

放水口を有したケーソン堤の水利特性に関する実験的研究

諫 山 太 郎*・佐 藤 肇**・植 木 一 浩***・長 船 徹***

1. はじめに

電力の専用港湾では、冷却水として用いた海水を外洋に放流するために、ケーソン堤の前後を貫く形の管路を設置したケーソン堤の建設が必要となる場合があり、一般的にこれを「放水口ケーソン」と称している。

こうした放水口ケーソンを設計する場合、現状では放水口がない一般部のケーソン堤の設計計算結果を準用している。既往の放水口ケーソンに関する研究では、温排水の拡散やケーソン堤前面の洗掘などが主に扱われており、放水口ケーソンの波力に関する研究は榊山ら(1991)に見られる程度である。それによると、①放水口ケーソン(放流構造物)前面の波高は、周期が短く非碎波のときは、流れがある場合の方が流れがない場合に比べて大きくなる、②進行波高と波力との関係には流れの影響は見られず、波圧についても流れの有無による顕著な違いは認められない、③放流構造物が受ける波力は、空間波形の前面の傾き(前傾度)と密接な関係がある、ことなどが指摘されている。

しかしながら、放水口内の波圧・流速変動特性および港内外の水位差と放水流の関係などについては、これまでよく知られていない。そこで本研究では、放水口ケーソンに関するこれらの基本的水利特性について、室内水利模型実験により明らかにすることを目的として実施した。また形状が同じで放水口がないケーソン堤との比較を行い、放水口の有無による水利特性の相違を検討した。

2. 実験装置および実験方法

実験は、図-1に示すように、ピストン型吸収式不規則波造波装置を有した長さ47m、幅1m、深さ1.2mの2次元水路に海底勾配1/50の斜面を設けて行った。ただし、一様水深部の水深を深くするため、先端6mの区間は1/20勾配とし、また堤体背後の開渠については水平床とした。放水流は循環流発生装置を用いて、一様水深部から堤体背後へ水を送ることにより発生させた。このとき、

吐出口のすぐ近くに整流装置を設置し、循環流が水路全面にわたって均一に流れるように調整した。

実験は規則波を用いており、入射波の波浪諸元は表-1に示すとおりである。また放水流は、波がない状態での放水口内平均流速が0.0、40.0、45.0および50.0 cm/s程度となるように調整した。計測にはパーソナルコンピュータを用い、サンプリング間隔100 Hzで82秒間取得した。計測項目は堤体の各面に作用する波圧、堤体前面の水位、放水口の中央部における流速変動などである。主な計測位置を図-2に示す。

実験模型は図-2に示すように、下部工を台形ケーソン、上部工を上部斜面堤、上部工に付帯構造物を設けた複合形状のものを、アクリルで製作した。ただし、本研究では付帯構造物が実験結果に与える影響については検討していない。ケーソン堤の幅は33 cmで、放水口ケーソンではケーソン堤の底面から4.2 cm上方が断面の中心となる位置に、幅7.3 cm、高さ2.9 cmの矩形管路を1函につき3基設置した。

なお、本研究では放水口があるケーソン堤を「放水口ケーソン」、放水口がないケーソン堤を「通常ケーソン」と呼ぶこととする。

3. 堤体前面波圧・波力

3.1 放水流がない場合

図-3は、放水流がない場合の放水口ケーソンと通常ケーソンにおける堤体前面部に作用する同時波圧の水平成分であり、堤体前面部の波力が最大となるときについて示してある。図中計算値は、上部斜面部を上部斜面堤式(港湾の施設の技術上の基準・同解説、1989改訂版)、

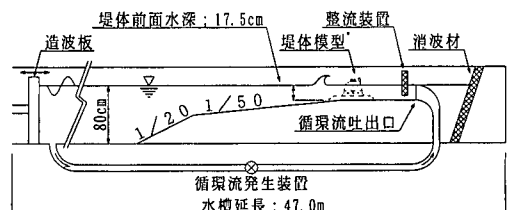


図-1 実験水槽および海底勾配

* 正会員 工修 東亜建設工業(株) 土木本部技術研究所
 ** 東亜建設工業(株) 東京支店
 *** 東電設計(株) 第二土木本部原子力土木部

表-1 入射波条件

No.	一様水深波高 H_i (cm)			堤体位置の 波浪状態
	$T=1.55\text{ s}$	$T=1.81\text{ s}$	$T=2.07\text{ s}$	
1	6.52	6.05	5.93	重複波領域
2	8.72	8.13	8.02	
3	10.72	10.38	9.98	
4	12.88	12.67	12.43	砕波点付近
5	14.98	14.68	14.62	砕波領域
6	17.37	17.17	16.68	
7	19.23	19.08	18.85	

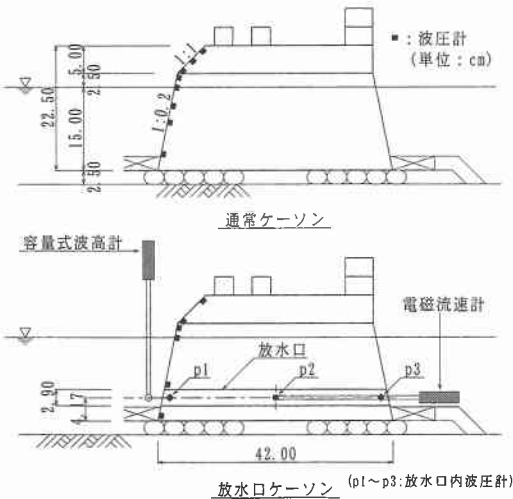


図-2 実験堤体模型および計測位置

下部斜面部を谷本・木村 (1985) による台形ケーソン式で計算した波圧値を示してある。図を見ると、堤体位置が重複波領域や砕波領域にあるときは、両ケーソンの実験結果と計算値は比較的良好一致を示す。しかしながら砕波点付近では、静水面付近における放水口ケーソンの波圧値は、計算値や通常ケーソンと比べて大きくなっている。

この現象を連続写真から考察する。写真-1は、堤体位置が砕波点付近となるとき、放水口ケーソンと通常ケーソンに作用する波の様子を示したものである。1段目の写真を見ると、両者の堤体前面の水位はほぼ同じであるが、2段目の状態では放水口ケーソンは通常ケーソンより水位が低くなっている。この理由は、以下のように推察される。図-3の砕波点付近における波圧分布を見ると、 $T=2.07$ 秒の場合を除き、通常ケーソンでは下方における波圧値が計算値や放水口ケーソンに比べて大きくなっている。これは、堤体位置で砕波しようとする波の、動水圧によるものであると考えられる。一方、放

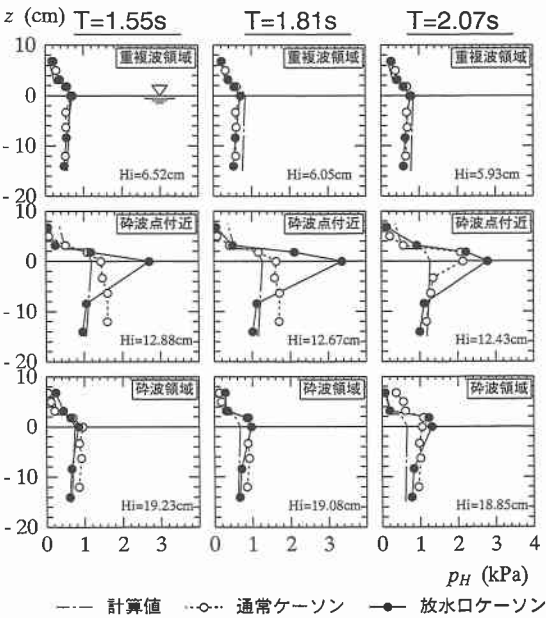
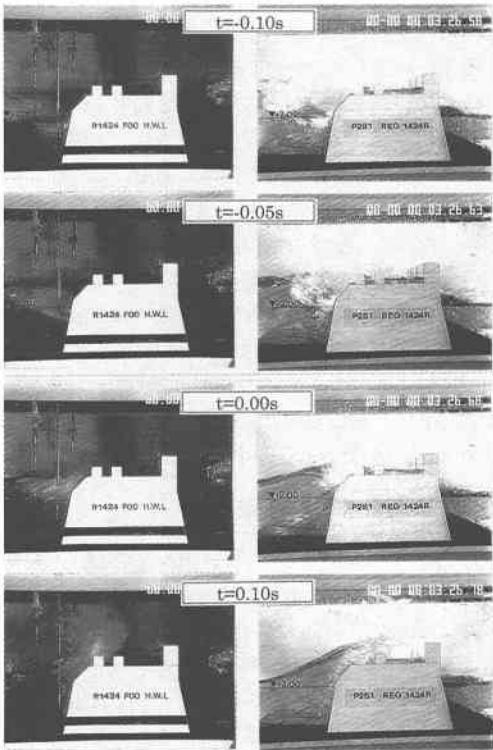


図-3 放水流がない場合の同時波圧分布



放水口ケーソン 通常ケーソン

写真-1 波の作用状況

水口ケーソンでは、動水圧を生じさせる水塊は放水口内に進入するために、大きな波圧は生じず、静水面付近の波圧は大きいけれども、下方ではほぼ計算値に等しくなっているものと考えられる。この放水口内に進入する水塊の有無によって、堤体前面水位の差が生じているものと思われる。

これより、堤体位置が碎波点付近となる場合に、放水口ケーソンにおいて静水面付近で大きな波圧が生じる原因は、堤体に放水口があることによって堤体前面の水位変動が抑制され、後続の波の峰との差が生じ、波形がより切り立つような状態で堤体に作用するためであると考えられ、放水口の存在によって衝撃波圧が発生しているものと考えることができる。

また本実験条件は、高橋ら (1992) によれば水深マウンドの状態による衝撃碎波圧は生じない条件となっている。ただし通常ケーソンにおいて $T=2.07$ 秒のときに衝撃的な波圧が生じており、これは周期が長くなると衝撃波圧が発生しやすくなるためであると考えられ、今回の実験でその傾向が現れたものと考えられる。

3.2 放水流がある場合

図-4 は、放水口ケーソンに対して、前面波力が最大のときの前面部における同時波圧の水平成分について、周期が 1.55 秒のものを例示している。図中黒丸および白丸はそれぞれ、放水口内平均流速 $\bar{v}$ が 0.0 cm/s および 50.0 cm/s 程度の場合であり、 $H_i=12.88$ cm で放水流がないときに堤体位置が碎波点付近となる。

これを見ると、放水流がない場合は $H_i=12.88$ cm のときに静水面付近の波圧が最も大きくなるのに対し、放水流がある場合では、それより小さな入射波高のときに静水面の波圧が最大値となっている。

図-5 は、図-4 の放水流がある場合について、放水口内平均流速と堤体前面の静水面付近における波圧の関係を、同じ入射波高ごとに線でつないで示したものである。ここで $H_1 \sim H_7$ は、表-1 の入射波高を示しており、添え字と No. が対応している。図中、黒印を実線でつないだものが、放水流がないときに堤体位置が重複波領域となる入射波高、×印が碎波点付近、白抜きを破線でつないだものが碎波領域となるものである。

これを見ると、重複波領域となる入射波高 $H_1 \sim H_3$ の場合では、放水口内平均流速が大きくなるにつれて波圧が大きくなることが分かる。一方、放水流がないときに最大の波圧を示していた×印は、流れが大きくなるに従い、波圧が徐々に減少していく。また碎波領域となる入射波高 $H_5 \sim H_7$ では、同じ流速値のときを比較すると、入射波高が大きいほど波圧は小さくなっている。

神山ら (1991) は、流れの有無による波圧への顕著な影響はなかったことを報告しているが、今回の実験結果

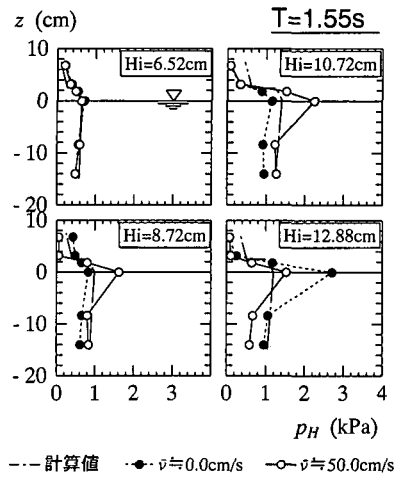


図-4 放水流がある場合の同時波圧分布

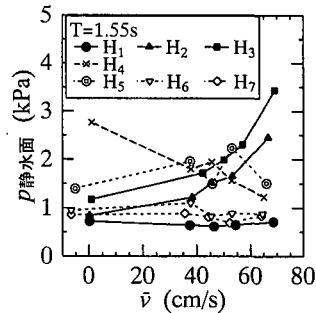


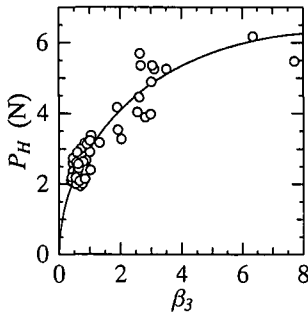
図-5 同じ入射波高に対して放水口平均流速が変化したときの静水面付近の波圧の変化

では明らかに、重複波領域から碎波点付近となる入射波高の場合に、放水流の有無による波圧への影響が見られた。すなわち、放水流がある場合には堤体前面の波形の非線形性が強まり、碎波が生じやすくなるために、放水流がない場合に比べて小さな入射波高のときに波圧の最大値が生じるものと考えられる。

3.3 堤体前面水面波形の非線形性と前面部波力

神山ら (1991) は、波形の非線形性を表すパラメータとして、波のクレスト高さ η_c と、ゼロアップクロス点からクレストまでの時間 T_c と波速 C の積の比で定義した前傾度 $\eta_c/(T_c C)$ を用いて、堤体前面の波形の非線形性と波力との関係を示している。本研究では、合田 (1985) が提案している前傾度 β_3 を使い、これと堤体前面部の水平波力との関係について調べた。これを示したものが図-6 であり、今回実験を行った全てのケースについて、重複波領域での両者の関係を示している。

図を見ると、多少のばらつきは見られるものの、周期や放水流速の違いによらず、 β_3 と堤体前面部の波力は、図中に示した曲線の関係でほぼ対応づけられる。これよ

図-6 前傾度 β_3 と堤体前面水平波力

り、堤体前面の水面波形の非線形性を表わすパラメータとして β_3 を用いた場合でも、波形形状の前傾度と波力とが密接に関係していることが示される。

4. 放水口内波圧および流速

3.1 で示したように、砕波点付近では放水口内に水塊が進入することが指摘され、これによる放水流の流量低下および放水口内の圧力増加が考えられる。

図-7 は、放水流がない場合の放水口内波圧および流速変動の時間波形の一例である。図は上段からそれぞれ、堤体位置が重複波領域、砕波点付近、砕波領域となる場合であり、横軸は周期で無次元化してある。

これを見ると、放水口内波圧のうち港外側の p_1 は、重複波領域ではほぼ正弦状の波形であり、砕波点付近になると急激なピークの立ち上がりとその後の腰掛け部という、いわゆるノコギリ状の波形を示す。放水口中央部の p_2 は、重複波領域では波圧の値は小さいものの p_1 とほぼ同様の傾向を示すが、砕波点付近では急激なピークの出現の後、腰掛け部での波圧の減少が p_1 に比べて緩やかになっている。これより、放水口内に生じる圧力のうち、腰掛け部についてはそれ程減衰しないが、衝撃的な成分は放水口内を伝播する間に、急激に減衰することが分かる。これは最も港内側の p_3 において、重複波領域から砕波領域に至るまで、顕著な変動が見られないことから明らかである。

一方、放水口の中央部で計測した流速変動は、放水口内の衝撃的な圧力変動をほとんど受けず、重複波領域から砕波領域に至るまで、ほぼ正弦状の波形となる。

5. 堤体前背面の水位差と放水口内平均流速

5.1 水位差の変化と放水口内平均流速

入射波高が変化すると、港外側ではセットアップやセットダウンによって堤体前面の平均水位が変化し、放水流量が多くなると港内側の水位が上昇する。また波の抵抗によって、放水流が流れにくくなることが考えられ

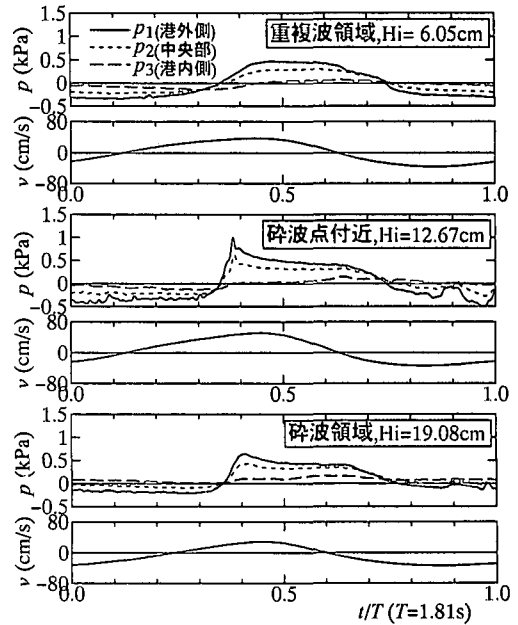


図-7 放水口内の波圧波形と流速波形

る。そこで放水流の流速を、堤体前背面の水位差および各種損失と対応付けて考える。

図-8 は、堤体前背面の平均水位 $\bar{\eta}_f$ 、 $\bar{\eta}_b$ とその水位差 $\Delta\bar{\eta} = \bar{\eta}_b - \bar{\eta}_f$ および放水口内平均流速 $\bar{v}$ を、入射波高に対してプロットしたものである。図の左右はそれぞれ、波を起こさない状態での放水口内平均流速 $\bar{v}_0$ が 0.0 cm/s および約 41.3 cm/s の場合で、波の周期は 2.07 秒である。

これを見ると、 $\bar{\eta}_f$ は重複波領域から砕波点に至るまではセットダウンによって減少し、波が沖で砕波するようになるとセットアップにより上昇する。また $\bar{\eta}_b$ は、波によって放水流が流れにくくなることの影響や越波によって、入射波高の増大とともに大きくなる。これより、 $\Delta\bar{\eta}$ は砕波点付近まで徐々に大きくなり、砕波点付近で最大となり、その後減少する傾向を示す。一方、 $\bar{v}$ は水位差がもっとも大きくなる砕波点付近で最大となり、砕波点付近から砕波帯内の領域では、やや減少した後、ほぼ一定値となる。また重複波領域から砕波点付近にかけては、

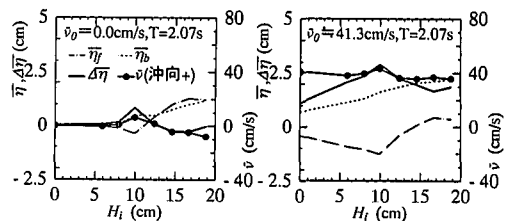


図-8 堤体前後の平均水位、水位差および放水口内平均流速

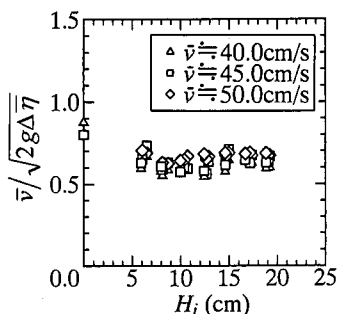


図-9 水位差から求められる平均流速と実測の放水口内平均流速の比

$\Delta\eta$ が大きくなるにもかかわらず $\bar{v}$ は減少しており、波による抵抗を受けて放水流が流れにくくなっているものと考えられる。

5.2 波による放水流速の低減

今、波が完全流体であると仮定し、一周期の平均を考えると、 $\Delta\eta$ と $\bar{v}$ は以下の式で表わすことができる。

$$\bar{v} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta\eta} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 g ：重力加速度、 α_1 ：抵抗による損失、 α_2 ：波による流速の低減である。 α_1 には、堤体背後の開渠から放水口内に水が吸い込まれるときの急縮による損失や、放水口内の壁面摩擦による損失、放水口内での流速の乱れによる損失などが考えられる。図-9は、実験で得られた $\bar{v}$ と、 $\Delta\eta$ のみから計算される流速値 ($\alpha_1 = \alpha_2 = 1.0$) の比を入射波高に対してプロットしたものである。

これを見ると、波がないときの放水口内平均流速の実験値は、計算値の80%程度となっており、これが α_1 であると考えられる。また波を作用させると実験値と計算値の比はさらに小さくなり、放水流速が大きな場合の方がやや上方にプロットされる傾向があるが、入射波高の大小によらず55~75%程度の間で、流速値ごとにほぼ一定となる。これは、図-8から $\Delta\eta$ と $\bar{v}$ はほぼ対応づけて考えられることから、入射波高や放水流速の大小によらず、両者の比がほぼ一定となるためであると考えられる。これより波による流速の低減率 α_2 は、5~25%程度であると考えられる。

6. 結論および今後の課題

放水口ケーソン堤に関する水利特性について、室内実験により検討を行った。本研究で得られた主な結果は以

下の通りである。

- 1) ケーソン堤設置位置が碎波点付近となるとき、ケーソン堤前面の静水面付近に作用する波圧は、通常ケーソンに比べて放水口ケーソンの方が大きくなる。
- 2) 堤体位置が重複波領域から碎波点付近の領域では、放水流がある場合の方が放水流がない場合よりも、小さな入射波高で堤体前面の波圧が最大となる。ただし周期の長い波ではこの傾向はそれほど顕著ではない。
- 3) 堤体前面の水面波形の非線形性と堤体前面部の波力の間には密接な関係があり、合田(1985)が提案している前傾度 β_0 を用いて示すことができる。
- 4) 放水口内に生じた衝撃的な圧力は、放水口を伝播する過程で減衰してしまい、港内側にはほとんど伝わらない。
- 5) 放水口内に生じた衝撃的な圧力は、放水口中央部における流速変動に対して影響を及ぼさない。
- 6) 堤体設置位置が碎波点付近となるときに、ほぼ堤体前背面の水位差がもっとも大きくなり、放水口内平均流速も最大値となる。
- 7) 今回の実験において、堤体前背面での平均水位の水位差と放水口内平均流速を考えた場合、損失による流速低減率は約20%であり、波が作用することによる流速の低減率は、放水口内平均流速によって異なるが、5~25%の間でほぼ一定であった。

また、今後は不規則波による本研究結果の確認や、堤体条件やマウンドの形状などを変えたときの、放水口ケーソンの水利特性などについて検討の余地があると思われる。

参 考 文 献

- 合田良実(1985): 波浪の統計的性質に関する二、三の数値的検討, 港研報告, 第24巻, 第4号, pp. 65-102.
- 港湾の施設の技術上の基準・同解説改訂版(1989): 日本港湾協会, 下巻, pp. 40, 41.
- 礪山 勉・田中寛好・山下正義・小笠原正治・竹中秀夫(1991): 急勾配斜面上の矩形放流構造物に作用する波力に関する研究, 海岸工学論文集, 第38巻, pp. 681-685.
- 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.
- 谷本勝利・木村克俊(1985): 台形ケーソンの水利特性に関する実験的研究, 港研資料, 第528巻, 28 p.