

海洋構造物の支持力特性

3. ケーソン式混成堤の安定性 (2)

谷 本 勝 利 (たにもと かつとし)

埼玉大学教授 工学部建設工学科

3.4 標準波力算定式の限界

3.4.1 衝撃碎波力による被災例

前号において直立部に働く設計波力の標準的算定法を述べた。順序は一部逆になるが、ここで、直立壁に働く波力の分類と衝撃碎波力について触れておく。

図-3.8は消波ブロックで被覆されていない直立壁に働く水平波力を作用面積で割った平均波力強度 \bar{p} の時間変化を模式的に示したものである。波高が小さく、波が砕けない場合は(a)のように波の周期に応じた緩やかな変化を示す。このときの波力を「重複波力」と呼ぶ。これに対し、波が砕けながら作用する場合の波力は「碎波力」と呼ばれ、(b)のように比較的急な立上がりをもった衝撃的な波形となる。その平均波力強度のピーク値は、通常の条件では、 $1.5 w_0 H$ 程度以下である。しかし、条件によっては、(c)のように $(2 \sim 3) w_0 H$ と大きくなる。このような場合、特に衝撃性の強い碎波力という意味で、「衝撃碎波力」と呼んで区別する。合田式は、これらの時間変化における正のピーク値（波の峰の作用時に対応）を表すものであるが、後述するように衝撃碎波力には適用できないという限界がある。

衝撃碎波力は戦後の海岸工学導入の初期から主要な研究対象の一つであった。しかし、設計実務の面でそれが強く認識されるようになったのは1973年に生じた酒田港北港地区の西護岸離岸堤の被災を契機としてであった。

この西護岸は波浪条件の厳しいところであるので、埋立先端の矢板護岸から幅50mの水面を隔てた沖に、図-3.9に示しているような混成堤形式の離岸堤 817m が海岸線にほぼ平行に設けられた。水深が 9 m 程度

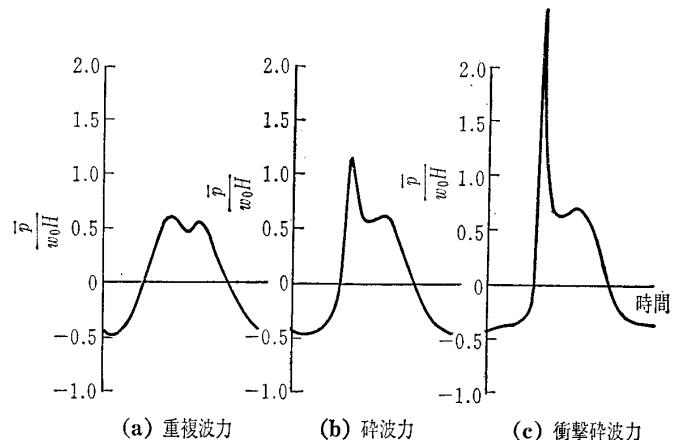


図-3.8 水平波力の時間的変化

のところで、ケーソンの幅が 17m という水深の 2 倍に近い大きなものである。しかし、これが建設直後の1973年冬期に、有義波高 5 m 以上の波をしばしば受けて、39函中北防波堤とのコーナー部の 3 函を除いてすべてが 20~380 cm 滑動するという変状が生じた（山形県の調査による）。

この事例に対する模型実験の結果によれば、壁面積に対する平均強度で 200 kPa 以上の波力が働いたことが判明した¹¹⁾。合田式による計算波力は 100 kPa 程度であるから、これは異常に大きな波力で、マウンドの形状による衝撃碎波力発生の典型的な事例であった。衝撃碎波力による被災例は近年でも施工中の防波堤や消波ブロック被覆部との接続部等に見られる¹²⁾。

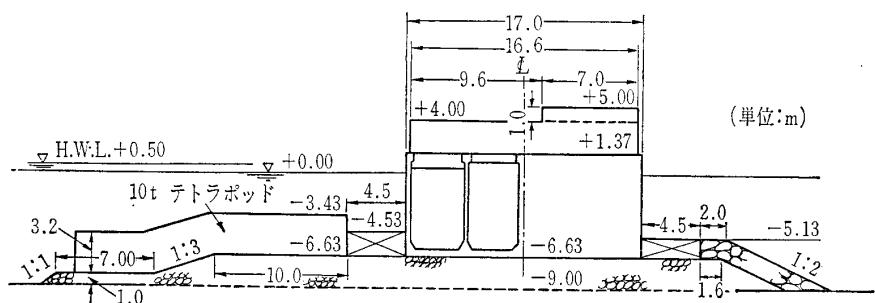
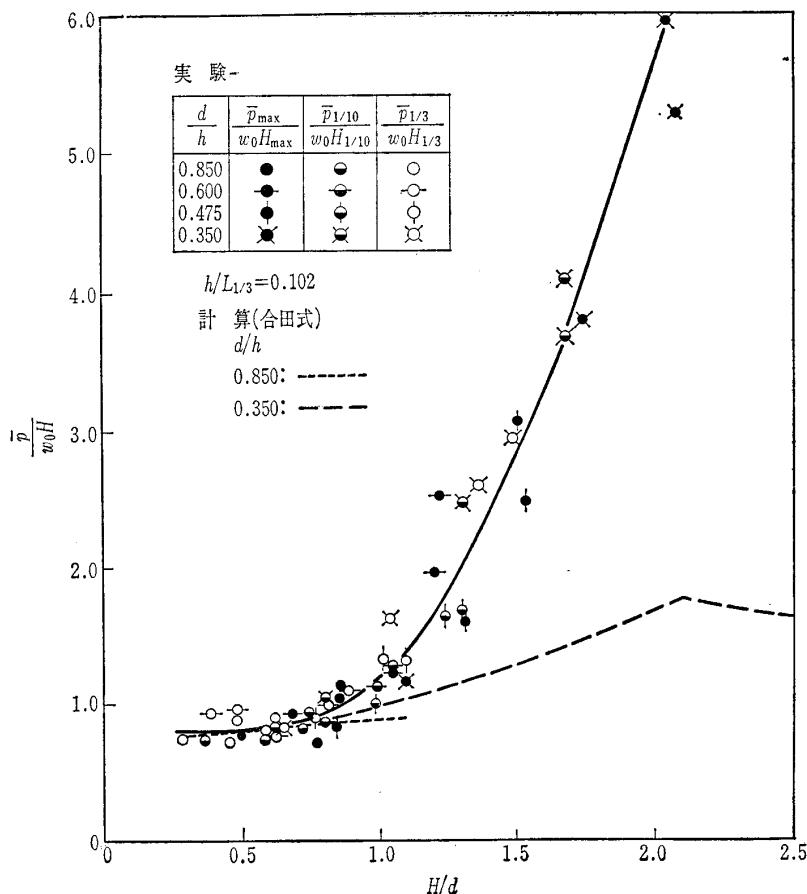
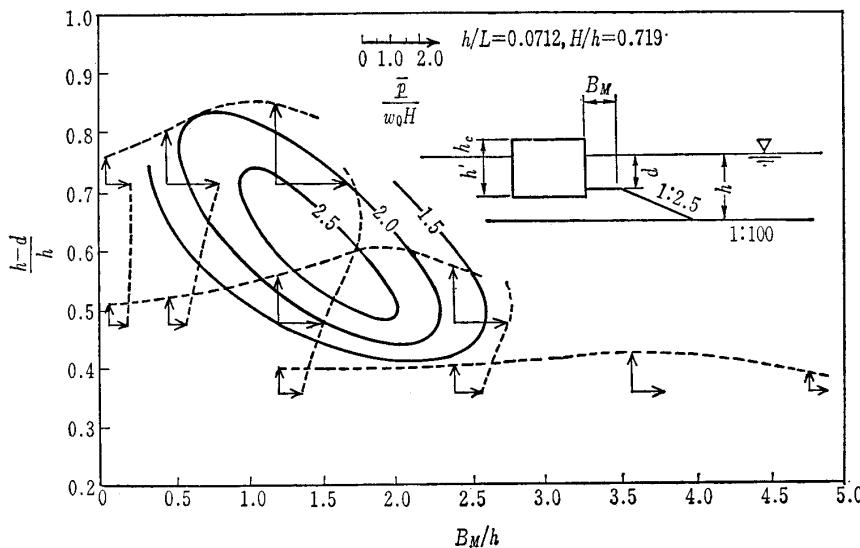


図-3.9 酒田港北港地区西護岸断面（被災前）¹¹⁾

講 座

図-3.10 マウンド上の直立壁に働く波圧の実験結果の一例¹³⁾図-3.11 マウンド形状による波力強度変化の一例¹¹⁾

3.4.2 現象公式と設計公式

前項において、現行の設計波力の標準式である合田式の適用に限界があることを述べたが、もう一つ重要なことを指摘しておこう。それは通常設計に用いられている公式が必ずしも現象を忠実に表すものでないということである。例えば、合田式の場合、重複波力に対しては、実際の波力のピーク値を非常

によく表している。その意味で、波力のピーク値を表す現象公式と言える。

一方、碎波が直角($\beta=0$)に作用する場合には、感度のよい波圧計で測定すると、通常の碎波力であっても合田式によるものより、はるかに大きなピーク値となる。それでは、設計に用いる公式として不適切かと言えばそうとも限らない。つまり、現行の設計は静的釣合に基づいており、波圧計で測定されるピーク値をそのまま用いたのでは、重力式構造物の場合、むしろ過大なものとなってしまう。合田式は捨石マウンドの上にある壁体の衝撃応答の効果をある程度考慮して、衝撃性の碎波力を静的荷重に置き換えた設計公式と見なすのが適切である。

例えば、図-3.10は波圧計を用いて、種々の条件の混成堤直立部に働く不規則波による波圧を測定した実験結果の一例である¹³⁾。波圧は多数点で測定し、壁面積に対する平均強度 \bar{p} の代表値で整理している。

代表値は \bar{p} の時系列における1波ごとの最大値を波高と同様に統計解析し、最大波圧 \bar{p}_{\max} 、1/10最大波圧 $\bar{p}_{1/10}$ 、1/3最大波圧 $\bar{p}_{1/3}$ としたもので、それぞれ対応する代表波高で無次元化してプロットしてある。横軸の H/d の H もそれぞれに対応する代表波高である。図中、 $d/h=0.850$ の低マウンド、 $d/h=0.350$ の高マウンドの条件に対する合田式による計算値を代表的に示してある。測定値は $d/h \geq 0.6$ の低マウンドの条件であっても、最大値は計算値をはるかに上回っており、高マウンド条件ではさらに著しく大きな強度となっているのがわかるであろう。

3.5 衝撃碎波力の発生条件と衝撃碎波力係数

3.5.1 衝撃碎波力の発生条件

衝撃碎波力の作用は非常に危険であり、設計ではこれを避けることが肝要である。そのため、どのよ

うな条件のとき、衝撃碎波力が発現するか、衝撃碎波力の発生条件を知ることが重要となる。これについては、各種の実験結果から、次のように言うことができる。

- ① 波が斜めに入射する場合には衝撃性が減じる。波の入射角 β が 20° 程度以上の場合には、海底勾配やマウンドの形状にかかわらず衝撃破波力は発生しないと考えてよい。
 - ② 海底勾配が $1/30$ 程度より急な場合には、衝撃碎波力が発生しやすい。
 - ③ 海底勾配が緩やかであっても、マウンドが適当に高く、前肩幅が適当に広い場合には、衝撃碎波力が発生しやすい。
 - ④ 海底勾配が $1/50$ 程度より緩やかであって、設置水深に対するマウンド天端上の水深の比 d/h が 0.6 程度より大きい場合には、衝撃碎波力は発生しないと考えてよい。

以上のうち、③についての実験結果の例を示しておこう。図-3.11はマウンドの厚さ($h-d$)と前肩幅 B_M を変化させた滑動実験結果に基づき、無次元平均波力強度 \bar{p}/w_0H の等值線分布を例示したものである¹¹⁾。滑動実験というのは、波を作用させてケーソンが滑動するかどうかを調べる実験である。その実験結果から、滑動限界の条件(波高とケーソン重量)を見出せば、そのとき水平波力 P と摩擦抵抗力 $\mu(W-U)$ が等しいと考えることができる。したがって、水平波力と揚圧力の関係を仮定すれば作用波力を逆算できるわけである。この実験では水平波力と揚圧力の比は合田式によるものと同じとしている。捨石マウンドの力学的特性の相似則は完全でないけれども、こうして得られた波力は滑動に対し静的に等価な波力を与えるものと考えることができる。

実験は規則波で行っており、図の例は $h/L = 0.0712$, $H/h = 0.719$ に対し示したものである。波の条件と水深が同じであっても、マウンドの形状によって波力強度が著しく異なり、この場合 $B_M/h = 1.5$, $(h-d)/h = 0.6$ 付近で最大値が $3 \omega_0 H$ 近くと

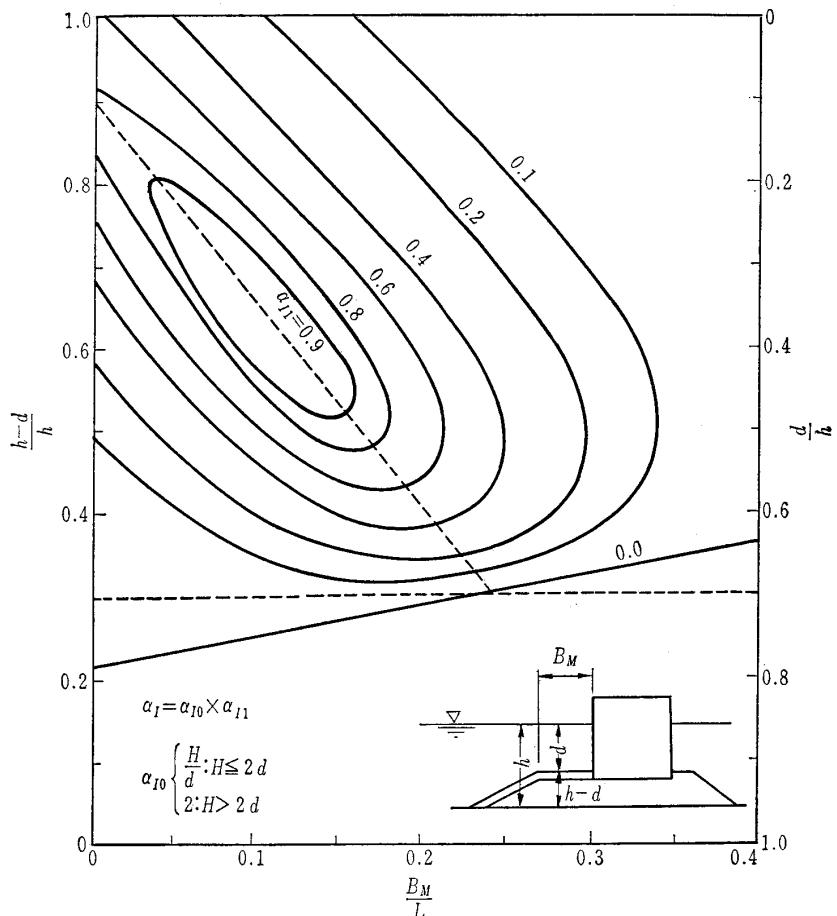


図-3.12 α_{I_1} の算定図¹²⁾

なっているのが推測できる。こうした傾向は、値は異なるものの、ほかの波の条件でも同様である。

3.5.2 滑動に対する衝撃碎波力係数

最近、高橋ほか¹²⁾が図-3.11のような実験結果に基づき、マウンドの高さと前肩幅の影響を取り入れた滑動に対する衝撃碎波力係数 α_1 を定式化しているので、紹介しておく（合田式ではマウンドの高さの影響は α_2 の中に d/h_b や H/d の形で取り入れられているが、前肩幅の影響は考慮されていない）。

この方式では、一般化した合田式を用いて、修正係数 $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ を次のようにおき計算すればよい。

$$\lambda_1 = \lambda_3 = 1 \quad \dots \dots \dots \quad (16)$$

ここに、

$$\alpha_{I_0} = H/d : H/d \leq 2$$

α_{I_1} の式は複雑であるので省略するが、 B_M/L と d/h の関数で、図-3.12 のように与えられる。横軸の表示が違うものの、先の図-3.11 と類似した分布であることがわかる。これから条件に応じて α_{I_1} の

講 座

値を読み取り、式(19)による α_{I0} との積として衝撃碎波力係数 α_I を求めることができる。 $\alpha_I > \alpha_2$ の場合は $\lambda_2 > 1$ となり、合田式による値より大きな波圧になる。つまり、このとき式(2)の静水面位置での波圧 p_1 は式(20)のように表され、合田式における α_2 が α_I に置き換わるということに相当しているのである。

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\alpha_I + \alpha_I \cos^2 \beta)w_0 H : \alpha_I > \alpha_2$$

.....(20)

これにより、平均波力強度は最大 $3 w_0 H$ 程度となり、滑動に対する衝撃碎波力の計算が可能である。

3.6 新しいケーソン構造

3.6.1 防波壁の基本形状

防波堤の第一義的機能は波の侵入を阻止することであり、その最も単純な方法は海水を遮断することである。この遮断面を防波壁と呼ぶ。防波壁の形状は断面的に見ただけでも限りなくあるが、ここでは図-3.13に示した4種の基本形状をとりあげ、その特性や防波堤構造への応用をまとめておく¹⁴⁾。

- ① 直立壁：海水を遮断するのに壁面長が最も短い。ただし、重力式では波力に耐えるのに十分な壁幅が必要となる。壁面にはほぼ同位相で水平波圧が働き、その合力である波力が大となる。通常の混成堤の直立部はこれを用いたものである。
- ② 斜面壁：直立壁を傾斜させたもので、海水を遮断するのにそれだけ壁面長が長くなる。しかし、波圧は斜面壁に直角に働き、それが鉛直下向き成分を有するため、重力式においては波力に対する安定性が非常によいという特長を有する。ただし、波が斜面をはい上がる所以、越波しやすいという短所がある。これを応用したものとして、上部斜面ケーソンや台形ケーソンがある。
- ③ 凹曲面壁：斜面壁と同様な特性を有し、壁面長はやや短くなるが、波圧の大きい水面付近の勾配が急となるため、水平波力がやや大となる。これを応用したものはマルチセルラーケーソンがある。
- ④ 凸曲面壁：これも斜面壁とほぼ同様な特性を有する。円弧の場合、波力は常に

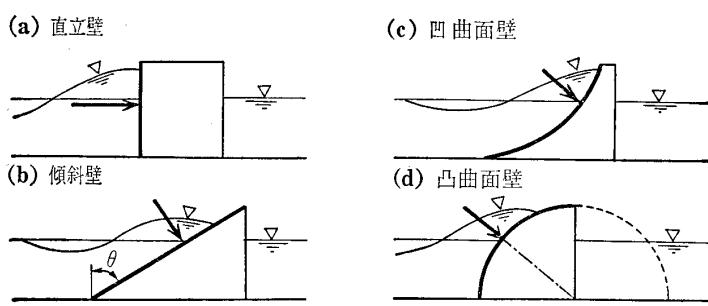


図-3.13 防波壁の基本形状¹⁴⁾

円の中心に働き、半円形断面の場合には底版に回転力が作用しないという特長がある。これを応用したものとして、曲面スリットケーソンや半円形ケーソンがある。

これらの応用例のうち、マルチセルラーケーソンは凹曲面壁を鉛直方向に3段に設けた構造で、1984～1987年に和歌山港で現地試験が行われている¹⁵⁾。また、曲面スリットケーソン¹⁶⁾は縦スリット壁をアーチ状に曲げて強化した消波ケーソンで、写真-3.1に示しているように秋田県の船川港で1984年に延長150mが建設された。曲面スリットケーソン堤は、現在、高知県の手結港でも建設中である。

以上の防波壁は断面形状によるものであるが、平面的にも様々な形状が考えられる。矩形のほかによく用いられているのが円形である。その円形を取り入れたものとしては、二重円筒ケーソンがある。以下、半円形ケーソンと二重円筒ケーソンを紹介する。

3.6.2 半円形ケーソン堤

凸曲面壁の特徴は前述したように半円形断面としたときに顕著に現れる。すなわち、半円形ケーソンをマウンドの上に設置すれば、底版に働く揚圧力を

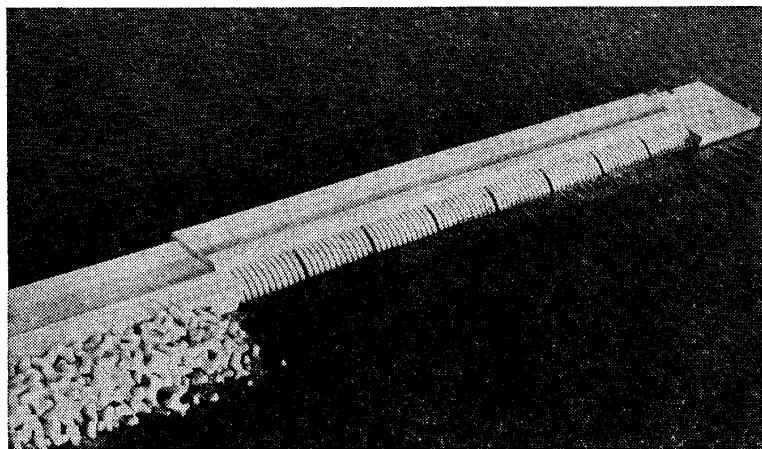


写真-3.1 船川港曲面スリットケーソン堤
(運輸省第一港湾建設局提供)

除いて壁面に働く波圧はすべて円の中心に向かうから、合波力も円の中心を通る。したがって、これによる回転モーメントは発生せず、わずかに揚圧力のみによる回転モーメントが生じるにすぎない。その結果、地盤反力は等分布に近いものとなる。また、鉛直波力成分はケーソンの安定性向上に寄与し、滑動波力が小さくなることから全体の軽量化が図れる。こうした地盤反力がほぼ等分布の構造は軟弱地盤上での防波堤として活用の可能性があり、また高い耐波安定性を活かして、碎波帯の中の離岸堤としても適している。

この半円形ケーソンについては、1985年より運輸省港湾技術研究所が財沿岸開発技術研究センターおよび参画企業と共同で、設計法と施工法の調査研究を進めた¹⁷⁾。図-3.14は完全な半円形ケーソンに働く波力の算定法を説明したものである。波圧は、図の(Ⅲ)に示しているように、前半分に波圧 $p(\theta)$ が曲率の中心に向かって働き、底版には前端で p_u 、後端で 0 の三角形分布の揚圧力が働くものとする。ここに、 θ は曲率の中心から見た円周面上での波圧作用点の仰角であり、 p_1 は静水面、 p_3 は下端での波圧強度である。

これらの波圧分布を求めるのに、直立壁体に働く一般化した合田式による波圧分布（図の(I)）を、曲面であることによる位相や角度の影響を考慮して適宜補正する。次のような手順で波力を計算すればよい。

- ① 一般化した合田式において、 $\lambda_1 = \lambda_3 = 1$ 、 $\lambda_2 = 0$ とし、図の(I)の波圧分布を求める。このときの波圧強度は添字Gを付けて表す。
 - ② 波圧の位相差による修正係数 λ_p を導入して、図の(II)の波圧分布を次のように求める（静水

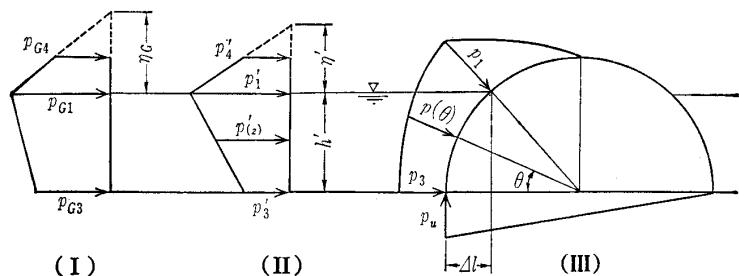


図-3.14 半円形ケーソンに働く波圧分布¹⁷⁾

面上は(I)と同じ)。

ここに、 Δl は曲面下端と、曲面と静水面との交点の間の水平距離。 p_1' と p_3' の間は直線分布である。

- ③ 円周面に作用する波圧 $p(\theta)$ は(II)の同じ高さの波圧 $p'(z)$ から次式により求める。

ここに、 z は鉛直高さを表す。

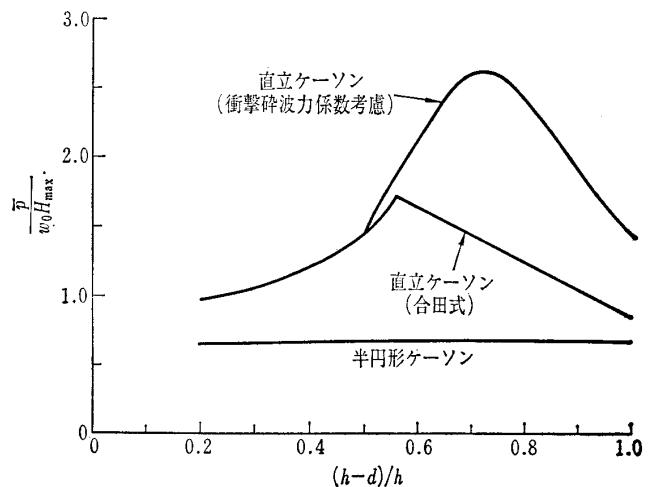


図-3.15 通常の直立ケーソンと半円形ケーソンに働く水平波力平均強度の比較

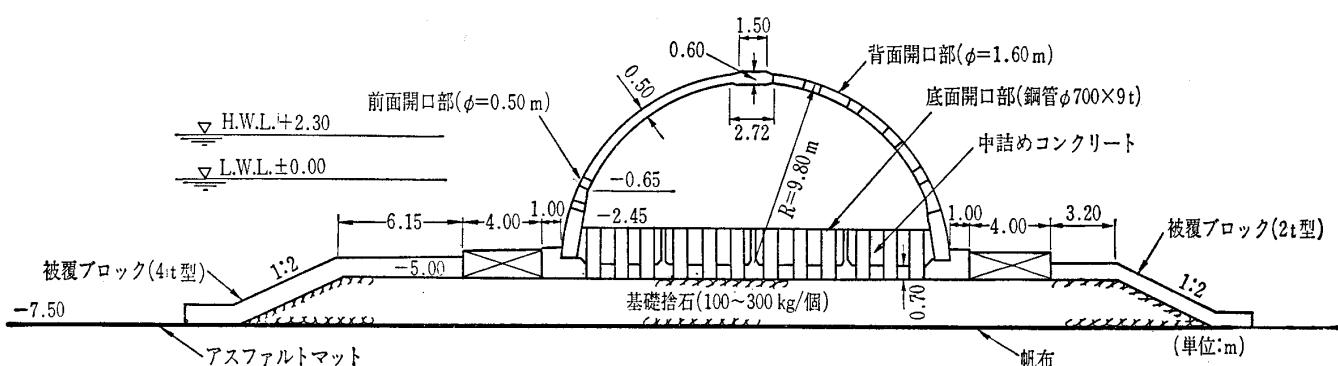


図-3.16 宮崎港半円形ケーソン現地試験堤標準断面（運輸省第四港湾建設局の資料から作成）

講 座

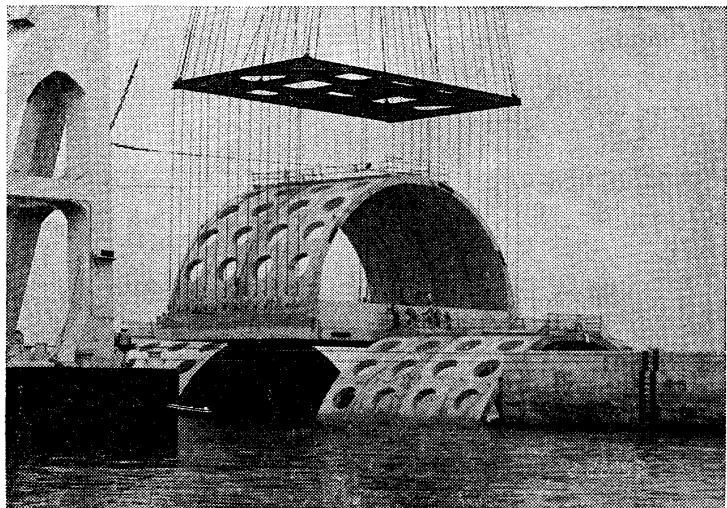


写真-3.2 半円形ケーソンの据え付け状況
(日本港湾コンサルタント提供)

④ 底版前端での揚圧力強度 p_u は無孔底版の場合 $p_{u'}$ に等しいとおく。ただし、開口率(底版面積に対する開口部面積の比)が0.1以上で、かつ遊水室が背後あるいは側方に密閉されていない場合は揚圧力は無視できる。

通常の直立ケーソンと半円形ケーソンに働く計算波力を比較してみよう。図-3.15は海底勾配($i=1/30$)、水深($h=10m$)、波浪条件($T_{1/3}=12.0s$, $H_{1/3}=6.56m$, $H_{max}=9.44m$, $\beta=0^\circ$)、ケーソン天端高($h_c=4.00m$)、マウンド前肩幅($B_M=8m$)は同じとして、マウンドの高さ($d=h'-2.00m$ としている)を変化させたときの、両ケーソンに働く水平波

力平均強度 P (水平波力を高さで割った値)を無次元化して示したものである。

直立ケーソンに対しては、合田式によるものと、3.5.2で述べた衝撃碎波力係数を考慮したものの2つおりの計算結果を示している。直立ケーソンの場合はマウンドの高さによって水平波力平均強度は著しく変化するのに対し、半円形ケーソンの場合はほとんど変化せず、 $0.7w_0H_{max}$ 程度と小さい。しかも、半円形ケーソンには鉛直波力成分が下向きに作用するのであるから、安定性の高い構造であることがわかるであろう。

半円形ケーソン堤については、現在運輸省第四港湾建設局宮崎港工事事務所が現地試験を実施中である。図-3.16はその標準部の断面を示したものである。この構造では、越波による背後への伝達波を軽減するため、半円形壁面の岸側半分を開口率25%の多孔曲面壁としている。また、底版にも開口率10%の縦孔を設け、揚圧力の作用を避けている。写真-3.2はクレーン船による据付け状況である。

3.6.3 二重円筒ケーソン堤

試算¹⁴⁾によれば、外海で水深が大きくなるにつれて、矩形ケーソンより台形ケーソン、さらには円筒ケーソンが合理的となる。すなわち、大水深混成堤の直立部の構造としては、円筒ケーソンが有望なのである。

二重円筒ケーソンはその円筒ケーソンに消波機構等を付加したもので、矩形あるいは八角形底版の上を二重円筒とし、かつ水面付近の上部の外側円筒に適当な孔を開け、不透過な内側円筒との間にドーナツ状の遊水室を形成する構造である。図-3.17にその概念図を示している。

この二重円筒ケーソンについては、1982年に港湾技術研究所で実験的研究を開始した。そして、運輸省第三港湾建設局では、大水深でしかも波浪条件の厳しい兵庫県の柴山港の防波堤にこれの採用を決め、まず鳥取県の境港で現地実証試験を行うことにした。試験1号函は1989年6月に製作を開始し、同年10月に据付けた。

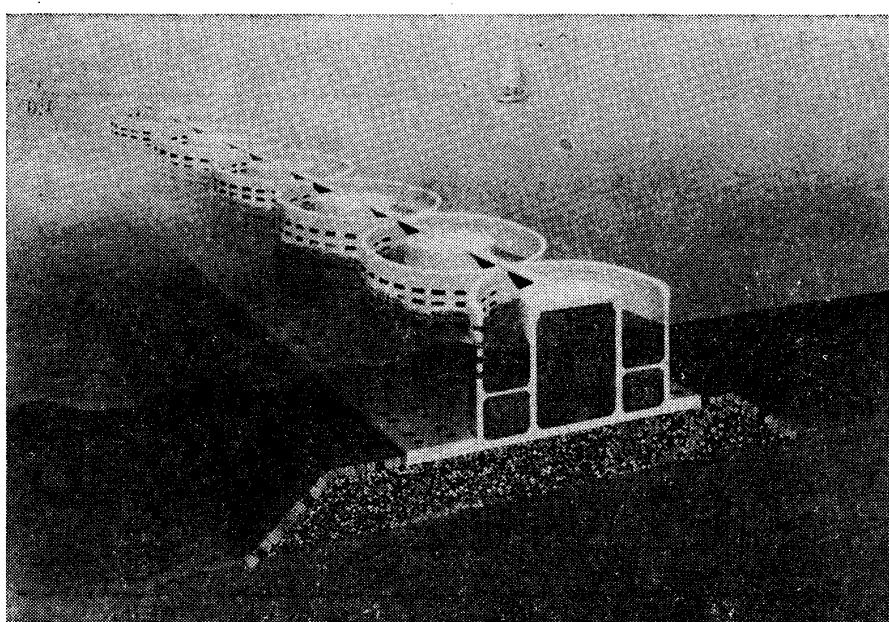


図-3.17 二重円筒ケーソン堤のパース
(運輸省第三港湾建設局のパンフレットによる)

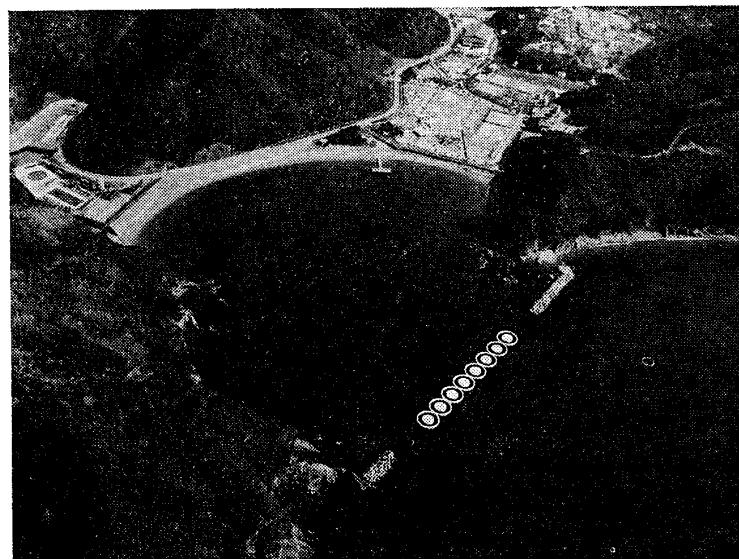
境港の二重円筒ケーソンの大きさは、直径 16.2m、高さ 10.4m で、前半分にだけ孔を開けた消波型である。試験堤は 3 函の二重円筒ケーソンを並べたものであったが、その中央函は滑動試験用のもので設計波の再現期間は 2 年とし、1990年の夏に据え付け、1991年 2 月のしけによって予想どおりの滑動を生じた¹⁸⁾。1992年から製作が開始された柴山港の二重円筒ケーソンは直径 29.4m、高さ 26.5m の巨大な PC ケーソンである。

一方、二重円筒ケーソンは大水深ではないが、その幾何学的形状の面白さから、三重県の長島港の離岸堤にも採用されている。これは海洋性レクリエーション地区における景観などの配慮から選定されたもので、1989年 11 月に製作を開始した。堤内の海水交換を図るため、背後にも孔を開けた透過型である。写真—3.3 は完成した延長 160m の二重円筒ケーソン堤である。

3.7 おわりに

本稿では、世界における防波堤構造の歴史的変遷を概観するとともに、わが国の経験に基づく混成防波堤の耐波設計法、特に波力・安定性、および新しいケーソン構造について述べた。本誌の読者の多くが普段おそらくなじみの少ないテーマではないかと思い、不規則波の代表波の定義や波力の分類などについても触れた。しかし、波力は繰返し荷重であり、支持力を考える上で必要となる波の谷に対応する負の波力や不規則波の波力、さらにはその時間的变化、耐用期間中の発生回数等については触れなかった。これらは一部を除いてまだ研究段階にあり、講座の趣旨に沿わないと考えたことも一つの理由である。

波力は自然条件が同じであっても、それを受けける構造条件によって著しく変化する。通常の混成堤に限っても、マウンドの形状によって著しく変化することは本文で述べたとおりである。ましてや構造様式が異なると大きく変化する。その意味で、波力ができるだけ和らげて受けける構造への視点も重要である。新しいケーソン構造で紹介した曲面スリットケーソン、半円形ケーソン、二重円筒ケーソン等はそうした構造の例である。波や波力の性質をよく知って、それと順応するという考え方も必要である。



写真—3.3 長島港二重円筒ケーソン離岸堤
(三重県土木部提供)

参考文献

- 11) 谷本勝利・高橋重雄・北谷高雄：混成堤防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力の発生と対策について、港湾技術研究所報告、第20巻第2号、pp. 3~39、1981.
- 12) 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎：Experimental study of impulsive pressures on composite breakwaters—Fundamental feature of impulsive pressure and the impulsive pressure coefficient—、港湾技術研究所報告、第31巻第5号、pp. 33~72、1993.
- 13) 谷本勝利・高橋重雄・明瀬一行：混成堤直立部に働く不規則波力に関する研究、港湾技術研究所報告、第23巻第3号、pp. 47~99、1984.
- 14) 谷本勝利・高橋重雄・木村克俊：Structures and hydraulic characteristics of breakwaters—The state of the art of breakwater design in Japan—、港湾技術研究所報告、第26巻第5号、pp. 11~55、1987.
- 15) 岡田靖夫・渡辺具能・菅原輝男・谷本勝利：Recent developments of new type breakwaters in Japan, PIANC 27th Congress, Osaka, 1990.
- 16) 谷本勝利・原中祐人・富田英治・和泉田芳和・鈴村諭司：曲面スリットケーソンの水理特性に関する実験的研究、港湾技術研究所報告、第19巻第4号、pp. 3~53、1980.
- 17) 谷本勝利・滑川伸孝・石丸敬純・関本恒浩：半円形ケーソン堤の水理特性に関する実験的研究、港湾技術研究所報告、第28巻第2号、pp. 3~32、1989.
- 18) 谷本勝利・遠藤博・高橋重雄：Field experiments on a dual cylindrical caisson breakwater, Proc. 23rd Conference on Coastal Engineering, ASCE, pp. 1625~1638, 1992.