



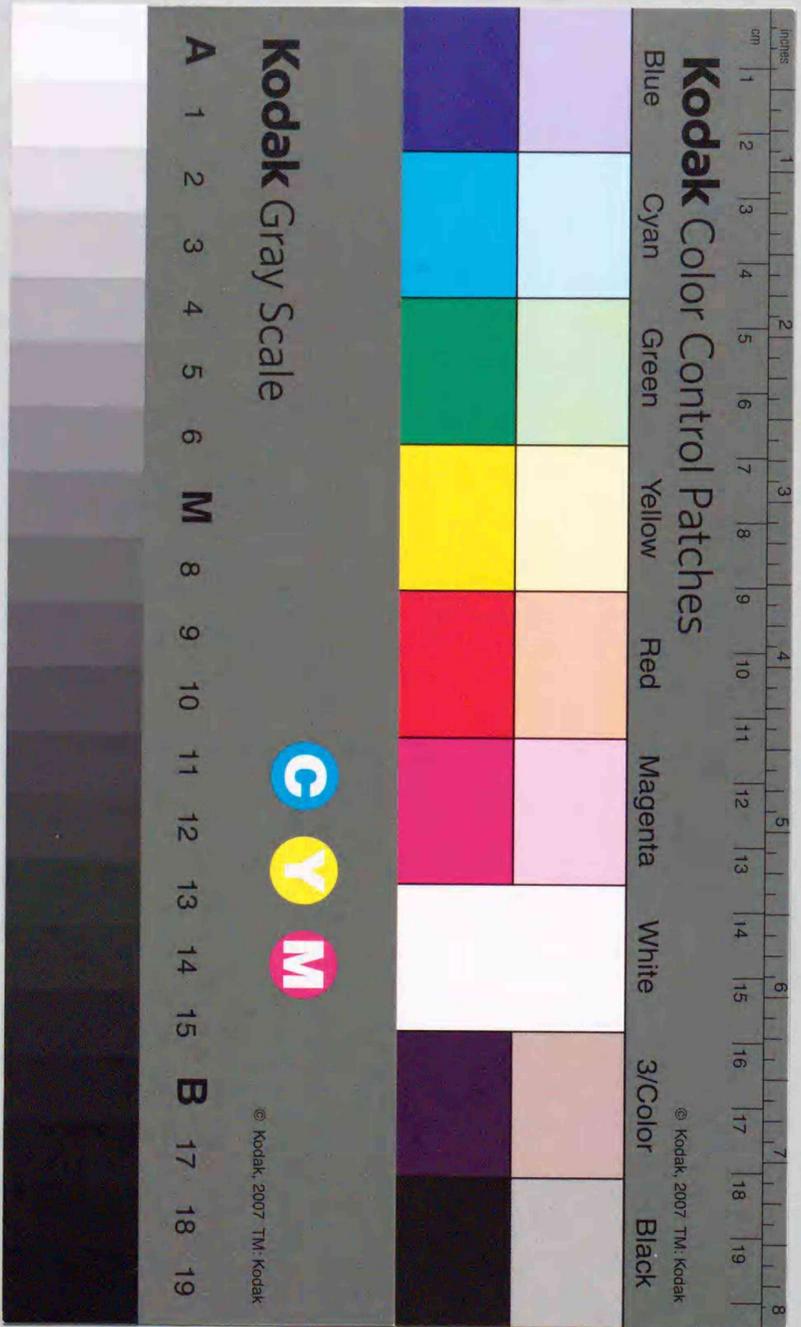
Title	混成防波堤マウンド部の耐波浪および耐津波安定性に関する研究
Author(s)	木村, 克俊
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第4792号
Issue Date	1995-06-30
DOI	https://doi.org/10.11501/3103434
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/51278
Type	doctoral thesis
File Information	000000287688.pdf



混成防波堤マウンド部の耐波浪および

耐津波安定性に関する研究

木村克俊



①

混成防波堤マウンド部の耐波浪および

耐津波安定性に関する研究

木村 克俊

目 次

1. 序論	1
1.1 本研究の背景と目的	1
1.1.1 混成防波堤の耐波浪安定性	1
1.1.2 津波に対する防波堤の効果と安定性	2
1.2 研究の内容と記述順序	4
1.3 参考文献	5
2. 我が国における混成防波堤の変遷	7
2.1 我が国における混成防波堤の歴史	7
2.2 災害に強い防波堤の必要性	7
2.2.1 波浪災害に対する対策	7
2.2.2 地震・津波災害に対する対策	9
2.3 新たな要請に対する対応	10
2.3.1 水産協調型構造物への対応	10
2.3.2 低反射構造物への対応	10
2.3.3 大水深条件への対応	11
2.4 結論	12
2.5 参考文献	13
3. 波浪による防波堤の被災事例の分析	15
3.1 近年の波浪災害の特徴	15
3.2 マウンド部の被災事例の分析	15
3.2.1 堤幹部の被災事例	16
3.2.2 堤端部の被災事例	17
3.3 耐波浪設計上の課題	20
3.4 結論	21
3.5 参考文献	22

4. 断面2次元条件に対するマウンド部の耐波浪設計法	24
4.1 安定重量算定の基本式	24
4.1.1 Hudson型の安定重量算定式	24
4.1.2 安定数と流速の6乗則	24
4.1.3 流れに対する安定重量との比較	27
4.2 前肩幅が広いマウンドに対する検討	29
4.2.1 実験方法	29
4.2.2 法肩部のマウンド被覆材の安定性	30
4.3 消波型堤体に対する検討	31
4.3.1 実験方法	31
4.3.2 反射率の影響	32
4.4 大水深条件に対する検討	33
4.4.1 設計上の課題および実験方法	33
4.4.2 マウンド近傍流速	34
4.4.3 マウンド被覆材の安定性	35
4.5 結論	41
4.6 参考文献	41
5. 平面条件を考慮した混成防波堤マウンド部の耐波浪設計法	44
5.1 堤幹部における波向きの影響	44
5.1.1 斜め入射波によるマウンド近傍流速	44
5.1.2 堤幹部における流速の特性	47
5.1.3 斜め入射波に対するマウンド被覆材の安定性	52
5.2 堤端部の設計法	60
5.2.1 堤端部における局所流速の定式化	60
5.2.2 局所流の特性	65
5.2.3 マウンド被覆材に作用する流体力	72
5.2.4 堤端部のマウンド被覆材の安定性	75
5.3 マウンド被覆材の安定重量の算定法	83
5.3.1 安定重量の計算式	83
5.3.2 算定例	86
5.3.3 安定重量の計算図表	89

5.4 結論	93
5.5 参考文献	94
6. 津波による防波堤の被災事例の分析	96
6.1 既往の津波被害の概要	96
6.1.1 チリ地震津波による被害	96
6.1.2 十勝沖地震津波による被害	96
6.1.3 日本海中部沖地震津波による被害	98
6.2 北海道南西沖地震津波による防波堤被害	98
6.2.1 津波の遡上高さ	98
6.2.2 奥尻港における防波堤被害	103
6.2.3 瀬棚港における防波堤被害	106
6.3 耐津波設計上の課題	109
6.3.1 一般の防波堤に関する検討	109
6.3.2 津波防波堤に関する検討	109
6.4 結論	109
6.5 参考文献	110
7. 津波防波堤開口部の耐津波設計法	112
7.1 津波防波堤の建設経緯	112
7.2 実験の方法	114
7.2.1 実験装置	114
7.2.2 実験模型	115
7.2.3 実験の種類	116
7.2.4 歴史津波の再現	117
7.3 開口部近傍での流れ特性	120
7.3.1 測定方法	120
7.3.2 流速および水位分布	120
7.4 マウンド部の安定性	123
7.4.1 マウンド近傍流速	123
7.4.2 被覆材重量と被害率	125
7.5 頂部工に働く流体力と安定性	127

7.5.1 流体力係数	127
7.5.2 滑動安定性	129
7.6 結論	130
7.7 参考文献	131
8. 本研究の結論	133
謝辞	137
記号一覧	138

1. 序論

1.1 本研究の背景と目的

1.1.1 混成防波堤の耐波浪安定性^{1),2)}

我が国の防波堤は、図-1.1に示すような捨石マウンドの上に鉄筋コンクリート製直立部を設置する混成防波堤が主流である。防波堤の構造設計において主要な外力は波浪力であり、来襲波浪に対して安全かつ経済的に設計することが重要である。混成防波堤の耐波浪設計法に関しては近年の数多くの研究が行われ、とくに直立部に働く波力に関しては、その設計法はほぼ確立した段階にある。たとえば直立部に働く波力は、波の入射角や防波堤の法線形状といった平面条件の影響を考慮することができる。

基礎マウンドの安定性においては、設計波浪に対して十分安定なマウンド被覆材の重量を求めることが重要である。マウンド被覆材の基本的な安定性についてはBrebner・Donnelly³⁾が定式化し、その後、鴻上・成田⁴⁾、鹿島ら⁵⁾らが各種被覆材の形状効果を規則波実験結果によって明らかにした。稲垣・片山⁶⁾は現地被災例に基づいて、安定重量算定法を示した。さらに谷本ら⁷⁾は不規則波実験結果に基づいて、直角入射波に対する断面2次元的な設計法を確立した。この方法はマウンド上水深に対する波高の影響が適切に取り入れている。ただし近年施工例が多くなってきた消波型や水産協調を目的とした高マウンド型の堤体、さらに大水深条件に対しては、同方法の適用性は検討されていない。これらの条件に対する設計法を確立することが、マウンド部の耐波浪安定性に関する第1の課題である。

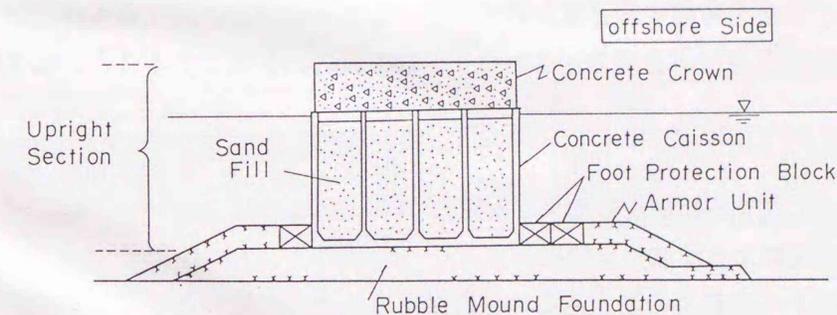


図-1.1 混成防波堤の標準形状

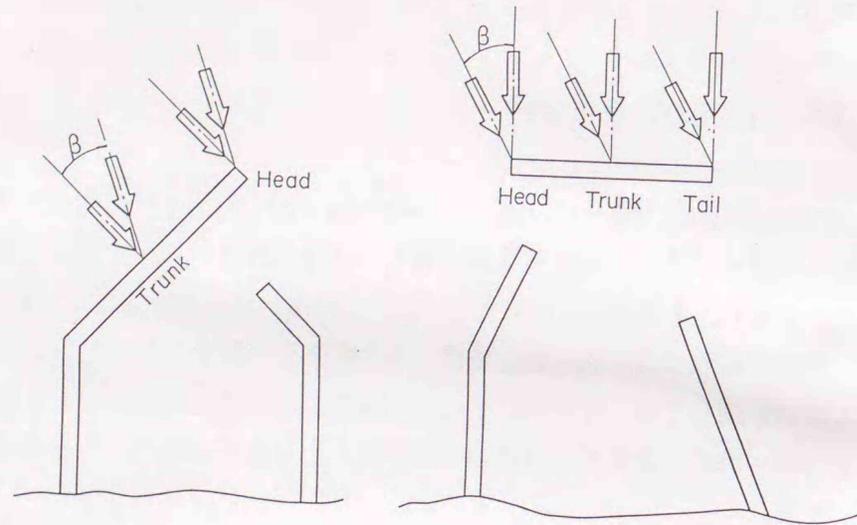


図-1.2 防波堤の法線形状や波向きの影響

基礎マウンドの平面条件に対する安定性に関しては、これまで十分な検討が行われていないのが現状である。伊藤ら⁸⁾は堤幹部では斜め入射のほうが直角入射に比べて危険となる可能性を指摘しているが、波向きの影響に関する系統的な知見を得るには至っていない。さらに近年、堤端部のマウンド洗掘によって直立部が傾斜する事例が増加しており、その対策を明らかにすることが強く求められている。

防波堤の設計において考慮すべき平面条件を図-1.2に示す。同図の左側に示すような汀線から沖側に伸びる防波堤の場合、堤幹部(Trunk)と堤頭部(Head)で現象が大きく異なる。また同図の右側に示す島堤の場合には、堤尾部(Tail)における波高増大の影響を考慮する必要がある。こうした平面配置の異なる条件に対して、波向きの影響を適切に評価できるマウンド部の設計法を確立することが第2の課題である。

1.1.2 津波に対する防波堤の効果と安定性^{9),10)}

(1) 防波堤による津波抑止効果

津波の陸上への遡上の防止あるいは軽減を目的とした施設としては、水際線や陸上に建設される防潮堤が一般的である。しかしながら港湾やその周辺においては、水際線に天端の高い防潮堤を建設すると日常の産業活動に支障をきたす。このため

(2)

恒久的な津波対策としては、水域の沖合で津波の勢力を減じる津波防波堤の建設されてきた。1967年に完成した大船渡港湾口防波堤(水深38m)が最初で、1968年の十勝沖地震津波において同防波堤による津波抑止効果が実証された。現在釜石湾において最大水深63mの湾口防波堤が建設中である。また下田港、須崎港、久慈港においても湾口防波堤が建設中あるいは計画中である。

1993年北海道南西沖地震では、津波による人的・物的被害の大きさが改めて認識された。とくに人家被害が大きかった奥尻島の沿岸では、堤防や地盤自体の嵩上げを中心とした対策が進められている。一方港湾周辺については、利用上の制約から岸壁や護岸の嵩上げは行えない。このため沖合防波堤を整備することによって、津波のエネルギーの減衰と到達時刻を遅れさせることが検討されている。

(2) 混成防波堤の耐津波安定性

混成防波堤の耐津波設計においては、過去の歴史上の津波を再現し、これと同規模の津波に対して防波堤自体の安定性を確保する必要がある。防波堤の耐津波安定

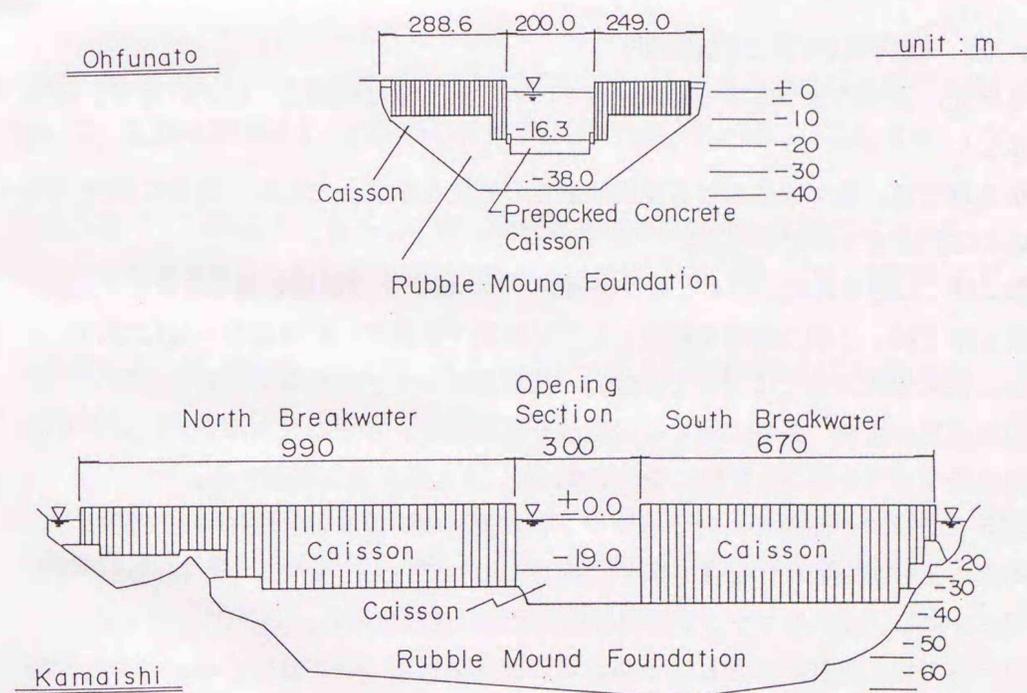


図-1.3 大船渡港と釜石港の津波防波堤の比較

(3)

性に関しては、伊藤ら¹¹⁾が1968年十勝沖地震津波、谷本ら¹²⁾が1983年日本海中部地震津波の被災事例に基づいて解析を行っている。その結果、混成防波堤の直立部に働く津波力算定法はほぼ確立している。

一方マウンド部については、津波による開口部の洗掘対策が重要である。図-1.3では大船渡港と釜石港の湾口防波堤の横断方向の断面形状を比較している。釜石港の場合は湾口の締切率が94.6%で、大船渡港の85.3%に比べてさらに締切率が高く、しかも大水深条件での施工が必要となる。開口部での早い流れに対するマウンド被覆材の安定性は未解明な点が多く残されており、安定重量算定法の確立が必要である。

北海道南西沖地震津波によって奥尻港および瀬棚港では、防波堤堤端部でマウンド洗掘被害が発生した¹³⁾。本論文ではまず現地の津波被害を分析し、津波による外力と防波堤の変形に関する知見を取りまとめる。次に釜石港をモデルとした、津波防波堤開口部潜堤の安定性に関する3次元水理模型実験結果を述べ、その耐津波設計法を提案する。

1. 2 研究の内容と記述順序

本研究は以下の8つの章で構成されている。第1章は序論で、研究の背景と目的を示した。

第2章では、我が国における混成防波堤の歴史を示すとともに、新たな要請への対応の必要性について述べる。

第3章では近年の波浪による被災事例を示し、設計上の課題を明らかにする。

第4章では、2次元条件を対象としたマウンド被覆材の耐波浪設計法について述べる。従来の設計法では対応できない、消波型堤体や水産協調を目的としたマウンドの前肩幅が大きい条件に対する設計法を提案する。さらに大水深条件に対する混成防波堤マウンド部の安定性について検討し、その設計法を提案する。

第5章では、平面条件に対するマウンド被覆材の耐波浪設計法について述べる。堤幹部および堤端部について、斜め入射波によって生じるマウンド近傍流速の特性を明らかにし、これをマウンド被覆材の安定性に結び付ける。

第6章では、既往の津波による防波堤の被災事例について分析する。とくに北海道南西沖地震津波については、奥尻港と瀬棚港における津波高さを数値計算により推定し、防波堤の被害との関連を調べる。

第7章では、津波防波堤開口部潜堤の耐津波安定性を、大規模な3次元模型実験によって検討し、その設計法を提案する。

第8章では、本研究全般のとりまとめを行い、主要な結論を示す。

1. 3 参考文献

- 1)高橋重雄・木村克俊・谷本勝利：斜め入射波による混成堤マウンド被覆材の安定重量算定法、海岸工学論文集第38巻、pp. 596~600、1991年11月。
- 2)K. Kimura, S. Takahashi and K. Tanimoto : Stability of Rubble Mound Foundations of Caisson Breakwaters under Oblique Wave Attack, Proc. of 24th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, 1994.
- 3)Brebner, A, and D. Donnelly : Laboratory study of rubble foundation for vertical breakwater, Proc. of 8th Coastal Engineering Conference, New Mexico City, pp. 408~429、1962.
- 4)鴻上雄三・成田友弥：消波ブロックを被覆層とした混成堤マウンドの安定性について、北海道開発局土木試験所月報、第232号、pp. 1~13、1972年9月。
- 5)鹿島遼一・斉藤昭三・長谷川 寛：混成堤基礎マウンドを被覆するコンクリート方塊の所要重量、第17回海岸工学講演会論文集、pp. 169~175、1970年11月。
- 6)稲垣浩史・片山猛雄：被災例による混成堤マウンド被覆石の安定限界の検討、港湾技研資料、No. 127、22p.、1971年9月。
- 7)谷本勝利・柳生忠彦・村永 努・柴田鋼三・合田良実：不規則波実験による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する研究、港湾技術研究所報告第21巻第3号、pp. 3~42、1982年9月。
- 8)伊藤喜行・藤島 睦・北谷高雄：防波堤の安定性に関する研究、港湾技術研究所報告第5巻第14号、134p.、1966年9月。

- 9) 谷本勝利・木村克俊・池上正春：津波防波堤開口部潜堤の耐津波安定性、海岸工学論文集第36巻、pp. 599～603、1989年11月。
- 10) 木村克俊・山本泰司・笹島隆彦・鶴谷広一・中川康之：1993年北海道南西沖地震津波による奥尻港防波堤の被災原因について、海岸工学論文集第41巻、pp. 1191～1195、1994年11月。
- 11) 伊藤喜行・谷本勝利・木原 力：長周期波に対する防波堤の効果に関する計算（第5報）－八戸港の津波計算－、港湾技術研究所報告第8巻第3号、pp. 19～46、1969年11月。
- 12) 谷本勝利・鶴谷広一・中野 晋：1983日本海中部沖地震津波における津波力と埋立護岸の被災原因の検討、第31回海岸工学講演会論文集、pp. 257～261、1984年11月。
- 13) 山本泰司・竹田義則・木村克俊：北海道南西沖地震による津波被害について(2)－港湾・漁港構造物の被災－、第37回北海道開発局技術研究発表会講演概要集(1)、pp. 79～84、1994年2月。

2. 我が国における混成防波堤の変遷

2. 1 我が国における混成防波堤の歴史

我が国の防波堤は、捨石マウンドの上に鉄筋コンクリート製ケーソンを設置する混成防波堤が主流である。この形式は明治初期に西欧から導入されたもので、1911年に神戸港東堤、1912年に小樽港島防波堤で採用された。その後も留萌港、室蘭港、網走港、稚内港でケーソン式混成防波堤が採用され、1920年以降は全国各地に普及するに至った。西欧ではその後も傾斜堤が主流であったけれども、我が国ではこれと別の道を歩むこととなった。その背景として、第一には我が国では大重量の石材が得られにくく、傾斜堤が高価になること、第二にケーソンは曳航、据え付け後早期に完成状態にできることから、外海に面した第一線防波堤での施工中の手戻りが少ない利点が考慮されたことがあげられる。

戦後の混乱期を経て高度経済成長期に入ると、各地で港湾が急速に整備された。この時期に全国の港湾では、1年間に数十kmのペースで防波堤が建設されたが、このような急速施工を可能にしたのはケーソン式混成防波堤を採用したことによるところが大きい。

2. 2 災害に強い防波堤の必要性

2.2.1 波浪災害に対する対策

防波堤は港湾構造物のなかで最も建設費が多額に上る。たとえば水深10mを越える第一線防波堤の場合には、1mあたりの建設費が数千万円に及ぶ。このため来襲波に対して安全にかつ経済的な防波堤の設計をめざして、多くの研究が行われてきた。防波堤の場合、設計を上回る外力に対しても、ただちに倒壊するのではなく、多少の変形が生じて防波機能を維持できる粘り強い構造が求められる。

しかしながら現状では、設計を上回る外力を受けた防波堤の変形を正確に把握することは難しい。大きな変形が生じたために防波堤としての機能が損なわれ、被災に至ることが少なくない。港湾海岸防災協議会がまとめた被災統計¹⁾によると、1971年から1991年の間に、全国の港湾・海岸において年平均約300件の災害が発生し、年間92億円（1985年度価格）がその復旧に充てられてきた。表-2.1(a),(b)は港湾および海岸の施設別被災割合を示しているが、防波堤等の外郭施設が港湾施設の69%を占め、非常に割合が高いことがわかる。

表-2.1(a) 港湾の施設別被災割合

港湾施設	被災額		被災件数	
	額(億円)	率(%)	件数	率(%)
外郭施設	906.24	69.4	2,472	58.4
係留施設	211.55	16.2	1,048	24.8
水域施設	115.04	11.9	515	12.2
臨海交通施設	18.88	1.4	181	4.3
廃棄物埋立護岸	13.77	1.1	16	0.4
合計	1,305.84	100.0	4,232	100.0

(対象期間：1971～1991、1985年価格)

表-2.1(b) 海岸の施設別被災割合

海岸施設	被災額		被災件数	
	額(億円)	率(%)	件数	率(%)
護岸	263.11	42.6	1,773	61.5
天然海岸	110.14	17.8	142	4.9
堤防	85.13	13.8	254	8.8
突堤	65.11	10.5	432	15.0
その他海岸	94.35	15.3	284	9.8
合計	617.84	100.0	2,885	100.0

(対象期間：1971～1991年、1985年価格)

表-2.2はこれらの被災の原因を示したものである。台風による被害が全体の半数を占めている。1971年から1991年まで、台風の年間発生数は27.9回で、このうち日本への上陸するものは2.8回となっている。台風は進路や規模によっては被害が広域

表-2.2 港湾・海岸の被災原因

	被災額(億円)	比率(%)
台風	1,010.1	51.5
冬期風浪	587.90	30.0
風浪	141.76	7.2
地震	133.25	6.8
豪雨	83.37	4.3
その他	2.20	0.1
合計	1,958.49	100.0

対象期間：1971～1991年、1985年価格

に及び、年間の災害復旧費が300億円を越えることもある。台風について被害をもたらすのは冬季風浪で、全体の30%を占めている。A. D. Couper²⁾によると、1月の日本海北部では風速階級8以上の疾強風(有義波高5.5mに相当)の時間的比率が5～10%で、世界的に見ても波浪条件が厳しい海域である。このため、防波堤は設計条件に近い波浪の作用を受けることが多く、被災事例も少なくない。

2.2.2 地震・津波災害に対する対策

前出の表-2.2において、地震については被災原因別の割合は6.8%と小さい。しかしながら、この期間に港湾施設に被害をもたらしたのはチリ地震津波(1960年)、新潟地震(1964年)、十勝沖地震(1968年)、宮城県沖地震(1978年)および日本海中部沖地震(1983年)の5件であり、1件あたりの被災額は極めて大きいことになる。

港湾構造物の地震対策としては、係留施設の耐震化が鋭意進められてきた。しかしながら1993年北海道南西沖地震では、地震に耐えた係留施設であっても、津波によって機能障害が生ずる危険性が示された。また奥尻港においては、津波による漂流物の衝突で岸壁が損傷するとともに、引き波による港内への自動車等の転落によって航路水深を確保できなくなる事態が生じた。

明田ら³⁾は、北海道南西沖地震津波による各港における津波遡上高さを分析し、水域面積がある程度大きい場合には、防波堤による津波抑止効果が高いことを示した。こうした機能を発揮するためには、防波堤が津波に対して十分安定な構造でなけれ

ばならない。そのためには波浪による外力と比較可能なように、津波による外力の算定法を確立する必要がある。

2. 3 新たな要請に対する対応

2.3.1 水産協調型構造物への対応

近年、港湾においても水産業との協調の必要性が認識されている。防波堤に対しても、波浪制御効果とともに、その周辺での水産生物の生育に適した環境を創成するための技術開発が進められてきた。

港内の余裕水面を利用した水産協調施設の整備を行うためには、港内の水質の保持が重要である。これまで各種の透過ケーソンが考案され、比較的波浪条件の穏やかな海域での施工事例も多い。また水野ら⁴⁾は高波浪条件に対して有効な構造として、ケーソン目地に設けた切り欠きを通水部として利用する有孔堤を開発している。港外側の水面を利用する構造としては、波浪制御を目的とした潜堤と通常の混成防波堤の複合構造が考案されている。潜堤は水産生物の生育に適した浅瀬を作るとともに、潜堤と直立部に形成される静穏水域の多目的利用が可能である。潜堤と直立部が0.5波長以上離れた場合については山中ら⁵⁾が、両者の距離が比較的狭い場合については中泉・山本ら⁶⁾が検討している。

こうした港外側の水面の積極的な利用は近年ますます増加している。潜堤は前面の海底勾配によっては断面が大きくなり建設コストが高くなることがある。このため、さらに経済的な構造が求められている。須藤ら^{7),8)}は通常の混成堤のマウンド形状を変化させることで、水産協調のニーズに対応することを検討している。その結果マウンド天端高さに対して適切な天端幅をとることで、越波量や反射率を低減できることが明らかになった。こうした構造を設計するためには、前肩幅が広い条件に対するマウンド被覆材の安定性を確立する必要がある。

また消波ブロック被覆堤の場合、消波ブロックを設置しない状態には、前述のような前肩幅の広い条件に該当する。服部ら⁹⁾はこのような施工段階でのマウンド部被災例を報告しており、早急な解決が求められている。

2.3.2 低反射構造物への対応

混成防波堤の直立部は不透波な壁であるため、反射波が生じる。近年の防波堤の大型化にともなって反射波自体も大きくなり、その影響が無視できなくなってきた。

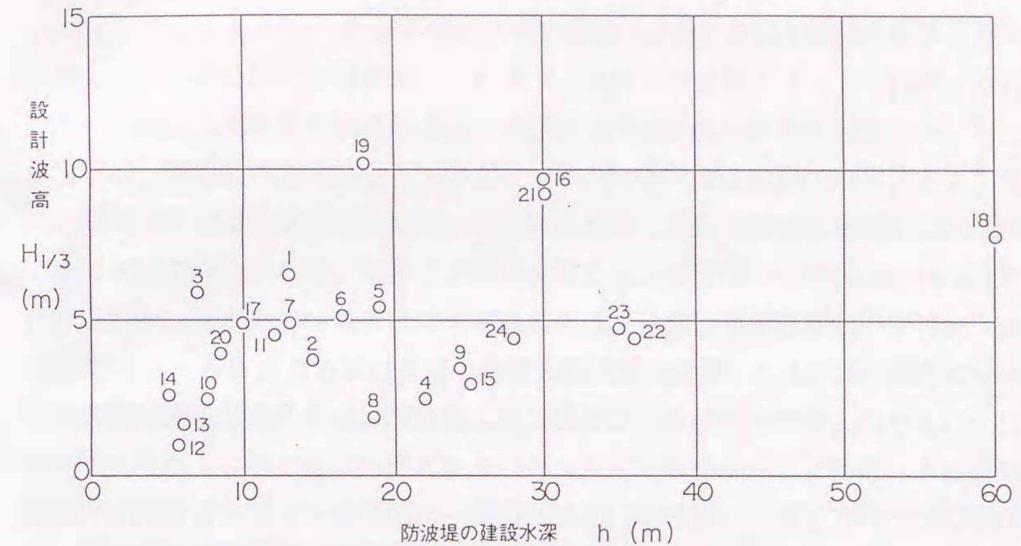


図-2. 1 直立消波ケーソン防波堤の施工実績

反射波の軽減対策としては、防波堤の設置水深が比較的浅い場合には、ケーソン前面に消波ブロックを設置することで対処してきた。しかしながら、防波堤の大水深化と高波浪化にともない、消波ブロックは巨大化しブロック自身の強度にも問題が生じるようになった。さらに消波ブロックは水深が大きいほど底辺が広がり、必要ブロック量が増大し、工費が急騰する。こうした欠点を克服するため、直立消波ケーソンが考案された。図-2.1は直立消波ケーソンの施工実績を示しており、横軸に防波堤の建設水深 h 、縦軸に設計波高 $H_{1/3}$ をプロットしている。施工実績が多いのは設計波高が6 m以下であり、この条件に対してはケーソン部の標準設計法はほぼ確立している。しかしながら、マウンド部の安定性に及ぼす影響は未解明であり、不透波ケーソンと同じ方法を用いているのが現状である。今後の直立消波ケーソンへの需要の増大を考えると、マウンド被覆材の安定性に及ぼす消波構造の影響を明らかにする必要がある。

2.3.3 大水深条件への対応

近年における防波堤建設の大きな特徴の一つはその大水深化である。現在、釜石港湾口津波防波堤（最大水深63m）を始めとして、下田港（同42m）、柴山港（同

35m)で大水深防波堤が建設中あるいは計画されている。これらの防波堤には大水深化に伴う工費の高騰を抑える新しい構造が求められている。

谷本・木村¹⁰⁾は、大水深条件に適応した直立部の構造体として台形ケーソンを取り上げ、その設計法を明らかにした。台形ケーソンは斜面に作用する鉛直下向きの成分によって堤体の滑動安定性を向上させるもので、小名浜港沖防波堤(水深25~30m)で採用されている。また、大水深の非砕波領域における波浪条件の不確実性に対し、いかに合理的に設計するかといった設計上の多くの課題が残されている。谷本・木村¹¹⁾は釜石港を対象とした大規模模型実験を行い、大水深における台形ケーソンに働く波力および滑動安定性上の特性を明らかにした。

以上のように大水深混成防波堤については、直立部に関する検討は進められてきたけれども、基礎マウンド部の安定性については未解明な点が多い。水深が20m程度の場合については施工実績は多いが、水深30~60mの条件に対する従来の設計法の適応性は明らかではない。さらに広大なマウンドを被覆する被覆材の製作コストや、大水深条件下の据え付け作業の施工性を考慮すると、従来型のマウンド被覆の方法では建設費の高騰を招く。今後増大が予想される大水深条件下における防波堤建設のニーズに応えるため、こうした条件下におけるマウンド部の設計法の確立が必要である。

2.4 結論

本章においては我が国における混成防波堤の変遷と、近年高まる混成防波堤への新たな要請について述べた。主要な結論は以下の通りである。

- ①混成防波堤は、大重量の石材が不要であることと、急速施工を必要とした国内事情を背景に、我が国の防波堤の主要な構造形式となった。
- ②1971年から1991年までの外郭施設の被害額は、港湾施設の全体の被害総額の69%を占める。被害原因としては台風、冬季風浪などの波浪によるものが全体のおよそ9割を占める。
- ③地震・津波被害は被害原因の6.8%に過ぎないが、対象期間内に施設被害をもたらした地震・津波は5件であり、1件あたりの被害額は非常に大きい。
- ④混成防波堤に対する新たな要請としては、水産協調、低反射化、大水深化が挙げられる。これらの要請に応えるための直立部の設計法はすでに確立しているが、マウンド部については未解決な問題が残されている。

2.5 参考文献

- 1)港湾海岸防災協議会：みなとの防災、Vol. 114、pp. 24~26、1992年6月。
- 2)A. D. Couper:Atlas of the Oceans, 1983, TIMES BOOKS.
- 3)明田定満・谷野賢二・水野雄三・佐藤仁・寺内 啓：港湾漁港施設による津波被害の低減効果について、海岸工学論文集第41巻、pp. 1176~1180、1994年11月。
- 4)水野雄三・谷野賢二・木村克俊：海水交換型防波堤に関する水理特性について、海洋開発論文集Vol. 8、pp. 253~258、1992年6月。
- 5)山中浩次・木村克俊・水野雄三：二重堤の波力特性について、開発土木研究所月報No. 489、pp. 39~43、1994年12月。
- 6)中泉昌光・山本正昭・間辺本文：潜堤付き防波堤の波力に対する実験的研究、第35回海岸工学講演会論文集、pp. 632~636、1988年11月。
- 7)須藤賢哉・菊地聡一・山本泰司：小段付き消波ブロック被覆堤の水理特性に関する研究、第37回北海道開発局技術研究発表会講演概要集(4)、pp. 267~272、1994年2月。
- 8)須藤賢哉・木村克俊・水野雄三：没水型消波工付き直立護岸の水理特性について、第49回土木学会年次学術講演会講演集(Ⅱ)、pp. 818~819、1994年9月。
- 9)服部千佳志・柴田鋼三・大堀晃一：被災防波堤集覧(その3)、港湾技研資料No. 485、281p.、1984年6月。
- 10)谷本勝利・木村克俊・錦織誠司・田中典明：台形ケーソンの設計における波力の算定法、第32回海岸工学講演会論文集、pp. 550~554、1985年11月。

11) 谷本勝利・木村克俊・宮崎啓司：大水深混成堤の直立部に働く波力と滑動安定性、第35回海岸工学講演会論文集、pp. 637～641、1988年11月。

3. 波浪による防波堤の被災事例の分析

3. 1 近年の波浪災害の特徴

防波堤の安定性を低下させる要因としては地震、地盤沈下、構成材料の劣化などが考えられるが、最も大きな要因は波浪である。図-3.1は混成防波堤の変状連鎖を示している。被災は直立部の滑動とマウンド部の散乱の2種類に大別される。なお砂地盤上に建設された防波堤の場合には漂砂による洗掘の危険性があるけれども、ここではその影響については検討しない。

直立壁に作用する波力については、合田¹⁾が系統的な波圧実験結果に基づいて定式化した。その後谷本ら²⁾によって波向きの影響が提案され、その算定法はほぼ確立している。このため近年は滑動による災害は少なくなってきた。その一方で、マウン

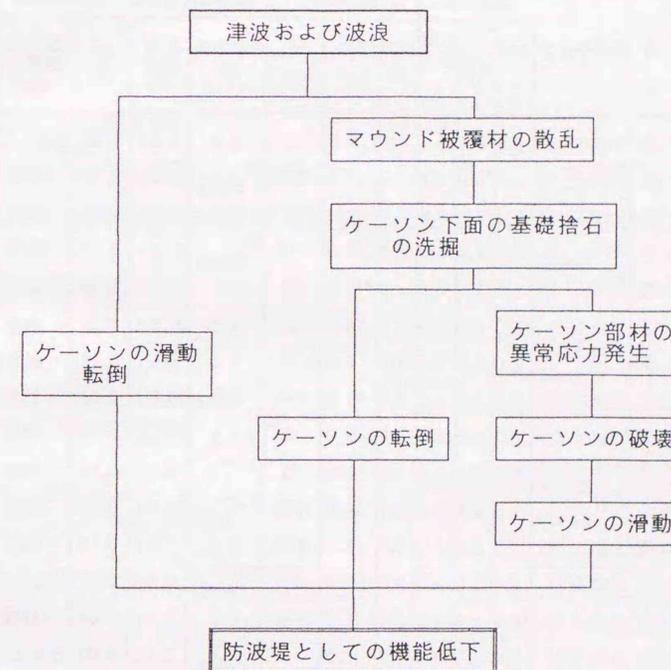


図-3.1 混成防波堤の変状連鎖

下部に起因した被災事例が増加しつつある。服部ら³⁾によると、1973年から1982年までのケーソン式混成防波堤（消波ブロック無し）の被災例のうち、マウンド部の被災を含むものは全体の42%になっている。

3.2 マウンド部の被災事例の分析⁴⁾

3.2.1 堤幹部の被災事例

表-3.1は被災防波堤集覧^{5),6),7)}の中から、マウンド被覆材として石材を用いたケース（16例）を選び出し、分析したのものである。なお、16例中13例はマウンド部の被災例で、残りの3例はパラペット等の被災で、マウンド部は無被害だったケースである。なお断面欠損率 D_e は、マウンド被覆部の全断面積に対する洗掘部分

表-3.1 混成防波堤マウンド部の被災例（堤幹部）

記号	港名	施設名	被災年月日	構造条件			波浪条件			被覆石重量および断面欠損率				備考
				水深 h (m)	マウンド水深 h' (m)	前肩幅 l (m)	$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)	β (deg.)	現地重量 W	計算重量 W_c	$\frac{W}{W_c}$	断面欠損率 D_e	
A	網走	東防波堤	S46.11.9	8.8	6.0	6.0	3.7	9.0	45	1 t	0.9 t	1.11	被害なし	II**pp.18
B	釧路	北防波堤	S42.11.9~11	6.0	5.0	4.5	4.0	*10.0	不明	30~300kg	2.0 t	0.08	50%	II pp.22
C	余市	南防波堤	S40.12.17	7.4	4.5	3.5	4.0	7.0	*60	1~2 t	4.3 t	0.35	98%	II pp.55
D	函館	西防波堤	S42.3.22~24	14.5	7.5	5.5	6.0	*7.0	不明	50~800kg	11.3 t	0.03	100%	II pp.65
E	柏崎	西防波堤	S41.1.19~20	8.0	4.5	6.0	5.8	*10.0	22	1.5 t	20.0 t	0.08	93%	II pp.76
F	姫川	西防波堤	S45.1.31	8.5	4.5	8.5	7.9	14.1	45	2 t	57.6 t	0.03	44%	II pp.79
G	金沢	西防波堤	S43.1.14~16	7.0	3.0	8.0	4.0	9.0	0	1 t	6.0 t	0.17	32%	II pp.86
H	青森	油川東防波堤	S42.10.28	5.2	3.0	4.0	4.5	*7.3	不明	300kg	10.6 t	0.03	33%	II pp.89
I	八戸	河原木東防波堤	S45.7.6	7.2	4.0	18.0	4.8	9.0	0	1 t	10.2 t	0.10	28%	II pp.96
J	宮古	藤原防波堤	S49.2.8~9	10.0	6.0	3.0	4.6	11.0	*0	0.5~1.0 t	6.0 t	0.13	79%	III***pp.76
K	小名浜	第1西防波堤	S46.4.29~30	9.5	6.0	12.0	6.7	14.0	不明	0.5~1.0 t	30.9 t	0.02	100%	II pp.112
L	・	第2西防波堤	S45.1.31	17.0	7.0	7.0	5.0	8.1	不明	1 t	7.3 t	0.14	85%	II pp.118
M	四日市	旭防波堤	S47.9.16	9.0	5.3	6.0	3.5	7.0	50	300~500kg	0.8 t	0.50	被害なし	II pp.158
N	和歌山下津	南港外防波堤	S46.8.30	10.6	3.8	14.0	2.6	11.7	不明	1 t	1.5 t	0.67	11%	II pp.178
O	唐津	東港地区防波堤	S43.2.15	9.0	4.4	4.0	2.3	9.5	0	300~500kg	0.1 t	4.00	被害なし	II pp.204
P	志布志	沖防波堤	S55.9.10~22	11.5	8.5	10.9	5.6	10.0	20	500~700kg	9.2 t	0.07	100%	III pp.173

*設計条件等から推定, **港研資料 No. 200 被災防波堤集覧(その2), ***港研資料 No. 485 被災防波堤集覧(その3)

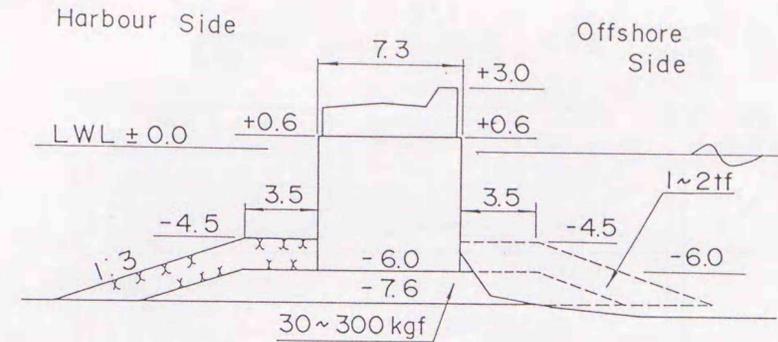


図-3.2 余市港の被災例

の断面積の比で定義している。断面欠損率が大きい施設は、昭和30年以前の施工されたものや施工中に基礎マウンドが被災したことが多い。斜め入射の被災例はわずか4例に過ぎないが、入射角が60°と推定される余市港の場合は、図-3.2に示すようにケーソンの直前が大きく洗掘されており、直角入射の場合に比べて被害が大きいことを示唆している。

3.2.2 堤端部の被災例

堤端部のマウンド天端面は、重量の大きな根固め方塊を設置するのが一般的であるため、この部分の被覆石の被災例は前出の集覧には見い出せなかった。以下にお

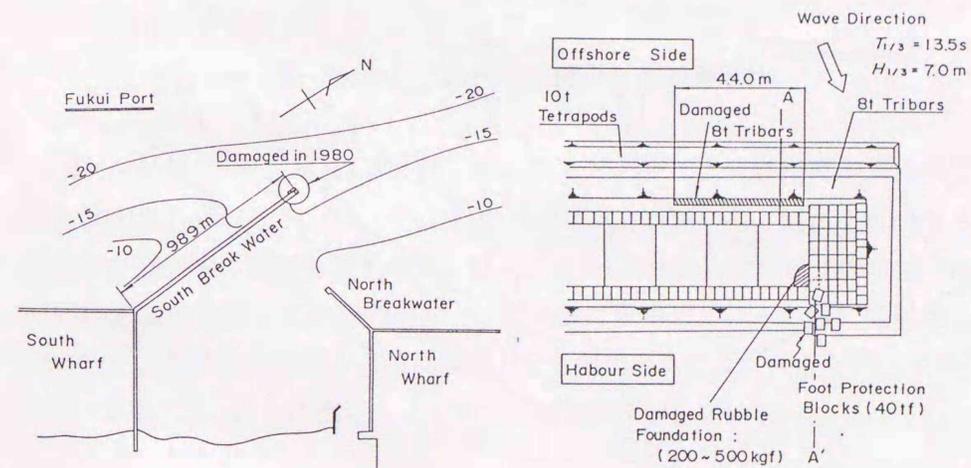


図-3.3(a) 福井港の平面配置

図-3.3(b) 被災部の平面図

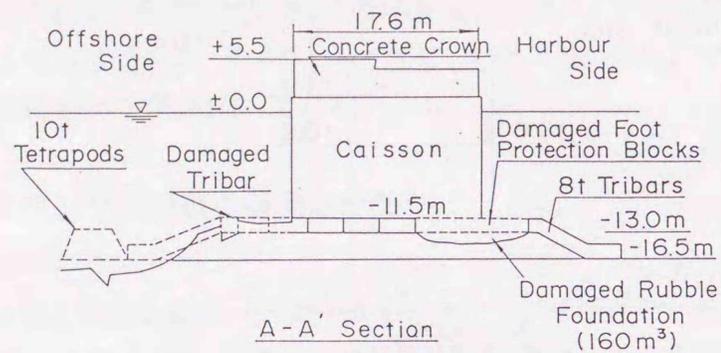


図-3.3(c) 福井港の被災部の断面形状

いては、堤端部の根固め方塊が被災事例をもとに、堤端部でのマウンド被災に及ぼす波向きの影響を検討する。

図-3.3(a)は福井港の防波堤の配置、(b)は被災後の堤端部近傍の平面状況、(c)はその断面形状である。来襲した波浪は $H_{1/3}=7.0\text{m}$ 、 $T_{1/3}=13.5\text{s}$ で、波向きは防波堤法線に対する垂線から 15° 傾く程度と推定されている。港内側の端部では1個40 tの根固め方塊が散乱しており、波によって堤端部の方塊に大きな力が作用していることを示している。

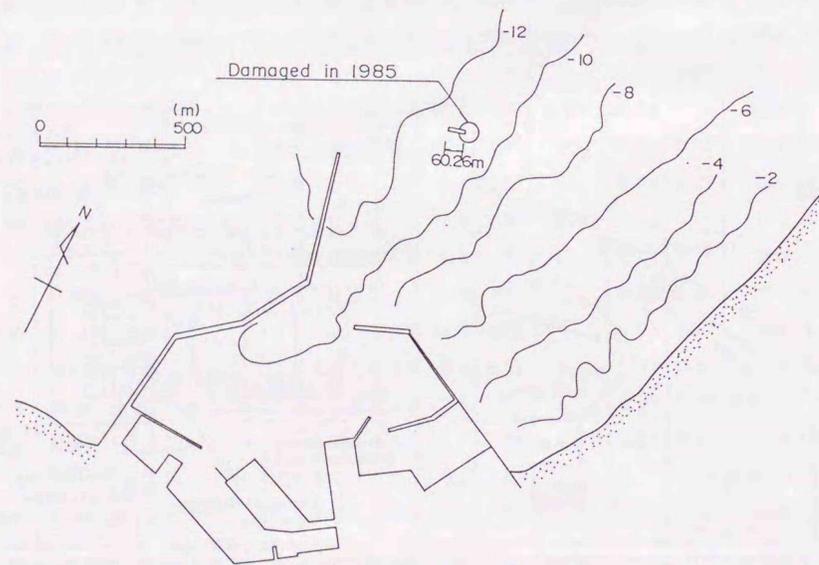


図-3.4(a) 岩内港の平面配置

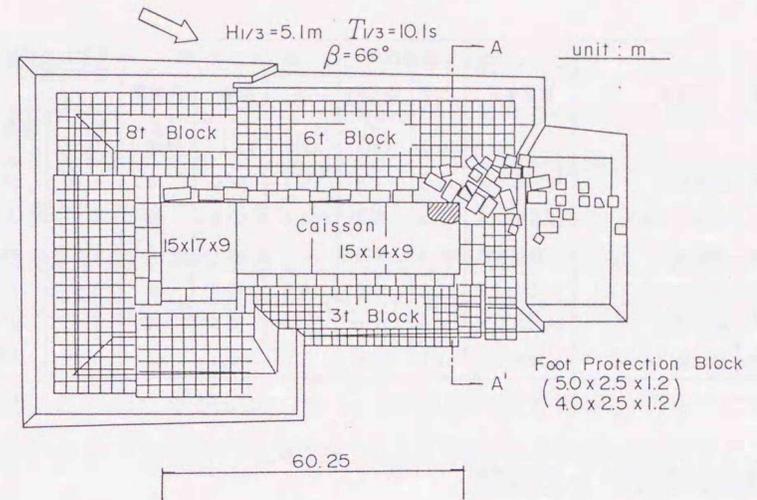


図-3.4(b) 岩内港の被災部の平面図

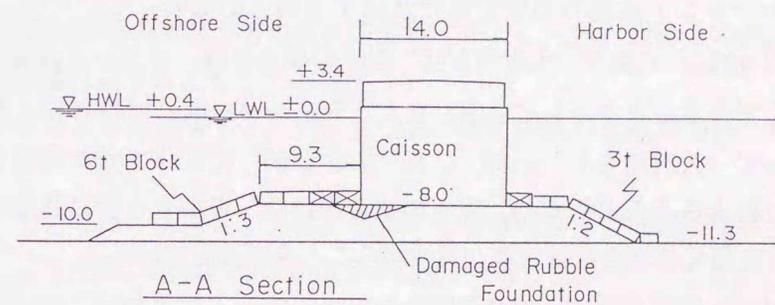


図-3.4(c) 岩内港の被災部の断面形状

図-3.4(a)、(b)、(c)は $\beta=66^\circ$ の斜め入射条件による岩内港の被災例である。入射波の条件は $H_{1/3}=5.6\text{m}$ 、 $T_{1/3}=10.1\text{s}$ と推定されている。港域を拡張するため外防波堤を建設中に被災したもので、堤長が波長の0.6倍程度の島堤の状態であった。根固め方塊の飛散は直立部の前面と、堤尾部に集中している。特に堤尾部では被害が大きく、飛散した根固め方塊に破損したものがみられた。

表-3.2には、以上の例も含めて6つの被災例を示している。

表-3.2 混成堤マウンド部の被災例 (堤端部)

港名	施設名	被災年月	構造条件		波浪条件			移動した根固め方塊の諸元	
			水深 h (m)	根固め 水深 d (m)	波高 $H_{1/3}$ (m)	周期 $T_{1/3}$ (s)	入射角 β (deg.)	長さ (m)	重量 (tf)
宍形	西防波堤	1969年4月	10.8	4.9	5.7	12.0	0	1.8	24.8
江名	防波堤(沖)	1971年9月	7.5	3.0	4.4	10.0	20	1.5	31.1
深浦	東防波堤	1978年1月	12.5	7.5	6.2	10.0	0	1.5	41.4
酒田	北港防波堤(北)	1979年12月	17.0	8.6	10.8	15.6	26	2.0	47.6
福井	南防波堤	1980年1月	16.0	11.5	7.0	13.5	15	1.5	41.4
岩内	防波堤(東外)	1985年1月	11.6	6.8	5.6	10.1	66	1.2	27.6

3.3 耐波浪設計上の課題

前節で分析したように、近年は平面的な条件下でのマウンド部の被災事例が増加している。こうした問題に対する設計法の現状と課題を以下にまとめて示す。

堤幹部のマウンド被覆材の安定性に及ぼす波向きの影響については、前出の稲垣・片山⁸⁾が検討しており、入射角が45° 以上の場合には、マウンド被覆材の安定重量を小さくできることを示している。また、Van de Kreeke⁹⁾は傾斜堤の被覆石の安定性について、入射角を0°、30°、45° および60° に変化させた実験を実施している。これによると入射角が45° 以下の被害率は0° の場合と同じ程度であり、入射角が60° を超える場合に被害率が減少することを指摘している。

これに対し、伊藤ら¹⁰⁾は不規則波実験を実施して、入射角が30° の場合と直角入射の場合の混成堤マウンド被覆材の安定性を比較している。この実験結果によると、安定限界付近では波向きの影響は現れないが、不安定領域における移動散乱の状況は斜め入射の場合のほうが著しいことを指摘している。また、入江ら¹¹⁾は海底面に直接直立堤を設置したケースを想定して、直立堤前面の地形変化に及ぼす波の入射角の影響を規則波実験により検討している。その結果によると、入射角が45° 以上では、直立堤に沿う水粒子運動速度が増大するため、直立堤の脚部の洗掘が顕著となる。さらに谷本ら¹²⁾は、微小振幅波理論によりマウンド面近傍の水粒子速度を計算して、同様の指摘を行っている。

以上のように堤幹部のマウンド被覆材の安定性に及ぼす波向きの影響については、既往の研究においても見解が別れるところである。本研究では、堤幹部を対象とし

て波向きを考慮したマウンド被覆材の安定重量の算定法を提案することを第一の目的とした。

一方、堤端部はマウンドの洗掘が発生しやすい部分であることはよく知られており、これが原因となって直立部の沈下や倒壊が生じた事例がみられることはすでに示した。現状の設計法¹³⁾では、堤端部のマウンド被覆材は堤幹部よりも大きな重量を用いるのが標準とされているが、割り増しの根拠や具体的な割り増し率の決定法は明らかではない。また堤端部としての割り増しが必要となる範囲は決められておらず、通常ケーソン1函分程度としているけれども、その妥当性については十分検討されていない。

本論文では、こうした堤端部のマウンド被覆材の移動機構を明らかにするとともに、堤端部のマウンド被覆材の安定性に及ぼす波向きの影響を検討することを第二の目的とした。

3.4 結論

近年の混成防波堤の波浪災害の傾向を分析するとともに、設計上の課題を検討した。主要な結論は以下のとおりである。

- ①直立部の滑動災害は減少する一方、マウンド部に起因した被災の割合が増えている。
- ②堤幹部については、入射角が大きい場合に直立部の基部で洗掘が生じる。被害が進行すれば直立部の倒壊につながる危険性がある。
- ③堤端部はマウンド部の洗掘が生じ易い部分である。根固め方塊の被災事例では、入射角によって被災パターンが異なる傾向がある。

3.5 参考文献

- 1)合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究、港湾技術研究所報告第12巻第3号、pp. 31~69、1973年9月。
- 2)谷本勝利・本 浩司・石塚修次・合田良実：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、1976年11月。

- 3) 服部千佳志・柴田鋼三・大堀晃一：被災防波堤集覧（その3）、港湾技研資料 No. 485, 281p、1984年6月.
- 4) 高橋重雄・木村克俊・谷本勝利：斜め入射波による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する実験的研究、港湾技術研究所報告第29巻第2号、pp. 3～36、1990年6月.
- 5) 北島昭一・中野拓治・堀井修身・柿崎秀作・降旗健一・花木芳雄：被災防波堤集覧、港湾技研資料No. 58、239p、1968年9月.
- 6) 武山秀夫・中山種清：被災防波堤集覧（その2）、港湾技研資料No. 200、255p. 1975年3月.
- 7) 前出3)に同じ
- 8) 稲垣敏史・片山猛雄：被災例による混成堤マウンド被覆石の安定限界の検討、港湾技研資料No. 127、22p.、1971年9月.
- 9) Van de Kreeke, J. : Damage function of rubble mound breakwaters, ASCE. Vol. 95, WW3, pp. 345～354, 1969.
- 10) 伊藤喜行・藤島 睦・北谷高雄：防波堤の安定性に関する研究、港湾技術研究所報告第5巻第14号、134p.、1966年9月.
- 11) 入江 功・栗山善昭・浅倉弘敏・藤田 誠：斜め入射重複波による無マウンド堤前面の海底洗掘、港湾技研資料No. 581、48p.、1987年6月.
- 12) 谷本勝利・柳生忠彦・村永 努・柴田鋼三・合田良実：不規則波実験による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する研究、港湾技術研究所報告第21巻第3号、pp. 3～42、1982年9月.

- 13) 運輸省港湾局監修：港湾施設の技術上の基準・同解説、(社)日本港湾協会、上巻、pp. 130～132、1989年2月.

4. 断面二次元条件に対するマウンド部の耐波浪設計法

4. 1 安定重量算定の基本式¹⁾

4. 1. 1 Hudson型の安定重量算定式

混成防波堤のマウンド被覆材の安定重量は式(4-1)により算定できる。

$$W = \frac{\gamma_r H_{1/3}^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (4-1)$$

ここに、

W ; 被覆材の安定重量 (tf)

γ_r ; 被覆材の空中単位体積重量 (tf/m³)

S_r ; 被覆材の海水に対する比重

$H_{1/3}$; 設計計算に用いる波高 (m : 一般には有義波高)

N_s ; 波の諸元、マウンドの形状、被覆材の特性等によって決まる係数 (安定数)

この式はHudson²⁾が1959年に斜面被覆材の安定性に関して示した式で、その後Brebner・Donnelly³⁾によって直立壁の基礎マウンドの安定重量算定式として用いられて以来、広く一般に用いられるようになった。ただし、式(4-1)を用いて適切な重量を得るには、マウンドの形状や入射波の条件を考慮して安定数 N_s を与えることが重要である。Brebner・Donnelly³⁾はマウンド上の水深と前面水深との比を関数とする被覆石の安定数 N_s の算定図を示している。また谷本ら⁴⁾は、次項で述べるように被覆材に対する新しい N_s の算定式を提案している。この式は、マウンド上水深と有義波高の比やマウンド前肩幅と波長の比など、マウンドの形状や波の条件を考慮したものである。

4. 1. 2 安定数と流速の6乗則

谷本ら⁴⁾は、堤幹部で波が正面から入射する場合の被覆石 (2層積み) の安定数 N_s の算定式を、不規則波実験結果に基づいて次のように提案している。なお、算定式で用いる混成防波堤の断面と記号を図-4.1に示す。

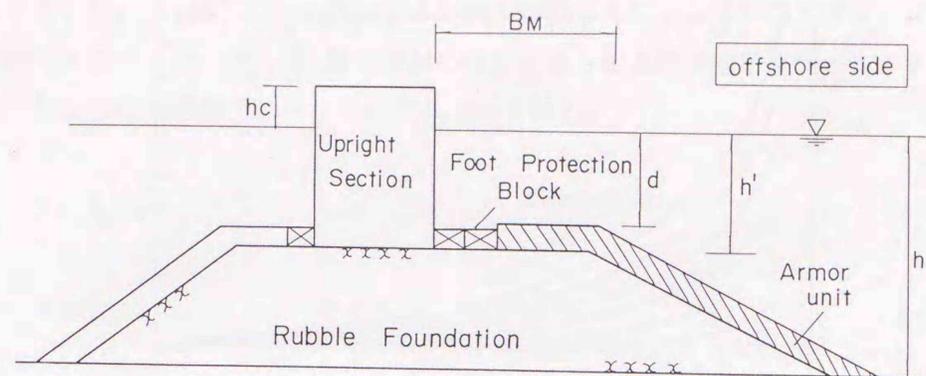


図-4.1 混成防波堤の標準断面と記号

$$N_s = \max \left\{ 1.8, 1.3 \frac{1-\kappa}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1.8 \exp \left[-1.5 \frac{(1-\kappa)^2}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \right\} \quad (4-2)$$

$$\kappa = \kappa_1 \cdot (\kappa_2)_0 \quad (4-3)$$

$$\kappa_1 = \frac{2 k h'}{\sinh 2 k h'} \quad (4-4)$$

$$(\kappa_2)_0 = \alpha_s \sin^2 k B_M \quad (4-5)$$

ここに、

h' ; 基礎捨石マウンドの天端の水深 (m)

$H_{1/3}$; 設計有義波高 (m)

L' ; 水深 h' での設計有義周期に対する波長 (m)

B_M ; 基礎捨石マウンドの前肩幅 (m)

k ; 波数 ($2\pi/L'$)

α_s ; マウンドの勾配によって決まる係数

式(4-2)のように安定数 N_s は、 $h'/H_{1/3}$ と κ によって求められる。 κ は無次元流速であり、微小振幅波理論によって導いたパラメーターである。 α_s はマウンドの勾

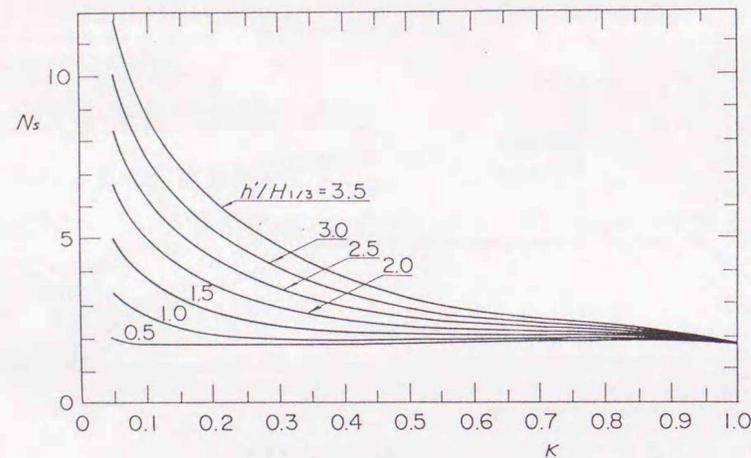


図-4.2 無次元流速と安定数の関係

配によって決まる係数で、勾配1:2に対しては $\alpha_s=1.0$ である。図-4.2は、 κ と N_s の関係を $h'/H_{1/3}$ をパラメータとして示したものである。

一般に、波高 H の入射波によって水深 h' の位置で発生する水粒子速度の最大値 U は、無次元流速 κ によって次式で表される。

$$U = \sqrt{\frac{g H^2 \kappa}{h'}} \quad (4-6)$$

ここに g は重力加速度である。安定数 N_s を求める際には、 κ は式(4-3)~(4-5)に示したように、相対水深の影響を表す κ_1 と波長に対するマウンド前肩部の相対的な長さの影響を示す $(\kappa_2)_0$ の積として計算される。

N_s を求める式(4-2)は、水底に単独におかれた被覆材に、流速 U の流れが作用している状態の簡単なモデルを基礎として作られている。このモデルでは、被覆材に作用する波力は抗力と揚力とし、底面との摩擦が抵抗力として働くと考えている。こうした比較的簡単な仮定によって被覆材の安定重量は次式で表される。

$$W = \left\{ \frac{1}{2} \frac{k_A}{g k_V^{2/3}} \left(\frac{C_D}{\mu} + C_L \right) \right\}^3 \frac{\gamma_r}{(S_r - 1)^3} U^6 \quad (4-7)$$

(26)

ここに、 C_D 、 C_L はそれぞれ抗力および揚力係数であり、 g は重力加速度、 μ は摩擦係数である。また、 k_A 、 k_V は被覆材の投影面積 S および体積 V を代表長さ a で表したときの無次元係数で、それぞれ次式で表される。

$$S = k_A a^2 \quad (4-8)$$

$$V = k_V a^3 \quad (4-9)$$

式(4-7)より、安定重量は流速の6乗に比例することになる。ただし式(4-1)は流速ではなく波高(有義波高)によって安定重量を求める式であり、 N_s を求めた実験でも、有義波高と移動をもたらす流速の関係などについて特に調べてはいない。したがって、谷本らは実験によって安定重量と有義波高の関係を求め N_s を $h'/H_{1/3}$ や κ の関数として式(4-2)のように与えている。結果的に $h'/H_{1/3}$ が大きい非碎波条件においては、式(4-2)の N_s の値は $h'/H_{1/3}$ に比例しており、安定重量は流速の6乗に比例している。ただし、 $h'/H_{1/3}$ が小さい条件では比例しなくなり、 $h'/H_{1/3}$ がごく小さいときはほとんど $h'/H_{1/3}$ に関係なく一定となっている。

4.1.3 流れに対する安定重量との比較

流れに対する捨石の安定重量については、C. E. R. C.⁵⁾が潮流等による洗掘を防止するための捨石重量として次式を示している。

$$W = \frac{\pi \gamma_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \quad (4-10)$$

ここに、

W ; 捨石の安定重量 (tf)

γ_r ; 捨石の単位体積重量 (tf/m³)

S_r ; 捨石の比重

U ; 捨石上面における流速 (m/s)

g ; 重力加速度 (m/s²)

θ ; 水路床軸方向の斜面勾配 (deg.)

(27)

y ; Isbash定数 (埋めこまれた石の場合は1.20、露出した石の場合は0.86)

式(4-10)は傾斜面上の球体に働く流れの抗力と摩擦抵抗のつりあいを考えて導いたものである。

ここで、式(4-1)の安定数 N_s と式(4-10)のIsbash定数 y の関係を検討する。式(4-10)に式(4-6)を代入することにより、安定重量 W は次式のように波高の関数となる。

$$W = \frac{\pi \gamma_r H_{1/3}^3}{48 y_{1/3}^6 (h'/H_{1/3})^3 (S_r - 1)^3 (\cos\theta - \sin\theta)^3} \quad (4-11)$$

ただし上式では設計波高が有義波高であるので、流速 U も有義波高に対する1/3最大流速 $U_{1/3}$ を考え、またこれに対応するIsbashの定数も $y_{1/3}$ と表記して、定常流の場合と区別している。さらに、式(4-1)と式(4-11)で W を消去することにより、式(4-12)で示す N_s の関係式が得られる。

$$N_s = \left(\frac{48}{\pi}\right)^{1/3} \frac{y_{1/3}^2 (\cos\theta - \sin\theta)}{\kappa} \frac{h'}{H_{1/3}} \quad (4-12)$$

すなわち、安定数 N_s はIsbash数 $y_{1/3}$ の2乗に比例し、 $1/\kappa$ 、 $h'/H_{1/3}$ に比例する。またマウンド面の勾配の影響を示す $(\cos\theta - \sin\theta)$ に比例することになる。たとえばマウンドの法勾配が1:2 ($\theta = 26.6^\circ$)で $y_{1/3}$ が約0.7であると、式(4-12)と式(4-2)の N_s の値は比較的近い値となる

4.2 前肩幅が広いマウンドに対する検討⁶⁾

4.2.1 実験方法

実験は長さ28m、幅80cmの不規則波造波水路で行った。水路床の勾配は1/50とし、これに続く水平床上に堤体模型を設置した。

実験で使用した堤体模型の断面形状を図-4.3に示す。堤体設置水深 h は20cm、マウンド上水深 h' は7.5cmで、それぞれ一定とした。マウンド前肩幅 B_M は11.0、22.0、32.0、63.6および113.6cmの5種類に変化させた。

実験はすべて不規則波で行った。実験周期は $T_{1/3} = 1.94$ sで一定とし、波高 $H_{1/3}$ は4~14cmの範囲で6種類に変化させた。なお作用波数は1波群120波を標準とした。

マウンド被覆材は平均重量60gfの砕石を使用し、2層積みとした。波向きに対して直角方向にマウンド部を分割して被覆帯とし、それぞれ色の異なる砕石を配置した。被覆材の移動は目視で観察し、異なる被覆帯への移動個数を数えた。被害率 D は次式で定義する。

$$D = (n/N) \times 100 \quad (4-13)$$

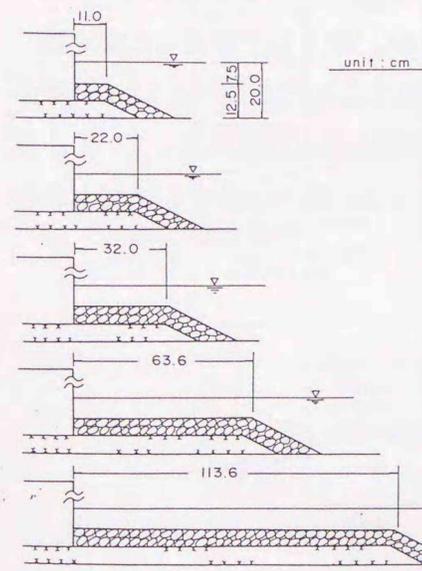


図-4.3 堤体模型の断面形状

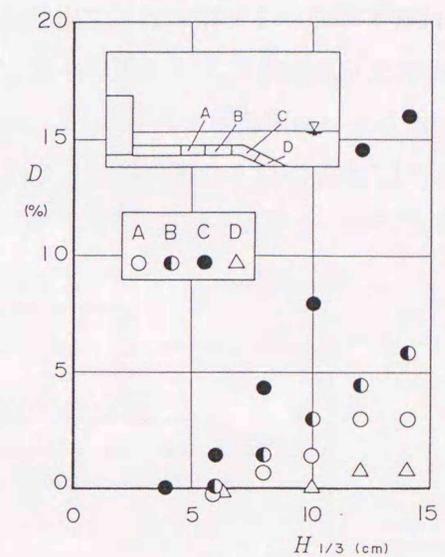


図-4.4 波高と被害率の関係

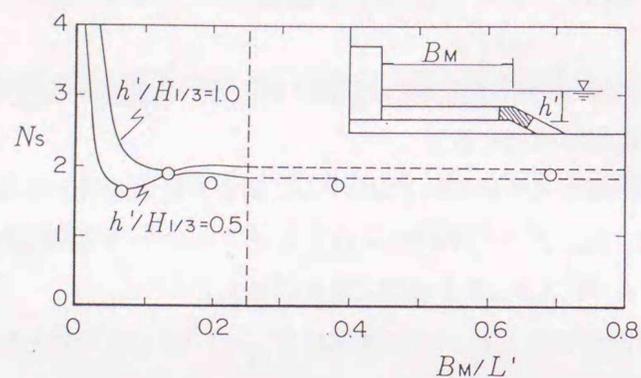


図-4.5 前肩幅と安定数の関係

ここでNは検査域内の被覆材の総数、nは被覆材の移動個数である、実験では順次、波高を大きくしていったが、被覆材の並べ換えは行わず移動個数を累積していった。

4.2.2 法肩部のマウンド被覆材の安定性

図-4.4は各部のマウンド被覆材の被害率と波高の関係を示している。法肩の部分で最も被害が大きく、隣接する部分がこれに続いて被害が大きくなっている。図-4.5は被害率 $D = 1\%$ に着目して安定限界波高を求め、式(4-1)で算定した安定数 N_s と無次元前肩幅 B_M/L' の関係を示している。実線は式(4-2)~(4-5)による計算曲線であるが、適用範囲である B_M/L' が0.25までは実験結果とほぼ一致している。また B_M/L' が0.25以上の条件に対しては、 $B_M/L' = 0.25$ の条件に対する N_s でおおむね算定できると考えられる。

4.3 消波型堤体に対する検討⁷⁾

4.3.1 実験方法

実験は長さ28m、幅80cmガラス張り造波水路を使用し、すべて不規則波で行った。堤体形状を図-4.6に示す。実験水深 h は24.0cm、マウンド上水深 h' は16.8cmで一定とした。直立消波ケーソン(以下、「消波型」と呼ぶ)ではマウンド前肩幅 B_M を20cmで一定とし、遊水室の幅 B_0 を10、20および30cmの3種類に変化させた。スリット部の開口率は約25%とした。一方、比較のために直立部を不透過とした堤体(以下、「反射型」と呼ぶ)に関する実験も行った。この場合マウンド前肩幅 B_M を20cm、30、40および50cmに変化させた。実験波の周期 $T_{1/3}$ は1.84sの1種類とした。マウンド被覆材は平均重量15gfの砕石を使用し、波高レベルを大きくしていったマウンドの変形状況を目視観察した。

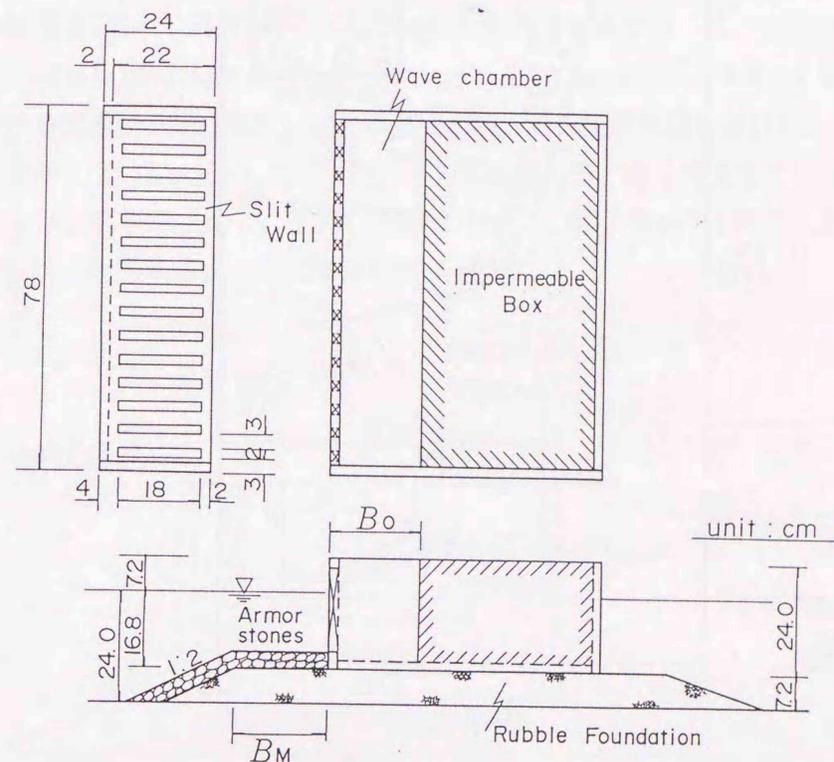


図-4.6 消波ケーソン模型

4.3.2 反射率の影響

図-4.7は波長で無次元化したマウンド肩幅 B_M と安定数 N_s の関係を示している。実線は式(4-2)~(4-5)で求められる計算曲線で、反射型の実験結果とほぼ一致している。消波型では、マウンド前肩幅が比較的大きい条件で、 K_R が小さいほどマウンド近傍流速が小さくなり被覆材は安定になる。しかし B_M/L' が0.13より小さい条件に対しては K_R の影響がみられない。これは引き波時にスリット部を通過した早い流れがマウンド部に直接作用するためと考えられる。

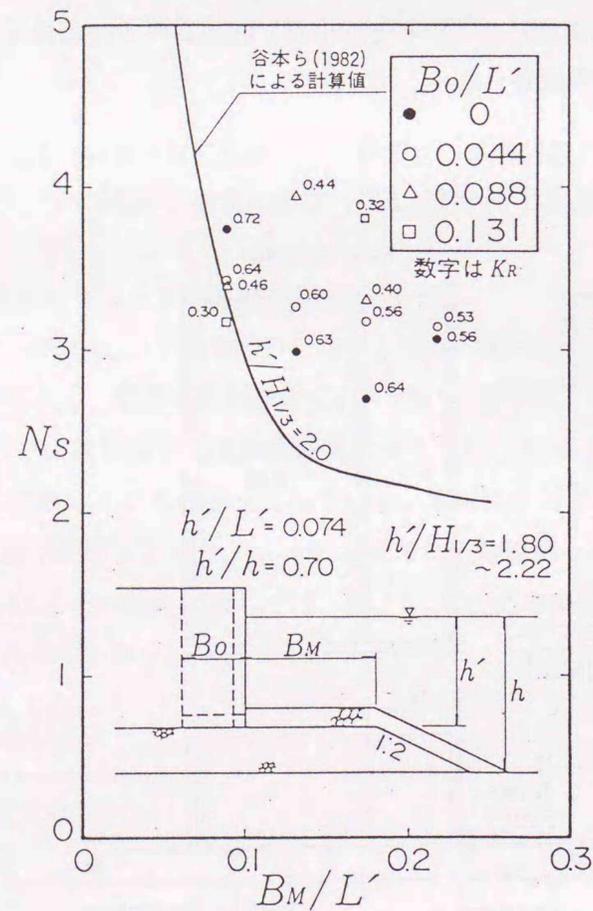


図-4.7 反射率と安定数

4.4 大水深条件に対する検討⁸⁾

4.4.1 設計上の課題および実験方法

(1) 設計上の課題

通常水深の混成防波堤では、設計波浪に対して被覆材の被害率を1%程度以下に抑えることが一般的である。このため波浪条件が厳しい場合には、大重量のコンクリート製被覆ブロックが使用される。しかしながら、大水深条件では、捨石部の均しや被覆ブロックの据え付け作業が困難になる。さらにこれらのブロックの製作費が建設コストに占める割合を抑えるため、現地で供給可能な石材を被覆材として使用することが望ましい。

ここでは大水深混成防波堤のマウンド被覆材として比較的小重量の碎石を使用した場合を想定して、安定限界を上回る波浪によるマウンド部の変形について検討した。

(2) 実験水路および模型

実験は長さ105m、幅3m、深さ2.5mの大型造波水路で行った。堤体位置の前方の水路床には1/100の勾配をつけてある。対象とした堤体は図-4.8に示す、水深60mにおける混成防波堤の縮尺1/40の模型である。堤体設置水深 h は150cm、ケーソンの基面水深 h' は67.5cmとした。マウンド勾配は港内側、港外側ともに1:2である。ケーソンは全高が82.5cmで、下部が下幅87.5cm、上幅47.5cmの台形で、上部の波の入射側には二重横スリットの消波部を有している。

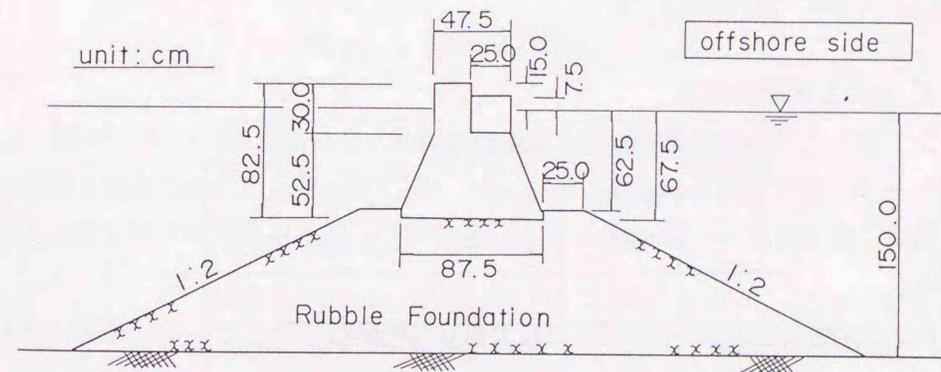


図-4.8 実験断面

谷本・木村らはこの堤体を対象として、現地の設計周期 ($T_{1/3} = 1.90 \text{ s}$) に対する反射特性を調べている⁵⁾。反射率 K_R は0.5程度で、波高にかかわらずほぼ一定であった。また比較のために行った波の入射側を不透過としたケースでは、波高とともに反射率が小さくなり、被覆材の安定性の検討対象となる $H_{1/3}/d$ が0.3以上の条件では、 K_R は0.7程度となる。したがって、設計条件に対しては消波部の効果がそれほど顕著でないことから、以下の安定重量の計算においては、消波部の反射低減効果を考慮しない。なお、マウンドの法肩幅を決める場合の直立部の基準は、スリット壁の前面とした。

(3) 実験の種類および実験波

実施した実験は、①マウンド近傍の流速測定、②マウンド被覆材の安定性、の2種類である。いずれの実験も不規則波で行い、スペクトル形状は修正ブレットシュナイダー・光易型とした。

流速測定実験では、周期 $T_{1/3} = 1.90 \text{ s}$ 、波高 $H_{1/3} = 13.0 \text{ cm}$ の1種類とし、作用波数は250波とした。

マウンド被覆材の安定実験においては、設計条件より周期がやや短い $T_{1/3} = 1.83 \text{ s}$ を対象とした。波高は $H_{1/3} = 15 \sim 23 \text{ cm}$ の範囲で変化させ、各レベルごとにおよそ1000波を連続作用させた。実験での波の継続時間は1000波で28.5分で、現地に換算して3時間となる。安定実験の範囲を無次元表示すると、相対水深 $h/L_{1/3}$ は0.301で、マウンド上の水深 d に対する波高の比 $H_{1/3}/d$ は0.24~0.37、波形勾配 $H_{1/3}/L_{1/3}$ は0.030~0.046となる。

4.4.2 マウンド近傍流速

マウンド面から3cmの位置における流速の水平成分を電磁流速計により計測した。測点はケーソン直立面からの距離 x が20、45、89、133、177、220cmの合計6個所とした。なお、流速計は0~100cm/sのレンジを使用し、応答性を決める時定数は0.05sとした。

図-4.9は各測点での水平流速の1/3最大値 $u_{1/3}$ の分布を示している。流速は法肩で最大となり、後述する安定実験で法肩を中心に洗掘が進むことに対応している。同図では横軸に $x/L_{1/3}$ をとり、縦軸には各点での流速 $u_{1/3}$ を、法肩での流速

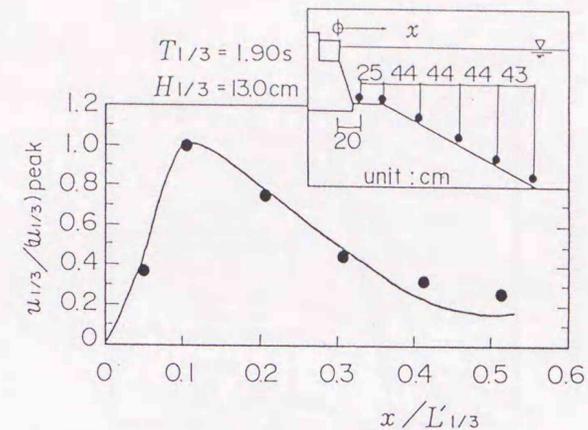


図-4.9 水平方向の1/3最大流速

$(u_{1/3})_{peak}$ に対する比で示している。なお $L_{1/3}$ はマウンド上水深 h' に対応する波長である。

図中の実線は細山田ら⁹⁾の境界要素法による計算曲線である。法肩から沖側のマウンド近傍流速の減少傾向に関しては、計算曲線と実験値がほぼ一致していることがわかる。

4.4.3 マウンド被覆材の安定性

(1) 安定実験の方法

表-4.1 被覆材の諸元

種類	平均重量 W (gf)	標準偏差 σ (gf)	変動係数 (%)	単位体積重量 γ_r (gf/m ³)	2層換算平均厚さ (cm)
Q1	5.3	0.89	16.8	2.69	2.6
Q2	8.1	1.37	16.9	2.65	2.9
Q3	19.9	2.95	14.8	2.69	3.6
混材	7.8				

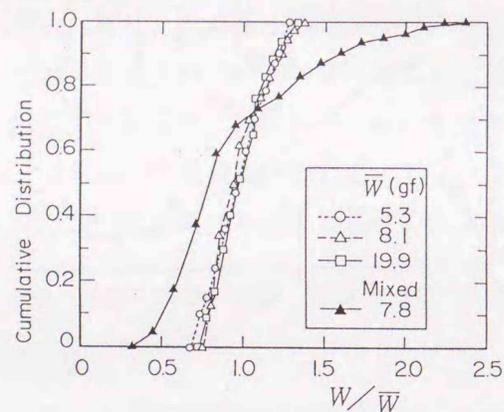


図-4.10 被覆材の重量分布

マウンドの被覆材の安定性については、①被覆材の安定重量に関する実験、②安定限界を上回る波浪に対するマウンドの変形に関する実験の2種類を行った。

実験①では、平均重量の異なるQ1～3の3種類 ($\bar{W}=5.3$ 、 8.1 および 19.9 gf)と、これらを混合した ($\bar{W}=7.8$ gf、以下「混材」と呼ぶ) の、合計4種類の被覆材を用意した。被覆材の諸元を表-4.1に、重量加積曲線を図-4.10に示す。

実験では順次波高の大きな波を作用させるが、波高レベルを変更する際には並べ換えを行わず、移動は累積していった。また観察は被覆材の移動状況を目視観測するとともに、断面形状の変化を水路のガラス面上で測定した。被覆材の移動状況の観察を容易にするため、各層ごとに色分けして配置した。

被覆材の移動割合を表す指標として、被害率を前出の式(4-13)と同様に定義した。ただし今回の実験では、被覆材の重量が変わっても、被覆層の厚さは5cmで一定としている。したがって被覆材の種類によって層数が異なる。一般には2層とすることが多いので、被覆材の総数や被覆層の断面積を2層に換算して結果を表示する。

実験②では、混材 ($\bar{W}=7.8$ gf) を用いて、 $H_{1/3}=19.3$ cmの条件の波を1000波ずつ、合計6回連続して作用させて、マウンド部の変形状況を調べた。なお、周期は $T_{1/3}=1.83$ sの1種類に対して、特性の異なる3種類の波群を作用させており、断面欠損率はこれらの3波群の平均値で表示した。

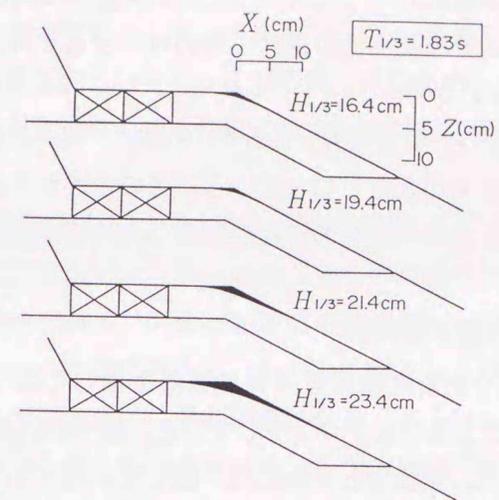


図-4.11 マウンドの変形状況

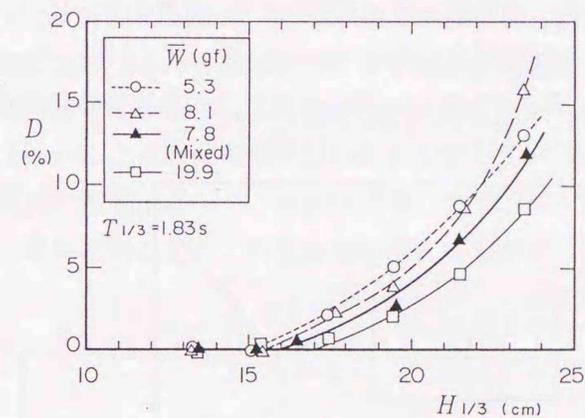


図-4.12 波高と断面欠損率

(2) 断面欠損率と波高の関係

図-4.11は被覆材Q1 ($\bar{W}=5.3$ gf) を用いた場合のマウンドの変形状況を、波高レベルごとに示したものである。マウンドの法肩での変形が大きく、波高が大きくなるほど欠損範囲が拡大している。一般に法肩付近の被覆材は、波の上昇時に上方に吸い出されるように持ち上がり、いったんケーソン側に移動した後、波の下降時にマウンド法先方向に転落する。これらの被覆材は法面に広く分布するため堆積はあまり目立たない。

図-4.12は各種の被覆材に対する波高 $H_{1/3}$ と断面欠損率の関係を示している。 \bar{W} が5.3gfと8.1gfのケースでは安定性の差は小さいけれども、 \bar{W} が19.9gfでは安定性が高くなっていることがわかる。

また平均重量がほぼ等しいQ2 ($\bar{W}=8.1gf$)と混材 ($\bar{W}=7.8gf$)を比較すると、混材のほうが安定限界波高が大きくなっている。このことから、大きさのそろった被覆材より、異なる大きさの石材をある程度混合したほうが安定性が高い傾向がわかる。

(3) 安定限界重量と被覆必要範囲

図-4.13は、波高 $H_{1/3}$ と安定限界重量 \bar{W} の関係を示しており、断面欠損率 D が0%および1%に相当する条件をプロットしている。図中の曲線は式(4-1)~(4-5)で求めた計算値であるが、実験値とおおむね一致している。したがって、この方法は水深条件に対しても、法肩部の安定重量の算定に適用可能である。

水深混成防波堤の場合、基礎マウンド全体を被覆する必要はない。法肩から深さ方向の被覆必要範囲は、簡易的には前出図-4.9の流速分布に基づいて、流速の6乗則によって法肩の必要重量を低減することで求められる。たとえばスリット部前面からの距離 x が89cm、水深が81.5cmの位置におけるマウンド近傍流速は、法肩で

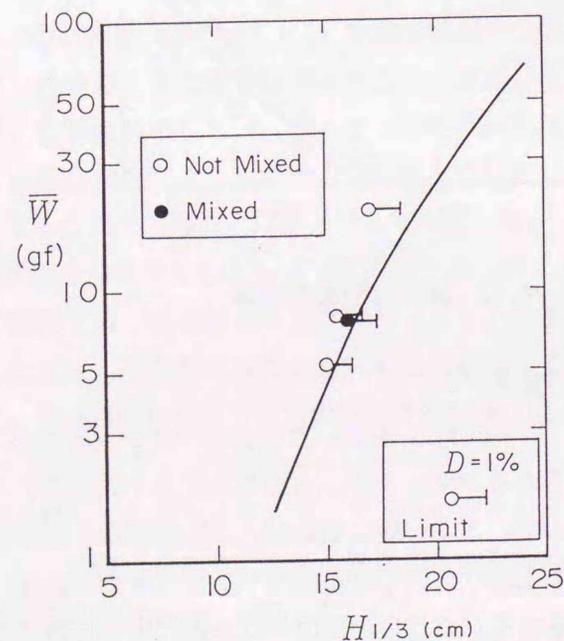


図-4.13 波高と安定重量

の流速の約75%である。したがって $(0.75)^6=0.178$ より、この位置では法肩の1/5程度の重量のマウンド材で済むことがわかる。ただし、平均重量の異なる被覆材を使う場合には、両者の境界部での変形状況が不明であるため、実際の設計に当たっては、以下に示すような安定限界を上回る波浪に対する検討を行う必要がある。

(4) 安定限界を上回る波浪によるマウンド部の変形

通常の水深の混成防波堤では、設計波浪に対して被覆材の被害率を1%程度以下に抑えることが一般的である。このため波浪条件が厳しい場合には、大重量のコンクリート製被覆ブロックが使用される。しかしながら、水深条件では、捨石部の均しや被覆ブロックの据え付け作業が困難になる。さらにこれらのブロックの製作費が建設コストに占める割合を抑えるため、現地で供給可能な石材を被覆材として使用することが望ましい。

ここでは比較的小重量の被覆材を使用した場合を想定して、安定限界を上回る波浪によるマウンド部の変形について検討した。使用した被覆材は混材 ($\bar{W}=7.8gf$)で、 $T_{1/3}=1.83s$ 、 $H_{1/3}=19.3cm$ の波浪を合計6000波作用させた。この波浪条件に対するマウンド被覆材の必要重量は $\bar{W}=19.5gf$ である。

図-4.14は1000波ごとの断面欠損率 D の変化を示している。4000波程度の波の作用によって被覆材の移動は収まり、断面欠損率 D は10.3%となった。このように安定限界を上回る条件に対しても、作用波数が増えても必ずしも変形が進行しないこ

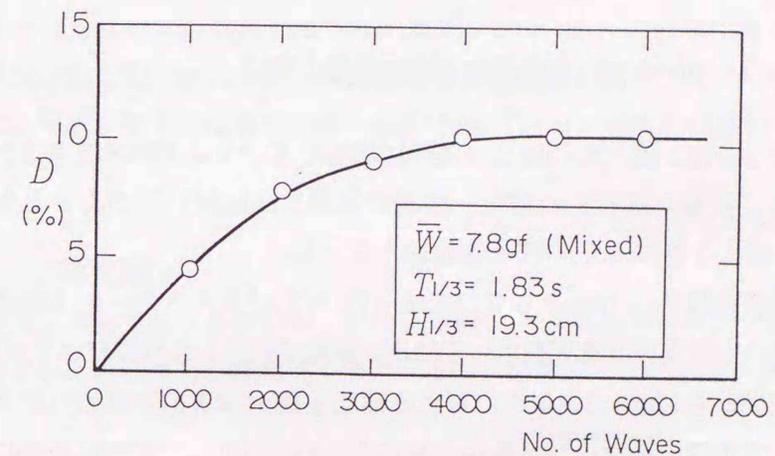


図-4.14 安定限界を上回る波浪による断面欠損状況

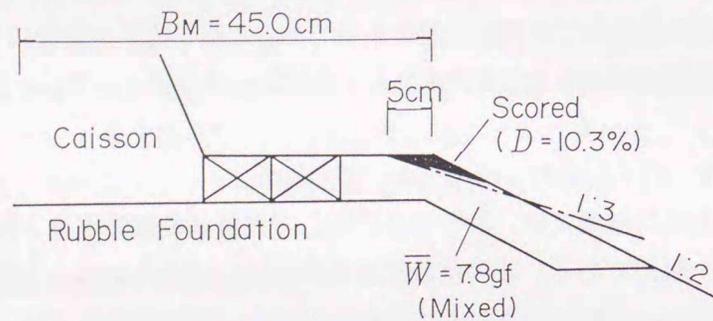


図-4.15 平衡状態のマウンド形状

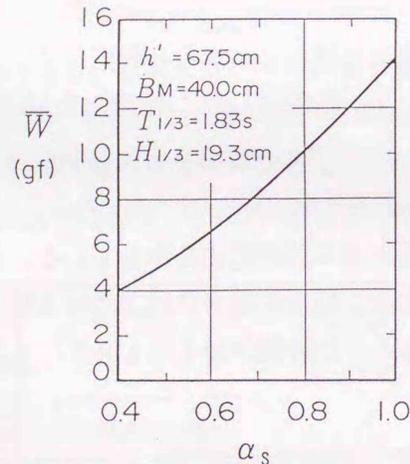


図-4.16 補正係数と安定重量の関係

とが明らかになった。図-4.15はこの条件に相当するマウンドの状況をスケッチしたものである。洗掘が進行した結果、法肩位置が5 cm岸側に近づくとともに、マウンド勾配も緩くなりおよそ1:3で平衡状態となった。

図-4.16は法肩幅 $B_M = 40\text{cm}$ として、式(4-5)の勾配パラメーター α_s を変化させたときの被覆材の安定限界重量 \bar{W} を示している。実際に使用した被覆材は $\bar{W} = 7.8\text{gf}$ であるから、同図から勾配1:3の条件に対する補正係数 α_s は0.67と求められる。ただしこの値は、大水深の高マウンド条件に対するものであり、一般的な条件に対する適用性は確認されていない。

4.5 結論

断面2次元条件に対するマウンド部の耐波浪設計法に関して検討した。主要な結論は以下の通りである。

- ①Hudson型の安定重量算定式と、Isbash数をパラメーターとした流れに対する安定重量算定式の関係を導いた。
- ②前肩幅が広い場合にも前肩幅が波長の25%の条件に対する安定数を用いて良い。
- ③消波型の堤体に対しても、通常の反射型の堤体と同様の算定法が適用できる。

大水深混成堤のマウンド被覆材の安定性に関する主要な結論は以下のとおりである。

- ①マウンド法肩部の被覆材の安定数 N_s は、式(4-2)~(4-5)により算定可能である。
- ②マウンド法肩から深さ方向の被覆必要範囲は、流速の6乗則に基づいて推定可能である。
- ③均一に近い被覆材よりも、ある程度重量分布が広がっている方が、安定性が高い傾向がある。
- ④安定限界を上回る波浪の作用を受けた場合、法肩の被覆材が転落する。その結果、法肩位置が直立部に近づくとともに法面勾配が緩くなり、マウンドの変形はそれ以上進まず平衡状態に達する。

釜石港の大水深防波堤の直立部の滑動安定性に関しては、谷本・木村ら¹⁰⁾が水理模型実験を行っている。本章で述べた結果とともにこれらの成果に基づいて運輸省第二港湾建設局で設計が行われ、同防波堤の北堤深部工区では図-4.17の形状が採用された。平成6年2月段階で、施工延長300m(30m×10函)の据え付けが完了した。

4.6 参考文献

- 1)高橋重雄・木村克俊・谷本勝利：斜め入射波による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する実験的研究、港湾技術研究所報告第29巻第2号、pp. 3~36、1990年6月。

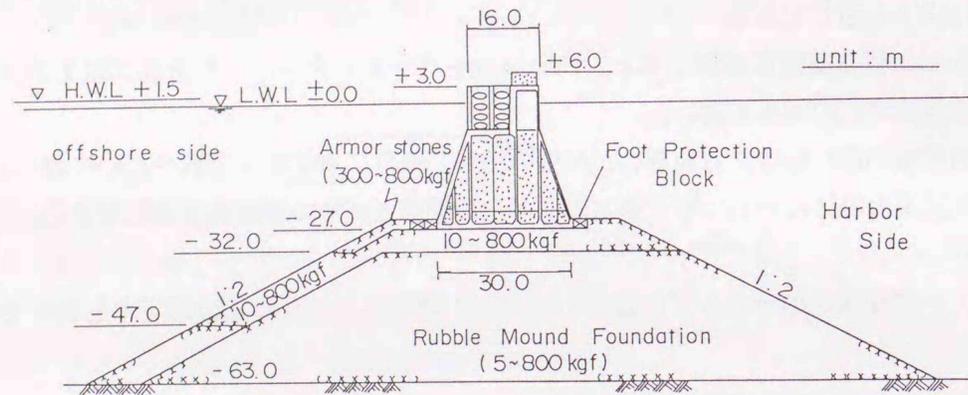


図-4.17 釜石港湾口防波堤の北堤深部工区の断面形状

- 2) Hudson, R. Y. ; Laboratory investigation of rubble mound breakwaters, Proc. ASCE, Vol. 85, No. WW3, pp. 93~121, 1959.
- 3) Brebner, A, and D. Donnelly: Laboratory study of rubble foundation for vertical breakwater, Proc. of 8th Coastal Engineering Conference, New Mexico City, pp. 408~429, 1962.
- 4) 谷本勝利・柳生忠彦・村永 努・柴田鋼三・合田良実：不規則波実験による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する研究、港湾技術研究所報告第21巻第3号、pp. 3~42、1982年9月。
- 5) Coastal Engineering Research Center: Shore Protection Manual, Vol. II, 1977, pp. 7~215.
- 6) 須藤賢哉・木村克俊・水野雄三：没水型消波工を有する直立防波護岸の水利特性、第49回土木学会年次学術講演会概要集第II部、pp. 818~819、1994年9月。

7) 木村克俊・須藤賢哉・竹田英章：混成堤マウンド被覆材の安定性に関する実験的研究、土木学会北海道支部論文報告集第51巻、pp. 326~331、1995年2月。

8) 木村克俊・谷本勝利・高橋重雄：大水深混成堤のマウンド被覆材の安定性に関する実験的研究、海洋開発論文集Vol. 10、pp. 189~194、1994年6月。

9) 細山田得三・高橋重雄：境界要素法による防波堤に作用する波力の数値計算—半没水型上部斜面堤に対する波力の算定—、海岸工学論文集、第40巻(2)、pp. 726~730、1993年11月。

10) 谷本勝利・木村克俊・宮崎啓司：大水深混成堤の直立部に働く波力と滑動安定性、第35回海岸工学講演会論文集、pp. 637~641、1988年3月。

5. 平面条件を考慮した混成防波堤マウンド部の耐波浪設計法

5.1 堤幹部における波向きの影響¹⁾

5.1.1 斜め入射波によるマウンド近傍流速

(1) 水粒子速度の定式化

堤幹部では、波向きによって直立部前面での水粒子の運動パターンが異なる。図-5.1は、微小振幅波理論によって計算した水粒子速度の時間変化（ホドグラフ）である。なお水深は一定とし、波高Hおよび周期Tは後述する実験の条件に合わせてある。直角入射の場合には、水粒子は法線直角方向に往復運動し、その振幅は重複波の節に近づくほど大きくなる。これに対し斜め入射の場合には、水粒子速度の時

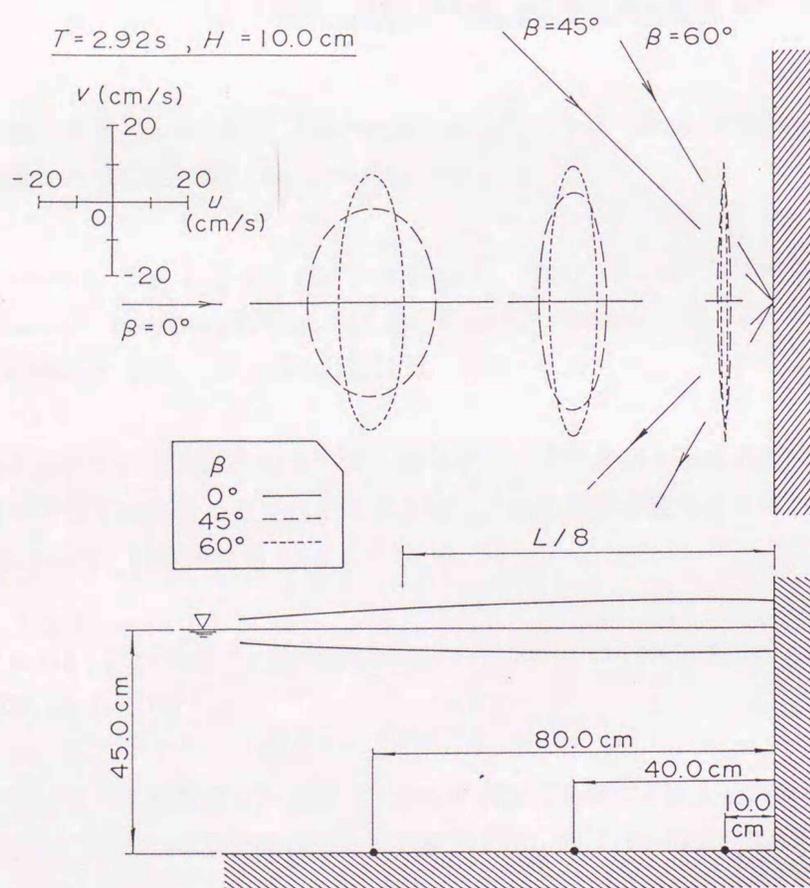


図-5.1 水粒子速度の時間変化

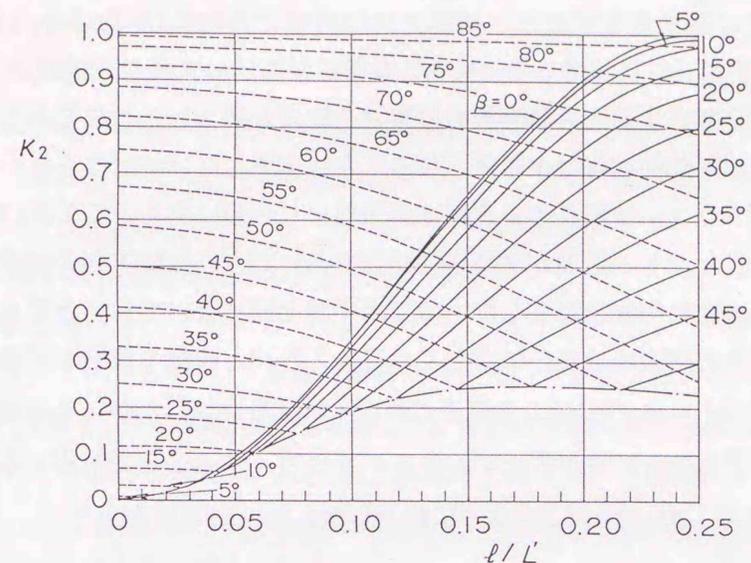


図-5.2 l/L' と κ_2 の関係

間変化は楕円軌道となり、流速は直立壁の直前では壁に沿う成分が卓越し、壁から離れるにつれて防波堤法線に直角方向の成分が大きくなる。

谷本ら²⁾は微小振幅波理論により斜め重複波の水粒子速度を計算し、流速のピーク値に対する波向きの影響を表す一般的なパラメーターとして次式で示す κ_2 を提案している。

$$\kappa_2 = \max \{ \sin^2 \beta \cos^2(kl \cos \beta), \cos^2 \beta \sin^2(kl \cos \beta) \} \quad (5-1)$$

ここに、 β は防波堤法線の垂線と波の入射方向のなす角、 l は直立壁から対象となる点までの距離である。図-5.2は l/L' に対する κ_2 の値を示したものである。図中の実線は式(5-1)の第2項で決まる部分で、法線直角方向の流速のピーク値が卓越する場合である。これに対し破線は式(5-1)の第1項で決まる部分で、法線方向の流速のピーク値が卓越する場合である。これによると κ_2 は β の値によって異なり、 $\beta = 0^\circ$ で $l = B_w$ においては、すでに式(4-5)で示した $(\kappa_2)_0$ に一致する。

(2) 波向きを考慮した安定数の算定法

斜め入射波に対する安定数は、基本的には前項で得た式(5-1)の κ_2 を用いて式(4-2)~式(4-5)により計算できる。しかしながら、前出の式(4-2)に示した直角入射波に対する安定数は法肩から斜面部の被覆材を算定対象としたものであり、斜め入射波の場合は水平部の被覆材が対象となることに留意しなければならない。すなわち、水平面のマウンド被覆材の安定性は斜面部より一般に高く、この違いを考慮する必要がある。ただし、対象が法肩や斜面部であっても、法線方向の流速成分に対しては流れの方向に勾配は存在しないので水平面と同じ扱いで良いと考えられる。一方、法線直角方向の流速成分に対しては直角入射波と同様の扱いが可能であり、マウンド法肩の $l = B_u$ の位置での流速に着目すれば良い。したがって破線方向の流速に対して被覆材の安定性が向上する分を κ_2 を小さくすることで対応することとして、式(5-1)に示した κ_2 を以下のように修正した。

$$\kappa = \kappa_1 \cdot (\kappa_2)_B \quad (5-2)$$

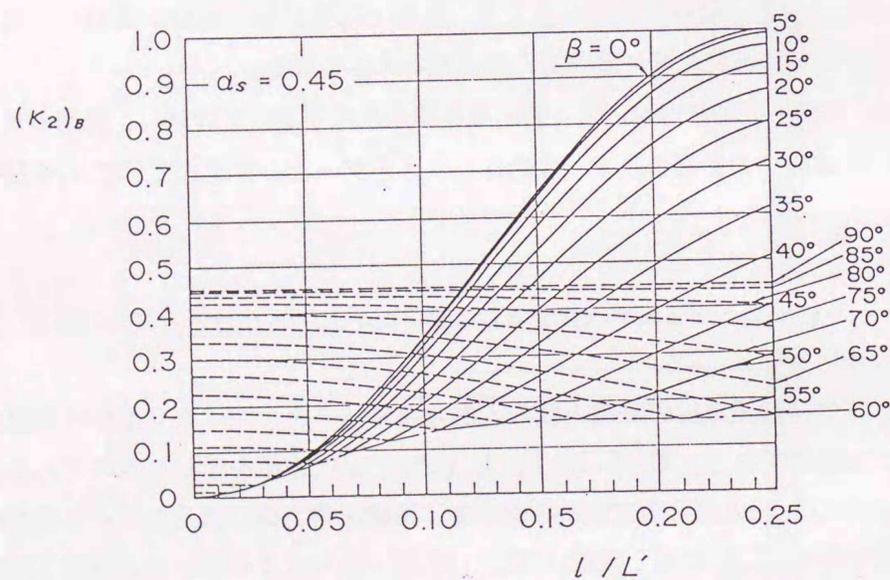


図-5.3 l/L' と $(\kappa_2)_B$ の関係

$$(\kappa_2)_B = \max \{ \alpha_s \sin^2 \beta \cos^2(kl \cos \beta), \cos^2 \beta \sin^2(kl \cos \beta) \} \quad (5-3)$$

ここに、 α_s は補正係数であり、法線方向の流速成分に対して補正するものである。図-5.3は、 $\alpha_s = 0.45$ の場合の l/L' と $(\kappa_2)_B$ の関係を示している。なお、安定数の算定に用いる α_s の値については、実験結果のところで検討する。

5.1.2 堤幹部における流速の特性

(1) 実験方法

実験はすべて図-5.4に示す運輸省港湾技術研究所の施設である大水深海洋構造物実験水槽³⁾(長さ50m、幅45m)で実施した。水槽は移動可能な隔壁によって3分割されており、今回の実験ではこのうち大水深槽(長さ50m、幅20m)を使用した。大水深槽には造波板幅5mの造波機が合計4台設置されており、水槽幅20mにわたって一様な不規則波を発生できる。

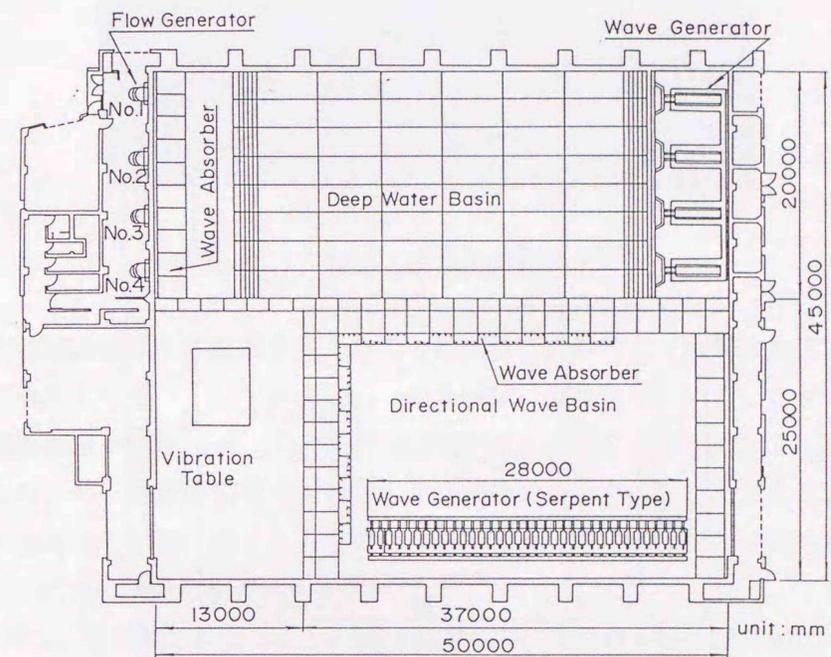


図-5.4 大水深海洋構造物実験水槽

水槽の底面は仮設床になっており、任意の海底勾配を再現できる構造である。今回の実験では、造波機の前面から5m区間を1/10勾配、それ以外を1/50勾配とした。

水槽内の反射波の影響を少なくするため、水槽の端部に傾斜型消波工を設置するとともに、側壁に沿って碎石による消波斜面を設けている。さらに造波機の前面には整波用のフィルターを設置している。

(2) 実験模型

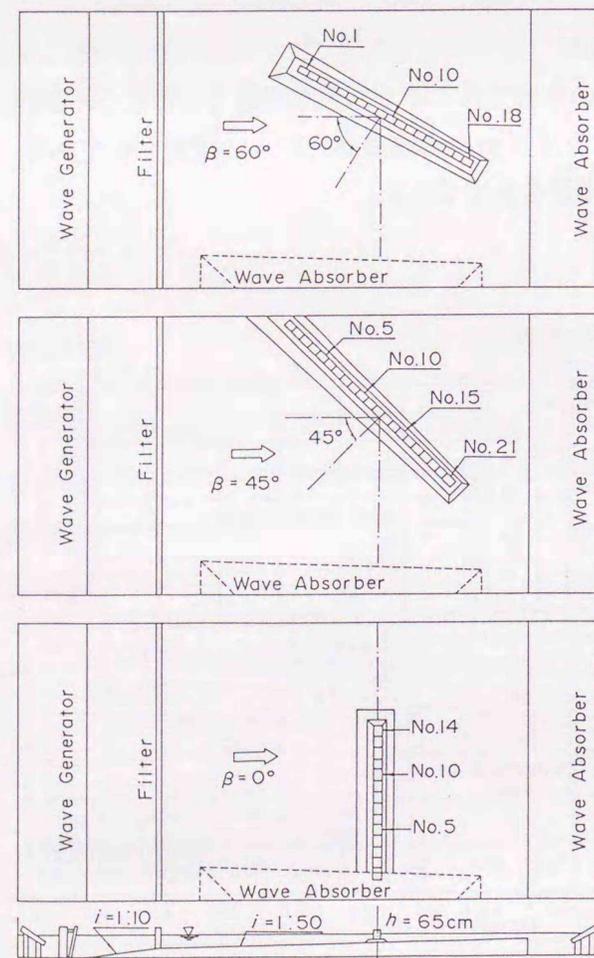


図-5.5 実験模型の平面配置

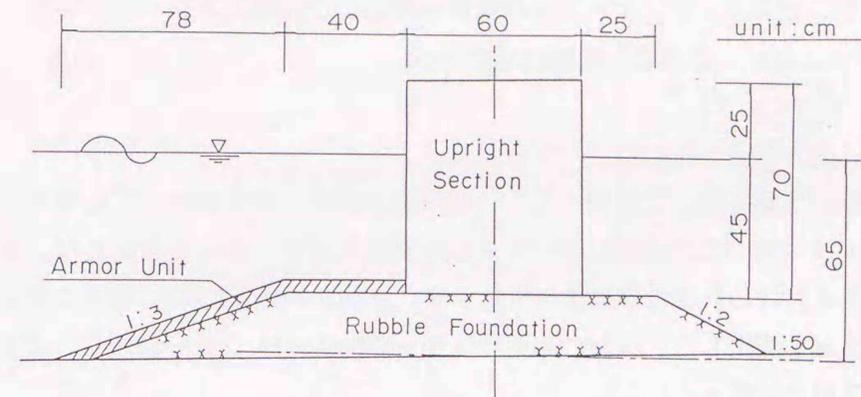


図-5.6 実験模型の標準断面



写真-5.1 斜め入射45度の実験状況

実験では防波堤模型の配置を変えることにより、入射角 β （法線直角方向と波向きとの成す角度）を 0° 、 45° および 60° の3種類に変化させている。これらの模型の平面配置を図-5.5に示す。防波堤の模型は、短い周期の実験波に対しては波長のおよそ5倍、長い周期の場合でも波長の2倍程度の長さを再現した。また、堤幹部における波向きの影響に関する実験では、後述する防波堤前面での波高分布を考慮して、 $h = 65\text{cm}$ の地点に検査域を設定した。

図-5.6は、検査域での堤体模型の断面図である。今回の実験では比較的マウンドの低い混成防波堤を対象とし、マウンド上の水深と前面水深との比 d/h は0.69である。斜め入射の場合には法線方向に水深が変化するけれども、マウンドの厚さを

調整することによって、ケーソンの基面水深および天端高さを一定とした。写真-5.1は斜め入射 45° の場合の実験状況である。

(3) 流速分布

流速測定実験では、入射角を 0° 、 45° および 60° の3種類に変化させ、規則波と不規則波を用いた。流速はすべて2成分電磁流速計によって測定した。流速計は水槽に備え付けの計測台車により移動させ、マウンド面上 2.5cm の位置における平面2次元流速を測定した。なお、流速計は $0\sim 100\text{cm/s}$ のレンジを使用し、応答性を決める時定数は 0.05 s とした。

図-5.7は、 β が 60° の場合のマウンド近傍各点における水平水粒子速度の一周期的変化を示したホドグラフである。波の条件は規則波で、 $T=1.64\text{ s}$ 、 $H=10.0\text{ cm}$ である。直立壁の前面では壁に沿う流速成分が卓越し、直立壁から離れるほど法線

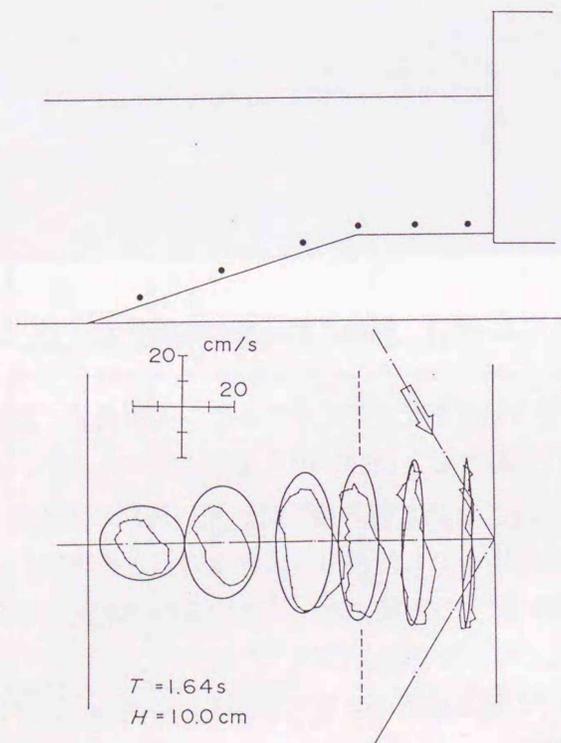


図-5.7 斜め入射 60° の流速の時間変化

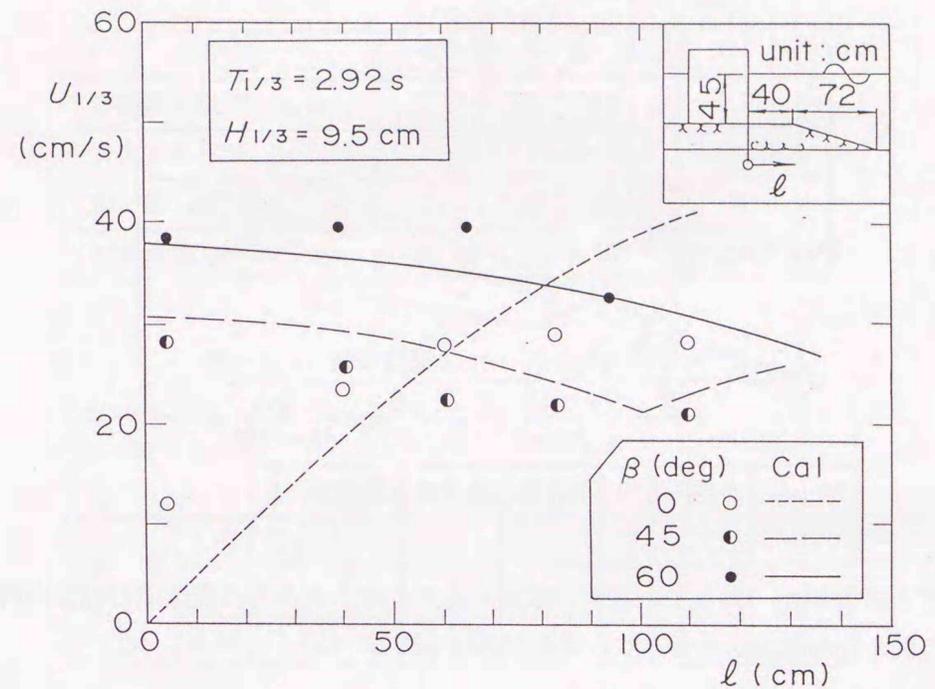


図-5.8 波向きごとのマウンド近傍流速分布

に直角方向の成分が大きくなり、一周期的の水粒子速度の変化は楕円を示す。また、実線は計算値を示しているが、実験値とほぼ一致していることがわかる。

図-5.8は、 $T_{1/3}=2.92\text{ s}$ 、 $H_{1/3}=9.5\text{ cm}$ の不規則波に対する堤幹部でのマウンド近傍でのピーク流速の $1/3$ 最大値を、横軸に直立部からの距離 l をとって、波向き β ごとにプロットしたものである。 $\beta=0^\circ$ では、堤体からの距離 l とともに流速は増大し、 β が 45° と 60° では l とともにやや減少している。とくに β が 60° の場合には直立壁の前面での流速が大きく、他のケースの最大流速を 30% 程度上回っている。計算曲線(Cal.)は、微小振幅波理論に基づくものであるが、実験結果と比較的よく一致している。

図-5.9は、 $T_{1/3}=2.92\text{ s}$ の場合についてマウンド近傍での流速 $U_{1/3}$ の実験値を入射波高に対してプロットしたものである。図中の直線は微小振幅波理論による計算値である。これによるといずれの波向きに対しても、波高の小さい領域においては

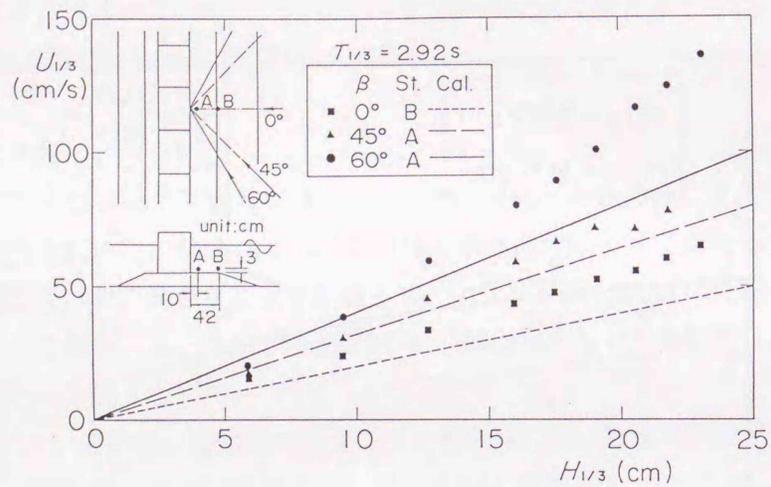


図-5.9 1/3最大流速と有義波高

実験値と計算値が一致しているが、波高が大きくなるとともに実験値のほうが計算値より20~30%程度が大きくなる傾向が認められる。

5.1.3 斜め入射波に対するマウンド被覆材の安定性

(1) 実験の方法

マウンド被覆材の安定実験はすべて不規則波により実施した。実験ケースを表-5.1~表-5.3にまとめて示す。

表-5.1 被覆材の諸元

石の種類	重量 (gf)			単位体積重量 (gf/cm ³)	2層積みの平均厚さ (cm)
	平均値 W	標準偏差 σ_w	変動係数 σ_w/W		
I	15.0	2.05	0.137	2.60	3.5
II	29.9	3.51	0.117	2.59	4.5
III	57.3	5.99	0.105	2.62	5.5
IV	105.5	12.48	0.118	2.64	6.5

表-5.2 実験波の諸元

	A 波	B 波	C 波
有義波周期 $T_{1/3}$ (s)	1.64	2.19	2.92
有義波高 $H_{1/3}$ (cm)	5.4~14.3	5.4~19.8	9.5~23.0
作用波数	150 波		
相対水深 $h'/H_{1/3}$	0.148	0.104	0.076

表-5.3 安定実験のケース (堤幹部)

		$\beta = 0^\circ$				$\beta = 45^\circ$				$\beta = 60^\circ$			
		I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
周 期 $T_{1/3}$ (s)	1.64	○											
	2.19	○											
	2.92	○	○	○	○	○				○		○	

安定実験では順次大きな波高の波を作用させるが、波高レベルを変更する際に被覆材の並べ替えは行わず、移動個数は累加していった。検査域は原則として一辺が20cmの正方形の格子状に分割し、格子ごとに色の異なる被覆材を配置している。観

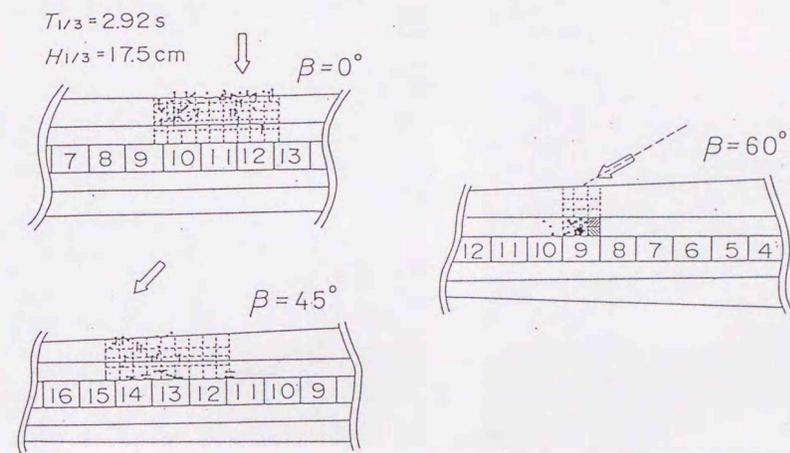


図-5.10 被覆材の移動状況

察は目視で行い、各格子ごとに格子外への移動個数を数えている。移動率は各格子に属する被覆材の総数に対する移動個数の比で定義した。

(2) 波向きの影響

図-5.10は、 $T_{1/3}=2.92\text{s}$ 、 $H_{1/3}=17.5\text{cm}$ の波を作用させた後のマウンド被覆材の移動状況を、波向きごとに示したものである。図中の黒丸は被覆材の移動位置である。直角入射および入射角 45° の場合にはマウンドの法肩から斜面部、斜め 60° 入射の場合は直立壁の前面となっている。これらは既に示した流速分布の傾向とよく一致している。

写真-5.2は、斜め入射 60° の場合の堤幹部における被覆材の安定実験の状況を示している。被覆材の平均重量は 15gf で、左側の写真は波の作用前、右側の写真は $T_{1/3}=2.92\text{s}$ 、 $H_{1/3}=23.0\text{cm}$ の波の作用後の状況である。これによると、ケーソン直前に集中していることがわかる。この場合、ケーソン直前の青い部分がほぼ完全に移動し、移動率 D は 87% となる。斜め入射の 60° の場合には波の峰が作用しているときに防波堤に沿う強い流速が生じ、これによって被覆材が洗掘される。

図-5.11は、堤幹部における波向きごとの移動率 D を、横軸に入射波高をとって示したものである。なお、波の周期は $T_{1/3}=2.92\text{s}$ である。直角入射と斜め入射 45°

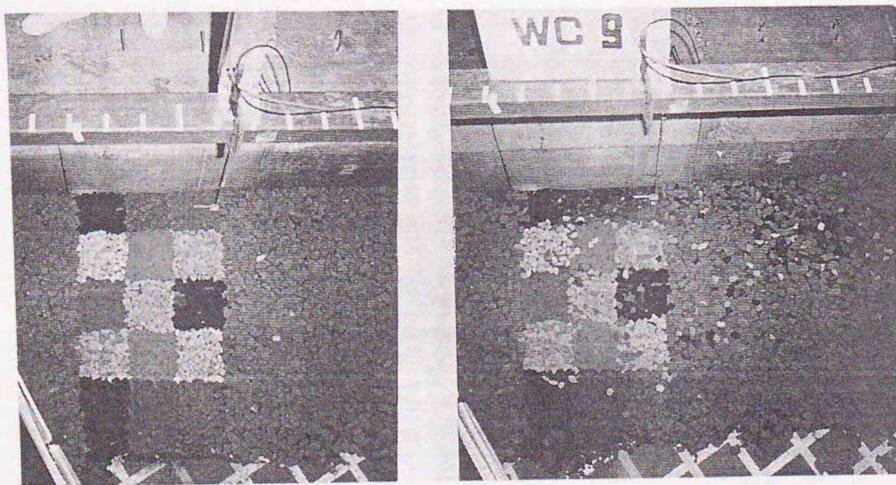


写真-5.2 斜め入射 60° のマウンド被覆材の移動状況

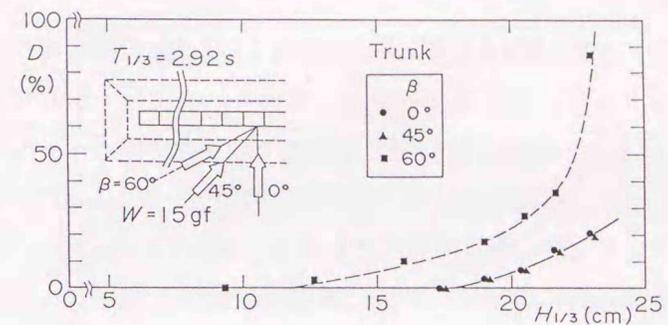


図-5.11 移動率に対する波の入射角の影響

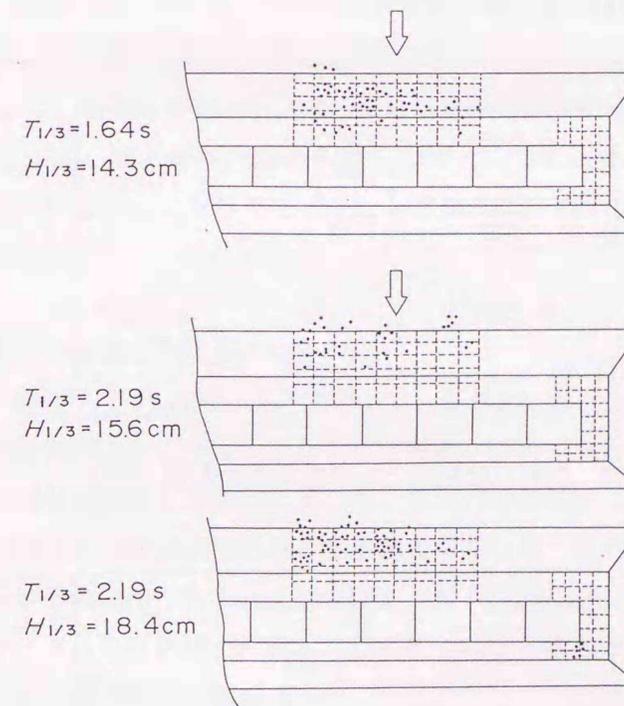


図-5.12 被覆材の移動状況 (周期の影響)

の場合は傾向が良く似ており、波高に対する被覆材移動の進行は遅い。これに対し斜め入射 60° の場合は小さな波高で移動が始まり、移動量が大きい傾向がある。

(3) 周期の影響

図-5.12は周期 $T_{1/3}$ が2.92sより短い、1.64sおよび2.19sの場合について、直角入射の場合のマウンド被覆材の移動状況を示している。先に図-5.10で示した $T_{1/3}=2.92s$ の結果と比べると、周期が短いほど堤幹部での移動範囲がケーソンに近づく傾向がある。このことは、周期が短いほど重複波の節がケーソンに近づくためであり、すでに示したマウンド近傍の流れの特性ともよく一致している。

図-5.13は、直角入射について、波高と移動率の関係を周期ごとに示したものである。堤幹部では、やはり周期が短いほどマウンド被覆材が不安定になり易いことがわかる。

(4) マウンド被覆材の重量の効果

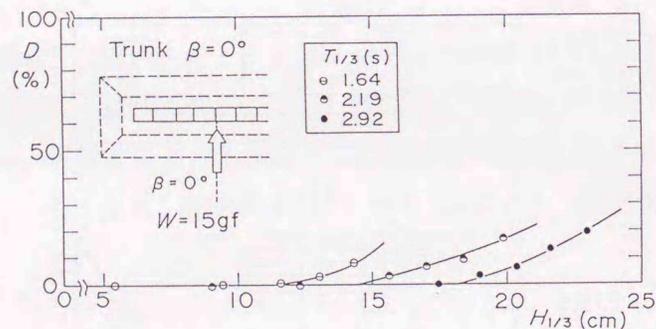


図-5.13 移動率に対する周期の影響

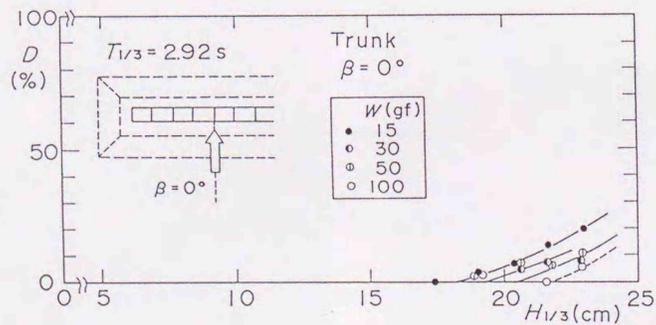


図-5.14 マウンド被覆材の重量効果 (直角入射波の場合)

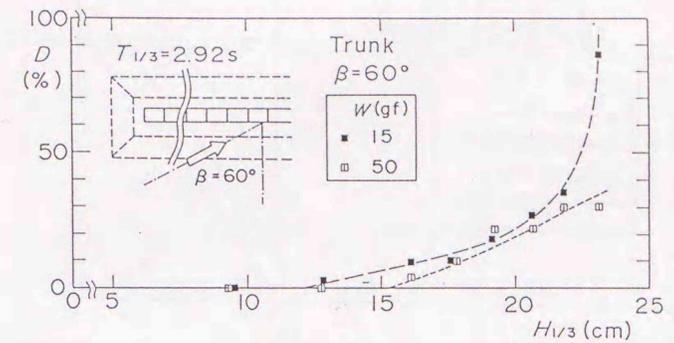


図-5.15 マウンド被覆材の重量効果 (斜め入射60度の場合)

図-5.14は、直角入射について、マウンド被覆材の重量を15gf~100gfの4種類に変化させたときの、波高と移動率の関係を示している。なお、実験波の周期は $T_{1/3}=2.92s$ とした。明確な移動が生じないため重量の効果は顕著ではないが、重量とともに安定性が高くなる傾向が認められる。図-5.15は同様の検討を斜め入射 60° のケースについて行ったものである。ここでも、顕著ではないが重量の増加によって安定性が向上することがわかる。

(5) 安定重量の実験値と計算値の比較

図-5.16は、周期 $T_{1/3}=2.92s$ の場合について、堤幹部における波高と安定限界重量の関係を、波向きごとにプロットしたものである。プロットした点は移動限界を示し、実線の右端は移動率5%を示している。また図中の曲線は各条件に対して今回提案した方法で求めた計算値であり、実験値とおおむね一致している。ただし、計算ではマウンド面の勾配に関する補正係数 $\alpha_s=0.45$ を用いている。計算結果では $\beta=60^\circ$ の場合、 $\beta=0^\circ$ の場合に比べて堤幹部での安定重量が約3倍である。ただし、一般には直立壁付近には重量の大きい根固めブロックが置かれている。このように斜め入射の場合で入射角が大きいときには、直立壁付近で移動し易く、直角入射の場合の法肩や斜面以上の重量が必要な場合もあることに注意を要する。また図-5.17は、直角入射の堤幹部について、周期の異なる場合について計算値と実験値を比較したものであるが、両者はおおむね一致している。このように、提案した斜め入射に対するマウンド被覆材の安定重量の算定法は、堤幹部に対しては今回の実験範囲についてほぼ妥当な結果が得られることを確認した。

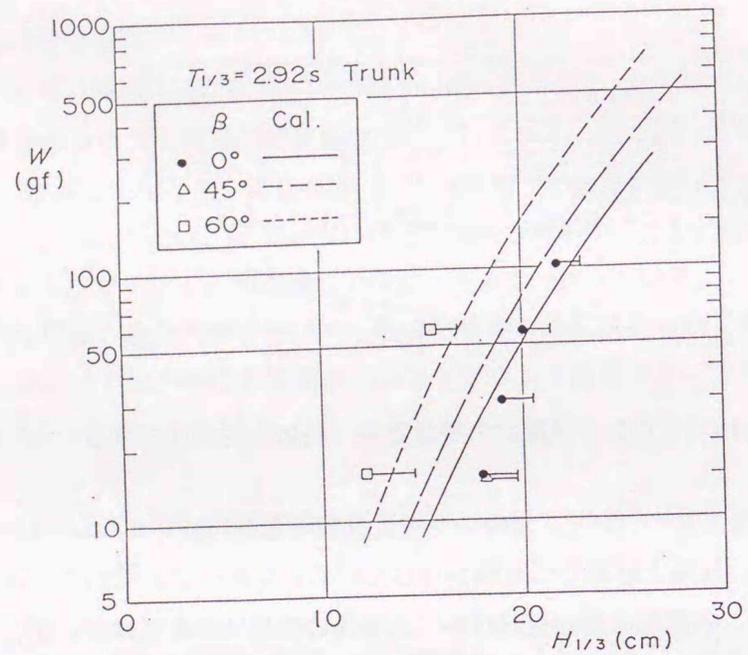


図-5.16 安定限界重量と波高（波向きの影響）

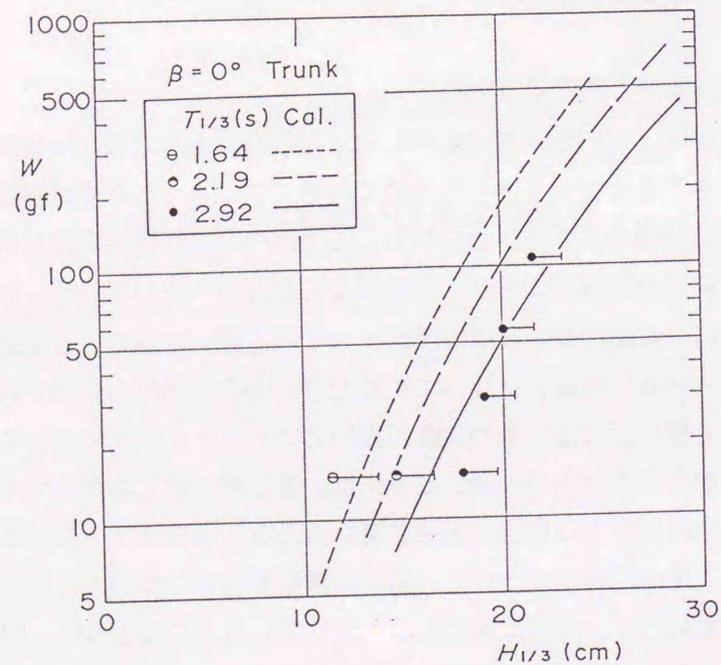


図-5.17 安定限界重量と波高（周期の影響）

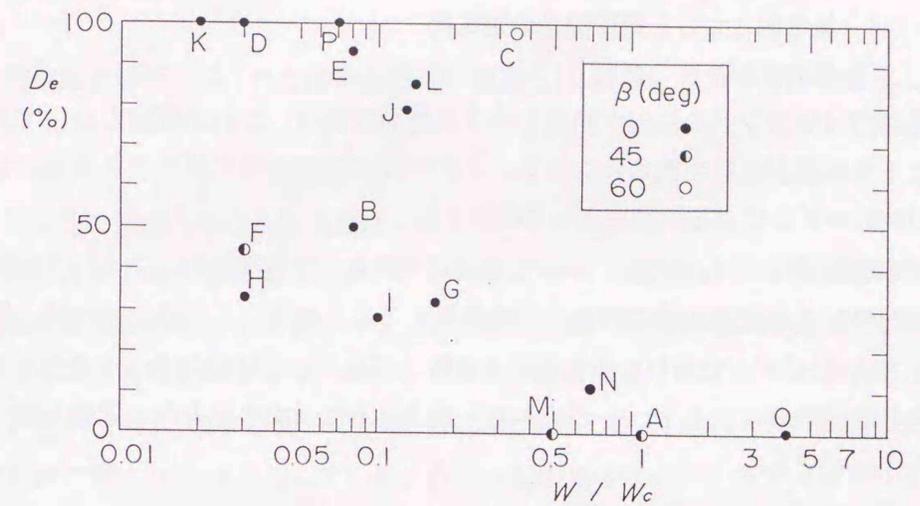


図-5.18 現地被災例との比較

(6) 現地被災例との比較

第3章で例示した現地被災例に対し、今回提案した安定重量算定法を用いて分析した。図-5.18の横軸は現地重量 W と計算による安定重量 W_c の比で、縦軸はマウンド部の断面欠損率 D_e であり、波向きにより記号を違えてある。なお添字のアルファベットは、前出の表-3.1に示した被災例に対応している。

直角入射については、 W/W_c が0.5~1程度のデータが少ないため明確には言えないが、計算重量のおよそ50%程度の重量でも断面欠損率は10%程度であり、比較的 safety side の結果を得る傾向が認められる。これは計算重量が移動率0%に対して設定されたためと考えられる。したがって防波堤としての機能を損なわない程度の変形を許容できる場合には、計算重量よりも小さなマウンド被覆材の使用も可能である。

斜め入射条件の被災例は4例であるが、入射角が60度と推定される余市港（図中のC）では、直角入射条件に比べて変形が大きいことがわかる。この点は水理模型実験結果とよく一致している。

5.2 堤端部の設計法⁴⁾

5.2.1 堤端部における局所流速の定式化

(1) 数値波動解析法の概要

堤端部はマウンドの洗掘が発生しやすい部分であり、これが原因となって直立部の沈下や倒壊が生じた例もみられる。ここでは堤端部近傍で発生する流速の特性を数値波動解析法による計算によって検討する。

数値波動解析法は、伊藤・谷本⁵⁾、谷本ら⁶⁾によって開発され、主として防波堤の平面配置による通常の波の遮蔽効果を検討するとき用いられる。これは一種の緩勾配方程式法^{7), 8), 9)}であり、波の伝播を屈折、回折そして反射のすべてを含んで計算できる数値計算法である。その基本方程式は以下に示す水平方向の運動方程式と質量保存の式である。

$$\frac{\partial Q_x}{\partial t} = -C^2 \frac{\partial \eta_s}{\partial x} \quad (5-4)$$

$$\frac{\partial Q_y}{\partial t} = -C^2 \frac{\partial \eta_s}{\partial y} \quad (5-5)$$

$$\frac{\partial \eta_s}{\partial t} = -\frac{\partial Q_x}{\partial x} - \frac{\partial Q_y}{\partial y} \quad (5-6)$$

ここに、 Q_x 、 Q_y はxおよびy方向の水平流速を水深方向に積分した線流量と呼ばれるものである。また、 η_s は水位であり、 C は波速である。上に示した3つの式を差分化し、沖合の境界で Q_x 、 Q_y 、 η_s を与えて、各格子点での Q_x 、 Q_y 、 η_s の値を各時間ステップごとに計算する。これを定常状態に達するまで続けることによって、沖側から波が入射した場合の海域の波高および流速分布が得られる。なお、線流量 Q から水底での水粒子速度 U を計算する際には、微小振幅波理論によって導かれる次式を用いた。

$$U = \frac{k}{\sinh kh'} Q_0 \quad (5-7)$$

一般に、水深 h の水底での、進行波による水粒子速度のピーク値 U_{po} は次式で表される。

$$U_{po} = \frac{\pi H}{T \sinh kh'} \quad (5-8)$$

以下、数値波動解析で得られた堤端部近傍の流速値 U は、 U_{po} で除して無次元化して表す。

(2) 平面的な波高分布と水粒子速度

実際の防波堤の場合は法線方向の長さが有限であり、堤幹部といっても端部からの散乱波の影響を考慮する必要がある場合が多い。図-5.19は高山の方法¹⁰⁾で求めた不規則波による島堤前面での波高分布である。島堤の長さ B は波長の3倍とし、入射角 β を 0° 、 45° および 60° の3種類に変化させている。なお、計算結果 H_s は入射波高 H_i で除して無次元化している。直角入射の場合は両端から $L/4$ 波長付近で波高が増大している。斜め入射の 45° では分布は非対称であるが、中央より右側で波高増幅がみられる。さらに斜め入射の 60° では波の進行方向に波高が大きくなり、堤尾端から $L/8$ 付近では波高比が2.5程度にまで増大している。

堤端部近傍では、入射波と反射波の他に散乱波の成分が加わるため波高が増減し、位相によってはマウンド近傍の水粒子速度が変化することが考えられる。図-5.20は数値波動解析法によって求めた、長さ $3L$ (L は入射波の波長)の堤端部での底面流速のコンターを、入射角 β ごとに示している。散乱波は堤端部を中心として放射状に伝播し、直立部前面においては防波堤に沿う水粒子運動を生じさせる。

$\beta = 0^\circ$ の場合には、岸側の角部で流速が大きくなる。斜め入射の場合は、波向きに対して突き出た側の角部での流速が大きくなる。また入射角 β が大きくなるにつれて、堤頭部(Head)に比べて堤尾部(Tail)での流速が大きくなる傾向がある。

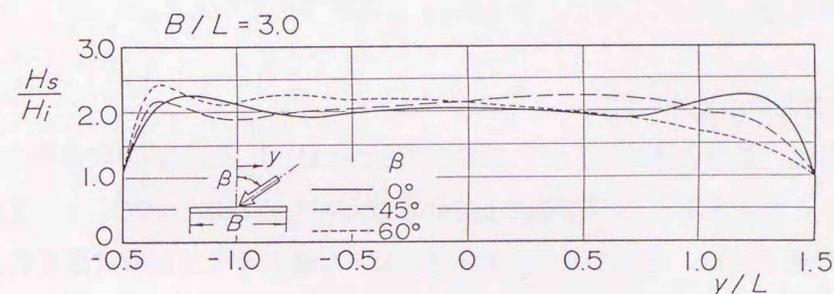


図-5.19 直立部前面の重複波高分布

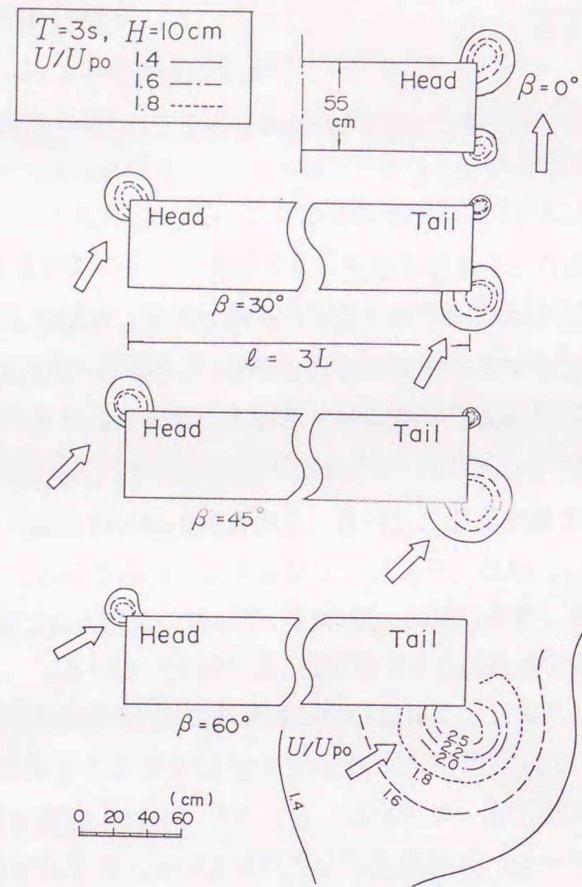


図-5.20 堤端部近傍の底面流速のピーク値

とくに $\beta = 60^\circ$ では、直立壁前面で入反射波による法線方向の流速が卓越し、散乱波による水粒子の流向と一致するため影響が現れやすい。さらに島堤の場合は堤尾部付近で波高増大が生ずるので、その影響に注意する必要がある。

(3) 堤端部での流速の定式化

図-5.21は、直角入射の場合の堤端部での流速比 U/U_{po} と h'/L の関係を示したものである。これによると h'/L の値にかかわらず U/U_{po} はほぼ一定で、その上限値は 2.0~2.5程度である。ただし U/U_{po} が 1.0 を大きく超えるのは比較的限られた範囲で、しかも最大値に近いのは直立部に接したごく限られた範囲であることがわかる。

堤端部での流速 U から求められる無次元流速 κ_T は、 U/U_{po} の値を τ とおくことにより次式で表される。

$$\kappa_T = \kappa_1 \cdot (\kappa_2)_T \quad (5-9)$$

$$(\kappa_2)_T = \frac{\alpha_s \tau^2}{4} \quad (5-10)$$

なお、 α_s は対象となる位置が水平床である場合の補正係数である。式中の τ の値は、数値波動解析法による計算結果では 1.0 から 2.5 程度の値と考えられる。図-5.22は、種々の τ の値に対して $\alpha_s = 0.45$ として、 κ_T と h/L の関係を示したもので

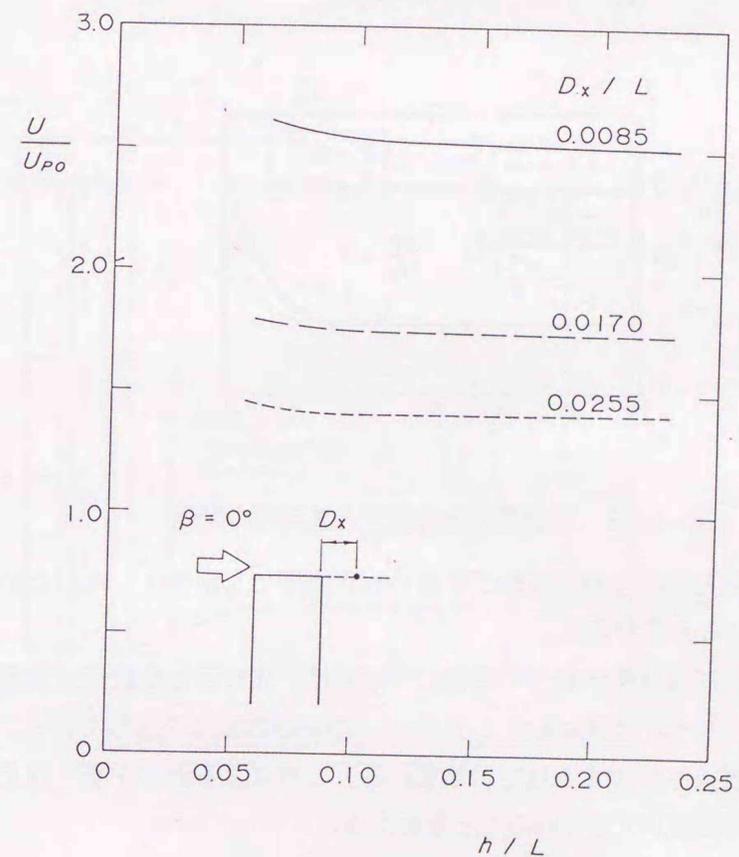


図-5.21 堤端部近傍の底面流速と相対水深の関係

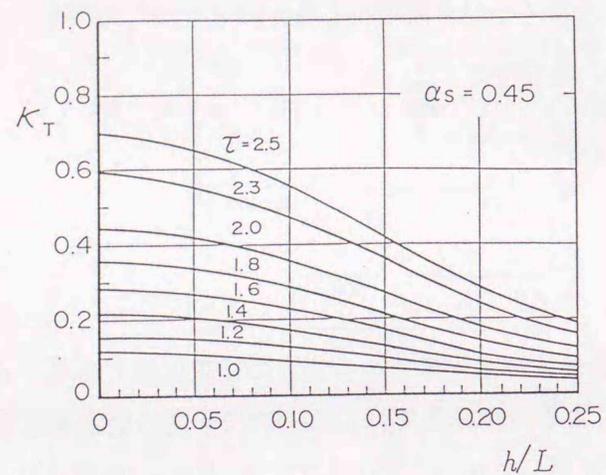


図-5.22 κ_T と相対水深

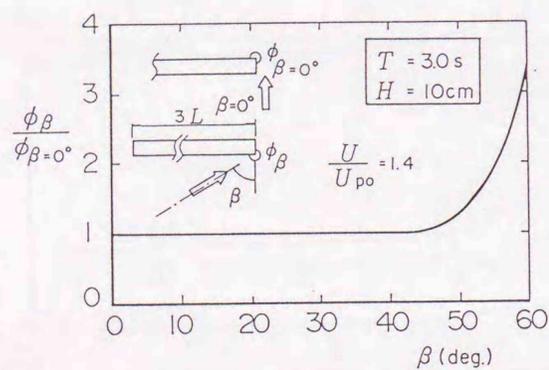


図-5.23 局所流の発生範囲と波向きとの関係

ある。流速の最大値が角部周辺のごく限られた場所でしか発生しないため、場所的な平均値を用いる必要がある。

また、堤端部における入射角の影響については、先に示した数値波動解析によって検討できる。図-5.23は入射角 β と $\tau=1.4$ の範囲の関係を示している。なお図の縦軸は直角入射条件に対する比で示している。これによると β が 45° 以上になると急激に局所流の範囲が大きくなることわかる。

5.2.2 局所流の特性

(1) 実験方法

堤端部での局所流の発生範囲を調べるため、図-5.24に示す配置で平面実験を行った。入射角 β は 0° と 60° の2種類とし、それぞれ堤体長さを9.0mと12.75mとした。堤体の幅は55cmとした。計測範囲は前述の計算結果で流速の大きかった部分に限定し、 $\beta=0^\circ$ では岸側の角部、 $\beta=60^\circ$ では堤尾部の波向きに対して突き出た側の角部とした。

堤体はマウンドを設けずに、直立部をモルタル製水平床上に直接設置した。実験水深は30cmで一定とし、床から上方に3cmの位置での平面2次元流速を電磁流速計で測定した。実験はすべて規則波で行い、周期 T は1、1.5、2、3および4sの5種類、波高 H は5、10および15cmの3種類に変化させた。

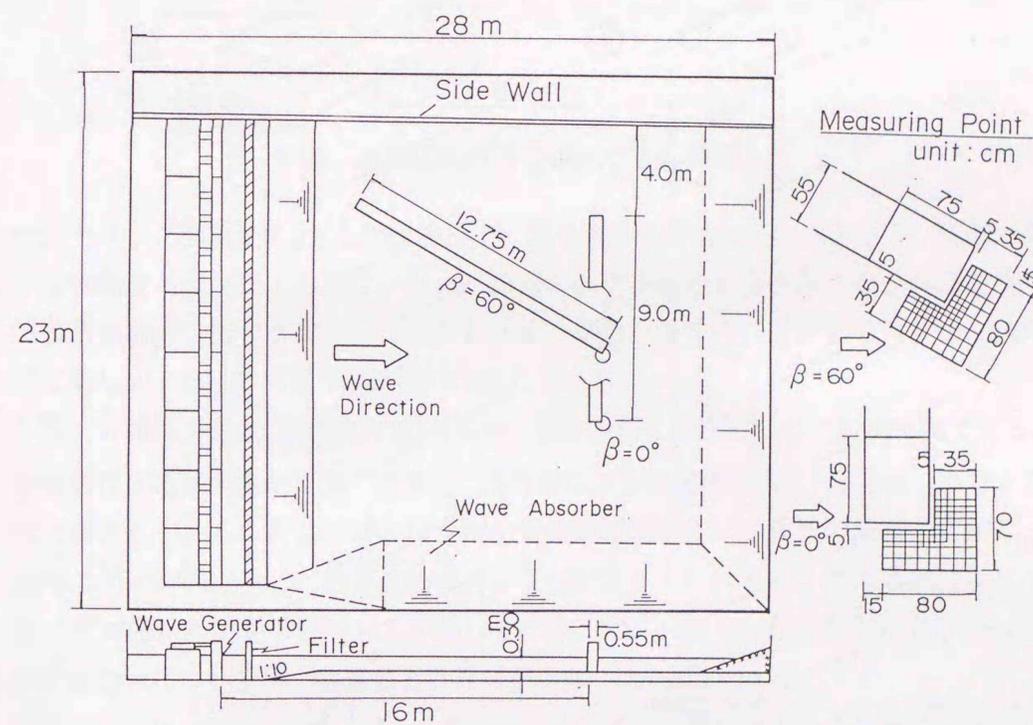


図-5.24 模型の平面配置

(2) 直角入射に関する検討

堤端部のような不連続部で生ずる流れは、場所的にも時間的にも変動が激しく現象は非常に複雑である。図-5.25は、 $T=3s$ 、 $H=10cm$ 、 $\beta=60^\circ$ の場合の、渦の発生状況をスケッチしたものである。①は角部の両側での水位差が最大となるタイミングで、その後②、③の順に渦が大きくなる。④のタイミングでは渦の中心が防波堤の後方に移動しており、その後⑤、⑥では戻り流れが顕著となる。このような渦の発生が堤端部での流れの最も大きな視覚的な特徴である。ただし、以下に述べるように渦の直接的な影響は静水面付近に限られ、渦によってマウンド被覆材が直接的に移動しているのではないようである。

図-5.26は $T=3.0s$ 、 $H=5cm$ 、 $\beta=0^\circ$ の底面流速ベクトルの分布である。左側が押し波時、右側が引き波のもので、ともにほぼピークの流速時に対応している。

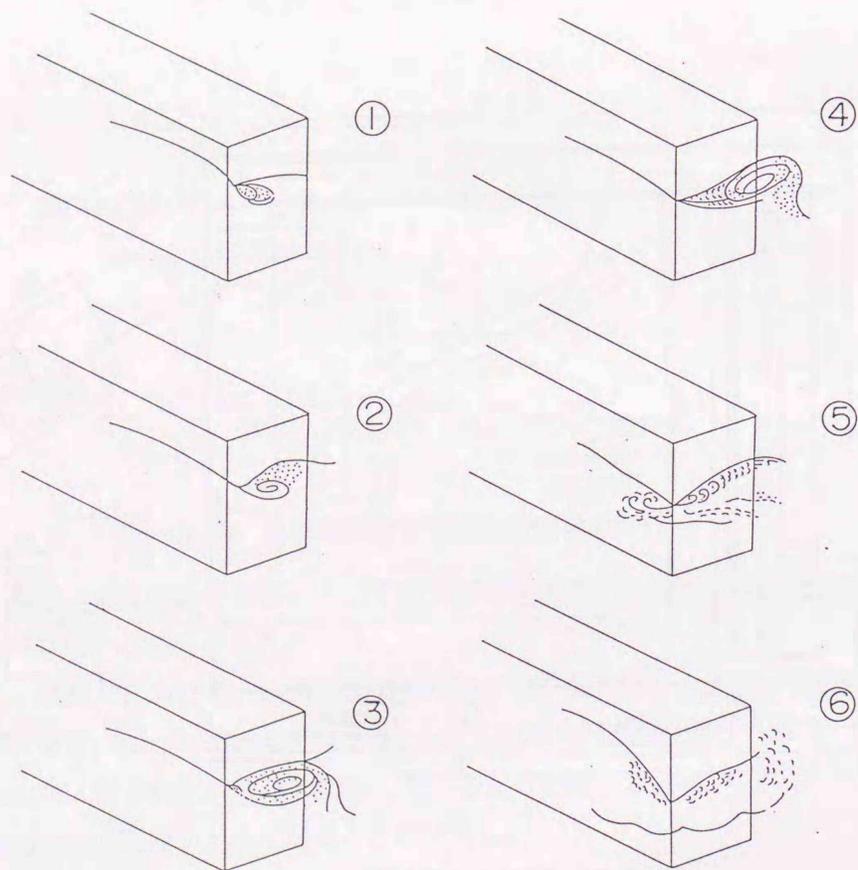


図-5.25 堤端部近傍での流れの状況

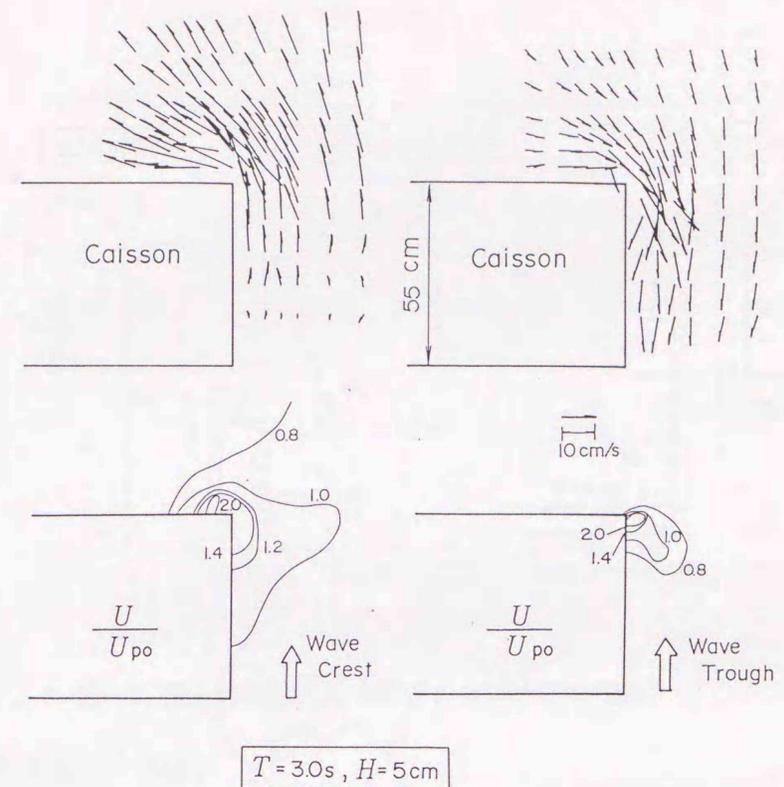


図-5.26 底面における流速ベクトル分布

サンプリング間隔が $0.1s$ と比較的長く、測点間隔が $5cm$ と広いことから、端部で発生し移動する渦は捉えられていない。流速のベクトルの方向をみると、角部を周り込む法線方向の流れが大きいことがわかる。また引き波時には岸側の角部から波向きに対し $30\sim 45^\circ$ の角度で早い流れが生じている。

図-5.26の下側は、各点での流速ピーク値に着目して作成したコンター図である。局所流による底面流速 U は、無堤時の進行波による底面流速のピーク値 U_{p0} に対する比で表されている。押し波時のほうが引き波時に比べて早い流速の範囲が広がる。前出の図-5.20に示した数値波動解析による計算値と比べると、渦の効果により流速の大きい範囲がやや分裂して移動していることがわかる。しかしながら、最大流速の絶対値については、実験値と計算値がほぼ一致している。

図-5.27は、 $U/U_{p0}=1.4$ 以上の範囲の広さに及ぼす周期と波高の影響を比較したものである。実線は $U/U_{p0}=1.4$ のコンターで、点線はこれと面積が等しい角部を中心とした円である。円の半径 ϕ を示しているが、同一の波高では周期が長いほど半

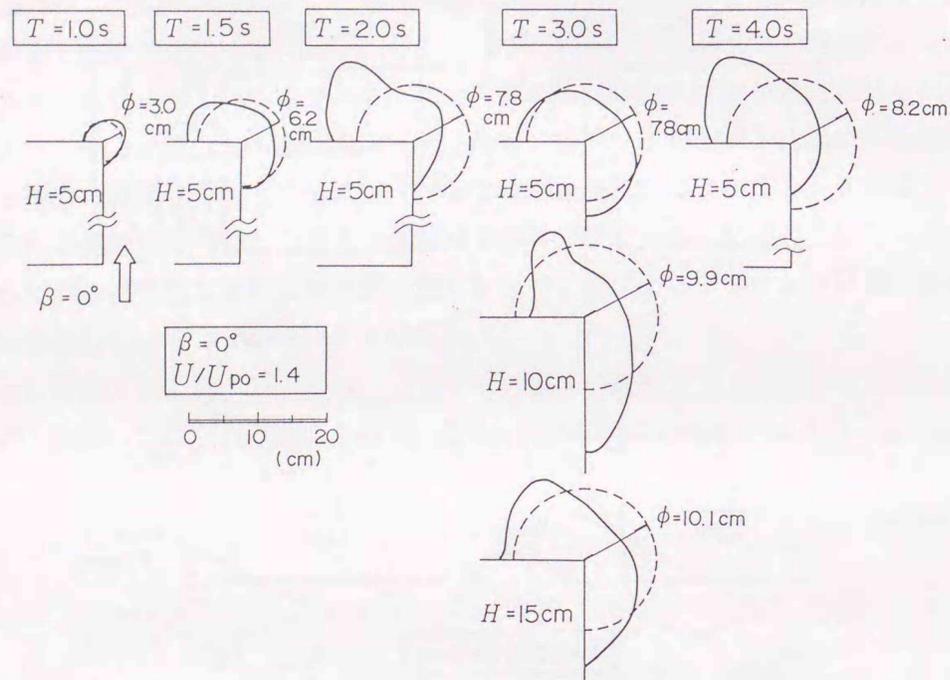


図-5.27 局所流の発生範囲

径 ϕ は大きくなる。また、周期 $T = 3 \text{ s}$ について波高の影響をみると、等価円の半径は H が $5 \sim 10 \text{ cm}$ では波高とともに大きくなる傾向があるが、 $H = 15 \text{ cm}$ では減少している。

図-5.28は、 H/h をパラメーターとして、相対水深 h/L と無次元等価半径 ϕ/H の関係をプロットしている。実線で示した数値波動解析は線形を仮定しているため、 ϕ/H は相対水深 h/L に対して一義的に決まる。比較的周期の短い h/L が 0.1 以上の条件に対しては、計算結果は実験値と良く一致している。しかし周期が長い場合には、計算では粘性や渦の効果による減衰が考慮されていないため、局所流速を過大に評価している。実験で得られた一般的な傾向としては、角部を中心として入射波高の $0.5 \sim 2$ 倍の長さを半径とする範囲が局所流の発生範囲であり、マウンド洗掘においても危険範囲と考えることができる。

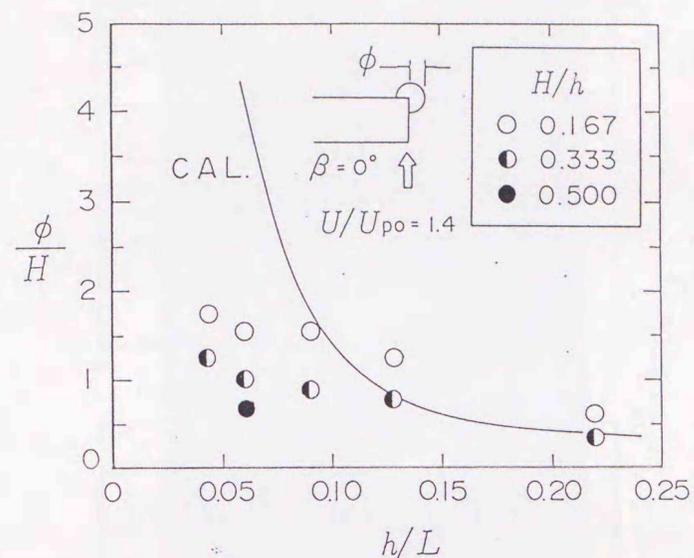


図-5.28 局所流の発生範囲と相対水深の関係

(3) 斜め入射 60° の場合

図-5.29は、堤体長さ $3L$ で入射角が 60° の場合の直立部前面の重複波高 H_s と底面における法線方向流速 U を示している。波高は無堤時の入射波高 H_1 、流速は無堤時の進行波による底面流速 U_{po} で除して無次元化してある。波高の小さな $H/h = 0.167$ および 0.333 では、前面での波高が計算値に一致し、 x とともに波高が大きくなる。しかし $H/h = 0.5$ では、 $x = 4.5 \text{ m}$ 付近から碎波により波高が小さくなっている。

写真-5.3には碎波の状況を示している。堤幹部においては法線方向の流速は、重複波の節の部分で大きくなっているようである。堤頭部では碎波減衰がない場合には、 U/U_{po} が $2 \sim 3$ に増大する。

図-5.30は堤尾部での流速分布を、 U/U_{po} の値ごとにコンター図にしたものである。左側は堤体の長さが $1L$ の場合、右側が $3L$ の場合である。波向きに対して突き出た側の角を中心として U/U_{po} が 3 の範囲が存在する。 $1L$ と $3L$ の結果を比較すると、 U/U_{po} が大きな範囲には差があるが、 $U/U_{po} = 2$ に着目すると差は小さい。

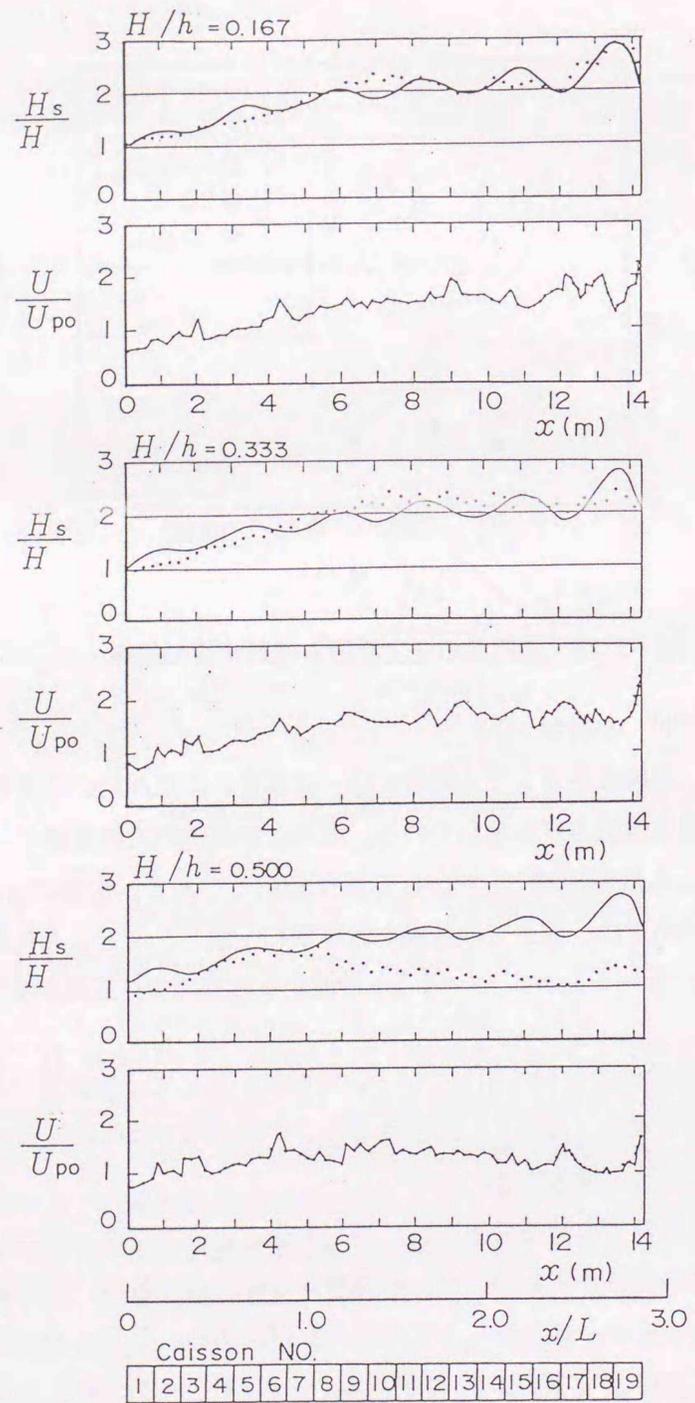


図-5.29 斜め入射60度の前面波高と底面流速

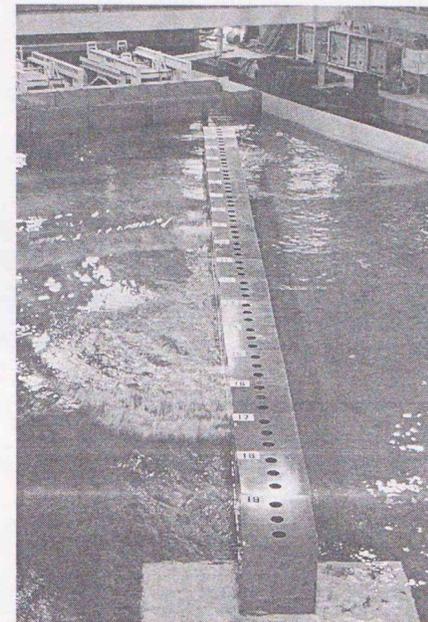


写真-5.3 斜め入射60度の波の作用状況

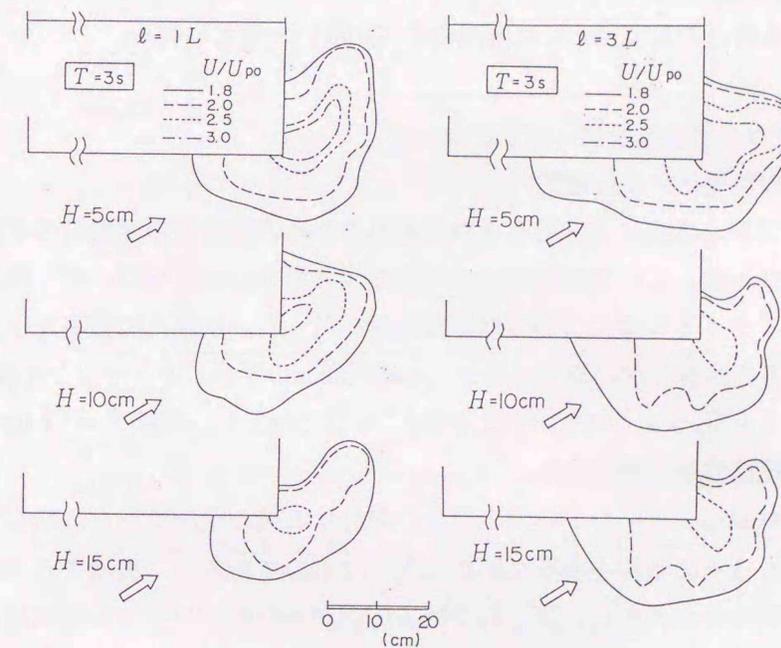


図-5.30 堤頭部での局所流の発生範囲(斜め入射60度)

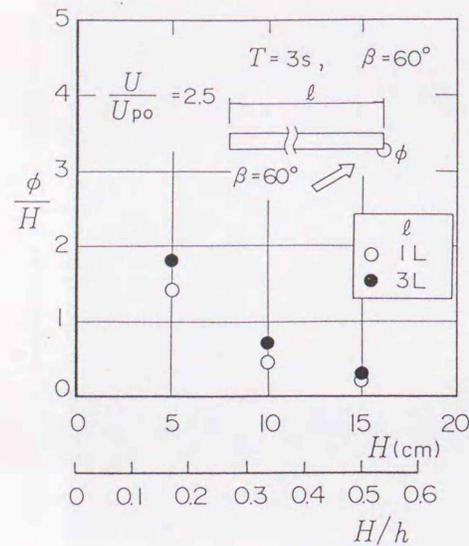


図-5.31 局所流の発生範囲と相対水深の関係 (斜め入射60度)

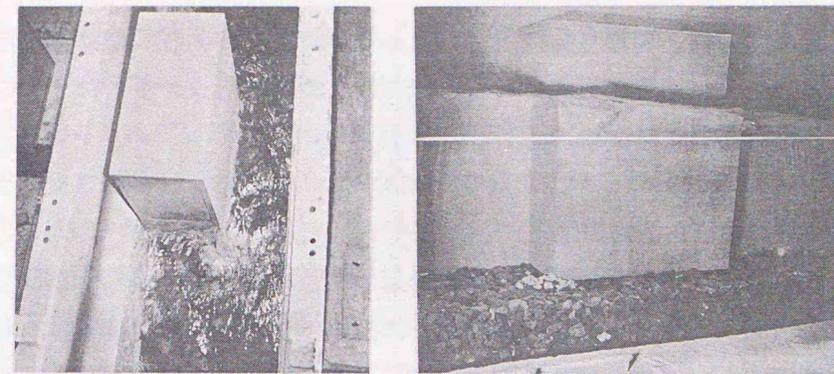
図-5.31は、 U/U_{po} が2.5となる範囲の等価半径 ϕ と波高の関係を示している。 H/h が大きくなるほど、 ϕ/H は小さくなる傾向がある。島堤の長さの影響は、波高の大きい条件に対してはとくに考慮の必要がないと考えられる。

5.2.3 マウンド被覆材に作用する流体力

(1) 流れの可視化による観察

堤端部では渦の発生によって水面が乱されるため、被覆材の移動時の挙動は十分観察できなかった。このため幅50cmの片面ガラス張りの水路を用いて、堤端部での被覆材の動くタイミングについて簡単な検討を行った。水路内に捨石マウンドを設け、波向き方向の長さが75cm、幅25cm (水路幅50cmの半分) のケーソンを設置した。水深条件は $h = 52.5\text{cm}$ 、マウンド上水深 $h' = 37.5\text{cm}$ とし、周期 $T = 3.0\text{s}$ 、波高 $H = 15.0\text{cm}$ の規則波を作用させた。

写真-5.4(a)は、ケーソンの角の部分で発生する渦の状況を上から示している。写真-5.4(b)はその状況をガラス面から写したものであるが、表面でみられた大きな渦の影響範囲が水面付近に限られていることがわかる。ケーソン端部付近には、平均重量2.6gfの被覆石を置き、その挙動をビデオカメラで撮影した。これと同時にマウンド近傍での流れを電磁流速計で測定し、その時系列データを被覆石の移動を



(a) 平面形状 (b) 断面形状

写真-5.4 端部で発生する渦

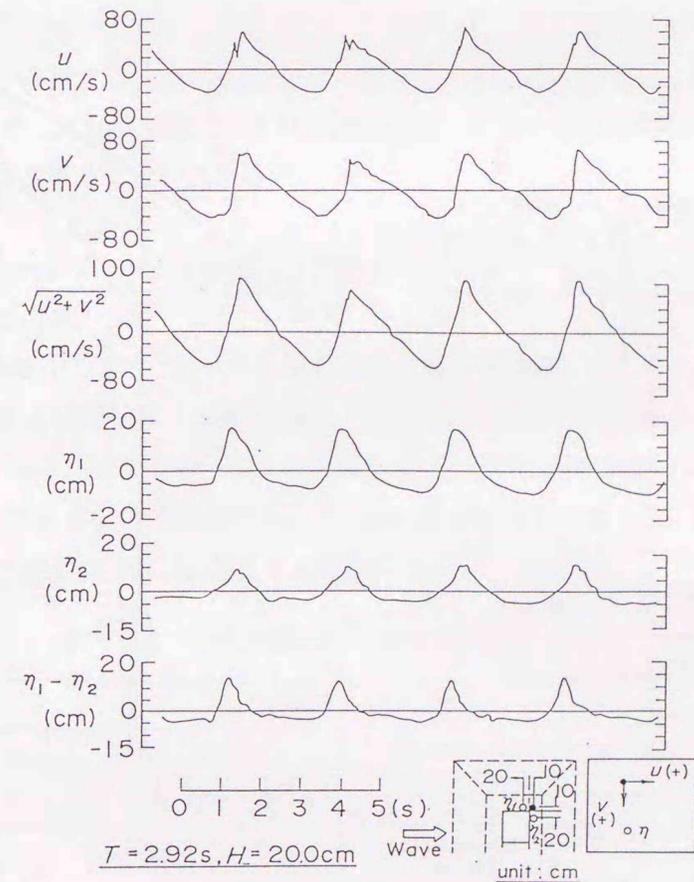


図-5.32 堤端部近傍での流速、水位の時間変化

とらえたビデオ画像と同期させて解析した。その結果、被覆石の移動は流速最大時に発生し、流れの加速度が最大となる水位が静水面を横切るタイミングでは全く動かないことが明らかになった。

(2) 被覆材への作用波力の推定

上述したように、マウンド被覆材の移動は流速のピーク値に依存する現象である。ここでは若干の計算によってさらに検討を行う。図-5.32は、堤端部付近でのマウンド近傍流速と水位変化の時系列データである。流速測点は図の右下に示すように、堤端ケーソンの岸側の端点から、波向き方向および波向き直角方向にそれぞれ10cm離れている。後述するようにこの点が最も大きい流速となり、また被覆材の移動も激しい。波の条件は $T=2.92s$ 、 $H=20.0cm$ の規則波である。波向き方向の流速

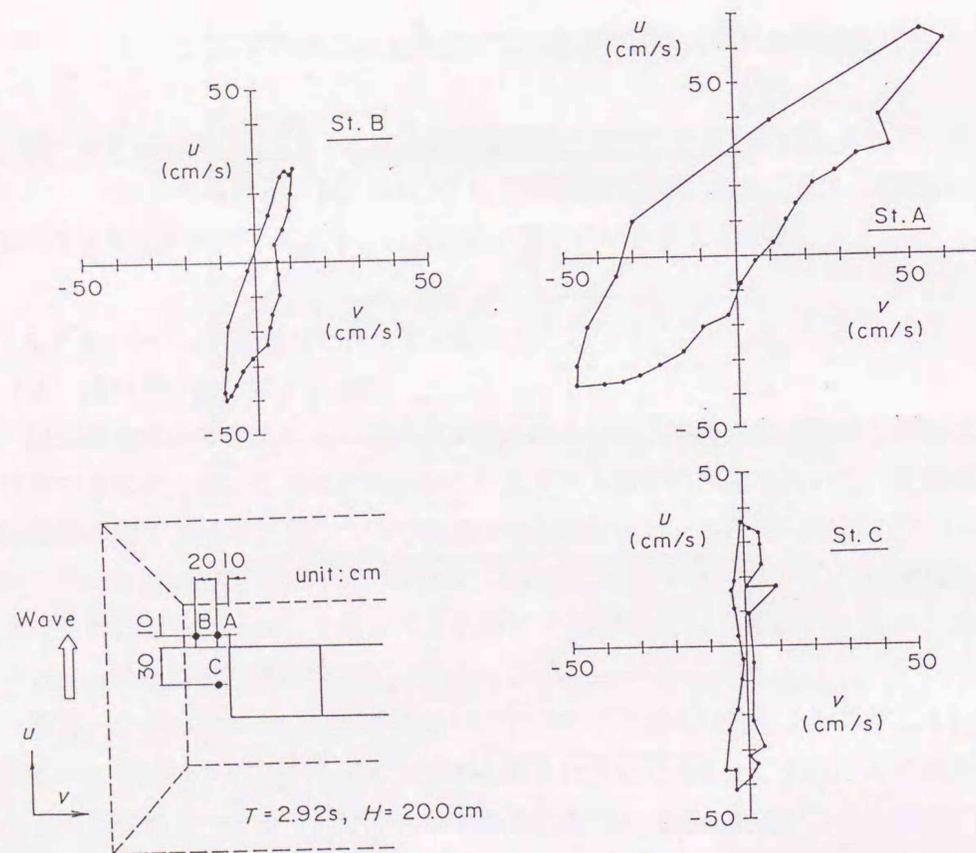


図-5.33 堤端部近傍での流向、水位の時間変化

u および波向き直角方向の流速 v はほぼ同時にピークとなっている。合成流速 $\sqrt{u^2 + v^2}$ の値は最大でおよそ100cm/sとなっている。 η_1 、 η_2 は図の右下に示す港内側端部をはさんだ2点での水位変動で、 η_1 はケーソンの側面側、 η_2 はケーソンの背後での値である。これによると合成流速が最大となるのは、 η_2 が最大になるタイミングにほぼ一致している。

図-5.33は、前出の図-5.32と同じ流速の測定結果から1周期分を25分割して流速ベクトルの時間変化を示したホドグラフである。黒丸の点の間隔が広いほど流速の変化率、すなわち加速度が大きいことを意味する。測点は図の左下に示すA、B、Cの3個所である。港内側のケーソンの角から波向き方向、法線方向ともに10cmだけ離れたA点では、ピーク時の流速の絶対値が $U=100cm/s$ に達している。また、加速度は波向き方向の流速 u の符号が正から負に反転するタイミングで最大となり、その値はおよそ $a=500cm/s^2$ である。ここで、マウンド被覆材を直径1cmの球体と仮定すると、作用する抗力 F_0 は5.35gf、慣性力 F_1 は0.86gfとなる。このように今回の検討範囲では抗力が支配的であり、流速のピーク値に着目して安定重量を算定する方法が妥当であることがわかる。

5.2.4 堤端部のマウンド被覆材の安定性

(1) 実験の方法

安定実験は5.1で述べた堤幹部の場合と同じ堤体を使用した。波の入射角度は $\beta=0^\circ$ 、 45° および 60° の3種類とした。被覆石の重量は15gfを基本とし、 $\beta=0^\circ$ についてのみ30、50および100gfに変化させた。安定実験を行ったケースを表-5.4にまとめて示す。実験周期は $T_{1/3}=2.92s$ を中心とし、 $\beta=0^\circ$ の場合のみ、 $T_{1/3}=1.64s$ および $2.19s$ についても検討した。

表-5.4 安定実験のケース (堤端部)

周 期	$T_{1/3}$ (s)	$\beta=0^\circ$				$\beta=45^\circ$				$\beta=60^\circ$			
		I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
1.64	○												
2.19	○												
2.92	○	○	○	○	○	○				○			

堤端部は20cm四方の格子状に分割し、それぞれ色の異なる被覆石を配置した。その他の安定実験の手順は、前述した堤幹部の場合と同様である。

(2) 直角入射の場合

写真-5.5に直角入射による堤端部の安定実験の状況を示す。波の周期 $T_{1/3}$ は2.92sとし、写真の上から $H_{1/3}=9.5\text{cm}$ 、20.5cm、23.0cmの波の作用後の状態を示し

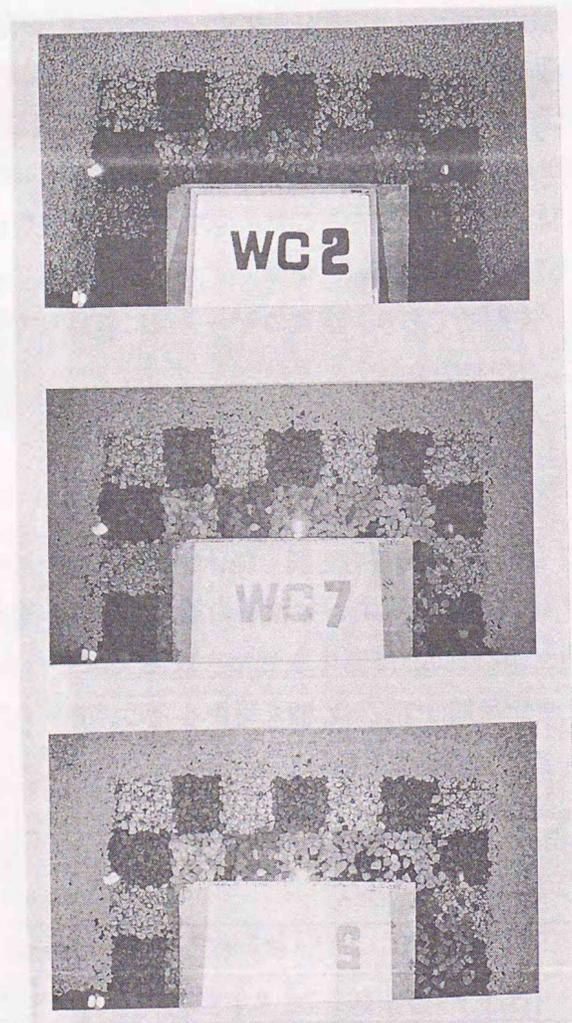


写真-5.5 堤端部のマウンド被覆材の移動状況

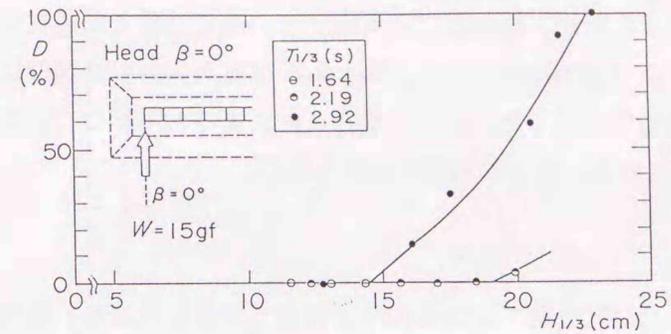


図-5.34 移動率に対する周期の効果

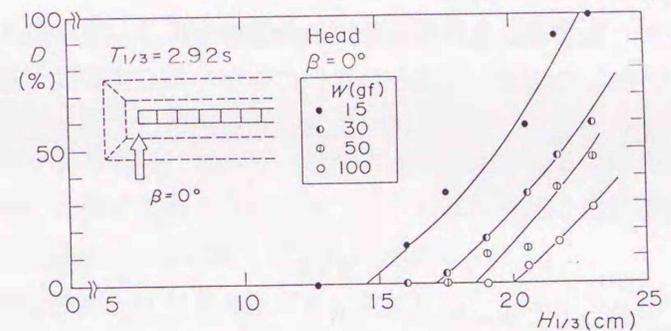


図-5.35 重量効果

ている。なお、被覆石は15gfとし、波は写真の左から右に進行する。上段の $H_{1/3}=9.5\text{cm}$ の場合は全く変化が無い。中段の $H_{1/3}=20.5\text{cm}$ では港内側の青い石の移動が顕著で、部分的に下層の雑石が露出している。ここでの青い石の移動個数は27個であり、これを一つの格子に属する石の総数80で除して移動率Dは34%となる。下段の写真は、さらに波高の大きな $H_{1/3}=23.0\text{cm}$ が作用後の状況である。洗掘が進行し移動率Dは60%に達している。

図-5.34は各周期に対して波高と移動率の関係をまとめたものである。安定限界は $T_{1/3}=2.92\text{s}$ では $H_{1/3}=19.2\text{cm}$ 、 $T_{1/3}=2.19\text{s}$ では $H_{1/3}=14.6\text{cm}$ である。周期の短い $T_{1/3}=1.64\text{s}$ の場合には、造波限界に当る $H_{1/3}=14.3\text{cm}$ の波を作用させても堤端部でのマウンド被覆材の移動は生じなかった。以上のように堤端部では周期が長い場合にマウンド被覆材が移動し易いことが明らかになった。これは端部で発生する局所的な早い流れの強さが、水深波長比 h/L に比例するためであり、すでに示したマウンド近傍流速の測定結果と同じ傾向である。一方同じ条件に対する堤幹部の結果

はすでに図-5.13に示したが、堤幹部では周期が短いほど法肩で被覆材が移動しやすくなり、堤端部と全く逆の傾向となる。図-5.35は直角入射の堤端部についてマウンド被覆材の重量効果を示したものである。これによると当然のことながら、重量が大きいほど安定性が高いことが明確に認められる。

(3) 波向きの影響

図-5.36は斜め入射 45° と 60° の場合の15gf被覆石の移動状況を、直角入射の場合と比較したものである。周期はいずれも $T_{1/3}$ が2.92sである。斜め入射では波向きに対して突き出た側の角部での移動が顕著となっており、マウンド近傍流速の大きい部分と移動個所が一致する。入射角が 45° の場合は先に示した直角入射と移動状況がほぼ等しいが、 60° の場合は波高が小さいにもかかわらず移動が進行しやすい傾向がある。早い流れの範囲は前出の図-5.28から求めることができるが、被覆

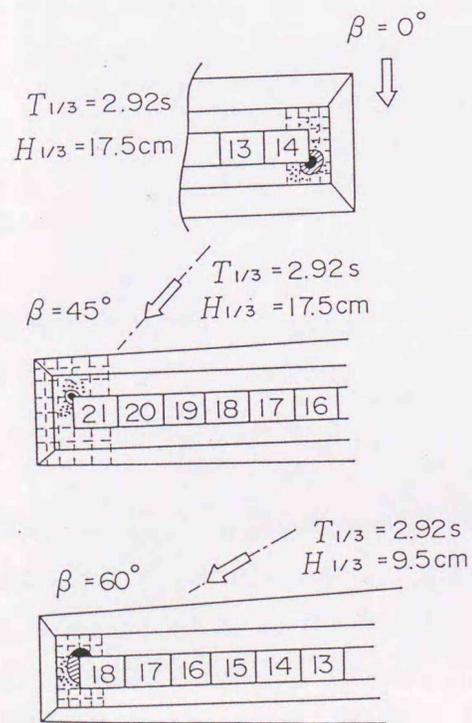


図-5.36 波向きごとの被覆材の移動状況

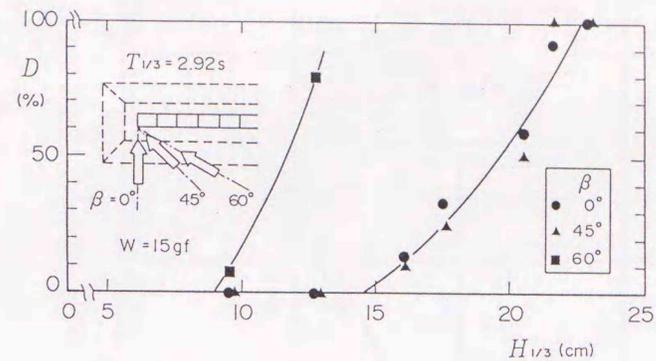


図-5.37 移動率に対する波向きの影響

材の移動範囲とほぼ一致している。ただし波高がさらに大きい条件に対しては、計算値は実際の洗掘範囲に比べて、やや大きな値を与える傾向がある。この原因は洗掘孔の周囲に堆積域があるため、波高とともに局所流の発生範囲が拡大しても平面的な洗掘範囲は必ずしも拡大しないためと考えられる。

図-5.37は波高と移動率の関係を示している。 $\beta = 0^\circ$ と 45° では移動状況はほぼ等しい。 $\beta = 60^\circ$ の場合は、安定限界波高は $H_{1/3} = 11\text{cm}$ で、他の2つの条件に比べて移動の進行も早い。安定限界波高をマウンド水深で無次元化すると、 $H_{1/3}/h' = 0.244$ となる。前出の図-5.31の中に例示した砕波減衰が生じない条件に該当したため、堤尾部で局所流速が増大したものと考えられる。

(4) 安定重量の実験値と計算値の比較

図-5.38は、堤端部について計算値と実験値を比較している。直角入射条件に対しては $\tau = 1.4$ として計算重量を求めた。 $T_{1/3} = 2.19\text{s}$ の場合では計算値はやや大きい値となるが、 $T_{1/3} = 2.92\text{s}$ の場合は計算値は実験値と良く一致している。前出の図-5.16の堤幹部の場合と比較すると、周期の長い $T_{1/3} = 2.92\text{s}$ の場合は堤端部では堤幹部の約2倍の重量が必要となることがわかる。このように堤端部の安定重量は周期が長いほど大きいため、これまで経験的に行ってきた堤幹部の50%増しという補正の方法では不十分な場合や、過大となる場合がある。

斜め入射に対しては、入射角 45° の安定実験結果は直角入射の場合と差がないことから、 $\tau = 1.4$ として算定できる。入射角 60° の場合は被覆材重量を変化させてい

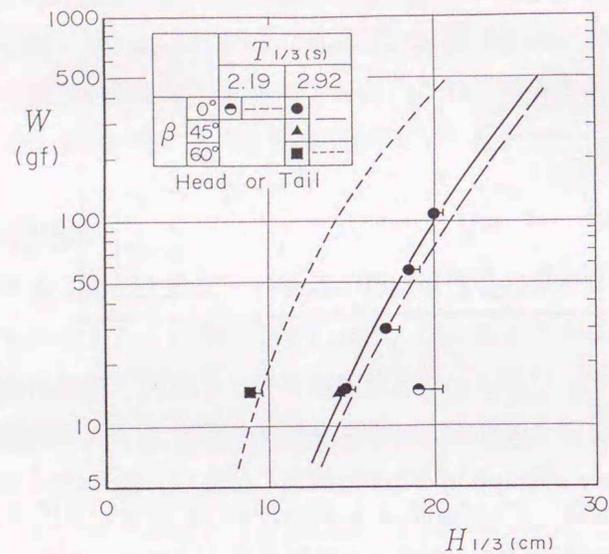


図-5.38 安定重量と波高の関係

ないためデータは十分ではないが、 $\tau = 2.5$ とした計算曲線が実験結果と合致している。

(5) 安定重量と流速の関係

図-5.39は、被覆材の重量 W と安定限界のときの1/3最大流速 $U_{1/3}$ との関係を示している。 W は $U_{1/3}$ の6乗に比例する傾向がみられ、実線で示したIsbashのパラメータを用いた式により、両者の関係がよく説明できる。このことは、すでに示した安定数の基本的な考え方である流速の6乗則の妥当性を裏付けるものである。図中の α_s は、水平な部分と法肩や斜面の部分との安定数の違いを補正する係数であり、実験結果に基づいて $\alpha_s = 0.45$ とした。

(6) 堤端部マウンドの設計法

堤端部でのマウンド被覆材の安定重量算定にあたっては、流速の補正係数 τ を適切に選ぶことが重要である。今回の実験で $\beta = 0^\circ$ 、 45° および 60° についてのデータが得られた。 β が 45° から 60° までは、発生流速が徐々に大きくなることから、次式のように近似した。

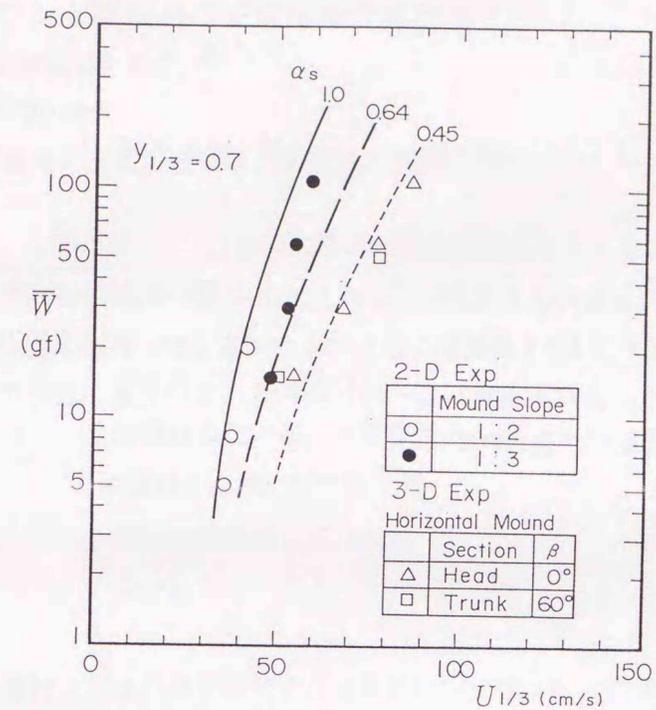


図-5.39 安定限界重量と流速の関係

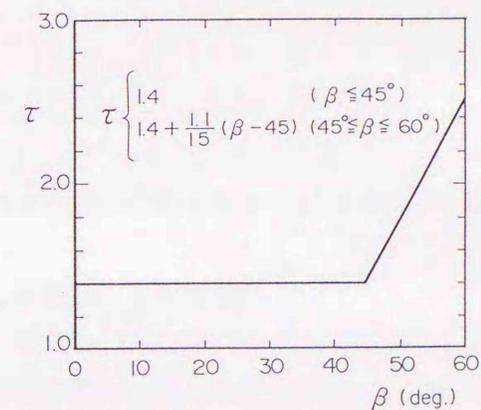


図-5.40 流速補正係数の算定法

$$\tau = \begin{cases} 1.4 & (\beta < 45^\circ) \\ 1.4 + (1.1/15) \cdot (\beta - 45) & (45^\circ < \beta < 60^\circ) \end{cases} \quad (5-11)$$

上式から求められる τ と θ の関係を図-5.40に示す。

堤端部としての被覆の必要範囲については前出の図-5.28で推定できる。同図は直角入射による $\tau = 1.4$ 以上の範囲を示したものであるが、斜め入射 45° までは同じように使用できる。また入射角が $45 \sim 60^\circ$ の場合についても、設計で用いる τ に対応する被覆の必要範囲が表されている。

5.3 マウンド被覆材の安定重量の算定法¹⁾

5.3.1 安定重量の計算式

(1) 堤幹部の場合

マウンド被覆材の安定重量 W は、次式により計算される。

$$W = \frac{\gamma_r H_{1/3}^3}{N_s (S_r - 1)^3} \quad (5.12)$$

- ここに、 W ; 被覆材の安定重量(tf)
 γ_r ; 被覆材の空中単位体積重量(tf/m³)
 S_r ; 被覆材の海水に対する比重
 $H_{1/3}$; 設計波の有義波高 (m)
 N_s ; 安定数

マウンド被覆材として石材を使用する場合には安定数は次式で求められる。

$$N_s = \max \left\{ 1.8, 1.3 \frac{1 - \kappa h'}{\kappa^{1/3} H_{1/3}} + 1.8 \exp \left[-1.5 \frac{(1 - \kappa)^2 h'}{\kappa^{1/3} H_{1/3}} \right] \right\} \quad (5.13)$$

$$\kappa = \kappa_1 \cdot (\kappa_2)_B \quad (5-14)$$

$$\kappa_1 = \frac{2kh'}{\sinh 2kh'} \quad (5-15)$$

$$(\kappa_2)_B = \max \{ \alpha_s \sin^2 \beta \cos^2(kl \cos \beta), \cos^2 \sin^2(kl \cos \beta) \} \quad (5-16)$$

- ここに、 h' ; 基礎捨石の天端水深 (m)
 L' ; 水深 h' での設計有義波周期に対する波長 (m)
 l ; 直立壁から算定対象地点までの距離 (m)
 k ; 波数 ($2\pi/L'$)
 β ; 波の入射角 (法線直角方向と成す角)
 α_s ; マウンド勾配の補正係数

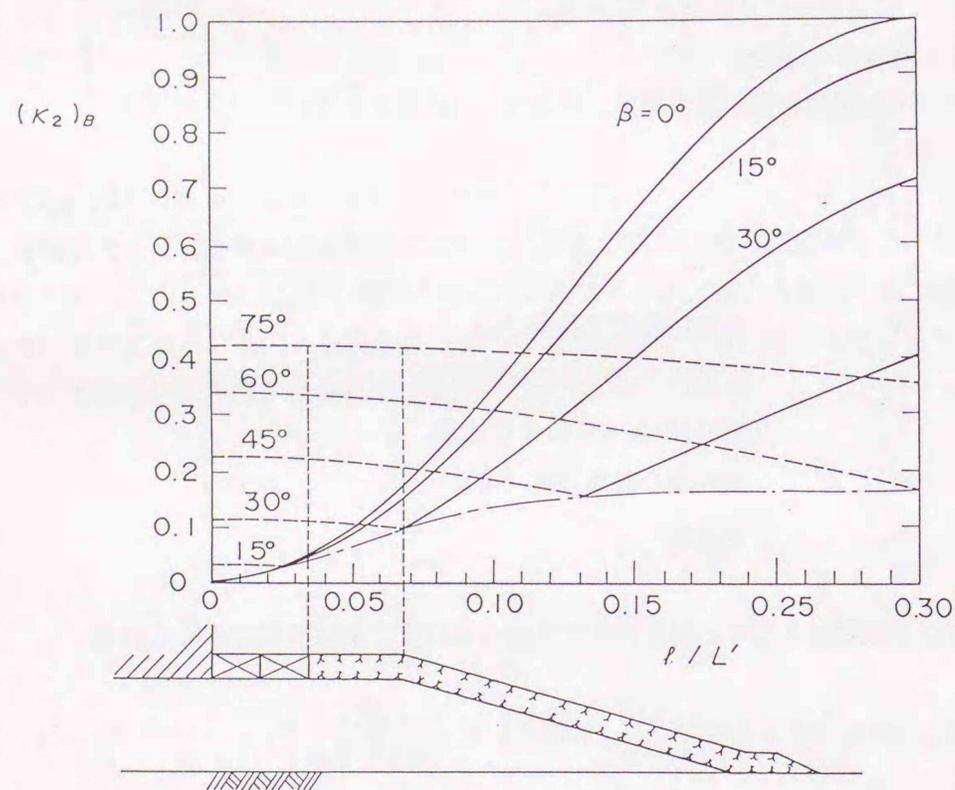


図-5.41 $(\kappa_2)_B$ の算定図の使い方

以上の式によって、マウンド上の任意の地点に対して N_s が求められる。実際の設計ではマウンド全体を同一の被覆材を使用することが一般的であるので、マウンド全体で最大の $(\kappa_2)_B$ を求める必要がある。

まず直角入射の場合には、法肩の部分が最も移動が生じやすいので、 l はマウンドの法肩幅 B_M をとる。これに対し斜め入射の場合には、入射角が大きいほど直立部に近い部分の方が危険になる。このため l としてマウンドの法肩幅 B_M をとった場合と、直立部から根固め方塊（港外側）までの距離をとった場合の両方の計算を行って、大きいほうの $(\kappa_2)_B$ を用いる。図-5.41は、例として $B_M/L = 0.068$ の場合の

$(\kappa_2)_B$ の変化を示したものであるが、 $\beta = 30^\circ$ 程度までは法肩のほうが危険側であることがわかる。

(2) 堤端部の場合

堤端部の場合、前出式(5-14)の無次元流速を次のように書き改める。

$$\kappa = \kappa_1 \cdot (\kappa_2)_T \quad (5-17)$$

$$(\kappa_2)_T = \frac{\alpha_s \tau^2}{4} \quad (5-18)$$

ここで、 τ は堤端部における流速の補正係数で次式で求められる。

$$\tau = \begin{cases} 1.4 & (\beta \leq 45) \\ 1.4 + \frac{1.1}{15}(\beta - 45) & (45 \leq \beta \leq 60) \end{cases} \quad (5-19)$$

なお、 κ_1 は前出の式(5-15)をそのまま用いる。堤端部については、直立部基部のマウンドの水平部分が洗掘しやすいので、補正係数 $\alpha_s = 0.45$ とする。したがって、 $(\kappa_2)_T$ は定数 0.22 となる。その他の記号については、堤幹部の場合と同じである。

堤端部でのマウンド被覆材に移動は、直角入射波の場合は港内側の角部、斜め入射波の場合は波向きに対して突き出た側の角部の近傍で発生し易い。また被覆材の移動の要因となる速い流れの発生範囲は、角部を中心として同心円状に広がる傾向がある。その中心半径 ϕ は、周期が長いほど広がる傾向がある。堤端部におけるマウンド被覆の必要範囲を定量的に求めることは現状では難しいけれども、平均的には入射波高の 1~2 倍程度である。

(3) 被覆ブロックの安定重量の推定法

被覆ブロックの場合、各ブロックごとに安定数 N_s の算定式が提案されているが、その多くは直角入射波のみを対象としたものである。斜め入射波および堤端部に対する安定重量については、個々の被覆ブロックごとに平面実験を実施して検討する必要がある。

しかしながら概略の検討を行う場合には、直角入射波に対する安定数を既往の方法で計算し、これを各条件での発生流速に応じて補正することが可能である。すなわち、斜め入射波あるいは堤端部に対する安定数 N_s^* は次式で求められる。

$$N_s^* = \frac{N_s}{\alpha_s \kappa^* / \kappa} \quad (5-20)$$

ここに、 N_s 、 κ は直角入射波に対する安定数および無次元流速で、 κ^* は斜め入射波あるいは堤端部に対する無次元流速である。

5.3.2 算定例

(1) 計算条件

図-5.42に示す混成防波堤を例として、堤幹部のマウンド被覆材の安定重量を計算する。おもな計算条件は次のとおりである。

マウンド上の水深	$h' = 9.0\text{m}$
マウンド法肩幅	$B_M = 8.0\text{m}$
設計波の条件	$H_{1/3} = 5.0\text{m}$
	$T_{1/3} = 13.0\text{s}$
	$L' = 118\text{m}$
入射角	$\beta = 0^\circ$ および 60°

(2) 堤幹部の安定重量の計算手順

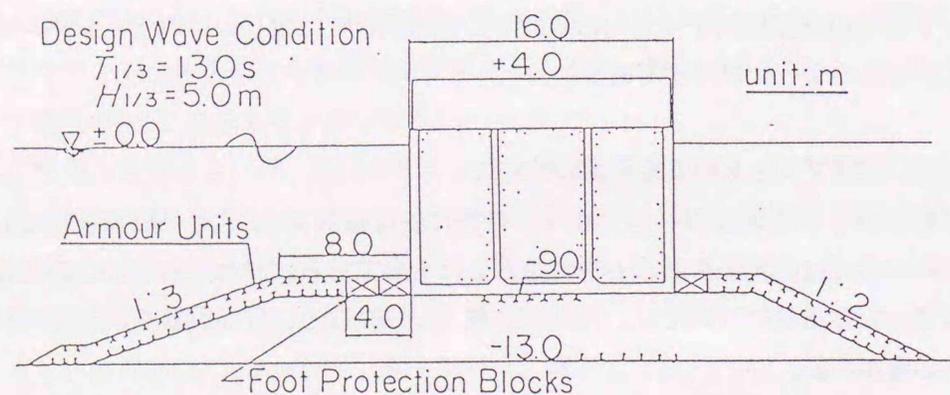


図-5.42 混成防波堤の設計例

はじめに直角入射に対する計算を以下に示す。まず $h'/L = 0.076$ を式(5-15)に代入して、

$$\kappa_1 = \frac{2 \times 2 \times 3.14 \times 0.076}{\sinh(2 \times 2 \times 3.14 \times 0.76)} = 0.861$$

直角入射 ($\beta = 0^\circ$) の場合には法肩が最も危険となるので、 $l = B_M$ を式(5-16)に代入して、

$$(\kappa_2)_B = \sin^2\left(\frac{2 \times 3.14 \times 8.0}{118}\right) = 0.171$$

となる。したがって、

$$\kappa = \kappa_1 \cdot (\kappa_2)_B = 0.148$$

となる。さらに式(5-13)の第2項より安定数を求めると、

$$N_s = 1.3 \times \frac{1 - 0.148}{0.148^{1/3}} \times \frac{9.0}{5.0} + 1.8 \times \exp\left[-1.5 \times \frac{(1 - 0.148)^2}{0.148^{1/3}} \times \frac{9.0}{5.0}\right] = 3.81$$

となり、この値を式(5-12)に代入して安定重量は

$$W = \frac{2.65 \times 5.0^3}{3.81^3 \times (2.65/1.03 - 1)^3} = 1.54 \quad (\text{tf})$$

と計算される。

次に斜め入射の 60° 場合の計算例を示す。斜め入射波に対しては、式(5-16)の $(\kappa_2)_B$ の計算において、マウンド法肩 ($l = 8.0\text{m}$) だけでなく、根固め方塊との境界位置 ($l = 4.0\text{m}$) についても検討する必要がある。

$l = 4.0\text{m}$ に対しては、

$$(\kappa_2)_B = \max\left\{0.45 \sin^2 60 \cos^2\left(\frac{2 \times 3.14 \times 4.0}{118}\right), \cos^2 60 \sin^2\left(\frac{2 \times 3.14 \times 4.0}{118}\right)\right\}$$

$$= \max\{0.322, 0.011\} = 0.322$$

l = 8.0mに対しては、

$$(\kappa_2)_B = \max\left\{0.45 \sin^2 60 \cos^2 \left(\frac{2 \times 3.14 \times 8.0}{118}\right), \cos^2 60 \sin^2 \left(\frac{2 \times 3.14 \times 8.0}{118}\right)\right\}$$

$$= \max\{0.280, 0.043\} = 0.280$$

となり、大きい方の前者の値を用いて κ は次のようになる。

$$\kappa = \kappa_1 (\kappa_2)_B = 0.861 \times 0.322 = 0.287$$

さらに、式(5-13)および式(5-12)を用いて、

$$N_s = 1.3 \times \frac{1-0.287}{0.787^{1/3}} \times \frac{9.0}{5.0} + 1.8 \times \exp\left[-1.5 \times \frac{(1-0.287)^2}{0.287^{1/3}} \times \frac{9.0}{5.0}\right] = 2.75$$

$$W = \frac{2.65 \times 5.0^3}{2.75^3 (2.65/1.03 - 1)^3} = 4.08 \quad (\text{tf})$$

となる。したがって、この例では斜め入射の60°の場合は直角入射のときのおよそ2.5倍の重量の被覆材が必要になる。

(3) 堤端部の安定重量の計算手順

はじめに直角入射の場合について示す。

まず式(5-17)および(5-18)を用いて κ_T を計算する。ここで流速補正係数 τ は式(5-19)より1.4となる。したがって、

$$\kappa_T = 0.863 \times \frac{0.45 \times 1.4^2}{4} = 0.190$$

となる。これを式(5-13)および式(5-12)に代入して、

$$N_s = 1.3 \times \frac{1-0.190}{0.190^{1/3}} \times \frac{9.0}{5.0} + 1.8 \times \exp\left[-1.5 \times \frac{(1-0.190)^2}{0.190^{1/3}} \times \frac{9.0}{5.0}\right] = 3.38$$

$$W = \frac{2.65 \times 5.0^3}{3.38^3 \times (2.65/1.03 - 1)^3} = 2.20 \quad (\text{tf})$$

となる。したがって、直角入射の場合は、堤端部では堤幹部のおよそ1.4倍の重量の被覆材が必要になる。

次に斜め入射60°の場合について示す。式(5-17)より、流速補正係数 τ は2.5となる。したがって、

$$\kappa_T = 0.863 \times \frac{0.45 \times 2.5^2}{4} = 0.607$$

となる。これを式(5-13)および式(5-12)に代入して、

$$N_s = 1.3 \times \frac{1-0.607}{0.607^{1/3}} \times \frac{9.0}{5.0} + 1.8 \times \exp\left[-1.5 \times \frac{(1-0.607)^2}{0.607^{1/3}} \times \frac{9.0}{5.0}\right] = 2.19$$

$$W = \frac{2.65 \times 5.0^3}{2.19^3 \times (2.65/1.03 - 1)^3} = 8.16 \quad (\text{tf})$$

となる。したがって、斜め入射60°の場合は、堤尾部では堤幹部のおよそ2倍の重量の被覆材が必要になる。

5.3.3 安定重量の計算図表

Hudson型の算定式では、波高が安定重量を決める最も影響の大きなパラメーターとなる。ここでは、横軸に波高 $H_{1/3}$ 、縦軸に安定重量 W を対数でとり、マウンド上水深 h' 、マウンド前肩幅 B_M 、波の周期 $T_{1/3}$ および波向き β をパラメーターとした計算図表を示す。なお、以下の検討では前出の図-5.42に例示した防波堤を基本条件とした。

図-5.43(a)は、 $B_M = 8.0\text{m}$ の場合の堤幹部についての計算結果である。実線は基本条件に対する計算結果で、破線はマウンド上水深 h' が小さい場合、点線は周期が

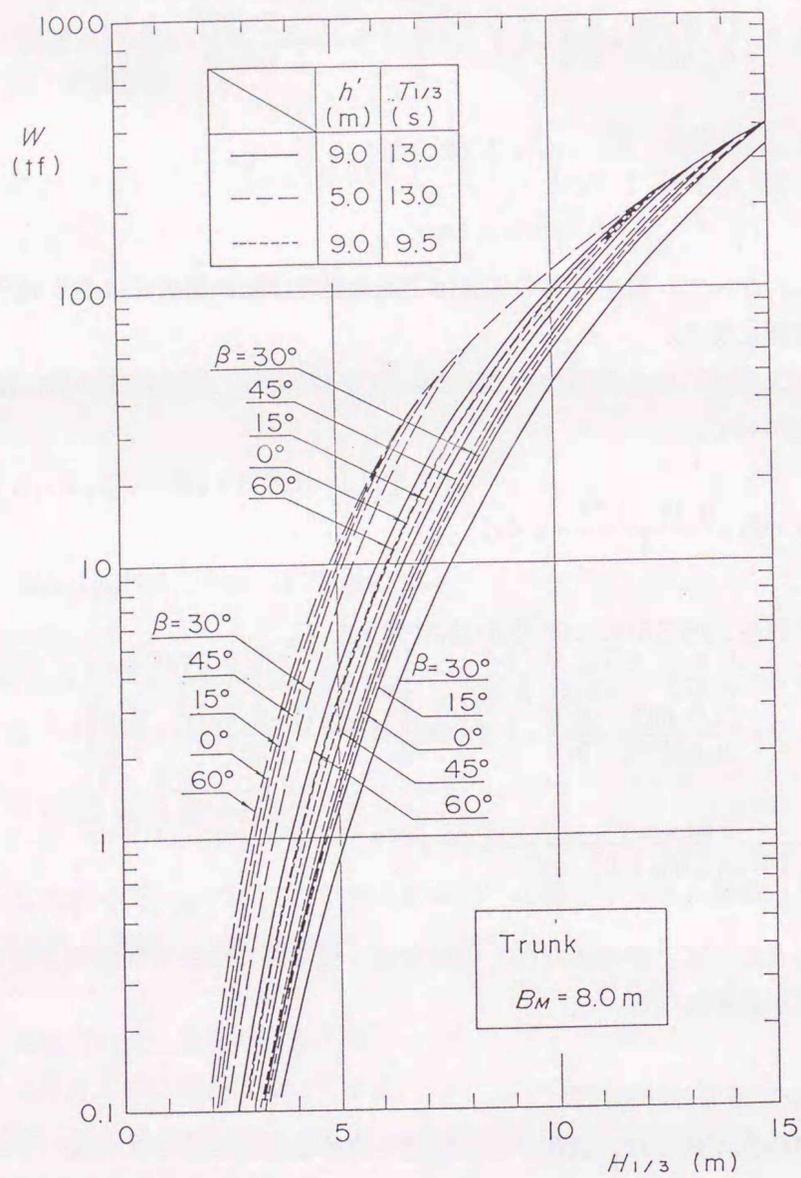


図-5.43(a) 波高と安定重量 (堤幹部、 $B_M=8.0\text{m}$)

短い場合を表している。さらに各ケースについて波向きを 0° から 60° まで、 15° きざみで変化させている。この場合は、いずれの条件でも $\beta=60^\circ$ の場合が最も大きな重量の被覆材が必要になり、 $\beta=30^\circ$ の場合が最も小さい重量となる。また、

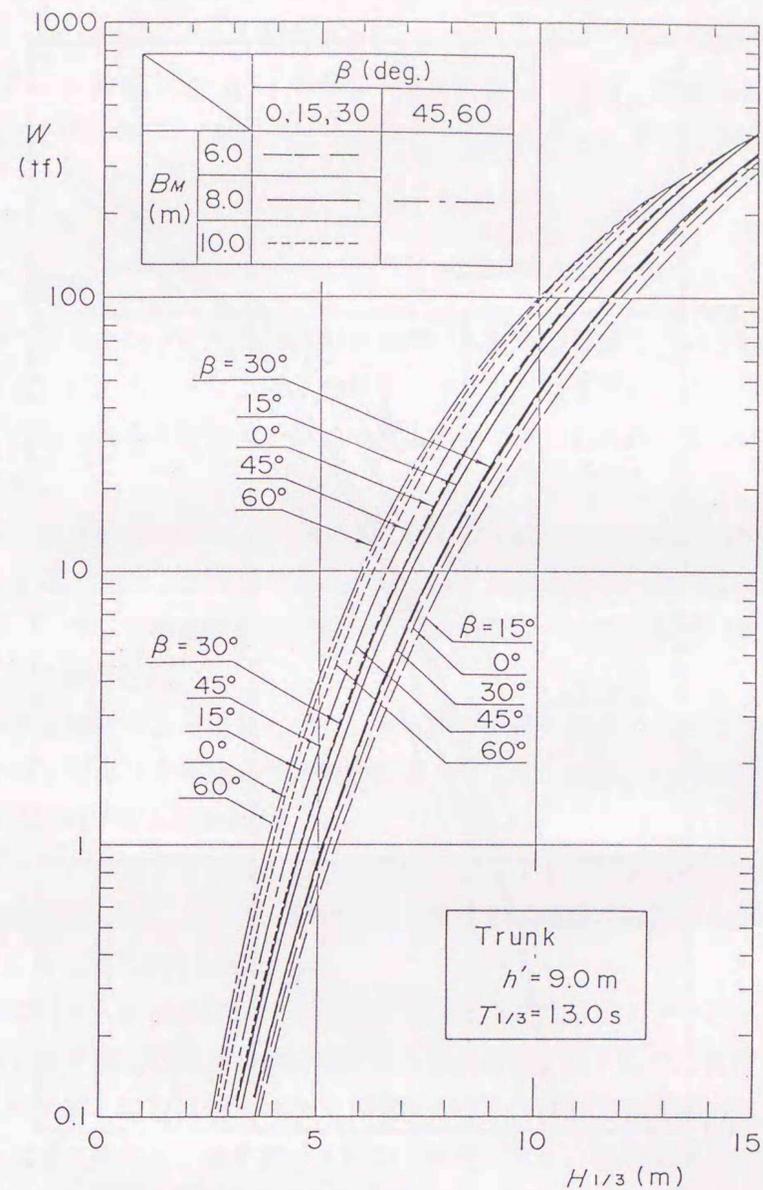


図-5.43(b) 波高と安定重量 (堤幹部、 $h'=9.0\text{m}$ 、 $T_{1/3}=13.0\text{s}$)

破線で示すマウンド水深が浅いケースは、深い場合に比して大きな重量の被覆材が必要になる。また、点線で示す周期の短いケースは、長い場合に比して小さな重量でよいことがわかる。

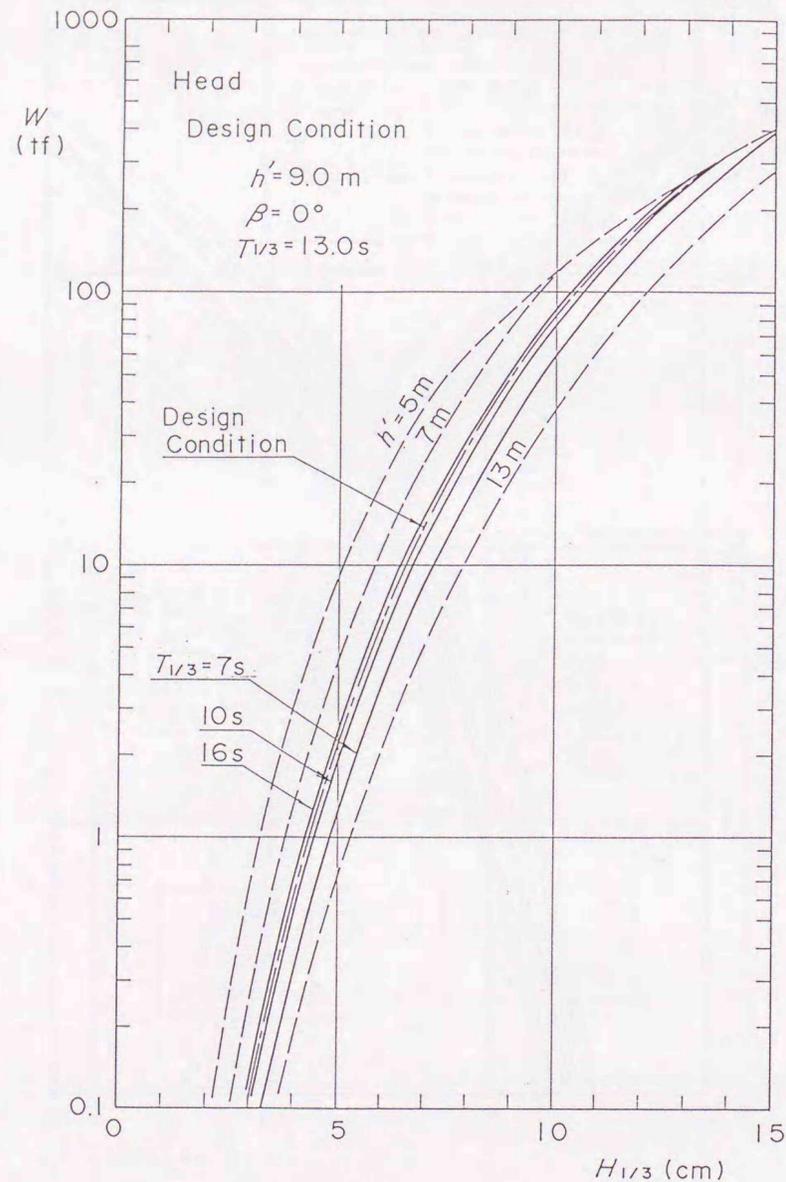


図-5.44 波高と安定重量 (堤端部)

図-5.43(b)は、 $h' = 9.0\text{ m}$ 、 $T_{1/3} = 13.0\text{ s}$ の場合の堤幹部を対象として、 B_w を変化させた場合の計算結果である。このケースは、 $\beta = 45^\circ$ 以上では根固め方塊側の位置で流速が最大となるため、 B_w によって安定重量は変わらない。前図と同様に β

$= 60^\circ$ の条件が最も厳しいけれども、 B_w が大きいほど直角入射 ($\beta = 0^\circ$)の安定重量が $\beta = 60^\circ$ の値に近づく傾向がある。

図-5.44は、堤端部についてマウンド上水深 h' と周期 $T_{1/3}$ の影響を示したものである。周期が長いほど、あるいはマウンド上水深が小さいほど、安定重量は大きくなる。

5.4 結論

堤幹部でのマウンド近傍流速に対する波の入射角の影響について検討した。これらをもとに、斜め入射波に対する堤幹部のマウンド被覆材の安定重量の算定法を提案し、その妥当性を実験結果と現地の被災事例で確認した。主要な結論は以下のとおりである。

- ①マウンド被覆材の移動は、マウンド近傍での水粒子速度の絶対値が大きくなる場所で発生する。また、被覆材の動くタイミングが流速のピーク時にほぼ一致することから、マウンド被覆材の安定性を支配する要因としては流速の絶対値が重要であることを確認した。
- ②マウンド被覆材の安定重量とマウンド近傍での発生流速の関係について、不規則波による平面実験を実施して系統的に調べた。その結果、一般に安定重量は流速の6乗に比例することがわかった。
- ③斜め入射波が作用する場合における堤幹部のマウンド被覆材の安定重量を算定する方法を提案した。さらに、平均重量の異なる4種類の被覆材を用いて安定実験を行い、その妥当性を確認した。
- ④堤幹部に斜め入射波が作用する場合には、その入射角が大きいとケーソン前面のマウンド水平部上の流速が他の場所より速くなり、この部分の被覆石が移動し易い。直角入射の場合は通常マウンド法肩より下の部分で移動が生じ、斜め入射の場合と大きく異なる。また斜め入射で入射角が大きい場合には、直角入射の場合より安定重量が大きくなることもある。

堤端部のマウンド被覆材については、安定重量と被覆必要範囲について、以下の点が明らかになった。

- ①波向きをパラメーターとして、堤端部のマウンド被覆材の安定重量算定法を提案し、実験結果によってその妥当性を確認した。安定重量は入射角が45°以内では同一であるが、45°以上では入射角とともに安定重量が大きくなる。
- ②堤端部では堤体の角付近で局所的に大きい流速が発生し、被覆材が移動する。直角入射では岸側の角、斜め入射では波向きに対し突き出た側の角付近でマウンド被覆材の移動が発生する。設計においては、局所流の発生範囲である角部から入射波高の1～2倍の部分を被覆する必要である。
- ③堤端部のマウンド被覆材の安定重量は、有義波周期が長いほど大きく、堤幹部より50%以上の重量が必要な場合もある。また、堤端部では堤幹部に比べて波高の増大に対するマウンド被覆材の被害が急速に進行する傾向があることに留意する必要がある。

以上の実験結果では、マウンド被覆材として石材を使用している。コンクリートブロックに対しては、今回提案した方法で平面条件に対する発生流速を求め、これを用いて断面条件の安定数を補正することができる。

5. 5 参考文献

- 1)高橋重雄・木村克俊・谷本勝利：斜め入射波による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する実験的研究、港湾技術研究所報告第29巻第2号、pp. 3～36、1990年6月。
- 2)谷本勝利・柳生忠彦・村永 努・柴田鋼三・合田良実：不規則波実験による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する研究、港湾技術研究所報告第21巻第3号、pp. 3～42、1982年9月。
- 3)合田良実・谷本勝利・高山知司：運輸省港湾技術研究所の大水深海洋構造物実験水槽について、日本造船学会誌第691号、pp. 35～39、1987年。
- 4)Kimura, K., S. Takahashi and K. Tanimoto: Stability of Rubble Mound Foundations of Caisson Breakwaters under Oblique Wave Attack, Proc. of 24th International Conf. on Coastal Eng., ASCE, 1994.

- 5)伊藤喜行・谷本勝利：新しい方法による波動の数値計算—防波堤周辺の波高分布への適用—、港湾技術研究所報告、第10巻第2号、pp. 97～120、1971年6月。
- 6)谷本勝利・小舟浩治・小松和彦：数値波動解析法による港内波高分布の計算、港湾技術研究所報告、第14巻第3号、pp. 35～58、1975年9月。
- 7)Horikawa K. :Nearshore Dynamics and Coastal Processes, Univ. of Tokyo Press, pp. 271～291、1988 .
- 8)渡辺 晃・丸山康樹：屈折・回折・砕波減衰を含む波動場の数値解析法、第31回海岸工学講演会論文集、pp. 103～107、1984年11月。
- 9)磯部雅彦・佐藤典之・杉浦 淳・泉宮尊司：港内波高分布の数値計算における境界条件に関する研究、第34回海岸工学講演会論文集、pp. 86～90、1987年11月。
- 10)高山知司：波の回折と港内波高分布に関する研究、港湾技研資料No. 367, 140p.、1981年3月。
- 11)前出1)に同じ

6. 津波による防波堤の被災事例の分析

6. 1 既往の津波被害の概要

6. 1. 1 チリ地震津波による被害

1960年にチリ南部沖で発生したマグニチュード8.5の地震による津波は、太平洋沿岸各地に襲来した。日本沿岸でも地震後約24時間を経過して到達し、三陸沿岸を中心に100名を越える死傷者を記録した。

この津波によって大船渡港の港湾施設が被害を受けた。佐々木¹⁾によると、方塊積み構造の-3m物揚場が海側に傾斜し、鋼矢板形式の-4mおよび-2m物揚場では、矢板が海側に膨らんだ。これらの被害は引き波によって生じたものと推定されている。

気仙沼湾の狭窄部では、津波来襲時に発生する大きなせん断力によって砂が移動し、侵食や堆積が生じた。Kawamura et. al.²⁾は海底面を実測し、全洗掘量のおよそ1/3が湾内へ流入し、残る2/3が湾外に流出したことが明らかにした。また高橋ら³⁾は、こうした土砂移動を含めた津波計算法について検討している。

6. 1. 2 十勝沖地震津波による被害

1968年に発生した十勝沖地震は、図-6.1に示す震源で、マグニチュード7.9の規模であった。八戸港では図-6.2に示す港奥の河原木防波堤で、幅4.5mのケーソン

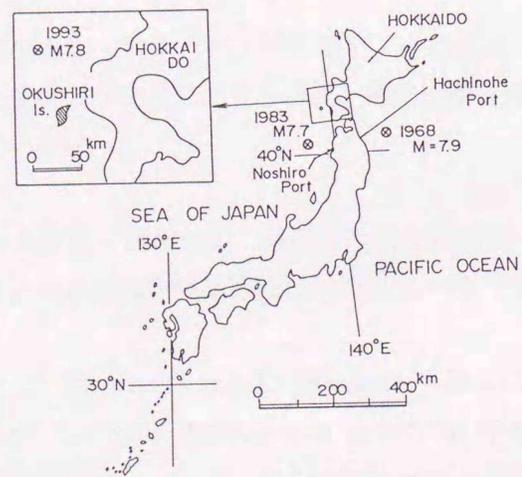


図-6.1 震源地および地震の規模

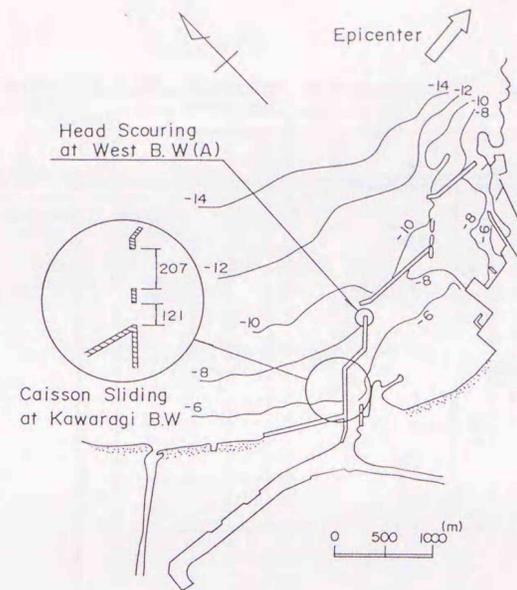


図-6.2 八戸港の被災状況

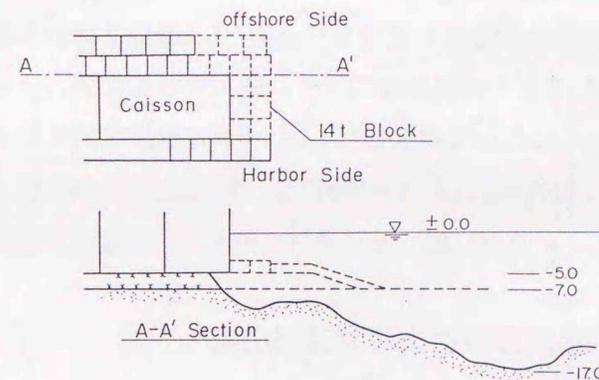


図-6.3 八戸港における堤頭部の被災例

が延長328mにわたって倒壊した。伊藤ら⁴⁾が数値計算を行い、堤内外の水位差が原因であることを確認している。

港湾の開口部は津波の来襲時に狭窄部になり、早い流れが発生する。八戸港では1968年十勝沖地震津波によって西防波堤の堤端部で大規模な洗掘が生じた。図-6.3は堀口ら⁵⁾の調査によるもので、洗掘深が最大10mにも達している。

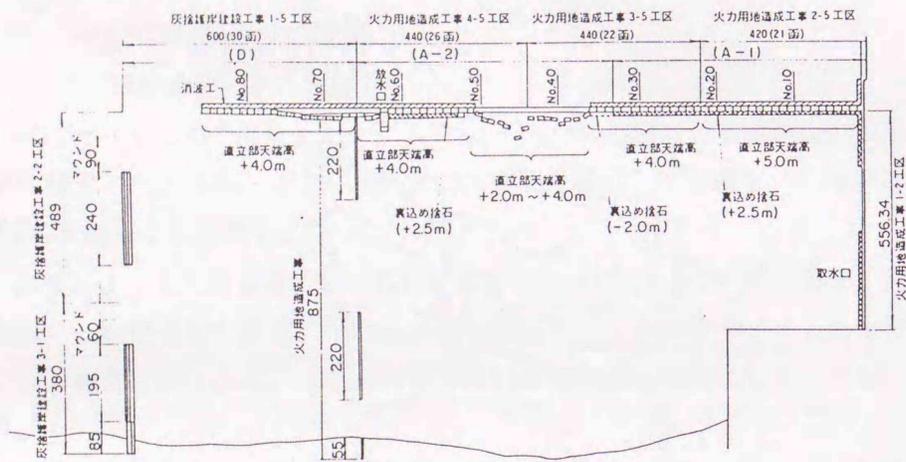


図-6.4 能代火力発電所用地護岸の被災状況 (文献⁶⁾より引用)

6.1.3 日本海中部地震津波による被害

1983年の日本海中部地震津波(震源位置は前出の図-6.1参照)では、秋田県能代港で緩勾配の海底を伝播してきた波状段波により、施工中の能代火力発電所用地護岸の直立部が、延長300mにわたって滑動した。図-6.4に被災状況を示す。谷本ら⁶⁾は水理模型実験を行って被災原因について解析し、非砕波津波の津波力に対するTanimotoの式⁷⁾を拡張して、直立壁に働く段波津波の津波力の算定式を提案した。

6.2 北海道南西沖地震津波による防波堤被害^{8),9)}

6.2.1 津波の遡上高さ

(1) 観測結果

1993年7月12日22時17分に発生した北海道南西沖地震は、マグニチュード7.8で、震源位置は北緯42度47分、東経139度12分、震源の深さは34kmと推定されている。この地震によって発生した津波は、地震後数分でおよそ70km離れた奥尻島や北海道本島の南西海岸に到達した。図-6.5は開発土木研究所がまとめた各地の津波の遡上高さである¹⁰⁾。遡上高さはマクロ的な海底地形、海岸地形のほか、局所的な遮蔽物の存在、さらに海岸線や防波堤に対する津波の入射角度の影響を受けている。

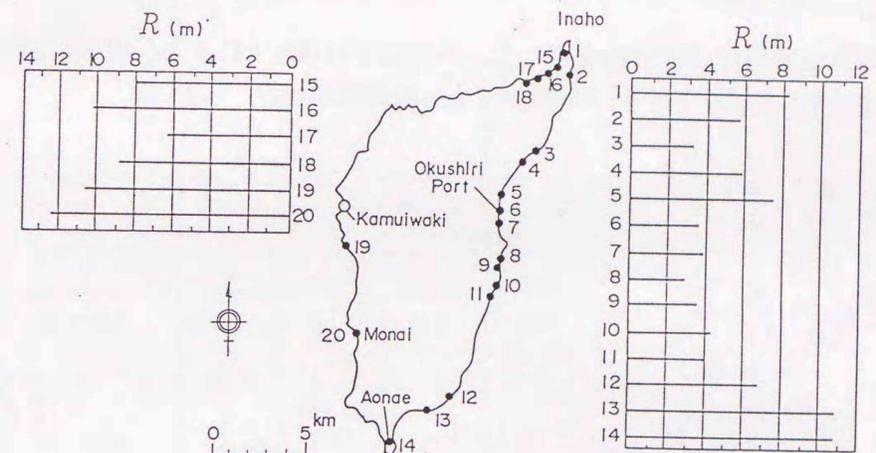
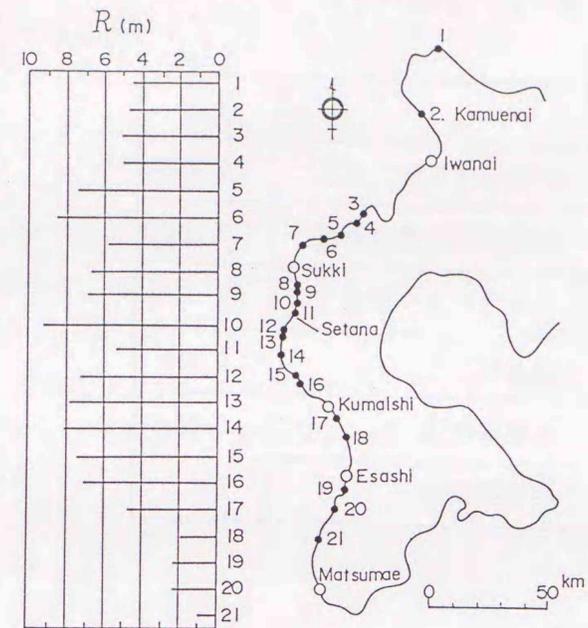


図-6.5 北海道南西沖地震津波による遡上高さ

奥尻島では海岸線に沿って津波高さが変動している。後藤ら¹¹⁾は津波が島にトランプされたことを明らかにしており、藻内 (No. 20) および稲穂 (No. 1) 付近での遡上高さの増大傾向は理論計算によっても確認されている。

北海道の本島側については、海岸線が凸型に突き出した形となる寿都町歌島漁港 (No. 3) から大成町平浜地区 (No. 16) にかけて、遡上高さは5 m以上となった。

表-6.1 計算パラメーター

	f_c
水深10m以深の海底	0.0026
水深10m以浅の海底	0.005
防波堤および岸壁	0.03
陸上部	0.015
住宅点在地	0.05
住宅密集地	0.1

(2) 数値計算結果

津波の数値計算には差分法を用いた。外洋部分はAida¹²⁾による、以下に示す線形長波の式を用いた。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (6-1)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + g h \frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0 \quad (6-2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + g h \frac{\partial \zeta}{\partial y} = 0 \quad (6-3)$$

ここに、 ζ は水位上昇、M、Nは水平面x、y方向の線流量、hは水深である。

浅海領域に対しては、相田¹³⁾の方法で、非線形項や海底摩擦の影響を評価した。基礎方程式を以下に示す。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (6-4)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + g D \frac{\partial \zeta}{\partial x} + f_c \frac{MQ}{D^2} + \frac{M \partial M}{D \partial x} + \frac{N \partial N}{D \partial y} = 0 \quad (6-5)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + g D \frac{\partial \zeta}{\partial y} + f_c \frac{NQ}{D^2} + \frac{M \partial N}{D \partial x} + \frac{N \partial N}{D \partial y} = 0 \quad (6-6)$$

ここに、 $D = h + \zeta$ 、 $Q = \sqrt{M^2 + N^2}$ である。 f_c は摩擦係数で、海底や陸上表面が水流に与える抵抗を、流速の2乗に比例すると仮定して、各条件に対して表-6.1とした。

陸上部においてはhを実水深、zを標高とし、 $h > 0$ (浸水)かつ前後のいずれかの水位格子点で $\zeta < z$ (非浸水)であるならば、その流量格子点を波の先端とし、流量を次式で求めた。

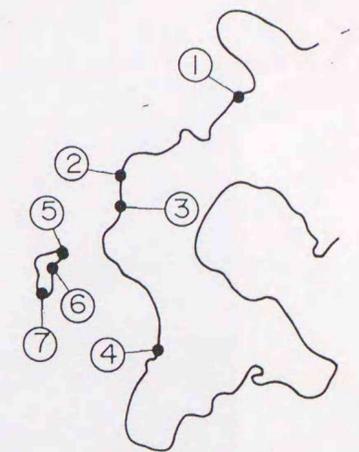
$$M \text{ or } N = C h \sqrt{g h} \quad (6-7)$$

ここでCは流量係数で、定常流の段上りの場合を参考にして0.5を用いた。

表-6.2 各地の津波遡上高さと到達時刻

	Run-up (m)		Arrival Time (min)	
	Mes.	Cal.	Mes.	Cal.
① IWanai	2.6~3.6*	3.1	23	18
② Sukki	5.7	5.8	—	5
③ Setana	5.3	4.9	5	10
④ Esashi	2.3~2.8*	3.6	10	10
⑤ Inaho	10.3	11.2	—	—
⑥ Okushiri	3.5~3.8	4.0	—	—
⑦ Aonae	10.7	5.0	8~9	8~9

*by Shuto et. al.



初期波源は今村ら¹⁴⁾が提案したDCRC-1型モデルを用いた。外洋計算では南北方向700km、東西方向400kmの領域を5km間隔で格子状に分割した。これを第1次領域と呼ぶ。水深が浅くなるにしたがって、格子間隔を1/2ずつ細分化していき、奥尻港周辺は第9次領域(格子間隔20m)とした。

第9次領域の検討は、奥尻港のほか7港で実施している。表-6.2は津波の遡上高さや到達時刻について、観測値と計算値を比較したものである。なお一部のデータについては首藤の報告¹⁵⁾を引用している。瀬棚および岩内での到達時刻は計算値が実測値より遅いが、各港での遡上高さについては両者がほぼ一致している。

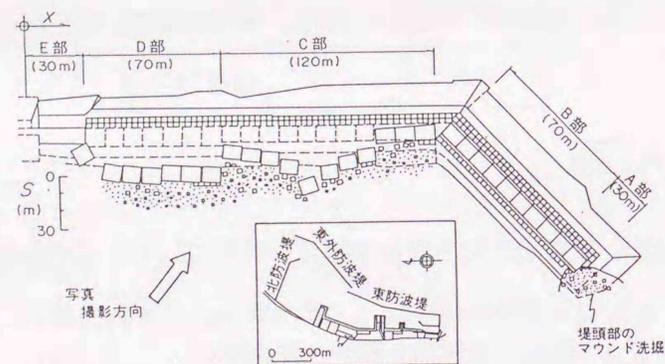


図-6.6 奥尻港北防波堤の被災状況

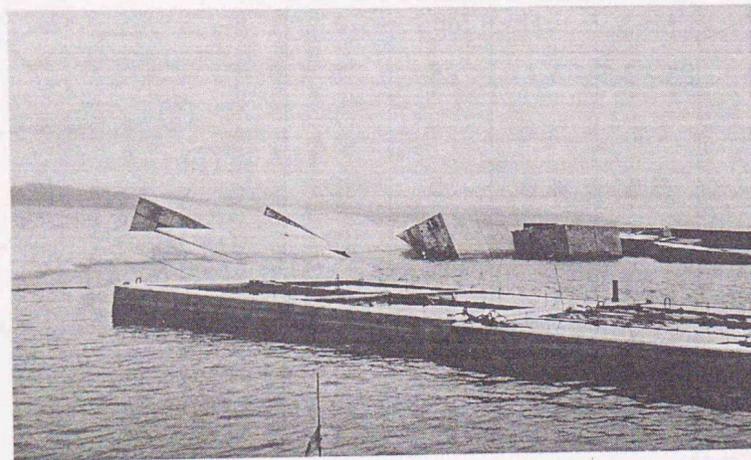


写真-6.1 北防波堤の被災状況

6.2.2 奥尻港における防波堤被害

(1) 北防波堤の被害状況

北防波堤は図-6.6に示すように、E部では水中コンクリート製直立部が飛散し、C部およびD部においては大部分のケーソンがマウンドから転落した。写真-6.1はその状況を示している。図-6.7はC部の標準断面と代表的な滑動状況である。x=180mの位置では、港内側の根固め方塊や被覆材を押し出しながらケーソンが滑動し、マウンド法肩で止まっている。またケーソン滑動後も津波の作用によって基礎マウンドの洗掘が進行し、C部中央のx=160mの位置では基礎捨石が港内側の法肩にたまっている。

これに対し、防波堤の法線が約45°屈曲した先端のA部およびB部のケーソンはほとんど滑動していない。堤端部ではマウンド被覆材と根固め方塊が飛散し、堤端のケーソンの港内側の角部で基礎マウンドが洗掘された。ただし直立部には傾斜等の変状は生じていない。

図-6.8は数値計算で求めた北防波堤の堤内外の水位差 Δh と開口部での平均流速Uの時系列変化である。津波の周期はおよそ7分で、最初の7波分を示している。開口部では港外から港内へ向かうタイミングで最大流速となり、その値は4.5m/sである。

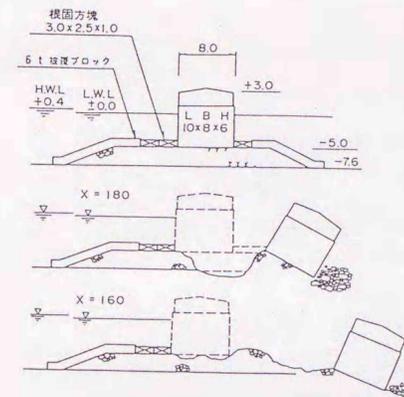


図-6.7 奥尻港北防波堤C部の滑動状況

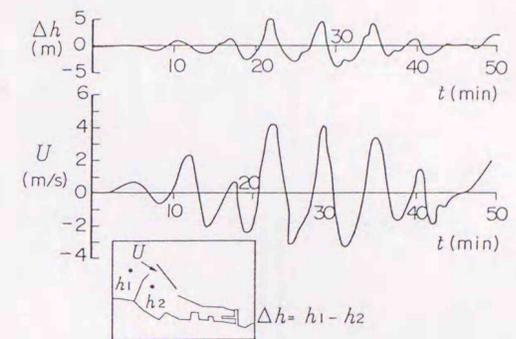


図-6.8 奥尻港北防波堤開口部における水位と流速

(2) 北防波堤の滑動限界津波高さ

表-6.3は北防波堤の各部の、断面形状、水中重量、滑動距離を示している。図-6.9は防波堤の各区間ごとに、推定津波高さ a_1 と堤体重量から逆算した滑動限界津波高さ a_c を示している。なお a_1 は、数値シミュレーションで求められる最大水位 η_{max} から、谷本ら¹⁶⁾の実験結果に基づいて推定したものである。最も被害が大きかったE部は津波高さが滑動限界を大きく上回り、C、D部ではわずかに津波高さが

表-6.3 奥尻港北防波堤の諸元と滑動限界津波高さ

	水深 h (m)	マウト水深 h' (m)	天端 高さ h _c (m)	ケーソン 幅 B (m)	ケーソン 重量 W' (t/m)	滑動限界 津波高さ a _c (m)	滑動量 S (m)	設計波浪条件		
								H _{max} (m)	T (s)	β (°)
A部	11.2 ~11.4	8.5	3.1	7.5	117.33	2.33	0~0.1	4.7	10.0	9
B部	8.8 ~11.2	7.0	3.1	7.5	105.75	2.37	0.05~ 0.1	4.7	10.0	9
C部	6.6 ~8.8	5.0	3.1	8.0	92.25	2.44	1~23	4.9	10.0	43
D部	4.7 ~6.6	3.5	3.1	9.5	95.27	2.80	8~12	5.1	10.0	43
E部	4.4 ~4.5	2.3	3.1	3.5	27.59	1.32	50~60	3.5	10.0	65

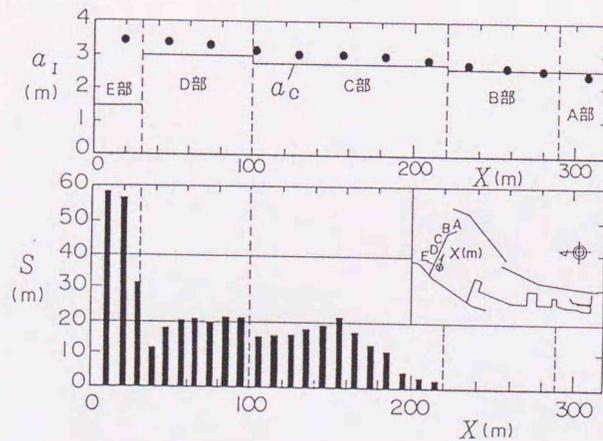


図-6.9 滑動量と津波高さ

が大きい。またA、B部では、先端で津波が回り込んだため前面での津波高さが減少し、直立部の滑動が生じなかったとも考えられる。

奥尻港から対岸の北海道本島までの距離は約30kmである。このため風波のフェッチが短く、防波堤の設計波が $H_{max} = 3.5 \sim 5.1$ m と比較的小さかったことが津波被害を大きくした要因と考えられる。これに対し北海道本島の日本海側に面した港湾・漁港においては、第一線防波堤はおおむね $H_{max} = 10$ m 以上で設計されていたことから、直立部の滑動被害は生じなかったと推定される。

(3) 東防波堤開口部の洗掘

東外防波堤と東防波堤の開口部（幅35m）は、津波来襲時に著しい狭窄部となり、図-6.10のように両端のケーソンが1函ずつ倒壊する大きな被害を受けた。ただし図中のコンターは、被災から6か月経過した時点で測定したものである。開口部では、長さ約50mにわたって洗掘が生じている。被災後に多少埋め戻し等が生じた可能性があるが、設計時の地盤高から3~4mの深さまで洗掘されている。また洗掘の影響が、転倒した東外防波堤堤頭部の基部まで達している。

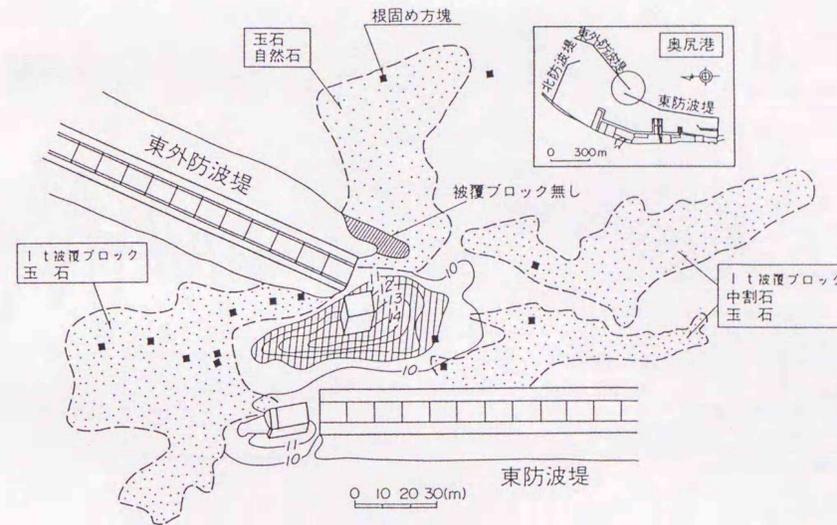


図-6.10 奥尻港東防波堤と東外防波堤開口部の洗掘状況

6.2.3 瀬棚港における防波堤被害

瀬棚港では、島防波堤の沖側の端部と、東外防波堤の東側の端部の2箇所が被災した。瀬棚港の防波堤の配置を図-6.11に示す。なお、いずれの施設でも直立部の滑動は生じていない。

東外防波堤は背後盛り石で補強されたケーソン式混成防波堤である。図-6.12に示すように、先端部は被覆ブロックが未施工だったため、捨石マウンドが大きく洗

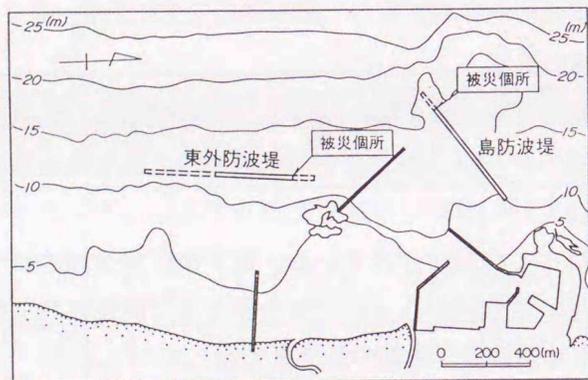


図-6.11 瀬棚港の被災位置

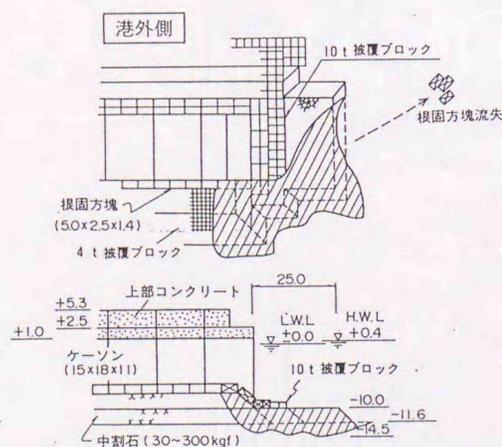


図-6.12 瀬棚港東外防波堤堤端部の被災状況

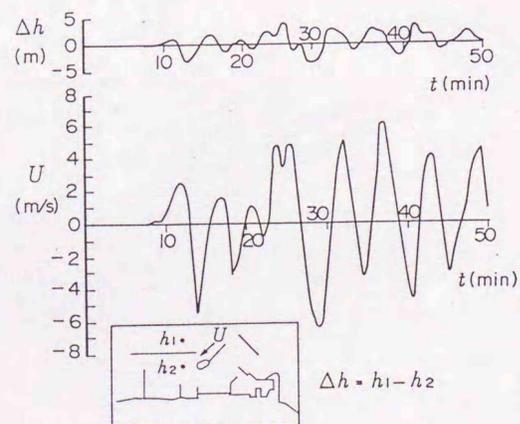


図-6.13 瀬棚港東外防波堤開口部における水位と流速

掘された。さらにこの影響が堤端のケーソン基部まで達し、根固め方塊4個、港内側被覆ブロック166個が流失した。根固め方塊のうち3個は約20m離れた地点で確認された。

図-6.13は瀬棚港東外防波堤の堤内外の水位差 Δh と開口部の平均流速 U の計算結果である。開口部では引き波時の流速が卓越し、最大値が6.3m/sとなっている。前出の図-6.12では、流出した根固め方塊が沖側で発見されているが、引き波時の流速が大きいことが理由と考えられる。

島防波堤は消波ブロック被覆堤である。図-6.14に示すように、沖側の堤端部において40トン異形ブロックが140個が移動あるいは転落した。さらに根固め方塊4個、港内側被覆ブロックが144個移動した後、その部分の基礎マウンドが一部洗掘された。なおこれらの被害個数は完成時の出来高から求めたものである。現地では1990年と1993年に設計条件と同程度の波浪の作用を受けていることも考えると、上記の被害のすべてが今回の津波によるものとはいえない。

図-6.15は、以上述べてきた八戸港、奥尻港北防波堤および瀬棚港東外防波堤の堤頭部におけるマウンド被災例に基づいて、現地でのブロック重量と推定流速の関係を示している。図中の曲線は、以下に示すC. E. R. C.¹⁷⁾の式による。

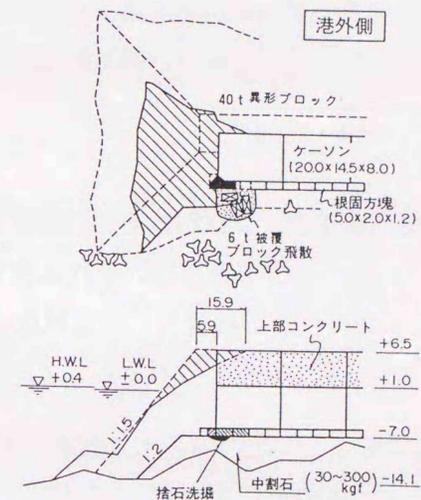


図-6.14 瀬棚港島防波堤端部の被災状況

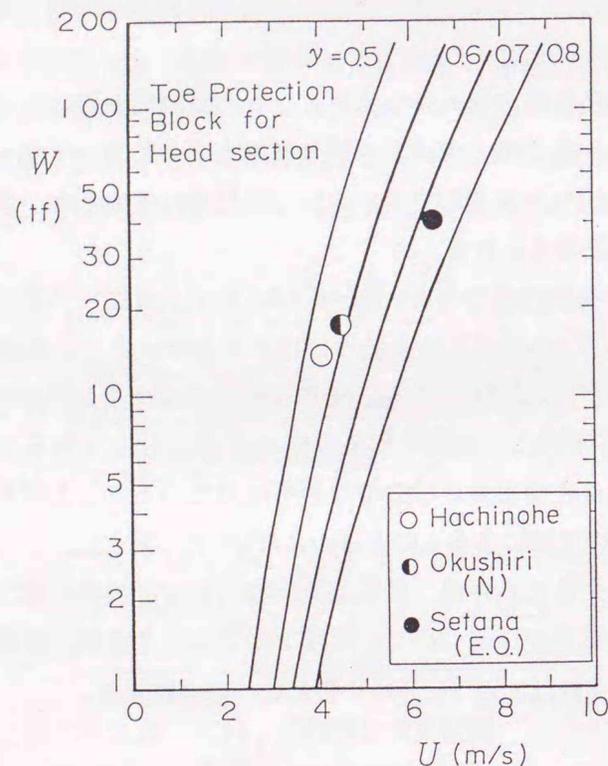


図-6.15 被災したマウンド被覆材重量と推定流速

$$W = \frac{\pi \gamma_r U^6}{48 y^6 g^3 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \quad (6-8)$$

ここに、 W はマウンド被覆材の所要重量、 U は防波堤開口部におけるピーク流速、 S_r はマウンド被覆材の比重、 γ_r はマウンド被覆材の単位体積重量、 g は重力加速度、 θ はマウンドの傾斜角、 y はマウンド被覆材の安定状況を示す定数（Isbash数）である。被害事例はわずかに3例しかないけれども、 y が0.5~0.8の値が現地の状況を良く表している。

6.3 耐津波設計上の課題

6.3.1 一般の防波堤に関する検討

港内の第2線防波堤のように設計波高が小さい施設、あるいは汀線から直角に突き出した防波堤のように設計波が斜め入射条件になる場合は、相対的に津波による外力が大きくなる場合がある。こうした条件に対しては、既存の津波力公式を用いて津波時の検討を行う必要がある。

防波堤の開口部は津波時に狭窄部となり、堤端部のマウンドや周辺地盤が洗掘される危険性が高い。また外海水の導入を目的とした、いわゆる「潮通し」や、漁船等の通行を目的とした「小船通し」といった幅の狭い開口部は、津波時は大きな弱点となるので注意が必要である。

6.3.2 津波防波堤に関する検討

津波防波堤は沖合で津波の勢力を減じ、港内施設や背後地を津波から防護するための構造物である。チリ地震津波のあと1967年に大船渡港で初めて湾口津波防波堤が建設された。その後、釜石港、下田港、須崎港、久慈港などにおいて、津波防波堤が建設中あるいは計画されている。

津波防波堤は比較的水深の大きい地点に建設されることが多く、その場合には縮切効果を高めるために開口部に潜堤を設けるのが一般的である。津波時には開口部が著しい狭窄部となり、ここに強い流れが発生する。開口部潜堤は、こうした流れに対して安定でなければならない。

6.4 結論

近年の防波堤の津波被害を分析した結果、以下の事項が明らかになった。

- ① 直立部に働く津波力に対する既往の算定式の妥当性を確認した。
- ② 直立部の設計においては、港内の第2線防波堤のように設計波高が小さい場合や、汀線から直角に突き出した斜め入射条件の場合に、津波力が波浪力を上回る危険性があることに留意する必要がある。
- ③ 防波堤の堤端部では、津波による局所流によりマウンドや周辺の地盤が洗掘されやすい。とくに海水交換や小型船の航行を目的とした幅の狭い開口部は津波時に狭窄部となり洗掘の危険性が高い。

6. 5 参考文献

- 1) 佐々木 忍：チリ地震津波について、第7回海岸工学講演会論文集、pp. 275～287、1960年11月。
- 2) Kawamura, B. and Mogi T.: On the deformation of the sea bottom in some harbor in Sanriku coast due to the Chile Tunami, pp. 57～66, 1960.
- 3) 高橋智幸・今村文彦・首藤伸夫：土砂移動を伴う津波の数値計算法、海岸工学論文集第39巻、pp. 231～235、1992年11月。
- 4) 伊藤喜行・谷本勝利・木原 力：長周期波に対する防波堤の効果に関する計算（第5報）－八戸港の津波計算－、港湾技術研究所報告第8巻第3号、pp. 19～46、1969年9月。
- 5) 堀口孝男・横田基紀：十勝沖地震津波調査報告、第15回海岸工学講演会講演集、pp. 243～252、1968年11月。
- 6) 谷本勝利・鶴谷広一・中野 晋：1983日本海中部地震津波における津波力と埋立護岸の被災原因の検討、第31回海岸工学講演会論文集、pp. 257～261、1984年11月。
- 7) Tanimoto, K.: On the Hydraulic Aspects of Tsunami Breakwaters in Japan, Proc. of the International Tsunami Symposium 1981, IUGG Tsunami Commission, pp. 423～435, 1983.
- 8) 木村克俊・山本泰司・笹島隆彦・水野雄三：1993年北海道南西沖地震津波による防波堤の被災について、開発土木研究所月報No. 492、pp. 2～11、1994年5月。
- 9) 木村克俊・山本泰司・笹島隆彦・鶴谷広一・中川康之：1993年北海道南西沖地震津波による奥尻港防波堤の被災原因、海岸工学論文集第41巻、pp. 1191～1195、1994年11月。

- 10) 開発土木研究所：1993年北海道南西沖地震被害調査報告、開発土木研究所報告第101号、99p.、1994年1月。
- 11) 後藤智明・見上敏文：津波の諸現象とその数値解析手法について、第7回寒地港湾技術センター技術講演会講演集、pp. 74～98、1994.
- 12) Aida, I.: Reliability of a tsunami source model from fault parameters, J. Res. Earth., Vol. 26, pp. 57, 1977.
- 13) 相田 勇：陸上に溢れる津波の数値実験－高知県須崎および宇佐の場合－、地震研彙報、Vol. 52、pp. 441、1977.
- 14) 今村文彦・高橋智幸・川俣奨・M. Ortiz・高橋武之・首藤伸夫：津波解析から推定される1993年北海道南西沖地震のメカニズムに関する検討、日本地震学会1993年度秋季大会講演予稿集、pp. 55、1993年10月。
- 15) 首藤伸夫：北海道南西沖地震津波に伴う津波とその教訓、土木学会誌Vol. 78、pp. 2～17、1993年8月。
- 16) 谷本勝利ほか9名：1983年日本海中部地震津波の実態と二、三の考察、港湾技研資料No. 470、299p.、1983年。
- 17) Coastal Engineering Research Center; Shore Protection Manual, Vol. II, pp. 7-2 15, 1984年。

7. 津波防波堤開口部の耐津波設計法^{1),2)}

7. 1 津波防波堤の建設経緯

津波の陸上への遡上を防止あるいは軽減を目的とした施設としては、水際線や陸上に設置される防潮堤が一般的である。しかし、港湾区域などにおいては、水際線に天端の高い防潮堤を建設すると、日常の産業活動に支障をきたすため、水域の沖合で津波の勢力を減じる津波防波堤が有力な施設となる。津波防波堤は湾口を狭め、津波の港内への流入を抑制するとともに、湾水振動のモードを変化させる。また、開口部でのエネルギー損失のため、共振による津波の増幅が生じないことは数値計算により確認されている³⁾。

こうした津波防波堤の典型的例としては1960年のチリ地震津波のあと、1967年に湾口津波防波堤が建設された大船渡湾が挙げられる(図-7.1参照)。翌年の1968年に来襲した十勝沖地震津波では、防波堤による津波の抑止効果が実証された⁴⁾。

現在、大船渡湾の北方約30kmに位置する釜石湾においても新しい津波防波堤が建設中である。図-7.2は釜石湾の平面図を示している。防波堤の建設位置は幅が

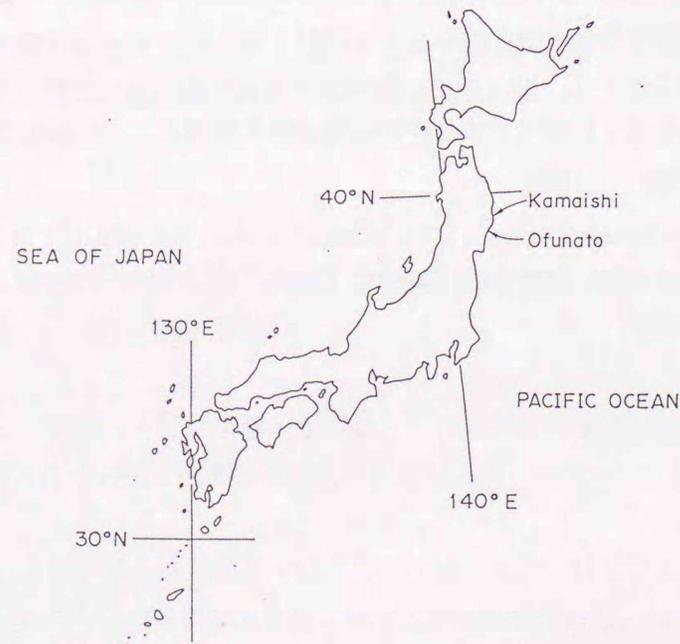


図-7.1 釜石港および大船渡港の位置

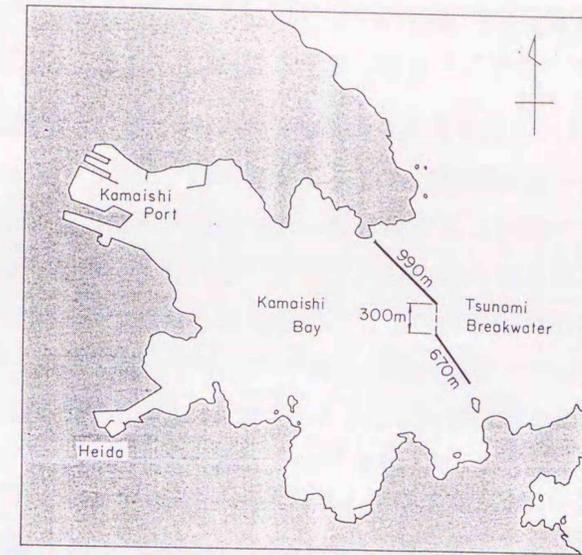


図-7.2 釜石港平面図

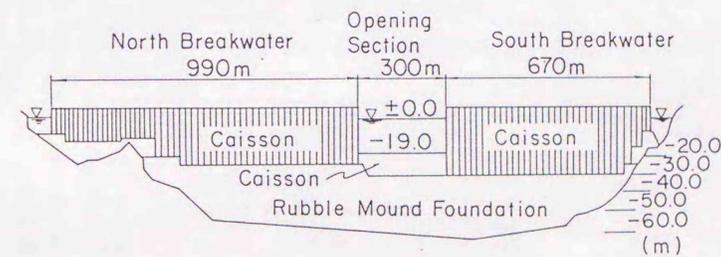


図-7.3 釜石港湾口防波堤の断面形状

2,100mの湾口で、長さ990mの北防波堤、670mの南防波堤から成り、中央部の幅300mの開口部のほか、両側に狭い開口部を有する。この配置はいくつかの代替案のうち、津波防止効果および開口部周辺での渦の発生を極小化などを考慮して選定されたものである⁵⁾。

図-7.3はその津波防波堤の縦断面を示している。防波堤総延長の70%は水深50m以上であり、最深部は63mに達している。中央開口部には、天端の高さが低潮面下19mの潜堤が設けられる。中央の開口部では設計津波来襲時に早い流れが予測されており、潜堤はこうした条件に対して安定でなければならない。

7.2 実験の方法

7.2.1 実験装置

実験はすべて、図-7.4に示す大水深海洋構造物実験水槽⁶⁾（長さ50m、幅45m）で実施した。水槽は移動可能な隔壁によって3分割されており、今回はこのうち大水深槽（長さ50m、幅20m）を使用して実験を行った。同図の下側はその断面図である。大水深槽の地下には環流水路が設けられており、これと上部水槽との間で図中の矢印で示す循環流の発生が可能である。この循環流量を制御することにより、模型を設置する仮設床上において、所要の流れを得ることができる。

流れ発生装置は水槽の端部に設置され、平面的には幅20mの大水深槽を4分割し、5mに1台、合計4台の軸流ポンプ（定格37kw）が備えられている。軸流ポンプは4

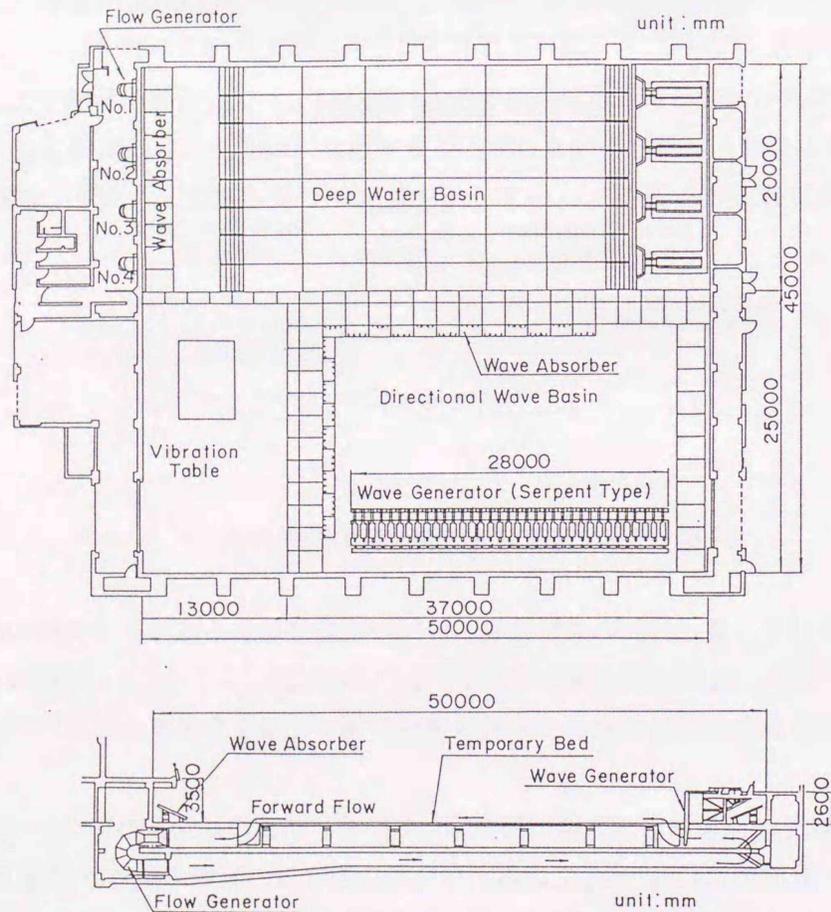


図-7.4 大水深海洋構造物実験水槽

枚翼のインペラ（直径1000mm）を使用し、その回転方向を変えることにより両方向の流れを発生できる。また、回転数も任意に変えることが可能であり、これらの回転指令はアナログ信号により与えることができる。

7.2.2 実験模型

模型縮尺は1/50とし、釜石港湾口防波堤の開口部および本堤堤端部の周辺（北堤側500mおよび南堤側400m）を再現した。図-7.5は平面配置で、開口部の法線は水槽の中心線に一致し、南堤法線はこれと38°、北堤法線はこれと48°で交差している。以下、この模型を「釜石配置」と呼ぶ。同図の左が沖側、右が港内側で、港内に侵入する流れを正流と定義した。なお、水槽の底面は水平な固定床とし、現地の海底勾配は考慮していない。実験水深は開口部の平均水深60mに合わせて120cmとした。

堤幹部および開口部での防波堤模型の断面形状を図-7.6に示す。防波堤は捨石マウンドと直立部から成る混成堤で、堤幹部の直立部は下部が台形、上部が二重横スリットの消波型である。開口部の潜堤は捨石マウンドと矩形頂部工から成り、天端水深は低潮面下38cm（現地換算19m）である。なお、一部の試験では図-7.7に示すような本堤と開口部潜堤が一直線上に並んだ場合についても検討している。大船渡

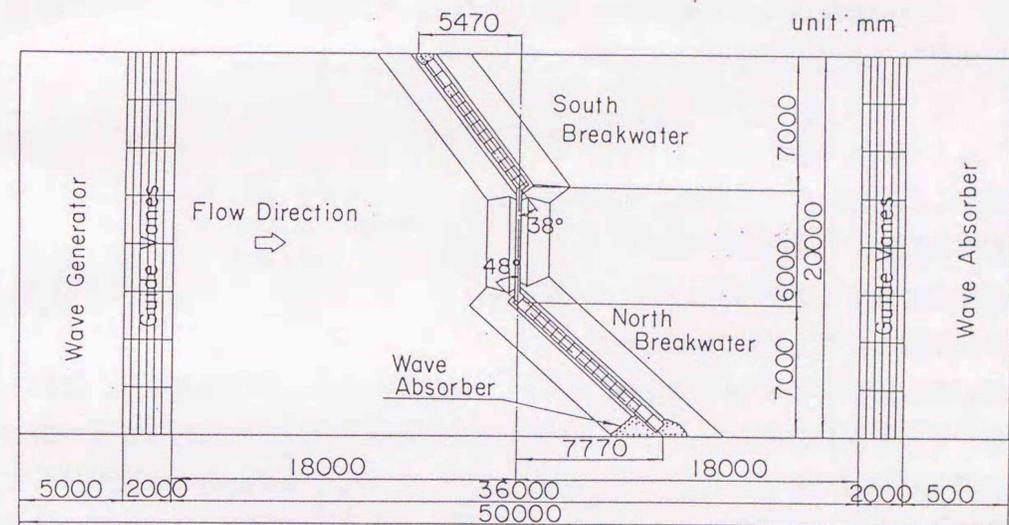


図-7.5 実験模型の平面配置

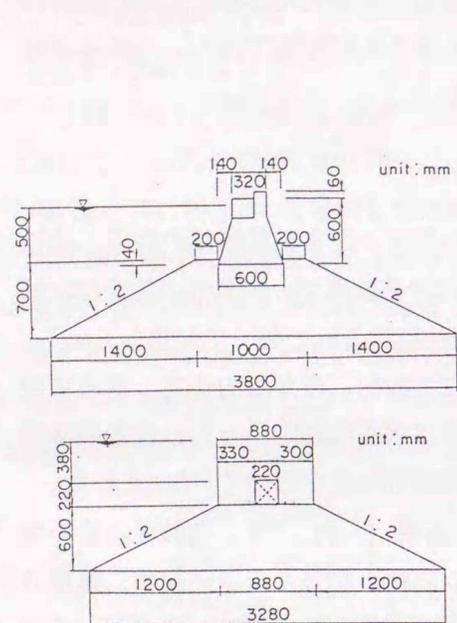


図-7.6 釜石模型の断面図

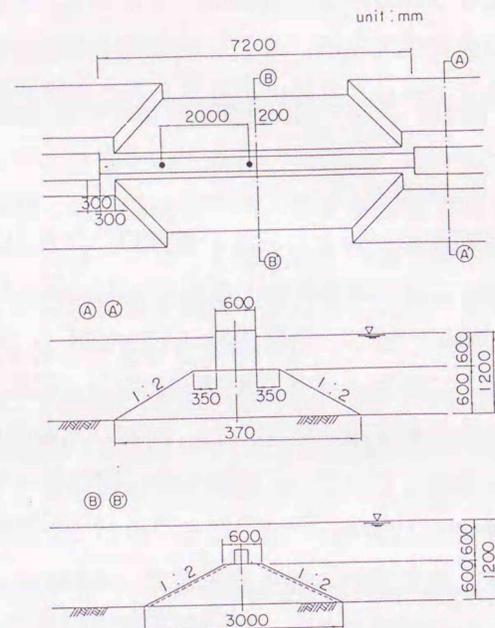


図-7.7 一列配置の平面および断面形状

港湾口津波防波堤はこの配置であり、以下これを「一列配置」と呼ぶ。実験水深およびマウンド条件等は釜石配置の場合と同じである。

7.2.3 実験の種類

実施した実験は次の3種類に大別される。

- ①開口部周辺での流れのパターン
- ②周期流に対する潜堤捨石マウンドの安定性
- ③潜堤頂部工に働く流体力と安定性

開口部は著しい狭窄部で津波時には強い流れが発生する。流れの構造は、急縮・急拡という平面的な変化とともに、潜堤背後での段落ちという断面的な変化が加わり、非常に複雑である。ここでは、定常流を用いて3次元流速分布と水面形状の変化を測定した。その結果をもとに、これらの流れが潜堤の安定性に及ぼす影響について明らかにした。

潜堤捨石マウンドの安定性については現地の津波を想定した周期流により実験した。まずマウンド被覆材の津波流による移動パターンを調べるとともに、洗掘・堆

積傾向を把握した。さらに被覆材の重量を変化させて津波の規模と被覆材の被害率の関係を示した。

潜堤頂部工については、圧力センサーを用いて流体力を測定し、設計で使用する流体力係数を示した。さらに、頂部工の重量を調整して滑動実験を実施し、その係数の妥当性を確認した。

7.2.4 歴史津波の再現

釜石湾に襲った津波による最大痕跡高は、明治29年津波でT.P.+7.9m、昭和8年津波でT.P.+5.4mとされている。また、津波の周期については詳細な記録がないため、数値シミュレーションによって得られた釜石湾の固有振動周期等を考慮して、10分および16分を設計で採用している。

運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所ではこれらの歴史津波の再現実験を実施している⁷⁾。模型は水平縮尺1/600、鉛直縮尺1/120とし、釜石湾とその周辺海域全体を再現したものである。図-7.8は昭和8年津波の場合の、防波堤開口部での流速 u と港外水位 η_1 、港内水位 η_2 の時間変化である。図中の矢印の時刻において流速の

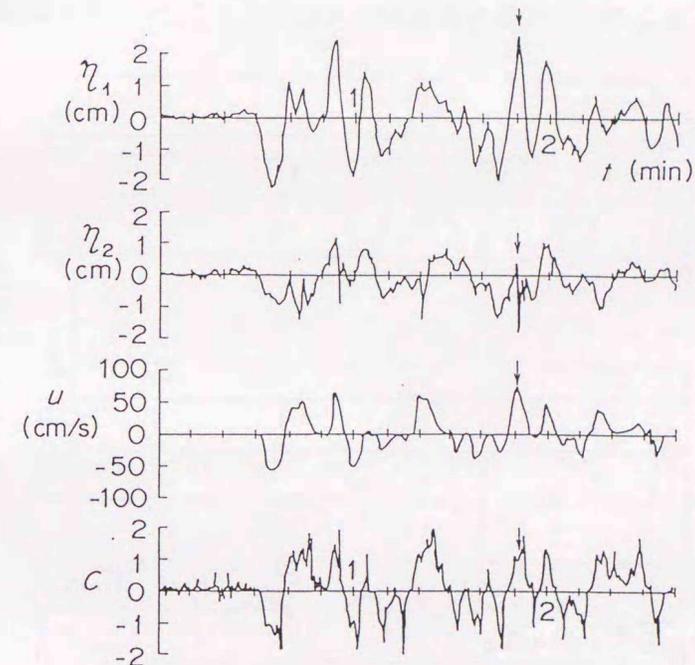


図-7.8 昭和8年三陸大津波を再現した水位と流速の時間変化
(横浜調査設計事務所の実験結果⁵⁾から引用)

ピークを示しており、その値は現地換算して8.2m/sである。図の下段に示した流量係数Cは次式で定義される。

$$u = C \sqrt{2 g \Delta h} \quad (7-1)$$

ここに Δh は港内外の水位差(= $1\eta_1 - \eta_2$)、 g は重力加速度であり、流量係数Cの値の正、負はそれぞれ正流、逆流に対応している。流量係数Cは大きく変化しているが、これは下流側水位の変動とともに、流速と水位の変化に位相差があることが理由と考えられる。しかしながら、流速のピーク時に対応する流量係数については正流、逆流ともに1.0程度の値を示している。一方、明治29年津波についてもほぼ同様な結果が得られているが、最大流速はやや小さく現地換算して7.9m/sであった。

(2) 実験津波の特性

実験で用いる津波は規則波とし、現地換算周期を10分(A波)、20分(B波)、40分(C波)および釜石湾の固有周期に対応する16分(K波)の4種類とした。流速および周期はフルード則にしたがって模型量に換算した。津波の作用波数は5波とし、ポンプのインペラ回転数を正弦的に変化させることにより周期流を発生させた。

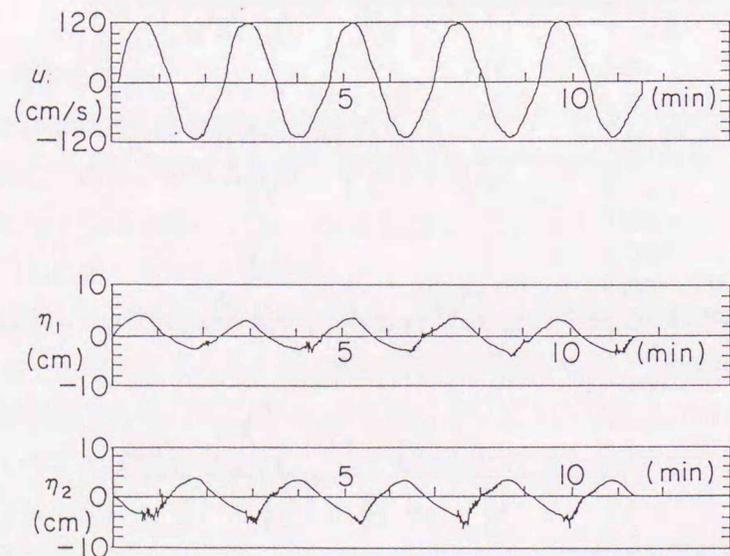


図-7.9 流速および水位の時間変化

図-7.9はK波の津波波形で、上段が開口部中央での流速、下の2つは開口部中心線上の港内外9mの地点での水位変化である。5波の流速変化に差は見られず流れは安定していることがわかる。水位波形は静水時を原点にとったもので、上流側では開口部での流量増加にともなう堰上げにより水位が上昇し、下流側では逆に水位が低下している。また下流側の水位は堤頭部から広がる渦の影響を受けるため変動量が大きい。

図-7.10はK波についての、開口部での周期流のピーク流速 u_{peak} とそのときの港内外の水位差 $(\Delta h)_{peak}$ の関係である。流速は開口部法線上の4点の平均値で、水位測点は前述の場合と同じ地点である。 $(\Delta h)_{peak}$ は u_{peak} の2乗に比例する傾向があり、式(7-1)の流量係数は $C=0.9\sim 1.1$ となる。この値は先に示した歴史津波の再現実験での流量係数1.0にほぼ等しいことから、今回の実験では開口部の流速を合わせることだけで歴史津波の水位条件も再現できることを意味している。以下、流速分布等は昭和8年津波に対する8.2m/sをフルード則で模型に換算した110cm/sを用いて検討する。また、マウンド被覆材や頂部工に関しては、これを上回る流れを作用させて安定性の検討を行う。

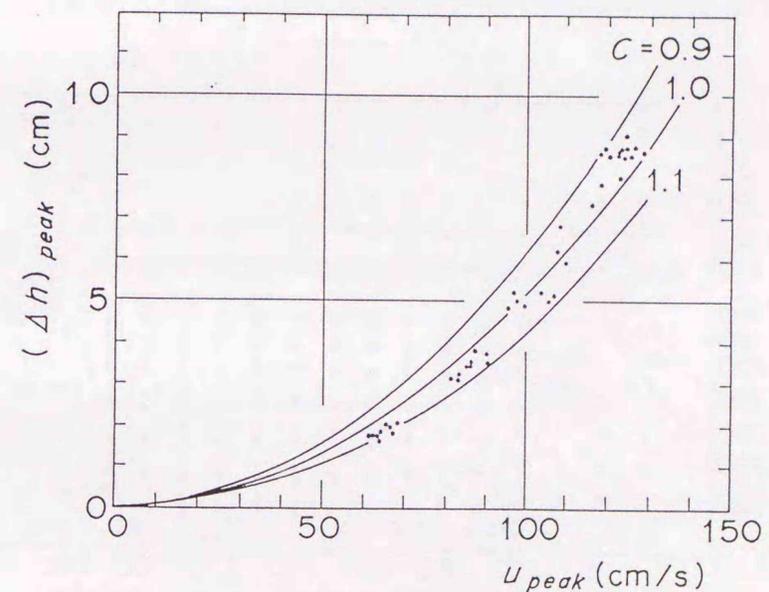


図-7.10 流速と港内外の水位差の関係

7. 3 開口部近傍での流れ特性

7.3.1 測定方法

流れはすべて2成分電磁流速計で測定した。センサーは平面2次元用および鉛直2次元用の2種類を使用した。測定レンジは0~±200cm/sを使用し、応答性を決める時定数は0.05秒とした。なお、データ数は1chあたり1024点とし、サンプリング周期は0.05sとした。

流速および水位分布の測定は釜石配置を対象として、開口部での平均流速が110cm/sの定常流について実施した。測点間隔は、平面的には40cmメッシュとし、水深方向には10cm間隔を標準とした。

7.3.2 流速および水位分布

(1) 平面流速分布

図-7.11は静水面下10cmでの平均流速ベクトルの平面分布である。下流領域では速度の早い縮流域が中央にあり、剥離領域をはさんでその両側に速度の遅い反流域が存在している。図には等流速値線も示してあるが、これによると流れに対して防波堤が突き出ている北堤側(図中のN.B.)では、南堤側(図中のS.B.)に比べて100cm/sの等値線が中央寄りにふくらむ傾向がみられる。流速ベクトル先端の楕円は、x軸、y軸方向の半径がそれぞれ乱れ強度 $\sqrt{u'^2}$ 、 $\sqrt{v'^2}$ を示している。こ

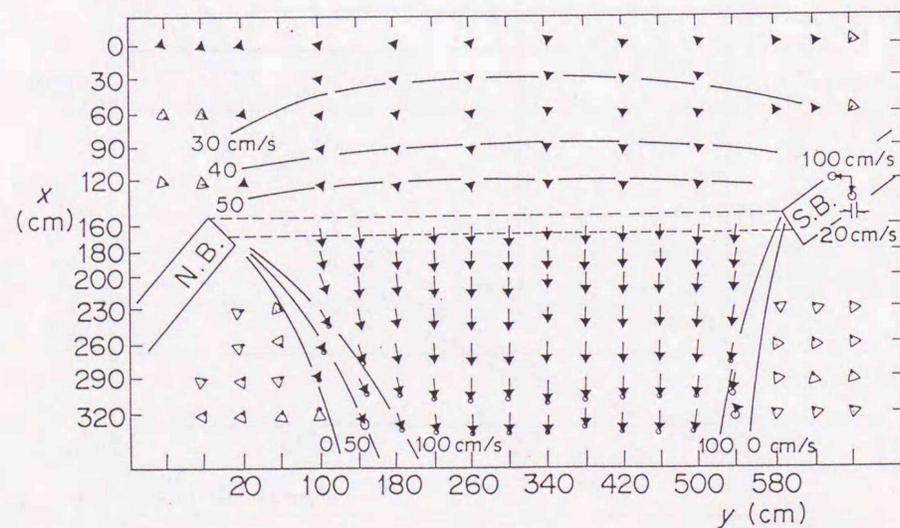


図-7.11 平面流速分布(静水面下10cm)

れによると0と100cm/sの等値線に囲まれた部分での乱れが大きく、剥離によって生じた渦の影響が現れている。

(2) 断面流速分布

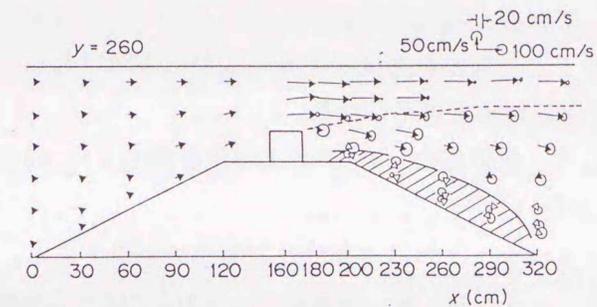


図-7.12(a) 開口部中央での断面流速分布(y=260)

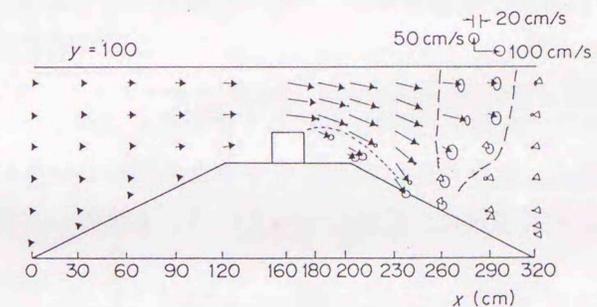


図-7.12(b) 北堤近傍での断面流速分布(y=100)

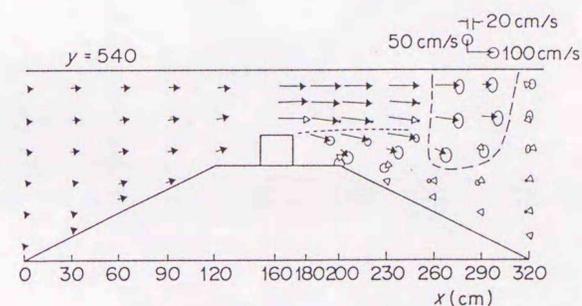


図-7.12(c) 南堤近傍での断面流速分布(y=540)

図-7.12(a)は開口部のほぼ中央に位置する測線 $y = 260$ での断面流速分布を示したものである。上流側ではマウンド頂部に近づくにつれて徐々に流速が大きくなる。これに対し下流側は、マウンド全体が弱い反流域に入っていることがわかる。ここでの平均流速は $u = -10 \sim -20 \text{ cm/s}$ で、乱れ強度 $\sqrt{u'^2}$ は $10 \sim 15 \text{ cm/s}$ である。一方、同図の点線は乱れ強度が $10 \sim 15 \text{ cm/s}$ に相当する点を結んだもので、おおむね主流域と混合域の境界を表していると考えられる。これによると両者の境界は水面から $30 \sim 40 \text{ cm}$ 付近にあり、流下とともに混合域が上方に広がる傾向がある。これは頂部工からの剥離渦の発達によるためと考えられる。

本堤に近い測線として、北堤側の $y = 100$ および南堤側の $y = 540$ での断面流速分布を図-7.12(b)および(c)に示す。いずれについても $x = 260 \sim 290$ の破線で囲まれた部分で乱れ強度が大きい、これは平面的な剥離渦の影響である。図中の点線は主流域と混合域の境界と考えられるが、北堤側の $y = 100$ では主流全体が下降し、マウンド上に直接混合域が存在している。この現象は石井・真野⁸⁾によっても指摘されている。今回の実験では流れに対して本堤が突き出ている北堤側においてこうした傾向が顕著であるけれども、流れが本堤に沿う南堤側では主流の下降はみられない。

(3) 水位分布

図-7.13は開口部中央の測線 $y = 300$ における水面形を各流速レベルごとに線種を違えて示したものである。水面勾配は頂部工のやや上流側から徐々に急になり、港内側のマウンドの法肩付近で水位が最低になっている。下流側の水位低下量は流速

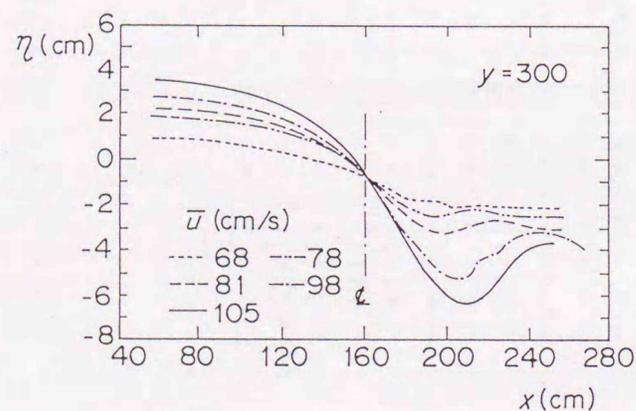


図-7.13 流速レベルごとの水位分布

レベルとともに大きくなり、水面勾配も急になる。水面勾配 $\tan \theta$ は \bar{u} の 2 乗に比例し、頂部工上の水深 d に対して次式で表される。

$$\tan \theta = k \bar{u}^2 / (g d) \quad (7-2)$$

なお本実験の条件に対しては、式 (7-2)中の係数 k は 0.08×10^{-4} とした場合に水面勾配が適切に表されることを確認した。

7. 4 マウンド部の安定性

7.4.1 マウンド近傍流速

図-7.14は、マウンド全体を $1.0 \sim 7.0 \text{ gf}$ (現地換算 $125 \sim 875 \text{ kgf}$) 砕石で被覆し、設計津波を上回る条件の周期流を作用させた後のマウンドの状況である。図のコンターは流れの作用前の初期地形と作用後のマウンド地形の差から求めた洗掘深さと堆積高さを示している。マウンド材の移動は流れに対して本堤が突き出ている港内北側 (正流時) および港外南側 (逆流時) のみで顕著である。

図-7.15は定常流によるマウンド表面近傍の流速分布で、ベクトルの長さは平均流速の大きさ $\sqrt{u^2 + v^2 + w^2}$ を表し、ベクトルの方向は平面的な流向に合わせて

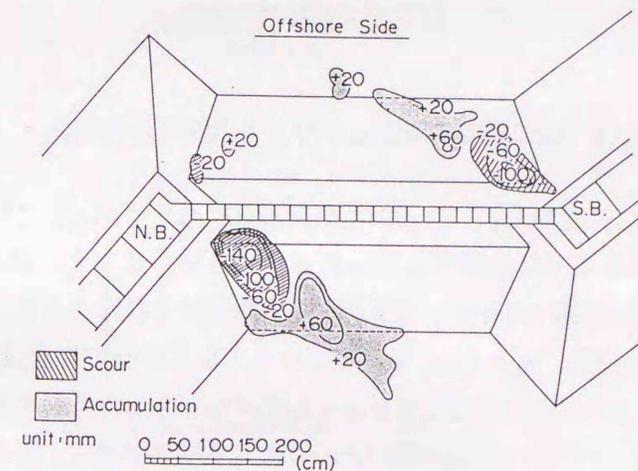


図-7.14 マウンドの洗掘状況

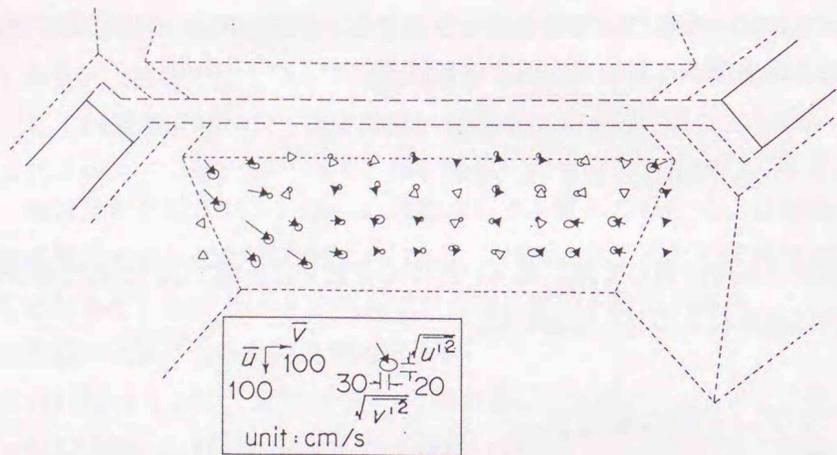


図-7.15 マウンド近傍での流速分布

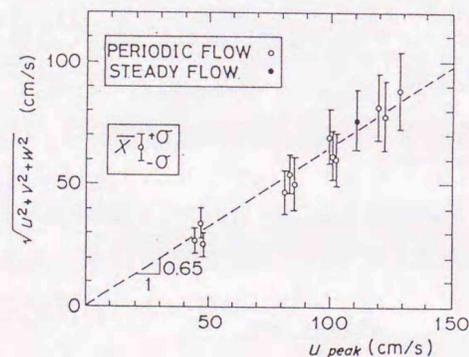


図-7.16 開口部での流速とマウンド近傍流速の関係

ある。また、楕円は乱れ強度 $\sqrt{u'^2}$ 、 $\sqrt{v'^2}$ の大きさを示している。これによると、マウンドの洗掘が顕著だった北堤側で平均流速が大きいのにに対し、洗掘が生じなかった南堤側では乱れ強度は同程度であるが、平均流速はそれほど大きくない。

図-7.16は測点 $x = 230$ 、 $y = 140$ におけるマウンド面上5 cmでの合成流速の平均値 \bar{X} と標準偏差 σ を、開口部中央での流速に対してプロットしたものである。なお、周期流に対してはピーク付近の約20秒間のデータに対する値である。これによると、マウンドに作用する平均流速は、開口部での流速の65%程度であり、この関係は周

期流および定常流ともに同じである。また、標準偏差 σ を平均値 \bar{X} で除して求められる変動係数 (σ/\bar{X}) は0.16~0.20で、流速レベルによらずほぼ一定である。

7.4.2 被覆材重量と被害率

洗掘が顕著となった港内側の北堤近傍および港外側の南堤近傍の2箇所を対象として、被覆材の重量を変化させた安定実験を行い、必要重量に関する検討を行った。使用した被覆材は14.5~21.8gfの砕石(S2)および異形ブロックB1、B2、B3(14.5、38.0、73.6gf)の合計4種類で、被覆層は2層積みとした。図-7.17は各種被覆材を対象として被害率Dと開口部における周期流のピーク時の流速 u_{peak} の関係を示したものである。なお、周期流は5波を連続して作用させた。被覆は図の斜線部分とし、このうち○印で示す格子(30cm×30cm)を検査対象とした。被害率は移動した被覆材の個数をその領域に属する被覆材の総数で除して求めた。被害率は流速とともに増加し、重量の小さい被覆材ほど増加率が大きい傾向がある。被害率Dが10%以内では主として2層のうちの表層の被覆材の移動である。さらに被害が進行しDが50%以上に達すると、大部分の被覆材が移動して中詰め材が露出する。

流れに対する法面被覆材の必要重量は以下のC. E. R. C.⁹⁾式で求められる。

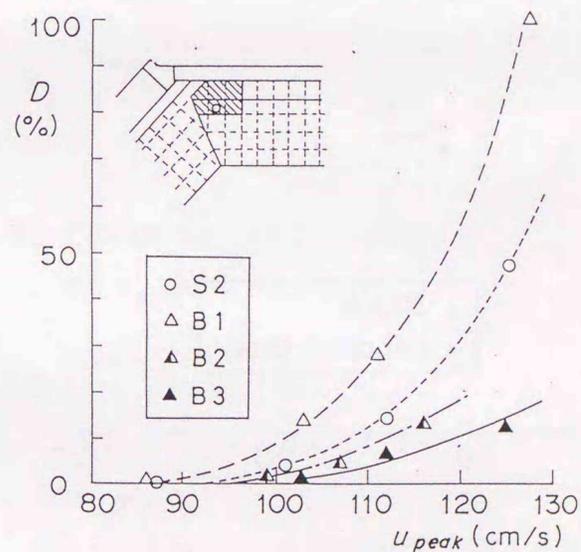


図-7.17 マウンド被覆材の被害率

$$W = \frac{\pi \gamma_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \quad (7-3)$$

ここに、 W はマウンド被覆材の所要重量、 U はマウンド被覆材に作用する流速、 S_r はマウンド材の比重、 γ_r はマウンド被覆材の単位体積重量、 g は重力加速度、 θ はマウンド傾斜角、 y はマウンド被覆材の安定状況を示す定数（Isbash数）である。岩崎ら¹⁰⁾は、2次元水路において頂部工がない潜堤のマウンド被覆材の安定実験を行っている。この場合には天端付近での被覆材の初期移動に対して、 $y = 1.08$ が適用できることを示している。

式(7-3)でマウンド被覆材の重量 W と作用流速 U が与えられれば y は逆算できる。図-7.18は今回の実験結果を用いて、Isbash数 y を被害率 D に対してプロットしたものである。ここで、マウンド上の流速 U は、前出の図-7.16の結果を用いて頂部ケーソン上における周期流のピーク値の0.65倍とした。図中には y と D の平均的な関係を点線で示してある。これによると安定限界（被害率0%）に対する y の値は0.8~0.9であり、「露出石」の場合のIsbash数 $y = 0.86$ にほぼ一致する。また、 y と D の関係には碎石と異形ブロックの差が特に見られないが、これは粒度分布に幅

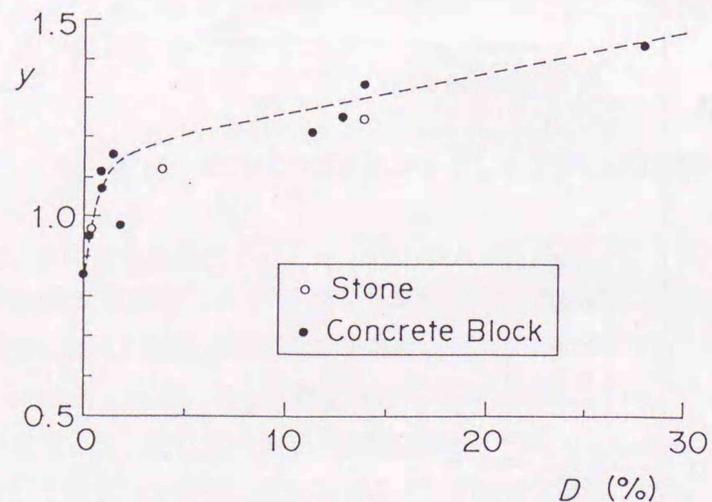


図-7.18 イスバッシュ定数と被害率の関係

がある碎石のほうが密に積めるため、異形ブロックと同程度のかみ合せが得られたものと考えられる。

7.5 頂部工に働く流体力と安定性

7.5.1 流体力係数

頂部工に働く流体力に関する実験は一列配置の防波堤を対象として実施した。流れは定常流および周期流を対象として、ともに開口部での流速が120~130cm/s程度までの実験を行った。周期流は現地周期10分、20分、40分の3種類とした。一般に流速 u の定常流中に置かれた物体に作用する抗力 F_H および揚力 F_V は次式により求められる。

$$F_H = (w_0 / 2 g) C_D A_H u^2 \quad (7-4)$$

$$F_V = (w_0 / 2 g) C_L A_L u^2 \quad (7-5)$$

ここに、 w_0 は流体の単位体積重量、 g は重力加速度、 C_D 、 C_L はそれぞれ抗力、揚力係数で、 A_H および A_L は対象物体の水平、鉛直投影面積である。

水平力に関しては、抗力とともに水面勾配の影響を考慮しなくてはならない。水面勾配 $\tan \theta$ によって頂部工に作用する水平力強度 f_s は次式で表わされる。

$$f_s = w_0 B \tan \theta \quad (7-6)$$

ここで、 B は頂部工の幅である。式(7-6)の関係を用いることにより、水面勾配を考慮した全水平圧力強度 f_{HT} は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} f_{HT} &= (w_0 / 2 g) C_D u^2 + w_0 B \tan \theta \\ &= (w_0 / 2 g) (C_D + 2 k B / d) u^2 \\ &= (w_0 / 2 g) C_D^* u^2 \end{aligned} \quad (7-7)$$

ここで、 $C_D^* (= C_D + 2 k B / d)$ を水面勾配の影響を考慮した「見かけの抗力係数」と定義する。

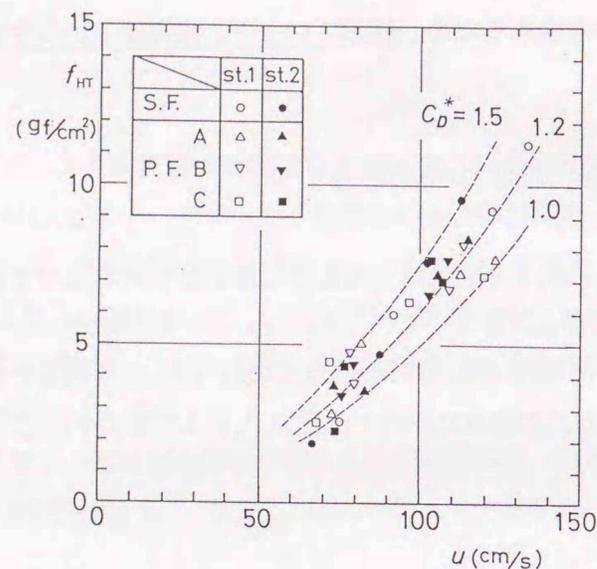


図-7.19 全水平波力と流速の関係

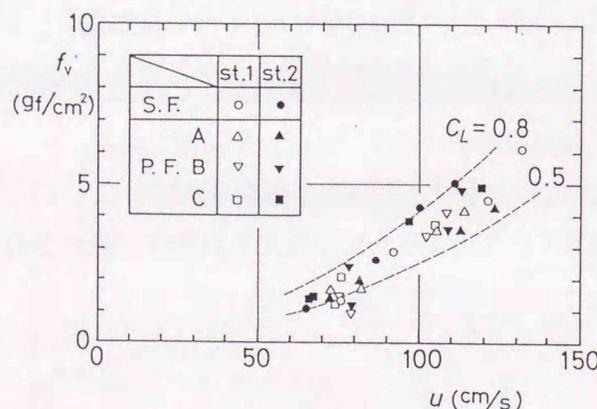


図-7.20 鉛直圧力と流速の関係

ここで、 $C_D^* (= C_D + 2k B/d)$ を水面勾配の影響を考慮した「見かけの抗力係数」と定義する。

図-7.19は f_H と頂部工上の流速の関係で、定常流（図中S.F.）に対しては平均流速、周期流（図中P.F.）に対してはピーク時の流速を用いている。データにはばらつきは見られるが、測定位置や周期による傾向的な差異は見られない。図中には適当な C_D^* に対して計算した両者の関係を点線で示しているが、実験結果は見かけの抗力係数 C_D^* が1.0~1.5の範囲である。動水圧のみによる抗力係数は、 C_D^* の値から水面

勾配の影響分 $2k B/d (=0.3)$ を差引き、 $C_D = 0.7 \sim 1.2$ 程度と推定される。岩崎ら¹¹⁾は2次元水路実験によって $C_D = 0.94$ を得ているが、この値は今回の実験結果のほぼ中間に対応している。

図-7.20は揚力に関する実験結果を示したものである。抗力の場合と同様に、測定位置や周期による傾向的な差異は認められず、揚力係数 $C_L = 0.5 \sim 0.8$ である。

7.5.2 滑動安定性

頂部工の安定性に関しては一列配置および釜石配置の両方を対象とした。滑動実験に用いた頂部工は底版がコンクリート製で、中詰めを調整して水中重量を変化させた。安定実験では頂部工の水中重量を $W_1 \sim W_4$ の4種類としたが、添字は1から順に重量が大きくなることを示している。安定実験は定常流で行い、その流速を徐々に増していった頂部工の変化を観察した。

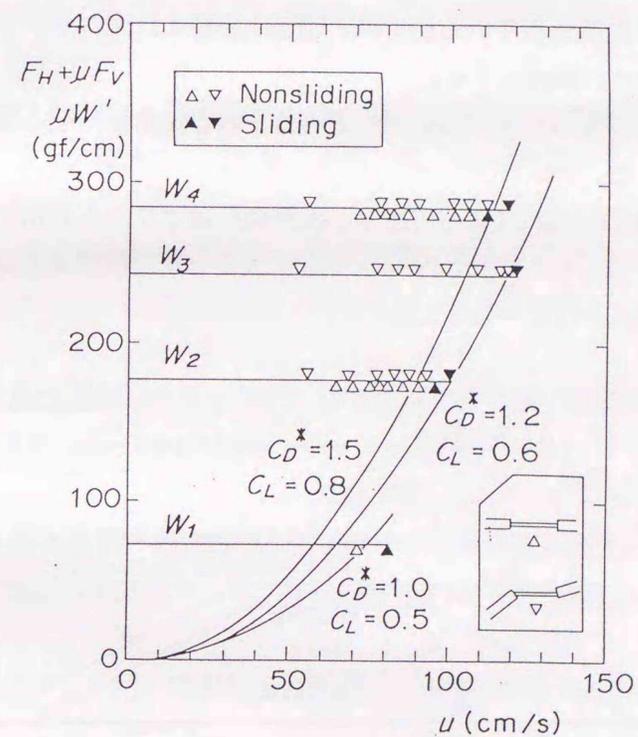


図-7.21 頂部ケーソンの滑動安定性

一般に滑動限界時には次の関係が成り立つ。

$$F_H + \mu F_V = \mu W' \quad (7-8)$$

ここに、 F_H および F_V は単位幅あたりの水平および鉛直力で、 μ はコンクリートと捨石マウンドの間の摩擦係数(=0.6)、 W' は単位幅あたりの水中重量(浮力分を差引いた重量)である。図-7.21は流速 u の増大とともに生じた頂部工の変化をその重量 $\mu W'$ ごとに示したものである。同図にはいくつかの圧力係数に対する滑動限界曲線を示してある。釜石配置の実験結果については、 W_2 および W_3 の場合は $C_D^*=1.2$ 、 $C_L=0.6$ 、 W_4 の場合は $C_D^*=1.5$ 、 $C_L=0.8$ の計算曲線にはほぼ一致している。

7.6 結論

津波防波堤開口部潜堤の設計法に関して実験結果に基づいて考察した。主要な結論をまとめると次のとおりである。

- ①流れに対して本堤が突き出ている側では、頂部工を越えた流れが押し下げられ、マウンド面に強い流れが作用する。
- ②開口部近傍の水面勾配は頂部工の直上で最も急となる。水面勾配と開口部の平均流速の関係を示した。
- ③マウンドの洗掘は①の流れによって生じ、洗掘箇所はマウンド近傍での平均流速の大きい部分と一致した。また、マウンド近傍流速と安定限界重量の関係については、C. E. R. C. の式とほぼ一致した。

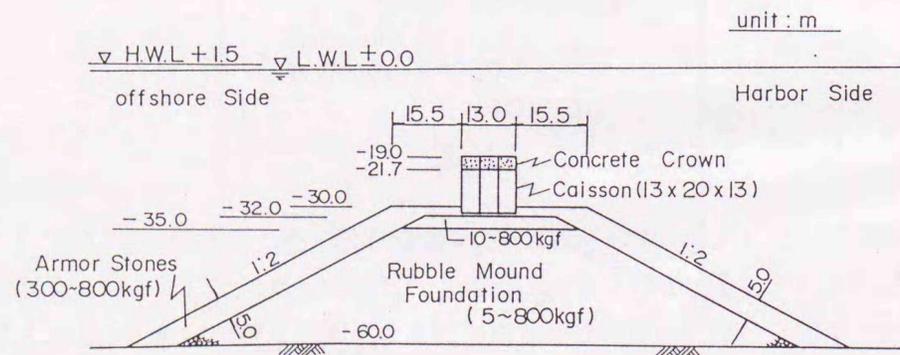


図-7.22 釜石港湾口防波堤開口部潜堤の標準形状

- ④頂部工に作用する流体力は、頂部工上での流速に対して、動水圧とともに水面勾配の影響を含めた「見かけの抗力係数」 $C_D^*=1.0\sim 1.5$ および揚力係数 $C_L=0.5\sim 0.8$ を用いて算定できる。また、これらの係数の妥当性を滑動実験によって確認した。

釜石港湾口防波堤の開口部は図-7.22のように決定され、頂部工にはハイブリッド構造が採用された。この構造については1993年に試験工事が行われ、1994年以降に現地施工が行われる予定である。

7.7 参考文献

- 1) 谷本勝利・木村克俊・宮崎啓司：津波防波堤開口部潜堤の安定性に関する実験的研究、港湾技術研究所報告第27巻第4号、pp. 93~121、1988年12月。
- 2) 谷本勝利・木村克俊・池上正春：津波防波堤開口部潜堤の耐津波安定性、海岸工学論文集第36巻、pp. 599~603、1989年11月。
- 3) 伊藤喜行・土岐祥介・森平倫生：長周期波に対する防波堤の効果に関する計算(第2報)、港湾技術研究所報告第3巻第7号、1964年12月。
- 4) 伊藤喜行・谷本勝利・木原 力：長周期波に対する防波堤の効果に関する計算(第4報)、港湾技術研究所報告第7巻第4号、1968年12月。
- 5) 中村龍二・林 直樹：津波防波堤による津波防止計画、第25回海岸工学講演会論文集、pp. 585~588、1987年11月。
- 6) 合田良実・谷本勝利・高山知司：運輸省港湾技術研究所の大水深海洋構造物実験水槽について、日本造船学会誌、第691号、pp. 35~39、1987年。
- 7) 運輸省第二港湾建設局：昭和57年度津波力水理模型実験報告書、1983年。

8)石井義裕・真野明：津波防波堤開口部の流れの特性、第34回海岸工学講演会論文集、pp. 182~186、1987年11月。

9)Coastal Engineering Reserch Center：Shore Protection Manual、Vol. II、pp. 7-2 15、1984年。

10)岩崎敏夫・真野 明・中村武弘・堀越伸幸：潜堤マウンド材およびプレパックスド堤に作用する定常流流体力に関する実験的研究、第31回海岸工学講演会論文集、pp. 527~531、1984年11月。

11)前出8)に同じ

8. 本研究の結論

本研究では、混成防波堤のマウンド部の耐波浪および耐津波設計法に関して、主として水理模型実験結果と現地被災事例に基づいて検討した。

以下に各章ごとの結論を示す。

(1) 第1章関係

混成防波堤の耐波浪および耐津波設計法に関する研究の経緯を述べ、本研究の背景について示した。さらに本研究の目的を明らかにした。

(2) 第2章関係

我が国における混成防波堤の歴史と、現状での防波堤に対する新たな要請について述べた。

明治中期以降の港湾近代化の推進期と、第2次大戦後の復興期およびこれに続く高度経済成長期において、防波堤の急速施工が必要となった。混成防波堤はこうした要請に最も適した構造であり、長年にわたる経験と実績に裏付けられて、我が国における標準的な防波堤構造となった。

我が国の港湾被災統計(1971~1991年)によると、港湾施設全体の災害復旧費の69%を防波堤が占めている。施設整備に伴う財政負担の軽減を図るために、災害に対して粘り強い防波堤の建設が望まれている。被災原因としては波浪が最も多く、全体のおよそ9割を占める。地震・津波による被災の頻度は小さいけれども、1件当たりの被害額が大きい。

近年は混成防波堤に対して、①水産業との協調、②低反射化、③大水深条件への対応、が求められている。直立部についてはこうした条件に対応した構造設計法が確立しているが、マウンド部については適切な算定法が得られていない。

(3) 第3章関係

波浪による混成防波堤の被災事例を示し、現状における設計上の課題を明らかにした。

直立部の滑動災害は近年減少する傾向にあるのに対し、マウンド部に起因した災害の割合が増加している。このためマウンド被覆材の耐波安定性に関する検討が重要である。

堤幹部のマウンドについては、斜め入射の場合に直立部の基部が洗掘されるため、直角入射の場合に比べて危険度が高い。このことは余市港の被災例(1965年)で実証された。

堤端部ではマウンド洗掘が生じやすく、直立部の倒壊に至る被害も少なくない。現地被災例として福井港(1980年)と岩内港(1985年)をとりあげ、波の入射角によって被災パターンが異なることを示した。

(4) 第4章関係

2次元条件に対するマウンド被覆材の耐波浪設計法について述べた。

水産協調を目的とした前肩幅が広いマウンドを有する混成防波堤の場合、マウンド被覆材の選定が重要な課題である。その設計においては、マウンド前肩幅が入射波の波長 L の25%以上となる条件に対しても、直立壁からの距離が $0.25L$ の条件に対する算定重量を用いることができる。

消波型堤体として直立消波ケーソンをとりあげ、マウンド被覆材の安定性を検討した。消波型堤体のマウンド近傍流速に対しては、①反射率の減少効果、②遊水室によってマウンド前肩幅が広がる影響、の2点を考慮する必要がある。これらの関係を定量的に評価し、安定実験によってその妥当性を確認した。

大水深条件では、安定限界を上回る波の作用を受けても、マウンド部の変形によってただちに直立部が危険になることは少ない。耐用期間中のマウンド法肩での断面欠損率を10%程度見込むことにより、従来よりも経済的な設計が可能となった。大水深条件に対するマウンド部の設計法は、現在釜石港で建設中の最大水深63mの湾口防波堤に適用された。

(4) 第5章関係

平面条件に対するマウンド被覆材の耐波浪設計法について述べた。

堤幹部に関しては、斜め入射波によるマウンド近傍流速を微小振幅波理論で定式化し、従来の2次元設計法を3次元に拡張した。さらに不規則波による安定実験と既往の被災事例によって入射角が $0\sim 60^\circ$ に対する算定法の適用性を確認した。入

射角が 60° の条件では、直角入射の場合よりもマウンド被覆材が不安定になりやすい点に留意する必要がある。

堤端部に関しては、波浪によって生じるマウンド近傍流速の特性とマウンド被覆材の安定性とを結び付けた。その結果をもとに、堤端部のマウンド被覆材の安定重量算定法および被覆必要範囲を示した。入射角の影響については、 $0\sim 45^\circ$ までの条件に対しては堤頭部、堤尾部ともに同一の被覆方法でよいが、 $45\sim 60^\circ$ の場合は入射角が大きいほど堤尾部での洗掘が生じ易いため補正が必要である。

堤端部のマウンド被覆材は、従来は堤幹部の1.5倍の重量とすることで対処してきたが、周期によってはこれを上回る重量が必要となることもある。また堤端部では、堤幹部に比べてマウンド洗掘が急速に進行するのでとくに注意が必要である。

(6) 第6章関係

既往の津波による防波堤の被災事例について分析した。

対象としたのはチリ地震津波(1960年)、十勝沖地震津波(1986年)、日本海中部地震津波(1983年)および北海道南西沖地震津波(1993年)で、とくに北海道南西沖地震津波については、奥尻港および瀬棚港における津波高さを数値計算によって推定し、防波堤被害との関連を調べた。

直立部に働く津波力に対する、既往の算定式の妥当性を確認した。直立部の設計においては、港内の第2線防波堤のように設計波高が小さい場合や、汀線から直角に突き出た斜め入射条件の場合には、津波力が波浪力を上回る危険性があるので注意が必要である。

防波堤端部のマウンドは津波による局所洗掘を受けやすく、場合によっては直立部が倒壊する危険性がある。とくに海水交換や小型船の通行を目的として防波堤に設けられた幅の狭い開口部は、津波時に堤内外の水位差が大きくなり局所洗掘が生じやすい。

(7) 第7章関係

津波防波堤開口部潜堤の耐津波安定性を、大規模な3次元模型実験によって検討した。

津波時の開口部流速が $7\sim 8\text{m/s}$ を越える条件に対しては、通常の消波ブロック等では潜堤マウンド被覆材として十分な安定性が確保できない。このためマウンド上に頂部工(小規模なケーソン)を設置するのが一般的である。矩形断面の頂部工に

作用する流体力は、水面勾配の影響を考慮した見かけの抗力係数 $C_D^*=1.0\sim 1.5$ 、揚力係数 $C_L=0.5\sim 0.8$ とすれば良い。

防波堤端部近傍では頂部工を越えた流れによって、大規模なマウンド洗掘が生ずる。この部分のマウンド被覆材の安定重量は、Isbash数として $0.8\sim 0.9$ の値を用いてC. E. R. C. の式により算定できる。

釜石港湾口防波堤では、以上の知見に基づいて開口部潜堤の耐津波設計が行われた。

謝 辞

本論文のとりまとめに当っては、北海道大学教授 佐伯 浩 博士 に多大なご指導を仰ぎ、終始懇切なご教示と温かいご激励を賜った。ここに、深甚の謝意を表する次第であります。

北海道大学教授 板倉忠興博士、藤田陸博博士、ならびに北海道大学助教授 山下俊彦博士には、本論文のご審査を賜るとともに、親切なるご指導とご助言を頂いた。ここに深くお礼申し上げます。

本研究は著者が運輸省港湾技術研究所および北海道開発局開発土木研究所において行ってきた研究を取りまとめたものである。運輸省港湾技術研究所において研究指導をいただいた現埼玉大学工学部教授 谷本勝利博士、ならびに運輸省港湾技術研究所水工部耐波研究室長 高橋重雄博士には、本研究の基本方針の決定と実験遂行について、多くのご助言をいただいた。北海道開発局開発土木研究所研究調整官 星 清 博士、環境水工部長 水野雄三博士、水産土木研究室長 谷野賢二博士には、本研究のとりまとめに際して、数多くの的確な助言を頂いた。またドイツ連邦共和国ハノーファー大学留学中には、H. Oumeraci教授に研究内容に関する多くの示唆をいただいた。さらに、運輸省港湾技術研究所および北海道開発局開発土木研究所において、実験の遂行に当たり研究室の皆様にご協力を得た。ここに記して各位に謝意を表します。

記号一覧

A_H	対象物体の水平投影面積
A_L	対象物体の鉛直投影面積
a	マウンド被覆材の単位長さまたは移動個数
a_c	滑動動限界津波高さ
a_l	入射津波高さ
B	頂部工の堤体幅
B_M	マウンドの法肩幅
B_0	直立消波ケーソンの遊水室幅
C	波速または流量係数
C_g	波の群速度
C_D	抗力係数
C_D^*	見かけの抗力係数
C_L	揚力係数
D	マウンド被覆材の移動率または断面欠損率
D_x	堤頭部から波向き方向の距離
d	マウンド上の水深
F_H	水平合力
F_V	鉛直合力
f	周波数
f_H	水平力合力
f_{HT}	全水平力強度
f_S	水面勾配による水平力強度
f_V	鉛直力強度
g	重力加速度
H	規則波の波高
H_{max}	最高波高
$H_{1/10}$	1/10最大波高

$H_{1/3}$	有義波高
h	堤体設置水深
h'	直立部の基面水深
h_c	直立部の天端高
K_R	反射率
k	波数 ($= 2\pi/L$) または水面勾配に関する係数
L	波長
L'	直立部の基面水深 h' を基準とした波長
l	防波堤の長さまたは直立部からの水平距離
M	線流量 (x 方向)
N	線流量 (y 方向) または格子中のマウンド被覆材の総数
N_s	マウンド被覆材の安定数
n	群速度と波速の比
p	流圧力
Q_x	x 方向の線流量
Q_y	y 方向の線流量
R	津波の遡上高さ
S	滑動量
S_r	被覆材の海水に対する比重
T	規則波の周期
$T_{1/3}$	有義波周期
t	時刻
U	合成流速 ($= \sqrt{u^2 + v^2}$)
$U_{1/3}$	不規則波による合成流速の1/3最大値
U_{max}	合成流速のピーク値
U_{po}	進行波による水底での水粒子速度のピーク値
u	x 方向の流速
u'	x 方向の流速の乱れ強度
$u_{1/3}$	不規則波による水平流速の1/3最大値
u_{peak}	開口部における周期流のピーク値

v	y 方向の流速
v'	y 方向の流速の乱れ強度
W	マウンド被覆材の平均重量
W'	頂部工の水中重量
W_c	計算で求められるマウンド被覆材の重量
w	z 方向の流速
w'	z 方向の流速の乱れ強度
w_0	水の単位体積重量
X	平均値
x	波向き、流れ方向の座標
y	波向き、流れ方向に直角な座標または Isbash 数
z	鉛直方向の座標
α_s	マウンドの勾配によって決まる係数
α_{max}	水粒子の加速度のピーク値
β	波の入射角
γ_r	被覆材の空中単位体積重量
Δh	港内外の水位差
$(\Delta h)_{peak}$	周期流に対する港内外の水位差のピーク値
ζ	津波計算における水位上昇高さ
η	水位
η_i	地点 i における水位
η_{max}	最大水位
η_s	数値波動計算における水位
θ	水路床軸方向の斜面勾配
κ_1	式(3-4)で決まる無次元流速
κ_2	式(4-1)で決まる無次元流速
$(\kappa_2)_B$	式(4-3)で決まる斜め入射に対する無次元流速
$(\kappa_2)_T$	式(4-10)で決まる堤頭部の無次元流速
$(\kappa_2)_0$	式(3-5)で決まる無次元流速
μ	頂部ケーソンと捨石マウンドの間の摩擦係数

τ	堤端部での流速の補正係数
ϕ	早い流れの発生範囲

