

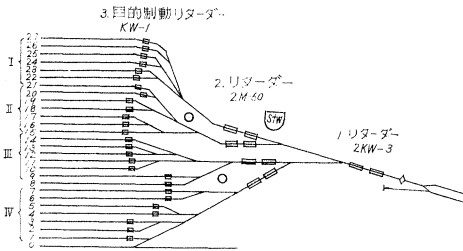
ソ連の完全自動ヤード

“Der erste vollautomatische Ablaufberg der Soviet-Union”, *Kranz, W.*, D.E.T., Vol. 10, No. 10, pp. 446~449, Oktober (1962)

1. 緒 論

レーニングラードのソルロロブイッチニィーモスコウイスキー駅はソ連でも重要なヤードの一つであるが、1日の扱かい車数は5000~6000両にするために、完全自動化されて、1961年11月に営業を開始した(下図参照)。

リターダー3段をもつモスクワのハンブ自動ヤードの平面図



2. ハンプの自動システム

このモスクワヤードは仕訳線27本を有し、制動は3段のリターダーで行なう。このうち、第1および第2リターダーは距離制動、第3は目的制動を行なうが詳細は次項でのべる。

a) 貨車の走行抵抗の測定 貨車の速度は音波を貨車に当てて、その返ってくる時間からもとめるが、測定区間は第2と第3の間である。また加速度は測定区間長Lの2倍で、第2の直後の速度と第3の直前の速度の2乗の差を除することによって求まるので、これで計算機によって貨車の走行抵抗が求まる。なお、このLは群線のおおのの勾配や曲線半径に応じて別々の値になるようになっているので、その貨車が通る線路によって、走行抵抗は変わってくる。

b) 仕訳線の余裕長の測定 これは軌道回路によって貨車が最終のリターダーを通過してから2.5分たって測定されるので、急に貨車が群線の途中でとまっても、すぐ発見できるようになっている。

c) 転走速度の決定 最終のリターダを通過した貨車の速度は、先にもとめた仕訳線の余裕長と貨車の走行抵抗との関数であり、計算機から、つぎの式によって求まる。

$$v_3 = \sqrt{V_{auf1}^2 + 2g'l(w-s)} \times 10^{-3} \dots \dots (1)$$

ここで  $v_3$  : 許容転走速度  
 $V_{auf1}$  : 許容転走速度

- $g'$  : 修正された重力加速度
- $w$  : 貨車の走行抵抗
- $s$  : 方向別線の抵抗
- $l$  : 仕訳線の余裕長

電子計算機はすべて電子管を使用したアナログ式で、2つの電圧を比較するという方法である。

d) 貨車重量の測定と速度修正 貨車の重量は、軸重によって5tまでを軽車両、5t~7.5tを中車両、7.5t以上を重車両の3段階にのみ判定するような桁たわみ測定法を用い、これによって転走速度の修正 $\Delta V$ を電子計算機に入力するが、これは正と負がある。計算機の精度はすべて $\pm 1\%$ となっており、また、若干の改良かのぞまれる。

e) リターダー リターダーはソ連の国家計画局GTSSが試作したもので、このヤードでは、第1段にKW-3を2基、第2段でM-50を2基、第3段にKW-1を1基それぞれ設置された。いずれも高さ1.8mで、重さはKW-3で32t、KW-1が16tで一連のKW型の方が空気使用量は大きい、エネルギー高さの比でゆけば、M-50より少ないので経済的である。制動時間はKW-3で、4軸車に0.4秒、軽い2軸車で0.7~0.8秒が限度である。

3. 投資と経済性

改良工事費は全体で2億6000万円、その内訳は、制動装置に1億2800万円、計算機に4000万円、制動のコントロールに6400万円、特殊装置に3200万円となっているが、これによって、組成作業が今までの1日4時間を1時間に短縮したことや、22人の職員を配置換えするなど、総じて1年に600万円におよび、ソ連国鉄の貨車運用や経営の合理化に益すること大と思われる。

(竹下 貞雄)

下水処理水の再利用

“Advanced Waste Treatment and Water Reuse”, *McCallum, G.E.*, Jour. of W.P.C.F., Vol. 35, No. 1, (1963)

現在行なわれている下水処理は、下水中の腐敗性有機

表-1 下水処理水水質

成分	含量 (mg/l)
ABS (洗剤)	6
NH <sub>3</sub> -N	21
NO <sub>3</sub> -N	19
PO <sub>4</sub>	25
SO <sub>4</sub>	21
Cl	24

(カンサス州 Chanute)

質を無機質に分解して、河川汚濁を防止するのを目的とし、処理水は無機塩類その他の不純物を含んでいる(表-1)。都市水道の臭味・泡立ち、魚肉の異状味などは下水中の不純物に起因するもの

が多い。都市水道から微量の DDT・洗剤・ジフェニルエーテル・石油などを検出した例もあり、また水源河川に放流されている下水から除草剤・殺鼠剤・殺虫剤などが検出されている。これらの物質は微量であるため現在は問題にされることは少ないが、人体が長年月これらの物質と接触することにより悪影響を受ける可能性がある。

表-2 米国における水処理経費

種 別	全 国 平 均 (円/t)	上 部 1/3 平 均 (円/t)
(水 源)	—	—
取 水	8	12
浄 水	5	6
給 配 水	14	—
下 水 取 集	6	—
下 水 処 理	10	10
(処 理 水)	—	—
計	43	—
取 水・浄 水	23	28
下 処 理 費 計		

用途により腐食性物質・硬水成分を、都市用水としてはすべての不純物を除去する必要があると考えられる。この“高度下水処理”は、従来の水処理過程中、取水・浄水・下水処理の3過程を兼ねるものと考えられ、現在これに要する経費は取水8円/t、浄水5円/t、下水処理10円/t、計23円/tである(表-2)。この金額は高度下水処理の経済性を判断する一つの目安といえる。しかし、新しい処理原理によって、廃水中の不純物をすべて除去すれば、水質保全・環境美化・公衆衛生の面でその利益ははかり知れないものがあり、これに要する経費が従来の水処理経費を相当超過するとしてもやむを得ないと考えられる。

現在、この“高度下水処理”実現の見とおしはたっていないが、技術の進歩・水需用の増大に伴ない、将来はこれを採用する都市が現われるものと考えられる。

(中 田 肇)

## ガラス繊維で補強したコンクリート

“Бетон с Арматурой Из стекляннгог Волокна”, Бирюкович, К.Л. Бирюкович, Ю.Л., Строительная, Промышленность (工業建設), No. 6 (pp. 23~27) (1957)

本論文はガラス繊維をコンクリートの補強材として用いるため、ガラス繊維にプレストレスを与えないコンクリート供試体およびプレストレスを与えた供試体の実験を行ない、その結果を述べたものである。

実験には、珪酸アルミニウムを主成分とする直径5~6μのガラス繊維を用いた。この繊維の引張強度は23000~25000 kg/cm<sup>2</sup>であって、弾性係数は75000 kg/cm<sup>2</sup>であった。

ガラス繊維はセメントペーストの硬化に伴なって折

出するCa(OH)<sub>2</sub>によって溶解され、ガラスと水の反応によって生ずる物質(主にシリカゲル)によって損傷されやすい。したがって、これらの影響をなくすため、合成樹脂(フェノールフォルマリンメタノールなど)の被膜によって繊維を保護した。コンクリート中に配置した保護被膜をもったガラス繊維の強度は、材令6ヵ月、12ヵ月および30ヵ月において変化を受けていなかった。被膜の重量は繊維の22~24%であった。

ガラス繊維とコンクリートの付着をよくするため、圧力を加えて締固めを行ない、コンクリートの密度を大きくした。加圧力が比較的小さい範囲(20~25 kg/cm<sup>2</sup>まで)では、密度の増加に伴なう付着強度の増大する割合はいちじるしかったが、加圧力が大きくなると付着強度の増加がゆるやかになった。例えば0.5 kg/cm<sup>2</sup>(加圧力)→30~31 kg/cm<sup>2</sup>(付着強度)、10 kg/cm<sup>2</sup>→48~52 kg/cm<sup>2</sup>、500 kg/cm<sup>2</sup>→60~63 kg/cm<sup>2</sup>、また、保護被膜加工をしたガラス繊維より線は、しないものにくらべ付着強度が大きく、繊維相互の間で滑べりを生ずることもなかった。さらにストレッチングを施せば付着強度は72~75 kg/cm<sup>2</sup>にもなった。

### ガラス繊維コンクリート供試体の実験

#### 1. ガラス繊維にプレストレスを与えないもの

(a) C:S=1:3、強度500 kg/cm<sup>2</sup>のモルタルでブリケット型供試体を造り、1本または2本のガラス繊維より線を断面の中心に配置したものは、補強比 $\left(\frac{\text{繊維断面面積}}{\text{供試体断面面積}}\right)$ が0.12%の場合、より線の応力度( $\sigma_a$ )が2800~3000 kg/cm<sup>2</sup>でひび割れを生じ、 $\sigma_a=4000\sim4800$  kg/cm<sup>2</sup>で繊維が破断して、供試体が破壊した。

(b) セメントペーストでブリケット型供試体を造り、繊維を断面に均等に分布させたものは、供試体のくびれた部分が1~3%伸びてもひび割れを生じないで弾性的な挙動を示した。この場合、補強比の増大による供試体の引張強度の増加は小さく、補強比を3%以上にしても供試体の強度は増加しなかった。これは繊維が直線状に配置されていないことによる影響であると考えられる。

(c) スパン50 cmの曲げ供試体を強度300 kg/cm<sup>2</sup>のモルタルで造り、より線をエンドレスにし端部で鉄筋片に巻きつけて定着させた。 $\sigma_a=3800\sim3900$  kg/cm<sup>2</sup>で、スパン中央にひび割れを生じ、 $\sigma_a=6100\sim6600$  kg/cm<sup>2</sup>で供試体が破壊した。

(d) セメントペーストとセメント重量の5%の繊維を混合し、遠心力締固めによって曲げ供試体を造った。この供試体の曲げ強度は約270 kg/cm<sup>2</sup>で、ひび割れができるとともに破壊した。破壊直前のスパン中央のたわみは1/70 lであった。

## 2. ガラス繊維にプレストレスを与えたもの

ガラス繊維にプレストレスを導入する場合、応力疲労の問題があるため、導入応力を定めることがむずかしい。例えば、湿度 30% の空気中では破断強度の 63% 以上の荷重で応力疲労が認められる。本実験では、導入応力の大きさを破断強度の 30% とし、プレテンション方式を用いた。

I 型—スパン 150 cm の逆 T 型断面 (ウェブ 13 cm × 10 cm, フランジ 5 cm × 14 cm, はりの高さ 18 cm) で素線 4 万本のより線 18 本を配置した。同じくスパン 150 cm の矩形断面 (9.5 cm × 4 cm) でより線 4 本を配置した。コンクリートの強度は、500 kg/cm<sup>2</sup> で、配合は 1:1.5:1.8 であった。

II 型—スパン 150 cm の矩形断面 (9.5 × 4 cm) で、素線 16 万本の大直径ワイヤ—1 本または 2 本を配置した。モルタルの強度は 500 kg/cm<sup>2</sup>、配合は 1:3。

**実験結果** I 型のはりではスパン中央にひび割れを生ずると同時に破壊し、破壊時のより線の応力度は 17 000 ~ 17 200 kg/cm<sup>2</sup> であった。II 型のよりはあまりよい挙動を示さず、ワイヤの応力度が 5 200 ~ 6 000 kg/cm<sup>2</sup> になるとはりの 3 等分点にひび割れを生じ、荷重の増加によってひび割れは大きくなり、ワイヤの応力度が 14 800 ~ 15 000 kg/cm<sup>2</sup> になると、圧縮部のコンクリートが圧碎するかあるいはワイヤが破断してはりが破壊した。

以上の実験から、繊維の強度の 60~70% を利用できる、ガラス繊維にプレストレスを与える方法が最も効果的であった。ガラス繊維を均等に分布させたコンクリートは弾性的な性質をもっていることから、種々の建築材料に応用することができるだろう。(青柳 征夫)

### 中空円筒コンクリートの強度算定方法

“Опоры из Центрифугированного Железобетона на Иегких Запойнителях”, Каландадзе, В.Ш., Бетон и Железобетон (コンクリートおよび鉄筋コンクリート), pp. 540~544, No. 12 (1962).

“Определение Прочности Центрифугированного Бетон”, Каландадзе, В.Ш., Бетон и Железобетон (コンクリートおよび鉄筋コンクリート), pp. 364~366, No. 8 (1962).

遠心力成形するコンクリート製品は、一般に中空円筒形であるからコンクリートの遠心力締固め効果を判定する場合、また製品の品質を管理する場合、中空円筒供試体の圧縮強度と中空円筒供試体または立方供試体の圧縮強度との関係を確立しておく必要がある。

遠心力によって締固めた中空円筒コンクリートの真の圧縮強度  $R$  は、円筒壁から切り取った立方体の圧縮強度  $R_{cub}$  のことである。中空円筒供試体の見かけの圧縮強度  $R_{cy}$  (破壊荷重を有効断面積で割った値) は、前記の真の圧縮強度  $R \equiv R_{cub}$  よりはるかに低いのが普通

である。

著者は遠心力コンクリート ポールの重量の軽減、耐風化性の向上、引張り限界ひずみの向上などを目標にして、容重 650 kg/m<sup>3</sup> の軽石、750 kg/m<sup>3</sup> の凝灰岩、500 kg/m<sup>3</sup> のケラムジート (膨張粘土を焼成してつくった人工軽石) などの軽量骨材および軽砂または普通砂を用いた各種軽量コンクリートの遠心力締固め方法の研究を行なうとともに、この種のコンクリートの立方供試体の圧縮強度と中空円筒供試体の圧縮強度との比較を行なうことによって、つぎのような実用的な結論を得た。

1) 軽量コンクリートを遠心力によって締固める場合、コンクリート中の必要水量まで脱水されることのないように、回転数は 400~600 rpm (加圧力に換算して約 0.25 kg/cm<sup>2</sup>) に選ぶことが望ましい。

2) 遠心力によって締固めた中空円筒コンクリートから切り取った立方体 (3×3×3 cm) の圧縮強度  $R_{cub}$  は同様に遠心力によって締固めた中空円筒供試体 (高さ 30 cm, 外径 30 cm, 壁厚 3 cm) の圧縮強度  $R_{cy}$  の約 2 倍であり、同一コンクリートを振動締固めしてつくった立方体 (3×3×3 cm) の圧縮強度の 1.37 倍であった。

3) 一般に、遠心力締固めた中空円筒コンクリートの見かけの圧縮強度  $R_{cy}$  と、そのコンクリートから切り取った立方供試体の圧縮強度  $R_{cub}$  すなわちコンクリートの真の圧縮強度との間には、材令 28 日においてつぎの関係がある。

$$R = \frac{R_{cy}}{0.85 - \frac{R_{cy}}{2000}} \dots \dots \dots (1)$$

一方、遠心力コンクリート製品工場では、多くの場合遠心力コンクリートまたは鉄筋コンクリートの圧縮強度  $R$  は、同一のコンクリートから振動締固めしてつくった立方体 (20×20×20 cm) の圧縮強度  $R'$  に、締固め係数  $K$  を乗じて算定している。

$$R = KR' \dots \dots \dots (2)$$

ソ連発電所建設局では  $K=1.25$  を妥当な値として採用しているが、著者は、つぎのようにコンクリートの強度公式から算定した値  $K=1.37$  が実測値とよく一致することを確認した。

すなわち、標準強度  $R_c$  のセメントを使う場合、コンクリートの水セメント比  $w/c$  と材令 28 日におけるコンクリートの圧縮強度  $R'$  との間には経験的につぎの関係がある。

$$w/c = \frac{R_c}{K'R' + 0.5 R_c} \dots \dots \dots (3)$$

ここに  $K'$  = 骨材の種類によって変わる係数で、碎石の場合 1.82, 砂利の場合 2。したがって、単位セメント量  $C=450$  kg, セメントの標準強度 = 400 kg/cm<sup>2</sup> の

場合、コンクリートの圧縮強度は  $R'=325 \text{ kg/cm}^2$ 。

このコンクリートを、遠心力によって締固めた時にしほり出されるスラリーを乾燥して求めた分離水量と分離セメント量とを考慮すれば、遠心力締固めコンクリートの終局水セメント比  $w/c=0.36$ 、終局セメント量=405 kg となる。

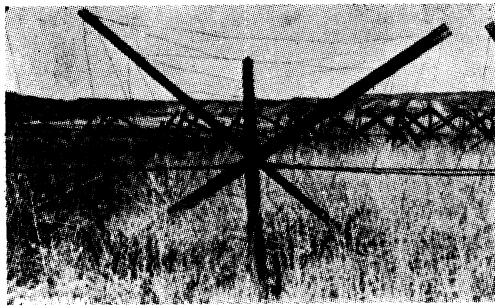
以上の数値を式 (3) に代入すれば、遠心力締固めしたコンクリートの材令 28 日における真の圧縮強度は  $R=439 \text{ kg/cm}^2$ 。したがって遠心力によるコンクリートの締固め係数は  $K=R/R'=1.35$  となり、実測値  $K=1.37$  とほぼ一致する。 (波木 守)

### スチール・ジェットの設置にともなう河床変化の推定

“Control of Alluvial Rivers by Steel Jetties”, *Carlson, E.J. and Dodge, E.A.*, Proc. of A.S.C.E., WW, Vol. 88, No. 4, pp. 53~81, Nov. (1962)

この研究は、スチール・ジェット (図-1, 以下水制と略記) による河道整備機能を調べることを目的としており、内容は現地観測、模型実験および標記の推定法の計算例から成り立っている。

図-1

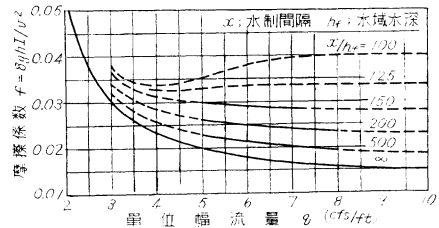


推定法の概要は、つぎのようである。まず、一定流量を長期間流したとし、河道を低水路域と水制域とに分けて考え、それぞれの抵抗法則を用いて水量および流砂量を計算する。これと水制設置前の流砂量と、つぎの仮定により、河床変化およびその所要時間を推算する。その仮定とは、水制設置前後の流砂量の差が正のとき (堆積)、堆積は水制域のみでおこり、また負の場合、低水路のみで洗掘が起こるとしている。計算は、低水路水深 ( $h_c$ )、水制水深 ( $h_f$ ) が等しい状態 (水制設置時に相当) から出発し、上記の仮定からこの差は次第に増大し、低水路流量は増加していく。同様の計算を、生起しうる流量数種について行ない、一年間でおこる河床相対変化  $h_c-h_f$  を求め、これにそれぞれの流量の流況百分率を乗じて、平均の  $h_c-h_f$  を推定する。筆者らは、詳細な模型実験およ

び現地観測を行ない、上記計算のための資料を得た。

可動床による模型実験により、水制の抵抗法則と上記仮定の検証を行なった。河床材料は、浮遊砂としてプラスチック粒、掃流砂として砂を用い、また水制模型とし金網を用いたが、これはあらかじめ規模の大きい実験により水制と等価な金網を求めた。抵抗則は 図-2 に示す。この実験に際しては、水制をおかない場合について、種々の流量を流し現地観測と比較、個々の実験常数 (scale factors) を求めた。また上記の河床変化に関する仮定がほぼ正しいことを、実験により確かめた。

図-2



現地調査は、約半年にわたって行なわれ、流速-流砂濃度の関係、各種水理諸量断面諸量および水制設置区域について河床変化  $h_c-h_f$  を観測した。資料を整理した結果でとくに興味深いことは、断面積と河幅との関係 (図省略) を見ると、幅 500 ft. 付近で点のバラツキがはげしく、これを低水路幅に設計するのが好ましいと判断されたが、設計者もこれをとっていたことである。

以下に計算法を示す。前述のように一定流量 ( $Q=W_c q_c+W_f q_f$ ,  $W$ : 河幅,  $q$ : 単位幅流量) につき  $q_c$  を数種仮定し、それぞれについて 図-2 により、 $f(q_f, x/h_f) = 8gh_f I / U_f^2$  を満足する  $h_f$  を逐次計算で求める。 $h_c$  は  $x/h_c = \infty$  として求まる。つぎに 表-1 の計算を行なう。

表中 (2)  $\bar{q}_{ci} = 1/2(q_{ci} + q_{ci+1})$ , (4)  $\Delta h_i = h_{ci} - h_{fi}$ , (5)  $\Delta^2 h_i = \Delta h_{i+1} - \Delta h_i$ , これは  $q_{ci}$  から  $q_{ci+1}$  に変化する間に起こる洗掘または堆積高に相当。(6), (7) は各領域の流砂量,  $C$  は流砂濃度, (8) 水制設置前の流砂量, (11)  $A$  は (5) の変化がおこる表面積 (水制設置区間), (12)  $\Delta t$  は (5) の変化に要する時間である。この和

表-1

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
$q_c$	$\bar{q}_c$	$\bar{q}_f$	$\Delta h$	$\Delta^2 h$	$Q_c C_c$	$Q_f C_f$	$Q_c C_c$	洗掘 堆積	(8)-(6+7)	(5) · A	$\frac{\Delta t}{(1+10^5)}$
$q_{c1}$	$\bar{q}_{c1}$	$\bar{q}_{f1}$	$\Delta h_1$	$\Delta^2 h_1$	$Q_{c1} C_{c1}$	$Q_{f1} C_{f1}$	$Q_c C_c$	堆積	...	...	...
$q_{c2}$	$\bar{q}_{c2}$	$\bar{q}_{f2}$	$\Delta h_2$	$\Delta^2 h_2$	$Q_{c2} C_{c2}$	$Q_{f2} C_{f2}$	$Q_c C_c$	堆積	...	...	...
$q_{c3}$	$\bar{q}_{c3}$	$\bar{q}_{f3}$	$\Delta h_3$	$\Delta^2 h_3$	$Q_{c3} C_{c3}$	$Q_{f3} C_{f3}$	$Q_c C_c$	洗掘	...	...	...
$q_{c4}$	$\bar{q}_{c4}$	$\bar{q}_{f4}$	$\Delta h_4$	$\Delta^2 h_4$	$Q_{c4} C_{c4}$	$Q_{f4} C_{f4}$	$Q_c C_c$	洗掘	...	...	...
$q_{c5}$	...	...	$\Delta h_5$	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
...	...	...	...	$\Sigma \Delta^2 h_i$	...	...	...	...	...	...	$\Sigma \Delta t$

注: 添字  $c$  は低水路,  $f$  は水制域を示す。

$\Delta h$  が1年になるまで計算を続け、そのときの (4) ( $h_c - h_f$ ) または  $\Delta h^2 h_i$  を年間相対変化量とする。これを前述のように数種の流量について計算し、その流況百分率による加重平均をもって年間、平均相対変化量とするのである。本文中の計算例では、流量9種をえらび、そのうち2流量について計算で求め、1つは観測値、ほかは外挿内挿によって求めている。(山口 高志)

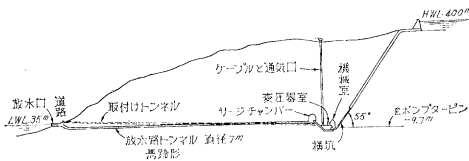
### 可逆ポンプ タービンの発達

“Symposium on Pumped Storage: Development of Reversible Pump-turbines”, Braikевич, M., Hartland, D. and Strub, R.A. Proc., of A.S.C.E., PO, Vol. 88, No. 4, pp. 83~106, Dec. (1962)

この論文は1961年10月ニューヨークで開催された揚水発電に関するシンポジウムに発表された7編中、本誌48巻3号に抄録した3編につづいて掲載されたものである。

イギリス、スペイン2地点の可逆ポンプタービンの設計について述べてあるが、これはヨーロッパにおける最近の傾向を明瞭に示している。揚水発電に、以前はタービンとポンプを分離したものが多く用いられたが、1945年以後は単輪可逆ポンプタービンが400mの高落差まで使用されるほど改良され、経済的に成立つ揚水発電適用範囲を大いに拡張してきた。この可逆型には、デリアポンプタービンとフランスポンプタービンとがあり、デリアはランナ放水口の角度と直径が可変になっており、フランスには普通の固定羽根式とさらに発達し

図一1 Cruachan 発電所・導水路および放水路



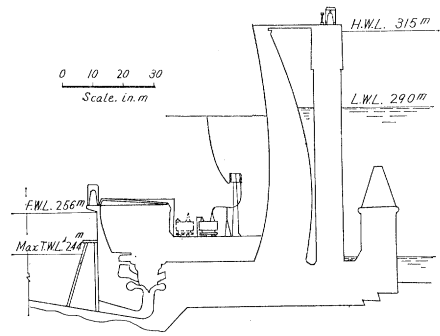
た羽根先端 1/3 を可動にした Hivar 式とがある。

イギリスの地点は、スコットランドの Cruachan 揚水発電所(図一1)で、高速のフランス可逆ポンプタービンを用いている。

落差 366m, 出力  $4 \times 100$  mW, 比速度は普通最大 428 回転/min に対して、600 回転/min に上げたため、ランナ直径を 36% 縮めることができた。これには詳細なモデルテストがイギリスとスイスで行なわれ、タービンおよびポンプの最適落差、ランナ直径、損失、流量出力の調節、ガイドベーンの機能、ディフューザの圧力変動、キャピテーション、ポンプ起動時の問題について検討された。

スペインの地点は、Tagus 河の Valdecanas 揚水発電所(図一2)で、デリア可逆ポンプタービンを用い、落差 73m, 出力  $3 \times 80$  mW, 比速度 150 回転/min で

図一2 Valdecanas 発電所断面図



ある(図一2)。ここでは、ダム基礎が深く、立地条件がデリアポンプタービンに好適であり、普通の固定羽根式フランス可逆ポンプタービンと比較した上でデリア型が採用された。

これについても詳細なモデルテストが行なわれている。最後に、ポンプタービンと土木技術との関連について著者はつぎのように述べている。

1) 可逆ポンプタービンは普通の水車に似ていると誰しも考え諸設備の配置、掘削などを同様にやっしまいがちである。実は、揚水の吸込みの点に特に注意を要し、十分な潜水水深を与えなければならない。このため発電所建屋の設計施工に新しい概念を必要とし、土木技術者がこの分野で最も有用となる。

2) ポンプタービン業者は、高速のものを設計するか低速のものを設計するかの方針を与えるものであるから、設計の初期の段階から諮問されるべきで、速度に対する価値比較を公正にしなければならない。またポンプタービンの改良は急速に進んでおり、これらの傾向は発電所設計を最初に計画する上に重大な影響をもたらす。最適設計を選ぶためにはポンプタービン技術者と土木技術者との緊密な協力を必要とする。(是枝 忍)

### 防波堤に働く波圧の測定

#### ——斜面に働く波圧——

“Pressure Measurements on an Embankment Breakwater.—Pressure Caused by Waves on a Sloping Surface—” Greslou, L., Montaz, J.P., Bulletin of P.I.A. N.C., Vol III No. 5 (1962)

この報告は、最近使用されている歴青剤による斜面の被覆法、コンクリートブロックやコンクリート版による斜面の被覆法などの設計の際に、斜面に働く波圧の大きさを決めようとするものである。その目的のために、はじめに規則波による実験を行ない、つぎに、不規則波の実験を行なって両者を比較して、実用に適するかどうか検討を加えたものである。

1) 斜面に規則波が働く場合の荷重 実験水槽は長さ 27m, 幅 0.3m のものを使用し、水深は 30cm である。

波の周期は 0.65 秒から 1.96 秒まで 16 種類、斜面勾配は (水平/垂直) 4/3, 5/3, 2/1, 5/2, 10/3, 5/1 の 6 種類である。図-1, 2 に相対水深  $h/L$  と相対最大波圧  $P_M/L$  およびその起こる相対位置  $X/h$  との実験結果を示す。図-3 には斜面の勾配  $\tan \phi$  と  $P_M/L$  の関係を、また図-4 に  $\tan \psi$  と相対最大波圧の起こる相対水深  $(h/L)_M$  との関係を示す。これらの図から斜面に働く波長  $L$  および構造物の設置水深  $h$  がわかれば、最大波圧の大きさおよびその起こる位置が求められる。

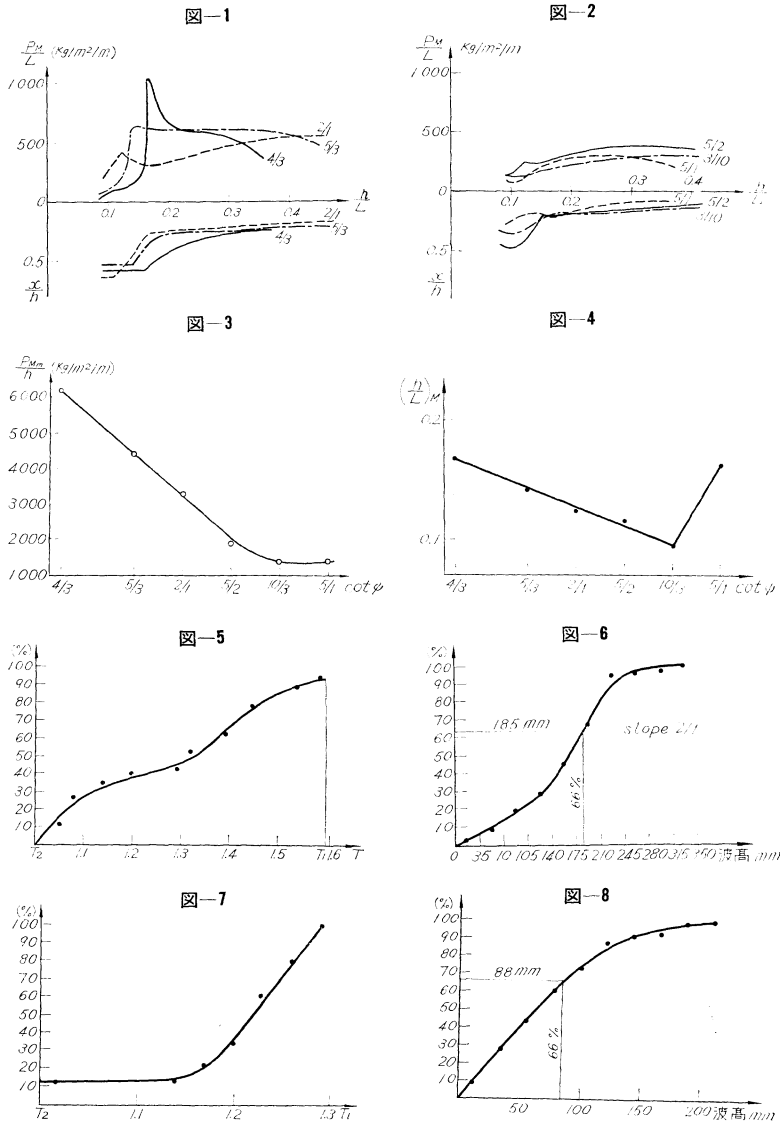
この結果から、

- (a) 斜面勾配が急になると最大波圧は局部的に集中する。
- (b) 最大波圧の起こる位置は常に水面以下である。
- (c) 最大波圧が起こる限界水深がある。
- (d) 波の逆流の比率が多いと、尖った前面砕破を起こす傾向にある。
- (e) 斜面勾配がゆるくなると波に対して勾配の影響が強くなる。
- (f) 急な斜面での衝撃力は局部的に集中し、ゆるい斜面では広く分布する。

2) 斜面に不規則波が働く場合の荷重 1) で述べた実験装置を使用し、斜面勾配 2/1, 4/3 の 2 種類について実験を行なった。1) の規則波の実験から勾配 2/1 の斜面では、周期 1.6 秒の波の場合に最大波圧が生じ、勾配 4/3 の場合は 1.21 秒であることがわかったが、今回の実験での平均周期  $T_m$  は 2/1 勾配では 1.6 秒 4/3 の勾配では 1.21 秒に決めた。また周期の範囲  $T$ , 最長周期  $T_1$ , 最短周期  $T_2$ , 時間  $\theta$  は表-1 に示すように決めた。

表-1 から、不規則波の衝撃圧および起こる位置は規則波の場合とほぼ一致する。

このように結論づけることは多少問題はあるが、実用上有意義であると思われる。



勾配 2/1 (模型上)	勾配 4/3 (模型上)
$T_m = 1.35$ 秒	$T_m = 1.15$ 秒
$T_1 = 1.60$ 秒	$T_1 = 1.30$ 秒
$T_2 = 1.10$ 秒	$T_2 = 1.00$ 秒
$\theta = 14.50$ 秒	$\theta = 10.00$ 秒
$T = 0.50$ 秒	$T = 0.3$ 秒

図-5 に不規則波の分布を示し、図-6 に構造物付近の波高の分布を示す。有義波高 185 m/m は規則波高 200 m/m 周期 1.6 秒に対応する。最大波圧は縮尺を直した値で  $48 \text{ t/m}^2$ ,  $-7.00 \text{ m}$  の位置で生じ、規則波の  $50 \text{ t/m}^2$ ,  $-8.00 \text{ m}$  に対応する。

図-7 に不規則波の分布を示し、図-8 に構造物付近の波高の分布を示す。有義波高 90 m/m は規則波高 110 m 周期 1.21 秒に対応する。最大波圧は縮尺を直した値で  $92 \text{ t/m}^2$ ,  $-7.00 \text{ m}$  に対応する。

(柴田 信重)