

消波型直立部を用いた高基混成堤の開発

下迫健一郎*・高橋重雄**・斉藤祐一***
三浦裕信***・H. Oumeraci****

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、衝撃碎波力の発生や、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（伊藤，1969）。しかしながら、高基混成堤は施工面や全体的な経済性から有利な点も少なくない。特に、近年では環境面への影響などが考慮されるようになり、水深の浅いマウンド部を広く有する高基混成堤が見直されつつある。

通常の混成堤では、衝撃碎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るなどして、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碎波させ、直立部には碎波後の波を作用させて波力を低減させようとするものである。

本研究は、新たな高基混成堤の実用化をめざして、その基礎的なデータを得るために実施した水理模型実験の結果を述べるものであり、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を提案するものである。特に、直立部に消波構造を用い、しかも高基混成堤の特徴であるマウンド上の碎波現象を適切に考慮することによって、耐波安定性に優れ、越波伝達波についても傾斜堤と比べて少ない構造にしていることが特長である。

2. 実験の方法

実験は規則波および不規則波を用い、長さ約36mの小型造波水路で実施した。図-1は、対象とした堤体の断面形状を示したもので、縮尺は現地の1/25程度を想定し

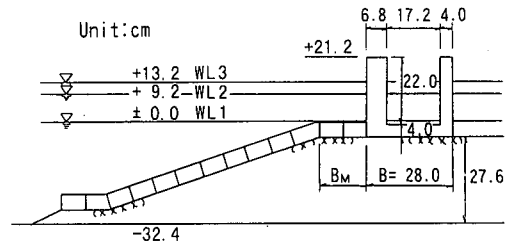


図-1 高基混成堤の実験断面

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。なお、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。

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、図に示すようにWL1~WL3の3種類に潮位を変化させた。各潮位における d/h の値は、それぞれ0, 0.221, 0.289である。また、この構造ではマウンド前肩幅 B_M の影響も大きいと考え、16cmを標準とし、前肩のない場合($B_M=0$ cm)、前肩幅の長い場合($B_M=36$ cm)についても実験を行っている。

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、滑動実験および越波量測定実験も実施した。越波量については、傾斜堤との比較も行った。

3. 波力特性

(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碎波する。図-2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。波形はいずれも潮位WL2、周期 $T=1.44$ s、波高 $H=24.3$ cmの規則波のケースである。

直立型の場合、図の上段のように碎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 $B_M=16$ cmの場合の例で、作用時間が短く鋭いピークを

* 正会員 運輸省港湾技術研究所 水工部主任研究員
** 正会員 工 博 運輸省港湾技術研究所 水工部耐波研究室長
*** 運輸省港湾技術研究所 水工部耐波研究室
**** Dr.Eng. Prof. Technical University of Braunschweig

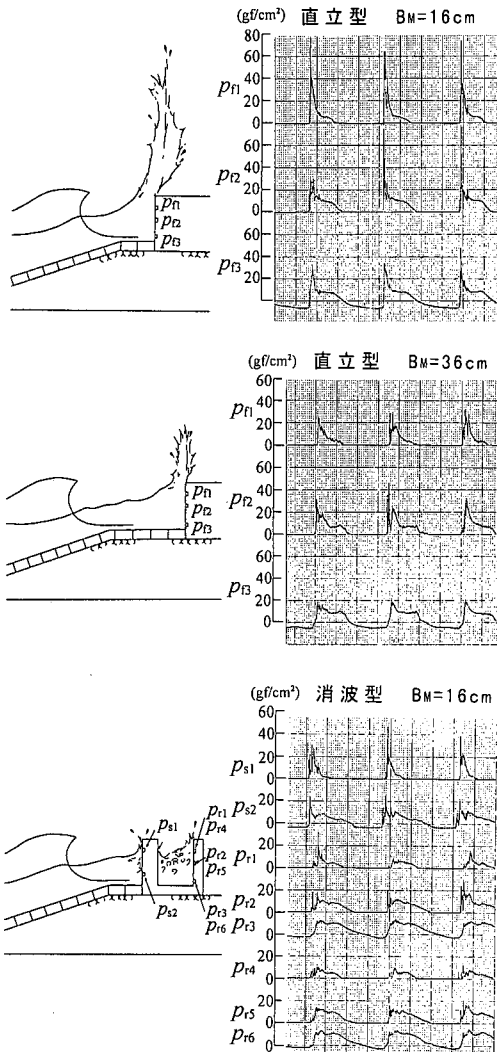


図-2 波の作用状況

もつ典型的な衝撃砕波圧の波形となっている。

しかし、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 $B_M=36\text{ cm}$ の場合の例である。ただし、小さくなるのは衝撃のピークの部分だけで、ピークの後に見られるなどらかな部分（腰掛け部）の波形はほとんど変化しない。

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 $B_M=16\text{ cm}$ の場合の例である。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、これは局部的なもので、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、マウンド前肩幅およびマウンド上水深、波高、周期などに

よって大きく変化する。

(2) 消波型スリット部に作用する波力

著者ら (1992) 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 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-3(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、規則波による実験結果である。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、 $T=2.00\text{ s}$

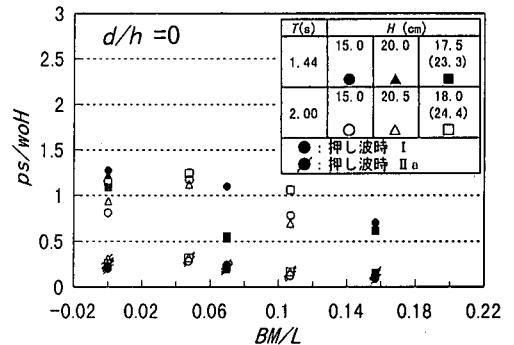


図-3(1) スリット部に作用する波力 (WL1)

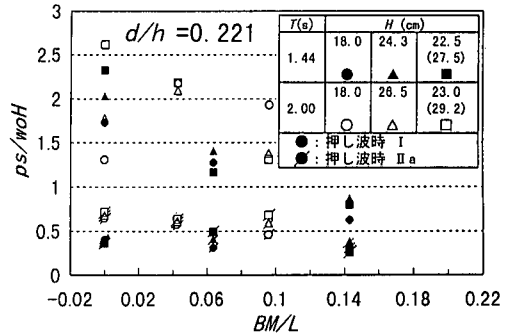


図-3(2) スリット部に作用する波力 (WL2)

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-3(1)と図-3(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く、ここには示していないが、WL3のほうがWL2よりもさらに波力は大きくなる。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。

これらの傾向はすべて、碎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ので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碎波が生じるため、碎波位置からの距離が長くなり、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碎波しにくいので、直立部までの距離が短くなり、波力は大きくなる。

押し波時Iにおける平均波力強度の最大値はWL2で $2.6u_0H$ 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 $0.25\sim 0.75u_0H$ 程度の値となっている。

(3) 遊水室後壁に作用する波力

図-4(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-3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碎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、波力がもっとも小さくなる $B_M=36\text{ cm}$ ($B_M/L=0.1431$) でも $1.1\sim 1.4u_0H$ 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 $0.8\sim 1.1u_0H$ 程度である。

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

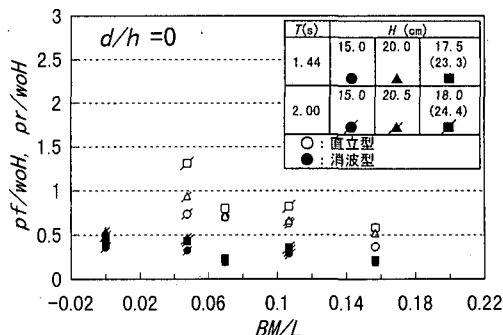


図-4(1) 壁面に作用する波力 (WL1)

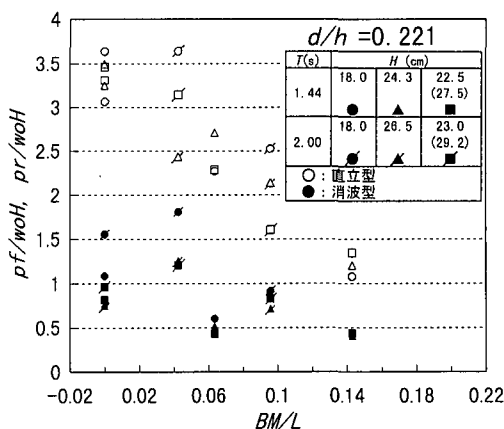


図-4(2) 壁面に作用する波力 (WL2)

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非常によく一致している。潮位ごとの比較でみると、スリット部の場合と同様に、WL1のときに波力をもっとも小さく、ここには示していないが、WL3のときがもっとも大きくなっている。

4. 滑動安定性

3.で示したように、高基混成堤では、条件によっては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のが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。そのため、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。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比較検討するため、直立型および消波型について滑動実験を実施した。なお、滑動実験はWL2、 $T=1.44\text{ s}$ のみを対象としており、原則として同じケースを3回繰り返している。

図-5(1)は、規則波による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

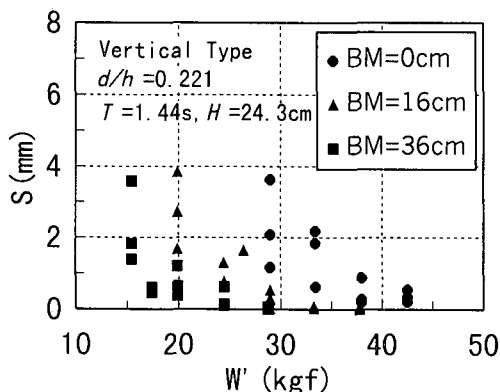
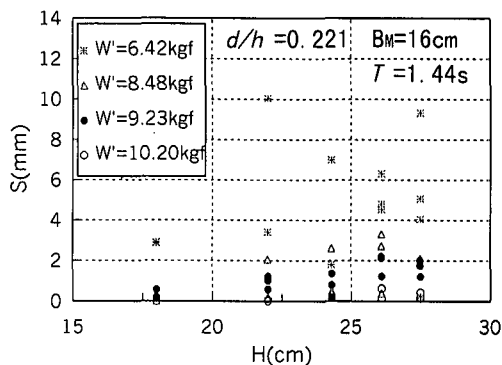
図-5(1) B_M と滑動量の関係 (直立型)

図-6 波高と滑動量の関係 (消波型)

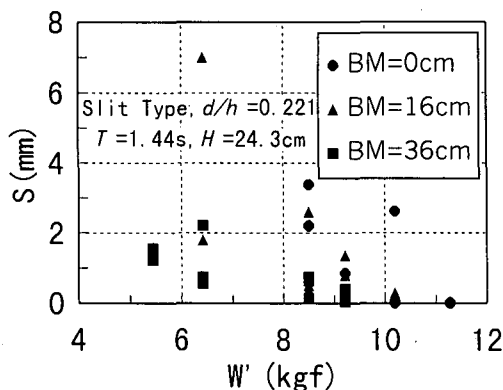
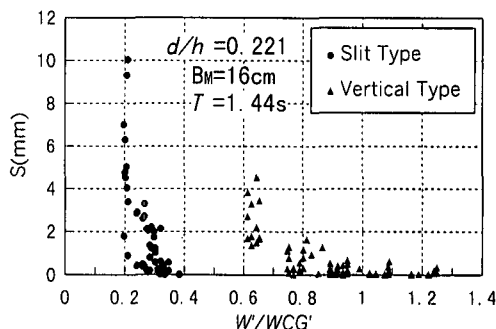
図-5(2) B_M と滑動量の関係 (消波型)

図-7 直立型と消波型の滑動安定性の比較

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、 $B_M=0$ cm では 45 kgf (441 N) 前後が滑動限界であるのに対し、 $B_M=36$ cm では 30 kgf (294 N) 以下であり、1.5 倍以上の差がある。

図-5(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、 $B_M=0$ cm のとき 11 kgf (108 N) 程度、 $B_M=36$ cm でも 9~10 kgf (88~98 N) であり、直立型に比べるとその差は小さい。

図-6 は、消波型における波高と滑動量の関係を、直立部の重量別に示したものである。ただし、横軸の波高 H には、図-3 で示した碎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、 $H=18.0$ cm ではやや滑動量が小さいが、それ以外の $H=22.0$ cm 以上のケースでは、データ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あまり大きくないためである。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、 $W'=9.23$ kgf 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 2 mm 程度であり、スリット壁と底版、後壁だけの構造で、中詰め砂がなくてもほぼ滑動安定性を確保できることがわかる。

図-7 は、標準型である $B_M=16$ 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'_{cc} で無次元化した値である。

直立型の場合、 $W'/W'_{cc}=1.0$ でほぼ滑動限界となっており、 $B_M=16$ 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 $W'/W'_{cc}=0.30\sim0.35$ 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

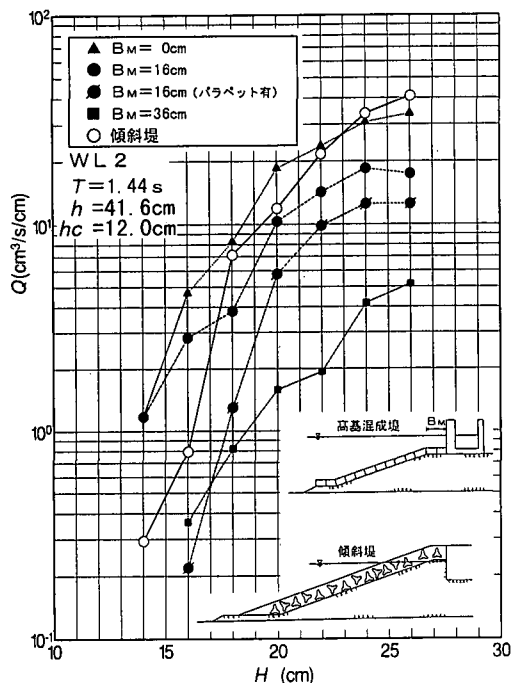


図-8 高基混成堤と傾斜堤の越波流量

ることがわかる。この理由としては、3章で述べたように消波型のほうが直立型に比べて作用する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。

5. 越波特性

著者ら(1995)は、既往の研究において種々の構造形式を用いた護岸の越波量を比較し、消波型高基混成堤の護岸は、同じ天端高の消波ブロック被覆堤型護岸と比べて越波流量が少なくなることを明らかにしている。今回の実験は前回と断面形状がやや異なるため、消波型高基混成堤と消波ブロック被覆堤型傾斜堤について、あらためて越波量および飛沫の打ち上げ高さを測定し、その特性を比較した。

図-8は、規則波における各構造の越波量を比較したもので、潮位WL2、周期 $T=1.44$ sの結果である。横軸には波高 H を、縦軸には単位幅当りの越波流量 Q をとって示している。

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量は少なくなる。 $B_M=0$ cmのとき越波量は最大で、最小となる $B_M=36$ cmのときの7~20倍の越波流量となっている。また、 $B_M=16$ cmについては、スリット部および後壁にパラペットをつけたケースも行ってい

る。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。

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、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。

打ち上げ高さについては、傾斜堤の場合、横方向や堤内側へ斜めに打ち上がることが多いのに対して、高基混成堤の場合は、波が直立部にぶつかって、ほぼ真上に打ち上がる。そのため、打ち上げ高さでみると、高基混成堤のほうがやや大きくなる。

6. あとがき

今回の研究により、直立部に消波構造を用いることで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ことがわかった。また、通常の傾斜堤と比べて越波量も減少するため、防波堤だけではなく、護岸の構造としても適用可能である。

なお、今回の実験の範囲では、消波型の場合、高いマウンド(d/h が0.25以下)、ある程度広いマウンド前肩幅(B_M/L が0.05以上)、マウンド上で碎波する波高(H/d が2.0以上)であれば、高基混成堤として上述したような特性が発揮されている。また、直立型でも、 B_M/L が0.15以上であれば、ある程度の波力低減効果等が期待できると考えられる。ただし、これらの条件についてはさらに定量的な検討が必要である。

実際に高基混成堤を用いる場合、根固めブロックや被覆ブロックの安定性の検討も重要な問題である。今後はこれらの点についても研究を進めていく予定である。本研究の遂行にあたっては、運輸省第五港湾建設局のご協力を得ており、特に、細川泰廣室長には貴重な御助言を得ている。ここに記して感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 伊藤喜行(1969): 防波堤構造論史, 港研資料, No. 69, 78 p.
- 高橋重雄・下迫健一郎・佐々木均・谷本勝利(1992): 高波浪海域における直立消波ケーソンの耐波設計法, 海岸工学論文集, 第39巻, pp. 706-710.
- 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・鈴木高二朗・三浦裕信・斉藤祐一(1995): 低天端型防波護岸の越波に関する一実験, 海洋開発論文集, Vol. 11, pp. 193-198.