さはパラペット天端高さと同じ+7.0mであった。この点が他の被災護岸と大きく異なる点であり、図に示すような比較的小さな上部工であっても小規模な被災にとどまった原因と考えられる。なお、護岸背後の埋立土は、被災時には、パラペット天端付近まで入っていた。この護岸の延長は1050mであり、前面水深やマウンド高さなどは異なるものの、断面形状は全延長にわたってほぼ同様であり、消波工も延長の全てで設置されていた。

b) 被災時の潮位・波浪状況

表-2.6は、この護岸に近い運輸省の三田尻検潮所での被災時の観測結果である。この護岸でのH.W.L.は+3.09mであったが、宇部港（小野田地区西沖）と同様、午前6時にはその値を超え、8時には+4.70mが観測されている。9時のデータが欠測しているため最高潮位は定

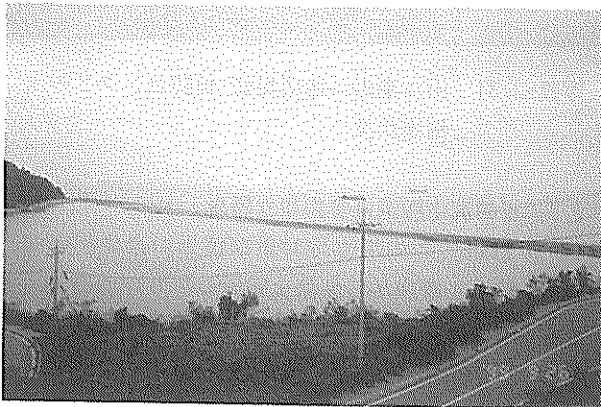


写真-2.32 三田尻中関港廃棄物埋立地 全景写真

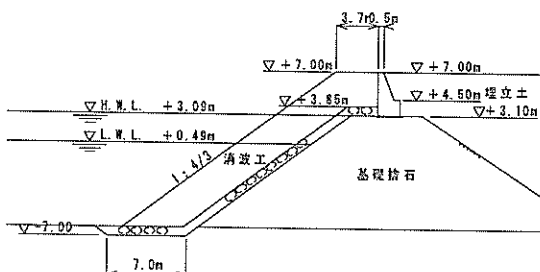


図-2.23 三田尻中関港廃棄物埋立護岸 標準断面図

かでないが、この護岸での潮位の計算結果では、8時50分に最高潮位+4.99mという値となっている。また、被災した断面は、護岸前面の有義波高が各断面ごとに3.02m~4.18m、周期が7.4sという条件で設計されていたのに対し、被災時は設計時に設定した条件よりも厳しい波浪状況にあったと推定される。

c) 被災状況

写真-2.33は、パラペットの被災状況を撮影したものである。パラペットが傾斜している箇所があるものの、転倒には至っていない。また、コンクリートの破断等も見られない。一方、護岸背後では、パラペット天端付近までであった埋立土が、越波によって、+5.00m付近まで洗い流されている。なお、護岸前面の消波工に沈下・散乱は認められず、パラペットは天端まで消波工で被覆された状態である。越波による埋立土の流失は、護岸全体にわたって発生しているが、写真-2.33のようにパラペットが傾斜したのは、延長1050mのうちの一部である。これは、埋立土の天端が下がったことで背後土圧が低下したものの、パラペット天端まで積まれた消波工によって、波力がかなり低減されたためであると考えられる。

表-2.6 三田尻検潮所観測結果

三田尻 9月24日		
時刻	W.L.(m)	備考
0:00	1.84	
1:00	1.50	
2:00	1.42	
3:00	1.72	
4:00	2.10	
5:00	2.84	
6:00	3.24	
7:00	3.80	
8:00	4.70	
8:50	4.99	計算値
9:00	-	
10:00	3.70	
11:00	2.40	

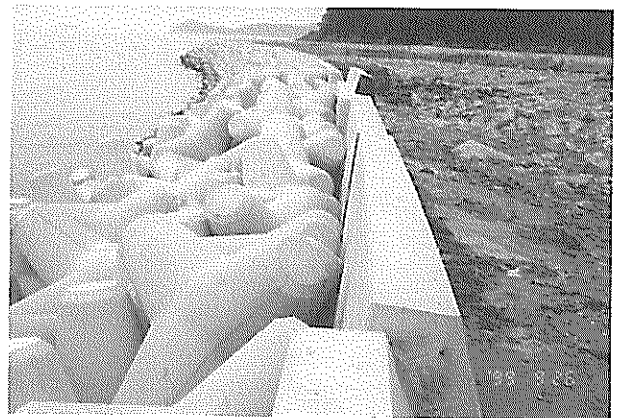


写真-2.33 三田尻中関港廃棄物埋立護岸
パラペット被災状況

2.8 被災状況に対する考察

(1) 消波工やマウンド天端の影響（衝撃砕波力の発生）

被災時には、新北九州空港、新門司南地区、山口宇部空港、小野田地区西沖の4地点と、三田尻中関港廃棄物埋立地では、ほぼ同様の潮位・波浪が護岸に作用した。そしてこれらの潮位・波浪は、いずれの地点においても設計値とほぼ同じか、それを上回るものであった。しかし、前4地点の護岸と三田尻中関港廃棄物埋立護岸では被災の程度に大きな開きがある。これには、護岸背後の埋め立ての状況や、越波の状況など様々な原因が絡んでいるが、設計段階での断面形状の違いによるところが大きく、特に消波工の天端高が影響していると考えられる。

周防灘のような内湾域では、平時にはほとんど大きな波が作用せず、高波浪時の波も外海ほど激しいものではない。また高潮位時にもその潮位は平時の潮位とそれほど違いがなく、これらの条件を前提とした場合には、消波工天端が護岸高さの途中にあっても問題ない。しかし今回被災時のような、上記の前提条件を覆される高潮位・高波浪を想定した場合には、消波工天端は護岸天端まで設置する必要があると考えられる。

つまり、新北九州護岸、新門司南地区護岸、山口宇部空港護岸、および小野田地区西沖護岸では、護岸高さの途中までしか消波工が設置されていない、いわゆる不完全消波断面となっており、今回被災時のような高潮位の場合には、静水面と消波工天端がほぼ同じ高さになり、衝撃的な波力が作用したために被害が大きくなった。それに対して、三田尻中関港廃棄物埋立護岸では、消波工は護岸天端まで設置されており、波力がかなり低減されたことで大規模な被災を免れたと考えられる。

すなわち、消波工天端が護岸天端まで届いていない断面や、越波を防ぐ目的で護岸天端を嵩上げしただけで前面消波工を嵩上げしない場合など、結果として不完全消波となる断面では、衝撃的な波力が作用し上部工、特にパラペットの破壊（特に打ち継ぎ目等の弱点からの破壊）の危険性が大きい。

(2) 背後土圧の低減（裏込め斜面の流失と吸い出し）

被災状況の特徴としてもう一つ上げられるのは、背後裏込めの状況による被災の程度の違いである。

新北九州空港荊田沖土砂処分場護岸では、埋立土は上部工の方塊の天端までで、パラペットの背後には無かったため背後土圧が無く、衝撃砕波力によってパラペットの破壊に至っている。

一方、新北九州空港新門司沖土砂処分場護岸では埋立土がパラペット天端までであったが、越波によって流失し

てしまい、しかも裏込めの天端が方塊の天端以下に下がり、上部工全体が背後へ傾斜している。

今回の台風9918号では、各地とも高潮によって激しい越波に見舞われており、越波量もかなりの量になる。護岸背後の埋立土が天端近くまであり、水平である場合には、越波が生じて、埋立土はあまり流失しない。しかし、背後が斜面になっている場合には、ほぼ自然勾配で安定を保っているところに、越波による外力が作用するため、裏込めは簡単に流されてしまう。したがって、背後土圧が急激に低減し上部工の傾斜に結びついたと考えられる。

同様の背後土圧の低減は、三田尻中関港廃棄物護岸でも見られる。また、山口港山口地区堤防の決壊も越波による背後土圧の流失が直接の原因と思われる。

一方、山口宇部空港護岸でも背後土圧の低減が考えられるが、この場合は吸い出しによるものと思われる。こうした吸い出しは、他の護岸でも発生している可能性があるが、山口宇部空港以外ではその明瞭なこん跡は認められなかった。

3. 水理模型実験

3.1 実験の目的と方法

(1) 実験の目的

実験は、被災のメカニズムの解明と今後の対策、特に対応する設計法の提案を目的として実施している。実験は、大きく3つに分かれ、被災を再現する実験、高潮時の越波流量とその低減策に関する実験、そして波圧に関する実験からなる。

(2) 水路および模型

実験は、図-3.1に示すように、長さ35m、幅0.6m、高さ1.3mの2次元水路を用い、1/20の縮尺で行った。水路延長35mのうち、消波材前面15.6mの部分には厚さ0.15mの海底床を設け、水路終端より約7.2mの位置に護岸模型を設置した。図-3.2は新北九州空港護岸（新門司沖土砂処分場東護岸B工区）の標準断面を示したものであり、実験は基本的にこの断面を対象として行っている。

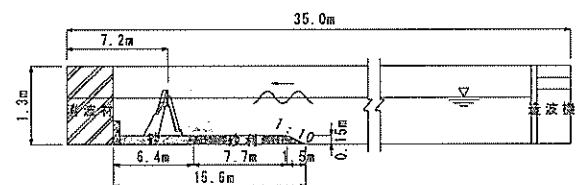


図-3.1 実験に使用した水路

る。以降はこの断面を基本断面とする。ただし、その他の類似した断面にも対応できるように、裏込部分を変更した断面や、天端高さを変更した断面、消波工部分を変更した断面などについても実験している。なお、上部コンクリートは水路幅方向に2分割して設置している。

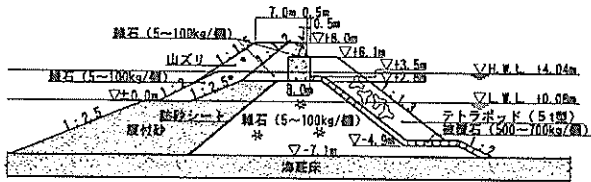


図-3.2 模型実験における基本断面

表-3.1 実験に用いる潮位・波浪条件

時刻	W. L. (m)	$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)	波数
1:00	1.83	1.50	4.85	857
2:00	1.59	1.59	5.00	837
3:00	1.80	1.84	5.25	791
4:00	2.40	2.08	5.50	750
5:00	3.12	2.74	6.20	654
6:00	4.03	3.39	6.90	580
7:00	5.08	3.46	8.10	494
最高潮位	5.58	3.46	8.10	494
8:00	5.19	3.46	8.10	494
9:00	4.87	2.28	6.15	650
10:00	3.90	1.10	4.20	952
11:00	2.86	0.78	3.45	1146
12:00	1.70	0.46	2.70	1440

(3) 対象潮位および波浪

表-3.1は、各時刻ごとに整理した、台風通過時の潮位および波浪の条件である。潮位は、新北九州空港に近い苅田における9月24日の観測潮位（速報値）を用いて、毎正時前後30分の潮位の平均値を各時刻の代表潮位としている。一方、波高は同じ苅田における9月24日の観測波浪（速報値）を用いている。観測値は2時間ごとしかないので、1時間データに内挿した値を各時刻の代表波高・周期と定めた（7時および最高潮位時は、8時の値を用いている）。また、1時間あたりの波数は平均周期を用いて求めている。なお、以下の記述は断りのない限り現地スケールで行っている。

3.2 被災再現実験

(1) 実験の内容

前掲図-3.2に示した基本断面を対象として、前掲表-3.1に示す9月24日午前1時～午前8時の海象を再現して、その被災過程を観察した。すなわち、各時間に対応する不規則波をその時間の潮位条件で1時間（模型で

14分54秒～15分36秒）作用させ、合計8時間分の実験を行っている。さらに、その後引き続いて最高潮位時についても実験を行っている。また、背後の形状等による違いについても検討するため、裏込石の部分に埋立土に変更した断面、および天端高さを変更した断面についても同様な不規則波を与え、その変化について観察した。

図-3.3は、実験を行った断面を模式的に示したものである。裏込めの形状および材質による違いについて検討するため、5種類の断面について実験を行った。すなわち、

(a)は基本断面の場合である。

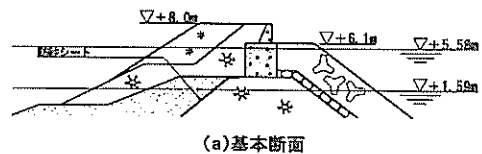
(b)は、上部工裏込めのうちパラペット背後のみに埋立土（裏込砂）を用いた断面であり、その天端には舗装を想定したシートを敷いている。

(c)は、前断面(b)の埋立土天端を+8.0mから+7.0mに変更した断面であり、

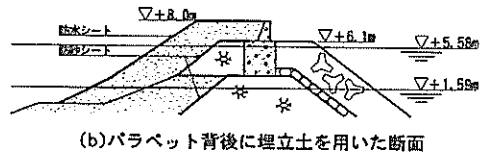
(d)は、方塊の直背後も埋立土とした断面である。

さらに、現地ではパラペットが倒壊している部分もあることから、

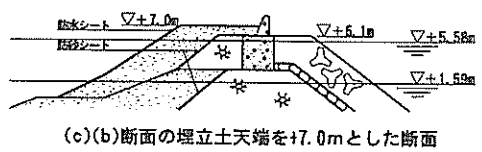
(e)として、(a)の基本断面と同じ形状で、パラペットと方塊の接合力をあらかじめ弱く設定しておき、パラペットが倒壊する場合についても実験を行った。



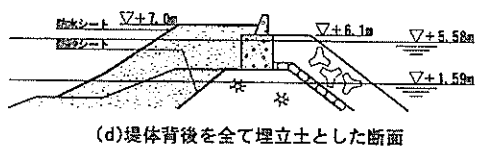
(a)基本断面



(b)パラペット背後に埋立土を用いた断面



(c)(b)断面の埋立土天端を+7.0mとした断面



(d)堤体背後を全て埋立土とした断面

図-3.3 被災再現実験実施断面図

(2)各ケースの観察結果

a)基本断面

写真-3.1(a)は波を作用させる前の護岸模型の状況を撮影したものである。午前1時の潮位・波浪条件から順に、現地スケールで1時間に相当する間、不規則波を作用させた。1時および2時では、護岸模型に大きな変化は見られなかったが、3時になると、マウンド法先の海底床に砂れんが形成され始めた。また、マウンド部の小さな石が波の作用に伴って動いており、マウンド内部を通過して水が行き来していることが確認された。

4時になると、潮位がH. W. L. とL. W. L. の中間程度となり波高も2mを越えるために、上部工のパラペットに当たって波が砕けたときの飛沫が護岸背後側に飛散するようになった。また、写真-3.1(b)でわかるように、4時の波の作用後には、腹付土上部先端の砂が、防砂シートの間隙からマウンド内にわずかに吸い出されているのが確認された。

5時になると、写真-3.1(c)のように、パラペットに衝撃的な波力が作用し始めるとともに、越波した水が護岸背後の水域まで飛散する場合もある。また、腹付土上部先端の吸い出しも多くなり、5時終了後(写真-3.1(d))には、吸い出された腹付土の部分に裏込石が落ち込んでいるのが確認された。

6時では潮位がH. W. L. にほぼ一致し、波高も3.36mとなり最大波高に近づいており、波の作用がかなり厳しくなっている。写真-3.1(e)は波作用開始後間もない段階の状況であるが、パラペットに当たって生じた飛沫が、上部工高さの2倍以上まで上がっており、衝撃的な波力がパラペットに激しく作用している。写真-3.1(f)は、30分程度経過した時点の状況であるが、衝撃的な波力がパラペットに激しく作用するとともに、越波によって、裏込石の一部が削り取られているのが確認できる。そして、6時の条件が終了した時点(写真-3.1(g))では、天端から背後法肩にかけて裏込石が流失し、さらに、上部工が5mm程度背後に滑動しているのが確認された。

引き続いて、7時の波(有義波高3.46m、潮位+5.08m)を作用させると、波が消波工上面を遡上して越波水が直接裏込石に落下するようになる状況となり、開始後すぐに多量の裏込石が流失した(写真-3.1(h))。そして、7時20分を過ぎる頃になると、パラペット背後の裏込石は全て流失し(写真-3.1(i))、7時の条件の終了後には、裏込石の天端は方塊高さの半分程度まで低下するとともに、上部工全体が後方に5°程度傾斜した。

写真-3.1(j)は、8時の条件を作用させているときの状況である。ほぼ越流状態で越波した水が裏込石を洗い

流しており、背後土圧の低下した上部工がさらに傾斜している。そして8時の条件が終了した時点では、その傾斜角が15°程度となった(写真-3.1(k))。

写真-3.1(l)は最高潮位時の条件(有義波高3.46m、潮位+5.58m)を作用させている状況である。裏込石の流失、上部工の傾斜はさらに進み、全ての条件を作用させ終えた時点(写真-3.1(m))では、護岸の傾斜は30°程度となった。また、腹付土の上部が現地スケールで厚さ1m程度吸い出されており、吸い出された後の空隙には、裏込石が沈下しているのがわかる。

写真-3.1(m)の状況は、現地(新北九州空港護岸)の被災状況(写真-2.5)とよく一致している。したがって、現地でも越波による裏込石の流失で背後土圧が低下したところに、衝撃的な波力が作用して、上部工の傾斜が生じたと考えられる。

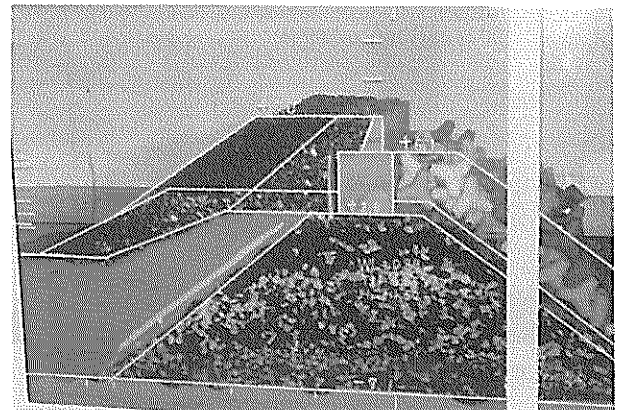


写真-3.1(a) 基本断面 波作用前

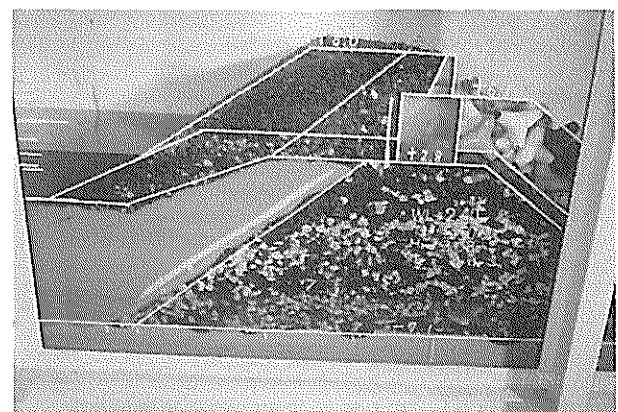


写真-3.1(b) 基本断面 4時の波作用後

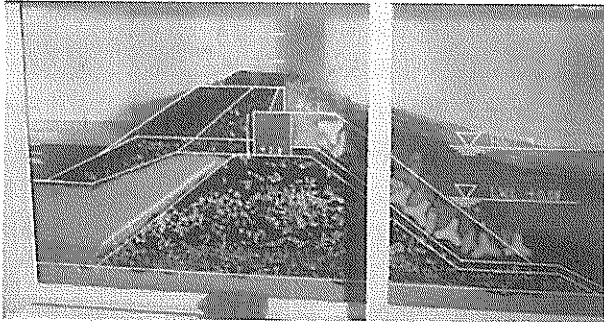


写真-3.1(c) 基本断面 5時の波作用中

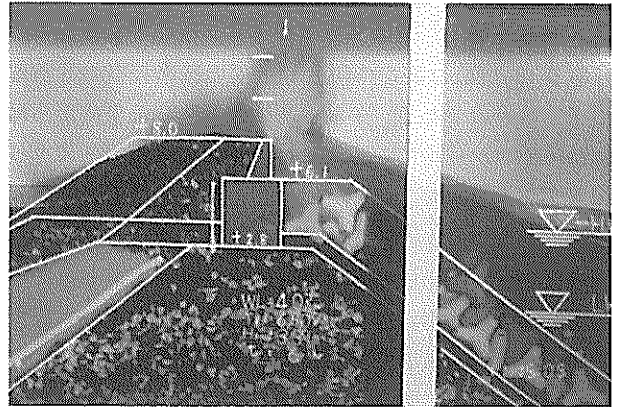


写真-3.1(f) 基本断面 6時の波作用開始後約30分

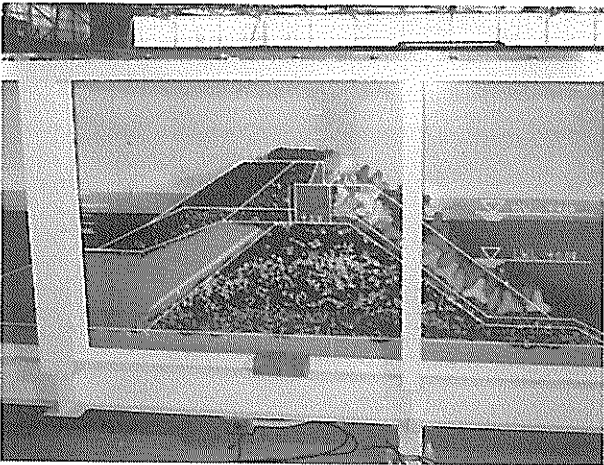


写真-3.1(d) 基本断面 5時の波作用後

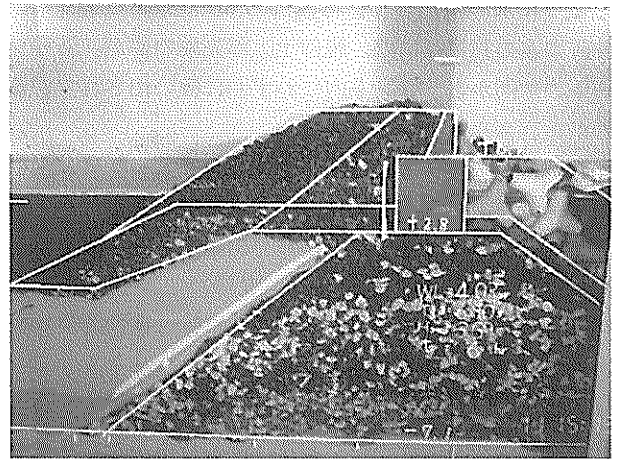


写真-3.1(g) 基本断面 6時の波作用後

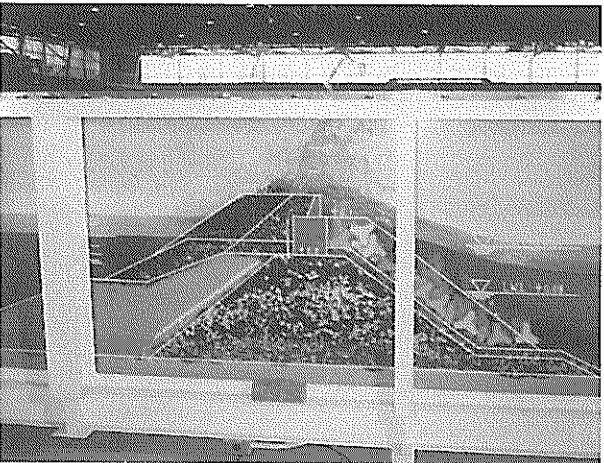


写真-3.1(e) 基本断面 6時の波作用開始直後

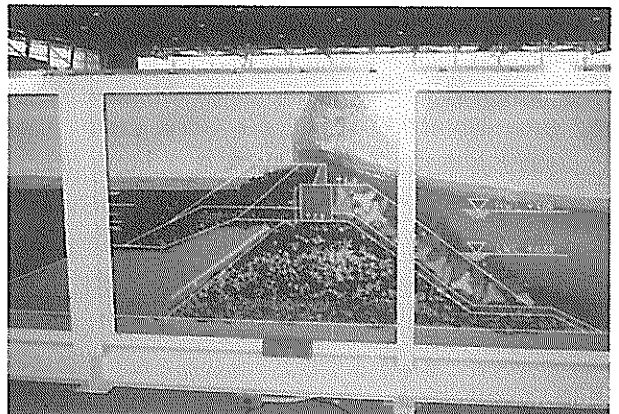


写真-3.1(h) 基本断面 7時の波作用開始直後

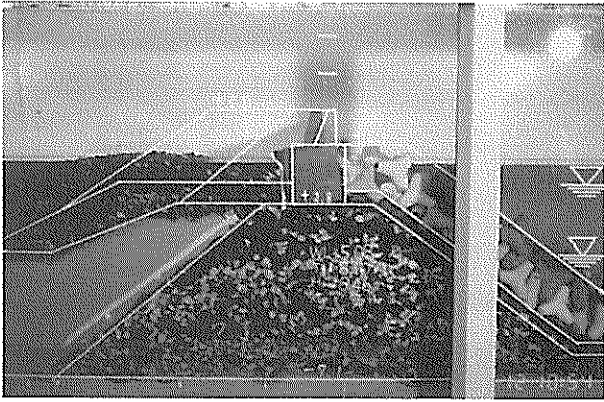


写真-3.1(i) 基本断面 7時の波作用開始後約20分

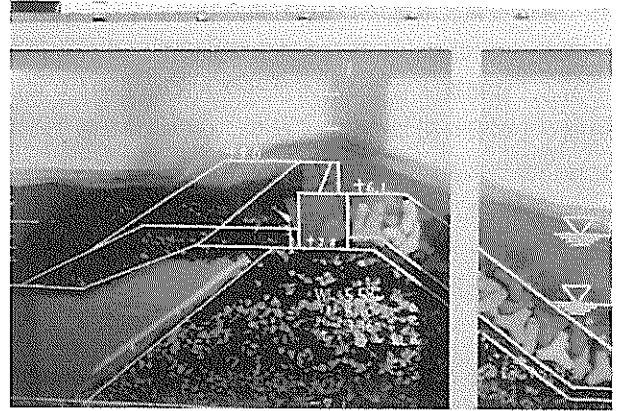


写真-3.1(l) 基本断面 最高潮位時の波作用中

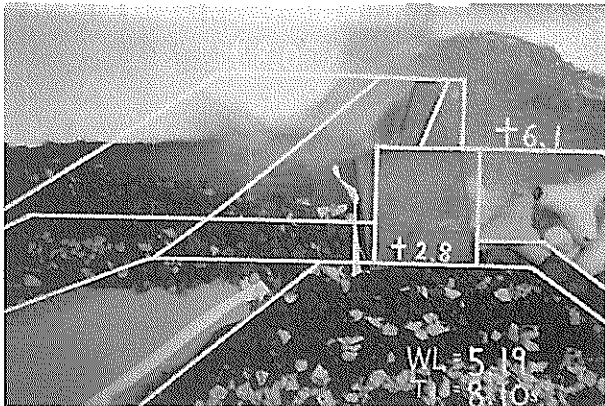


写真-3.1(j) 基本断面 8時の波作用中

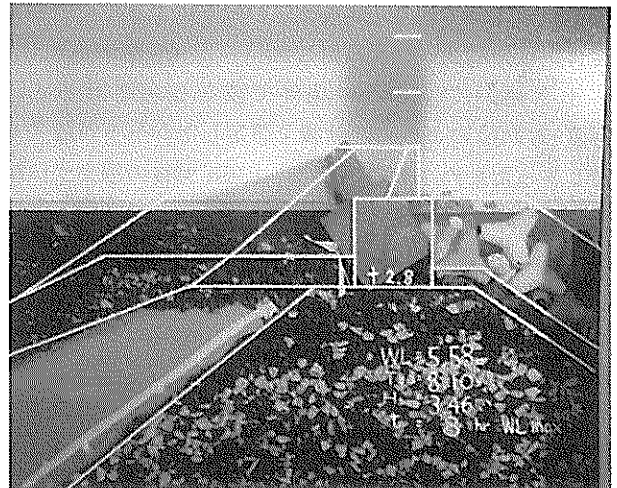


写真-3.1(m) 基本断面 全条件作用後

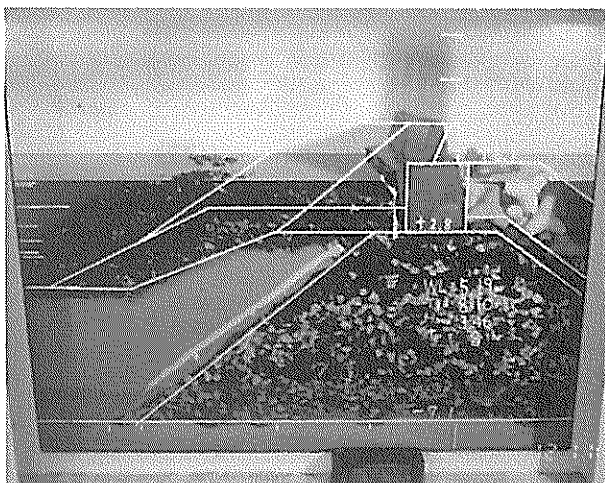


写真-3.1(k) 基本断面 8時の波作用後

b) パラペット背後を埋立土とした断面

写真-3.2(a)は、上部工の裏込めのうちパラペット背後を埋立土とした断面であり、波を作用させる前の状況を撮影したものである。埋立土の天端には舗装を想定したゴム製のシートを敷いている。この断面についても、午前1時の潮位・波浪条件から順に、現地スケールで1時間に相当する間、不規則波を作用させたが、1時～3時では、基本断面と同様、護岸模型に大きな変化は見られなかった。

写真-3.2(b)は、4時の条件が終了した時点の状況である。この条件では、防砂シートの隙間から腹付土の吸い出しが始まり、腹付土上部先端の砂が、沈下した裏込石に置き換わっているのがわかる。

写真-3.2(c)は、5時の条件が終了した時点の状況である。5時の条件を作用させると、ガラス面とパラペットや舗装シートの隙間から水が流れ、パラペット背面の

土が吸い出され、裏込石内に落下するようになった。また、裏込石背後の埋立土も吸い出されている。

写真-3.2(d)は、6時の条件を作用させてすぐの状況である。作用後まもなく、パラペット背後、裏込石背後の埋立土の吸い出しが激しくなり、6時40分を過ぎる頃には、ガラス面側の埋立土はほぼマウンド内に吸い出されてしまった。しかし、写真-3.2(e)のように、舗装を想定したシートによって、越波による埋立土の流失は抑制され、水路中央寄りでは埋立土はほとんど影響を受けていない。

7時になると越波が激しくなり(写真-3.2(f))、越波した水が回り込むことで、パラペット背後および裏込石背後の埋立土を一気に洗い流してしまう。そして、7時の条件の終了後(写真-3.2(g))には、裏込石部もその形状を変えており、背後土圧の低下によって、上部工全体が後方に2°程度傾斜した。

引き続き、8時の条件で波を作用させると、写真-3.2(h)のように、舗装を想定したシートが流失してしまったため、その直後に、上部工背後の埋立土は越波によってすべて洗い流されてしまった。8時終了後には上部工全体が5°程度後方に傾斜した(写真-3.2(i))。

写真-3.2(j)は最高潮位終了後の状況である。最高潮位時の条件では、さらに越波が激しくなるものの、上部工背後の変形はあまり進まなかった。これは、越波して背後に溜まった水が緩衝剤となり、落下してくる越波水の勢いが緩和されたためと考えられる。しかし、上部工そのものは、さらに強い波力を受けており、最終的には7°程度傾斜するとともに、全体的に20cm程度後方に滑動した。また、マウンド下部には吸い出された腹付土が堆積していることが確認できる。

本断面はパラペット背後が土であり、強度的には背後が全て石であるa)の基本断面よりは劣っているはずである。しかしながら、上部工の滑動・傾斜の量は本断面の方が少ない結果となった。これは、舗装を想定したシートの影響が大きいといえる。アスファルト舗装とシートでは、厳密にはその性格は異なるものの、埋立土を越波水から保護するという機能は再現しているといえる。

山口宇部空港では、護岸背後の埋立土上にアスファルト舗装された部分もあり、この部分は比較的パラペットの倒壊が少なかったことから、舗装の効果が認められる。ただし、被災調査および再現実験の両者から明らかなように、裏込め部に直接埋立土がある場合には、その吸い出しが発生すると、背後土圧の低減につながり、上部工の破壊に破壊に至る危険性がある。



写真-3.2(a) パラペット背後を埋立土とした断面
波作用前

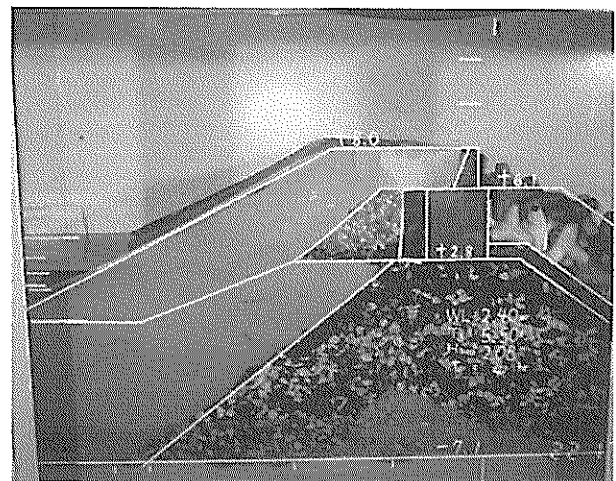


写真-3.2(b) パラペット背後を埋立土とした断面
4時の波作用後

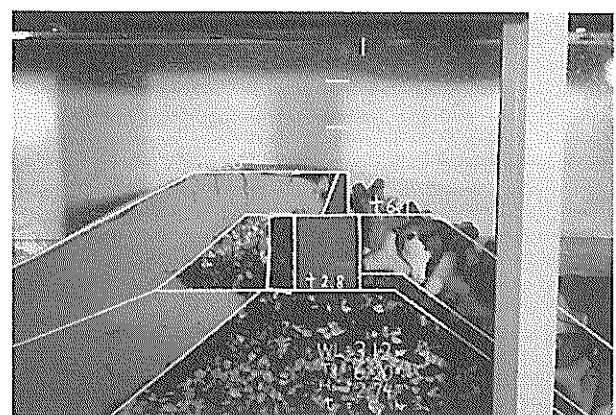


写真-3.2(c) パラペット背後を埋立土とした断面
5時の波作用後

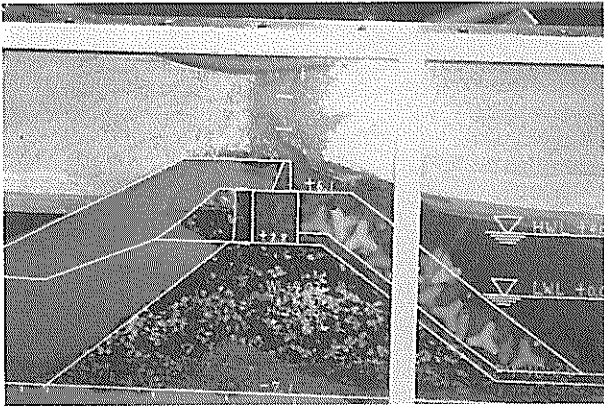


写真-3.2(d) パラペット背後を埋立土とした断面
6時の波作用開始直後

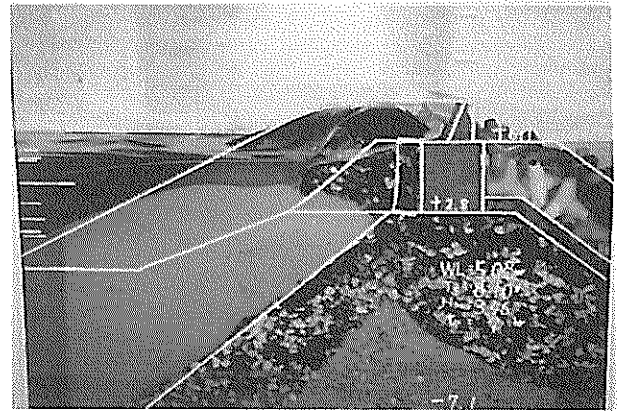


写真-3.2(g) パラペット背後を埋立土とした断面
7時の波作用後

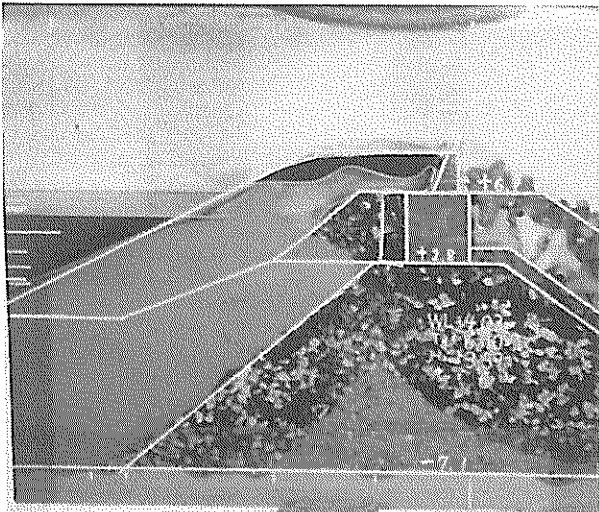


写真-3.2(e) パラペット背後を埋立土とした断面
6時の波作用後

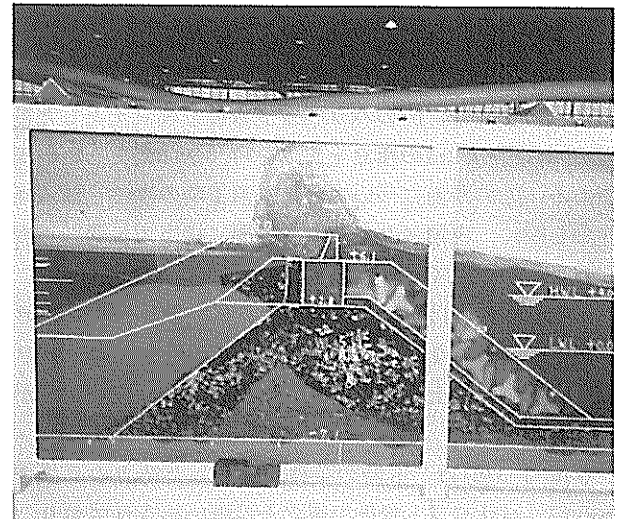


写真-3.2(h) パラペット背後を埋立土とした断面
8時の波作用中

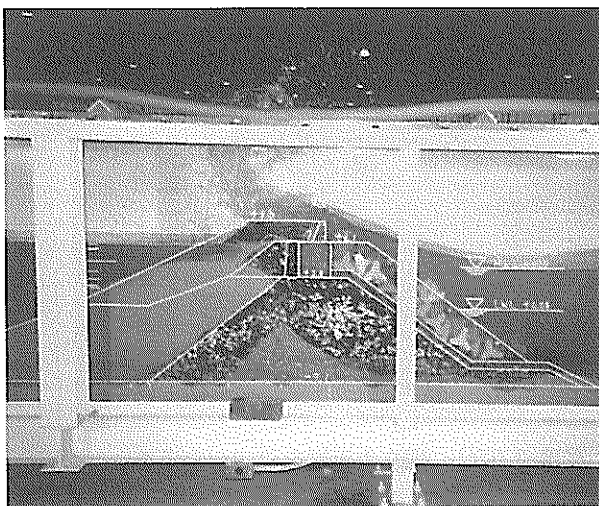


写真-3.2(f) パラペット背後を埋立土とした断面
7時の波作用中

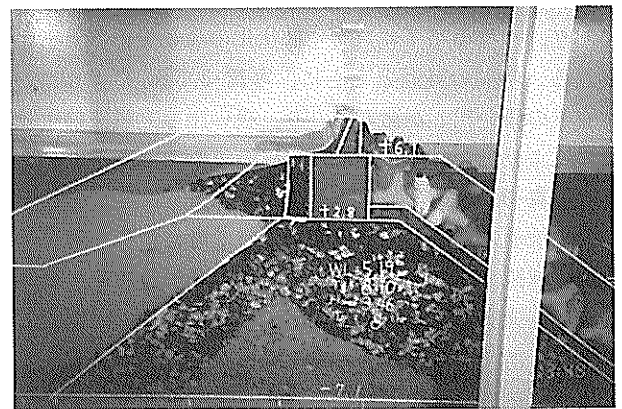


写真-3.2(i) パラペット背後を埋立土とした断面
8時の波作用後

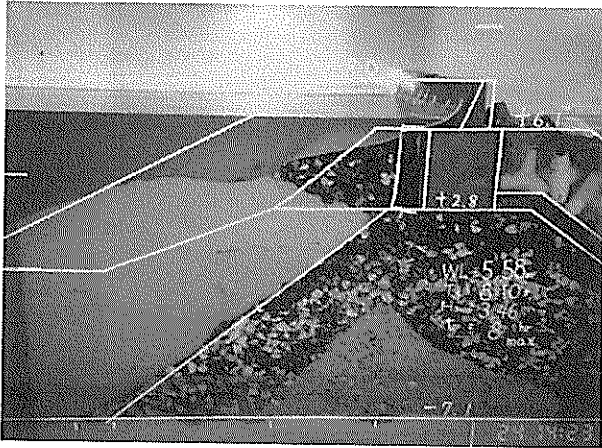


写真-3.2(j) パラペット背後を埋立土とした断面
全条件終了後



写真-3.3(a) 埋立土天端を+7.0mに変更した断面
波作用前

c) 埋立土天端を+7.0mに変更した断面

写真-3.3(a)は、波を作用させる前の模型断面を撮影したものであり、b)のパラペット背後を埋立土とした断面において+8.0mの埋立土天端を+7.0mに変更した断面である。この断面についても、午前1時の潮位・波浪条件から順に、現地スケールで1時間に相当する間、不規則波を作用させている。

1時～3時では、前の2断面と同様、護岸模型に大きな変化は見られなかった。また、4時の条件では、前2者と同様、腹付土上部先端部のマウンドへの吸い出しが認められた。

写真-3.3(b)は、5時の条件が終了した時点のものであるが、パラペット背後の埋立土が吸い出されており、最大30cm程度天端が沈下している。

実験の都合上6時の条件は省略しているが、7時の条件で波を作用させると、造波開始後まもなく、パラペット背後の埋立土が全体的に持ち上がるような現象が目視された。これは潮位が高く、また裏込め内部に伝わってくる波による圧力が大きく、埋立土の重量を上回るためであり、一種のパイピングや液状化の現象であると考えられる。時間の経過とともに、写真-3.3(c)のように、埋立土の吸い出しが激しくなり、吸い出しと越波による流失により、7時終了時にはほぼ全ての埋立土が消失した(写真-3.3(d))。

引き続き、8時および最高潮位時の順に波を作用させると、越波水の勢いにより裏込石部の変形が進み、最終的には、上部工全体がパラペット天端で40cm程度後方に傾斜した。この断面も舗装を想定したシートを敷いており、裏込石の流失が抑えられたことで上部工の滑動・傾斜等は基本断面よりも少ない結果となった。

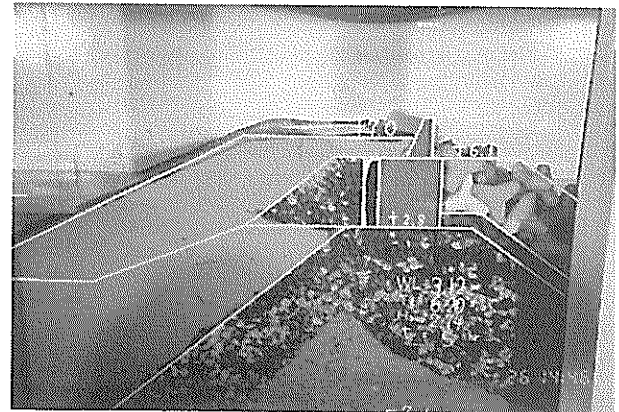


写真-3.3(b) 埋立土天端を+7.0mに変更した断面
5時の波作用後

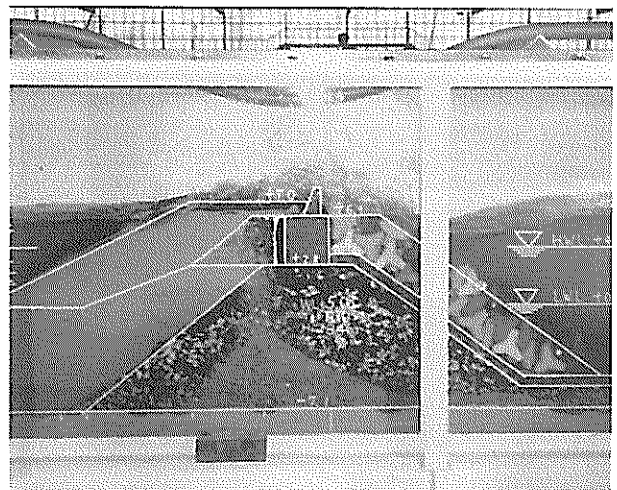


写真-3.3(c) 埋立土天端を+7.0mに変更した断面
7時の波作用中

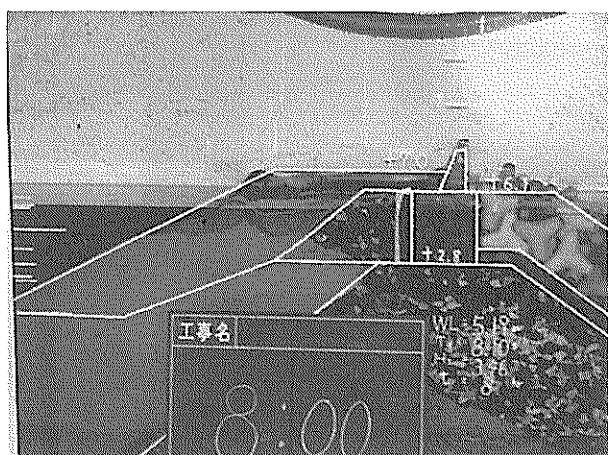


写真-3.3(d) 埋立土天端を+7.0mに変更した断面
7時の波作用後

d) 方塊直背後も埋立土とした断面

写真-3.4(a)は、波作用前の初期断面を示したものである。b)の断面の方塊直背後の裏込石も埋立土に置き換え、上部工背後を全て埋立土とした断面である。この断面については、6時から8時の条件の波を作用させている。

6時の条件で波を作用させ始めた直後（写真-3.4(b)）から、前出の断面と同様、パラペット背後の吸い出しが始まり、吸い出された部分に越波水が回り込んで埋立土が流失するという現象が確認された。ただし、6時終了時点では、写真-3.4(c)に示すように、舗装を想定したシートが残っており、水路中央部の埋立土は流失していない。

しかし、7時の条件で波を作用させている途中でシートが流失すると、その後は、上部工背後の埋立土が方塊高さの半分程度まで流失し、7時終了時には上部工全体が 10° 程度後方に傾斜した。

引き続き8時の条件で波を作用させると、最終的に8時終了時には、上部工全体の傾斜は 20° 程度になった（写真-3.4(d)）。

この断面でも、舗装を想定したシートを天端に設置していたが、それが流失した後は、上部工の傾斜までにそれほど時間を必要としない。特に、本断面では方塊背後も埋立土に変更していることから、石よりも強度が弱い分、上部工の傾斜も大きい結果となった。

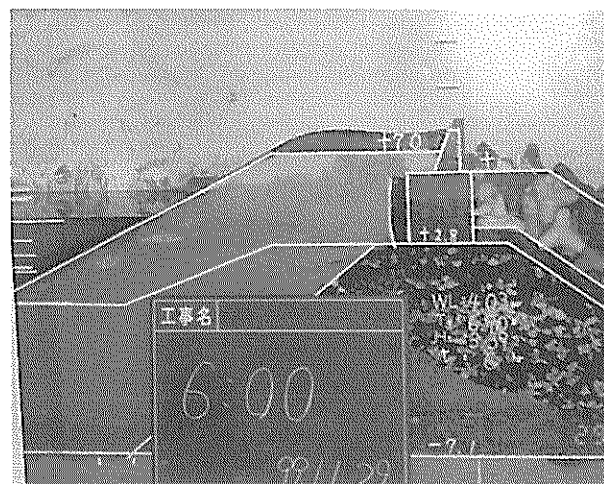


写真-3.4(a) 方塊直背後も埋立土とした断面 波作用前



写真-3.4(b) 方塊直背後も埋立土とした断面
6時の波作用開始直後

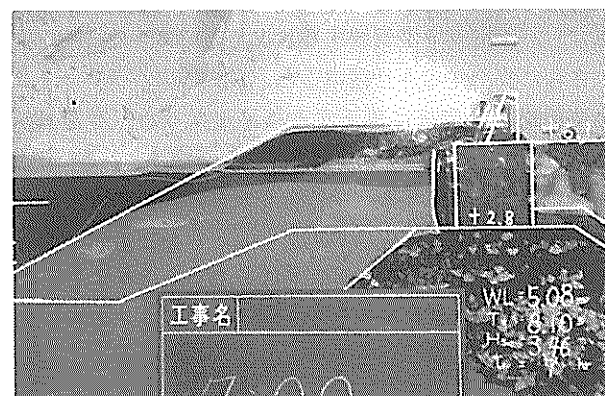


写真-3.4(c) 方塊直背後も埋立土とした断面
6時の波作用後

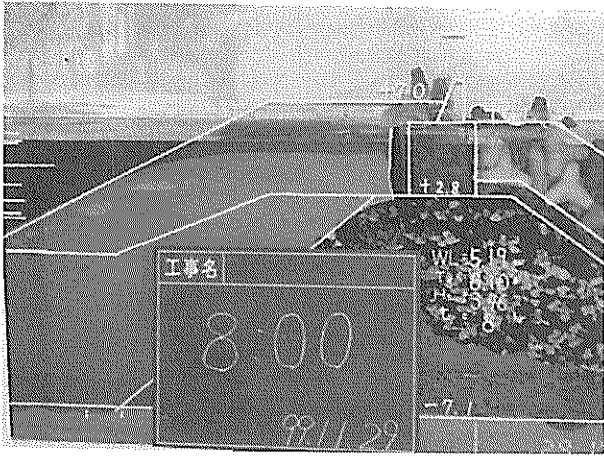


写真-3.4(d) 方塊直背後も埋立土とした断面
8時の波作用後

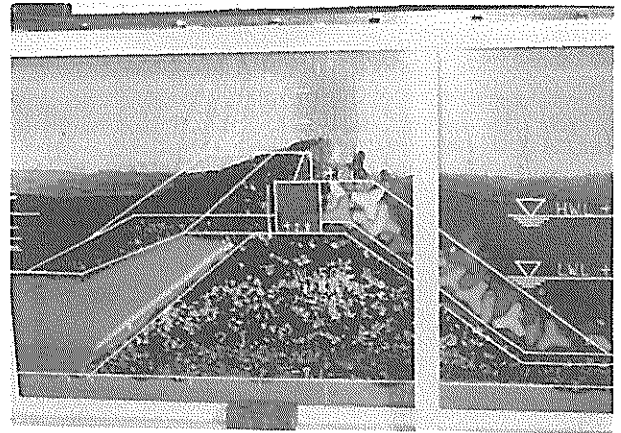


写真-3.5(a) パラペットが倒壊する場合の断面
7時の波作用開始直後

e) パラペットが倒壊する場合の断面

パラペットが倒壊する場合の断面は、a)の基本断面と同じであり、その初期断面は前掲の写真-3.1(a)と同一である。ただし、パラペットと方塊の接合力をあらかじめ調べておき、7時あるいは8時の潮位・波浪条件でパラペット部が倒壊するように接合力を調整した上でマウンド上に設置した。潮位・波浪については、午前1時の条件から順に作用させたが、1時から6時までの結果はa)の基本断面と同一であり、ここでは省略する。

写真-3.5(a)は、7時の波を作用させて間もない時点でのものであり、越波によって裏込石の後ろ半分が流されているのがわかる。写真-3.5(b)はパラペットが倒壊する瞬間を撮影したものである。背後土圧が低下し、支えのなくなったパラペットに衝撃的な波力が作用した時点で、パラペットが倒壊する状況が確認できる。

さらに波を作用させ続けると、最終的にパラペットが全て倒壊し、背後に落下する結果となった(写真-3.5(c))。

パラペットが倒壊し、上部工に作用する波力が小さくなったことで、方塊の滑動および傾斜はほとんど生じなかった。しかし、逆に天端が低くなったことで、越波量が急激に増し、ほぼ越流状態で流入する状況となった。

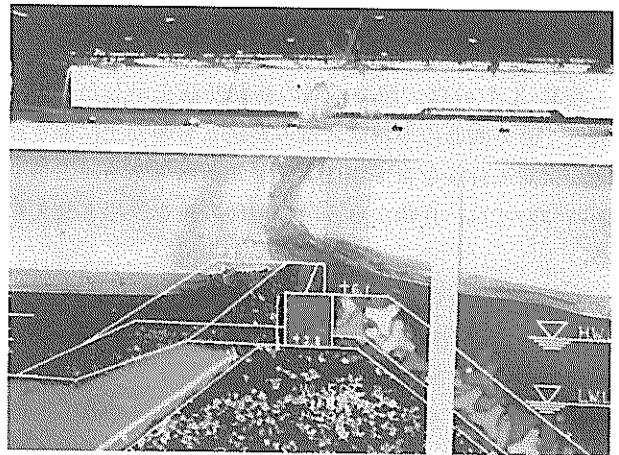


写真-3.5(b) パラペットが倒壊する場合の断面
パラペット倒壊の瞬間

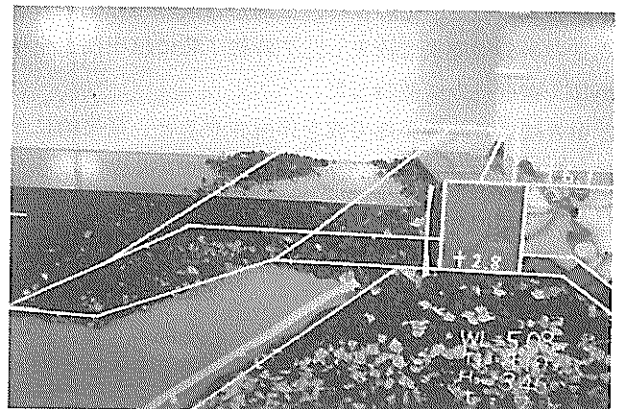


写真-3.5(c) パラペットが倒壊する場合の断面
全条件終了後

3.3 越波実験

(1) 実験の内容

高潮時の越波特性を把握するための実験を行った。潮位は、表-3.1に示す条件のうち、潮位が高くなり越波が始まると考えられる6時以降の潮位を用いるとともに、被災当時の最高潮位よりもさらに潮位が上がった場合についても越波流量の測定を行った。なお、波の周期は8.1s、有義波高は観測値の最大値である3.46mとその1.4倍の4.90mの2種類とし、現地スケールで1時間に相当する間不規則波を作用させた。また、基本断面以外にも、パラペットが倒壊した場合の越波流量、および越波流量を低減させる対策断面についても実験を行った。

越波流量の計測は、護岸模型背後側の法面および天端全体をベニヤ板で覆い、完全に止水してマウンドからの水の出入りが無い状態で、越波によって背後側に溜まった水の量を計測する方法を採っている。

図-3.4は、越波実験を行った断面を模式的に示したものである。被災時の断面が2種類、さらに、越波対策断面として3種類の計5種類の断面について実験を行った。

(a)は基本断面の場合であり、(b)は基本断面でパラペットが倒壊した場合の断面である。(c)~(e)は、越波

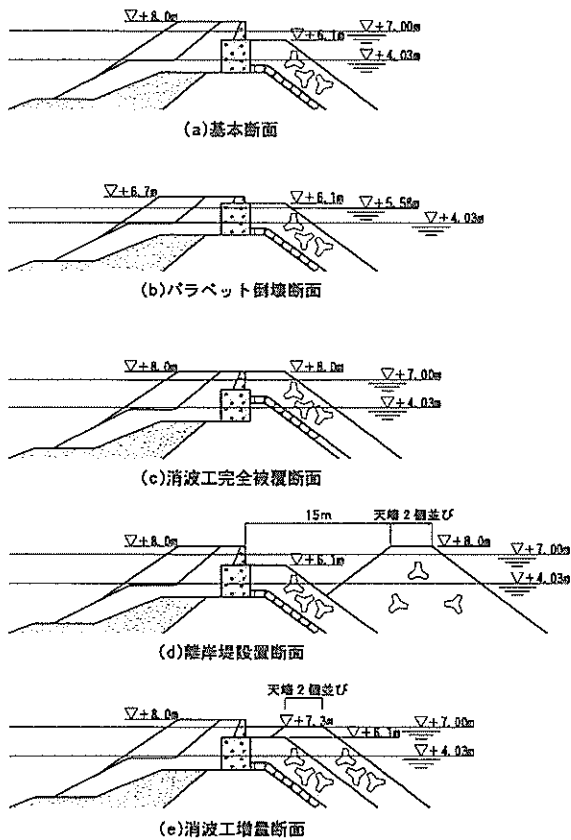


図-3.4 越波実験実施断面

対策断面（高橋ら（1995））であり、(c)は消波工を完全被覆とした断面、(d)は護岸前面約15mの位置に消波ブロックによる離岸堤を設けた二重堤断面、そして、(e)は消波工を増量した（消波工の天端高さを1m上げ、幅を2倍とした）断面である。

(2) 実験結果

a) 潮位と越波流量

図-3.5(a)、図-3.5(b)は、それぞれ有義波高が3.46mと4.90mの場合の越波流量の実験結果をまとめて示したものであり、横軸を潮位にとって、縦軸に各潮位での越波流量を示している。また図-3.6は、各越波流量での背後地の浸水高さを示したものである。

図-3.5(a)の基本断面の結果をみると、最高潮位+5.58m、有義波高が3.46mの場合には、静水面からの天端高さが $h_c=2.42\text{m}$ ($h_c/H_{1/3}=0.67$)と低く、 $0.12\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 以上の越波流量が計測されている。これは通常的设计値 ($0.02\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) の6倍にあたる数値である。図-3.6からもわかるが、この越波流量は1時間で $432\text{m}^3/\text{m}$ となり、仮に背後地の奥行きが1000mだとすると0.43mの浸水高さとなる。また、H.W.L.にほぼ等しい+4.03mの場合でも越波流量は $0.014\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ と大きい。

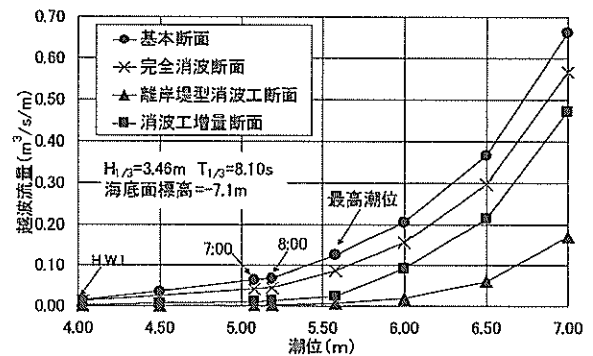


図-3.5(a) 越波流量実験結果 ($H_{1/3}=3.46\text{m}$)

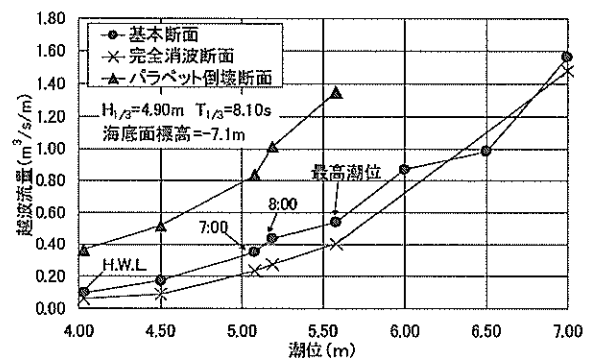


図-3.5(b) 越波流量実験結果 ($H_{1/3}=4.90\text{m}$)

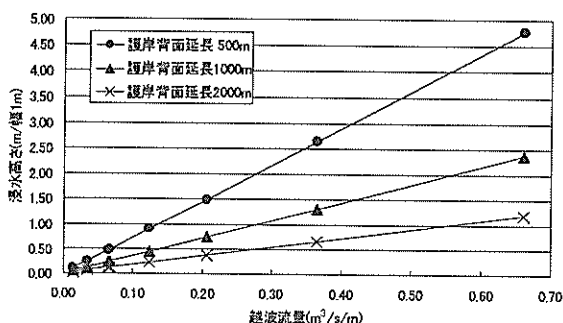


図-3.6 越波流量と背後地浸水高さの関係 (基本断面)

このような大きな越波流量になる一つの原因として考えられるのは、消波工が不十分な高さであったことである。そこで、消波工の天端をパラベットの天端まで上げた完全消波断面の実験結果をみると、最高潮位時の越波流量が $0.087\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ となっている。これは、同潮位時の基本断面の越波流量より20%程度低い値であり、基本断面で潮位が30cmほど低いときの越波流量に等しいが、その差は比較的小さい。なお、この場合の完全消波断面の天端高さを h_{co} ($=2.42\text{m}$)、基本断面で同じ越波流量となる潮位から求まる天端高さを h_{cm} ($=2.72\text{m}$)として、両者の比 (換算天端高係数 $\beta = h_{cm}/h_{co}$) を求めると、その値は1.12となる。

図-3.5(b)は、有義波高が4.9mの極限的な条件での越波流量を見たものである。最高潮位では、基本断面の越波流量が $0.56\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ と、有義波高が3.46mのときの5倍近い大きな値となっている。また、完全消波断面では、 $0.40\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ であり、不完全消波の場合より30%ほど小さく、完全消波断面の天端高さ h_{co} と、同じ越波流量となる基本断面の天端高さ h_{cm} の比 (換算天端高係数 $\beta = h_{cm}/h_{co}$) を求めると、その値は1.08となる。

さらに、パラベットが天端から2/3の高さで倒壊したと想定した場合には、天端高さが1.27m低くなり、最高潮位+5.58mの時には $h_s=1.15\text{m}$ となり、天端が静水面にかなり近くなる。図-3.5(b)では、基本断面の越波流量が $0.536\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ であるのに対して、パラベット倒壊断面では $1.349\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ となっており、基本断面の3倍近い越波流量となっている。このパラベット倒壊時の越波流量は、基本断面で潮位が1.27m高くなった場合の越波流量にほぼ近くなっており、相対的な天端高さによって推定できることがわかる。したがって、有義波高が3.46mのとき、パラベットが倒壊した影響は、潮位が実際の潮位より1.27m上がった場合を考え、 $0.58\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ と推定され、4倍以上の値となる。

b) 被災時の越波流量

実験で対象とした北九州空港護岸では、被災時の越波流量はかなり大きなものであり、パラベットの倒壊によって、さらに大きな越波流量となっていることがわかった。山口宇部空港や宇部港 (小野田地区西沖護岸) でも同じような天端高さと潮位、そして有義波高の条件であり、同様の大きな越波流量となっていたと考えられる。ただし、倒壊したパラベットがより高いため、パラベットの倒壊によってより天端が低くなり越波流量の増加はかなり大きくなっていると考えられる。

また、三田尻中間港廃棄物埋立護岸では、潮位が若干低かったが天端が+7.0mとやや低いために、ほぼ同じような越波流量となっていたと考えられる。ここではパラベットの倒壊には至っていないが、背後の埋立地は天端の+7.0mまで満水の池のような状態であった。満水となるためには、潮位が+4.99mで $0.138\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の越波流量が1時間以上続く必要があり、ほぼ実験結果から想定できる値に相当している。

なお、合田は越波による護岸の被災を検討しており (合田 (1970))、背後が堤防状になっているとき、天端舗装で裏法未施工の場合に $0.02\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の限界越波流量以上で被災が発生するとしている。3.2の新北九州空港を対象にした再現実験、および3.3の越波実験結果をみると、越波流量が $0.064\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ から裏込石の流失が見られる。また、山口港山口地区堤防の被災時の越波流量は、その時の潮位および波高からほぼ $0.033\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ と推定される。いずれも合田の限界値以上であり、よく対応している。

c) 対策断面の越波流量

図-3.5(a)の有義波高が3.46mの場合に戻り、消波工を増量した対策断面の結果をみると、最高潮位時の越波流量は $0.023\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ と、基本断面の1/5以下となっている。また、護岸前面に離岸堤を設置した対策断面では越波流量は $0.006\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ と基本断面の1/20になる。両者ともに消波工の量が大幅に増えており、越波流量を大幅に低減していることがわかる。

(3) 高潮時の越波流量の算定法

a) 不完全消波の換算天端高係数

図-3.4(a)のような、不完全消波断面における越波流量については、これまで具体的な算定法がなく、設計上の問題点となっている。その対策としては、

① 消波工がない直立壁として越波流量を求める、あるいは、

② 適切な換算天端高係数を決め、完全消波断面を基準

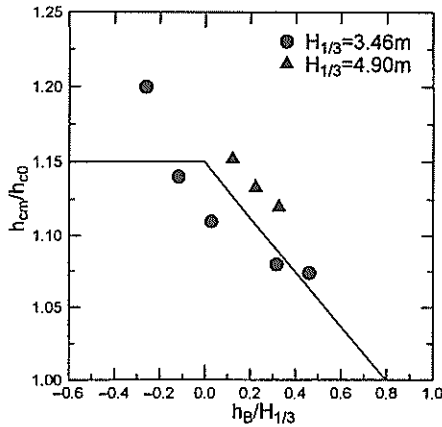


図-3.7 実験値での $h_b/H_{1/3}$ と換算天端高係数 β の関係

として越波流量を求める、
ことが考えられる。

この②の方法は、断面形状が多少違うときに、一般的に用いられる方法である。

図-3.7は、基本断面と完全消波断面の場合の実験値を用いて、横軸に $h_b/H_{1/3}$ をとり、縦軸に換算天端高係数 $\beta = h_{cm}/h_{co}$ （完全消波断面の天端高さ h_{co} と、同じ越波流量となる時の基本断面の天端高さ h_{cm} との比）をプロットしたものである。図-3.7には、 $H_{1/3}=3.46\text{m}$ の場合と $H_{1/3}=4.90\text{m}$ の場合の実験結果を示しており、両者ともに $h_b/H_{1/3}$ が大きくなるにつれて、 h_{cm}/h_{co} が1.0に近づく傾向が見られる。この傾向から、換算天端高係数の簡易な算定式を導くと、以下の式が得られる。なお、 h_b は消波工天端高さ（静水面から消波工の天端までの高さ）である。

$$\beta = \begin{cases} 1.15 & (h_b/H_{1/3} < 0.0) \\ 1.15 - \frac{3}{16}(h_b/H_{1/3}) & (0.0 \leq h_b/H_{1/3} \leq 0.8) \\ 1.0 & (0.8 < h_b/H_{1/3}) \end{cases} \quad (1)$$

b) 低天端条件の越波流量

高潮時の越波流量の算定上もう一つ問題となる点は、今回の災害時のように、設計越波流量を大きく越える場合には、算定が不可能となることである。すなわち、合田の越波流量算定図（合田ら（1975））では、越波流量が非常に大きくなると想定される $h_b/H_{1/3}$ が0.5以下に対しては、算定曲線が示されておらず、算定図の適用範囲を超えてしまう。

このように、越波流量が非常に大きい場合については、古くから行われている長方形堰の理論（吉川ら（1967, 高橋ら（1992）））を用いることができる。つまり、護岸を越流堰と考え、1波1波の波形をサインカーブで仮

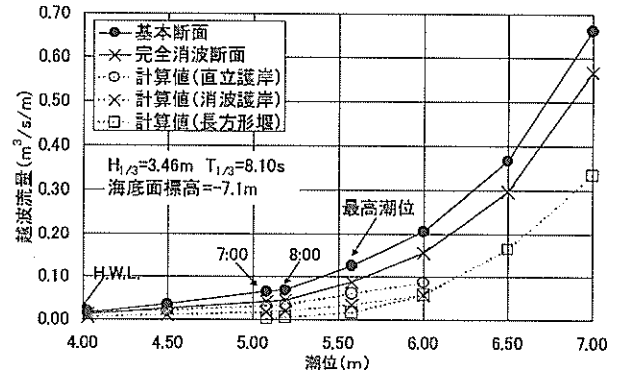


図-3.8 実験値および各算定法で計算した越波流量

定して、波高変化による越流量を計算する方法である。もちろん、実際の波は不規則波であるので、代表波高を用いてレーリー分布を仮定した各波高の出現頻度計算が必要となる。

図-3.8には、基本断面および完全消波断面の実験値、合田の越波流量算定図より求めた直立護岸および消波護岸の計算値、そして、長方形堰を仮定した場合の計算値を示している。なお、合田の越波流量算定図では、潮位が6.00mを越えると $h_b/H_{1/3}$ が0.5以下となって適用範囲を超えるため、6.00mを越える部分については計算値はない。図-3.8で、長方形堰を仮定した計算値と実験結果とを比較すると、高潮位の場合で2倍程度の開きがあるが、これは実験の誤差によるところが大きいと考えられる。

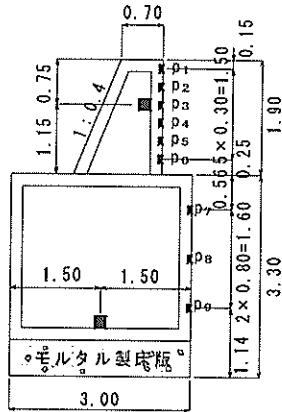
一方、合田の越波流量算定図で求めた直立護岸の計算値と長方形堰の計算値を比較すると、最高潮位付近までは、両者に開きが認められるものの、合田の算定図の適用範囲を超える6.00m付近ではその値が近づき、それより高潮位の部分では、合田の算定図による計算値に、長方形堰による計算値がちょうど接続するように見える。したがって、合田の越波流量算定図の適用範囲を超える条件の場合には、こうした算定法が、ある程度適用可能であるといえる。

3.4 波圧実験

(1) 実験ケース

図-3.9は上部工の模型であり、波圧測定にはコンクリート製の模型の代わりにアクリル製の模型を用い、図に示す位置に、波圧計・加速度計を取り付けて計測を実施している。潮位は越波流量実験と同じであり、波は規則波を用いている。周期は8.1s、波高は現地有義波高3.46mの1.0倍、1.4倍、1.8倍、2.0倍の4種類である。

図-3.10は、波圧実験を行った断面を模式的に示したものである。断面形状は、図-3.2の断面を基本として、



■ : 波圧計 unit: m
□ : 加速度計

図-3.9 上部工模型の構造と計測機器の取付位置

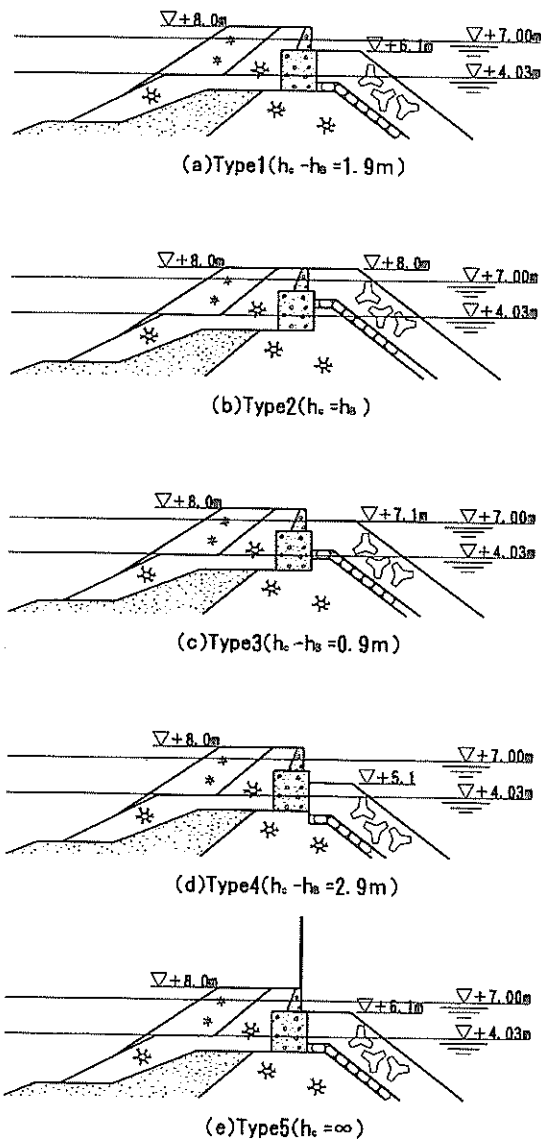


図-3.10 波圧実験実施断面図

衝撃砕波力の発生特性をより明らかにするために、消波工の天端高さを変え、静水面からの消波工天端の高さ (h_b)、パラペットの天端高さ (h_c) が異なる場合についても実験を行っている。すなわち、

Type1: 基本断面 ($h_c-h_b=1.9\text{m}$)、

Type2: 消波工を完全被覆とした断面 ($h_c=h_b$)、

Type3: 消波工を基本断面より 1 m 高上げた断面 ($h_c-h_b=0.9\text{m}$)、

Type4: 消波工を基本断面より 1 m 低下させた断面

($h_c-h_b=2.9\text{m}$)、

そして

Type5: 護岸天端の上を越波水が通過しないように、水路に反射板を取り付けることで、護岸天端を高くしたと想定した断面 ($h_c=\infty$)、

である。さらに、背後裏込石の材質および天端高を変えて、上部工を動き易くした断面についても計測している。

(2) 実験結果

a) 波圧波形

図-3.11(c)は最高潮位時に、周期8.1 s、波高6.23 mの規則波が、基本断面 (Type1: $h_c=2.4\text{m}$, $h_b=0.5\text{m}$) に作用した場合の波圧波形を示したものである。波圧は、衝撃的な波圧であり、特に、消波工で被覆されていないパラペット部 ($p_1\sim p_6$) のうち、静水面に近い $p_2\sim p_6$ に大きな波圧が作用している。 \bar{p}_w はパラペット部の合力、また \bar{p}_a は方塊部の合力、 \bar{p} は全体の合力であり、いずれも作用面積と波高で無次元化している。例えば、パラペット中央 (p_3) では、第一波目でそのピーク値は $1.37waH$ であり、腰掛部の波圧成分が $0.49waH$ 、衝撃的成分は $0.88waH$ 程度となっている。波圧の一波一波のばらつきも大きく、この場合のパラペット中央での波圧のピーク値は、平均値で $1.42waH$ 、最大で $2.09waH$ である。

一方、図-3.11(d)は、Type1と同条件の規則波が、消波工を完全被覆とした断面 (Type2: $h_c=h_b$) に作用した場合の波圧波形を示したものである。衝撃的な波圧の特徴である、瞬間的にピーク値が立ち上がる部分も若干見られるが、その値は大きくない。この場合のパラペット中央での波圧のピーク値は、平均値で $0.54waH$ 、最大で $0.56waH$ であり、Type1の最大ピーク値の1/4に低減している。また、Type1の場合と比較して、波圧のばらつきが小さいことがわかる。

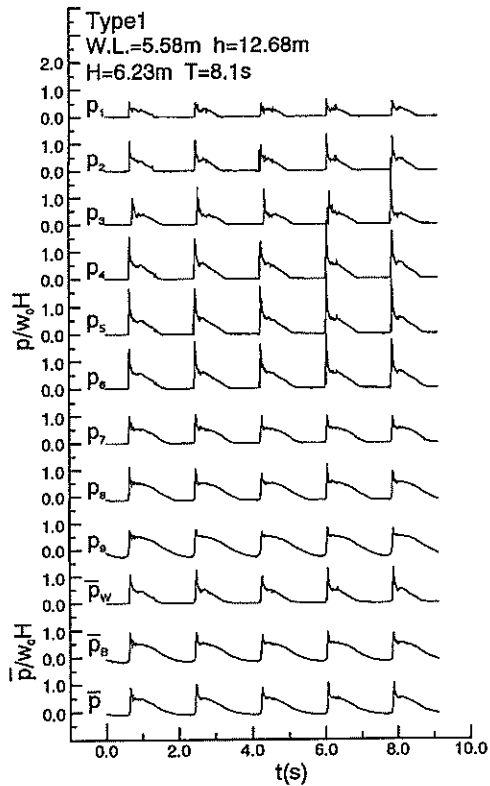


図-3.11(a) 波圧波形の例 (Type1
: $h_c=2.4\text{m}$, $h_B=0.5\text{m}$)

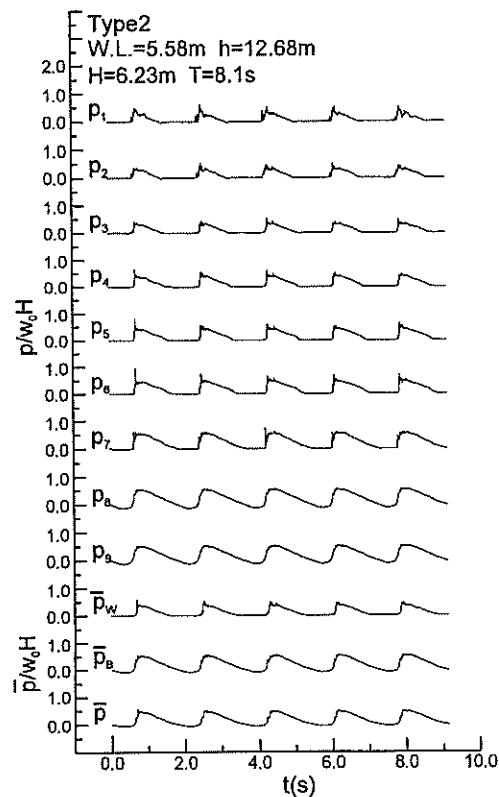


図-3.11(b) 波圧波形の例 (Type2 : $h_c=h_B$)

b) 波圧分布

図-3.12(a)は、図-3.11(a)と同様最高潮位時に、周期8.1s、波高6.23mの規則波が、基本断面 (Type1 : $h_c=2.4\text{m}$, $h_B=0.5\text{m}$) に作用した場合の、波圧のピーク分布を示すもので、実験値および合田式による計算値も示している。なお、消波工で被覆されていないパラペット部については、消波工天端をマウンドと仮定し、消波工天端水深 d を0として合田式による計算を行っている。実験値は、重複波動的な成分 α_1 による値と全波圧の値とを合わせて示しており、両者の差が衝撃的な成分 α_2 による値となる。

実験値を見ると、消波工で被覆されていない部分では、重複波動的な成分と衝撃的な成分が同程度あることがわかる。また、消波工被覆部にも衝撃的な成分がある程度認められており、その値は深さとともに減少している。合田式による計算値を見ると、消波工で被覆されていないパラペット部については、実験値の方がやや小さく、計算結果が過大な値となっている。逆に、消波工で被覆された方塊部分では、消波工天端からある深さまで見られる衝撃的な波圧を表現できていないといえる。

図-3.12(b)は、Type1と同条件の規則波が、消波工を完全被覆とした断面 (Type2 : $h_c=h_B$) に作用した場合

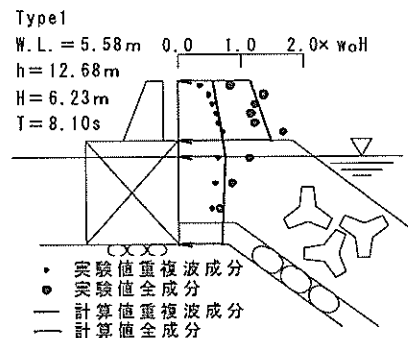


図-3.12(a) 波圧のピーク分布 (Type1
: $h_c=2.4\text{m}$, $h_B=0.5\text{m}$)

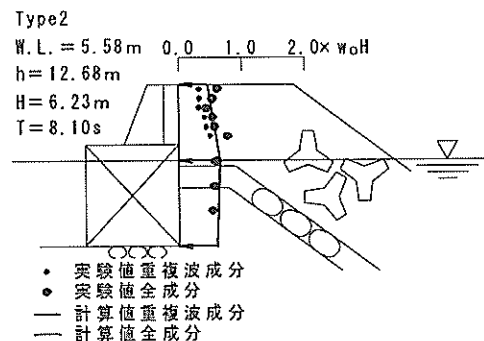


図-3.12(b) 波圧のピーク分布 (Type2 : $h_c=h_B$)

の波圧のピーク分布を示すもので、同じく実験値および合田式による計算値も示している。これによれば、重複波動的な成分 α_1 による値と全波圧の値がほぼ一致しており、完全消波断面では衝撃的な波力がほとんど作用していないことがわかる。また、合田式による計算値も、実験値をよく表しているといえる。

c) 波圧ピーク値

図-3.13(a)~(e)は、横軸に波高を取り、潮位をパラメータにして、波圧のピーク値を示すものであり、パラペット中央の波圧、パラペット部の合力、そして全体の合力を、Type1, Type2, Type3, Type4, Type5の断面形状に対して、順に示したものである。

Type1は基本断面の場合であり、波高が大きいほど、そして潮位が高いほど、波圧は大きくなり、特に潮位が高いときに波圧が大きいことがわかる。また、パラペット中央での波圧に比べパラペット部分の合力、そして上部工全体の合力はかなり小さくなっていることがわかる。Type2は完全消波の場合であり、波高が小さい時を除けば、消波工の効果で、Type1に比べ波圧がかなり小さいことがわかる。特に潮位が高く波高が大きいときの差が顕著である。Type3は、消波工の天端を基本断面より1m上げた断面である。Type1と比較して、波圧がやや小さくなっている場合もあるが、その差はそれほど顕著ではない。Type4は、逆に消波工の天端を基本断面より1m下げた断面であり、Type1と比べて全体合力でやや大きくなっている。Type5は、パラペット部の天端を上げて非越波の状況にしたものである。ただし、波圧の測定点は変わっていない。パラペット部で全体的にやや大きくなっているが、その差はそれほど顕著ではない。

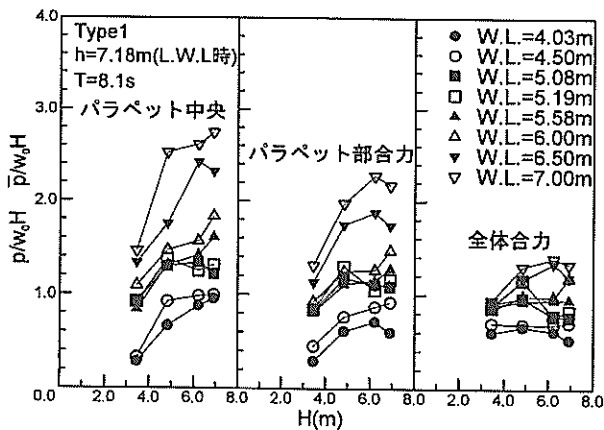


図-3.13(a) 波圧ピーク値の潮位・波高による変化 (Type1: $h_c-h_b=1.9\text{m}$)

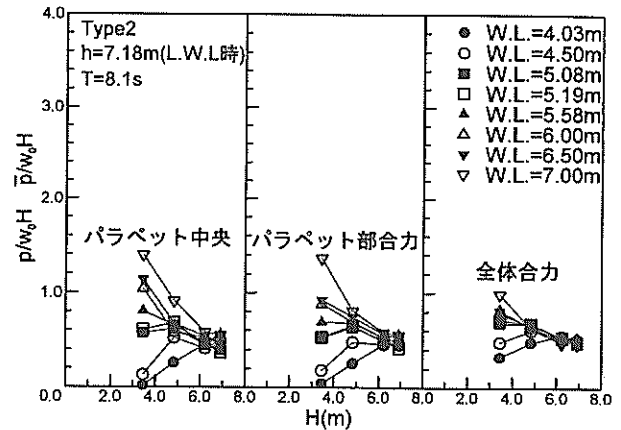


図-3.13(b) 波圧ピーク値の潮位・波高による変化 (Type2: $h_c=h_b$)

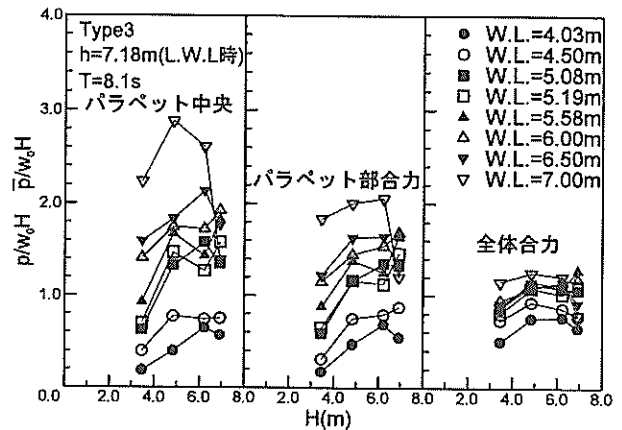


図-3.13(c) 波圧ピーク値の潮位・波高による変化 (Type3: $h_c-h_b=0.9\text{m}$)

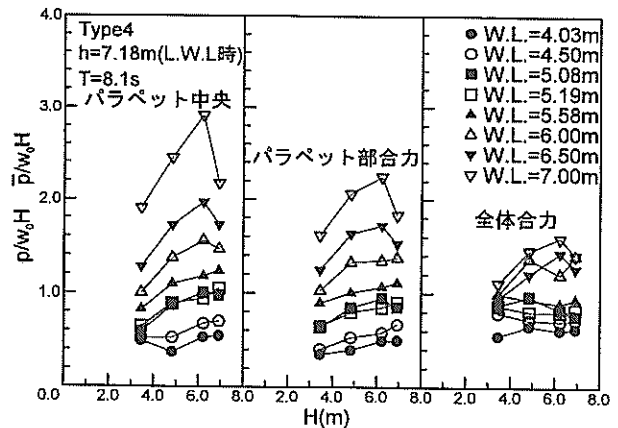


図-3.13(d) 波圧ピーク値の潮位・波高による変化 (Type4: $h_c-h_b=2.9\text{m}$)

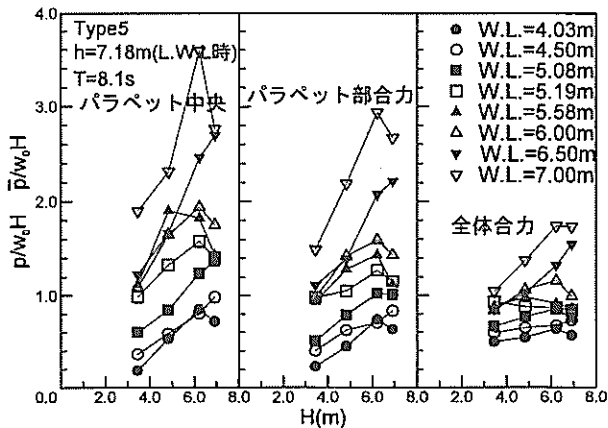


図-3.13(e) 波圧ピーク値の潮位・波高による変化 (Type5 : $h_c = \infty$)

d) 衝撃砕波力のばらつき

図-3.14は、測定波圧のばらつきについて示した図であり、横軸に平均波圧をとり、波圧の最大値と平均値の比をプロットしている。これによれば、測定波数が5波と少ないにも係わらず、半数以上の測定結果で、最大値と平均値の比は1.1以上あり、作用する波圧にはばらつきがあることがわかる。また、潮位が高くなるにつれてばらつきも大きくなる傾向にあり、特に、パラペット部のばらつきが大きく、波圧の最大値と平均値の比が、全体合力では1.3程度であるのに対して、パラペット中央部では1.5を越えることもある。こうしたばらつきは、一波一波の微妙な砕波の状態の違いで発生しており、衝撃砕波力の特徴の一つと考えられる。設計では、このばらつきを考慮する必要もある。

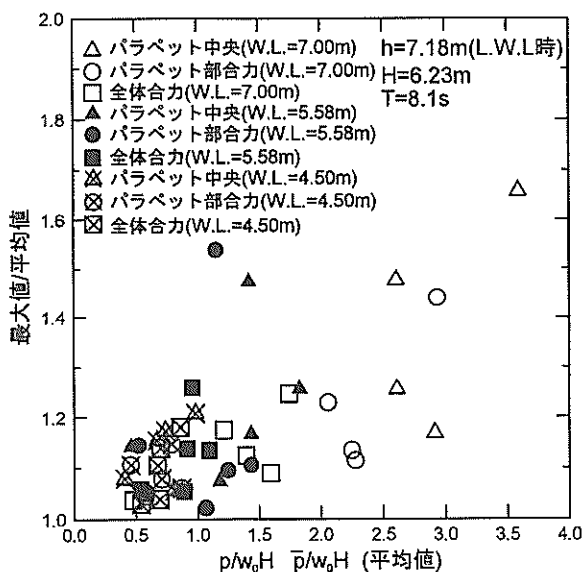


図-3.14 潮位による波圧のばらつき

e) 壁面の動きと衝撃砕波力

衝撃砕波力は、それを受ける壁面の運動によって変化する。すなわち、壁面の加速度が大きい場合には、それによる慣性力によって、壁面に作用する波圧は低減する。図-3.15は、基本断面において、裏込石の材質および裏込石の天端を変え、背後の拘束の程度を変えた場合の実験結果を示したものである。横軸に裏込材料が基本断面通りの場合の波圧、縦軸に裏込石の粒径を小さくして裏込めを軟化させた場合の波圧をとり、実験結果をプロットしたものである。また、図中の実線は裏込石の天端をパラペット天端までとした場合、破線は裏込石天端をパラペット下端まで低下させた場合の実験結果である。

これによれば、実験値はすべて、裏込石の材質を基本断面通りとした側に寄っており、裏込めが固く、上部工の動きが拘束される方が、上部工に作用する波圧が大きいことを示している。また、裏込の天端を変えた場合には、拘束による変化を受けやすいパラペットにおいて、波圧が20%程度低減している。このとき基本断面での加速度は0.07Gであり、波圧が低減したときの加速度は0.32Gであった。このような現象は現地にも当てはまり、壁面の動きによって波力が低減していることも十分考えられる。

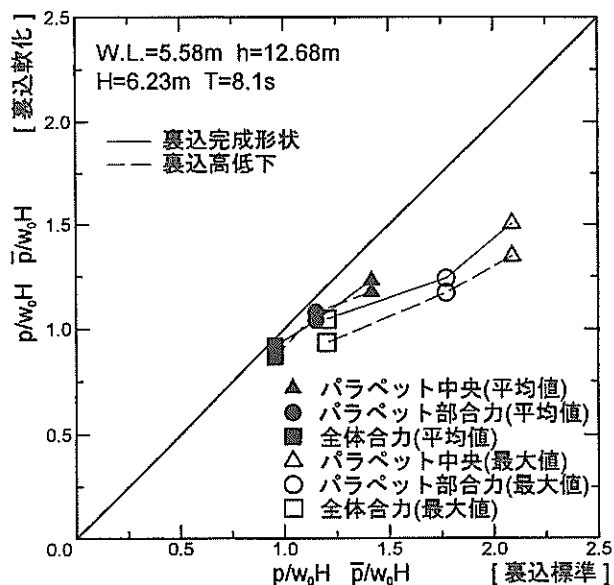


図-3.15 裏込石の材質および天端高と波圧の関係

(3) 高潮時の不完全消波断面の波圧算定法

a) 現状の計算法

現在、直立壁前面に作用する波圧は、合田式(合田(1973)、谷本ら(1976))により算定されるのが一般

的であり、静水面での波圧は下式により計算できる。

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \theta)(\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha^* \cos^2 \theta) w_d H \quad (2)$$

(λ_1, λ_2 は波圧の補正係数であり、標準は1.0。また、 θ は入射波向である。)

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left(\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right)^2 \quad (3)$$

$$\alpha^* = \max[\alpha_2, \alpha_1] \quad (4)$$

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b d}{3h_b} \left(\frac{H_b}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_b} \right] \quad (5)$$

ただし、 α_i は衝撃砕波力係数であり、マウンド被覆工の天端上水深 $d (= -h_b)$ と天端幅 B_M から、式(6)と図-3.16によって求められる。

$$\alpha_i = \alpha_{i0} \alpha_{i1} \quad (6)$$

$$\alpha_{i0} = \begin{cases} H/d & (H/d \leq 2) \\ 2 & (H/d > 2) \end{cases} \quad (7)$$

α_{i1} は図-3.16に示す分布図(高橋ら(1992))より求める。

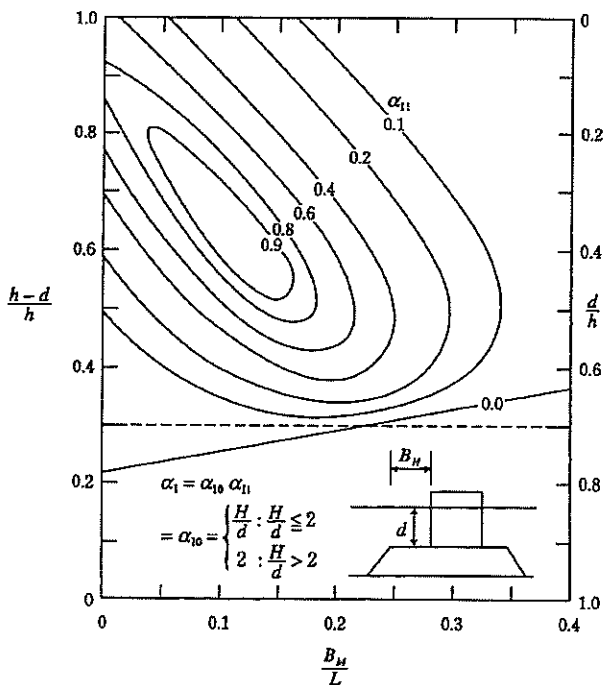


図-3.16 衝撃砕波力係数の分布図

なお、堤体天端まで消波工で被覆した断面(完全消波条件)(高橋ら(1990))では、砕波力や衝撃砕波力成分に対する補正係数 λ_2 を 0 とし、重複波成分に対する補正係数 λ_1 を、式(8)のように、0.8 ($H/h > 0.6$) から 1.0 ($H/h \leq 0.3$) の間で変化させている。

$$\lambda_1 = \begin{cases} 1.0 & (H/h \leq 0.3) \\ 1.2 - 2(H/h)/3 & (0.3 < H/h \leq 0.6) \\ 0.8 & (H/h > 0.6) \end{cases} \quad (8)$$

一方、消波工が堤体天端まで被覆されていない断面(不完全消波条件)の衝撃砕波力については、通常、消波工の天端上水深 $d (= -h_b)$ と天端幅 B_M から、(6)式によって衝撃砕波力係数 α_i を求めている。ただし、これは静水面が消波工天端より高いときを対象としており、消波工天端より低い ($d < 0$) ときには、暫定的に消波工の天端上水深 d を 0 として計算している。

b) 高潮時の不完全消波の計算法

しかし、高潮時の不完全消波の状態は、消波工の天端が静水面上にあり、かつ直立壁を十分には被覆していない状態であるため、上記のどちらにも当てはまらず、波圧算定法が現状では不明確である。今回の実験条件は限られており、ばらつきも大きいのが、現状の二つの算定式を補完するという方針で、波圧算定法を検討した。

図-3.17は、横軸に h_b/H をとって、パラペットに作用する衝撃的な波圧成分を Type ごとにプロットしたものである。この図でも明らかなように、消波工の天端高さ h_b が十分高ければ、不完全消波とはならず、衝撃砕波力はかなり小さくなる。この図から推定すると、 h_b がほぼ $0.7H$ 以上では、衝撃砕波力の影響は小さいと考えられる。

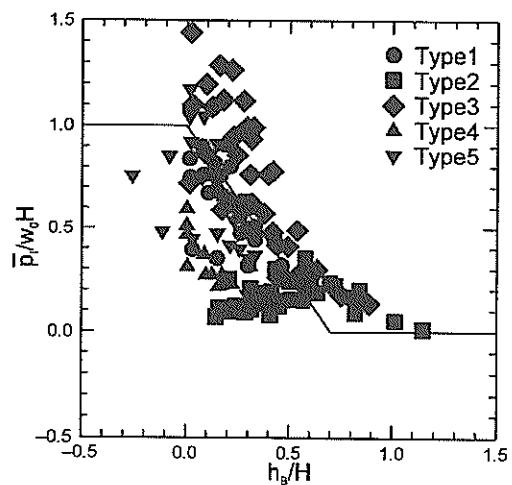


図-3.17 実験値における h_b/H と平均波圧強度の関係

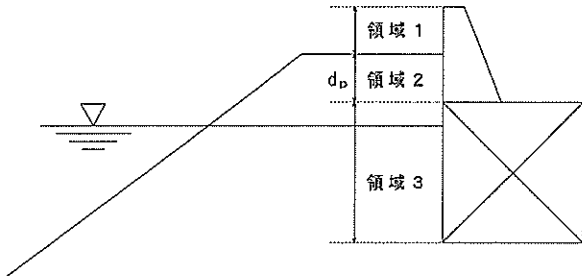


図-3.18 補正係数 λ_1 , λ_2 を区別する3つの領域

そこで、図-3.17の傾向を考慮して、補正係数 λ_1 , λ_2 を、図-3.18に示す3つの領域に分けて考える。すなわち、領域1が消波工で被覆されていない部分、領域2が消波工で被覆されているが、衝撃砕波力が作用する部分、領域3が消波工で被覆されており、衝撃砕波力が作用しない部分である。なお領域2は、消波工天端から、(9)式で求められる、 d_p 下がった高さまでとする。この高さについては、消波工の散乱・沈下など、現地の状況を考慮して決める必要がある。

$$d_p = \min[H/3, (h - h_B)] \quad (9)$$

それぞれの領域での補正係数 λ_1 , λ_2 は以下のように考える。

①領域1：消波工で被覆されていない部分の波圧

λ_1 を1とし、 λ_2 を h_B/H が0より小さい場合は1、0.7より大きい場合は0としその間で変化させる。すなわち、

$$\lambda_1 = 1.0 \quad (10)$$

$$\lambda_2 = \begin{cases} 1.0 & (h_B/H < 0.0) \\ 1.0 - \frac{10}{7}(h_B/H) & (0.0 \leq h_B/H \leq 0.7) \\ 0.0 & (0.7 < h_B/H) \end{cases} \quad (11)$$

②領域2：消波工で被覆されているが、衝撃砕波力が作用する部分

λ_1 を、 h_B/H が0より小さい場合は1、0.35より大きい場合には完全消波条件での重複波圧成分の低減係数となるよう、最大で0.8~1.0の間で変化させ、 λ_2 も領域1と同様0~1の間で変化させる。すなわち、

$$\lambda_1 = \lambda_{10} \cdot \lambda_{11} \quad (12)$$

$$\lambda_{10} = 0.8 \sim 1.0 \quad (13)$$

(λ_{10} は完全消波での重複波圧成分の低減係数；式(8))

$$\lambda_{11} = \begin{cases} 1.0 / \lambda_{10} & (h_B/H < 0.0) \\ \left[1.0 - \frac{1.0 - \lambda_{10}}{0.35} \left(\frac{h_B}{H} \right) \right] / \lambda_{10} & (0.0 \leq h_B/H \leq 0.35) \\ 1.0 & (0.35 < h_B/H) \end{cases} \quad (14)$$

$$\lambda_2 = \begin{cases} 1.0 & (h_B/H < 0.0) \\ 1.0 - \frac{10}{7}(h_B/H) & (0.0 \leq h_B/H \leq 0.7) \\ 0.0 & (0.7 < h_B/H) \end{cases} \quad (15)$$

③領域3：消波工で被覆されており、衝撃砕波力が作用しない部分

λ_1 を領域2と同様 h_B/H の大きさによって0.8~1.0の間で変化させ、 λ_2 は0とする。すなわち、

$$\lambda_1 = \lambda_{10} \cdot \lambda_{11} \quad (16)$$

$$\lambda_{10} = 0.8 \sim 1.0 \quad (17)$$

(λ_{10} は完全消波での重複波圧成分の低減係数；式(8))

$$\lambda_{11} = \begin{cases} 1.0 / \lambda_{10} & (h_B/H < 0.0) \\ \left[1.0 - \frac{1.0 - \lambda_{10}}{0.35} \left(\frac{h_B}{H} \right) \right] / \lambda_{10} & (0.0 \leq h_B/H \leq 0.35) \\ 1.0 & (0.35 < h_B/H) \end{cases} \quad (18)$$

$$\lambda_2 = 0 \quad (19)$$

なお、衝撃砕波力係数 α_1 を求める場合の B_M は、消波工天端幅にとっており、消波工が静水面上にある場合 ($d < 0$) には $d=0$ としている。

c) 計算値と実験値の比較

図-3.19(a)~(c)は、全体合力について、それぞれ、波圧の全成分、衝撃的成分、および重複波成分の計算値と実験値の相関を示したものである。これらによれば、ばらつきの大きい衝撃的成分では、若干相関が弱いけれども、重複波成分および全波圧については比較的強い相関があるといえる。

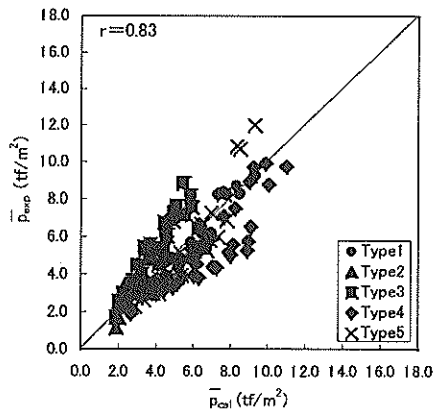


図-3.19(a) 計算値と実験値の相関 (全成分)

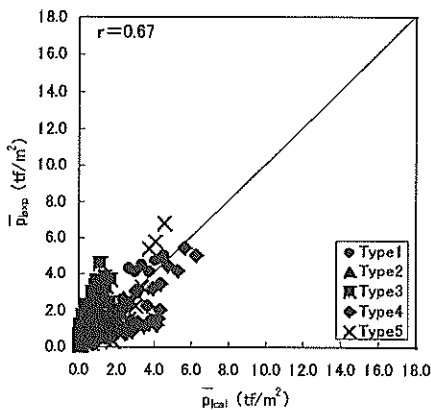


図-3.19(b) 計算値と実験値の相関 (衝撃的成分)

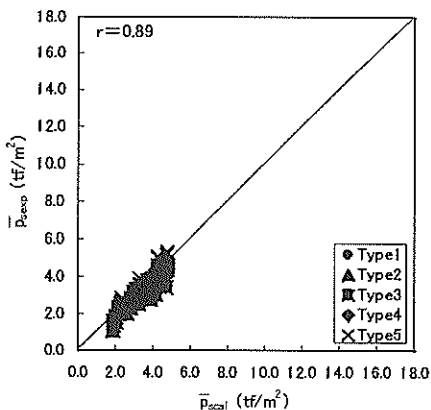


図-3.19(c) 計算値と実験値の相関 (重複波的成分)

図-3.20は、前掲図-3.12(a)と同じ波圧の分布図であり、合田式による計算値の代わりに、新しい式を適用して求めた計算値を示している。実線が全波圧成分、破線が重複波成分である。重複波圧成分も全波圧も実験値と計算値が比較的良好に一致しており、また、消波工内に生じる衝撃的成分についても表せているといえる。

図-3.21(a)~(e)は、それぞれ図-3.13(a)~(e)で示した実験結果に、計算値を線で示したものである。パラペット中央部など、ばらつき大きい部分については実験値を表現しきれていないが、波高が大きくなるにつれて、波圧も大きくなることや、全体合力では、各潮位での波圧の差が小さくなることなど、波高や潮位による傾向を適切に表していると思われる。

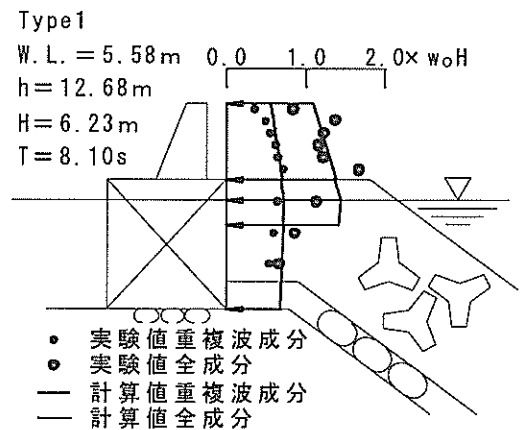


図-3.20 新算定法を用いた場合のピーク分布

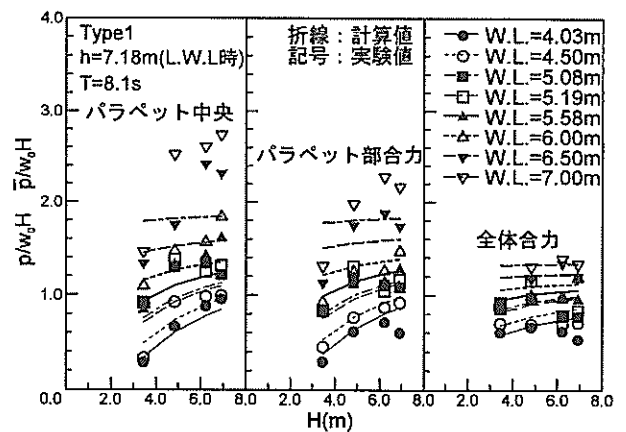


図-3.21(a) 新算定法を用いた場合の波圧ピーク値の潮位・波高による変化 (Type 1 : $h_c - h_B = 1.9\text{m}$)

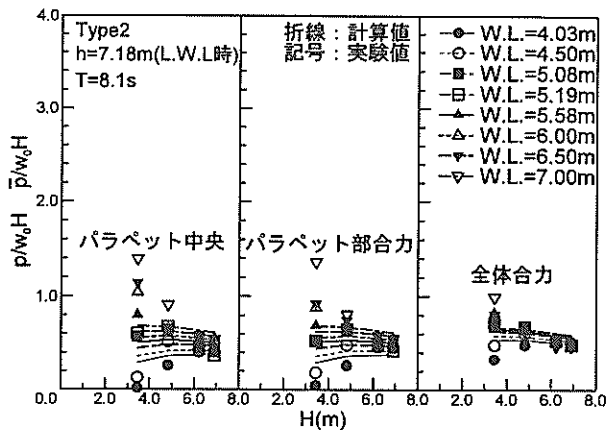


図-3.21 (b) 新算定法を用いた場合の波圧ピーク値の潮位・波高による変化 (Type2 : $h_c = h_s$)

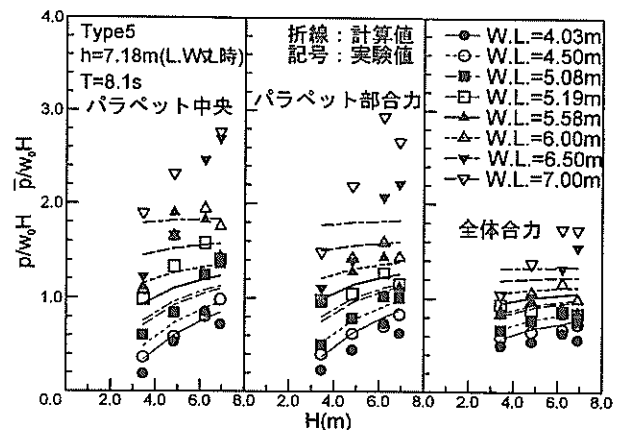


図-3.21 (e) 新算定法を用いた場合の波圧ピーク値の潮位・波高による変化 (Type5 : $h_c = \infty$)

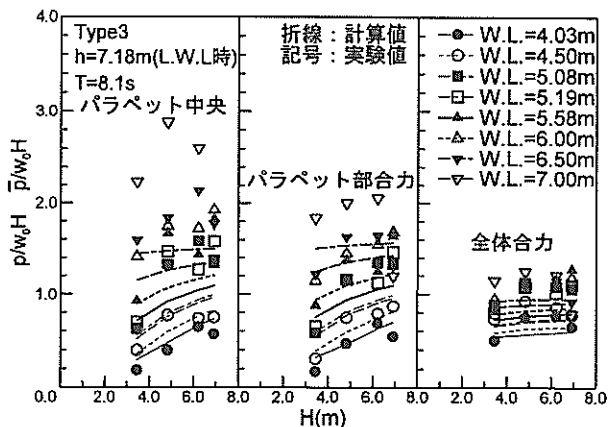


図-3.21 (c) 新算定法を用いた場合の波圧ピーク値の潮位・波高による変化 (Type3 : $h_c - h_s = 0.9\text{m}$)

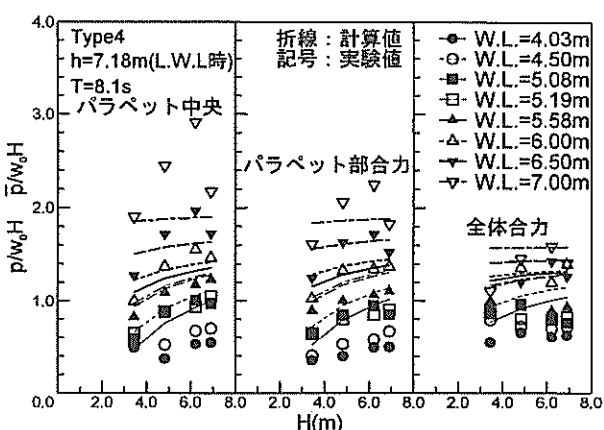


図-3.21 (d) 新算定法を用いた場合の波圧ピーク値の潮位・波高による変化 (Type4 : $h_c - h_s = 2.9\text{m}$)

(4) 計算例

a) 計算条件

ここでは、前項に示した高潮時の不完全消波断面の波圧算定法について、その計算例を示す。図-3.22は、計算の対象とする仮想断面を示したもので、護岸前面の海底面高さが -4.5m 、マウンド天端高さが $+3.0\text{m}$ 、パラペット天端高さが $+8.0\text{m}$ であり、消波工天端高さは、パラペット天端より 1m 低い $+7.0\text{m}$ としている。また、計算に用いる潮位および波浪条件は以下のように設定している。

潮位 : W.L. = $+5.50$

有義波高 : $H_{1/3} = 3.60\text{m}$

有義波周期 : $T_{1/3} = 8.0\text{s}$

最大波高 : $H_{max} = 1.8H_{1/3} = 6.48\text{m}$

入射波向 : $\theta = 0^\circ$

護岸前面での波長 : $L = 70.85\text{m}$

前面海底勾配 : 0.001

設置水深 : $h = 10.0\text{m}$

$5H_{1/3}$ 沖での水深 : $h_b = 10.02\text{m}$

消波工天端高さ : $h_s = 1.5\text{m}$

消波工天端幅 : $B_M = 3.0\text{m}^*$

パラペット天端高さ : $h_c = 2.5\text{m}$

方塊底面水深 : $h' = 2.5\text{m}$

なお、従来の合田式による計算では、マウンド前肩幅を B_M としているが、本計算例では、不完全消波断面で、静水面が消波工天端より下にある場合を前提にしているため、衝撃砕波力係数を算定する場合の B_M を消波工天端幅にとり、マウンド上水深は $d=0$ としている。

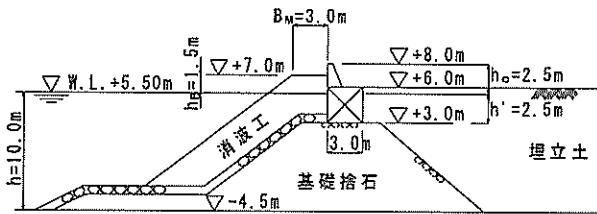


図-3.22 計算例で対象とする仮想断面

b) 三つの領域の補正係数と波圧

新しく提案した波圧算定式では、波圧の補正係数を3つの領域に分けて考える。領域1は消波工で被覆されていない部分、領域2は消波工で被覆されているが、衝撃砕波力が伝わりと考えられる部分、そして、領域3は消波工で被覆され衝撃砕波力が作用しない部分である。なお、領域2は、消波工天端から $d_p = \min[H_{1/3}/3, (h_c - h_s)]$ 下の高さまでであり、 d_p を仮想断面について計算すると、以下のようなになる。

$$\begin{aligned} d_p &= \min[H_{1/3}/3, (h_c - h_s)] \\ &= \min[3.6/3, (2.5 - 1.5)] \\ &= \min[1.2, 1.0] \\ &= 1.0 \end{aligned}$$

よって、領域2と領域3の境界は消波工天端+7.0mから1.0m下の+6.0mとなる。

ここで、仮想断面について、それぞれの領域での波圧の補正係数を算定すると、以下のようなになる。

①領域1 (消波工で被覆されていない部分)

式(10)より

$$\lambda_1 = 1.0$$

$h_s/H = 1.5/6.48 = 0.231$ であり、 $0.0 < h_s/H < 0.7$ であるから、式(11)より、

$$\begin{aligned} \lambda_2 &= 1.0 - \frac{10}{7} (h_s/H) \\ &= 1.0 - \frac{10}{7} \times 0.231 \\ &= 0.67 \end{aligned}$$

②領域2 (消波工で被覆されているが、衝撃砕波力が作用する部分)

$H/h = 6.48/10.0 = 0.648$ であり、 $0.6 < H/h$ であるから、式(8)より、

$$\lambda_{10} = 0.8$$

また、 $h_s/H = 0.231$ であり、 $0.0 < h_s/H < 0.35$ であるから、式(14)より、

$$\begin{aligned} \lambda_{11} &= \left[1.0 - \frac{1.0 - \lambda_{10}}{0.35} (h_s/H) \right] / \lambda_{10} \\ &= \left[1.0 - \frac{1.0 - 0.8}{0.35} \times 0.231 \right] / 0.8 \\ &= (1.0 - 0.132) / 0.8 \\ &= 1.085 \end{aligned}$$

よって、式(12)より

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= \lambda_{10} \times \lambda_{11} \\ &= 0.8 \times 1.085 \\ &= 0.868 \end{aligned}$$

λ_2 については、式(15)より、

$$\lambda_2 = 0.67$$

③領域3 (消波工で被覆されており、衝撃砕波力が作用しない部分)

領域2と同じく、式(16)より、

$$\lambda_1 = 0.868$$

また、 λ_2 は式(19)より

$$\lambda_2 = 0$$

一方、(3)~(7)式を用いて、波圧係数、 α_1 、 α^* を計算すると、以下のようなになる。

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0.6 + \frac{1}{2} \left(\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right)^2 \\ &= 0.6 + \frac{1}{2} \left(\frac{4 \times \pi \times 10.0/70.85}{\sinh(4 \times \pi \times 10.0/70.85)} \right)^2 \\ &= 0.6 + \frac{1}{2} \left(\frac{1.77}{\sinh(1.77)} \right)^2 \\ &= 0.793 \end{aligned}$$

$$\alpha_2 = 0$$

$$\alpha_{10} = 2$$

$\alpha_{11} = 0.45$ ($d=0$, $B_M=3.0m$ を図-3.16に用いる)

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha_{10} \alpha_{11} \\ &= 2 \times 0.45 \\ &= 0.90 \end{aligned}$$

$$\alpha^* = \max[\alpha_2, \alpha_1]$$

$$\begin{aligned} \alpha^* &= \max[0, 0.90] \\ &= 0.90 \end{aligned}$$

以上で得られた、波圧の補正係数および波圧係数を式(2)に代入すると、各領域の条件における静水面での波圧が計算できる。

領域 1

$$\begin{aligned}
 p_1 &= \frac{1}{2}(1+\cos\theta)(\lambda_1\alpha_1+\lambda_2\alpha^*\cos^2\theta)w_0H \\
 &= \frac{1}{2}\times(1+\cos 0^\circ)\times(0.792\times 1.0+0.90\times 0.67\times\cos^2 0^\circ) \\
 &\quad \times 1.03\times 6.48 \\
 &= 1.395\times 1.03\times 6.48 \\
 &= 9.3\text{ tf/m}^2
 \end{aligned}$$

領域 2

$$\begin{aligned}
 p_2 &= \frac{1}{2}(1+\cos\theta)(\lambda_1\alpha_1+\lambda_2\alpha^*\cos^2\theta)w_0H \\
 &= \frac{1}{2}\times(1+\cos 0^\circ)\times(0.792\times 0.868+0.90\times 0.67\times\cos^2 0^\circ) \\
 &\quad \times 1.03\times 6.48 \\
 &= 1.290\times 1.03\times 6.48 \\
 &= 8.6\text{ tf/m}^2
 \end{aligned}$$

領域 3

$$\begin{aligned}
 p_3 &= \frac{1}{2}(1+\cos\theta)(\lambda_1\alpha_1+\lambda_2\alpha^*\cos^2\theta)w_0H \\
 &= \frac{1}{2}\times(1+\cos 0^\circ)\times(0.792\times 0.868+0.90\times 0.00\times\cos^2 0^\circ) \\
 &\quad \times 1.03\times 6.48 \\
 &= 0.687\times 1.03\times 6.48 \\
 &= 4.6\text{ tf/m}^2
 \end{aligned}$$

上部工の各点での波圧は、その点が属する領域の p_i を用いて、比例計算により算出できる。図-3.23(a)は、上記の計算によって得られた波圧分布を示すものである。

c) 消波工の天端高さの違いによる波圧分布

上の例以外にも、比較のために、消波工の天端高さを変えた場合についても計算を行っており、図-3.23(b)は完全消波とした断面、図-3.23(c)は消波工天端を+7.5mとした断面、図-3.23(d)は+6.5m、図-3.23(e)は+6.0mとした場合の波圧の分布図である。消波工天端が低くなるにつれて作用する波圧が大きくなり、消波工天端が+6.0mの場合には、パラペットに作用する波圧の合力が、完全消波の場合の3倍程度まで大きくなるという計算結果となっている。

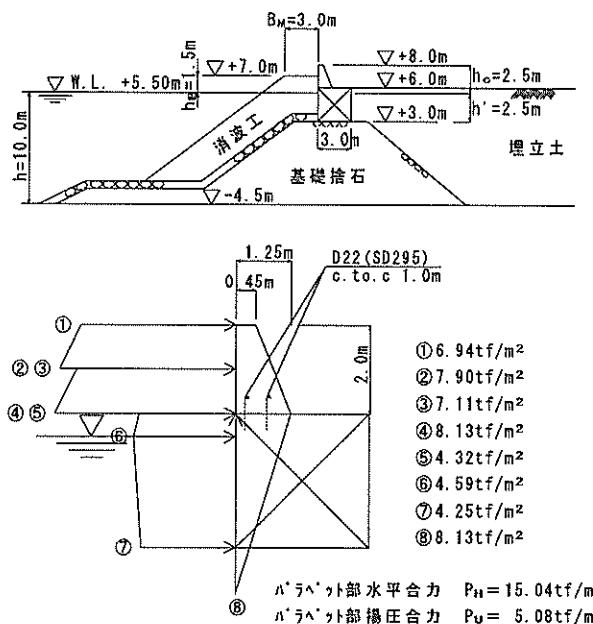


図-3.23(a) 波圧分布図 (消波工天端+7.0m)

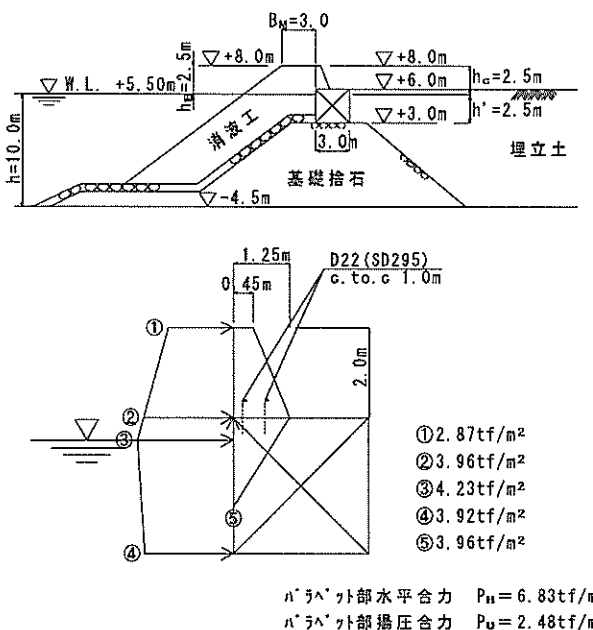


図-3.23(b) 波圧分布図 (消波工天端+8.0m)

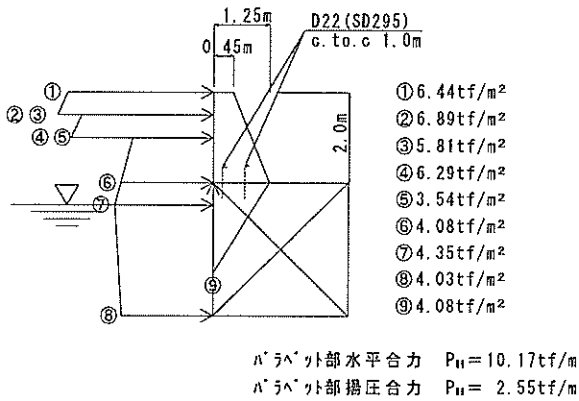
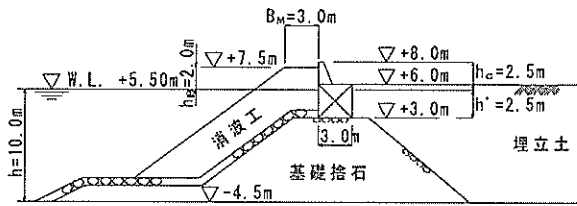


図-3.23(c) 波圧分布図 (消波工天端+7.5m)

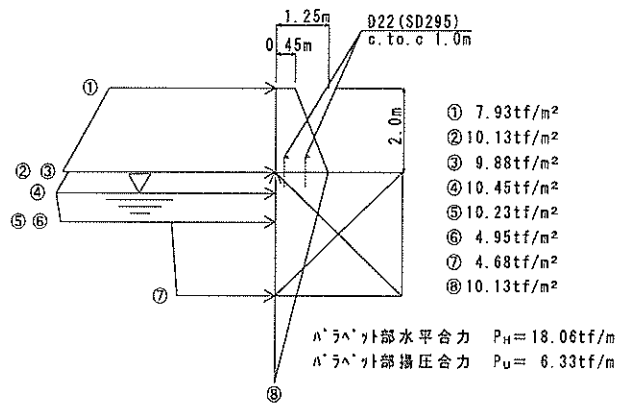
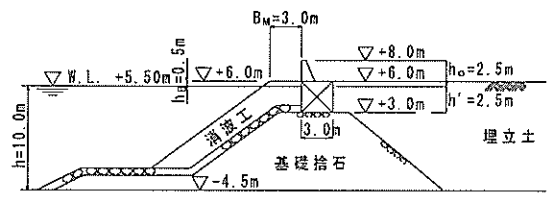


図-3.23(e) 波圧分布図 (消波工天端+6.0m)

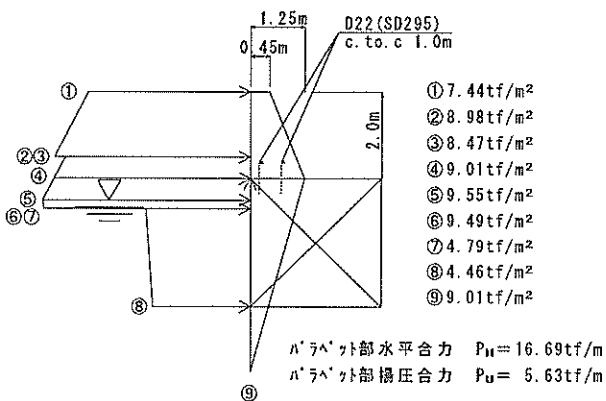
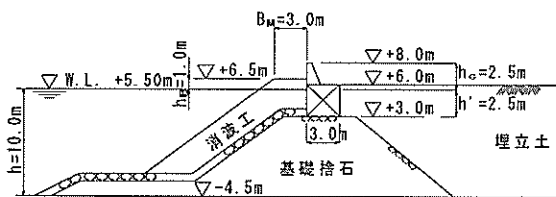


図-3.23(d) 波圧分布図 (消波工天端+6.5m)

d) 断面力と安全率

さらにその違いを具体的に見るため、パラペットと方塊の打ち継ぎ目に着目して、この面での断面の強度について検討を行う。検討は、現地被災状況を反映し、次の2つの場合について行うものとする。

- ① パラペットと方塊が一体構造であり、差し筋がない場合 (コンクリートで波力に抵抗する場合)。
- ② パラペットと方塊が一体でなく、その接続部はコンク

リートで付着しておらず、差し筋のみで波力に抵抗する場合 (差し筋で波力に抵抗する場合)。

上の2つの場合について、コンクリートおよび差し筋に生じる断面力を計算し、消波工天端高さが増加する場合の、許容値に対する安全率の推移を検討した。検討に用いた詳細条件は次のとおりである。また、表-3.2に波力の合力およびモーメントの計算を示す。

使用鉄筋 : D22 (SD295)

鉄筋断面積 : $A_s = 3.871 \text{ cm}^2$

配置 : 1.0m間隔で、海側陸側の2列に配置する。

鉄筋の許容せん断応力度 : $\tau_{cs} = 800 \text{ kgf/cm}^2$

鉄筋の許容引張応力度 : $\sigma_s = 1800 \text{ kgf/cm}^2$

コンクリート単位体積重量 : $\gamma_c = 2.30 \text{ tf/m}^3$

コンクリートの設計基準強度 : $f'_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$

無筋コンクリートの許容引張応力度 : $\sigma_t = 2.1 \text{ kgf/cm}^2$

コンクリートの許容圧縮応力度 : $\sigma_c = 90 \text{ kgf/cm}^2$

コンクリートの許容せん断応力度 : $\tau_{cs} = 4.5 \text{ kgf/cm}^2$

許容付着応力度 : $\tau_{ca} = 16 \text{ kgf/cm}^2$

摩擦係数 (コンクリートとコンクリート) : $\mu = 0.5$

表-3.2 波力の合力およびモーメントの計算

天端レベル	8.0	7.5	7.0	6.5	6.0
波圧合力 P_H (tf/m)	6.83	10.17	15.04	16.69	18.06
合力の作用高さ y (m)	0.95	1.13	0.98	0.97	0.96
発生モーメント M_H (tf·m/m)	6.47	11.45	14.78	16.19	17.33
揚圧力合力 P_U (tf/m)	2.48	2.55	5.08	5.63	6.33
合力の作用位置 x (m)	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
発生モーメント M_U (tf·m/m)	2.07	2.13	4.23	4.69	5.28

①コンクリートで波力に抵抗する場合

この場合の検討方法としては、パラペットと方塊の切り替わり断面を、無筋コンクリートの長方形梁断面と考える。計算は下式により行う。図-3.24にパラペットの詳細図、表-3.3にパラペット重量および重量によるモーメントの計算を示す。

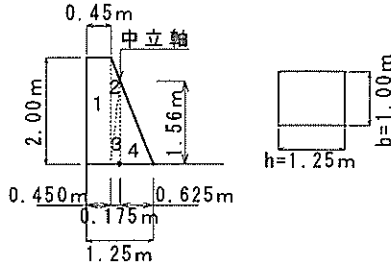


図-3.24 パラペット詳細図（コンクリートで波力に抵抗する場合）

表-3.3 パラペット重量およびモーメントの計算（コンクリートで波力に抵抗する場合）

No.	1	2	3	4	Σ
断面積 A (m ²)	0.90	0.18	0.14	0.49	
単位体積重量 γ_c (tf/m ³)	2.30	2.30	2.30	2.30	
重量 W (tf/m)	2.07	0.40	0.31	1.12	3.91
中立軸からの重心距離 (m)	0.40	0.12	0.06	-0.21	0.17
モーメント M_W (tf·m/m)	0.83	0.05	0.02	-0.23	0.66

・作用モーメント

$$M = M_H - M_W \quad (20)$$

M_H : 水平波力によるモーメント

M_W : 重量によるモーメント

・断面係数

$$Z = bh^2/6 \quad (21)$$

b : コンクリート破断面の奥行き方向の長さ

h : コンクリート破断面の長さ

・引張応力度

$$\sigma = M/Z \quad (22)$$

上式により計算した結果を表-3.4に示す。これによれば、消波工天端が+8.0mの場合であっても、曲げ引張りに対する安全率が1を下回り、コンクリートが破断してしまうことがわかる。また消波工天端が+7.5mになると安全率は半分程度となる。

表-3.4 計算結果一覧（コンクリートで波力に抵抗する場合）

消波工天端高さ	8.0	7.5	7.0	6.5	6.0
破断面長さ h (cm)	125	125	125	125	125
奥行き b (cm)	100	100	100	100	100
断面係数 Z (cm ³)	260417	260417	260417	260417	260417
波力によるモーメント M_H (tf·m/m)	6.47	11.45	14.78	16.19	17.33
重量によるモーメント M_W (tf·m/m)	-0.66	-0.66	-0.66	-0.66	-0.66
作用モーメント M (tf·m/m)	5.81	10.79	14.12	15.53	16.67
曲げ引張り応力度 $\sigma = M/Z$ (kgf/cm ²)	2.23	4.14	5.42	5.96	6.40
許容曲げ引張り応力度 σ_a (kgf/cm ²)	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1
曲げ引張りに対する安全率 F_s	0.94	0.51	0.39	0.35	0.33
波圧合力 P_H (tf/m)	6.83	10.17	15.04	16.69	18.06
破断面の断面積 A_c (cm ²)	12500	12500	12500	12500	12500
せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	0.55	0.81	1.20	1.33	1.44
許容せん断応力度 τ_{ca} (kgf/cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
せん断に対する安全率 F_s	8.24	5.53	3.74	3.37	3.11

②差し筋で波力に抵抗する場合（パラペットと方塊が付着していない場合）

この場合には、パラペットと方塊は一体ではなく、その接続部はコンクリートの付着がないため、パラペット底面に揚圧力が作用するものとした。その大きさは、パラペット前趾で、その点での前面波圧強度、後趾で0となるものと仮定している。ここでは、差し筋だけで外力に抵抗するとし、鉄筋のせん断、鉄筋の引張り、そして、コンクリートへの必要埋込み長について検討を行う。図-3.25にパラペットの詳細図、表-3.5にパラペット重量および重量によるモーメントの計算を示す。

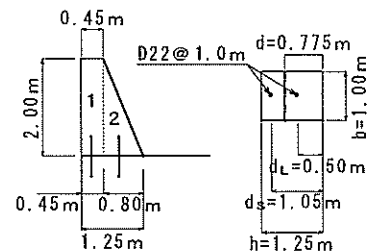


図-3.25 パラペット詳細図（差し筋で波力に抵抗する場合）

表-3.5 パラペット重量およびモーメントの計算（差し筋で波力に抵抗する場合）

No.	1	2	Σ
断面積 A (m ²)	0.90	0.80	
単位体積重量 γ_c (tf/m ³)	2.30	2.30	
重量 W (tf/m)	2.07	1.84	3.91
後端からの重心距離 (m)	1.03	0.53	0.79
モーメント M_W (tf·m/m)	2.12	0.98	3.10

・せん断応力度

$$\tau = S/A_s \quad (23)$$

$$S = P_H - (W - P_u) \mu \quad ; \quad \text{せん断力} \quad (24)$$

P_H : 波圧合力

W : 上部工重量

P_u : 揚圧力合力

μ : 摩擦係数

A_s : 鉄筋の断面積

・引張応力度

$$\sigma = T/A_s \quad (25)$$

$$T = (M_H - M_W + M_U) / d \quad ; \quad \text{引張力} \quad (26)$$

M_H : 水平合力によるモーメント

M_W : 重量によるモーメント

M_U : 揚圧力合力によるモーメント

d : 鉄筋位置

A_s : 鉄筋の断面積

・コンクリートへの必要埋込み長

$$L = T / (\tau_{\text{容}} u) \quad (27)$$

T : 鉄筋に作用する引張力 (式(26))

$\tau_{\text{容}}$: 許容附着応力度

u : 鉄筋周長

なお、鉄筋は海側と陸側の2列あるが、引張力はパラペット後端から離れるほど大きくなる分布であると考え、後端からの距離に比例するように引張力を2つに分けて、各列の鉄筋に作用させている。

上記の式を用いて、各断面について計算した結果が、表-3.6である。鉄筋のせん断に対する安全率では、消波工を+8.0mから0.5m下げただけでも、1.0から0.65へと低下し、消波工天端を方塊天端と同じ+6.0mとした場合には、安全率は0.32まで下がる。また、引張りに対する安全率も、せん断に対するものよりは若干応力的に余裕があるが、消波工天端が+7.0mになると1を下回る。コンクリートへの必要埋込み長でも、消波工天端が+8.0mから+7.5mに下がるだけで、その値は2倍近い値となる。

e) パラペット背後の土圧の影響

ここまではパラペット背後に埋立土がない場合を考えてきたが、被災状況の調査から、パラペット背後に埋立土があったことで、倒壊に至らなかったと考えられる箇所があった。そこで、パラペット背後に天端まで埋立土がある場合について前項と同様の計算を行い、埋立土の土圧がパラペットと方塊の打ち継ぎ目の耐力にどの程度有効であるかについて検討を行う。計算は前項と同様、

表-3.6 計算結果一覧 (差し筋で波力に抵抗する場合)

消波工天端高さ	8.0	7.5	7.0	6.5	6.0
破断面長さ h (cm)	125	125	125	125	125
海側鉄筋位置 d_s (cm)	105	105	105	105	105
陸側鉄筋位置 d_L (cm)	50	50	50	50	50
鉄筋位置 d (cm)	77.5	77.5	77.5	77.5	77.5
使用鉄筋	D22	D22	D22	D22	D22
鉄筋間隔 (cm)	100	100	100	100	100
鉄筋量 A_s (cm ²)	7.742	7.742	7.742	7.742	7.742
波圧合力 P_H (tf/m)	6.83	10.17	15.04	16.69	18.06
揚圧力合力 P_U (tf/m)	2.48	2.55	5.08	5.63	6.33
堤体重量 W (tf/m)	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91
摩擦係数 μ	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
鉄筋に作用するせん断力 S (tf)	6.12	9.49	15.63	17.55	19.27
鉄筋のせん断応力度 τ_s (kgf/cm ²)	789.8	1225.5	2018.2	2266.2	2489.0
鉄筋の許容せん断応力度 $\tau_{\text{容}}$ (kgf/cm ²)	800	800	800	800	800
鉄筋のせん断に対する安全率 F_s	1.01	0.65	0.40	0.35	0.32
波力によるモーメント M_H (tf・m/m)	6.47	11.45	14.78	16.19	17.33
重量によるモーメント M_W (tf・m/m)	-3.10	-3.10	-3.10	-3.10	-3.10
揚圧力によるモーメント M_U (tf・m/m)	2.07	2.13	4.23	4.69	5.28
作用モーメント M (tf・m/m)	5.43	10.48	15.91	17.77	19.50
鉄筋に作用する引張り力 T_s (tf)	7.0	13.5	20.5	22.9	25.2
鉄筋の引張り応力度 σ_s (kgf/cm ²)	905.0	1745.9	2650.9	2962.4	3249.7
鉄筋の許容引張り応力度 $\sigma_{\text{容}}$ (kgf/cm ²)	1800	1800	1800	1800	1800
鉄筋の引張りに対する安全率 F_T	1.99	1.03	0.68	0.61	0.55
陸側鉄筋に作用する引張り力 T_{sL} (tf)	2.3	4.4	6.6	7.4	8.1
海側鉄筋に作用する引張り力 T_{sS} (tf)	4.7	9.2	13.9	15.5	17.0
許容附着応力度 $\tau_{\text{容}}$ (kgf/cm ²)	16	16	16	16	16
鉄筋周長 u (cm)	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
陸側鉄筋必要埋込み長 L_L (cm)	20.2	38.9	59.1	66.1	72.5
海側鉄筋必要埋込み長 L_S (cm)	42.4	81.8	124.1	138.7	152.2

次の2つの場合について行うものとする。

①コンクリートで波力に抵抗する場合

②差し筋で波力に抵抗する場合

埋立土の土圧については、静止土圧を考える。この際土圧は、パラペット後端部の鉛直面に水平に作用するとし、それより前面の埋立土についてはその重量を考慮することとした。表-3.7に埋立土の条件、および土圧の合力と土圧によるモーメントの計算を示す。

①コンクリートで波力に抵抗する場合

前項と同様、無筋のコンクリート長方形梁と考えると計算を行う。図-3.26、表-3.8にパラペット・埋立土の重量および重量によるモーメントの計算を示す。それ以降

表-3.7 埋立土の条件および土圧による合力・モーメントの計算

静止土圧係数 K_0	0.5
土の単位体積重量 γ (tf/m ³)	1.80
埋立土高さ (m)	2.00
静止土圧合力 P_0 (tf/m)	1.80
作用高さ (m)	0.67
モーメント (tf・m/m)	1.20

の計算については、外力に土圧が加わるのみで計算方法に変化はないことから、計算過程は省略し、表-3.9に計算結果の一覧を示す。

これによれば、表-3.4に示した埋立土がない場合には、消波工天端が+8.0mであっても曲げ引張りによってコンクリートが破断していたが、埋立土がある場合には、消波工天端が+8.0mの場合には、安全率が1を越える。また、せん断についても安全率がより大きくなることから、埋立土がコンクリートの耐力に有効に働くことがわかる。

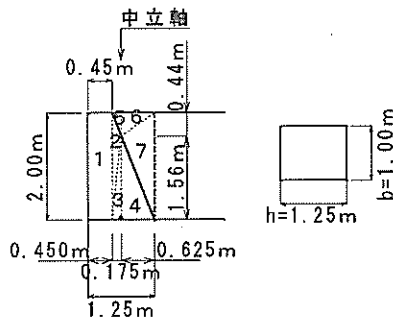


図-3.26 荷重計算用分割図

表-3.8 重量およびモーメントの計算

No.	1	2	3	4	5	6	7	Σ
断面積 A (m ²)	0.90	0.18	0.14	0.49	0.04	0.14	0.63	
単位体積重量 γ_c (tf/m ³)	2.30	2.30	2.30	2.30	1.80	1.80	1.80	
重量 W (tf/m)	2.07	0.40	0.31	1.12	0.07	0.25	1.13	5.35
中立軸からの重心距離 (m)	0.40	0.12	0.06	-0.21	0.06	-0.21	-0.42	0.03
モーメント M_W (tf·m/m)	0.83	0.05	0.02	-0.23	0.00	-0.05	-0.47	0.14

表-3.9 埋立土がある場合の計算結果 (コンクリートで波力に抵抗する場合)

消波工天端高さ	8.0	7.5	7.0	6.5	6.0
破断面長さ h (cm)	125	125	125	125	125
奥行き b (cm)	100	100	100	100	100
断面係数 Z (cm ³)	260417	260417	260417	260417	260417
波力によるモーメント M_H (tf·m/m)	6.47	11.45	14.78	16.19	17.33
重量によるモーメント M_W (tf·m/m)	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14
土圧によるモーメント M_P (tf·m/m)	-1.20	-1.20	-1.20	-1.20	-1.20
作用モーメント M (tf·m/m)	5.12	10.11	13.43	14.84	15.98
曲げ引張り応力度 $\sigma = M/Z$ (kgf/cm ²)	1.97	3.88	5.16	5.70	6.14
許容曲げ引張応力度 σ_c (kgf/cm ²)	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1
曲げ引張りに対する安全率 F_s	1.07	0.54	0.41	0.37	0.34
波圧合力 P_H (tf/m)	6.83	10.17	15.04	16.69	18.06
土圧合力 P_P (tf/m)	-1.80	-1.80	-1.80	-1.80	-1.80
作用水平合力 P (tf/m)	5.03	8.37	13.24	14.89	16.26
破断面の断面積 A_c (cm ²)	12500	12500	12500	12500	12500
せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	0.40	0.67	1.06	1.19	1.30
許容せん断応力度 τ_{ca} (kgf/cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
せん断に対する安全率 F_s	11.18	6.72	4.25	3.78	3.46

②差し筋で波力に抵抗する場合

この場合も前項と同様、パラペット底面に揚圧力が作用し、差し筋だけで外力に抵抗すると考えて計算を行う。

図-3.27、表-3.10にパラペット・埋立土の重量および重量によるモーメントの計算を示す。それ以降の計算については、①と同様外力に土圧が加わるのみで計算方法に変化はないことから、計算過程は省略し、表-3.11に計算結果の一覧を示す。

この場合も、表-3.6で示した埋立土がない場合には、鉄筋のせん断に対する安全率が1.01とわずかに1を越える値だったものが、埋立土がある場合には1.44と1を大きく越えている。また、いずれの安全率についても、埋立土がない場合より大きい値となっており、差し筋のみで抵抗する場合にも埋立土は有効であることがわかる。しかしながら、消波工天端が下がると安全率が極端に変化する傾向に変わりはない。

以上の計算例から、完全消波断面と不完全消波断面では、その断面力に対する安全率で、2倍近い開きがでること、そして、パラペット背後に埋立土を入れることで、パラペットと方塊の打ち継ぎ目に発生する応力がかなり小さくなることなどがわかった。ただし、埋立土の効果を期待するためには、越波や吸い出しによって埋立土が流失しないような対策をとることが必要となる。

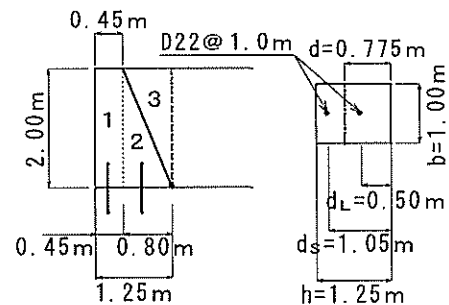


図-3.27 荷重計算用分割図

表-3.10 重量およびモーメントの計算

No.	1	2	3	Σ
断面積 A (m ²)	0.90	0.80	0.80	
単位体積重量 γ_c (tf/m ³)	2.30	2.30	2.30	
重量 W (tf/m)	2.07	1.84	1.84	5.75
後端からの重心距離 (m)	1.03	0.53	0.27	0.63
モーメント M_W (tf·m/m)	2.12	0.98	0.49	3.59

表-3.11 計算結果一覧（差し筋で波力に抵抗する場合）

消波工天端高さ	8.0	7.5	7.0	6.5	6.0
破断面長さ h (cm)	125	125	125	125	125
海側鉄筋位置 d_s (cm)	105	105	105	105	105
陸側鉄筋位置 d_l (cm)	50	50	50	50	50
鉄筋位置 d (cm)	77.5	77.5	77.5	77.5	77.5
使用鉄筋	D22	D22	D22	D22	D22
鉄筋間隔 (cm)	100	100	100	100	100
鉄筋量 A_s (cm ²)	7.742	7.742	7.742	7.742	7.742
波圧合力 P_H (tf/m)	6.83	10.17	15.04	16.69	18.06
揚圧力合力 P_U (tf/m)	2.48	2.55	5.08	5.63	6.33
土圧合力 P_P (tf/m)	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
堤体重量 W (tf/m)	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91
摩擦係数 μ	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
鉄筋に作用するせん断力 S (tf)	4.32	7.69	13.83	15.75	17.47
鉄筋のせん断応力度 τ_s (kgf/cm ²)	557.3	993.0	1785.7	2033.7	2256.5
鉄筋の許容せん断応力度 τ_m (kgf/cm ²)	800	800	800	800	800
鉄筋のせん断に対する安全率 F_s	1.44	0.81	0.45	0.39	0.35
波力によるモーメント M_H (tf·m/m)	6.47	11.45	14.78	16.19	17.33
重量によるモーメント M_W (tf·m/m)	-3.10	-3.10	-3.10	-3.10	-3.10
揚圧力によるモーメント M_U (tf·m/m)	2.07	2.13	4.23	4.69	5.28
土圧によるモーメント M_P (tf·m/m)	-1.20	-1.20	-1.20	-1.20	-1.20
作用モーメント M (tf·m/m)	4.23	9.28	14.71	16.57	18.30
鉄筋に作用する引張り力 T_s (tf)	5.5	12.0	19.0	21.4	23.6
鉄筋の引張り応力度 σ_s (kgf/cm ²)	705.0	1545.9	2450.9	2762.4	3049.7
鉄筋の許容引張り応力度 σ_m (kgf/cm ²)	1800	1800	1800	1800	1800
鉄筋の引張りに対する安全率 F_s	2.55	1.16	0.73	0.65	0.59
陸側鉄筋に作用する引張り力 T_{sl} (tf)	1.8	3.9	6.1	6.9	7.6
海側鉄筋に作用する引張り力 T_{sh} (tf)	3.7	8.1	12.9	14.5	16.0
許容着床応力度 τ_{α} (kgf/cm ²)	16	16	16	16	16
鉄筋周長 u (cm)	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
陸側鉄筋必要埋込み長 L_L (cm)	15.7	34.5	54.7	61.6	68.0
海側鉄筋必要埋込み長 L_S (cm)	33.0	72.4	114.8	129.4	142.8

4. まとめ

台風9918号による周防灘における護岸の被災について、現地調査および水理模型実験を行った。本研究で得られた結果を示すと、以下のようになる。

- 被災した護岸の多くは、高潮時には消波工が不十分で消波性能がほとんど発揮されない、いわゆる不完全消波断面である。高潮時には、消波工の天端が静水面付近までしか無いため、消波工上で砕波した波が護岸上部工に衝突し、衝撃的な波力が発生する。その結果、打ち継ぎ目など断面的に弱い部分が破断し、上部工（特にパラペット）の倒壊に至ることがわかった。特に、越波の防止目的で、安易にパラペット天端のみを嵩上げすると、パラペットに作用する波力が大きくなり、パラペットの強度の面では、より厳しい状況となることに注意する必要がある。
- 護岸上部工背後の裏込め部は、その土圧によって上

部工の安定性を高めている。しかしながら、裏込め部が水平でなく斜面を有しているような断面では、激しい越波が起きると、越波水によって裏込め部が簡単に流されてしまう危険性がある。

また、上部工背後に裏込石が無く、直接埋立土がある場合には、埋立土の吸い出しや液状化によっても背後土圧の低減の危険性がある。

- 今回の高潮時の越波流量は、設計値を大きく上回るものであった。また、パラペットの倒壊によってさらに越波流量の増大に至っている。実験の対象とした新北九州空港護岸の断面では、越波流量の実験値は通常的设计値の6倍で、パラペットの倒壊によってそのまた3倍以上となる危険性を示している。こうした大きな越波流量が背後地の浸水、あるいは上部工背後の裏込めの流失につながっている。ただし、消波工を増量するなどの手段によって越波流量を設計値以下に低減することは可能である。
- 越波実験結果から、これまで明確でなかった不完全消波断面の越波流量について、消波工天端高さ h_b と有義波高 $H_{1/10}$ の比 $h_b/H_{1/10}$ をパラメータとした算定式を提案し、換算天端高係数 β を用いて算定する方法を示した。また、合田の越波流量算定図表では適用範囲外となる条件の場合には、長方形堰の理論を用いて越波流量を算定することが可能である。

- 不完全消波の断面では、衝撃的な波圧が作用することが波圧実験でも確認されている。新北九州空港護岸を対象にした断面では、現地最高潮位時には、パラペット中央部で最大 $2w_0H$ 以上の波圧が作用していたという結果が得られた。これは通常の計算で求まる $0.75w_0H$ に比べかなり大きい。

- 消波工天端高さを変化させた波圧実験より、消波工の天端が低いほど、また潮位が高く波高が大きいほど衝撃砕波力は大きいことがわかった。ただし、衝撃砕波力のばらつきは大きく、またパラペットの固定の程度によってその値が変化する。

こうした実験結果に基づき、これまで明確でなかった不完全消波断面での波圧算定法について、消波工天端高 h_b と波高 H の比 h_b/H をパラメータとした算定式を提案した。

- 消波工を十分な高さまで積んだ完全消波断面とすることで、衝撃砕波力によるパラペットの倒壊を防ぐことが可能である。ただし、消波工が護岸高さの途中までしか積まれていない不完全消波断面であっても、パラペット自体の強度を増す、あるいはパラペット前面にスリット壁を設けて大きな波力が作用しないような

構造とする、等の方法によっても被災を防ぐことも可能である。しかしながらいずれの場合においても、護岸に作用する波力を適切に評価することが重要である。

今回の被災調査で現地の方々からヒヤリングを行っているが、その中で「いつもはなぜこんなに高い護岸が必要なのか分からなかったが、護岸のありがたさがよく分かった」という言葉が印象的であった。実際多くの護岸の設計天端高さは、今回の高潮・高波にはほぼ対応し、また適切な耐波設計もされており、多くの人命と財産を守っている。今回の被災に現れたような設計上の問題点を解決していけば、さらに安全性を増すことができると思われる。

静穏な内湾を見慣れている人々には、今回のような台風直撃による高潮・高波災害をイメージすることは困難かもしれない。しかしながら、周防灘でおきたことは同規模の湾である東京湾などの三大湾などでも十分発生しうることである。周防灘での経験を十分生かして今後の内湾における高潮・高波対策を推進する必要がある。

なお、新しく提案した不完全消波断面での越波流量および波圧の算定法は、今回の実験条件範囲内で得られたデータを用いて導いたものである。したがって、今後の適用にあたっては適用条件に十分留意する必要がある。

(2000年8月31日受付)

謝 辞

本研究の遂行にあたり、運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所 佐藤孝夫所長、北九州港湾空港工事事務所 岩瀧清治所長、宇部港湾工事事務所 東島義郎所長、小原和行工務課長、山口県山口宇部空港建設事務所 長松悦生所長、山口県土木建築部港湾課 古田昇課長、村中克彦主幹、他多数の方々に御協力を得ている。また、海洋環境部水理研究室 橋本典明室長、水工部波浪研究室 平石哲也室長、水工部海象調査研究室 永井紀彦室長、佐藤和敏研究官、水工部 河合弘泰主任研究官には、高潮・高波のデータについて情報を提供していただいている。ここに記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

河合弘泰・平石哲也・丸山晴弘・田中良男(2000)：台風9918号による高潮の現地調査と追算，港湾技研資料 No. 971
合田良実(1970)：防波護岸の越波流量に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol. 9，No. 4，pp. 3-41。

合田良実(1973)：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol. 12，No. 3，pp. 31-69。
合田良実・岸良安治・神山 豊(1975)：不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，Vol. 14，No. 4，pp. 3-44。
高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎(1990)：消波ブロック被覆堤直立部の滑動安定性に対する波力とブロック荷重，港湾技術研究所報告，Vol. 29，No. 2，pp. 54-75。
高橋重雄・遠藤仁彦・室 善一朗(1992)：混成防波堤上の越波水の運動と波力に関する実験的研究～親水性港湾構造物に関する水工的研究(第1報)，港湾技術研究所報告，Vol. 31，No. 1，pp. 3-50。
高橋重雄・下迫健一郎・谷本勝利(1992)：混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力係数の提案，海岸工学論文集，Vol. 39，pp. 676-680。
高橋重雄・鈴木高二郎・三浦裕信・斉藤祐一(1995)：低天端護岸の越波に関する一実験，海洋開発論文集，Vol. 11，pp. 193-198。
高橋重雄・鈴木高二郎・徳淵克正・岡村知光・下迫健一郎・善 功企・山崎 浩之(1996)：護岸の吸い出しに関する水理模型実験，港湾技術研究所報告，Vol. 35，No. 2，pp. 3-63。
高橋重雄・木村克俊・下迫健一郎・鈴木高二郎・五明美智男(1999)：ケーソン式混成堤の主要な被災パターンについて，海岸工学論文集，Vol. 46，pp. 816-820。
滝川 清(2000)：台風9918号による不知火海高潮災害その残したものの，土木学会誌，Vol. 85，March，pp. 41-45。
谷本勝利・本 浩司・石塚修次・合田良実(1976)：防波堤の設計波力算定式についての検討，第23回海岸工学講演会論文集，pp. 11-16。
永井紀彦・橋本典明・佐藤和敏(2000)：台風9918号による西日本沿岸の波浪と潮位の出現特性，港湾技研資料 No. 969
橋本典明・真期俊行・吉松みゆき(2000)：波浪推算法による台風9918号の異常波浪の再現計算，港湾技研資料 No. 970
平石哲也・平山克也・河合弘泰(2000)：台風9918号による越波災害に関する一考察，港湾技研資料 No. 972
山本哲朗・瀬原洋一(2000)：山口県西部で被災した護岸の調査報告，土木学会誌，Vol. 85，May，pp. 68-

吉川秀夫・椎貝博美・河野二夫（1967）：海岸堤防の越波に関する基礎的研究(1)，第14回海岸工学講演会講演集，pp. 118-122.

主要記号表

A : コンクリート破断面の断面積
 A_s : 鉄筋の断面積，鉄筋量
 B_M : 消波工の天端幅
 b : コンクリート破断面の奥行き方向の長さ
 d : 消波工の天端上水深
 d : 鉄筋位置
 d_L : 陸側鉄筋位置
 d_p : 消波工被覆部に衝撃砕波力が伝わる深さ
 d_s : 海側鉄筋位置
 F_s : 安全率
 f_{ck} : コンクリートの設計基準強度
 G : 重力加速度
 H : 波高
 H_0 : 沖波波高
 H_0' : 換算沖波波高
 $H_{1/3}$: 有義波高
 h : 護岸前面の水深
 h : コンクリート破断面の長さ
 h_B : 静水面からの消波工天端の高さ
 h_c : 静水面からのパラペット天端の高さ
 h_{c0} : 完全消波断面の天端高さ
 h_{cm} : 完全消波断面と同じ越波流量となる基本断面の天端高さ
 K_0 : 静止土圧係数
 L : 波長
 L : コンクリートへの鉄筋の必要埋込み長
 L_s : コンクリートへの海側鉄筋の必要埋込み長
 L_L : コンクリートへの陸側鉄筋の必要埋込み長
 M_H : 波力によるモーメント
 M_P : 土圧によるモーメント
 M_U : 揚圧力合力によるモーメント
 M_W : 重量によるモーメント
 P_H : 水平合力
 p : 波圧強度
 p : 引張鉄筋比
 p_1 : 合田式における静水面での波圧強度
 p_1 : 衝撃的成分のみを抽出した波圧強度
 p_s : 重複波成分のみを抽出した波圧強度

\bar{p} : 平均波圧強度
 \bar{p}_1 : 衝撃的成分のみを抽出した平均波圧強度
 \bar{p}_s : 重複波成分のみを抽出した平均波圧強度
 P_H : 波圧合力
 P_P : 土圧合力
 P_U : 揚圧力合力
 r : 相関係数
 S : せん断力
 T : 周期
 T : 鉄筋に作用する引張力
 $T_{1/3}$: 有義波周期
 T_s : 海側鉄筋に作用する引張力
 T_L : 陸側鉄筋に作用する引張力
 t : 時間
 u : 鉄筋周長
 W : 重量
 w_0 : 水の単位体積重量
 x : 合力の作用位置，中立位置
 Z : 断面係数
 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha'$: 波圧係数
 β : 換算天端高係数 ($=h_{cm}/h_{c0}$)
 γ : 土の単位体積重量
 γ_c : コンクリート単位体積重量
 θ : 入射波向
 λ_1 : 重複波成分に対する補正係数
 λ_{10} : 完全消波条件での重複波圧成分の低減係数
 λ_{11} : 不完全消波条件での重複波圧成分の低減係数
 λ_2 : 衝撃砕波力成分に対する補正係数
 μ : 摩擦係数
 σ : 引張応力度
 σ_s : 無筋コンクリートの許容引張応力度
 σ_c : コンクリートの圧縮応力度
 σ_{cs} : コンクリートの許容圧縮応力度
 σ_s : 鉄筋の引張応力度
 σ_{ss} : 鉄筋の許容引張応力度
 τ : せん断応力度
 τ_{0s} : 許容付着応力度
 τ_s : 許容せん断応力度
 τ_c : コンクリートのせん断応力度
 τ_{cs} : コンクリートの許容せん断応力度
 τ_s : 鉄筋のせん断応力度
 τ_{ss} : 鉄筋の許容せん断応力度

付録 主要写真集

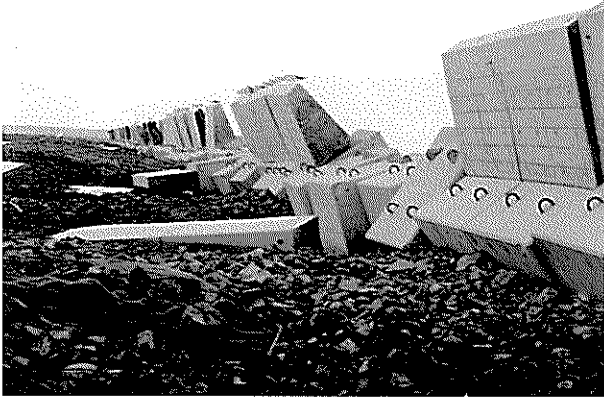


写真-2.5 新北九州空港新門司沖土砂処分場護岸
2工区被災状況



写真-2.19 山口宇部空港護岸 埋立土の吸い出し

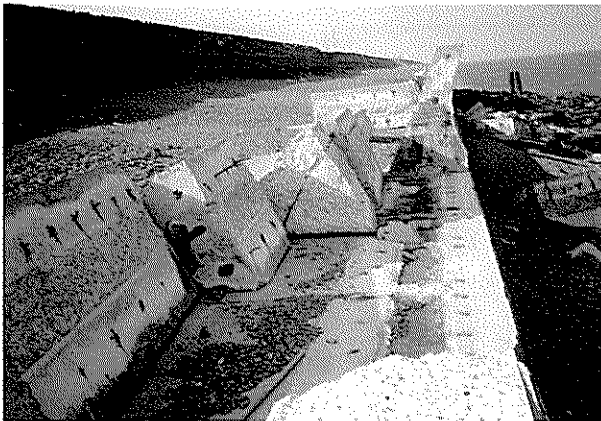


写真-2.6 新北九州空港荻田沖土砂処分場東護岸
パラペット倒壊状況(その1)

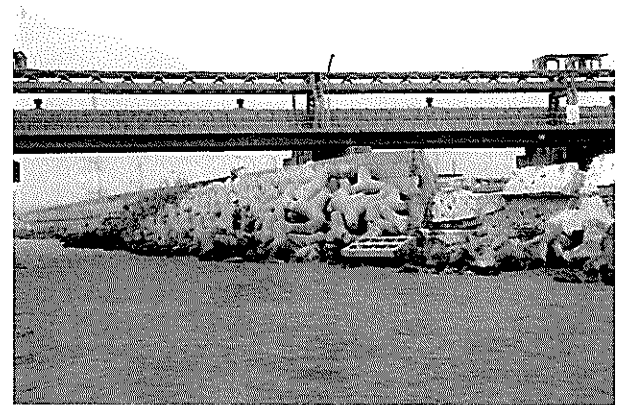


写真-4.1 小野田地区西沖護岸 栈橋周囲の状況



写真-2.18 山口宇部空港既設護岸
パラペット倒壊状況



写真-2.33 三田尻中関港廃棄物埋立護岸
パラペット被災状況

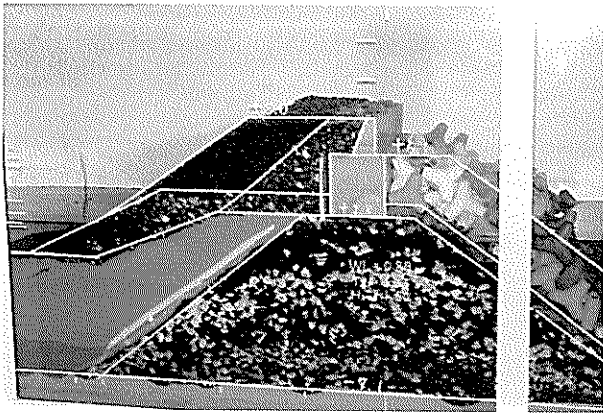


写真-3.1(a) 基本断面 波作用前

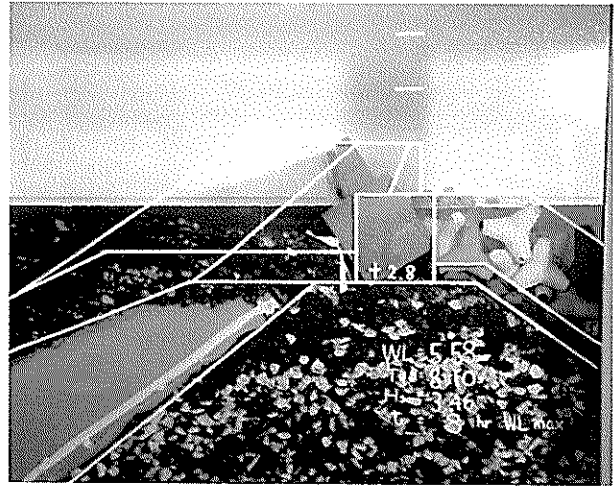


写真-3.1(m) 基本断面 全条件作用後

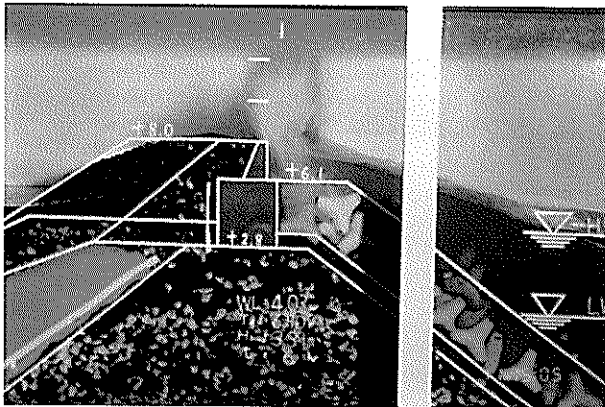


写真-3.1(f) 基本断面 6時の波作用開始後約30分

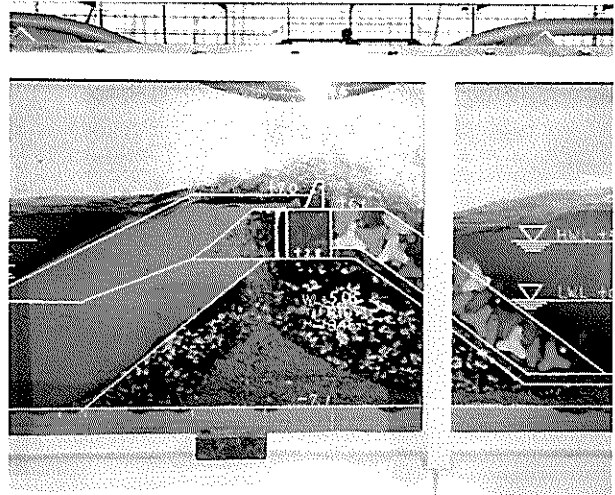


写真-3.3(c) 埋立土天端を+7.0mに変更した断面
7時の波作用中

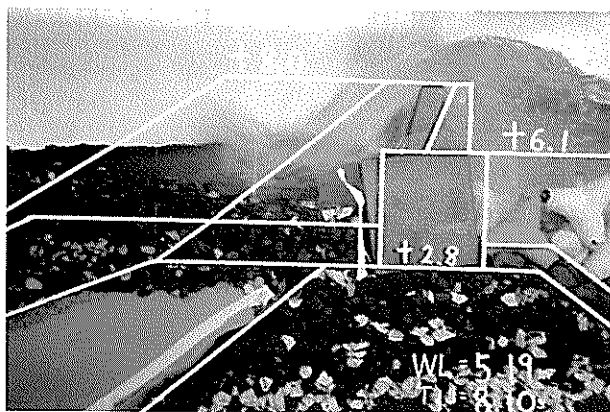


写真-3.1(j) 基本断面 8時の波作用中

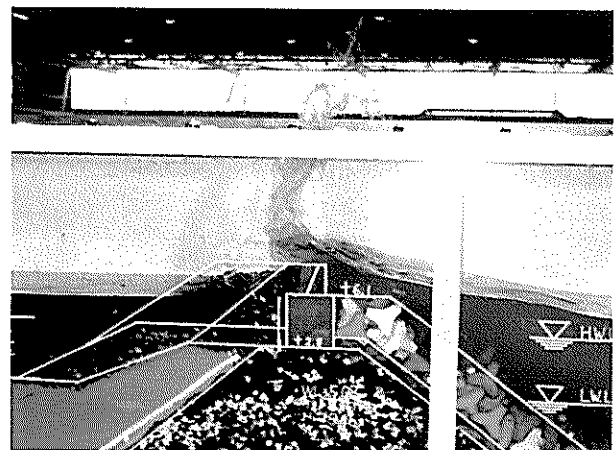


写真-3.5(b) パラペットが倒壊する場合の断面
パラペット倒壊の瞬間

港湾技研資料 台風9918号高潮災害関連

No.969~974

2000.12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 昭和情報プロセス(株)

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

Copyright © (2000) by P.H.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I.

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。