土木研究所報告

第九十三号

海岸堤防に関する研究（5）
——海底まさつによる浅水波のエネルギー散逸……岸　　力…（1）
観測測定器に関する研究（2）……吉土　川屋　秀昭　秀彦…（11）
——採水器に関する研究——
観測測定器に関する研究（3）……吉荒　川木　秀民　幸雄…（19）
——天秤型流速計に関する研究——
堰堤放水管に関する研究（3）……荒村　木　正　太郎…（23）
河床における砂礫層の支持力調査……大谷三　村石　藤森　博正利　幸正　保哲正　三昌巳吉喜…（65）
ダム溢流部形状に関する実験的研究……荒村　木　正　夫雄…（91）
大町橋（斜橋）の模型実験に関する報告……田谷谷　原掛　藤泉　正謙勝…（123）
濃度計による含水量の急速測定法について……福小座　岡崎　親…（145）

昭和三十一年三月

建設省土木研究所

正　誤　表

海岸堤防に関する研究（5）
——海底まさつによる浅水波のエネルギー散逸——

頁	行	誤	正
3（3）	下から 2	$\cdots\cdots=\frac{2}{T}\int^{\frac{T}{2}}$	$\cdots\cdots=\frac{2}{T}\int_{0}^{\frac{T}{2}}$
5（5）	〃 11	$\frac{\alpha^2}{(h_0-dx)^2}$	$\frac{\alpha^2}{(h_0-\alpha x)^2}$
6（6）	〃 11	$T_0\propto\frac{a_0^2}{h_0}$	$\tau_0\propto\frac{a_0^2}{h_0}$
8（8）	〃 5	$\tau\propto k^{-\frac{3}{2}}$	$\tau\propto h^{-\frac{3}{2}}$

観測測定器に関する研究（2）
——採水器に関する研究——

頁	行	誤	正
11（1）	下から 1	C が上り	C が下り

堰堤放水管に関する研究（3）

頁	行	誤	正
24（2）	下から 1	$-g\sin\theta$	$+g\sin\theta$
〃	〃 1	$g\cos\theta$	$-g\cos\theta$
25（3）	上から 1	$1+\frac{y}{r_0}v$	$(1+\frac{y}{r_0})u$
31（9）（10）		(45)式と(55)式入れ替え	
34（12）	下から 8	Q^3	Q
〃	7	Q	Q^2

河床における砂礫層の支持力調査

頁	行	誤	正
74（10）	上から 3	達した時から	達した時の沈下量を 0 としてその時から
81（17）	〃 2	$K''m$	$N''m/K''_{75}$
86（22）	下から 5	$p_0=p/A_3=p\tau r_0^2$	$p_0=P/A_0=P/\pi r_0^2$
〃	〃 1	$sd=$	$ds=$
88（24）	上から 4	S は $S'+S''$	s は $s'+s''$
89（25）	下から 1	K 値	K_{75} 値
90（26）	上から 4	限界支持力	支持力

大町橋（斜橋）の模型実験に関する報告

頁	行	誤	正
133（11）	上から 5	斜橋では等しい	斜橋では
140（18）	上から 2	（但し……$I_C=30$	（但し……$I_C=30$）

濃度計による含水量の急速測定法について

頁	行	誤	正
153（9）	上から 2	機械的誤機差	機械的誤差

海岸堤防に関する研究 (5)

—海底まさつによる浅水波のエネルギー散逸—

建設技官　岸　　力

(昭和 29 年 7 月)

要　　旨

波のエネルギー散逸に関して週期が短い風浪に対しては海底まさつの影響はあまり大きくないが，週期の長いうねりに対してはまさつの影響はかなり大きくあらわれる．

本文では，浅水波のエネルギー散逸に伴なう波高逓減を算出し，新潟海岸における波高観測結果からまさつ係数を見積つた．

目　　次

Ⅰ　緒　言……(1)
Ⅱ　浅水部における波速……(1)
Ⅲ　浅水部における波高減衰の実測例……(2)
Ⅳ　海底まさつによるエネルギー散逸……(3)
Ⅴ　底質の平衡粒径分布……(5)
Ⅵ　まさつ係数の算定……(6)
Ⅶ　結　論……(7)

Ⅰ　緒　　言

浅水における波高，波長の変化は普通には，海底まさつによるエネルギー散逸を無視して計算されてきた．この取扱いは，考えている区間の距離が比較的短かいか，あるいは波長に比して水深がさほど小さくなく從つて海底まさつに依るエネルギー散逸が小さいとの仮定に基づいている．

然し実際には上述の仮定が必ずしも妥当と思われない場合も多いので，海底まさつに依るエネルギー散逸とそれに伴なう波高の変化とを見積つてみた。具体的に云えば，週期が短い風浪に対しては海底まさつの影響はあまり大きくないが，週期の長いうねりに対してはまさつの影響はかなり大きくあらわれるのである．

Ⅱ　浅水部における波速

表面波の波速 c は実用上充分の近似を以つて

$$c^2=\frac{g}{k}\tanh kh \quad \cdots\cdots (1)$$

こゝに　$k=\frac{2\pi}{\lambda}$，　λ=波長，　h=水深

で与えられる．こゝで水深が小となれば（1）はいわゆる長波の波速

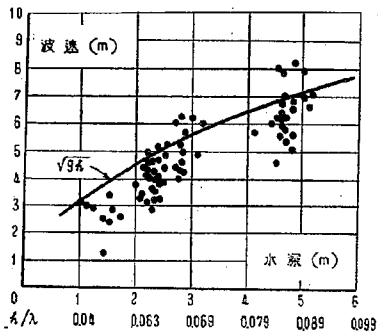
$$c^2=gh \quad \cdots\cdots (2)$$

で近似されるわけであるが，(2) 式の近似の程度をしらべるため (1) と (2) との比 $\frac{1}{kh}\tanh kh$ と $\frac{h}{\lambda}$ との関係を表—1に示した．

表—1

$\frac{1}{kh}\tanh kh$	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0,90
$\frac{h}{\lambda}$	0.027	0.040	0.049	0.056	0.064	0.070	0.10

表—1からすれば，10% 程度の誤差を許容すれば，$h/\lambda<0.10$ のはんいでは（2）で波速をあらわす事ができ，誤差を 3% 以内に制限すれば（2）の適用はんいは，$h/\lambda<0.040$ となる．



図—1

海上保安庁水路部の佐藤氏は[1] 昭和 24 年1月～2月の間における新潟海岸の波浪観測結果から，浅水部における水深と波速との関係として図—1を示している．

又この観測期間内における波の平均週期は約8秒であつた．そこで

$$\lambda=\sqrt{gh}\cdot T, \qquad T=\text{週期}$$

で $T=8.0$sec として波長 λ を求め，h/λ を計算して図に記入した．これによると前述の通り $h/\lambda<0.10$ ならば波速は（2）で近似でき，又予期の通り（2）なる近似値が実測値よりやゝ大き目である事も認められる．

Ⅲ 浅水部における波高減衰の実測例

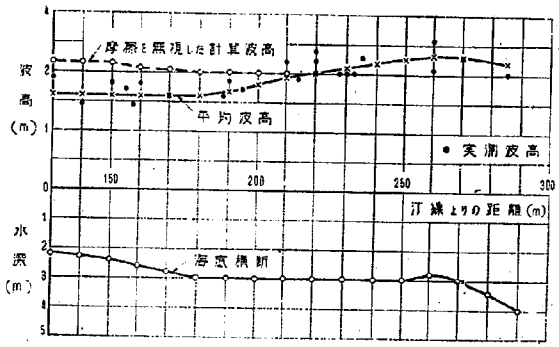
浅水部においては，海底面の流速もかなり大きいからまさつによるエネルギー散逸が無視し得ない程度となり，波高の減衰が観測されるであろう．

図—2は運輸省技術研究所の井島氏[2]が，新潟海岸において昭和 25 年 12 月 19 日に行つた波浪観測結果を整理したものである．

実際の海の波は大小様々で決して一様でないから，波高を定義するに，その統計的な代表値として有義波高 (significant wave height) なる概念が用いられている．然し井島氏の例では，各点の観測個数が統計的に処理する程多くないから，図—2では簡単に比較的大きいものをえらび出してその平均値をとる事とした．

図—2には，エネルギー散逸がないものとして微小振幅理論から計算した波高も記入したが，井島氏も指摘

1) 佐藤奎吾，風及び波 新潟港技術調査報告，第3報 P. 121, 122 昭和 26 年 12 月
2) 井島武士，砕け波 新潟港技術調査報告，第3報 P. 138 昭和 26 年 12 月



図—2

している通り，波高は水深がほぼ一定な区間において次第に減衰し，又水深が漸減する部分においても波高が増大する事なく一定値であり，エネルギー散逸を無視した計算値より小さい事が明瞭に認められる．

このような波高の減衰は，単に海底面のまさつによるエネルギー散逸のみでなく，砕波による機械的なエネルギー散逸および流体内部の乱れによるエネルギー散逸あるいは表面にみえる短波長の波の砕波——これはいわゆる砕波点のみでなく実際の海の波では白波として到る所にあらわれている——など種々の要素が綜合されたものであるが，吾々の現在の知識ではそのような要素を別個に取り出して解析する事はできない．そこで，すべてのエネルギー散逸を海底面におけるまさつによるとみなした場合のまさつ係数を，観測資料から見積っておくのも実際的一方法と考える．

筆者はそのために，次節に示す如き解析を行った．

Ⅳ　海底まさつによるエネルギー散逸

海底面における剪断力 τ は（3）であらわされる．

$$\tau=\kappa\cdot\rho u_h^2 \quad\cdots\cdots(3)$$

κ=まさつ係数

ρ=流体の密度

u_h=底面流速

従って，単位時間当りのエネルギー散逸量は，単位面積当り

$$\tau|u_h|=\kappa\rho u_h^2|u_h| \quad\cdots\cdots(4)$$

となり，これを1週期間平均すれば，単位時間当りの平均エネルギー散逸率 $\frac{dW}{dt}$ は

$$\frac{dW}{dt}=\frac{1}{T}\int_0^T\tau|u_h|\,dt=\frac{2}{T}\int_0^{\frac{T}{2}}\kappa\rho u_h^3\,dt \quad\cdots\cdots(5)$$

T=週　　期

となる.

浅水表面波の理論によれば，底面流速 u_h は

$$u_h=-\frac{ckA}{\sinh kh}\cos k(x-ct) \quad \cdots\cdots(6)$$

c=波　速

$k=\frac{2\pi}{\lambda}$,　λ=波　長

a=半波高,

h=水　深

(6) を (5) に代入すれば

$$\frac{dW}{dt}=-\frac{4}{3}\pi^2\kappa\rho\left(\frac{2a}{T\sinh kh}\right)^3 \quad \cdots\cdots(7)$$

が得られる．(7) から，エネルギー散逸率は，まさつ係数に比例し，波高 $2a$ の 3 乗に比例し，又週期 T および $\sinh kh$ の3乗に逆比例する．

上式において，7% 以内の誤差を許容すれば，$h/\lambda<0.10$ のはんいで $\sinh kh\fallingdotseq kh$ とおく事ができ，又このはんいでは前述の如く $c\fallingdotseq\sqrt{gh}$ と近似できるから，

$$T\sinh kh\fallingdotseq 2\pi\sqrt{\frac{h}{g}}$$

となり

$$\frac{dW}{dt}\propto-\kappa(2a)^3(h)^{-\frac{3}{2}} \quad \cdots\cdots(8)$$

となるから，浅水部 $h/\lambda<0.10$ のはんいではエネルギー散逸率は大よそ波高の3乗に比例し，水深の $\frac{3}{2}$ 乗に逆比例すると考えてよい．

次にエネルギー散逸と波高の減衰との関係を求める．

表面波の一波長当りの全エネルギー E は近似的に，$\frac{1}{2}\rho ga^2\lambda$ で与えられる．従つて単位時間，単位面積当りのエネルギー変化率 $\frac{dE}{dt}$ は

$$\frac{dE}{dt}=\frac{1}{\lambda}\frac{d}{dt}\left(\frac{1}{2}\rho ga^2\lambda\right) \quad \cdots\cdots(9)$$

このエネルギー変化率は，エネルギー恒存の性質から，(7) のエネルギー散逸率に等しくなければならない．

又

$$\frac{dE}{dt}=c\frac{dE}{dx} \quad \cdots\cdots(10)$$

なる関係があるから，結局

$$c\frac{dE}{dx}=\frac{dW}{dx}$$

すなわち

$$\frac{1}{2}\rho gc\frac{1}{\lambda}\frac{d}{dx}(a^2\lambda)=-\frac{4}{3}\pi^2\kappa\rho\left(\frac{2a}{T\cdot\sinh kh}\right)^3 \quad \cdots\cdots(11)$$

あるいは $\sinh kh \fallingdotseq kh$ とすれば

$$\frac{d}{dx}(a^2\lambda) = -\frac{8}{3}\frac{\kappa}{g\pi}\frac{1}{T^3}\frac{a^3\lambda^3}{h^3} \quad \cdots\cdots(12)$$

こゝで更に $c=\sqrt{gh}$, $\lambda=\sqrt{gh}\cdot T$ とおくと，(12) は

$$\frac{d}{dx}(a^2h^{\frac{1}{2}}) = -\frac{8}{3}\frac{\kappa}{\pi}a^3h^{-\frac{3}{2}} \quad \cdots\cdots(13)$$

となる．たゞし週期 T は一定で x の函数ではないと考えた．

(13) で $\kappa=0$ とおけば

$$\left(\frac{a}{a_0}\right) = \left(\frac{h_0}{h}\right)^{\frac{1}{4}} \quad \cdots\cdots(14)$$

が得られ，これはまさつの影響が無視できるとして，普通に用いられている式である．

与えられた海底横断に応じて h の函数形を定めると (11) を積分して任意の点の波高 a を求める事ができる．水深一様の場合と，勾配一定の場合とを扱っておけば任意の横断を近似できるから，この二つの場合の解を示めそう．もちろん前者の解は，後者の解で勾配を 0 に近ずけた極限としても求められるが，計算の便宜上別々に取扱った．

(13) で $h=h_0$ とおき，$x=0$ で $a=a_0$ なる条件で積分すれば

$$\frac{1}{a}-\frac{1}{a_0} = \frac{8}{6}\frac{\kappa}{\pi\sqrt{h_0^3}}x \quad \cdots\cdots(15)$$

となる．

次に $h=h_0-\alpha x$ であらわされるときは (13) は

$$\frac{da}{dx} - a\frac{\alpha}{4}(h_0-\alpha x)^{-1} = -\frac{4}{3}\frac{\kappa}{\pi}\frac{\alpha^2}{(h_0-dx)^2}$$

となり，この解は $x=0$ で $a=a_0$ なる条件の下で

$$\frac{1}{a}h^{-\frac{1}{4}} - \frac{1}{a_0}h_0^{-\frac{1}{4}} = \frac{16}{15}\frac{\kappa}{\alpha\pi}(h^{-\frac{5}{4}}-h_0^{-\frac{5}{4}}) \quad \cdots\cdots(16)$$

と定まる．

$c\fallingdotseq\sqrt{gh}$ と近似したから任意の点の波長 λ は

$$\frac{\lambda}{\lambda_0} = \left(\frac{h}{h_0}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \cdots\cdots(17)$$

となる．(17) は Ⅱ で述べた通り $h/\lambda<0.10$ ならば，大体成立つ．

Ⅴ　底質の平衡粒径分布

筆者は前に波動による海底剪断力と底質の平衡粒径との関係を論じたが[3]，Ⅱ の解析結果を用いて，それを更に海底まさつのある場合に拡張してみよう．

海底剪断力 τ は，波動の底面流速を u_h とすれば，(3) より，ささつ係数 κ および流体密度 ρ を常数と

3)　前脚註 1)

考えて

$$\tau \propto u_h^2$$

である．然るに（6）に示す如く

$$u_h = \frac{c\,h\,a}{\sinh kh}\cos k(x-ct)$$

であるが，$h/\lambda < 0.10$ のばあいでは $\sinh kh \fallingdotseq kh$，$c \fallingdotseq \sqrt{gh}$ と近似できるから結局

$$\tau \propto \frac{a^2}{h} \qquad \cdots\cdots(18)$$

となる．

水深が一様の場合には (18) は $\tau \propto a^2$ となるが，(15) を代入すれば

$$\tau \propto \frac{a_0^2}{\left(1+a_0\frac{8}{6}\frac{\kappa}{\pi h_0^3}x\right)^2} \qquad \cdots\cdots(19)$$

となる．

次に (18) に (16) を代入するに，(16) から

$$a = a_0\left(\frac{h}{h_0}\right)^{-\frac{1}{4}}\left\{1+a_0h^{\frac{1}{4}}\cdot\frac{16}{15}\frac{\kappa}{\alpha\pi}(h^{-\frac{5}{4}}-h_0^{-\frac{5}{4}})\right\}^{-1}$$

$$\fallingdotseq a_0\left(\frac{h}{h_0}\right)^{-\frac{1}{4}}\left\{1-a_0h_0^{\frac{1}{4}}\cdot\frac{16}{15}\frac{\kappa}{\alpha\pi}(h^{-\frac{5}{4}}-h_0^{-\frac{5}{4}})\right\}$$

であるから

$$\tau \propto \frac{a^2}{h} \fallingdotseq h^{-\frac{3}{2}}a_0^2h_0^{\frac{1}{2}}\left\{1-a_0h_0^{\frac{1}{4}}\cdot\frac{32}{15}\frac{\kappa}{\alpha\pi}(h^{-\frac{5}{4}}-h_0^{-\frac{5}{4}})\right\} \qquad \cdots\cdots(20)$$

$h=h_0$ の点の τ を $\tau=\tau_0$ と書けば，$\tau_0 \propto \frac{a_0^2}{h_0}$ であるから，

$$\frac{\tau}{\tau_0} \fallingdotseq \left(\frac{h_0}{h}\right)^{\frac{3}{2}}\left\{1-a_0h_0^{\frac{1}{4}}\cdot\frac{32}{15}\cdot\frac{\kappa}{\alpha\pi}(h^{-\frac{5}{4}}-h_0^{-\frac{5}{4}})\right\} \qquad \cdots\cdots(21)$$

となる．

平均粒径 dm なる海底の底質と，それが移動を始める限界剪断力 τ_c との間には

$$\tau_c \propto dm$$

なる一次関係が存在する．従って，海底の底質が波動による剪断力と平衡していれば，$h=h_0$ なる点の底質の平均粒径 dm_0 と $h=h$ なる点の平均粒径 dm との関係は，(21) から

$$\left(\frac{dm}{dm_0}\right) = \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right) = \left(\frac{h_0}{h}\right)^{\frac{3}{2}}\left\{1-a_0h_0^{\frac{1}{4}}\frac{32}{15}\frac{\kappa}{\alpha\pi}(h^{-\frac{5}{4}}-h_0^{-\frac{5}{4}})\right\} \qquad \cdots\cdots(22)$$

で与えられる．

Ⅵ　まさつ係数の算定

Ⅱの解析結果を用い，図—2に示した非島氏の観測値から，まさつ係数の値を見積る事とする．すなわち，

図—2において汀線よりの距離 x=180 m～250 m の部分は一様水深 3 m であるから (15) に，それより岸側の部分は (16) に，それぞれ実測平均波高を代入して κ を逆算すれば表—2 の如くなる．ただし水深 3 m の部分の計算は x=180 m～220 m の区間で行った．

表—2

水深 h(m)	海底勾配 α	半波高 a(m)	まさつ係数 κ
3	0	1.0(x=220)	
3	0	0.8(x=180)	0.14
2.75	0.018	0.8	0.037
2.50	0.018	0.8	0.037
2.25	0.018	0.8	0.034

上表から明らかな通り，傾斜部では κ=0.03～0.04 の程度，一様水深部では κ=0.14 となり κ の値はかなり大きく変化している．これは図—2 でも x=260 m の附近がバーになっている事からもわかる通り，x=260 m の附近が砕波点となっており，砕波のためエネルギー散逸が局部的に急激に増大し，κ の値が大きくなったのであろう．(7) によれば，エネルギー散逸率 $\frac{dW}{dt}$ は，まさつ係数と一次関係にあるから，砕波点附近におけるエネルギー散逸率は，砕波しない場合の 4～5 倍に達するであろう事がわかる．

以上の結果をまとめて，新潟海岸の冬季のうねりに対するまさつ係数 κ は，

i) 砕波帯においては　κ=0.14

ii) 砕波しない部分においては　κ=0.03～0.04

と推定される．

Ⅶ 結　　論

(1) 浅水表面波の単時間当りの平均エネルギー散逸率 $\frac{dW}{dt}$ は，

$$\frac{dW}{dt}=-\frac{4}{3}\pi^2\kappa\cdot\rho\cdot\left(\frac{2a}{T\sinh kh}\right)^3 \quad \cdots\cdots (7)$$

ただし

κ=まさつ係数

ρ=流体密度

$2a$=波　高

T=週　期

h=水　深

$k=\frac{2\pi}{\lambda}$,　λ=波　長

で与えられる．

(2) こゝで若し $h/\lambda<0.10$ ならば

$$\frac{dW}{dt}\propto -\kappa(2a)^3(h)^{-\frac{3}{2}} \quad \cdots\cdots (8)$$

と近似でき，エネルギー散逸率は，まさつ係数と波高（$2a$）の3乗とに比例し，水深 h の $\frac{3}{2}$ 乗に逆比例すると考えてよい．

（3） 上記のエネルギー散逸を考慮すれば，波の伝播に伴なう波高変化は

$$\frac{1}{2}\rho g c\frac{1}{\lambda}\frac{d}{dx}(a^2\lambda)=-\frac{4}{3}\pi^2\kappa\rho\left(\frac{2a}{T\sinh kh}\right)^3 \quad \cdots\cdots (11)$$

から計算される．

（4） この場合にも $h/\lambda<0.10$ と考えると上式は

$$\frac{d}{dx}\left(a^2h^{\frac{1}{2}}\right)=-\frac{8}{3}\frac{\kappa}{\pi}a^3h^{-\frac{3}{2}} \quad \cdots\cdots (13)$$

となる．

（5）(13) の解は $h=h_0=$ const. であれば

$$\frac{1}{a}-\frac{1}{a_0}=\frac{8}{6}\frac{\kappa}{\pi h_0^2}x \quad \cdots\cdots (15)$$

となり，$h=h_0-\alpha x$ であれば

$$\frac{1}{a}h^{-\frac{1}{4}}-\frac{1}{a_0}h_0^{-\frac{1}{4}}=\frac{16}{15}\frac{\kappa}{\alpha\pi}\left(h^{-\frac{5}{4}}-h_0^{-\frac{5}{4}}\right) \quad \cdots\cdots (16)$$

となる．

（6） 波動による海底剪断力 τ は

$$\tau\propto\left(\frac{a}{T\cdot\sinh kh}\right)^2$$

であるが，$h/\lambda<0.10$ ならば簡単に

$$\tau\propto\frac{a^5}{h} \quad \cdots\cdots (18)$$

となる．従って $h=h_0=$const. の場合には (15) から

$$\tau\propto\frac{a_0^5}{\left(1+a_0\frac{8}{6}\frac{\kappa}{\pi h_0^2}x\right)^5} \quad \cdots\cdots (19)$$

となり，$h=h_0-\alpha x$ の場合には (16) から

$$\tau\propto h^{-\frac{3}{2}}a_0^5h_0^{\frac{1}{2}}\left\{1-a_0h_0^{\frac{1}{4}}\cdot\frac{32}{15}\frac{\kappa}{\alpha\pi}\left(h^{-\frac{5}{4}}-h_0^{-\frac{5}{4}}\right)\right\} \quad \cdots\cdots (20)$$

であるから，$h=h_0$ の点の τ を $\tau=\tau_0$ と書けば

$$\frac{\tau}{\tau_0}=\left(\frac{h_0}{h}\right)^{\frac{5}{2}}\left\{1-a_0h_0^{\frac{1}{4}}\cdot\frac{32}{15}\frac{\kappa}{\alpha\pi}\left(h^{-\frac{5}{4}}-h_0^{-\frac{5}{4}}\right)\right\} \quad \cdots\cdots (21)$$

となる．

（7） 底質が波動による剪断力と平衡状態にあれば，τ_0，dm_0 をそれぞれ基準点の剪断力および底質の平均

粒径として

$$\left(\frac{dm}{dm_0}\right)=\left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)$$

が成り立つべきであるから，(21) は平衡粒径分布をも示す式である．

（8） 新潟海岸において行われた波浪の観測結果によれば，まさつ係数 κ の値は

$\kappa=0.14$ ：砕波点附近において

$\kappa=0.03\sim0.04$ ：砕波点以外において

であつた．観測された波は波高 $2a=2.0$ m，週期 $T=10$ sec の程度のものであつた．

観測測定器に関する研究 (2)

——採水器に関する研究——

建設技官 吉 川 秀 夫
建設技官 土 屋 昭 彦

(昭和 30 年 8 月)

目 次

Ⅰ 序 言……(1)
Ⅱ 簡易採水器B型の概要……(1)
Ⅲ 簡易採水器の特性……(2)
Ⅳ 簡易採水器の改良……(4)
Ⅴ 簡易採水器改良の要点及び使用上の諸注意……(6)

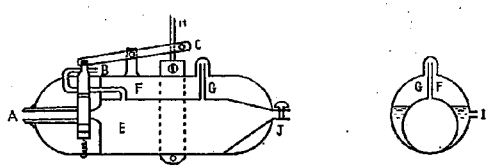
Ⅰ 序 言

近年，河川における流送土砂の問題が重要視され，各方面において盛んに実測が行われる様になつてきた。流水中の土砂濃度を測定するための簡易測定器として，昭和26年度建設技術研究補助金に依り[1]，研究試作された簡易採水器についてその特性及び，作動状態の適否に関し実験を行つた結果，二三の改良すべき点を見出した。

採水器の構造としては種々満足せねばならぬ条件があり，この採水器もそれ等を満足するように試作されたのであるが，その中でも特に流水を乱さない状態で採水出来ることが重要と思われる。本研究ではこの点に重点を置き，流入流速を測定して之を河川流速と一致せしめるように改良を進めた。その結果ほゞ満足すべき結果を得たのでこゝに報告する。

Ⅱ 簡易採水器 B 型の概要

採水器の構造は図—1に示す如くで，図の状態で水中に沈められ静水圧に依り側孔 I から水が流入し，採水器内の空気は圧縮されて静水圧とバランスする。



図—1

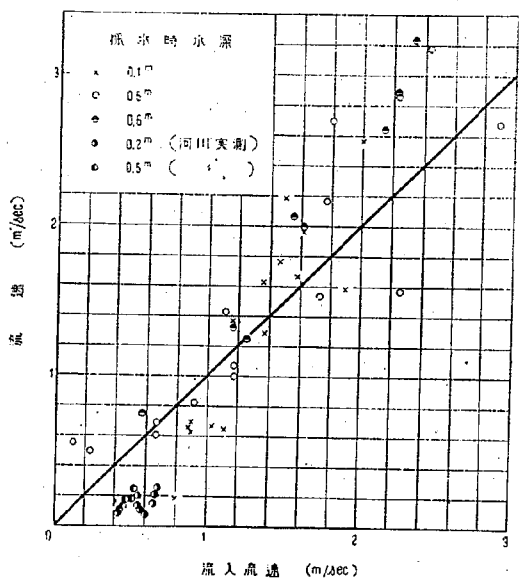
次にワイヤロープ H に通したメッセンジャーを下せば C が上り，開口して水は採水口 A より動水圧に

1) 畑中良三．昭和 26 年度建設省研究補助金による研究報告抄録 35 頁

依り流入するが，排気口 B と側孔 I 及び A との間にその高さだけの静水圧が加わるために，採水口の流入流速は河川流速よりも速く，吸込の状態になると思われる。このことは試作者も指摘した如くであるが，排気口を採水口よりも高くした理由は，測定器の動揺に依る悪影響を除くためであつた。この静水圧は約 1 m/sec の流速に相当するが，実際は管内の摩擦のために，より小さいことが予想される。採水口の内径は 1 cm で採水容量は約 800 cc である。採水が完了すれば，メッセンジャーを引揚げ，内部の水は後端のコック J を開けて排出する。

Ⅲ　簡易採水器の特性

この採水器の特性を調べるために，幅 2 m，水深約 1 m の検定水路において，電車の牽引に依りその流入流速を測定した結果，図—2 を得た。採水器の下部にはプライス式流速計用の重錘をつけ，水深 10 cm，50 cm，60 cm，の場合につき測定した。なお附近の河川において実測した測定値も記入したが，之は流速の小さい範囲しか得られなかつたが，傾向としては牽引に依る場合と一致していると思われる。



図—2

(1)　流入流速

図—2 に依れば，流速と流入流速とは 1 m/sec 附近では大よそ一致し，それよりも遅い場合には流入流速が増加し，速い場合には減少している。最小流入流速は約 0.4 m/sec であるが，之は前述した静水圧の影響に

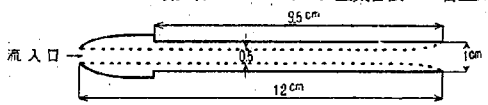
依るものと思われる。流速が増加するにつれ，排気口 B，及び静水圧バランス孔 I からの空気の吸出しが影響してくる。排気孔は真後を向いているために吸出しを受け，側孔は側壁から 1 cm 位突出しているために流線の剝離を生じ，この孔からF部の水を吸出すために流入流速を増加させる影響がある。実験において，流速の大い場合には空気の吸出されるのがしばしば観測された。

（2） 採水時間

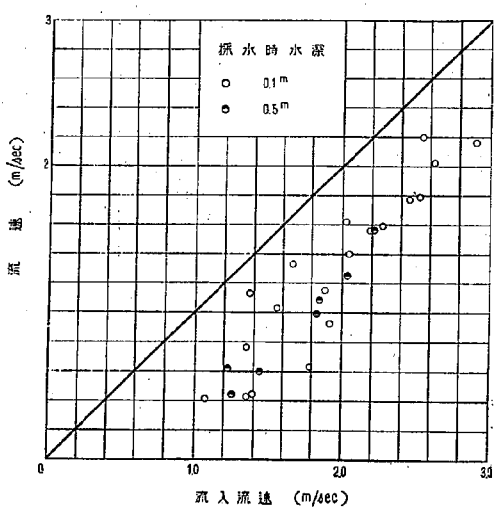
次に採水時間は流速に依つて変るが，若し河川流速と流入流速とが一致しているとすれば，800 cc を採水するに要する時間は約 3.4 sec で長さ 10 m の水柱に相当する。洪水時には浮遊土砂は一様な分布をしているわけではなく，場所的には勿論時間的にも著るしく変動するものであるから，平均化された濃度を知る上においてできるだけ採水時間の長いことが望ましい。このためには採水容器を大きくするか，採水口面積を小さくする方法が考えられる。

（3） 採水深の変化に依る影響

図—1 の構造では容器中の空気は常にその点の静水圧とバランスするため原理的には水深の影響はないはずである。図—2 においても水深の変化に依る影響は認められない。しかし水深が増せば空気の圧縮量が増し，遂には G のパイプを通つて水が採水容器内に流入する恐れがある。空気容積 F の容量は 1300 cc あり，使用で



図—3



図—4

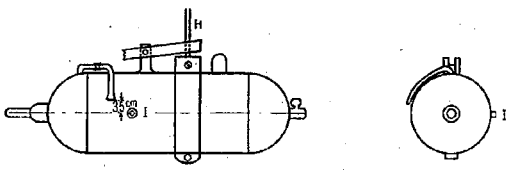
きる最大水深は約 15 m と推定される。

Ⅳ 採水器の改良

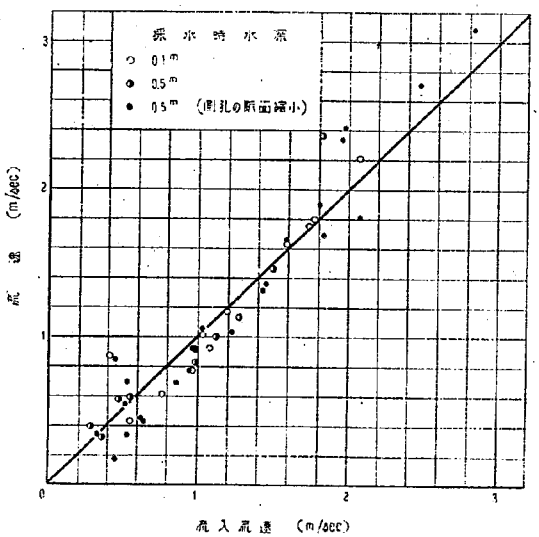
前述したように，i) 採水時間を長くすること，ii) 流入流速と河川流速とをできるだけ一致させること，の二つの目的を満足しむるように，採水器の構造を余り変化させずに改良する方法を考えた。

先ず i) の目的のために採水口断面積を縮小することとし図—3 の如き内径 0.5 cm の真鍮製パイプを作り之をAに挿入して実験を行つた。その結果を図—4に示す。断面積が 1/4 になつたので採水時間は 4 倍となり，約 40 m の水柱が採集されるから洪水時の渦の大さから考えて，大よそこの程度でよいと思われる。図—4 の傾向をみるとほゞ 45° で，河川流速が無い場合の流入流速は約 0.7 m/sec で静水圧に依る速度水頭 1.0 m/sec に依るものと思われる。

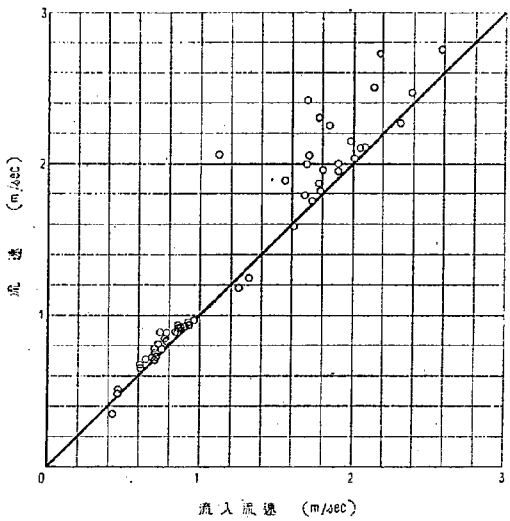
ii) の目的のためには静水圧を下げるか，排気口の断面積を縮小して空気抵抗を増大せしめる。静水圧の低下



図—5



図—6

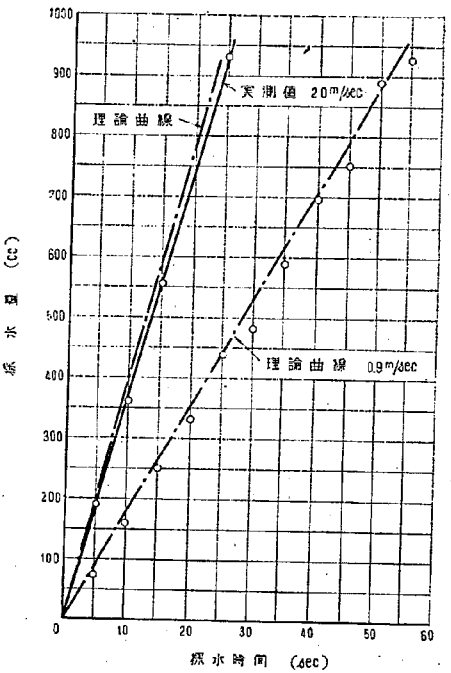


図—7

は流入流速に対し 1/2 乗で影響し，且つ前述したように動作が不安定となるから，断面積を縮小することとし，排気口の位置も変えて実験を試みた。内径 0.45 cm，全長 10 cm のエボナイト管を先端を楕円形（長径 6.5 mm，短径 1.8 mm）に縮小して，図—5 の如く B の先に接続した。図—6 はこのパイプの開口位置を採水口 A より 3.5cm 上に設置した場合の流速と流入流速の関係を示したもので，側孔 I の影響を調べるためにこの断面積を縮小せしめた場合も記してあるが，その影響は明確でない。しかし観測に依れば空気の吸出しが減少したことが認められる。図—6 に依れば，流入流速と河川流速とはほゞ一致し流速 2 m/sec 以下においてはその誤差は 0.2m/sec 以下である。流速 2 m/sec 以上では観測値が少なく確かではないが，その誤差は 0.3 m/sec 以内のようである。安定性すなわち誤差の範囲も図—2 に比べ著るしく改善されたことが分る。

次に排気口の位置を採水口上 1 cm に設置しエボナイト管の開口面積を少し大きくした場合の結果は図—7 の如くで全体として流入流速が減少している。これは静水圧減少の影響であり，又流速の増加と共に誤差の大きくなるのは，前述した不安定の為であろう。図—6 の程度の精度を有するならば，之を流速計の代りに用うることも可能であり，しかる時には観測時の手間を著るしく減ずることができる。

最後に採水時間と採水量との関係を調べるために 0.9 m/sec 及び 2.0 m/sec の二速度においてこの関係を実測した結果が図—8 である。之に依れば採水量は時間に正比例し，任意時間の採水量から流速を求めることができる。但し採水量は 800 cc を越えてはならない。理論直線との差は，図—7 の流入流速が小さ過ぎることを表わしている。



図—8

V 簡易採水器改良の要点及び使用上の諸注意

簡単な改良を施したことに依り，この採水器の性能をかなり改善することができた。改良の要点，使用上の諸注意等について列記すれば次の如くである。

改良された諸点

1) 採水時間が延長され，土砂濃度が充分平均化されたこと。

2) 河川流速と流入流速が一致し乱されない資料が得られること。

3) 流速計として使用が可能なこと。(ゴミ等に依る測定事故は，廻転型流速計より少ないと思われる。)

改造の諸点

1) 採水時間を長くするために採水口断面積を縮小する。(図—3 のパイプを挿入する。)

2) 排気口の断面積を適当に縮小すると共に開口位置を下げ，開口方向は鉛直下向とする。

3) 動作を安定にするために側孔の断面積を 2/3 位に縮小し，空気を吸出さぬように突出部の形を流線形に改造する。

4) 流速が速くなつた場合，採水器が流されないように上流側からロープで引張れるようなフックを設けること。

採水器使用上の注意

1) 水深の深い場合，側孔 I から水が流入して静水圧とバランスする迄，時間の余裕をみて下ろして後直ぐに採水を始めないこと。

2) 河川流速を求める場合，採水量は必ず 800 cc 以下でなければならない。又 800 cc に近い程誤差の小さくなる傾向がある。

3) 新らしい排気管を附加した場合，測定中に移動せぬよう確実に固定すること。

4) 採集資料の中に粒径 3~4 mm 位の土砂が含まれるようならば，採水口径 5 mm では小さすぎるから図—3 のパイプは使用してはならない。

5) 最大水深 15 m 迄下ろす場合には，下ろす前に必ず空気容積 F 内の水を全部排出せねばならない。8 m 迄の水深ならば，側孔 I から下の水は排出しなくとも使用ができる。

将来の改造計画

1) 粒径が大になれば口径をさらに大にして使用せねばならぬから，その場合に充分な採水時間がとれるように採水容積を増大させること。

2) 流速が速くなると採水器は左右に動揺を始めるから尾翼をより大きくする必要がある。

3) 各部の形状が流体抵抗の大い形をしているからできるだけ流線形に近ずけるように改造すること。

4) 空気容積 F 内の排水に便なるよう排水コックを設けること。

観測測定器に関する研究 (3)

——天秤型流速計に関する研究——

建設技官 吉 川 秀 夫
荒 木 民 哉

(昭昭 30 年 8 月)

目 次

Ⅰ 序 言……(1)
Ⅱ 天秤型流速計の概要……(1)
Ⅲ 実験的考察……(2)
Ⅳ 利点及び欠点……(4)

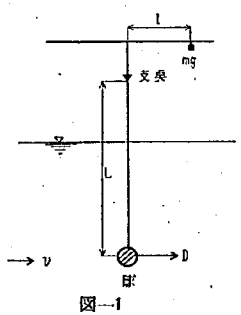
Ⅰ 序 言

流速測定器械についてはこれ迄種々考案され，水理実験用流速計としてはピトー管がよく用いられているが，低速流では測定の誤差が大きいこと，所要時間が長いことが欠点である。本文で述べる方法はそれ等の欠点を少なくし簡便に流速を測ろうとするもので，水理実験用測流方法として考えたものである。

Ⅱ 天秤型流速計の概要

物体を棒の先に取付け流水中に入れる時は流速に応じて物体は流れの方向に押される。この流体抵抗を天秤の構造にした秤によつて測定し，前もつて流速と流体抵抗の関係を検定しておいた物体を使つて流速を知ろうとするものである。

図—1 の如く物体を付けた棒の一端に棒と直角に目盛を施した桿を取付け，この上に分銅をのせ流体抵抗に平衡させるように分銅を動かす。この場合棒の流体抵抗もこれに加わつているがこれは同じ方法で物体をつけない場合の抵抗を測つて差引くことによつて除かれる。



図—1

物体の受ける抗力 D は，分銅の質量を m，桿の腕を l とすれば

$$D \cdot L = mg \cdot l \quad \cdots\cdots(1)$$

で表わされる。又流体の速度を U，密度を ρ，物体の射影面積を S で表わすと，

$$D = \frac{1}{2}\rho C_x U^2 S \quad \cdots\cdots(2)$$

にて表わされる。但し C_x は抵抗係数である。

(1)，(2) 式より

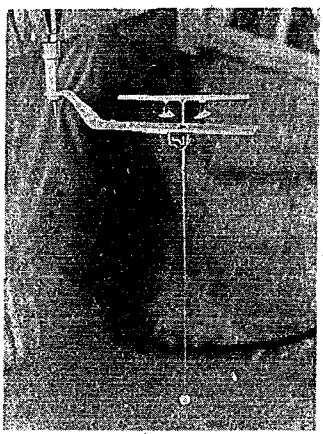
$$U^2=\frac{2mg}{\rho C_x S}\cdot\frac{l}{L} \quad \cdots\cdots(3)$$

となり，検定によつて C_x を求めることになる。

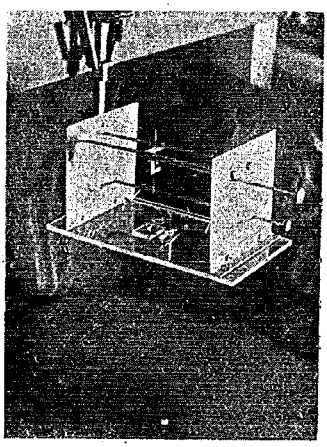
又，上式は簡易流速計の場合と同様 2次式で簡易流速計の振れ l 物体の質量 m に対して桿の腎 l 分銅の質量 m に相当する。

使用する物体は簡単な形で向きによる射影面積に変化のない球を選んだ。棒はできるだけ細く堅いものが良いわけでニクロム線を採用．支点は接触面の摩擦を小さくするため安全剃刀の刃を，支承には針金を使用した。桿は全重心を支点より下に置く必要から軽量のアルミニューム板に目盛を施して使つた。

又感度を高くするため重心は支点に近く，球の有無による重心の変動を小さくするため球の比重を1に近くした。写真—1 は測定装置を水面測定器の台に取付けたもの，写真—2 は分銅の操作に化学天秤の構造を取入れたものである。



写真—1

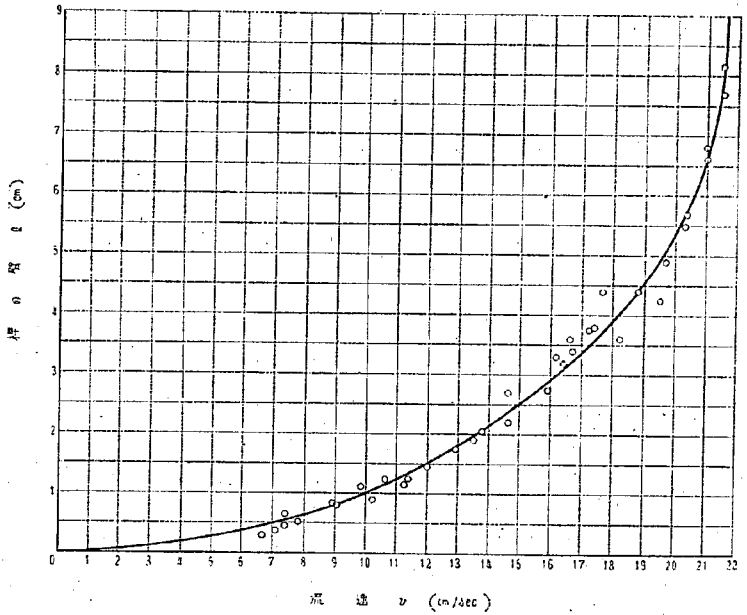


写真—2

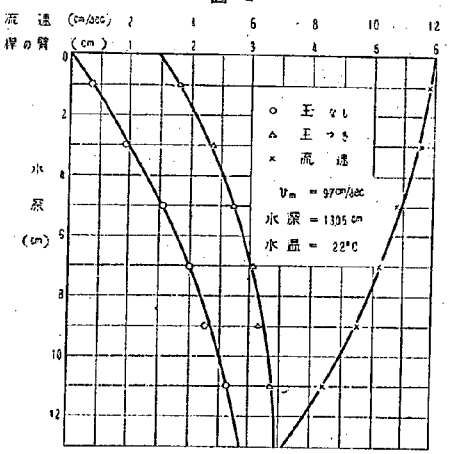
Ⅲ 実験的考察

球に直径 8.8 mm 棒には直径 0.69 mm のニクロム線を使い，当研究所水路においてピトー管を使つて検定した結果図—2 に示す如くほゞ2次曲線である。図—3 は図—2 の曲線を用いて流れの流速分布を測定した一例である。

尚流速が 22 cm/sec を越えると渦の作用が大きくなり流れに直角方向に振動を生じ測定困難となつた。この渦の作用を小さくする方法として球に羽根を付けることも考えられるが，そうすると流れの向きによつて射影面積が変化するので不適である。従つてこれ以上の高速流を測ることは困難であり，このことがこの流速計の大きな欠点であり今後の改良を要する点であろう。



図—2



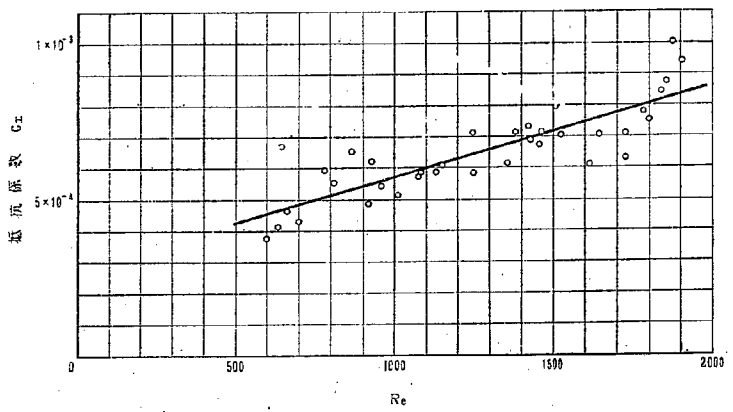
図—3

次に抵抗係数 C_x とレイノルズ数 R_e との関係を図—4 に示した。図で判るように R_e に関して C_x は一定でなく R_e の増大と共に大体直線的に増大している。これは渦その他の原因によるものと思われるが水温約

20°C における棒の膂 l との関係は

$$C_f=2.57\times10^{-3}l^{0.4}+2.75\times10^{-4}$$

である。



図—4

Ⅳ 利点及び欠点

〔1〕 利　点

（1） 20 cm/sec 以下の低速流が比較的正確に測れる。

（2） 短時間の内に測定できる。

（3） 流れの方向的分速が的確に測れる。

（4） 流体抵抗による振れを測る簡易流速計よりも精度がよい。即ち測ろうとする点の流速を知ることができるし，又水深変化による棒（又は吊り糸）の抵抗を除去することができる。

〔2〕 欠　点

（1） 高速流に対して測定できない。

（2） 変動のはげしい流れの測流が困難である。

（3） 垂直成分を持つ流れの測定には適当でない。

堰堤放水管に関する研究(3)

建設技官　村　　幸　雄
建設技官　荒　木　正　夫

(昭和 30 年 7 月)

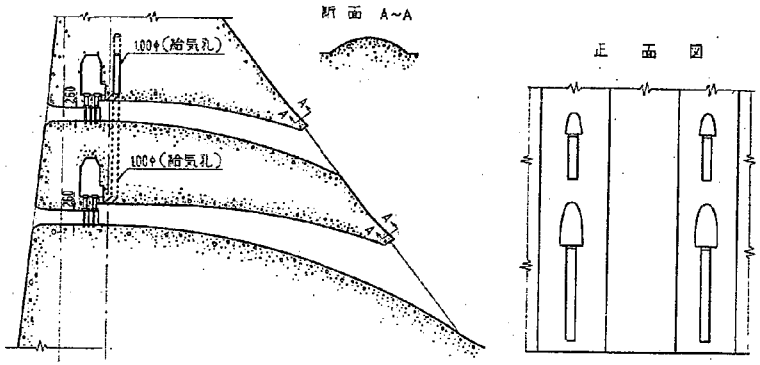
目　　次

Ⅰ　総　論……(1)
Ⅱ　矩形断面水路に対する不等速定流公式……(2)
Ⅲ　円形断面水路に対する不等速定流公式……(8)
Ⅳ　他の簡単な断面形に対する不等速定流公式……(11)
Ⅴ　圧力分布に関する吟味……(17)
Ⅵ　Ⅱ型放水管の模型実験……(20)
Ⅶ　実験結果の考察……(22)
Ⅷ　Ⅱ型放水管の設計……(29)
Ⅸ　結　語……(30)

Ⅰ　総　　論

前報告までで，筆者のいわゆるⅠ型放水管についての論述をひとまず終了することとし，本報告においては管水路の途中から，断面急拡大により開水路に変るⅡ型放水管について，その水理的諸性質を究明し，設計方針を求めたいと思う。

Ⅱ型放水管はⅠ型放水管に比して，管水路としての水理計算法並びに設計法は甚だ簡単であるが，彎曲底面開水路部を有するために，この開水路部の断面設計及び給気孔設計が重要問題となる。すなわち凸なる彎曲底面上を流れる高速度開水路流れにおいては，重力と遠心力の方向が逆の方向に向うため，断面内圧力は常に静水圧分布よりも小さく，遠心力が或る程度以上に大きくなると，底面圧力は負圧となり，更に進めば流水の一部又は全部が自由抛物体として飛出すことになる。ところで後述する如く，遠心力の影響と底面曲率の大いさとは，ほゞ比例関係にあるのであるから，所定流量に対してある程度以上に底面曲率が大になると，空洞現象発生のおそれがあるのみならず，開水路流れとしての特性をも失うことになる。もつと具体的に説明すると，Ⅱ型放水管の開水路部において，高速水粒子が自由抛物体として飛出し開水路上壁面に到達すれば，開水路管内の空気は流水の飛沫と共に急速に誘出され，殆んど全長管水路流れに近くなり，放水管の基本的設計方針が全く崩壊するに至る。このような状態に至れば，管内圧力は急激に低下して空洞現象を発生し，放水管は直ちに破壊されるであろう。従つて開水路流れとしての可能限界を知ることは，この種放水管の設計にとつて重要な事柄である。又この種放水管の開水路部は上壁面を有するため，放水管内の水面上にある空気の一部は，高速流れと共に放水管外に流出するはずであるから，開水路始端附近には当然給気孔を必要とし，この給気孔設計



図—1 Ⅱ型放水管

る重要な問題であるが，これについては本篇ではふれない。

本論文においては，まず各種の断面形状を有する彎曲底面開水路流れに対する，筆者の一解法を提示し，続いて筆者の解法とⅡ型放水管模型に関する実験結果との比較を試みる。終りにⅡ型放水管の設計法について記述する。

Ⅱ　短形断面水路に対する不等速定流公式

従来用いられている不等速定流公式の解法においては，底面彎曲に基づく遠心力の影響は考慮されていないように思われる。一般に常流の場合には，流速緩かなるため，遠心力の影響なるものはほとんど無視できる程度であるが，Ⅱ型放水管の開水路部等における高速流れの場合には，遠心力の影響は相当大きくこれを無視することはできないのである。

そこで筆者は，一般直交曲線座標を用いて，底面彎曲の影響を考慮したる不等式速定流公式を，誘導してみることにした。

〔1〕 底面が凸面をなす場合

図—2 の如き場合について，曲つた壁面に沿つて x 軸をとり，これに垂直に曲線の凸側に y 軸をとつたものとする。一般直交座標 (x,y) を用いての Euler の運動方程式及び連続の式は，流れが定常的であるとすると，次式にて表わされる[1]。

$$-\frac{r_0}{r_0+y}u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{1}{r_0+y}uv=-g\sin\theta-\frac{1}{\rho}\frac{r_0}{r_0+y}\frac{\partial p}{\partial x} \quad \cdots\cdots(1)$$

$$\frac{r_0}{r_0+y}u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}-\frac{1}{r_0+y}u^2=g\cos\theta-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y} \quad \cdots\cdots(2)$$

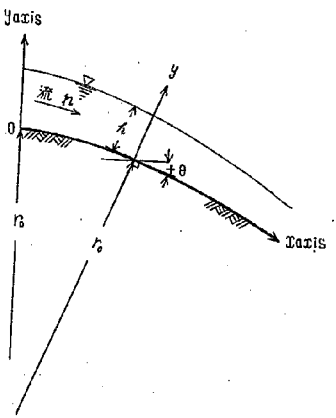
1) S. Goldstein : Modern Developements in Fluid Dynamics, Vol. I, P. 119.

$$\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{\left(1+\frac{y}{r_0}\right)v\right\}=0 \quad \cdots\cdots\cdots(3)$$

また静止の状態から重力の作用のもとに生ずる流れは，非回転と考えられるから

$$\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{1}{r_0+y}u-\frac{r_0}{r_0+y}\frac{\partial v}{\partial x}=0 \quad \cdots\cdots(4)$$

ただし上各式において，u は底面に平行，v は底面に垂直な速度成分である。r_0 は底面の曲率半径，θ は底面の切線が水平線となす角であつて，流れの進行方向に向つて，底面の切線が水平線の下側にくるときを正とする。p は流体圧力，ρ は流体密度，g は重力加速度，$\rho g=w$（単位体積の重量）とおく。



図—2

こゝで底面の曲率半径は水深に比して甚だ大きく，かつ v は u に比して極めて小さいと仮定する。然るときは u を 1 の大いさとするとき，v は δ の大いさとし，之等をそれぞれ (~ 1)，$(\sim\delta)$ にて表わす。

r_0 も 1 の大いさとし，$\frac{\partial v}{\partial y}\sim\delta$ と考えれば，連続の式より $\frac{\partial u}{\partial x}\sim\delta$ となる。(4) 式において $\frac{\partial v}{\partial x}\sim\delta^2$ は $u\sim 1$，$\frac{\partial u}{\partial y}\sim 1$ に比して無視できるから，次式が得られる。

$$\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{u}{r_0+y}=0 \quad \cdots\cdots(5)$$

(2) 式において $v\frac{\partial v}{\partial y}\sim\delta^2$，$u\frac{\partial v}{\partial x}\sim\delta^2$ は，$u^2\sim 1$ に比して著しく小さいから省略することができる。又 (5) 式を (1) 式に代入すれば，(1) 式の右辺第 2，3 項は消える。従つて (1)～(4) 式は近似的に次式となる。

$$u\frac{\partial u}{\partial x}=\left(1+\frac{y}{r_0}\right)g\sin\theta-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} \quad \cdots\cdots(6)$$

$$\frac{u^2}{r_0+y}=g\cos\theta+\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y} \quad \cdots\cdots(7)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{\left(1+\frac{y}{r_0}\right)v\right\}=0 \quad \cdots\cdots(8)$$

$$\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{u}{r_0+y}=0 \quad \cdots\cdots(9)$$

この 4 方程式が基本方程式である。こゝで $\frac{\partial r_0}{\partial x}$ は連続変化をなすものとして，以下論ずることにする。(9) 式を積分して，C_0 を y に無関係な常数とすると

$$u=\frac{C_0}{r_0+y}$$

水路の単位幅当りの流量を q とし，底面に垂直な水深を h とすると

$$q=\int_0^h u\,dy=C_0\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)$$

$$\therefore\quad u=\frac{q}{(r_0+y)\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)}\qquad\cdots\cdots(10)$$

h/r_0 が 1 に比して小さい場合には，V は断面平均流速 (q/h) とすれば，(10) 式を展開して

$$u=V\left\{1+\frac{h-2y}{2r_0}-\frac{h^2+6hy-12y^2}{12r_0^2}+\cdots\cdots\right\}$$

従つて u の近似値は次式にて与えられる。

$$u=\frac{2r_0+h-2y}{2r_0}V\qquad\cdots\cdots(11)$$

$h/r_0\leqq 0.1$ なるときは (10)，(11) 両式の誤差率は 1%を超えることはない。(10) 式を (7) 式に代入すれば

$$\frac{\partial p}{\partial y}=-\rho g\cos\theta+\frac{q^2}{(r_0+y)^3\log^2\left(1+\frac{h}{r_0}\right)}$$

となるから，y について積分し，$y=h$（水面）の時 $p=0$ となるように積分常数を定めれば

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta-\frac{q^2(h-y)(2r_0+h+y)}{2g(r_0+y)^2(r_0+h)^2\log^2\left(1+\frac{h}{r_0}\right)}\qquad\cdots\cdots(12)$$

h/r_0 が 1 に比して著しく小さい場合には (12) 式を展開して

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta-\frac{(h-y)}{r_0}\left\{1-\frac{h+3y}{2r_0}+\frac{7h^2+6hy+24y^2}{12r_0^2}\cdots\cdots\right\}\frac{V^2}{g}$$

従つて p/w の近似値は

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta-\frac{(h-y)(2r_0-h-3y)}{r_0^2}\frac{V^2}{2g}\qquad\cdots\cdots(13)$$

特に底面圧力 p_0 の近似値は $y=0$ とすればよいから

$$\frac{p_0}{w}=h\cos\theta-\frac{h(2r_0-h)}{r_0^2}\frac{V^2}{2g}\qquad\cdots\cdots(14)$$

$h/r_0\leqq 0.1$ なる時には，(12)，(14) 両式の第 2 項の誤差率は 1%以内にとどまる。

次に連続の式より v を求める。(10) 式より

$$\frac{\partial u}{\partial x}=-\frac{q}{(r_0+y)(r_0+h)\log^2\left(1+\frac{h}{r_0}\right)}\frac{dl_0}{dx}+\frac{q\left\{h(r_0+y)-r_0(r_0+h)\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}}{r_0(r_0+y)^2(r_0+h)\log^2\left(1+\frac{h}{r_0}\right)}\frac{dr_0}{dx}\qquad\cdots\cdots(15)$$

であるから，これを (8) 式に代入して y について積分し，$y=0$ の時 $v=0$ なる条件により積分常数を定めれば

$$v=\frac{q r_0 \log\left(1+\frac{y}{r_0}\right)}{(r_0+y)(r_0+h)\log^2\left(1+\frac{h}{r_0}\right)}\frac{dh}{dx}+\frac{q\left\{y(r_0+h)\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)-h(r_0+y)\log\left(1+\frac{y}{r_0}\right)\right\}}{(r_0+y)^2(r_0+h)\log^2\left(1+\frac{h}{r_0}\right)}\frac{dr_0}{dx} \quad \cdots\cdots (16)$$

(10)，(16) 両式より $y=h$ における v/u を計算し，dx に対応する水面長を dx_s とすれば

$$\left[\frac{v}{u}\right]_{y=h}=\frac{r_0}{r_0+h}\frac{dh}{dx}=\frac{dh}{dx_s} \quad \cdots\cdots (17)$$

となり，$\frac{dr_0}{dx}$ を含む項は消える。(12) 式より $\frac{dp}{dx}$ を求め，これと (15) 式を (6) 式に代入すれば，y を含む項は全部消えるから，$\frac{dh}{dx}$ について整理して

$$\left[\cos\theta-\frac{q^2\left\{1+\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}}{g(r_0+h)^3\log^3\left(1+\frac{h}{r_0}\right)}\right]\frac{dh}{dx}-\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta+\frac{q^2\left\{h-r_0\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}}{gr_0(r_0+h)^3\log^3\left(1+\frac{h}{r_0}\right)}\frac{dr_0}{dx}=0 \quad \cdots\cdots (18)$$

(18) 式が摩擦抵抗を考慮しない場合の，水面形状を定める不等流公式である。次に流速の自乗に比例する摩擦抗抵を考慮することにすれば，一般にこの大さは高速流においては比較的小さいから，不等流方程式は次式にて表わすことができるものと考える。

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta-\frac{\beta q^2\left\{h-r_0\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}}{gr_0(r_0+h)^3\log^3\left(1+\frac{h}{r_0}\right)}\frac{dr_0}{dx}-\frac{q^2}{C^2Rh^2}}{\cos\theta-\frac{\alpha q^2\left\{1+\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}}{g(r_0+h)^3\log^3\left(1+\frac{h}{r_0}\right)}} \quad \cdots\cdots (19)$$

(19) 式が求める不等速定流公式である。α，β はいずれも上述の理論速度・圧力分布と，摩擦抵抗ある場合の実際速度・圧力分布との差異に対する補正係数であつて，1 に極めて近い値と考えられる。C は摩擦抵抗に関する Chézy の常数，R は動水水深である。

h/r_0 が 1 に比して小さい場合 ($h/r_0 \leqq 1/5$) には，(19) 式は近似的に次のように簡単な形にすることができる。

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta-\left(\frac{1}{h}-\frac{13}{6r_0}\right)\frac{\beta q^2}{2gr_0^2}\frac{dr_0}{dx}-\frac{q^2}{C^2Rh^2}}{\cos\theta-\left(\frac{1}{h}-\frac{1}{2r_0}\right)\frac{\alpha q^2}{gh^2}} \quad \cdots\cdots (20)$$

(20) 式は更に次式とするも，計算結果には殆んど差異を生じない。

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta-\left(\frac{1}{h}-\frac{2}{r_0}\right)\frac{\beta q^2}{2gr_0^2}\frac{dr_0}{dx}-\frac{q^2}{C^2Rh^2}}{\cos\theta-\left(\frac{1}{h}-\frac{1}{2r_0}\right)\frac{\alpha q^2}{gh^3}} \quad \cdots\cdots(21)$$

水路床が平面の場合には $r_0\longrightarrow\infty$，と考えられるから，(21) 式より

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\sin\theta-\frac{q^2}{C^2Rh^2}}{\cos\theta-\frac{\alpha q^2}{gh^3}} \quad \cdots\cdots(22)$$

(22) 式は急勾配水路の従来の不等流方程式と一致する。緩勾配の場合には $\sin\theta\fallingdotseq i$，$\cos\theta=1$ とおけるから

$$\frac{dh}{dx}=\frac{i-\frac{q^2}{C^2Rh^2}}{1-\frac{\alpha q^2}{gh^3}} \quad \cdots\cdots(23)$$

(23) 式は矩形断面又は2次元水路の不等速定流方程式として，最も広く用いられる型式である。このように (19)，(20) 式はその極限の形として，水路床の曲率を考慮せざる通常の不等流方程式 (22)，(23) 式を得ることができる。(19) 又は (20) 式は一般に直接積分不能の形であるが，数値積分により水面形を求めれば，任意断面の圧力分布は (12)～(14) 式によって計算することができる。

底面曲線が直角座標により $Y=f(X)$ として与えられた場合には，明らかに

$$r_0=-\frac{\left\{1+\left(\frac{dY}{dX}\right)^2\right\}^{\frac{3}{2}}}{\frac{d^2Y}{dX^2}} \quad \cdots\cdots(24)$$

$$\frac{dr_0}{dx}=3\frac{dY}{dX}-\frac{\left\{1+\left(\frac{dY}{dX}\right)^2\right\}\frac{d^3Y}{dX^3}}{\left(\frac{d^2Y}{dX^2}\right)^2} \quad \cdots\cdots(25)$$

となるが，座標の向きは曲率半径を正とする向き $\left(\frac{d^2Y}{dX^2}\geqq 0\right)$ にとらなければならない。

〔2〕 底面が凹面をなす場合

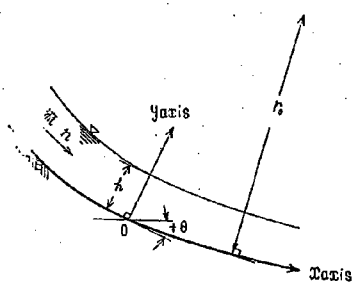
図—3 の如き場合については，(6)～(9) 式に相当する運動の基本方程式は明らかに

$$u\frac{\partial u}{\partial x}=\left(1-\frac{y}{r_0}\right)g\sin\theta-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} \quad \cdots\cdots(26)$$

$$\frac{u^2}{r_0-y}=-g\cos\theta-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y} \quad \cdots\cdots(27)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{\left(1-\frac{y}{r_0}\right)v\right\}=0 \quad \cdots\cdots(28)$$

$$\frac{\partial u}{\partial y}-\frac{u}{r_0-y}=0 \quad \cdots\cdots(29)$$



図—3

(28) 式を積分して u を求めれば

$$u=\frac{q}{(r_0-y)\log\left(\frac{r_0}{r_0-h}\right)} \quad \cdots\cdots(30)$$

h/r_0 が 1 に比して小さい場合には

$$u=\frac{2r_0-h+2y}{2r_0}V \quad \cdots\cdots(31)$$

(30) 式を (27) 式に代入して p を求めれば

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta+\frac{q^2(h-y)(2r_0-h-y)}{2g(r_0-y)^2(r_0-h)^2\log^2\left(1-\frac{h}{r_0}\right)} \quad \cdots\cdots(32)$$

h/r_0 が 1 に比して小さい場合には，p の近似式は

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta+\frac{(h-y)(2r_0+h+3y)}{r_0^2}\frac{V^2}{2g} \quad \cdots\cdots(33)$$

底面圧力 p_b の近似式は

$$\frac{p_b}{w}=h\cos\theta+\frac{h(2r_0+h)}{r_0^2}\frac{V^2}{2g} \quad \cdots\cdots(34)$$

次に (28) 式より v を求めれば

$$v=\frac{-qr_0\log\left(1-\frac{y}{r_0}\right)}{(r_0-y)(r_0-h)\log^2\left(1-\frac{h}{r_0}\right)}\frac{dh}{dx}$$
$$-\frac{q\left\{y(r_0-h)\log\left(1-\frac{h}{r_0}\right)-h(r_0-y)\log\left(1-\frac{y}{r_0}\right)\right\}}{(r_0-y)^2(r_0-h)\log^2\left(1-\frac{h}{r}\right)}\frac{dr_0}{dx} \quad \cdots\cdots(35)$$

(30), (35) 式より $y=h$ における v/u を計算すれば

$$\left[\frac{v}{u}\right]_{y=h}=\frac{r_0}{r_0-h}\frac{dh}{dx}=\frac{dh}{dx_s} \quad \cdots\cdots(36)$$

不等流方程式は同様に，次式にて与えられる。

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta+\frac{\beta q^2\left\{h+r_0\log\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\right\}}{gr_0(r_0-h)^3\log^3\left(1-\frac{h}{r_0}\right)}\frac{dr_0}{dx}-\frac{q^2}{C^2Rh^2}}{\cos\theta+\frac{\alpha q^2\left\{1+\log\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\right\}}{g(r_0-h)^3\log^3\left(1-\frac{h}{r_0}\right)}} \quad \cdots\cdots(37)$$

h/r_0 が 1 に比して小さい場合 ($h/r_0\leqq 1/5$)，前と同様の近似計算を行えば

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta+\left(\frac{1}{h}+\frac{7}{3r_0}\right)\frac{\beta q^2}{2gr_0^2}\frac{dr_0}{dx}-\frac{q^2}{C^2Rh^2}}{\cos\theta-\left(\frac{1}{h}+\frac{1}{2r_0}\right)\frac{\alpha q^2}{gh^2}} \quad \cdots\cdots(38)$$

r_0, $\frac{dr_0}{dx}$ の計算式は，$f''(X)>0$ ならしめる直角座標の向きをとれば (24), (25) 式にて与えられる。

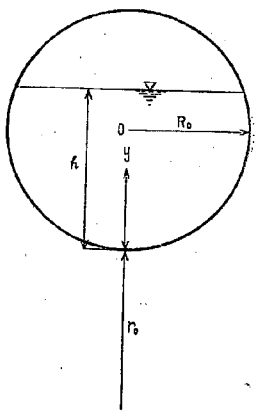
Ⅲ　円形断面水路に対する不等速定流公式

前述の (1), (2), (3), (4) 各式は，厳密には広矩形断面水路の場合にのみ成立するのであつて，他の断面水路形の場合には二次流の影響をも考慮して，三次元的に取扱うべきことは言うまでもない。しかしかゝる取扱いは一般に甚だ困難であるから，こゝでは近似的に，水路断面内の同一水深における流速及び圧力は，変化しないという仮定を設けることにする。このような仮定に従えば，やはり (1)～(4) 式は適用可能となるから，まず本章においては円形断面水路に対する不等流公式を求めることにする。こゝに円断面の半径 R は不変とする。然る時には仮定により，水深の変化が急激でない場合を取扱つているのであるから，両側面より発生する攪乱波は極めて小さく，これを無視することができると考える。

〔1〕 底面が凸面をなす場合

図—4 の如き円形断面水路については，Q を全流量とすれば (9) 式を積分して

$$u=\frac{Q}{4(r_0+y)\left\{(r_0+R_0)\tan^{-1}\sqrt{\frac{h}{2R_0-h}}-\sqrt{r_0(r_0+2R_0)}\right.}$$
$$\left.\tan^{-1}\sqrt{\frac{h(1+2R_0/r_0)}{2R_0-h}}+\frac{1}{2}\sqrt{h(2R_0-h)}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots (39)$$



図—4

こゝで $h/2R_0=t$, $R_0/r_0=r_*$ とおけば

$$u=\frac{Q}{\pi R_0^2\left(1+\frac{y}{r_0}\right)F_*} \quad \cdots\cdots\cdots (40)$$

と表わすことができる。こゝに

$$F_*=\frac{4}{\pi r_*}\left\{\left(\frac{1}{r_*}+1\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}}-\sqrt{\frac{2r_*+1}{r_*}}\right.$$
$$\left.\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1+2r_*)}{1-t}}+\sqrt{t(1-t)}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots (41)$$

となり，F_* は r_*, t のみの函数となるから，これを計算し，附図—1 に示した。

$r_0\longrightarrow\infty$ なる場合には，極限値計算を行えば (39) 式より

$$u=\frac{Q}{R_0^2\cos^{-1}\left(1-\frac{h}{R_0}\right)-(R_0-h)\sqrt{h(2R_0-h)}} \quad \cdots\cdots\cdots (42)$$

となり，「堰堤放水管に関する研究 (1)」の (45) 式から明らかな如く，(42) 式の分母は流れの断面積 A に等しいから，u は断面平均流速 V と一致する。A の計算には「堰堤放水管に関する研究 (1)」の (47) 式及び附図—1 を利用すれば簡単に求めることができる。

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta$$

$$-\frac{Q^2}{32g\left\{(r_0+R_0)\tan^{-1}\sqrt{\frac{h}{2R_0-h}}-\sqrt{r_0(r_0+2R_0)}\tan^{-1}\sqrt{\frac{h(1+2R_0/r_0)}{2R_0-h}}+\frac{1}{2}\sqrt{h(2R_0-h)}\right\}^2}\times\left\{\frac{1}{(r_0+y)^2}-\frac{1}{(r_0+h)^2}\right\}\quad\cdots\cdots(43)$$

F_* を用いて書き改めれば

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta-\frac{Q^2}{2g(\pi R_0^2F_*)^2}\left\{\frac{1}{\left(1+\frac{y}{r_0}\right)^2}-\frac{1}{\left(1+\frac{h}{r_0}\right)^2}\right\}\quad\cdots\cdots(44)$$

不等流方程式は次式にて与えられる。

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1-\frac{h}{r_0}\right)^5\sin\theta+\frac{\beta Q^2\left\{(2r_0-R_0-h)\tan^{-1}\sqrt{\frac{h}{2R_0-h}}-\frac{2r_0^2-r_0(3R_0+h)+R_0h}{\sqrt{r_0(r_0-2R_0)}}\tan^{-1}\sqrt{\frac{h(1+2R_0/r_0)}{2R_0-h}}-\sqrt{h(2R_0-h)}\right\}}{16g(r_0-h)^3\left\{(r_0-R_0)\tan^{-1}\sqrt{\frac{h}{2R_0-h}}-\sqrt{r_0(r_0-2R_0)}\tan^{-1}\sqrt{\frac{h(1-2R_0/r_0)}{2R_0-h}}-\frac{1}{2}\sqrt{h(2R_0-h)}\right\}^3}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta+\frac{\alpha Q^2\left\{(r_0-R_0)\tan^{-1}\sqrt{\frac{h}{2R_0-h}}-\sqrt{r_0(r_0-2R_0)}\tan^{-1}\sqrt{\frac{h(1-2R_0/r_0)}{2R_0-h}}-\sqrt{h(2R_0-h)}\right\}}{16g(r_0-h)^3\left\{(r_0-R_0)\tan^{-1}\sqrt{\frac{h}{2R_0-h}}-\sqrt{r_0(r_0-2R_0)}\tan^{-1}\sqrt{\frac{h(1-2R_0/r_0)}{2R_0-h}}-\frac{1}{2}\sqrt{h(2R_0-h)}\right\}^3}}\quad\cdots\cdots(45)$$

こゝに

$$R=\frac{R_0\cos^{-1}\left(1-\frac{h}{R_0}\right)-\left(1-\frac{h}{R_0}\right)\sqrt{h(2R_0-h)}}{2\cos^{-1}\left(1-\frac{h}{R_0}\right)}$$

で与えられる。この R の計算には，「堰堤放水管に関する研究 (1)」の (57) 式並びに附図—4 を使用すれば便利である。

(45) 式が不等流方程式であるが，これは複雑な形であるから次のように書き改める。

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta-\frac{\beta Q^2H_*}{gh^3r_0^2}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\frac{2\alpha Q^2G_*}{gh^5}}\quad\cdots\cdots(46)$$

こゝに

$$G_*=\frac{t^5\left\{\left(\frac{1}{r_*}+1\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}}-\frac{\sqrt{2r_*+1}}{r_*}\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1+2r_*)}{1-t}}+2\sqrt{t(1-t)}\right\}}{\left(\frac{1}{r_*}+2t\right)^3\left\{\left(\frac{1}{r_*}+1\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}}-\frac{\sqrt{2r_*+1}}{r_*}\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1+2r_*)}{1-t}}+\sqrt{t(1-t)}\right\}^3}\quad\cdots\cdots(47)$$

$$H_*=\frac{-t^3\left\{\left(\frac{1}{r_*}+t+\frac{1}{2}\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}}-\frac{\frac{1}{r_*}+\left(t+\frac{3}{2}\right)+tr_*}{\sqrt{2r_*+1}}\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1+2r_*)}{1-t}}+\sqrt{t(1-t)}\right\}}{r_*^2\left(\frac{1}{r_*}+2t\right)^3\left\{\left(\frac{1}{r_*}+1\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}}-\frac{\sqrt{2r_*+1}}{r_*}\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1+2r_*)}{1-t}}+\sqrt{t(1-t)}\right\}^3}\quad\cdots\cdots(48)$$

G_*, H_* はいずれも r_*, t のみの函数であるから，附図—2, 3 に掲げた。$r_0 \longrightarrow \infty$ なる極限の場合には，(45) 式は極限値計算を行えば

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\sin\theta-\dfrac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\dfrac{2\alpha Q^2\sqrt{h(2R_0-h)}}{g\left\{R_0^2\cos^{-1}\left(1-\dfrac{h}{R_0}\right)-(R_0-h)\sqrt{h(2R_0-h)}\right\}^3}} \quad \cdots\cdots(49)$$

となつて $\cos\theta=1$, $\sin\theta=i$ とすれば，「堰堤放水管に関する研究 (1)」の (77) 式と全く一致する。なお，r_0, $\dfrac{dr_0}{dx}$ については (24), (25) 式がそのまゝ成立する。

〔2〕 底面が凹面をなす場合

底面が凹面をなす場合について，以下結果のみを掲げる。

$$u=\frac{Q}{4(r_0-y)\left\{(r_0-R_0)\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h}{2R_0-h}}-\sqrt{r_0(r_0-2R_0)}\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h(1-2R_0/r_0)}{2R_0-h}}-\dfrac{1}{2}\sqrt{h(2R_0-h)}\right\}} \quad \cdots\cdots(50)$$

(50) 式を書き改めて

$$u=\frac{Q}{\pi R_0^2\left(1-\dfrac{y}{r_0}\right)F'_*} \quad \cdots\cdots(51)$$

こゝに

$$F'_*=\frac{4}{\pi r_*}\left\{\left(\frac{1}{r_*}-1\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}}-\frac{\sqrt{1-2r_*}}{r_*}\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1-2r_*)}{1-t}}-\sqrt{t(1-t)}\right\} \cdots(52)$$

となり，附図—4 に図示した。$r_0 \longrightarrow \infty$ なる場合には，極限値計算を行えば (50) 式は (42) 式と一致する。

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta+\frac{Q^2}{32g\left\{(r_0-R_0)\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h}{2R_0-h}}-\sqrt{r_0(r_0-2R_0)}\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h(1-2R_0/r_0)}{2R_0-h}}-\dfrac{1}{2}\sqrt{h(2R_0-h)}\right\}^2}\times\left\{\frac{1}{(r_0-h)^2}-\frac{1}{(r_0-y)^2}\right\} \quad \cdots\cdots(53)$$

F'_* を用いて書き改めれば

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta+\frac{Q^2}{2g(\pi R_0^2F'_*)^2}\left\{\frac{1}{\left(1-\dfrac{h}{r_0}\right)^2}-\frac{1}{\left(1-\dfrac{y}{r_0}\right)^2}\right\} \quad \cdots\cdots(54)$$

不等流方程式は次式となる。

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1+\dfrac{h}{r_0}\sin\theta\right)+\dfrac{\beta Q^2\left\{(2r_1+R_0+h)\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h}{2R_0-h}}-\dfrac{2r_0^2+r_0(3R_0+h)+hR_0}{\sqrt{r_0(r_0+2R_0)}}\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h(1+2R_0/r_0)}{2R_0-h}}+\sqrt{h(2R_0-h)}\right\}}{16g(r_0+h)^2\left\{(r_0+R_0)\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h}{2R_0-h}}-\sqrt{r_0(r_0+2R_0)}\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h(1+2R_0/r_0)}{2R_0-h}}+\dfrac{1}{2}\sqrt{h(2R_0-h)}\right\}^3}\dfrac{\omega r_0}{g\,dx}-\dfrac{V^2}{C^2R}}{\alpha Q^2\left\{(r_0+R_0)\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h}{2R_0-h}}-\sqrt{r_0(r_0+2R_0)}\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h(1+2R_0/r_0)}{2R_0-h}}+\sqrt{h(2R_0-h)}\right\}^3}}{\cos\theta-\dfrac{}{16g(r_0+h)^2\left\{(r_0+R_0)\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h}{2R_0-h}}-\sqrt{r_0(r_0+2R_0)}\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h(1+2R_0/r_0)}{2R_0-h}}+\dfrac{1}{2}\sqrt{h(2R_0-h)}\right\}^3}} \quad \cdots\cdots(55)$$

これを書き改めて

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta+\frac{\beta Q^2 H'_*}{gh^5 r_0^2}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\frac{2\alpha Q^2 G'_*}{gh^5}} \quad \cdots\cdots(56)$$

こゝに

$$G'_*=\frac{-t^5\left\{\left(\frac{1}{r_*}-1\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}}-\frac{\sqrt{1-2r_*}}{r_*}\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1-2r_*)}{1-t}}-2\sqrt{t(1-t)}\right\}}{\left(\frac{1}{r_*}-2t\right)^3\left\{\left(\frac{1}{r_*}-1\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}}-\frac{\sqrt{1-2r_*}}{r_*}\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1-2r_*)}{1-t}}-\sqrt{t(1-t)}\right\}^3} \quad \cdots(57)$$

$$H'_*=\frac{t^5\left\{\left(\frac{1}{r_*}-t-\frac{1}{2}\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}}-\frac{\frac{1}{r_*}-\left(t+\frac{3}{2}\right)+tr_*}{\sqrt{1-2r_*}}\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1-2r_*)}{1-t}}-\sqrt{t(1-t)}\right\}}{r_*^2\left(\frac{1}{r_*}-2t\right)^3\left\{\left(\frac{1}{r_*}-1\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}}-\frac{\sqrt{1-2r_*}}{r_*}\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1-2r_*)}{1-t}}-\sqrt{t(1-t)}\right\}^3} \quad \cdots\cdots(58)$$

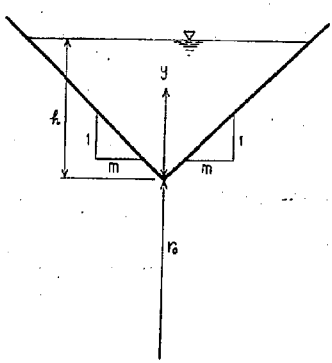
G'_*, H'_* は r_*, t の函数として，附図—5，6 に示す。$r_0\longrightarrow\infty$ なる極限の場合には，(55) 式は極限値計算を行えば (49) 式と一致する。

Ⅳ　他の簡単な断面形に対する不等速定流公式

流速分布及び圧力分布に関しては前章と同様の仮定を設け，以下比較的簡単かつ代表的なる水路断面形として，三角形，梯形，抛物線形断面水路に対する不等流公式を求めることにする。又断面形は前章と同様に，流れの方向には変化しない等断面水路とする。

〔1〕 三角形断面

図—5 の如き三角形断面については，次の各公式が得られる。



図—5

1. 底面が凸面をなす場合

$$u=\frac{Q}{2m(r_0+y)\left\{h-r_0\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}} \quad \cdots(59)$$

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta-\frac{Q^2}{8gm^2\left\{h-r_0\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}^2}\left\{\frac{1}{(r_0+y)^2}-\frac{1}{(r_0+h)^2}\right\} \quad \cdots(60)$$

h/r_0 が 1 に比して小さい場合には，u, p の近似式は次の如くなる。

$$u=\frac{3r_0+2h-3y}{3r_0}V \quad \cdots\cdots(61)$$

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta-\frac{(h-y)(6r_0-h-9y)}{6r_0^2}\frac{V^2}{g} \quad \cdots\cdots(62)$$

こゝに

$$V=\frac{Q}{mh^2}$$

不等流公式は次式にて与えられる。

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta-\frac{\beta Q^2\left\{(2r_0+h)\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)-2h\right\}}{4gm^2(r_0+h)^3\left\{h-r_0\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}^3}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\frac{\alpha Q^2\left\{2h-r_0\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}}{4gm^2(r_0+h)^3\left\{h-r_0\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}^3}} \quad \cdots\cdots(63)$$

こゝに

$$R=\frac{mh}{2\sqrt{1+m^2}}$$

h/r_0 が 1 に比して小さい場合には

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta-\left(\frac{1}{h}-\frac{2}{r_0}\right)\frac{\beta h^2V^2}{3gr_0^2}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\left(\frac{1}{h}-\frac{1}{2r_0}\right)\frac{2\alpha V^2}{g}} \quad \cdots\cdots(64)$$

2. 底面が凹面をなす場合

$$u=\frac{Q^2}{2m(r_0-y)\left\{r_0\log\frac{r_0}{r_0-h}-h\right\}} \quad \cdots\cdots(65)$$

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta+\frac{Q}{8gm^2\left\{r_0\log\left(1-\frac{h}{r_0}\right)+h\right\}^2}\times\left\{\frac{1}{(r_0-h)^2}-\frac{1}{(r_0-y)^2}\right\} \quad \cdots\cdots(66)$$

h/r_0 が 1 に比して小さい場合には，u，p の近似式は次の如くなる。

$$u=\frac{3r_0-2h+3y}{3r_0}V \quad \cdots\cdots(67)$$

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta+\frac{(h-y)(6r_0+h+9y)}{6r_0}\frac{V^2}{g} \quad \cdots\cdots(68)$$

不等流公式は次の通り

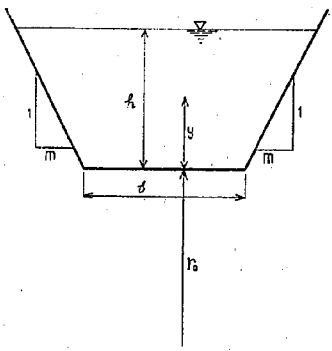
$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta+\frac{\beta Q^2\left\{2h+(2r_0-h)\log\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\right\}}{4gm^2(r_0-h)^3\left\{h+r_0\log\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\right\}^3}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta+\frac{\alpha Q^2\left\{2h+r_0\log\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\right\}}{4gm^2(r_0-h)^3\left\{h+r_0\log\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\right\}^3}} \quad \cdots\cdots(69)$$

h/r_0 が 1 に比して小さい場合には

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta+\left(\frac{1}{h}+\frac{2}{r_0}\right)\frac{\beta h^2V^2}{3gr_0^3}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\left(\frac{1}{h}+\frac{1}{2r_0}\right)\frac{2\alpha V^2}{g}} \quad \cdots\cdots(70)$$

〔2〕 梯形断面

図—6 の如き梯形断面水路に対する各公式は次の通りである。



図—6

1. 底面が凸面をなす場合

$$u=\frac{Q}{(r_0+y)\left\{2mh+(b-2mr_0)\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}} \quad \cdots\cdots(71)$$

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta-\frac{Q^2}{2g\left\{2mh+(b-2mr_0)\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}^2}\times\left\{\frac{1}{(r_0+y)^2}-\frac{1}{(r_0+h)^2}\right\} \quad \cdots\cdots(72)$$

h/r_0 が 1 に比して小さい場合には，u，p の近似式は次の通りとなる。

$$u=\frac{6(b+mh)(r_0-h)+h(3b+4mh)}{6(b+mh)r_0}V \quad \cdots\cdots(73)$$

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta-\frac{(h-y)\{3(b+mh)(2r_0-3y)-h(3b+mh)\}}{6(b+mh)r_0^2}\frac{V^2}{g} \quad \cdots\cdots(74)$$

こゝに

$$V=\frac{Q}{h(mh+b)}$$

不等流公式は次式となる。

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta-\frac{\beta Q^2\left\{h(b-4mr_0)+r_0(4mr_0+2mh-b)\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}}{gr_0(r_0+h)^3\left\{2mh+(b-2mr_0)\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}^3}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\frac{\alpha Q^2\left\{b+4mh+(b-2mr_0)\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}}{g(r_0+h)^3\left\{2mh+(b-2mr_0)\log\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\right\}^3}} \quad \cdots\cdots(75)$$

こゝに

$$R=\frac{h(mh+b)}{b+2h\sqrt{1+m^2}}$$

h/r_0 が 1 に比して小さい場合には

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta-\left\{\frac{3b+2mh}{h(b+mh)}-\frac{13b^2+20mhb+8m^2h^2}{2(b+mh)^2r_0}\right\}\frac{\beta h^2V^2}{6gr_0^2}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\left\{\frac{b+2mh}{h(b+mh)}-\frac{b^2+4mhb+2m^2h^2}{2(b+mh)^2r_0}\right\}\frac{\alpha V^2}{g}} \quad \cdots(76)$$

(76) 式は更に次式とするも，得られる結果には殆んど差異なきことが証明される。

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta-\left(\frac{1}{h}-\frac{2}{r_0}\right)\frac{(3b+2mh)}{(b+mh)}\frac{\beta h^2V^2}{6gr_0^2}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\left(\frac{1}{h}-\frac{1}{2r_0}\right)\frac{(b+2mh)}{(b+mh)}\frac{\alpha V^2}{g}} \quad \cdots\cdots(77)$$

2. 底面が凹面をなす場合

$$u=\frac{Q}{(r_0-y)\left\{(b+2mr_0)\log\left(\frac{r_0}{r_0-h}\right)-2mh\right\}} \quad \cdots\cdots(78)$$

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta+\frac{Q^2}{2g\left\{2mh+(b+2mr_0)\log\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\right\}^2}\times\left\{\frac{1}{(r_0-h)^2}-\frac{1}{(r_0-y)^2}\right\} \quad \cdots\cdots(79)$$

h/r_0 が 1 に比して小さい場合には，u，p の近似値は次の通り

$$u=\frac{6(b+mh)(r_0+y)-h(3b+4mh)}{6(b+mh)r_0}V \quad \cdots\cdots(80)$$

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta+\frac{(h-y)\{3(b+mh)(2r_0+3y)+h(3b+mh)\}}{6(b+mh)r_0^2}\frac{V^2}{g} \quad \cdots\cdots(81)$$

不等流公式は次式で与られる。

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta+\frac{\beta Q^2\left\{h(b+4mr_0)+r_0(4mr_0-2mh+b)\log\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\right\}}{gr_0(r_0-h)^3\left\{2mh+(b+2mr_0)\log\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\right\}^3}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta+\frac{\alpha Q^2\left\{b+4mh+(b+2mr_0)\log\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\right\}}{g(r_0-h)^3\left\{2mh+(b+2mr_0)\log\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\right\}^3}} \quad \cdots\cdots(82)$$

h/r_0 が 1 に比して小さい場合には，前と同様の近似考察を行えば

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta+\left(\frac{1}{h}+\frac{2}{r_0}\right)\frac{(b+2mh)}{(b+mh)}\frac{\beta h^2V^2}{6gr_0^2}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\left(\frac{1}{h}+\frac{1}{2r_0}\right)\frac{(b+2mh)}{(b+mh)}\frac{\alpha V^2}{g}} \quad \cdots\cdots(83)$$

(71)～(83) 式において $m=0$ とおけば矩形断面，$b=0$ とおけば三角形断面水路に対する各公式が直ちに得られる。

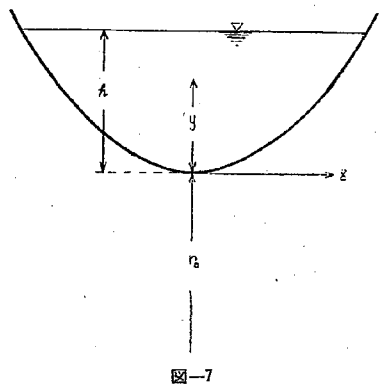
〔3〕 抛物線形断面

図—7 に示す如く，水路断面形が $z=\frac{a}{2}y^{\frac{1}{2}}$ にて与えられる抛物線形水路については，次の各公式が得られる。

1. 底面が凸面をなす場合

$$u=\frac{Q}{2a(r_0+y)\left\{\sqrt{h}-\sqrt{r_0}\tan^{-1}\sqrt{\frac{h}{r_0}}\right\}} \quad \cdots\cdots(84)$$

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta - \frac{Q^2}{8ga^2\left\{\sqrt{h}-\sqrt{r_0}\tan^{-1}\sqrt{\frac{h}{r_0}}\right\}^2} \times\left\{\frac{1}{(r_0+y)^2}-\frac{1}{(r_0+h)^2}\right\} \quad \cdots\cdots(85)$$



図—7

h/r_0 が 1 に比して小さい場合には，u，p の近似式は次の通りとなる。

$$u=\frac{5r_0+3h-5y}{5r_0}V \quad \cdots\cdots(86)$$

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta-\frac{(h-y)(10r_0-3h-15y)}{10r_0^2}\frac{V^2}{g} \quad \cdots\cdots(87)$$

こゝに

$$V=\frac{3Q}{2ah^{3/2}}$$

不等流公式は次式となる。

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta-\frac{\beta Q^2\left\{(3r_0+h)\tan^{-1}\sqrt{\frac{h}{r_0}}-3\sqrt{hr_0}\right\}}{8ga^2\sqrt{r_0}(r_0+h)^3\left\{\sqrt{h}-\sqrt{r_0}\tan^{-1}\sqrt{\frac{h}{r_0}}\right\}^3}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\frac{\alpha Q^2\left\{3\sqrt{h}-2\sqrt{r_0}\tan^{-1}\sqrt{\frac{h}{r_0}}\right\}}{8ga^2(r_0+h)^3\left\{\sqrt{h}-\sqrt{r_0}\tan^{-1}\sqrt{\frac{h}{r_0}}\right\}^3}} \quad \cdots\cdots(88)$$

こゝに

$$R=\frac{2ah^{3/2}}{6\sqrt{h}\left(h+\frac{a^2}{16}\right)+\frac{3}{8}a^2\log\frac{4}{a}\left(\sqrt{h}-\sqrt{h+\frac{a^2}{16}}\right)} \quad \cdots\cdots(89)$$

(89) 式の動水水深は，計算にとつて複雑な形であるから，次のようにおく。

$$R=h\Phi(\zeta) \quad \cdots\cdots(90)$$

但し

$$\left.\begin{aligned}\Phi(\zeta)&=\frac{2\zeta^{1/2}}{6\sqrt{\zeta\left(\zeta+\frac{1}{16}\right)+\frac{3}{8}\log^4\left(\sqrt{\zeta}+\sqrt{\zeta+\frac{1}{16}}\right)}}\\ \zeta&=\frac{h}{a^2}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(91)$$

となつて $\Phi(\zeta)$ は ζ のみの函数となるから，これを計算し，附図—7 に示した。又幅の極めて広い抛物線形断面（$\zeta<0.01$）においては

$$R\fallingdotseq\frac{2}{3}h$$

として差支えないことが証明される。(88) 式において h/r_0 が 1 に比して小さい場合には

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta-\left(\frac{1}{h}-\frac{72}{35r_0}\right)\frac{2\beta h^2V^2}{5gr_0^2}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\left(\frac{1}{h}-\frac{8}{15r_0}\right)\frac{3\alpha V^2}{2g}} \quad \cdots\cdots(92)$$

92) 式は更に近似的に次式とするも，殆んど異ならない。

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta-\left(\frac{1}{h}-\frac{2}{r_0}\right)\frac{2\beta h^2V^2}{5gr_0^2}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\left(\frac{1}{h}-\frac{2}{r_0}\right)\frac{3\alpha V^2}{2g}} \quad \cdots\cdots(93)$$

2. 底面が凹面をなす場合

$$u=\frac{Q}{a(r_0-y)\left\{\sqrt{r_0}\log\frac{\sqrt{r_0}+\sqrt{h}}{\sqrt{r_0}-\sqrt{h}}-2\sqrt{h}\right\}} \quad \cdots\cdots(94)$$

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta+\frac{Q^2}{2ga^2\left\{\sqrt{r_0}\log\frac{\sqrt{r_0}+\sqrt{h}}{\sqrt{r_0}-\sqrt{h}}-2\sqrt{h}\right\}^2}\times\left\{\frac{1}{(r_0-h)^2}-\frac{1}{(r_0-y)^2}\right\} \quad \cdots\cdots(95)$$

h/r_0 が 1 に比して小さい場合には，u, p は充分近似的に次式にて表わされる。

$$u=\frac{5r_0-3h+5y}{5r_0}V \quad \cdots\cdots(96)$$

$$\frac{p}{w}=(h-y)\cos\theta+\frac{(h-y)(10r_0+3h+15y)}{10r_0^2}\frac{V^2}{g} \quad \cdots\cdots(97)$$

不等流公式は次式にて表わされる。

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta+\frac{\beta Q^2\left\{(3r_0-h)\log\frac{\sqrt{r_0}+\sqrt{h}}{\sqrt{r_0}-\sqrt{h}}-6\sqrt{r_0h}\right\}}{2ga^2\sqrt{r_0}(r_0-h)^3\left\{\sqrt{r_0}\log\frac{\sqrt{r_0}+\sqrt{h}}{\sqrt{r_0}-\sqrt{h}}-2\sqrt{h}\right\}^3}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\frac{\alpha Q^2\left\{3\sqrt{h}-\sqrt{r_0}\log\frac{\sqrt{r_0}+\sqrt{h}}{\sqrt{r_0}-\sqrt{h}}\right\}}{ga^2(r_0-h)^3\left\{\sqrt{r_0}\log\frac{\sqrt{r_0}+\sqrt{h}}{\sqrt{r_0}-\sqrt{h}}-2\sqrt{h}\right\}^3}} \quad \cdots\cdots(98)$$

h/r_0 が 1 に比して小さい場合には，前と同様の近似計算を行えば

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta+\left(\frac{1}{h}+\frac{2}{r_0}\right)\frac{2\beta h^2V^2}{5gr_0^2}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\left(\frac{1}{h}+\frac{1}{2r_0}\right)\frac{3\alpha V^2}{2g}} \quad \cdots\cdots(99)$$

〔4〕 類似断面形水路に対する不等流公式の考察

以上により矩形，円形，三角形，梯形，抛物線形断面の 5 種について，各公式を誘導したが，円形断面を除くこれらの不等流公式間には (21)，(38)，(64)，(70)，(77)，(83)，(93)，(99) 式にみられる如く，底面曲率の補正項を比較的規則正しい形にあらわすことができる。従つてこれより類推して，その他の上拡がりの類似断面の場合にも，次式の如き補正を行えば充分であろうと思われる。

1. 底面が凸面をなす場合

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1+\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta-\eta\left(\frac{1}{h}-\frac{2}{r_0}\right)\frac{\beta h^2V^2}{gr_0^2}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\xi\left(\frac{1}{h}-\frac{1}{2r_0}\right)\frac{\alpha V^2}{g}} \quad \cdots\cdots(100)$$

2. 底面が凹面をなす場合

$$\frac{dh}{dx}=\frac{\left(1-\frac{h}{r_0}\right)\sin\theta+\eta\left(\frac{1}{h}+\frac{2}{r_0}\right)\frac{\beta h^2V^2}{gr_0^2}\frac{dr_0}{dx}-\frac{V^2}{C^2R}}{\cos\theta-\xi\left(\frac{1}{h}+\frac{1}{2r_0}\right)\frac{\alpha V^2}{g}} \quad \cdots\cdots(101)$$

上式に於て，ξ，η は断面形状によつて異なる無次元常数又は変数であつて，この中 ξ は底面彎曲の影響を考慮せざる通常の不等流公式から直ちに見出される。η は簡単に求めることができないけれども，η を含む項は一般に ξ の項程重要でないので，断面形状に応じて次の範囲内の適当な常数値をとれば充分であると思われる。

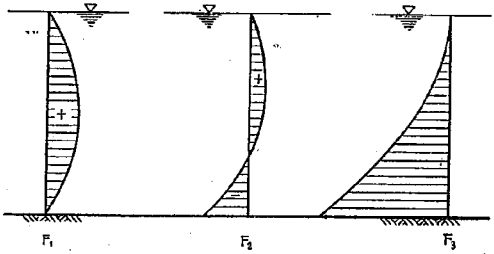
$$\eta=\frac{1}{2}(\text{矩形})\sim\frac{1}{3}(\text{三角形})$$

V　圧力分布に関する吟味

底面が凹なる場合には断面内圧力は遠心力の影響により，(32)，(33) 式等から明らかな如く，静水圧より大となるから，流水は常に底面に沿つて流れ，従つて一般に $r_0>h$ なる限り公式適用の限界は存在しない。

一方，底面が凸面をなす場合には，公式適用の限界が存在し，その限界を超えれば水面形を求めることは無意味となる。何となれば (12)，(13) 式等が示す如く，遠心力の作用は重力の作用を相殺するような方向に向うものであり，従つてある程度以上に遠心力が大となれば，水粒子は重力に打克つて底面から離れ，自由抛物体として飛出すことになるからである。従つて，次に断面内垂直圧力分布について吟味することにする。底面が凸なる場合について，断面垂直圧力分布は重力と遠心力との相互関係により，図—8 に示す如く種々なる場合があり得るのであるが，この圧力分布には，次に述べる三つの重要なる限界が存在することが証明される。

(1)　底面圧力が零　すなわち $[p]_{y=0}=0$ かゝる条件を与える流れの Froude 数を，第 1 臨界 Froude 数と呼び，F_1 にて表わすことにする。



図—8 断面圧力分布図

（2） 断面平均圧力が零 すなわち $\int_0^h p dy=0$ となる。この場合の流れの Froude 数を，第2臨界 Froude 数と呼び，F_2 にて表わす。

（3） 全断面負圧となる限界すなわち $\left[\frac{dp}{dy}\right]_{y=h}=0$. この場合の Froude 数を第3臨界 Froude 数と呼び，F_3 にて表す。

これらの臨界 Froude 数 $(V/\sqrt{gh\cos\theta})$ の計算は容易であるから，各断面形について得られた結果を一括して表—1 に示した。又 h/r_0 が 1 に比して小さい場合には，円形断面を除き 表—2 に示す如く 簡単な形に表わすことができる。表—2 に示した臨界 Froude 数の配列は甚だ規則的であつて，三角形並びに矩形は両極端となつている。

これらの臨界 Froude 数の物理的意義について考察すれば，次の通りである。

F_1 は底面に負圧が発生し始める限界を与えるものである。F_2 は底面の吸引力及び水面の表面張力の作用を無視すれば，理論上前記の各公式が成立する限界を与えるものであるが，実際にはこれらの作用はかなり大きいから，F_2 を超えても水粒子は自由表面から飛散しないはずである。F_3 は全断面負圧となる限界であつて，自由表面を有する流れについては，理論上は無意義な限界であるが，実際には F_3 が表面近くの水粒子が重力の作用に打克つて，自由抛物体として飛出す限界に近いように思われる。

しかしながら後章における実験結果の考察からも明らかな如く，こゝに述べた各限界は極めて概略の性質を示すものに過ぎないのである。実際の高速流れでは前述の圧力分布とは多少異なるものであり，又本理論では全く無視した乱れの鉛直速度成分，並びに水面における空気の抵抗も，高速流においては軽視すべからざる作用を有するものと思われるからである。

表—1

	F_1'
矩　形	$\dfrac{r_0(r_0+h)\log\left(1+\dfrac{h}{r_0}\right)}{h\sqrt{h\left(r_0+\dfrac{h}{2}\right)}}$
三角形	$\dfrac{2r_0(r_0+h)\left\{1-\dfrac{r_0}{h}\log\left(1+\dfrac{h}{r_0}\right)\right\}}{h\sqrt{h\left(r_0+\dfrac{h}{2}\right)}}$

抛物線形	$\dfrac{3r_0(r_0+h)\left(1-\sqrt{\dfrac{r_0}{h}}\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h}{r_0}}\right)}{h\sqrt{h}\left(r_0+\dfrac{h}{2}\right)}$
梯　形	$\dfrac{r_0(r_0+h)\left\{2mh+(b-2mr_0)\log\left(1+\dfrac{h}{r_0}\right)\right\}}{h(mh+b)\sqrt{h}\left(r_0+\dfrac{h}{2}\right)}$
円　形	$\dfrac{\sqrt{2}\,\pi R_0^2(r_0+h)F_*}{\sqrt{h(2r_0+h)}\left\{R_0^2\cos^{-1}\left(1-\dfrac{h}{r_0}\right)-(R_0-h)\sqrt{h(2r_0-h)}\right\}}$
	F_2
矩　形	$\left(1+\dfrac{r_0}{h}\right)\sqrt{\dfrac{r_0}{h}}\log\left(1+\dfrac{h}{r_0}\right)$
三角形	$2\left(1+\dfrac{r_0}{h}\right)\sqrt{\dfrac{r_0}{h}}\left\{1-\dfrac{r_0}{h}\log\left(1+\dfrac{h}{r_0}\right)\right\}$
抛物線形	$3\left(1+\dfrac{r_0}{h}\right)\sqrt{\dfrac{r_0}{h}}\left(1-\sqrt{\dfrac{r_0}{h}}\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h}{r_0}}\right)$
梯　形	$\dfrac{\left(1+\dfrac{r_0}{h}\right)\sqrt{\dfrac{r_0}{h}}\left\{2mh+(b-2mr_0)\log\left(1+\dfrac{h}{r_0}\right)\right\}}{mh+b}$
円　形	$\dfrac{\pi R_0^2(r_0+h)F_*}{\sqrt{hr_0}\left\{R_0^2\cos^{-1}\left(1-\dfrac{h}{R_0}\right)-(R_0-h)\sqrt{h(2R_0-h)}\right\}}$
	F_3
矩　形	$\left(1+\dfrac{r_0}{h}\right)^{\frac{3}{2}}\log\left(1+\dfrac{h}{r_0}\right)$
三角形	$2\left(1+\dfrac{r_0}{h}\right)^{\frac{3}{2}}\left\{1-\dfrac{r_0}{h}\log\left(1+\dfrac{h}{r_0}\right)\right\}$
抛物線形	$3\left(1+\dfrac{r_0}{h}\right)^{\frac{3}{2}}\left(1-\sqrt{\dfrac{r_0}{h}}\tan^{-1}\sqrt{\dfrac{h}{r_0}}\right)$
梯　形	$\dfrac{\left(1+\dfrac{r_0}{h}\right)^{\frac{3}{2}}\left\{2mh+(b-2mr_0)\log\left(1+\dfrac{h}{r_0}\right)\right\}}{mh+b}$
円　形	$\dfrac{\pi R_0^2\sqrt{\dfrac{r_0}{h}}\left(1+\dfrac{h}{r_0}\right)^{\frac{3}{2}}F_*}{\left\{R_0^2\cos^{-1}\left(1-\dfrac{h}{r_0}\right)-(R_0-h)\sqrt{h(2R_0-h)}\right\}}$

表—2

	F_1	F_2	F_3
矩形	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+\frac{1}{2}}$	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+1}$	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+2}$
三角形	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+\frac{1}{6}}$	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+\frac{2}{3}}$	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+\frac{5}{3}}$
抛物線形	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+\frac{3}{10}}$	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+\frac{4}{5}}$	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+\frac{9}{5}}$
梯形	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+\frac{1}{2}-\frac{mh}{3(b+mh)}}$	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+1-\frac{mh}{3(b+mh)}}$	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+2-\frac{mh}{3(b+mh)}}$

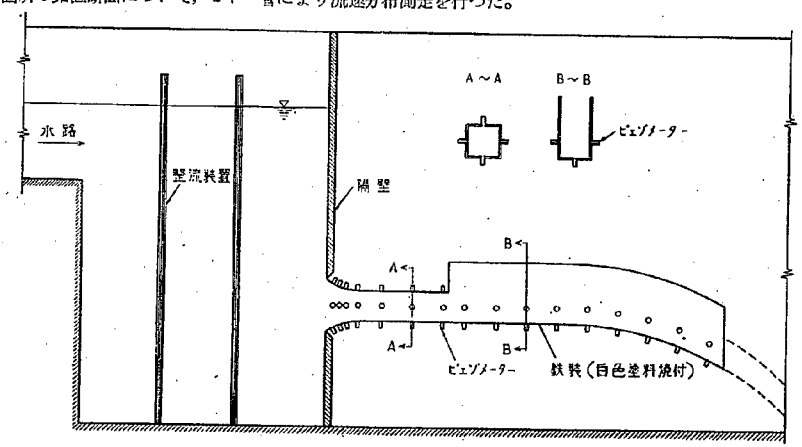
Ⅵ　Ⅱ型放水管の模型実験

〔1〕 実験の方法

建設省土木研究所赤羽分室にある幅一米水路に隔壁を設け，之に鉄製全面白色塗料焼付の2種の放水管を取りつけ，種々なる流量を流した場合の，管内及び開水路部の圧力，開水路部の水位及び流速を測定した（図—9）。模型管の内面仕上は充分滑らかであると考えられる。

直管部には7断面の上下左右，合計 28 箇所，開水路部には底面及び両側面にピエゾメーターをとりつけ，これらのピエゾメーターをビニール管によりマノメーターに連結して，各ピエゾ点の壁面圧力の読みをとつた。ピエゾメーターの開口は直径 1.5 mm である。

開水路部においては，各ピエゾメーターのある鉛直断面において，水面測定器により水位を測定すると共に5箇所の鉛直断面について，ピトー管により流速分布測定を行つた。



図—9　模型実験装置図

〔2〕 模型管の寸法

1. 実験—I

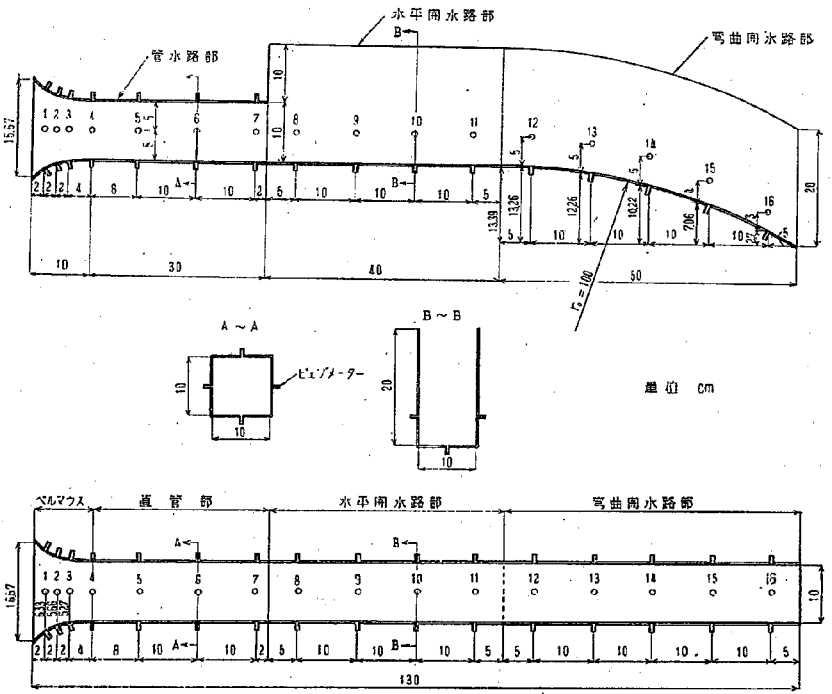
管水路部はベルマウス長 12 cm，直管部長 28 cm，合計 40 cm であつて，直管部の断面は 10×10 cm の正方形管である。

ベルマウス曲線形は次式にて表わされる曲線形を採用した。

$$\frac{X^2}{D^2}+\frac{Y^2}{(D/3)^2}=1$$

この曲線形については「堰堤放水管に関する研究 (2)」の附図—2，3 を参照せられたい。

開水路部には上に蓋はなく，全長 40 cm の水平開水路に，底面曲率 r_0=100 cm，水平長 50 cm の矩形断面の円弧底面開水路が接続する。この放水管模型—I の全体図，及びピエゾメーターの配置状況は図—10 に示す。なお同図には各ピエゾメーター断面の番号を，入口より順次 1～16 まで記入してある。この中流速測

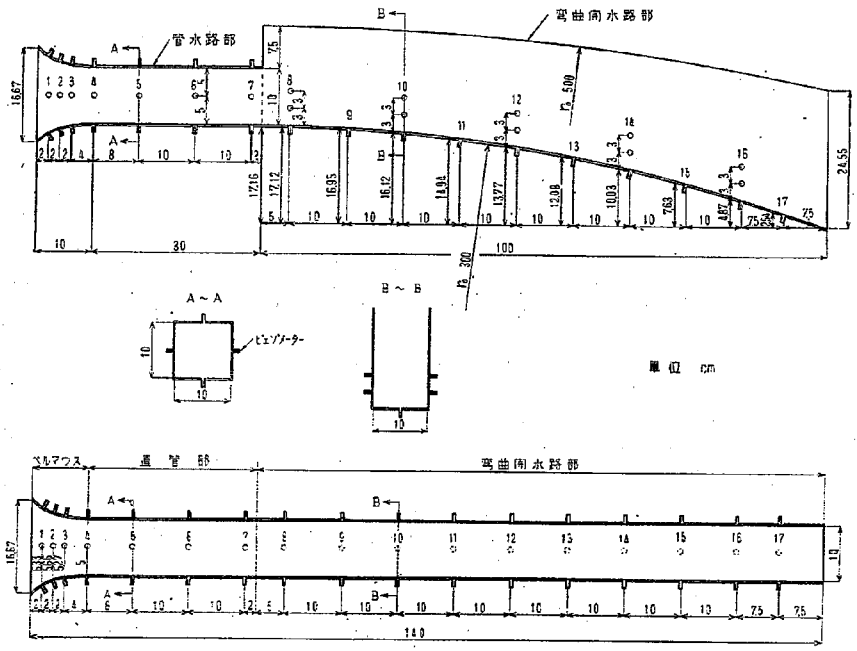


図—10 放水管模型—I

定を行つた断面は No. 8, 11, 12, 14, 16 各断面であつた。

2. 実験—II

管水路部は実験－1と同じであるが，開水路部には水平開水路部を有せず，底面曲率 r_0=300 cm，水平長 100 cm の矩形断面円弧底面開水路が，直接管水路末端に接続する。この放水管模型－Ⅱの全体図，及びピエゾメーター配置状況を図－11 に示す。同図に記入した断面番号は No. 1～17 であつて，この中 No. 8, 10, 12, 14, 16 の各断面において流速測定を行つた。



図－11　放水管模型－Ⅱ

Ⅶ 実験結果の考察

〔1〕概説

実験はこの外数種の模型についても行つたが，ここでは上の二種についてのみ説明する。

本実験における開水路部の流れの Froude 数は，実験－Ⅰ・Ⅱ共にほゞ流量に正比例することがいえる。

この流れの Froude 数が小さい時には，水面は極めて平滑であるが，Froude 数が大きくなるにつれて，水面は次第に粗となつてくる。更に Froude 数が増大すると，流れは横断面内において対称性を失い，かなり不規則な週期運動を以つて，左右何れか一方側の水位が著しく高まるようになる。このような状態を超えて Froude

数が大きくなり，ある限界値に達すると，水面附近の水粒子は自由抛物体として飛散し始めるようになるが，流れの主流はやはり底面に沿つて流れるから，自由飛散水をも含めた流れの見掛けの水深が甚だ大となる。このような流況においては，流れの速度分布は自由飛散部と底部において大きく，飛散部と実質流れとの境界附近でやゝ小さくなるような，幾分くびれた形の分布を示すようになることが多いように見受けられる。模型実験においては，水面からの空気連行現象はまだ見られなかつたが，実物での流速は 20 m/sec 以上に及ぶはずであるから，恐らく前述の水面が粗となる附近において空気連行を発生し，水面が泡立つと共に幾分高まるものと推測される。以下，水面形状，流速分布，圧力分布等について，実験値と理論計算値とを比較しつつ簡単に論ずることにする。

〔2〕 水面形及び底圧

水面形及び底圧の実測値を附表—1，図—12 に示し，この実測値に対して，(21)，(14) 式による計算値を表附—2，図—12 に示した。(21) 式において，右辺分子の $\frac{dr_0}{dx}$ は底面が円弧であるから 0 となり，この項は消える。

又計算に使用した C の値については，射流の流体抵抗は，常流の流体抵抗とはかなり異なることが一般に認められているので，いわゆる Manning の流速公式と，Kutter の粗度係数とをそのまゝ使用することは疑問とされる。ところで本実験においては粗度は勿論一定と考えられる上に，流れの動水水深もあまり変化しない。かつ又 (21) 式の C を含む項は，このような高速流れにおいては，他項に比して小さい値を有する項に過ぎないから，C を近似的に一定と考えることにした。実験—Ⅰの水平開水路部における実験値から算定した値，及び本間博士等の実測値を参照して $C=56$ ($m^{1/2}$/sec) とした。

図—12 の実験—Ⅱ，流量 37.5 l/sec，52.5 l/sec の両図において，実線は実質流体の水面をあらわし，鎖線は沫の最高飛散線を示したものであつて，この両線の間の流体量は僅少である。

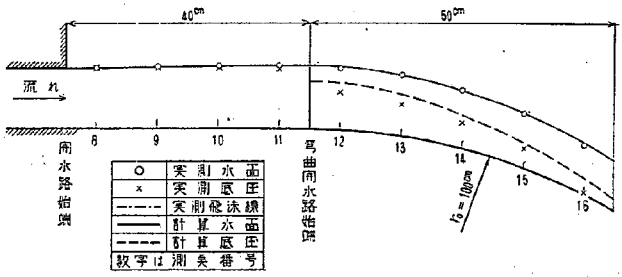
図—12 から明らかな如く，水面形状については，実験値と計算値の一致は良好であるが，底圧は特に実験—Ⅰにおいては大体の傾向として，実験値の方が幾分小さな値を示すことが多いように見受けられる。実験—Ⅱの方は，実験誤差の範囲内において，実測底圧と計算底圧との一致は比較的良好である。

〔3〕 断面流速分布と圧力分布

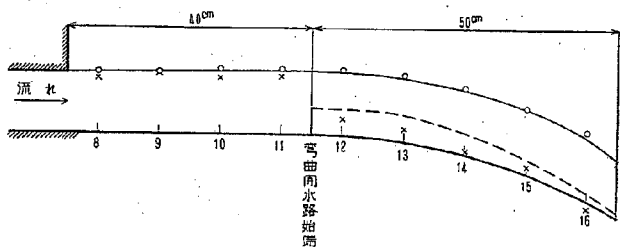
流速分布の実測値（附表—3）と (11) 式による計算値との比較を図—13 に示した。実験値と計算値の一致は良好であり，従つてこれより当初に設けた非回転性の仮定はほゞ是認されるものと思われる。

断面圧力分布は，側壁のピエゾメーター及びピトー管の静圧により測定した。しかしながら，側壁のピエゾメーターは，鉛直方向には実験—Ⅰでは 1 点，実験—Ⅱでは 2 点開口しているのみであるから，測定値数としては不足であり，又一方実験に使用したピトー管の静圧は，特に流速が大なる時には，多少の動圧を感じていることが明らかとなつたためピトー管による測定圧力値には多分に疑問の余地がある。何れにしても断面圧力の測定値には充分の信頼がおけないと思われたので，表示を省略し，たゞその極く一部の実験値と計算値との比較を図—14 に示すにとどめた。

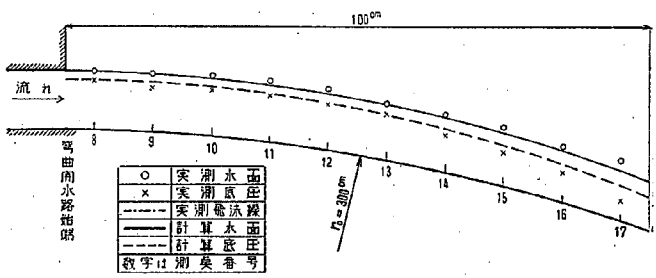
(1) 実験－1 Q = 17.50 l/sec



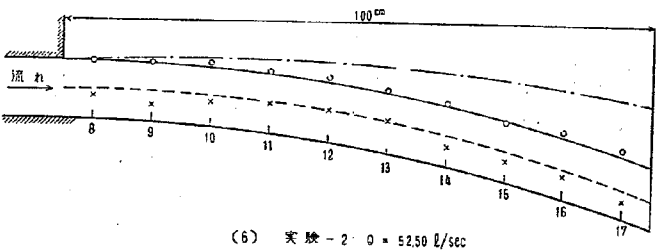
(2) 実験－1 Q = 24.75 l/sec



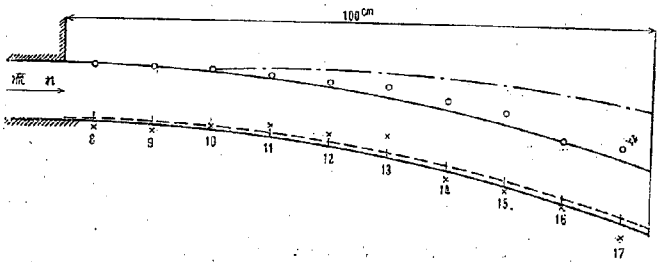
(4) 実験－2 Q = 20.83 l/sec



(5)　実験－2　Q = 37.50 ℓ/sec

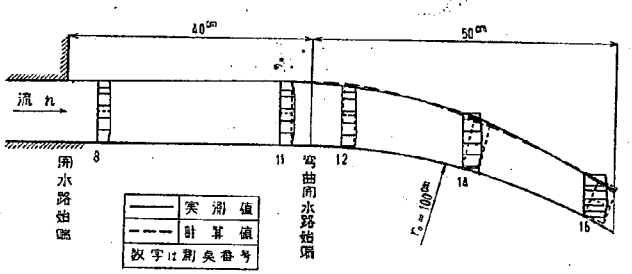


(6)　実験－2　Q = 52.50 ℓ/sec

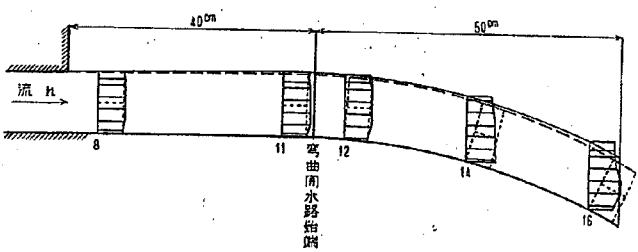


図—12　実験値と計算値の比較—1（水面と底圧）

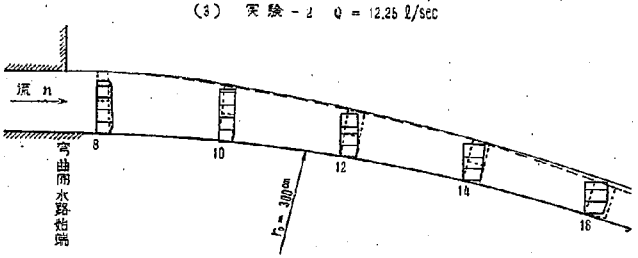
(1)　実験－1　Q = 13.00 ℓ/sec



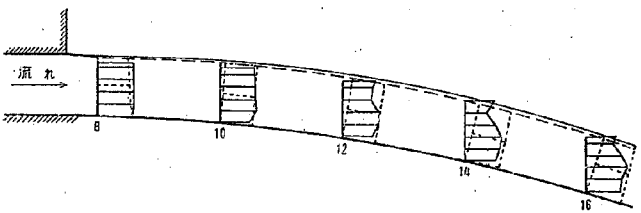
(2)　実験－1　Q = 24.76 ℓ/sec



(3) 実験－2 Q = 12.25 ℓ/sec

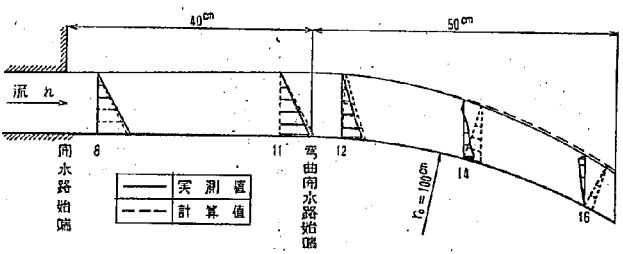


(4) 実験－2 Q = 32.50 ℓ/sec

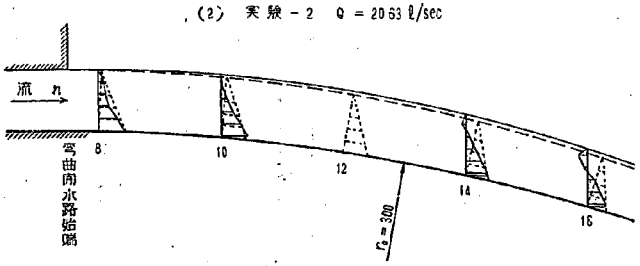


図—13 実験値と計算値の比較—2（流速分布）

(1) 実験－1 Q = 17.50 ℓ/sec



(2) 実験－2 Q = 20.53 ℓ/sec



図—14 実験値と計算値の比較—3（圧力分布）

〔4〕 Froude 数と流況

実験一Ⅰ，Ⅱの各彎曲開水路部3断面について，流れの Froude 数及び第Ⅴ章に述べた各臨界 Froude 数 F_1, F_2, F_3 を計算し，これを表—3 に示した。

実験一Ⅰでは，流れの一部が飛散し始めるのは，流量 34～35.75 l/sec の間にあることが判明したが，これは表—3 からも分る如く，流れの Froude 数が F_3 より大となる限界にほゞ相当し，著者の推論と一致するように思われる。

実験一Ⅱの場合は，流れの Froude 数は実験の範囲内においては F_1 よりも小さく，底面圧力も最大流量 52.5 l/sec の時に，僅かな負圧を生ずるにとどまり，断面圧力分布は殆んど正となつている。すなわち第Ⅴ章の臨界 Froude 数は，すべて考慮する必要はないことになる。

ところで表面水粒子は流量 32.5～35 l/sec の間において，やはり飛散し始めることが分つた。勿論この場合の底面は依然として正圧である。この現象は本篇におけるが如き簡単な理論では説明できない所であつて，大よそ次の如き理由に依るものであろうと推察される。

通常高速流れの空気連行現象は，流水内における乱れの上向き速度成分が著しく大となる時，水粒子の重力及び水面の表面張力に打克つて，水粒子の一部を空中に飛散せしめ，これが再び飛沫となつて水面に落下するときに，気泡となつた空気を連びこむために生ずるものとされていることは，周知のところである。

本実験一Ⅱにおいても同様に，乱れの鉛直速度成分が，ある程度以上に大きくなつた場合には，表面粒子の一部を空中に僅かに跳上げることになるであろうが，この場合流れの主流が底面に沿つて彎曲しているために，この水粒子は空中に残される形となり，結局飛散するに至るのであろうと推定する。乱れの鉛直速度成分は，主流の速度の大いさとほぼ比例関係にあることが分つているから，この飛散現象はある一定流量以上になつた場合に，始めて発生することは明らかである。

しかしながらこの飛散現象の主因となる乱れの鉛直速度成分は，主として乱れの Reynolds 数に関係するものであるから，通常の模型実験より実物の飛散限界を定めることは必ずしも容易ではないと思われる。この飛散限界を定めるには，乱れの速度を考慮した式を求めるか，又は数多くの特別な実験に依らなければならない。たゞ実際のⅡ型放水管においては，高貯水位の時には，必ず飛散限界を超えていることは明らかである。

〔5〕 底面曲率と負圧発生限界

この放水管模型はその寸法割合において，堰堤内に設置されるⅡ型放水管の実物形状に酷似しているから，この模型実験における負圧発生限界について調べてみる。

今放水管模型の彎曲開水路始端底面より，水が自由抛物体として運動する軌跡をあらわす方程式を求めるために，彎曲開水路始端底面に原点をおき，水平に x_0 軸，鉛直下方に y_0 軸をとると，軌道抛物線は次式で表わされる。

$$y_0=\frac{1}{2}g\frac{x_0^2}{V^2} \quad \cdots\cdots\cdots\

表—3 臨界 Froude 数表

実験—1

計算断面番号		⑨	⑬	⑰
開水路始端よりの底面距離 (cm)		45.24	66.18	87.12
Q=24.75 l/sec	Froude 数	2.330	2.576	3.178
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+\frac{1}{2}}$	3.169	3.220	3.384
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+1}$	3.247	3.297	3.457
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+2}$	3.397	3.445	3.599
Q=30.50 l/sec	Froude 数	2.874	3.045	3.534
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+\frac{1}{2}}$	3.173	3.193	3.290
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+1}$	3.251	3.270	3.365
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+2}$	3.401	3.419	3.511
Q=35.75 l/sec	Froude 数	3.369	3.470	3.896
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+\frac{1}{2}}$	3.169	3.182	3.259
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+1}$	3.247	3.260	3.335
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+2}$	3.397	3.410	3.482

実験—2

計算断面番号		①	⑤	⑨
開水路始端よりの底面距離 (cm)		5.02	47.12	89.12
Q=32.5 l/sec	Froude 数	3.470	3.412	3.636
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+\frac{1}{2}}$	5.624	5.582	5.667
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+1}$	5.668	5.626	5.713
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+2}$	5.755	5.714	5.800
Q=37.5 l/sec	Froude 数	3.767	3.684	3.852
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+\frac{1}{2}}$	5.512	5.461	5.512
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+1}$	5.557	5.507	5.558
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+2}$	5.647	5.597	5.647
Q=52.5 l/sec	Froude 数	5.435	5.237	5.227
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+\frac{1}{2}}$	5.567	5.579	5.456
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+1}$	5.612	5.534	5.502
	$\sqrt{\frac{r_0}{h}+2}$	5.700	5.624	5.592

実験—Ⅰ　x_0= 50 cm　y_0=13.40 cm

実験—Ⅱ　x_0=100 cm　y_0=17.16 cm

を (102) 式に代入してVを求めれば

実験—Ⅰ　V=302.5 cm/sec

実験—Ⅱ　V=534.5 cm/sec

となる。こゝで実験—Ⅰでは水深 10.5 cm，水路幅 10 cm，実験—Ⅱでは水深 10 cm，水路幅 10 cm とすると，流量はそれぞれ 31.6 l/sec (実験—Ⅰ)，53.5 l/sec (実験—Ⅱ) となる。

実験—Ⅰにおける実測負圧発生流量は 29 l/sec，実験—Ⅱにおける負圧発生流量は 52.5 l/sec であつた。

ところで (102) 式による抛物線と，実際使用した円弧との縦距の差は表—4，に示す如く，わずかであるから，実質上はほゞ同一と見なし得ると思われる。従つて実測値と計算値との比較により，当然の帰結として，最大流量に対して抛物体の自由落下軌道 (又はこの軌道が堤体下流面と交る点を通り，水平直管部底面と切する円弧線) より急なる底面曲率を使用すれば，底面に負圧が発生するものと考える必要がある。

表—4　円弧と抛物線の縦距比較表

実験—Ⅰ

越流開水路始端よりの水平距離 (x)	10 cm	20 cm	30 cm	40 cm	50 cm
円弧	0.501	2.020	4.606	8.348	13.397
抛物線	0.536	2.144	4.823	8.574	13.397
差	0.035	0.124	0.217	0.226	0

実験—Ⅱ

開水路距始端よりの水平距離 (x)	20 cm	40 cm	60 cm	80 cm	100 cm
円弧	0.665	2.679	6.061	10.863	17.157
抛物線	0.686	2.745	6.177	10.980	17.157
差	0.021	0.066	0.116	0.117	0

Ⅷ Ⅱ型放水管の設計

〔1〕 開水路部の設計

前述の理論及び実験に基づき，開水路部の設計基準を次のように列記する。

(1) 最大流量に対して，管水路出口より放出される水の自由落下線 (又はこの落下軌道が堤体下流面と交る点を通り，管水路底面に接する円弧) を開水路底面の設計基準とする。この基準より急なる曲率を使用すれば底面に負圧を発生し，緩かなる曲率を使用すれば，堤体下流面とのとりつけが困難となることが多く，又一定貯水位に対して，放流々量が減少するからいずれも好ましくない。

(2) 放水管内開水路流れの水面は当然飛散するはずであるから，出口断面は管水路末端断面よりも上下方向に拡大する必要がある。断面設計の基準としては，開水路始端断面の高さは管水路の高さの 1.5～2 倍，開水

路部上壁面を円弧とするとき，その曲率半径は底面曲率半径の 1.5~2 倍程度が適当であると思われる。

（3） 開水路部始端には，充分なる大いさの給気孔を必要とする。この給気孔の大いさ及び所要給気量については，「堰堤放水管に関する研究（2）」のⅦ補遺を参照せられたい。

〔2〕 流量計算式

水位 H と流量 Q との間の関係式は，次式にて与えられることは明らかである。

$$Q=\sqrt{\frac{2g\left(H-\frac{p_a}{w}\right)}{1+f_e+\lambda\frac{L_0}{4R}}} \quad \cdots\cdots(10.3)$$

こゝに　H：管水路出口断面中心より貯水池水面までの高さ

p_a：管水路出断面平均圧力

L_0：管水路全長

R：動水水深

λ：摩擦抵抗係数

f_e：入口損失係数

出口断面平均圧力 p_a は矩形管の高さを $2b$ とするとき，次式にて与えられるから

$$p_a=\frac{1}{2b}\int_0^{2b} p\,dy \quad \cdots\cdots(104)$$

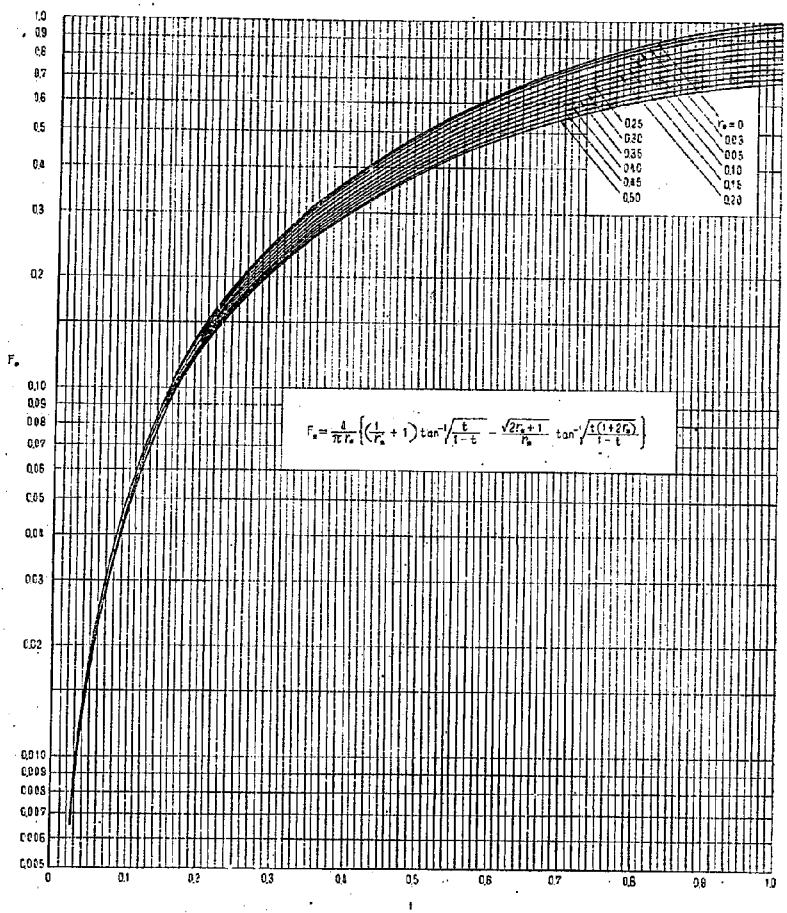
(103) 式を (104) 式に代入して，p_a を計算すれば

$$\frac{p_a}{w}=b\cos\phi-\frac{b(r_0-2b_a)}{r_0^2}\frac{\eta V_a^2}{g} \quad \cdots\cdots(105)$$

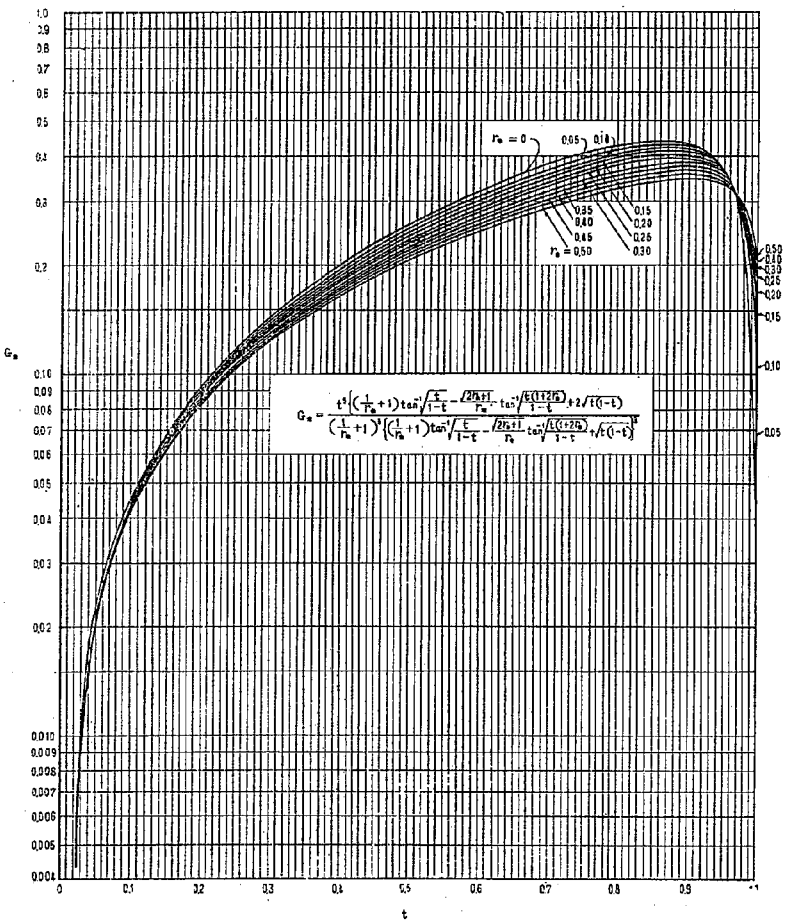
こゝに ϕ は管水路中心線が水平線となす角であつて，図—1 の如き水平管水路の場合には $\cos\phi=1$ となる。管水路部の傾斜角 ϕ があまり大きくない限り，管水路内に大きな負圧を生ずるおそれがないから，一般に管内圧力について検算する必要はない。

Ⅸ 結　　語

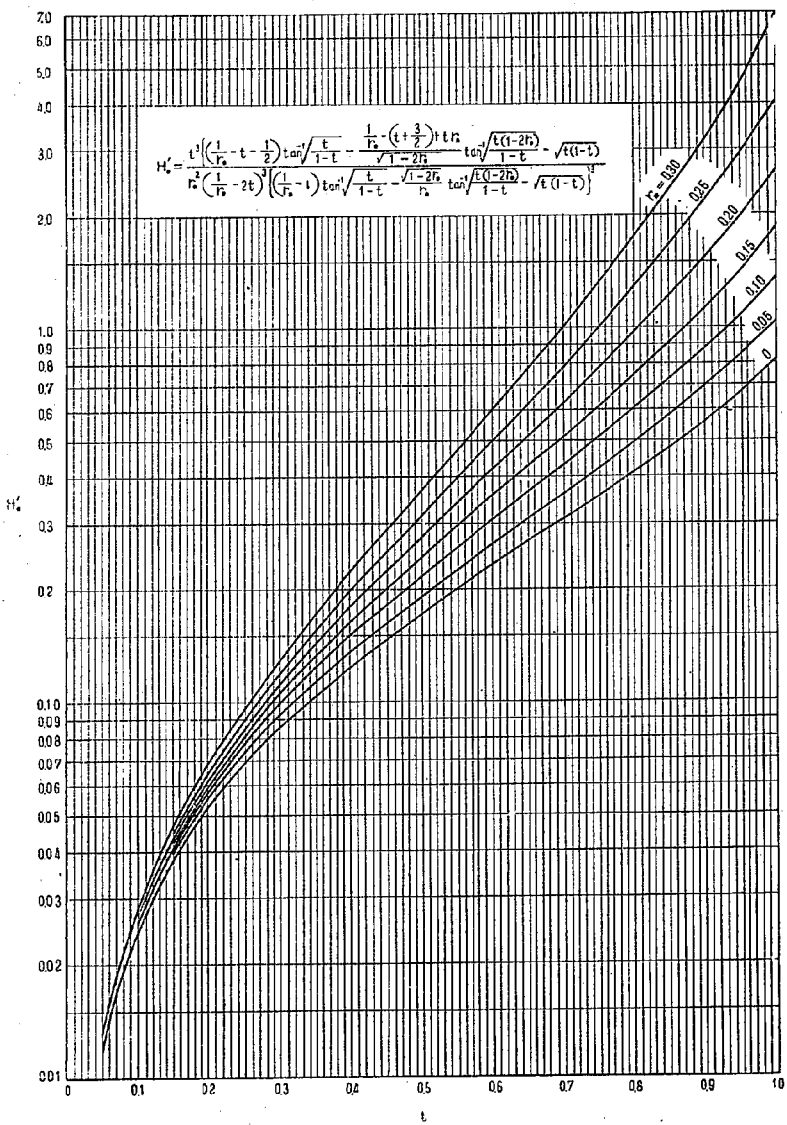
以上を以つてⅡ型放水管に関する研究を一先づ終ることにする。尚給気孔については，引続き実験を行う予定である。終りに臨み，本研究の実験及び計算に当つた河川構造物研究室　神田　悟，池永茂徳両君及びその他の諸氏に対し，こゝに深甚の感謝の意を表する。



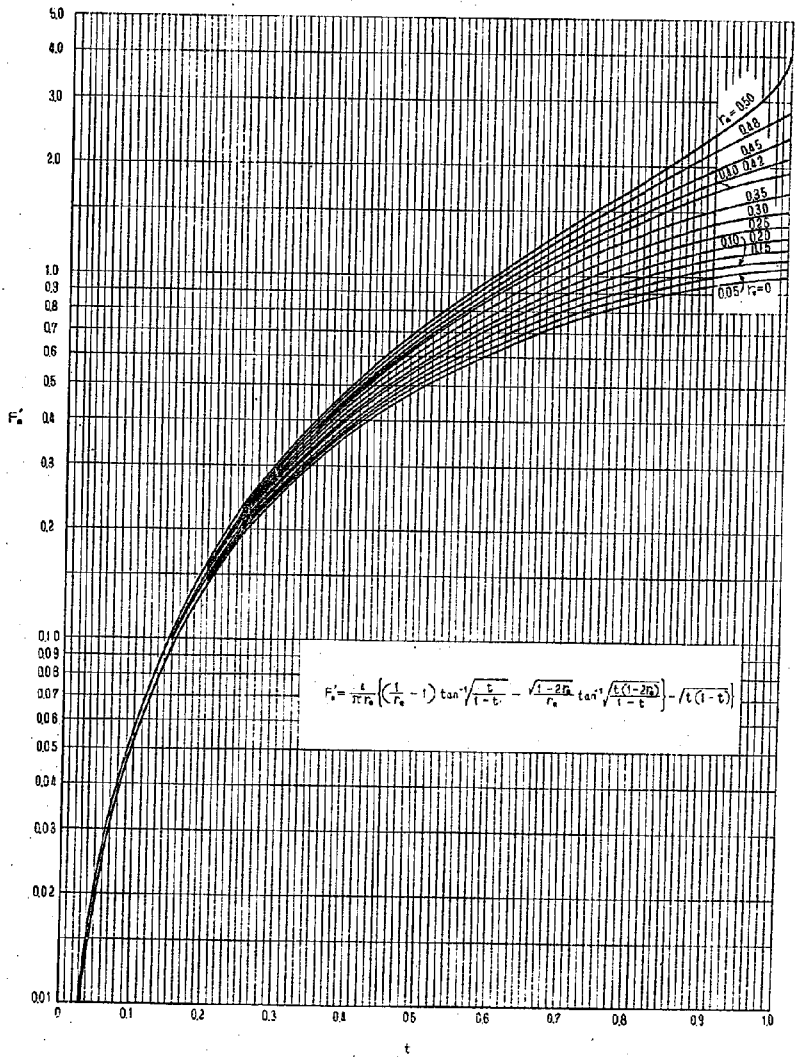
附図—1　$F_* \sim r_*$, t 曲線


$r_* = 0$
0.05
0.10
0.35
0.40
0.45
$r_* = 0.50$
0.15
0.20
0.25
0.30
0.50
0.40
0.30
0.25
0.20
0.15
0.10
0.05
G_*
t
$G_* = \frac{t^3\left\{\left(\frac{1}{r_*}+1\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}} - \frac{\sqrt{2r_*+1}}{r_*}\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1+2r_*)}{1-t}}+2\sqrt{t(1-t)}\right\}}{\left(\frac{1}{r_*}+1\right)^3\left\{\left(\frac{1}{r_*}+1\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}} - \frac{\sqrt{2r_*+1}}{r_*}\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1+2r_*)}{1-t}}+\sqrt{t(1-t)}\right\}^3}$

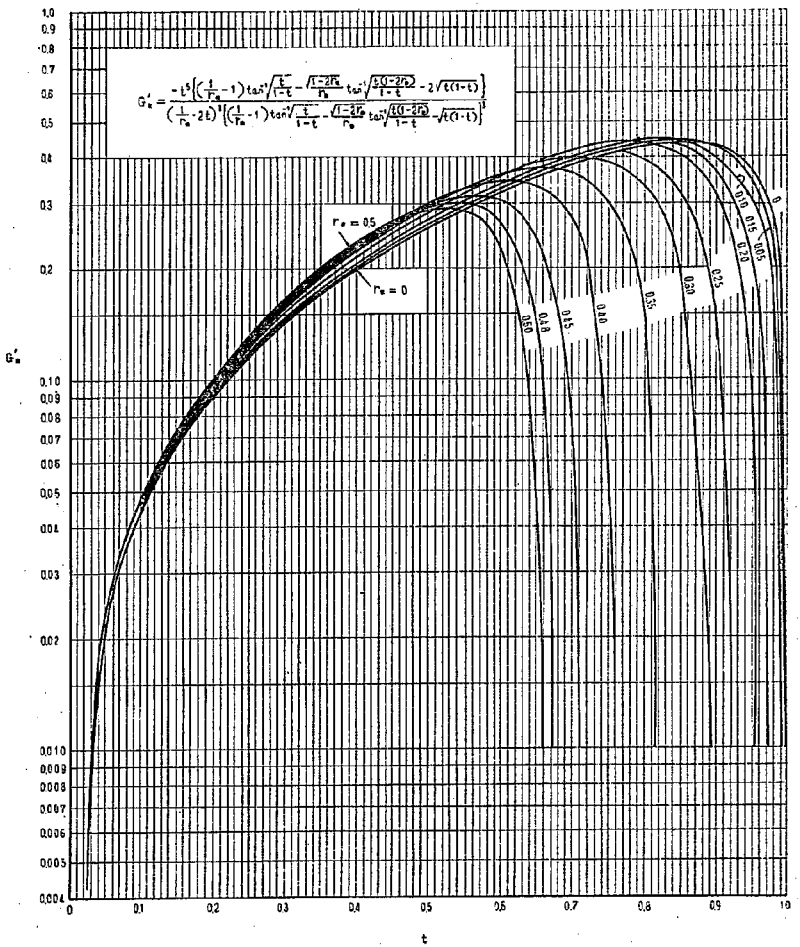
附図—2 G_*～r_*, t 曲線


$H'_* = \frac{t^3\left(\frac{1}{r_*}-t-\frac{1}{2}\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}} - \frac{\frac{1}{r_*}-\left(t+\frac{3}{2}\right)+t\,r_*}{\sqrt{1-2r_*}}\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1-2r_*)}{1-t}} - \sqrt{t(1-t)}}{r_*^2\left(\frac{1}{r_*}-2t\right)^3\left\{\left(\frac{1}{r_*}-1\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}} - \frac{\sqrt{1-2r_*}}{r_*}\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1-2r_*)}{1-t}} - \sqrt{t(1-t)}\right\}^2}$
$r_* = 0.30$
0.25
0.20
0.15
0.10
0.05
0
H'_*
t

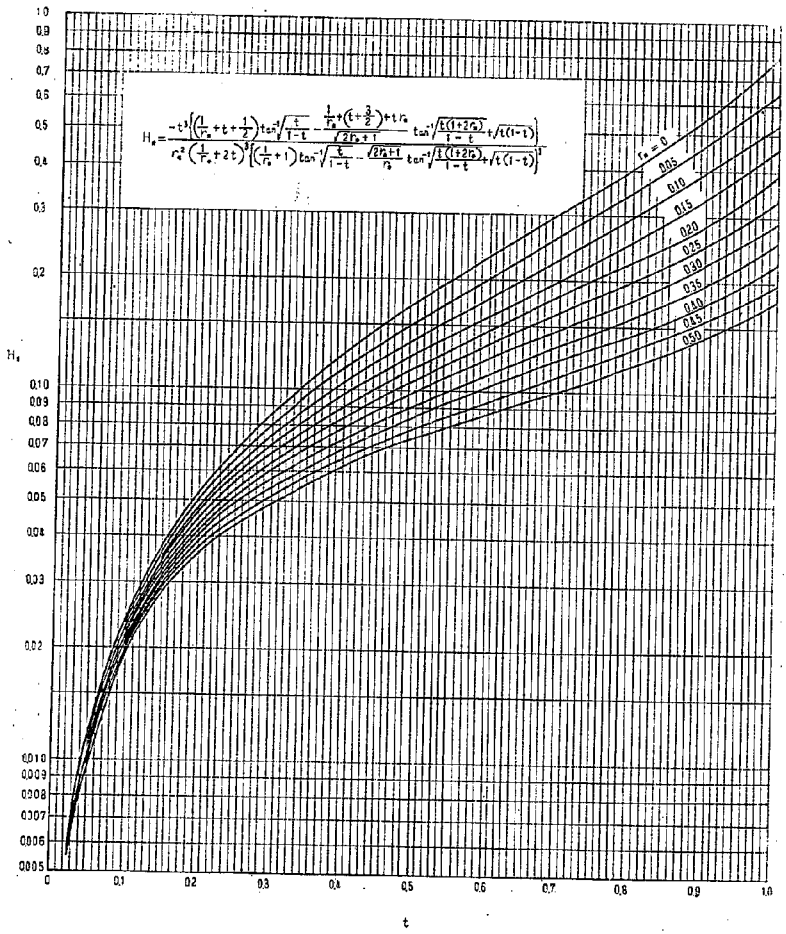
附図—3　H_*～r_*, t 曲線


r_s=0.50
0.48
0.45
0.40 0.42
0.35
0.30
0.25
0.20
0.15
0.10
0.05
r_s=0
F_s'
t
$F_s'=\frac{t}{\pi r_s}\left\{\left(\frac{1}{r_s}-1\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}}-\frac{\sqrt{1-2r_s}}{r_s}\tan^{-1}\sqrt{\frac{t(1-2r_s)}{1-t}}\right\}-\sqrt{t(1-t)}$

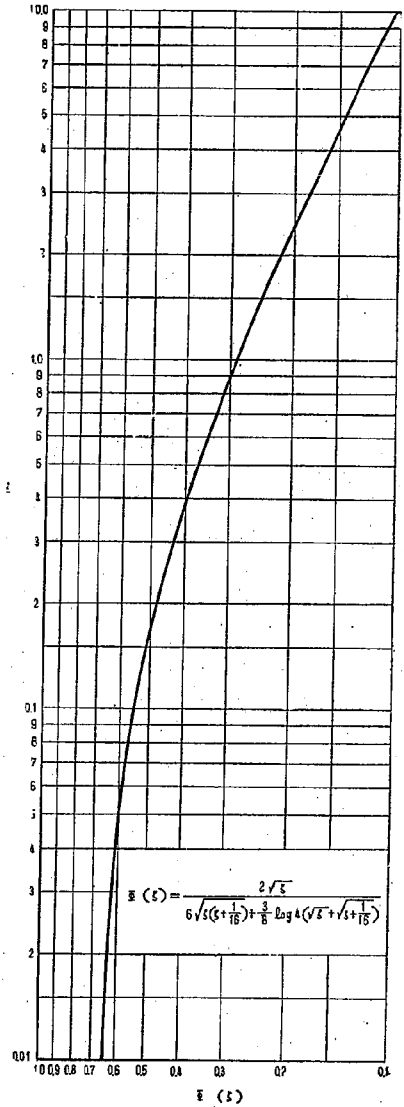
附図—4 F_s'～r_s, t 曲線


$G'_* = \frac{-t^5\left\{\left(\frac{1}{r_*}-1\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}}-\frac{\sqrt{1-2r_*}}{r_*}\tan^{-1}\sqrt{\frac{2(1-2r_*)}{1-t}}-2\sqrt{t(1-t)}\right\}}{\left(\frac{1}{r_*}-2t\right)^3\left\{\left(\frac{1}{r_*}-1\right)\tan^{-1}\sqrt{\frac{t}{1-t}}-\frac{\sqrt{1-2r_*}}{r_*}\tan^{-1}\sqrt{\frac{2(1-2r_*)}{1-t}}-\sqrt{t(1-t)}\right\}^3}$
$r_* = 0.5$
$r_* = 0$
0.50
0.45
0.40
0.35
0.30
0.25
0.20
0.15
0.10
0.05
0
G'_*
t

附図—5　G_*～r_* t 曲線



附図—6 $H_{\infty}'\sim r_{\infty}$, t 曲線


100
9
8
7
6
5
4
3
2
1.0
9
8
7
6
5
4
3
2
0.1
9
8
7
6
5
4
3
2
0.01
1.0 0.9 0.8 0.7 0.6 0.5 0.4 0.3 0.2 0.1
$\Xi(\xi)=\frac{2\sqrt{\xi}}{6\sqrt{\xi(\xi+\frac{1}{16})}+\frac{3}{8}\log_e(\sqrt{\xi}+\sqrt{\xi+\frac{1}{16}})}$
$\Xi(\xi)$

附図—7

附表—1　水深・底圧測定値表

実験—1

測点番号	開水路始端よりの水平距離 (cm)	底面距離 (cm)	Q=13.00 l/sec H=15.25 cm T=22.3°C		Q=17.50 l/sec H=23.05 cm T=22.7°C		Q=24.75 l/sec H=42.00 cm T=21.9°C		Q=30.50 l/sec H=61.40 cm T=21.6°C		Q=35.75 l/sec H=85.20 cm T=18.2°C	
			水深(鉛直) (cm)	底圧 (cm)	水深(鉛直) (cm)	底圧 (cm)	水深(鉛直) (cm)	底圧 (cm)	水深(鉛直) (cm)	底圧 (cm)	水深(鉛直) (cm)	底圧 (cm)
8	5.00	5.000	10.15	10.10	10.15	9.90	10.22	9.10	10.15	8.90	10.45	8.50
9	15.00	15.000	10.37	10.40	10.41	10.30	10.05	10.30	10.40	10.50	10.72	11.00
10	25.00	25.000	10.67	10.30	10.56	9.90	10.70	9.20	10.70	9.00	11.17	8.70
11	35.00	35.000	10.50	10.00	10.56	9.80	10.80	9.50	11.00	9.10	11.46	8.30
12	45.00	45.003	10.13	7.33	10.32	6.43	10.73	2.73	11.03	−1.17	11.72	−4.17
13	55.00	55.068	9.38	6.33	10.09	5.43	10.99	2.13	11.13	−1.37	10.98	−4.37
14	65.00	65.278	8.58	4.87	9.59	4.17	10.67	0.67	11.47	−2.33	11.93	−5.53
15	75.00	75.750	7.47	3.63	8.88	3.03	10.76	1.13	10.93	−1.17	11.67	−4.37
16	85.00	86.688	6.57	1.39	7.97	0.14	11.19	−1.21	10.98	−3.11	13.87	−6.31

(註)　Q；流量　H；入口中心から貯水池水面までの高さ　T；水温

実験—2

測点番号	開水路始端よりの水平距離 (cm)	底面距離 (cm)	Q=12.25 l/sec H=14.90 cm T=11.6°C		Q=20.63 l/sec H=32.35 cm T= 8.7°C		Q=32.50 l/sec H=72.50 cm T= 8.8°C		Q=37.50 l/sec H=94.00 cm T= 9.2°C		Q= 52.50 l/sec H=159.00 cm T= 7.4°C	
			水深(鉛直) (cm)	底圧 (cm)	水深(鉛直) (cm)	底圧 (cm)	水深(鉛直) (cm)	底圧 (cm)	水深(鉛直) (cm)	底圧 (cm)	水深(鉛直) (cm)	底圧 (cm)
8	5.00	5.000	10.14	9.03	9.94	8.33	9.64	5.54	10.04	4.03	9.84	−0.96
9	15.00	15.010	9.71	8.61	10.11	7.51	10.31	4.91	10.21	2.91	10.01	−0.99
10	25.00	25.045	9.54	8.54	10.34	7.74	10.34	5.54	10.84	4.14	10.44	0.54
11	35.00	35.081	9.42	8.54	10.62	7.92	10.72	5.42	10.52	5.12	10.52	1.92
12	45.00	45.204	8.39	7.49	10.39	7.89	10.39	5.89	10.99	5.49	10.79	2.09
13	55.00	55.327	7.59	7.18	9.69	7.98	9.89	6.58	10.58	5.58	11.89	3.48
14	65.00	65.537	7.33	6.03	9.73	6.33	10.63	4.13	10.43	3.43	11.83	−1.37
15	75.00	75.835	7.03	5.43	9.99	5.83	10.63	4.03	10.03	3.53	12.33	−0.77
16	85.00	86.132	6.89	4.99	9.49	5.09	10.29	3.79	11.29	3.59	10.49	−0.41
17	92.50	93.986	7.62	6.32	10.62	3.32	11.12	2.62	11.62	2.92	12.62	−2.38

附表—2　水深・底圧計算値表

実験—1

計算断面	開水路始端よりの水平距離 (cm)	底面距離 (cm)	Q=13.00 l/sec		Q=17.50 l/sec		Q=24.75 l/sec		Q=30.50 l/sec		Q=35.75 l/sec	
			水深 (cm)	底圧 (cm)	水深 (cm)	底圧 (cm)	水深 (cm)	底圧 (cm)	水深 (cm)	底圧 (cm)	水深 (cm)	底圧 (cm)
①	5.00	5.00	10.11	10.11	10.07	10.07	10.06	10.06	10.06	10.06	10.05	10.05
③	15.00	15.00	10.33	10.33	10.22	10.22	10.18	10.18	10.17	10.17	10.16	10.16
⑤	25.00	25.00	10.59	10.59	10.36	10.36	10.30	10.30	10.28	10.28	10.27	10.27
⑦	35.00	35.00	10.87	10.87	10.52	10.52	10.42	10.42	10.39	10.39	10.39	10.39
⑧	40.00	40.00	11.04	9.56	10.62	7.80	10.48	4.83	10.45	1.85	10.44	−1.40
⑨	45.23	45.24	10.36	8.77	10.51	7.68	10.49	4.82	10.48	1.89	10.48	−1.33
⑪	55.64	55.71	8.82	6.95	9.92	6.80	10.30	4.42	10.41	1.63	10.48	−1.44
⑬	65.88	66.18	7.67	5.25	9.05	5.44	9.92	3.59	10.20	1.01	10.39	−1.86
⑮	75.84	76.65	6.73	3.80	8.19	3.98	9.41	2.45	9.87	0.06	10.16	−2.70
⑰	85.40	87.12	5.99	3.19	7.43	2.57	8.86	1.14	9.48	−1.08	9.88	−3.75

実験—2

計算断面	開水路始端よりの水平距離 (cm)	底面距離 (cm)	Q=12.25 l/sec		Q=20.63 l/sec		Q=32.50 l/sec		Q=37.50 l/sec		Q=52.50 l/sec	
			水深 (cm)	底圧 (cm)	水深 (cm)	底圧 (cm)	水深 (cm)	底圧 (cm)	水深 (cm)	底圧 (cm)	水深 (cm)	底圧 (cm)
①	5.00	5.02	10.14	9.64	9.94	8.51	9.64	5.97	10.04	5.35	9.84	0.46
②	15.70	15.71	10.13	9.62	9.98	8.54	9.69	6.02	10.09	5.41	9.89	0.55
③	26.15	26.18	9.45	8.89	9.96	8.50	9.75	6.09	10.16	5.50	9.98	0.71
④	36.56	36.65	8.69	8.05	9.85	8.33	9.79	6.10	10.21	5.53	10.06	0.82
⑤	46.93	47.12	8.00	7.27	9.64	8.05	9.79	6.05	10.23	5.51	10.13	0.90
⑥	57.24	57.60	7.39	6.57	9.38	7.68	9.75	5.95	10.22	5.43	10.18	0.93
⑦	67.49	68.07	6.85	5.95	9.04	7.23	9.69	5.79	10.19	5.31	10.21	0.93
⑧	77.65	78.54	6.39	5.38	8.71	6.78	9.60	5.59	10.12	5.13	10.24	0.89
⑨	87.71	89.12	5.98	4.87	8.37	6.30	9.48	5.34	10.04	4.88	10.25	0.81
⑩	100.00	101.93	5.62	4.40	8.04	5.80	9.35	5.03	9.93	4.63	10.24	0.66

(註)　水深は底面に垂直に測る

実験—1

附表—3　鉛直断面流速測定値表

流量 (l/sec)	測点番号	開始水路底面端より距離 (cm)	水深 (鉛直) (cm)	(1)		(2)		(3)		(4)		(5)		(6)	
				y' (cm)	u (cm)	y' (cm)	u (cm)	y' (cm)	u (cm)	y' (cm)	u (cm)	y' (cm)	u (cm)	y' (cm)	u (cm)
13.00	8	5.000	10.15	0.20	124.4	2.00	137.9	4.00	135.7	6.00	134.8	8.00	132.1	9.00	126.0
	11	35.000	10.50	0.20	131.4	2.00	142.1	4.00	141.4	6.00	138.0	8.00	136.5	9.00	132.1
	12	45.003	10.13	0.33	132.8	2.13	153.4	4.13	153.4	6.13	148.2	8.13	142.8	9.13	140.0
	14	65.278	8.58	0.17	165.7	2.17	189.9	4.17	185.7	6.17	179.9	8.17	176.0	——	——
	16	86.688	6.57	0.69	232.6	1.69	239.7	2.69	235.9	3.69	235.1	4.69	231.9	——	——
17.50	8	5.000	10.15	0.20	179.8	2.00	193.0	4.00	192.0	6.00	190.9	8.00	191.5	9.00	191.5
	11	35.000	10.56	0.20	183.6	2.00	193.0	4.00	193.0	6.00	189.9	8.00	184.7	9.00	183.6
	12	45.003	10.32	0.33	148.2	2.13	205.3	4.13	200.5	6.13	194.0	8.13	187.9	9.13	184.7
	14	65.278	9.59	0.17	191.5	2.17	228.8	4.17	225.8	6.17	216.4	8.17	210.0	——	——
	16	86.688	7.97	0.69	211.4	2.69	260.8	4.69	258.2	6.69	251.6	7.69	247.3	——	——
24.75	8	5.000	10.22	0.20	246.5	2.00	265.6	4.00	268.9	6.00	267.5	8.00	263.8	9.00	263.8
	11	35.000	10.80	0.20	255.9	2.00	267.5	4.00	267.8	6.00	267.8	8.00	267.8	9.50	251.6
	12	45.003	10.73	0.33	243.3	2.13	278.3	4.13	277.9	6.13	271.5	8.13	269.3	9.13	253.0
	14	65.278	10.67	0.17	288.6	2.17	284.9	4.17	281.0	6.17	279.6	8.17	274.3	10.17	258.5
	16	86.688	11.19	0.69	286.9	2.69	328.6	4.69	327.7	6.69	279.3	8.69	275.4	9.69	261.2
30.50	8	5.000	10.15	0.20	316.5	2.00	330.4	4.00	328.7	6.00	327.7	8.00	325.6	9.00	306.7
	11	35.000	11.00	0.20	314.3	2.00	325.3	4.00	325.6	6.00	325.0	8.00	319.3	9.00	314.9
	12	45.003	11.03	0.33	299.3	2.13	331.3	4.13	330.1	6.13	327.4	8.13	322.3	9.13	303.8
	14	65.278	11.47	0.17	303.8	2.17	352.8	4.17	351.9	6.17	340.1	8.17	322.9	10.17	250.4
	16	86.688	10.98	0.69	351.4	2.69	390.8	4.69	365.1	6.69	331.9	8.69	306.7	10.69	306.4
35.75	8	5.000	10.45	0.20	365.1	2.00	378.5	4.00	382.9	6.00	384.4	8.00	383.7	10.00	382.9
	11	35.000	11.46	0.20	333.7	2.00	377.0	4.00	378.3	6.00	378.0	8.00	365.6	9.00	353.6
	12	45.003	11.72	0.23	316.2	2.13	396.5	4.13	397.0	6.13	387.2	8.13	371.5	10.13	360.8
	14	65.278	11.93	0.17	316.5	2.17	410.6	4.17	401.9	6.17	361.8	8.17	338.9	10.17	318.6
	16	86.688	13.87	0.19	395.5	2.69	400.9	4.69	368.3	6.69	253.2	8.69	247.7	10.69	242.5

(註)　y' は底面より測つた鉛直距離

実験—2

附表—3　鉛直断面流速測定値表

流量 (l/sec)	測点番号	水路始端よりの底面距離 (cm)	水深 (鉛直) (cm)	(1)		(2)		(3)		(4)		(5)		(6)	
				y' (cm)	u (cm)	y' (cm)	u (cm)	y' (cm)	u (cm)	y' (cm)	u (cm)	y' (cm)	u (cm)	y' (cm)	u (cm)
12.25	8	5.000	10.14	0.24	141.4	2.04	152.7	4.04	146.8	6.04	144.1	8.04	140.0	8.54	136.45
	10	25.045	9.54	0.04	136.5	2.04	152.7	4.04	156.5	6.04	153.4	8.04	146.8	8.54	146.8
	12	45.204	8.39	0.39	150.8	2.39	171.5	4.39	175.4	5.39	171.5	7.19	170.3	——	——
	14	65.537	7.33	0.13	172.6	2.13	196.5	4.13	199.0	6.13	197.0	——	——	——	——
	16	86.132	6.89	0.29	193.5	2.29	227.0	4.29	227.9	5.29	226.2	——	——	——	——
20.63	8	5.000	9.94	0.24	235.9	2.04	241.3	4.04	242.5	6.04	240.5	8.04	235.5	8.94	232.2
	10	25.045	10.34	0.04	220.9	2.04	239.6	4.04	242.5	6.04	240.1	8.04	237.6	9.24	234.3
	12	45.204	10.39	0.39	238.0	2.39	246.5	4.39	247.3	6.39	248.5	8.39	246.5	9.39	238.8
	14	65.537	9.73	0.13	214.6	2.13	259.3	4.13	259.7	6.13	260.0	8.13	258.2	——	——
	16	86.132	9.49	0.29	227.9	2.29	277.5	4.29	280.0	6.29	281.7	8.29	278.2	——	——
32.50	8	5.000	9.64	0.24	349.7	2.04	364.5	4.04	365.1	6.04	368.6	8.04	365.1	8.64	366.7
	10	25.045	10.34	0.04	310.5	2.04	362.1	4.04	363.7	6.04	345.5	8.04	357.5	9.04	355.6
	12	45.204	10.39	0.39	308.3	2.39	369.3	4.39	371.7	6.39	286.9	8.39	303.5	9.39	332.5
	14	65.537	10.63	0.13	313.1	2.13	359.4	4.13	364.3	6.13	300.3	8.13	216.9	10.13	282.8
	16	86.132	10.29	0.29	322.9	2.29	342.1	4.29	389.7	6.29	345.8	8.29	274.0	9.29	287.6
37.50	8	5.000	10.04	0.24	389.7	2.04	419.6	4.04	421.2	6.04	417.7	8.04	416.5	9.04	415.8
	10	25.045	10.84	0.04	360.2	2.04	411.5	4.04	415.3	6.04	399.7	8.04	391.0	10.04	343.5
	12	45.204	10.99	0.39	382.1	2.39	420.0	4.39	402.1	6.39	345.8	8.39	329.8	9.99	340.1
	14	65.537	10.43	0.13	330.7	2.13	404.6	4.13	388.5	6.13	315.9	8.13	298.6	9.13	281.8
	16	86.132	11.29	0.29	359.7	2.29	399.7	4.29	382.1	6.29	300.3	8.29	199.5	10.29	261.2
52.50	8	5.000	9.84	0.24	415.8	2.04	538.2	4.04	540.4	6.04	539.1	8.04	580.8	8.84	546.2
	10	25.045	10.44	0.04	455.4	2.04	464.3	4.04	542.2	6.04	544.9	8.04	544.9	9.44	495.0
	12	45.204	10.79	0.39	465.4	2.39	538.2	4.39	540.8	6.39	547.6	8.39	442.7	9.79	407.7
	14	65.537	11.83	0.13	388.5	2.13	514.4	4.13	529.4	6.13	529.4	8.13	388.5	9.53	334.2
	16	86.132	10.49	0.29	480.5	2.29	498.5	4.29	515.9	6.29	478.9	8.29	370.4	9.29	379.6

(註)　y' は底面より測った鉛直距離

河床における砂礫層の支持力調査

建設技官　木　村　弘　太　郎
建設技官　大　石　博　愛
建設技官　谷　藤　正　三
建設技官　三　森　利　夫

（昭和 30 年 7 月 10 日）

目　　次

Ⅰ 要　　旨……（1）
Ⅱ 実験装置……（2）
Ⅲ 実験，場所，方法及び地質……（2）
Ⅳ 実験結果……（7）
Ⅴ 結果の考察……（16）
Ⅵ むすび……（26）

Ⅰ 要　　旨

砂防堰堤の基礎面に作用する地盤反力と堤体の沈下量を実測して沈下と支持力の関係を明らかにし，経済的な断面を設計する資料を得る目的で前年度利根川水系砂防工事々務所管内砂川第四堰堤の基礎および上流側法面に圧力計を埋設し現在もなお実測中であるが，地質の異なつた場所の支持力値との関連を求め地質に応じた地盤の支持力を決定する目的で昭和 29 年度においては利根川上流部，沼尾川水系で 2 箇所，砂川水系 1 箇所の堰堤工事現場の砂礫層地盤において載荷試験を中心とする現場実験を行い，支持力係数と限界支持力を判定した．その結果，この実験の場合のように密度の大きいよく締つた地盤では弾性理論による解析が有効に用いることができるようであつて，支持力係数は，弾性理論の式 $s=\frac{pb\ Cs}{E(1-\mu^2)}$ から $\frac{E}{(1-\mu^2)\ Cs}=\beta$ とおいて

$$p=s/b\times\beta \qquad \therefore\ K=p/s=\beta/b$$

によつて決定され，支持力は載荷版の沈下 s を地盤の弾性的変形 s' と，載荷版下部の土が側方変形を生ずることによつて起る圧縮沈下 s'' との合成沈下であると考えて $s=\frac{p_0 r_0}{E\tan\alpha}+\frac{2p_0 k}{r_0}$ から

$$1/p_0=\frac{2k}{r_0 s}+\frac{r_0}{sE\tan\alpha}$$

として整理すると $1/p_0$ は周辺面積比 $2/r_0$ に対して直線関係で表わすことができる．従つて周辺面積比の非常に小さな実際の構造物に対しては

$$p_0=\frac{sE\tan\alpha}{r_0}$$

によつて或る沈下量のときの支持力を決定することができる．

Ⅱ 実験装置

現場実験は載荷試験の外に堰堤基礎面において，剪断試験．密度測定及び電気抵抗式による地質調査なども行つたが，このうち載荷試験のための荷重として図—1 に示すような分解移動ができる組立式荷重装置を製作した．

載荷は荷重制御式を採用して，一定荷重に対する沈下量の増加を測定し，沈下が停止したとみなし得る状態になつた時に，さらに荷重を増加させるようにした．なお荷重は図のようにテコ式載荷装置である．

この装置は幅 2.0 m×長さ 4.0 m×高さ 2.0 m，型鋼で骨格を組立て，内面から板張りの上防水布を張つた自重約 1.5 ton の荷重箱2個を中央の高さ 0.7 m，全長 5.5 m，自重約 1.0 ton の受け梁でつなぎ，受け梁中央にピンで最大高さ 0.7 m，全長 9.0 m，自重約 1.5 ton の載荷梁をつり下げる．載荷梁の両端には，1.8 m×1.8m×高さ 1.3 m 型鋼組立て，内面板張りの上防水布を張つた自重約 0.5 ton の分銅台及び平衡台をつり下げた．

荷重箱に水を満した時の重量は 17.5 ton×2 個=35 ton，装置全体の最大荷重は約 47 ton で，直径 75 cm の円形載荷版に約 10 kg/cm² の荷重を加えることができる．

載荷版は受け梁の中心から 0.6 m の位置におき，分銅の重量と載荷重とは 1：8 の割合になつている．また載荷梁が傾斜した時にも荷重が垂直に加わるように，上下にピンをもつた荷重伝達装置を取付け，その下に 30 cm 角の木柱を取付けて載荷版上の油圧ヂャッキに接触せしめた．

載荷版に作用している荷重は分銅箱に入つた水量によつてわかるが，実験の場合には容量 75 ton の油圧ヂャッキの圧力を精密な圧力計（MAM 製 0.2 kg/cm² 號，最大 450 kg/cm²）によつて読みとつた．

またこの装置を設置するためには比較的大面積を要するので，現場の状況により必要な面積が得られないようなときは，載荷梁，分銅箱，平衡箱を除いて受け梁の中央へ木柱をたて，これを通して荷重を加える方法をとつたが，この時の有効荷重は約 36 ton である．

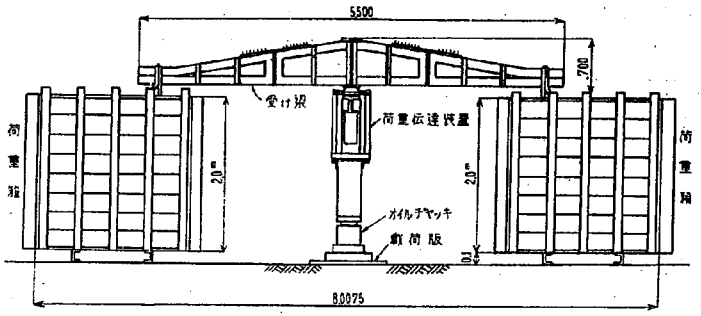
実験は一回毎に位置をかえて行うため，両方の荷重箱にコロ材または土運搬用のトロ台を二台並べた上に据付けて実験毎に人力またはウィンチを使用して移動できるようにした．

Ⅲ 実験場所，方法，及び地質

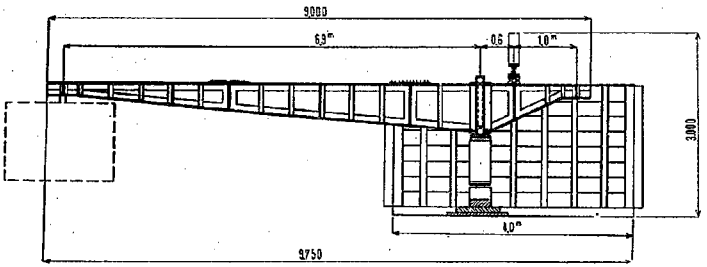
実験を行つた場所は利根川水系砂防工事々務所管内沼尾川水系の薬山第8床固め基礎，同じく前入沢第 10 床固め基礎及び砂川水系，砂川第5堰堤基礎の3箇所で薬山は火山灰質の砂を多く含む砂礫層，前入沢，砂川は玉石交りの砂礫層である．

実験地の形状と掘さく面の地質及び実験を行つた位置等を図- 2 に示す．

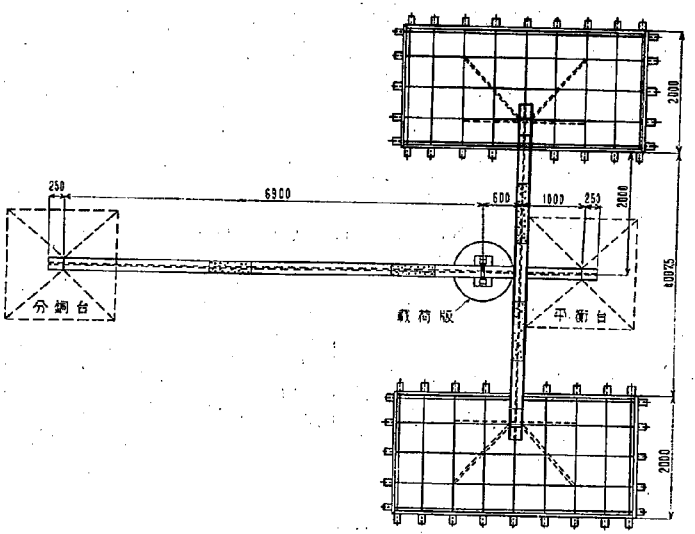
また実験地内で行つた L—10 型電気抵抗式探査器による結果は図—3 のような曲線を示しており，砂礫層は相当深いところまで続いているものと思われる．（砂川は実験準備地が狭かつたため約 50 m 上流の河床において調査した．なお約 70 m 下流の第4堰堤基礎におけるボーリングの結果は砂礫層の深さ 20 m 以上であつた．）



図—1 荷重装置 (a) 正面図

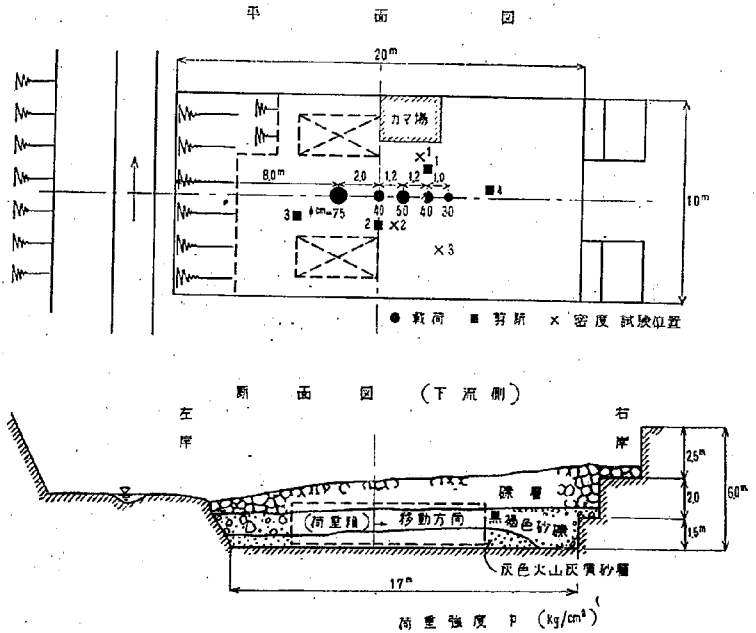


図—1 (b) 側断面図

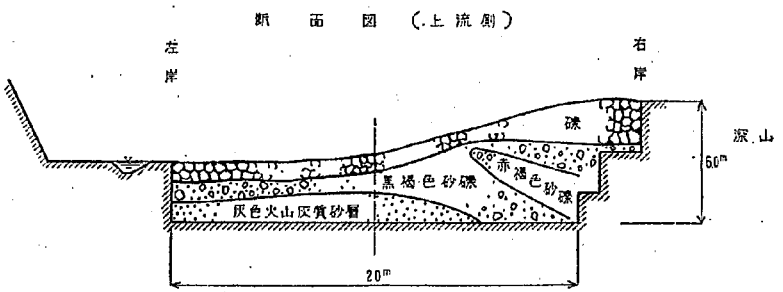


図—1 (c) 平面図

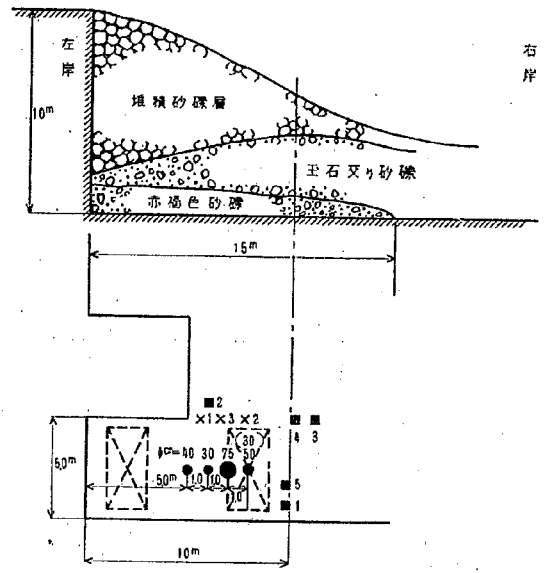
現場実験は密度，含水量，せん断試験及び載荷試験であるが，地盤は大部分礫で構成されているため，密度測定にモールドを使用することができず，地盤の表面を，約 40 cm 角，深さ約 20 cm に掘りとつて，この試料の重量を計量し，掘さくした穴に薄いビニール布（厚 0.05 mm)を間隙の残らないように張つて清水を満し水の容積 V を測定して



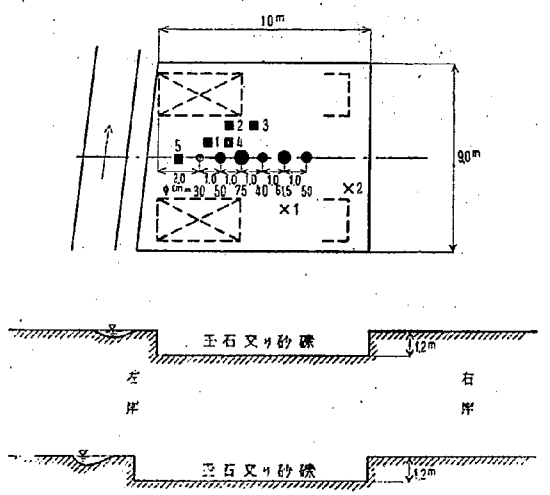
図—2　実験位置及び地層断面図



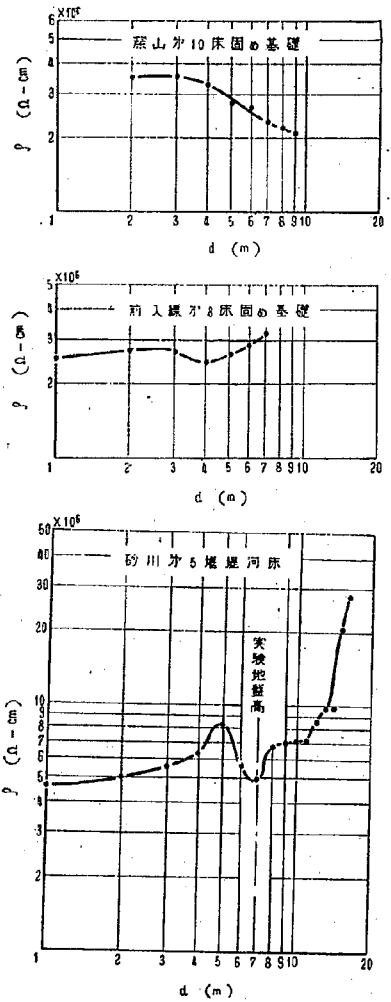
図—2　a)　梨山第 10 床固め図



図—2 (b) 前入沢第8床固め



図—2 (c) 砂川第5堰堤



図—3 L--10 型電気抵抗器による結果

$$\gamma = W/V$$

ここに　γ ：密度

W ：採取した試料の重量

V ：試料を採取した部分の体積

から現場密度 γ を決定した。

せん断試験は 10×10 cm I. 型鋼を内径 40×40 cm に熔接したせん断箱を製作し，これを丁寧に掘り残した試料の上から押し込み周囲の空隙には砂を流し込んで水締めした試料を 1 ton の歪みリングを通してヂャッキにより押し切つた．また上下圧には載荷版，玉石等の重量を計量して，これらを積み重ねて荷重とした。

載荷装置は前記のようにコロ材またはトロ車の上に設置して荷重箱にはポンプにより注水し，載荷梁荷重点或は受け梁中央の直下に載荷版を据付けた．地盤は湧水及び湧水のため何れの場合も飽和度 100 % である．

実験は表面を水平に均し，砂を約 5 mm 厚に敷いて載荷版を密着せしめ径の大きい版を使用するときは小さい径の版を積み重ねてピラミット型にして圧力が版面に等分布するようにした．載荷は初めに 0.35 kg/cm² の荷重を加えて版を落付かせてから，荷重を 0 にもどし，そのときのダイアルゲージの読みを 0 点に合わせて実験を開始した．

沈下の測定は 20 mm ストローク，1/100 mm 読みのダイアルゲージ 3 個を使用しその平均値を版中心の沈下量とした．

載荷は荷重制御式とし一回の増加量は J. I. S. 1215 に従つて 0.35 kg/cm² を標準に考えたが，沈下が停止するのに長時間を要するため，荷重の増加回数が多くなると実験時間が長くなり，工事期間に影響が及ぶために時間の節約から増加量の大きいものは 4 kg/cm² 程度ずつ増したものもある．

各実験地における実験位置は図—2 のようであるが，準備された場所はそのまゝ堤体の基礎になる部分で実験のためにその一部を掘さくした場所でもあるため，長さの方向に十分な余裕がなく，一実験毎の移動距離は 1.0～2.0 m で行つた．

各実験場所で使用した載荷板は次のようである．

深　　山　　径　75 cm, 50 cm, 40 cm（2回), 30 cm.

前 入 沢　〃　75 cm, 50 cm, 40 cm, 30 cm（2回).

砂　　川　〃　75 cm（2回), 61.5 cm, 50 cm（2回), 40 cm, 30 cm.

実験準備，移動等に非常に時間がかかり，また一回の実験に約一日を要するため同一版での実験を一回にしなければならなかつたが，二回行つた実験結果は割合に似た値であつた．

Ⅳ 實 驗 結 果

（1） **物理的性質**　実験地々盤の物理的性質は表—1, 2, 及び図—4 のようである．

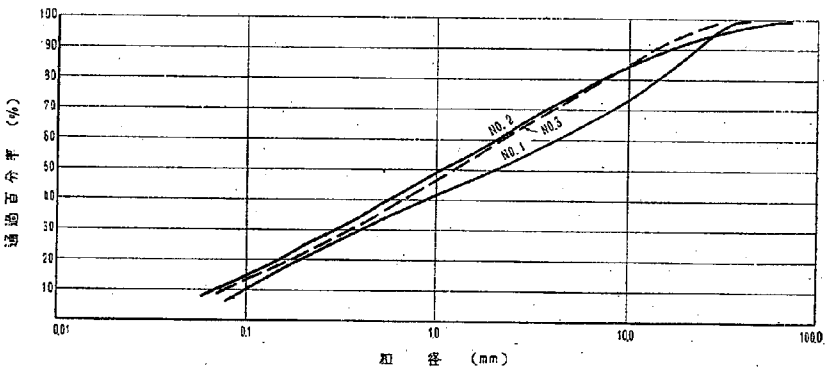
表—1　現場地盤の物理試験結果

採集場所		見掛密度 gr/cm³	含水比 %	比　重 gr/cm²	間隙比 %	乾燥密度 gr/cm²	摘　要
深山	①	2.10	17.0	2.51	40.0	1.80	
	②	2.06	16.5	2.49	41.0	1.77	
	③	2.20	15.36	2.54	33.2	1.90	
前入沢	①	2.25	12.2	2.68	38.5	2.02	
	②	2.34	13.7	2.73	32.8	2.06	
	①	2.28	13.8	2.62	30.9	2.01	
	③	——	12.5	2.69	32.1	2.02	
砂川	①	2.26	12.6	2.76	37.5	2.01	
	②	2.50	12.8	2.73	23.0	2.21	礫　有

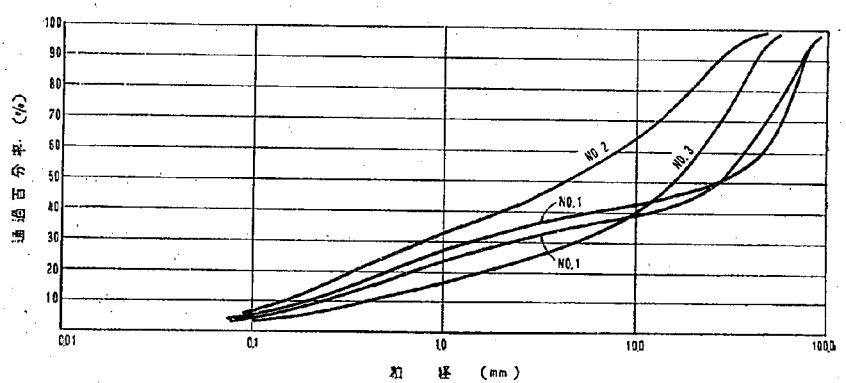
表—2　粒度分析試料の篩通過百分率　(%)

場所及びテストNo. ＼ 粒度 mm	深山			前入沢				砂川	
	1	2	3	1	1′	2	3	1	2
				100	100				
70	—	—	—	87.98	88.84				100
60	—	—	—	65.06	—	100		100	92.65
50	—	—	—	61.53	70.85	96.57	100	96.32	—
40	100	100	—	53.87	64.02	—	87.85	94.46	88.29
30	95.64	95.45	100	50.34	51.16	93.53	72.85	91.48	84.90
25	92.64	—	97.81	—	46.99	88.64	67.01	88.52	82.42
20	86.58	92.70	96.17	48.12	43.89	81.72	57.41	85.56	81.36
15	79.34	89.06	92.27	45.40	41.15	72.39	49.71	81.69	79.18
10	72.27	85.28	84.39	42.88	38.72	63.56	39.73	78.35	74.78
5	62.33	74.89	72.45	39.40	35.42	51.85	29.71	71.34	67.43
2.5	51.35	62.03	60.51	34.48	30.17	43.02	23.07	62.81	59.52
1.9	49.27	59.21	57.39	33.27	29.05	41.15	21.83	61.23	—
0.84	39.52	47.93	46.46	26.73	22.76	34.42	17.21	51.45	47.78

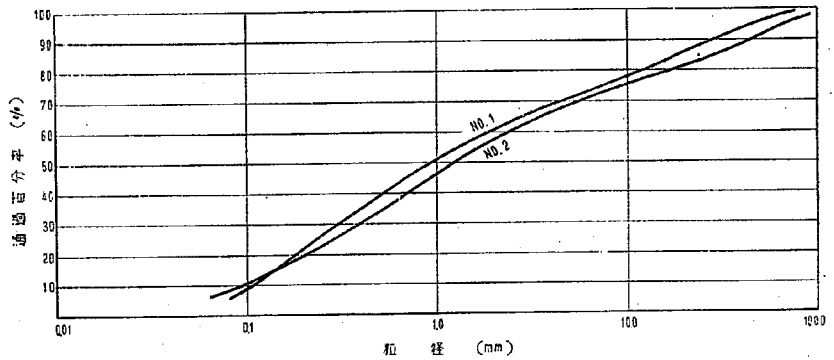
0.381	26.78	33.29	31.31	15.63	13.26	20.25	9.61	29.95	28.62
0.25	24.91	30.61	28.97	13.90	10.97	18.12	8.37	26.63	25.46
0.175	20.18	24.83	23.19	9.98	8.06	12.77	5.49	19.59	18.88
0.147	16.98	21.25	19.52	7.94	6.02	10.06	3.97	16.33	14.81
0.110	11.93	15.75	13.67	5.23	3.50	6.08	2.14	7.95	9.29
0.074	4.38	11.21	10.93	4.15	2.38	4.36	1.57	4.36	7.25
0.053	0.52	2.34	2.19	0.70	0.48	1.04	—	—	—



図—4 粒度分布曲線
(a) 深 山



図—4 (b) 前 入 沢



図—4　(c)　砂　　川

，こゝで，粒度分析の結果が 100 mm 以下になつているが，これは工事のための基礎面の掘さく高を計画高の ± 5 cm で検査するため，基礎面附近の玉石は全部除去されていたゝめに採集試料には含まれなかつたもので実際には 15～25 cm 程度の玉石を含んだ地盤であり，特に前入沢，砂川などの場合はその含有量も相当多いと思われる．(目測，容積比で玉石：1 ：砂礫 3 位)

(2)　**せん断試験**　　せん断試験の結果は表—3 及び図—5 のようである．結果を直線式で表わすと

深　　山　　$\tau = 1.772\,n + 0.092$　($\phi = 60° - 34'$)

前 入 沢　　$\tau = 3.539\,n + 0.066$　($\phi = 74° - 13'$)

砂　　川　　$\tau = 2.241\,n + 0.053$　($\phi = 65° - 57'$)

こゝに　　τ＝せん断強度　(kg/cm²)

n＝上下圧強度　(kg/cm²)

ϕ＝内部摩擦角

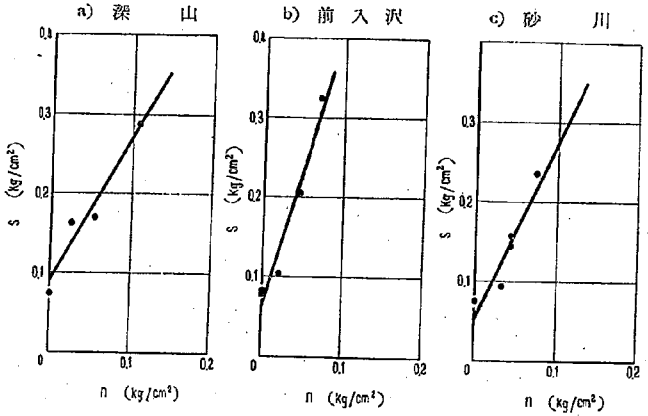
となり，非常に大きい内部摩擦角を示している．

表—3　現場剪断試験結果

剪断面積　40×40 cm　一面剪断

剪断位置　載荷試験と同一地盤（堤体基礎地盤）

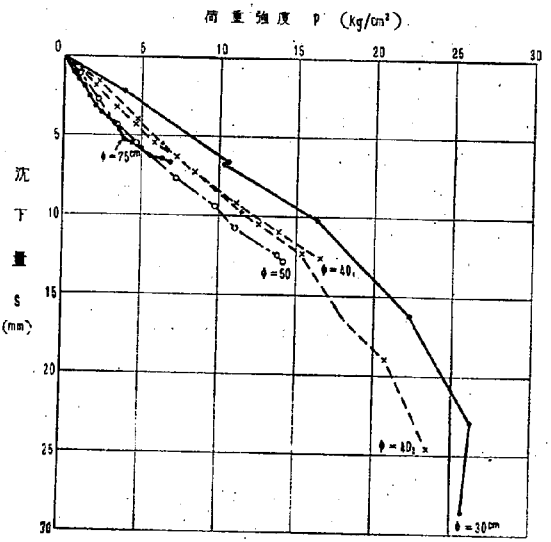
深　山			前 入 沢			砂　川		
n kg/cm²	τ kg/cm²		n kg/cm²	τ kg/cm²		n kg/cm²	τ kg/cm²	
0.000	0.073	火山灰質砂　層	0.000	0.081	砂礫層	0.000	0.078	玉石交り砂礫層
0.020	0.162		0.000	0.078		0.033	0.094	
0.054	0.170		0.020	0.104		0.044	0.143	
0.108	0.286		0.044	0.207		0.044	0.156	
			0.068	0.325		0.073	0.235	



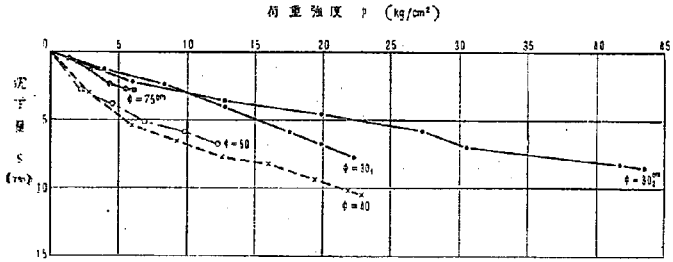
図—5　現場剪断試験結果

（3） 載荷試験　図—6 は実験結果を荷重強度 p と沈下量 s の関係で示し，図—7 はそのときの沈下の時間的変化を表わした一例で，a) は測定値のまゝ，b) は a) をある荷重強度に達した時からの沈下の増し方で表わしたものである．

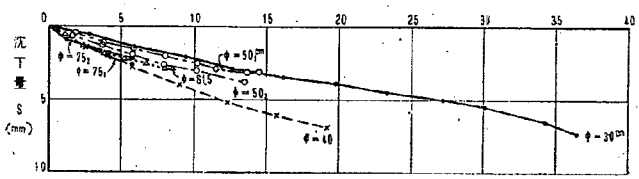
図—7 によると，J，I，S，で規定された沈下量の仮定停止値は荷重を加えてから 20～30 分で得られる



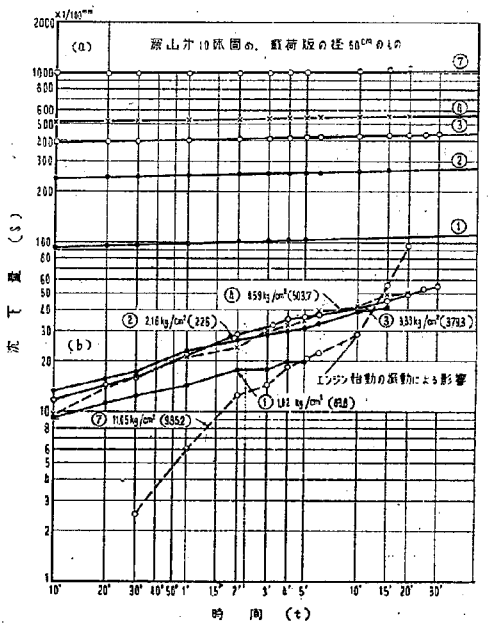
図—6　載荷試験の結果 (a) 深　山



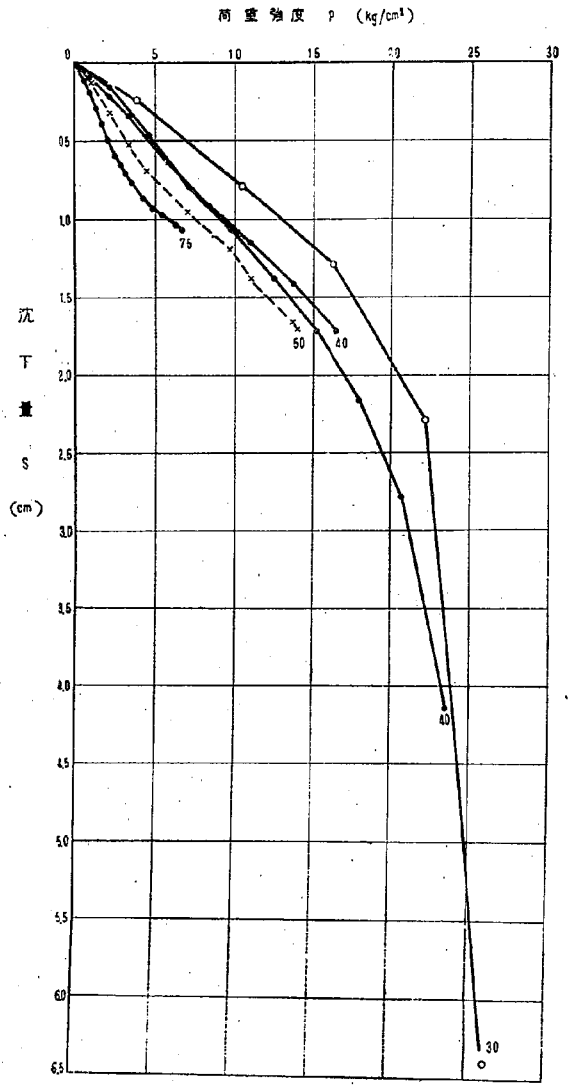
図—6 (b) 前 入 沢



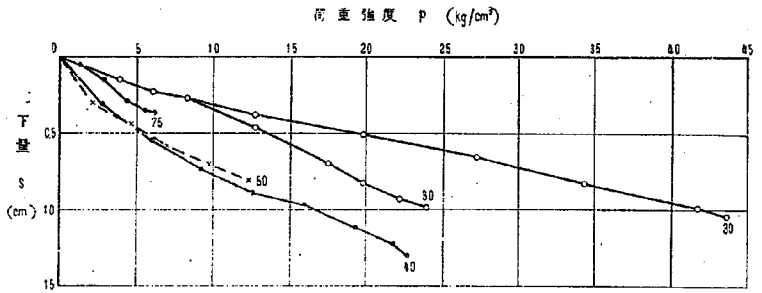
図—6 (c) 砂　　川



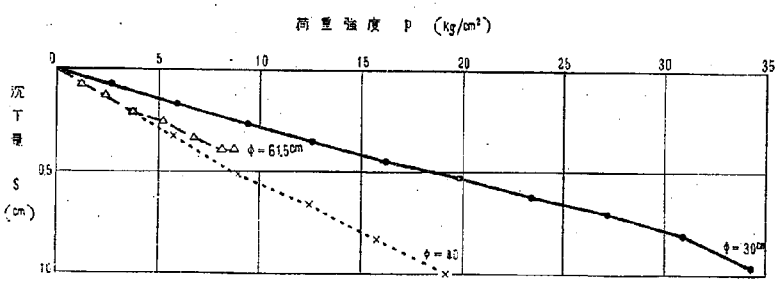
図—7 時 t 間と沈下 S 量の関係の一例



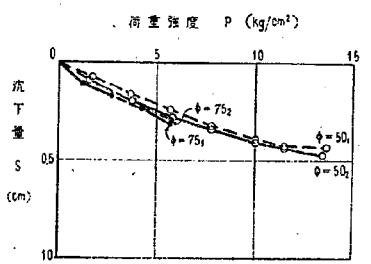
図—8 載荷試験結果—2
(a) 深　山



図—8 (b) 前入沢



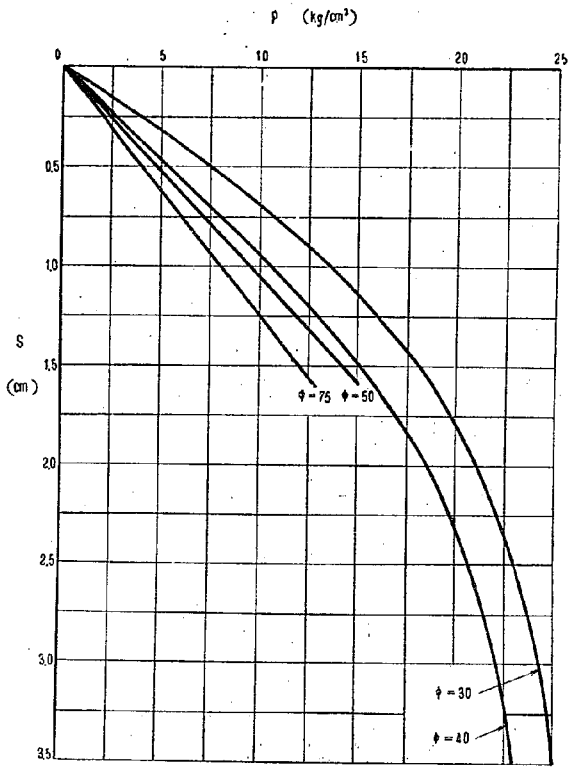
図—8 (c) 砂　川



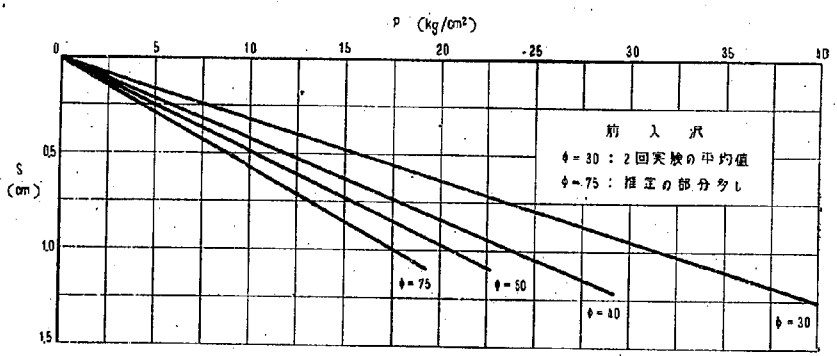
(c′) 砂　川

が，この実験の対称が永久構造物に対する地盤の支持力であり，また図のように時間 t と沈下 S を対数座標であらわすと $t=1\sim2'$ 以降ではほゞ直線的関係を示しているので，これを直線とみなし，計算によつて 24 時間後の沈下量を推定して $p\sim s$ の関係を表わすと，図—8 のようである．この場合の沈下量は，多いもので 0.03 mm/2 hour 程度であつて，建築基礎構造基準に示された 0.1 mm/2 hour よりは大分小さい値になつている．

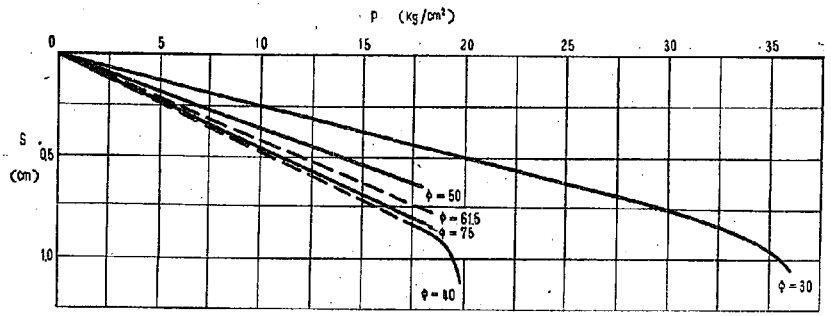
これらの結果は何れも径の大きい載荷板の沈下は小さい載荷板よりも同一載荷強度に対して大きい沈下を示



図—9 載荷試験，修正曲線—3 (a) 深山



図—9 (b) 前入沢



図—9 (c) 砂　　川

し，一定沈下を起させるための荷重強度は周辺面積比 u/A が小さいほど小さいというこの種試験の普通の結果と同じ傾向を示している．

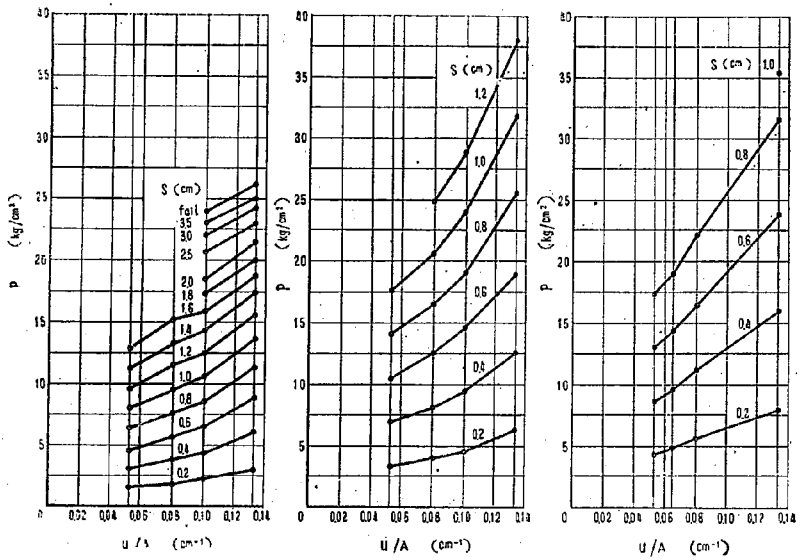
図—6，7 及び 8 等は実験値のまゝ，または実験値から推定された値であり，実験中落石等による沈下量の変化などは一応修正したが，その他の観測誤差が相当に含まれているものと考えられるので，実験値から修正曲線を画くと図—8は図—9のようになる．

図—9 によつて各沈下量のときの荷重強度を求めると表—4 のようであり，これを周辺面積比 u/A について表わすと図—10 のようになつて，砂川の場合の外は直線的関係にならず Housel 氏の方法によつて各々の観測値は直線関係にあるとみなすことは無理のように思われる．

なお砂川の結果の中 径 40 cm 載荷版によるものは非常に小さい強度を示し，装置を準備するとき地表を攪乱した跡で実験を行つたように思われるため整理から除いた．

表—4　沈下に対する支持力強度

沈下量 (cm)	荷重強度 p_0 kg/cm²											
	深山第8床固				前入深第10床固				砂川第5堰堤			
	$2r_1$ =30	$2r_2$ =40	$2r_3$ =50	$2r_4$ =75	$2r_1$ =30	$2r_2$ =40	$2r_3$ =50	$2r_4$ =75	$2r_1$ =30	$2r_2$ =50	$2r_3$ =61.5	$2r_4$ =75
0.2	3.00	2.20	1.80	1.55	6.30	4.60	4.00	3.30	7.90	5.65	4.80	4.30
0.4	6.00	4.30	3.75	3.10	12.60	9.40	8.10	6.90	15.90	11.20	9.60	8.70
0.6	8.00	6.40	5.65	4.75	18.90	14.30	12.25	10.50	23.80	16.70	14.40	13.10
0.8	11.30	8.50	7.60	6.35	25.35	19.10	16.40	14.10	31.50	22.20	19.10	17.40
1.0	13.60	10.55	9.45	8.00	31.80	24.00	20.65	17.65	35.40	—	—	—
1.2	15.50	12.45	11.40	9.60	38.00	28.80	24.80	—	—	—	—	—
1.4	17.30	14.25	13.25	11.20	—	—	—	—	—	—	—	—
1.6	18.75	15.85	15.20	12.80	—	—	—	—	—	—	—	—
1.8	20.00	17.30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.0	21.05	18.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.5	23.00	20.70	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.0	24.30	22.10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.5	23.00	23.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—



(a) 深　山　　(b) 前入深　　(c) 砂　川

図—10 p_0 と u/A との関係

V 結果の考察

a)支持力係数—K　図—9 から支持力係数 K'' を決定すると表—5 のようである.

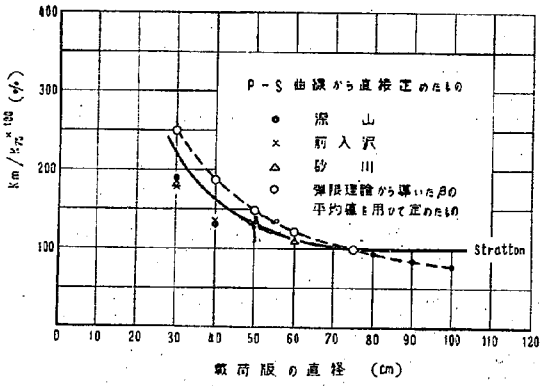
表 — 5

載荷版の径 cm	K'' kg/cm³		
	深　山	前入沢	砂　川
30	15.1	31.8	39.7
40	10.6	24.0	—
50	9.5	20.7	28.0
61.5	—	—	24.1
75	8.0	17.7	21.8

普通支持力係数の決定は或る沈下量 s_1 を定めたときの荷重強度 p_1 との比 $K=p_1/s_1$ のようにして定められが，この実験の場合のように弾性的性質が大きい地盤においては p と s とは殆んど直線的関係を示しているため，上の値は平均勾配から定めたものである.

米国において飛行場の舗装設計の資料として提示された J. H. Stratton 氏[1] の載荷版の直径と支持力係数比との関係を表わすものは図—11 の実線のようであるが，上記の値から $K''_{75}=100\%$ として各々の載荷版に

1) J. H. Stratton : "Construction and Design Problem" Proceeding. A. S. C. E. January 1944



図—11　径 75cm 載荷版に対する各種載荷版による K 値の比

よる支持力係数比 K''_m を算出し，図中にプロットすると径 50，60 cm の版による結果はこの曲線に接近しているが，一般的には傾向は同一で，Stratton 氏の曲線より下方に表わされる．

いまこの関係を更に吟味するために次のような考察をこゝろみた．すなわち弾性理論によれば

s=載荷版の沈下

A= 〃　面積

P= 〃　にかゝる荷重

E=地盤の弾性係数

μ=ポアソン比

C_s=載荷版の形状及び剛性によつて定まる係数

p=荷重強度

b=載荷版の幅または直径

とすれば

$$s=C_s\cdot P/A\cdot b/E\cdot(1-\mu^2) \quad \cdots\cdots(1)a$$

で表わされる。これを書き直して

$$p=s/b\cdot 1/C_s\cdot E/(1-\mu^2)$$

いま $1/C_s\cdot E/(1-\mu^2)=\beta$ とおけば

$$p=s/b\times\beta \quad \cdots\cdots(2)a$$

$$\log p=\log s/b+\log\beta \quad \cdots\cdots(3)a^{2)}$$

となつて両対数座標上に表わした s/b と p とは載荷版の径に関係なく勾配 $m=1$ すなわち 45° の直線で示

2) J. O. Osterberg : general Discassion, "Symposium on Load Test of Bearing Capacity of Soil" Special Tachnical publication, No. 79, A. S. T. M. 1947.

されることになる．また（2）式から

$$p/s=\beta/b=K' \quad (b=2r) \cdots\cdots (4)$$

として支持力係数を決定することができる．

実験値を用いて上記の計算を行ったものは表—6 及び図—12 である．

表 — 6 (a) 深 山

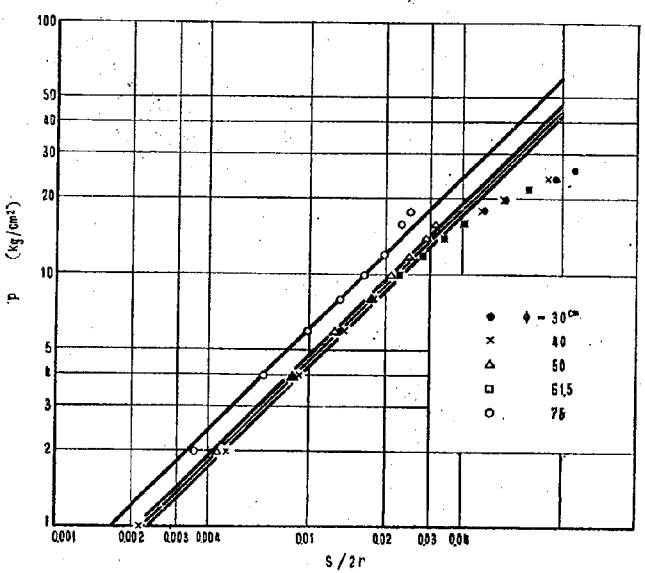
ϕ=30			ϕ=40			ϕ=50cm			ϕ=75cm		
p. kg/cm²	s cm	$s/2r$	p. kg/cm²	s cm	$s/2r$	p. kg/cm²	s cm	$s/2r$	p. kg/cm²	s cm	$s/2r$
2.0	0.13	0.0043	1.0	0.09	0.0022	2.0	0.22	0.0044	2.0	0.26	0.0035
4.0	0.26	0.0087	2.0	0.19	0.0048	4.0	0.43	0.0086	4.0	0.50	0.0067
6.0	0.40	0.0133	4.0	0.37	0.0093	6.0	0.64	0.0128	6.0	0.75	0.0100
8.0	0.54	0.0180	6.0	0.56	0.0140	8.0	0.84	0.0168	8.0	1.00	0.0133
10.0	0.69	0.0230	8.0	0.75	0.0188	10.0	1.06	0.0212	10.0	1.25	0.0167
12.0	0.86	0.0287	10.0	0.94	0.0235	12.0	1.26	0.0252	12.0	1.50	0.0200
14.0	1.04	0.0346	12.0	1.15	0.0287	14.0	1.48	0.0296			
16.0	1.25	0.0416	14.0	1.37	0.0342	15.0	1.59	0.0318			
18.0	1.49	0.0496	16.0	1.62	0.0405						
20.0	1.80	0.0600	18.0	1.92	0.0480						
22.0	2.22	0.0740	20.0	2.32	0.0580						
24.0	2.87	0.0955	22.0	2.96	0.0740						
25.0	3.42	0.1140	23.0	3.50	0.0875						
26.2	11.90	0.3970									

(b) 前 入 沢

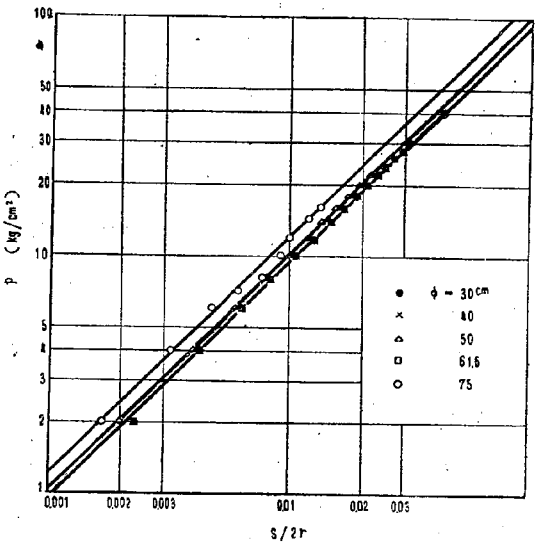
ϕ=30cm			ϕ=40cm			ϕ=50cm			ϕ=75cm		
p. kg/cm²	s cm	$s/2r$	p. kg/cm²	s cm	$s/2r$	p. kg/cm²	s cm	$s/2r$	p. kg/cm²	s cm	$s/2r$
2.0	0.07	0.0023		0.09	0.0023		0.10	0.0020		0.13	0.0017
4.0	0.13	0.0043		0.17	0.0043		0.20	0.0040		0.24	0.0032
6.0	0.19	0.0063		0.26	0.0065		0.30	0.0060		0.35	0.0047
8.0	0.25	0.0083		0.34	0.0085		0.39	0.0080		0.46	0.0061
10.0	0.32	0.0107		0.42	0.0105		0.49	0.0098		0.57	0.0076
12.0	0.38	0.0127		0.51	0.0128		0.59	0.0118		0.68	0.0091
14.0	0.44	0.0147		0.59	0.0147		0.68	0.0136		0.80	0.0107
16.0	0.51	0.0170		0.67	0.0167		0.78	0.0156		0.91	0.0121
18.0	0.57	0.0190		0.75	0.0187		0.87	0.0174		1.02	0.0136
20.0	0.63	0.0210		0.84	0.0210		0.97	0.0194			
22.0	0.70	0.0234		0.92	0.0230		1.07	0.0214			
24.0	0.76	0.0253		1.00	0.0250						
26.0	0.82	0.0274		1.08	0.0270						
28.0	0.88	0.0293		1.17	0.0292						
30.0	0.94	0.0314									
32.0	1.01	0.0336									
34.0	1.07	0.0356									
36.0	1.13	0.0376									
38.0	1.20	0.0400									
40.0	1.27	0.0423									

(c) 砂　　川

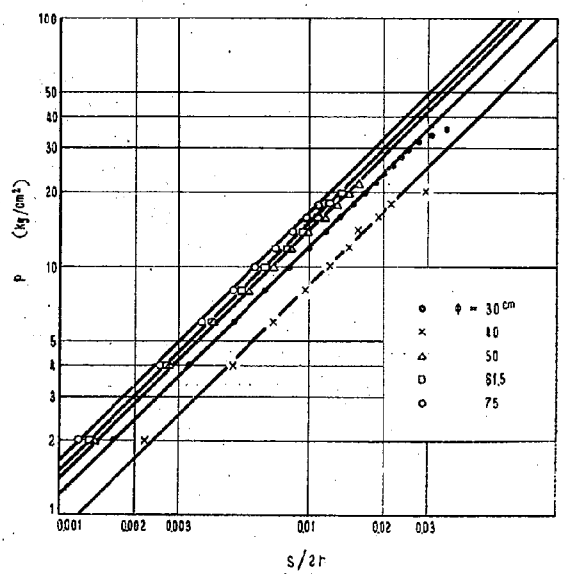
ϕ=30cm			ϕ=40cm			ϕ=50cm			ϕ=61.5cm			ϕ=75cm		
p kg/cm²	s	$s/2r$	p kg/cm²	s	$s/2r$	p kg/cm²	s	$s/2r$	p kg/cm²	s	$s/2r$	p kg/cm²	s	$s/2r$
2.0	0.05	0.00167		0.095	0.00237		0.07	0.0014		0.08	0.0013		0.09	0.0012
4.0	0.10	0.00334		0.195	0.0049		0.14	0.0028		0.165	0.00268		0.19	0.00254
6.0	0.15	0.00500		0.29	0.00725		0.21	0.0042		0.25	0.00406		0.28	0.00374
8.0	0.20	0.00667		0.39	0.00975		0.29	0.0058		0.33	0.00536		0.37	0.00494
10.0	0.25	0.00834		0.49	0.0123		0.36	0.0072		0.41	0.00666		0.46	0.00614
12.0	0.30	0.01000		0.58	0.0145		0.43	0.0086		0.50	0.00813		0.55	0.00734
14.0	0.35	0.0117		0.67	0.0157		0.50	0.0100		0.59	0.00960		0.64	0.00854
16.0	0.40	0.0133		0.76	0.0190		0.58	0.0116		0.67	0.0109		0.73	0.00975
18.0	0.45	0.0150		0.85	0.0212		0.65	0.0130		0.75	0.0122		0.82	0.01090
20.0	0.50	0.0167		1.18	0.0295		0.72	0.0144		0.84	0.0136			
22.0	0.55	0.0184					0.79	0.0158						
24.0	0.60	0.0200												
26.0	0.65	0.0217												
28.0	0.70	0.0234												
30.0	0.75	0.0250												
32.0	0.82	0.0274												
34.0	0.91	0.0304												
36.0	1.05	0.0350												



図—12　p と s/b との関係　(a)　深　山



図—12 (b) 前入沢



図—12 (c) 砂川

図によれば実験値は $m=1$ の線上に非常によく一致しているが，各載荷版によって β の値に差があり，載荷版の大きいものほど β も大きい．すなわち沈下量は径の大きいものほど小さい傾向を示している．

この曲線の β の値を (2) 式に代入して K' を決定すると表—7，第3～5列のようになり直接決定した K''（表—5）とほとんど一致している．

表—7　各実験地盤の支持力係数

1	2	3	4	5	6	7	8
実験場所	載荷版の径 $2r$ cm	実験値を弾性論で整理した値			β の平均値による値		備考
		β kg/cm³	$K'=\beta/2r$	$K'm/K'75$	$K=\beta$ 平均$/2r$	Km/K 75	
深山	30	450	15.0	1.90	16.05	2.50	
	40	420	10.5	1.33	12.00	1.87	
	50	465	9.3	1.18	9.63	1.50	
	75	590	7.87	1.00	6.42	1.00	
	平均値	481.25					
前入沢	30	940	31.3	1.94	34.40	2.50	
	40	940	23.5	1.46	25.80	1.87	
	50	1040	20.8	1.29	20.65	1.50	
	75	1210	16.15	1.00	13.75	1.00	
	平均値	1032.5					
砂川	30	1200	40.0	1.82	48.00	2.50	攪乱された地盤での実験だったため除く
	40	830	20.7	—	—	—	
	50	1400	28.0	1.27	28.75	1.50	
	61.5	1500	24.4	1.11	23.40	1.22	
	75	1650	22.0	1.00	19.20	1.00	
	平均値	1437.5					

いま図—12 の載荷版の径による沈下量の差は，径が大きいほど同一時間での沈下は小さくなり，十分時間を加えれば小さい径のものに接近するものと考え，また，径の小さい載荷版は地盤下部の玉石等の影響が比較的少なく，むしろ沈下量は大きく出る傾向にあるように思えるので，β の平均値をとって K を計算すると表—7，第6，7列のようになる．これを K_{75} に対する各載荷版の K_m との比で図に示すと前記図—10 の点線上に表わされ，Stratton 氏の提示した実験曲線より上方になつて弾性論による理論曲線[3]を示すことになる．

以上から，この実験の場合のように，密度の大きい砂礫層地盤はほぼ弾性地盤とみなすことができ，弾性論による解析が有効に適用できるように考えられる．また，一個の載荷版によって支持力係数を定める従来の方法も有効であり，p—S 曲線から直接求めた K'' 値または上記の計算から $K'=\beta/2r$ によって決定した値を Stratton 氏の曲線，または弾性論による理論曲線の関係から K_{75} に換算して決定すればよいことがわかる．実験の結果によればこの場合に使用する載荷版の直径は 50 cm 以上のものを使用するほうが誤差が少ないよ

3)　小林晃，木村与四松 "支持力係数に関する 2，3 の問題" 道路建設 No. 77. 1954

うに思われる。

（2） **地盤の支持力**　大きさの異なつた各種類の載荷板による結果から地盤の支持力を判定する方法としてW. S. Housel 氏の提案した次のような考え方がある[4]. 即ち或る面積の地盤が支える総荷重は載荷板の面積とその周辺長の二つの要素に支配されるとして

W＝総　荷　重

r ＝載荷板の半径

p＝支 持 力 強 度

x ＝u/A （周辺面積比）

m＝周辺せん断力

n ＝土の圧縮抵抗

とすれば

$$W=Ap=An+\mu m.$$

$$\therefore\quad p=u/A\cdot m+n.$$

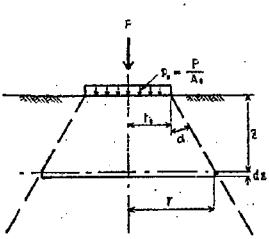
$u/A=x$ であるから

$$p=m\cdot x+n. \qquad \cdots\cdots(1)\text{b}$$

なる直線式で関係づけられるとした。

然しながら本実験の結果は上記のように (1)b 式の関係で整理して各々の測定値と直線関係に結び付けることは無理のようにみられ，別の考察を要すると考えられる．

いま，地盤が荷重を受けたときの沈下は地盤の弾性的変形 s' と載荷板下部の土が側方変形を生ずることによつて起る圧縮沈下 s'' との合成沈下であると考えて[5]次のようにする．



i） **地盤の弾性沈下**　水平地盤の上に半径 r_0 の版をおいて等分布荷重 p_0 を作用させたとき，圧力は或る角度 α をもつて拡散され，深さとともに一様に減少するものと仮定すれば

$$r=r_0+z\tan\alpha$$

$$A=\pi r^2=\pi(r_0+z\tan\alpha)^2$$

$$p_0=p/A_0=p/\pi r_0^2$$

深さ z の位置の圧力強度 p' は

$$p'=P/A=\frac{p_0r_0^2}{(r_0+z\tan\alpha)^2}$$

土の弾性係数を E とし，厚さ dz の層の圧縮量を ds とすれば

$$sd=-\frac{p'dz}{E}$$

4) 谷藤正三，"応用土質試験とその解説" p. 113, 昭. 29, 6.
5) 松村孫治，谷藤正三，"大型載荷試験による路盤の破壊並びに耐力に関する土質力学的研究" 土木研究所報告第 79 号　昭. 25, 3.

従って載荷重 p による地盤の圧縮量，すなわち基礎の弾性沈下は

$$s'=\int_0^\infty ds=\int_0^\infty \frac{p'dz}{E}=\int_0^\infty \frac{p_0r_0^3dz}{E(r_0+z\tan\alpha)^3}=\frac{p_0r_0}{E\tan\varphi} \quad \cdots\cdots(2)b$$

ii) **地盤の圧縮沈下**　載荷版下方の土が側方に押し出されて沈下する場合，すなわち圧縮作用による変形沈下は次のように表わされる．

$$s''=p_0k/R \quad \cdots\cdots(3)b$$

こゝに　$p_0=P/A_0$

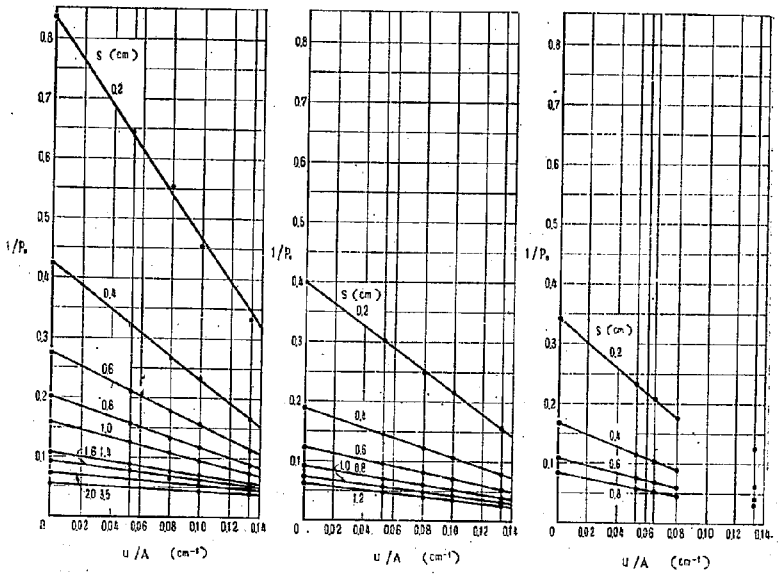
$R=A_0/u=\frac{1}{x}$

A_0＝載荷面積，　u＝周辺長，

k＝側方変形係数

表—8　沈下量と各係数値の関係

実験場所	沈下量 (cm)	$1/P_0$ (cm²/kg)				$-m$	b	$\zeta=\frac{E\tan\alpha}{r_0}$	$-k$	$p=1/b$ (kg/cm²)
		r_1=15cm	r_2=20cm	r_3=25cm	r_4=37.5cm					
深山第八床固め	0.2	0.333	0.455	0.555	0.645	4.003	8.37 ×10⁻¹	5.98	0.800	1.195
	0.4	0.166	0.232	0.267	0.322	1.949	4.25 〃	5.88	0.780	2.351
	0.6	0.1135	0.156	0.177	0.210	1.205	2.75 〃	6.07	0.722	3.642
	0.8	0.0885	0.1175	0.2315	0.1575	8.571 ×10⁻¹	2.02 〃	6.18	0.685	4.943
	1.0	0.0735	0.0948	0.1060	0.1250	6.419 〃	1.59 〃	6.29	0.642	6.301
	1.2	0.0645	0.0803	0.0877	0.1040	4.881 〃	1.29 〃	6.47	0.585	7.757
	1.4	0.0578	0.0702	0.0755	0.0893	3.872 〃	1.09 〃	6.57	0.542	9.200
	1.6	0.0534	0.0631	0.0658	0.0781	2.987 〃	9.25 ×10⁻²	6.75	0.478	10.81
	1.8	0.0500	0.0578	—	—	2.34 〃	8.12 〃	6.83	0.421	12.30
	2.0	0.0475	0.0540	—	—	1.95 〃	7.35 〃	6.80	0.390	13.60
	2.5	0.0435	0.0482	—	—	1.41 〃	6.23 〃	6.42	0.352	16.05
	3.0	0.0411	0.0452	—	—	1.23 〃	5.75 〃	5.80	0.369	17.40
	3.5	0.0398	0.0435	—	—	1.11 〃	5.46 〃	5.24	0.388	18.30
前入沢第十床固め		r_1=15cm	r_2=20cm	r_3=25cm	r_4=37.5cm					
	0.2	0.1585	0.217	0.250	0.303	1.82	3.99 ×10⁻¹	12.52	0.364	2.51
	0.4	0.0795	0.1065	0.1235	0.145	8.15 ×10⁻¹	1.88 〃	13.25	0.326	5.32
	0.6	0.0529	0.0700	0.0816	0.0953	5.30 〃	1.23 〃	13.56	0.318	8.18
	0.8	0.0394	0.0523	0.0610	0.0709	3.97 〃	9.20 ×10⁻²	13.57	0.318	10.87
	1.0	0.0314	0.0416	0.0484	0.0565	3.14 〃	7.30 〃	13.67	0.314	13.70
	1.2	0.0263	0.0347	0.0403	—	2.73 〃	6.20 〃	13.45	0.328	16.12
砂川第五堰堤		r_1=15cm	r_2=20cm	r_3=25cm	r_4=37.5cm					
	0.2	0.1265	0.1770	0.208	0.232	1.28	2.95 ×10⁻¹	16.96	0.255	3.39
	0.4	0.0630	0.0894	0.104	0.115	6.34 ×10⁻¹	1.45 〃	17.19	0.254	3.88
	0.6	0.0420	0.0599	0.0694	0.0763	4.21 〃	9.69 ×10⁻²	17.21	0.253	10.33
	0.8	0.0317	0.0450	0.0523	0.0575	3.08 〃	7.25 〃	17.24	0.246	13.79
	1.0	0.0282	—	—	—					



(a) 深　　山　　(b) 前 入 沢　　(c) 砂　　川

図—13　$1/p_0$ と u/A の関係

今円形載荷版を使用するものとすれば

$$s''=p_0k\cdot\frac{1}{\pi r_0^3/2\pi r_0}=\frac{2p_0k}{r_0}\quad\cdots\cdots(3')b$$

iii) 全沈下量 S は $S'+S''$ であるから

$$s=\frac{p_0r_0}{E\tan\alpha}+\frac{2p_0k}{r_0}\quad\cdots\cdots(4')b$$

(4)b 式を p_0 について書きなおすと

$$\frac{1}{p_0}=\frac{2k}{r_0s}+\frac{r_0}{sE\tan\alpha}\quad\cdots\cdots(5)b$$

いま　$1/p_0=y$,　$2/r_0=x$,　$k/S=m$,　$\frac{r_0}{sE\tan\alpha}=b$　とおけば（5）b 式は

$$y=mx+b$$

となつて　$x=u/A$ と $1/p_0$ とは直線関係で表わされることになる．

この実験を行つた場所は地盤が相当締つていて支持力も大きく，深山以外の場所では十分な沈下を起させるまで荷重を加えることができなかつたが，実験値から沈下毎の $1/p_0$ を計算すると表—8 のようになり，その関係は図—13 のようである．

（5）b 式から支持力強度 p_0 を求めると

$$p_0=\frac{1}{\frac{r_0}{sE\tan\alpha}+\frac{2k}{r_0 s}}$$

となつて r_0 が非常に大きい実際の構造物に対しては周辺面積比の影響は無視できるから

$$p_0=\frac{sE\tan\alpha}{r_0}=1/b \quad \cdots\cdots(6)\text{b}$$

で表わされる．表−8 には最少自乗法によつて決定した m, b の値および $p_0=1/b$ によつて求めた支持力値を同時に示した．

いま $E\tan\alpha/r_0=p_0/s=\zeta$ とすれば ζ は沈下量が s のときの支持力係数を表わし，地盤の弾性的性質が大きい場合には s に対する ζ の変化から弾性限界点が明瞭に表わされる．

実験値から沈下量 s と ζ の関係を求めて表−8 に同時に示したがその関係は図−14 のようになる．

図から ζ_{max} の点の沈下量を求めると

深　山　　$s=1.9$ cm

前入沢　　〃 1.0

砂　川　　（〃 0.8 以上）

のようになり，その時の支持力値は

$$p_0=s\zeta$$

の関係から次のようになる．

深　山　　$1.9\times 6.8=12.90$ kg/cm²

前入沢　　$1.0\times 13.67=13.67$

砂　川　　$(0.8\times 17.24=13.80)$

なお r_0 を有限値として計算するときは (5)b 式の k の影響も考える必要があるが，s と k との関係も $s-\zeta$ と同様な傾向を示していることが図−14 からわかる．

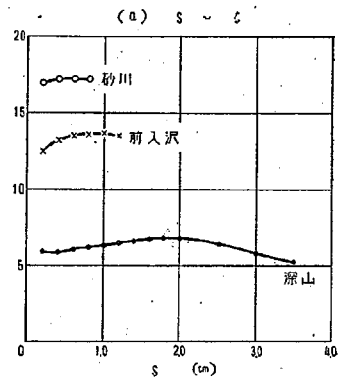
また表−8 から沈下量 s と $p_0=1/b$ との関係は図−15 のようになり，この曲線から直接求めた支持力係数は

深　山　　$K=6.8$ kg/cm³

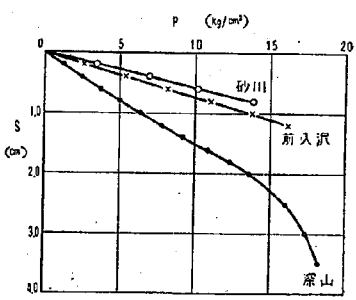
前入沢　　〃 13.8 〃

砂　川　　〃 17.0 〃

となり，表−7 で β の平均値によつて決定した K 値とほ



図−14　沈下量 S と ζ，$-k$ の関係



図−15　載荷版が非常に大きい時の支持力と沈下

ぼ等しい値を示している．

Ⅶ むすび

以上砂礫層の上で行った載荷試験の結果から砂防ダムのような基礎面積の大きい永久構造物に対する支持力係数と限界支持力値との判定をこゝろみたが，なお多くの実験値を得て各種の地盤におけるこれらの値を決定して設計の一助としたい．

また実際のダムによる実測の結果と実験結果との関係については別に考察したいと思う．

後記　現場実験は当所砂防研究室，中神晶彦君の助力によった．また利根川水系砂防工事々務所の池谷工務課長中村調査係長，沼田，渋川両出張所長の浅川技官，川口技官及び関係職員諸氏の終始熱心な御協力に対して厚く御礼申上げる．

ダム溢流部形状に関する實驗的研究

建設技官　村　　幸　雄
建設技官　荒　木　正　夫

（昭和 30 年 3 月）

目　　次

Ⅰ　序　　論……（1）
Ⅱ　二次元実驗の概要……（2）
Ⅲ　実驗結果とその考察……（5）
Ⅳ　三次元実驗の概要……（16）
Ⅴ　実驗結果とその考察……（17）
Ⅵ　結　　語……（23）

Ⅰ 序　　論

ダムの溢流部形状に関する模型実驗及び現地観測例は甚だ多く，当土木研究所においても既に多くの実驗報告が発表されている．このような現況にもかゝわらず，筆者等がことさらに本問題を取り上げて実驗を行った理由は，次のような点の究明にあつたのである．

すなわち，従来溢流係数に関する模型実驗結果はそのまゝ実物にも適用しうるものと仮定され，かつ一般にこの仮定が比較的妥当であると見なされているようであるが，果してそうであろうか．換言すれば，模型と実物との縮尺の相違は溢流係数に殆んど影響しないものであろうか，という疑点については未だ確答は与えられていないようである．この問題は実物とその模型とのそれぞれについて実測を行い，両測定値の比較を行うのが最も合理的であることはいうまでもなく，従来二三このような試みも発表されてはいるが，実物と模型との溢流面粗度の異なること，及び実際のダムにおける精確な流量観測が比較的困難であること等のために，なかなか判然とした結論を得るに至つていないように見受けられる．

以上の点にかんがみ，筆者等は実驗室内において可能な手段として，大いさのみ異なる完全に相似の模型2種について実驗を行い，得られた両測定結果を比較することにより，以上の疑点の解決に若干の歩みを進めようと試みたものである．

ところで，溢流部縦断形状としては，従来各種の形状のものが実驗され，又実際ダムに使用されているが，こゝでは鉛直側縁堰を自由溢流する水脈（Nappe）の，下面形状と一致する縦断形状を採用し，以下の如き各項目の実驗を行うことにした．

（1）　二次元実驗

大小2つの相似形をなす真鍮製模型について，自由溢流時の溢流係数，底面圧力並びに断面流速分布の測定を行った．この場合，溢流頂上流側の水路床の高さを各々4種に替えて，いわゆる接近流速の影響をも調べることにした。本二次元実驗模型では，堰柱・戸溝・ゲート等の如き，流れに擾乱を与えるおそれのあるものは

すべて省き，測定もすべて自由溢流時のみについて行った．

（2） 三次元実験

本三次元実験は，もともと鎧畑ダム（秋田県仙北郡生保内町）の模型実験として行ったもので，溢流部縦断形状は二次元模型と相似形であるが，堰柱及びテンターゲートを備えている．本実験においては，自由溢流並びにゲート部分開放の両者について，流量係数の測定を行った．

Ⅱ 二次元実験の概要

〔1〕 溢流部縦断形状

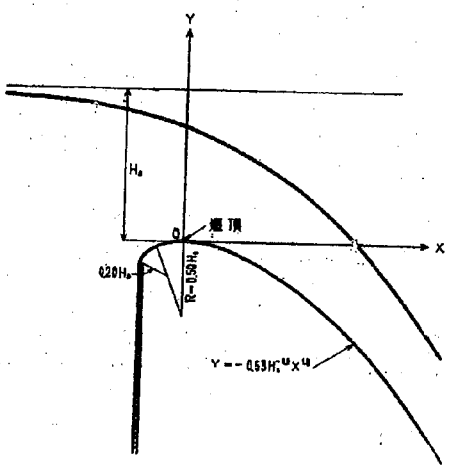
鉛直鋭縁堰より自由溢流する水脈の下面形状については，以前から実験室において測定され，測定者によって少しずつ異なる実験式並びに座標表[1]も若干発表されている．例えば，水脈下面の最頂点を原点として，下流側の水脈線に対する一二の実験公式例をあげれば

Richard R. Randolph[2] の式

$$Y=-0.53H_0^{-0.8}X^{1.8} \quad \cdots\cdots(1)$$

John C. Harrold[3] の式

$$Y=-0.50H_0^{-0.85}X^{1.85} \quad \cdots\cdots(2)$$



図—1 鉛直鋭縁堰を越える自由溢流水脈

脚註 1) C. V. Davis : Handbook of Applied Hydraulics, 1952.

2) Richard R. Randolph : Hydraulic Tests on The Spillway of The Madden Dam, Trans. A.S.C.E., Vol. 103, 1938.

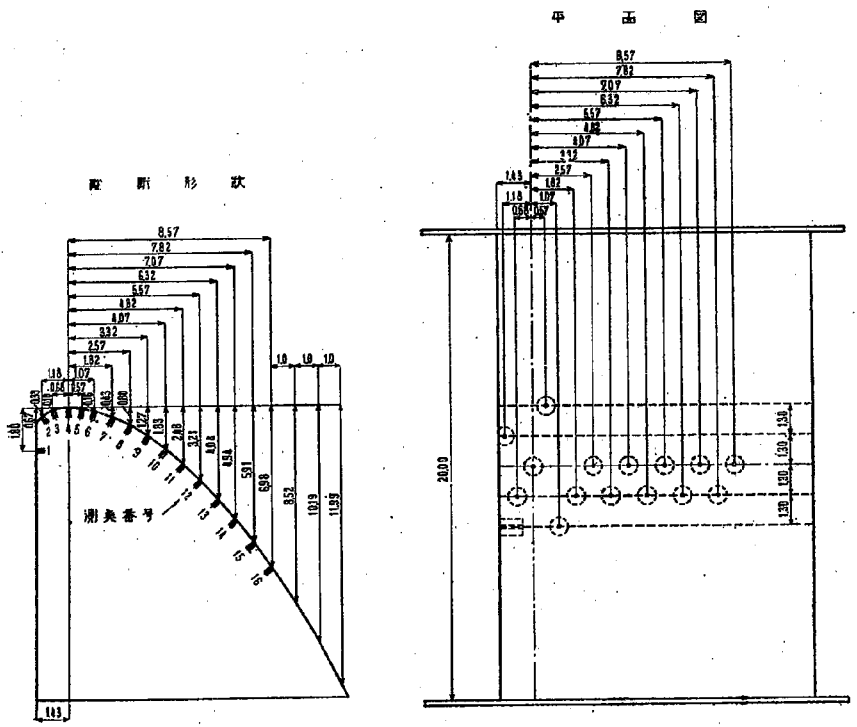
3) WES Bulletin No. 37 : Hydraulic Models as an Aid to the Development of Design Criteria, 1951.

こゝに，H_0 は水脈下面頂点から貯水池水面までの高さ（設計深と呼ぶ），X はこの頂点から水平にとつた座標，Y は鉛直上方にとつた座標である（図—1）．

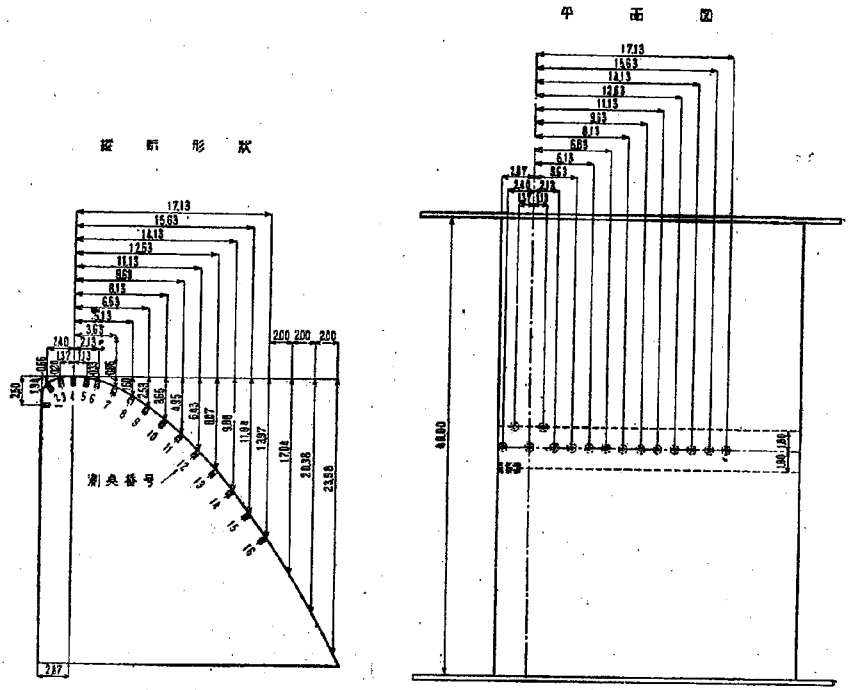
本実験においては，(1) 式を採用し，図—1 に示す如き水脈の下面形状に合わせて模型を造ることにしたが，問題を完全に二次元的にするために，溢流面及びその両側壁面は滑かな真鍮板を以て製作した（図—2, 3）．かつ側面摩擦の影響をできるだけ除去するため，溢流部幅員を設計深 H_0 の4倍としたので，通常，両側面の僅かの不陸から発生し易い擾乱波も殆んどなくなり，少なくとも溢流面中央部においては，側壁面の影響はないものと見なすことができた．

大小2種の模型は，それぞれ設計深 H_0=5.0 cm（型式—Ⅰ），H_0=10.0 cm（型式—Ⅱ）であつて，後者は前者に比してすべての寸法が倍となつている．両型式の縦断形状は表—1，図—2，3 に示す通りである．

圧力測定孔（ピエゾメーター）の位置は，両型式ともに，表—1 に記載した測点番号の位置 16 ケ所に開口したが，工作上縦一列に配列することはできないので，なるべく中央寄りに型式—Ⅰは5列，型式—Ⅱは3列に配置することにした．



図—2　溢流部模型（型式—Ⅰ）



図—3 溢流部模型（型式—Ⅱ）

表—1 溢流部測点座標

測点番号	型式—Ⅰ 横座標 X	型式—Ⅰ 縦座標 Y	型式—Ⅱ 横座標 X	型式—Ⅱ 縦座標 Y	備考
1	−1.434	−1.800	−2.868	−2.500	円弧
2	−1.184	−0.335	−2.368	−0.670	
3	−0.684	−0.095	−1.368	−0.190	
4	0.000	0.000	0.000	0.000	堤頂
5	0.566	−0.053	1.132	−0.105	$Y=-0.5H_0^{-0.5}X^{1.8}$
6	1.066	−0.164	2.132	−0.328	
7	1.816	−0.428	3.632	−0.856	
8	2.566	−0.796	5.132	−1.595	
9	3.316	−1.265	6.632	−2.531	
10	4.066	−1.826	8.132	−3.653	
11	4.816	−2.477	9.632	−4.954	
12	5.566	−3.214	11.132	−6.428	
13	6.316	−4.035	12.632	−8.071	

14	7.066	−4.939	14.132	−9.877
15	7.816	−5.907	15.632	−11.844
16	8.566	−6.984	17.132	−13.968
17	9.566	−8.52	19.132	−17.04
18	10.566	−10.19	21.132	−20.38

〔2〕 水路床高

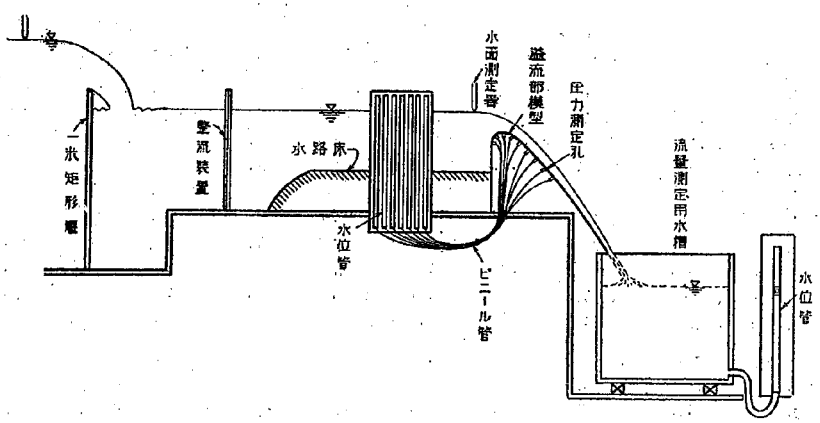
接近流速の影響によつて，溢流係数・底面圧力等が如何に変化するかを究明する目的を以て，表—2 に示す通り，溢流部堤頂から水路床高までの距離を各型式共に 4 種に替え，それぞれ最も深い水路床高のものより順次，実験— A, B, C, D と称することにした（図—4）．

表—2 水路床高

実験番号	堤頂から水路床高までの距離	
	型式—Ⅰ	型式—Ⅱ
A	31.65 cm	39.05 cm
B	16.90 〃	33.80 〃
C	11.55 〃	23.35 〃
D	6.65 〃	13.50 〃

〔3〕 実験装置

赤羽分室内にある屋内 1 米水路に，図—4 に略図解する如く模型を製作した．流量は大流量の場合には，検定済の幅 1 米の矩形堰の溢流深より求め，小流量の場合には，模型の下流側に設けた流量測定用水槽により直接測定した．水面形は水面測定器，底面圧力はピエゾメーターと水マノメーター，流速はピトー管を用いて測定した．



図—4 実験装置

Ⅲ 実験結果とその考察

〔1〕 溢流係数

溢流係数 C は，溢流深と溢流々量とを実測することにより，次式の接近流速を考慮した式により算出した．

$$Q=CB\{(H+h_a)^{3/2}-h_a^{3/2}\} \quad \cdots\cdots(3)$$

ここに Q：溢流量 (m^3/sec)

B：溢流幅 (m)

H：溢流深 (m)

h_a：接近流速水頭$=v^2/2g$ (m)

型式一Ⅰ，Ⅱについて，C と H/H_0 との関係を表—3 及び図—5，6 に示した．図—5，6 において接近流速の異なる実験—A～D について，プロットした実験点の配列に系統的なずれがなく，比較的よく密集していることは，(3) 式による接近流速の表現法が比較的妥当であつて，このような式の形をとるとき C が接近流速にほゞ無関係となることを意味するものと解釈することができよう．

型式一Ⅰ，Ⅱの全実験値を一括して，最小自乗法により C と H/H_0 との関係を計算すれば，次式が得られる．

$$C=2.244(H/H_0)^{0.1379} \quad \cdots\cdots(4)$$

図—5，6 に記入してある曲線は (4) 式であるが，両図とも，実験値が比較的よく曲線に乗っていることが看取される．すなわち本実験結果に関する限り，溢流係数は模型寸法の大いさ及び接近流速の影響を，殆んど

表—3 溢流深と溢流係数

型式—Ⅰ

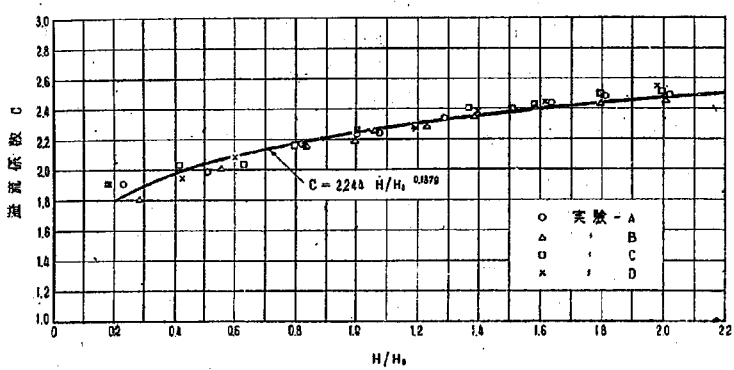
実験番号	H m	Q m³/sec	h_a m	C	実験番号	H m	Q m³/sec	h_a m	C
A—1	0.0115	0.00047	0.0000	1.911	C—1	0.0090	0.00033	0.0000	1.919
A—2	0.0255	0.00162	0.0000	1.985	C—2	0.0207	0.00121	0.0001	2.037
A—3	0.0409	0.00360	0.0001	2.166	C—3	0.0314	0.00230	0.0003	2.039
A—4	0.0501	0.00504	0.0002	2.232	C—4	0.0394	0.00350	0.0007	2.163
A—5	0.0537	0.00562	0.0003	2.239	C—5	0.0501	0.00524	0.0013	2.259
A—6	0.0642	0.00770	0.0005	2.339	C—6	0.0595	0.00694	0.0020	2.287
A—7	0.0755	0.01010	0.0009	2.396	C—7	0.0682	0.00910	0.0031	2.411
A—8	0.0818	0.01160	0.0011	2.435	C—8	0.0790	0.01160	0.0045	2.433
A—9	0.0905	0.01380	0.0015	2.479	C—9	0.0898	0.01470	0.0065	2.503
A—10	0.1010	0.01640	0.0020	2.489	C—10	0.0996	0.01750	0.0084	2.519
B—1	0.0141	0.00061	0.0000	1.816	D—1	0.0090	0.00033	0.0000	1.919
B—2	0.0276	0.00181	0.0001	2.017	D—2	0.0212	0.00122	0.0003	1.943
B—3	0.0417	0.00372	0.0004	2.155	D—3	0.0300	0.00223	0.0007	2.084
B—4	0.0496	0.00493	0.0007	2.195	D—4	0.0412	0.00381	0.0016	2.167
B—5	0.0530	0.00563	0.0008	2.259	D—5	0.0501	0.00544	0.0028	2.265
B—6	0.0614	0.00715	0.0012	2.281	D—6	0.0596	0.00720	0.0042	2.276
B—7	0.0694	0.00890	0.0018	2.353	D—7	0.0698	0.00980	0.0066	2.381
B—8	0.0792	0.01125	0.0026	2.417	D—8	0.0807	0.01280	0.0096	2.443
B—9	0.0898	0.01380	0.0036	2.435	D—9	0.0900	0.01560	0.0127	2.479
B—10	0.1004	0.01660	0.0048	2.456	D—10	0.0990	0.01960	0.0168	2.552

型式一Ⅱ

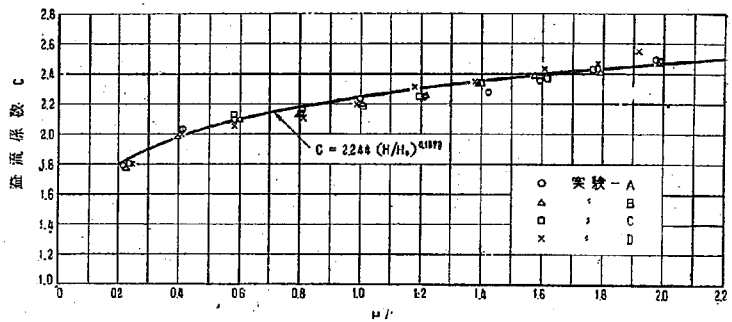
実験番号	H m	Q m³/sec	h_a m	C	実験番号	H m	Q m³/sec	h_a m	C
A—1	0.0215	0.00225	0.0000	1.786	C—1	0.0235	0.00260	0.0000	1.801
A—2	0.0416	0.00690	0.0001	2.027	C—2	0.0411	0.00680	0.0002	2.026
A—3	0.0581	0.01180	0.0002	2.094	C—3	0.0579	0.01200	0.0005	2.126
A—4	0.0807	0.02000	0.0006	2.159	C—4	0.0801	0.01975	0.0013	2.133
A—5	0.0996	0.02850	0.0011	2.233	C—5	0.1005	0.02875	0.0024	2.187
A—6	0.1209	0.03850	0.0018	2.243	C—6	0.1191	0.03860	0.0038	2.252
A—7	0.1420	0.05090	0.0029	2.276	C—7	0.1393	0.05150	0.0061	2.343
A—8	0.1590	0.06110	0.0039	2.353	C—8	0.1615	0.06600	0.0089	2.374
A—9	0.1780	0.07610	0.0057	2.430	C—9	0.1765	0.07810	0.0116	2.431
A—10	0.1971	0.09175	0.0078	2.492	C—10	0.1985	0.09650	0.0159	2.480
B—1	0.0225	0.00240	0.0000	1.775	D—1	0.0246	0.00280	0.0001	1.804
B—2	0.0395	0.00625	0.0001	1.983	D—2	0.0409	0.00675	0.0005	2.007
B—3	0.0595	0.01225	0.0003	2.095	D—3	0.0580	0.01180	0.0012	2.054
B—4	0.0796	0.01940	0.0007	2.133	D—4	0.0810	0.02030	0.0028	2.104
B—5	0.1004	0.02850	0.0014	2.198	D—5	0.0985	0.02890	0.0049	2.196
B—6	0.1211	0.03900	0.0023	2.255	D—6	0.1178	0.04075	0.0083	2.314
B—7	0.1388	0.05000	0.0035	2.337	D—7	0.1375	0.05450	0.0128	2.346
B—8	0.1575	0.06225	0.0050	2.383	D—8	0.1605	0.07410	0.0201	2.433
B—9	0.1794	0.07725	0.0071	2.415	D—9	0.1780	0.08900	0.0258	2.471
B—10	0.1986	0.09310	0.0096	2.475	D—10	0.1917	0.10130	0.0307	2.546

受けないことがわかつた．たゞ子細に調べると，型式一Ⅰの $H/H_0<0.4$ においては，多少測定値が曲線から外れるようであるが，これは $H<2.0$ cm となるから，水位測定に関する実験誤差が大きくなること，及び表面張力の影響が効き始めたためかと思われる．

本実験結果より一応の結論として，少なくとも，$H>2.0$ cm においては，流れの Reynolds 数が溢流係



図—5　溢流深と溢流係数（型式一Ⅰ）



図－6 溢流深と溢流係数（型式－Ⅱ）

数に及ぼす影響はあまり大きいものではないであろう，と推論することが許されると思う．結局，このような簡単な実験のみからでは，実物ダムの溢流係数については，模型実験により求めた値をそのまゝ信用してよいと速断することはできないとしても，模型溢流面の粗度等について注意深く製作するならば，模型実験より求めた溢流係数を，大した補正なしに実物ダムに適用しても，甚だしい誤差はないのではないかと筆者は推測する．

〔2〕 水面形状と底面圧力

両型式の実験－A～C について，h/H_0 と H/H_0 との関係を図－7 に示した．こゝに h は溢流頂水深である．実験－D は接近流速の影響が大きく出るから図示を省略した．h/H_0 と H/H_0 との関係は，ほゞ直線的であって次式で表わし得られる．

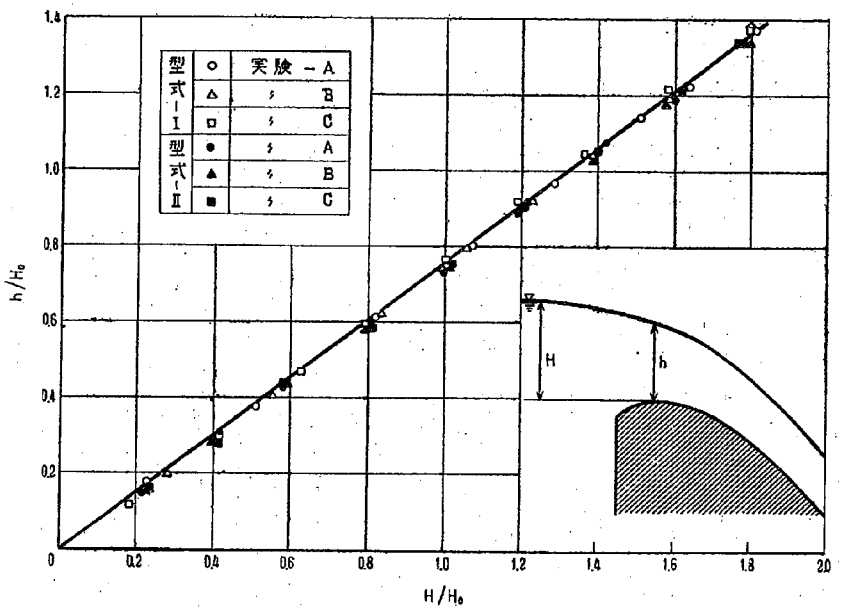
$$h/H_0=0.757(H/H_0) \quad \cdots\cdots(5)$$

(5) 式は実験式であって，別に明確な理論的根拠を有するものではないが，比較的重要な関係式である．

次に，両型式の実験結果について，水面形状と底面圧力（溢流面を圧力 0 の線とする）との実測値の一部を，図－8, 9 に掲げた（附表参照）．図－8, 9 において，底面圧力線と溢流面形状曲線との間の鉛直縦距は，溢流面上の各点の底面圧力の大いさを示し，符号は底面圧力線が溢流面より上にくるときを正圧とする．図－8 及び図－9 を子細に比較すれば直ちに認められる如く，水面形並びに底面圧力共に，両型式模型の実験結果は極めてよく類似している．なお，このことを一層明確にするために，一例として両型式とも実験－A について，設計深 H_0 に最も近いものの水面形及び底面圧力の比較図を図－10 に示したが，同図より水面形状と底面圧力との類似性が，甚だ良好であることが認められると思う．

なお，図－10 において，流体粘性がないものとすれば，当然溢流面全部に亘って零圧となるべき筈であるが，実際の測定結果によると全面に亘って僅かの正圧を生じたのは，流体粘性に基づく摩擦抵抗の減速作用を示すものであることは明らかである．

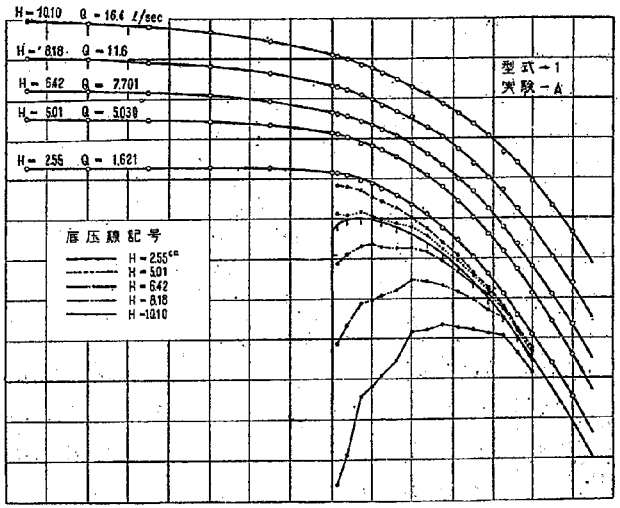
図－8～10 に見られる底面圧力分布の一般的な傾向としては，溢流深が小さい間は，溢流面の上流側程圧力

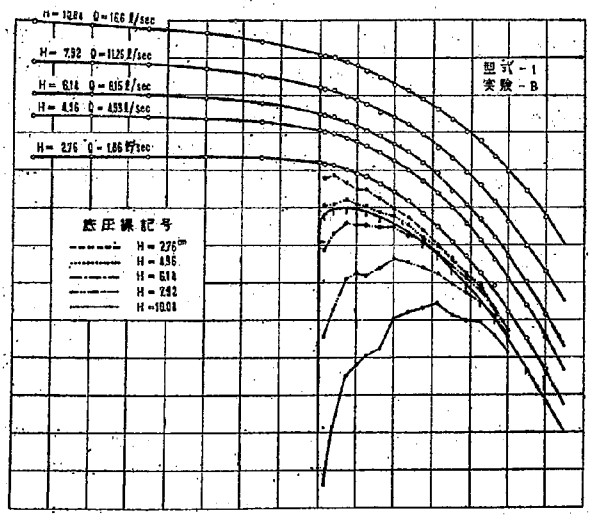


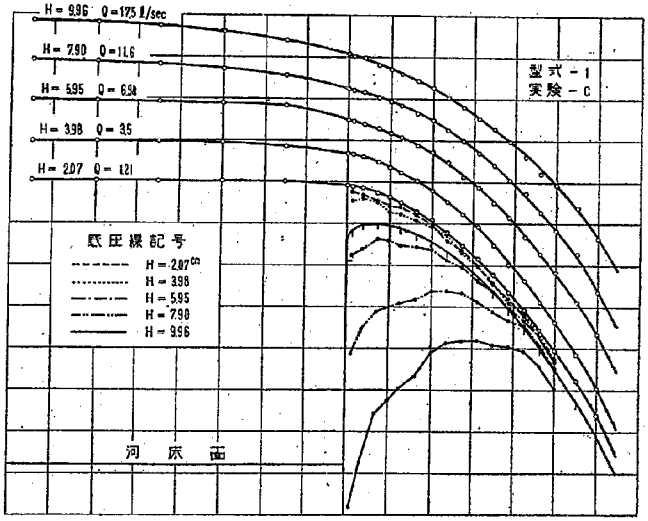
図—7　溢流深と溢流頂水深

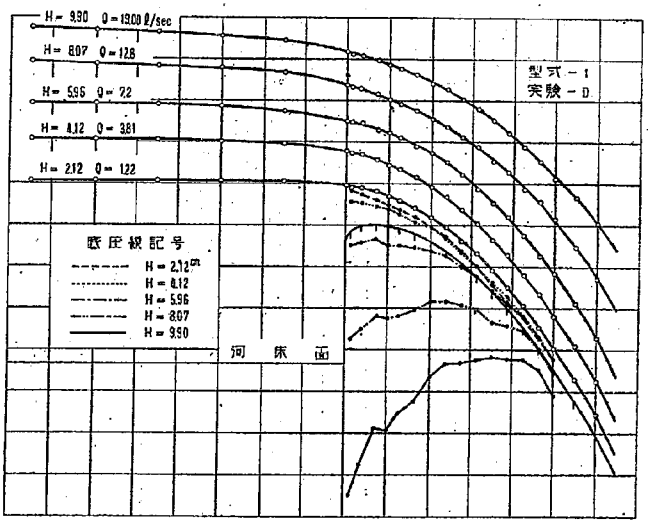
が大であるが，次第に溢流深が増大して設計深となると圧力分布はほゞ一様となり，更に溢流深が大となると上流側の圧力が加速度的に低下する．すなわちこの溢流面形状においては，溢流深が設計深をこえると，空洞現象又は水脈剝離の危険性が急速に増してくることがわかる．これに対して溢流係数の方は，溢流深が設計深を大きく上回ってもそれ程増えるものではないから，実際のダムにこの溢流面形状を採用する場合，最大溢流深がこの設計深 H_0 を大きく越えるように設計することは，危険率の急速な増大に比して溢流係数の増加は比較的僅かであるので，一般に不得策であるように思われる．すなわち本溢流面形状は，最大溢流深が丁度 H_0 前後となるように設計するのが最も合理的であるといえよう．もし設計上，負圧を利用しても溢流係数の増大をはからねばならぬ場合には，本形状よりも更に好適な溢流面形状を考案する必要があると思われるが，この問題についての考察は別の機会にゆずる．

本実験においては，設計深 H_0 の約2倍の溢流深までの実験を行つたが，このような大水深となると，底面に生ずる負圧の大いさは溢流深の大いさよりもはるかに大きい値となつた．ところで，本模型実験は完全な二次元的なものであつたから，溢流面の大きな負圧部に空気供給するのが比較的困難であつて，水脈剝離現象を生じなかつたが，実際のダムには当然吸柱等があつて，横からの空気流入が割合に容易となるので，上述の如き大溢流深の場合には，溢流面より水脈が剝離するおそれが充分あるものと考えられる．一旦水脈剝離を生ずると，溢流面負圧による流量吸出作用がなくなるから，溢流係数は急に小さくなるといわれている．

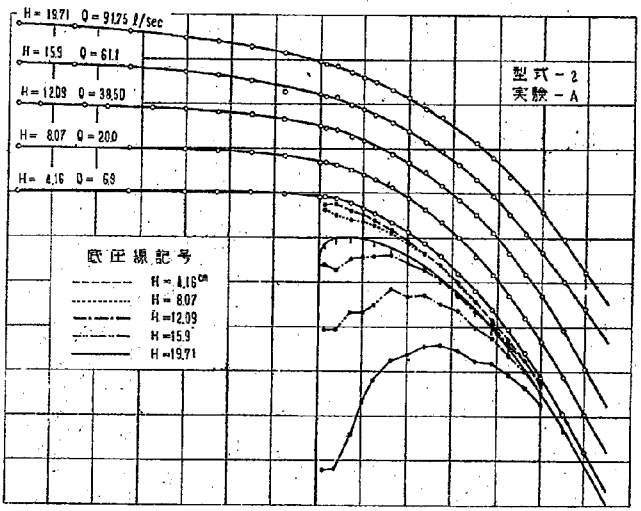

H=10.10 Q=16.4 l/sec
H=8.18 Q=11.6
H=6.42 Q=7.701
H=5.01 Q=5.039
H=2.55 Q=1.621
型式－1
実験－A
底圧線記号
H=2.55cm
H=5.01
H=6.42
H=8.18
H=10.10

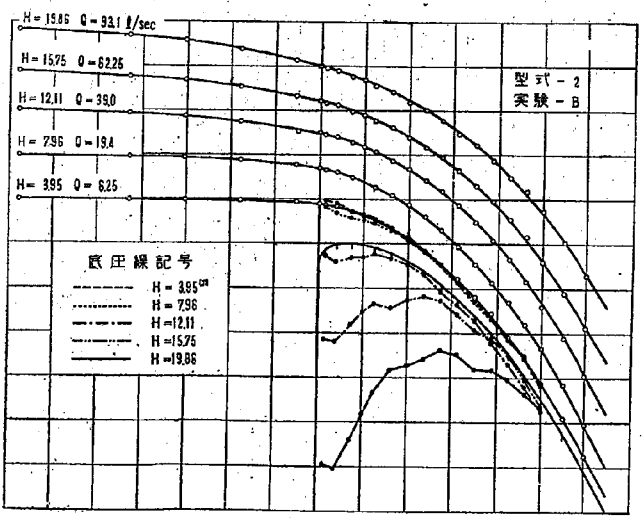

H=12.84 Q=16.6 l/sec
H=7.92 Q=11.25 l/sec
H=6.14 Q=8.15 l/sec
H=4.16 Q=4.93 l/sec
H=2.76 Q=1.86 l/sec
型式－1
実験－B
底圧線記号
H=2.76cm
H=4.16
H=6.14
H=7.92
H=12.84

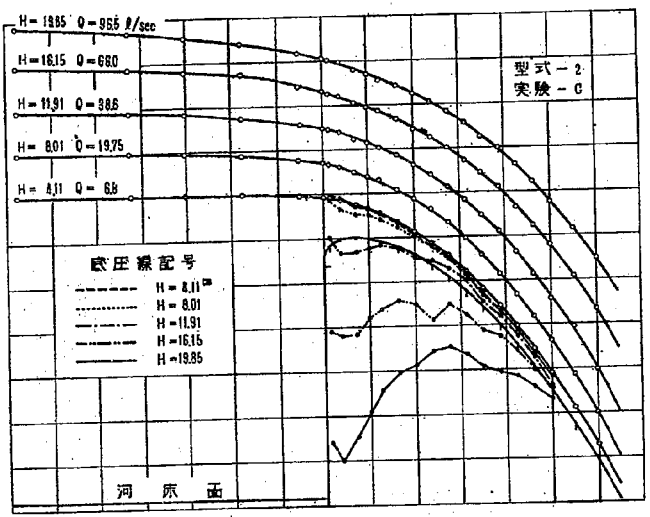


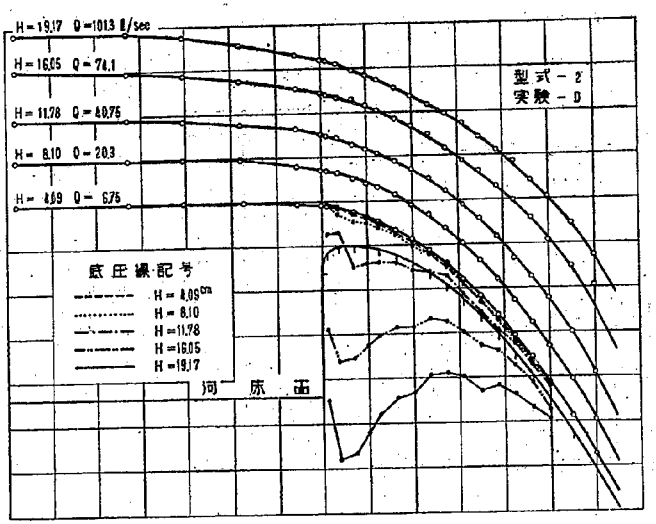


図－8　水面縦断形状と底面圧力（型式－1）

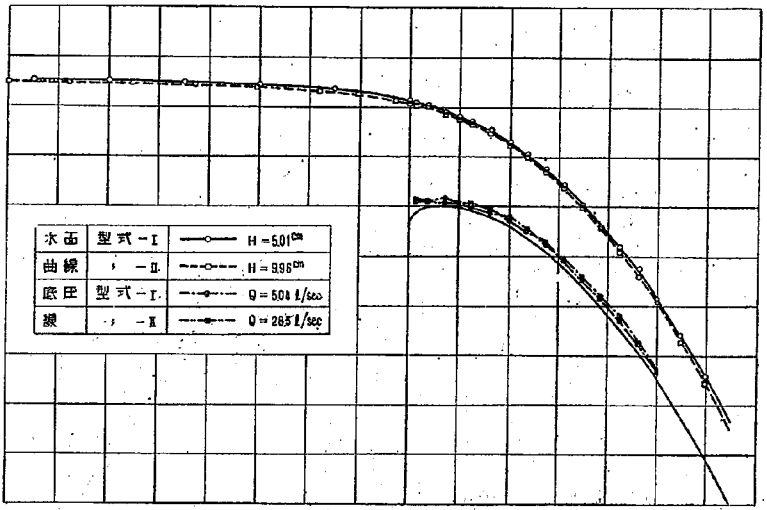

H= 19.71 Q= 91.75 l/sec
H= 15.9 Q= 61.1
H= 12.09 Q= 38.50
H= 8.07 Q= 20.0
H= 4.16 Q= 6.9
型式－2
実験－A
底圧線記号
H= 4.16cm
H= 8.07
H=12.09
H=15.9
H=19.71


H= 19.86 Q= 93.1 l/sec
H= 15.75 Q= 62.26
H= 12.11 Q= 39.0
H= 7.96 Q= 19.4
H= 3.95 Q= 6.25
型式－2
実験－B
底圧線記号
H= 3.95cm
H= 7.96
H=12.11
H=15.75
H=19.86





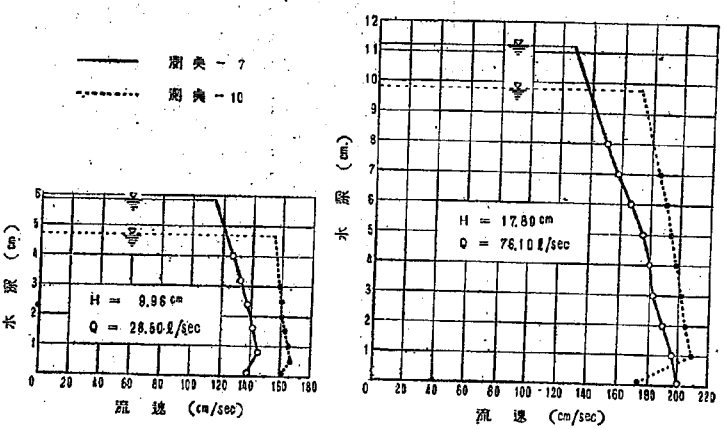
図—9 水面縦断形状と底面圧力（型式—Ⅱ）



図―10 型式－ⅠとⅡの水面形及び底面圧力の比較図

〔3〕 流速分布

溢流面に直角方向の流速分布を測定するに当り，使用するピトー管径に対して，型式－Ⅰの模型における水深は一般にいささか小さすぎると判断されたので，型式－Ⅰについては測定を省略し，型式－Ⅱの実験―Aのみの場合について実測し，得られた結果を表―4に掲げた。実測流速分布は何れも図―11に一例を示すよう



図―11 溢流面に垂直方向の流速曲線図

型式－Ⅱ，実験－A　　表－4 流速分布測定値表

H cm	測点番号	底面よりの距離 cm	流速 cm/sec
2.15	7	0.1	77.95
	〃	0.2	79.81
	〃	0.4	79.20
	10	0.1	114.60
4.16	7	0.1	98.00
	〃	0.3	96.49
	〃	0.6	94.95
	〃	0.9	93.50
	〃	1.2	92.34
	10	0.1	130.96
	〃	0.2	129.07
	〃	0.4	129.83
	〃	0.6	128.69
	〃	0.9	127.55
5.81	7	0.1	112.44
	〃	0.4	111.12
	〃	0.8	108.89
	〃	1.2	105.22
	〃	1.5	105.70
	10	0.1	135.37
	〃	0.2	140.00
	〃	0.4	139.65
	〃	0.6	139.65
	〃	0.8	139.30
	〃	1.1	139.30
8.07	7	0.1	126.78
	〃	0.7	125.61
	〃	1.4	122.05
	〃	2.1	121.24
	〃	2.8	115.45
	〃	3.4	107.99
	10	0.1	147.17
	〃	0.5	150.46
	〃	1.0	151.43
	〃	1.5	150.78
	〃	2.0	149.81
	〃	2.5	141.05
9.96	7	0.1	138.00
	〃	0.8	145.49
	〃	1.6	141.39
	〃	2.4	137.88
	〃	3.2	132.08
	〃	4.0	126.78
	10	0.1	161.46
	〃	0.5	166.83
	〃	1.0	164.46
	〃	1.5	162.67
	〃	2.0	160.24
	〃	2.5	159.93
	〃	3.0	158.39
12.09	7	0.1	165.65
	〃	1.0	163.57
	〃	2.0	158.39
	〃	3.0	148.16
	〃	4.0	140.70
	〃	5.0	134.65
	〃	5.5	132.82
	10	0.1	169.16
	〃	0.8	187.31
	〃	1.6	184.67
	〃	2.4	182.81
	〃	3.2	180.38
	〃	4.0	179.01
	〃	4.5	177.09

H cm	測点番号	底面よりの距離 cm	流速 cm/sec
14.20	7	0.1	170.32
	〃	1.0	170.32
	〃	2.0	171.46
	〃	3.0	159.62
	〃	4.0	152.72
	〃	5.0	145.49
	〃	5.5	135.01
	10	0.1	180.92
	〃	1.0	188.87
	〃	2.0	184.14
	〃	3.0	178.74
	〃	4.0	175.42
	〃	5.0	170.32
15.90	7	0.1	190.42
	〃	1.0	193.99
	〃	2.0	184.14
	〃	3.0	175.42
	〃	4.0	159.62
	〃	5.0	157.15
	〃	6.0	153.36
	〃	7.0	146.83
	10	0.1	171.46
	〃	1.0	197.00
	〃	2.0	191.45
	〃	3.0	187.83
	〃	4.0	185.20
	〃	5.0	180.92
17.80	7	0.1	200.45
	〃	1.0	196.50
	〃	2.0	189.39
	〃	3.0	182.54
	〃	4.0	179.83
	〃	5.0	174.30
	〃	6.0	166.24
	〃	7.0	157.77
	〃	8.0	150.13
	10	0.1	173.17
	〃	1.0	209.06
	〃	2.0	204.80
	〃	3.0	201.43
	〃	4.0	197.99
	〃	5.0	193.99
	〃	6.0	190.42
	〃	7.0	185.20
19.71	7	0.1	225.74
	〃	1.0	218.69
	〃	2.0	213.24
	〃	3.0	208.60
	〃	4.0	206.71
	〃	5.0	201.91
	〃	6.0	192.98
	〃	7.0	183.61
	〃	8.0	175.98
	〃	9.0	174.30
	10	0.1	174.86
	〃	1.0	221.36
	〃	2.0	216.43
	〃	3.0	212.32
	〃	4.0	207.65
	〃	5.0	202.88
	〃	6.0	200.45
	〃	7.0	197.49
	〃	8.0	192.98
	〃	9.0	189.39

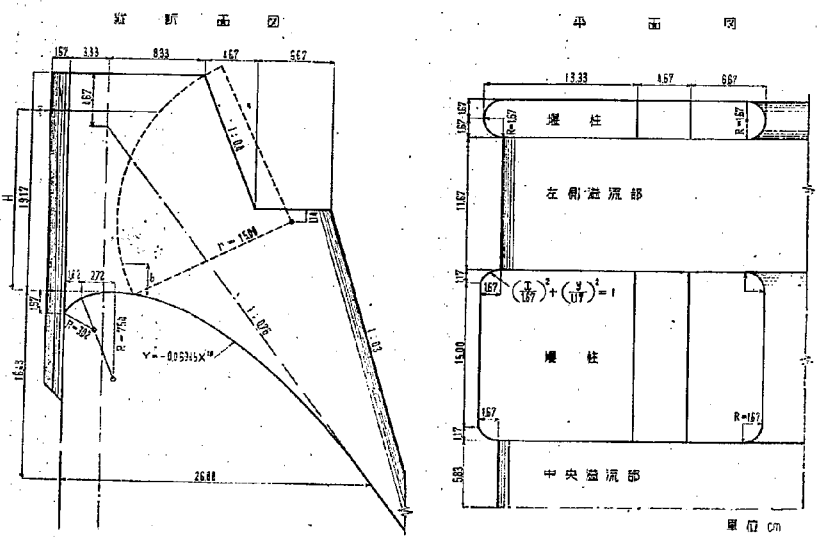
に，水面流速が比較的遅く底面に近ずく程次第に速度大となり，さらに又底面ごく近傍において再び急激に遅くなっている．このように底面に向って次第に速度が増大することは，静止の状態より重力の作用の下に生ずる流れの近似非回転性を証明するものであり，又底面近傍において急激に速度小となるのは，この領域が底面摩擦によって生ずる，いわゆる境界層に当るものと解釈することができると思う．

Ⅳ 三次元実験の概要

〔1〕 模 型

本実験に用いた模型の溢流部縦断形状は二次元実験と同様に，(1) 式に従い H_0=15.09 cm としたが，これは鎧畑ダム原尺の 1/60 に当るものである．溢流部模型の詳細は図—12 に示す通りであって，11.67 cm 幅の3溢流径間を有するから，溢流部全幅は合計 35.0 cm となる．中央2つの堰柱は各々 15.00 cm 幅であって，通常の堰柱に比し異常に大きいのは，この堰柱の下にそれぞれ大口径放水管 (6.67×7.0 cm) を有するからである (写真—1)．

堰柱は木製・エナメル仕上，溢流面はニートセメントで造り，更に表面を砥石磨き仕上を行ってできるだけ滑らかとしたが，それでも前述の真鍮製二次元模型の表面よりは，かなり粗度が大きいように思われた．3門の各溢流径間には，r=15.0 cm のテンターゲートを有する．



図—12 溢流部模型 (鎧畑ダム)

〔2〕 実験内容

本実験においては，もっぱら自由溢流時並びにゲート部分開放時における流量係数の測定に重点をおき，底面圧力及び流速の測定は一切割愛した．

実験内容としては，中央・左右の3径間ゲートの操作を組合わせて次の如き5種の場合の実験を行った．

（1） 3ゲート全開（自由溢流）

（2） 中央ゲートのみ全開，他2門は閉塞（自由溢流）

（3） 右側ゲートのみ全開，他2門は閉塞（自由溢流）

（4） 中央ゲートのみ部分開放，他2門は閉塞（オリフィス流れ）

（5） 右側ゲートのみ部分開放，他2門は閉塞（オリフィス流れ）

写真—1 鎧畑ダム模型

〔3〕 実験装置

赤羽分室内にある屋内4米水路に，図—12に示す模型を製作した．流量及び水位測定は二次元実験の場合と全く同じ要領で行った．なお，本実験においては，溢流部前面の貯水池水深は充分深く，接近流速の影響を完全に無視しうるものと考えることができた．

V 実験結果とその考察

〔1〕 自由溢流

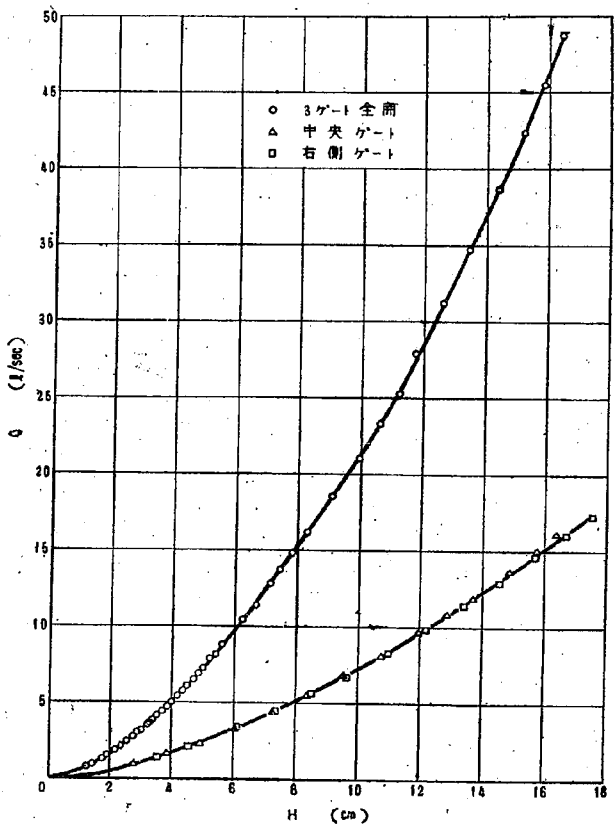
実験によって得られた溢流深と流量との関係を，表—5，図—13に示したが，この測定値より，接近流速の影響を無視した次式により溢流係数を算出した．

$$Q=CBH^{3/2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(6)$$

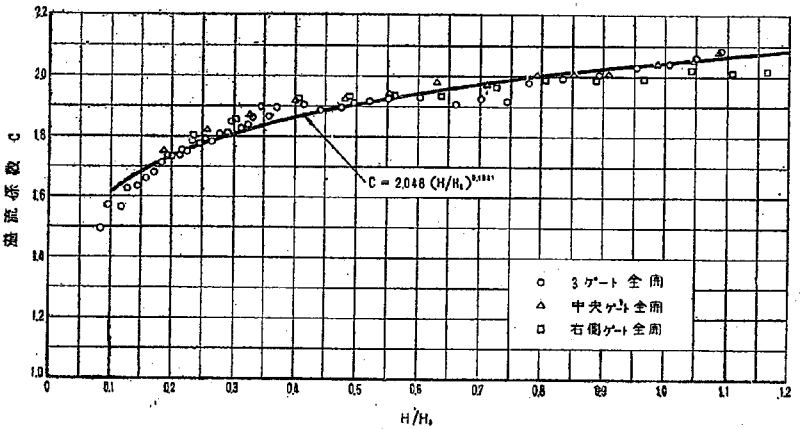
表—5 溢流深と溢流係数

	H m	Q m³/sec	C		H m	Q m³/sec	C
3ゲート全開	0.0125	0.00073	1.493	3ゲート全開	0.0435	0.00575	1.811
	0.0144	0.00095	1.570		0.0447	0.00611	1.847
	0.0176	0.00128	1.565		0.0468	0.00646	1.823
	0.0191	0.00150	1.623		0.0485	0.00685	1.833
	0.0218	0.00184	1.633		0.0497	0.00721	1.860
	0.0238	0.00213	1.658		0.0519	0.00784	1.895
	0.0257	0.00242	1.678		0.0538	0.00814	1.864
	0.0277	0.00276	1.710		0.0559	0.00875	1.892
	0.0291	0.00301	1.733		0.0624	0.01040	1.906
	0.0302	0.00318	1.730		0.0667	0.01138	1.887
	0.0322	0.00351	1.736		0.0717	0.01274	1.896
	0.0326	0.00361	1.752		0.0747	0.01365	1.910
	0.0338	0.00380	1.747		0.0785	0.01475	1.916
	0.0352	0.00412	1.783		0.0831	0.01613	1.923
	0.0369	0.00440	1.774		0.0909	0.01851	1.930
	0.0383	0.00469	1.788		0.0997	0.02101	1.906
	0.0398	0.00497	1.781		0.1060	0.02325	1.924
	0.0418	0.00540	1.805		0.1123	0.02526	1.918

3ゲート全開	0.1175	0.02790	1.979
	0.1260	0.03120	1.993
	0.1346	0.03470	2.007
	0.1437	0.03870	2.030
	0.1520	0.04235	2.041
	0.1583	0.04545	2.061
	0.1645	0.04875	2.087
中央ゲート一門全開	0.0280	0.00096	1.755
	0.0387	0.00162	1.824
	0.0490	0.00237	1.871
	0.0603	0.00332	1.920
	0.0728	0.00442	1.929
	0.0835	0.00549	1.949
	0.0953	0.00681	1.984
	0.1073	0.00809	1.972
	0.1198	0.00972	2.009
	0.1286	0.01082	2.010
	0.1370	0.01190	2.012
	0.1437	0.01368	2.045
	0.1576	0.01503	2.058
	0.1639	0.01615	2.087
右側ゲート一門全開	0.0354	0.00140	1.802
	0.0456	0.00211	1.857
	0.0612	0.00340	1.924
	0.0738	0.00452	1.931
	0.0850	0.00560	1.937
	0.0963	0.00675	1.936
	0.1096	0.00832	1.964
	0.1218	0.00988	1.992
	0.1340	0.01140	1.991
	0.1454	0.01290	1.994
	0.1571	0.01470	2.022
	0.1670	0.01604	2.013
	0.1755	0.01733	2.020



図—13 溢流堰と溢流量



図—14　溢流深と溢流係数（三次元実験）

(6) 式によつて求めた C と H/H_0 との関係を図—14 にプロットしたが，同図において3ゲート全開時と1ゲート全開時との C が，あまり分離せず比較的よく密集しているのは，本模型の堰柱幅が甚だ大きいので，普通のダム溢流部ゲート開放時と異なり，1径間の流況に対して他径間ゲートの開閉状況が殆んど影響しなかつたためと思われる．実測値より最小自乗法を用いて，C と H/H_0 の関係を求めれば次式が得られる．

$$C=2.048(H/H_0)^{0.1041} \quad \cdots\cdots(7)$$

図—14 に記入してある曲線は (7) 式であるが，本実験の場合は二次元実験に比して，実測点と最小自乗法による計算曲線との傾向が少しく異なるように見受けられるけれども，こゝで (7) 式による C の表現法の可否までも，問題とすべき程のずれではなかろうと思われる．

(7) 式は (4) 式に比して，同一の H/H_0 に対しかなり小さい C を与える点は当然大きな疑問とされるが，これは恐らく本模型の溢流部幅員が狭いために，水脈の端収縮の影響が大きいのに加えて，側面摩擦の作用がかなり効くであろうこと，並びに溢流面の粗度も異なること，等の諸種の原因に基づくものであろうと推測される．

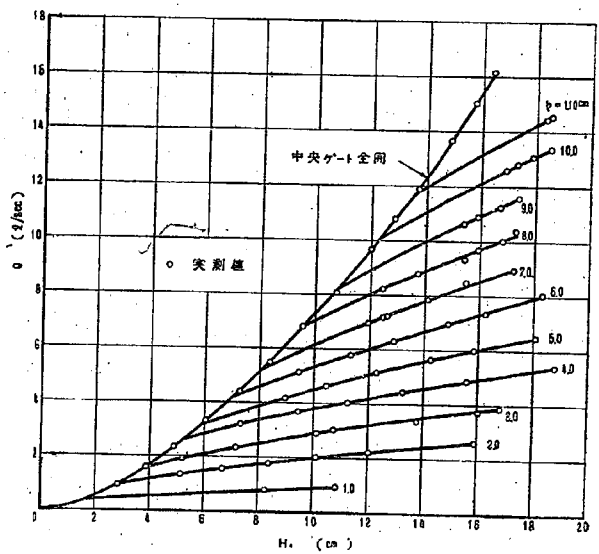
〔2〕 ゲート部分開放

ゲート部分開放によるオリフィス流れに対しては，溢流頂までの貯水池水頭を H_1，ゲート開度を b とするとき，流量・貯水池水頭・ゲート開度の三者の関係を図—15,16 に示した（表—6）．次にこの測定値を用い，次式により流量係数 C' を計算した．

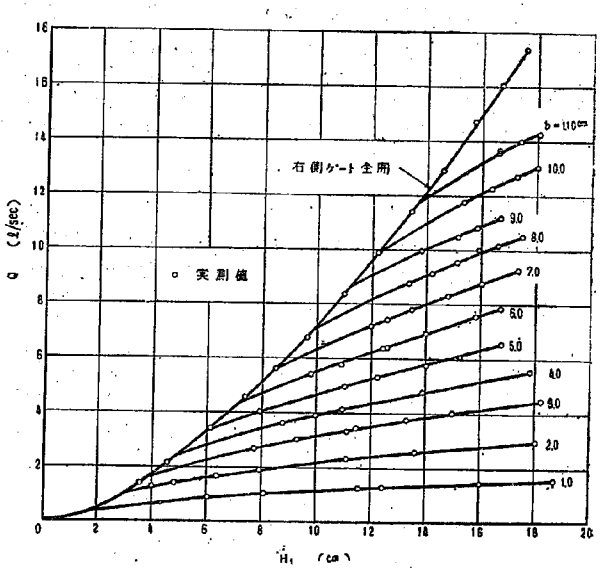
$$Q=C'B(H_1^{3/2}-H_2^{3/2}) \quad \cdots\cdots(8)$$

こゝに H_2：ゲート下端までの貯水池水頭 (m)

中央ゲート部分開，右側ゲート部分開の両者について，C', H_1/r, b/r の三者の関係を図—17, 18 に示す．



図—15 貯水池水頭・ゲート開度と流量（中央ゲート部分開放）



図—16 貯水池水頭・ゲート開度と流量（右側ゲート部分開放）

表—6 貯水池水頭・ゲート開度と流量

中央ゲート一部開放

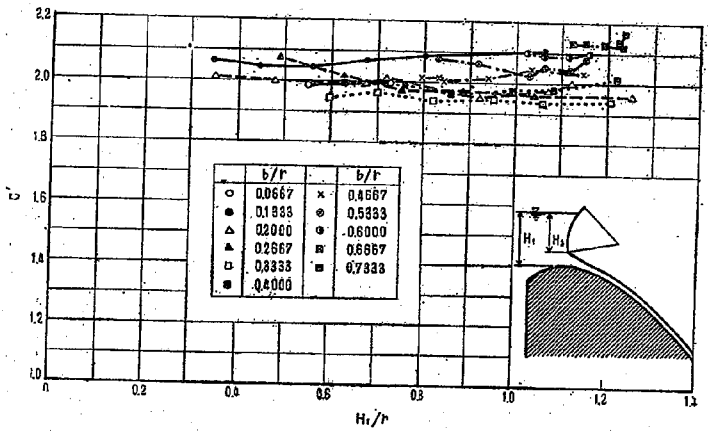
b m	b/r	H_1 m	H_1/r	Q m³/sec	C'
0.01	0.0667	0.0825	0.550	0.00081	1.984
		0.1087	0.725	0.00094	1.993
0.02	0.1333	0.0516	0.344	0.00136	2.061
		0.0667	0.445	0.00157	2.042
		0.0838	0.559	0.00179	2.043
		0.1011	0.674	0.00201	2.067
		0.1204	0.808	0.00223	2.084
		0.1591	1.061	0.00262	2.108
0.03	0.2000	0.0522	0.348	0.00193	2.007
		0.0713	0.475	0.00236	1.997
		0.1011	0.674	0.00291	1.992
		0.1074	0.716	0.00304	2.009
		0.1380	0.920	0.00340	1.950
		0.1603	1.069	0.00374	1.974
		0.1681	1.121	0.00389	2.000
0.04	0.2667	0.0731	0.487	0.00321	2.071
		0.0941	0.627	0.00369	2.014
		0.1125	0.750	0.00403	1.970
		0.1327	0.885	0.00445	1.970
		0.1559	1.039	0.00486	1.960
		0.1879	1.253	0.00540	1.960
0.05	0.3333	0.0895	0.597	0.00418	1.944
		0.1043	0.695	0.00469	1.966
		0.1229	0.819	0.00514	1.938
		0.1425	0.950	0.00565	1.945
		0.1588	1.059	0.00600	1.935
		0.1808	1.205	0.00649	1.940
0.06	0.4000	0.0941	0.627	0.00514	1.993
		0.1131	0.754	0.00580	1.971
		0.1290	0.860	0.00630	1.960
		0.1490	0.993	0.00696	1.974
		0.1622	1.081	0.00736	1.980
		0.1829	1.219	0.00806	2.016
0.07	0.4667	0.1192	0.795	0.00697	2.012
		0.1248	0.832	0.00720	2.012
		0.1262	0.841	0.00722	2.002
		0.1410	0.941	0.00784	2.014
		0.1550	1.033	0.00848	2.046
		0.1720	1.147	0.00899	2.030
0.08	0.5333	0.1244	0.816	0.00824	2.077
		0.1373	0.915	0.00880	2.063
		0.1542	1.028	0.00936	2.022
		0.1591	1.061	0.00971	2.054
		0.1678	1.119	0.01002	2.045
		0.1727	1.151	0.01038	2.079
0.09	0.6000	0.1537	1.025	0.01066	2.098
		0.1589	1.059	0.01090	2.095
		0.1670	1.113	0.01126	2.089
		0.1734	1.156	0.01160	2.097
0.10	0.6667	0.1684	1.123	0.01259	2.134
		0.1728	1.152	0.01282	2.133
		0.1785	1.190	0.01309	2.128
		0.1847	1.231	0.01337	2.122
0.11	0.7333	0.1832	1.221	0.01445	2.138
		0.1851	1.234	0.01457	2.166

右ゲート一部開放

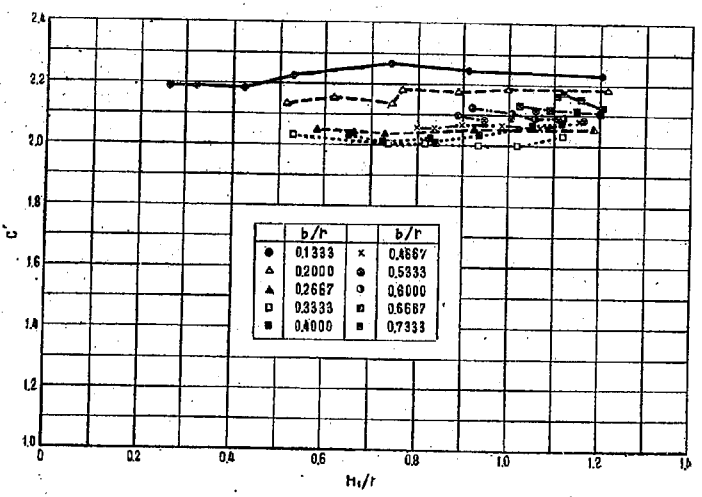
b m	b/r	H_1 m	H_1/r	Q m³/sec	C'
0.01	0.0667	0.0603	0.402	0.00086	2.491
		0.0809	0.539	0.00102	2.526
		0.1157	0.771	0.00122	2.505
		0.1243	0.829	0.00125	2.474
		0.1601	1.067	0.00143	2.484
		0.1873	1.249	0.00153	2.452
0.02	0.1333	0.0396	0.264	0.00122	2.188
		0.0480	0.320	0.00138	2.188
		0.0634	0.423	0.00163	2.184
		0.0793	0.529	0.00189	2.226
		0.1111	0.741	0.00232	2.266
		0.1364	0.909	0.00257	2.246
		0.1802	1.201	0.00296	2.231
0.03	0.2000	0.0771	0.514	0.00265	2.135
		0.0930	0.620	0.00300	2.157
		0.1112	0.741	0.00330	2.138
		0.1149	0.766	0.00343	2.181
		0.1332	0.888	0.00372	2.176
		0.1498	0.999	0.00399	2.185
		0.1823	1.215	0.00444	2.184
0.04	0.2667	0.0878	0.585	0.00359	2.049
		0.0997	0.665	0.00388	2.043
		0.1095	0.730	0.00410	2.037
		0.1389	0.926	0.00476	2.053
		0.1781	1.187	0.00550	2.058
0.05	0.3333	0.0792	0.528	0.00400	2.033
		0.1103	0.735	0.00496	2.004
		0.1221	0.814	0.00530	2.007
		0.1401	0.934	0.00575	2.000
		0.1527	1.018	0.00606	2.001
		0.1678	1.119	0.00652	2.036
0.06	0.4000	0.0978	0.652	0.00539	2.031
		0.1089	0.726	0.00576	2.009
		0.1241	0.827	0.00634	2.023
		0.1258	0.839	0.00637	2.015
		0.1400	0.933	0.00690	2.036
		0.1580	1.053	0.00755	2.065
		0.1673	1.115	0.00785	2.072
0.07	0.4667	0.1196	0.797	0.00715	2.059
		0.1257	0.838	0.00740	2.057
		0.1347	0.898	0.00780	2.067
		0.1479	0.986	0.00830	2.066
		0.1603	1.069	0.00874	2.059
		0.1732	1.155	0.00925	2.079
0.08	0.5333	0.1332	0.888	0.00875	2.097
		0.1420	0.947	0.00910	2.082
		0.1510	1.007	0.00953	2.089
		0.1590	1.060	0.01000	2.116
		0.1661	1.107	0.01015	2.086
		0.1748	1.165	0.01048	2.088
0.09	0.6000	0.1379	0.919	0.00995	2.122
		0.1511	1.007	0.01048	2.088
		0.1584	1.056	0.01084	2.088
		0.1669	1.113	0.01117	2.074
0.10	0.6667	0.1534	1.023	0.01174	2.133
		0.1634	1.089	0.01223	2.119
		0.1724	1.149	0.01270	2.116
		0.1800	1.200	0.01305	2.109
0.11	0.7333	0.1660	1.107	0.01358	2.163
		0.1662	1.108	0.01365	2.173
		0.1738	1.159	0.01400	2.154
		0.1808	1.205	0.01425	2.128

こゝに r はテンターゲートの半径である．ところで，右側ゲートの b=1 cm のみについては，やゝ異常と思われる程大きい C' の値が得られたが，これは恐らくゲート開度に関する実験誤差によるものと思われたので，図示を省略した．ゲート開度が小さい時は，僅かの開度誤差も C' の計算結果に大きく影響するものである．

図—17，18 より直ちに認められる如く，流量係数 C' は貯水池水頭には殆んど無関係であり，又ゲート開



図—17 貯水池水頭・ゲート開度と流量係数（中央ゲート部分開放）



図—18 貯水池水頭・ゲート開度と流量係数（右側ゲート部分開放）

度によつてはいくらか変化するようである．しかしながら，C' の変化と開度との関係には，多少の規則性があるようにも思われるが，その具体的な傾向について決定的な断定を下すことは困難である．結論として，本三次元実験の場合の C' は比較的変化に乏しいといつて差支えないと思われるが，この結論はあくまで本実験のみに限られるものである．

Ⅵ 結　　語

以上を以て，鉛直鋭縁堰から自由溢流する水脈の，下面形状に合わせた溢流面形状を有するダム模型について行つた，二次元並びに三次元実験に関する記述を終ることにする．いずれ近い将来，同じく二次元模型について，各種のゲートの部分開放時に関する実験を行いたいと計画している．

なお，本稿を終るにのぞみ，実験を担当した河川構造物研究室の諸君の努力に対し感謝の意を表する次第である．

附表 二次元実験測定値表

型式－I，実験－A

測点番号	H=2.55 cm Q=1.621 l/sec T=26.8 °C		H=4.09 cm Q=3.603 l/sec T=26.95 °C		H=5.01 cm Q=5.039 l/sec T=26.4 °C		H=5.37 cm Q=5.615 l/sec T=26.3 °C		H=6.42 cm Q=7.701 l/sec T=26.1 °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	4.07	4.65	5.27	6.00	6.03	6.70	6.29	6.95	7.09	7.60
2	2.54	1.93	3.72	1.23	4.45	0.53	4.72	−0.17	5.53	−1.97
3	2.19	1.60	3.37	1.10	4.08	0.20	4.34	0.00	5.16	−1.80
4	1.88	1.40	3.08	1.05	3.76	0.30	4.03	−0.10	4.85	−1.40
5	1.77	1.10	3.06	0.95	3.64	0.15	3.91	−0.15	4.72	−1.25
6	1.66	1.06	2.85	0.76	3.55	0.11	3.28	−0.09	4.61	−1.24
7	1.59	0.93	2.73	0.68	3.49	0.13	3.66	−0.07	4.56	−1.07
8	1.48	0.80	2.58	0.60	3.35	0.35	3.54	0.15	4.44	−0.70
9	1.43	0.72	2.55	0.57	3.37	0.37	3.70	0.17	4.43	−0.43
10	1.29	0.58	2.50	0.38	3.30	0.23	3.55	0.18	4.43	−0.37
11	1.33	0.58	2.49	0.43	3.35	0.38	3.48	0.28	4.50	−0.17
12	1.28	0.41	2.41	0.41	3.29	0.36	3.60	0.26	4.58	−0.09
13	1.23	0.54	2.36	0.44	3.24	0.44	3.44	0.39	4.50	0.24
14	1.15	0.54	2.43	0.64	3.28	0.54	3.55	0.49	4.56	0.44
15	1.11	0.41	2.39	0.41	3.40	0.41	3.68	0.41	4.66	0.31
16	1.16	0.48	2.40	0.33	3.21	0.33	3.51	0.28	4.59	0.18
17	1.22	——	2.31	——	3.30	——	3.58	——	4.70	——
18	1.22	——	2.15	——	3.37	——	3.78	——	4.89	——

型式－I，実験－A

測点番号	H= 7.55 cm Q=10.10 l/sec T=26.55 °C		H= 8.18 cm Q=11.60 l/sec T=21.6 °C		H= 9.05 cm Q=13.80 l/sec T=26.4 °C		H=10.10 cm Q=16.40 l/sec T=26.7 °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	7.98	8.55	8.42	9.00	9.13	9.05	9.98	9.55
2	6.43	−4.42	6.86	−5.97	7.54	−9.17	8.40	−13.27
3	6.08	−3.93	6.46	−5.30	7.20	−8.20	8.00	−11.83
4	5.71	−2.80	6.13	−4.20	6.87	−6.10	7.66	− 8.90
5	5.55	−2.85	6.00	−4.05	6.71	−5.85	7.55	− 8.35
6	5.50	−2.64	5.85	−3.74	6.65	−5.54	7.47	− 7.69
7	5.43	−2.27	5.79	−3.17	6.58	−4.72	7.40	− 6.67
8	5.39	−1.60	5.83	−2.30	6.65	−3.40	7.33	− 4.90
9	5.39	−1.18	5.79	−1.93	6.67	−2.93	7.49	− 4.33
10	5.43	−0.92	5.89	−1.57	6.69	−2.47	7.54	− 3.57
11	5.49	−0.62	5.89	−1.22	6.69	−2.02	7.66	− 3.02
12	5.53	−0.54	5.91	−0.89	7.03	−1.64	7.95	− 2.39
13	5.67	−0.11	6.06	−0.56	7.06	−1.06	8.12	− 1.81
14	5.78	0.14	6.40	−0.01	7.27	−0.41	8.29	− 0.96
15	5.80	0.26	6.46	−0.19	7.56	−0.49	8.75	− 0.79
16	5.95	0.08	6.44	−0.12	7.87	−0.47	8.84	− 0.72
17	6.00	——	6.53	——	7.89	——	9.11	——
18	6.05	——	6.93	——	8.20	——	9.50	——

型式一I，実験一B

測点番号	H=2.76 cm Q=1.86 l/sec T=26.1 °C		H=4.17 cm Q=3.72 l/sec T=25.8 °C		H=4.96 cm Q=4.93 l/sec T=17.0 °C		H=5.30 cm Q=5.63 l/sec T=26.3 °C		H=6.14 cm Q=7.15 l/sec T=16.8 °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	4.21	4.85	5.33	6.10	5.95	6.55	6.23	7.10	6.81	7.35
2	2.68	1.93	3.79	1.53	4.39	0.43	4.65	0.23	5.30	−1.93
3	2.34	1.70	3.45	1.20	4.01	0.25	4.30	0.20	4.95	−1.32
4	2.05	1.35	3.12	1.10	3.73	0.45	3.99	0.20	4.61	−0.81
5	1.90	1.05	3.01	0.70	3.60	0.25	3.83	0.00	4.39	−0.85
6	1.85	1.16	2.89	0.81	3.50	0.26	3.76	0.01	4.27	−0.74
7	1.76	0.98	2.82	0.73	3.42	0.23	3.67	−0.02	4.32	−0.57
8	1.69	0.80	2.75	0.70	3.36	0.40	3.63	0.15	4.26	−0.20
9	1.63	0.77	2.71	0.77	3.30	0.37	3.62	0.27	4.28	−0.13
10	1.52	0.63	2.59	0.63	3.27	0.23	3.58	0.23	4.23	0.04
11	1.46	0.53	2.59	0.58	3.28	0.48	3.54	0.23	4.33	0.04
12	1.43	0.41	2.47	0.51	3.26	0.51	3.50	0.21	4.15	0.13
13	1.44	0.54	2.49	0.49	3.25	0.49	3.50	0.44	4.26	1.34
14	1.44	0.69	2.48	0.64	3.22	0.84	3.49	0.59	4.35	0.62
15	1.78	0.51	2.82	0.56	3.17	0.56	3.87	0.51	4.35	0.50
16	1.43	0.48	2.44	0.48	3.18	0.48	3.56	0.38	4.44	0.37
17	1.54	——	2.52	——	3.32	——	3.63	——	4.58	——
18	1.58	——	2.59	——	3.36	——	3.54	——	4.51	——

型式一I，実験一B

測点番号	H=6.94 cm Q=8.90 l/sec T=16.9 °C		H= 7.92 cm Q=11.25 l/sec T=16.6° C		H= 8.98 cm Q=13.80 l/sec T=15.8 °C		H=10.04 cm Q=16.60 l/sec T=16.4 °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	7.47	7.90	8.26	8.70	9.21	9.95	9.99	9.80
2	5.92	−3.62	6.68	−6.57	7.62	−8.97	8.49	−14.57
3	5.56	−2.90	6.34	−5.40	7.23	−7.40	8.10	−11.60
4	5.22	−2.00	5.97	−3.80	6.97	−6.20	7.80	− 9.00
5	5.10	−2.00	5.85	−3.45	6.80	−5.95	7.67	− 8.35
6	5.02	−1.79	5.71	−3.44	6.67	−5.34	7.50	− 7.74
7	4.96	−1.52	5.60	−2.77	6.67	−4.57	7.43	− 6.57
8	4.81	−0.99	5.70	−1.90	6.52	−3.55	7.40	− 5.10
9	4.91	−0.81	5.73	−1.63	6.58	−3.03	7.56	− 4.33
10	4.95	−0.45	5.75	−1.37	6.77	−2.57	7.64	− 3.67
11	5.04	−0.32	5.71	−1.02	6.79	−1.97	7.76	− 3.12
12	5.01	−0.24	5.89	−0.79	7.02	−1.49	7.97	− 2.49
13	5.05	0.04	5.98	−0.46	7.20	−0.96	8.15	− 1.96
14	5.17	0.44	6.17	−0.06	7.36	−0.46	8.54	− 1.16
15	5.19	0.39	6.27	0.16	7.84	−0.39	8.69	− 0.89
16	5.29	0.23	6.32	0.08	7.94	−0.52	8.99	− 0.72
17	5.45	——	6.56	——	8.14	——	9.43	——
18	5.44	——	6.83	——	8.42	——	9.78	——

型式－I，実験－C

測点番号	H=2.07 cm Q=1.21 l/sec T=15.7 °C		H=3.14 cm Q=2.30 l/sec T=16.4 °C		H=3.98 cm Q=3.50 l/sec T=15.9 °C		H=5.01 cm Q=5.24 l/sec T=17.0 °C		H=5.95 cm Q=6.94 l/sec T=16.7 °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	3.64	4.05	4.52	4.30	5.21	5.80	5.99	6.90	6.80	7.40
2	2.11	1.88	2.98	1.78	3.68	1.43	4.45	0.23	5.22	−1.17
3	1.80	1.45	2.65	1.40	3.30	1.30	4.08	0.10	4.86	−1.20
4	1.50	1.15	2.36	1.20	2.99	1.10	3.80	0.20	4.60	−0.70
5	1.33	0.95	2.13	0.85	2.75	0.65	3.56	0.15	4.42	−0.75
6	1.17	1.01	2.01	0.87	2.65	0.66	3.47	0.16	4.35	−0.84
7	1.06	0.93	1.89	0.73	2.54	0.63	3.35	0.03	4.28	−0.67
8	1.01	0.80	1.80	0.80	2.46	0.70	3.31	0.20	4.30	−0.40
9	0.88	0.52	1.73	0.57	2.37	0.72	3.27	0.17	4.27	−0.43
10	0.83	0.58	1.66	0.58	2.33	0.53	3.23	0.28	4.14	−0.17
11	0.84	0.48	1.72	0.48	2.39	0.48	3.28	0.28	4.27	−0.23
12	0.78	0.31	1.56	0.36	2.22	0.41	3.21	0.21	4.23	0.01
13	0.79	0.49	1.57	0.49	2.15	0.49	3.16	0.39	4.41	0.04
14	0.81	0.54	1.54	0.54	2.22	0.69	3.27	0.59	4.36	0.34
15	0.85	0.56	1.59	0.51	2.19	0.71	3.31	0.71	4.51	0.61
16	0.92	0.38	1.62	0.38	2.28	0.48	3.28	0.53	4.71	0.48
17	1.00	——	1.70	——	2.27	——	3.25	——	4.77	——
18	1.04	——	1.71	——	2.35	——	3.42	——	4.97	——

型式－1，実験－C

測点番号	H=6.82 cm Q=9.10 l/sec T=16.9 °C		H= 7.90 cm Q=11.60 l/sec T=17.1 °C		H= 8.98 cm Q=14.70 l/sec T=16.6 °C		H= 9.96 cm Q=17.50 l/sec T=16.7 °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	7.49	8.20	8.30	8.80	9.25	9.80	10.00	10.10
2	5.94	−3.17	6.78	−5.87	7.65	−10.17	8.40	−13.27
3	5.55	−2.90	6.41	−5.00	7.30	− 8.40	8.05	−11.40
4	5.24	−2.00	6.09	−4.20	6.96	− 6.60	7.65	− 9.10
5	5.14	−2.00	5.95	−3.95	6.78	− 6.35	7.50	− 8.45
6	5.02	−1.89	5.87	−3.64	6.68	− 5.74	7.40	− 7.74
7	4.93	−1.67	5.78	−3.17	6.64	− 4.97	7.34	− 6.87
8	4.89	−1.10	5.83	−2.40	6.62	− 3.90	7.40	− 5.40
9	4.89	−0.93	5.82	−1.93	6.70	− 3.13	7.40	− 4.43
10	4.93	−0.67	5.87	−1.44	6.78	− 2.67	7.53	− 3.77
11	5.07	−0.52	5.94	−1.22	6.91	− 1.17	7.58	− 3.12
12	5.11	−0.34	6.08	−0.99	7.08	− 1.64	7.81	− 2.59
13	5.29	−0.11	6.18	−0.56	7.21	− 1.26	8.04	− 1.86
14	5.45	0.24	6.44	0.06	7.44	− 0.71	8.24	− 1.26
15	5.43	0.41	6.52	0.11	7.66	− 0.39	8.52	− 0.89
16	5.04	0.23	6.76	0.02	7.88	− 0.42	8.19	− 0.92
17	5.70	——	7.12	——	8.13	——	9.32	——
18	5.88	——	6.95	——	8.54	——	9.54	——

型式－I，実験－D

測点番号	H=2.12 cm, Q=1.22 l/sec, T=14.5 °C		H=3.00 cm, Q=2.23 l/sec, T=14.8 °C		H=4.12 cm, Q=3.81 l/sec, T=15.3 °C		H=5.01 cm, Q=5.44 l/sec, T=14.8 °C		H=5.96 cm, Q=7.20 l/sec, T=15.1 °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	3.71	4.20	4.46	5.10	5.35	6.00	6.09	7.00	6.78	7.90
2	2.13	1.98	2.93	2.08	3.79	1.43	4.53	0.37	5.27	−0.67
3	1.86	1.50	2.60	1.45	3.43	1.10	4.16	0.10	4.96	−0.80
4	1.62	1.20	2.30	1.30	3.15	0.90	3.85	0.20	4.55	−0.70
5	1.42	1.00	2.06	1.05	2.92	0.80	3.68	0.15	4.50	−0.95
6	1.32	0.86	1.95	1.01	2.83	0.66	3.55	−0.04	4.35	−0.84
7	1.25	0.83	1.83	0.83	2.74	0.53	3.49	0.03	4.21	−0.67
8	1.17	0.70	1.72	0.80	2.62	0.70	3.46	0.20	4.27	−0.45
9	1.13	0.67	1.74	0.67	2.62	0.62	3.41	0.27	4.27	−0.23
10	1.03	0.53	1.61	0.63	2.53	0.48	3.48	0.23	4.24	−0.17
11	1.10	0.48	1.57	0.58	2.52	0.48	3.38	0.28	4.24	−0.02
12	1.01	0.31	1.51	0.41	2.48	0.41	3.46	0.31	4.28	0.01
13	1.00	0.29	1.54	0.49	2.54	0.54	3.39	0.44	4.41	0.24
14	1.04	0.44	1.51	0.39	2.54	0.54	3.50	0.54	4.42	0.54
15	0.97	0.41	1.54	0.41	2.54	0.51	3.59	0.59	4.43	0.51
16	1.06	0.48	1.60	0.48	2.59	0.53	3.53	0.53	4.65	0.48
17	1.05	——	1.73	——	2.65	——	3.52	——	4.72	——
18	1.06	——	1.79	——	2.67	——	3.55	——	4.74	——

型式－I，実験－D

測点番号	H=6.98 cm, Q=9.80 l/sec, T=15.1 °C		H=8.07 cm, Q=12.80 l/sec, T=14.6 °C		H=9.00 cm, Q=15.60 l/sec, T=15.0 °C		H=9.90 cm, Q=19.00 l/sec, T=15.0 °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	7.65	8.90	8.53	10.15	9.21	11.00	10.17	11.90
2	6.09	−3.07	6.98	−5.17	7.69	−8.67	8.56	−12.67
3	5.73	−2.90	6.60	−5.00	7.32	−7.90	8.21	−11.50
4	5.40	−2.20	6.30	−4.40	7.05	−7.00	7.94	− 9.80
5	5.27	−2.25	6.08	−4.45	6.86	−7.05	7.76	− 9.85
6	5.10	−2.14	5.98	−4.24	6.66	−6.44	7.68	− 9.04
7	5.08	−1.97	5.95	−3.67	6.72	−5.87	7.71	− 8.07
8	5.13	−1.40	5.90	−2.90	6.63	−4.70	7.61	− 6.50
9	5.10	−1.13	5.98	−2.43	6.79	−3.83	7.79	− 5.53
10	5.06	−0.82	6.07	−2.02	6.86	−3.27	7.86	− 4.87
11	5.19	−0.52	6.29	−1.62	7.02	−2.62	8.10	− 4.02
12	5.33	−0.49	6.27	−1.49	7.23	−2.50	8.25	− 3.19
13	5.54	−0.16	6.57	−0.86	7.35	−1.56	8.47	− 2.46
14	5.58	0.36	6.64	−0.16	7.67	−0.76	8.70	− 1.56
15	5.61	0.41	7.01	−0.09	7.82	−0.44	8.96	− 1.09
16	5.71	0.28	7.29	−0.12	8.19	−0.62	9.27	− 1.12
17	5.82	——	7.44	——	8.55	——	9.84	——
18	5.91	——	7.60	——	9.10	——	10.29	——

型式—Ⅱ，実験—A

測点番号	$H=4.16$ cm $Q=6.90$ l/sec $T=11.9$ °C		$H=5.81$ cm $Q=11.80$ l/sec $T=10.90$ °C		$H=8.07$ cm $Q=20.00$ l/sec $T=11.4$ °C		$H=9.96$ cm $Q=28.50$ l/sec $T=11.6$ °C		$H=12.09$ cm $Q=38.50$ l/sec $T=11.0$ °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	5.95	7.10	7.54	8.80	9.05	10.00	10.73	11.30	12.41	12.50
2	4.31	3.60	5.61	4.25	7.36	3.20	8.80	1.20	10.50	−1.80
3	3.58	3.05	4.87	3.30	6.62	2.10	8.01	0.40	9.71	−2.80
4	3.05	2.40	4.28	2.65	6.01	1.60	7.38	0.20	9.06	−1.90
5	2.67	2.15	3.95	2.45	5.71	1.55	7.11	0.30	8.78	−1.50
6	2.51	1.85	3.47	2.25	5.55	1.40	6.94	0.50	8.52	−1.20
7	2.24	1.55	3.47	1.95	5.35	1.30	6.73	0.55	8.34	−0.70
8	2.06	1.30	3.34	1.65	5.11	1.10	6.63	0.40	8.38	−0.70
9	1.99	1.15	3.09	1.65	4.99	1.10	6.49	0.65	8.39	−0.40
10	1.87	1.15	3.06	1.50	4.97	1.05	6.42	0.80	8.29	−0.10
11	1.72	0.90	2.91	1.25	4.90	0.80	6.41	0.55	8.36	−0.10
12	1.64	0.70	2.77	1.05	4.72	0.70	6.32	0.40	8.52	−0.10
13	1.61	0.70	2.84	1.15	4.72	0.70	6.38	0.70	8.52	0.30
14	1.49	0.70	2.67	1.15	4.68	0.70	6.18	0.60	8.49	0.30
15	1.48	0.75	2.70	0.90	4.60	0.80	6.21	0.80	8.53	0.80
16	1.50	0.75	2.75	1.10	4.58	0.70	6.37	0.60	8.78	0.70
17	1.20	——	2.59	——	4.53	——	6.16	——	8.70	——
18	1.20	——	2.52	——	4.50	——	6.08	——	8.61	——

型式—Ⅱ，実験—A

測点番号	$H=14.20$ cm $Q=50.90$ l/sec $T=10.5$ °C		$H=15.90$ cm $Q=61.10$ l/sec $T=9.2$ °C		$H=17.80$ cm $Q=76.10$ l/sec $T=10.5$ °C		$H=19.71$ cm $Q=91.75$ l/sec $T=10.5$ °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	14.02	14.30	15.23	14.30	16.82	14.80	18.16	15.80
2	12.04	−4.30	13.38	−7.70	14.82	−14.70	16.29	−20.20
3	11.26	−5.20	12.62	−8.20	14.14	−15.20	15.50	−20.70
4	10.78	−4.20	11.91	−6.70	13.42	−13.20	14.81	−17.70
5	10.31	−3.70	11.59	−6.60	13.01	−10.20	14.48	−14.70
6	10.04	−3.40	11.33	−5.70	12.78	− 9.00	14.30	−12.40
7	10.06	−2.20	11.20	−3.70	12.68	− 7.10	14.15	−10.20
8	10.07	−1.90	11.15	−3.70	12.71	− 5.90	14.20	− 8.90
9	9.75	−1.40	11.14	−2.70	12.67	− 4.50	14.23	− 7.30
10	10.00	−1.10	11.35	−2.20	12.98	− 3.50	14.42	− 5.90
11	10.26	−0.90	11.46	−1.70	13.08	− 2.90	14.61	− 5.00
12	10.34	−0.90	11.63	−1.50	13.37	− 2.90	14.98	− 4.70
13	10.62	−0.40	11.80	−1.00	13.73	− 2.00	15.30	− 3.20
14	10.60	0.10	12.07	−0.70	13.98	− 1.50	15.63	− 2.50
15	10.79	0.50	12.18	−0.20	14.14	− 0.90	15.89	− 1.70
16	10.96	0.30	12.72	0.00	14.42	− 0.70	16.27	− 1.10
17	11.62	——	13.04	——	14.75	——	16.88	——
18	12.08	——	14.02	——	14.94	——	17.34	——

型式一Ⅱ，実験－B

測点番号	$H=3.95$ cm $Q=6.25\ l$/sec $T=6.8$ °C		$H=5.95$ cm $Q=12.25\ l$/sec $T=6.5$ °C		$H=7.96$ cm $Q=19.40\ l$/sec $T=7.0$ °C		$H=10.04$ cm $Q=28.50\ l$/sec $T=7.5$ °C		$H=12.11$ cm $Q=39.00\ l$/sec $T=7.2$ °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	5.97	7.45	7.57	9.15	9.14	10.65	10.76	12.15	12.39	12.75
2	4.11	4.45	5.67	4.65	7.25	4.00	8.87	2.40	10.45	−0.50
3	3.40	3.65	4.93	3.60	6.50	2.80	8.08	1.05	9.66	−1.55
4	2.84	2.80	4.36	2.85	5.87	2.25	7.46	0.95	9.06	−1.30
5	2.56	2.65	4.06	2.70	5.56	2.20	7.16	1.00	8.76	−1.15
6	2.36	2.40	3.83	2.45	5.33	2.10	6.97	1.05	8.54	−0.65
7	2.11	2.10	3.61	2.20	5.10	1.95	6.76	1.15	8.29	−0.45
8	1.97	1.85	3.40	1.85	5.04	2.10	6.63	1.05	8.25	−0.25
9	1.82	1.75	3.23	1.85	4.87	1.75	6.47	1.25	8.14	0.30
10	1.75	1.65	3.20	1.70	4.83	1.70	6.45	1.35	8.27	0.75
11	1.69	1.40	3.15	1.35	4.60	1.35	6.47	1.10	8.33	0.60
12	1.55	1.25	3.00	1.15	4.45	1.15	6.38	0.90	8.23	0.45
13	1.78	1.25	3.01	1.20	4.51	1.30	6.41	1.25	8.37	0.85
14	1.39	1.25	2.92	1.25	4.48	1.35	6.34	1.25	8.38	0.95
15	1.46	1.65	2.79	1.30	4.54	1.55	6.37	1.55	8.37	1.05
16	1.35	1.25	2.65	1.15	4.47	1.30	6.23	1.25	8.25	1.20
17	1.28	——	2.04	——	4.32	——	6.31	——	8.47	——
18	1.28	——	2.59	——	4.14	——	6.08	——	8.55	——

型式一Ⅱ，実験－B

測点番号	$H=13.88$ cm $Q=50.00\ l$/sec $T=7.5$ °C		$H=15.75$ cm $Q=62.25\ l$/sec $T=8.0$ °C		$H=17.94$ cm $Q=77.25\ l$/sec $T=7.5$ °C		$H=19.86$ cm $Q=93.1\ l$/sec $T=8.0$ °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	13.80	14.40	15.29	14.80	16.90	14.80	18.49	16.10
2	11.89	−3.55	13.30	−8.00	15.00	−13.20	16.45	−19.20
3	11.06	−4.95	12.55	−8.90	14.16	−14.70	15.67	−21.20
4	10.32	−4.05	11.82	−7.50	13.45	−12.50	15.01	−17.70
5	10.11	−2.95	11.63	−6.00	13.09	−10.20	14.85	−15.20
6	9.89	−2.55	11.36	−5.15	12.93	− 8.70	14.56	−13.10
7	9.79	−1.90	11.20	−3.85	12.86	− 7.20	14.45	−10.50
8	9.65	−1.65	11.15	−3.45	12.80	− 6.30	14.28	− 9.40
9	9.56	−0.80	11.13	−2.30	12.74	− 4.70	14.53	− 6.90
10	9.61	−0.35	11.34	−1.55	12.85	− 3.50	14.67	− 6.00
11	9.77	−0.30	11.43	−1.45	13.13	− 3.40	14.80	− 5.10
12	9.86	−0.35	11.55	−1.40	13.45	− 3.10	15.25	− 4.90
13	10.03	0.35	11.83	−0.45	13.43	− 2.20	15.57	− 3.30
14	9.95	0.65	11.96	−0.05	13.70	− 1.40	15.96	− 2.50
15	10.02	0.85	12.39	0.45	14.07	− 0.70	16.44	− 1.70
16	10.33	0.90	12.39	0.65	14.42	− 0.30	16.75	− 1.00
17	10.40	——	12.51	——	14.77	——	17.14	——
18	10.32	——	12.85	——	15.23	——	17.53	——

型式一Ⅱ，実験—C

測点番号	H=4.11 cm Q=6.80 l/sec T=7.0 °C		H= 5.79 cm Q=12.00 l/sec T= 8.0 °C		H= 8.01 cm Q=19.75 l/sec T= 7.0 °C		H=10.05 cm Q=28.75 l/sec T= 7.3 °C		H=11.91 cm Q=38.60 l/sec T= 7.0 °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	6.07	7.60	7.54	9.29	9.22	10.80	10.83	12.30	12.31	13.55
2	4.24	4.50	5.65	4.80	7.32	4.10	8.91	2.30	10.47	−0.65
3	3.52	3.60	4.92	3.55	6.55	2.70	8.14	1.05	9.60	−1.35
4	2.96	2.85	4.33	2.95	5.94	2.05	7.54	0.70	8.93	−1.25
5	2.70	2.70	4.02	2.75	5.62	2.10	7.22	0.85	8.63	−0.85
6	2.51	2.40	3.82	2.55	5.47	1.95	7.01	0.90	8.48	−0.35
7	2.24	2.15	3.51	2.25	5.18	1.80	6.78	0.95	8.28	−0.15
8	2.08	1.80	3.38	2.15	5.01	1.55	6.68	0.80	8.10	−0.30
9	1.90	1.70	3.28	1.85	4.95	1.65	6.61	1.00	8.10	0.30
10	1.91	1.75	3.09	1.80	4.85	1.60	6.60	1.10	8.10	0.75
11	1.73	1.35	3.05	1.50	4.70	1.35	6.48	0.95	8.20	0.55
12	1.66	1.20	3.04	1.30	4.68	1.10	6.57	0.70	8.30	0.45
13	1.71	1.30	2.94	1.45	4.55	1.30	6.59	1.10	8.45	0.90
14	1.64	1.30	2.74	1.45	4.53	1.30	6.54	1.10	8.26	0.80
15	1.57	1.20	2.65	1.25	4.46	1.20	6.28	1.00	8.30	0.85
16	1.51	1.20	2.74	1.30	4.46	1.25	6.28	1.20	8.22	0.45
17	1.45	——	2.59	——	4.36	——	6.30	——	8.77	——
18	1.48	——	2.59	——	4.36	——	6.28	——	8.22	——

型式一Ⅱ，実験—C

測点番号	H=13.93 cm Q=51.50 l/sec T= 7.5 °C		H=16.15 cm Q=66.00 l/sec T= 7.0 °C		H=17.65 cm Q=78.10 l/sec T= 7.0 °C		H=19.85 cm Q=96.50 l/sec T= 6.8 °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	13.89	15.15	15.65	15.60	16.81	16.80	18.66	17.50
2	11.89	−2.75	13.68	−7.80	14.88	−11.60	16.73	−17.55
3	11.10	−4.80	12.90	−8.80	14.03	−13.70	15.85	−20.60
4	10.48	−4.25	12.15	−8.65	13.44	−12.20	15.16	−17.90
5	10.16	−3.35	11.89	−7.20	13.13	−10.50	14.86	−15.60
6	10.01	−2.85	11.76	−6.20	12.88	− 8.80	14.56	−13.50
7	9.84	−2.20	11.58	−4.80	12.77	− 7.00	14.52	−11.30
8	9.80	−1.40	11.38	−4.50	12.78	− 6.50	14.56	−10.10
9	9.74	−0.65	11.50	−3.10	12.83	− 4.95	14.72	− 7.80
10	9.98	−0.60	11.60	−2.50	13.07	− 3.75	14.89	− 6.40
11	9.97	−0.55	11.73	−2.20	13.20	− 3.30	15.13	− 5.80
12	10.13	−0.50	12.16	−2.10	13.53	− 3.10	15.34	− 5.40
13	10.27	−0.50	12.47	−1.00	13.64	− 1.70	16.02	− 4.20
14	10.35	0.45	12.37	−0.60	13.93	− 1.30	16.25	− 2.80
15	10.34	0.50	12.74	−0.25	14.25	− 0.70	16.68	− 1.90
16	10.53	0.95	13.07	0.30	14.63	− 0.20	16.97	− 0.80
17	10.64	——	13.25	——	15.66	——	17.63	——
18	10.75	——	13.65	——	15.08	——	18 22	——

型式一Ⅱ，実験一D

測点番号	H=4.09 cm Q=6.75 l/sec T=7.0 °C		H= 5.80 cm Q=11.80 l/sec T= 7.5 °C		H= 8.10 cm Q=20.30 l/sec T= 7.0 °C		H= 9.85 cm Q=28.90 l/sec T= 7.5 °C		H=11.78 cm Q=40.75 l/sec T= 7.8 °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	6.09	7.50	7.51	9.30	9.37	11.40	10.80	13.00	12.51	14.90
2	4.23	4.50	5.63	4.90	7.45	4.55	8.95	3.55	10.62	1.70
3	3.54	3.55	4.90	3.65	6.70	2.95	8.13	1.50	9.83	1.20
4	2.99	2.90	4.33	2.90	6.11	2.20	7.50	1.05	9.15	−1.90
5	2.71	2.60	4.03	2.60	5.73	2.15	7.16	1.05	8.83	−1.50
6	2.51	2.30	3.83	2.40	5.69	1.95	7.08	1.00	8.70	−1.15
7	2.26	2.00	3.60	2.15	5.42	1.85	6.83	1.10	8.53	−0.70
8	2.15	1.90	3.35	1.80	5.22	1 45	6.68	0.95	8.44	−0.65
9	1.99	1.70	3.23	1.80	5.15	1.65	6.63	1.20	8.50	0.05
10	1.93	1.60	3.10	1.60	5.12	1.95	6.75	1.65	8.48	0.80
11	1.82	1.30	2.98	1.40	5.05	1.30	6.62	1.05	8.55	0.45
12	1.75	1.20	2.89	1.15	4 95	1.15	6.68	0.90	8.77	0.30
13	1.68	1.30	2.97	1.30	4.90	1.30	6.67	1.30	8.72	0.35
14	1.56	1.25	2.83	1.30	4.85	1.30	6.59	1.25	8.76	0.95
15	1.61	1.20	2.78	1.15	4.64	1.20	6.58	1.20	8.84	0.90
16	1.52	1.20	2.79	1.20	4.62	1.40	6.72	1.30	9.05	1.15
17	1.50	——	2.62	——	4.78	——	6.56	——	9.00	——
18	1.50	——	2.59	——	4.52	——	6.50	——	8.75	——

型式一Ⅱ，実験一D

測点番号	H=13.75 cm Q=54.50 l/sec T= 7.3 °C		H=16.05 cm Q=74.10 l/sec T= 7.3 °C		H=17.80 cm Q=89.00 l/sec T= 8.0 °C		H=19.17 cm Q=101.3 l/sec T= 6.4 °C	
	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm	鉛直水深 cm	底面圧力 cm
1	14.17	15.30	16.30	18.55	17.49	20.00	19.29	20.95
2	12.22	−1.70	14.35	− 6.45	15.68	−10.45	17.48	−13.20
3	11.45	−4.20	13.48	−10.35	14.88	−15.30	16.54	−19.15
4	10.76	−4.45	13.24	−10.15	14.21	−14.30	15.84	−18.70
5	10.53	−3.95	12.74	− 8.90	13.96	−12.95	15.47	−16.75
6	10.33	−3.45	12.51	− 7.80	13.63	−11.70	15.23	−14.90
7	10.16	−2.90	12.34	− 6.45	13.44	− 9.90	15.28	−12.90
8	10.15	−2.55	12.38	− 5.80	13.60	− 9.00	15.08	−11.70
9	10.06	−1.55	12.49	− 4.20	13.63	− 7.00	15.18	− 9.20
10	10.15	−1.05	12.29	− 3.35	13.82	− 6.70	15.49	− 7.90
11	10.43	−0.95	12.53	− 2.95	14.15	− 5.00	15.81	− 6.95
12	10.34	−0.85	13.05	− 2.70	14.43	− 4.50	16.08	− 6.80
13	10.67	−0.15	13.31	− 1.50	14.88	− 3.05	16.57	− 4.60
14	10.96	0.30	13.72	− 1.15	15.13	− 2.40	17.25	− 3.70
15	11.11	0.50	14.10	− 0.60	15.87	− 1.70	17.48	− 2.90
16	11.07	0.70	14.20	− 0.10	16.01	− 1.00	18.09	− 1.85
17	11.24	——	14.95	——	16.60	——	18.76	——
18	10.99	——	16.60	——	17.43	——	19.28	——

大町橋（斜橋）の模型実験に関する報告

建設技官　田　原　保　二
建設技官　沓　掛　哲　男

（昭和 30 年 10 月）

目　次

Ⅰ 前書き……（1）
Ⅱ 実験の目的……（1）
Ⅲ 模型桁の製作……（2）
Ⅳ 実験日程……（7）
Ⅴ 測　定……（7）
Ⅵ 測定値に対する考察
〔1〕 床版の有効幅……（7）
〔2〕 主桁の撓みによる床版の応力……（10）
〔3〕 中間支持としての箱桁の変形による床版の捩れ応力……（13）
〔4〕 橋台上の斜部の床版の応力解析……（16）
Ⅶ 本実験の目的とした諸項目に対する結論……（21）
Ⅷ むすび……（22）

Ⅰ 前　書　き

大町橋は，大阪府泉南郡岬町地内において大川を横断する国道 26 号線に架せられた橋梁であつて，31 年度の公共事業として施行せられるものである．本橋は附図—1 に示すように 3 径間よりなり，中間橋脚として box girder を使用し，中央スパンは死活合成，側径間は，活荷重合成として設計されたものである．この側径間は道路橋として前例のない 19 度の極端なる斜橋であるため，不明の種々の問題点の解明が必要となり，今回の実験を行つたものである．

Ⅱ 實 驗 の 目 的

最近の自動車の数と重量と速度の著しい増大にともない，道路はでき得る限り直線にするのが，道路改築の基本原則となつたため，斜橋の架設が各所で必要になつてきた．斜橋版の特殊な場合の応力解析については Anzelius, N. J. Nielsen, Rongved, Helmut Vogt 等によつて研究されているが，本橋の場合とは，かなり著しく異つた場合である．その上理論的計算は，極めて煩雑であり，精度を期し難く且つ長期間を要するので本実験の目的，期間に沿い難いので，実物と相似の模型を製作し，実測値をもとにして，種々の応力解析を行い，原設計を検討して見る事にする．

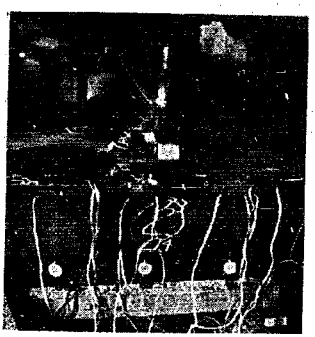
実験の目的を次の 4 点に集約する．

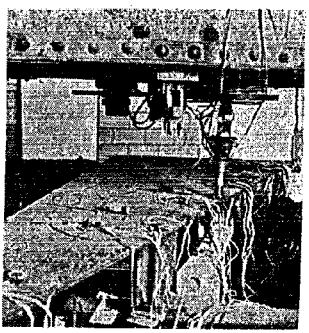
1) 床版の有効幅

2) 主桁の撓みによる床版の応力

3) 中間支持としての箱桁の変形による床版の撓れ応力

4) 橋台上の斜部の床版の応力解析





Ⅲ 模型桁の計画

実橋では床版は鉄筋コンクリートであるが，期日の関係上これを用いる事は不可能なので，鋼床版を用いる事にした．床版の材料が異なる場合版としての応力分布はポアッソン数が等しければ，相似となるので，ポアッソン数のなるべく等しいもので代用させる事が好ましい．

コンクリートのポアッソン数は，その品質，材令，載荷，経歴，測定強度によってかなりの差位を示すものである．材令 28 日以後のものについては測定強度によって大約次の如き値をとる．

低応力附近　3～4

許容応力附近　5～7

破壊応力附近　3～4

今コンクリートの限界安全率を問題にする時の屈伏応力 σ を

$$\sigma=0.66\,\sigma_{28}$$

と仮定するとこの附近では $m\fallingdotseq 3$ で鋼とほゞ等しいポアッソン数を示すものと思われるので相似の応力分布が期待される．

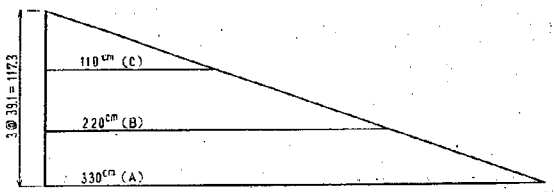
床版の応力を主体として考えるため，床版，主桁，対傾構の剛度比をなるべく等しくなるように計画した．そのため腹鈑の桁高及び面積，上下フランヂ面積の関係は幾分犠牲にせざるを得なかつた．

（1） スパン幅員の決定

最大スパンはスラブテスターの大きさから 330 cm と決められる．

$$\therefore\quad 縮尺比=\frac{330}{1855}=\frac{1}{5.62}$$

この比で他の主桁及び主桁間隔を決めると図—1 のようになる．



図—1

（2） 床版厚の決定

挫屈防止から必要な床版厚は $\frac{39.1}{40}\fallingdotseq 1$ cm，（3）で決める断面二次モーメントの関係から 1.3 cm に決める．

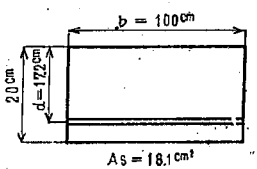
（3） 主桁断面の決定

上述のように床版の断面二次モーメント I_σ と主桁の断面二次モーメント I_S との比が実物の場合と大約等しくなるよう模型を作成する．

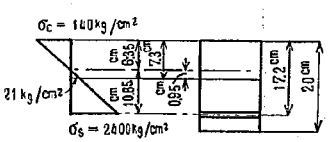
i) 実橋の床版の I_σ の算定

実橋の断面は図—2 のようである．中立軸としては破壊時のものを対照としてコンクリートも一部引張に耐えると仮定する．

今鉄筋が降伏点応力（2400 kg/cm²）に達した時上面より 7.3 cm まで Crack が入らないと仮定すると，コンクリートに生ずる max tension は 21 kg/cm² となりほゞ妥当である．（図—3 参照）



図—2



図—3

注）鋼の降伏点に相当するコンクリートの屈伏応力が図—3 のように 140 kg/cm² であるから破壊強度 $\sigma=\frac{140}{0.66}\fallingdotseq 210$ kg/cm² である．一般に引張強度は圧縮強度の大約 $\frac{1}{10}$ であるから，引張強度は $\frac{210}{10}=21$(kg/cm²) となる．

鉄筋の図心から中立軸までの距離は

$$\eta=\frac{13.55\times 7.3}{7.3+1.81}=10.85\,(\mathrm{cm})$$

単位幅（1 cm）当りの断面二次モーメントは

$$I_c\fallingdotseq 30\ \mathrm{cm}^4 \quad (\text{鋼に換算})$$

である．

従って実物と模型の断面二次モーメントの比 δ は

$$\delta=\frac{I_c}{I'_c}=\frac{30}{\frac{1.3^3}{12}}=164$$

となる．

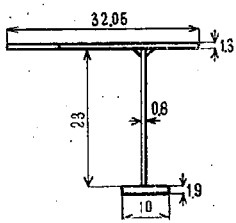
ii) 模型桁主桁断面二次モーメント

i) で求めた δ を用いて模型桁の断面二次モーメントを求めると次のようになる．

A桁　　$1421200\times\frac{1}{164}=8660(\mathrm{cm}^4)$

B桁　　$818026\times\frac{1}{164}=5000$

C桁　　$714100\times\frac{1}{164}=4350$



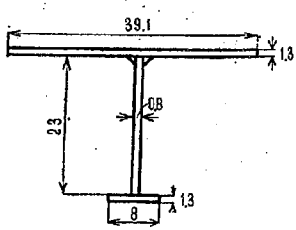
図—4

できる限りこの関係を満足するよう各主桁断面を決めると図—4,5,6 のようになる．断面二次モーメントは原設計のように床版の全幅を有効と考える．

A桁断面　　F；79 cm²　　St；1310　　J；8989

$$\eta_c=\frac{1310}{79}=16.6 \qquad W_{co}=\frac{8989}{9.6}=936$$

$$W_{cu}=\frac{8989}{16.6}=541$$



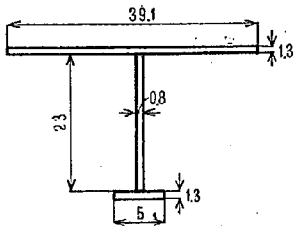
図—5

B桁断面　　F；77.0　　St；1505.5　　J；5920

$$\eta_c=\frac{1505.5}{77}=19.55$$

$$W_{co}=\frac{5920}{6.05}=979$$

$$W_{cu}=\frac{5920}{19.55}=302$$



図—6

C桁断面　　F；75.7　　J；5446

$$\eta_e=\frac{1505.5}{75.7}=19.9$$

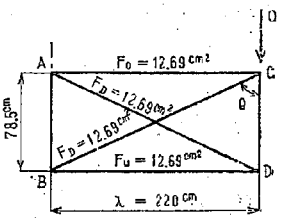
$$W_{eo}=\frac{5446}{5.7}=955$$

$$W_{eu}=\frac{5446}{19.9}=273$$

（4） 対傾構断面の決定

i） 中間対傾構

中間対傾構の断面は図—7 に示すようである．今この断面の換算断面二次モーメント I_o を求めてみよう．曲げモーメントは上下弦材がせん断力は斜材が負担するものとする．



図—7

主桁間のせん断力を Q とすると（図—7 参照）

斜材力

$$D=-\frac{Q}{2}\sec\theta$$

$$D'=\frac{\theta}{2}\sec\theta$$

垂直材にあたる CD，AB は主桁で断面積大であるからその変形は無視する．

斜材の $d_{s'}$ 部分の伸びは

$$\delta d_S=\frac{D'd_S}{EF_D}=\frac{\frac{Q}{2}\sec\theta\, d_S}{EF_D}$$

である．この伸びの鉛直方向の投影量は

$$dy_d=-\frac{Q\,d_S}{2EF'_D}=\frac{\theta\,d_x}{2EF'_D\sin\theta}$$

$$\therefore\quad \frac{dy_d}{d_x}=\frac{Q}{2EF'_D\sin\theta}$$

従ってせん断力による撓み量は

$$y_d=\frac{Q\lambda}{2EF'_D\sin\theta}$$

上，下弦材による断面二次モーメントは

$$J_u=2\times39.25^2\times12.69=39100\ (cm^4)$$

曲げによる撓み

$$y_b=\frac{Q}{EJ_V}\cdot\frac{\lambda^3}{3}$$

全撓みを y 換算断面二次モーメントを I_o とすると

$$y=y_a+y_b=\frac{Q\lambda}{2E_sF'_D\sin\theta}+\frac{Q}{E_sJ_V}\frac{\lambda^3}{3}=\frac{Q}{E_sI_o}\frac{\lambda^3}{3}$$

$$\therefore\quad \boxed{I_o=\frac{2\lambda^2J_VF'_D\sin\theta}{3J_V+2\lambda^2F'_D\sin\theta}}$$

上式に断面値を代入すると

$$I_o=35400\ (\mathrm{cm}^4)$$

従って模型桁の断面二次モーメントは

$$I'_o=\frac{35400}{164}=216\ (\mathrm{cm}^4)$$

厚さ 8mm の鈑を用うると必要な桁高 h は

$$\frac{0.8\times h^3}{12}=216$$

$$\therefore\quad h\fallingdotseq 15\ \mathrm{cm}$$

ii) 橋台上の端対傾構

実橋の $I=168700\ (\mathrm{cm}^4)$

従って模型桁では

$$I'=\frac{168700}{164}\fallingdotseq 1030\ (\mathrm{cm}^4)$$

厚さ 1cm の鈑を用うると必要な高さ h は

$$h=\sqrt[3]{\frac{12\times 1030}{1.0}}\fallingdotseq 23\ (\mathrm{cm})$$

以上の結果から模型桁を設計すると附図—2 のようになる.

Ⅳ 実験日程

9月 20 日～9月 23 日……支点部の作成及び桁の据付け

9月 24 日～9月 28 日……Wire strain gauge の貼りつけ及び dial gange の据付け

9月 29 日～10 月 9 日……荷重載荷にともなう撓み応力の測定

Ⅴ 測定

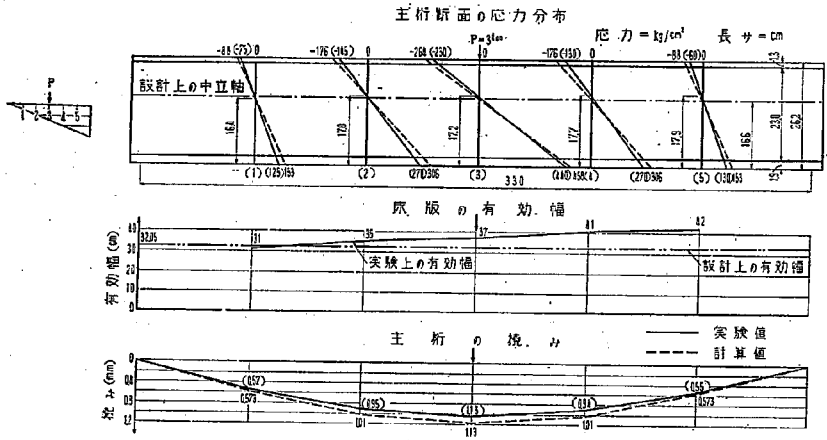
応力は Wire strain gauge を用い撓みは dial gauge によって測定した. 三度測定を行い, 平均値をもって測定値とした. 載荷位置, 応力, 撓み測定箇所は Ⅵ の測定値の考察で示す.

Ⅵ 測定値に対する考察

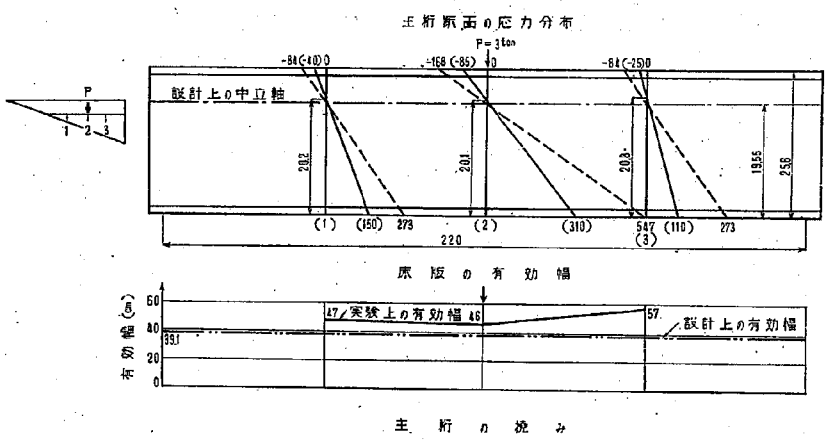
(1) 床版の有効幅

原設計では床版の有効幅としては各主桁に属するフランヂの全幅を有効として考えている.

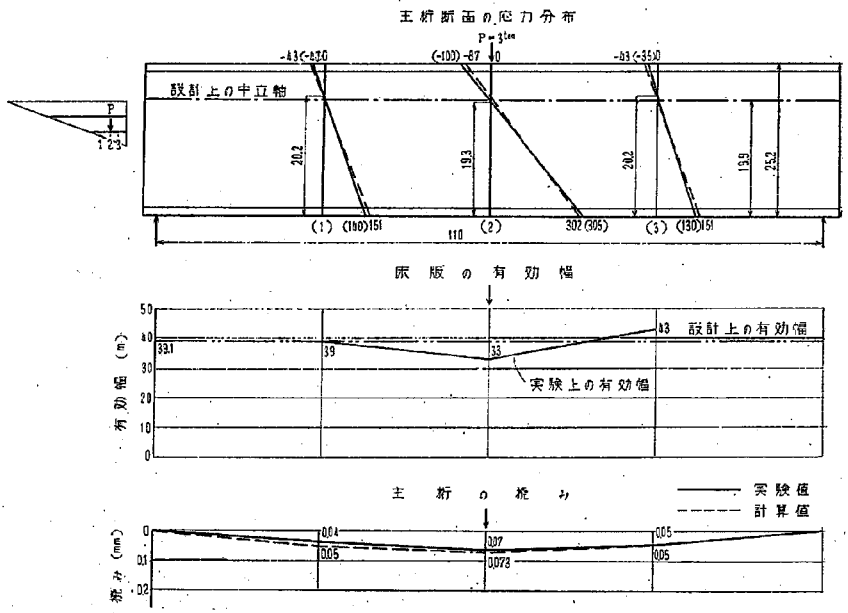
従来有効幅は床版厚の何倍かで決める Faust の公式が用いられていたが, これは挫屈の方から決めたもの


主桁断面の応力分布
P=3ton
応力＝kg/cm²　長サ＝cm
設計上の中立軸
P
1 2 3 4 5
-88(-73) 0
-176(-145) 0
-268(-230) 0
-176(-159) 0
-88(-69) 0
164
178
172
172
173
166
238
262
(1) C25/183
(2) 27/D306
(3) 330
(4) 40/SBC4
(5) C30/453
床版の有効幅
有効幅(cm)
40
30
20
10
0
32.05
31
35
57
41
42
実験上の有効幅
設計上の有効幅
主桁の撓み
実験値
計算値
たわみ(mm)
0
0.2
0.4
0.6
(0.57)
0.579
(0.55)
(0.43)
(0.34)
(0.56)
0.573
101
103
131

図—8


主桁断面の応力分布
P=3ton
-84(-40) 0
-168(-85) 0
-84(-25) 0
設計上の中立軸
P
1 2 3
202
201
203
195.5
258
(1) (150) 273
(2) (310)
547 (3) (110) 273
220
床版の有効幅
有効幅(cm)
60
40
20
0
39.1
47
実験上の有効幅
46
57
設計上の有効幅
主桁の撓み
たわみ(mm)
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.2
0.2
0.368
0.33
0.335
0.363
実験値
計算値

図—9



図—10

で応力分布の方からも制限を設ける必要があり，この点支間 l とフランヂ幅 b との函数として有効幅を決める DIN 1078 は合理的といわなければならない．

今この2つの公式を用いて有効幅を求めると表—1 のようになる．

表—1 Faust の公式 DIN 1078 より求めた床版の有効幅

	フランヂ幅	Faust の公式		DIN 1078	
		有効幅	有効幅/フランヂ幅	有効幅	有効幅/フランヂ幅
A 桁	220 (cm)	220 (cm)	100(%)	210 (cm)	98(%)
B 桁	220	220	100	200	91
C 桁	220	220	100	150	70

[有効幅の理論的，実験的解析については建設省土木研究所報 92 号“幅の広いフランヂの有効幅に関する研究”を参照されたい．]

これらは何れも直橋に対しての値であり，斜橋の場合に対して如何なる値を与えるかを本実験の結果から求めてみたい．

床版の有効幅を求めるには次の i)，ii) の2つの方法が考えられる．

i) 合成断面中立軸の位置から

主桁断面の応力分布から合成断面の中立軸を求め，それから有効に働いている床版部分を逆算する方法である．本法は鋼桁に対して床版がいか程有効に作用しているかを問題にする場合及び支間方向に沿って有効幅がいかに変化するかを知るには極めて適切なる方法という事ができる．

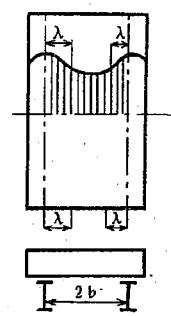
A．B．C各主桁の中央に荷重が載荷された場合の各主桁断面の応力分布及び有効幅は図—8，9，10 のようであり，これから $\frac{\text{実験値}}{\text{設計値}}$ を求めると表—2 のようになる．

表—2

桁	測点	設計上の有効幅	実験上の有効幅	実験上の有効幅 / 設計上の有効幅
A	1	32.05 (cm)	31 (cm)	0.97
	2	〃	35	1.1
	3	〃	37	1.2
	4	〃	41	1.3
	5	〃	42	1.3
B	1	39.1	47	1.2
	2	〃	46	1.2
	3	〃	57	1.5
C	1	39.1	39	1.0
	2	〃	33	0.85
	3	〃	43	1.1

ii)　床版の応力分布から

床版の応力分布は 図—11 のようになるからこの面積に等しい腹鈑上の最大応力を一辺とする矩形の他辺 λ をもつて表わす方法である．本法によつて　i) と同様の場合につき床版の応力分布を求めると 図—12，13，14 のようになる．



図—11

iii)　撓　み

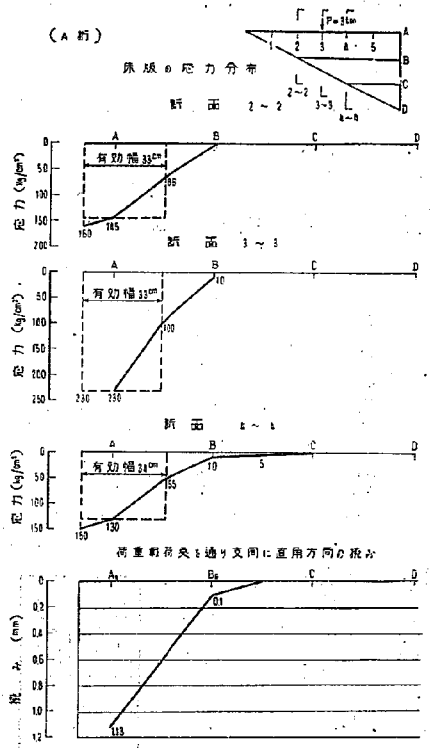
各載荷時における載荷桁の支間方向の撓みの実測値及び計算値は図—8，9，10 荷重載荷点を通り，支間に直角方向の撓みの実測値は図—12，13，14 のようである．但し計算値の場合有効幅としては設計上の値を用いた．

iv)　考　察

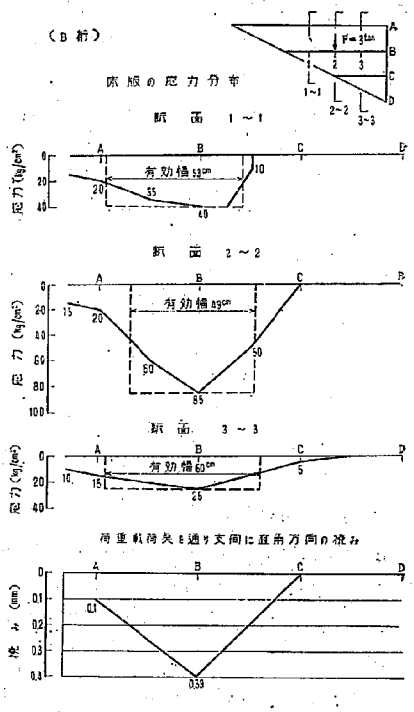
多数の並列主桁からなる橋の床版の有効幅を求めるには，支間と直角方向の各主桁上に同一荷重を載荷し上述の i)，ii) の方向で論ずる事が，橋としての性質上，望ましいわけであるが，設備の関係で1点載荷から求めたわけである．

従つて時として実測の有効幅は主桁に属するフランヂ幅を超えるという一見矛盾した値を与えるが，相反作用の定理を考慮すると斯く場合には，ほゞ主桁に属するフランヂ幅全部を有効と考えてよいという結論が得られる．

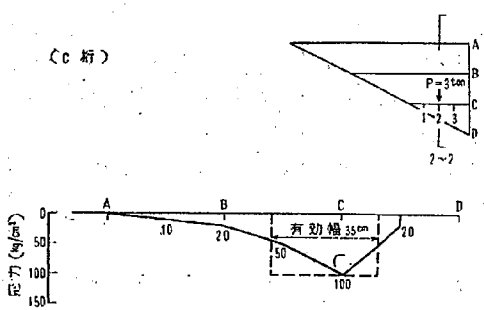
実験上の有効幅が設計上の有効幅より少ないのは表—2よりA桁の測点1及びC桁の測点2である．しかし本設計では，この箇所には応力上かなり余裕があるので，問題にする必要はない．C桁の測点2は $\frac{\text{実験上の有効幅}}{\text{設計上の有効幅}}$ =0.85 で一番小さい値を示しているが，表—1 の DIN 1078 から求めた $\frac{\text{有効幅}}{\text{フランヂ幅}}$ =0.70 より大きい．


（A 桁）
床版の応力分布
P=3ton
A
B
C
D
1
2
3
4
5
2~2
3~3
4~4
断面 2～2
断面 3～3
断面 4～4
有効幅 35cm
有効幅 33cm
有効幅 28cm
応力 (kg/cm²)
荷重載荷矢を通り支間に直角方向の撓み
撓み (mm)

図—12


（B 桁）
床版の応力分布
P=3tan
A
B
C
D
1
2
3
1~1
2~2
3~3
断面 1～1
断面 2～2
断面 3～3
有効幅 53cm
有効幅 89cm
有効幅 60cm
応力 (kg/cm²)
荷重載荷矢を通り支間に直角方向の撓み
撓み (mm)

図—13


（C 桁）
P=3tan
A
B
C
D
1
2
3
1~2
2~2
有効幅 35cm
応力 (kg/cm²)

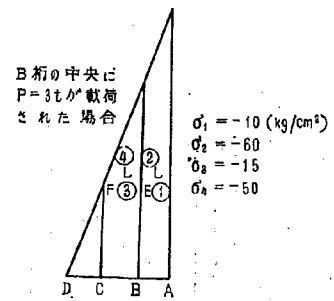
図—14

桁 B, C について以上の結果を見れば DIN 1078 により有効幅を決める事は極めて合理的という事ができる．

（2） 主桁の撓みによる床版の応力

主桁が全く剛であるときは主桁上に荷重が載荷された場合，主桁と直角方向には応力が生じないが実際には撓むので，主桁と直角方向に応力が生ずる．

床版の設計で問題になるのは，主桁間中央に輪荷重が載荷した場合のその点の応力である．斜橋では等しい直橋に比べて桁の撓みの影響が大きくこの応力も大きくなる事が予想されるので，次に検討して見たい．



図—15

A. B 桁の中央間に輪荷重が載荷された場合はA桁の撓みがB桁の撓みより大なるので載荷点には負のモーメントが作用し，設計モーメントとは反対符号なので考慮する必要はない．しかしB桁上には負のモーメントを生じ，これは設計モーメントと同符号なので考慮しなければならないが，この点にはパンチがあり充分応力に余裕があるので，問題にする必要はない．主桁の撓みによる応力と，床版の応力とが，同符号をもち且つ問題となると思われるのは，図—15 のF点に輪荷重が載荷される場合である．横桁B桁の中央に荷重（3 ton）が載荷された場合のこの横断面上の床版上面の実測応力は図—15 のようである．

これから E，F 点の①，③方向のモーメントを求めると

$$m_{①}=\frac{1.3^2}{6}\times 10=2.82\ \text{kg-cm/cm}$$

$$m_{③}=\frac{1.3^2}{6}\times 15=4.23\ \text{kg-cm/cm}$$

である．

今実橋でB桁の中央に荷重 1 ton が載荷された場合の E，F 点の ①，③ 方向のモーメントを推定すると相似比 $\delta=5.62$ を考慮して

$$M_1=2.82\times 5.62\times\frac{1}{3}=5.27\ \text{kg-cm/cm}$$

$$M_3=4.23\times 5.62\times\frac{1}{3}=7.92\ \text{kg-cm/cm}$$

となる．

今F点に後輪荷重Pが作用した場合主桁の撓みによって生ずると推定される③方向の曲げモーメントは，衝撃係数 $i=0.383$ を考慮すると

$$M_3=7.92\times\frac{8}{2}\times 1.383=43.9\ \text{kg-cm/cm}$$

従ってこれによって生ずる推定応力は

$$\sigma_c=\frac{2M}{kjbd^2}=\frac{54.6\times 43.9}{17^2}=0.83\ (\text{kg/cm}^2)$$

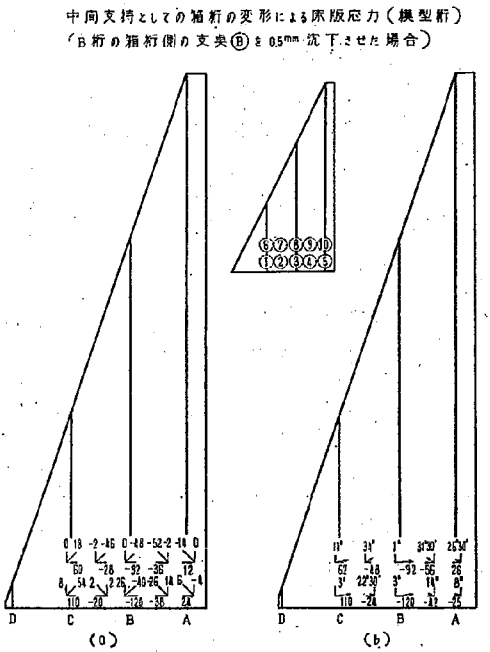
$$\sigma_s=\frac{M}{pjbd^2}=\frac{11.0\times43.9}{17^2}=16.7\ (\mathrm{kg/cm})$$

であり，設計の実応力の約 1.5％に当る．

（3） 中間支持としての箱桁の変形による床版応力

中間支持として箱桁を用いたので，箱桁の変形にともない，支点が不平等沈下する．このために生ずる床版応力を検討して見たい．

模型の桁の箱桁の支点Ⓑを 0.5 mm 沈下させたときの応力は図—16 (a) のようで，これから主応力を求めると図—16 (b) のようになる．



図—16

今実橋の支点の沈下 y から生ずる床版の応力を模型実験を用いて求めて見よう．図—17(a), (b) をそれぞれ模型桁，実橋の箱桁側の支点上横断面とする．図のように座標をとり次式のように撓み曲線を仮定する．

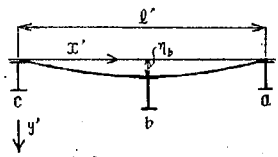
$$y'=\sum_{m=1,2,3\cdots}A'_m\sin\frac{m\pi x'}{l'}$$

$$y=\sum_{m=1,2,3\cdots}A_m\sin\frac{m\pi x}{L}$$

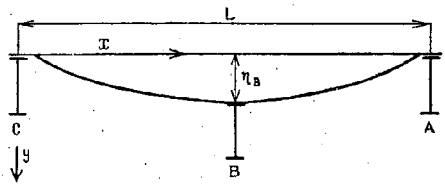
模型桁，実橋の床版，桁の剛度比をほゞ等しくしてあるから，撓み曲線に対し，次式の関係を仮定すること

ができる．

$$\frac{y}{y'}=\frac{A_m}{A'_m}$$



（a）模型桁



（b）実橋

図—17

模型桁，実橋の床版の支間と直角方向の曲げモーメントを M', M とすると

$$M'=-E'I'\frac{d^2y'}{dx'^2}=E'I'\left(\frac{\pi^2}{l'}\right)\sum_{m=1,2,3\cdots}A'_m m^2\sin\frac{m\pi x}{l'}$$

$$M=EI\left(\frac{\pi}{l}\right)^2\sum_{m=1,3,5\cdots}A_m m^2\sin\frac{m\pi x}{l}$$

$$=EI\left(\frac{\pi}{l}\right)^2\sum\frac{y}{y'}A'_m m^2\sin\frac{m\pi x}{l}$$

$$=EI\left(\frac{\pi}{l}\right)^2\frac{y}{y'}\frac{M'}{E'I'\left(\frac{\pi}{l'}\right)^2}$$

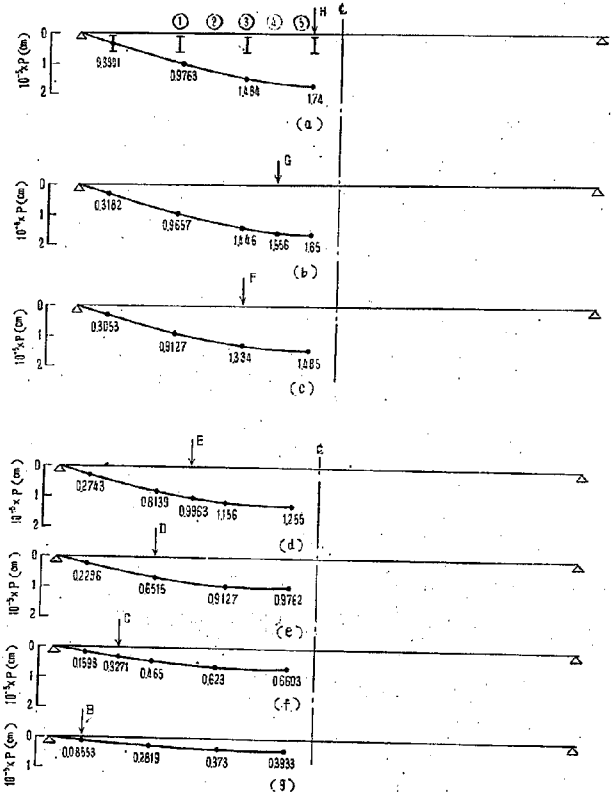
$$=\frac{EI}{E'I'}\left(\frac{l'}{l}\right)^2\frac{y}{y'}M'$$

$$=164\times\left(\frac{1}{5.62}\right)^2\frac{y}{y'}M'=5.2\frac{y}{y'}M' \quad\cdots\cdots(1)$$

模型桁の支点沈下 0.5 mm の時の M' が実験で求めてあるから，実橋の支点沈下なる時の床版の曲げモーメントは上式から求められる．問題になるのは床版としての応力と支点の沈下による応力が，同符号を持つたところである．即ち点②にPが載荷した時の点①②の応力及び点④にPが載荷した時の点④の応力である．

実橋の図—16 の 5, 4, 3, 2, 1 相当点に荷重Pが載荷した場合の箱桁の撓みは図—18 のようになる．

点2に輪荷重 P=8000×1.383=11100(kg) が載荷した場合の点③の点①．⑤に対する相対変位及び4点にPが載荷した場合の点③の点の①，⑤に対する相対変位は図—18 により



図—18 支点としての箱桁の撓み（実橋）

点2に載荷 $\left\{1.156-\frac{1}{2}(1.255+0.8139)\right\}\times10^{-3}\times11100=0.0135\,(\mathrm{cm})$

点4に載荷 $\left\{1.446-\frac{1}{2}(1.65+0.9657)\right\}\times10^{-3}\times11100=0.0154\,(\mathrm{cm})$

となる．式（1）にこの値を代入し，図—16 を用いて問題点のモーメントを求めると次のようになる．

点2に載荷した場合

点1のモーメント $_2M_1=5.2\dfrac{0.0135}{0.05}\dfrac{1.3^2}{6}\times\sigma_1=-0.396\times110=-4.4\,(\mathrm{kg\text{-}cm/cm})$

点2のモーメント $_2M_1=0.396\times20=8\,(\mathrm{kg\text{-}cm/cm})$

点4に載荷した場合

点4のモーメント $_4M_1=5.2\dfrac{0.0154}{0.05}\dfrac{1.3^2}{6}\times38=17\,(\mathrm{kg\text{-}cm/cm})$

以上の結果から応力を求めると表—3 のようになる．

表—3

載荷点	測点	σ_G	σ_S	支点沈下による応力 / 設計の実応力
2	1	0.9 (kg/cm²)	17 (kg/cm²)	1.5 %
	2	0.2	4	0.3
4	4	0.4	7	0.6

（4） 橋台上の斜部の床版及び横桁の応力解析

i）理論的解析

主鉄筋の配置と edge beam の剛度との関係から次の二つに分けて考えて見よう．

イ）床版を考慮しないで edge beam を設計する場合

床版を考慮しないのであるから edge beam に作用する曲げモーメントは

$$M=\frac{Pa}{4}$$

となる．

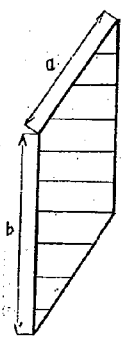
この場合床版の主鉄筋の方向を図—19 のように主桁と直角方向にすればすむ．

本法は急角度の斜橋に適用する事が望ましい．それは後の（ロ）の場合でも急角度になると a が大となるため，床版を考慮しても edge beam はたいして経済的にならないのに主鉄筋は図—23 のように edge beam 方向に配置せねばならないからである．（(ロ) の項参照）

本橋はこの場合である．本橋の端横桁の断面係数は 3300 cm³ でこれに生ずる最大曲げモーメントは

$$\frac{730}{4}\times 8000\times 1.383=2020000(\text{kg-cm})$$

従つて最大応力は 910 kg/cm² で充分余裕がある．

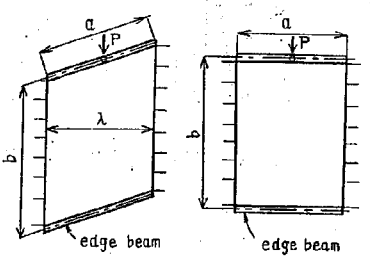


図—19

ロ）床版を考慮して edge beam を設計する場合

図—20(a) のような斜橋版の edge beam の応力解析を行う事は，理論的と極めて困難なので，これよりも安全側の計算で且つ計算の簡単な (b) 図の場合について論じたい．

edge beam の中央に荷重 P が載荷された場合の{載荷点の beam の曲げモーメント}と{(床版と beam の相関剛比 H) 及び $\frac{b}{a}$}の関係を求めると表—4のようになる．たゞし



図—20

$$H=\frac{E_1I_1}{a\times\dfrac{E_c h^3}{12(1-\mu^2)}}$$

E_1 ; edge beam の young 率

E_σ ; 床版の young 率

I_1 ; edge beam の断面二次モーメント

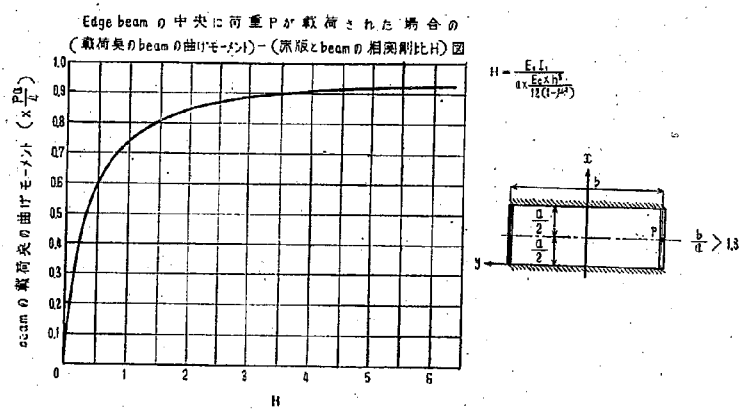
I_σ ; 床版の単位幅の断面二次モーメント

h ; 床版の有効厚

n ; 床版のポアッソン比 0.15 を使用

表−4 $M=C\,Pa/4$

H	C の値							
	$\frac{b}{a}=0.6$	$\frac{b}{a}=0.8$	$\frac{b}{a}=1.0$	$\frac{b}{a}=1.2$	$\frac{b}{a}=1.4$	$\frac{b}{a}=1.6$	$\frac{b}{a}=1.8$	$\frac{b}{a}>1.8$
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.05	0.170	0.165	0.163	0.163	0.162	0.162	0.162	0.162
0.10	0.270	0.263	0.261	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260
0.20	0.400	0.395	0.393	0.392	0.392	0.392	0.392	0.392
0.50	0.599	0.599	0.600	0.599	0.599	0.599	0.599	0.599
1.00	0.737	0.741	0.742	0.742	0.742	0.742	0.742	0.742
2.00	0.843	0.847	0.849	0.849	0.849	0.850	0.850	0.850
4.00	0.913	0.916	0.917	0.918	0.918	0.918	0.918	0.918
∞	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000



図−21

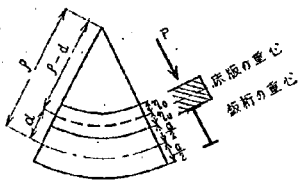
上表より明らかなように M は $\frac{b}{a}$ の変化に対し，あまり影響をうけない．今 $\frac{b}{a}>1.8$ につき (M と H) 図を描くと図−21 のようになる．次に鈑桁及び版の応力度を求める場合に次の仮定をおく，

理論上の仮定

① 横桁と床版とは結合部においてせん断力に抵抗しないが上下方向には離れない．

② 横桁上の床版は，版としてではなく梁としての応力をうける，

図—22 は横桁の支間中央の荷重載荷断面である．この断面に作用する曲げモーメントの中，鈑桁の負担するものを M_S とする．



図—22

図—22 の記号を用いると

$$\frac{1}{\rho}=\frac{M_S}{E_S I_S}$$

床版上面の応力を σ_c 床版の下側鉄筋の応力を σ_S とすると

$$\sigma_c=\frac{E_c}{\rho-d}\eta_c=\frac{E_c\eta_c}{\frac{E_S I_S}{M_S}-d}\fallingdotseq\frac{E_c\eta_c}{E_S I_S}M_S$$

$$\sigma_S\fallingdotseq\frac{E_S\eta_u}{E_S I_S}M_S \qquad \cdots\cdots(2)$$

である．

床版を版として桁でなく梁として計算しているので許容応力は 2 割位下げるのがよいと思う．以上述べたところから経済的断面の決定の仕方は

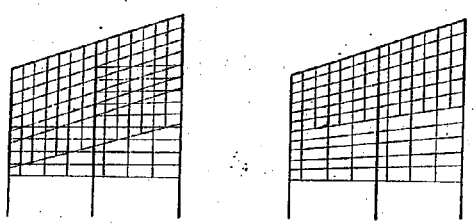
① 先づ横桁の I_S, $W_S=\frac{I_S}{\frac{a}{2}}$ を仮定する．

② $\frac{b}{a}$, $H=\frac{E_S I_S}{a\times\frac{E_c h^3}{12(1-\mu^2)}}$ を計算する．

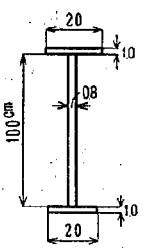
③ 表—4 より M_S を求め鈑桁応力が許容応力以内かを検討する．

④ 式（2）より床版の応力 σ_c, σ_S を計算し許容応力以内であるか検討する．

以上の方法で求めた横桁を使用するときの主鉄筋の配置は図—23 のようにしなければならない．



図—23



図—24

〔計算例〕

a) 本橋で使用する横桁につき上記計算を行つて見よう．

① 本橋では図—24 の如き断面であるから

$$I_S=168700\ \mathrm{cm}^4$$

$$W_S=3300\ \mathrm{cm}^3$$

② $b/a>1.8$ で，

$$H=\frac{168700}{780\times\frac{30}{(1-0.15^2)}}=7.5$$ （但しⅢ，3），1により $I_G=30$

③ 表—4 の $b/a>1.8$ についての（MとH）図である 図—21 から M_S を求めると

$$M_S=0.94\frac{Pa}{4}=0.94\times\frac{730}{4}\times8000\times1.383=1900000\ (\text{kg-cm})$$

鈑桁の最大応力は

$$\frac{1900000}{3300}=576\ (\text{kg/cm})$$

④ 式（2）より床版の応力を求める

$$\sigma_G=\frac{6.35}{10\times168700}\times1900000=7.2(\text{kg/cm}^2)$$

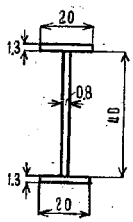
$$\sigma_S=\frac{10.85}{168700}\times1900000=122(\text{kg/cm}^2)$$

b) 本橋の経済的断面を求めて見よう．

① 図—25 の如き断面を仮定すると，

$$I_S=26470\ \text{cm}^4$$

$$W_S=1240\ \text{cm}^3$$



図—25

② $b/a>1.8$ で $H=1.18$ を得る．

③ 図—21 より

$$M_S=0.78\frac{Pa}{4}=0.78\times\frac{780}{4}\times8000\times1.383=1580000\ (\text{kg/cm})$$

鈑桁応力

$$\frac{1580000}{1240}=1280(\text{kg/cm}^2)$$

④ 式（2）より床版の応力を求める．

$$\sigma_G=\frac{6.35}{10\times26470}\times1580000=38(\text{kg/cm}^2)<0.8\times60)\ (\text{kg/cm}^2)$$

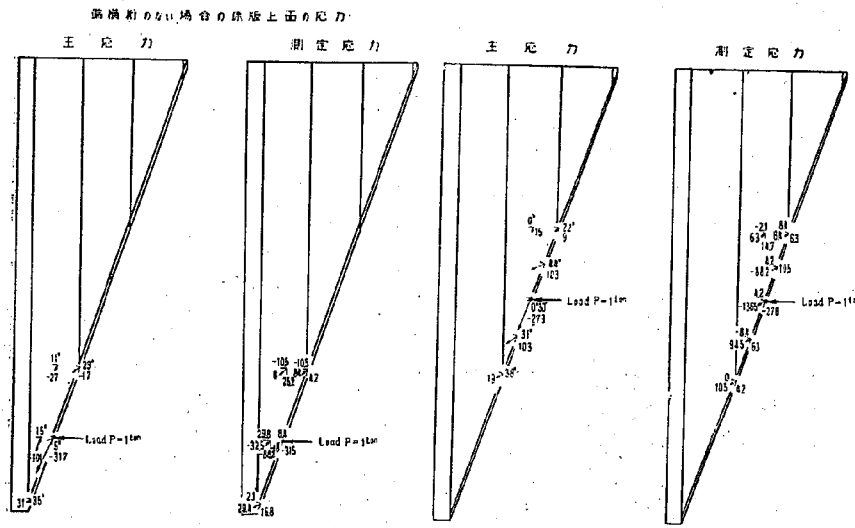
$$\sigma_S=\frac{10.85}{26470}\times1580000=650(\text{kg/cm}^2)<0.8\times1200\ (\text{kg/cm}^2)$$

以上の計算結果より明らかなように，本橋の如き急角度の斜橋では ロ）で計算した横桁断面積は イ）の場合に比べてたいして経済的ではなく床版の主鉄筋の配置がかなり面倒なので寧ろ イ）の方法が適していると思う．

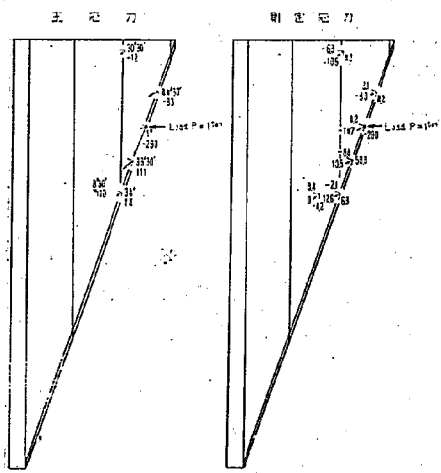
ii) 実験的解析

i) の理論的解析を立証するために実験を行つた．実験としてはまず端横桁のない場合につき行い，次に端横桁を取り付けて行つたが，後者の場合，床版と端横桁との接触が良好にいかなかつたので期待すべき結果は得られなかつた．

後者の場合，床版と端横桁はやはり溶接を行つて実験すべきであつたが種々の関係でできなかつた．この種の実験については後程行う予定である．端横桁のない場合の斜部床版の応力分布は図の—26 ようである．



図—26 (a)　　図—26 (b)



図—26 (c)

Ⅶ　本実験の目的とした諸項目に対する結論

(1)　床版の有効幅

支間の大なるＡＢ２主桁では各主桁に属するフランヂ幅を全部有効としてよいが，支間の一番短かいＣ桁では，幾分減少する必要がある．しかし本設計断面Ｃ桁では余裕があるので問題はない．

有効幅としては斜橋の場合も直橋の場合と同様 DIN 1078 を用いて求めるのが合理的であると思われる．

(2)　主桁の撓みによる床版の応力

主桁の撓みによる床版の応力は，斜橋のみならず，直橋の場合でも生ずるのであるが斜橋の方が幾分大きい事が予想される．本模型実験の結果から実橋に対して推定した．最も危険な断定の床版の応力は約，

$$\sigma_c = 0.9\ \mathrm{kg/cm^2} \qquad \sigma_s = 17\ \mathrm{kg/cm^2}$$

で設計の実応力の約 1.5% に当る.

新示方書で床版を設計する場合，この程度の余裕は考慮されているので，特に床版厚を増す必要はないと思う.

主桁の撓みによる床版の応力を少なくするにはなるべく剛度の大なる桁を用いるのがよい．特に斜橋の場合は桁高を直橋の場合に比して幾分高めにとるのが望ましい.

(3) 中間支持としての箱桁の変形による床版の捩れ応力

本橋は附帯条件から中間支持として，箱桁を用いたのでこの箱桁の撓みによつて生ずる床版応力が附加される.

本模型実験の結果から実橋に対して推定した最も危険な断面の床版の応力は

$$\sigma_C = 0.9\ \mathrm{kg/cm^2} \qquad \sigma_S = 17\ \mathrm{kg/cm^2}$$

で．設計の実応力は約1.5%にあたる．従つて（2）で述べたと同様の理由で，特に床版厚を増す必要はないと思う.

(4) 橋台上の斜部の床版の応力解析

新示方書の一方向版としての床版の曲げモーメントは載荷点を中心として床版が支間と直角方向に無限に続くものとして求めた理論値をもとにして決めたものである.

従つて斜橋のみならず直橋の場合でも端部には横桁が必要である．直橋や鋭角度の斜橋の場合の経済的横桁の設計は，床版と共同して横桁が輪荷重を負担すると考え上述した Ⅵ（4）i)，ロ）によるのがよいと思う.

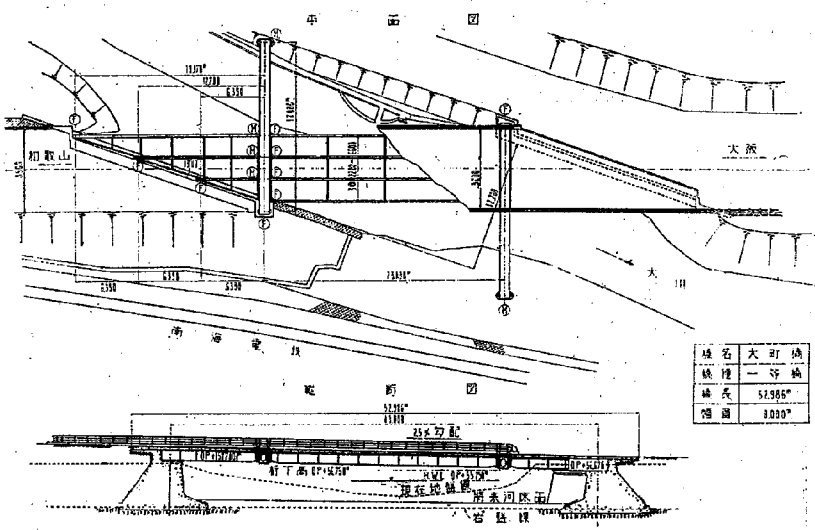
本橋のように急角度の斜橋の場合には横桁断面は床版と共同して，横桁が輪荷重を，負担するとした場合としないとした場合で大差ないから上述した Ⅵ（4）i)，イ）によつて充分である.

原設計は充分剛度の大なる横桁を使用しているので斜部に特に危険な応力が生ずることはないと思われる.

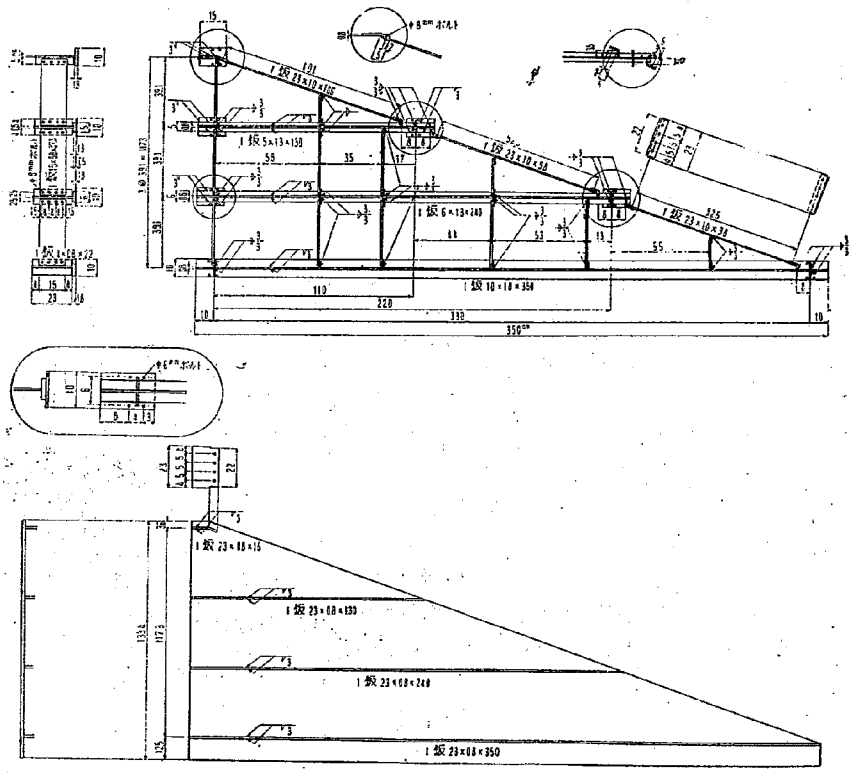
Ⅷ むすび

本橋は 19° の急斜橋であり，4本主桁からなり各主桁は，横桁で連結されているので，理論的に床版応力を解析することは困難なので，実物と床版応力が相似となるような模型桁を製作し，その実測値から，実橋の応力解析を試み，ほゞ満足すべき結果が得られたと思う．特に主桁剛度が小さくない限り，端部に適当な横桁を用い，斜部の主鉄筋の配置を考慮すれば主桁間隔を用いて新示方書で求めた床版厚でよいと思う.

本報告書は本橋を主体とし，他方一般的な斜橋に対しても．多少論じたのであるが今後ますます道路橋として適用される傾向にある斜橋の設計に対し幾分とも参考になれば極めて幸甚とするところである.



附図—1


1 板 23×10×191
1 板 23×10×54
1 板 23×10×325
1 板 5×13×150
1 板 6×13×240
1 板 10×10×350
1 板 23×8×15
1 板 23×8×130
1 板 23×8×240
1 板 23×8×350

附図—2

濃度計による含水量の急速測定法について

建設技官　谷　藤　正　三
建設技官　有　泉　　昌
建設技官　福　岡　正　巳
建設技官　小　崎　讃　吉
建設技官　座　親　勝　喜

（昭和 30 年 11 月）

目　　次

Ⅰ　要　旨……（1）
Ⅱ　原　理……（1）
Ⅲ　試　験……（2）
Ⅳ　試験結果に対する観察……（4）
Ⅴ　北海道泥炭の含水量決定……（8）
Ⅵ　むすび……（8）

Ⅰ　要　　旨

土の中に存在する水分の量，すなわち含水量を知ることは，土の物理的あるいは力学的性質を知る上に最非必要なことである。

この含水量を測定する方法は，JISA 1203 に規定されている。しかるにこの方法による含水量の測定ではかなりの時間と，乾燥炉等の設備を要するので，迅速を尊ぶ現場施工において直ちに含水量を求める方法として屈折率を利用した砂糖溶液の簡易濃度計を用い，これが如何なる精度迄利用できるかを検討しようとしたものである。

Ⅱ　原　　理

濃度の既知なる砂糖溶液中に含水した土を加えれば，砂糖溶液は土の中に含まれている水のためにその濃度が減少する。この減少の程度によつて含水量を求めようとするものである。

砂糖溶液の濃度を α（%），その密度を γ（g/cc），土を加えた後の濃度を α'（%），砂糖溶液の容積を V（cc），その重量を W（g）とし，その中に含まれている砂糖の重量を W_s（g）とすれば，次式が成立する。

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad \cdots\cdots(1)$$

$$\alpha = \frac{W_s}{W} \times 100 = \frac{W_s}{\gamma V} \times 100 \quad \cdots\cdots(2)$$

$$\text{また}\quad \alpha' = \frac{W_s}{\gamma V + W_w} \times 100 \quad \cdots\cdots(3)$$

こゝに W_w は土の中に含有されている水の重量 (g) (3) 式より W_w を求めると

$$W_w = \frac{100W_s - \gamma V\alpha'}{\alpha'} \quad \cdots\cdots(4)$$

(4) 式に (2) 式を代入すれば

$$W_w = \gamma V \frac{\alpha - \alpha'}{\alpha'} \quad \cdots\cdots(5)$$

今，加えられた土の重量を w (g) とすれば，含水率 M_c は

$$M_c = \gamma V \frac{\alpha - \alpha'}{\alpha'} \times \frac{1}{w} \times 100 = \frac{\gamma V(\alpha - \alpha')}{\alpha' w} \times 100 \quad \cdots\cdots(6)$$

となる。

Ⅲ 試　　験

〔1〕 試験器具

イ) 簡易濃度計　ロ) 天秤 (秤量 100 g，感量 0.01 g)　ハ) 小瓶 (容量 60 cc)　ニ) ピペット (容量 20 cc)　ホ) 漏斗　ヘ) メスシリンダー (容量 100 cc)　ト) スプーン　チ) 羽根ボーキリ) 蒸発皿　ヌ) 古布等

〔2〕 試　料

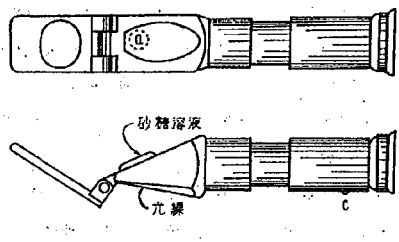
試料は天然乾燥の粉末状態のものを約 100 g 取出し，これに所定の水を加え スプーンで十分混合した。このようにして用意された材料から 3 個の試料を取出し，それぞれ 5 g を天秤で正確に秤量し小瓶に入れた。その後，あらかじめ用意された砂糖濃度約 29 % (砂糖溶液の溶解度は 20°C において 67.1 %) の溶液 20 cc をピペットで正確に採り，これを試料に加えた後，激しく振とうし砂糖溶液と土に含有されている水とがよく混合するようにした。しかし粘着性土ではこの方法で塊を完全に無くすることができず，十分な混合が行なわれないので，小瓶に入れる前に径 10 cm 位の蒸発皿に入れ，これに砂糖溶液を加えて指先で塊が完全に無くなる迄すりつぶした後，小瓶に入れ前述の操作を行つた。かくして得られた試料は ロ紙でこし，濃度測定用の砂糖溶液を作つた。この溶液を以下混合溶液と呼ぶことにする。

以上の操作はできるだけ速やかに行ない，あまり蒸発が盛んでない処で行なうことが望ましい。日光の直射を受ける処では蒸発が顕著であるので，絶対に実施すべきではない。これは砂糖溶液の濃度が僅か 0.1 %変化しても含水率には 2 %近くの差異を生ずるからである。また砂糖溶液を採るときには砂糖が完全に溶解したかを確め，この際の最初の口液は捨てるガラス棒で十分混合し溶液が完全に均一になるように心掛けなければならない。この際一度ロ紙でこした方がよい。

〔3〕 試　験 (a)

測定はまず砂糖溶液のみについて行なう。濃度測定に先だち蒸溜水のみを用いて屈折率を測定し，これが 0

の目盛に合致しない場合は図—1 の c によつて0の目盛に合致させる。



簡易濃度計

図—1

次に砂糖溶液の濃度（29.2％）を決定した後，混合溶液についての濃度を求めた。濃度を測定するための方法はガラス棒の先端に砂糖溶液を附着せしめ，これを図—1 の a の位置に数滴落した後，蓋を閉め a の箇所の裏側から散乱光線をあて，目盛が明瞭に見えるように焦点距離を合わせる。濃度は明るい部分と暗い部分との境界線の示す位置により決定するのであるが，溶液が濁つた場合や，溶液の置き方によつては境界線が明瞭に現われない時があり，またしばしば変な値が出ることがあるので，一つの濃度を決定するのに少なくとも5回程度の測定を行い正しい値を把握すべきである。これには図—1 の a 箇所に少し盛り上る程度に溶液を置いた方が効果的であるように思われる。また，一回の測定が終つた後つぎの測定に移る時は前の溶液を完全に拭き取らなければ次の測定結果に大きな影響を及ぼすので，この操作は相当慎重に行わなければならない。

測定結果の一例を表—1 に示す。

表—1

試料	簡易濃度計 濃度	簡易濃度計 含水率	炉乾燥による含水率	試料	簡易濃度計 濃度	簡易濃度計 含水率	炉乾燥による含水率
美和土 No. 2	27.2	33.0	36.4	美和土 No. 7	28.4	12.7	13.0
	〃	〃			〃	〃	
	〃	〃			〃	〃	
美和土 No. 3	27.4	29.4	32.4	関東ローム	27.1	34.8	36.2
	〃	〃			〃	〃	
	〃	〃			〃	〃	
美和土* No. 5	28.2	15.9	17.3	粘土*	28.2	15.9	16.5
	28.3	14.3			〃	〃	
	28.2	15.9			〃	〃	

（注；* 印は粘土質のため試料を蒸発皿の中ですり潰したものである）

簡易濃度計で砂糖溶液の濃度を測定する場合，温度補正の必要があるが，これが含水量に及ぼす影響はあまり認められなかつたのでこゝでは温度による補正を省略した。

〔4〕 試　験 (b)

混合溶液を口紙でこしたときコロイド分の多い土では溶液が若干濁り，境界線が明瞭にあらわれないので，これを除去するため種々の薬品，すなわち苛性ソーダ，塩化カルシウム，明礬，塩酸，食塩を混和したところ明礬が最も効果的であることを知つた。そこでどれだけの明礬を砂糖溶液に混和した場合が効果的であるかを確かめるため溶液に対して 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0％ の明礬を混和してその効果を観察した結果，1％の混和率が最適であることが分つた。次に1％の明礬を砂糖溶液に加えてそれが屈折率に如何程の影響を与えるかを調べた結果，その影響は殆んど無かつた。

従つて（2）節のところで示した理論式がこの場合も適用できるものと考えられる。最後にこの混合率の明礬を加えて前述の試験を行つた結果，境界線は比較的明瞭にあらわれ濃度の読みを容易にした。

試験結果の一例を表—2 に示す。

表—2

試料	簡易濃度計 濃度	簡易濃度計 含水率	炉乾燥による含水率	試料	簡易濃度計 濃度	簡易濃度計 含水率	炉乾燥による含水率
関東ローム	27.0	36.6	38.7	阿賀野川シルト	27.9	20.9	23.5
	〃	〃			〃	〃	
	〃	〃			〃	〃	
美和土 No. 7	28.4	12.6	14.1	美和土 No. 3	27.8	22.4	24.9
	〃	〃			〃	〃	
	〃	〃			〃	〃	

〔5〕 試 験 (c)

この試験では含水率の変化に従つて炉乾燥により求めた含水率と簡易濃度計により求めた含水率との差が系統的に変化するや否やを検討してみた。試料には関東ロームを用い，含水率の段階は天然乾燥状態から含水率 60％程度の状態迄を6段階に分け，そのそれぞれについて実験を行つた。この際 1％の明礬を加えた。

試験結果を表—3 に示す。

表—3

炉乾燥による含水率		35.1	36.5	45.1	48.6	52.1	57.0
簡易濃度計	濃度	27.2	27.3	26.8	26.7	26.4	26.1
	含水率	33.0	34.5	43.5	45.4	51.0	53.4
差		2.1	2.0	1.6	3.2	1.1	3.6

上表より含水率の変化に従つて両者の差異は系統的に変化せず，平均約2％の差異ではゞ一定している。

Ⅳ 試験結果に対する観察

濃度計により求められた含水率 x と炉乾燥により求められた含水率 y との間には，相互関係が存在すると思われるのでこれについて統計学的考察を試みてみた。

表—4

l	x_l	y_l	$x_l-\bar{x}$	$y_l-\bar{y}$	$(x_l-\bar{x})^2$	$(x_l-\bar{x})\times(y_l-\bar{y})$	$(y_l-\bar{y})^2$
1	12.6	14.1	−18.3	−18.9	334.89	345.87	357.21
2	12.7	13.0	−18.2	−20.0	331.24	364.00	400.00
3	15.9	17.3	−15.0	−15.7	225.00	235.50	246.49
4	15.9	16.5	−15.0	−16.5	225.00	247.50	272.25
5	20.9	23.5	−10.0	− 9.5	100.00	95.00	90.25
6	22.4	24.9	− 8.5	− 8.1	72.55	68.85	65.61
7	29.4	32.4	− 1.5	− 0.6	2.25	0.90	0.36
8	33.0	36.4	2.1	3.4	4.41	7.14	11.56
9	33.0	35.1	2.1	2.1	4.41	4.41	4.41
10	34.5	36.5	3.6	3.5	12.96	12.60	12.25
11	34.8	36.2	3.9	3.2	15.21	12.48	10.24
12	36.6	38.7	5.7	5.7	32.49	32.49	32.49
13	43.5	45.1	12.6	12.1	158.76	152.46	146.41
14	45.4	48.6	14.5	15.6	210.25	226.20	243.36
15	51.0	52.1	20.1	19.1	404.01	383.91	364.81
16	53.4	57.0	22.5	24.0	506.25	540.00	576.00
合計	平均 30.9 $(\bar{x})$	平均 33.0 $(\bar{y})$	0.6	−0.6	2639.38 (S_x)	2729.31 (S_{xy})	2833.70 (S_y)

表—4 の試料について相関係数 r を計算すると

$$r=\frac{S_{xy}}{\sqrt{S_xS_y}}=\frac{2729.30}{\sqrt{2639.38\times2837.20}}=0.998$$

こゝに

$$S_x=\sum(x_l-\bar{x})^2,\quad S_y=\sum(y_l-\bar{y})^2$$

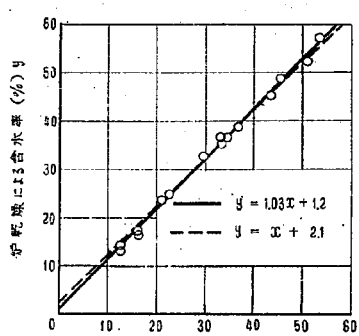
$$S_{xy}=\sum(x_l-\bar{x})(y_l-\bar{y})$$

次に，自由度 $\phi=n-2$ に対する相関係数の臨界値を有意限界表* により求めると，危険率 $\alpha=0.05$ に対しては $r=0.50$，危険率 $\alpha=0.01$ に対しては $r=0.62$ である。

資料が正規分布するものとして資料についての相関係数が有意であると考えられるかについて検定してみると，危険率 $\alpha=0.01$ に対する臨界相関係数 $r=0.62$ に比し，資料により得られた相関係数 $r=0.998$ は極めて大なる故，相当の信頼度で相関々係があるといえる。

以上で x, y の間には密接なる関係が存在することが分つたので x を横軸，y を縦軸にとつて図—2 のように点描した。

こゝで，y の x への回帰直線 $y=ax+b$ の常数 a, b は最小自乗法に従つて次のように求められる。



図—2

* 初等数理統計学，森口繁一著 p. 117

$$a=S_{xy}/S_x=2729.31/2639.38=1.03$$

$$b=\bar{y}-a\bar{x}=33.0-1.03\times 30.9=1.2$$

故に，原式は $y=1.03x+1.2$ として表わされる。

さて，以上のようにして求められた一次式が資料の分布を如何程に近似しているであろうか，換言すれば，上述の一次式を用いて x からの推定値 y が原分布から外れている程度を調べてみよう。この程度を表わすための一つの規準として標準誤差 σ_{yx} を考える。(標準誤差 σ_{yx} は含水率と同じく %で表わされる)。標準誤差 σ_{yx} はその値が 0 に近い程測定値が全体として一次式の直線の近くにあり，σ_{yx} の値が大きい程全体としてこの直線から外れているといえる。σ_{yx} は次式により計算することができる。

$$\sigma_{yx}=\sqrt{1-r^2}$$

こゝに $\sigma_{yx}=\sqrt{\frac{1}{n}S_y}$，　n：資料の数，r：相関係数

表—4 により標準誤差 σ_{yx} を計算すると

$$\sigma_{yx}=\sigma_y\sqrt{1-r^2}=13.31\times\sqrt{1-0.998^2}=0.84$$

こゝに

$$\sigma_y=\sqrt{\frac{1}{16}\times 2833.70}=\sqrt{177.11}=13.31$$

つまり含水率を $y=1.03x+1.2$ で表わしたときの誤差の二乗平均平方根が 0.84 ということである。

次に，濃度計により得られた値が炉乾燥によるそれより全体として低く出ていることは既に述べたところであるが，その差が如何程であるかを以下検討してみよう。

これを数式として表わせば

$$y=x+b$$

となる。こゝで常数 b は両者の差の平均である。

故に $b=\bar{y}-\bar{x}=2.1$ となり原式は $u=t+2.1$ で表わされる。これより誤差の二乗平均平方根

$$\varepsilon=\sqrt{\frac{1}{n}[y_i-(x-2.1)]^2}$$

は 0.95 となる。

σ_{yx} と ε とを比較すると，両者の差は少ないので近似的に $y=x+2.1$，すなわち濃度計により求められた含水率に 2.1 %を加えて炉乾燥により求められた含水率の推定値とすることができよう。

以上は，含水率 M_C について述べてきたのであるが，実際土質試験に用いられているのは含水比 M_R であるので，これについて若干検討してみよう。

含水率 M_C より含水比 M_R を算出するには式次による。

$$M_R=\frac{M_C}{100-M_C}\times 100$$

上式に $M_C=\frac{\gamma V(\alpha-\alpha')}{\alpha' W}\times 100$ を代入すれば

$$M_R=\frac{\gamma V(\alpha+\alpha')}{\alpha' W-\gamma V(\alpha-\alpha')}\times 100$$

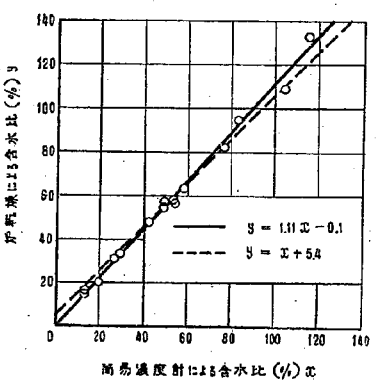
となる。

以下，含水比について統計学的にみてみよう。

表—5

i	x_i	y_i	$x_i-\bar{x}$	$y-\bar{y}$	$(x_i-\bar{x})$	$(x_i-\bar{x})\times(y_i-\bar{y})$	$(y_i-\bar{y})$
1	14.4	16.4	−35.9	−39.3	1288.81	1410.87	1544.49
2	14.6	15.0	−35.7	−40.7	1274.49	1452.99	1656.49
3	18.9	20.9	−31.4	−34.8	985.96	1092.72	1211.04
4	18.9	19.8	−31.4	−35.9	985.96	1127.26	1288.81
5	26.4	30.8	−23.9	−24.9	571.21	595.11	620.01
6	28.9	33.2	−21.4	−22.5	457.96	481.50	506.25
7	41.7	48.0	− 8.6	− 7.7	73.96	66.22	59.29
8	49.3	57.3	− 1.0	1.6	1.00	−1.60	2.56
9	49.3	54.1	− 1.0	− 1.6	1.00	1.60	2.56
10	52.7	57.5	2.4	1.8	5.76	4.32	3.24
11	53.5	56.8	3.2	1.1	10.24	3.52	1.21
12	57.8	63.1	7.5	7.4	56.25	55.50	54.76
13	77.0	82.0	26.7	26.3	712.89	702.21	691.69
14	83.8	94.5	32.9	38.8	1082.41	1276.52	1505.44
15	104.0	108.8	53.7	53.1	2883.69	2851.47	2819.61
16	114.7	132.6	64.4	76.9	4147.36	4952.36	5913.61
合計	平均 50.3 ($\bar{x}$)	平均 55.7 ($\bar{y}$)	0.5	−0.4	14538.95 (S_x)	16072.57 (S_{xy})	17881.06 (S_y)

註：x_i は濃度計による含水比を表わし，y_i は炉乾燥による含水比を表わす。



図—3

表—5 の資料に基づいて相関係数 r を計算すると

$$r=\frac{S_{xy}}{\sqrt{S_x S_y}}=\frac{16072.57}{\sqrt{14538.95\times 17881.06}}=0.997$$

又，常数 a, b を計算すると

$$a=S_{xy}/S_x=16072.57/14538.95=1.11$$

$$b=\bar{y}-b\bar{x}=55.7-1.11\times 50.3=-0.1$$

$$\therefore\quad y=1.11x-0.1$$

標準誤差 σ_{yx} は

$$\sigma_{yx}=\sigma_y\sqrt{1-r^2}=33.4\times\sqrt{1-0.997^2}=2.59$$

$$\therefore\quad \sigma_y=\sqrt{17881.06116}=33.4$$

次に y と x との関係式を $y=x+b$ として既述のようにして b を求めると，$b=\bar{y}-\bar{x}=55.7-50.3=5.4$ となり，原式は $y=x+5.4$ として表わされる。これより二乗平均平方根 ε は 4.14 となる。

V 北海道泥炭の含水量決定

泥炭は極めて多量の有機成分を含有しているため，JIS 規定による含水量測定方法では乾燥中に有機成分の損失を招く場合があるといわれるので正確な含水量を決定し難い。そこで簡易濃度計を使用すればこれ等の欠点を無くし，比較的正しい含水量の値を決定することができはしないかとの主旨に基づいて以下の実験を行つたものである。

試料は石油罐に密封されて送付されてきたもので，極めて多量の毛根等の半腐蝕性物質を含有した暗褐色泥炭である。

試験結果を次に示す。

砂糖溶液の濃度　$\alpha=29.0\,\%$

〃　〃　密度　$\gamma=1.122\,\mathrm{g/cc}$

〃　〃　容積　$V=24\,\mathrm{cc}$

土を加えた後の砂糖溶液の濃度　$\alpha'=\begin{cases} a. & 24.2 \\ b. & 24.2 \\ c. & 24.2 \end{cases}$

加えた土の重量　$W=5\,\mathrm{g}$

故に含水率は次のように得られる。

$$M=\frac{\gamma V(\alpha-\alpha')}{\alpha' W}\times 100=\frac{1.122\times 20(29.0-24.2)}{24.2\times 5}\times 100=89\ (\%)$$

つぎに，別箇に炉乾燥用の試料を採り，恒温乾燥炉の温度を 60°C に保ち，これにより試料を乾燥して含水率を決定した。その結果3個の測定値の平均より含水率 91.1 %を得ることができた。その後温度を 70, 80, 90, 100, 110°C と順次上昇してその都度含水率を求め，温度による影響が如何程あるかを確かめてみたが，その影響は最初考えていたのに反して殆んど認められなかつた。

VI むすび

簡易濃度計により求められた含水率が炉乾燥により求められた含水率より少ないが，これが主なる原因とし

て砂糖溶液と土の含有水とが完全に混和されないこと，特に吸着水による土粒子の表面化学現象や混和時における機械的誤差等があげられるかもしれないが，これ等の点については今後の研究にまつべきであろう。

この誤差の起る傾向は特に粘着性土について顕著であるので，これ等の土については混和の方法に特に意を留むべきである。また，濃度測定に当つては極めて少ない濃度の変化によつてもこれが含水率に及ぼす影響は大きいので，これが測定は極めて慎重に行わなければならない。

つぎに，濃度計による含水率 x と炉乾燥による含水率 y が一次関係式により表わされると仮定し，最少自乗法により求められた $y=1.03x+1.2$ なる式を利用して x より y を推定すれば，標準誤差 0.84 程度の精度を求めることができた。こゝで $y=1.03x+1.2$ を簡単にして近似的に $y=x+2.1$ なる式で表わした場合その精度を検討した結果，誤差 0.95 程度の精度を得ることができた。この誤差を前述の誤差 0.84 と比較すれば，その開きはあまりないので $y=x+2.1$ の式を適用して y を求めても差支えなかろう。すなわち，濃度計により求められた含水率に 2.1 %を加えて炉乾燥により得られる含水率を推定することができよう。

また含水率を含水比に換算した場合について言及してみよう。濃度計により得られた含水比 x より炉乾燥により得られる y を推定する式は，$y=1.11x-0.1$ にて表わされ，その時の標準誤差は 2.59 となる。これは含水率の場合の標準誤差の約3倍となつている。

こゝで $y=1.11x-0.1$ を近似的に $y=x+5.4$ で表わせばその精度は誤差 4.14 となる。

以上は極めて限られた極く少数の試料土について実施した試験結果及びそれに対する検討であるので，前述のことがあらゆる土についていえるかどうかは一応疑問であるにしても，さほど精度を要しない現場施工に際して用いられる含水量に対してはこの簡易濃度計を利用することができよう。

表—6　20°C における砂糖溶液の密度

砂糖濃度	0.0 %	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
25%	1.104	1.104	1.104	1.105	1.105	1.106	1.106	1.107	1.107	1.108
26	1.108	1.109	1.109	1.110	1.110	1.110	1.111	1.111	1.112	1.112
27	1.113	1.113	1.114	1.114	1.115	1.115	1.116	1.116	1.117	1.117
28	1.118	1.118	1.118	1.119	1.119	1.120	1.120	1.121	1.121	1.122
29	1.122	1.123	1.123	1.124	1.124	1.125	1.125	1.126	1.126	1.127
30	1.127	1.127	1.128	1.128	1.129	1.129	1.130	1.130	1.131	1.131
31	1.132	1.132	1.133	1.133	1.134	1.134	1.135	1.135	1.136	1.136
32	1.137	1.137	1.138	1.138	1.139	1.139	1.140	1.140	1.140	1.141
33	1.141	1.142	1.142	1.143	1.143	1.144	1.144	1.145	1.145	1.146
34	1.146	1.147	1.147	1.148	1.148	1.149	1.149	1.150	1.150	1.151