

消波ブロック被覆堤の施工時における直立部の滑動特性

Sliding Characteristics of Upright Section of Composite Breakwaters Covered with Wave-dissipating Blocks in Construction Stages

上久保勝美*・木村克俊*・藤池貴史*・明田定満**・竹田英章***・遠藤 強****

Katsumi Kamikubo, Katsutoshi Kimura, Takashi Fujiike, Sadamitsu Akeda, Hideaki Takeda and Tsutomu Endo

During the construction of composite breakwaters covered with wave-dissipating blocks, impact wave forces may occur on upright sections of discontinuous wave-dissipating areas. Sliding patterns of the upright sections due to such wave action were clarified by analyzing seven breakwater damages occurred from 1994 to 1996 in Hokkaido. These phenomena were reproduced by 2-D and 3-D hydraulic model tests, and the characteristics of the wave forces were clarified for typical structural and wave conditions. The effects of the extended length of upright sections and incident wave angles were proposed for the practical design procedures, and their validity were examined by the damage data.

keywords: Breakwaters covered with wave-dissipating blocks, Sliding, Damages in construction stages

1. まえがき

消波ブロック被覆堤は反射波や越波を低減する機能に優れ、我が国における代表的な防波堤の構造形式のひとつである。また消波ブロックによって直立部に働く波力が低減されるため、波浪条件の厳しい場合にも適用できる。

しかしながら、施工段階で消波ブロックが不完全な状態で来襲波を受けた場合には衝撃砕波力が発生する危険性があることが知られている(鴻上ら,1970)。こうした不連続消波部における波力増大に関しては、塩見ら(1994)が主として堤幹部を対象とした特性をまとめているが、延伸時に生ずるような堤頭部付近での波力については明らかとされていない。

本研究では、現地における不連続消波部での被災要因を分析するとともに、断面実験を行って消波ブロック被覆高さが波力に及ぼす影響を滑動実験により検討した。また、平面実験により堤頭部付近に不連続消波部を有する場合の直立部の滑動特性を明らかにし、現地被災状況と実験値の比較を行った。

2. 現地における滑動被災例

北海道内では1994年から1996年にかけて消波ブロック被覆堤の不連続消波部における直立部の滑動が7港で生じている。表-1は各事例の作用波浪、滑動状況および設計条件をまとめたものである。設計波に相当する異

表-1 消波ブロック被覆堤の不連続消波部における滑動被災事例

港名	被災年月日	設置水深 h(m)	波浪条件						海底勾配 i	被災断面	最大滑動量 S(m)	備考
			設計時			被災時						
			H _{max} (m)	T(sec)	波向β	H _{max} (m)	T(sec)	波向β				
A	1994.9.19	11.8	9.8	10.2	0°	10.2	12.7	14°	1/30	完成断面 施工途中	5.00	推算値
B	1994.9.20	15.0	12.7	12.0	3°	9.6	14.4	5°	1/50	完成断面 施工途中	12.00	実測値
C	1994.10.13	8.6	8.4	13.8	0°	8.0	10.7	9°	1/100	施工途中	1.53	推算値
D	1996.7.11	8.6	7.8	12.0	0°	7.1	17.8	0°	1/100	施工途中	0.30	実測値
E	1996.9.21	11.5	11.4	13.1	0°	10.1	14.9	14°	1/30	完成断面 施工途中	1.10	推算値
F	1996.9.23	10.0	9.1	13.0	0°	8.7	18.3	10°	1/100	完成断面 施工途中	0.85	推算値
G	1996.9.23	10.0	9.6	14.8	0°	9.8	18.3	15°	1/100	施工途中	2.89	実測値

*正会員 北海道開発局 開発土木研究所 環境水工部 港湾研究室 (062-0931 札幌市豊平区平岸1条3丁目)

**正会員 水産庁 水産工学研究所 水産土木工学部 環境改変研究室 (前 開発土木研究所 港湾研究室)

***正会員 北海道東海大学 工学部 海洋開発工学科

**** 日本データサービス株式会社

常波浪が来襲しているけれども、消波ブロックで十分に被覆された標準部のケーソンは滑動せず、消波ブロック不連続部のケーソンが滑動している。以下に代表的な被災状況を示す。

図-1にE港(1996)の被災事例を示す。No.1～No.3号函は本体工より上部が施工途中で、No.4から堤幹部にかけて上部工まで完成していた。消波ブロックはNo.4の途中から法面を形成し、No.1にかけて静水面付近まで被覆されていた。ケーソンの滑動量はNo.4で1.10m、No.3では1.03mであった。

図-2にB港(1994)の被災事例を示す。No.1～No.3はE港同様本体工より上部が施工途中でNo.4から堤幹部にかけて上部工まで完成していた。消波ブロックはNo.5より法面が形成され、No.4がおおよそ12.0m滑動した。ケーソンの滑動によって生じた凹部に波が集中したことが滑動量が大きい理由と考えられる。

消波ブロック被覆堤の不連続消波部における被災事例についての特性をまとめると以下ようになる。

- ① 消波ブロックの法面が形成されている直立部において大きな滑動が生じている。
- ② $H_{max}/h=0.8$ 近傍の碎波領域で生じている。
- ③ 平面形状としてはケーソン延伸による直立部の延長(X)が来襲波浪の波長(L)に対する割合 $X/L=0.25$ 付近でケーソンの滑動が顕著となる。

3. 断面実験による検討

3-1 実験の方法

実験は図-3に示す不規則波発生装置を備えた2次元造波水路(長さ28.0m、幅0.8m、深さ1.0m)で行った。水路床は勾配1/30のモルタル製とし、堤体設置位置における水深hは33.1cmで一定とした。

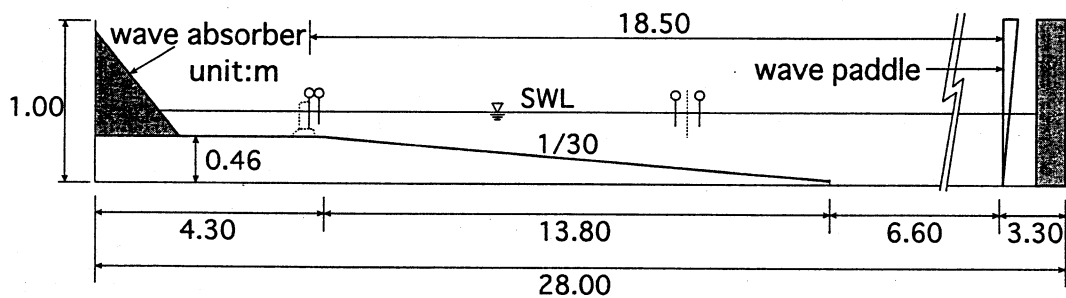


図-3 実験水路

防波堤模型は図-4に示すようにケーソン天端高さ h_c を12.0cmで一定とし、消波ブロック天端高さ h_{cb} を静水面上0、5、8および12cmの4種類、静水面下については5、8および12cmの3種類に変化させた。表-2に消波部の構造条件をまとめて示す。

実験波はBretschneider・光易型のスペクトルを有する不規則波を用い、有義波周

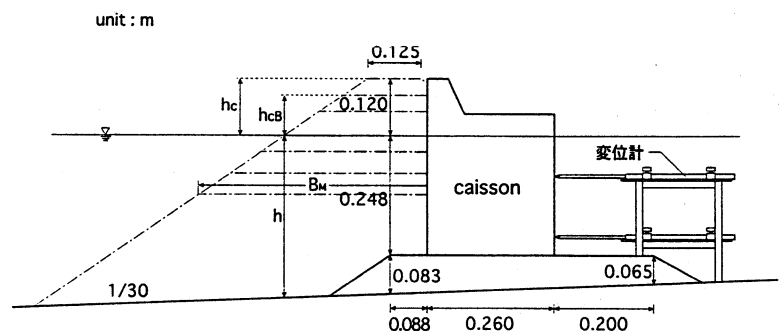


図-4 模型の標準断面形状

期 $T_{1/3}=2.21\text{sec}$ で一定とし有義波高 $H_{1/3}=5.6 \sim 19.6\text{cm}$ と変化させた。作用波数は 1 波群 140 波を標準とした。滑動実験ではケーソン模型をアクリル製で作成し、その内部に鉛を入れて重量を調整した。なお、ケーソン下面には捨石マウンドとの摩擦係数が 0.6 になるようにモルタル板を取り付けている。

3-2 断面形状による波力変化

(1) 波力低減係数

消波ブロック被覆堤の直立部に作用する波力算定法については、合田式を準用する方法が一般的である。直立部が消波ブロックにより完全に被覆されている場合（以下、「完全被覆」と呼ぶ）には、波力低減係数 λ が高橋ら（1990）により提案されている。

$$\lambda = \begin{cases} 1.0 & (H/h < 0.3) \\ 1.2-2/3 (H/h) & (0.3 \leq H/h \leq 0.6) \\ 0.8 & (H/h > 0.6) \end{cases} \quad (1)$$

消波ブロック被覆堤の施工途中に生ずる不連続消波部は、断面的にみると直立部前面で消波ブロックが不完全に被覆された状態（以下、「不完全被覆」と呼ぶ）となる。この場合、直立部の消波ブロックに被覆されない部分に働く波力が增大する。また、消波ブロックの天端面が静水面以下になる条件では、マウンドが高い混成堤と同様に衝撃波力が発生する危険性がある。ここでは滑動実験を行ってこうした波力増大特性を検討した。なお、実験結果の表示に当っては、前述した合田式を準用した波圧分布を仮定し、滑動限界重量から計算した λ の値を用いる。

(2) 不完全被覆時の波力増大特性

完全被覆と静水面より上の消波ブロックを取り除いた不完全被覆状態に対して、波高を変化させた場合の波力変化を検討した。図-5 は λ と H_{\max}/h の関係を示している。完全被覆の場合は、式(1)により求めた実線が実験値の上限であるのに対し、不完全被覆の場合は、 H_{\max}/h が 0.7 までは λ は 1.1 程度でほぼ一定で、さらに波高が大きい条件 ($H_{\max}/h=0.7 \sim 0.9$) では λ が 1.6 程度になっている。

高橋ら（1992）は、マウンドが高い混成堤の直立部に働く波力特性を検討し、合田式の衝撃波力係数を修正している。この方法で上述の不完全被覆条件に対する波力を計算すると λ は 1.5 程度となり、図中の点線のように波高の大きな条件の実験結果にほぼ一致している。前出の表-1 で示したように、現地における被災も、おおむねこうした砕波条件下で発生していることから、以下においてはこの条件に限定して検討を行う。

(3) 消波ブロック被覆高さの影響

図-6 は消波ブロックの被覆高さを変化させた場合の波力変化を示している。横軸を本堤工の天端高さ h_c と消波工天端高さ h_{cB} の比とし、縦軸に λ をとった。なお、 h_{cB} は静水面位置を原点として、その上側を+、下側を-で表示した。 $h_{cB}/h_c=1.0$ は完全被覆の場合であり、これから消波ブロック天端が静水面に一致する条件 ($h_{cB}/h_c=0$) までは、ほぼ直線的に波力が增大することが分かる。

消波ブロックが静水面下に位置する $h_{cB}/h_c=0 \sim -2.0$ の条件では、前出の衝撃波力係数を用いた算定法を用いる

表-2 消波部の構造条件 (cm)

h_c	h_{cB}	B_M	$B_M/L_{1/3}$
12.0	12.0	12.5	0.033
	8.0	18.5	0.049
	5.0	23.0	0.061
	0.0	30.5	0.080
	-5.0	38.0	0.100
	-8.0	42.5	0.112
	-12.0	48.5	0.128

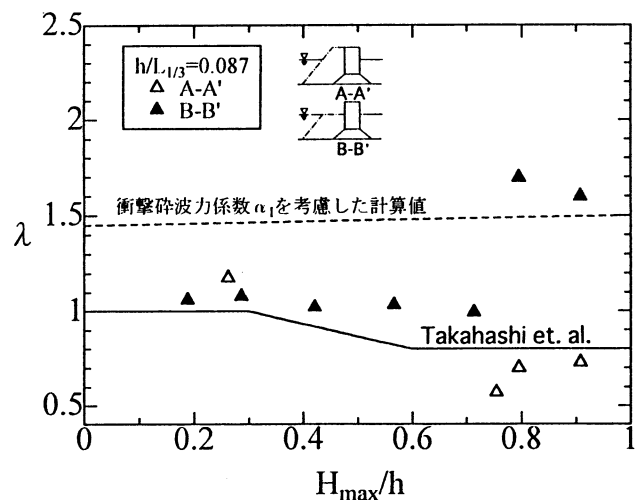


図-5 完全・不完全被覆時の波力特性

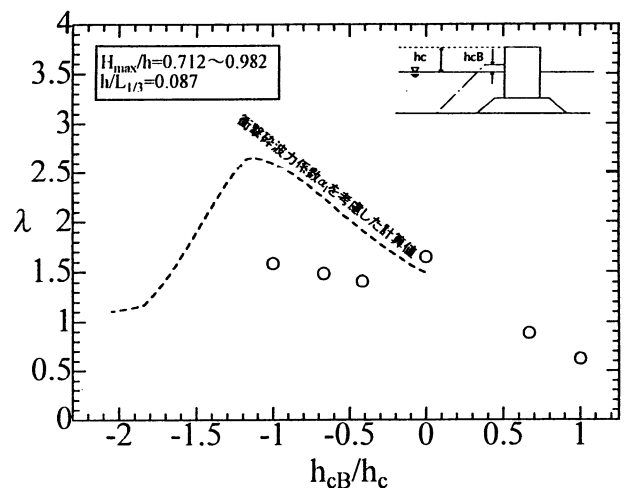


図-6 消波ブロック被覆高さの影響

と図中の点線で示すように $h_a/h_c = -1.15$ 付近にピークをもつことが予測される。しかしながら実験値の λ は 1.5 ~ 1.6 で、おおむね一定となる傾向がある。こうした差異が生じたのは、直立部前面の消波ブロックをマウンドと仮定したことや、波浪条件を $H_{max}/h = 0.7 \sim 0.9$ という碎波条件のみに限定したためと考えられる。

4. 平面実験による検討

4-1 実験の方法

実験は図-7に示す平面水槽(長さ 20.0m、幅 33.0m、深さ 3.0m)において実施した。堤体模型は全長 4.22m の島堤とし勾配 1/30 の地形床に設置した。堤体設置位置における水深 h は 33.1cm で一定とした。実験はすべて不規則波で行い、有義波周期 $T_{1/3}$ を 2.21sec で一定とし有義波高 $H_{1/3}$ を 13.0 ~ 18.7cm に変化させた。作用波数は 1 波群 210 波を標準とした。入射角 β は防波堤法線直角方向となす角度で定義し、波の進行方向に対して不連続部が上手側となる場合を(+), 下手側の場合を(-)とした。堤体模型を移設することにより $\beta = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ$ および 45° の 4 種類の実験を行った。ケーソン模型の断面形状は前出の図-4と同じとし、法線方向の長さを 26cm とした。堤体配置は不連続消波の開始位置からケーソンを 2 函延伸した状態を標準とし、 $\beta = 0^\circ$ の場合については延伸長を変化させた。

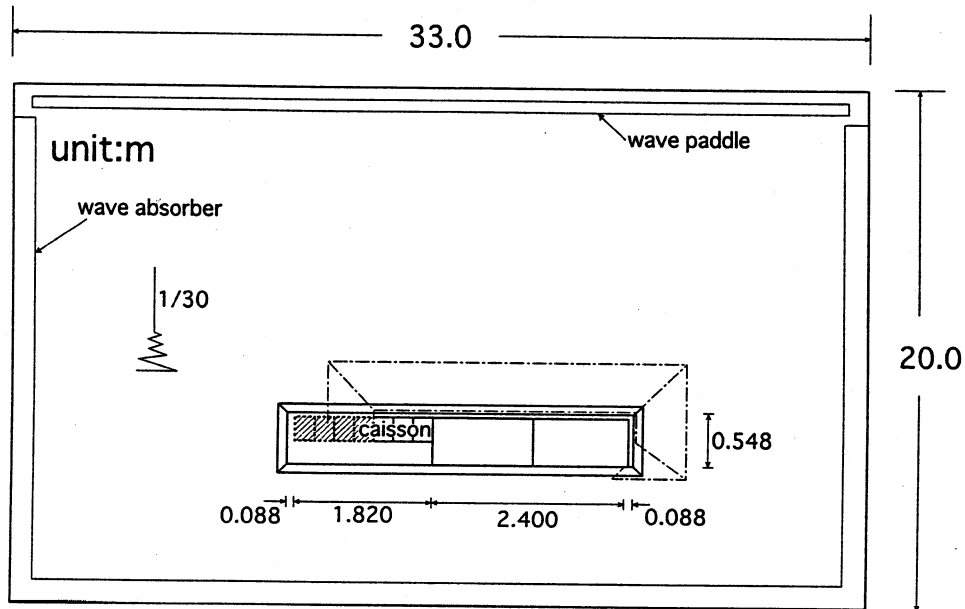


図-7 模型の平面配置

4-2 平面条件を考慮した波力特性

(1) 滑動量の平面分布

図-8は堤体重量を一定とし、 $H_{1/3} = 14.5\text{cm}$ 、 $T_{1/3} = 2.21\text{sec}$ の条件で 1 波群を作用させた場合の滑動量の平面分布を示したものである。直立部の延伸長(X)は 52cm、78cm および 104cm の 3 種類に変化させたが、いずれの場合も不連続消波の開始位置に接するケーソンの滑動量が最も大きい。以下、このケーソンに着目して検討を行う。

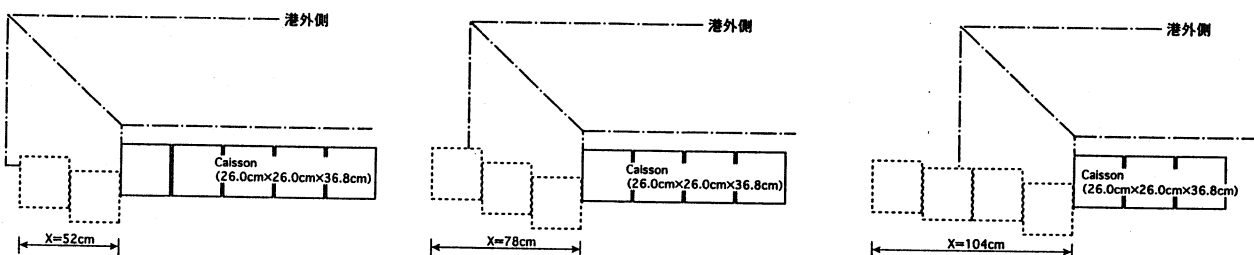


図-8 滑動量の平面分布

(2) 直立部延伸長の影響

図-9は $h/L_{1/3}=0.087$ で一定とし、 λ と波長(L)に対する直立部の延伸長(X)の関係を示したものである。図中の一点鎖線は不連続部の λ 値を断面実験結果(前出の図-6参照)から読み取った値で、 $X/L_{1/3}=0.27$ となるまで直立部を延伸することによりこの値に一致することが確認された。これにより直立部の延伸長と不連続部での λ の影響が明らかとなった。消波ブロック被覆堤の施工時には直立部のみを延伸することは危険であり、実験結果はこうした施工時の耐波安定性の評価に利用できるものと考えられる。

(3) 波向きの影響

図-10は波力に及ぼす波向きの影響を示している。 $\beta=0^\circ$ および $\beta=+15^\circ$ の条件では波力増大が生じ $\lambda=1.03$ となった。しかしながら $\beta=+30^\circ$ では $\lambda=0.9$ 程度、 $+45^\circ$ では $\lambda=0.8$ 程度に小さくなる。堤頭部が下手側となる場合には消波ブロックで十分に被覆された側から波が作用するため波力が小さくなる。下手側で入射角が 30° 以上の条件では $\lambda=0.8$ 程度であり、不連続部が生じる施設でも標準断面で対処できる。

(4) 現地滑動事例と実験結果の比較

図-11の点線は滑動限界波高 H_b を上回る波浪によるケーソンの滑動量 S の実験結果を示している。同図には前出の表-1に示した被災事例A~Gをプロットしているが、おおむね実験値と一致している。B港の滑動量が大きいのは前述したように波の集中効果が要因のひとつと考えられる。

5. まとめ

消波ブロック被覆堤の不連続消波部における波力特性に関して得られた主要な結論は以下のとおりである。

- ①断面2次元条件に対する波力特性を明らかにし、高橋らの衝撃波力の算定法との比較を行った。
- ②平面条件に対しては、直立部の延伸長および入射角の影響を明らかにした。
- ③安定限界を上回る波浪による滑動特性について、現地被災事例と実験結果がほぼ一致することを確認した。

今回は現地における被災時の波浪条件に限定して検討を行った。一般的な結論を得るには至っていないが、消波ブロック被覆堤の堤頭処理に関する具体的な検討に活用できると考えられる。

現地における被災事例の検討に際しては、北海道開発局港湾部港湾建設課、農業水産部水産課の協力を得た。また、実験の実施にあたっては北海道東海大学の学生である阿部寛史君、後藤正賢君の協力を得た。ここに記して、厚く感謝の意を表する次第である。

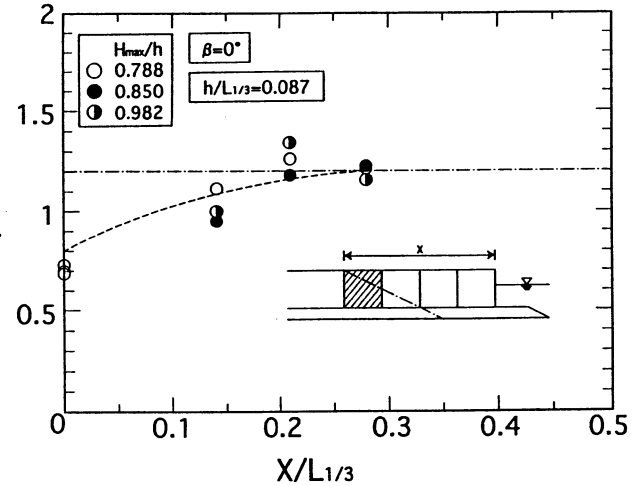


図-9 直立部延伸長の影響

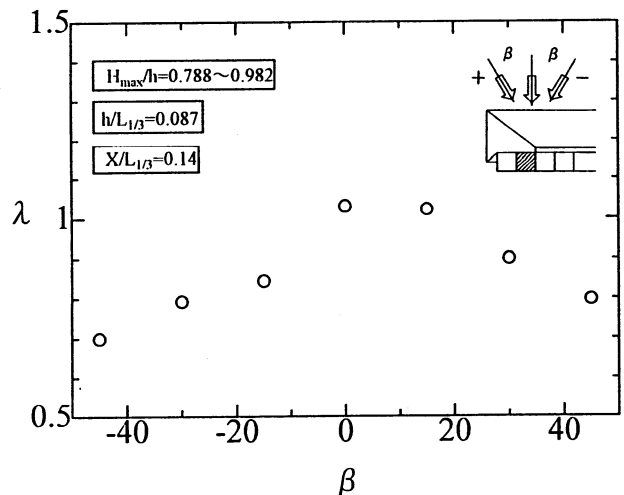


図-10 波向きの影響

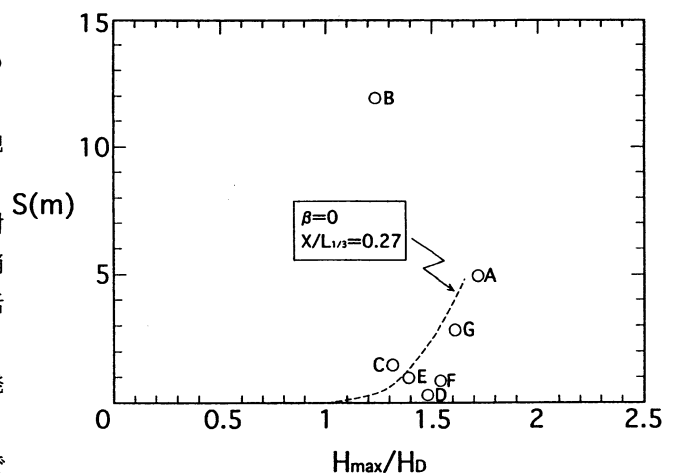


図-11 現地滑動例と実験結果の比較

参考文献

- 鴻上雄三・時川和夫(1970)：施工段階における消波工の波圧減殺効果に関する実験的研究、海岸工学講演会論文集、第17回、pp.205~210.
- 塩見雅樹・山本浩・津川昭博・黒沢忠男・永松宏一(1994)：消波ブロック不連続部の波力増大による防波堤の被災とその対策に関する研究、海岸工学論文集、第41巻、pp.791~795.
- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎(1990)：消波ブロック被覆堤直立部の滑動安定性に関する波力とブロック荷重、港研報告、第29巻、第1号、pp.53~75.
- 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.