

独立行政法人港湾空港技術研究所

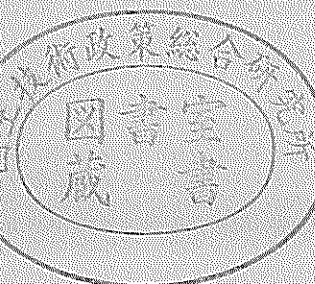
港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

VOL.42 NO.2 June 2003

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE



港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 42 巻 第 2 号 (Vol. 42, No. 2), 2003 年 6 月 (June 2003)

目 次 (CONTENTS)

1. グリーンベルトを用いた南太平洋地域の津波対策
..... 平石 哲也・原田 賢治 3
(Greenbelt Tsunami Prevention in South-Pacific Region
..... Tetsuya HIRAISHI, Kenji HARADA)
2. 時間発展型擬似段波モデルに基づく砕波モデルの開発
..... 平山 克也・原 信彦 27
(A Simple Wave Breaking Model with Quasi-Bore Model in Time Domain
..... Katsuya HIRAYAMA, Nobuhiko HARA)
3. SCP 改良地盤における水平抵抗特性
..... 北詰 昌樹・高橋 英紀・竹村 慎治 47
(Experimental and Analytical Studies on Horizontal Resistance of Sand Compaction Pile Improved Ground
..... Masaki KITAZUME, Hidenori TAKAHASHI, Shinji TAKEMURA)
4. 粘土地盤中の根入れ基礎の鉛直支持力に関する遠心載荷模型実験と解析
..... 中村 健・北詰 昌樹 73
(CENTRIFUGE MODEL TESTS AND STRESS CHARACTERISTICS ANALYSES ON VERTICAL BEARING
CAPACITY OF EMBEDDED SHALLOW FOUNDATION
..... Takeshi NAKAMURA, Masaki KITAZUME)
5. 斜め組杭式棧橋の地震時挙動に関する数値解析と耐震性能照査法の提案
横田 弘・濱田 純次・大熊 弘行・杉澤 政敏・芥川 博昭・津國 正一・佐藤 博 87
(Numerical Analysis on Dynamic Behavior of an Open Type Wharf on Coupled Raking Steel Piles During Earthquakes
... Hiroshi YOKOTA, Junji HAMADA, Hiroyuki OHKUMA, Masatoshi SUGISAWA, Hiroaki AKUTAGAWA,
Shouichi TSUKUNI, Hiroshi SATO)
6. ASR が発生したコンクリートの特性および内部鉄筋ひずみとコンクリート表面ひずみの関係
..... タレク ウディン モハメッド・濱田 秀則・山路 徹 133
(Concrete Properties and Relationship Between Surface Strain and Strain Over the Steel Bars of ASR Affected
Concrete Members
..... Tarek Uddin MOHAMMED, Hidenori HAMADA, Toru YAMAJI)

7. スラグセメントを用いたコンクリートの海洋環境下における長期耐久性
 …… タレク ウディン モハメッド・濱田 秀則・山路 徹 …… 155
 (Long-term Durability of Concrete Made with Slag Cements Under Marine Environment
 …… Tarek Uddin MOHAMMED, Hidenori HAMADA, Toru YAMAJI)
8. 久里浜湾における越波被災の要因と特性
 - ナウファスを用いた臨海部の越波災害予知法の構築 -
 …… 安田 誠宏・服部 昌樹・平石 哲也・平山 克也・永井 紀彦・小川 英明 …… 193
 (Damage Cause and Characteristics of Wave Overtopping in Kurihama Bay
 -Establishment of the Estimation Method for Wave Overtopping Damage Applying NOWPHAS-
 …… Tomohiro YASUDA, Masaki HATTORI, Tetsuya HIRAIISHI, Tosihiko NAGAI, Hideaki OGAWA)
9. コンテナクレーンの耐震性向上に関する研究
 - 免震コンテナクレーンの開発 -
 …… 菅野 高弘・芝草 隆博・藤原 潔・徳永 耕一・榎本 洋二・藤木 友幸 …… 221
 (Study on the Seismic Performance of Container Crane
 -Development of the Container Crane with Isolation System-
 …… Takahiro SUGANO, Takahiro SHIBAKUSA, Kiyosi FUJIWARA, Koichi TOKUNAGA, Yoji MAKIMOTO,
 Tomoyuki FUJIKI)
10. 羽田空港の地震動特性に関する研究
 (第2報) スペクトルインバージョンによるサイト特性
 …… 野津 厚・佐藤 陽子・菅野 高弘 …… 251
 (Characteristics of Ground Motions Observed at Haneda Airport
 (Second Report) Site Amplification Factors
 …… Atsushi NOZU, Yoko SATO, Takahiro SUGANO)
11. 直立部に消波構造を用いた新しい高基混成堤の開発
 - 水理特性および耐波安定性に関する実験的研究 -
 …… 下迫 健一郎・高橋 重雄 …… 285
 (Development of a New Type High Mound Composite Breakwater
 -Experimental Study on Hydraulic Characteristics and Stability against Waves-
 …… Kenichiro SHIMOSAKO, Shigeo TAKAHASHI)

直立部に消波構造を用いた新しい高基混成堤の開発 -水理特性および耐波安定性に関する実験的研究-

下迫健一郎*
高橋重雄**

要 旨

従来、我が国における混成防波堤は、衝撃砕波力の発生や、波による基部の洗掘などの問題を避けるため、マウンドの低いもの（低基混成堤）が主流となっている。しかしながら、マウンドの高い高基混成堤も、施工面や全体的な経済性から有利な点も少なくない。また、環境面への影響を考慮すると、水深の浅いマウンド部を広く有する高基混成堤は優れた構造である。

通常の混成堤では、衝撃砕波力の発生を防ぐために捨石マウンドを低くするか、前面を消波ブロックで被覆したり、消波ケーソンを用いたりして直立部に作用する波力を低減させる。これに対して、高基混成堤は、マウンドを十分高くすることにより、ある程度以上の大きな波はすべてマウンド上で砕波させ、直立部には砕波後の波を作用させて波力を低減させることができる。

本研究では、直立部の構造を改良した消波型高基混成堤を対象とし、防波堤や護岸としての実用化を目的として、その水理特性および耐波安定性に関して、水理模型実験による検討を行った。

本研究における主要な結論は以下のとおりである。

- 1) 直立部に消波構造を用いることにより高基混成堤の耐波安定性が飛躍的に向上し、条件によっては中詰め砂を必要としない経済的な断面が可能となる。直立部に衝撃的な波力が作用する場合でも、部材に生じるひずみはそれほど大きくならない。
- 2) 通常の傾斜堤と比べて越波量も減少するため、防波堤だけでなく護岸の構造としても適用可能である。
- 3) 空港護岸などのように天端高および打ち上げ高さをできるだけ低くする必要がある場合には、スリット上部に水平板を設けることにより、越波量および打ち上げ高さを低減させることができる。ただし、水平板に作用する波力が問題となる可能性がある。

キーワード：高基混成堤，防波堤，護岸，模型実験，波力，越波

* 海洋・水工部耐波研究室長

** 統括研究官

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所
電話：046-844-5043 Fax：046-842-7846 e-mail:shimosako@pari.go.jp

Development of a New Type High Mound Composite Breakwater -Experimental Study on Hydraulic Characteristics and Stability against Waves-

Kenichiro SHIMOSAKO*
Shigeo TAKAHASHI**

Synopsis

A new type structure, named the "high mound composite breakwater with slit-wall crown" has been developed as a structure which will be applied for the protection of artificial islands as well as for reclaimed land. This new type structure is economical and suitable especially in a bay with a large tidal range.

A series of small scale and large scale hydraulic model experiments are conducted for this new type high mound composite breakwaters. The wave force and the sliding stability of the upright section are investigated as well as the wave overtopping. Several types of modified superstructures were also tested.

Major conclusions are as follows:

- 1) A high mound composite breakwater with a slit upright wall has high stability against severe wave actions.
- 2) Its wave overtopping was found to be smaller than that of rubble-mound-type seawalls.
- 3) The slit type superstructure with a slit upper beam was found to be most effective to reduce wave overtopping.

Key Words: high mound composite breakwater, breakwater, seawall, model experiment, wave force, wave overtopping

* Head of Maritime Structures Division, Marine Environment and Engineering Department

** Managing Director for Research Affairs

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

Phone : +81-46-8445043 Fax : +81-46-8427846 e-mail: shimosako@pari.go.jp

目 次

要 旨	285
1. まえがき	289
2. 消波型高基混成堤の特長	289
3. 耐波安定性に関する小型模型実験	290
3.1 実験方法	290
3.2 波力測定実験結果	291
3.3 滑動実験結果	293
4. 越波特性に関する小型模型実験	294
4.1 実験方法	294
4.2 標準断面の越波特性	294
4.3 改良断面の越波特性	296
4.4 波の打ち上げ高さ	298
5. 大型模型実験	299
5.1 実験方法	299
5.2 反射・伝達波特性	300
5.3 波力特性	301
5.4 滑動安定性	302
5.5 越波特性	303
6. まとめ	304
6.1 消波型高基混成堤の構造条件	304
6.2 越波流量算定法	304
6.3 設計波力算定法	304
7. あとがき	305
謝辞	305
参考文献	305

1. まえがき

混成防波堤は、元々は傾斜堤から発達した構造であり、捨石マウンド上に直立部を設けることによって、越波伝達波の低減および捨石の移動防止を目的としたものである。そのため、当初は比較的マウンドの高い高基混成堤が用いられていたが、衝撃砕波力の発生や、波による基部の洗掘などの問題があり、現在ではわが国においてはマウンドの低い低基混成堤が主流となっている（高橋・下迫，1996）。しかしながら、高基混成堤は防波堤や護岸の構造として、施工面や全体的な経済性、環境面への影響などから、条件によっては低マウンドの混成堤よりも有利となる場合も多い。特に、内湾域で比較的水深が浅く、設計潮位の大きいところに適した構造である。

通常の混成堤では、衝撃砕波力の発生を防ぐために捨石マウンドを低くするか、前面を消波ブロックで被覆したり、消波ケーソンを用いたりして、直立部に作用する波力を低減させている。これに対して高基混成堤では、マウンド上で砕波した波によって直立部に衝撃砕波力が発生するのを防ぐため、マウンド形状や直立部の形状を工夫する必要がある。そこで、従来の高基混成堤の耐波安定性の問題点を克服できる新しい構造として、直立部に消波構造を用いた消波型高基混成堤を考案した。

本研究では、消波型高基混成堤の基本性能を明らかにすることを目的として、まず小型模型実験を行い、直立部に作用する波力の特性および越波特性に関する検討を行った。また、小型実験による検討だけでは、模型縮尺の影響により現地における現象を十分に再現できない場合もあることを考慮し、大型模型実験による検討も行った。さらに、これらの実験結果等をもとに、高基混成堤が特性を発揮するための最適な構造条件を示すとともに、その場合に適用される越波流量算定法および波力算定法を提案した。

なお、本報告における大型模型実験については、旧科学技術庁（現文部科学省）の科学技術振興調整費による個別重要国際共同研究として、旧運輸省港湾技術研究所とドイツのブラウンシュバイク工科大学が共同で実施したものである。

2. 消波型高基混成堤の特長

高基混成堤の最大の問題点は、直立部に衝撃砕波力が作用する危険性が伴うことである。しかしながら、マウンド斜面部での砕波を促進させるためにマウンド前面を緩傾斜としてマウンド高さも十分高くし、さらに直立部

に消波構造を用いることにより、直立部に作用する波力を低減することが可能である。図-1は、消波型高基混成堤を用いた護岸のイメージを示したものである。潮位が低い時には、マウンド天端面が静水面上にあり直立部が完全に露出しているため、波はほとんど作用しない。一方、潮位が高い時には、ある程度以上大きな波はマウンド斜面部で砕波し、直立部には砕波後の波が作用する。比較的小さい波はマウンド法肩で砕波して直立部に作用するが、消波構造のため波の作用は衝撃的ではなくなる。

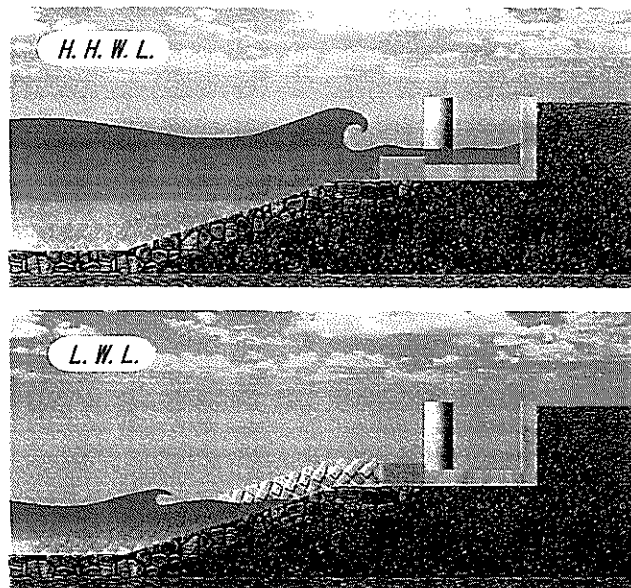


図-1 消波型高基混成堤護岸のイメージ図

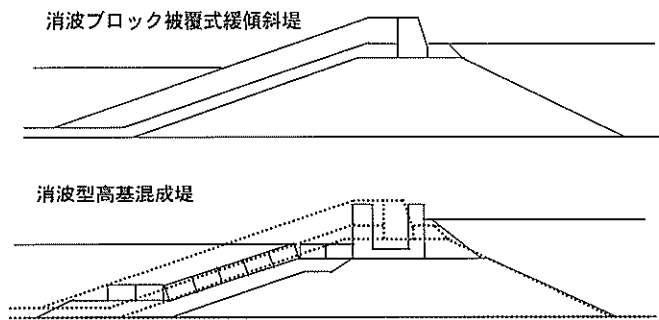


図-2 消波型高基混成堤と緩傾斜堤の断面比較

消波型高基混成堤は、構造的には傾斜堤に近く、水深の深い場所では断面が大きくなってしまいうため、内湾域のように比較的水深が浅く、設計潮位の大きい場所における適用が考えられる。図-2は、消波型高基混成堤と緩傾斜堤の断面を比較したものである。消波型高基混成堤は、緩傾斜堤に比べて捨石部の断面が小さく、また、消波ブロックも必要としない。さらに、消波構造を用いる

ことにより波力低減するため、上部工の小型軽量化が可能である。したがって、緩傾斜堤に比べて経済性に優れている。

環境および景観面においては、消波型高基混成堤は前面を緩傾斜としているため広い浅場を有し、水産協調に有効である。また、静水面上に消波ブロックが現れないため、景観上も優れていると考えられる。

消波型高基混成堤を防波堤として適用する場合、耐波安定性が最も重要であり、性能設計的手法を適用する場合、設計波を上回る波に対しての安定性も考慮する必要がある。高基混成堤の場合、仮に設計波を上回る波が来襲しても、大きい波はすべてマウンド斜面部で碎波してしまうため、波力は大きくならない。したがって、被災する危険性が小さく安定性の高い構造形式である。

一方、護岸として適用する場合、越波特性が重要である。越波流量を小さくする最も効果的な方法は天端を高くすることであるが、空港用の護岸などでは、航空機離着陸時の高さ制限や埋め立て地の地盤高さの関係で、天端をあまり高くできない場合も多い。そのため、天端をできるだけ低く抑え、なおかつ越波量を低減させる必要がある。消波型高基混成堤は、後述するように、通常の傾斜堤護岸に比べて越波流量が小さく、低天端型護岸としても適している。

3. 耐波安定性に関する小型模型実験

3.1 実験方法

(1) 実験水路と実験断面

まず消波型高基混成堤の基本的な耐波安定性を明らかにすることを目的として、小型造波水路（長さ35m、幅0.5m、高さ1m）を用いた水理模型実験を実施した。高基混成堤では、後述するように条件によっては直立部に衝撃的な波力が作用することがある。このような波力は、ピーク値は非常に大きい作用時間が極めて短く、直立部はマウンドと一体となって運動する。その結果、滑動に対する有効波力は、実際に作用する波力そのものに比べてかなり減少する（高橋ら1994）。そこで、この動的応答効果を含めた直立部全体の安定性を検討するため、波力を計測するだけでなく、滑動実験も実施した。

図-3は、対象とした堤体の基本断面形状を示したもので、縮尺は現地 $1/25$ 程度を想定している。直立部は直径68mmの円筒型前面スリット壁、遊水部、後壁からなる消波構造である。スリットの中心間距離は10cmで前面から見た見かけの開口率は32%となる。比較のために、高さおよび幅が同じの通常の直立壁の場合についても実験を

行っている。以後これらをそれぞれ消波型、直立型と呼ぶものとする。写真-1は、実験断面を沖側上方から見たものである。

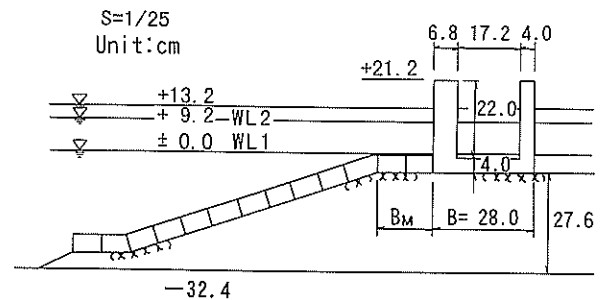


図-3 消波型高基混成堤の実験断面

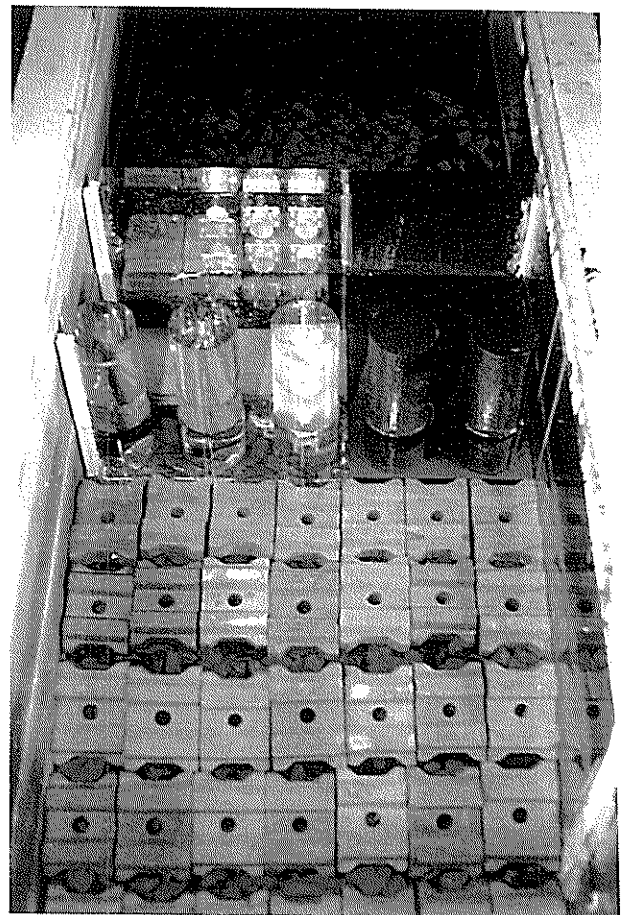


写真-1 実験断面

高基混成堤では、マウンド上水深と前面水深の比 d/h によって波力が大きく変化すると考えられる。そこで、今回の実験では、図-3に示すように WL1, WL2 の2つの潮位を対象とした。ここで、WL1はH.W.L., WL2は

H.H.W.L.を想定している。各潮位における d/h の値は、それぞれ0, 0.221である。なお、滑動実験については、WL2でのみ行った。また、この高基混成堤ではマウンド前肩幅 B_M の影響も大きいと考え、 $B_M=16\text{cm}$ を標準とし、前肩のない場合($B_M=0\text{cm}$)、前肩幅の長い場合($B_M=36\text{cm}$)についても実験を行った。

(2) 計測内容と実験波

実験では、超小型波圧計を用いて直立部各部に作用する波力を計測した。波圧計の配置は図-4に示すとおりで、スリット壁前面に2個、後壁に6個(正面から見てスリット壁で隠れる部分とスリット壁の間の部分に各3個)取り付け付けた。滑動実験では、直立部背後に接触式の変位計も取り付け、滑動量の時系列変化を計測した。滑動実験においては、マウンド前肩幅 B_M だけでなく直立部の重量も変化させて滑動量を比較した。

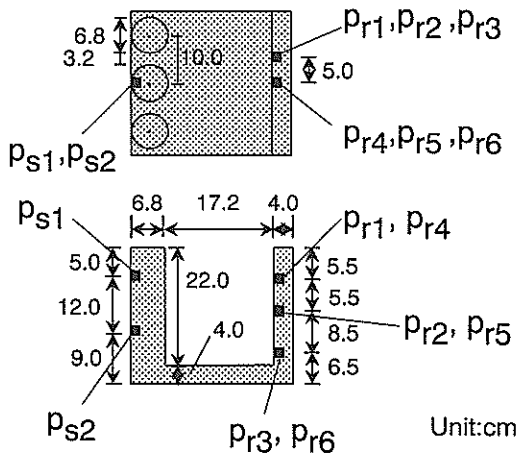


図-4 波圧計の配置

実験波は、波力測定実験では、周期 $T=1.44\text{s}$ および 2.00s の規則波を用い、それぞれ波高レベル3段階に変化させた。有効造波時間は $T=1.44\text{s}$ では約16秒間(11波)、 $T=2.00\text{s}$ では約14秒間(7波)であり、実験結果はすべて1波あたりの平均値で整理した。滑動実験では、周期 $T=1.44\text{s}$ の規則波のみを用い、波高レベルは5段階に変化させ、原則として同じ波高レベルのケースを3回ずつ繰り返した。

3.2 波力測定実験結果

(1) 波の作用状況と波圧波形

高基混成堤では、ほとんどの波はマウンド前肩先端付近で砕波する。図-5は、直立部の形状およびマウンド前肩幅の違いによる波の作用状況の変化を模式的に示した

もので、今回の実験で測定した波圧波形の例もあわせて示している。波圧波形はいずれも潮位WL2、周期 $T=1.44\text{s}$ 、波高 $H=24.3\text{cm}$ のケースである。

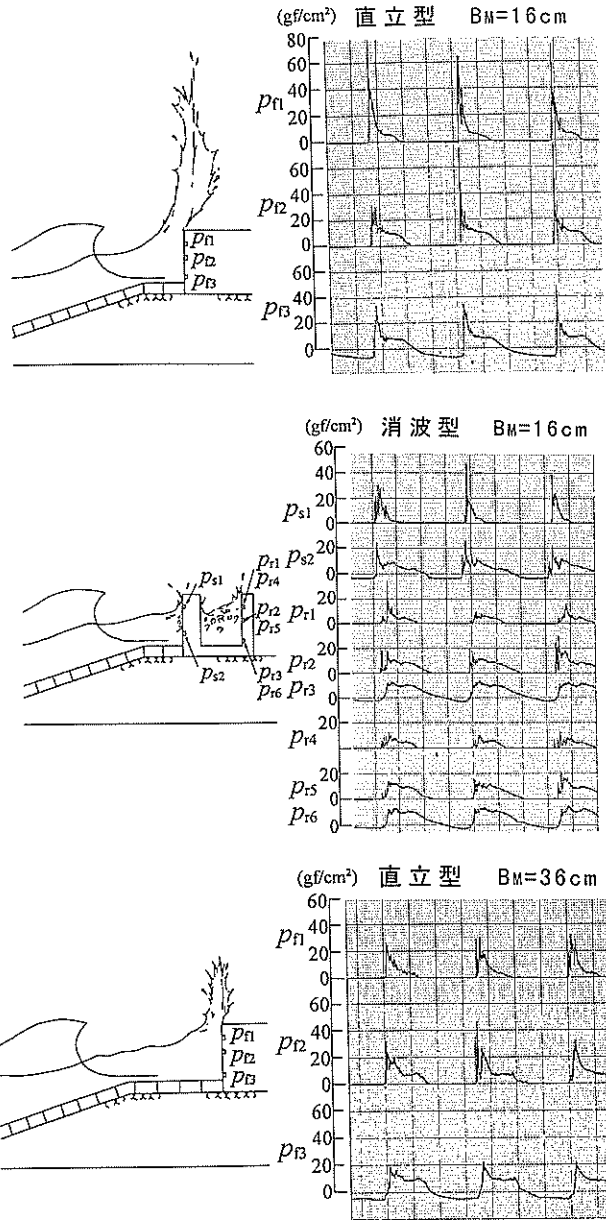


図-5 波の作用状況

直立型の場合、図の上段のように砕けた波がちょうど壁面に衝突して大きな衝撃波圧が作用する。波形は $B_M=16\text{cm}$ の場合で、作用時間が短く鋭いピークをもつ典型的な衝撃砕波圧の波形となっている。

しかしながら、図の中段のように直立部を後退させると、砕波後の波が作用するため波力はかなり低減する。波形は $B_M=36\text{cm}$ の場合である。ただし、小さくなるの

は衝撃的ピークの部分だけであり、ピークの後に見られるなだらかな部分（腰掛け部）の波形はほとんど変化していない。

一方、消波型の場合は、図の下段のようにスリット部で波が乱されて後壁に作用するため、波力は著しく低減する。波形は $B_M=16\text{cm}$ の場合であり、スリット部の上側の波圧に衝撃的なピークが見られるが、局所的なもので、スリット全体に作用する波力はそれほど大きくならない。また、遊水室後壁に作用する波力は、直立型に比べて大きく低減することがわかる。

なお、このような波の作用状況は、直立部の形状、マウンド前肩幅だけでなく、マウンド上水深、波高、周期などによっても大きく変化する。

(2) 消波型スリット部に作用する波力

著者ら(1991)は、直立消波ケーソンを用いた防波堤の波力算定法を提案しており、設計に考慮すべき位相として、スリット部の波力が最大となる位相（押し波時Ⅰ）、遊水室後壁に衝撃的な波力のピークが現れる位相（押し波時Ⅱa）、遊水室後壁に比較的緩やかに変化する波力のピークが現れる位相（押し波時Ⅱb）の3つを定義している。高基混成堤の場合、ほとんどの波が直立部前面で砕波するため、押し波時Ⅱbにおける波力は押し波時Ⅱaに比べて常に小さくなる。したがって、押し波時Ⅰと押し波時Ⅱaにおける波力のみを考慮すればよい。

図-6(1)、(2)は、WL1およびWL2における消波型のスリット部に作用する波力を、押し波時Ⅰ、Ⅱaの2つの位相について示したものである。横軸にはマウンド前肩幅と波長の比 B_M/L をとっており、縦軸には平均波力強度 f_s を水の単位体積重量 w_0 と波高 H で無次元化した値をとっている。なお、凡例中 () で示した波高は、砕波による波高低下がないと仮定した場合の仮想通過波高を表している。

押し波時Ⅰにおける波力は、全体として B_M/L の値が大きくなるほど減少する傾向にある。ただし、 $T=2.00\text{s}$ の波高が小さいケースでは、 $B_M=16\text{cm}$ ($B_M/L=0.0426$) のほうが $B_M=0\text{cm}$ よりもスリット部に作用する波力は大きくなっている。また、図-6(1)と図-6(2)を比較すると、WL2のほうがWL1に比べてかなり波力が大きい。周期について比較すると、 $T=2.00\text{s}$ のほうが、 $T=1.44\text{s}$ に比べて相対的に波力がやや大きい。これらの傾向は、砕波位置から直立部までの距離に関連づけて説明できる。すなわち、 B_M が短いとそれだけ波の勢いが強いいため波力が大きくなるが、あまり近すぎるとかえって小さくなる場合もある。また、水深が浅いと直立部から離れたマウン

ド斜面上で砕波が生じるため、砕波位置からの距離が大きくなり波力は小さくなる。さらに、水深が同じであれば周期の長いほうが砕波しにくいいため、直立部までの距離が短くなり、波力は大きくなると考えられる。

押し波時Ⅰにおける平均波力強度の最大値はWL2で $2.6 w_0 H$ 程度と比較的大きいが、これはスリット部の波力を円筒部材中央でのみ測定したためである。すなわち、正面で大きく側面で小さくなる衝撃波圧作用時の波圧分布の特性を考慮しておらず、スリット部全体での実際の平均波力はここに示した値よりもかなり小さくなる。

一方、押し波時Ⅱaにおける波力については、 $T=2.00\text{s}$ のほうが $T=1.44\text{s}$ に比べてやや大きいものの、マウンド前肩幅や波高の違いによる波力の差はあまりなく、全体としてWL2で $0.25\sim 0.75 w_0 H$ 程度の値となっている。

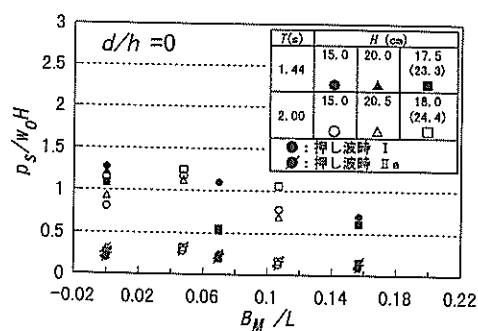


図-6(1) スリット部に作用する波力(WL1)

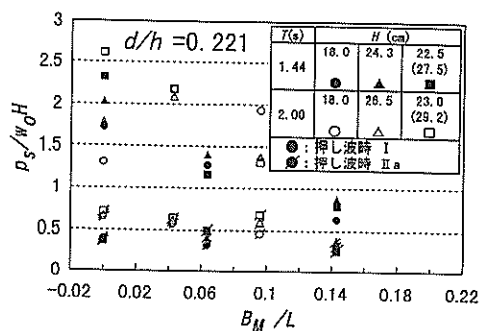


図-6(2) スリット部に作用する波力(WL2)

(3) 遊水室後壁に作用する波力

図-7(1)、(2)は、直立型の前面壁および消波型の後壁に作用する波力のピーク値を、図-6と同様に示したものである。ただし、WL1における直立型の $B_M=0\text{cm}$ については実験を行っていない。

消波型後壁に作用する波力は、どのケースについても、直立型前面壁に比べて著しく低下している。これは、スリットにより波が乱される効果と、直立型に比べて壁面

の位置が砕波位置から遠くなることの効果によるものである。たとえば、WL2における $T=1.44\text{s}$ について比較すると、直立型の場合、波力をもっとも小さくなる $B_M=36\text{cm}$ ($B_M/L = 0.1431$)でも $1.1\sim 1.4 w_0 H$ 程度であるが、消波型の場合、もっとも波力の大きい $B_M=0\text{cm}$ でも $0.8\sim 1.1 w_0 H$ 程度である。

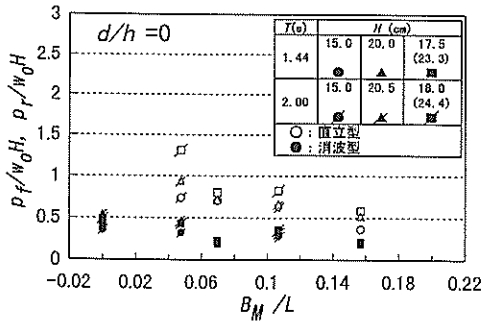


図-7(1) 壁面に作用する波力(WL1)

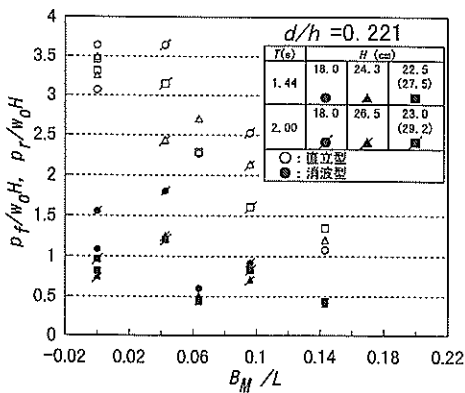


図-7(2) 壁面に作用する波力(WL2)

直立型、消波型ともに、全体として B_M/L の値が大きくなるほど波力が減少する傾向にある。ただし、 $T=2.00\text{s}$ の場合、 $B_M=0\text{cm}$ と $B_M=16\text{cm}$ ($B_M/L=0.0426$)の波力はほとんど同じか逆に $B_M=16\text{cm}$ のほうが大きい場合もあり、実際に波力が最大となる条件は、今回の実験の範囲では $B_M/L=0\sim 0.05$ の間にあると考えられる。こうした傾向は、高橋ら(1992)が提案した、 B_M/L と d/h を用いて得られる衝撃波力係数の傾向とよく一致している。潮位ごとの比較でみると、スリット部の場合と同様に、WL2のときの波力はWL1のときに比べてかなり大きくなっている。

3.3 滑動実験結果

図-8(1)は、直立型の滑動実験結果の一例を示したもので、波高 $H=24.3\text{cm}$ のときのデータのみプロットしている。横軸は直立部の水中重量 W' であり、縦軸は1波あたりの平均滑動量 S である。全体的に B_M が長いほうが滑動しにくく、 $B_M=0\text{cm}$ では 45kgf (441N) 前後が滑動限界であるのに対し、 $B_M=36\text{cm}$ では 30kgf (294N) 以下であり、1.5倍以上の差がある。

図-8(2)は、消波型の滑動実験結果の例を示したものである。データのばらつきが大きく、同じ条件でも滑動量にかなり開きがあるが、やはり全体的にはマウンド前肩幅 B_M が長いほうがやや滑動しにくくなっている。ただし、 $B_M=0\text{cm}$ のとき 11kgf (108N) 程度、 $B_M=36\text{cm}$ でも $9\sim 10\text{kgf}$ ($88\sim 98\text{N}$) であり、直立型に比べるとその差は小さい。

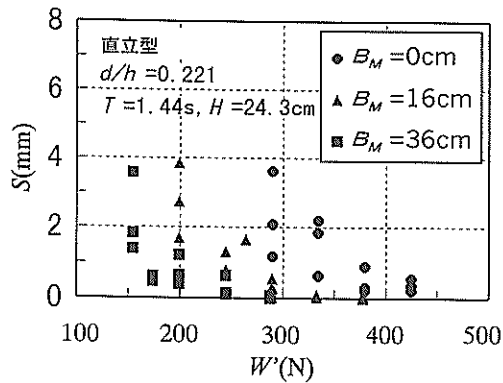


図-8(1) B_M と滑動量の関係(直立型)

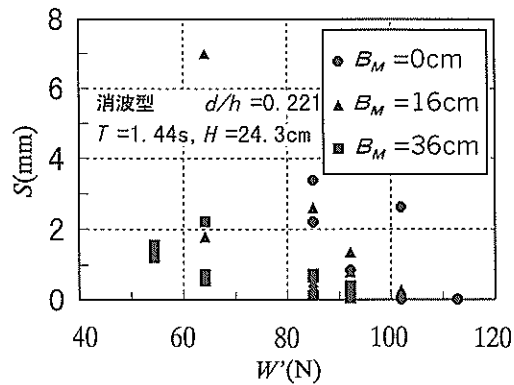


図-8(2) B_M と滑動量の関係(消波型)

図-9は、消波型における波高と滑動量の関係を示したものである。ただし、横軸の波高 H には、図-6で示した砕波を無視した仮想通過波高をとっている。どの重量の場合も、 $H=18.0\text{cm}$ ではやや滑動量が小さいが、それ以外の $H=22.0\text{cm}$ 以上のケースでは、デ

一夕のばらつきはあるものの、同じ重量であれば、滑動量は波高に関係なくほぼ一定である。これは、高基混成堤の場合、ある程度以上の波はすべて直立部前面で碎波するため、波高の違いによる波力の変化が大きいいためである。すなわち、仮に設計波を上回る波が作用しても、滑動安定性は設計波の場合とほとんど同じであり、粘り強い構造であるといえる。

なお、 $W'=90.5\text{N}$ は、直立部全体をコンクリートで作った場合の重量にほぼ等しい。このときの滑動量は最大でも1波あたり2mm程度であり、スリット壁と底版、後壁だけの構造で、中詰め砂がなくでもほぼ滑動安定性を確保できることがわかる。

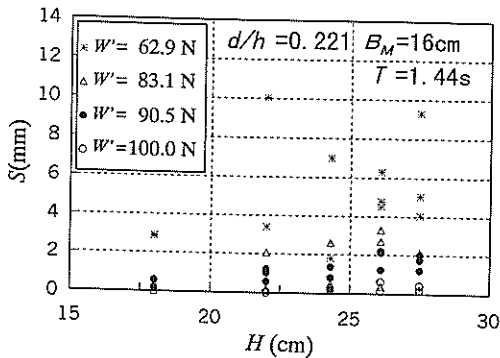


図-9 波高と滑動量の関係 (消波型)

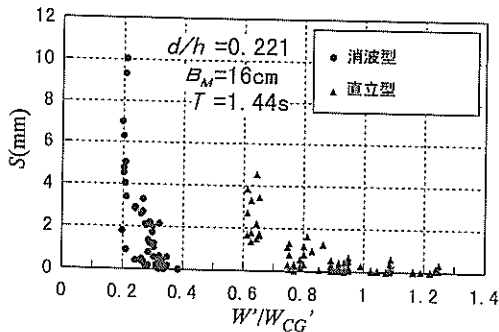


図-10 直立型と消波型の滑動安定性の比較

図-10は、標準型である $B_M=16\text{cm}$ の場合について、直立型と消波型の滑動実験結果を比較したものである。横軸は、それぞれの直立部の水中重量 W' を、各波高ごとに求めた直立型に対する合田式による設計波力から逆算した滑動限界重量 W_{CG}' で無次元化した値である。

直立型の場合、 $W'/W_{CG}'=1.0$ でほぼ滑動限界となっており、 $B_M=16\text{cm}$ の場合には、高基混成堤であっても通常の混成堤に用いる合田式による設計波力が適用できることがわかる。これに対して、消波型における滑動限

界は $W'/W_{CG}'=0.30\sim 0.35$ であり、今回の条件においては直立型に比べて約1/3の重量で、滑動安定性を確保できることがわかる。この理由としては、前節で述べたように消波型のほうが直立型に比べて波力が小さいこと以外に、消波型では遊水室後壁に大きな波力が作用するとき、遊水室底版にも下向きの大きな波力が作用し、直立部の安定性を高め、滑動を押さえる効果があることもあげられる。

4. 越波特性に関する小型模型実験

4.1 実験方法

消波型高基混成堤を護岸としての適用する場合、最も重要なのは越波特性である。そこで、耐波安定性と同様に小型造波水路を用いた水理模型実験を行った。まず波力測定実験等と同じ形状の直立部（標準断面）について、マウンド前肩幅および直立部の天端高を変えた場合の越波特性の変化について検討し、同じ前面勾配を有する消波ブロック被覆型傾斜堤との比較を行った。次に、越波低減効果をさらに高めると同時に、経済性、施工性、あるいは環境への影響についても向上を図るため、マウンド形状および直立部の形状を改良した断面についても実験を行った。

実験波は、おもに周期 $T=1.44\text{s}$ の規則波および不規則波を用いており、波高は規則波で $H=14\sim 26\text{cm}$ 、不規則波で $H_{1/3}=6\sim 19\text{cm}$ 程度である。なお、設計波高としては $H_{1/3}=16\text{cm}$ を想定している。計測時間は規則波では約16秒間（11波）、不規則波では約4分間（約190波）である。不規則波については、波群の異なる3種類の波を作用させ、実験結果は3波群の平均値を用いて整理している。不規則波のスペクトルは、修正ブレットシュナイダー・光易型を目標とした。

なお、実験では、越波流量の測定だけでなく、規則波の場合は波の打ち上げ高さについても計測した。

4.2 標準断面の越波特性

(1) マウンド前肩幅と越波流量

前章でも述べたとおり、高基混成堤ではマウンド前肩幅 B_M によって直立部への波の作用が変化する。したがって、波力と同様に越波についても、距離が遠くなると同じ天端高でも越波流量が少なくなることが予想される。そこで、まずマウンド前肩幅と越波流量の関係について調べた。図-11は、規則波の場合の越波流量を比較したもので、潮位WL2、周期 $T=1.44\text{s}$ の結果である。横軸には波高 H

を、縦軸には単位時間、単位幅当りの越波流量 Q をとっている。比較のため、図には同じ前面勾配を有する消波ブロック被覆型緩傾斜堤の結果も併せて示している。消波型高基混成堤の直立部の基本形状については、波力測定実験と同じである。ただし、 $B_M=16\text{cm}$ の場合には、越波量を低減させるために、スリット円柱の前半分と後壁の上面にパラペットを付けた断面についても実験を行っている。パラペットの形状は、薄い亜鉛板を用いた幅5mmまたは10mmの水平な張り出しである。

消波型高基混成堤については、マウンド前肩幅が長いほど越波流量は少なく、 $B_M=0\text{cm}$ のとき越波量は最大で、最小となる $B_M=36\text{cm}$ のときの7~20倍の越波流量となっている。また、パラペットをつけた場合、パラペットなしに比べて越波流量がやや減少しており、特に波高の小さい場合に効果が大きいことがわかる。

緩傾斜堤については、高基混成堤と比べて波高が小さいときは越波量が少ないが、波高が大きくと逆に多くなる。これは、緩傾斜堤の場合は波高が小さいときは斜面での消波効果が大きく越波が少ないものの、波高が大きくなると波が斜面を遡上するようにして越波し、直立部で波が反射する混成堤に比べて越波量が多くなるためである。

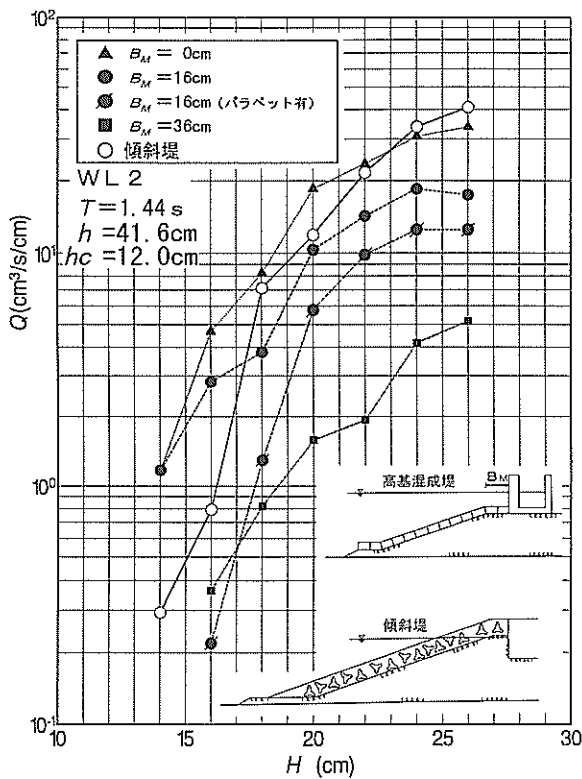


図-11 消波型高基混成堤と消波ブロック被覆型緩傾斜堤の越波流量 (規則波)

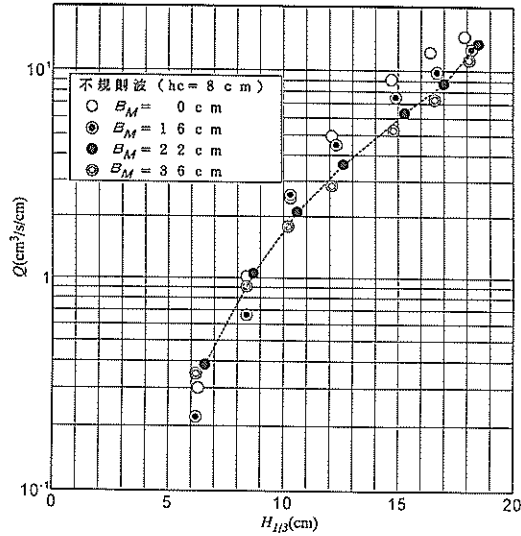


図-12 マウンド前肩幅と越波流量

図-12は、不規則波による実験結果を図-11と同様に示したものである。ただし、測定誤差をできるだけ少なくするために、越波量の多い条件となるよう天端高 h_c は最も低い8cmとし、パラペットなしのケースで比較した。データには多少のばらつきがみられるが、全体的には規則波の場合と同様に、マウンド前肩幅 B_M が長いほど越波流量は小さくなっており、越波特性からみると、マウンド前肩幅を長くするほうが有利であることがわかる。ただし、前肩幅を長くすると、その分マウンド断面が大きくなり、コストが高くなること、また、 $B_M=22\text{cm}$ のケースと $B_M=36\text{cm}$ のケースでは越波流量にそれほど大きな差はないことなどを考慮し、以後の実験については $B_M=22\text{cm}$ を標準として実施することとした。

(2) 天端高と越波流量

図-13は、天端高を変化させた場合の消波型高基混成堤および緩傾斜堤について、不規則波の越波流量を比較したものである。高基混成堤については $B_M=22\text{cm}$ であり、円筒スリットの前半分および後壁の上面にパラペットを設けた場合の結果についても示している。パラペットありの場合、パラペットなしに比べて越波流量が低減しており、特に波高が小さい場合にその割合が顕著である。 $h_c=10\text{cm}$ の場合について、パラペット5mmのケースと10mmのケースを比較すると、10mmのほうが越波流量の低減の割合が大きいが、波高が大きくなるにつれて、その差は小さくなっていく。

緩傾斜堤と高基混成堤の越波流量を比較すると、全体的に波高が小さいときは緩傾斜堤のほうが越波は少ないが、波高が大きくなると高基混成堤のほうが越波は少なくなる

傾向がみられる。これは、緩傾斜堤の場合、波高が小さいうちは斜面での波の減衰が大きいためあまり越波しないものの、波高が大きくなると波が斜面を遡上するようにして越波するため、遊水室後壁によってある程度の波を反射する消波型高基混成堤よりも越波流量が大きくなるためと考えられる。

現地の護岸における許容越波流量は、背後地の重要性などによっても異なるが、一つの目安として $0.02\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ という値が考えられる。今回の実験に当てはめると、模型スケールで $1.6\text{cm}^3/\text{s}/\text{cm}$ であり、図中にはこの値を破線で示している。仮に設計波高を $H_{1/3} = 16\text{cm}$ (現地換算で 4m) とすれば、緩傾斜堤の場合、 $h_c = 12\text{cm}$ のとき越波流量は許容値よりもわずかに小さくなる。一方、高基混成堤の場合、パラペットなしだと $h_c = 12\text{cm}$ のとき緩傾斜堤の $h_c = 12\text{cm}$ とほとんど同じであるが、パラペット付きだと $h_c = 10\text{cm}$ でもほぼ許容越波流量となる。

高山ら(1982)によれば、上述の設計条件において許容越波流量を満たす通常の傾斜堤(前面勾配 $1:4/3$)の天端高は、 15.6cm (現地換算で 3.9m) である。この結果を用いて、通常の傾斜堤の天端高を1としたとき、許容越波流量を満たす緩傾斜堤の天端高を求めると 0.77 となる。これを換算天端高係数 β^* と呼ぶ。 5mm のパラペット付きの消波型高基混成堤の場合、換算天端高係数 β^* は 0.66 となり、傾斜堤に比べて天端高を約 $2/3$ に下げられることがわかる。また、このときの相対天端高 $h_c/H_{1/3}$ の値は、傾斜堤、緩傾斜堤、高基混成堤でそれぞれ 0.98 , 0.75 , 0.64 となる。

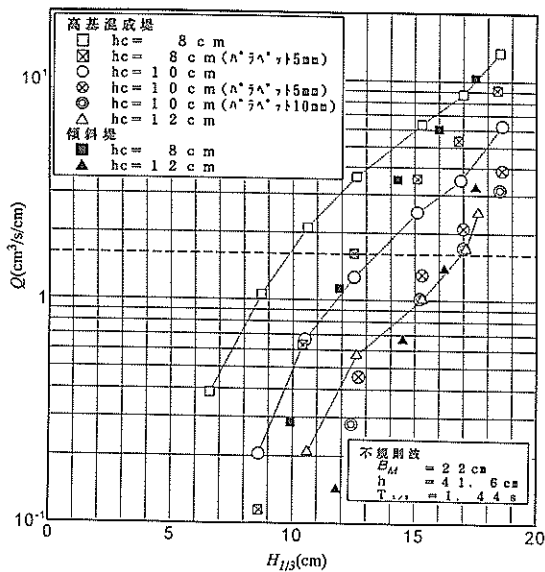


図-13 天端高と越波流量

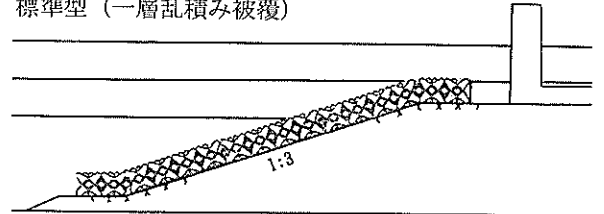
4.3 改良断面の越波特性

(1) 改良断面の種類

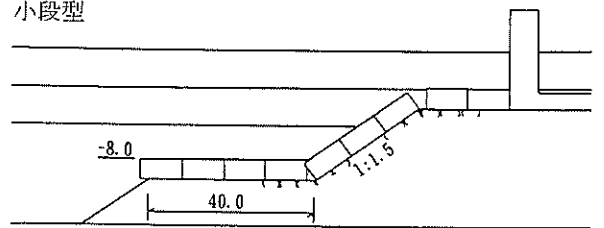
越波流量および打ち上げ高さをより低減させるとともに、経済性、施工性、環境への効果も向上させるために、標準断面に対していくつかの改良断面を考案し、実験を行った。図-14(1), (2)は、改良型の堤体形状を示したもので、図-14(1)はマウンド形状を改良したもので、図-14(2)は上部工形状を改良したものである。なお、これらの改良断面および比較の対象とした標準断面は、すべて 5mm のパラペットを付けている。以下に改良断面の特徴と目的を示す。

(a)はマウンド被覆ブロックとして、張りブロックの代わりに一層乱積みブロックを用いた断面である。これは、空隙の大きなブロックを用い、生物にとってよりよい育成環境を造ろうとするものであり、また乱積みであることによってマウンドの均しの軽減を考えている。

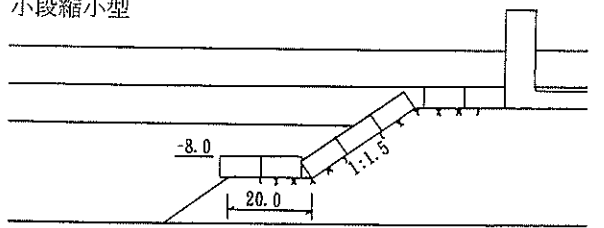
(a) 標準型 (一層乱積み被覆)



(b) 小段型



(c) 小段縮小型



(d) 小段縮小型 (一層乱積み被覆)

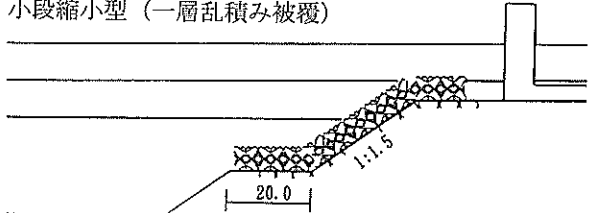
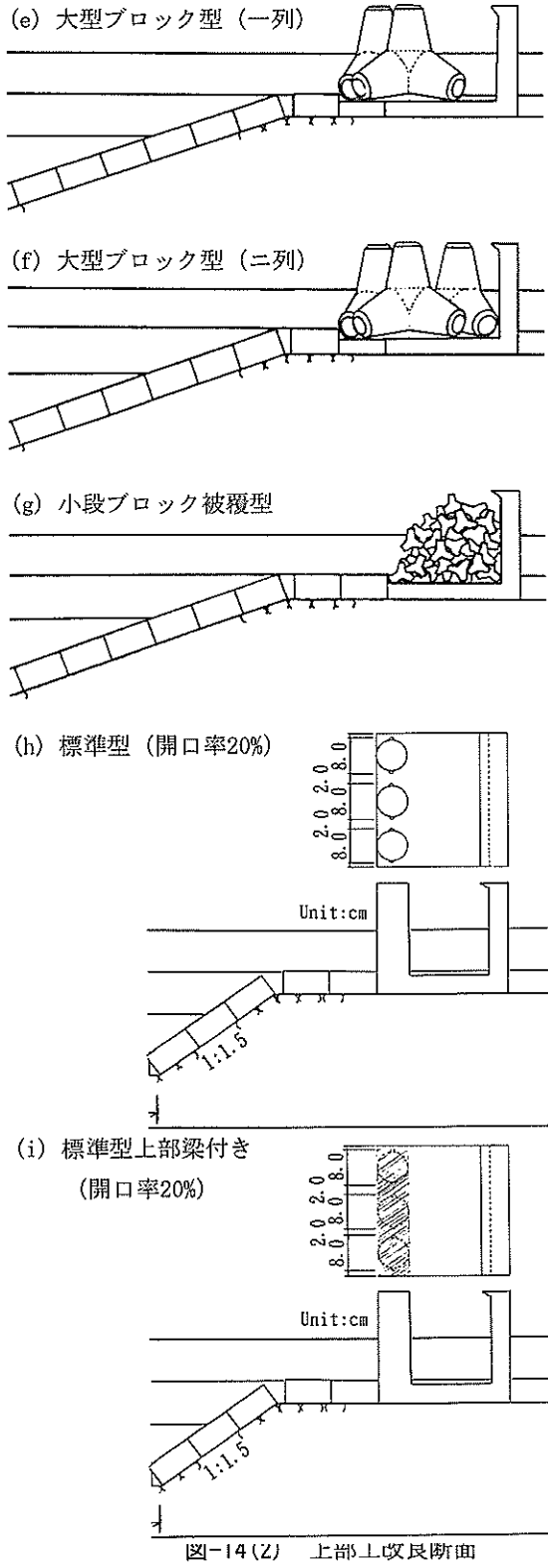


図-14(1) マウンド形状改良断面



(b)~(d)はマウンドの形状を変えたもので、(b)は、小段を設けて環境面の向上を図ろうとする断面、(c)は(b)をより経済的にするため小段を短くした断面、(d)は(c)の被覆ブロックを一層乱積みブロックに変えた断面である。

(e)~(g)は直立部の形状を変えたもので、施工面からス

リット部を消波ブロックで置き換えたものである。(e)、(f)は円筒型前面スリットの代わりに大型の消波ブロックをおいた断面で、(e)がブロック一列並び、(f)が二列並びである。(g)はスリットの代わりに小型の消波ブロックで後壁を被覆した断面である。

(h)、(i)はスリット壁の構造を変えて越波量を低減し、波の打ち上げを減らすことを目的とした構造であり、(h)は円柱の側面に半円柱型の張り出し部を設けて開口率を20%とした断面で、(i)は(h)の断面にさらに円柱の上部を薄い亜鉛板でつなぎ、打ち上げを減らすための上部梁とした断面である。

(2) マウンド形状と越波流量

まず、環境への効果等を考慮したマウンド形状の改良を行った。改良断面については図-14(1)に示したとおりである。図-15は、マウンド形状の違いによる越波流量の変化を示したものである。標準型に比べると、小段型は越波流量がやや小さく、小段縮小型はやや大きい傾向があるものの、全体的にみるとこれらの差は小さく、マウンド形状の影響による越波流量の変化はほとんどないと考えてよい。これらの結果から、今回行った実験範囲では、マウンド形状を変えても越波特性にあまり大きな変化はなく、マウンド形状の改良による越波特性の向上はあまり期待できないことがわかる。

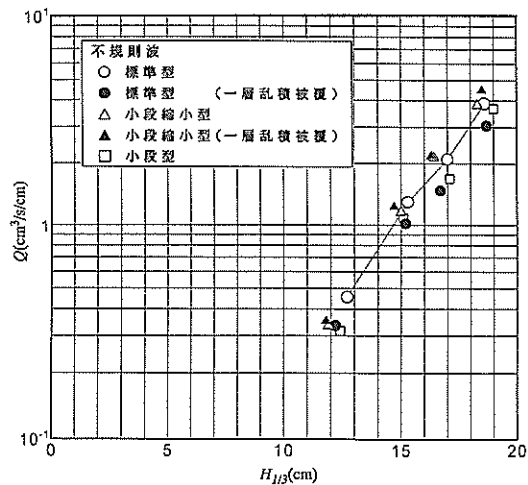


図-15 マウンド改良型の越波流量

(3) 直立部の形状と越波流量

前節において、直立部にパラペットを設けることにより越波特性を改善できることを明らかにした。ここでは、さらに越波流量および打ち上げ高さを低減させるために、直

立部の形状を改良して実験を行った。改良型の形状については、図-14(2)に示したとおりである。なお、これらの改良断面もすべて5mmのパラペットを付けている。

図-16は、直立部の形状の違いによる越波流量の変化を示したものである。参考のために標準型の $h_c = 12\text{cm}$ の結果も併せて示している。これ以外については、すべて $h_c = 10\text{cm}$ である。まず、標準型の開口率20%のケースとスリットの代わりに大型ブロックを設置したケースについては、いずれも標準型とあまり大きな違いはない。また、スリットの代わりに小型ブロックで後壁を被覆したケースについては、逆に越波流量が増加し、標準型の $h_c = 8\text{cm}$ のケースとほぼ同じとなっている。これに対し、開口率20%でスリット上面に梁を設けたケースでは、越波流量が著しく減少している。これは、上部梁によって水塊の上向きの運動が抑えられるためである。このケースにおける換算天端高係数 β^* は0.54であり、天端高を通常の傾斜堤の約半分に下げられることがわかる。また、このときの相対天端高 $h_c / H_{1/3}$ の値は0.53となる。この値は、護岸の天端高であるにもかかわらず、通常の防波堤における $h_c / H_{1/3}$ の値0.6よりも小さく、きわめて低天端であることがわかる。

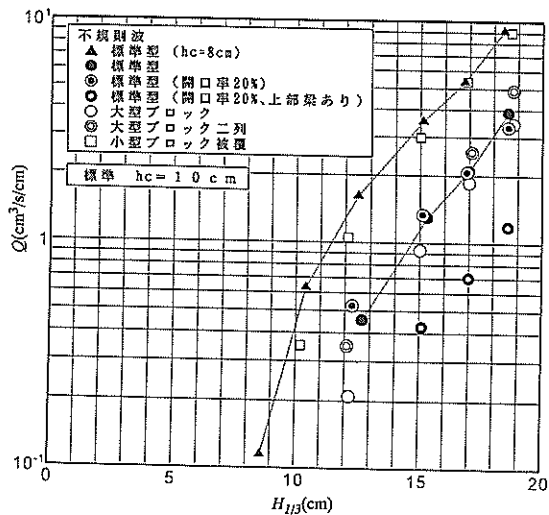


図-16 直立部改良型の越波流量

4.4 波の打ち上げ高さ

図-17は、種々の条件における波の実質部分の打ち上げ高さ η' を示したもので、高基混成堤についてはいずれも $B_M = 22\text{cm}$ で5mmのパラペット付きであり、標準型の $h_c = 8\text{cm}$ のケース以外はすべて $h_c = 10\text{cm}$ である。なお、打ち上げ高さは天端面を0として定義している。

まず高基混成堤の標準型と改良型について比較すると、大型ブロック設置型および小型ブロック被覆型は、いずれ

も標準型 $h_c = 10\text{cm}$ のケースに比べて、打ち上げ高さは高くなっている。また、標準型の開口率20%のケースは、波高が小さいと標準型よりも低い、波高が大きくなると逆に標準型よりもやや高くなる。これに対し、上部梁付きのケースは標準型よりも明らかに打ち上げ高さが低くなっている。緩傾斜堤と高基混成堤を比較すると、緩傾斜堤のほうが打ち上げ高さは小さいが、天端が2cm高いことを考慮して静水面からの打ち上げ高さで考えると、波高が20cm以上のときには $h_c = 10\text{cm}$ の標準型高基混成堤と同じであり、上部梁付きのケースでは緩傾斜堤よりも打ち上げ高さは低くなっている。

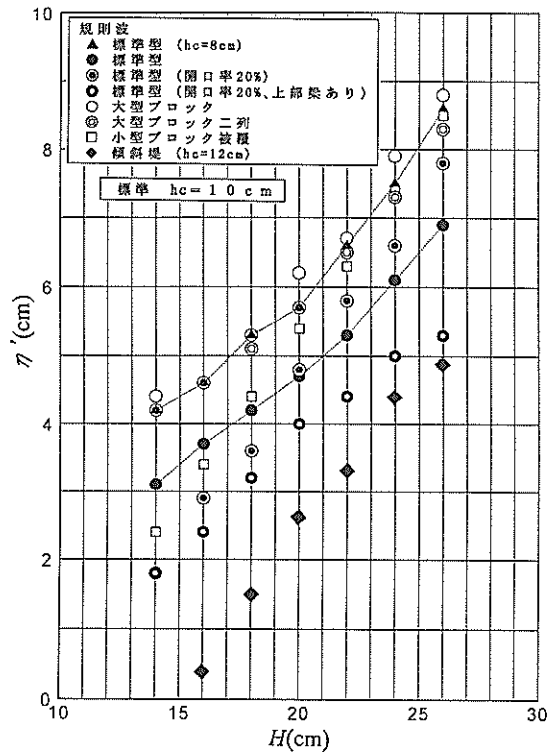


図-17 波の打ち上げ高さ

一方、図-18は飛沫の打ち上げ高さ η' について、図-17と同様に示したものである。緩傾斜堤の場合、波高が大きくなっても飛沫の高さは30cm程度で頭打ちとなっている。これに対して、高基混成堤の場合、飛沫の高さは波高にほぼ比例して大きくなり、特に標準型の $h_c = 8\text{cm}$ および $h_c = 10\text{cm}$ ではかなり大きな値となっている。ただし、改良型ではいずれも標準型に比べて打ち上げ高さが低下しており、直立部を改良した効果がみられる。特に、波高が22cm以下のときには緩傾斜堤よりも小さな値となっている。

なお、高基混成堤では波の打ち上げ高さは遊水室後壁に近い位置で最大となるが、飛沫についてはおもに波がスリットにぶつかるときに生じており、スリット前面に近い位置で打ち上げ高さが最大となることが多い。

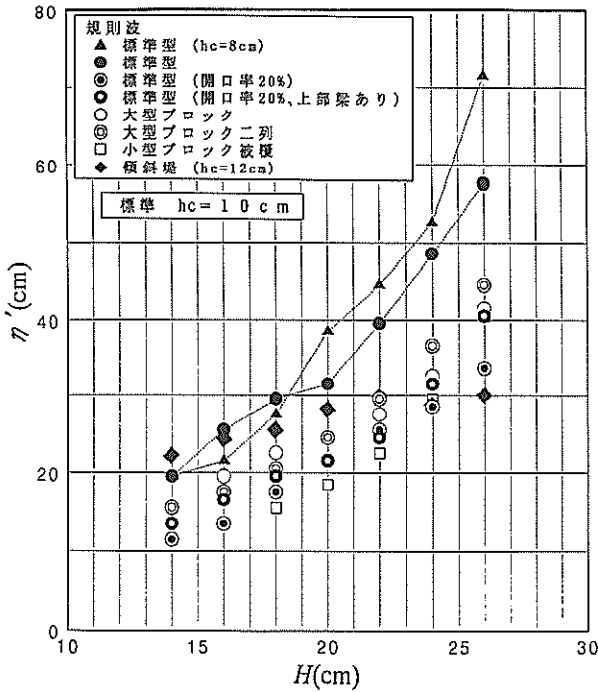


図-18 飛沫の打ち上げ高さ

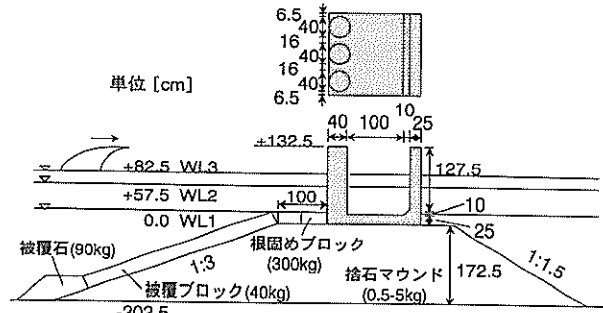


図-19 堤体断面図

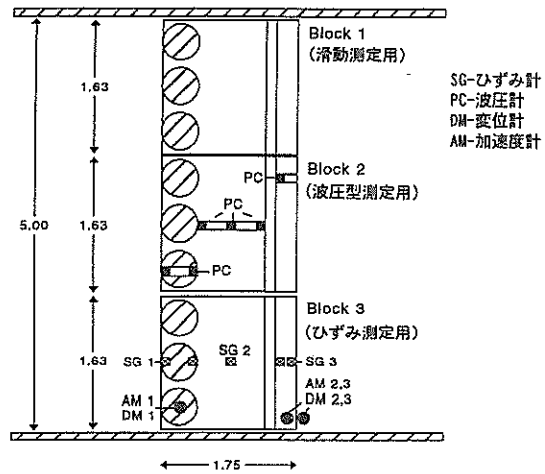


図-20 堤体平面図

5. 大型模型実験

5.1 実験方法

(1) 実験の背景

小型模型実験を主とした研究によって、高基混成堤の基本的な特性についてはかなり明らかになった。しかしながら、小型実験による検討だけでは、模型縮尺の影響により現地における現象を十分に再現できない場合もある。たとえば、直立部の耐波安定性では、衝撃砕波力の問題や波力によって各部材に生じるひずみの問題などが重要となる。また、水理特性に関しては、高マウンドであるためマウンド部を透過する波が通常の混成堤に比べて大きく、比較的潮位が低い場合でもある程度の波が港内側へ伝達する。これらの問題は模型縮尺の影響が大きいため、小型実験だけでなく大縮尺の模型実験か、あるいは現地実験により検証する必要がある。

そこで、ドイツのブラウンシュバイク工科大学との共同研究として、高基混成堤の水理特性および耐波安定性に関する大型水理模型実験を実施した(Muttrayら, 1999)。なお、越波特性に関する大型模型実験については、旧北海道開発局開発土木研究所(現(独)北海道開発土木研究所)とドイツのブラウンシュバイク工科大学が共同研究を実施している(木村ら, 1999; Schuttrumpfら, 1999)。本章では、その結果の概要についても紹介する。

(2) 実験水路と実験断面

今回の実験は、ドイツのハノーバー大学にある大型造波水路(長さ320m、幅5m、深さ7m)で実施した。図-19は、今回対象とした高基混成堤の断面を示したものである。現地に対する模型縮尺は1/4程度を想定している。

模型堤体は、まず海底勾配1/75の砂地盤をつくり、その上に捨石マウンドを設置した。捨石の重量は0.5~5kgである。マウンド上に据え付けた直立部は、図-20に示すように、水路幅方向の長さが1.63mの鉄筋コンクリート製の上部工が3個並んでおり、前面には300kgの根固めブロックを置いている。また、マウンド斜面は40kgのブロックで被覆しており、さらに、法先部には洗掘防止のために約90kgの被覆石を置いている。マウンドの前面勾配は、環境への効果を考慮して1:3の緩勾配となっており、マウンド前肩幅 B_M は1.0mである。直立部は円筒型スリット壁と遊水部を持つ消波構造で、円筒スリットの直径は40cm、スリットの中心間距離は56cmであり、前面からみた見かけ上の開口率は約29%となる。この断面を消波型と呼ぶ。比較のために直立部の前後を逆向きにして、前面を直立壁にした場合についても実験を行っており、これを直立型と呼ぶ。

実験においては、潮位の影響を調べるため、図に示すようにWL1~WL3の3種類に潮位を変化させた。ここに、WL1, WL2はそれぞれH.W.L., H.H.W.L. に対応しており、WL3は、比較のためWL2よりもさらに25cm潮位を高くしたものである。ただし、直立型についてはWL3は行っていない。なお、これらの実験条件は、基本的に小型模型実験(模型縮尺1/25)と相似となるように設定している。

(3) 実験波と計測方法

実験波は、周期 $T = 3.6, 5.0, 7.0s$ の規則波および不規則波を用いており、波高は、規則波で $H = 0.4 \sim 1.45m$ 、不規則波で $H_{1/3} = 0.5 \sim 1.0m$ 程度である。不規則波のスペクトルは、JONSWAP型 ($\gamma = 1.0$) を目標とした。1ケースの計測時間は、規則波では約90波分、不規則波では約200波分とした。ただし、直立部が大きく滑動した場合には途中で計測を打ち切っている。なお、規則波の実験では、通常は造波板からの再反射波が堤体に作用するまでが有効造波時間となるが、本水路の造波機は反射波吸収型であるため再反射波の影響はほとんどなく、長時間にわたる計測が可能である。

実験では、図-20に示すように3個の上部工をそれぞれ滑動量測定用、波圧測定用、ひずみ測定用とした。滑動量測定用では、トランシットを用いて波の作用前と作用後の位置を計測し、1ケースでの総滑動量を求めた。波圧測定用では、超小型波圧計を用いて直立部各部に作用する波力を計測した。ひずみ測定用では、内部の鉄筋にひずみ計を取り付け、波力により生じる各部材のひずみを計測した。また、ひずみ測定用には、加速度計およびロッキング測定用の変位計も取り付けている。これらのセンサーの配置は図-21に示すとおりである。なお、図には示していないが、堤体の前後に波高計を設置し、反射波および伝達波の計測も行っている。

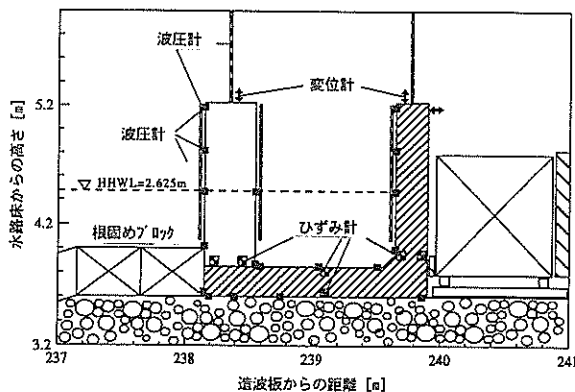


図-21 センサーの配置

5.2 反射・伝達波特性

図-22は、直立型および消波型高基混成堤の反射率を示したもので、横軸には碎波相似性パラメータ $\xi (= \tan \alpha / (H/L_0)^{1/2})$ ($\tan \alpha$: 斜面勾配) をとっている。図には3つの潮位における実験結果をすべてプロットしており、規則波と不規則波については記号を変えて示している。データにはばらつきがみられるが、全体的には ξ が大きいほど反射率も大きくなっており、また、消波型のほうが直立型よりも20~50%程度反射率が小さい。消波型の場合、反射率は最大でも0.3程度であり、マウンド上での碎波と直立部による消波機能によって、反射波がきわめて小さくなるのがわかる。なお、以前に行った小型実験においては、反射率は0.2~0.3程度であり、今回の実験結果とほぼ一致している。

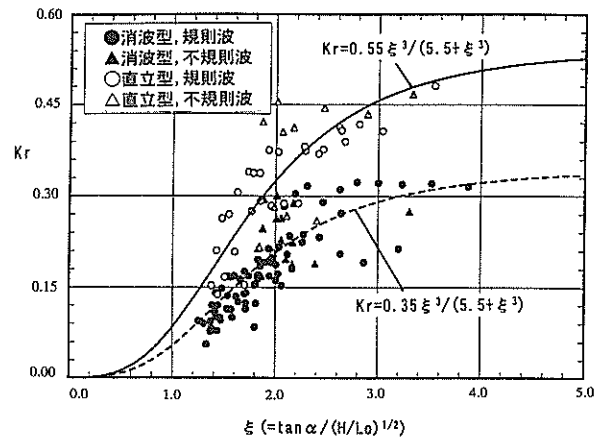


図-22 高基混成堤の反射率

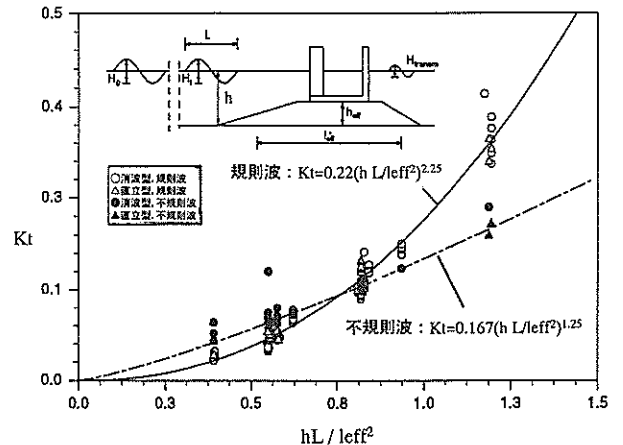


図-23 高基混成堤の波高伝達率

図-23は、不規則波における直立型および消波型の波高伝達率を示したもので、図-22と同様に3つの潮位における結果をすべてプロットしている。なお、高基混成堤の場合、通常の低マウンドの混成堤に比べてマウンド内

を透過する波の割合が高く、しかも越波の低減効果が高いため、伝達波の大部分は、越波ではなくマウンド透過波である。そこで、マウンド形状の影響を考慮するため、横軸には前面水深 h と波長 L の積を平均マウンド幅 l_{eff} の2乗で無次元化した値をとっている。伝達率はこの値にほぼ比例して大きくなっていることがわかる。直立型と消波型を比較すると、消波型のほうがやや伝達率は小さいものの、その差はあまり大きくない。今回の実験範囲では、伝達率は最大で0.25程度である。

エネルギー減衰率 K_t^2 は、反射率 K_r および伝達率 K_t を用いて、 $K_t^2 = 1 - K_r^2 - K_t^2$ で定義できる。不規則波における高基混成堤のエネルギー減衰率は消波型で0.86~0.98、直立型でも0.73~0.94であり、砕波によって非常に多くのエネルギーが減衰することがわかる。

5.3 波力特性

(1) 直立部に働く波力に対する模型縮尺の影響

マウンド前肩幅の広さが十分でない場合、直立型高基混成堤の前面壁には、かなり大きな衝撃砕波力が作用する。また、消波型の後壁にも比較的大きな砕波力が作用する場合がある。このような衝撃砕波力については、波作用時の空気を取り込みなどに相似則が成り立たないため、模型縮尺によってその値が変化することも考えられる。こうした模型縮尺の影響を調べるため、今回の実験結果と小型模型実験結果の比較を行った。

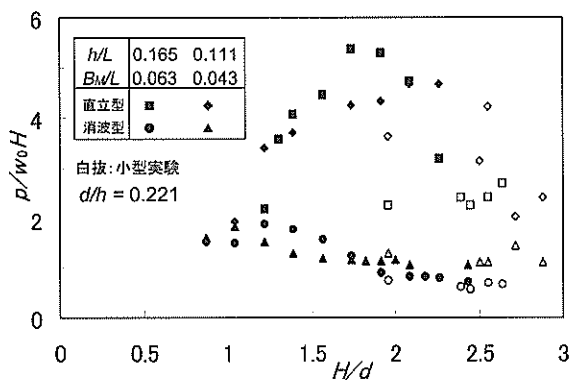


図-24 壁面に作用する波力

図-24は、直立型の前面壁および消波型の後壁に作用する波力のピーク値を表したもので、潮位がWL2の例である。横軸は波高とマウンド上水深の比 H/d をとっており、縦軸は平均波力強度 p を水の単位体積重量 w_0 と波高 H で無次元化した値をとっている。図において白抜きのプロットが以前に行った小型実験結果であり、黒塗りが今回の結果である。小型実験では $H/d > 2.0$ の波

高の大きい条件についてのみを対象としているが、今回の実験ではマウンド上で砕波が生じないような波高の小さい条件についても波力を測定している。

直立型に働く波力は非常に大きく、ばらつきもかなり大きい。 $H/d=2.0$ 付近でピークとなっている。これは、今回の断面の場合、 $H/d=2.0$ 程度の波高のとき、直立部前面で砕波した波がもっとも厳しく壁面にぶつかるためと考えられる。したがって、直立型高基混成堤では、設計波に対して $H/d > 2.0$ であることが望ましい。

一方、消波型に働く波力は、スリット壁で波が乱されるため、直立型に働く波力よりもかなり小さい。また、 $H/d=1.2$ 付近で無次元波力強度がピークとなっており、直立型に比べてピークとなる波高が小さい。これは、 $H/d=1.2$ 程度の比較的波高が小さいときに、マウンド水平部で砕波した波が最も激しく後壁にぶつかるようになるためと考えられる。ただし、この無次元波力強度が最大となる H/d の値は、 d/h や B_M/L の値によって変化すると考えられる。なお、これらはあくまでも無次元波力強度についての傾向であり、波力の絶対値としては、やはり波高の大きいほうが波力も大きくなる。全体的にみて、小型実験結果と今回の実験結果は比較的一致しており、壁面に作用する波力に関しては、明確な縮尺の影響は見られない。

(2) 直立部に働く波力と部材のひずみ

部材の耐波設計においては、作用する波力の大きさそのものよりも、波力によって生じるひずみの大きさのほうが重要である。特に、衝撃的な波力の場合、値は大きなくても作用時間が短いため、部材に生じるひずみはそれほど大きくなならないことに注意する必要がある。

図-25は、消波型のスリット壁に働く曲げモーメントについて、波圧計から求めた波力をもとに計算される値 M_L と、内部の鉄筋に取り付けたひずみ計から得られたひずみをもとに計算される値 M_R を比較したもので、規則波の場合の結果である。図では砕波の状況によって記号を変えて示している。

非砕波の場合は M_L と M_R はほぼ等しいが、砕波および砕波後の波の場合はひずみからの値 M_R のほうがやや小さい。これは、非砕波の場合には波力の時間変化がゆるやかであるため、円筒スリット前面と側面との位相差の影響が小さく、前面の波圧がピークとなる時、側面にもほぼ同じ波圧が作用し、等分布に近い波圧分布になるためと考えられる。これに対して、砕波および砕波後の場合には波力の時間変化が急激であるため位相差の影響が大きく、ピーク時には側面が小さい偏分布の波圧

となる。今回の実験では正面のみで波圧を測定しており、計算される波力がやや過大であったと考えられる。なお、部材の固有振動数が低く、しかも波力が衝撃的で作用時間が短い場合には、動的応答特性によりあまり大きなひずみが生じないこともあるが、今回の円筒スリットの固有振動数は約90Hzと比較的高いため、こうした影響は小さいと考えられる。

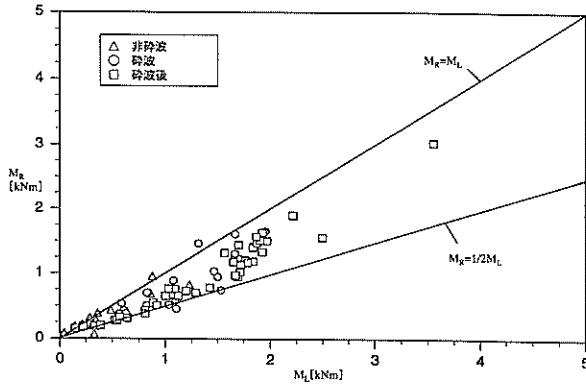


図-25 スリット部に作用する曲げモーメント

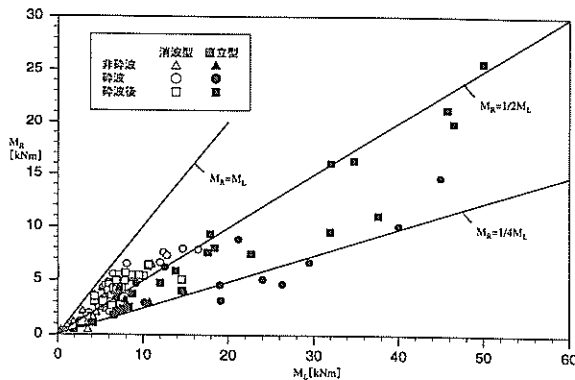


図-26 壁面に作用する曲げモーメント

図-26は、直立型の前面壁および消波型の後壁に働く曲げモーメントについて、図-25と同様に示したものである。図-25のスリット壁の場合と比べてかなり大きなモーメントとなっており、とくに直立型の砕波および砕波後における値が大きい。直立型、消波型ともに、ひずみからの値 M_R のほうが波力から求められる値 M_L よりも小さく、曲げモーメントの絶対値が大きくなるほどその傾向が顕著であり、特に、直立型では M_R は M_L の30～50%程度となっている。直立壁の固有振動数は約50Hzであり、あまり低くないが、それでも波力が衝撃的で作用時間が非常に短いため、動的応答特性により大きなひずみが生じなかったものと考えられる。また、衝撃的な波力はその発生が非常に局所的であり、必ずしも全体に同時に作用するわけではなく、波圧計による値の平均

値は、実際の波力よりも大きな値となる場合もある。したがって、衝撃的な波力が作用する場合には、部材に対する設計外力として波力の値をそのまま静的荷重で与えることは明らかに過大であり、実際に生じるひずみと等価となるような有効波力を与えればよいことがわかる。

5.4 滑動安定性

小型実験における滑動実験では、潮位WL2、周期 $T=1.44s$ (大型実験換算 $T=3.6s$) のみを対象とし、マウンド前肩幅と直立部の重量を変化させて、滑動量の測定を行った。その結果、消波型は直立型に比べて約1/3の重量で滑動安定性を確保できることが明らかになった。今回の実験では、マウンド形状と直立部の重量は一定とし、潮位、波高、周期を変化させて滑動量を測定した。

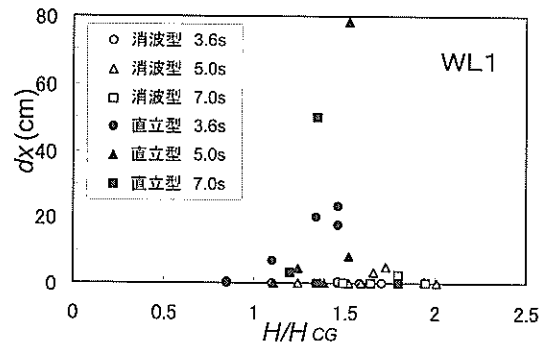


図-27(1) 滑動実験結果 (WL1)

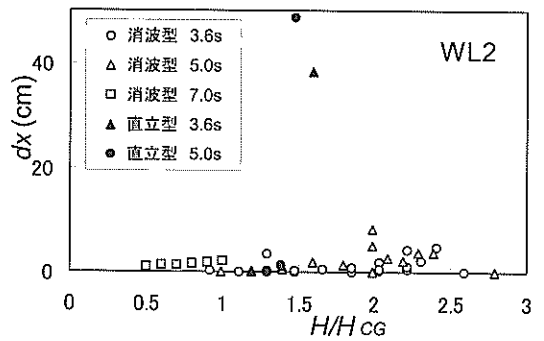


図-27(2) 滑動実験結果 (WL2)

図-27(1)は、WL1の場合の規則波による滑動実験結果を示したものである。縦軸は1ケースの総滑動量であり、横軸は波高Hを合田式による波力から計算される滑動限界波高 H_{CG} で無次元化した値である。直立型では、波高が $H/H_{CG}=1.0$ を超えると大きく滑動するケースがみられるが、消波型では、滑動量は最大でも数cm程度であり、ほとんど滑動していない。これは、WL1の場合には

すべての波が直立部からかなり離れた位置で砕波し、消波型の後壁には大きな波力が作用しないためである。

図-27(2)は、WL2の場合の滑動実験結果について同様に示したものである。直立型については、 $H/H_{CG} = 1.5$ 付近で、WL1と同様に非常に大きく滑動している。ただし、潮位が異なるため H_{CG} の値はWL2のほうが3割ほど小さく、WL1よりも小さい波高で滑動していることになる。消波型については、 $H/H_{CG} > 2.0$ になると多少滑動しているが、滑動量は最大でも 8cm 程度であり、全体的にはほとんど滑動していないといつてよい。ただし、今回の実験は同じケースの繰り返しをほとんど行っていないため、摩擦係数のばらつきなどによっては消波型であっても多少の滑動が生じる可能性はある。

小型実験の結果と比較すると、波高レベルや作用波数の違いもあり一概には比較できないが、直立型については小型実験の結果と同様であり、合田式による波力から計算される滑動限界が実験結果とほぼ一致している。消波型については、大きく滑動する波高まで実験できなかったため、滑動限界は明確でないが、小型実験において滑動が生じたのは $H/H_{CG} > 2.5$ のときであり、それ以下の波高ではほとんど滑動しなかった点は一致している。

なお、ここでは示していないが、潮位の高いWL3の場合には消波型でも比較的大きな滑動が生じた。また、直立型については、非常に大きな衝撃砕波力により直立部が破壊される可能性があったため、WL3では実験を行っていない。

5.5 越波特性

(1) 越波実験の概要

越波特性に関する大型模型実験については、同じ模型、同じ水路を用いて、旧開発土木研究所とブラウンシュバイク工科大学が共同研究を実施している(木村ら, 1999; Schuttrumpfら, 1999)。本節ではその結果の概要を紹介する。なお、小型実験と同様に、パラペットのない基本型と、波返工としてパラペットおよびスリット上部梁(水平板)を有する改良型を対象として実験を行っている。

(2) 波の打ち上げ特性

不規則波における波の打ち上げ高さを画像処理によって計測した。飛沫については、直径 1~2cm 程度の水滴に着目して求めた。なお、打ち上げ高さは静水面からの高さで定義している。計測したデータは波高と同様に統計処理し、有義値(1/3最大値)で整理した。

大型模型実験においては、打ち上げ高さは水塊、飛沫と

もに遊水室後壁において最大となった。基本型の場合、飛沫は水塊の3倍程度まで打ち上げられるが、飛沫の打ち上げ高さ $R_{s1/3}$ は3m程度で頭打ちとなった。水塊の打ち上げ高さ $R_{w1/3}$ を有義波高 $H_{1/3}$ で無次元化して整理すると、波高水深比 $H_{1/3}/h$ が 0.3 付近で極大となり、 $H_{1/3}/h$ が 0.3 よりも大きくなると、砕波の影響によって $R_{w1/3}/H_{1/3}$ の値は小さくなる。改良型では、潮位が低い場合は水塊の打ち上げ高さを基本型の 1/2 程度まで低減できるが、潮位が高くなると低減効果が低下する。

なお、小型模型実験では、水塊の打ち上げ高さは後壁で最大となるが、飛沫はスリット前面に近い位置で打ち上げ高さが最大となることが多かった。また、後壁における飛沫の打ち上げ高さは、水塊の打ち上げ高さの2倍程度で、大型模型実験に比べて小さかった。これらは実験スケールの影響であり、小型実験では現地における波の打ち上げ特性を適切に再現できない可能性があることを示している。

(3) 越波流量

大型模型実験における越波流量 Q は、天端高 h_c が低いほど、また波長 L が長いほど大きくなる傾向がある。また、改良型の越波流量は基本型より小さく、最大で1/4程度まで低減される。実験結果の平均的な傾向は、以下の式で表現できる。

$$\frac{Q}{\sqrt{gH_{1/3}^3}} = Q_0 \cdot \exp\left[-b \cdot \frac{h_c}{(H_{1/3}^2 \cdot L)^{1/3}}\right] \quad (1)$$

ここに、 g は重力加速度、 Q_0 、 b は係数であり、基本型の場合 $Q_0 = 0.11$ 、 $b = 15.5$ 、改良型の場合 $Q_0 = 0.40$ 、 $b = 24.4$ となる。

図-28は、式(1)の計算値と4章の小型模型実験における実測値を比較したものである。基本型については、計算値と実験値は非常によく一致している。改良型については、計算値のほうが約3倍大きな値となっている。これは、縮尺の影響によって、小型実験の場合はスリット上部梁の越波低減効果が大きかったものと思われる。大型実験結果のほうがより現実に近いことから、実際の設計においては、式(1)をそのまま用いるべきである。

(4) 波返工に作用する波力

改良型におけるスリット上部の水平板およびパラペットに作用する波力について、規則波による検討を行った。水平板に作用する波力は、周期による違いはあまりなく、相対天端高 h_c/H が小さいほど波力が増大する。無次元波力 p/w_0H は $h_c/H = 0.6$ で 2.0 程度、 $h_c/H = 1.0$ で 1.0 程度となる。

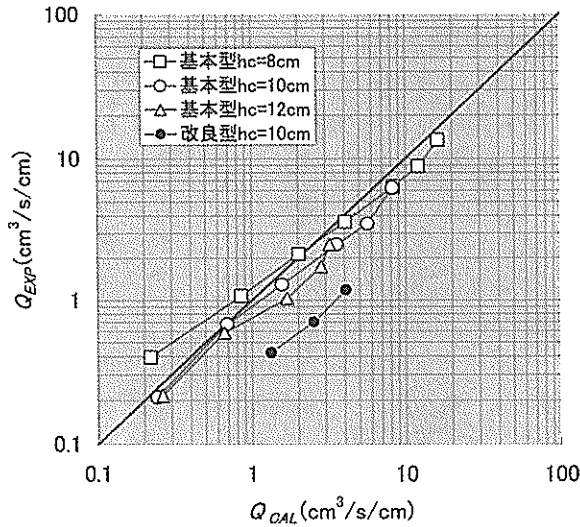


図-28 越波流量の実験値と計算値(小型模型実験)

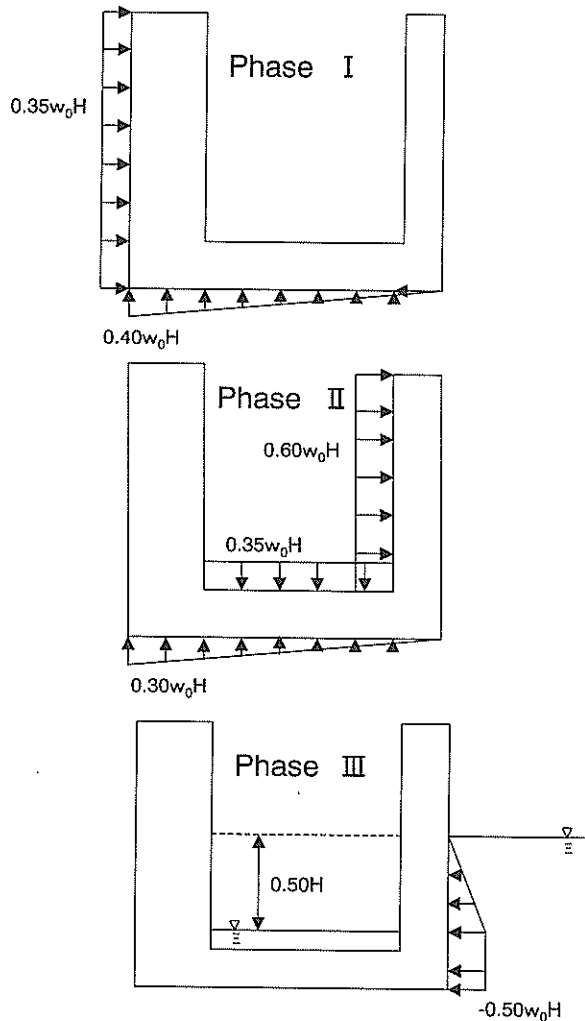


図-29 設計波圧分布図

パラペット部に作用する波力についても、相対天端高 h_c/H が小さいほど波力が增大する傾向があり、基本的に

は後壁に作用する波力と同程度の波力を考慮すればよいと考えられる。

6. まとめ

6.1 消波型高基混成堤の構造条件

これまでの実験結果を考慮すると、消波型高基混成堤がその特性を十分に発揮するためには、以下の条件を満足する必要がある。

- ①マウンド天端高がL.W.L.以上である。
- ②設計潮位におけるマウンド上水深とその位置における水深の比 d/h が 0.25 以下である。
- ③マウンド前肩幅と波長の比 B_M/L が 0.05 以上である。
- ④設計波高 H_D がマウンド上水深 d の2倍以上である。
- ⑤直立部が透過壁と遊水室を有し、透過壁の開口率は 20～35%、また、遊水室幅が波長 L の 10% 以上である。

①は高基混成堤の基本的特徴である。②～④は波力低減効果のために必要な条件であり、これらを満たすことにより、周期の長い場合でも直立部には作用する設計波は砕波後の波となる。⑤は消波機能のために必要な条件であるが、反射波の低減というよりも、波力や越波の低減に必要な条件である。

このほか、マウンドの前面勾配については、環境面への影響を考慮して1:3程度の緩勾配とするか、または小段を設けることによって浅場を確保することが望ましい。

6.2 越波流量算定法

消波型高基混成堤は従来の傾斜堤や緩傾斜堤に比べて越波特性に優れており、同じ許容越波流量の場合、天端を低くできる。特に、スリットの開口率を 20% とし、スリット上部を梁でつなぐことにより、許容越波流量を現地換算で $Q = 0.02\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ とした場合の相対天端高 $h_c/H_{1/3}$ の値は、今回の実験結果によれば 0.53 となり、通常の防波堤の相対天端高 0.6 よりも低くなる。

消波型高基混成堤を護岸として用いた場合の越波流量は、基本的には前章における式(1)で計算することができる。ただし、波返工の効果については、形状によって多少変化するため、今回の研究で対象とした形状と大きく異なる場合には、模型実験による確認が必要である。

6.3 設計波力算定法

これまでの実験結果をもとに、消波型高基混成堤の波力

算定法を提案する。図-29は、設計で用いるべき波圧分布を示したもので、Phase I はスリット壁に作用する波力が最大となる位相、Phase II は後壁に作用する波力が最大となる位相、Phase III は引き波時の波力が最大となる位相である。波力測定実験では、各部材には比較的大きな波圧も生じていたが、設計波力の算定においては、滑動実験結果や大型実験において測定された部材のひずみに基づき、全体の安定性および部材設計において実際に考慮すべき有効な波圧分布とした。なお、通常の混成堤における波力算定式として用いられる合田式では周期の影響も考慮しているが、消波型高基混成堤の場合、6.1 で示した構造条件を満たすことにより、設計波に対しては砕波後の波となるため、周期の影響はあまり顕著でないことから、波高のみの関数としている。ただし、周期が長い場合には、相対的にマウンド前肩幅を広くとる必要がある。

すでに述べたように、高基混成堤では、設計波を超える波が来襲してもマウンド斜面で砕波するため、直立部に作用する波力は大きくならない。ただし、潮位が設計潮位を上回る場合、砕波限界波高が大きくなり、設計以上の波力が作用する危険性があるので、設計潮位の設定においては高潮の可能性等について十分検討する必要がある。

7. あとがき

今回の研究により、消波型高基混成堤について以下のことが明らかになった。

- ・消波型高基混成堤は低反射性の構造物でエネルギー消費率もきわめて大きい。
- ・直立部に消波構造を用いることにより高基混成堤の耐波安定性が飛躍的に向上し、条件によっては従来のケーソンで用いられる中詰め砂を必要としない、経済的な断面が可能となる。
- ・波力特性については、縮尺の影響はほとんどない。また、直立部に衝撃的な波力が作用する場合でも、部材に生じるひずみはそれほど大きくならない。
- ・通常の傾斜堤と比べて越波量も減少するため、護岸の構造としても適用可能である。
- ・空港護岸などのように天端高および打ち上げ高さをできるだけ低くする必要がある場合には、スリット上部に水平板を設けることにより、越波量および打ち上げ高さを低減させることができる。ただし、水平板に作用する波力が問題となる可能性がある。

なお、これらの研究成果等に基づき、消波型高基混成堤は北海道の森港における護岸として、実際に建設が進められている。

謝辞

消波型高基混成堤の研究にあたっては、旧開発土木研究所およびドイツのブラウンシュバイク工科大学、ハノーバー大学の多大なるご協力を得ており、特に木村克俊 開発土木研究所港湾研究室長（現室蘭工業大学工学部助教授）および H. Oumeraci ブラウンシュバイク工科大学教授には、実験計画の策定から結果のとりまとめまで、適切なご助言をいただいている。また、実験の実施にあたっては、旧運輸省第五港湾建設局のご協力も得ており、特に当時の片平和夫設計室長および細川泰廣中部新国際空港調査室長には貴重な御助言を得ている。さらに、実験の遂行およびデータ整理にあたっては、元耐波研究室の斉藤祐一研究員、三浦裕信研究員の協力を得ている。ここに記して感謝の意を表する次第である

(2003年2月14日受付)

参考文献

- 木村克俊・早川哲也・高橋重雄・下迫健一郎・H.Oumeraci (1999): 消波型高基混成堤の越波特性に関する大型模型実験, 海岸工学論文集, 第46巻, pp.756-760.
- 高橋重雄・下迫健一郎・佐々木均 (1991): 直立消波ケーソンの部材波力特性と耐波設計法, 港湾技術研究所報告, 第30巻第4号, pp.3-34.
- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎・細山田得三 (1992): 混成防波堤のマウンド形状による衝撃波力係数の提案, 海岸工学論文集, 第39巻, pp.676-680.
- 高橋重雄・下迫健一郎・上部達生 (1994): 衝撃砕波力に対する防波堤ケーソンの動的挙動, 港湾技術研究所報告, 第33巻第2号, pp.59-86.
- 高橋重雄・下迫健一郎 (1996): 防波堤の耐波設計, 港湾専門技術者研修(水工コース)テキスト, 85p.
- 高山知司・永井紀彦・西田一彦 (1982): 各種消波工による越波流量の減少効果, 港湾技術研究所報告, 第21巻第2号, pp.151-206.
- Muttray, M., H. Oumeraci, K. Shimosako, and S. Takahashi (1999): Wave load on an innovative high mound composite breakwater: Results of large scale experiments and tentative design formulae, Coastal Structures '99, pp.353-362.
- Schuttrumpf, H., H. Oumeraci, J. Moller, K. Kimura, and T. Hayakawa (1999): Wave overtopping on a high mound composite type breakwater, Coastal Structures '99, pp.397-404.