

## 円形セル型防波堤に関する水理実験

井波 宏之\*

円筒形構造物を一列に並べて防波堤とする円形セル型防波堤はまったく新しい型式の防波堤である。この防波堤は円形構造であるため、従来の直立堤、混成堤とは異なり、外力に対して一様な断面をもたないので、設計には三次元的な解析が必要になる。また、隣接セルとの間隙部から波を透過させない不透過性構造にすると間隙部の施工がむずかしくなり、工法によっては防波堤本体の力学的解析が非常に複雑になる。したがって、セル型防波堤を不透過性連続構造とせず、間隙部から波の透過がある程度許し、透過波高を港内波高の許容範囲内に収めることができれば、防波堤の構造も簡単になり、施工も容易になると考えられる。

この実験は透過性円形セル型防波堤について次のような水理特性を測定したものである。

- i 防波堤に作用する重複波の波圧とその分布
- ii 防波堤間隙比と透過率
- iii 間隙部底層の流速測定
- iv 上部工の形状と越波の状況

### 1 実験設備と諸元

実験水槽は大型造波水路(長さ106 m, 幅員1.8 m, 深さ2.1 m)を使用した。水底地形は1/100勾配の移動床で、底質には平均粒径0.15 mmの砂を用いた。波高の測定は電気抵抗式波高計に、流速測定は小型プロベラ式流速計によった。波圧は正面(0°), 側面<sub>1</sub>(45°), 側面<sub>2</sub>(90°)の3列で、それぞれ+1.5 m, 0 m, -3 m, -10 m,

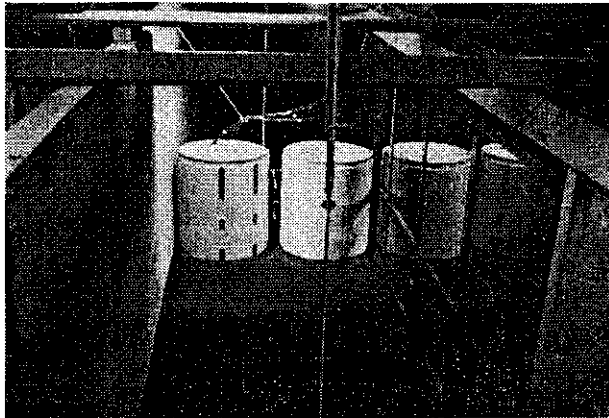


写真 1

\* 港湾研究室主任研究員

-17 mの5点で測定した。セル防波堤の直径は80 cm (20 m), 水深80 cm (20 m), 実験波は  $H_m=8\text{cm}$  (2.0 m), 13.6 cm (3.4 m), 20 cm (5.0 m),  $T_m=1\text{sec}$  (5.0 sec), 1.5 sec (7.5 sec), 1.8 sec (9.0 sec), 間隙比  $b/B$  は0.05, 0.10, 0.15である。上部工は円弧状と直線状パラペットの2種とした。写真は円形セル型防波堤の実験の状況を示す。

### 2 実験結果

#### (1) 波圧とその分布

図-1は実測波圧合力  $P_m$  とサンプルーの計算波圧合力  $P_s$  との比  $P_m/P_s$  と波圧測定位置との関係を間隙比  $b/B$  ごとに示したものである。水深波長比  $h/L$  によってばらつきはあるが、平均値をとると  $b/B$  によって  $P_m/P_s$  はあまり変わらない。0°で0.75, 45°, 90°でそれぞれ0.65, 0.33となっている。

間隙部を円筒管で閉塞した永井の実験<sup>1)2)</sup>によると、<sup>3)</sup> ろと状の間隙部では波の集中が著しく、部分碎波を生じ衝撃的波圧が円筒管に作用している。またセル側面の波圧合力  $P_{63^\circ}$ ,  $P_{36^\circ}$  と正面の波圧合力  $P_0$  の比  $P_{63^\circ}/P_0$ ,  $P_{36^\circ}/P_0$  はいずれも1.0~2.0の範囲内で図-1の値とかなり差がある。これはセル間隙部を不透過性構造とすることによって波のエネルギーがこの場で発散するためであると考えられる。間隙部が透過構造のものであれば、エネルギーの一部が港内側に伝達され、それだけ波圧が小さくなる。またこの実験の場合は天端高が+3.7 mと低いので、越波によってエネルギーの分散が生じることも一因となっている。

波圧の鉛直分布は静水位付近にピークをもった分布形をなし、波圧の強度はサンプルーによる波圧強度に図-1の  $P_m/P_s$  を乗じた値に近い。

#### (2) 間隙比と透過率

図-2は透過率  $H_T/H_I$  ( $H_T$ :透過波高,  $H_I$ :入射波高) と  $b/B$  との関係を示す。防波堤の天端高が低いので越波によるじょう乱を生じ、点のばらつきが見られる。図中実線は長波の理論から導いた林の式<sup>3)</sup>で重複波の碎波限界  $h/H=4$  と実測値の  $h/H$  を示してある。点線は R. L. Wiegel<sup>4)</sup>の値である。

平均的取扱いをすると Wiegel の曲線に近い分布をす

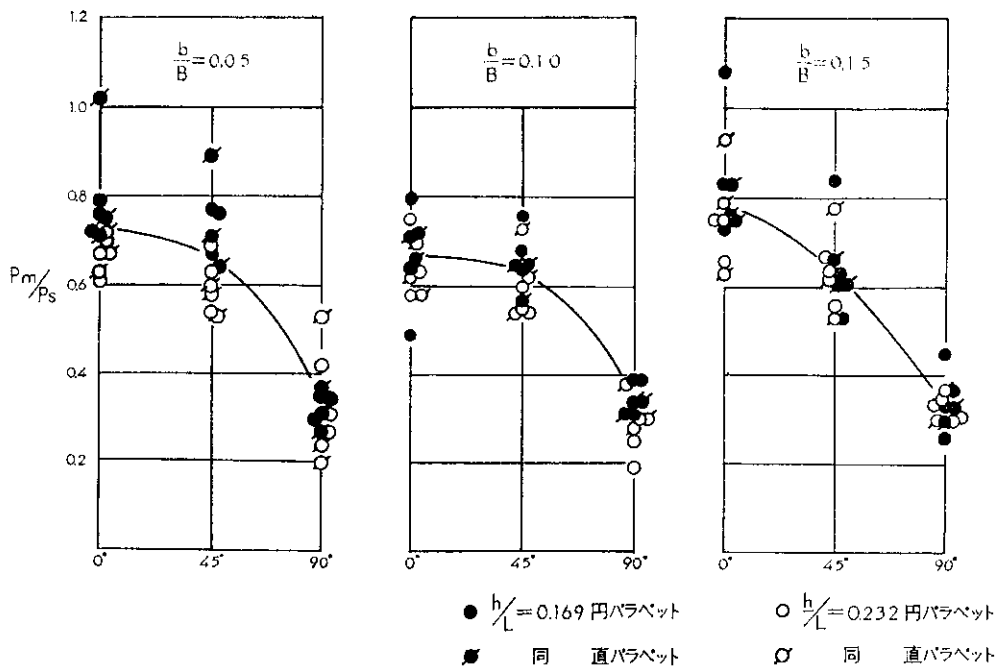


図-1

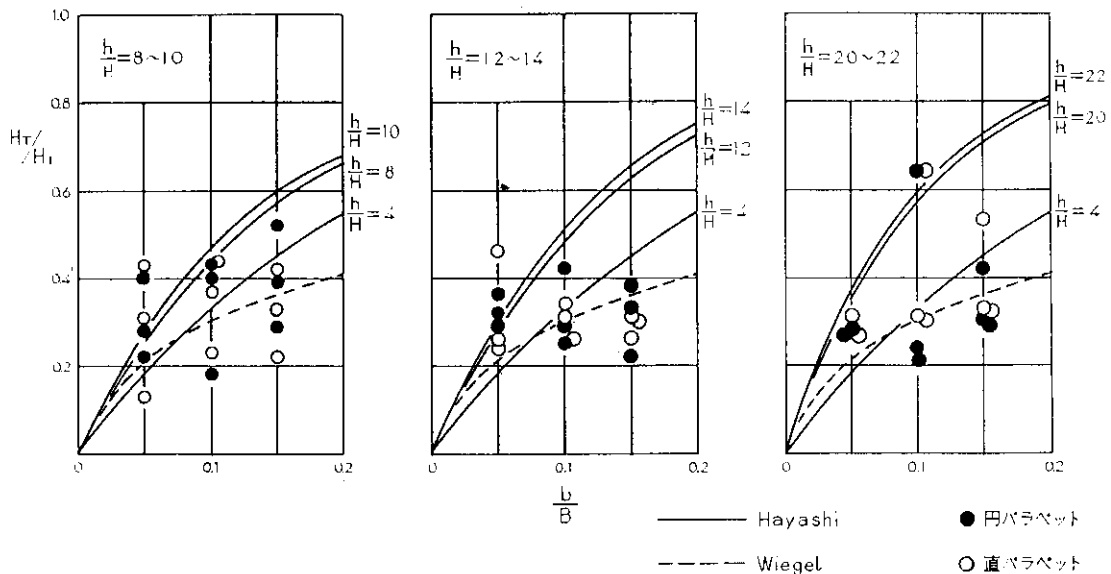


図-2

るが、ばらつきを考慮に入れると林の式が適用できる。パラペットの形状による相異は、この実験結果からは明らかでない。

### (3) 間隙部の流速測定

流速は間隙部の水底から 5 cm の高さの平均流速で求めた。防波堤付近の水粒子の移動は水底に形成された砂れんから次のように推定できる。防波堤前面 30 cm 位までは進行波の山、谷に応じ水粒子は前後に移動する。それより防波堤寄りでは砂れんが防波堤壁面と直角に形成されることから、水粒子は壁面に沿って間隙部に向かって移動することがわかる。したがって、間隙部での流速

は水位上昇および流れの集束によって、かなり大きくなる。

図-3 は間隙部における水粒子の前進流速  $+V$  および後退流速  $-V$  と  $H/T$  ( $H$ =入射波高,  $T$ =周期) との関係を表わす。この図から  $h/L=0.169$  の  $V$  は  $h/L=0.232$  の場合より大きいことがわかる。 $V$  は水底より 5 cm の高さの値であるから  $h/L$  によって大きな影響をうける。すなわち  $h/L$  が小さくなると、長波の性質が現われて、水深による水粒子の移動速度の変化が小さくなり、底層での  $V$  が大きくなる。

パラペットの形状による  $V$  の変化は小さい。 $b/B=$

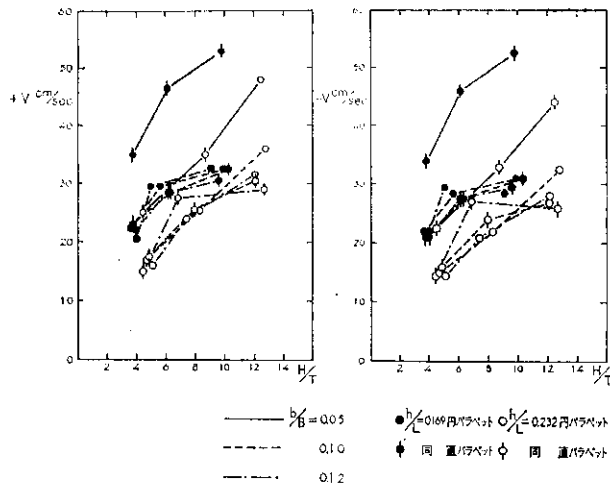


図-3

0.05の場合に他と比較して、かなり大きな流速を測定したが、これは $b/B$ が小さくなると流れの集束が著しくなり、それに応じて加速作用が大きくなることによるものと考えられる。

(4) 越 波

波高 $H$ が8~13.6 cmの範囲ではパラベットの形状により越波の状況の変化は小さい。波高が大きくなり、かなりの越波を生ずるようになると、直線状パラベットの前面で跳波を生じ港内側に落下する。円弧状パラベットでは越波後に噴流となって越流する。越波量は円弧状パラベットの場合にやや多くなることが観察された。

参考文献

- 1) 永井荘七郎, 玉井佐一; 神戸港第5防波堤に関する研究報告書, その1, その2, 運輸省第3港湾建設局 1963, 3月, 12月.
- 2) 永井荘七郎, 玉井佐一, 西村益夫; 円形セル型防波堤に関する研究—特に神戸港第5防波堤について, 第10回海岸工学講演会講演集, 1963.
- 3) 林泰造, 狩野徳太郎, 白井増次郎, 服部昌太郎; 筒型透過性防波堤の水理特性について, 第12回海岸工学講演会講演集, 1965.
- 4) R. L. Wiegel; Oceanographical Engineering, Prentice-Hall

## 羽幌二股ダム地質調査

佐々木悌郎\*

羽幌二股ダムは、羽幌地区の国営かんがい排水工事の一環として計画され、39年度より調査を始めたものである。ダムの予定位置は羽幌川の支流であるデト二股川の上流であり、羽幌炭鉱から約6 km上流に設置している。ダムの諸元は次のとおりである。

型式	ゾーン型フィルダム
堤高	35 m
堤長	130 m
内外法	外法 1.0:2.5 内法 1.0:3.0
堤体積	296,000 m <sup>3</sup>
貯水量	6,300,000 m <sup>3</sup>

当ダムの調査は、留萌建設部開墾建設課と羽幌ダムの手で行なわれ、地質調査については土木試験所地質研究室、材料調査については特殊土壌開発研究室がそれぞれ指導にあたった。地質調査は下記の要領で行なわれた。

調査年度	調査項目	地質踏査	ボーリング
39年度	湛水池 ダムサイト概査		
40年度	ダムサイト	ダムサイト	河床部 垂直15m 右岸部 斜60°14.5m

\* 地質研究室副室長

以上の調査の結果、下記のようなことがわかった。

- 1) ダムサイトおよび湛水池に分布する岩層は白堊紀層の上部蝦夷層群ならびに新第三紀の築別層、三毛別層と呼ばれる地層であり、すべて堆積岩である。
- 2) ダムサイトに分布する地層は築別層基底部の砂岩・礫岩層および三毛別層上部の砂岩・泥岩互層である。築別層は堤軸付近から下流側に三毛別層は上流側にそれぞれ分布し、その走向傾斜はほぼ W 70°W 30°W で堤軸とは 35°前後で交さしている。断層、剪裂帯、破碎帯など構造線の存在は認められない。
- 3) 39年度の地質踏査の結果に基づいて右岸部と河床部にそれぞれボーリングを行なった。(右岸部のものはEL 139.00m付近に存在する凹地形の地質的性状を調査する目的で、河床部のものはダム中心線付近から下流側に分布する礫岩と上流側に分布する細粒砂岩の接触状況を調査する目的で行なった。) その結果、地質的に問題となるものは認められなかった。
- 4) ボーリングの結果では風化帯も概して薄く、河床部で1.0 m前後、右岸斜面で3.5 m前後であり、ダムの築造にあたっての掘さく線はこの程度と考えられる。
- 5) ポアホールを利用して行なった透水量試験の結果

果、透水係数は礫岩で  $10^{-3} \sim 10^{-5} \text{cm/s}$ 、細粒砂岩で  $10^{-6} \text{cm/s}$  の範囲にある。このことから基礎処理（グラウチング）について考察してみると礫岩部では十分効果を期待できるが細粒砂岩部ではほとんど効果を期待することはできないと考える。

6) 39, 40 年度に行なった地質調査の結果は以上のとおりであり、築造にあたって地質的に問題となるようなものは認められない。

7) 41 年度の調査については、下記の目的で地質調査を行なう予定である。

- i) ダム基礎の調査精度を高める
  - ii) 余水吐基礎の地質調査
  - iii) 仮排水隧道の地質調査
- なお調査要領は下表のとおりである。

調査項目	調査箇所	ダム基礎	余水吐	仮排水隧道
ボリング	—	5本×15m =75m	2本×15m =30m	3本×(15m, 20m, 40m)=75m
地震探査	—	2測線 200m	1測線 150m	3測線 350m

## 火山灰地水田地帯（鵜川地区）の水収支の計算概要

吉村 茂\* 佐藤 吉則\*\* 岡田 勝利\*\*

### 1 まえがき

近年、工業用水の需要増大に伴って、農業用かんがい用水も合理化がさげられるようになってきた。この合理化を押し進めるためには、まず用排の利用現況を詳しく調査し、用排水の総合的な検討を行なう必要がある。

この調査は、農林省が全国的規模で行なっている調査の一環で、用排水の総合的な検討を行なうための基礎資料を得る目的をもっている。北海道では「火山灰地の水田」ということで鵜川が選定され、筆者らが調査の大部分を担当した。

### 2 調査概要

端的に言えば、水田地帯の取水量、流出水量を測定し、地区内の気象要素、地下水位、水田の土壌、水田の浸透性の特徴を加味しながら消費水量の妥当性を検討しようとするものである。

調査場所 勇払郡鵜川町田浦

調査面積 1,077 ha

調査期間 昭和 39 年 6 月～41 年 9 月まで（ただしかんがい期間）

調査内容 気象調査（雨量、蒸発散量、蒸発量）、地下水位 13 箇所、減水深（浸透量）調査 13 箇所、流量調査（最大  $7.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ ～最小  $0.05 \text{ m}^3/\text{sec}$  まで 40 箇所）

### 3 地区内の概要

この地区は、国費河川、鵜川河口の右岸にひらけた沖積平野の中にあるが、樽前山や有珠岳の火山灰がおよそ 70 cm 堆積し、非常に劣悪な土壌条件である。東西約 45

km、南北約 3 km のほぼ菱形をした地形で、海岸方向へおおよそ  $1/700 \sim 1/1,000$  の傾斜をしている。地区の東端は鵜川の堤防、西端はイリシカベツ川の堤防がある。イリシカベツ川の堤防は、非常に透水性がよく、浸出水も多い。流量観測には比較的まとまった地形である。

### 4 調査結果

水収支の計算をする時は、一般に次の平衡式を用いる。

$$\Sigma Q_{in} + P \Sigma G_{in} = \Sigma Q_{out} + E_T + \Delta S + \Sigma G_{out} \dots (1)$$

$\Sigma Q_{in}$ : 流入量  $\Sigma G_{out}$ : 流出量  $P$ : 雨量

$\Sigma G_{in}$ : 地下流入量  $\Sigma G_{out}$ : 地下流出量

$E_T$ : 蒸発散量  $\Delta S$ : 貯留量

(1)式を書きかえると、

$$\Sigma Q_{in} - \Sigma Q_{out} + P = \Sigma G_{out} - \Sigma G_{in} + E_T + \Delta S$$

ここで  $\Sigma Q_{in}$ 、 $\Sigma Q_{out}$  は流量の測定結果を用いて作成された流量～水位曲線から求められる。 $P$  は実測値、したがって左辺が求められる。右辺は地区内消費水量を表わしている。この中で  $E_T$  は実測値または、 $E$ （計器蒸発量）から推定できる。 $\Sigma G_{in} = 0$  とすれば  $\Sigma G_{out}$  は、土壌の透水係数がわかれば推定できる。したがって  $\Delta S$  のみが未知数となる。これによって消費水量の妥当性がチェックできる。

地区全体の水収支計算結果によると、地区内消費水量は、平均 12 mm/日であった。これを昨年度の調査結果と比較すると大きな差はなかった。

以上のデータは、調査結果の一部である。41 年度も継続して調査することになっているので、それらの結果をまとめ総合的な検討を加える予定である。

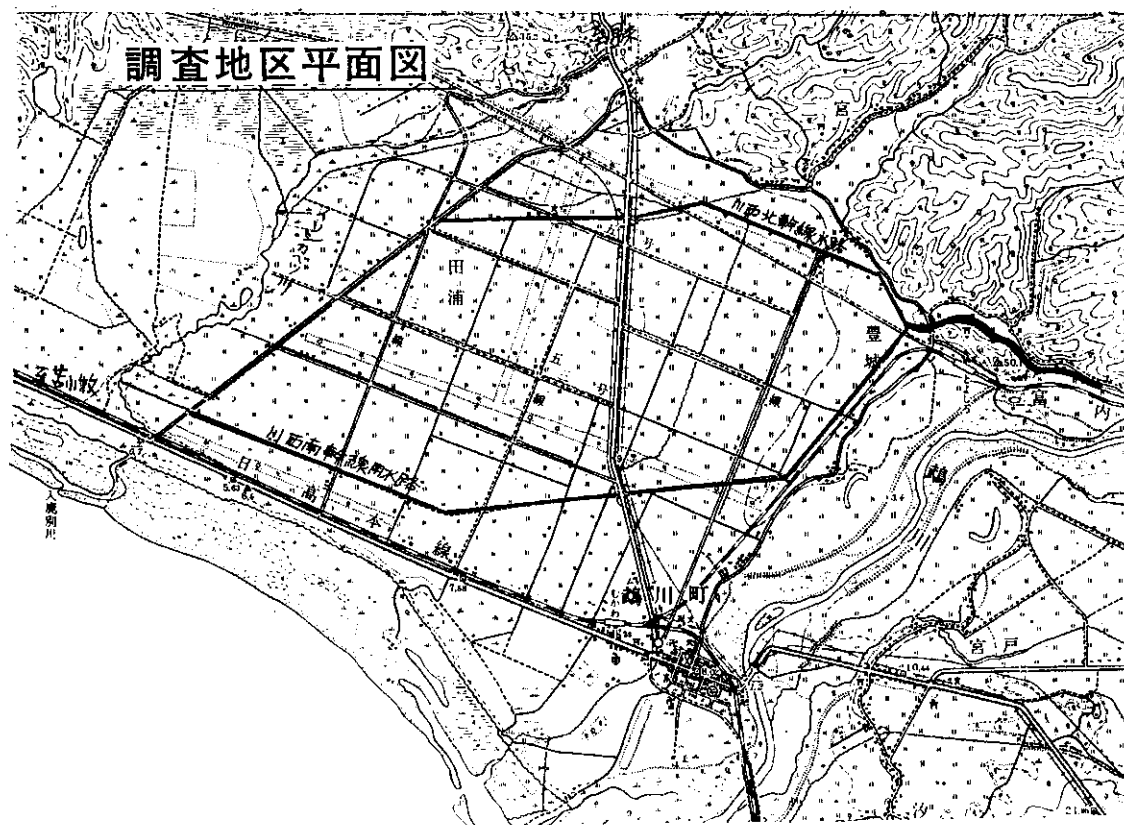
この調査は室蘭開建開墾建設課と合同で行なわれた。

\* 特殊土壌開発研究室主任研究員 \*\* 同室

水収支計算結果

	$\Sigma Q_{in}$		$\Sigma Q_{out}$		$\Sigma Q_{in} - \Sigma Q_{out}$	P	* $E_T + \Delta S + \Sigma G_{out}$		$E_T$
	流 量	換算水深	流 量	換算水深			流 量	換算水深	
昭和39年 7月/1~8月/11平均	$m^3/7日$ 3,743,215	mm/日 50.9	$m^3/7日$ 3,282,576	mm/日 43.6	$m^3/7日$ 460,639	$m^3$ 215,207	$m^3/7日$ 675,846	mm/日 10.7	mm/日 4.3
6月6~12日	$m^3$ 3,450,081.6	45.7	$m^3$ 2,455,231.4	32.6	$m^3$ 994,850.2	194,611.2	$m^3$ 1,189,461.4	15.6	
17 ~ 23	3,523,003.2	46.6	2,466,720.4	32.7	1,056,282.8	107,188.2	1,163,471.0	15.3	
28 ~ 7月4	3,353,529.6	44.4	2,633,722.2	34.9	719,807.4	412,028.4	1,131,835.8	14.8	
5 ~ 11	3,561,840.0	47.2	2,515,285.2	33.4	1,046,554.8	152,040.0	1,198,594.8	15.8	
13 ~ 19	3,301,084.8	43.7	2,737,064.6	36.3	564,020.2	128,473.8	692,494.0	9.1	
27 ~ 8月2	3,477,859.2	46.1	3,211,574.4	42.6	266,284.8	491,089.2	757,374.0	10.0	
3 ~ 9	3,693,772.8	49.0	3,061,065.6	40.7	632,707.2	76,020.0	708,727.2	9.3	
10 ~ 16	3,717,446.4	49.3	3,071,686.6	40.8	645,759.8	114,030.0	759,789.8	10.0	
17 ~ 23	3,592,339.2	47.7	3,021,388.8	40.2	570,950.4	76,020.0	646,970.4	8.5	
平 均		46.6		37.1				12.0	

\* 地下流入量をと考える



調査地区平面図

向東。水

5。(1)

成、を蒸土のチ量果も果。