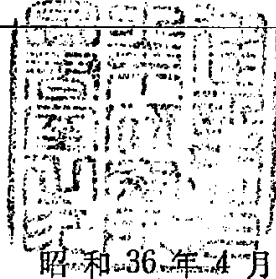


土木研究所報告

第 107 号

-
- 大野川河口模型実験報告……………鈴木博安，馬場 享…(1)
- デビダーク方式 P.C. 橋の振動性状とその耐震性に関する研究
……………横田周平，高田孝信，手塚 薫…(7)
- 土壌コロイドに関する研究 (第5報)
——長野県茶臼山地にり地帯土壌コロイドの電子顕微鏡による観察，赤外線吸
収スペクトルおよび既報の総括—— ……………有泉 昌…(19)
- 有限振幅波について
——高次の級数解，その収束性および近似式の誤差について——
……………首藤伸夫…(35)
- プレストレスト活荷重合成ゲタの研究とその設計 (2)
——大河原橋の設計と載荷試験に関する報告——
……………田原保二，多田安夫，中村正平…(43)
- 水制に関する研究
……………秋草 勲，吉川秀夫，坂上義次郎，芦田和男，土屋昭彦…(61)
-



昭和36年4月

建設省土木研究所

大野川河口模型実験報告

(昭和34年10月)

鈴木 博 安*

馬場 亨**

〔I〕 は し が き.....	(1)	(1) 検証実験.....	(2)
〔II〕 模型について.....	(1)	(2) 本実験.....	(2)
(1) 模 型.....	(1)	(a) 法線の決定.....	(2)
(2) 基礎条件.....	(2)	(b) 決定案について.....	(5)
〔III〕 実 験.....	(2)		

〔I〕 は し が き

大分鶴崎臨海工業地帯建設計画の一環である土地造成事業は、その第一期工業施工位置が大野川の河口にあるため、本埋立事業の施工により洪水時大野川の下流部に影響があるものと考えられるので、これらを検討するため、土木研究所で水理模型実験を行ない、土地造成の大野川下流部に及ぼす影響を検討した。

〔II〕 模型について

(1) 模 型

本模型は利用しうる実験場の広さ、使用できる実験用水量等の関係上、その縮尺を縦横同一の1/100とした。河床は、昭和29年度測量結果に基づいて製作し、モルタル仕上げ固定床とした。

模型の範囲は、図-1の如く河川部では河口より2k600、小中島川、海中部では長さ、巾、の方向へそれぞれ約2k000まで入るようにとった。

流量は、流頭部に設けた巾1.0mの矩形ゼッキで測定し水位は、下流端に水位調節板を設けて、規定の水位を保

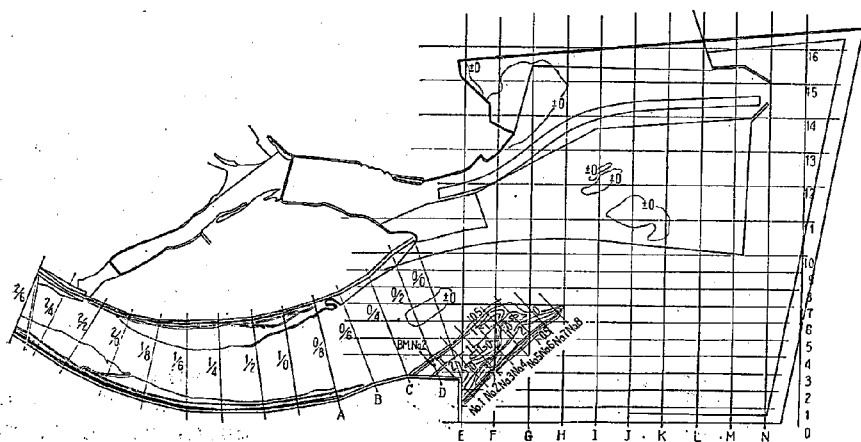


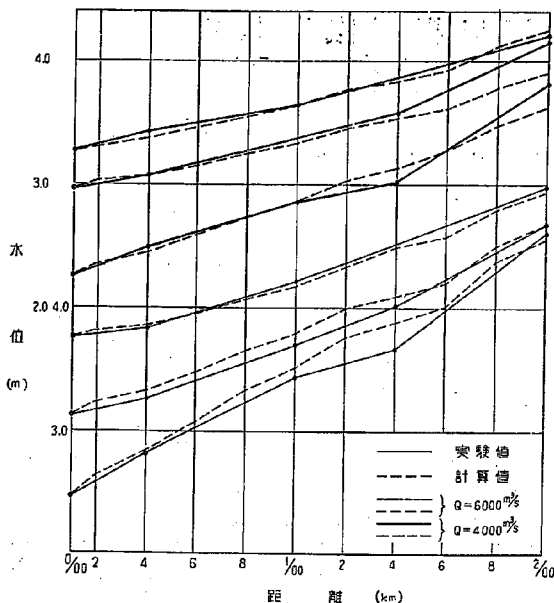
図-1

つことができるように調節した。なお、海中部の模型側壁に沿って内側へブロックを配置し、海中水位が一箇所より流れ出すことによって起る水面形の変動偏形するのを防止するようにした。

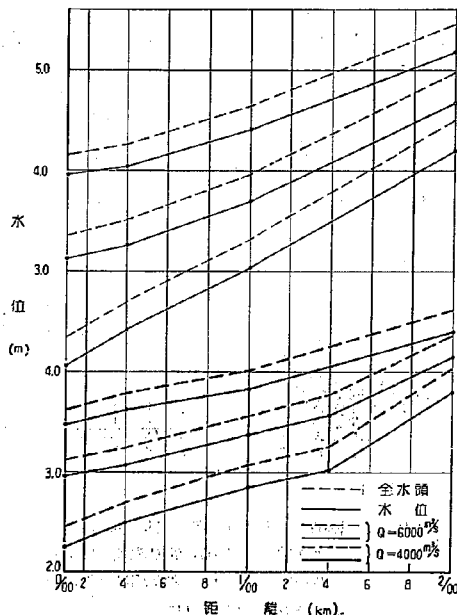
模型の諸縮尺量は次の通りである。

平面縮尺	1/100	鉛直縮尺	1/100
流速縮尺	1/10	粗度縮尺	1/2.154
流量縮尺	1/100,000		

* 前河川部河川研究室研究員 ** 河川部河川研究室研究員



図—2



図—3

(2) 基礎条件

- 高水流量は $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ とする。
- 粗度係数は前回大野川分流失験において調査した結果を用いて、 $n=0.0322$ とした。
- 潮位は計画高水位を T.P.+3.295m を用いた。
- 小中島川への分流はしない。

〔Ⅲ〕実験

(1) 検証実験

検証実験は、流量を $Q=6000$, $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ の二種類としさらに下流水位を変化させて、水位を測定し、それを不等流計算により追跡して、実測値と計算値とが一致するような粗度係数を求めた。

図—2 に示すように、多少誤差はあるが、大体一致したと考えてもよいと思われる。即ち、この場合の粗度係数は、 $n=0.0322$ である。また、Manning 式から計算すると、図—3、表—1、のようになり、模型粗度係数は、 $n_M=0.01483$ で実物粗度係数は、 $n_P=0.0320$ となる。従って、模型は前記諸縮尺によって相似は成立つと考えるてもよいと思われる。

(2) 本実験

本実験は、現況、原案（県案）、〔Ⅰ〕、〔Ⅱ〕、〔Ⅲ〕、各案について実験を行ない、それぞれ比較検討をして現地側と協議の上、決定案を決め、さらに決定案について実験を行なった。実験はなるべく無風状態の日を選んで行なった。比較は、水位（現況との水位差）及び流速によった。

a) 法線の決定

図—4 の如く法線の位置を、原案及び〔Ⅰ〕、〔Ⅱ〕、〔Ⅲ〕案として、それぞれについて実験を行なった結果は、図—5 の如くである。図中、現況、原案は $2/00$ まで、〔Ⅰ〕、〔Ⅱ〕、〔Ⅲ〕案は $3/00$ までが実験値で、前者の $2/00 \sim 3/00$ 間と、後者三案の $0/00 \sim 3/00$ 間間は計算値である。

図—4、5、表—2、から各案の

表-1

	$Q \text{ m}^3/\text{s}$	$A \text{ m}^2$	$R \text{ m}$	$R^{2/3}$	I	$I^{1/2}$	$v \text{ m/s}$	n_M	n_P
1	0.040	0.2369	0.04272	0.1222	0.0004991	0.02234	0.1688	0.01614	0.03476
2	0.040	0.2178	0.04134	0.1196	0.0005271	0.02296	0.1837	0.01492	0.03214
3	0.040	0.1830	0.03829	0.1186	0.0007207	0.02685	0.2186	0.01395	0.03005
4	0.060	0.2679	0.04807	0.1322	0.0006977	0.02641	0.2240	0.01558	0.03356
5	0.060	0.2374	0.04320	0.1231	0.0008480	0.02912	0.2527	0.01417	0.03052
6	0.060	0.2121	0.04332	0.1235	0.001077	0.03282	0.2829	0.01432	0.03085

平均値 $n_M = 0.01483$
 $n_P = 0.03195$



図-4

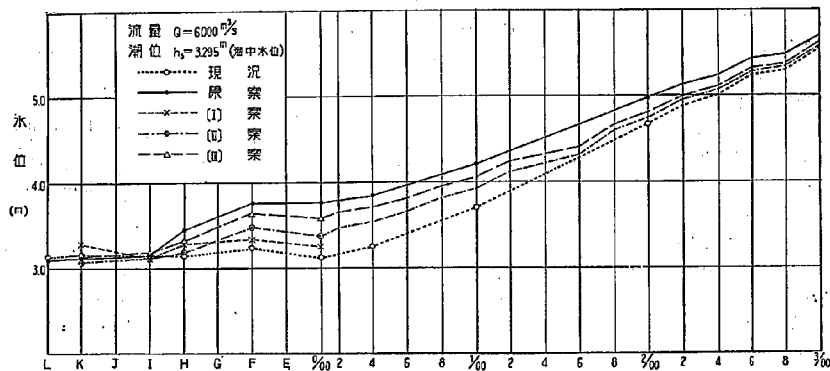


図-5

表-2

	0/00		3/00	
	水 位	水位差	水 位	水位差
現 況	3.122	0.00	5.544	0.00
原 案	3.754	0.632	5.707	0.165
〔I〕案	3.248	0.126	—	—
〔II〕案	3.382	0.260	5.575	0.031
〔III〕案	3.580	0.458	5.607	0.063
〔IV〕案	3.430	0.308	5.607	0.063

比較をすると次の如くである。表-2は0/00及び3/00, における現況水位との水位差である。

i) 原 案

土地造成による下流水位の変化の上流への影響が, 3/00において, 水位上昇量にして最大0.100mまで許容し得るものとすれば, 原案の場合は, 水位差が0/00, 3/00において, 0.632, 0.165mとなっており, 上記の限界値を越えているので, 他の案における法線によらなければならないことになる。

ii) 〔I〕案

実験の測定は, 海中断面〔k〕より0/00までとした。

0/00における水位差をみると0.126mとなっているが, 流況を観察しても, あるいは図-4からみても, これは幾分過大にすぎないように思われる。また, 図-5でも測定値は乱れて充分なる精度がないように思われる。これは, 測定中に風によって起される波の影響のようである。この案の法線は, 河口から充分に拡がった流れとなるような法線であり, 現況の場合には, 殆ど死水域となっているような位置にある。

従って水位差は, もっと小さいものと考えられ, 上流への影響は, 殆どないものと思われる。

iii) 〔II〕案

水位差は, 0/00で0.260m, 3/00では, この案には実験値がないが, これに近い実験値があるので, それを参考とすれば, 0.031mである。従って, 限界値を0.10mとすれば, 問題とはならないと思われる。

iv) 〔III〕案

この案は, 旧建設省案とはほぼ一致した案である。0/00, 3/00での水位差は0.458m及び0.063mである。

v) 〔IV〕案

この案は, 〔原〕案と〔III〕案との折中案である。0/00, 3/00での水位差は,

0.308mと0.063mとである。この場合は限界値へ0.037mの余裕をもっているので, 結果は良好と考えられる。また, 土地造成面積を調べてみると, 〔原〕案約1,090,000m²〔I〕案約330,000m², 〔原〕案の場合の1/3, 〔III〕案約680,000m², 〔原〕案の場合の2/3, 〔IV〕案約1,000,000m², 〔原〕案の場合より約10%小さい。

流速は, 図-6(a)に示したように, 現況, 〔原〕案, 〔IV〕案の場合について測定したものである。現況, 〔原〕案については, 海中水位 $h_m = T.P. + 2.50m$, 〔IV〕案については $h_m = T.P. + 1.50m$ の場合の流速分布で, 測定位置は, 図-4に示してあるような位置とした。

その大きさを比較すれば,

現況 1.5~2.5 m/s

〔原〕案 2.5~4.0 m/s

〔IV〕案 3.0~4.0 m/sとなっている。

図をみると現況の $H_{(7)}$ における実験値は, 測定の誤りではないかと思われる。 $H_{(8)}$ の流速2.5m/sで最も大きな値を示しているのは, 図-4にみられるように海中に洲(高水位の場合には水没する)があり, このために流況は判然とはしないが, ここで流れは二分されるような

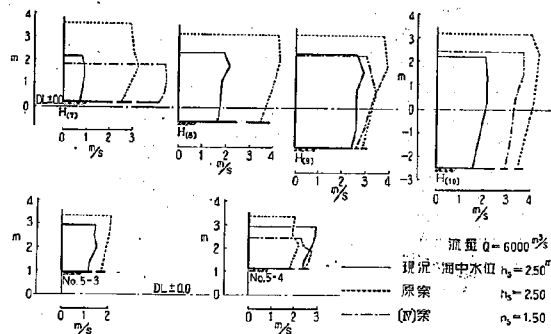


図-6 (a)

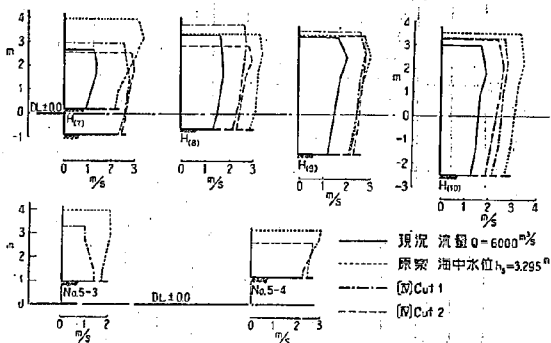


図-6 (b)

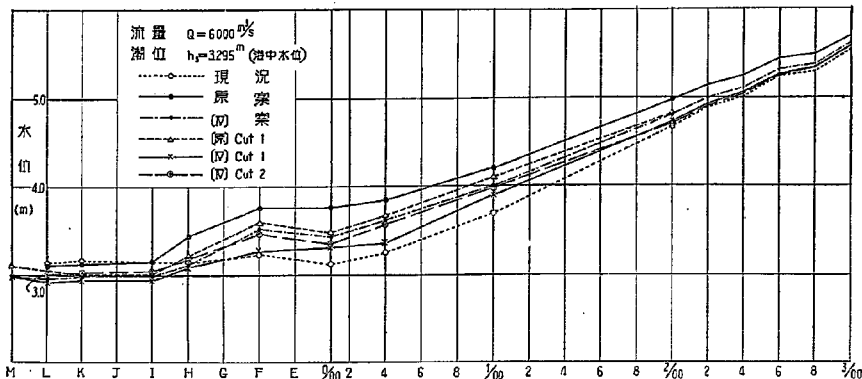


図-7

状態になっている。 $H_{(9)}$ はその場合における一方の流心部に相当する箇所で、そのために最大値を示しているものと思われる。〔原〕案の場合は、断面〔H〕において断面が縮小されたために、全体に流速は増加した。特に埋立護岸側では40m/sで最大となっている。

〔IV〕案の場合は、海中水位 $h_s=T.P.=1.50$ mで低水位のものである。従って流速は相当に大きくなっているわけであるが、図-6(b)は $h_s=T.P.+3.295$ mの場合であるが現況においても、原案においても流速は相当に減少している。従って $h_s=T.P.+2.50$ mの場合には、 $T.P.+1.50$ mの場合より小さくなるものと推定される。

$H_{(9)}$ で非常に大きな値となっているが、これは射流に近い状態が現れるので、このような値になったものと思われる。舞子浜洲上にとった点No.5-(8)、(4)、の二点上においては、上記の三の場合のいずれにおいても2.0~2.5m/sで殆ど変化はみられない。

以上の結果を総合し、現地側と協議の上〔IV〕案を最終案とした。

b) 決定案について

〔IV〕案は、さらに舞子浜洲を図-4のように二種類の掘さくした場合について実験を行ない、また、掘さくした状態で法線を〔原〕案にもどした場合についても実験を行なった。前者を〔IV〕cut 1、〔IV〕cut 2、後者を〔原〕cut 1、と名称を附し実験を行なった。

たその結果は図-7の如くである。

但し、2/00、3/00間は計算値である。

i) 〔IV〕cut 1

この場合の掘さくは、図-4にも記入してあるように、巾150m、長640m、河床はT.P.-1.00mまで掘り下げることとした。

実験の結果0/00、3/00における水位は、T.P.+3.305m、T.P.+5.566mとなった。現況との水位差を求めれば、0.183m、0.022mである。

このような掘さくを行なった場合には、河口部、上流部、ともに殆ど水位上昇はみられないと考えてもよいと思われる。

流速分布は、図-6(a)に示すように2.0~3.0m/sとなって、流速は全般にやや小さくなった。特に側壁から5.0mの点においては、原案の場合に反して、側壁附近は、小さくなっている。

ii) 〔IV〕cut 2

この場合は〔IV〕cut 1の場のものより、50m巾を小さくしたものである。0/00、3/00、の水位は、T.P.+3.350m、T.P.+5.575m、現況との水位差は0.228m、となり〔II〕案の場合の水位と殆ど同じ水位となっている。

iii) 〔原〕cut 1

これは、〔IV〕cut 1の場合と同様、巾150m、長640m河床T.P.-1.00mを掘さくしたもので、法線は、〔原〕案としたものである。

0/00、3/00の水位は、T.P.+3.480m、T.P.+5.607m、現況との水位差は、0.368m、0.063mとなっている。これは〔II〕案と〔III〕案との中間の水位にあって、〔IV〕案とはほぼ同様な水位である。

デビダーク方式 P.C. 橋の振動性状とその耐震性に関する研究

(昭和 35 年 10 月)

横 田 周 平*
高 田 孝 信**
手 塚 薫***

要 旨:

本報告は我国で初めて架設され Dywidag 方式 P.C. 橋の嵐山橋に対する振動実験結果とそれを基にして同橋の水平横方向の振動特性を理論的に求めて Dywidag 方式 P.C. 橋の耐震性の傾向を示したものである。

目 次

まえがき	
I 嵐山橋に対する振動実験とその結果	(1)
II 理論的に求めた Dywidag 方式 P.C. 橋—特に嵐山橋—の水平横方向振動特性とその耐震性に対する検討	(5)
III お 結 び	(12)

まえがき

Dywidag 方式 P.C. 橋が我国においても架設されるようになったが、本型式の橋梁は溪谷地における工法として秀れた点を有しているので今後我国では採用される公算が大きい。然し本型式橋梁は最近架設された嵐山橋を例にとれば径間中央における結合が上下方向変位に対して半ピン結合であり、水平横方向に対しては完全に自由すなわち片持梁であるために動的特性において可成りの不安が感ぜられ日本のような地震国ではその耐震性に対して充分検討する必要があると思われるので嵐山橋の竣工を機会にその振動実験を行って振動の特性を求めると共にその結果を用いて水平横方向地震に対する耐震性が如何程であるかを求める事にした。その結果地盤の支持剛性との適合性を考慮しなければこのような型式の橋梁は耐震性上可成り検討の余地があることが判明した。

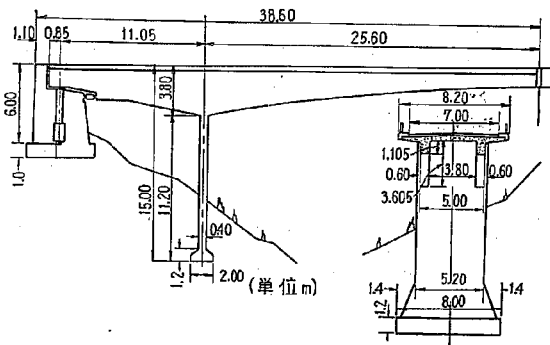
I 嵐山橋に対する振動実験とその結果

橋梁の振動特性は橋梁の構成形状、寸法、基礎との取付状態等複雑な境界条件に左右されるので、減衰係数、固有振動数、振動変位等の振動特性を正確に求めるのには現物の振動実験によらざるを得ない。従って Dywidag 型式橋の傾向的な振動特性を知るため嵐山橋の竣工を機会に同橋の振動実験を行うことにした。

測定は桁部のみならず、本橋では中間支点到 Druckwand という可成り薄い平板を用いているが、本部材の振動変位は圧縮強度に悪影響を及ぼすと思われるのでこの部分についても振動変位も求めることにした。嵐山橋の細部については当事者の詳細な報告があるが、その概略の形状を図示すれば図—1 のようなものである。

実験時の橋梁は高欄の建て込み作業が殆んど完了に近い状態にあり取付道路と橋桁間の伸縮目地部や取付道路の側溝などを施工中であったが、橋面は未だ舗装されていなかった。また左岸近くの橋面には前記施工用の砂や鋼材が若干おかれていた。(写真—1 参照)

実験方法としては、左岸側片持部先端に起振機を取付け(写真—1、2 及び図—2 参照)で橋梁に振動を与え



図—1

*土木研究所長 **工務 材料構造部長 ***元材料構造部構造研究室研究員 1) 神奈川県相模湾にあり 2) 例え道路 昭和33年12月号

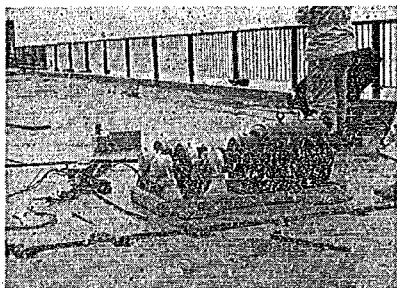


写真-1

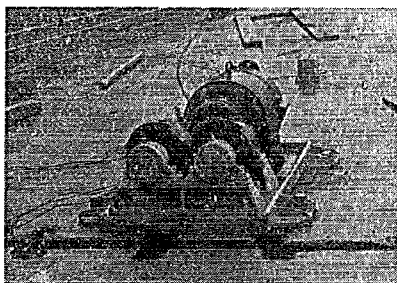


写真-2

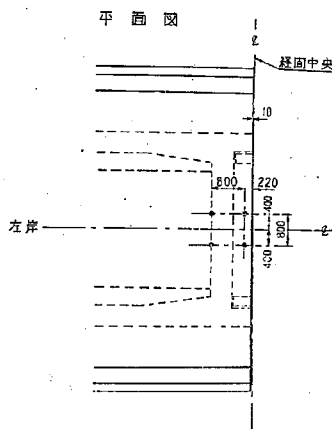


図-2 起振機取付位置

て各部に取付けた地盤計(速度計)により振動状況測定して固有振動数、減衰係数、各部の振幅等を求める事にした。

(1) 起振機

使用した起振機は構造研究室設計の小型起振機で、その構造は一線上に平行におかれた2枚の円板が互いに逆

方向に等速で回転し、その円板上に偏心重錘を取付けることによって上下または水平方向の起振力を生ぜしめている。(写真-1, 2参照) 回転は3 IPの変速分撓電動機によって行っている。写真に見る重錘は1個の重量が4.55kgのもので、円板1枚の両側に1個づつ計4個の重錘が取付けられるようになっている。重錘はこの他に0.5kg, 2.5kgのものもあるが本実験では4.55kgのものをを用いた。振動機への起振機の取付けは予めアンカーボルトを所定の位置(図-2参照)に埋設しておき、それを固定することにした。なおアンカーボルトの位置は起振機を直角に向きを換えることだけで水平2方向に加振できるように80cmの正方形とした。アンカーボルトの直径は25.4mmである。使用した起振機の性能は表-1に示す。

表-1 小型起振機諸元

項	目	内	容
寸	法	115×100×55cm	
重	量	250kg	
加	振	上下及び水平	
重	錘	重量	2, 10, 18.2kg
最	大	起振力	約5 ton
振	動	数	2.1~41.7c/s
動	力	容	0.15~3 IP
回	転	数	125~2500 r.p.m
電	圧		200V A.C
電	流		5.5~10アンペア

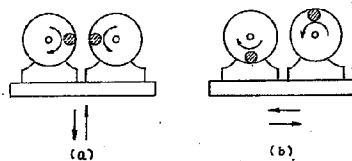


図-3

円板への偏心重錘の取付けは図-3-aに示すような位相関係にすれば円板の回転によって生ずる遠心力の合力は上下方向だけに周期力を与え、図-3-bのようにすれば水平方向だけの周期力を与える。この場合回転数を n 、偏心重錘を W 、その回転軸中心からの偏心距離を e 、周期力を P とすれば

$$P = \frac{W}{g} e \omega^2, \quad \omega = 2\pi n = \frac{2\pi}{T}, \quad n = \frac{N}{60}$$

但し: n : r.p.s, N : r.p.m, T は周期s.

従って起振機は $W = 4 \times 4.55 = 18.2\text{kg}$, $e = 8.17\text{cm}$ の状態で使用したもので、これらの値を上式に代入すると

$$P = 61T^{-2} = 61n^2$$

上式により回転数と起振力の関係を示せば図-4のようになる。

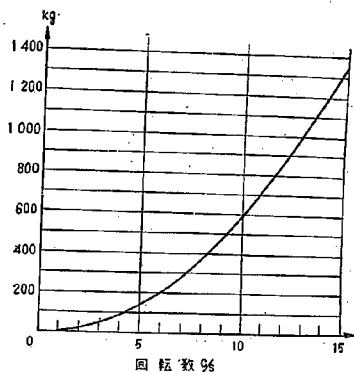


図-4 回転数と起振力の関係

〔2〕測定器

起振機の加振によって起された橋梁の起振現象を記録するには電磁式地震計を使用した。この地震計は地震や建造物の振動実測のために特別に製作されたもので次のような特徴を有している。

- (i) コンパクトな機構をもち軽量で携行に便利なこと。
- (ii) 特別のクランプ装置により測点移動、測定操作が容易なこと。
- (iii) 高感度と直線性を有し測定範囲が広いこと。
- (iv) 長時間に亘って安定性を有すること。

その諸元は表-2に示す。

表-2 電磁式地震計諸元
(保坂振動計器製作所製)

項 目	水平地震計	上下地震計
寸 法	12×28×18cm	12×25×24cm
重 量	11kg	10kg
固有周期	1sec	1sec
振子慣性率	$1.84 \times 10^5 \text{gr} \cdot \text{cm}^2$	$1.84 \times 10^5 \text{gr} \cdot \text{cm}^2$
振子質量	2.5kg	2.3kg
振子等価長	10.2cm	10.2cm

振動の記録に際しては上記地震計と特殊抵抗箱および電磁オシログラフを組合せて用いるが、記録紙上の振幅から振動測定物の実際の諸現象を求めるには使用した計器類の性能によって次の諸式により求められる。

$$\text{変位 } a = \frac{w}{4.145 \times n \times B \times C \times S_g} \quad (\text{mm})$$

$$\text{速度 } v = \frac{w}{6.6 \times B \times C \times S_g} \quad (\text{kine})$$

$$\text{加速度 } A = \frac{w \cdot n}{1.050 \times B \times C \times S_g} \quad (\text{gal})$$

但し w : 記録振幅 (mm)

n : 振動数 (c/s)

B : 感度切換 (1, 5/5, 1/25, 1/125)

C : 振動倍率補正值

S_g : オシログラフのガルバノメータ感度 (mm/mA)

なお C は次式により求められる。

$$C = \frac{1}{\sqrt{(u^2 - 1)^2 + 4h^2u^2}}$$

但し $u = n_0/n$, n_0 : 地震計の固有振動数 (c/s)

n : 被測定物の振動数 (c/s)

h : 制振度

C の計算において $n_0 = 1$, $h = 0.7$ が与えられると $n = 2$ の時 $C \approx 1.03$, $n = 2.5$ の時 $C \approx 1.01$ であるので $n = 2.5$ 以上であれば $C \approx 1$ としてよい。従って $B = 1$ した場合の使用地震計の記録換算式は上式に所要の数値を代入して得られる。上下方向地震計 (以下 V_m と略記する) に接続したガルバノメータの感度 $s_g = 17 \text{mm/mA}$, 水平方向地震計 (以下 H_m と略記する) に接続したガルバノメータの感度 $s_g = 17.4 \text{mm/mA}$ であるから、 V_m に対して

$$a = \frac{1}{70.465} \cdot \frac{w}{n} \quad (\text{mm})$$

$$A = \frac{1}{17.85} \cdot w \cdot n \quad (\text{gal})$$

H_m に対して

$$a = \frac{1}{72.123} \cdot \frac{w}{n} \quad (\text{mm})$$

$$A = \frac{1}{18.27} \cdot w \cdot n \quad (\text{gal})$$

となる。

〔3〕加振方法

起振機はスパン中央左岸よりの橋幅中心に設置したがその位置の詳細は図-2に示す通りである。床版の表面には若干の凹凸があったがライナーを挿入してがたを生じないようにした。加振方法は振動特性の把握の目的から次のように起振機の運転をした。

- a 低振動数から漸次高振動数に連続して運転する。
- b 第1次共振振動数を見出して運転を停止する。
- c 最高回転数において運転を停止する。
- d 第1次共振振動数を持続する。

測定には a は運転中継続し, b, c は運転停止後行い, d は所要の振動数になってから数秒行った。

〔4〕測定方法

固有振動数, 対数減衰率, 共振曲線及び減衰係数等を求めるには加振方法 a, b, c の状態において地震計を或特定の位置に設置して測定することにした。その位置は圧縮壁 (Druckwand) と云れる支柱とスパン中心間の中央すなわちスパン中心より左岸側へ 12.8m のところで測側主桁上とした。振幅の分布状況を求めるには加振方法 d の状態にて地震計を移動させることにした。電磁

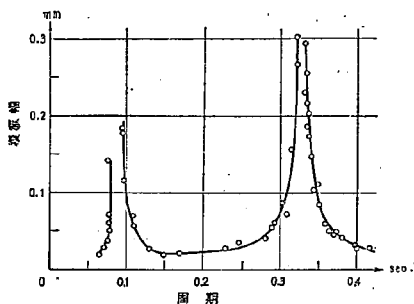


図-5-1 上下方向共振曲線

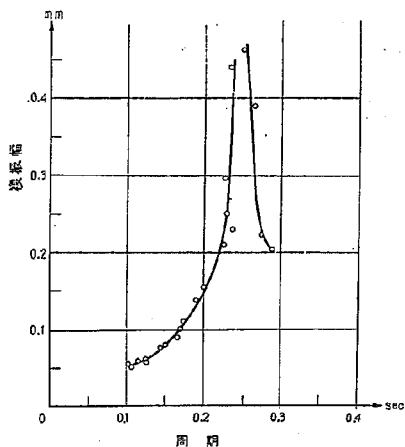


図-5-2 水平方向共振曲線

土ツシログラフや特殊抵抗箱は左岸橋台から約10mの所にある神奈川県事務所に設置し橋上と常に連絡をとりつつ測定器類の操作を行うことにした。測定器は水平、上下各2台の地震計を用いた。

〔5〕測定結果並びに所見

本橋の構造上左右半スパンの振動現象の相異が予想されたが上下の加振に対しては左右半スパンとも同じ位相で略々一致した振動を示したが水平の加振に対しては起振機のある左半スパンの振動に対して右半スパンの振動は殆んど認められなかった。

(i) 共振曲線

共振曲線を描くためには加振方法のa及びcにより求めた記録を用いた。上下方向振動における共振曲線を図-5-1に示すが、共振時のピークは判然と測定することはできなかった。横軸に直角方向の水平振動における共振曲線は図-5-2に示す。この場合の共振時のピークは測定できなかった。

(ii) 固有振動周期

固有振動周期は図-5-1, 2の共振曲線からも求められるが、1次については第1次共振状態に加振してから起振機の運転を停止して減衰自由振動を生ぜしめたものについて求めることにした。

上下方向の減衰自由振動周期を T_v とすれば、上記減衰波形を6点計測した結果すべて $T_v \approx 0.35$ 秒であった。

橋軸に直角の水平方向の減衰自由振動周期を T_H とすれば、上下同様減衰波形を6点計測し $T_H \approx 0.25$ 秒を得た。

(iii) 対数減衰率及び減衰係数

対数減衰率を求める記録は1次共振の状態に加振して

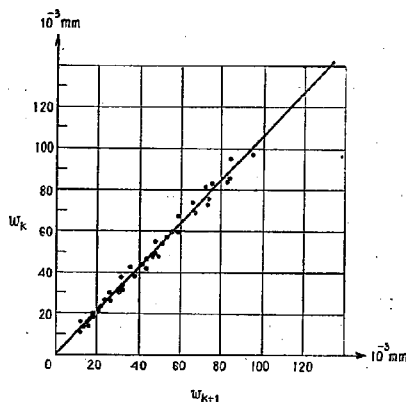


図-6-1 振幅読取図(上下)

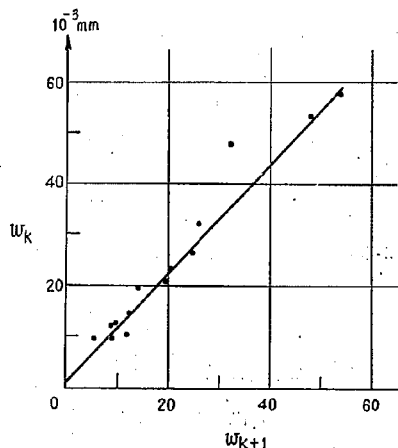


図-6-2 振幅読取図(水平)

表-3 P.C. 橋 の 振 動 特 性

橋名	星 野 橋	戸 川 橋	熊 山 橋	第1大戸川橋	上 松 川 橋	嵐 山 橋
項 目	星 野 橋	戸 川 橋	熊 山 橋	第1大戸川橋	上 松 川 橋	嵐 山 橋
所 在 地	横 浜 市	山 梨 県	岡 山 県	国 鉄 しがらき線	福 島 県	神 奈 川 県
振 動 方 向	上 下	上 下	上 下	上 下	上 下	上 下 水 平
スパン長(m)	17.44	25.00	29.60	30.00	39.60	11.9+51.2+11.9
桁 数	5	5	4	4	6	2
桁 高(m)	0.90	1.20	1.40	1.30	1.65	3.75~1.30
斜 角	90°	75°38'	90°	90°	90°	90°
荷 重	20T	20T	14T	KS-12	20T	20T
固有周期T(秒)	0.204	0.204	0.333	0.294	0.400	0.333 0.250
減 衰 比 ν				1.043	1.040	1.045 1.075
固体摩擦項 $\rho_G(mm)$				0.098	0.0035	0.000 0.0005
対数減衰率 θ_d				0.042	0.039	0.044 0.072
減 衰 係 数 $\delta = \theta_d / T$ 秒 ⁻¹						0.133 0.283

から起振機の運転を停止して減衰振動を生ぜしめ減衰波形の良質なものの中から選んだ。

対数減衰率 θ を求めるには減衰波形の1周期を隔てた振幅を W_k, W_{k+1} とすれば次式の関係がある。

$$W_k = \nu \cdot W_{k+1} + \rho (1 + \nu)$$

ここに ρ は固体摩擦項 ν は固体摩擦がない場合に生ずべき減衰比である。図-6は $W_k, W_{k+1}, \dots$ を読み取ったもので、この直線の勾配から ν が与えられることになる。 ν の自然対数を対数減衰率とする。

上下振動による対数減衰率 θ_v は図-6-1に見るように直線は殆んど原点を通過しているので $\rho_v (1 + \nu_v) \approx 0$ 、また直線の勾配より $\nu_v = 1.045$ 、故に $\rho_v \approx 0$ また $\theta_v \approx 0.044$ となる。この θ_v を用いて次の関係より減衰係数を δ_v 求めることができる。すなわち

$$\theta_d = \frac{\delta}{T} \quad \therefore \delta = \frac{\theta_d}{T}$$

然るに $T_v = 0.33$ 秒であるから $\theta_v = 0.044$ を代入すれば、

$$\delta_v = 0.133/\text{秒}$$

次に橋軸に直角方向の水平振動に対しては図-6-2より $\rho_H (1 + \nu_H) = 0.001mm$ 、 $\nu_H = 1.075$ 故に $\rho_H = 0.0005mm$ 、 $\theta_H = 0.072$ 、よって $\delta_H = 0.288/\text{秒}$

以上の結果より Dywidag P.C. 橋とこれまで本邦で架設された P.C. 橋との特性を比較すれば表-3 のようになる。表-3 より嵐山橋は他の P.C. 橋に比し固有摩擦による減衰は極めて小さいが水平振動においては可成り大きい減衰性を有している。これは基礎地盤の影響によるものと思われる。

(iv) 振動変位の分布

振動変位の分布は図-7に示す。これは加振方法 d において地震計を移動させて求めたもので測定値に可成りの変動があり、数回の試験による上限、下限の線を示したものである。この図より圧縮壁 (Druckwand) と橋

台間の部分の振幅は可成り小さく、圧縮壁の変位は可成り大きく現れた。圧縮壁の面に垂直方向変位は圧縮壁の圧縮強度に対して悪影響を及ぼすものである。

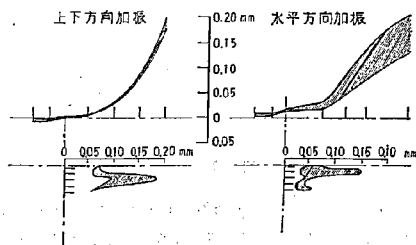


図-7 振動変位分布図

II 理論的に求めた Dywidag 方式 P.C. 橋——特に嵐山橋——の水平横方向振動特性とその耐震性に対する検討

Dywidag 方式 P.C. 橋として嵐山橋を例にとれば、本橋梁の上下動及び橋軸方向の水平地震については計算も容易であるので設計にも考慮されている。従って本文では上下動及び橋軸水平動についてはふれないことにする。これから取扱うのは設計にも考慮されていない橋軸に直角方向から来た水平地震の場合に対する問題である。

本橋梁の水平地震力に対する考慮は図-1に示すように橋軸方向に対するものとしては2本の主桁に通した Beton Pendel と呼ばれる錠着部分が分担し、橋軸に直角方向に対する力は主として Druckwand と呼ばれる支持壁により受持たれているようで両者に対して特別な配慮がなされていない。と言うのは2本の錠着棒群の強

度計算には桁の水平面内における回転角による影響を考慮されていない。このような直角方向の水平動地震が作用した時、Druckwandの効きはいか程であり、鍍着棒鋼にはいか程の力が作用するかは本橋梁の耐震性上重要な問題と思われる。以下理論解析に実測値を加味して耐震性を検討して見よう。

(1) 水平横振動に対する理論解

今橋軸に直角方向の水平動について考えれば橋桁の運動状態は嵐山橋の場合両岸との取付状態及び支持壁の支持状態により可成り大きな影響を受ける。解析に際しては全体を桁部と支持壁とに分割して考え、先づ桁部について考えると次のような運動の方程式を得る。

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[B(x) \frac{\partial^2 v_0}{\partial x^2} \right] + \rho A(x) \frac{\partial^2 v_0}{\partial t^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

但し減衰係数、断面の回転に対する抵抗等は無視し、 v_0 はY方向の変位を表わすものとす。また座標の取り方は図-8に示す。

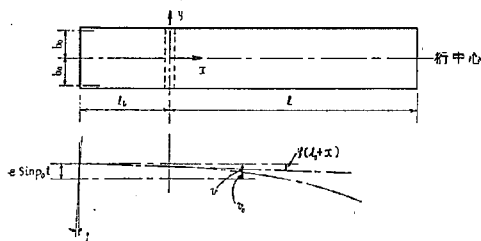


図-8

今 $e_0 \sin p_0 t$ なる水平動地震が橋軸に直角方向より作用した場合を考える。橋桁各部の変位はロッキングの影響を受けて次式のようになる。但しその際橋台と橋桁との間には $e_0 - e$ なる相対的な変位を生ずるものとす。然る時は、

$$v_0(x, t) = e \sin p_0 t - (l_0 + x) \varphi(t) - v(x_1, t) \quad \dots\dots\dots (2)$$

但し $\varphi(t)$: 橋台に対する橋桁の回転角

$v(x_1, t)$: 片持部の弾性変形量

今問題を取扱ひ易くするために桁を $-l_0 \leq x \leq 0$, $0 \leq x \leq l$ の2つの領域に分けて考え、かつ断面積及び曲げ剛性は各領域に於て一定とし、これらは各領域の重心における断面積及び曲げ剛性によって表わすものとす。しかる時は各部に生ずる力及び曲げモーメントは図-9

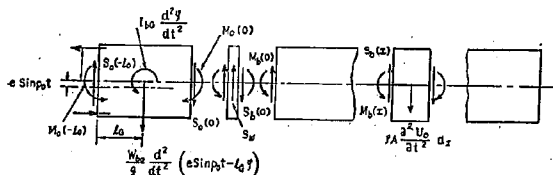


図-9

のようになる。

領域 I $-l_0 \leq x \leq 0$ に対して：

この領域は l_0 が小さいので曲げ及び剪断力による変形量は無視し、回転による変位のみを考える。曲げ及び剪断力によっても変位は生ずるが、これは橋台への鍍着棒鋼に対する取付剛性係数 K_0 (橋台に対して剪断変位も考慮せねばならぬ時は K_0 も考える。すなわち $S_0(-l_0) = K_0(e_0 - e)$) の中に含まれる。然る時はこの領域に対する部分は1つのブロックと考えることができる。これに地盤より作用するモーメント $M_0(-l_0)$ は

$$M_0(-l_0) = 2 K_0 b_0^2 \varphi(t)$$

この部の運動方程式は、

$$I_0 \frac{d^2 \varphi}{dt^2} + M_0(-l_0) = \frac{W b_0}{g} \frac{b^2}{dt^2} (e \sin p_0 t - l_0 \varphi) \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

$$S_0(-l_0) = \frac{W b_0}{g} \frac{d^2}{dt^2} (l_0 \varphi) + S_0(0) \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

(4-1) に (4-2) を代入して整理すれば、

$$\left(I_0 + \frac{W b_0}{g} l_0^2 \right) \frac{d^2 \varphi}{dt^2} + 2 K_0 b_0^2 \varphi = M_0(0) + S_0(0) l_0 - \frac{W b_0}{g} l_0 e p_0^2 \sin p_0 t \quad \dots\dots\dots (4-1)'$$

領域 II $0 \leq x \leq l$ に対して：

各部の単位長密度 ρA 、曲げ剛性 B を一定とすれば、(1)、(2) 両式より

$$\frac{\partial^4 v}{\partial x^4} + \frac{\rho A}{B} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = -\frac{\rho A}{B} \left\{ e p_0^2 \sin p_0 t + (l_0 + x) \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} \right\} \quad \dots\dots\dots (1)'$$

次に支持壁について考える。支持壁は地盤の水平動により地盤のひずみによる回転と弾性ひずみによる変位とを生ずる。しかし弾性ひずみを無視すれば次のような回転に対する運動の方程式を得る (弾性ひずみの影響は地盤支持剛性係数 K_w の中に含まれる。すなわち支持壁と桁との取付部における弾性変位を回転変位におきかえる)。

$$M_w 0 + I_w 0 \frac{d^2 \theta}{dt^2} = h_0 \frac{W_w}{g} \frac{d^2}{dt^2} \left\{ e_0 \sin p_0 t - h_0 \theta \right\} + S_w h + R_1 h \theta + W_w h \theta$$

$$\text{しかるに } M_w 0 = 2 \int_0^{p_0} K_w \theta y^2 dy = \frac{2}{3} K_w p_w^3 \theta$$

$$\therefore \left(I_w 0 + \frac{W_w}{g} h_0^2 \right) \frac{d^2 \theta}{dt^2} + \left(\frac{2}{3} K_w p_w^3 - R_1 h - W_w h \right) \theta$$

$$= S_w h - e_0 h_0 \frac{W_w}{g} p_0^2 \sin p_0 t \quad \dots\dots\dots (5)$$

しかるに橋桁と支持壁との接合部における変位は、

$$e_0 \sin p_0 t - h \theta = e \sin p_0 t - l_0 \varphi$$

$$\therefore h\theta = (e_0 - e) \sin p_0 t + l_0 \phi$$

よって(6)式は

$$\begin{aligned} & \left(I_w g + \frac{W_w}{g} h g^2 \right) \frac{d^2 \phi}{dt^2} + \left(\frac{2}{3} K_w b w^3 - R_l h + W_w h g \right) \phi = \left[\left(I_w g + \frac{W_w}{g} h g^2 \right) p_0^2 + \left(R_l h + W_w h g \right. \right. \\ & \quad \left. \left. - \frac{2}{3} K_w b w^3 \right) \right] \frac{e_0 - e}{l_0} - \frac{W_w}{g} \frac{h h g e_0}{l_0} p_0^2 \sin p_0 t \\ & \quad + \frac{h^2}{l_0} S_w \dots \dots \dots (5) \end{aligned}$$

次に橋桁と支持壁との接合部における力の釣合は

$$S_0(0) + S_w = S_b(0) \dots \dots \dots (6)$$

従って $(4-1)' \times h^2 + (5)' \times l_0^2$ に(6)を考慮すれば

$$\begin{aligned} & \frac{d^2 \phi}{dt^2} + \mu^2 \phi = \left[M_b(0) + l_0 S_b(0) \right] / I_G \\ & \quad + a_0 e_0 \sin p t \dots \dots \dots (7) \end{aligned}$$

但し

$$\begin{aligned} I_G &= I_{b0} + \frac{W_{b0}}{g} l_0^2 + \left(I_w g + \frac{W_w}{g} h g^2 \right) \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \\ \mu^2 &= \left\{ 2 K_w b w^3 + \left(\frac{2}{3} K_w b w^3 - R_l h - W_w h g \right) \right. \\ & \quad \left. \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \right\} / I_G \\ a_0 &= \left[\left(I_w g + \frac{W_w}{g} h g^2 \right) p_0^2 + R_l h + W_w h g \right. \\ & \quad \left. - \frac{2}{3} K_w b w^3 \right] l_0 \left(1 - \frac{e}{e_0} \right) \\ & \quad - \left(\frac{W_{b0}}{g} h^2 l_0 \left(\frac{e}{e_0} \right) + \frac{W_w}{g} h h g l_0 \right) p_0^2 \Big/ h^2 I_G \end{aligned}$$

次に(1)'にて $x/l = \xi$ とおけば

$$\begin{aligned} & \frac{\partial^4 v}{\partial \xi^4} + \frac{\rho A l^4}{B} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = - \frac{\rho A l^5}{B} \left[\varepsilon p_0^2 \sin p_0 t \right. \\ & \quad \left. + (\xi_0 + \xi) \frac{d^2 \phi}{dt^2} \right] \dots \dots \dots (8) \end{aligned}$$

但し $\varepsilon = e/l$, $\xi_0 = l_0/l$

よって v , ϕ は(7), (8)なる連立方程式を解けばよい。

上の二方程式より橋梁全体の水平横振動としては地震動による強制振動、領域(I)と支持壁とを一体と考えた場合のこの部の固有振動及び支持壁より中心よりの片持部の固有振動の3種が考えられるが、橋桁全体としての重心が支持壁取付部に近い事、二つの領域が一体である事等を考えれば橋全体は一体としてのロッキング振動を起すものと思われる。然る時は

$$\phi(t) = \phi_0 \sin p_0 t + \phi \sin p t \dots \dots \dots (9)$$

とおけば(8)より

$$\begin{aligned} & \frac{\partial^4 v}{\partial \xi^4} + \frac{\rho A l^4}{B} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = - \frac{\rho A l^5}{B} \left\{ \varepsilon - (\xi_0 + \xi) \phi_0 \right\} \\ & \quad p_0^2 \sin p_0 t - (\xi_0 + \xi) p^2 \sin p t \Big\} \end{aligned}$$

上の解として

$$v(\xi, t) = l \left[V_0(\xi) \sin p_0 t + V(\xi) \sin p t \right] \dots \dots \dots (10)$$

とおき、更に

$$\frac{\rho A l^4}{B} p_0^2 = \lambda_0^4, \quad \frac{\rho A l^4}{B} p^2 = \lambda^4$$

とおけば

$$\frac{d^4 V_0}{d\xi^4} - \lambda_0^4 V_0 = -\lambda_0^4 \left[\varepsilon - \phi_0 (\xi_0 + \xi) \right] \dots \dots \dots (11-1)$$

$$\frac{d^4 V}{d\xi^4} - \lambda^4 V = \lambda^4 \phi (\xi_0 + \xi) \dots \dots \dots (11-2)$$

よって

$$\begin{aligned} V_0(\xi) &= C_{01} \text{ch} \lambda_0 \xi + C_{02} \text{sh} \lambda_0 \xi + C_{03} \cos \lambda_0 \xi \\ & \quad + C_{04} \sin \lambda_0 \xi + \varepsilon - \phi_0 (\xi_0 + \xi) \dots \dots \dots (12-1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V(\xi) &= C_1 \text{ch} \lambda \xi + C_2 \text{sh} \lambda \xi + C_3 \cos \lambda \xi + C_4 \sin \lambda \xi \\ & \quad - \phi (\xi_0 + \xi) \dots \dots \dots (12-2) \end{aligned}$$

積分常数 C_{01} , C_1 は次の境界条件により求められる。

$$\xi = 0 \text{ にて } V_0 = V = 0, \quad \frac{dV_0}{d\xi} = \frac{dV}{d\xi} = 0$$

$$\xi = 1 \text{ にて } \frac{d^3 V_0}{d\xi^3} = \frac{d^3 V}{d\xi^3} = 0, \quad \frac{d^2 V_0}{d\xi^2} = \frac{d^2 V}{d\xi^2} = 0$$

よって

$$\begin{aligned} C_{01} &= -\phi_0 \left\{ F_1(\lambda_0) - 1 \right\} \xi + H_1(\lambda_0) \\ & \quad + \xi \left\{ F_1(\lambda_0) - 1 \right\} \\ C_{02} &= -\phi_0 \left\{ F_2(\lambda_0) - \frac{1}{\lambda_0} \right\} \xi_0 \\ & \quad + H_2(\lambda_0) + \varepsilon \left\{ F_2(\lambda_0) - \frac{1}{\lambda_0} \right\} \end{aligned} \quad (13-1)$$

$$\begin{aligned} C_{03} &= \phi_0 \left\{ F_1(\lambda_0) \xi_0 + H_1(\lambda_0) \right\} - \varepsilon F_1(\lambda_0) \\ C_{04} &= \phi_0 \left\{ F_2(\lambda_0) \xi_0 + H_2(\lambda_0) \right\} - \varepsilon F_2(\lambda_0) \\ C_1 &= -\phi \left\{ F_1(\lambda) - 1 \right\} \xi_0 + H_1(\lambda) \\ C_2 &= -\phi \left\{ F_2(\lambda) - \frac{1}{\lambda} \right\} \xi_0 + H_2(\lambda) \\ C_3 &= \phi \left\{ F_1(\lambda) \xi_0 + H_1(\lambda) \right\} \\ C_4 &= \phi \left\{ F_2(\lambda) \xi_0 + H_2(\lambda) \right\} \end{aligned} \quad (13-2)$$

但し

$$\begin{aligned} F_1(\lambda) &= \frac{1 + \text{ch} \lambda \cdot \cos \lambda - \text{ch} \lambda \cdot \sin \lambda}{2(1 + \text{ch} \lambda \cdot \cos \lambda)} \\ H_1(\lambda) &= \frac{\text{sh} \lambda \cdot \cos \lambda - \text{ch} \lambda \cdot \sin \lambda}{2\lambda(1 + \text{ch} \lambda \cdot \cos \lambda)} \\ F_2(\lambda) &= \frac{\text{ch} \lambda \cdot \sin \lambda + \text{sh} \lambda \cdot \sin \lambda}{2(1 + \text{ch} \lambda \cdot \cos \lambda)} \\ H_2(\lambda) &= \frac{1 + \text{sh} \lambda \cdot \sin \lambda + \text{ch} \lambda \cdot \cos \lambda}{2\lambda(1 + \text{ch} \lambda \cdot \cos \lambda)} \end{aligned}$$

以上求められた積分常数には ϕ_0 , ϕ を含んでいる。これらを知るには先づ図-9に示す M_b , S_b を ϕ_0 , ϕ を含んだ形で求める必要がある。よって

$$\begin{aligned} M_b(\xi, t) &= -B \frac{\partial^2 v_0}{\partial x^2} = B \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \frac{B}{l^2} \frac{\partial^2 v}{\partial \xi^2} \\ &= \frac{B}{l^2} \left\{ \lambda_0^2 (C_{01} \text{ch} \lambda_0 \xi + C_{02} \text{sh} \lambda_0 \xi - C_{03} \cos \lambda_0 \xi \right. \\ & \quad \left. - C_{04} \sin \lambda_0 \xi) \sin p_0 t + \lambda^2 (C_1 \text{ch} \lambda \xi + C_2 \text{sh} \lambda \xi \right. \\ & \quad \left. - C_3 \cos \lambda \xi - C_4 \sin \lambda \xi) \cdot \sin p t \right\} \dots \dots \dots (14-1) \end{aligned}$$

$$S_b(\xi, t) = - \frac{\partial M_b}{\partial x} = - \frac{B}{l^2} \frac{\partial^3 v}{\partial \xi^3}$$

$$= - \frac{B}{l^2} \left\{ \lambda_0^3 (C_{01} \text{sh} \lambda_0 \xi + C_{02} \text{ch} \lambda_0 \xi + C_{03} \sin \lambda_0 \xi \right.$$

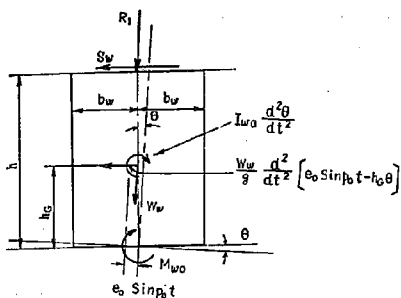


図-10

$$-C_0 \cos \lambda_0 \xi \sin p_0 t + \lambda^3 (C_1 \sinh \lambda \xi + C_2 \cosh \lambda \xi + C_3 \sin \lambda \xi - C_4 \cos \lambda \xi) \sin p_0 t \quad (14-2)$$

$$\therefore M_b(0, t) = \frac{B}{l} \left[\lambda_0^3 (C_{01} - C_{03}) \sin p_0 t + \lambda^3 (C_1 - C_3) \sin p_0 t \right] \quad (14-1)'$$

$$S_b(0, t) = -\frac{B}{l} \left[\lambda_0^3 (C_{02} - C_{04}) \sin p_0 t + \lambda^3 (C_2 - C_4) \sin p_0 t \right] \quad (14-2)'$$

よって(10), (14-1)', (14-2)'を(7)式に代入すれば

$$\sin p_0 t \text{ の係数: } \phi_0 (p_0^2 - \mu^2) + \frac{B}{I_g} \frac{\lambda_0^2}{l} [C_{01} - C_{03} - \xi_0 \lambda_0 (C_{02} - C_{04})] + a_0 e_0 = 0 \quad (15-1)$$

$$\sin p_0 t \text{ の係数: } \phi (p^2 - \mu^2) + \frac{B}{I_g} \frac{\lambda^2}{l} [C_1 - C_3 - \xi_0 \lambda (C_2 - C_4)] = 0 \quad (15-2)$$

従って(15-1)に(13-1)を代入すれば ϕ_0 は次の形にて求められる。

$$\phi_0 = -\frac{M(\lambda_0) + a_0}{L(\lambda_0)} e_0 \quad (16)$$

但し

$$L(\lambda_0) = p_0^2 - \mu^2 - \frac{B}{I_g} \frac{\lambda_0^2}{l} \left[\xi_0 \left\{ 2F_1(\lambda_0) - 1 \right\} + 2H_1(\lambda_0) - \xi_0 \lambda_0 \left\{ \xi_0 \left\{ 2F_2(\lambda_0) - \frac{1}{\lambda_0} \right\} + 2H_2(\lambda_0) \right\} \right]$$

$$M(\lambda_0) = \frac{B}{I_g} \frac{\lambda_0^2}{l} \frac{e}{e_0} \left[2F_1(\lambda_0) - 1 - \xi_0 \lambda_0 \left\{ 2F_2(\lambda_0) - \frac{1}{\lambda_0} \right\} \right]$$

(15-2)に(13-2)を代入すれば未知数 λ (又は円振動数 P)を決定する式

$$L(\lambda) = p^2 - \mu^2 - \frac{B}{I_g} \frac{\lambda^2}{l} \left[\xi_0 \left\{ 2F_1(\lambda) - 1 \right\} + 2H_1(\lambda) - \xi_0 \lambda \left\{ \xi \left\{ 2F_2(\lambda) - \frac{1}{\lambda} \right\} + 2H_2(\lambda) \right\} \right] = 0 \quad (17)$$

を得る。(17)の正根を小さい方から大きい方へ順次 $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \dots$ としこれらに対応する ϕ を $\phi_1, \phi_2, \phi_3, \dots$ と表わし、(16), (18)を考慮すれば(10)式より

$$V(\xi, t) = -[\phi_0 U_1(\lambda_0 \xi) - \xi U_2(\lambda_0 \xi)] \sin p_0 t - \sum_{i=1}^{\infty} \phi_i U_1(\lambda_i \xi) \sin p_i t \quad (18)'$$

但し

$$U_1(\lambda \xi) = \left\{ \xi_0 \left\{ F_1(\lambda) - 1 \right\} + H_1(\lambda) \right\} \cosh \lambda \xi + \left\{ \xi_0 \left\{ F_2(\lambda) - \frac{1}{\lambda} \right\} + H_2(\lambda) \right\} \sinh \lambda \xi - [\xi_0 F_1(\lambda) + H_1(\lambda)] \cos \lambda \xi - [\xi_0 F_2(\lambda) + H_2(\lambda)] \sin \lambda \xi + \xi_0 + \xi$$

$$U_2(\lambda \xi) = \left\{ F_1(\lambda) - 1 \right\} \cosh \lambda \xi + \left\{ F_2(\lambda) - \frac{1}{\lambda} \right\} \sinh \lambda \xi + 1 - F_1(\lambda) \cos \lambda \xi - F_2(\lambda) \sin \lambda \xi$$

(18)'に含まれる ϕ_i の決定にはノーマル関数の直交性を利用する。すなわち初期条件より

$$t=0 \text{ にて } V = -\frac{\partial V}{\partial t} = 0$$

とすれば(18)'より

$$p_0 [\phi_0 U_1(\lambda_0 \xi) - \xi U_2(\lambda_0 \xi)] + \sum_{i=1}^{\infty} p_i \phi_i U_1(\lambda_i \xi) = 0$$

よって

$$\phi_i = \frac{p_0}{p_i} \frac{\int_0^1 [\xi U_2(\lambda_0 \xi) - \phi_0 U_1(\lambda_0 \xi)] U_1(\lambda_i \xi) d\xi}{\int_0^1 U_1^2(\lambda_i \xi) d\xi} \quad (19)$$

[2] 数値計算例—嵐山橋の振動性状と耐震性

以上の数値計算例として嵐山橋を例に取り、その振動性状を求め、耐震性を調べて見る事にする。そのためには先づ振動方程式(17)より λ (又は円振動数 P)を求める必要がある。然るに嵐山橋の各数値の概略は(図-11 参照の事)

$l_0 = 11.9 \text{ m}$	$W_{b0} = 150.7 \text{ t}$
$l_a = 6.4 \text{ m}$	$W_w = 112.13 \text{ t}$
$l = 25.6 \text{ m}$	$R_1 = 666.12 \text{ t}$
$b_0 = 2.2 \text{ m}$	
$b_w = 2.6 \text{ m}$	$I_g = 1298 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$
$h = 15.0 \text{ m}$	$I_{bg} = 2108 \text{ t} \cdot \text{m}^2$
$h_0 = 6.0 \text{ m}$	$I_{wg} = 3017 \text{ t} \cdot \text{m}^2$
$t_{w0} = 2.0 \text{ m}$	$B = 5.550 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m}^2$

次に橋台に対する主桁の鍍着鋼棒の剛性係数 K_b および支持壁の地盤反力係数 K_w は

$$K_b = k_b \cdot A_b = 10,000 \times 15.93 \text{ kg/cm} = 159.3 \text{ t/cm}$$

$$K_w = k_w \cdot t_{w0} = 200 k_w \text{ kg/cm}^2$$

とし、 $\rho = 7/g = 0.245 \text{ t} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$ とす。桁の重心 $x = 5.52 \text{ m}$ における橋桁断面積 $A = 3.92 \text{ m}^2$ 、従って

$$\rho A^2 / B = 7.425 \times 10^{-3} \text{ s}^2$$

$$B / I_g = 4.275 \times 10^{-4} \text{ m/s}^2$$

表-5

$$X(\lambda) = (p^2 - \mu^2) / \frac{B}{I_G} \text{ の 値} \quad k_W: \text{単位 kg/cm}^3$$

$\lambda \backslash k_W$	25	50	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300
0	-0.008	-0.015	-0.028	-0.054	-0.081	-0.107	-0.134	-0.161	-0.187	-0.215	-0.240	-0.265	-0.290	-0.319	-0.345
0.2	-0.008	-0.015	-0.028	-0.054	-0.081	-0.107	-0.134	-0.161	-0.187	-0.215	-0.240	-0.265	-0.290	-0.319	-0.345
0.4	-0.008	-0.015	-0.028	-0.054	-0.081	-0.107	-0.134	-0.161	-0.187	-0.215	-0.240	-0.265	-0.290	-0.319	-0.345
0.6	-0.008	-0.014	-0.027	-0.054	-0.081	-0.107	-0.134	-0.161	-0.187	-0.214	-0.238	-0.264	-0.289	-0.319	-0.345
0.8	-0.007	-0.013	-0.027	-0.053	-0.080	-0.106	-0.133	-0.160	-0.186	-0.214	-0.237	-0.262	-0.289	-0.318	-0.344
1.0	-0.005	-0.011	-0.025	-0.051	-0.078	-0.104	-0.131	-0.158	-0.185	-0.210	-0.236	-0.260	-0.288	-0.318	-0.343
1.4	0.004	-0.003	-0.016	-0.042	-0.068	-0.095	-0.122	-0.149	-0.180	-0.200	-0.228	-0.252	-0.280	-0.312	-0.335
1.8	0.025	0.018	0.005	-0.021	-0.048	-0.074	-0.101	-0.128	-0.166	-0.180	-0.208	-0.235	-0.260	-0.288	-0.310
2.2	0.066	0.058	0.046	0.019	-0.007	-0.034	-0.060	-0.087	-0.111	-0.138	-0.162	-0.188	-0.218	-0.248	-0.268
2.6	0.136	0.129	0.116	0.089	0.063	0.036	0.010	-0.017	-0.040	-0.065	-0.088	-0.122	-0.140	-0.172	-0.198
2.8	0.185	0.179	0.165	0.139	0.112	0.086	0.059	0.032						-0.125	
3.0			0.227	0.201	0.174	0.148	0.121	0.094						-0.065	
3.5								0.314						0.155	
4.0								0.648						0.485	
4.5								1.138						0.970	
5.0								1.800						1.640	
5.5								2.715						2.550	

従って本橋梁の固有振動数或は固有周期は図-12における $X(\lambda)$, $Y(\lambda)$ 両曲線の交点として求める事が出来る。これらの交点 λ の値は支持壁の基礎地盤反力係数 k_w 或は又 μ^2 の値により変化する。殊に 1 次の場合には図-12 より分るように k_w の大小により可成り広範に變化し、 λ_1 と k_w との間には同図の $\lambda-k_w$ 曲線に示すような関係がある事が分る。我々は前節 I に示すように嵐山橋に対する振動実験により桁の水平振動に対する 1 次の固有周期として $T_{H1} \approx 0.25$ s を得た。これは λ_1 に直せば $\lambda_1 \approx 1.472$ である。従って λ_1-k_w 曲線より

$$\lambda_1 = 1.472 \rightarrow k_w \approx 1200 \text{ kg/cm}^3$$

である事が分る。従って嵐山橋の支持壁の動的基礎地盤反力係数 k_w は橋台に対する橋桁の水平取付剛性 (K_b) 及び支持壁等の慣性能率によっても多少の差異に生ずるが振動試験と本理論解析の結果により

$$k_w \approx 1200 \text{ kg/cm}^3$$

である事が判明したわけである。よって 1 次、2 次……等の固有周期 $T_1, T_2, \dots$ は図-12 より

$$\lambda_1 = 1.472 \rightarrow T_1 = 0.25 \text{ s}$$

$$\lambda_2 = 2.96 \rightarrow T_2 = 0.062 \text{ s}$$

⋮

⋮

のように求められる。このように $k_w = 1200 \text{ kg/cm}^3$ のような支持剛性を有する橋桁に水平横方向正弦波の地震が作用した場合、橋桁全体としての重心は支持壁より中

央よりあるので (図-11 参照) 橋桁が耐震性を有するためには橋台と橋桁との取付強度がこの取付部に作用する力 P_0 に耐えねばならぬ。今 P_0 を求めて見る。そのためには

$$M_0(-I) = 2K_b \cdot b_0^2 \varphi(t) = P_0 \cdot x_{2b_0}$$

故に

$$P_0 = K_b \cdot b_0 \varphi(t) = 159.3 \times 220 \varphi = 3.505 \times 10^4 \varphi \text{ ton} \dots\dots\dots (9)$$

であるから動揺振幅を $\varphi(t)$ 求めれば P_0 が決定される。然るに架設地点の岩盤は相当堅いので卓越周期は 0.1 秒以下であると思われる。今 $e = e_0$ とし地震動の周期或は λ_0 と偏角 ϕ_0, ϕ_1 との関係を (9) 及び (10) より求めて見れば、表-6 及び図-13 のようになる。尚表-6 には地震動の振幅 e_0 と震度との関係も同時に示す事にした。図-13 より分るように ϕ_0 は共振点 $\lambda_1 = 1.472, \lambda_2 = 2.960 \dots\dots$ を除けば極めて小さいが、誘導動揺幅 ϕ_1 は λ_0 値により可成りの変動があり、特に $\lambda_0 = 1.472, 2.960 \dots\dots$ では ϕ_0 同様に無限大となる。今卓越周期に比較的近い $T_0 = 0.060$ 秒および 0.065 秒について考えるに、これらの点は共振点でないので ϕ_0 の項を無視すれば、振幅 ϕ は $\varphi \approx \varphi_1 = 9.17 e_0 \dots\dots\dots T_0 = 0.060 \text{ 秒}$
 $= 5.15 e_0 \dots\dots\dots T_0 = 0.065 \text{ 秒}$

今地盤震度を 0.2 に抑えれば地盤振幅 e_0 は

$$e_0 = 0.25 \times \frac{0.2}{0.279} = 0.185 \text{ mm} = 1.85 \times 10^{-4} \text{ m}$$

表-6 地震動周期 T_0 , 振幅, 震度との関係

$T_0(\text{s})$	λ_0	ϕ_0/e_0	ϕ_1/e_0	震 度 $e_0 \text{ m}^2/\text{g}$					
				$e_0 \text{ (mm)}$					
				0.05	0.1	0.25	0.50	1.0	2.0
0.50	1.042	-0.006	0.0643					0.016	0.032
0.324	1.344	-0.0487	0.147					0.038	0.077
0.28	1.391	-0.079	0.183					0.051	0.102
0.25	1.472	∞	∞					0.064	0.129
0.24	1.502	0.294	-0.265					0.070	0.139
0.23	1.535	0.143	0.004					0.076	0.152
0.22	1.570	0.097	0.042				0.042	0.083	0.166
0.18	1.740	0.044	0.109				0.062	0.124	0.248
0.14	1.970	0.027	0.142			0.051	0.102	0.205	0.410
0.10	2.327	0.008	0.024		0.046	0.100	0.201	0.402	
0.08	2.602	-0.027	-1.204	0.031	0.063	0.157	0.314		
0.07	2.782	-0.102	-3.100	0.041	0.082	0.205			
0.065	2.880	-0.195	5.150	0.475	0.095	0.238			
0.06	3.000	0.238	9.170	0.055	0.112	0.279			
0.05	3.291	0.148	7.705	0.080	0.161				
0.04	3.680	0.097	7.572	0.125	0.251				
0.03	4.249	0.073	10.832	0.225					

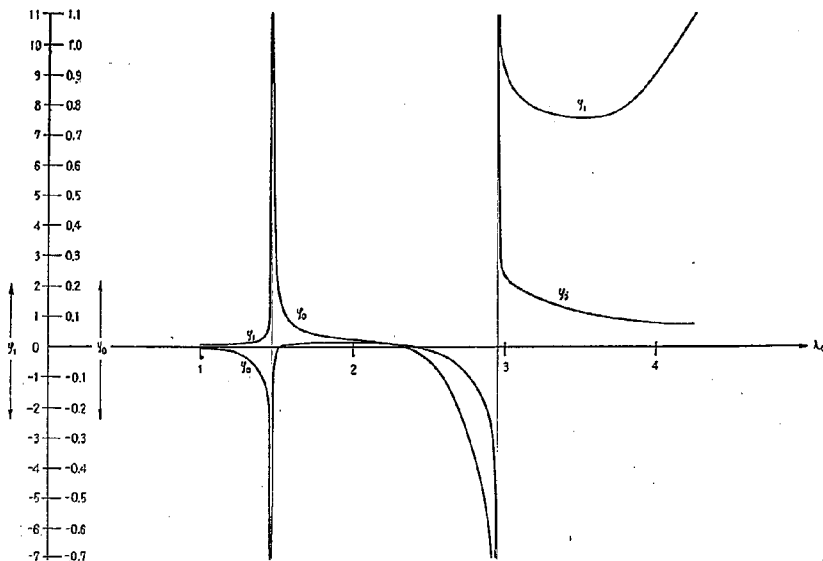


図-13

$$\begin{aligned} & \dots\dots\dots T_0 = 0.060 \text{ 秒} \\ & = 0.25 \times \frac{0.2}{0.238} = 0.210 \text{ mm} = 2.10 \times 10^{-4} \text{ m} \\ & \dots\dots\dots T_0 = 0.065 \text{ 秒} \end{aligned}$$

従って(9) 式より

$$\begin{aligned} P_0 &= 3.505 \times 10^4 \times 9.17 \times 1.85 \times 10^{-4} = 59.3 \text{ ton} \\ & \dots\dots\dots T_0 = 0.060 \text{ 秒} \\ & = 3.505 \times 10^4 \times -5.15 \times 2.10 \times 10^{-4} = -38.0 \text{ ton} \\ & \dots\dots\dots T_0 = 0.060 \text{ 秒} \end{aligned}$$

尚橋軸方向に地盤震度 0.2 が作用する場合、桁の全重量 W は $W \approx 435 \text{ t}$ であるから鉸着鋼棒に作用する地震荷重は $0.2 W \approx \pm 87.0 \text{ t}$

である。従って 1 本の鉸着部に作用する力は 43.5 t である。従って橋軸方向よりもこれに垂直方向に作用する地震の場合が危険である事が分る。

Ⅲ む す び

片持部が可成り大きい Dywidag 方式 P.C. 橋の振動特性特に地震時の性状を実橋を例に取り調べて見たが、この耐震性に及ぼす要素は構造的に見て可成り複雑であり、地盤の支持剛性の影響は極めて大きい。又耐震性の検討は橋軸方向よりはむしろこれに垂直方向の場合に対して重視すべきである事が判明した。

土 壤 コ ロ イ ド に 関 す る 研 究 (第5報)

長野県茶臼山地にり地帯土壌コロイドの電子
顕微鏡による観察, 赤外線吸収スペクトルお
よび既報の総括

(昭和 35 年 10 月)

有 泉 昌*

目 次

1 電子顕微鏡による観察	
[1] 粘土鉱物と電子顕微鏡	(1)
[2] 試料および実験方法	(2)
[3] 実験結果と検討	(2)
[4] 要 約	(5)
2 赤外線吸収スペクトル	
[1] 粘土鉱物の赤外線吸収スペクトル	(6)
[2] 試料および実験方法	(7)
[3] 実験結果と検討	(7)
[4] 要 約	(11)
3 本 研 究 の 総 括	
[1] 土壌コロイド中の粘土鉱物の同定	(11)
[2] コロイドの組成鉱物間の相関性	(13)
[3] 茶臼山地帯における粘土鉱物の分布	(14)

1 電子顕微鏡による観察

[1] 粘土鉱物と電子顕微鏡

粘土鉱物研究の方法としてはすでに報告した X 線分析, 示差熱分析, 化学分析が用いられる外に電子顕微鏡による観察, または電子線の回折方法がある。粘土鉱物は多くは 1μ 以下の鉱物であり, 一般の光学顕微鏡の分解能の限界外にあるので, 光学的性質を測定することが困難であるし, その形態の測定も困難である。顕微鏡の分解能は波長が小さくなるほど大きくなり, 電子波の波長は電子に対する加速電圧で任意に定まり, 10KV の加速電圧で $0.12\text{\AA}$ の波長となる。したがって電子波を利用すれば著るしく分解能を高めて, 光学顕微鏡では不可能な微細な物体の形態を明瞭に識別することが可能となる。電子波は電場および磁場でその方向を変えうるので, 電子波を電磁場を通して電子線束とすることができる。この場合電場または磁場は適当に調整すれば, 光学顕微鏡のレンズに該当する電子レンズとなる。この電子レンズを適当に組み合わせて電子顕微鏡が造られる。1938年に電子顕微鏡が出現して以来年々技術的進歩が見られ, 現在では光学顕微鏡の分解能1500倍に対し1,500,000倍に

達し, その操作も簡単化し信頼度が大きくなり, 特に我国は世界の指導的立場にある。

電子顕微鏡は粘土等の微細物質の形態の観察に用いられる外に, 結晶格子による電子線の回折を利用して結晶構造の解析が可能となることは X 線の場合と同じである。ただ電子回折は X 線回折ほど完成されたものではない。しかし電子回折を電子顕微鏡下に認めた特定物体に試み, 両者を対応させることは電子顕微鏡の特色であるといえる。なお電子顕微鏡の詳細な機構, 機能, 操作および写真撮影技術上の諸問題については, ここではふれないのでそれぞれ専門の書物を参照されたい。

粘土鉱物の電子顕微鏡による観察は最初に Ardenne 等¹⁾, Bitel 等²⁾ によりカオリナイト, モンモリロナイトについて行われ, ついで Humbert, Shaw 等³⁾⁴⁾ により各種の粘土鉱物の形態について, さらに Alexander 等⁵⁾ Bates 等⁶⁾ によりハロイサイトと加水ハロイサイトの構造について研究され, この間多数の研究者により研究され, これらの電子顕微鏡写真は Kerr 等⁷⁾ により American Petroleum Institute, Project 49, Clay Mineral Standard に集録されておる。電子顕微鏡について指導的立場にある我国では早くから多くの研究が行われてお

*地質化学部長

り、特に窯業原料としての多くの国産粘土の電顕写真が河島等⁹⁾水渡¹⁰⁾により集録されている。なお電子顕微鏡を利用した須藤等¹⁰⁾の研究の外に多数の報告がある。

電顕観察による粘土の形態について明らかにされている結果をつぎに簡単にのべる。

カオリナイト：

カオリナイトは結晶度が良好の場合は六角板状であり、一方向に伸長することもある。結晶度がよくないときは余り明確でない六角板状で、結晶のエッジがまる味を持ち、輪郭がぼやけることがある。結晶度のよいものは概して結晶が大きい傾向がある。粒径は $0.3 \sim 4 \mu$ 、厚さは $0.02 \sim 0.5 \mu$ 程度である。しかし土壌コロイド等の場合は著しく微細であったり、それらの団粒体であったりして板状ではあるが定まった形を示さないのが一般である。

ハロイサイト：

ハロイサイトはカオリナイトと異なり管状を示す。管状を示すことについては Bates¹¹⁾の説明がある。ハロイサイトの管の外径は $0.04 \sim 0.19 \mu$ 、内径は $0.02 \sim 0.1 \mu$ 平均値でそれぞれ 0.07μ 、および 0.04μ である。したがって管の厚さは約 0.02μ 程度である。加水ハロイサイトはハロイサイトと大体同じであるが管の端がはじけている場合があるし、一般にハロイサイトより結晶度が劣る。ハロイサイトおよび加水ハロイサイトの結晶度の低いものは、管状体が十分捲かれておらずむしろ不規則な形をした薄片状となる場合が多い。我国の加水ハロイサイトについての電子顕微鏡写真が須藤等¹²⁾により多数提出されている。

モンモリロナイト：

モンモリロナイトは無定形のふわふわした板状の形態を持ち、時には薄片状のものが集合してはっきりした輪郭のない物体となる。また特に結晶度のよいものは明確な六角板状的を示す。十分分散させれば個々の結晶まで分散しうると考えられ、最もうすいものは厚さ 2μ のものが知られている。モンモリロナイトの形態はその持っている交換性陽イオンにより相当支配されることが知られている。ノントロナイトは薄片状、針状を示す場合もあるが、長いうすい短冊状を示すことが多い。バイゼライト、サポナイト等はノントロナイトより無定形に近い薄片状でむしろ方向性を持たない結晶が集合し無定形な板状を示すことが多い。

イライト：

イライトは一般には不定形板状を示し、時には相当明確な六角板状を示すこともあり、それらの集合体である。その大きさは大体 $0.1 \sim 0.3 \mu$ である。時には短冊状を示したり、不規則だが明確な輪郭を示すものもある。イライトはモンモリロナイトに似るが、モンモリロナイトより輪郭が明確であり、大きく、厚い。

以上の外にアロファンは球形を示し、この球はやや角ばることがあり、また針状体が内部より突出し稜のイカ状を示すことが多い。¹²⁾ 繊維状を示すものにクンタイト、アタパルシタイト等がある。

電子顕微鏡は粘土の研究には有力な武器であるが、形態の測定に主眼が置かれるのであり、検鏡試料の造り方により粒子の集合程度が異なること、その視野は全試料の僅少部を代表すること、電子線の照射により試料の形態に変化が起ること、特殊形態の物体に注意が払われやすいこと等、電顕観察に当り注意を要する点である。形態の観察に当り金属蒸気等で陰影を造ることや、表面構造を見るためにレプリカで観察する等の技術も進歩してきている。

上に述べたように電子顕微鏡は粘土の形態学的研究に貢献することが著しい。しかし単に形態の観察のみでは結晶学的性質は知りえない点に一つの限界がある。この問題を解決するために、電顕視野に見られる個々の結晶に電子線を照射して生じる電子回折像をえて、結晶構造等に関する知識がえられる。しかしこの分野はX線による結晶構造の研究方法ほどには確立されておらず、今後の進歩が期待される。

〔2〕 試料および実験方法

(1) 試料：

試料は第一報～第三報に記載したものであり、何れも 1μ 以下の粒子であり、Ca粘土として分離されて風乾されたものである。

(2) 実験方法：

試料は始めふりかけ法により支持膜上に固着させたが分散不十分のものが多かったので、PH約9のアンモニア水中で約1時間分散させ、その1滴を支持膜上に付着させる。一部の試料については水中のみでの分散を割合多い試料を用いて、分散時間を変えてから試料支持膜上に付着させた。また一部の試料については分散媒としてワセリンを用い十分にぬりまぜて均一分散体をえて、これを支持膜上に付着させた。この報告では特に触れない場合はアンモニア水中での分散法を用いた。

電子顕微鏡は日本電子光学研究所製TEM-4型を用いた。電子顕微鏡用乾板タイプ3を用い、直接倍率を4,000～8,000として後に適当に引きのばした。

写真は少くも5視野についてえているが、最も多く共通して観察される場合はそのものを、種々異った像が見られる場合はそれらをも示すこととした。ここに示す写真は実験結果の一部である。また一部のものに電子回折を併用、アルミニウムを標準体として網面距離を算出した。

〔3〕 実験結果と検討

電子顕微鏡写真および一部の電子回折結果について検討する。

No.-1 (写真1-a, 1-b) :

本試料を10分間および72時間水中に浸漬し、その懸濁液よりえた電顕写真を1-aおよび1-bに示す。何れも大部分が0.2~0.4 μ 程度の粒径分布が均一なハロイサイトを認め、この外ふわふわしたゲル状物質と極めて薄い形の明瞭でない六角板状晶を少量認める。bの方が分散はよく、板状晶の方は0.1 μ 程度の大きさである。0.5 μ 以下の粒子についてはDTA曲線でモンモリロナイトの存在が推定されており、このゲル状物質等は恐らくモンモリロナイトと考えられる。aの視野の電子回折は粉末線を与え、網面間隙は次の値となる。

4.45(s), 2.50(s), 2.30(w), 1.68(m), 1.50(s)
1.28(w), 1.23(w)

No.-2 (写真2-a, 2-b, 2-c) :

本試料を10分間、12時間、24時間水中に浸漬し、その懸濁液よりえた電顕写真を2-a, 2-b, 2-cに示す。時間の経過と共によく分散している。写真より見られるものはNo.-1と大体同じであるが、管状結晶であるハロイサイトの量が少なく、しかも結晶は小さく結晶度もすぐれていないし、特に結晶度が良くなくゲル状物質に近いものも認められる。また多量に存在するゲル状物質と、薄い不規則な六角板状晶の外に一部の0.3 μ 程度の明瞭な板状結晶を見る。既報ですでにX線分析およびDTA曲線等よりモンモリロナイトとハロイサイトを認め、ハロイサイトの結晶度はよくないし、イライトの混在も推定できると報告しているが、電顕写真による観察結果も上の考え方と一致する。

No.-3 (写真3) :

本試料を12時間水中に浸漬して懸濁液よりえた電顕写真を3に示す。すでにこの試料はモンモリロナイトとハロイサイトよりなり、ハロイサイトは粒径分布が広く、結晶度もそれ程良好でないと考えた。写真より見ても2 μ 程度の棒状結晶から0.1 μ 程度の管状結晶まであり、小結晶の方は短冊状を示すものもある。この外に著るしくうすい不規則な板状でや短冊状物質、ゲル状物質を含有する。

No.-5 (写真5-a, 5-b) :

本試料の電顕写真を5に示す。長さ0.1~0.5 μ の短冊形結晶を認め、ハロイサイトまたは加水ハロイサイトと考えられ、その粒度分布は比較的せまい。うすい不規則板状晶またはゲル状物質がハロイサイトを団粒させている場合がしばしば見られる。少量のモンモリロナイトの存在が推定されており、これらゲル状物質と考えられる。

No.-6 (写真6-a, 6-b) :

本試料の電顕写真を6-aに示す。0.2 μ 程度の管状結晶が多量に認められる。この結晶は余り結晶度が良好ではなく、うすい短冊状または無定形板状晶およびゲル状物質と団粒を造っている。一部の管状晶の中心線上に密

度の大きい微小な粒状物質が見られる。この管状晶はX線分析等で認められるハロイサイトまたは加水ハロイサイトと考えられる。この外X線分析ではゲータイトを認め、Fe₂O₃も約12%であるが、電顕写真ではゲータイトを確認しない。この視野に見られる管状晶の集まりを電子回折した結果を写真6-bに示す。これより網面間隙(Å)として次の値をえた。

4.5(s), 4.1(s), 3.50(w), 2.70(w), 2.57(s)
2.45(m), 2.22(w), 1.80(w), 1.70(w), 1.49(m)
1.28(w), 1.24(w)

この結果よりゲータイトの存在を認めることができる

No.-8 (写真8-a, 8-b)

本試料をワセリン法で分散させた場合の電顕写真を8-aに示す。分散は十分でないが多くの無定形ゲル状物質の集合体と団粒した少量のハロイサイトを認める。無定形物質は繊維状物質の集まりである場合も認められ、この外に明らかに板状を示す結晶も見られる。X線分析DTA曲線ではモンモリロナイトとハロイサイトの存在が知られており、無定形物質はモンモリロナイトの集合体と考えられる。これらの集合体の電子回折写真を8-bに示す。回折線は粉末線を与え、網面間隙(Å)を求めれば次のようになる。

4.6(ss), 2.5(s), 1.67(w), 1.48(m), 1.27(w)
1.25(w)

No.-9 (写真9) :

本試料をワセリン法で分散させた場合の電顕写真を9に示す。少量のハロイサイトと考えられる管状結晶がゲル状物質につつまれて団粒しており、分散が不十分である。ゲル状物質は一部微小な繊維状物質よりなることが示されている。このゲル状物質はモンモリロナイトが主要な鉱物として知られているので恐らくモンモリロナイトと考えられる。外に方解石らしい正方形を示す結晶が見られる。

No.-10 (写真10-a, 10-b, 10-c, 10-d) :

本試料をワセリン法で分散させた場合の電顕写真を10-a, 10-b, 10-c, 10-dに示す。分散が不十分でありゲル状物質の集合体を認める外に棒状体と方解石らしい結晶も認める。すでにこの試料は主としてモンモリロナイトよりなり、一部のハロイサイトと方解石を含有することが知られているので、ここに見られるゲル状物質の集合体はモンモリロナイトと考えられる。10-bはしばしば視野の中に見られる針状結晶の集合体でハロイサイトらしく思われる。10-cは約1 μ , 10-dは約2 μ 程度の結晶で方解石と考えられる。

No.-12 (写真12-a, 12-b, 12-c, 12-d, 12-e) :

本試料の電顕写真を12-a, 12-b, 12-c, 12-d, 12-eに示す。12-aは視野に最も普通に見られ、結晶度の良好なハロイサイトとゲル状物質および棒状結晶とゲ

ル状物質の団粒体が見られる。この団粒体の周辺には繊維状物質が所々に見られ、ゲル状物質中にも極めてうすい短冊、繊維状、板状のものが見られる。このゲル状物質の電子回折写真は12-bに示すように粉末線を与え、その網面間隙($\text{\AA}$)は次のようであり、拡散した線を与える。

4.2~4.8 (ss), 2.4~2.6 (s), 2.16 (ww), 1.68(w), 1.46(m), 1.27~1.21(w) この外3.0近辺にハローを認める。これらの物質はモンモリロナイトと考えられる。

12-cはこの視野にしばしば見られ、径約50m μ 、長さ約0.5 μ 程度の紐状をした物質が、周辺に極めてうすい板状物質をもない交絡している状況を示す。この視野の電子回折写真は12-dに見られるような粉末線を与え、その網面間隙($\text{\AA}$)は次のようである。

4.4 (s), 3.1(m), 2.4~2.6(ss), 2.21(w), 1.67(w), 1.49(sbr), 1.29(w), 1.27(w)

この物質はモンモリロナイトの板状体の周辺がまかれたものと考えられ、それらの並び方は棒状に見えるときもあり、モンモリロナイトにしばしば見られるものである。すでにのべた試料でも分散が不十分のためにゲル状集合体の周辺に見られた繊維状または羽毛状物質は、このような形をしたモンモリロナイトと考えられる。

なおこの試料中には相当量の方解石の存在が知られているのであるが、電顕写真中にはその存在がはっきりとは認められない。ただ12-eに示したハロサイトの見られる視野でクロムシャドウ(汚)を施した場合に、方解石らしい結晶が左上方に見られる。

No-13 (写真13-a, 13-b, 13-c, 13-d) :

本試料の電顕写真を写真13-a, 13-b, 13-c, 13-dに示す。13-aは視野に最も一般的に見られ、ハロサイトとモンモリロナイトと考えられるゲル状または極めてうすい不規則板状体が見られる。この視野の電子回折写真は13-bに見られるような粉末線であり、網面間隙($\text{\AA}$)を求めれば次のようである。

7.0(m), 4.4(s), 3.6(m), 2.52(s), 2.16 (w), 1.63(m), 1.45(s), 1.27(w), 1.23(w)

ここに示すdの値の内7.0, 3.6は何れも斑点として見られるものよりの算出値であり、この回折線の一部はハロサイトによると考えられる。

また視野にはしばしば13-cに示す羽毛状物質が見られることはNo-12の場合と同じであり、モンモリロナイトと考えられ、その回折写真は13-dに見られるように2.4~2.6に著しく拡散した線を与えている。

No-14 (写真 14-a, 14-b, 14-c, 14-d, 14-e, 14-f) :

本試料の電顕写真を14-a, 14-b, 14-c, 14-eに示す。14-a, 14-b, 14-cはそれぞれ視野の中に同程度の割合で見られる。14-aでは粒径分布の広いハロサイ

イトとゲル状または極めてうすい不規則ないし屑辺のはっきりした板状体が見られる。外に方解石らしい形の結晶も見られる。この視野の電子回折は14-fに示されるように粉末線を与え、その網面間隙が次のような値となる。

4.42(s), 3.74(w), 2.53(s), 2.22(w), 1.67(m), 1.47(m), 1.27(w), 1.22(w)

14-bには少量のハロサイトと考えられる管状体とモンモリロナイトと推定されるうすい不定形板状体およびゲル状体が見られる。この外に両者の集合体が見られるが、相当量の微結晶が紐状に集合した物質も見られる。

14-c, c'には上にのべた集合体の構造が見られ、羽毛状体がゲル状物質で集合させられさらにそれらが鎖状に連なって環を造っている状況が見られる。このような状態にまで分散されない前は、それらが集まって紐状になっていると推定される様子が写真に示されている。この紐状体の電子回折写真は14-eに示す粉末線を与え、網面間隙は14-aの場合と殆んど同じである。この物質はモンモリロナイトと考える。14-dはNo-12, 13に見られたと同様に細い羽毛状結晶の網目構造にクロムシャドウを施したものであり、この羽毛状体は空間的屈曲を持つことが示され、回折線は14-dの場合と同じである。X線分析, DTA曲線ではモンモリロナイトを主とし、ハロサイトを含くみ、さらに少量の方解石が存在することが知られており、電顕観察の結果も上の結果と一致する。ただし紐状物質は一応モンモリロナイトと考えたが、今後研究を要する問題である。

No-16 (写真16-a, 16-b, 15-a) :

本試料の電顕写真を16-a, 16-bに示す。何れもゲル状物質、むしろイライトの形状に似たうすい不規則または不定形板状体、さらに塊状に結晶が集合したのが見られ、そのあるものは羽毛状結晶を含んでいる。外にまれにハロサイトと思はれる結晶と方解石らしい結晶が見られる。この視野の電子回折結果では何れもハローを与える。X線分析の結果では方解石と共にモンモリロナイト、カオリン鉱物が知られている。カオリン鉱物の結晶度は低く、著しく拡散した回折線は示すが明瞭な底面反射を示さず、ハロサイトと加水ハロサイトの混合層鉱物等の存在が推定されており、モンモリロナイトもエチレングライコール処理によって明瞭ではあるが拡散した線を与えることが知られている。電顕観察による結果と上にのべた結果を明確に結びつけることはできない。

なおNo-16と殆んど同じ組成と考えられる No-15試料の超音波による分散試料では球形物質が多く見られるが何に基づくか明らかでない。

No-18 (写真18-a, 18-b) :

本試料の代表的視野の電顕写真を18-aに示す。長さ

0.1 μ 程度の管状結晶, 無定形板状結晶, ゲル状物およびそれらの集合体が見られる。また18-bのように主にハロイサイトが中空軸の方向に多数集合して棒状になったと思はれる例も見られる。X線分析等で認められた方解石らしい形をもった結晶は見られない。18-c も a と同様であるが, 中央にやや丸味をおびた結晶が見られる。

No.-20 (写真20-a, 20-b, 20-c, 20-d, 20-e) :

本試料の電顕写真を20-a, 20-b, 20-c, 12-d, 12-eに示す。20-aは管状のハロイサイト, ゲル状物質, 著るしくうすい不定形をした板状結晶が見られる。X線分析等で知られる方解石は確認されないが, それらしいものも僅かに見られる。20-bにはゲル状物質が羽毛状物質より成る場合がよく示されており, すでにNo.-12等の試料でも見られた場合と同じである。モンモリロナイトが主要な組成成分であるし, このゲル状物質はモンモリロナイトと考えられ, これが十分に分散したときに極めてうすい板状品を与えるものと思はれる。この視野の電子回折写真を20-cに示し, 粉末線を与え, 網面間隙($\text{\AA}$)は次のようである。

4.4(s br), 2.50(s), 2.32(w), 1.70(w), 1.51(m)
1.28(w), 1.25(w)

20-dは極端にうすい板状品, ゲル状物質, 長方形の板状品を示す。長方形体の電子回折写真は20-eに示すようであり, 単位結晶の積み重ねに不規則性があることを示している。

No.-21 (写真21-a, 21-b, 21-c) :

本試料の電顕写真を21-a, 21-b, 21-cに示す。21-aは比較的明瞭な結晶形を示す方解石の結晶, 両端のほころびにやや屈曲した紐状物質が見られ, ハロイサイトらしい結晶は見られない。この外無定形板状または円味を持つ物質も見られる。この紐状体は羽毛状を示す微結晶の集合したものと考えられ, 十分分散すればNo.-12に見られると同様な像を与えるものと推定される。21-bは無定形板状品とゲル状物質が見られ, ゲル状の集塊中には微細な羽毛状体が存在することがうかがわれる。この視野に見られる比較的大きな板状体の電子回折写真を21-cに示す。この試料中にはモンモリロナイトと方解石の存在がすでに知られており, ハロイサイトは認められていない。回折写真は粉末線(3.34 $\text{\AA}$, 1.97 $\text{\AA}$)と斑点を与え, 斑点の方は対称性が少ないが粘土に共通の(hk)を与える。

No.-22 (写真22-a, 22-b, 22-c, 22-d) :

本試料の電顕写真を22-a, 22-b, 22-c, 22-dに示す。すでにモンモリロナイトと方解石が存在し, ハロイサイトは存在しないことが報告されている。22-aは不定形の塊状集合体, ゲル状物質, 板状体も見られ, ハロイサイトは見られないし, 方解石らしいものも見当らない。22-bには極めてうすい板状に広がったモンモリロ

ナイトと考えられるゲル状物質が見られる。この物質中には短冊状または板状をした結晶が見られる。また不定形の塊状体も見られ, モンモリロナイトの集合体と考えられる。ほかに方解石らしい結晶および短い棒状物質も見られ, この棒状体は両端のぼくれた様子を示している。22-cはまれに見られるうすい六角板状結晶を示し, その電子回折写真は22-dに示されるようにNパターンを示す。

No.-23 (23-a, 23-b, 23-c) :

本試料の電顕写真を23-a, 23-b, 23-cに示す。すでに報告したようにモンモリロナイトと方解石を認め, ハロイサイトは認めない。23-aは22-bと同じ像を与え, 不定形集塊状物質は羽毛状物質等が方解石等を含めて団粒組織を造っている様子が見られる。ハロイサイトは見られない。23-bにはすでに多くの試料に見られた不定形棒状を示し, 羽毛状物質の集合体と見られるもの示す。この外ふわふわしたモンモリロナイトと考えられるゲル状物質も見られる。棒状集合体の電子回折写真を23-cに示し, この結晶は繊維状の構造を取ることが示されるが, この結果からこの物質の同定はできない。

[4] 要約

電子顕微鏡による観察はすでに報告したX線回折, DTA曲線等よりえられた結果と大体合致するし, それらの結果より電顕観察結果を判定する資料もえられる。

観察した試料中に存在するハロイサイトは結晶度の高いものから低いものまであり, その大きさも0.1 μ 程度のものからさらに粒径分布の均一なもの不均一なものもある。また明瞭に管状を示さないものでもカオリナイトの板がまかれて管状を生成する前の状態と推定されるものが一部見られるし, 分散の十分でないためかモンモリロナイト等と緊密に団粒を造る場合もある。

モンモリロナイトは交換性イオンの種別により電顕による形態に相異があることが知られておるので, モンモリロナイトの判定は難かしい。この実験でもモンモリロナイトは色々な形をすることを認めている。すなわちふわふわしたゲル状のもの, その中に伸長した微少な板状に近い薄片の見られるもの, 板の一辺を軸として一部を捲いたもの, これらが多数集合して紐状になったもの, 羽毛状または繊維状のもの等が見られる。紐状になったもの等は加水ハロイサイト等と共に集合したものであろうし, 羽毛状の集合中にもハロイサイト等が見られるのが一般である。

ハロイサイト, 加水ハロイサイト, モンモリロナイト等の混合固相物の存在が推定されるものでは, イライトの電顕写真にしばしば見られるような不規則板状を示す視野が多く見られる。

試料中には方解石がしばしば存在するのであるが, 方解石として電顕視野中に見られるのは稀であり, 時に明

隙な結晶を認めるが多くは方解石と断定できるものは認めがたい。粘土の粒径内にある方解石は、本研究の対象より考えてその役割の重要性も推定されるのであるが、どのような形で存在するか明かにしえない。

ほかに箇かではあるがイライトらしいもの、まる味のあるゲル状の塊まり、密度の高い不定形結晶等も見られるが何であるか明かにしえない。

電子回折は制限視野の特定鉱物については殆んど実施していないので、一般に粉末線を与える。粘土鉱物は(001)により識別されやすいが、回折では(001)はえられない場合が多い。(kh)面よりの回折線はモンモリロナイトでもハロイサイトでも網面間隔(Å)として4.5, 2.5, 2.3, 1.7, 1.5, 1.3, 1.2を与えるので両者の区別は粉末線からは困難である。また回折よりゲータイトの存在を知りえたが、方解石の存在は知りえなかった。

電子顕微鏡による観察はX線回折、DTA曲線による方法の補足的な方法としては価値が大きいし、ここで取扱った試料のようにハロイサイト、モンモリロナイトを主要粘土鉱物とする場合には特に有効な方法と云える。電子回折は制限視野で行なうべきである。

(本報の一部は昭和27年4月日本化学会年会で報告した。

文 献

- 1) M. Ardenne, K. Endell, U. Hofmann
Ber. deut. Keram. Ges. 21[6], 209, 1940
- 2) W. Eitel, O. Redeczewski
Naturwiss. 28, 397, 1940
- 3) B. Shaw, R. Humbert
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 6, 146, 1941
- 4) C. Marshall, R. Humbert, B. Shaw, O. Caldwell
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 54, 149, 1942
- 5) L. Alexander, G. Faust, S. Hendricks, H. Insley
H. Mc Murdie, Am. Mineralogist 28, 1, 1943
- 6) T. F. Bates, F. A. Hildebrand, A. Swinefold
Am. Mineralogist 35, 463, 1950
- 7) D. W. Davis, T. G. Rochow, F. G. Rowe,
M. L. Fuller, P. F. Kerr, P. K. Hamilton
Amer. Petroleum Inst. Proj. 49, 1950
- 8) 河島千尋
窯業原料第2集, 学術図書, 1949
- 9) 水渡英二
電子顕微鏡写真集II “コロイドと粉体” 1954

10) 須藤俊男

Clay Mineral Bulletin 2, 96, 1954

11) S. Sudo, H. Takahashi, H. Matsui

Jap. J. Geol. Geograph. XXIV, 71, 1954

12) 高橋 浩

電子顕微鏡 4, 261, 1955

2 赤外線吸収スペクトル

〔1〕 粘土鉱物の赤外線吸収スペクトル

分子を構成する原子はそれぞれ分子内で静止するものでなく、振動をつづけている。この振動のために原子は原子間の距離を変えて周期的変位をつづけている。この振動の周波数は単位時間 当り 10^{13} ~ 10^{14} サイクルで赤外線周波数に匹敵する。このように双極子能率の変化にともなう振動は赤外線で輻射線の吸収を起させるのであり、したがって特定原子群についてそれぞれ特有の周波数の赤外線が吸収される。

双極子能率の変化のために振動が起るような物質の分子が赤外線の単色で照射されると、分子内の振動周波数に対応する周波数の赤外線が吸収され、吸収スペクトルがえられる。この吸収の位置はその物質について特有のものであり、分子構造に関する特性を示す資料を提供する。したがって赤外線吸収スペクトルは物質の同定に使用される。

赤外線吸収スペクトルは元来有機化合物の同定に有効な手段とされていたが、測定方法の一般化に困難があり、特殊な研究手段とされてきた。しかし戦後赤外線分光器が自記記録式化されて以来普通の実験室での測定機器として利用されるに至った。

粘土鉱物の同定に利用され始めたのは1950年頃からであり、いまだ検討されるべき多くの問題が残されているが、P. F. Kerr等により標準粘土鉱物に対する赤外線吸収スペクトルの資料が、Reference Clay Minerals, A. P. I. Research Project 49, Infrared Spectra of Reference Clay Minerals(H. H. Adler, P. F. Kerr, E. E. Bray, N. P. Stevens, J. M. Hunt, W. D. Keller, E. E. Pickett 等の実験資料)として集約されている。

これらの資料より粘土鉱物とそれに関連する鉱物の吸収特性を表-1に示す。なおこの表では吸着水による吸収、OH基による吸収である 1650cm^{-1} , 3500 ~ 3600cm^{-1} を省略してあるものもある。

表-1

粘土鉱物等の赤外線吸収位置 (波数/cm)

カオリナイト(1)	1122	1035	1010	940	915	800	752
カオリナイト(2)	1121	1040	1020	940	915	793	752
ハロイサイト(1)	1122	1045	1020	—	915	810~780	760~740
ハロイサイト(2)	1122	1040	—	940	915	810~780	760~740
デイカイト(1)	1122	1038	1005	938	910	796	—
モンモリロナイト(1)	1650	1122	1040	918	847		
モンモリロナイト(2)	1650	1122	1040	920	847		
ノントロナイト(1)	1650		1030		853	820	
パイロフィライト		1125	1055~1075	950			
タルク			1022				670
ムスコバイト	3600	2045	1790				
アロファン	3300	1500~1700		800~1225			
石英	1170	1085		796	778	695	
珪白石	1170	1085		796	778	696	
クリストバライト	1200	1085		791			
ケイソウ土		1060~1100		840~760			
ジブサイト	1022	970					
ゲータイト	805	905					
方解石	1425	874		712			
マグネサイト	1450	883		747			

これらの表の中で 1650cm^{-1} の吸収は吸着水により、 1122cm^{-1} の吸収はO-Al-OHにより、 1040cm^{-1} はSi-Oにより、 853cm^{-1} はO-Fe-OHにより、 920cm^{-1} はO-Al-OHにより、 805cm^{-1} はO-Fe-OHによる。OH基による吸収でも水素結合を持つものは 3400cm^{-1} に、そうでないものは $3600\sim 3700\text{cm}^{-1}$ に吸収が認められる。

粘土鉱物による吸収帯は大体似かよっているものであり、その吸収の強さまたは吸収の広がりには測定器、測定条件により相当の差異があるが、吸収の位置は余り変らない。この方法は粘土についていまだ解明されない点を残しているが、X線分析または熱分析等でえられない知見を与えるものであり、鉱物同定的手段として上記の諸方法と併用するのは価値がある。

(2) 試料および実験方法

(1) 試料:

試料は第一報～第三報に記載したものであり、何れも 1μ 以下の粘土粒子であり、Ca粘土として分離されて風乾されたものである。実験は一部の試料について実施した。

(2) 実験方法:

赤外線分光器はパーキンエルマー社の21型を用い、KBr錠剤法で試料を造り、NaClプリズムでGain 6.0, Speed 2 min/300 cm^{-1} , Response 1-1で実験した。純度はNo.-11, 16, 25が90.16%である以外は何れも0.2%で、厚さ(mm)は試料番号順にそれぞれ2.27, 2.21, 2.44, 1.38, 2.45, 1.23, 1.10, 1.15, 1.30である。

[3] 実験結果と検討

実験結果である赤外線吸収曲線を図-1に示し、この曲線よりえた吸収スペクトルを表-2に示す。

実験結果より明らかに次のように各試料ともO-Al-OHに基づく 1100cm^{-1} , 910cm^{-1} の吸収、Si-Oに基づく 1030cm^{-1} の吸収、吸着水に基づく 1630cm^{-1} の吸収および水素結合をともしないOHに基づく $3600\sim 3700\text{cm}^{-1}$ の吸収と水素結合の存在を示す 3400cm^{-1} の吸収を示す。この外にハロイサイトに見られる $780\sim 810\text{cm}^{-1}$, $760\sim 740\text{cm}^{-1}$, 680cm^{-1} および方解石によると考えられる。 1400cm^{-1} , 870cm^{-1} , 705cm^{-1} の吸収を示す。吸収の位置は上にのべたように大体共通しているが吸収の大きさ、その広がり

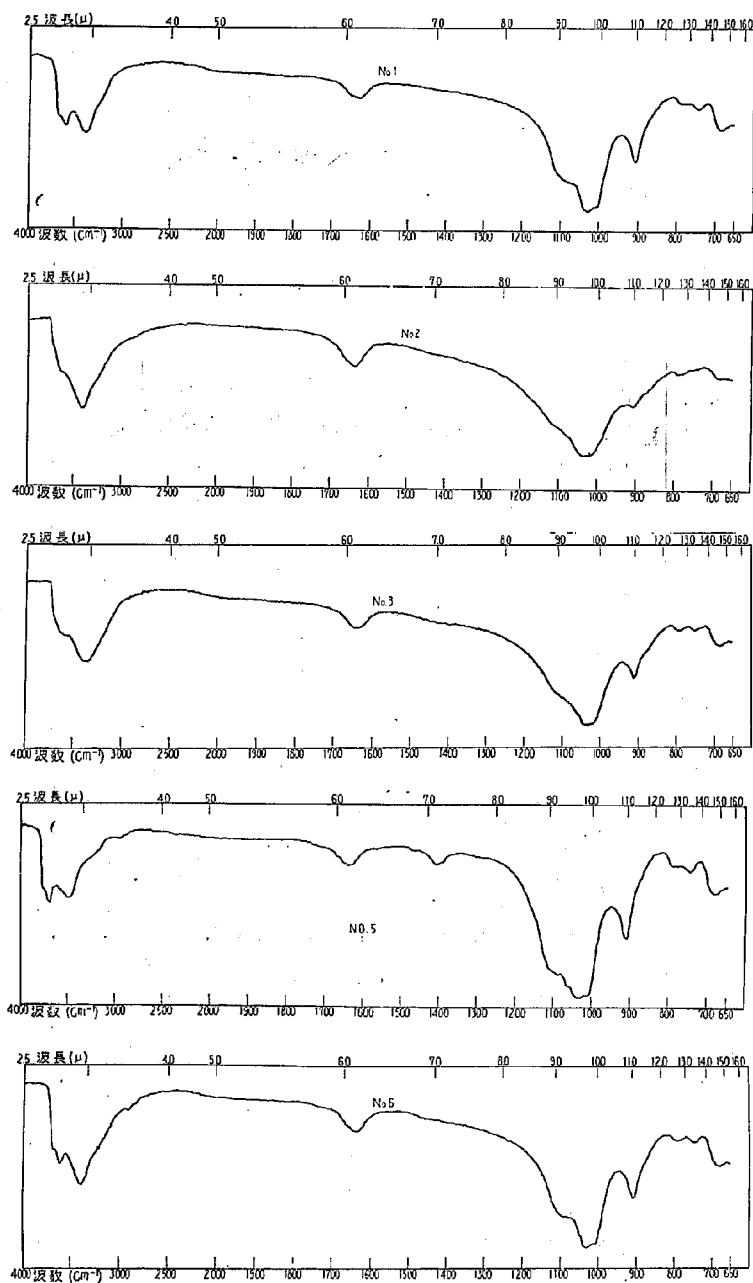
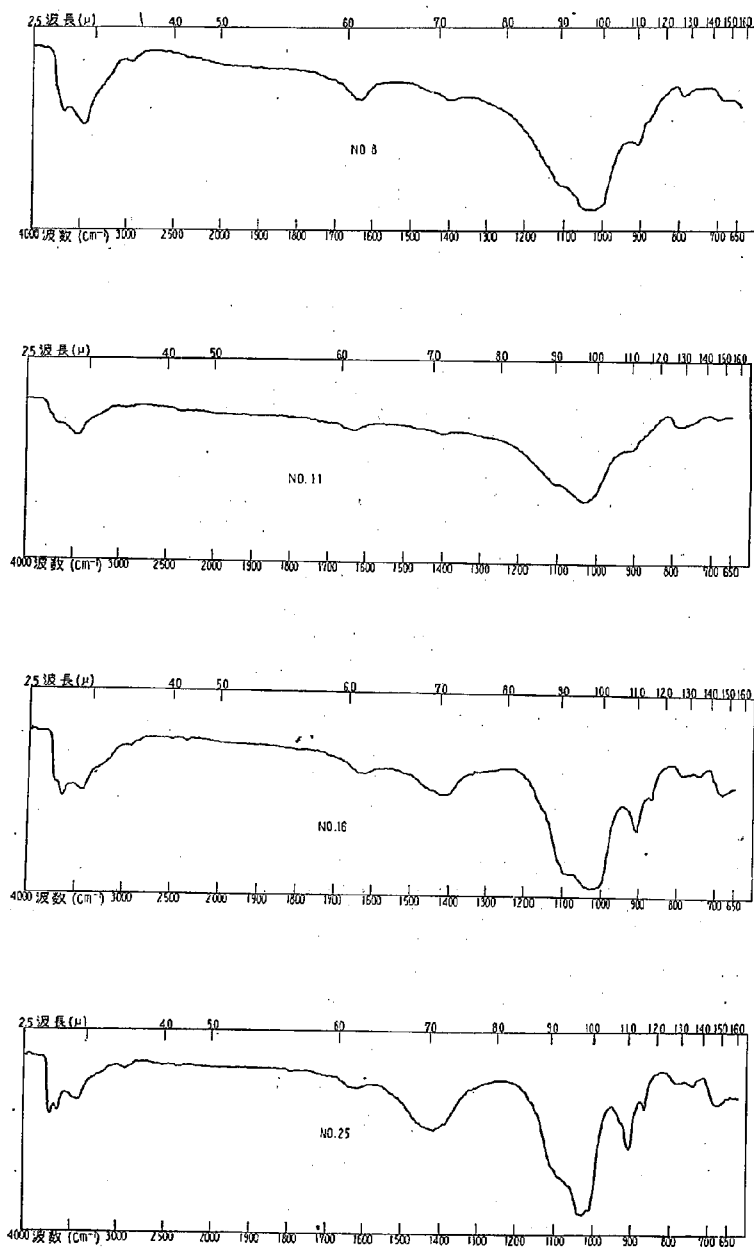


図-1 赤外線吸収スペクトル



図—1

表-2 赤外線吸収スペクトル (cm^{-1})

No.-1	3680	3600	3400		1630		1100	1030	1005	910		790	740	680
2	3620	3600	3400		1640		1120	1030		910		790		690
3	3680	3620	3400		1640		1110	1040		910		790	750	690
5	3760	3700	3460	2950	1630	1400	1100	1030	1010	910		790	740	680
6	3680	3610	3400	2900	1640		1100	1035	1010	910	880	790	745	685
8		3660	3450	2900	1630	1400	1100	1030		910		790		680
11		3640	3440		1625		1100	1030		910		790		680
16	3730	3650	3440		1625	1420	1100	1030		910	870	790	740	680
25	3730	3650	3440	2900	1630	1420	1100	1040	1010	910	870	785	740	680

等は試料により相当変化が見られるが、ハロイサイト、カオリナイトまたはモンモリロナイト等の区別は明確にはできない。

No.-1 試料はハロイサイトに見られる吸収スペクトルを示し、OHの伸縮振動に基づく 3600cm^{-1} の吸収が著るしく、水素結合による 3400cm^{-1} の吸収への移行も明瞭である。一部のモンモリロナイトの存在も推定できる。

No.-2 試料はNo.-1 試料と吸収位置は殆んど同じであるが、その強さと拡がりに相当の差が見られる。 3600cm^{-1} の吸収も見られるが 3400cm^{-1} の吸収が著るしく、 1640cm^{-1} の吸収もやや大きい。 910cm^{-1} の吸収は小さくなり、モンモリロナイトに見られる 850cm^{-1} の吸収ピークは明瞭には認められないが、吸収曲線の形状からはこの部分に拡がった吸収の存在が推定できる。既報のようにハロイサイトとモンモリロナイトの存在は肯定できる。

No.-3はNo.-1の吸収位置と殆んど同じであり、 3400cm^{-1} の吸収がより大きく、 910cm^{-1} の吸収はより小さい。既報のようにモンモリロナイトとハロイサイトの存在が肯定される。

No.-5はOHの伸縮振動に基づく吸収が 3700cm^{-1} に現われ、水素結合を示す吸収も 3460cm^{-1} とややその位置を変え、しかも前者の方の吸収ピークの方が大きい。また 910cm^{-1} の吸収は著るしく鋭い。このことは既報のようにハロイサイトと加水ハロイサイトが存在し、モンモリロナイトが認められ難いことを支持すると思える。なおこの試料中には方解石によると推定される吸収が見られる。

No.-6の吸収曲線は 1100cm^{-1} の吸収がやや顕著の点を除いてNo.-1の曲線と殆んど変らない。X線回折によればゲータイトの存在が知られているが、ゲータイトによる 905cm^{-1} および 805cm^{-1} の吸収は何れもハロイサイト等の吸収と重なりその存在は識別しがたい。 910cm^{-1} の吸収が概して大きいことはゲータイトと関係あるかも知れない。既報の主としてハロイサイトよりなることが肯定される。

No.-8の吸収曲線は 3440cm^{-1} に顕著な吸収を持ち、 1640cm^{-1} の吸収も大きい。 910cm^{-1} の吸収は概して小さく、 $850\sim 900\text{cm}^{-1}$ にかけて巾広い吸収が認めうるし、 745cm^{-1} の吸収を欠いている。これらの結果は既報のようにモンモリロナイトの存在を肯定させる。またX線回折の結果からはクリストバライトの存在が知られているが、クリストバライトによる吸収は、 1200cm^{-1} 、 1085cm^{-1} 、 791cm^{-1} であり、吸収曲線に見られる 790cm^{-1} の吸収はハロイサイトよりむしろクリストバライトに帰せしめうるし、 1200cm^{-1} 前後の吸収曲線の形状からも巾広い吸収の推定も可能であり、クリストバライトの存在を考慮することができ。

No.-11の吸収曲線はモンモリロナイトの存在に基づくと考えられる。既報によればモンモリロナイト(X線回折では拡散した底面反射を示す)と結晶度がよくないハロイサイトが知られ、この外方解石の存在も知られている。吸収曲線からは方解石による吸収は著るしく弱い、既報の結果を否定するものとは考えられない。

No.-16の吸収曲線は明瞭な方解石による 1420cm^{-1} 、 870cm^{-1} 、 705cm^{-1} の吸収を示す。 910cm^{-1} 、 1100cm^{-1} の吸収は明瞭であり、 3650cm^{-1} の吸収の方が 3440cm^{-1} の吸収より著るしい。既報のように結晶度のよくないハロイサイトとモンモリロナイトの存在が肯定される。

No.-25の吸収曲線は 3650cm^{-1} の吸収の方が 3440cm^{-1} の吸収より著るしく、 1630cm^{-1} の吸収は概して小さく、 $1150\sim 950\text{cm}^{-1}$ の吸収のピークは小さく、ハロイサイトによる 785 、 740 、 680cm^{-1} の吸収も明らかに認められる。この外に方解石による吸収も明瞭である。既報のように結晶度のすぐれたハロイサイトと方解石が認められ、モンモリロナイトは殆んど認められないこととこの吸収曲線は一致する。

〔4〕 要 約

粘土鉱物同定の方法として使用される方法の一つである赤外線吸収スペクトル法を、一部の試料について実験した。この方法でえられる結果ではモンモリロナイト、ハロサイト等をそれぞれ明確に識別しがたいのであるが、方解石等の混在は識別可能であった。さらにOHの伸縮振動にともなう吸収、および水素結合の存在に基づくOH伸縮振動の変化等が示される。この実験結果を既報の結果と共に考えると、この部分の吸収はモンモリロナイト、加水ハロサイト、ハロサイトの存在と関係があると同時にハロサイトの結晶度とも関係があることが知られる。吸収曲線全部をさらに詳細に検討すれば、他の実験方法ではえられない識別手段を提供することが解った。

3 本研究の総括

〔1〕 土壌コロイド中の粘土鉱物の同定

すでに茶臼山地に地帯に見られる土および岩石等に含まれている粘土鉱物を検索するため、既報のように示差熱分析X線回折、化学分析、電子顕微鏡観察、赤外線吸収スペクトル等の諸方法を用いて研究した。粘土鉱物の種類を定める場合は一般的には多くの実験方法でえられた結果を総合して考える必要がある。これらの個々の方法はそれぞれその方法で知りうる限界を持つのであり、X線回折およびDTAが最も有力な方法ではあるがその他の方法が決定的な結果を与える場合もある。つぎに供試試料についての実験結果の範囲内で粘土鉱物を定める。測定結果を表-3に示すX線回折法では14Å, 7Å線の強さで、DTA曲線では550°C, 700°Cの吸熱ピークの大きさでそれぞれモンモリロナイトおよびカオリン鉱物の存在量を推定表示する。カオリン鉱物でもハロサイトの存在の明らかなものはハロサイトとし、エチレンジアミンまたはピペリジン処理で検出する場合にはそれぞれ(EG), (Pip)の記号を付した。存在が推定しえない場合は一の記号を付す。これらの結果から個々のコロイド試料について測定結果をのべる。

No.-1:

X線回折ではエチレンジアミン(EG)処理した場合でもモンモリロナイトは検出できないが、ピペリジン処理した場合のDTA曲線ではモンモリロナイトの存在が推定でき、電子顕微鏡写真(EM)でもモンモリロナイトを推定でき、赤外線吸収スペクトル(IR)でもモンモリロナイトを推定でき、またベンチデン反応は青色である。どの方法でも確実に知りうるものはハロサイトである。この試料は粒径分布のせまい結晶度の高いハロサイトが大部分でモンモリロナイトの少量が存在する。

No.-2:

モンモリロナイトが確実に存在し、ハロサイトも少量存在し、その粒径分布は広い。モンモリロナイトはバイデライトに近いものと推定される。イライト等は存在せず、他に少量の石英、クリストバライトが推定できる。

No.-3:

モンモリロナイト、ハロサイトが共に確実に認められる。DTAではピペリジン処理によりモンモリロナイトを検出する。モンモリロナイトはバイデライトに近いものと推定され、ハロサイトは粒径分布が広いが結晶度は低い。外に方解石が推定される。

No.-4:

大部分がハロサイトであり、モンモリロナイトはピペリジン処理試料のDTA曲線でも検出できない。X線回折ではその存在は推定される。したがってモンモリロナイトは存在しても著しく少量であろう。外に方解石の存在は明らかである。

No.-5:

大部分が結晶度の高くはないハロサイトであり一部加水ハロサイトを混入する。モンモリロナイトはX線回折法ではEG処理の場合、DTAではピペリジン処理の場合にのみ認められる程度であり、EMではそれらしいものが明確ではないが、その存在は肯定できる。少量の石英が推定される。

No.-6:

結晶度が低く粒径も小さいハロサイトが大部分であり、ゲータイトの存在も十分推定でき、モンモリロナイトはピペリジン処理試料のDTA曲線で推定できる程度である。

No.-7:

モンモリロナイトの存在は確実であるが、ハロサイトについてはDTA曲線でカオリン鉱物を明確に認めてもX線回折では明確ではない。(001)線を示さないカオリン鉱物はハロサイトと加水ハロサイトの混合層鉱物か、モンモリロナイトとカオリン鉱物の混合層鉱物であろう。この外に8.5Åに明確な粉末線が見られるが何によるか不明である。またEMではハロサイトの明確な結晶は殆んど見られない。これらの点は今後十分検討を要するが、モンモリロナイトの確実な存在の外にハロサイトが混合層鉱物の形で共存すると推定する。石英クリストバライトが混在し、IRでも支持される。

No.-9, No.-10:

モンモリロナイトの存在は確実であるが、カオリン鉱物は明確な(001)線を示さず、しかもDTA曲線はそれらの存在を示す。No.-8の場合と同じに考えるべきである。また8.5Åに何によるか不明の粉末線が認められる。何れも方解石の存在が明確である。

No.-11:

表 - 3 調 定 結 果 の 総 括

試料番号	X 線 回 折			D T A			電子顕微鏡 (EM)		赤外線スペクトル (IR)	化 学 分 析	
	モンモリロナイト	カオリン鉱物	その他	モンモリロナイト	カオリン鉱物	その他	モンモリロナイト	ハロイサイ		SiO ₂ /Al ₂ O ₃	その他
No.-1	-, -(EG)	++++ (H)	—	-, + (pip)	++++	—	+	++++	{カオリン鉱物 モンモリロナイト カオリン鉱物 モンモリロナイト カオリン鉱物 モンモリロナイト	2.30	CEC 22
2	++++	+(H)	Q. + Cri. +	+, ++ (pip)	++	—	++	++	{カオリン鉱物 モンモリロナイト カオリン鉱物 モンモリロナイト カオリン鉱物 モンモリロナイト	3.90	Fe ₂ O ₃ 11.6% CEC 48
3	++	++ (H)	Cal. +	-, ++ (pip)	+++	—	++	+++	{カオリン鉱物 モンモリロナイト カオリン鉱物 モンモリロナイト	3.15	CEC 38
4	+	+++++ (H) ++++ (HH)	Cal. ++	-, - (pip)	+++++	Cal. +	—	—	—	—	—
5	-, + (EG)	{+++++ (H) ++++ (HH)	Q. +	-, + (pip)	+++++	—	?	+++	カオリン鉱物	—	—
6	—	+++++ (H)	Goe. +	-, + (pip)	+++++	—	?	+++	カオリン鉱物	2.19	Fe ₂ O ₃ 12.9% CEC 20
7	—	—	—	+	++	—	—	—	—	4.39	—
8	++++	+(?)	{Q. + Cri. + Cal. + Q. +	++	+++++	—	++	+	{モンモリロナイト Cri	4.23	CaO 4.0%
9	++++	++	Cal. ++	++	+++	Cal. ++	++	+	—	3.46	CaO 9.1%
10	++++	+	Cal. ++	++	+++	—	++	+	—	4.60	—
11	—	+	Cal. ++	++	++	Cal. +++	—	—	{モンモリロナイト カオリン鉱物, Cal	3.54	CaO 23.3%
12	++	++	Cal. +++	—	++	Cal. ++	++	++	—	3.65	CaO 17.6%
13	—	—	Cri. +	++	++	—	++	++	—	4.10	CaO 1.9%
14	+++	++ (H)	Cri. +	++	+++++	—	++	++	—	3.23	CaO 2.5%
15	+, +++ (EG)	++	Cal. +++	-, +++ (pip)	+++++	—	—	—	{モンモリロナイト カオリン鉱物, Cal	3.00	CaO 1.9%
16	++ (EG)	++ (EG)	—	+(?), ++ (pip)	+++++	—	?	+	—	—	—
17	++	+++ (H) + (HH)	Cal. +++	++	+	Cal. +++	+	—	—	—	—
18	++	++	{Q. +, Cri. + Cal. ++	+	+	Cal. ++++	—	—	—	—	—
19	++++	++	Q. +, Cri. + Cal. ++	+, +++ (pip)	—	Cal. +++	++	+	—	—	—
20	++++	++	Q. +, Cri. + Cal. ++	+, +++ (pip)	—	Cal. ++	+	+(?)	—	—	—
21	++	+	Cal. +++	+	+	Cal. ++	+	+	—	—	—
22	++	—	Cal. ++	+	+	—	++	+	—	—	—
23	++	—	—	+	+	Cal. +++	++	+	—	—	—
24	—	—	—	+	+	Cal. ++	—	—	—	—	—
25	-, -(EG)	+++ (H)	Cal. +++	+	+++++	Cal. ++	—	—	カオリン鉱物, Cal.	—	—
26	—	—	—	+++++	—	—	—	—	—	—	—

備 考 : H:ハロイサイト, H・H:加水ハロイサイト, Cal:方解石, Q:石英, Cri:クリストバライト, Goe:ゲータイ

X線回折ではモンモリロナイトを認めず、カオリン鉱物も明瞭でなく(001)線は拡散した弱い線を与え、その反面DTA曲線は明瞭に両者の共存を示す。化学分析値からも明らかのように方解石が多量に存在する。さらに詳細な実験結果がないので両者の存在状態を明らかにしえないが、混合層鉱物の推定も可能である。

No.-12:

ハロイサイトとモンモリロナイトの共存が確実であり、多量の方解石の共存することは分析値からも明瞭である。

No.-13:

X線回折を欠くがモンモリロナイトとハロイサイトの存在が十分推定できる。

No.-14:

モンモリロナイトとハロイサイトの共存が確実であるが、後者の一部は前者と混合層鉱物を造ると推定される。クリストバライト、方解石の存在も推定される。

No.-15, No.-16:

X線回折ではモンモリロナイトの存在は明確でないが、EG処理により拡散してはいるが(001)線を明瞭に示し、カオリン鉱物も著しく拡散した(001)線を示す。一方DTA曲線はハロイサイトを与え、モンモリロナイトは見られないがビペリデン処理試料についてはモンモリロナイトの存在が明瞭である。結晶度の低いハロイサイトとモンモリロナイトが存在することは推定できるが、それらの間および加水ハロイサイトも関係する不規則混合層鉱物の存在が推定できる。EG処理試料では8.3~8.7Åに何によるか不明の回折線が見られる。この粉末線はNo.-8, 9, 10, 12にも認められたものであり、恐らく混合層鉱物の存在と関連あるものと考えられる。方解石についてはDTAおよび化学分析結果とX線回折の結果が異なり、恐らく原試料の採取年度が異なることによると思われる。

No.-18:

X線回折によればモンモリロナイト、加水ハロイサイト、カオリン鉱物が示され、DTAではモンモリロナイトの方は殆んど示されないが、カオリン鉱物は顕著に示される。X線粉末線の強さは何れも弱い、拡散した線であり何れも結晶度は低く、一部は混合層鉱物を造っていると推定される。方解石の存在が明瞭である。

No.-19:

モンモリロナイトが大部をしめ、少量ではあるがカオリン鉱物の存在も明瞭であり、多量の方解石が認められる。石英、クリストバライトも推定される。

No.-20, No.-21, No.-22, No.-23:

何れも大部分がモンモリロナイトで占められ、カオリン鉱物は僅かまたは殆んど見られない。方解石の相当

量が共存している。No.-24も同様な組成と推定される。No.-25:

大部分が結晶度の良好なハロイサイトである。モンモリロナイトはEG処理試料でも認められないが、DTA曲線では僅かにそれらしいものが見られる。モンモリロナイトの存否は確実でないが存在しても著しく少量であろう。方解石を認める。

上にのべたように粘土鉱物検索にはX線回折、DTA法が有力な手段であることが明らかであるが、これらの方法は単一な鉱物組成をもつ場合とか、単純な鉱物種の場合には有効である。しかし両者の方法でえられた結果は必ずしも一致しない場合があり、特に混合層鉱物の場合等は詳細なる検討が必要である。電子顕微鏡観察、化学分析、赤外線吸収スペクトル等も試料によっては必要かくべきでない方法であることが示された。本研究では粘土鉱物学的な精細な検討とその定量的表現がなお十分でないことは認めざるをえないが、本研究の目的からはここにえられた結果で一応満足できるし、個々の問題点については今後新たに研究する必要も起ると考える。

本研究においてコロイド中に検索しえた粘土鉱物はハロイサイト、加水ハロイサイト、カオリン鉱物、モンモリロナイト、モンモリロナイトとカオリン鉱物の混合層鉱物等である。モンモリロナイトでもバイデライトに近いものがあり、ハロイサイトでも結晶度および粒径分布の異なるものがある。粘土鉱物以外に方解石、ゲータイト、石英、クリストバライトを認めるものがある。イライト、クロライト等の確認される場合はない。これら粘土鉱物は単独で存在することはなく二種以上共存するのが一般である。なお長遠期粘土鉱物の存在については明らかでない。

[2] コロイドの組成鉱物間の相関性

コロイドの組成鉱物を検索同定した結果、それらの間に、ある関係の存在することが見出される。この関係は地層を特色づけるものでもあり、地すべり現象とも関連を持つものである。

研究したコロイド試料は組成鉱物により大体次のように分類することができる。

A型は一部加水ハロイサイトの場合もあるが大部がハロイサイトであり、結晶度および粒径分布はそれぞれ異なるが、モンモリロナイトは殆んど含有しないか、またはビペリデン処理および電子顕微鏡観察で存在が推定される程度である。少量のゲータイトを含有するものもあり、方解石は殆んど認められない。No.-1, No.-4, No.-5, No.-6試料はこの型に属する。なおNo.-25は基盤の一部とも考えられ、方解石も含有するがA型に属すると一応考えておく。

B型は大部分がモンモリロナイトであり、カオリン鉱

物はDTAで僅かに認められる程度である。方解石の存在が顕著である。No.-19, No.-20, No.-21, No.-22, No.-23試料がこの型に属し、No.-17, No.-24試料も資料が十分でないがこの型に属すると推定できる。

C型はA型およびB型の中間であるが混合層鉱物も存在する場合である。これらの型の内でもさらに次のように細分される。モンモリロナイトとモンモリロナイト-カオリン混合層鉱物が主であるNo.-8, No.-9, No.-10試料; カオリン鉱物の外にカオリン-モンモリロナイト混合層鉱物が主要なものと推定されるNo.-11試料; モンモリロナイトとハロイサイトの外に両者の混合層鉱物が主要なものと考えられるNo.-14試料; さらにNo.-14試料と同様な組成だが何れも結晶度の著しく低いNo.-15 No.-16試料等である。なおこれらの試料は何れも8-5Å近辺に弱い粉末線を与える混合層鉱物によるものと推定される。何れも方解石を含有するがその量には相当の差異がある。No.-13もこの型に属すると見なされる。

D型は混合層鉱物の存否は明らかでなく、一応ハロイサイトとモンモリロナイトの単純混合物と見られるNo.-2, No.-3, No.-12, No.-18試料であり、A型およびB型の混合したために見られる場合もある。この内No.-12試料は弱い、8.5Åの粉末線を持ちむしろC型に属するのかも知れない。なお方解石の見られないものは地表に露出しているものである。

またNo.-26は地すべり地帯より相当離れた小松原地区で稼行されているベントナイトであり、この場合は上記の分類とは別に考えることが妥当である。

[3] 茶臼山地帯における粘土鉱物の分布

すでに述べたようにコロイドについて粘土鉱物を検索した結果、鉱物組成にA, B, CおよびDの型があることをのべた。このように分類した場合、この地すべり地帯の地質を構成する小川層の堆積状態に応じて鉱物組成の分布に規則性があるか否かを検討する必要がある。小川層は下部亜炭層、下部砂岩層、上部亜炭層、上部砂岩層よりなり、地質調査結果よりこれら岩層をS-1よりS-19に一応分別しうること等はすでに説明した。

コロイドについてはNo.-1(S-4), No.-6(S-2) No.-25(S-1)等の下部亜炭層の下層部はA型に属することが示され、No.-8~No.-14(何れもS-6)等の下部亜炭層の上層部はC型に属することが示される。一方No.-20~No.-24等の何れも上部亜炭層はB型に属する。S-6層は厚く(13m)、試錐地点は山頂部と一軒屋付近の如く離れていても、この層は何れもC型であり、同様のことはNo.-1とNo.-25についてもA型であり、またNo.-20, No.-21, No.-22とNo.-23, No.-24のように約100m離れた試錐試料でもB型である等のことが云える。コロイド試料については堆積層により組成鉱物が定

まることが知られる。

コロイドはすべての試料については分離しておらず、X線回折は試みていないので、88μ以下の粒子についてDTA曲線を求める結果はすでに報告した。DTA曲線からはA, B, C型を確実に分判できないがモンモリロナイトおよびカオリン鉱物の脱水吸熱部の面積より組成鉱物を一応前記の型に分類できる。A試料群では上部砂岩層のS-10層に属するA-1, 2, 3試料, S-9層に属するA-4, 5試料, S-7層に属するA-6, 7試料, 下部亜炭層のS-6層に属するA-8~15試料は何れもC型であると推定される。しかもA-1よりA-9程度までの方がそれより下層の試料よりモンモリロナイトとカオリン鉱物の比が大きい傾向がある。A-16試料はNo.-1と同じS-4層に属するがA型より僅かC型に近い傾向を示す。

B試料群では同じ試錐試料であるB-1~8でS-13, S-12, S-11, S-9, S-8に属するそれぞれB-1, B-2, B-3, B-4, B-5試料は、ピペリジン処理試料のDTA曲線を見てもC型に属すると推定される。B-7試料は恐らくB-5試料と同様にC型と想定される。またS-3層に属すると記載されるB-8試料はC型であり、S-6層の厚さから考えてもS-6層に属すると考えられC型と見なされる。B-10, 11, 12は同一試錐試料で、それぞれS-5, S-4, S-3に属す。B-10は有機物によりDTA曲線は明確でないがC型の傾向を示し、B-11およびB-12はA型を示す。またそれぞれ同一試錐試料であるB-15~19試料, B-20~24試料は何れも上部亜炭層の上部に属し何れもB型に属する。

C試料群は5点の試錐試料よりなり、何れも上部亜炭層の下部に属するとされており、4層よりなる。最上層はC-1, C-5, C-6試料等でありC型に近く、第2層はC-2, C-3, C-4, C-7, C-8, C-12試料等であり、モンモリロナイトが割合に多いが、同様にC型である。第3層はC-16~18試料等であり、第4層はC-9, 11, C-19試料等であり、C型であるがA型に近い。C-20~22試料等は地壇り地帯内にあり上部亜炭層に属するとは云えないがA型に近いC型である。

D, E試料群の内基盤である石英粗面岩の風化体と見られ、下部亜炭層の下部に属するD-1, D-4~7試料はA型に属する。E-6試料はB型に、E-3~E-5試料はピペリジン処理試料のDTA曲線からも推定できるようにA型と想定される。E-7, E-8試料には粘土鉱物は殆んど含まれないし、E-9試料はむしろC型に近い。

以上の実験結果より地層別に粘土鉱物の粗別を考えると次のよう結論づけられる。下部亜炭層の下部はA型の鉱物組成を持ち、上部亜炭層の上部はB型の鉱物組成を持つ。下部亜炭層の上部、下部砂岩層および上部亜炭層の下部は何れもC型の鉱物組成を示す。下部砂岩層から

下部亜炭層の上部にかけて、下の層はほとんどモンモリロナイトがカオリン鉱物に比して減少しA型に移行する傾向が認められる。上部亜炭層の下部でも上層程C型でもB型に傾き、下層程A型に傾く。下部亜炭層の最下部では特にA型に近づく。

このように平面的には試錐位置は異なるが、試錐試料より地質的に分類された地層毎に組成鉱物について一定の相関関係が認められる。すなわちこの地域に見られる小川層の上部はモンモリロナイトと方解石がコロイドの主要な組成をなし、下層になるに従いモンモリロナイトとカオリン鉱物の混在または両者の混合層鉱物を交えながらカオリン鉱物が多くなり、基盤に近くなるに従い殆んどハロイサイトのみを組成鉱物とするに至る。なお一部の例外は認められ、たとえばS-12層のコロイドとされるNo.-5試料はA型である。この試料は断崖より採取したものでモンモリロナイトが選択的に流出したとも考えられる。なお地中に地内の土がD型に属するものはA型とB型の粘土が供給され、混合したものと考えられる。

茶臼山地すべり地域の有旅師は旧地すべりの堆積物ともされ、地質的に著しく複雑しておるので、平面的にコロイドの組成鉱物の分布を論ずることはできない。しかし中尾山の真珠岩の風化崩壊物、および上部亜炭層に属し地すべりの頭部より崩壊供給されている凝灰岩等は殆んど粘土鉱物を含有していないこと等は、粘土鉱物の生成と何等かの関連を有するものと推察される。また不動点南方の地すべり地帯外の試料 No.-15~18はC型およびB型であり地層別については明らかでない。

この地区の地質は地すべりのために著して乱れているので、地層と組成鉱物の関係は必ずしも明白ではないし、総括して論ずるには試料数も十分でなく、粘土鉱物学的には検討する点も残っている。しかしながら粘土鉱物の組成の間にある相関性のあることには地質的意義があり、その解釈は今後にはまたねばならない。

ここでは粘土鉱物の生成について考えられる2~3の問題についてふれてみる。基盤である石英粗面岩の風化部分、およびそれに接する小川層下部亜炭層の下層にハロイサイトが存在し、モンモリロナイトは殆んどよくまれないことは、ハロイサイトは風化により生成したものであり、堆積当時からハロイサイトが存在したのでないことを示し、母材よりモンモリロナイト等の生成過程を経過したか否かは明らかでないが、ハロイサイト生成の機構が存在したことは知りうる。下部亜炭層の上部、上部砂岩層にみられるモンモリロナイトとカオリン鉱物の混合層鉱物の存在は、モンモリロナイトのカオリン化またはカオリンのモンモリロナイト化の過程の一つの形態であろう。モンモリロナイトが方解石と共存することはモンモリロナイトが酸性環境では生成しがたいことと関係があり、ハロイサイトのみより成る場合には方解石

が現れ難いことは、ハロイサイトが酸性環境で生成しやすいことと合致する。地質時代から堆積物の風化が行はれているであろうが、少くも現在でも粘土鉱物の転移が起る特定の環境が存在すると認めるべきであろう。これらの環境が現在の地すべりと関係があるか否かは一切不明である。

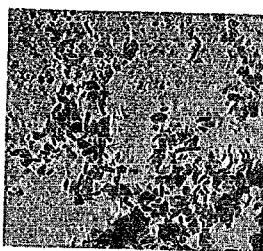
これらの問題に関連し著者はすでに土研報85号においてこの地帯の陸水の水質について研究した。研究結果によれば、 CaSO_4 - MgSO_4 系であるこの地帯の地下水は移動にともないCa、Mgの比が変化し、地表に見られるものはCa/Mgの値は比較的高く、ボーリング孔内水、この地帯を流域とする沢の水、トンネル内地下水等はCa/Mgが低い。また岩石等の浸出水もCa/Mgは相当に低い値を与える。これらのことはCa、Mgともに多量が溶脱されるが、Mgの方がむしろCaより多く溶脱されることを示すものである。コロイド等には方解石が存在する状態でもなおMgの方がCaより溶脱されることは、モンモリロナイトのカオリン化を想定させる資料を提出するものとも考えられる。多量の CaSO_4 、 MgSO_4 の存在の原因については亜炭等に基づく寄与等によるかは明らかでないが、選択的溶脱の存在と当然それによるかはいずれも陽イオンの変化が起るものと見なければならない。

試験したコロイド試料中に方解石の存在が認められるものが多いので、この問題について考えて見る。方解石の存在はモンモリロナイトの存在にともなうのが、この試料群の場合一般的傾向である。コロイドについて方解石を認めても、88μ以下の粒子群についてはDTA曲線上では認知しえがたいのが一般である。コロイドの分離過程で方解石の混入は考えられないし、分離の過程でむしろ水中に溶解し去ると考えられるべきであるにかかわらず方解石の存在することは、方解石は粘土等の粒子群に密接にともない、粘土に浸縮していると考えらるべきであろう。特にモンモリロナイトと行動を共にすると推定できるのであるが、一方電子顕微鏡による観察で方解石らしい結晶を認めることもあるが、相当量方解石の存在すべき試料でも確認しない場合もあり、さらに電子回折でも方解石の粉末線を認めえなかった。このことは電子顕微鏡用試料の作製に問題があるのかも知れないが、今後の研究にまたねばならない。方解石の存在は、その原因が何であるかと言及はできないが、少くも方解石をとらなうモンモリロナイト粘土は酸性環境の下にはなくまた地下水で順次洗われることのないことを示し、さらに粘土の交換性陽イオンがCaであることを示すものである。すなわち方解石の存在は粘土鉱物の生成、地下水系との接触とそれにとらなう陽イオンの交換、およびその結果としての粘土の土質力学的性質の変化に関連するものである。

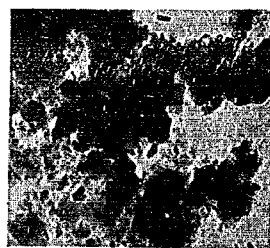
1-a ($\times 14,000$)



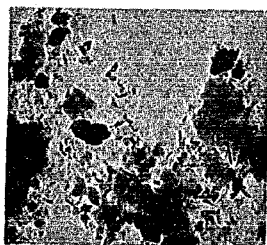
1-b ($\times 10,000$)



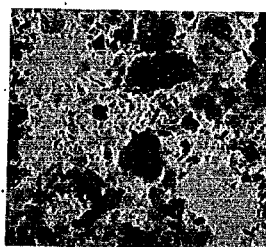
2-a ($\times 10,000$)



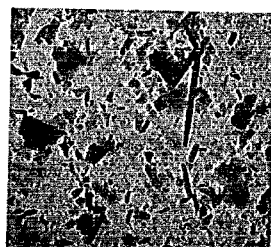
2-b ($\times 10,000$)



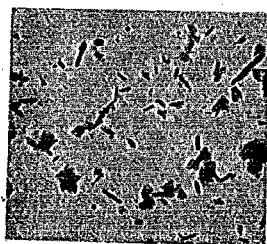
2-c ($\times 10,000$)



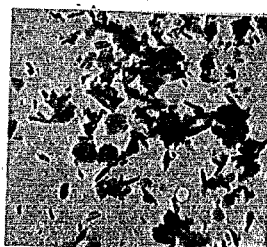
3-a ($\times 10,000$)



5-a ($\times 10,000$)



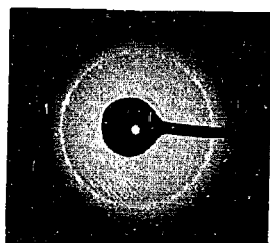
5-b ($\times 15,000$)



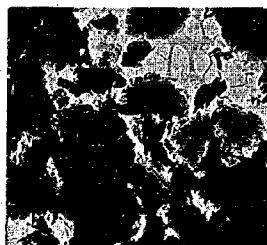
6-a ($\times 25,000$)



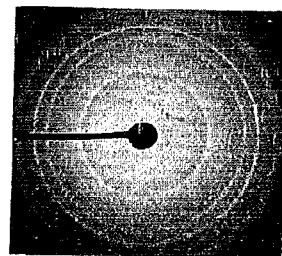
6-b



8-a ($\times 15,000$)



8-b



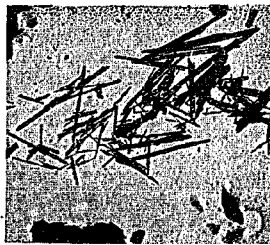
9-a ($\times 15,000$)



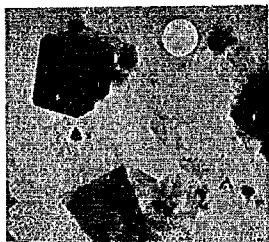
10-a ($\times 14,000$)



10-b ($\times 15,000$)



10-c ($\times 14,000$)



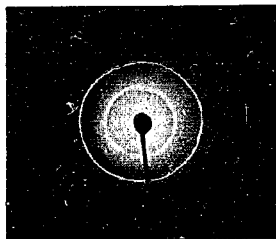
10-d ($\times 7,500$)



12-a ($\times 16,000$)



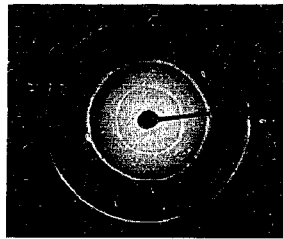
12-b



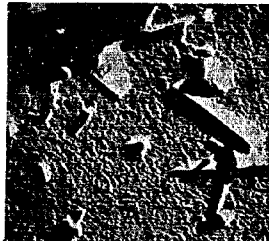
12-c ($\times 24,000$)



12-d



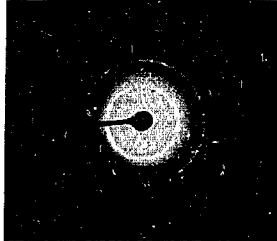
12-e ($\times 24,000$)



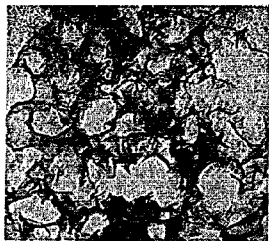
13-a ($\times 24,000$)



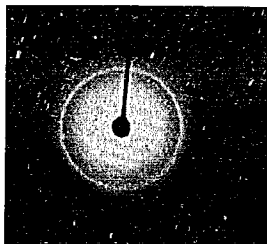
13-b



13 - c ($\times 20,000$)



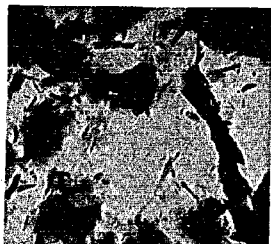
13 - d



14 - a ($\times 24,000$)



14 - b ($\times 20,000$)



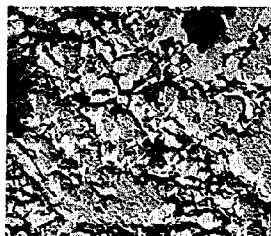
14 - c ($\times 16,000$)



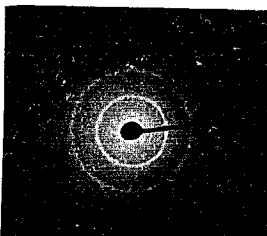
14 - c' ($\times 16,000$)



14 - d ($\times 10,000$)



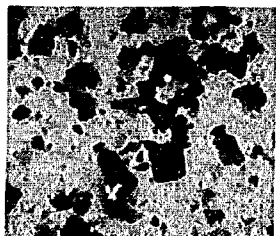
14 - e



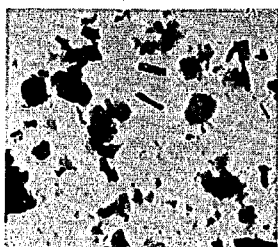
14 - f



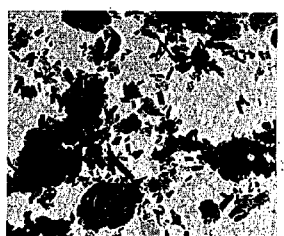
16 - a ($\times 14,000$)



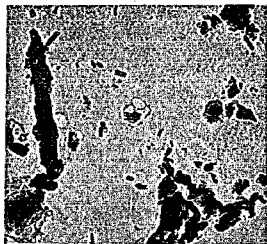
16 - b ($\times 14,000$)



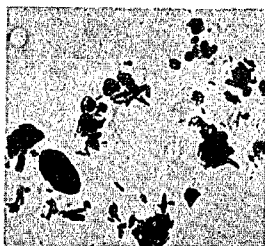
18 - a ($\times 14,000$)



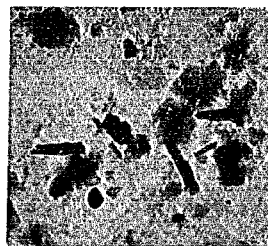
18-b ($\times 15,000$)



18-c ($\times 14,000$)



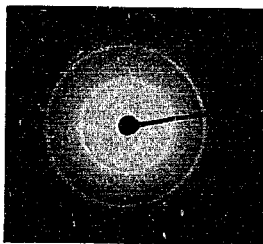
20-a ($\times 14,000$)



20-b ($\times 14,000$)



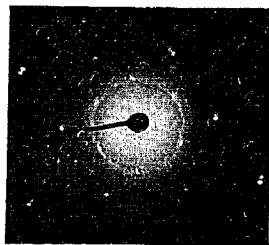
20-c



20-d ($\times 14,000$)



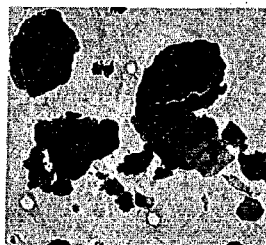
20-e



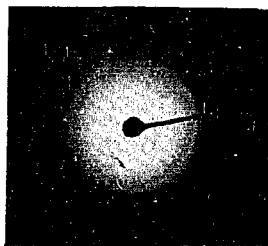
21-a ($\times 16,000$)



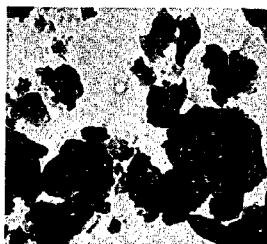
21-b ($\times 14,000$)



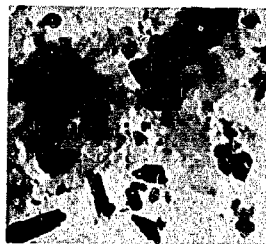
21-c



22-a ($\times 14,000$)



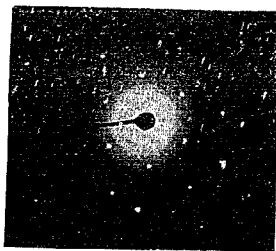
22-b ($\times 14,000$)



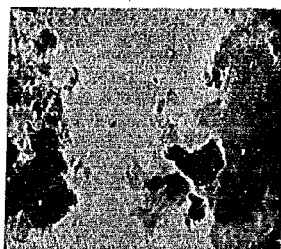
22 - c ($\times 14,000$)



22 - d



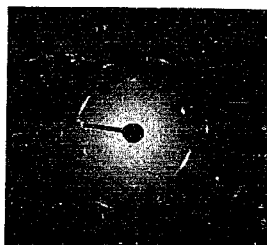
23 - a ($\times 14,000$)



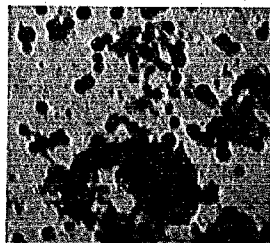
23 - b ($\times 14,000$)



23 - c



15 - a ($\times 15,000$)



有限振幅波について

— 高次の級数解, その収束性および近似式の誤差について —

(昭和 35 年 9 月)

首 藤 伸 夫*

目	次
1. 序.....(1)	[1] Lagrange の級数.....(4)
2. ベキ級数の逆転および除算による有限 振幅波の級数解.....(1)	[2] 深水波の解.....(4)
[1] ベキ級数の逆転および除算.....(1)	[3] 浅水波の解.....(5)
[2] 深水波の解.....(2)	4. 近似式の誤差.....(7)
[3] 浅水波の解.....(3)	[1] 深水波の場合.....(7)
3. Lagrange の級数による有限振幅波の 級数解.....(4)	[2] 浅水波の場合.....(7)
	5. 結 論.....(7)

1. 序

有限振幅波の解は大別して三つに分かれる。まず第一のものは Stokes 流の解である。佐藤や浜田が計算を行なった結果が、しばしば用いられている。この解の欠点は自由水面での圧力一定の条件を必要な精度にまで満足せしめることができないこと、級数表示の解の収束性を確かめることができないこと、高次の級数解を求めるのが非常に困難であること、などである。

第二の方法は、Rayleigh や田中などの方法である。これにしたがうと、自由水面での圧力条件のとり方の精度は進められるが、その他の二つの欠点については、依然改良されないままである。

第三の方法は、Levi Civita や Struik の行なったやり方である。写像論を用いて行なったこの方法では、ある範囲では確かに級数が収束することになっているが、近似式を用いたさいに生ずる誤差が、どの程度であるか調べるのができないし、高次の級数解を求めるのに複雑な計算を要することは、他の二方法によるものと同様である。

最近、Borgen や Chappellear は数値計算を行なった結果、近似解の合致の程度を調べてはいるけれども、この方法で問題を解決するには非常に多くの時間と労力を必要とする。

いずれの場合でも、高次の級数解を簡単に求めることができない、結果として得られる級数の収束域を容易に決定することができない、近似解を用いたさいに生ずる誤差の大きさを調べるのができないと云う欠陥がある。

ここでは、この三つの点に問題をしばって考え、ベキ

級数の除算と逆転、あるいは Lagrange の級数という二つの考えを応用して、二通りの方法で高次の級数解、その収束のための条件を求め、とくに Lagrange の級数を用いた場合には、誤差の大きさを与える概算式が求められることを示す。

計算の出発点として採用する式は、始めに述べた三方法のうち、Stokes 流の解法のもととなっている式であって、次のようにあらわされる。

$$\text{深水波の場合; } \eta = a \cdot e^{kx} \cdot \cos kx \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{浅水波の場合; } \eta = b \cdot \sinh k(\eta + d) \cdot \cos kx \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 η : 静水面からの水面の変位
 d : 静水時の水深
 k : $2\pi/\lambda$

である。

2. ベキ級数の逆転および除算による有限振幅波の級数解

[1] ベキ級数の逆転および除算¹⁾
 いま、

$$y = x - a_2 x^2 - a_3 x^3 - \dots\dots\dots (3)$$

というベキ級数の収束半径が 1 よりも大きいとする。

このとき x が y のベキ級数であらわされるとして、

$$x = b_0 + b_1 y + b_2 y^2 + b_3 y^3 + \dots\dots\dots (4)$$

であるとする。まず、

$$x=0 \text{ のとき, } y=0, \text{ ゆえに, } b_0=0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

(3) 式の x を (4) 式でおきかえると、

$$\begin{aligned} y = & \{ b_1 y + b_2 y^2 + b_3 y^3 + \dots\dots\dots \} \\ & - a_2 \{ b_1 y + b_2 y^2 + b_3 y^3 + \dots\dots\dots \}^2 \\ & - a_3 \{ b_1 y + b_2 y^2 + b_3 y^3 + \dots\dots\dots \}^3 \\ & \dots\dots\dots \end{aligned}$$

.....(6)

* 河川部 海岸研究室研究員

1) この項はおもに岡田良智: 級数; による

(6)式の右边を展開して両辺の同次の項を比較すると、 b_i と a_i との間に次のような関係が成立することが容易にわかる。

$$\left. \begin{aligned} \text{一次, } & b_1 = 1 \\ \text{二次, } & b_2 - a_2 b_1^2 = 0 \\ \text{三次, } & b_3 - 2a_2 b_1 b_2 - a_3 b_1^3 = 0 \\ \text{四次, } & b_4 - a_2(2b_1 b_3 + b_2^2) - 3a_3 b_1^2 b_2 - a_4 b_1^4 = 0 \\ \text{五次, } & b_5 - 2a_2(b_1 b_4 + b_2 b_3) - 3a_3(b_1^2 b_3 + b_1 b_2^2) \\ & \quad - 4a_4 b_1^3 b_2 - a_5 b_1^5 = 0 \\ \text{六次, } & b_6 - a_2(2b_1 b_5 + 2b_2 b_4 + b_3^2) \\ & \quad - a_3(3b_1^2 b_4 + 6b_1 b_2 b_3 + b_2^3) \\ & \quad - a_4(4b_1^3 b_3 + 6b_1^2 b_2^2) \\ & \quad - 5a_5 b_1^4 b_2 - a_6 b_1^6 = 0 \end{aligned} \right\} (7)$$

これから、 $b_1, b_2, \dots$ を a_i であらわすと、

$$\left. \begin{aligned} b_1 &= 1 \\ b_2 &= a_2 \\ b_3 &= 2a_2^2 + a_3 \\ b_4 &= 5a_2^3 + 5a_2 a_3 + a_4 \\ b_5 &= 14a_2^4 + 21a_2^2 a_3 + 6a_3 a_4 + 3a_2^2 a_5 \\ b_6 &= 38a_2^5 + 70a_2^3 a_3 + 28a_2^2 a_4 + 18a_2 a_5 \\ & \quad + 7a_2 a_3^2 + 5a_3 a_4 + a_6 \end{aligned} \right\} (8)$$

次に、(4)式の収束について考える。仮定によって、 $1 - a_2 - a_3 - a_4 - \dots$ は収束である。したがって、 $|a_n| \leq M$ のように n に無関係な一つの常数 M が存在する。ここで、 $a_n = M (n=0, 1, 2, \dots)$ の場合の(4)式を、とくに

$$x = C_1 y + C_2 y^2 + C_3 y^3 + \dots \quad (9)$$

とする。(8)式の形をみれば、

$$|b_n| \leq C_n \quad (10)$$

であることがわかる。ところが、 $a_n = M$ のときには、

$$y = x - Mx^2(1+x+x^2+\dots)$$

$$= x - Mx^2 \frac{1}{1-x} \quad (11)$$

$$(1-x)y = x - x^2 - Mx^2,$$

$$(M+1)x^2 - (1+y)x + y = 0$$

$$\therefore x = \frac{(1+y) \pm \sqrt{(1+y)^2 - 4(M+1)y}}{2(M+1)}$$

$x=0$ のとき $y=0$ であるから、複号は負のみをとる。

$$x = \frac{(1+y) - \sqrt{1 - 2(1+2M)y + y^2}}{2(M+1)} \quad (12)$$

いま、 $|y| < \rho$ のとき、

$$2(1+2M)|y| + |y|^2 < 1 \quad (13)$$

となるような正数 ρ を選べば、(12)式の根号の部分の級数を級数に展開することができるから、(12)式は y のべき級数であらわされる。ゆえに $\Sigma C_n y^n$ は $|y| < \rho$ で収束し、(10)式から(4)式が収束することがわかる。ただ、ここで注意しなければならないことは、(12)式で与えられる収束域は(4)式であらわされる級数の実際の収束域よりも小さいことである。

浅水波の場合には、上に述べた逆転の考えだけでは解決できない。そのときに必要な除算については、つぎのとおりである。

べき級数 $\Sigma a_n x^n$ ($a_0 \neq 0$) および $\Sigma b_n x^n$ の収束半径は、いずれも $R (\neq 0)$ よりも小さくないとする。

そうすると、

$$|a_0| > \sum_{n=1}^{\infty} |a_n x^n|, \quad (|x| < R) \quad (14)$$

のときには、

$$\Sigma b_n x^n / \Sigma a_n x^n = \Sigma C_n x^n \quad (|x| < R) \quad (15)$$

とあらわされる。

なぜなら、まずべき級数 $\Sigma a_n x^n$ ($a_0 \neq 0$) の収束半径を $R (\neq 0)$ よりも小さくないとして、

$|x| < R$ のとき、

$$|a_1 x| + |a_2 x^2| + |a_3 x^3| + \dots < |a_0|$$

とすると、

$$u = \frac{a_1}{a_0} x + \frac{a_2}{a_0} x^2 + \dots \quad (16)$$

とおけば、 $|x| < R$ で $|u| < 1$ となる。したがって、

$$\begin{aligned} \frac{1}{a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + \dots} &= \frac{1}{a_0(1+u)} \\ &= \frac{1}{a_0} \cdot \frac{1}{1+u} = \frac{1}{a_0} \cdot \frac{1}{1+u} \dots \quad (17) \end{aligned}$$

のように $1/\Sigma a_n x^n$ を $\Sigma a_n' x^n$ の形に展開できることになる。ゆえに、 $\Sigma b_n x^n$ の収束半径が R よりも小さくないとすると、

$$\Sigma b_n x^n / \Sigma a_n x^n = (\Sigma a_n' x^n)(\Sigma b_n x^n) = \Sigma C_n x^n \quad (18)$$

と書きなおすことができる。

〔2〕 深水波の解

$$\eta = \alpha \cdot e^{k\eta} \cdot \cos kx \quad (19)$$

から出発する。

$$\begin{aligned} \alpha \cdot \cos kx &= \eta \cdot e^{-k\eta} = \eta \cdot \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^{n-1} \cdot \frac{k^{n-1}}{(n-1)!} \cdot \eta^{n-1} \\ &= \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^{n-1} \cdot \frac{k^{n-1}}{(n-1)!} \cdot \eta^n \quad (20) \end{aligned}$$

右辺の級数の収束半径を求めると、

$$\begin{aligned} \lim_{n \rightarrow \infty} \left| \frac{a_n}{a_{n+1}} \right| &= \lim_{n \rightarrow \infty} \left| (-1)^{n-1} \cdot \frac{k^{n-1}}{(n-1)!} \right| / \\ & \quad (-1)^n \cdot \frac{k^n}{n!} = \lim_{n \rightarrow \infty} \left| \frac{n}{k} \right| = +\infty \quad (21) \end{aligned}$$

ゆえに、収束半径が1よりも大きいことは明らかである。

つぎに $|a_n| \leq M$ のような n に無関係な M の値を求める。 k の値によって、それに対応する M の値は変わる。 a_n が最大の値を与えるとすると、

$$\left| \frac{k^{n-1}}{(n-1)!} \right| = M \quad (22)$$

とおけばよい。このとき、逆転後のべき級数の収束半径は(22)式を用いて、次の関係式で求められる。

$$2(1+2M) \cdot |a \cdot \cos kx| + |a^2 \cdot \cos^2 kx| \\ \leq 2(1+2M) |a| + |a^2| < 1 \dots\dots\dots (23)$$

式で定められる $|a|$ の範囲では式を逆転して得られるべき級数はたしかに収斂する。

逆転後の η を $a \cdot \cos kx$ の級数であらわしたときの係数を求めると、

$$\left. \begin{aligned} b_1 &= 1 \\ b_2 &= k \\ b_3 &= 2k^2 - \frac{1}{2}k^2 = \frac{3}{2}k^2 \\ b_4 &= 5k^3 - \frac{5}{2}k^3 + \frac{1}{6}k^3 = \frac{8}{3}k^3 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (24)$$

[3] 浅水波の解

$$\eta = \beta \cdot \sinh k(d+\eta) \cdot \cos kx \dots\dots\dots (25)$$

を変形していく。

$$\begin{aligned} \eta &= \beta \cdot \cos kx \cdot [\sinh kd \cdot \cosh k\eta + \cosh kd \cdot \sinh k\eta] \\ &= \beta \cdot \cos kx \cdot \cosh kd \cdot [\sinh k\eta + \tanh kd \cdot \cosh k\eta] \\ &= \beta \cdot \cos kx \cdot \cosh kd \cdot \left[k\eta + \frac{(k\eta)^3}{3!} + \dots\dots\dots \right. \\ &\quad \left. + \tanh kd \cdot \left\{ 1 + \frac{(k\eta)^2}{2!} + \frac{(k\eta)^4}{4!} + \dots\dots\dots \right\} \right] \end{aligned} \quad (26)$$

$$\begin{aligned} \therefore \beta \cdot \cos kx \cdot \cosh kd &= \eta / \left[k\eta + \frac{(k\eta)^3}{3!} + \dots\dots\dots \right. \\ &\quad \left. + \tanh kd \cdot \left\{ 1 + \frac{(k\eta)^2}{2!} + \frac{(k\eta)^4}{4!} + \dots\dots\dots \right\} \right] \end{aligned} \quad (27)$$

式(27)の分母について考える。 $k\eta$ の昇べきの順にならべ $|\tanh kd| < 1$ を考慮すると、

$$\begin{aligned} &\tanh kd + k\eta + \frac{1}{2!} \tanh kd \cdot (k\eta)^2 + \frac{1}{3!} (k\eta)^3 \\ &+ \frac{1}{4!} \tanh kd \cdot (k\eta)^4 + \dots\dots\dots \\ &< 1 + k\eta + \frac{1}{2!} (k\eta)^2 + \frac{1}{3!} (k\eta)^3 + \dots\dots\dots \end{aligned} \quad (28)$$

この右辺で収束半径を調べると、

$$\begin{aligned} \lim_{n \rightarrow \infty} \left| \frac{a_n}{a_{n+1}} \right| &= \lim_{n \rightarrow \infty} \left| \frac{k^{n-1}}{(n-1)!} / \frac{k^n}{n!} \right| \\ &= \lim_{n \rightarrow \infty} \left| \frac{n}{k} \right| = +\infty \dots\dots\dots (29) \end{aligned}$$

ゆえに、もし式(28)に対応する次の関係が成立するならば、式(27)の右辺は η に関するべき級数になおすことができる。

$$\begin{aligned} |\tanh kd| &> |k\eta| + \left| \frac{1}{2!} \tanh kd \cdot (k\eta)^2 \right| \\ &+ \left| \frac{1}{3!} (k\eta)^3 \right| + \left| \frac{1}{4!} \tanh kd \cdot (k\eta)^4 \right| + \dots\dots\dots \end{aligned} \quad (30)$$

この関係を簡単にするために、両辺に $|\tanh kd|$ を加え

$$\begin{aligned} 2|\tanh kd| &> |\tanh kd| \cdot \left\{ 1 + \frac{1}{2!} (k\eta)^2 \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{4!} (k\eta)^4 + \dots\dots\dots \right\} \\ &+ \left\{ |k\eta| + \frac{1}{3!} |k\eta|^3 + \frac{1}{5!} |k\eta|^5 + \dots\dots\dots \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\geq |\tanh kd| \cdot \left\{ 1 + \frac{1}{2!} (k\eta)^2 + \frac{1}{4!} (k\eta)^4 + \dots\dots\dots \right\} \\ &+ \left\{ |k\eta| + \frac{1}{3!} |k\eta|^3 + \frac{1}{5!} |k\eta|^5 + \dots\dots\dots \right\} \end{aligned} \quad (31)$$

$d > 0, kd > 0, \tanh kd > 0$ 、であるから、

$$\begin{aligned} 2 \tanh kd &> \tanh kd \cdot \cosh k\eta + \sinh k\eta \\ &= \tanh kd \cdot \frac{e^{k\eta} + e^{-k\eta}}{2} + \frac{e^{k\eta} - e^{-k\eta}}{2} \dots\dots\dots (32) \end{aligned}$$

式は、

$$\begin{aligned} 4e^{k\eta} \tanh kd &> e^{2k\eta} (1 + \tanh kd) - (1 - \tanh kd) \\ \therefore e^{2k\eta} (1 + \tanh kd) &- 4e^{k\eta} \tanh kd \\ &- (1 - \tanh kd) < 0 \dots\dots\dots (33) \end{aligned}$$

$1 + \tanh kd > 0$ であるし、 $e^{k\eta} > 0$ であるから式より

$$\begin{aligned} e^{k\eta} &< \frac{2 \tanh kd + \sqrt{1 + 3 \tanh^2 kd}}{1 + \tanh kd} \\ \therefore k\eta &< \log \left\{ \frac{2 \tanh kd + \sqrt{1 + 3 \tanh^2 kd}}{1 + \tanh kd} \right\} \end{aligned} \quad (34)$$

したがって、式が成立すれば、式(27)の右辺を収束する η の級数に展開することができる。

いま、

$$\begin{aligned} u &= \frac{1}{\tanh kd} \cdot (k\eta) + \frac{1}{2!} (k\eta)^2 + \frac{1}{3!} \cdot \frac{1}{\tanh kd} \cdot (k\eta)^3 \\ &+ \frac{1}{4!} (k\eta)^4 + \dots\dots\dots \end{aligned} \quad (35)$$

とおくと、

$$\begin{aligned} &1 / \left[k\eta + \frac{(k\eta)^3}{3!} + \frac{(k\eta)^5}{5!} + \dots\dots\dots \right. \\ &\quad \left. + \tanh kd \left\{ 1 + \frac{(k\eta)^2}{2!} + \frac{(k\eta)^4}{4!} + \dots\dots\dots \right\} \right] \\ &= \frac{1}{\tanh kd} \cdot \frac{1}{1+u} \\ &= \frac{1}{\tanh kd} \cdot [1 - u + u^2 - u^3 + \dots\dots\dots] \\ &= \frac{1}{\tanh kd} \cdot \left[1 - k \cdot \coth kd \cdot \eta + \left\{ \coth^2 kd - \frac{1}{2!} \right\} k^2 \eta^2 \right. \\ &\quad \left. - \left\{ \coth^3 kd + \left(\frac{1}{3!} - \frac{2}{2!} \right) \cdot \coth kd \right\} k^3 \eta^3 \right. \\ &\quad \left. + \left\{ \coth^4 kd + \left(\frac{2}{3!} - \frac{3}{2!} \right) \cdot \coth^2 kd \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \left(\frac{1}{(2!)^2} - \frac{1}{4!} \right) \right\} k^4 \eta^4 \right. \\ &\quad \left. - \left\{ \coth^5 kd + \left(\frac{3}{3!} - \frac{4}{2!} \right) \cdot \coth^3 kd \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - \left(\frac{3}{(2!)^2} + \frac{2}{2! \cdot 3!} + \frac{2}{4!} - \frac{1}{5!} \right) \cdot \coth kd \right\} k^5 \eta^5 \right. \\ &\quad \left. + \dots\dots\dots \right] \dots\dots\dots (36) \end{aligned}$$

式(36)を式(27)に代入し、両辺に $\tanh kd$ をかけると、

$$\begin{aligned} \beta \cdot \sinh kd \cdot \cos kx &= \eta - \coth kd \cdot k\eta^2 \\ &+ \left\{ \coth^2 kd - \frac{1}{2!} \right\} k^2 \eta^3 \end{aligned}$$

$$-\left\{\coth^3 kd + \left(\frac{1}{3!} - \frac{2}{2!}\right) \cdot \coth kd\right\} k^3 \eta^4 + \dots \quad (37)$$

式を逆転して、 $\eta = \beta \cdot \sinh kd \cdot \cos kx$ の級数であらわしたときの係数を(8)式の関係を用いて計算すると、

$$\left. \begin{aligned} b_1 &= 1 \\ b_2 &= k \cdot \coth kd \\ b_3 &= 2k^2 \cdot \coth^2 kd - k^2 \cdot \coth^2 kd + \frac{1}{2!} k^2 \\ &= k^2 \cdot \coth^2 kd + \frac{k^2}{2!} \\ b_4 &= 5k^3 \cdot \coth^3 kd - 5k^2 \cdot \coth kd \\ &\quad \times \left[k^2 \cdot \coth^2 kd - \frac{k^2}{2!} \right] \\ &\quad + k^3 \cdot \left[\coth^3 kd - \frac{5}{6} \coth kd \right] \\ &= k^3 \cdot \coth^3 kd + \frac{5}{3} k^3 \cdot \coth kd \end{aligned} \right\} (38)$$

この場合、級数解の収束域を決定する式は二つの式よりなり、一つは閉式であって、他の式は閉式のようにして逆転後の係数を計算し、その最大値をみだし、それを M として閉式の形の式として与えられる。

以上の手続きにしたがえば、展開後の各係数を求めうるし、その収束域も決定できる。逐次近似法によるよりも簡単であるが、それでもかなり複雑である。

つぎに述べる Lagrange の級数を用いれば、非常に簡単に求められる。

3. Lagrange の級数による有限振幅波の級数解

[1] Lagrange の級数²⁾

Lagrange の級数は、いわゆる Teixeira の定理の特殊な場合として得られ、複素平面上で次のようにあらわされる。

点 a を囲む C 上およびその中で $f(z)$ 、 $\phi(z)$ は正則であるとし、 C 上のすべての z について $|f(z)| < |z-a|$ がみたされる t とする。

$z = a + t \cdot \phi(z)$ なる方程式を z の方程式とみなすと、 C 内で一つの根をもつ。

C 内およびその上で正則なる z のいかなる関数 $f(z)$ も t のべき級数として、

$$f(z) = f(a) + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{t^n}{n!} \cdot \frac{d^{n-1}}{da^{n-1}} [f'(a) \cdot \{\phi(a)\}^n]$$

の形に展開できる。…………… (39)

[2] 深き波の解

$$\eta = \alpha \cdot \cos kx \cdot e^{k\eta} \quad (40)$$

これを Lagrange の級数に展開するために、

$$f(z) = \eta,$$

$$t = \alpha \cdot \cos kx,$$

$$\left. \begin{aligned} \phi(z) &= e^{k\eta}, \\ z &= \eta, \\ a &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (41)$$

とし、 $a=0$ のまわりの展開を求める。 η および $e^{k\eta}$ は全平面（この場合はあらゆる η ）で正則であるから、閉式をかきなおして、

$$\begin{aligned} \eta &= \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(\alpha \cdot \cos kx)^n}{n!} \cdot \left\{ \frac{d^{n-1}}{d\eta^{n-1}} [e^{n\eta}] \right\}_{\eta=0} \\ &= \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(nk)^{n-1}}{n!} \cdot (\alpha \cdot \cos kx)^n \dots\dots\dots (42) \end{aligned}$$

の形に展開できることになる。

閉式の級数の収束半径は $\alpha \cdot \cos kx$ のべき級数と考え

$$\begin{aligned} \lim_{n \rightarrow \infty} \left| \frac{a_n}{a_{n+1}} \right| &= \lim_{n \rightarrow \infty} \left| \frac{(nk)^{n-1}}{n!} / \frac{\{(n+1)k\}^n}{(n+1)!} \right| \\ &= \lim_{n \rightarrow \infty} \left(\frac{n}{n+1} \right)^{n-1} \cdot \frac{1}{k} = \left| \frac{1}{k \cdot e} \right| \quad (43) \end{aligned}$$

したがって、 $k > 0$ 、 $e > 0$ ゆえ、

$$\left| \alpha \cdot \cos kx \right| \leq |a| < \frac{1}{k \cdot e} \quad (44)$$

の範囲で、閉式が絶対収束、一様収束であることは明らかである。

閉式の級数展開の各係数を求めてみると、

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= 1 \\ a_2 &= \frac{2k}{2!} = k \\ a_3 &= \frac{3^2 k^2}{3!} = \frac{3}{2} k^2 \\ a_4 &= \frac{4^3 k^3}{4!} = \frac{8}{3} k^3 \\ a_5 &= \frac{5^4 k^4}{5!} = \frac{124}{24} k^4 \\ a_6 &= \frac{6^5 k^5}{6!} = \frac{54}{5} k^5 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (45)$$

この閉式は閉式と同じ値を与える。

これらの係数を用いて、近似式を求めてみよう。まず $(\alpha \cdot \cos kx)^3$ の項までとると、

$$\begin{aligned} \eta &= \sum_{n=1}^3 \frac{(nk)^{n-1}}{n!} \cdot (\alpha \cdot \cos kx)^n \\ &= \alpha \cdot \cos kx + k\alpha^2 \cdot \cos^2 kx + \frac{3}{2} k^2 \alpha^3 \cdot \cos^3 kx \\ &= \alpha \cdot \cos kx + \frac{1}{2} k\alpha^2 \{1 + \cos 2kx\} \\ &\quad + \frac{3}{8} k^2 \alpha^3 \cdot \{\cos 3kx + 3 \cdot \cos kx\} \\ &= \frac{1}{2} k\alpha^2 + \alpha \left\{ 1 + \frac{9}{8} k^2 \alpha^2 \right\} \cos kx + \frac{1}{2} k\alpha^2 \cdot \cos 2kx \\ &\quad + \frac{3}{8} k^2 \alpha^3 \cdot \cos 3kx \dots\dots\dots (46) \end{aligned}$$

となり、これは Stokes が求めたものと同じである。

つぎに、 $(\alpha \cdot \cos kx)^4$ の項までとると、

$$\frac{4^3 k^3}{4!} \cdot (\alpha \cdot \cos kx)^4$$

2) この項はおもに、末岡清市著：級数及変換函数系；による

$$= \frac{8}{3} k^3 a^4 \cdot \frac{1}{8} [\cos 4kx + 4\cos 2kx + 3]$$

が加わることになり、

$$\begin{aligned} \eta = & \left(\frac{1}{2} + k^2 a^2 \right) \cdot k a^2 + a \cdot \left\{ 1 + \frac{9}{8} k^2 a^2 \right\} \cdot \cos kx \\ & + k a^2 \left\{ \frac{1}{2} + \frac{4}{3} k^2 a^2 \right\} \cdot \cos 2kx \\ & + \frac{3}{8} k^2 a^3 \cdot \cos 3kx + \frac{1}{3} k^3 a^4 \cdot \cos 4kx \dots (47) \end{aligned}$$

となり、田中の解と一致する。

[3] 浅水波の解

$$\eta = \beta \cdot \sinh k(d+\eta) \cdot \cos kx \dots (48)$$

$$f(z) = \eta,$$

$$t = \beta \cdot \cos kx,$$

$$\phi(z) = \sinh k(d+\eta),$$

$$z = \eta,$$

$$a = 0,$$

とする。3-[2]の場合と同じように、

$$\eta = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(\beta \cdot \cos kx)^n}{n!} \cdot \left\{ \frac{d^{n-1}}{d\eta^{n-1}} [\sinh k(d+\eta)]^n \right\}_{\eta=0} \dots (49)$$

(49)式の

$$\left\{ \frac{d^{n-1}}{d\eta^{n-1}} [\sinh k(d+\eta)]^n \right\}_{\eta=0}$$

を求める。

まず、 $[\sinh k(d+\eta)]^n$ をききなおして、

$$\begin{aligned} \left[\frac{e^{k(d+\eta)} - e^{-k(d+\eta)}}{2} \right]^n &= \frac{1}{2^n} [nC_0 \cdot e^{nk(d+\eta)} + (-1) \\ & \quad nC_1 \cdot e^{(n-1)k(d+\eta)} \cdot e^{-k(d+\eta)} + \dots \\ & \quad \dots + (-1)^r \cdot nC_r \cdot e^{(n-r)k(d+\eta)} \cdot e^{-kr(d+\eta)} + \dots \\ & \quad \dots + (-1)^n \cdot nC_n \cdot e^{-nk(d+\eta)}] \dots (50) \end{aligned}$$

n が偶数であれば

$$\begin{aligned} [\sinh k(d+\eta)]^n &= \frac{1}{2^n} [nC_0 \cdot \{e^{nk(d+\eta)} + e^{-nk(d+\eta)}\} \\ & \quad + (-1) \cdot nC_1 \cdot \{e^{(n-2)k(d+\eta)} + e^{-(n-2)k(d+\eta)}\} \\ & \quad + \dots \\ & \quad + (-1)^r \cdot nC_r \cdot \{e^{(n-2r)k(d+\eta)} + e^{-(n-2r)k(d+\eta)}\} \\ & \quad + \dots \\ & \quad + (-1)^{(n/2)-1} \cdot nC_{(n/2)-1} \cdot \{e^{2k(d+\eta)} + e^{-2k(d+\eta)}\} \\ & \quad + (-1)^{n/2} \cdot nC_{n/2}] \dots (51) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{2^{n-1}} [nC_0 \cdot \cosh nk(d+\eta) \\ & \quad + (-1) \cdot nC_1 \cdot \cosh \{(n-2)k(d+\eta)\} \\ & \quad + \dots + (-1)^r \cdot nC_r \cdot \cosh \{(n-2r)k(d+\eta)\} \\ & \quad + \dots + (-1)^{(n/2)-1} \cdot nC_{(n/2)-1} \cdot \cosh 2k(d+\eta) \\ & \quad + (-1)^{n/2} \cdot \frac{1}{2} \cdot nC_{n/2}] \dots (52) \end{aligned}$$

n が奇数のときは、

$$[\sinh k(d+\eta)]^n = \frac{1}{2^{n-1}} [nC_0 \cdot \sinh nk(d+\eta)$$

$$\begin{aligned} & + (-1) \cdot nC_1 \cdot \sinh \{(n-2)k(d+\eta)\} \\ & + \dots + (-1)^r \cdot nC_r \cdot \sinh \{(n-2r)k(d+\eta)\} \\ & + \dots + (-1)^{(n-3)/2} \cdot nC_{(n-3)/2} \cdot \sinh 3k(d+\eta) \\ & + (-1)^{(n-1)/2} \cdot nC_{(n-1)/2} \cdot \sinh k(d+\eta)] \dots (53) \end{aligned}$$

偏式および偏式をそれぞれ $(n-1)$ 回、 η について微分する。偏式を奇数回、偏式を偶数回微分することになるから、いずれの場合も、 $\sinh$ によって表現されることになる。

したがって、

$$\begin{aligned} \left[\frac{d^{n-1}}{d\eta^{n-1}} [\sinh k(d+\eta)]^n \right]_{\eta=0} &= \frac{1}{2^{n-1}} \cdot \sum_{r=0}^m (-1)^r \\ & \times nC_r \cdot \{(n-2r)k\}^{n-1} \sinh \{(n-2r)kd\} \dots (54) \end{aligned}$$

ここで、 $m = \frac{n}{2} - 1 \dots (n \text{ が偶数のとき})$

$$= \frac{n-1}{2} \dots (n \text{ が奇数のとき})$$

ゆえに、

$$\begin{aligned} \eta &= \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{(\beta \cdot \cos kx)^n}{2^{n-1} \cdot n!} \cdot \left(\sum_{r=0}^m (-1)^r \right. \right. \\ & \quad \times nC_r \cdot \{(n-2r)k\}^{n-1} \sinh \{(n-2r)kd\} \Big) \Big] \dots (55) \end{aligned}$$

$$m = \frac{n}{2} - 1 \dots (n \text{ が偶数のとき})$$

$$= \frac{n-1}{2} \dots (n \text{ が奇数のとき})$$

偏式で表わされる級数の収束を次のようにして求める。

$$\begin{aligned} a_n &= \frac{1}{2^{n-1} \cdot n!} \cdot \sum_{r=0}^m (-1)^r \cdot nC_r \cdot [(n-2r)k]^{n-1} \\ & \quad \times \sinh[(n-2r)kd] \\ &\leq \left| \frac{1}{2^{n-1} \cdot n!} \cdot \sum_{r=0}^m (-1)^r \cdot nC_r \cdot [(n-2r)k]^{n-1} \right. \\ & \quad \times \sinh[(n-2r)kd] \Big| \\ &< \frac{1}{2^{n-1} \cdot n!} \cdot \sum_{r=0}^m |nC_r| \cdot |[(n-2r)k]^{n-1}| \\ & \quad \times |\sinh[(n-2r)kd]| \\ &< \frac{1}{2^{n-1} \cdot n!} \cdot \sum_{r=0}^m |nC_r| \cdot |(nk)^{n-1}| \\ & \quad \times |e^{(n-2r)kd} + e^{-(n-2r)kd}| \\ &= \frac{1}{2^{n-1} \cdot n!} \cdot (nk)^{n-1} \cdot (e^{kd} + e^{-kd})^n \\ &= \frac{(nk)^{n-1}}{n!} \cdot \left(\frac{e^{kd} + e^{-kd}}{2} \right)^n \\ &= \frac{(nk)^{n-1}}{n!} \cdot \{\cosh kd\}^n = b_n \dots (56) \end{aligned}$$

ゆえに b_n を係数とする級数が収束すれば、 a_n を係数とする級数も収束し、偏式からみて絶対収束であることがわかる。

$\sum b_n (\beta \cdot \cos kx)^n$ の収束半径を求めると、

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \left| \frac{b_n}{b_{n+1}} \right| = \lim_{n \rightarrow \infty} \left| \frac{(nk)^{n-1}}{n!} \cdot \{\cosh kd\}^n / \right.$$

$$\begin{aligned} & \frac{\{(n+1)k\}^n}{(n+1)!} \cdot [\cosh kd]^{n+1} \\ &= \lim_{n \rightarrow \infty} \left\{ \frac{n}{n+1} \right\}^{n-1} \cdot \frac{1}{k \cdot \cosh kd} \\ &= \left| \frac{1}{e \cdot k \cdot \cosh kd} \right| \dots\dots\dots (57) \end{aligned}$$

となるから、

$$\begin{aligned} |\beta \cdot \cos kx| &\leq |\beta| < \left| \frac{1}{e \cdot k \cdot \cosh kd} \right| \\ |\beta \cdot e \cdot k \cdot \cosh kd| &< 1 \dots\dots\dots (58) \end{aligned}$$

なる範囲で、(57)式であらわされる級数は一様収束する。

(58)式の級数展開の各係数を求める。

$$a_1, n=1, r=0,$$

$$a_1 = \sinh kd,$$

$$a_2, n=2, r=0$$

$$a_2 = \frac{1}{2} k \cdot \sinh 2kd = k \cdot \cosh kd \cdot \sinh^2 kd$$

$$a_3, n=3, r=0, 1,$$

$$a_3 = \frac{k^2}{8} [3 \sinh 3kd - \sinh kd]$$

$$= \frac{k^2}{8} [3(\cosh^2 kd + \sinh^2 kd) + \sinh kd]$$

$$\times \sinh kd - \sinh kd]$$

$$= \frac{k^2}{8} [9 \cosh^2 kd + 3 \sinh^2 kd - 1] \cdot \sinh kd$$

$$= k^2 \left[\cosh^2 kd + \frac{1}{2} \right] \cdot \sinh^2 kd$$

$$a_4, n=4, r=0, 1,$$

$$a_4 = \frac{k^3}{6} \cdot [2 \sinh 4kd - \sinh 2kd]$$

$$= \frac{k^3}{3} \cdot \sinh kd \cdot \cosh kd \cdot [4 \cosh 2kd - 1]$$

$$= k^3 \cdot \sinh kd \cdot \cosh kd$$

$$\times \left[\cosh^2 kd + \frac{5}{3} \sinh^2 kd \right]$$

$$= k^3 \cdot \left[\cosh^3 kd + \frac{5}{3} \cosh kd \right] \cdot \sinh^2 kd$$

$$a_5, n=5, r=0, 1, 2,$$

$$a_5 = \frac{k^4}{24 \cdot 5} \cdot [5^4 \cdot \sinh 5kd - 5 \cdot (3)^4]$$

$$\times \sinh 3kd + 10 \sinh kd]$$

$$a_6, n=6, r=0, 1, 2$$

$$a_6 = \frac{k^5}{25 \cdot 6} \cdot [6^5 \cdot \sinh 6kd - 6 \cdot 4^5 \cdot \sinh 4kd]$$

$$+ 15 \sinh 2kd]$$

$a_1 \sim a_4$ は (58) 式にも求めている。 (58) 式の方は $(\beta \cdot \sinh kd \cdot \cos kx)$ のべき級数と考え、 (57) 式は $(\beta \cdot \cos kx)$ のべき級数と考えたものであるから、 (58) 式の係数 b_i と (57) 式の係数 a_i との間には

$$a_i = b_i \cdot (\sinh kd)^i \dots\dots\dots (60)$$

という関係がある。このことを考えに入れれば、 (58) 式と (57) 式とは同じものを与えていることがわかる。

次に、級数表示の式をいまだて用いられている解と比べてみよう。まず、 $(\beta \cdot \cos kx)$ の三乗の項までとる。 (57) 式の係数を用いると

$$\begin{aligned} \eta &= \sum_{n=1}^3 \left[\frac{(\beta \cdot \cos kx)^n}{2^{n-1} \cdot n!} \cdot \left(\sum_{r=0}^m (-1)^r \cdot n C_r \cdot \{(n-2r)k\}^{n-1} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \times \sinh \{(n-2r)kd\} \right) \right] \\ &= \sinh kd \cdot (\beta \cdot \cos kx) + \frac{1}{2} k \cdot \sinh 2kd \cdot (\beta \cdot \cos kx)^2 \\ &\quad + \frac{k^2}{8} [3 \sinh 3kd - \sinh kd] \cdot (\beta \cdot \cos kx)^3 \\ &= \beta \cdot \sinh kd \cdot \cos kx + k \beta^2 \cdot \sinh kd \cdot \cosh kd \cdot \cos^2 kx \\ &\quad + k^2 \beta^3 \left[\cosh^2 kd \cdot \sinh kd + \frac{1}{2} \sinh^2 kd \right] \cdot \cos^3 kx \\ &= \beta \cdot \sinh kd \cdot \cos kx + k \beta^2 \cdot \sinh kd \cdot \cosh kd \\ &\quad \times \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cos 2kx \right] + k^2 \beta^3 \left[\sinh kd + \frac{3}{2} \sinh^3 kd \right] \\ &\quad \times \left[\frac{1}{4} \cdot \cos 3kx + \frac{3}{4} \cdot \cos kx \right] \\ &= \frac{1}{2} \cdot k \beta^2 \cdot \sinh kd \cdot \cosh kd \\ &\quad + \left\{ \beta \cdot \sinh kd + \frac{3}{4} k^2 \beta^3 \cdot (\sinh kd \right. \\ &\quad \left. + \frac{3}{2} \sinh^3 kd) \right\} \cdot \cos kx \\ &\quad + \frac{1}{2} \cdot k \beta^2 \cdot \sinh kd \cdot \cosh kd \cdot \cos 2kx \\ &\quad + \frac{1}{4} \cdot k^2 \beta^3 \cdot \left\{ \sinh kd + \frac{3}{2} \sinh^3 kd \right\} \cdot \cos 3kx \\ &\quad \dots\dots\dots (61) \end{aligned}$$

となり、佐藤の求めたものと同じになる。

四乗の項までとると、

$$k^3 \beta^4 \cdot \left[1 + \frac{8}{3} \sinh^2 kd \right] \cdot \sinh kd \cdot \cosh kd \cdot \cos^4 kx$$

が加わることとなり、

$$\cos^4 kx = \frac{1}{8} \cdot (\cos 4kx + 4 \cos 2kx + 3)$$

を用いて

$$\begin{aligned} \eta &= k \beta^2 \cdot \sinh kd \cdot \cosh kd \\ &\quad \times \left[\frac{1}{2} + \frac{3}{8} k^2 \beta^2 \left(1 + \frac{8}{3} \sinh^2 kd \right) \right] \\ &\quad + \beta \cdot \sinh kd \cdot \left[1 + \frac{3}{4} k^2 \beta^2 \left(1 + \frac{3}{2} \sinh^2 kd \right) \right] \cdot \cos kx \\ &\quad + \frac{1}{2} k \beta^2 \cdot \sinh kd \cdot \cosh kd \\ &\quad \times \left[1 + k^2 \beta^2 \left(1 + \frac{8}{3} \sinh^2 kd \right) \right] \cdot \cos 2kx \\ &\quad + \frac{1}{4} k^2 \beta^3 \cdot \left(1 + \frac{3}{2} \sinh^2 kd \right) \cdot \sinh kd \cdot \cos 3kx \\ &\quad + \frac{1}{8} k^3 \beta^4 \cdot \cosh kd \cdot \sinh kd \\ &\quad \times \left[1 + \frac{8}{3} \sinh^2 kd \right] \cdot \cos 4kx \\ &\quad \dots\dots\dots (62) \end{aligned}$$

という形に変形することができる。

4. 近似式の誤差

〔1〕 深水波の場合

$$\eta = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(nk)^{n-1}}{n!} \cdot (\alpha \cdot \cos kx)^n$$

の近似式として $n=h$ までを採用したときの剰余 R_h を求めよう。

$$\begin{aligned} R_h &= \frac{\{(h+1)k\}^h}{(h+1)!} \cdot (\alpha \cdot \cos kx)^{h+1} + \dots \\ &\quad + \frac{\{(h+r)k\}^{h+r-1}}{(h+r)!} \cdot (\alpha \cdot \cos kx)^{h+r} + \dots \\ &\leq \frac{\{(h+1)k\}^h}{(h+1)!} \cdot \alpha^{h+1} + \dots \\ &\quad + \frac{\{(h+r)k\}^{h+r-1}}{(h+r)!} \cdot \alpha^{h+r} + \dots \quad (63) \end{aligned}$$

ここで、

$$e^x = 1 + \frac{x}{1} + \frac{x^2}{2!} + \dots + \frac{x^n}{n!} + \dots$$

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{n}{n!} = e$$

であることを考えれば、

$$\begin{aligned} \frac{(h+r)^{h+r-1}}{(h+r)!} &= \frac{(h+r)^{h+r}}{(h+r)!} \cdot \frac{1}{(h+r)} \\ &\leq e^{h+r} \cdot \frac{1}{h+r} \quad (64) \end{aligned}$$

とかけると、これを(63)に入れて、

$$\begin{aligned} R_h &\leq e^{h+1} \cdot \frac{1}{h+1} \cdot k^h \cdot \alpha^{h+1} \\ &\quad + e^{h+2} \cdot \frac{1}{h+2} \cdot k^{h+1} \cdot \alpha^{h+2} + \dots \\ &\quad + \frac{e^{h+r}}{h+r} \cdot k^{h+r-1} \cdot \alpha^{h+r} + \dots \\ &= \frac{1}{h+1} \cdot e^{h+1} \cdot k^h \cdot \alpha^{h+1} \cdot \left\{ 1 + \frac{h+1}{h+2} \cdot e \cdot k \cdot \alpha \right. \\ &\quad \left. + \frac{h+1}{h+3} \cdot e^2 \cdot k^2 \cdot \alpha^2 + \dots + \frac{h+1}{h+r} \cdot e^r \cdot k^r \cdot \alpha^r + \dots \right\} \\ &< \frac{1}{h+1} \cdot e^{h+1} \cdot k^h \cdot \alpha^{h+1} \{ 1 + e \cdot k \cdot \alpha \\ &\quad + e^2 \cdot k^2 \cdot \alpha^2 + \dots + e^r \cdot k^r \cdot \alpha^r + \dots \} \end{aligned}$$

ところが、 $|e \cdot k \cdot \alpha| < 1$ という収束条件があるから

$$R_h < \frac{1}{h+1} \cdot e^{h+1} \cdot k^h \cdot \alpha^{h+1} \cdot \frac{1}{1 - e k \alpha} \quad (65)$$

となる。したがって、 h 項までとったことにより生ずる誤差 E_h は

$$0 < E_h < \frac{1}{h+1} \cdot \frac{e^{h+1} \cdot k^h \cdot \alpha^{h+1}}{1 - e k \alpha} \quad (66)$$

であらわされる。

〔2〕 浅水波の場合

$$\begin{aligned} \eta &= \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{(\beta \cdot \cos kx)^n}{2^{n-1} \cdot n!} \cdot \left(\sum_{r=0}^m (-1)^r \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \times n C_r \cdot \{(n-2r)k\}^{n-1} \cdot \sinh \{(n-2r)kd\} \right) \right] \end{aligned}$$

の h 項までとると、その剰余 R_h は

$$R_h = \sum_{n=h+1}^{\infty} \left[\frac{(\beta \cdot \cos kx)^n}{2^{n-1} \cdot n!} \cdot \left(\sum_{r=0}^m (-1)^r \right. \right.$$

$$\begin{aligned} &\left. \times n C_r \cdot \{(n-2r)k\}^{n-1} \cdot \sinh \{(n-2r)kd\} \right) \Big] \\ &\leq \sum_{n=h+1}^{\infty} \left[\frac{\beta^n}{2^{n-1} \cdot n!} \cdot \left(\sum_{r=0}^m (-1)^r \cdot n C_r \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \times \{(n-2r)k\}^{n-1} \cdot \sinh \{(n-2r)kd\} \right) \right] \\ &< \sum_{n=h+1}^{\infty} \frac{\beta^n}{n!} \cdot (nk)^{n-1} \cdot \cosh^m kd \quad (67) \end{aligned}$$

ここで(67)を用いて

$$R_h < \sum_{n=h+1}^{\infty} \frac{1}{n!} \cdot k^{n-1} \cdot \beta^n \cdot e^n \cdot \cosh^m kd \quad (68)$$

収束の条件から

$$|\beta \cdot e \cdot k \cdot \cosh kd| < 1$$

であるので、前節と似た手続きにより

$$\begin{aligned} R_h &< \frac{1}{h+1} \cdot e^{h+1} \cdot k^h \cdot \beta^{h+1} \cdot \cosh^{h+1} kd \\ &\quad \times \frac{1}{1 - e \cdot k \cdot \beta \cdot \cosh kd} \quad (69) \end{aligned}$$

ゆえに、 h 項までとったことにより生ずる誤差 E_h は

$$0 < E_h < \frac{1}{h+1} \cdot \frac{e^{h+1} \cdot k^h \cdot \beta^{h+1} \cdot \cosh^{h+1} kd}{1 - e k \beta \cdot \cosh kd} \quad (70)$$

としてあらわされる。

5. 結 論

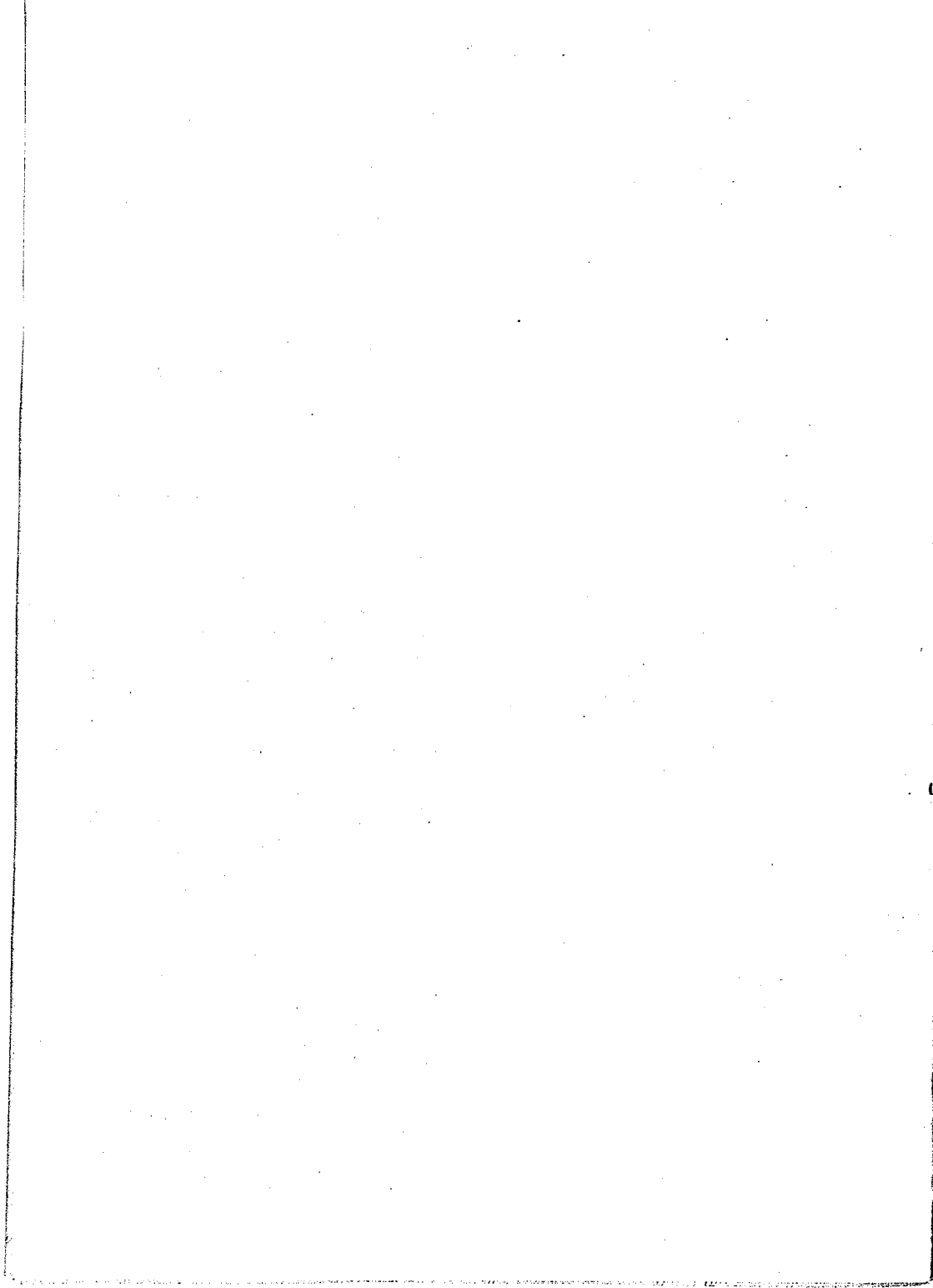
以上に述べた方法によって、有限振幅波の級数解が確かに収束することが確認された。しかも(65)式および(66)式で表わされる収束域内では、絶対収束、一様収束であるから、この級数の二乗、積分などを行なうことが認められる。したがって(65)式、(66)式を用いてエネルギーの計算をすることもできよう。

べき級数の逆数によって求める方法はかなり複雑な計算を必要とするので Lagrange の方法によって級数を求める方がよい。実際、誤差の範囲などは Lagrange の方法によって求めた級数からでないことと計算できない。ただし、Lagrange の方法にしたがった場合でも、特に浅水波については、収束域は実際の収束域より小さすぎ、近似式の誤差は実際に生ずる誤差より大きすぎる。もちろん、このことは、級数を実際に使用する際には安全であるけれども、また他の方法によって実際の収束域、実際の誤差に近い値を計算することもできるであろう。

だが、とりあえずここでは、級数解として(65)式と(66)式、収束域として(65)式と(66)式、近似式の誤差として(65)式と(66)式を導いた。

参 考 文 献

1. Bromwich; Theory of infinite series.
2. 岡田良知; 級数, 岩波全書
3. 末岡清市; 級数及び直交関数系, 応用数学講座
4. L. Civita; Determination vigoureuse des ondes permanentes d'amplitude finie, Math. anal.
5. 田中 清; 海の波概論; 海岸工学講演集
6. L. E. Borgen & J. E. Chappellear; The use of the Stokes-Struik approximation for waves of finite height, Coastal Engineering



プレストレスト活荷重合成ゲタの研究とその設計(2)

大河原橋の設計と載荷試験に関する報告

(昭和35年3月)

田原保二* 多田安夫** 中村正平***

要 旨:

本報告は、先に発表した“プレストレスト合成ゲタの研究とその設計”(1)の結果に基づいて実施したわが国最初の高張力鋼線を使用するプレストレスト合成ゲタ“大河原橋(仮称新尾形橋)”の設計、プレストレストの導入時の試験、および竣工後に実施した載荷試験の結果について述べたものである。

特に、今回はプレストレスト合成ゲタとしての大河原橋の構造の特殊性と、実橋の挙動が設計計算の仮定とおりであるかどうかの検証とを主として検討したものである。

目 次

1. 大河原橋の設計.....(1)	ii) 測定結果.....(11)
[1] 大河原橋架設計画の概要.....(1)	iii) 測定結果の考察.....(11)
[2] 大河原橋の設計々算.....(2)	3. 載荷試験.....(12)
i) 床 板.....(2)	[1] 載荷試験の概要.....(12)
ii) 主ゲタ.....(2)	i) 計測点.....(12)
iii) タワミおよび弾性限界に対する安全度.....(5)	ii) 荷重載荷位置.....(15)
[3] 大河原橋の構造.....(5)	[2] 応力度とタワミの測定.....(15)
[4] 工場製作および使用材料の概要.....(6)	i) 静的載荷試験.....(15)
2. 大河原橋の架設.....(6)	ii) 動的載荷試験.....(15)
[1] 架設工事の概要.....(6)	[3] 試験結果の考察.....(15)
[2] プレストレス導入および応力測定.....(7)	i) 静的載荷試験.....(15)
i) 鋼線の引張力の算定.....(7)	ii) 動的載荷試験.....(16)
ii) 鋼線緊張時の伸び.....(7)	[4] 載荷試験の結論.....(17)
[3] 応力度およびタワミの測定結果.....(9)	附 記
i) 測定の概要.....(9)	

1. 大河原橋の設計

[1] 大河原橋架設計画の概要

大河原橋は、改良された一般国道四号線が宮城県栗田郡大河原町に於て阿武隈川左支川白石川を渡る地点に計画された幅員9.5mの一等橋である。

架橋地点の川幅は約180mであり、川底から計画路面までの高さは約11.3mである。計画線上4ヶ所の試験の結果は図-1に示す通りに砂質粘土ローム層の下に疎鬆り砂質ローム層が相当の深さまで続いており、調査によると強固な基礎を築造することが困難であり、井筒基礎とせずにコンクリート杭基礎として水面下30m程度まで下り上部工も出来るだけ軽量とすることが要求された。その他、計画洪水位、前後の既設橋の橋脚配置の状況から判断して、支間34.4mの等5径間全長176mの単純橋とすることになった。

この程度の支間では活荷重合成ゲタか或いはP.S.コンクリートゲタにするのが普通である。そこで、従来の溶接プレートガーダー、活荷重合成ゲタ、およびPCゲタについて1径間当りの工費を試算して見ると、それぞれ1850万円、1790万

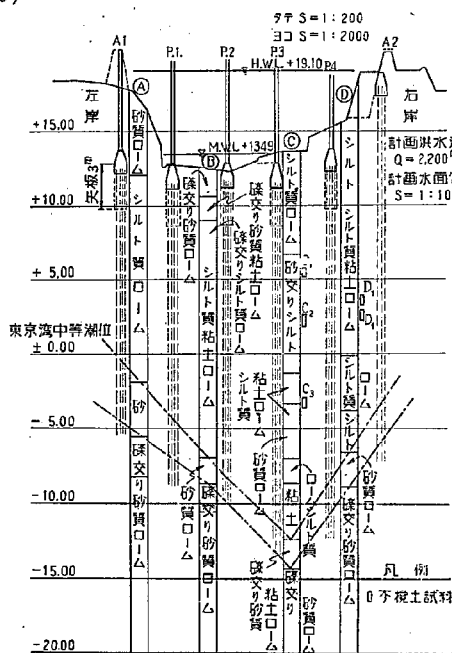


図-1 大河原橋基礎土質縦断面図

* 元橋りよう研究室 現日本道路公団調査役

** 橋りよう研究室 室長

*** 橋りよう研究室 研究員

円、1160万円と推定され、1径間あたりの死荷重はそれぞれ 318 t, 311 t, 429 t と推定された。

当時(昭和32年初頭)、土木研究所において考えていた鋼ゲタにプレストレスを与えた活荷重合成ゲタ、すなわちプレストレスト合成ゲタでは工費1580万円、死荷重は288 t と推定され、工費の一番安いと推定されたP.S.コンクリートゲタに対して工費で36%高くなるが、死荷重で33%減り、又活荷重合成ゲタに対しても9%減ると推定された。すなわち、プレストレスト活荷重合成ゲタを採用すれば、普通の活荷重合成ゲタに比して工費が安くなるのみでなく、上部構造重量を減ずる事が出来るので、下部構造の工費をも減ずることが出来ることと推定された。そこで、既に基本的な研究も終了していたので、第1部²⁾に報告したような型式のプレストレスト活荷重合成ゲタを本地点に採用することになった。

〔2〕大河原橋の設計々算

大河原橋の設計図は、図-2に示す通りであるが、次にその設計々算の概要について述べる。

i) 床版

鉄筋コンクリート床版として設計した。許容応力度は鉄筋に対して1300kg/cm²、コンクリートに対して60kg/cm²とし、昭和31年制定の鋼道路橋設計示方書の第3章に掲載してある鉄筋コンクリート床版の設計モーメントの算出公式により設計した。

ii) 主ゲタ

活荷重は鋼道路橋設計示方書のTおよびL荷重を用い、主ゲタ間の荷重分布作用をGuyon¹⁾およびMassonet^(2),3)の方法に従って照査した。

すなわち、鋼の弾性係数を E_s 、コンクリートの弾性係数を E_c 、鋼のポアソン数を m_s 、コンクリートのポアソン数を m_c 、鋼の剪断弾性係数を G_s 、コンクリートの剪断弾性係数を G_c とし、 $m_s = 3$ 、 $m_c = 10$ と仮定すれば、

$$G_s = \frac{3E_s}{2(3+1)} = 0.375E_s$$

$$G_c = \frac{10E_c}{2(10+1)} = 0.45E_c = 0.065E_s$$

主ゲタのネジリ剛性は、主ゲタの平均断面については断面形を幅の狭いI形と考へて、 $J = \eta \cdot 1/3 \delta^3 h^3$ を用いて求めた。ここで、 J はゲタのネジリ剛性、 η は係数、 δ はウェブ又はフランジ板厚、 h はウェブの高さ又はフランジの巾である。 η はI断面に対して1.31と与えられる。主ゲタ断面については、全部についての平均断面を用いることにすると、平均ネジリ剛度として、ゲタの長さ1m当りに対して80.6 E_s を得、床版のネジリ剛度は同様にして単位長当り5950 E_s を得る。

床版の曲げ剛度は、 I_b が床版の断面二次モーメント

で橋軸に直角方向に対して $1/12 \cdot I_b \cdot E_c$ であり、本橋については単位長当り3270 E_s である。主ゲタの曲げ剛度は同様に合成断面について単位長当り1,636,000 E_s である。

活荷重の横方向分配に寄与する他の1つの要素に対傾橋の曲げ剛性があるが、これについては文献⁴⁾により次のように与えられる。

$$\frac{n}{I} I_o E_s = \frac{8}{24} \cdot I_v \cdot \frac{1}{1+3/2 \cdot \frac{I_v}{I_b + F_o \sin \theta}} E_s$$

ここで、 n は中間対傾橋と端対傾橋の一つを加えた数、 I_o は対傾橋の換算二次モーメント、 I_v は上下弦材の中立軸に対する断面二次モーメント、 F_o は斜材断面積、 λ は主ゲタ間隔、 θ は斜材と主ゲタの交角である。対傾橋断面の諸数値を代入して、橋軸方向平均の曲げ剛度を求めると9,400 E_s となる。

以上に求めた値を合計して、曲げ剛度は橋軸方向1m当り $B_s = 1,636,000 E_s \text{ Kg-cm}^2$ 、橋軸に直角方向1mについて、 $B_y = 12,670 E_s \text{ Kg-cm}^2$ となり、ネジリ剛度は、橋軸方向および橋軸に直角方向に対して $H = 5,990 \text{ Kg-cm}^2$ となる。故にネジリ剛性係数 μ および曲げ剛性係数は次のように与えられ、

$\mu = 0.203$, $\theta = 0.466$, から $K_o.203 = 0.466 K_1 + 0.534 K_o$. Guyon および Massonit の表を用いて曲げモーメント低減率を求めると、内側ゲタから順に0.715, 0.905, 1.025, となつた。

プレストレスは、試算の結果140トン加える場合が最も経済的となった。

このようにして、求められた荷重について、前編²⁾に記した試験ゲタに関して行ったと同じ理論によって、ゲタの各部に加わる軸力と曲げモーメントを計算すると次の表-1のようになる。

次に、これらの数値を含む予想される設計荷重に対して、主ゲタ断面を設計すると、次の表-2の通りとなる。なお、曲げモーメントと軸力を受けるウェブの座屈安定についてはDIN 4114⁵⁾に従ってプレストレスの導入時に1.2、最終状態では1.5の安全率があるように設計した。1例として中ゲタ中央断面について核算をして見ると次のようになる。

すなわち、中ゲタ中央断面ではプレストレス導入時に図-3のような応力状態となるから、ウェブ上下縁の応力比 $\psi = 0.1525$ 、ウェブの縦横比 $\alpha = 1$ 、 $\delta = F/b \cdot t = 0.53$,

$\alpha = 1 < \sqrt{8(1+2\delta)} - 1 = 3.93$ となるから、所要の最小剛性は $\gamma^* = 9.64$ 、故に所要最小の補剛材断面二次モーメントは $J^* = 0.092\gamma^* \cdot b \cdot t^3 = 110 \text{ cm}^4$ となり、実際の補剛材の断面二次モーメントが水平および垂直に對してそれぞれ、300 cm^4 , 576 cm^4 となるから、計算の

表 - 1

中 ゲ タ								
断面	曲げモーメント (Kg-m)				軸 力 (Kg)			
	0	1	2	3	0	1	2	3
鋼 重	0	25,746	41,194	46,343		0		
プレストレス	- 87,360	-100,800	-101,220	-101,780		140,000		
床 版	- 5,352	78,456	129,216	146,111		8,593		
小 計	- 92,722	3,402	69,190	90,674		148,593		
分 布 荷 重	- 2,067	18,289	30,674	34,816		1,663		
集 中 荷 重	- 6,160	54,531	91,409	103,752		4,956		
合 計	- 3,835	48,505	77,680	87,455	3,085	1,714	2,741	3,085
	- 12,062	121,335	199,763	226,023	9,704	8,333	9,360	9,704
	-104,784	124,737	268,953	316,697	158,297	156,925	157,953	158,297

耳 ゲ タ								
断面	曲げモーメント (Kg-m)				軸 力 (Kg)			
	0	1	2	3	0	1	2	3
鋼 重	0	24,572	39,315	44,229		0		
プレストレス	- 64,820	- 88,760	- 99,120	- 99,120		140,000		
床 版	- 4,353	83,040	135,737	153,546		9,402		
小 計	- 69,173	18,852	75,932	98,655		149,402		
分 布 荷 重	- 2,236	20,679	34,659	39,373		1,970		
集 中 荷 重	- 6,669	61,672	103,364	117,423		5,876		
合 計	- 4,224	54,855	87,779	98,921	3,657	2,032	3,251	3,657
	- 13,129	137,206	225,802	255,717	11,403	9,778	10,397	11,403
	- 82,303	156,058	301,734	354,372	160,805	159,180	160,399	160,805

表 - 2 桁 の 断 面 諸 数 値

断 面	鋼 ゲ タ					合 成 ゲ タ (n=7)				
	組 成	断面積	断面二次モーメント	縁距離		床 版	断面積	断面二次モーメント	縁距離	断面一次モーメント
	mm	cm ²	cm ⁴	mm		mm	cm ²	cm ⁴	mm	cm ³
中 ゲ タ	0	200.20			896	2050.180	6157	26,377,586	517 1483	157,563
		1700.14	352	1,353,931	844					
		300.20								
	1	260.20			800	2050.180	5506	19,107,439	410 1590	118,080
		1700.9	259	1,079,642	940					
		200.20								
	2	360.20			797	2050.180	5758	21,891,248	437 1561	128,043
		1700.9	295	1,342,838	945					
		280.20								
	3	450.20			793	2050.180	5982	24,243,233	459 1541	136,161
		1700.9	327	1,576,125	947					
		350.20								
耳 ゲ タ	0	200.10			1029	1900.18	5887	28,120,181	505 1375	153,135
		1700.14	352	1,253,782	701					
		400.20								
	1	200.12			858	1900.18	4984	16,322,619	400 1548	114,390
		1700.9	223	822,169	870					
		200.16								
	2	320.20			792	1900.18	5376	19,323,474	425 1535	123,615
		1700.9	279	1,223,542	948					
		240.20								
	3	440.20			792	1900.18	5684	22,496,293	457 1503	135,423
		1700.9	323	1,546,299	948					
		340.20								

仮定が成立し、照査区画を半分に取れる。

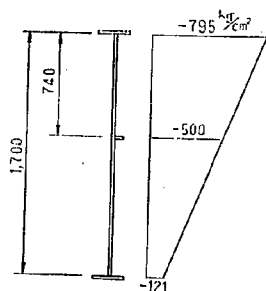


図 - 3

上側半区画については

$$\alpha = 2.3 > 1, \text{ 係数 } K = 4.85, \psi = 0.629,$$

基本圧縮応力度 $\sigma_c = 282 \text{ kg/cm}^2$, 理想圧縮応力度 $\sigma_{uk} = 1,365 \text{ kg/cm}^2$ となり, 安全率 $\gamma = 1.71 > 1.2$ となり, この部分のウェブがプレストレス応力を受けた時, 圧縮に対

して安全であることが認められた。全く同様にして各種の載荷状態に対してウェブの安全を検査した。

床版と鋼ゲタを結合するズレ止めについては, コンクリートの支圧応力による設計に対して溶接部の水平力, および転倒モーメントに対して安全を検査した。すなわち, 図-2に示すジュベルに対して, コンクリートの許容支圧応力度を 70 kg/cm^2 とすると, ジュベル1個の許容耐荷力は, $D_a = \sigma_{ca} \cdot A + \mu \cdot \sigma_{sa} \cdot A^2$ より $13,760 \text{ kg}$ を得る。

ここで σ_{ca} は床版コンクリートの許容支圧応力度, A はジュベル前面積, μ は鉄筋の形から定まる係数で, 輪形筋に対しては 0.7 , σ_{sa} は鉄筋の許容引張応力度, A^2 は輪形筋の垂直投影面積である。

床版コンクリートのクリープおよび収縮に対しては, このゲタが活荷重合成ゲタであるので, 舗装アスファルトコンクリートの荷重に対してクリープを考慮した。その際, プレストレスの影響は非常に小さいので無視した⁹⁾。このようにして, 算出したゲタの各断面の設計応

表 - 3 ケタの断面応力表

単位 kg/cm^2

断 面		中 ゲ タ				耳 ゲ タ			
		0	1	2	3	0	1	2	3
鋼 重	σ_o	0	-168	-215	-205	0	-410	-255	-227
	σ_u	0	197	255	245	0	416	305	271
プレストレス	σ_o	181	207	127	84	135	299	140	75
	σ_u	-942	-1,418	-1,185	-1,040	-760	-1,567	-1,270	-1,041
床 版	σ_o	11	-615	-796	-761	9	-909	-912	-816
	σ_u	-58	650	878	852	-51	837	1,018	912
小 計	σ_o	192	-576	-884	-882	144	-1,020	-1,027	-968
	σ_u	-1,000	-571	-52	-57	-811	-314	53	142
舗 装	σ_c	1	-4	-6	-7	1	-6	-8	-8
	σ_o	-2	-12	-19	-22	1	-19	-29	-31
	σ_u	-10	105	151	149	-12	135	190	182
分 活 荷 重	σ_c	1	-13	-19	-21	1	-16	-24	-23
	σ_o	-1	-36	-58	-62	-2	-56	-85	-94
	σ_u	-30	311	453	464	-26	401	567	542
集 活 荷 中 重	σ_c	1	-11	-16	-17	1	-14	-20	-21
	σ_o	-1	-29	-47	-54	1	-45	-69	-77
	σ_u	-19	281	379	385	-24	361	484	458
小 計	σ_c	3	-28	-41	-45	3	-36	-52	-52
	σ_o	-4	-77	-124	-138	0	-120	-183	-202
	σ_u	-59	697	983	998	-62	897	1,241	1,182
収 縮	σ_c	8	6	8	8	7	6	9	9
	σ_o	-308	-269	-271	-260	-316	-321	-271	-246
	σ_u	118	112	102	90	98	137	107	80
ク リ ー プ	σ_c	-1	2	3	3	-1	2	4	3
	σ_o	8	-34	-52	-57	4	20	-65	-65
	σ_u	-3	15	20	19	-1	-48	26	21
温 度 差	σ_c	3	3	4	4	3	2	4	4
	σ_o	-140	-192	-188	-184	-194	-195	-187	-185
	σ_u	72	79	69	62	59	82	73	60
合 計	σ_c	13	-17	-26	-30	12	-26	-35	-36
	σ_o	-252	-1,148	-1,519	-1,521	-362	-1,637	-1,733	-1,667
	σ_u	-872	332	1,122	1,226	-717	754	1,500	1,485

力度は表-3のとおりである。

iii) タワミおよび弾性限界に対する安全度

各荷重状態におけるゲタのタワミは、表-4に示すとおりで、示方書の規定の範囲内にある。又示方書に規定

する弾性限界に対する安全度は、表-5のとおりに得られている。又、プレストレスによるゲタの短縮は、中ゲタで 7.5mm、耳ゲタで 7.9mm、と計算された。

表-4 支間中央点の撓み (cm)

ゲタ 荷重	中 ゲ タ	耳 ゲ タ
鋼ゲタ	- 1.97	- 2.03
プレストレス	+ 5.59	+ 5.85
床版	- 6.78	- 7.40
舗装	- 0.80	- 0.87
分布活荷重	- 2.23	- 2.42
集中活荷重	- 1.48	- 1.61
死荷重によるもの	- 3.96	- 4.45
活荷重によるもの	- 3.71	- 4.03
合計	- 7.67	- 8.48

表-5 弾性限界に対する安全 (kg/cm²)

断面	耳ゲタ応力度			中ゲタ応力度		
	床版上縁	上フランジ	下フランジ	床版上縁	上フランジ	下フランジ
1	- 63	- 763	706	- 50	- 726	667
2	- 76	- 1,069	1,574	- 76	- 1,118	1,764
3	- 79	- 1,079	1,819	- 83	- 1,096	1,898

〔3〕 大河原橋の構造

以上の計算結果に基づいて、図-2に示す通りの設計図を作成した。その概要を説明すると次の通りである。車道巾員は 9.5m、全長 176m、支間 34.4m、全長 35.2mの単純5径間橋である。主ゲタは SS41 の鋼板を用い、2ヶ所の現場銲接手の外は、全溶接の集成断面で、フランジプレートは厚さおよび巾を変えて一枚とし、カバプレートは使用しない。〔2〕に示した計算に基づいてウェブには3段に水平ステフナーを配置した。ステフナーは、支承部の垂直ステフナーを除いて、美観上からすべて片側のみ配置した。そのため、腹板は普通断面で厚さ 9mm、間隔部は 14mm にすることが出来た。定着部は、図-2に示すように、板厚 10mm の板に鋼管を中心間隔 20cm に溶接したもので、それぞれ内部には模型ゲタの場合と同様に直径 7mm 鋼線12本用のフレシネーコーンが収められている。定着部の主ゲタへの取付は、模型ゲタの実験結果およびゲタの配置の便を考えて、腹板下縁および下フランジの縁端を切断して補強し、定着部が完全に収容出来るスペースを作成してあるので、ゲタ端は全く突出部がなく、定着部がゲタの取扱いの邪魔

になることはない。

高張力鋼線は保護用の外径 48.6mm、肉厚 3.5mm の鋼管の中を通り、図のように主ゲタの側面の垂直補剛材の下部に明けたタ円形孔の中を通して配置されている。孔はプレストレスが導入される以前には、保護管をその下端で適当な間隔で支持して直線状に保って鋼線の引入を便利にし、プレストレス導入後には、荷重変動等によってゲタがタワむときに鋼線に補剛材があたらないように充分な大きさになっている。保護管と定着部の接合は図-2にあるように気密伸縮接手によって行っているで、プレストレスおよび荷重によるゲタの伸縮に应付することが出来る。ジュベルは直径 14mm の輪形筋付きの馬蹄形ジュベルで高さ 100mm、板厚 14mm である。配置間隔は最大 50cm から最小 35cm である。コンクリート床版は鋼橋の標準示方書に従って無限版として設計しているので、橋端部では溝形鋼を用いた床ゲタを配置して補強した。

音には鉤鋼製のロッカーシュエを用いてありゲタの伸縮に対する抵抗は非常に小さい。

〔4〕工場製作および使用材料の概要

上部構造の製作および架設工事は、専業主の東北地方建設局において競争入札の結果、株式会社横河橋梁製作所が工費 63,060,000円 で落札した。鋼桁は同社の田町

工場で作成され、定着部は同社からの外注により、ピーエスコンクリート株式会社鶴宮工場においてコンクリートを打設した。定着部コンクリートの配合は次表の通りであった。

定着部コンクリート配合表 (コンクリート 1m³ 当り)

早強セメント	水	水セメント比	砂	利	粗細骨材比	σ_{28}
470 kg	170 kg	36%	660 kg	1120 kg 最大径 10mm	1.7	420kg/cm ²

2 大河原橋の架設

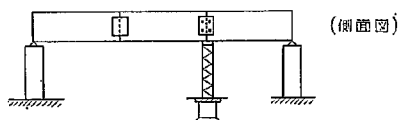
〔1〕架設工事の概要

ケタは工場で作製し仮組立検査の後、現地に運搬し、定着部、鋼線保護管を取りつけた後、前もって支間の間に設けた移動式支柱を用いて仮支承とし、ケーブルクレーンによって、所定の支間に配置した。この際、ケタは相互に相隣る支間のケタが入れ違いうように、図-4 のごとく配置し、プレストレス導入を容易にした。現場接手を絞緊の後、各径間 5 本のケタを 2 本、3 本の組に分けて橋脚の上に架け渡して、支点において枕木を用いて仮に支持し、対傾構と横構に組立ボルトおよびドリフトピンを通す。次に高張力鋼線を保護管内に通して、フレッシュジャッキを定着部に取りつけ鋼線の緊張をする。ジャッキは 2 台 1 組とし、1 本のケタの両端に 1 台宛配置し、ケタの両側の鋼線を 1 束宛対称に緊張した。各ケタの 4 束の鋼線は 2 束宛緊張するので、前もって計算により所要の緊張力を算出しておき、最終の定着によって所定のプレストレスが与えられるようにした。定着が終了した後、直ちに定着部からモルタルを注入し、ケタを水平に移動し、沓の上に据付け、対傾構、横構を絞緊した。モルタルが十分な強度に達した約 1 ヶ月後に、床版コンクリートを打設し、1 ヶ月の養生の後にアスファルトコンクリート舗装を施工し工事を完了した。注入に用いたグラウト、鉄筋コンクリート床版、およびアスファルトコンクリート舗装の配合は次の表の通りである。

イ) 各 1 本の鋼ケタは 3 つに分れている。これを陸上で 2 本、1 本にわけて 2 本の接手を絞緊する。



ロ) 現場に支台を組立て、ケーブルクレーンで上記の内の 2 本を接合点で支持し絞緊する。



ハ) ケタを互い違いに橋台上に配置し、ケタ端を除くすべての対傾構、横構を仮締めする。但し、橋台上にのる端部間は橋台のバラベットのがあるためにジャッキが入らないので、橋台の前にステージングを組立てて仮橋台とする。

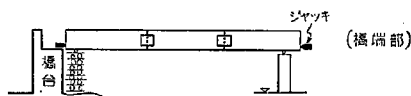
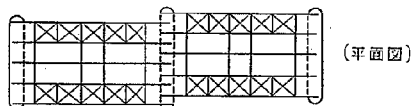


図-4 架設の順序

注入グラウト配合表 (グラウト 1m³ 当り)

早強セメント	フライアッシュ	水	アルミ粉	水/セメント+フライアッシュ	ポゾリス No.8	σ_3
700 kg	300 kg	500 kg	180 g	37%	1.8 kg	75kg/cm ²

鉄筋コンクリート床版配合表 (コンクリート 1m³ 当り)

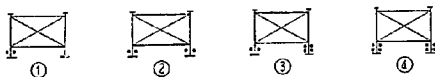
セメント	水セメント比	ポゾリス No.5	スランプ	粗骨材	28日強度
310 kg	45%	0.5%	< 5 cm	最大寸法 < 25 mm	360kg/cm ²

アスファルトコンクリート舗装配合表

アスファルト	石 粉	洗 砂	石 mm		
			径20~10	径10~5	径5~2.5
10 %	10 %	52 %	11 %	12 %	5 %

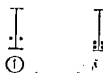
第5後間のゲタを上流側から2本組、1本、2本組、と分けて3回の測定を行った。各面には、下図のような順序でジャッキ2台を用いてプレストレスを導入した。

1回目 (2本組) 対傾構、横構は全部取付けて仮締めボルト1本でとめてある。



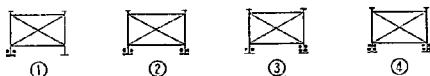
(2本組)

2回目 上流側に対傾構 全部、下流側は対傾構2ヶ所を取付けたもの。



(1本)

3回目 (2本組) 1回目と同様。



(2本組)

図 - 5

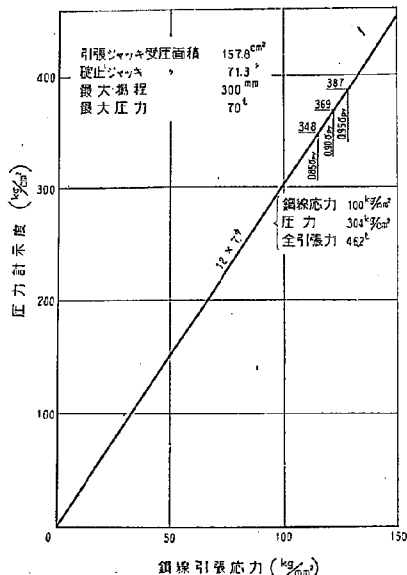


図 - 6 Eジャッキ (1953年型 12φ7mm用)
(ジャッキ及びコーンの摩擦4%とする)

〔2〕 プレストレス導入および応力測定

1. プレストレス導入の方法

プレストレスの導入および測定の順序は次の図-5の通りとした。応力導入に用いた Freyssinet 式E型ジャッキのマノメーターと緊張力の検定結果を次の図-6に示す。

各鋼線に導入すべき引張応力度と鋼線の伸びは次のようにして求めた。ここでPC鋼線のリラクゼーションを5%, ジャッキおよびコーンの内面における摩擦損失による緊張力減少量を3%, 鋼線延長1m当りの摩擦損失係数 $0.4 \times 10^{-2}/m$ を考慮した。

i) 鋼線の引張力の算定

計算書よりゲタの有効引張力 σ_{10} は

$$\begin{aligned} \text{中ゲタの上側} \quad & 35 \times 1.056 = 37.0 \text{ ton} \\ & \sigma_{10} = 80.16 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{耳ゲタの上側} \quad & 35 \times 1.052 = 36.9 \text{ ton} \\ & \sigma_{10} = 79.94 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{中, 耳ゲタの下側} \quad & 35.0 \text{ ton} \\ & \sigma_{10} = 75.83 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (\text{PC鋼線 } \phi 7 \text{ mm } 38.465 \text{ mm}^2/\text{本}) \\ 461.59 \text{ mm}^2/\text{ケーブル}) \end{aligned}$$

表 - 6

ケーブルNo	σ_{10}	l	$\lambda \cdot l$	$1 + \lambda l$	$\sigma_{pl} \text{ (kg/mm}^2\text{)}$
Aゲタ					
A ₁ B ₁	79.94	34.64	0.13856	1.13856	91.02
C ₁ D ₁	75.83	"	"	"	86.34
Bゲタ					
A ₂ B ₂	80.16	"	"	"	91.27
C ₂ D ₂	75.83	"	"	"	86.34

$$\begin{aligned} A \left\{ \begin{array}{l} A_1 B_1 \quad 91.02 \times 1.08 = 98.30 \text{ kg/mm}^2 \\ C_1 D_1 \quad 86.34 \times 1.08 = 93.25 \text{ kg/mm}^2 \end{array} \right. \\ B \left\{ \begin{array}{l} A_2 B_2 \quad 91.27 \times 1.08 = 98.57 \text{ kg/mm}^2 \\ C_2 D_2 \quad 86.34 \times 1.08 = 93.24 \text{ kg/mm}^2 \end{array} \right. \end{aligned}$$

ii) 鋼線緊張時の伸び

(1) 伸び量を測定するためジャッキの先端より20cmのところに標点を打ちこれをmとする。

(2) 伸び量

Δl は次式で表わされるものとする。

$$\Delta l = \sigma / ES \cdot l$$

$$E_s = 20 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 = 20 \times 10^4 \text{ kg/mm}^2$$

$$l/E_s = 5 \times 10^{-6}$$

伸び量計算は次の表-7のとおりになる。

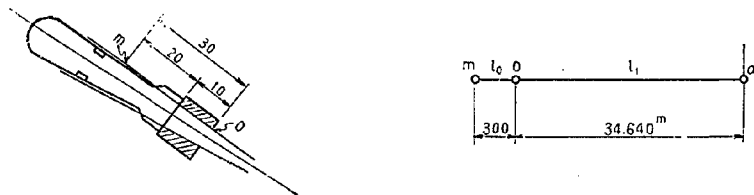


図 - 7

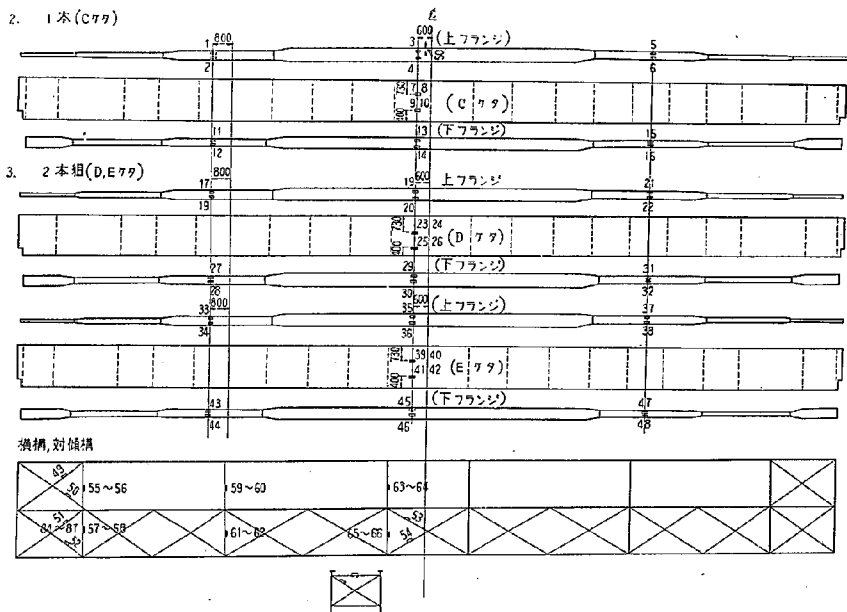


図 - 8

表 - 7 鋼 線 伸 張 量

ケーブル号	引順	張序	鋼力	線度	引張力 (ケーブル)	マンメーター 指数(kg/cm ²)	推定 伸び量(mm)	備 考
A ゲタ	A ₁	B ₁	図 - 4	98.30	45.37	288	167.0	
	C ₁	D ₁	〃	93.25	43.04	273	158.4	
B ゲタ	A ₂	B ₂	〃	98.57	45.50	288	167.5	
	C ₂	D ₂	〃	93.24	43.04	273	158.4	

表 - 7 (1)

ケーブル No	σ_t	$l_t(\text{mm})$	$\Delta l_t(\text{mm})$
A ₁ B ₁	95.57	34.640	165.5
C ₁ D ₁	90.66	〃	157.0
A ₂ B ₂	95.83	〃	166.0
C ₂ D ₂	90.66	〃	157.0

表 - 7 (2)

ケーブル No	σ_o	l_o	Δl_o	$\Delta l(\text{mm})$
A ₁ B ₁	98.30	300	1.5	167.0
C ₁ D ₁	93.25	〃	1.4	158.4
A ₂ B ₂	98.57	〃	1.5	167.5
C ₂ D ₂	93.24	〃	1.4	158.4

[3] 応力度およびタワミの測定結果

応力度およびタワミの測定点は図-9のとおりである。

i) 測定の概要

応力度の測定には電気抵抗線式ヒズミ計、ヒューゲン

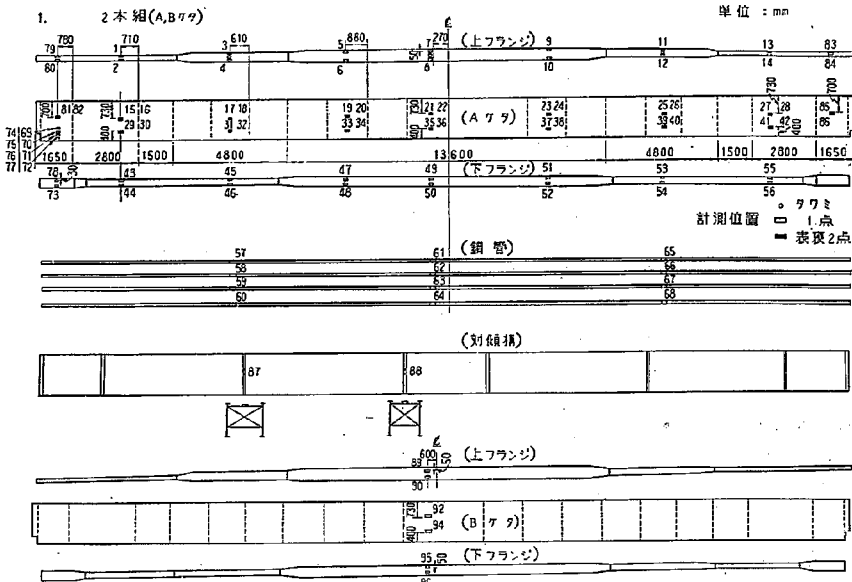


図-9 ヒズミ計測点位置図

ベルガー式ヒズミ計、枝研式ヒズミ計およびダイヤルゲージを用い、タワミの測定にはレベルおよびダイヤルゲージを用いた。測定は昭和34年2月10日~18日の間に実施した。応力測定は次の順序に従って、各1対のケーブル緊張毎に実施した。(表-8)

表-8		
測定番号	摘	要
1	イ	ニシヤル
2	ジ	ヤッキメーター読み
3	ク	200kg/cm ²
4	ケ	最終値
5	定	着コン打込の後
6	ジ	ヤッキ除去

 1) 各部応力度
(イ) A, Bゲタ (2本組)

表-9

測点	プレストレス状態		状態		状態		状態		備考
	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値	
79, 80	16	26	18		20		84	298	Aゲタ 上フランジ
1, 2	9	6	12		15		292	298	
3, 4	28	25	32		38		235	238	
5, 6	2	2	8		13		162	151	
7, 8	2	2	6		10		159	151	
9, 10	2	2	10		14		161	151	
11, 12	30	25	39		44		242	238	
13, 14	8	6	12		20		290	298	
83, 84	12	26	15		25		292	298	
81, 82	-105	-138	-109		-119		-155	-212	Aゲタ ウェブW _u
15, 16	-230	-242	-280		-293		-424	-434	
17, 18	-210	-229	-277		-283		-447	-456	
19, 20	-188	-199	-232		-241		-385	-399	
21, 22	-190	-199	-249		-243		-390	-399	
23, 24	-178	-199	-223		-222		-375	-399	
25, 26	-213	-229	-269		-283		-433	-456	
27, 28	-226	-242	-340		-372		-430	-435	
85, 86	-84	-138	-90		-100		-132	-212	

表-9 つづき

測点	プレストレス状態									備考
		測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値	
29, 30		- 641	- 431	- 615		- 695		-1428	- 995	Aゲタ ウェブW _L
31, 32		- 425	- 441	- 537		- 568		-1020	-1037	
33, 34		- 345	- 367	- 438		- 485		- 828	- 858	
35, 36		- 364	- 367	- 436		- 486		- 42	- 858	
37, 38		- 340	- 367	- 430		- 476		- 851	- 858	
39, 40		- 438	- 441	- 518		- 559		-1002	-1037	
41, 42		- 617	- 431	- 641		- 671		-1375	- 995	Aゲタ 下フランジ
73, 78		- 87	- 380	- 98		- 105		- 385	- 963	
43, 44		- 797	- 579	- 818		- 839		-1422	-1435	
45, 46		- 563	- 580	- 663		- 753		-1390	-1417	
47, 48		- 468	- 477	- 553		- 684		-1108	-1159	
49, 50		- 435	- 477	- 562		- 662		-1155	-1159	
51, 52		- 455	- 477	- 590		- 663		-1133	-1159	水 平 ステイフナー
53, 54		- 548	- 580	- 705		- 753		-1410	-1435	
55, 56		- 817	- 579	- 848		- 883		-1316	- 963	
69, 74		- 200	- 196	- 301		- 314		- 429	- 504	
70, 75		- 198	- 218	- 262		- 271		- 446	- 569	
71, 76		- 233	- 239	- 195		- 212		- 544	- 634	
72, 77		- 265	- 259	- 153		- 173		- 683	- 650	ガスパイプ
57, 58, 59, 60		- 52	0	- 90	0	- 101	0	- 139	0	
61, 62, 63, 64		- 8	0	- 42	0	- 63	0	- 86	0	
65, 66, 67, 68		- 4	0	- 8	0	- 25	0	- 40	0	
89, 90, B ₁		- 3		6	8	- 159	- 178	186		Bゲタ 上フランジ
91, 92		- 28		- 165	- 172	- 388	- 402	- 412		Bゲタウェブ W _L
93, 94		- 59		- 352	- 369	-1022	-1064	-1088		
95, 96		- 53		- 452	- 469	-1150	-1190	-1220		Bゲタ 下フランジ
87		11		40		29		23		スウエイ
88		40		40		15		82		

(ロ) C ゲ タ (1本)

測点	プレストレス状態					備考
		測定値	理論値	測定値	理論値	
11, 12		- 542	534	- 1257	- 1300	ゲタ 1/4点下フランジ
13, 14		- 447	469	- 1110	- 1138	ゲタ 中央点
15, 16		- 570	534	- 1224	- 1300	ゲタ 3/4点

(ハ) D, E ゲ タ (2本組)

測点	プレストレス状態									備考
		測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値	
17, 18		13	14	195	198	208		215		Dゲタ 上フランジ
19, 20, D ₁		2	10	133	145	159		165		
21, 22		13	14	201	198	218		222		
23, 24		- 204	- 217	- 423	- 433	- 454		- 461		Dゲタウェブ W _L
25, 26		- 359	- 361	- 832	- 875	- 905		- 951		
27, 28		- 525	- 534	-1289	-1300	-1355		-1368		Dゲタ 下フランジ
29, 30		- 445	- 469	-1098	-1138	-1183		-1195		
31, 32		- 527	- 534	-1289	-1300	-1328		-1368		
33, 34		12		18		20	25	217	237	Eゲタ 上フランジ
35, 36, E ₁		21		5		3	2	148	151	
37, 28		11		22		92	25	241	239	
39, 40		- 17		- 47		- 169	- 199	- 349	- 393	Eゲタウェブ W _L
41, 42		- 27		- 35		- 445	- 366	- 880	- 856	
43, 44		- 60		- 116		- 558	- 579	-1530	-1414	Eゲタ 下フランジ
45, 46		- 58		- 110		- 439	- 476	-1141	-1158	
47, 48		- 56		- 85		- 545	- 579	-1530	-1414	
56		9		18		29		44		スウエイ
57		8		11		13		34		
58		- 38		- 59		- 65		- 80		
61		27		4		0		21		
66		- 4		- 44		- 57		- 74		

2) タ ヲ ミ (ケタ中央)

(イ) A, B ゲ タ (2本組)

プレストレス 状態 ケ タ 値								
	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値
A	- 21	- 21	- 22		- 24		- 58	- 58
B	- 1		- 20	- 20	- 54	- 55	- 55	

(ロ) C ゲ タ (1本)

プレストレス 状態 ケ タ 値				
	測定値	理論値	測定値	理論値
C	- 21	- 20	- 56	- 55

(ハ) D, E ゲ タ (2本組)

プレストレス 状態 ケ タ 値								
	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値
D	- 20	- 21	- 54	- 55	- 56		- 56	
E	- 3		- 4		- 23	- 24	- 58	- 58

3) 高張力鋼線の伸び量

ケ タ ブ ル 値	A		B		C		D		E	
	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値
1 (295 kg/cm ²)	168	167	108	167.5	168	167.5	168	167.5	167	167.0
2 (")	169	167	167	167.5	172	167.5	168	167.5	167	167.0
3 (290 ")	159	158.4	159	158.4	160	158.4	159	158.4	159	158.4
4 (")	159	158.4	160	158.4	159	158.4	159	158.4	160	158.4

ii) 測定結果

測定結果を理論値と対比して示せば次の表-9の通りである。

iii) 測定結果の考察

測定は曇天の日中、あるいは夕方から夜間にかけて実施しているので、温度分布の相違に原因する誤差は少いようであり、

プレストレス導入量を見ると支間中央部において、ウェブおよび下フランジはほぼ所定の値が得られていることが判る。しかし、上フランジの応力は計算値より大きい。一般に上フランジの応力度が乱れているのは、ジュベールによる拘束の影響によるものと思われる。

ケタ端部において、応力度が計算値より大きいのは、ケタ端に加えたプレストレスがケタ高に一樣分布となるためには、一般に云われているように、ケタ端からはほぼケタ高に等しい距離だけ離れた点からであるということのためであると思われる。又、この附近は、荷重による曲げモーメントが小さいので、設計断面が小さく、上記の理由でプレストレスによる応力度は一時的に示方値の許容応力度を越える所もあるが、架設終了後には、自重、その他の死荷重によって、実応力度は許容応力度内に収まることになり、安全である。

3 載 荷 試 験

〔1〕 載荷試験の概要

主ゲタにプレストレスを導入した後、床版コンクリート打設した。コンクリートの養生が終了し、アスファルト舗装を施工してから載荷試験を実施した。荷重としては、土砂を満載したダンプトラック4台を用い、電気

抵抗線式ヒズミ計および田辺式タワミ計および接研式タワミ計を使用して、ゲタの応力度およびタワミを測定した。

1) 計 測 点

主ゲタ応力度の計測点は図-10のとおりであり、タワミの計測点は、各ゲタの支間中央点である。

表 - 10 (1)

単位: kg/cm²

載			荷			1			備 考
A	ゲ	タ	B	ゲ	タ	C	ゲ	タ	
ゲージ番号	測定値	理論値	ゲージ番号	測定値	理論値	ゲージ番号	測定値	理論値	
4, 8 3, 7 2, 6 1, 5	- 2 - 7 -16 -27	- 3 - 8 -19 -31	12, 16 11, 15 10, 14 9, 13	- 2 - 4 -13 -18	- 2 - 5 -13 -22	20, 24 19, 23 18, 22 17, 21	- -10 -12 -24	- 2 - 4 -11 -18	上フランジ
4, 11 3, 10 7, 14 2, 9 6, 13 1, 8 5, 12	1 9 30 23 80 30 108	0 10 31 29 80 37 113	18, 25 17, 24 21, 28 16, 23 20, 29 15, 22 19, 26	0 9 18 23 64 33 92	0 9 24 23 64 34 97	32, 39 31, 38 35, 42 30, 37 34, 41 29, 36 33, 40	6 6 14 20 52 30 81	0 7 19 18 50 27 76	ウェブ
23, 32 27, 31 26, 30 25, 29	4 50 121 172	4 52 132 189	36, 40 35, 39 34, 38 33, 37	4 38 97 146	4 40 104 159	44, 48 43, 47 42, 46 41, 45	-24 - 5 68 120	3 31 82 91	下フランジ
15, 7 13, 5 11, 3 9, 1	64 60 68 64		16, 8 14, 6 12, 4 10, 2	67 68 80 80					パイプ

表 - 10 (2)

載			荷			2			備 考
A ゲ タ			B ゲ タ			C ゲ タ			
ゲージ番号	測定値	理論値	ゲージ番号	測定値	理論値	ゲージ番号	測定値	理論値	上フランジ
4, 8	— 5	— 5	12, 16	— 3	— 4	20, 24	— 2	— 3	
3, 7	—11	—15	11, 15	— 7	—10	19, 23	— 6	— 8	
2, 6	—38	—38	10, 14	—21	—26	18, 22	—14	—20	
1, 5	—58	—62	9, 13	—42	—43	17, 21	—33	—34	
4, 11	1	1	18, 25	0	0	32, 39	0	0	ウェブ
3, 10	20	22	17, 24	19	19	31, 38	13	15	
7, 14	56	64	21, 28	46	50	35, 42	36	40	
2, 9	56	56	16, 23	45	48	30, 37	37	37	
6, 13	160	160	20, 29	130	131	34, 41	101	101	
1, 8	66	75	15, 22	64	69	29, 36	50	55	下フランジ
5, 12	212	228	19, 26	182	194	33, 40	150	153	
23, 32	6	8	36, 40	6	8	44, 48	5	6	
29, 31	94	105	35, 39	70	81	43, 47	54	64	
26, 30	256	264	34, 38	210	214	42, 46	164	166	
25, 29	330	380	33, 37	302	319	41, 45	250	251	パイプ
15, 7	72		16, 8	88					
13, 5	80		14, 6	90					
11, 3	88		12, 4	101					
9, 1	78		10, 2	99					

表 - 10 (3)

載荷3									備考
Aゲタ			Bゲタ			Cゲタ			
ゲージ番号	測定値	理論値	ゲージ番号	測定値	理論値	ゲージ番号	測定値	理論値	
4, 8 3, 7 2, 6 1, 5	- 6 -16 -46 -30	- 6 -21 -47 -34	12, 16 11, 15 10, 14 9, 13	- 4 -12 -32 -27	- 4 -13 -32 -24	20, 24 19, 23 18, 22 19, 21	- 4 - 7 -23 -15	- 4 -10 -25 -19	上フランジ
4, 11 3, 10 7, 14 2, 9 6, 13 1, 8 5, 12	12 34 92 72 190 40 100	4 34 97 72 204 40 122	18, 25 17, 24 21, 28 15, 23 20, 27 15, 22 19, 26	2 26 76 60 154 32 98	2 29 77 60 163 37 104	32, 39 31, 38 35, 42 30, 37 34, 41 29, 36 33, 40	5 22 60 46 118 26 78	6 23 60 48 129 29 81	ウェブ
23, 32 27, 31 26, 30 25, 29	10 150 314 192	14 159 336 203	35, 40 35, 39 34, 38 33, 37	12 76 244 156	14 124 265 168	44, 48 43, 47 42, 46 41, 45	10 88 190 116	11 98 210 134	下フランジ
15, 7 13, 5 11, 3 9, 1	48 52 59 48		16, 8 14, 6 12, 4 10, 2	52 52 56 64					パイプ

表 - 10 (4)

載 荷 7									備 考
A ゲ タ			B ゲ タ			C ゲ タ			
ゲージ番号	測定値	理論値	ゲージ番号	測定値	理論値	ゲージ番号	測定値	理論値	
4, 8 3, 7 2, 6 1, 5	0 0 - 8 -10	- 2 - 4 - 8 -12	12, 16 11, 15 10, 14 9, 13	- 1 - 3 -10 -12	- 2 - 5 -12 -12	20, 24 19, 23 18, 22 19, 21	- 2 - 5 -12 -28	- 2 - 6 -16 -29	上フランジ
4, 11 3, 10 7, 14 2, 9 6, 13 1, 8 5, 12	0 1 8 5 20 8 38	- 1 2 10 8 26 12 38	18, 25 17, 24 21, 28 16, 23 20, 29 15, 22 19, 26	0 6 20 14 50 28 74	- 1 7 21 19 54 29 82	32, 39 31, 38 35, 42 30, 37 34, 41 29, 36 33, 40	0 6 30 24 54 43 121	0 11 31 29 79 43 121	ウェブ
23, 32 27, 31 26, 30 25, 29	- 1 17 33 60	- 1 17 44 64	36, 40 35, 39 34, 38 33, 37	1 26 80 126	3 34 89 128	44, 48 43, 47 42, 46 41, 45	5 44 116 190	5 51 130 193	下フランジ
15, 7 13, 5 11, 3 9, 1	40 35 42 42		16, 8 14, 6 12, 4 10, 2	54 49 50 54					パイプ

表 - 10 (5)

載			荷			8			備 考		
A ゲ タ			B ゲ タ			C ゲ タ					
ゲージ番号	測定値	理論値	ゲージ番号	測定値	理論値	ゲージ番号	測定値	理論値			
4, 8 3, 7 2, 6 1, 5	- 2 - 8 -16 -24	- 3 - 9 -16 -26	12, 16 11, 15 10, 14 9, 13	- 2 - 7 -16 -23	- 3 - 7 -16 -26	20, 24 19, 23 18, 22 19, 21	- 4 - 6 -10 -28	- 3 - 7 -18 -29	上フランジ		
4, 11 3, 10 7, 14 2, 9 6, 13 1, 8 5, 12	- 1 6 21 20 62 26 84	- 1 7 23 21 63 27 89	18, 25 17, 24 21, 28 16, 23 20, 29 15, 22 19, 26	- 1 10 24 24 70 28 106	- 1 10 29 27 75 40 114	32, 30 31, 38 35, 42 30, 37 34, 41 29, 36 33, 40	0 12 32 30 80 45 104	0 12 33 31 86 46 130		ウェブ	
23, 32 27, 31 26, 30 25, 29	2 36 102 142	2 41 104 150	36, 40 35, 39 34, 38 33, 37	2 30 110 172	4 47 123 183	44, 48 43, 47 42, 46 41, 45	2 52 110 182	5 54 140 208			下フランジ
15, 7 13, 5 11, 3 9, 1	47 41 52 40		16, 8 14, 6 12, 4 10, 2	52 44 60 56							

表 - 10 (6)

載			荷			9			備 考
A ゲ タ			B ゲ タ			C ゲ タ			
ゲージ番号	測定値	理論値	ゲージ番号	測定値	理論値	ゲージ番号	測定値	理論値	上フランジ
4, 8	0	- 3	12, 16	- 3	- 3	20, 24	- 2	- 2	
3, 7	-10	-10	11, 15	- 6	- 7	19, 23	- 5	- 7	
2, 6	-22	-26	10, 14	-10	-19	18, 22	-14	-16	
1, 5	-40	-43	9, 13	-26	-32	19, 21	-23	-27	
4, 11	0	1	18, 25	0	0	32, 39	- 1	0	ウェブ
3, 10	10	15	17, 24	13	14	31, 38	11	12	
7, 14	40	43	21, 28	32	37	35, 42	30	31	
2, 9	36	38	16, 23	33	35	30, 37	28	29	
6, 13	108	110	20, 29	88	76	34, 41	93	108	
1, 8	42	51	15, 22	50	52	29, 36	30	43	
5, 12	140	156	19, 26	142	145	33, 40	110	121	
23, 32	5	5	36, 40	6	6	44, 48	4	5	下フランジ
27, 31	64	72	35, 39	44	61	43, 47	40	51	
26, 30	164	180	34, 38	134	157	42, 46	116	130	
25, 29	241	260	33, 37	126	232	41, 45	182	193	
15, 7	39		16, 8	49					パイプ
13, 5	32		14, 6	36					
11, 3	44		12, 4	49					
9, 1	42		10, 2	54					

表 - 11 タ ヲ ミ

全 巾 に 4 台 載 荷					各 ケ タ に 2 台 載 荷				
ゲ タ		載 荷 位 置	理論値 (mm)	測定値 (mm)	載 荷 位 置		理論値 (mm)	測定値 (mm)	
A ゲ タ	1/4	1	6.4	6.0	1/2 1	Bゲタ	7.8	7.6	
	1/2	1	11.4	10.7		Cゲタ	4.6	4.4	
	3/4	1	6.4	5.5		Dゲタ	2.0	1.2	
B ゲ タ	1/4	1	5.3	4.9	1/2 1	Bゲタ	6.9	6.0	
	1/2	1	9.2	8.8		Cゲタ	5.5	5.2	
	3/4	1	5.3	5.2		Dゲタ	4.0	3.8	
C ゲ タ	1/4	1	4.2	3.7	1/2 1	Bゲタ	5.8	5.7	
	1/2	1	7.2	6.5		Cゲタ	6.2	6.0	
	3/4	1	4.2	3.7		Dゲタ	5.8	5.3	

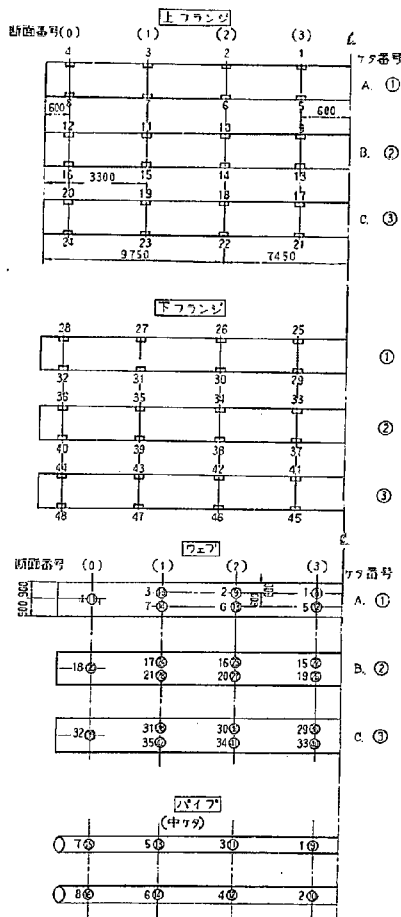


図 - 10 計測点詳細図

ii) 荷重減荷位置

トラックは全重量12トンのダンプトラック4台を、

次々に図-11のように配列し、静止させて10回の測定を行った。次にトラックを一定速度(30k/m)で走行させて振動によるタワミを測定した。本橋の前後の取付道路が未完成のため、これ以上の速度を出すことは不可能であった。

[2] 応力度とタワミの測定

i) 静的荷重試験

トラック荷重を前記の各位置に静止させたときのゲタ各部の応力度とタワミは表-10, 11のとおりである。

ii) 動的荷重試験

中央ゲタおよび耳ゲタの動的タワミの測定結果の1例は図-12に示す通りである。

[3] 試験結果の考察

i) 静的荷重試験

一般に、静的荷重試験による応力度の測定結果は、理論値と良く一致している。但し、ゲタ端部では、一致しない場合があるのは、先のプレストレス導入時の試験結果について述べたと同じような理由によると思われる。

次に主ゲタ応力度から荷重分配の状況を調べて見ると次表のようになります。この設計に用いた荷重分配の仮定が実際と略々一致していることが判る。

表 - 12 荷重分配係数 (支間中央)

	Aゲタ	Bゲタ	Cゲタ
設計値	0.810	1.025	1.160
実測値	0.846	1.028	1.121

次に高張力鋼線および保護管の応力度について調べて見る。鋼線の断面積は 18.48 cm² 保護鋼管の断面積は 25 cm² 内部のモルタルの断面積は 30.72 cm² である。荷重により、鋼線を含む鋼管は張力を受ける。この場合モルタルは、鋼線と鋼管と一体となって張力に抵抗すると考えられる。今鋼管内のモルタルの弾性係数が鋼の 1/7.5 であるとする、前式⁷⁾によって計算値は実験値と良く一致する。

表 - 13

荷 重 状 態	載 荷 1		載 荷 2	
	耳ゲタ	中ゲタ	耳ゲタ	中ゲタ
プレストレス力 (kg)	3,226	3,523	3,810	4,522
計算断面積 (n=7.5) (cm ²)	47.6			
鋼管応力度測定値 (kg/cm ²)	62	74	80	95
応力度換算断面積 (cm ²)	46.4		47.9	
推定モルタル応力度 (kg/cm ²)	8	10	21	17

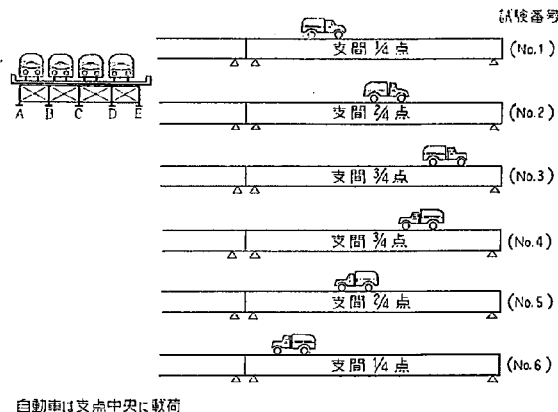


図 - 11 荷重載荷方法

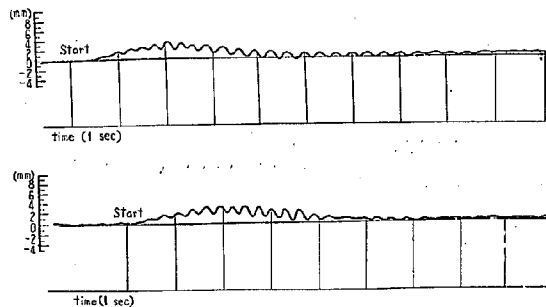


図 - 12 動的タワミ計測図

表-13 のモルタル応力度の大きさから、この程度の荷重によつては、モルタルは充分に張力に抵抗し、鋼管、モルタル、鋼線は略々、1 体として作用し得ることが判る。

ii) 動的載荷試験

動的タワミの測定結果は、田辺式撓度計を用いて得られたもので充分なものとはいえないが、タワミ振動の周波数と衝撃係数を求めて見ると、平均値として次の値を得る。

固有振動数 3.0 回/秒

衝撃係数 0.375~0.4

鋼道路橋設計示方書にある式から衝撃係数を求めると 0.237 となるから、実測値はこれより 60% 位大きくなっている。設計において考へる衝撃係数は、このような実測値の衝撃率の考へ方とは異なる意味を有するものであるが、やはり、この係数が可成り大きいのが実情であることは注目すべきことと思われる。

振動固有値問題については、いろいろの考へ方があるが、本橋は比較的簡単な主ゲタ並列系であるので、従来の実験および解析の結果から見て単純ハリと考えれば充

分であると思われる。この場合の固有振動周波数を与へる式は次の通りである。

$$f_n = \frac{\pi n^2}{2l^2} \sqrt{\frac{EIg}{A\gamma}}$$

ここで n : 振動次数
 l : ハリ支間長
 E : ハリの材料のヤング率
 A : ハリの断面積
 γ : ハリの単位長当りの質量
 g : 重力の加速度

この式に、本橋の諸元を代入すると基本振動数の 3.1 回/秒を得る。ここで、更にプレストレスの影響を考慮するに当り、近似的にプレストレス力のみを考えると、固有振動周期は次式³⁾で与えられる。

$$f_n = \frac{\pi n^2}{2l^2} \sqrt{\frac{EIg}{A\gamma}} \sqrt{1 - \frac{\alpha^2}{i^2}}$$

$$\text{ここで } \alpha^2 = \frac{S l^2}{E I \pi^2}$$

S : プレストレス力

この式に前と同様に本橋の諸元を代入すると、第二の $\sqrt{\quad}$ の値は $n=1$ に対して 0.967 となるから、実験値と良く一致することになる。従って、プレストレスを加えられた、橋ゲタはやや振動周期が減少する傾向にあることが判る。

〔4〕 載荷試験の結論

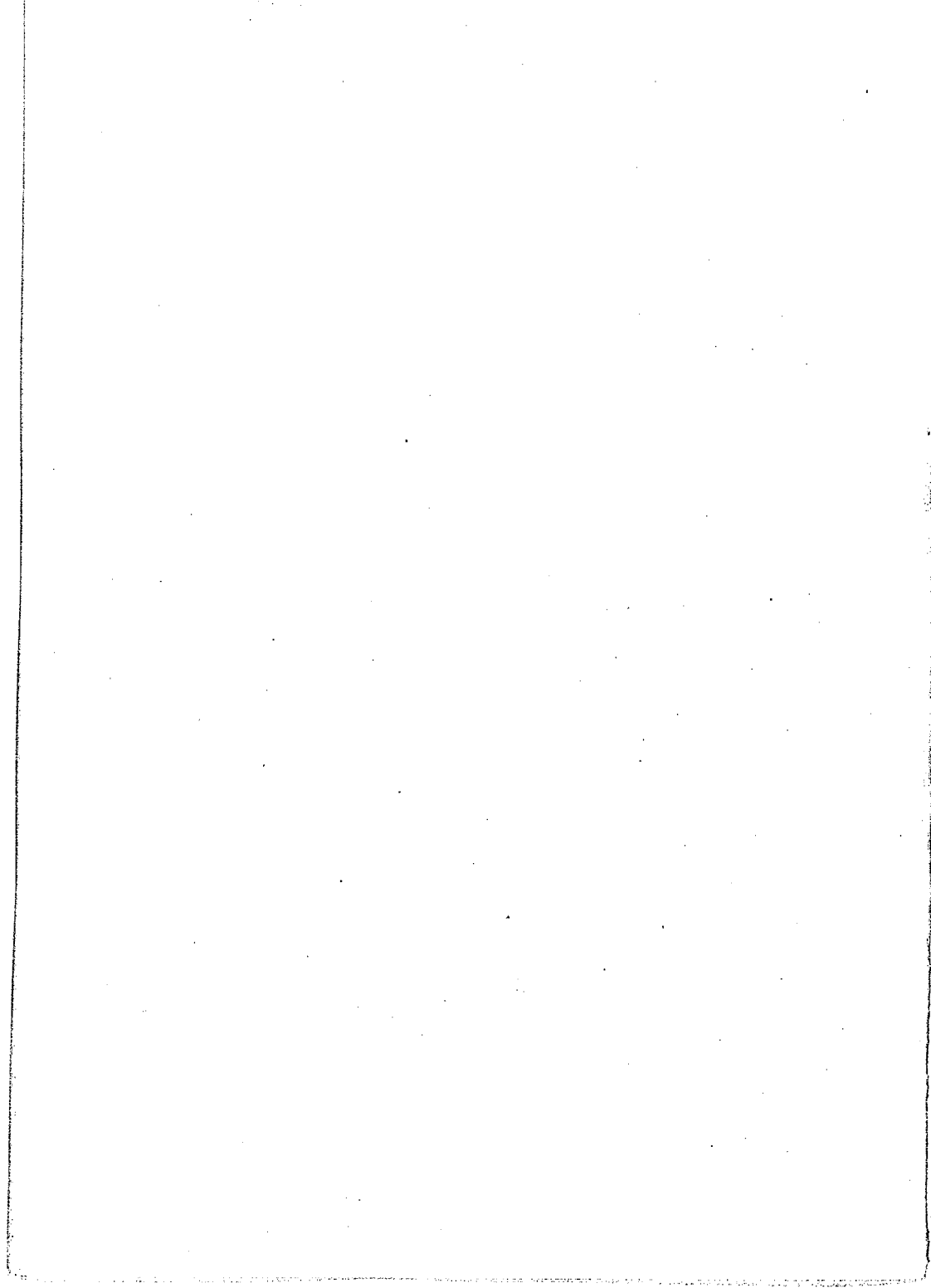
載荷試験の結果から、計算に用いた仮定は、すべて充分に実際と近似しており、動的性状についても全く不安はないと思われる。

附記

終りに大河南橋の設計と試験に当って研究の場を提供していただきいろいろと御協力をいただいた東北地方建設局仙台工事事務所、ならびに大河南出張所の関係各位に心から御礼申し上げる次第である。

文 献

- 1). Y. Guyon : Calcul des ponts larges à poutres multiples solidarisés par des entre-toises.
 Ann. pts. et chaussées de France, 1946, PP553-612
- 2). C. Massonnet : Methode de calcul des ponts à poutres multiples tenant compte de leur resistance à la torsion.
 International association of bridge and structural Engineering
 1950. Vol. 10. pp 147-182
- 3). C. Massonnet : Compléments à la méthode de calcul.
 des ponts à poutres multiples. Oct. 1954
- 4). Timoshenko and goodier : Theory of Elasticity
 p. 287
- 5). 土木研究所報告 No. 91-5 米白橋に関する実験的研究
- 6). DIN 4114. Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung) Berechnungsgrundlagen, 1952
- 7). 土木研究所報告 No. 103 の 2
 プレストレスト合成ゲタの研究とその設計
 (i) 模型実験に関する報告
- 8). テモシエンコ : 工業振動学
- 9). 第4回日本道路会議論文集 昭和32年
 筏橋の設計について. 岩木, 永井.



水 制 に 関 す る 研 究

(昭和 35 年 10 月)

秋 草 勲*・吉 川 秀 夫**・坂 上 義 次 郎***

芦 田 和 男****・土 屋 昭 彦*****

要 旨

従来の水制工法について統計的考察を行ない、現在用いられている水制の概要をはあくし、ついで水制機能の理論的考察を試み、不透水制については水制域の計算を行ない、透過水制については、これを粗度として取り扱い、相当粗度および抗力係数の考え方を導入して流速減少の計算方法を導いた。

棧型水制と円柱型水制を用いて実験を行ない、流速減少効果の理論を確め、また水制のまわりの洗掘堆積を調べるために移動床の模型実験を行なった。これにより従来経験的に行なわれていた水制工法に理論的根拠を与えとともに、合理的な設計法を導入したものである。

目 次

1. 序 説.....(1)	(3) 抗力係数の考え方による理論.....(42)
〔1〕 はしがき.....(1)	〔3〕 水制効果の遷移領域の理論.....(43)
〔2〕 従来の研究.....(3)	4. 水制に関する実験.....(45)
〔3〕 水制研究の問題点.....(13)	〔1〕 遷移領域における水制の実験.....(45)
2. 水制工法の統計的考察.....(15)	〔2〕 流速減少効果に関する実験.....(59)
〔1〕 序 論.....(15)	(1) 問題の所在.....(59)
〔2〕 調査資料.....(15)	(2) 棧型水制の実験.....(60)
〔3〕 工 種.....(30)	(3) 円柱型水制の実験.....(67)
〔4〕 水制角度.....(31)	〔3〕 水制のまわりの洗掘、堆積に関する実験.....(72)
〔5〕 水制本数.....(32)	(1) 実験装置.....(73)
〔6〕 水 制 高.....(33)	(2) 実験方法.....(73)
〔7〕 水 制 長.....(33)	(3) 実験の結果ならびにその検討.....(74)
〔8〕 水制施工勾配.....(33)	5. 結 論.....(88)
〔9〕 水制間隔と水制長との関係.....(34)	〔1〕 実験に対する結論.....(88)
〔10〕 水制間隔と水制高との関係.....(35)	(1) 水制群における遷移領域に関する実験.....(88)
3. 水制機能の理論的考察.....(36)	(2) 水制の流速減少効果に関する実験.....(90)
〔1〕 水制域の理論.....(36)	(3) 水制のまわりの洗掘、堆積に関する実験.....(91)
(1) 直角水制の水制域.....(36)	〔2〕 水制設計に当って考慮すべき事項.....(91)
(2) 斜水制の水制域.....(37)	参考文献.....(93)
(3) 水制域の計算例.....(40)	
〔2〕 透過水制の流速減少効果に関する理論.....(41)	
(1) 水制と粗度との関連.....(41)	
(2) 相当粗度の考え方による理論.....(41)	

1. 序 説

〔1〕 はしがき

水制とは一般に河岸から流れに突出した工作物をいっているが、その機能に対する考え方は、古い時代と現在

とでは大変に異なっているようである。

真田秀吉博士は「日本水制工論」で水制とは、水流の激突を防ぎ、またはこれを転ぜしめたり導いたり、または水路の水深および粗度を保持するために河中に設置する工作物であって、これによって水流の方向を変更せ

*国土工務所長 **河川部河川研究室長、工博 ***企画課長 ****河川部河川研究室主任研究員 *****河川部河川研究室研究員

しめ、また水制の陰に土砂の沈積を誘致するのを目的とする」と論じ、ついで次のようにも述べている。「むかしから水制工とは水流に直角に築設する横工が多く、これを「刳」「水刳」または「刳出し」「つき出し」といい、これを材料によって類別すれば、土砂を用いて築造するものを「土出し」といい、石造を「石出し」かごを用いるものを「かご出し」あるいは「焼かご出し」、その規模の大きなものを「大かご出し」といい、杭木を用いるものを「杭出し」、枠を用いるものを「枠出し」と呼んだ。」

これによれば水制工とは、水流の方向を変更せしめ、またはその陰に土砂の沈積を誘致する目的のため設置される工作物であって、その構造の多くは「水刳」「出し」の類である。

現在では水制の主たる機能としては一応次のようなものと考えられる。

- (1) 水流に対する抵抗を増して、流速を減少させて岸の崩壊を防ぐ、または護岸の負担を軽減する。
- (2) 水刳をおこない、岸を守る。
- (3) 水路幅を水制し、または水流を河心に集中させて流路を固定する。
- (4) 導流を行なう。

これなどは水制の効果的な機能ともいふべきものであつて水制工自体の働きは

- (1) 水流に対する抵抗を増して、流速を減少させる。(流速減少の働き)
- (2) 水流に対して直接障礙物となり、水流を刳ねて方向を転ぜしめて、防護すべき箇所水流を激突せしめないようにする。(水刳の働き)

であつて、水制工自体にはそれ以外の働きはないと考えられる。その外の機能と考えられているもの、たとえば、流路の固定、土砂沈積の誘致、導流などはすべて上述の水制の二つの働きを利用してその目的を達するものである。従来この点が曖昧であつたようである。どうしても水制を計画する場合には、水制設置の目的と、水制自体の持つ働きを明確にして置く必要がある。

わが国における原始的な水制工はいわゆる古事記、万葉集の時代から平安末期頃(西暦 800~1190)までは、主として杭工、横工であるといわれているが、杭工(おそらくは乱杭打工)は、その流速減少の働きによって川岸の崩壊をふせいだものであり、横工は縦工として直接護岸をなし、横工としてはその水刳の働きを利用したものであろう。

安土、桃山時代(西暦1650年頃)以降において、現在でも使用されている各種の水制工が各地方特有の工法として案出されたといわれているが、これらはいずれも「刳」「出し」の類で、水刳ねの働きをねらつた工法である。思ふに当時の治水工法としては現在のように断面の大

きい堤防の築造は困難であつたし、また材料および工法の点では現在見られるような堅固な護岸の設置は不可能であつた。堅固な護岸のない比較的脆弱な堤防に対しては、これに直接水流が激突することは水防上最も恐るべきものであつたに相違ない。したがつて治水工法としては、もっぱら水刳を目的とした各種の「刳」「出し」の工法が発達し、これによって水流が直接堤防に激突しないように工夫したものであろう。工事材料の点では各地方の特色に応じ土石の刳類から籠出し、枠出し、杭出しというものに発展したと考えられる。

近代においては進歩した建設機械の利用により理論的に必要なかつ十分に大きい断面の堤防が築造され、また護岸においても、石、コンクリートなどを利用し、その工法も進歩したので十分に堅固なものが設置されるようになってきた。断面の大きい堅固な護岸を持つ近代の堤防は水流の激突に対してもはなはだしい不安はない状態である。ただ恐るべきは堤防の崩壊であり、護岸根固の流失である。このために多くの河川ではもっぱら護岸の根固に多くの苦心がはらわれているが、これには根固水制として、流速減少の働きをねらつたものが多い。ただ特に急流河川では護岸前面の河床を洗掘から防ぐ程度に流速の減少をはかることが困難なために、流速減少のための工法に、直接洗掘を防ぐ各種の沈床工を併用するか、河床洗掘防護のための沈床類に工夫して流速減少の働きを与えるように考案されているのが多い。その上、「刳」を目的とした工作物も併用されている。

現在各河川で各種多様な水制工が行なわれているが、これらのもので流速減少を目的としたものか、水刳を目的としたものか判然としなないものも多いが、概略次のように区別できよう。

流速減少を目的とするもの、

- (1) 水制の高さは低い。
- (2) 透過性である。
- (3) 杭工などが主で軽い工作物になっている。
- (4) 数本ないし数十本が並置され、それが全体として作用する。

水刳を目的とするもの

- (1) 水制の高さは高い。
- (2) 不透過性である。
- (3) 土石、コンクリートなどが主で容量が大きく、重い工作物になっている。
- (4) 単独あるいは少数並置される。

以上概略主として水制の機能と、それから見た水制工の発展についてのべた。

水制は上代、古代から行なわれ、近世から急に発達し現代に至つたものであるが、その発展の過程は主として永い年月にわたる多くの経験と工夫との蓄積であり、材料的の変遷であつて、水理学的な裏付けが全然見られな

い。明治以後にわが国では大治水事業が行なわれるに至り、水制工法にも飛躍的進歩が見られ、これにしたがって理論的または経験的な研究も数多く行なわれた。これらの業績について次にのべる。

(2) 従来の研究

わが国においては水制工として、杭工、桐工などが採用されたのはきわめて古く、万葉集や古事記などにもその記事を見ることができるが、今日の水制工の前駆をなす工法の発達したのは戦国時代にはいって群雄割拠し、富国強兵策のとられた関係から、治山治水の事業は、わが国の急峻な地形と台風などによる異常降雨とあいまって重要な施政の一つとなり群雄によって自己領土開発、保全のため河道を限定するのにさかんに堤防、水制工が施工されるようになってからである。それから後水制について種々の試みがなされ、経験に基づいて次第に改良され、今日なお使用せられている工法も少なくない。このような関係から、水制に関する文献も少なくはないが理論的にとり扱うことが困難なために、概して過去の経験から工法の優劣を比較し、論じたものが多い。

(1) 真田秀吉の水制論

昭和5年に真田秀吉博士²⁾は「河川水流の制御について」と題して従来の水制工法を検討し、利根川における護岸水制工の経験について詳述している。それによれば、

「水制の用い方に対する基本的な考え方として、「水制は水流に対し一つの障害を作り、川床および川岸を保護する一方法たるに止まり、水を激せしむるはその目的にあらず、さればこれがために水を激動し附近を荒らしめず、柳に風と受け流し少しづつこれに抵抗し、数多くの水制にて一の目的を達する様心掛くべきなり。すなわち刻出しもなるべく低きものを以てすべし、またなるべく透過工を用うるを良しとすべし」としている。

この考え方は近代水制の水工学的な意味をあらわすものとして重要であり、信玄堤の時代からすでに本邦の水制工法の基本とされていたものである。なおまた水制工突出の角度については上向きを推奨し、この場合は砂洲が水制下手にそって附着し下向きおよび直角の場合よりもまさるし、深掘れの生じる原因は渦流であって、水制上を越流するような場合、水流は水制に直角に落込むから、下向きあるいは直角のときは根柢にまでこの渦が達し堤防に対し危険であるとしている。現在は水制突出しの角度は概して上向きに設置しているが、上に述べた二つのことがらがその主な理由と考へてさしつかえないと思う。

明治の初年より、利根川、淀川、北上川、信濃川、木曽川などの大河川において、オランダ人技師の指導の下に粗朶沈床工をもっていわゆる「ケレップ水制」を施工

して来たが、博士はこの方法を改良し直角式を上向水制に改め、粗朶沈床工を本体として、これに荒目に二列の杭打をなし(低水位以上0.6~1.0mくらい)内部杭間に低水位より低く割石を投入し、杭列に鉄線を張るかまたは桐をかくかする。いわゆる「杭打上置工」を考案された。

この工法を、オランダの工法であるケレップ水制と比較すると、後者はその幹部を石張上層としたためになめらかすぎて、流水に抵抗をあたえないため沈殿を萌致するに至らず、また高く設置して抵抗をあたえんとすれば、いわゆる不透過となり、前後に深掘を生ずる。これに反して前者は透過工たる杭工の特長を発揮させるので、沈殿がさかに行なわれ、また工事期も過水期を選ぶ必要がなく工費至廉で破損がいたって少くないのを特色とする。この工法は利根川中流部に使用され、その後さらに改良されて全国の河川に広く用いられている。

(2) Winkel の理論

不透過水制間隔を決めるために Winkel³⁾ は次のような理論的考察を試みている。

巾一様な開水路の中に置かれた障害物の後端の流速分布は、図-1・1 のようになり、1, 2 の間で dQ の流量が逆流することになる。そして流速0の点と障害物の端を結んだ線は角度 α だけ内側に傾むく、この角度は多少の変動があるが、実測によれば $5^{\circ}15'$ から $7^{\circ}4'$ の間にあるとしている。

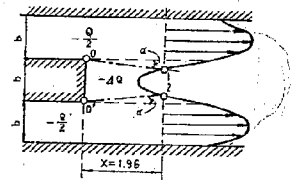


図-1・1

いまこの関係を図-1・2に示すように水制領域に応用すれば、 $+dQ$ によって土砂が水制区間に持ち込まれることになる。この流速0の線が岸に達するまでをその水制の有効区間と考えれば、理論的な最大水制間隔 D は

$$D_{\max} = \cot \alpha \frac{B-B'}{2} \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

α の実測値の平均値 $6^{\circ}6'$ を用いれば

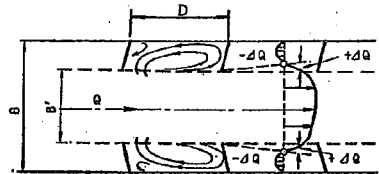


図-1・2

$$D_{\max} = 4.675(B-B') \dots\dots\dots (1 \cdot 2)$$

となる。しかし実際には下流側の水制による影響や、岸の彎曲などによって

$$D = (1.25 \sim 4.5) \frac{B-B'}{2} \dots\dots\dots (1 \cdot 3)$$

とするのがよいとしている。

境界線 $\overline{O1}$, $\overline{O'2}$ の傾き角度 α は、下流側に何も無い場合にはほぼ一定値を得るが、下流側に水制を設けた場合には水制領域内の渦流を強め α は理論値よりも大きくなるであろう。したがって α は D の関数となり (1・2) 式の関係を満足しない。さらに垂直方向の流速分布を考慮に入れるとこのような二次元的な取扱いは不十分であり、特に掃流土砂量を支配する底面近くの流速分布は、水制頭部に生ずる深い洗掘溝によって変化をうけ、実際に生ずる現象はこのような簡単な理論では説明しえない。

(1・3) 式の関係について、富永正義博士⁴⁾ が利根川の寄川の十分ついているものについて調べたところによると

$$D = (1.7 \sim 2.3) (B-B')/2 \quad \text{直線部}$$

$$D = (1.4 \sim 1.8) (B-B')/2 \quad \text{凹岸部}$$

$$D = (2.8 \sim 3.6) (B-B')/2 \quad \text{凸岸部}$$

であった。そしてこれらの値についても、河川により、また、水路勾配により変化するからそれぞれの河川あるいは区間ごとに発達する蛇行現象を研究し、その蛇行が保持できるためのきっかけとなるように位置、間隔、長さが論ぜらるべきだとしている。

(3) 山下栄の実験

山下栄⁵⁾ は透過水制の機能を実験的に求めるために主として杭打上置水制を6種類製作し、自然河川に設置して簡単な測定を行なった。用いた水制の形状を図-1・3に示す。これらの水制を河床に固定して直上の流速分布を測定して設置しない場合の流速分布を比較したのが図-1・4である。

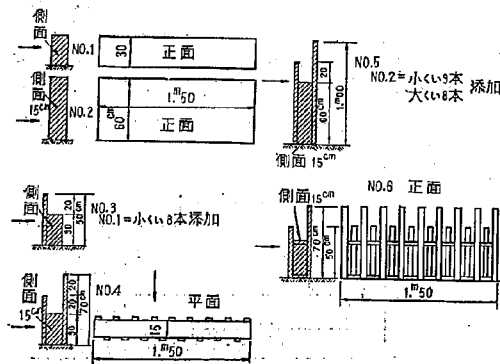


図-1・3

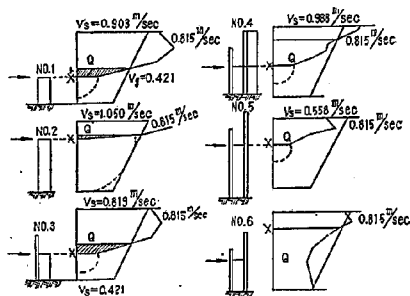


図-1・4

これらの実験結果から、水制の不透過部の上端に生ずる流速 v_2 の大小、および河床からの高さ、ならびに水制設置前の流速に比較して減少した流速をあらゆる分布曲線によって囲まれる面積 Q の大きいほど洗掘作用が大きいとして、6種の水制の優劣を論じている。その他、水制製作の経済性、対岸への影響などを考慮して次のような順位を設けた。

1. No. 4, 2. No. 3, 3. No. 5, 4. No. 1,
5. No. 6, 6. No. 2

これによれば、低い不透過水制に二列に杭打を施したものが優れており、不透過水制だけのものはいずれも好ましくない。しかし、単に水制位置での流速分布のみでは洗掘、堆積の状態を推定するには十分でない。この位置で河床流速が0でも数メートル下流では再び速い流速があらわれれば河床を洗掘するし、さらに水制間隔や水制頭部での洗掘の問題などが関係してくる。さらに土砂量について考えれば浮遊と掃流では運搬機構が異なるし、単なる流速分布の形から Q のみを比較しても、そこに含まれる土砂粒の大きさ、濃度などを考えなければ十分なる説明にならないし、また水制工の優劣を定めることもむずかしいように思われる。

(4) 利根川における護岸水制工

高野宗久⁶⁾ は利根川上流部の河川工事の経験から、(1)洪水時の乱流を防ぐために低水路を設ける。(2)河床洗掘による護岸破壊を防ぐ、(3)蛇行曲線を減じ螺旋流を防ぐ、またそのために蛇行周期を変化させないように水制工を計画する、などを考慮して工事を行なうべきであるとしている。この観点から護岸水制工としては、(a)蛇行流路の修正、(b)護岸基礎を十分に保護する根固工、(c)洗掘限界以上の十分な根入、の三方法を提唱している。

次いで上述の三つの目的にかんたった工法としてコンクリートブロック水制の有利性について論じている。すなわち、蛇行流路の修正については従来半棒工、木工沈床、銃棒工などが使用



図-1.5

せられていたが、牛轡工は透過度は大きいが出水時には転倒したり、部材の折損、流失などが多く、あるいは元付河岸の決壊を招くこともあり、木工沈床、綾神などは詰石が流失し、また先端部の洗掘により前倒するものが多く、不成功に終わっている。そこでこれらにかわるものとして、格間幅3mのコンクリートブロックを入れた木工沈床を推薦した。その代表例を 図-1.5 に示す。これの長所としては、

- (i) 洗掘に対して木工沈床としての可塑性を持ち、先端部の沈下により護岸基礎を保護する。
- (ii) 上部構造は半透過であり越流する水勢による下流側への影響が小さい。
- (iii) 中水程度以下では水制としてはたつき、洪水の際はむしろ床止めとして働きブロック上の突出杭により杭出し水制をかねさせることができる。
- (iv) 単なるブロック工のように不等沈下がなく、またブロックは鉄筋で連結されているから、方格材が腐朽した場合は連石工のような構成になる。

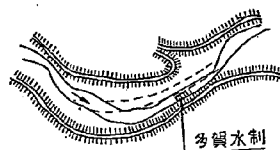
短所としては、

- (i) 場所打コンクリートを使用するために水深50cm以上の中水施工ができない。
- (ii) 工費が高い。

としている。この種の工法は昭和の初期から富士川において用いられ、その後、形や大きさ、あるいは透過度に関する研究が進み、今日広く全国で用いられるようになった。しかしこのような水制に対する理論的な研究はなく、それぞれの河川および設置場所に依りて経験的に改良を加えられてきたものである。したがって、種々の形状、規模、配列などについて、流速減少の効果、土砂堆積の優劣などの観点からさらに研究が進められねばならない。

(5) 杭打水制による流速の変化

村田徳次⁷⁾は、木津川右岸、多賀第二水制工事の施工に際して、施工前および施工中その進捗に伴ない、流速、流向、および流量について測定し、これについて簡単な解析を試みている。流速分布の測定は杭打前、1列杭打後、2列、3列および4列杭打後の5回に分けて実測した。現地の状況を 図-1.6 に示す。測定位置は河岸より20mとし0.9m、間隔に2.7mをとり、流速



平均低水位

V.W.L. T.P. 21.10 ± 1.50m

10 @ 0.9 = 9.0m

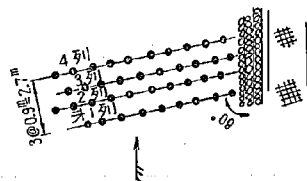


図-1.6

分布図としてあらわした。なお杭出の長さは、10m、杭間隔は0.9mで1列11本よりなる。

(i) 流速分布

流速の減少は4列目の杭から約4mまでの下流領域であり、2列杭打と4列杭打との差はあまり明らかでない。

またこの減速も最大流速の約20% (約0.2m/sec) 以下とみられる。

(ii) 流向

流向の測定は困難なため、流速分布図の最大流速点を結んで流向と考えている。これによれば杭打後において、水制の上流側では直上流の流速が増加し、最大流速点は水制の内側に移動した。水制下流側で杭2列打込後河岸より約15mの所をやや河岸よりに彎曲して流下し、4列杭打後では約13.5mの所を河岸にはほぼ平行に流下した。流向の移動は認められるが量は少なく、杭列数による影響も少ない。

(iii) 流量

水制区域外(河岸より20m)と水制区域内(河岸より10m)とに分け、平均水深と平均流速より単位幅当たりの流量を求めた。杭打後(4列)では水制区域外では18.5%、区域内では32%流量が減少している。表-1.1および1.2に実測結果を示す。

(iv) 整流作用

整流作用を判別するために、水制区域内3点において最大流速と最小流速の差を求めて、杭打によるその差の変化を求めた。これによれば2列杭打後、15カ所のうち14カ所まで、4列杭打後では、10カ所のうち9カ所まで流速差が小さくなった。このことは、水制区

表-1.1 河岸より20m流量表

	測定位置	単位幅当り 平均流量	杭打前との差
杭打前	No. 0	0.675 m ³ /sec	
	No. 5	0.672 m ³ /sec	
	No. 8	0.667 m ³ /sec	
2 列 杭打後	No. 0	0.637 m ³ /sec	-0.038 m ³ /sec
	No. 5	0.541 m ³ /sec	-0.131 m ³ /sec
	No. 8	0.603 m ³ /sec	-0.064 m ³ /sec
4 列 杭打後	No. 0	0.562 m ³ /sec	-0.113 m ³ /sec
	No. 5	0.503 m ³ /sec	-0.169 m ³ /sec
	No. 8	0.544 m ³ /sec	-0.123 m ³ /sec

表-1.2 河岸より10m流量表

	測定位置	単位幅当り 平均流量	杭打前との差
杭打前	No. 0	0.504 m ³ /sec	
	No. 5	0.468 m ³ /sec	
	No. 8	0.466 m ³ /sec	
2 列 杭打後	No. 0	0.455 m ³ /sec	-0.049 m ³ /sec
	No. 5	0.353 m ³ /sec	-0.115 m ³ /sec
	No. 8	0.373 m ³ /sec	-0.093 m ³ /sec
4 列 杭打後	No. 0	0.431 m ³ /sec	-0.073 m ³ /sec
	No. 5	0.290 m ³ /sec	-0.178 m ³ /sec
	No. 8	0.310 m ³ /sec	-0.147 m ³ /sec

域内において整流作用のあることを意味する。しかし水制区域外では逆に流速差が大きくなり乱れ作用があるように思われる。

この測定では、水深や流速を変化させて流速分布や流向を測定していないし、杭間隔や杭径についても種類しかないので理論的な解析を試みることは困難である。また土砂の堆積、洗掘についての測定もないが、しかし水制の水理学的機能を解明する上での貴重な資料の一つとすることができよう。

(6) 障害物による最大洗掘の研究

Inglis⁹⁾ は砂質河床の河川についていろいろな障害物、すなわち、橋脚や、水制頭部などによる洪水時の最大洗掘深を観測し、Lacey の bed factor F_b を導入して整理した結果、最大洗掘深が流量の1/3乗の関数であることを見出した。また Andru⁹⁾ は同じく Lacey の bed Factor を用い、総流量のかわりに単位幅当りの流量を用いて(洗掘深)×(Bed Factor)^{1/3}と流量との関係を Inglis の資料および他の模型実験の結果などを加えて整理したところ、図-1.7 に示すようになり、両者の間に一義的な関係があるとしている。

いま 図-1.7 の中に得られた関係

$$D_s F_b^{1/3} \approx 1.8 q^{2/3} \dots (1.4)$$

(F_b は Bed Factor) について考えて見ると、水路を矩形断面とすれば

$$F_b = \frac{v^2}{h} = \frac{Q^2}{B^3 h^3}$$

であるから (1.4) 式の左辺は

$$D_s F_b^{1/3} = D_s \frac{Q^{2/3}}{B^{1/3} h} = \frac{D_s}{h} \left(\frac{Q}{B} \right)^{2/3}$$

$$D_s F_b^{1/3} = \frac{D_s}{h} q^{2/3} \dots (1.5)$$

のようになり、(1.4) および (1.5) 式から

$$\frac{D_s}{h} \approx 1.8$$

となる。つまり、図-1.6 の関係は D_s/h が一定という関係にはかならない。したがって、これによれば、最大洗掘深の河床材料の構成や、水面勾配、流速また、障害物の形状、流線縮径の規模、渦流の大小などに無関係に定まることになり、少し不合理のように思われる。ただ砂質床という条件から砂礫径の大きさについては、あまり変化がないために、このような簡単な結論が得られたのかも知れないが、さらに将来の研究にまっ必要があると思われる。

(7) Ahmad の研究

Mushtaq Ahmad^{10) 11)} は、水制附近の洗掘量を次元解析により関係諸量に結びつけ、実験によって流量、粒径、流れの集中度、水制の角度、水制の周囲の洗掘深などを求め、これらの実験から水制先端における洗掘深を与える式を誘導した。

水制は不透水水制とし、河幅 B の水路中に突出させ

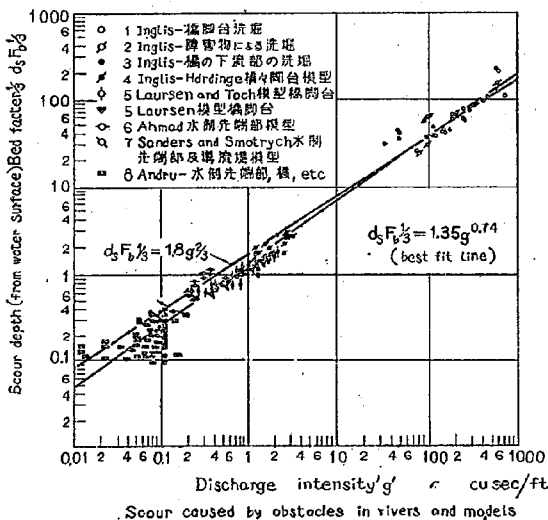


図-1.7

る。水路長を L 、水制長を l 、水深を h 、水路半幅の流量を $q_{1/2}$ 、 t 時間後における水制端の洗掘深を D_s 、砂の沈降速度を u_s 、単位幅当りの流量を q 、平均流速を v 、水制の流向に対する角度を θ とすれば、次元解析により、

$$\frac{q^{2/3}}{D_s^{1/3}} = \varphi' \left(\frac{D_s}{L}, \frac{D_s}{B}, \frac{D_s}{b}, \frac{D_s}{l}, \frac{q}{D_s v_s}, S, \frac{q}{q_{1/2}}, \frac{q}{\gamma} \right) \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 6)$$

を得る。 q を一定とすれば (1・6) 式の左辺は $q^{2/3}/D_s$ になる。 $q^{2/3}/D_s$ は、また、次式によってあらわされる。

$$\frac{D_s}{q^{2/3}} = \varphi'' \left(\frac{q}{\gamma}, \frac{q}{v_s D_s}, T \right) \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 7)$$

また、水流および水制に対しては

$$\frac{D_s}{q^{2/3}} = \varphi'' \left(Q, \frac{q}{q_{1/2}} \right) \dots\dots\dots (1 \cdot 8)$$

関係があるとしている。

次に実験結果を示す。

(i) 単位幅当りの流量変化に対する洗掘量

水制長を、川幅の半分とし、川幅を変化し、 h/B が一定になるように水深も変化させて洗掘深の時間的変化を測定した。洗掘深および $D_s/q^{2/3}$ の時間的変化を、それぞれ 図-1・8 および 図-1・9 に示す。5 種類の実験結果は ($B=1.0 \text{ ft} \sim 3.0 \text{ ft}$) よく一致している。しかし、これらの実験は、 h/B が一定のものであり、この値が変化すれば D_s も変化するからこれだけの実験では、 D_s の推定はできない。

(ii) 粒径変化による影響

粒径の変化に対する D_s の変化を調べた。水制長は河幅の $1/3$ とし平均粒径 (mm) 0.354 mm および 0.695 mm の二種類について実験が行なわれ、図-1・10 のような結果を得た。 $D_s/q^{2/3}$ についての整理結果は図-1・11 のようになり、粒径の大きいほど平衡に達するのに時間がかかることが認められるが、最大洗掘深に対する粒径変化の影響は認められない。

(iii) 水制の角度による影響

3 ft 幅の直線水路に 1 ft の水制を出し、その角度を 30° 、 45° 、 60° 、 90° 、 120° および 150° に変えて、同一流量で実験を行ない、その結果を 図-1・12 に示す。また最大洗掘深 D_{max} と、角度との関係は 図-1・13 のようになり次式であらわされるとしている。

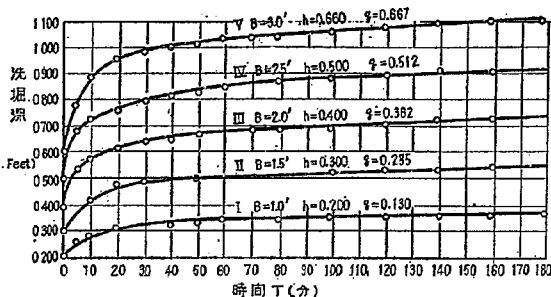


図-1・8

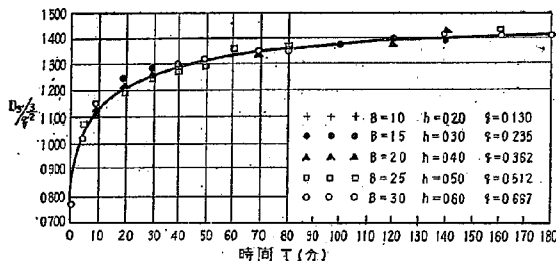


図-1・9

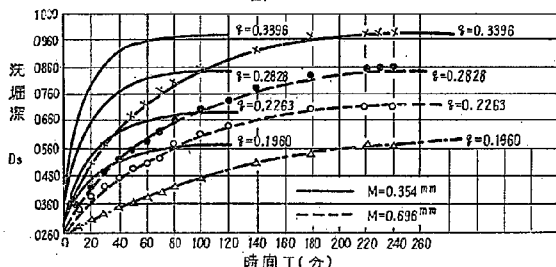


図-1・10

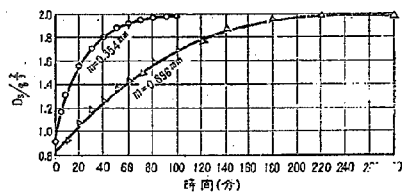
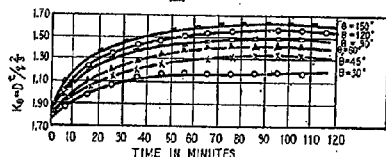


図-1・11



a-Development of scour at spur gate for different values of θ

図-1・12

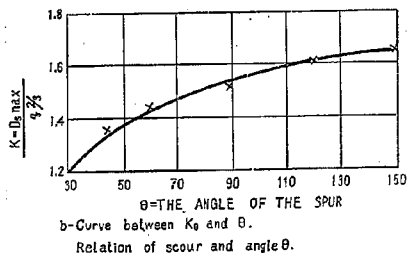


図-1・13

$$\frac{D_s \max}{q^{2/3}} = 1.616 - 0.908 \left(\frac{2}{3} \right)^{q^{1/3}} \dots \dots \dots (1 \cdot 9)$$

(iv) 最大洗掘深の推定

上述の実験結果から Ahmad は最大洗掘をあらわす式として、

$$D_s \max = K \cdot q^{2/3} \dots \dots \dots (1 \cdot 10)$$

とし、 K を水流の集中度、水制角度、流れの角度により決まる常数としている。

また、Khosla²⁾ が Lacey の regime 式から導いた

$$D_s = 0.90 (q^2/f)^{1/3} \dots \dots \dots (1 \cdot 11)$$

(ここに、 f は Lacey の Silt factor で $f \propto V^3/qR$ であらわされる) と比較して $f^{1/3}$ だけ異なっており、Ahmad によれば、 D は f によって影響されるようには見えないが、さらに粒径が変わった場合には不明であり、現在の実用範囲からいえば f の有無はいずれでもよいとしている。

いま (1・10) 式および (1・11) 式の次元を調べてみると、 f は無次元量であるから両者ともに $[L] = K [L^{4/3} T^{-2/3}]$ となっており、 $g^{1/3}$ だけ異なっている。このことは、次元解析によって、(1・6) 式を導いたときに明らかであり、 K は $g^{1/3}$ を含む値でなければならぬ。

また、(1・11) 式を変換すると

$$D_s = 0.90 \cdot q^{2/3} \cdot \frac{g^{1/3} \cdot R^{1/3}}{V^{2/3}} \\ \therefore D_s \cdot \frac{V^{2/3}}{R^{1/3}} = 0.90 \cdot g^{1/3} \cdot q^{2/3} \dots \dots \dots (1 \cdot 12)$$

いま、 $R=h$ と置けば

$$D_s \left(\frac{V^2}{h} \right)^{1/3} = (0.90 g^{1/3}) q^{2/3} \dots \dots \dots (1 \cdot 13)$$

となって、前節において Andru が得た最大洗掘深をあらわす (1・4) 式と同形になる。 g に 9.8 m/sec^2 を代入すれば

$$0.90 g^{1/3} = 1.927$$

となり、Andru の係数 1.8 にはほぼ近

い値を得る。

以上のことから考えると、Khosla の式も Andru の式も $D_s/h \propto (V^2/hg)^{1/3} = (F_r)^{2/3}$ を意味することになる。両者の関係において、いずれが実際に近いかは現在の所、理論的にも実験的にも未だ不明であるが Andru の実測したような比較的勾配のゆるい河川の流れでは $(F_r)^{2/3}$ の値はあまり変化しないと思われるから、両者とも大差ない関係にあると思われる。

Ahmad の実験値から D_s/h を計算してみると表-1・3のごとくなり、 $D_s/h=1.82$ を与え、Andru の関係式と非常によく一致している。

表-1・3

B (ft)	D _s (ft)	h (ft)	D _s /h
3.0	1.10	0.600	1.83
2.5	0.92	0.500	1.84
2.0	0.72	0.400	1.80
1.5	0.54	0.300	1.80
1.0	0.37	0.200	1.85
			平均=1.82

(v) Apron 形状、および各種水制の影響

水制の周囲の洗掘状況を知るために実験を行ない、角度の影響、水制形状の変化、および T 型水制の頭部の洗掘深の変化について調べた。

まず水制角度を 30° から 150° に変化させたときの洗掘状況を 図-1・14 (1) に示す。図中に示す値は $D_s/D_0 = [\text{洗掘後の水深}] / [\text{初期の水深}]$ をあらわす。これによると水制を下流に向けた方が水深頭部の洗掘が減少するが、下流側に生ずる堆積は上流に向けた方がいちじるしい。これを定量的にあらわしたのが図-1・14 (2) である。図中 l_x は Apron を必要とする長さであり、 l は水制長をあらわす。水制を下流に向けるほど上流面での水制に沿う洗掘長が長くなる。逆

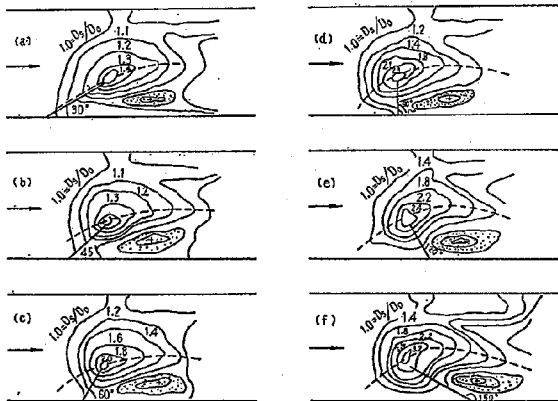


図-1・14 (1)

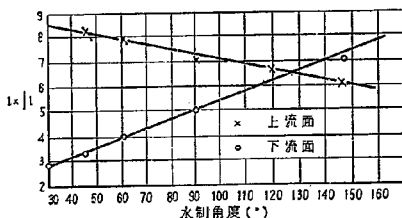


図-1・14 (2)

に上流に向けるほど下流面での洗掘長が長くなる。このことは、水制頭部からの流線の剥離と渦の大きさに左右されると思われる。剥離の大きさについては 3・1 水制域の理論においてあらためて論ずることにする。発生する渦の大きさおよび渦度が先端部の洗掘とどのような関係にあるかは、いままでの研究ではまだ明らかにされていないが、この実験のような傾向を示すことは確実のように思われる。

水制形状の変化が洗掘深に与える影響を調べるために直線型、ホッケー型(上流向および下流向)および T 型の 4 種について実験を行ない、水制周囲の洗掘深について実測している。これによれば、堤防の安全性からいえば T 型がもっともよく、これはホッケー型では上流面に生ずる死水域が小さいことによると思われる。

次に T 型水制にいろいろな角度で流れが当たる場合の洗掘状況を実験している。水制に対する流向は平行の場合から直角にまで変化しているが、いずれの場合も水制頭部の周囲にのみ洗掘が生じ、基部には変化がない。したがって、水はねのような水制に向う流水の角度が変化することが予想されるような場合には、T 型水制を用うの方が維持が容易になるとのべている。

(8) W. E. S. における模型実験

この報告は³³⁾は Mississippi 河の四地点および Ohio 河における水制の機能を模型実験によって求めたもので、アメリカの Waterways Experiment Station において行なわれ、理論的な解析は含まれていない。

実験は、(i) Island No. 9 附近の水制実験、(ii) Stewart Bar の水制実験、(iii) Morrison Towhead の派流締め切りの実験、(iv) Racetrack Towhead の土砂流送の実験、(v) Raleigh Bar の土砂堆積の問題などについて行なったものである。

実験(i)および(ii)は、航路の水深維持のために水制を用うることとし、その位置、長さ、高さ、角度、本数などを移動床模型実験によって決定したものである。図-1・15 および 図-1・16 に、それらの実験で得られた最良の河床の状態を示す。通水時間はともに 12 時間であり、洪水波形にしたがって流量を変化させた。図中、斜線の部分は就航可能な区域(水深 10 ft 以上)を示す。

実験(iii)は図-1・17 に示すように、Morrison Towhead の下流端から砂洲が発達して New Madrid へ出入する船舶の航行を阻害するようになったため、Morrison Towhead の裏側の水路を締め切り、Kentucky 側から突き出した水制とともに Morrison Towhead を削り取る計画をたてた。実験により、この水路に流入する土砂量を推定し、水制の効果を判定した。その結果この水路を短期間に締め切るためには底層土砂を流入せしめることが必要であり、Kentucky 側の水制はあまり有効とは思われない。

実験(iv)は同じく Racetrack Towhead 附近の分流路を締め切って堆積土砂量を減少せしむるために行なわれたもので、V 字形に透過水制を設け、さらに渡渉を併用した場合最大の効果があると判定された。

実験(v)は Ohio 河の航路を確保するために毎年相

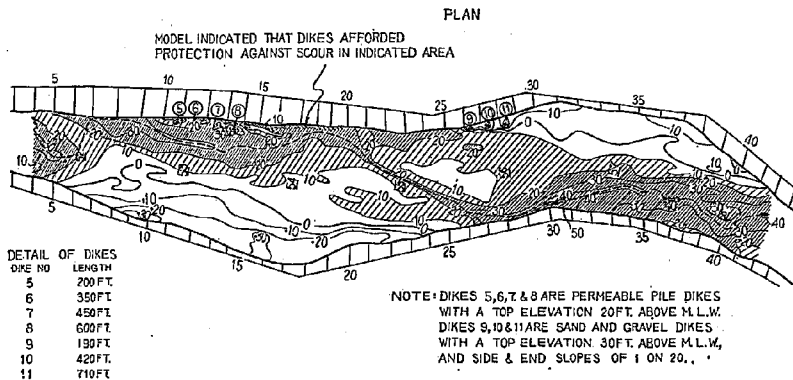
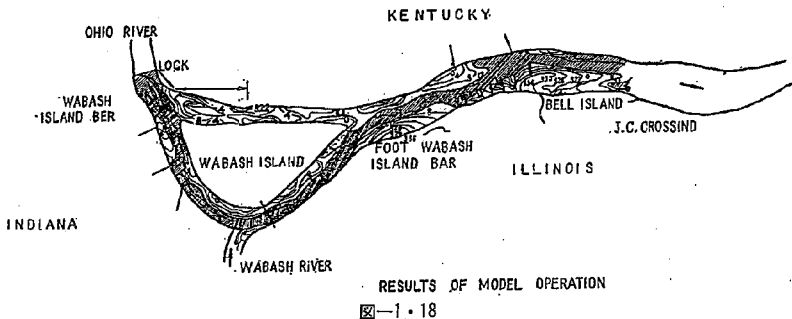


図-1・15



1/100 の勾配で聖牛を配置した。高水水制、根固めも全部鉄筋コンクリート材の方格材（木床を变形したもの）と改良木床とで施工した。

昭和10年および12年の洪水の結果、横工はだいたい維持が困難であり、また根固めのないものは陥没あるいは転倒し、また根固めもかなり低く低水敷以下に設けねば維持困難なことなどの点が明らかにされた。以上を要約すれば、結論として、(i) 河積をできるだけ小さくする。(ii) 水流に逆らわず根固めは低く、横工を避ける。(iii) 縦工を主とし工事は維持困難なるものを避け恒久的なものとする。(iv) 横工が必要な場合は突出しをできるだけ短かくした高水水制を設けることなどである。

(10) 水野鉉三の水制論

この論文は水野鉉三⁷⁾が富山県の河川工事に従事していた経験に基づいて水制ならびに設岸、堤防などの施工方針について記述したものであるが、ここでは水制に関するもののみについてのべる。

(i) 締切水制

中洲の生じているような河川では、中水時と洪水時とでは水の流れ方が変化し、水制の設置については十分にこのことを考慮せねばならない。これに対する対策として締切水制を用いるのがよいとしている。図-1・19 に示すようにA、B、Cの水制を設け、これを対岸の洲まで十分に突き付けて水位をせき上げ、水制前面には土砂を堆積せしめるとともに、水流を水制の先端部に移動させる方法が最もよいとしている。締切

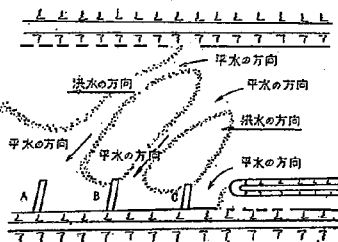


図-1・19.

水制の方向は流心に対して75~80°の角度を持たせるのがよく、急流部は緩流部より多く傾ける方がよいとしている。

(ii) 根固め水制工、ならびに根固め工

根固め水制および根固め工としては、図-1・20 に示すような分割した根固めの間に根固め水制を設ければ、横流れの匡正に効果があり、根固め前面の深掘れを防止する。この水制長 l は、川幅 100m 以上の河川ではその河幅の 1/10~1/20、100 m 以下の河川では 1/5~1/10 とする。

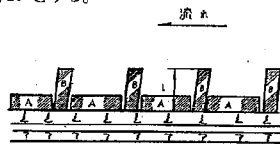


図-1・20

上流向け 15° 傾け、かつ流心に向って 1/20~1/50 の勾配で先端を低くする。急流河川で大きな玉石がゴロゴロしているような所では木材を使用した樁類はすぐに流失するので、コンクリート製のブロック水制を用いることを推唱している。水野氏は片貝川筋において、約 1.5m 四方のコンクリートブロックを用いて好結果をえた。また急流で河床が掘れやすいような所では、これらのブロックの下に木工沈床を施工するのがよいとしている。

(iii) 水制水制

水制水制の目的は、護岸を護るために水勢を近づけないということにあるが、水制水制は対岸におよぼす影響が大きく、一度水衝点がずれるとその影響が下流におよび、非常に多くの護岸を必要とするようになるので十分に注意して用いねばならない。構造としては、普通不透過工が用いられる。なお牛枠、合掌枠などの透過工といえども、設置の方法が悪ければ、水制水制の作用をなし、不透過工とどうような災害を招く場合もある。

(11) 梅東一郎の実験

権博士²¹⁾は河川に水制を設けた場合の水理について、
(i) 非越流型水制の背後に形成される渦領域の形状および越流水制において、越流水と主流との速度差による拡散の模様と側壁速度 u_s の回復状態、(ii) 主流部に誘起される速度増加、(iii) 水制近傍の局所的な流れ、とくに越流水による底面速度 u_b などに注目して実験を行った。

河幅を B 、単位幅当りの流量を q 、水深を h 、流速を u 、水制の長さを l 、高さを hg であらわすと実験の種類は表-1.4 のとおりである。

表-1.4

	B (cm)	l (cm)	hg (cm)	$m=l/B$
非越流型	80	10		0.125
	80	20		0.25
	40	10		0.25
水制	40	20		0.50
	80	80	5.3	1.0
全幅堰	80	80	2.8	1.0
	80	20	5.3	0.25
越流型	80	20	3.0	0.25
	40	20	5.3	0.50
	40	20	2.8	0.50
水制	80	40	5.3	0.50
	80	60	5.3	0.67

(i) 非越流型水制

水制から下流側では、水制先端から剥離を生じた流れが拡散し、図-1.21 に示すように主流部、拡散領域および逆流域の三つに分けられる。これらの境界線の位置は $l/B (=m)$ によっていちじるしく変化し、また流れの中に射流ができる場合には、限界水深より下流の流れは常流の場合とは、はなはだしく異なってくる。

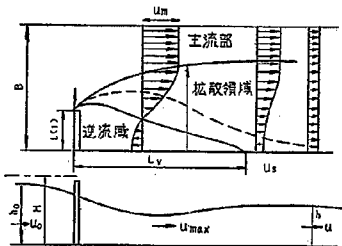


図-1.21

(a) 流れの一部に射流があらわれる場合には流量公式は

$$q = (1-2m) \sqrt{\frac{1}{2}} \left(\frac{2}{3} \right)^{3/2} \sqrt{2gH^3} \quad \dots\dots\dots (1.14)$$

で与えられ、流れの全域が常流のときは

$$q = C'(1-2m)h\sqrt{2g(H-h)} \quad (C' \approx 1.0) \quad \dots\dots\dots (1.15)$$

であらわれる。

(b) 二つの型の流量公式に対応して渦の長さ L_v/l を h/H に対してプロットすると、 L_v/l の値は、限界値 $(h/H)_c$ を境にして不連続的に大きくなり、流れが常流のときには $L_v/l = 8 \sim 16.5$ の範囲にある。この領域における L_v/l は h/H と m にはあまり関係せず、 h/l と相関をもち、 $h/l \rightarrow 0$ において約 17 となる。(1.14)、(1.15) 式により、実験から α および $(h/H)_c$ を求めると表-1.5 のごとくになった。

表-1.5

m	α	$(h/H)_c$	U_{max}/u	$U_s \max/u$	ξ_m	ξ_s
0.125	1.64	0.71	1.38	-0.3	6	7~8
0.25	1.42	0.67	1.86	-4.5	4	5~7
0.50	1.065	0.63	2.90	-0.6	2	3~5

ξ_m および ξ_s はそれぞれ U_{max} および $U_s \max$ が生じた位置を示し、主として m によって変化する。

(ii) 越流型水制

全幅堰の場合、ダム流量係数 $c = q/\sqrt{2gH^3}$ が下流水位 h/H の変化によって変化するよう、底面渦の長さ L_v/l と h/H の関係は $h/H = 0.79$ の値を境にして L_v/l の値が急激に増大し、 $h/H \geq 0.8$ では大きな底面渦が形成されることが観察された。 $(L_v/l = 8 \sim 10)$ 越流型水制においては渦の大きさは、全幅堰の場合と同様であるが、 L_v/l の値および h/H の限界値はいずれも m の減少とともに小さくなり、 $m = 0.25$ では $L_v/l = 5.5 \sim 6.5$ 、 $(h/H)_c = 0.66$ となる。水制の根が洗掘されるのは、 h/H が限界値を越えない表面渦の状態に限られる。

また越流型水制の流量係数は、流量が水制上と河川部とに分割されるものとして次のようにならわした。

$$q = C_1(1-20m)h\sqrt{2g(H-h)} + mq_2 \quad \dots\dots\dots (1.16)$$

q_2 については、全幅堰の式をそのまま用い、 C_1 と h_2/h との関係を実験的に求めた。

次に m を一定に保ち、流量配分 $\varphi = q_2/q_1$ を変化させて、流れの状態を調べた。図-1.22 に示すように

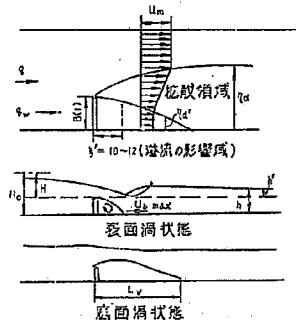


図-1.22

主流部と拡散領域の境界 η_a は φ が 0.7 を越すとほぼ 1 に近くなるが η_a は φ に無関係であった。また u_m/u と φ の関係は

$$\left(\frac{u_{\max}}{u} - 1 \right) / \left[\left(\frac{u_{\max}}{u} \right)_{\text{非溢流}} - 1 \right] \\ = 0.55(1-\varphi) + 0.45(1-\varphi)^2$$

となり最大流速点は φ の増加とともに水制の方に移動する。

次に、上記の実験結果について考察を加えると、まず渦の長さであるが、流れが射流の場合には L_v の値は小さく、 L_v/B はほぼ 3 くらいであり、流れが常流のときには L_v/B は 10~20 に変化することが実験的に確かめられている。樺博士の ν の $(h/H)_c$ を境にして L_v/B が不連続的に変化するのはこのことに起因していると思われる。

流量公式 (1)、(2) によって流量を求めるには、 α 、 C' を知ることが必要であり、流れに射流が生ずる場合はその生ずる位置が α に関係し、常流の場合には H_0 と h との間のエネルギー損失が C' に関係し、 m と底勾配に関係するので簡単に実験値からこれらをきめることはむずかしい。

水制の根の洗掘については、底面渦の状態によって判定を行なっているが、実際には水制先端での流れの集中による洗掘が支配的であり、また水制前面の渦によって前面に深掘れが生じ、水制下流部の洗掘は比較的少ない。したがって、このような洗掘に対する解析方法を考える必要があると思われる。

(12) 安芸校一の水制論

安芸博士^{29), 30), 31)} は、わが国における護岸水制工の歴史的發展の研究と、長年月にわたる富士川、鬼怒川などの治水工事に関する経験とから、水制のまわりの土砂の洗掘堆積、流れの集中や流速の減少などに着目して、水制機能を論じている。

博士の河相論によると、水制の構造は流速の速いほどできるだけ透過度の大きい方がよいとしている。不透過となるほど、その先端の洗掘は大となり、下流水制裏側の堆砂は大きくなるが、これは水制間に土砂を堆積させる最も大きな原因が、水制の不透過の部分による捲き込みによるからである。完全不透過水制の先端部の洗掘は、水制頭部上流部を中心とし、水制の幅を半径とする 3/4 円内に洗掘を生ずるとしている。

一般に急流で河幅広く、砂礫の移動のはなはだしの場合には斜流を生ずることが多く、このような場合には水制長とその間隔を適当に定めることは困難であり、水制を縦工とするか、あるいは縦工と横工との組合わせたものが適当だとしている。また欠込みや、流路変更の場合にも同様で、鬼怒川で用いられた三角構(根固めにそだ沈床を用い、これに三本の丸太を打込んで頭部を結んだ

もの)などは好結果を示した。

不透過の高水制は激流をうける場合に、水制の上下流側にいちじるしい水位差を生じ、先端附近に縦軸の渦を起し流れを不安定にする。この上流側の水位のかさ上げはいちじるしく、堤防高、護岸高の余裕を考えるとともに、水位により流れの方向が変化するので十分な注意が必要である。

護岸、水制に最も悪い影響を与えるものは、中洪水の連結であり、杭出しとか合掌埦とかの水制では、丁度その頭部を多少越す程度の出水を長期間にうける場合には、その維持は相当に困難である。水制の構造は、その目的により、河相により、きわめて弾力性のある考え方によって計画されねばならない。もし河岸、堤脚の洗掘のみを防ぐことを目標とするならば、できるだけ低く、可能であれば現状の河床高程度にとどむべきであるとしている。

さらに河状の安定、不安定に対しても、護岸水制工との関連を考え、河状の変動に対して常に適応するような工法を考えねばならないとしている。

[3] 水制研究の問題点

水制の工法は古代につくり、近世以後数多くの工夫と長い間の経験によって発達してきたが、そのうち比較的新しい時代になされた研究について、のべて来た。

これらは大別すると、現地における観測、経験に基づく現場の研究についてのものと、実験室における研究とに分けられるが、前者の多くは水制そのものの研究というより、水制を利用していかに有効に河川の制禦を行なうかといういわば水制設置に関する研究が主である。もちろん水制は河川制禦のためのものであるから、この種の研究は大いに必要である。しかし、この種の研究を進めるには、その基本たる水制そのものの働きを十分に究め、その理論的設計について深い理解を必要とする。従来水制そのものの水理学的究明がなされていなかったの、それに対する十分の根拠をもたず、その利用方面の研究のみがなされたたので不便も多く、そのために誤った結果に至ったものもないとはいえない。

実験室内の研究も特殊なもの、または水制についての局部的の研究が多く、水制全般としての水理学的機能について行なわれたのは皆無といつてよい。

著者は多くの河川においての経験を基にして、従来十分に認識されていなかったと思われる水制の働きを明確にして、その目的を達成するために明らかにしなければならぬ問題点を明らかにし、それについて理論的、実験的に研究を行なった。

水制の第一の目的は流速を減少させ河岸を保護することにあると考えられる。したがって、自然に生じている流速をどの程度まで小さくすればよいかということが水制を考える場合の第一の問題点となる。十分に河岸附近の流速を減少させることは洪水に対する安全度を増すこ

表-1.6 非粘着土の許容平均流速

材 料	粒 径 (mm)	平均流速 (m/s)
シルト	0.005	0.15
細砂	0.05	0.20
中砂	0.25	0.30
粗砂	1.00	0.55
小中砂	2.50	0.65
中粗砂	5.00	0.80
粗砂	10.00	1.00
小中粗砂	15.00	1.20
中粗砂	25.00	1.50
粗砂	40.00	1.80
粗砂	75.00	2.40
玉石	100.00	2.70
玉石	150.00	3.30
玉石	200.00	3.90

となり、望ましいことではあるけれども、最小限度この程度の流速にする必要があるということが水制設計の場合の必要条件であり、それ以上遅くすることは経済上、ならびに重要度の問題となる。

自然河岸および土堤では流速が速い場合には侵蝕、洗掘を受けるが、どの程度まで流水に対して耐えうるかは土質および絡り具合などによって異なる。従来研究された結果では、表-1.6~1.7に示すような許容流速が考えられている。河川の彎曲部では流速が速くなり、洗掘力が強くなるが、E. W. Laneの研究によれば彎曲度に応じて直線部許容流速に表-1.8に示す係数を乗じた流速を限度として考えればよい。しかしながら、この関係は定量的には十分解明されていると考えられないので、これを明らかにすることが必要である。

また堤防などのような斜面ではどのように考えればよいかは E. W. Lane³²⁾が研究しているので、その結果によれば図-1.20の関係から知ることができる。

このようにして、河川のそれぞれの地点の許容流速を知ることができるが、もし設計流速がその限界値を越える場合には、人工的な護岸を施すか、あるいは水制などにより設計流速を限界値以内に収めるようにしなければならない。

この場合に人工的護岸を設けて河岸を高い流速に耐え得るようにするか、水制によって流速を減少させて河岸を保護するか二つの方法があり、その目的はほとんど同じで、河岸保護にあるのであるが、水理学的に考えてみるとその内容は異なる。したがって両者の利点、欠点は次のように考えられる。

- (i) 護岸は直接的に河岸を被覆して侵蝕を防ぐのであるから、目的を確実に達成しやすい。
- (ii) 護岸は河岸附近の流速を減少させることが少なく、ときには増大させることもあるから、護岸工事を行なった区域の上、下流部に河岸侵蝕の起こることが

表-1.7 粘着土の許容平均流速 (m/s)

河床の絡り状態	ゆるい	少絡っている	普通	非常に絡っている
間 げ き 比	2.0~1.2	1.2~0.6	0.6~0.3	0.3~0.2
砂質粘土(砂50%)	0.45	0.90	1.30	1.80
強粘土質土	0.40	0.85	1.25	1.70
粘土質土	0.35	0.80	1.20	1.65
弱粘土質土	0.32	0.70	1.05	1.35

表-1.8 彎曲部における許容平均流速の補正

彎曲度	補正係数
直 線	1.00
小 中	0.95
中 大	0.81
大	0.78

多く、また護岸の根が洗掘されることが多いが、水制ではこのようなことが起こるおそれが少ない。

(iii) 水制は河岸保護としては、間接的ではあるが、適当に設置されればよく目的を達成することができる。

(iv) 水制は附近に土砂の堆積を生ぜしめることができ、流速減少の効果を相乗的に発揮することができる。

(v) 水制の場合には下流の水衝部を変えるおそれがある。

(vi) 水制の周りに洗掘ができる。

以上のように河岸保護のためには護岸と水制との二つの工法があり、そのいずれによるか、あるいは併用するかは、両者の得失を考えて現地の条件に適合した方法を選ぶことになる。

護岸方式による場合でも、護岸を新設した個所に続く上、下流部が侵蝕されやすいことを前に述べたが、これを防ぐためには護岸法線を適切にすることはもちろんであるけれども、護岸の粗度をできるだけ前後の部分の粗度に等しくすることが必要である。たとえばコンクリート張護岸のように粗度の小さいものではそれに沿う流れの流速が速くなり、護岸を施した個所前後および護岸の根が洗掘されるおそれがあるので、コンクリートの表面に突起をつけて粗度を大きくする必要がある。このように護岸を設ける場合でも、また水制を設ける場合でも粗度の考えが非常に重要な問題となる。

以上のべたところから従って、必要な水制を設置するものであるが、従来は水制設計の場合に単に経験的な考え方に基いて考慮されていたが、本論においては水制設計の諸要点を水理学的に明確に考察できるようにしようとする。

すなわち、著者は水制研究上最も重要な問題点としては、水制の機能から考えて水制がどの程度流速減少の効果をもつかを明らかにすることにあると考える。

それには、水制の水流に対して作用する粗度の性状を明らかにすることが現段階として非常に重要なことと考えるので、本文においては特にこの点を明らかにするように研究を行なった結果についてのべる。

なお、水制を粗度として考えるとき、一様区間の粗度

の問題とは別に粗度の異なる区間を流下する場合の水流の遷移区間が問題となる。すなわち、ある地点を渡るためには、その上流どの程度の区間に水制を設ける必要があるか、あるいはそのような流れに伴う二次流を明らかにして水制附近の洗掘、堆積の性質を解明することも必要となる。このような点について理論的、実験的に研究する。

最近においては、不透過、非越流型の水制はあまり使用されなくなってきたが、急流河川ではなお数多く使用されており、また不透過水制の考え方の基本となるものである。不透過、非越流型水制の水制域の理論を水理学的に明らかにすることは重要なことと思われる。この点については1・2にのべたように若干の研究が行なわれているけれども、著者は水理学的な基礎理論に基づいて理論的な検討を行なった。

水制に関する従来の研究成果は1・2にのべたが、従来の水制に関する進歩は主として現地における実地の経験によりなされて来たと考えられるので、著者はこの点を明らかにするために、現在施工されている水制について統計的に調べて見て、現在における水制に対する考え方を明らかにしようとする。現在水制に対しては過去の技術の集積により、各現場において解決が計られているけれども、法則というふうには整理されていないので、水理学的法則に基づいて整理してみることが現段階における水制に対する考え方を明らかにする上に非常に役立つと同時に、今後に残され、解決を必要とする問題点を明確にするものと思われる。

2 水制工法の統計的考察

[1] 序 論

水制の合理的、経済的な設計基準をつくることは前述のようにわが国の河川技術にとって非常に重要なことであり、そのために調査、研究すべき問題はかなり多い。

しかし、どのような観点から、どのような方法で研究すべきかは必ずしも明らかではない。すなわち、水制工法は古くから施工され、経験的事実に基づいて改良が加えられ、発達して来たものであるからである。

現在各河川で用いられている水制工法は多くの人々が古くからそれぞれの河川において研究を重ね、試行的にいろいろの方法が試みられ、それらの経験を積みあげて、現在の段階にいたっているものと考えられる。したがって現在施工され

ている水制は、それぞれの河川の状況に応じた優秀なものであり、長年の経験により淘汰、改良されたものと考えることができる。

しかしながら、これらの水制はほとんど個々の河川における経験的事実に基づいて設計されているので、ある特定の河川ですぐれたものを他の条件の異なる河川にただちに利用するわけにはいかなく、また、さらによいものを設計するにはどうしたらよいかを知ることは非常にむずかしい。すなわち、従来の設計は科学的普遍性を欠いており、だれでもが、どの河川においても設計するというわけにはゆきがない。また日々材料が進歩し、施工技術が進歩しているが、これらを有効に設計にとり入れていくこともむずかしい。したがって、水制の機能について科学的なメスを加えて明らかにしていくことが非常に重要なことと考えられるが、その第一段階として、現在施工されている水制の設計例について検討し、一応の設計法の概念をえておくことは、現段階の設計の指針として役立つであろうし、また理論的研究に対して有力な手がかりを与えるものと思われる。幸いにして建設省直轄技術研究会要望課題として龍岸、水制の研究がとりあげられ、水制調査表の形式で、全国の適当な河川について調査が行なわれているので、その調査結果を利用して統計的に調べてみるが、その取り扱いにおいてはできるだけ学術的な性質を考慮しながら行なった。

[2] 調査資料

表-2・1 水 制 調 査 表

河 川 名		位 置		水制名	
構 造 形 状 寸 法	工 程				
	長	幅	施工高	渡断勾配	
配 置	角度	間隔	木 柱	金 延 長	
計画高水位		計画高水勾配		計画河床勾配	
計画高水位		平均低水位		平均河床高	
河 幅		低水路幅			
河 床 材 料	比重		平均粒径		
機能及効果	機能				
	効果				
設 置 年 月 日					
決 災 原 因	洪水の規模				
	原 因				
既往被災状況	被災状況				
復 旧 状 況					
特 記 事 項					

表-2・2

河川名	水 制 名	構 造	材 料	機 能	角度	間隔 m	長 m
石狩川 十勝川	東 広 栖	橋牛および方形牛	杉丸太 $\phi 12 \times 400$, $\phi 9 \times 270$ 鉄線蛇籠	根 固	0	40~120	13.5~41.8
	芽室太26号	方 形 牛	青本丸太 $\phi 12 \times 310 \sim 500$ ポスト型: 基部十字ブロック 三角棒: $18 \times 18 \times 400$ 基礎コンクリート	〃	0	15	12.6
旧北上川 最上川 下 流	愛 国 5 号	ポスト型, 三角棒	杉丸太 $\phi 12 \times 270 \sim 550$ 頂部コンクリート $d=0.3$ 木工沈床	低水路維持 根 固	0	30	10
	高 須 賀	杭出し, 粗朶単床	〃	低水路維持	10	120	114
利根川	清 川	コンクリート木工沈床	〃	〃	〃	100	50
	荒 興 屋	〃	〃	〃	10	140	30
	荒 鍋	〃	〃	〃	10	150	30
	大 川 渡	〃	〃	〃	10	200	70
	白 河 原	〃	〃	〃	23	100	100
	出 ケ 沢	〃	〃	〃	5	120	60
	沢 新 田	〃	〃	〃	8	170	30
	上 待 水	〃	〃	〃	1	170	30
	小 出 新	〃	〃	〃	5	160	40
	堀 野 田	〃	〃	〃	4	150	35
	竹 興 屋	〃	〃	〃	1	170	25
	堤 興 牧	〃	〃	〃	6	175	40
	中 河 原	〃	〃	〃	2	100	30
	千 根 木	〃	〃	〃	5	150	55
	根 丸 沼	〃	〃	〃	12	100	60
	遊 摺 部	〃	〃	〃	0	170	46
	新 掘 野	〃	〃	〃	1	190	45
	落 目 野	〃	〃	〃	12	150	53
	新 渡 瀬	〃	〃	〃	16	150	90
	初 瀬	〃	〃	〃	5	120	47
	中 瀬	〃	〃	〃	-2	240	80
利根川	上 郷 屋	杭 出	松丸太 $\phi 15$, 粗朶沈床, 蛇籠栗石 25kg	根 固	15	47	24.7
	本 川 俣	〃	〃 $\phi 12$ 沈床	〃	15	44	21.5
	千 津 井	〃	〃 $\phi 15$ 〃	〃	15	50	21.0
	飯 野 A	〃	〃 $\phi 15$ 〃 蛇籠	〃	15	70	35
	瀬 戸 井 A	〃	〃	〃	15	50	20.7
	飯 野 B	〃	〃	〃	15	45	21.3
	瀬 戸 井 B	〃	〃	〃	15	50	20
	善 ケ 島	杭 出	松丸太 $\phi 15$ 蛇籠縦横 2 段床 コンクリートパイル $\phi 20$ 粗朶, 蛇籠上置	根 固	20	85	20
	本 川 俣	〃	松丸太 $\phi 20 \times 600$	〃	15	50	20
	舞 木 岩	〃	松丸太 $\phi 15$, 粗朶単床, 蛇籠上置	〃	15	45	20
	赤 岩	〃	コンクリートパイル $\phi 20 \times 600$	〃	15	59	20
	下 中 条	〃	松丸太 $\phi 15$, 粗朶沈床, 蛇籠, 栗石 25kg	〃	15	38	21
	須 賀	〃	コンクリート杭 $\phi 25 \times 600$ 基礎先端: 沈床 両側: 鉄線蛇籠	〃	15	40	19
	須 賀	〃	松丸太 $\phi 15 \times 600$ 基礎: 鉄線蛇籠沈床	〃	15	40	20
	舞 木	〃	コンクリート杭 $\phi 24 \times 600$ 鉄線蛇籠沈床	〃	20	50	21.5

高 m	施工 勾配	本数	計画 水深 m	低水 路幅 m	全川幅 m	曲率	計画 水量 勾配	平均粒径 mm	計画流量 m ³ /sec	透過度	効果	設置年 月	摘 要
2.8		6	3.6	65	360		1/229	19.9	2,100	透(大)	良	S32.6	
3.3		3	5.0	60	480		1/315		1,800	透(大)	良	S31.9	
1.8		11	3.0	50	270		1/220		1,400	透(大)	良	S30.10	
1.5	1/50	2	5.5	(350)	720	凸	1/6,400	0.67	2,000	透(大)	良	S33.3	
1.0	1/80	5	6.0	150	250		1/803	0.35	7,000	透(中)	良	S 22	
2.0	1/100	6	7.4	160	300		1/803	0.25	〃	透(大)	良	S 25	
4.0		17	9.1	200	500		1/803	0.30	〃	透(大)	良	S24~33	3本流失
4.0		9	10.0	100	500		1/803		〃	透(大)	良	S30~33	2本流失
2.5		6	9.0	170	300		1/803		〃	透(大)	良	S23~26	
4.0		8	10.2	170	370	凹	1/866	0.43	〃	透(大)	良	S25~33	
3.0		16	10.0	160	460	凹	1/866	0.24	〃	透(大)	良	S25~32	1本流失
3.5		11	10.0	150	450		1/866	0.23	〃	透(大)	良	S21~25	
3.0		7	9.2	140	450		1/866		〃	透(大)	良	S23~24	
2.5		7	8.5	200	470		1/866		〃	透(大)	良	—	
3.0		7	9.2	200	460		1/866	0.35	〃	透(大)	良	S25~33	
2.5		9	8.7	160	470		1/866	0.14	〃	透(大)	良	S23~26	
2.0		8	6.4	170	480		1/1,562	0.18	〃	透(大)	良	S23~26	
2.5		9	7.6	230	500		1/1,562	0.20	〃	透(大)	良	S23~26	
2.5		9	8.5	150	590		1/1,562	0.15	〃	透(大)	良	S24~32	
2.5		4	7.5	220	600		1/1,562	0.18	〃	透(大)	良	—	
3.0		12	7.5	170	630		1/1,562	0.19	〃	透(大)	良	—	
2.5		6	6.6	210	630		1/1,562		〃	透(大)	良	S23~25	
2.5		4	6.7	150	650		1/1,562	0.11	〃	透(大)	良	S23~25	
2.5		6	6.7	210	650		1/1,546	0.10	〃	透(大)	良	S24~30	
2.5		10	6.4	270	370		1/1,546		〃	透(大)	良	S23~25	
2.5		4	6.2	340	837		1/1,610		〃	透(大)	良	S20~25	
1.5	0	13	6.5	633	540	直	1/3,000		1,400	透(中)	良	S 32	
	0	8	6.3	346	620	凹	1/3,200		〃	透(大)	良	S30.3	
	0	3	6.4	488	850	凹	1/3,100		〃	透(大)	良	S29.3	
	0	6	6.8	575	712	凹	1/3,000		〃	透(大)	良	S29.11	
3.0	0	7	6.1	635	748	凹	1/2,700		〃	透(中)	良	S30.2	
	0	3	6.6	609	822	凹	1/3,600		〃	透(中)	良	S31.10	
2.5	0	7	6.1	570	536	凸	1/2,700		〃	透(中)	良	S27.3	
	0	7	6.5	598	822	凸	1/2,500		14,000	透(小)	良	S25.7	
	0	7	6.4	335	536	直	1/3,200		〃	透(小)	良	S29.8	
2.0	0	3	6.3	527	797	直	1/2,700		〃	透(小)	良	S29.5	
	0	4	6.1	483	685	直	1/2,800		〃	透(小)	良	S32.4	
2.5	0	10	6.1	638	670	凹	1/3,000		〃	透(小)	良	S32.4	
	0	5	6.2	573	685	凹	1/3,000		〃	透(小)	良	S31	
3.0	0	8	6.1	650	700	直	1/3,000		〃	透(中)	良	S30	
	0	10	6.0	690	753	凹	1/1,560		〃	透(中)	良	S31	

河川名	水 制 名	構 造	材 料	機 能	角度	間隔 m	長 m
利根川	舞 木	杭 出		根 固	15	81.3	20
	赤 岩	〃	松丸太 $\phi 15 \times 600$, 粗梁単床, 蛇籠上置	〃	15	50	20
	上 新 郷	〃	〃	〃	20	40	20.2
	飯 野	〃	松丸太 $\phi 15 \times 800$ 〃	〃	15	54	26.7
	須 賀	〃	松丸太 $\phi 15 \times 600$ 〃	〃	15	46.5	19.8
	布 佐 第 4	杭 打 上 置	R C 杭 12×12 , 単床沈床, 蛇籠	低水路維持	0	65	36
	東 文 間	杭 出	松丸太 $\phi 12$, 蛇籠 $\phi 45$, 栗石 15~20 ケ	根 固 低水路維持	0	50	20
	平 川	〃	松丸太 $\phi 12$, 沈床厚50~90 蛇籠 $\phi 45$, 栗石 15~20	〃	0	72	45
	河 内	〃	R C 杭角 12×270 , 単床, 沈床蛇籠	〃	0	130	66
	布 佐 第 3	杭 打 上 置	松丸太, R C 杭角 12×270	低水路維持	0	70	39
利根川 下 流	戸 田 井 第 3	〃	R C 杭角 12×270 蛇籠	〃	0	150	40
	今	杭 出	松丸太 $\phi 12 \times 16$, 沈床, 蛇籠 $\phi 45$	根 固 低水路維持	0	25	12
	渡良瀬川	除 川	松丸太 $\phi 15$, 沈床	根 固	10	33	13
	奥 戸	〃	コンクリート杭 $\phi 25 \times 400$	水路固定	5	36	24.4
	鬼怒川	東 刑 部	合 掌 枠	根 固	10	56	52
	釜無川	竜 玉	コンクリート大壘牛	導 流	0	16	
	今 諏 訪	コンクリート四基構		根固導流	0	8	4.4
	今 諏 訪 第 2	〃	十字ブロック根固 2 列	根固水制	0	5	3.5
	今 諏 訪 導 流	三又付コンクリート ブロック三角枠	十字ブロック根固	〃	0	5	5.0
	箱吹川	石 和	コンクリート三基構	根固導流	0	5	3.7
箱吹川	乙 黒	杭 出	松丸太 $\phi 15$, 蛇籠, 栗石	根 固	10	35	20
	長 塚	R. C 中壘牛		〃	0	13	7
	富士川	小 山	ピストル水制	水 制	0	80	22
富士川	岩 本	コンクリート大壘牛 三又付コンクリート ブロック コンクリート三基角枠	木床 (4~5 座) 根固石張土埋	〃			
	小貝川	久 賀	杭 打 上 置	根 固	15	40	11.5
	小貝川	相 馬	杭 打 上 置	根 固	15	39	9
小貝川	久 賀 第 3	合 掌 枠	〃 $\phi 10$	〃	15	75	48
	相 馬 第 5	〃	〃 $\phi 10$	〃	15	42	28
	久 賀 第 2	杭打上置, 合掌枠	〃 $\phi 10$ $\phi 12$	〃	15	24	12.5
	相 馬 第 3	〃	〃 $\phi 10$	〃	10	30	40
	足 高 島	杭 打 上 置	R C 材 12×12	〃	15	25	9
	三 島	〃	松丸太 $\phi 12$	〃	15	60	11
	山 王	〃	〃 $\phi 12$	〃	15	53	11
	山 王 第 2	合 掌 枠	〃 $\phi 10$	〃	20	33	12
	谷 井 田	杭打上置, 合掌枠	〃 $\phi 12$	〃	30	34	15
	豊 井	杭 打 上 置	〃 $\phi 12$	〃	15	39	15
	豊 第 2	合 掌 枠	〃 $\phi 10$	〃	20	35	11
	小 相	〃	〃 $\phi 10$	〃	30	33	11

高 m	施工 勾配	本数	計画 水深 m	低水路 幅 m	全川幅 m	曲率	計画 高水勾配	平均粒径 mm	計画流量 m ³ /sec	透過度	効果	設置年 月	摘 要
	0	14	5.9	480	724	直	1/1,560		14,000	透(大)	良	S.32	
3.0	0	7	5.8	467	724	やや 凹	1/3,000		〃	透(中)	良	S.30.10	
2.0	0	12	6.4			直	1/3,000		〃	透(小)	良	S.30	
	0	15	6.5	675	740	やや 凹	1/3,000		〃	透(小)	良	S.32	
		9	6.1	561	650	凹	1/3,000		〃	透(中)	良	S.31	
2.5	1/90	8	8.2	190	485	凹	1/7,520		5,500	透(小)	良	S.33.7	頭部付 水衝を緩和
1.0	1/68	14	8.8	220	570	凹	1/5,555		〃	透(大)	良	S.32.4	水勢緩和
1.2	0	8	7.1	350	520	凹	1/9,616		〃	透(大)	良	S.33.1	〃
1.0	1/440	10	7.5	327	509		1/9,090		〃	透(大)	良	S.33.2	
1.7	1/195	3	8.2	221	442		1/5,168		〃	透(大)	良	S.33.7	
1.3	1/200	2	8.1	258	804		1/6,564		〃	透(大)	良	S.33.10	
4.5	0	21	8.7	190	725	凹	1/9,281		〃	透(大)	良	S.32.11	
1.0	1/100	4	6.8	90	540		1/3,400		4,500	透(大)	良	S.30.3	土砂を誘致沈澱 し非常に良好
1.0		12	5.1	70	390		1/890		4,000	透(大)	良	S.32.3	
2.2	1/50	4	3.2	(100)	598	凹	1/380	30	4,000	透(中)	良	S.25.10	土砂沈澱
		10		89	458		1/63		3,100	透(大)		S.24.4	
3.0		19	3.0	431	462	やや 凹	1/154	23.6	3,100	透(大)	良	S.28.3	
2.5		42	2.5	434	443	やや 凹	1/154	23.6	9,800	透(大)	良	—	
3.5		19	3.5	431	462	やや 凹	1/195	23.6	〃	透(大)	良	S.30.3	
2.6		41	3.8	175	251	直	1/141	16.8	2,050	透(大)	良	—	
1.2	1/2,000	8	4.7	100	229	凹	1/1,219	0.6	2,500	透(大)	良	S.28.3	
3.5		22	3.8	175	251	やや 凹	1/141	31.7	2,200	透(大)	良	S.34.3	
3.0		2	4.5	471	1,080	凹	1/260	21.7	9,800	透(小)	良	—	
				470	472		1/164	43.7	9,800			S.26.3	
1.8	0	13	4.8	66	167	凹	1/3,800		850	透(大)	良	S.10.3	老朽
1.5	0	10	4.8	138	198	やや 凹	1/3,800		〃	透(大)	良	S.10.3	〃
1.5	1/320	3	4.8	(126)	212	やや 凹	1/3,800		〃	透(大)	良	S.10.12	
1.5	1/112	8	5.0	(66)	224	凹	1/3,800		〃	透(大)	ナシ	S.17.7	土砂堆積, 老朽
1.5	1/50	14	5.0	110	(215)	凹	1/3,800		〃	透(大)	ナシ	S.10.3	形ナシ, 老朽
1.5	1/160	3	5.0	146	217	凹	1/3,800		〃	透(大)	ナシ	S.10.11	大半, 流失, 老朽
0.75	1/36	9	5.0	112	280	凹	1/3,800		〃	透(大)	ナシ	S.10.3	〃
1.5	0	7	5.2	75	216	凹	1/3,800		〃	透(大)	良	S.10.12	大破
2.0	0	9	5.1	121	267	やや 凹	1/3,800		〃	透(大)	〃	S.10.12	
1.5	1/48	9	5.2	125	180	凹	1/3,800		〃	透(大)	〃	S.11.3	大半流失, 老朽
1.5	0	5	5.2	97	220	凹	1/3,800		〃	透(大)	〃	S.11.3	
1.5	0	4	5.3	78	137	凹	1/3,800		〃	透(大)	〃	S.13.3	
1.5	1/44	13	5.3	119	220	凹	1/3,800		〃	透(大)	〃	S.13.1	半壊, 老朽
2.0	1/44	11	5.3	116	214	凹	1/3,800		〃	透(大)	〃	S.15.8	〃

河川名	水制名	構	造	材	料	機	能	角度	間隔 m	長 m
小貝川	谷原第2	合	掌	枠	松丸太 ϕ 10	根	固	15	53	23
	鹿島	〃	〃	〃	〃 ϕ 10~12	〃	〃	30	21	14
	小絹第2	杭	打	上	〃 ϕ 12	〃	〃	0	27	15
	十直	〃	〃	〃	〃 ϕ 12	〃	〃	15	60	13
	瀬瀬	〃	〃	〃	〃 ϕ 15	〃	〃	0	19	75
	久慈川	門	杭	出	粗 衆 沈 床	〃	〃	0	10	6
	矢作川	合	敏	木	杭	〃	〃	10	20	7.5
	合	敏	木	〃	松丸太 ϕ 15	〃	〃	10	20	9.5
	八帖町	〃	〃	〃	コンクリート杭 ϕ 15	〃	〃	10	20	9.5
	矢作石	〃	〃	〃	〃 ϕ 15	〃	〃	10	20	9.5
安倍川	27.95k 左岸	〃	〃	〃	杉丸太 ϕ 12×400	〃	〃	10	20	9.0
	大村	〃	〃	〃	コンクリート杭 ϕ 12×400	〃	〃	10	25	9.0
	当古	〃	〃	〃	粗 衆 沈 床	〃	〃	10	25	9.0
	三上	合	掌	枠	松丸太 ϕ 25×200~300	〃	〃	0	17	8.5
	橋尾	〃	〃	〃	丸太 ϕ 12~17×230	〃	〃	0	30	16
	繪島	〃	〃	〃	ブロック 60×60	〃	〃	0	30	16
	中島	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0	75	21
	中島	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0	85	20
	安西堤	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0	50	14
	福田ヶ谷	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0	50	12
大井川	飯淵	土	出	し	内部築立土砂、表面張石	水	剣	20	50	38.5
	六合御藩	石	張	り	根固十字ブロック	根	固	0	150	15
	六合高島	土	出	し	三角構 (コンクリート) 高2m×2ヶ. 1.8m×1ヶ, 1.5m×3ヶ	根	固	0	100	19
	大長赤松	割	石	張	高1.8m×3ヶ, 1.3m×3ヶ. 1.55m×3ヶ, 元付ポスト3ヶ	根	固	0	230	30
	明治新田	玉	石	張	〃	根	固	0	245	31.5
	園安	杭	出	し	〃	〃	〃	20	353	42
	川路	ケ	レ	ッ	〃	〃	〃	0	80	40.6
	竜立	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0	95	31.2
	下久堅	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0	29	3.45
	下平	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0	11.5	3.45
天竜川 上流	飯田	コンクリート	枠	出	〃	〃	〃	0	75	24
	中の町	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0	1.55	35
	中瀬	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0	45	38
	中瀬	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0	45	38

高 m	施工 勾配	本数	計画 水深 m	低水路 幅 m	全川幅 m	曲率	計画 高水勾配	平均粒径 mm	計画流量 m ³ /sec	透過度	効果	設置年 月	摘 要
2.0	1/80	10	5.3	127	190	凹	1/3,800		850	透(大)	良	S.18.3	大半流失, 老朽
2.0	1/56	7	5.4	110	180	凹	1/3,800		〃	透(大)	〃	S.14.8	〃
1.5	0	8	5.4	106	200	凹	1/3,800		〃	透(中)	ナシ	S.15.2	〃
2.0	0	6	5.4	92	187	凹	1/3,800		〃	透(中)	〃	S.18.2	大半流失
1.5	0	4	5.7	114	225	凹	1/3,800		〃	透(大)	良	S.29.3	〃
1.0		15	8.2	67	416		1/1,250	13.6	3,560	透(大)	〃	S.33.3	〃
1.3	1/50	15	6.0	245	295	凹	1/1,942	1.0	4,000	透(中)	〃	S.33.3	〃
1.0	1/50	7	5.5	390	430	やや凹	1/1,942	1.1	〃	透(中)	〃	S.31.1	〃
1.0	1/50	11	5.0	255	283	やや凹	1/1,942	1.0	3,400	透(中)	〃	S.31.3	〃
1.0	1/50	7	5.2	300	345	凹	1/936	1.0	〃	透(中)	〃	S.30.3	〃
1.4	1/50	8	7.9	310	382	凹	1/936	1.0	〃	透(中)	〃	S.30.1	〃
1.2	1/50	3	5.6	328	387		1/936	2.4	〃	透(中)	〃		〃
1.4	1/30	4	7.9	110	170	凹	1/1,765	1.5	2,300	透(大)	〃	昭和初年	〃
2.2	1/60	6	8.5	80	270	凹	1/1,165	14.2	3,800	不	〃	T.8~7	透過度過ため維持困難
1.5	0	6	7.0	(60)	200	凹	1/1,165	17.4	〃	透(大)	〃	昭和初年	頭部をつらねる長大淵形成
1.0	1/40	5	6.7	51	440	凹	1/1,165	11.1	〃	不	ナシ	〃	不良のため中間に望半を入れる
1.6	1/45	4	7.8	70	518	凹	1/1,010	16.6	〃	不	〃	〃	凹凸大
1.5	0	4	4.0	(50)	650	凹	1/242	20	3,200	透(中)	良	S.33.1	前面浸堀
4.0	0	1	4.7	(50)	600	凹	1/242	21	〃	不	〃	—	土出部及び法覆流失
2.0	0	5	4.0		630	凹	1/178	28	2,300	透(大)	〃	S.32.6	〃
2.0		7	4.8	(30)	570	凹	1/140	26	2,300	透(大)	良	S.31.12	〃
2.1	1/40	3	3.5	865	968	直	1/270	40.1	6,000	不	〃	S.31.1	根固洗掘, 低水路河身に移行
0.6	1/40	2	4.0	915	980	凹	1/253	46.4	〃	不	不良	S.33.3	低すぎる, 根固流失, 堤防決壊
2.7	1/70	4	3.3	830	925	凹	1/253	46.4	〃	不	〃	不明	洪水流勢ヤヤリ
3.5	1/50	3	3.7	330	381	凹	1/234	46.5	〃	不	良	S.31.4	木工洗床にて全面覆う
3.0	1/50	4	4.9	647	658	やや凹	1/235	40.0	〃	不	〃	S.8	頭部洗掘維持困難
2.5	0	1	4.7	75	200		1/1,130	0.23	1,000	透(大)	〃	S.30.10	河口部
2.1	0	4	5.5	218	260	凹	1/1,750	60.5	4,300	透(小)	〃	S.28.3	〃
2.0	0	3	5.2	164	174	凹	1/1,750	164	〃	透(小)	〃	S.32.9	上下流に土砂堆積
2.0	1/284	4	5.6	77	317.5	やや凹	1/284	77	〃	透(中)	〃	S.32.3	〃
3.2	1/150	3	4.4	47.5	242	やや凹	1/162	47.5	3,100	透(中)	〃	S.29.3	〃
2.7	1/150	27	4.2	(41)	241	凸	1/140	41.0	〃	透(中)	〃	S.	(現在は低水路が移動して水衝部ではなくなっている)
2.6	1/827	29	4.8	258	896	凸	1/943	23	11,133	透(中)	〃	S.27	〃
2.6	1/882	5	4.0	387	930	凹	1/943	23	〃	透(中)	〃	S.31	〃
1.6	1/615	15	6.3	125	578	凸	1/444	38	〃	透(中)	〃	S.14	淵が発達

河川名	水 制 名	構 造	材 料	機 能	角度	間隔 m	長 m
木曾川	奥町第1	改良合掌枠	合掌材: 0.2×0.2×3m角 横木材: 0.2×0.2×4.3m	根 固	5	50	24
	奥町第2	杭 出 し	杭 0.2m角 布木 0.5m角	〃	5	50	16
	奥町第3	〃	幹部: 練積 先端部: 杭出し	低水路維持	10	60	28
	奥町第4	改良合掌枠	{合掌材 R.C. 0.15×0.15×3.0, コンクリートポスト	根 固	5	40	20
	13/8~13/20	大 型 牛	{コンクリート大型牛 1ヶ所 5基 根固: 改良木床	〃	0	50	18
長良川	13/14~13/18	〃	1ヶ所当大型牛 3 } コンクリート 中大型牛 2 }	〃	0	60	18
	〃	中 型 牛	1ヶ所当コンクリート中型牛 5基	〃	0	50	18
	〃	櫛 形	方格材: コンクリート及び松丸太	〃	0	50	20
排斐川	清水	玉石練積	玉石 50kg以上	〃	13		33
淀川	旭	上 置 石 張		低水路維持	-18~ -27	87~ 96	5~97
	庭 窪	上 置 石 張		〃	-6~ -10	74~80	13~37
	薩 蛇	〃		〃	-3~ -11	95~ 188	22~ 188
	牧 野	上 置 石 張		〃	0	108	55~ 85
	五 領	〃		〃	-40~ 0	150	43~ 100
	紀の川	多 賀 コンクリート牛枠	{コンクリートパイロ組立, 蛇籠 おさえ	根 固	5	20	15
木津川	多 賀	杭 間 捨 石	松丸太 φ3寸×13.2尺	〃	10	20	9
渡川	坂 本	杭 出 し	松丸太 φ75 中埋石 30kg以上	〃	0	20	12
	具 同	{コンクリートブロック 杭 出 し	{ブロック 0.5×0.75×1.5m R.C. 方根材	〃	0	20	8
那賀川	吉 井 A	{四方コンクリートプロ ック中埋石	{ブロック 0.5×0.5×0.6 中埋石 200kg 0.3×0.5×0.5 古レール	根 固	0	20	35
	吉 井 B		{ブロック 0.6×0.6×0.6 中埋石 200kg 松丸太 φ15×18	〃	0	20	8
	大 野	棚組梁, 捨石	松丸太 φ10~12, 棚組梁, 捨石	〃	0	30	10
	岩 脇 A	{コンクリートブロック 中埋石	{ブロック 0.55×0.55×0.55 古レール	〃	5	15	7
	岩 脇 B	〃	{ブロック 0.55×0.55×0.3 古レール	〃	5	22.5	10
	赤 池 A	杭出し, 捨石	松丸太 φ12 捨石 300kg	〃	5	20	12
	赤 池 B	{四方コンクリートプロ ック捨石		水 剣	5	67	21
物部川	深 瀬	改良木床 5層	4 連×7 連×8 連	根 固	5	38	15
重信川	戸 牧 島	四 基 構	{コンクリート井桁上二四基構 2 個宛 2列根固: ブロック	〃	0	33.8	13
	堀 屋	石 張 出 し	練 石 張	〃	30		17
	北 川 原	杭 出 し	松丸太, 木床 3 連 (栗石 30kg)	〃	0	35	12
	中川原第1	コンクリート張出し	根固十字ブロック 巾16m	〃	10		18
	中川原第2	〃	〃	〃	0		23
	中川原第3	〃	{コンクリート張出しコンクリ ートブロック 2, 三基構 3, 四基構 2, 根固十字ブロック	〃	10		12
中川原第4	〃	〃	{コンクリート函型2 コンクリ ートブロック根固十字ブロック	〃	0		10

高 m	施工 勾配	本数	計 水 深 m	低 水 路 幅 m	全 川 幅 m	曲 率	計 高 水 勾 配	平均 径 径 mm	計 面 積 流量 m ³ /sec	透 過 度	効 果	設 置 年 月 日	摘 要
1.5	0	10	7.2	400	815	凹	1/3,642	0.5	12,500	透(大)	良	S.33. 2	
1.7	1/25	10	7.2	400	815	凹	1/3,642	0.5	"	透(大)	"	S.31.10	
3.7	1/14	10	7.2	400	815	凹	1/3,642	0.5	"	透(小)	"	S.32. 1	
1.5	0	10	7.4	400	815	凹	1/3,642	0.5	"	透(大)	"	S.32. 3	
3.9	0	9	3.4	157	800	凹	1/322	0.5	8,125	透(大)	"	S.29	老朽, 流失
4.5	0	10	—	80	310	凹	1/1,023		4,500	透(大)	"	S.28	
3.5	—	10	—	80	310	凹	1/1,023		"	透(大)	"	S.29	
2.1	0	13	—	80	310	凹	1/1,023		"	不	"	S.25	
1.75	1/40	1	4.5	—	428		1/336		2,250	不	"	S.26.12	頭部洗掘, 本体 下流側破損
		47	6.6	120	558	凹	1/2,486	1.25	6,950	不	"		
	1/11~ 1/33	40	7.1	105~ 135	550	凸	1/2,486	1.50	"	不	"		
		25	6.6	94~ 105	643~ 852	凸	1/3,200	4.15	"	不	"		
	1/50~ 1/100	100	6.3	100~ 120	969~ 1,075	やや 凹	1/3,200	5.80	"	不	"		
		40	6.3	125	940~ 1,015	直	1/3,200	6.40	"	不	"		
3.0	—	17	5.5	100	700	凸	1/570		4,500	透(大)	"	S.33. 3	一部流失
1.0	1/3,000	10	6.3	280		直	1/1,170	5.2	4,650	透(小)	"	S.33. 8	
1.6		60	9.9	190	460	凹	1/1,400	30	13,000	透(小)	"	S.24. 4	先端破損 中埋石流出
1.0	1/30	8	11.44	130	570	直	1/1,400	3.6	"	不	"	S.31. 3	流 失
1.6	1/100	7	10.0		330	やや 凸	1/560	31.5	8,500	不	"	S.30.11	
1.8	1/70	10	8.71	100	330	凹	1/560	40.3	"	不	"	S.31. 6	
2.1	1/40	4	10.8	180	330	直	1/570	21.4	"	不	"	S.17. 5	
1.0	1/75	8	8.9	100	350	やや 凹	1/600	27.0	"	透(小)	"	S.31. 4	
1.0	1/100	6	8.0	100	350	直	1/600	27.0	"	透(小)	"	S.31. 4	
0.84	1/100	6	6.5	100	460	やや 凹	1/730	34.5	"	透(中)	"	S.31. 8	感潮区域
2.5	1/17	2	6.8	100	460	やや 凹	1/730	34.5	"	不	"	S.31. 8	
1.5	1/25	2	6.2	240	400	直	1/255		4,740	透(小)	"	S.32. 3	
2.8	1/20	5	8.1	165	360	凹	1/255		"	透(小)	"	S.32. 3	
2.4	1/20	1	3.4	(20)	360	直	1/500	6.5	2,800	不	"	S.30.10	
1.25		5	5.6	(30)	270	凸	1/432	17.0	"	透(大)	"	S.30.10	
3.6	1/30	1	4.7	(20)	230	凸	1/237	25.0	2,300	透(小)	"	S.27. 3	ルース台風によ り被災
2.8	1/50	1	9.3	(20)	260	凸	1/237	25.0	"	透(中)	"	S.27. 3	
4.2	1/20	1	4.0	(40)	310	凹	1/237	27.0	"	不	"	S.28. 3	
4.1	1/20	1	6.0	(50)	360	やや 凹	1/237	27.0	"	不	"	S.28. 3	

河川名	水制名	構 造	材 料	機 能	角度	間隔 m	長 m
重信川	井 門 A	コンクリート張出し	コンクリート井桁上四基樁3	根 固	0		6.3
	徳 丸	〃	{コンクリート平張上, コンクリートブロック8	〃	0		19.6
	井 門 B	〃	{四基樁2, コンクリートブロッ ク6, 2列	〃	0	40	6.2
	八 倉	四 又 三 又 樁	{コンクリート, 根固: 十字ブロック	〃	0	40	2.0
	森 松	コンクリート角柱	根固: Hブロック, 十字ブロック	〃	0		411
	原 町	練 石 張	根固: コンクリートブロック 出し練石張	〃	0		17.0
	上 沖	〃	コンクリート出しブロック	〃	15	42	14.7
	音 竹	捨 石	粗割石 0.5~1.0t	〃	0	100	15
仁淀川	八 田	改良木工洗床	{コンクリート方格材0.15×0.15 ×2.5m, コンクリートブロック 1.5×0.75×0.5m	〃	0	100	39
	弘 岡	{コンクリートブロッ ク四又枠		〃	0	80	22.1
	高 岡	改 良 木 床	方格材: コンクリート	低水路維持	20~0	100	30
	森 山 A	杭 出 し	根付部: 改良木床	根 固	0	55	10.5
	森 山 B	〃	松丸太 φ0.30×5~7	根 固 低水路維持	0	67	10.5
	森 山 C	〃	コンクリート杭 φ0.30×0.5~7	〃	0	50	10.5
	西 畑	改 良 木 床	{コンクリート方格材 コンクリートブロック	水 制	5		2.0
	瀬 部	石 張	割石控 0.45	〃	0		40
吉野川	古 川第1	籠 水 制	鉄線蛇籠 φ0.6×5.0	〃	0	200	78~ 118
	古 川第3	杭 出 し	基礎: 捨石	〃	0		26
	{ No. 6.5 下流右岸78m	杭 出	コンクリート杭 φ30×20	根 固	0	24	3.6
犀 川	{ No. 5.75 上流右岸45m	〃	松丸太 φ20, 布木 φ12×550	〃	0	55	8
	63.6K上69m	型 牛	1基 6×7.5×2.0木工洗床2層	〃	0	45	10
	72.5K上19m	〃	松丸太 φ19×900	〃	0	35	12
梓 川 千曲川	{53.7下17.2' (北 岡)	杭 出	{コンクリート杭 φ25~30×450 粗朶洗床 φ10m×22m	〃	0	41	23
	{ No. 63.5 下流左岸10m	〃	松丸太 φ12, 布木 φ12×450~ 550	〃	0	30	5
	{ No. 63.5 上流26.3	〃	コンクリート杭 φ30×120	〃	0	35	3.6
	{ No. 64.0 下流左岸120m	〃	松丸太 φ20布木 φ12×450~550	〃	0	20	10
	No. 65 右岸	〃	〃	〃	0	29	8
	{ No. 65.5 上流左岸100m	〃	〃	〃	0	20	6
	{ No. 67.5 下流右岸10m	〃	〃	〃	0	17	5
	{ No. 68.5 上流左岸380m	〃	〃	〃	0	21	7
	{ No. 69 上流右岸283m	〃	〃	〃	0	21	5
	{ No. 70 下流左岸15m	〃	〃	〃	0	20	3

高 m	施工 勾配	本数	計画 水深 m	低水 路幅 m	全川幅 m	曲率 やや 凹	計画 高水勾配	平均粒径 mm	計画流量 m³/sec	透過度	湧果	設置年 月 日	摘 要
4.1	1/20	1	4.0	(25)	390	やや 凹	1/237	27.0	2,300	透(小)	良	S.32.3	{ S.31.9月台風により被災
4.0	1/30	1	4.0	(30)	400	やや 凹	1/237	27.0	"	不	"	S.27.4	{ ルース台風により被災
2.5	1/20	4	4.2	(30)	380	直	1/237	30.5	"	透(小)	"	S.30.7	{ S.28.7の台風にて被災
2.0	1/50	10	3.7	(15)	490	凹	1/237	30.5	"	透(中)	"	S.28.9	S.27.7被災
3.55	1/36	1	3.9	(30)	360	直	1/237	30.5	"	透(中)	"	S.30.3	S.29.6被災
3.0	1/20	1	4.1	(30)	260	やや 凹	1/237	30.5	"	不	"	S.27.3	
2.5	1/20	3	3.4	(20)	390	直	1/150	37.0	1,800	透(小)	"	S.30.4	
3.0	1/30	2	9.2	100		凹	1/710		12,000	不	"	S.31.3	
5.5	1/50	2	10.4	320	760	直	1/710		"	不	"	S.32.3	
5.0	1/40	2	9.3	350	800	やや 凹	1/710		"	透(中)	"		
3.8	1/40	4	8.9	310	750	やや 凹	1/710		"	不	"		
4.6	1/50	14	7.8	270	520	やや 凹	1/710		"	透(中)	"	S.31.3	
1.6	1/50	4	7.5	390	830	凹	1/710		"	透(大)	"	S.31.3	
1.5	1/50	4	7.4	400	945	凹	1/710		"	透(大)	"	S.31.3	
0.7		1	6.5	150	700	凹	1/820		"	不	"		
2.5	1/36	1	9.2	(35)	750	やや 凹	1/1,200	3.3	15,000	不	"		石炭崩落流失
		2	7.5	265	870	直	1/1,600	0.8	"	不	"	S.25.3	
2.3		1	7.7	860	1,200	凸	1/1,600	0.85	15,000	透(大)	"	S.27.3	
2.0		5	4.6	170	776		1/432	49	3,500	透(大)	"		
1.5		6	4.0	309	717		1/429	46	"	透(大)	"		
2.0		10	5.0	189			1/222	50	3,050	透(大)	"		S.29洪水にて木 沈30m, 型牛5基 流失
4.0		13	6.5	200	259		1/123	55	1,800	透(大)	"		
3.5		11	9.5	333	1,000		1/730	8	6,500	透(大)	"		
3.0		4	6.0	218	825		1/730	13	"	透(大)	"		老朽
3.0		9	6.0	278	867		1/774	13	"	透(大)	"		
3.0		7	6.0	338	1,006		1/774	20	"	透(大)	"		
1.5		6	5.5	460	869		1/842	20	"	透(大)	"		
2.0		53	6.0	162	520		1/1,520	20	3,250	透(大)	"		3本流失
2.0		10	6.5	153	622		1/1,080	22	"	透(大)	"		
3.0		12	7.0	81	558		1/1,110	24	"	透(大)	"		
1.3		9	6.5	108	595		1/900	25	"	透(大)	"		
5.0		9	5.0	165	545		1/960	25	"	透(中)	"		

河川名	水 制 名	構	造	材	機	能	角度	間隔 m	長 m
千曲川	{ No.70 上流左岸262m	大 杭	型 半 出	型牛, 蛇籠	根	固	0		5
	No.70.5左岸			松丸太 ϕ 20 布木 ϕ 12 $\times$ 450			0	25	8
	{ No.74.5 下流右岸150m			" "			0	23	10
	{ No.77.5 下流右岸250m			" "			0	17	6
	{ No.78.5 上流右岸 80m			" "			0	17	7
	{ No.79 下流 142.5m			松丸太 ϕ 15 $\times$ 700 $\sim$ 1,000			0	8	8
	{ No.79 上流 15.9m			"			0	40	15
	{ No.80 下流 53m			"			0	9	7
	{ No.81 上流 349m			"			0	19	9
	{ No.84 上流 145m			松丸太 ϕ 15 $\times$ 600			0	12	11
	{ No.85.5 下流 25m			"			0	15	3.2
	{ No.85 上流 81m	ブ ロ ッ ク	根固: 十字ブロック	0	39.1	14			
	{ No.88 上流 14.5m	三角型ブロック	十字ブロック, ツツミブロック	0	20	8.5			
	No.89 右岸	コンクリート三又	コンクリート柱14 $\times$ 14 $\times$ 300 松丸太 ϕ 9	0	18.4	10			
	No.90 右岸	型	半	30kg レール大型牛, 蛇籠	0	20	10		
	{ No.90 左岸上流312m	杭	出	松丸太 ϕ 15 $\sim$ 20 $\times$ 300 $\sim$ 800	0	1	5		
	No.91.5 右岸	コンクリート三又	コンクリート三基構	0	—	14			
	No.91.5 左岸	型	半	コンクリート大型牛	0	21	15		
	{ No.93 左岸下流24.5m	"		大型牛, 蛇籠	0	8	11		
斐伊川	高水敷床止	杭	打, 捨 石	基礎: 捨石	高水敷安定	0	130	696 $\sim$ 170	
	"	帯 梢, 蛇 籠	松丸太 ϕ 10 $\times$ 300鉄線蛇籠	0		150	84 $\sim$ 149		
	"	杭 打, 捨 石	" ϕ 10 $\times$ 270 "	0		150	20 $\sim$ 66		
芦田川	羽 賀	石張削出し, 横工			低水路維持		0	30 $\sim$ 206	4
千代川	河 原	R.C.	合 掌 枠	{ 合掌枠15 $\times$ 15 $\times$ 260 $\sim$ 300 基礎捨石40kg 以上 詰石40kg以上	根 固		0	40	24
吉井川	豆 田	合	掌 枠	{ 松丸太 ϕ 18 $\times$ 390 $\sim$ 580 鉄線蛇籠 ϕ 45 $\times$ 400 $\times$ 500			20	40	14
筑後川	草 場	改	良 木 床	詰石: 雑石, 基礎: 木工, 沈床				40	16
肝蜀川	下 小 原	合	掌 枠	{ 雑石詰, 杉丸太 ϕ 12 $\times$ 280, ϕ 10 $\times$ 600			9	16	6
	前 田 A	"		"			5	14	6
	前 田 B	"		{ " 杉丸太 ϕ 12 $\times$ 380 ϕ 12 $\times$ 600			16	17	6
	上 小 原	"		" " "			7	15	6
	前 田 C	"		" " "			12	15	6
	川 西	鉄 製 合 掌 枠	蛇籠, 詰レール. 230 $\sim$ 300			10	15.2	5.5	
常願寺川	紫 草	三 基 構		基 礎: 三角ブロック高 210 合掌材: R.C. 0.15 $\times$ 0.15 $\times$ 240			0 $\sim$ 5	6.5	30 $\sim$ 76

高 m	施工 勾配	本数	計画 水深 m	低水路 幅 m	全川幅 m	曲率	計画 高水勾配	平均粒径 mm	計画流量 m ³ /sec	透過度	効果	設置年 月	摘 要
2.5		3	10	110	514		1/325	25	〃	透(大)	良		4本流出老朽
3.0		18	6.5	113	518		1/960	26	〃	透(大)	〃		
1.5		9	6.5	124	517		1/1,230	28	〃	透(大)	〃		
1.0		13	7.0	116	475		1/1,450	28	〃	透(大)	〃		
3.0		17	7.0	137	444		1/1,430	29	〃	透(大)	〃		
3.0		29	6.0	104	452		1/680	15	〃	透(大)	〃		
4.0		3	6.0	117	487		1/890	15	〃	透(大)	〃		
1.5		31	5.5	236	254		1/616	15	〃	透(大)	〃		
1.0		20	5.0	222	443		1/755	18	〃	透(大)	〃		
2.0		42	4.5	229	538		1/480	20	〃	透(大)	〃		
1.0		18	5.0	140	451		1/405	25	〃	透(大)	〃		
1.0		5	5.0	282	507		1/250	25	〃	透(中)	〃		
2.0		7	5.0	282	506		1/387	25	〃	透(中)	〃		
1.5		7	4.5	279	414		1/331	25	〃	透(大)	〃		
3.0		12	4.5	95	398		1/267	25	〃	透(中)	〃		
1.0		1	4.5	113	514		1/325	25	〃	透(大)	〃		
3.0		—	4.0	210	428		1/247	20	〃	透(大)	〃		
3.5		8	4.0	210	428		1/200	30	〃	透(中)	〃		
2.0		6	5.0	273	498		1/252	30	〃	透(大)	〃		
		23	3.0	120	430	凹	1/950	1.4	3,600	透	良	S.31	自然腐朽
		8	3.0	120	430	凹	1/986	1.6	3,600	透	〃	S.32	
		4	3.0	120	430	凹	1/1,073	1.6	3,600	透	〃	S.33	
1.4	1/10	6	4.0	90	270	凹	1/1,080	1.6	1,530	不	〃		
4.6		8	6.0		280		1/500	26.4	3,000	透(中)	〃		
2.0		11	12	90	460		1/1,800	0.53	6,000	透(大)	〃	S.26. 2	
4.8	1/20	11	8.6	80	332	凹	1/2,300		6,300	透(小)	〃	S.29.10	
1.5		25	5.5	35	40	凹	1/1,300	0.88	1,200	透(小)	〃	S.24	
1.5	1/110	14	5.5	33	35	凹	1/1,300	0.88	〃	透(小)	〃	S.25	
2.0	1/75	6	5.5	45	50	凹	1/1,300	0.83	〃	透(小)	〃	S.24	
2.0	1/35	8	5.6	50	55	凹	1/1,300	0.81	〃	透(小)	〃	S.24	
2.0	1/15	7	5.6	33	45	凹	1/1,300	0.90	〃	透(小)	〃	S.24	
1.8	1/43	8	4.6	30	50	凹	1/2,000	0.82	650	透(中)	〃	S.33. 7	
2.0	0	3	3.1	170	310	凹	1/399	26.3	2,720	透(中)	〃	S.31. 3	

河川名	水 制 名	構 造	材 料	機 能	角度	間隔 m	長 m
常願寺川	利 田	シリンドーブロック	{元付:コンクリート出し 根固:十字ブロック	根 固	0		41
	上 滝	ピ ス ト ル 型	〃	〃	0		38.7
	西 ノ 番	六角シリンドー型	{基礎:コンクリートポスト 滑動式ブロック	〃	0	160	43.1
黒部川	横 越	杭 出 し	{ $\phi 500 \times 1,100$ ローラブロック R.C. 材 $15 \times 15 \times 360$	〃	5	170	48
	飯 野 第 3	シリンドーブロック	{基礎:コンクリート出し シリンドー 根固:十字ブロック $\phi 200 \times 260$ ~340	〃	0		44
	大布施第2	四角柱ブロック	元付:石張出し, 根固:木工沈床	〃	0		51
信濃川	上萩生第2	ピ ス ト ル 型	元付:石張出し, 根固:木工沈床	〃	0		54.4
	新 屋 堤	〃	〃 根固:十字ブロック	〃	0		57.2
	草 生 津	杭 出 し	{コンクリート杭 $\phi 25 \sim 30$ 木工沈 床 1 層, 粗架沈床 1~2 層	〃	10	50	30
厚 川	中 島	〃	〃 三角堆ブロック	〃	8	20	20
	中 条	〃	{コンクリート杭 $\phi 25 \sim 30$ 粗架沈床 2 層	〃	10	100	26
	{ No. 0.75 下流右岸 68m	〃	コンクリート杭 $\phi 30$	〃	0	27	3.0
千曲川	{ No. 1.5 上流左岸 65.1m	〃	{松丸太 $\phi 20 \times 1$ m 布 木 $\phi 12 \times 450$	〃	0	26	5.0
	{ No. 2.0 上流右岸 68m	〃	〃	〃	0	46	10
	{ No. 27.5 上流左岸 195m	〃	〃 布木 $\phi 12 \times 550$	〃	0	23	6
千曲川	{ No. 4.0 上流左岸 193m	〃	〃	〃	0	21	10
	{ No. 4.5 上流右岸 231m	〃	コンクリートパイル $\phi 30 \times 120$	〃	0	24	3.6
	{ No. 5.0 上流右岸 56m	〃	松丸太 $\phi 20 \times 100$, 布木 $\phi 12 \times 550$	〃	0	22	7
千曲川	{ No. 6.0 右岸下流 205m	〃	コンクリート杭 $\phi 30$	〃	0	60	3.6
	{ No. 93.5 右 岸 38.5m	型 牛	30 kg レール大聖牛	〃	0	40	8
	{ No. 93.5 上流左岸 37m	〃	中聖牛, 蛇籠	〃	0	7	7
千曲川	{ No. 94.5 右岸下流 25m	〃	コンクリート大聖牛, 中聖牛	〃	0	44.5	10
	{ No. 94.5 右岸上流 47m	〃	〃 蛇 籠	〃	0	19	4
	{ No. 95 左岸下流 148m	〃	コンクリート中聖牛, 木工沈床	〃	0	53	20
千曲川	{ No. 95 右岸下流 196m	〃	〃	〃	0	28	5
	{ No. 95.5 左岸下流 129m	〃	中聖牛, 蛇籠	〃	0	20	6
	{ No. 95.5 左岸下流 220m	〃	〃	〃	0	15	5
千曲川	{ No. 96.5 右岸上流 72m	〃	30 kg レール中聖牛, 蛇籠	〃	0	29	15
	{ No. 97.5 右岸下流 193m	〃	{30 kg レール中聖牛, コンクリート大聖牛	〃	0	32	10
	{ No. 99 下 流 180m	〃	中 聖 牛	〃	0		84

高 m	施工 勾配	本数	計 画 水 深 m	低 水 路 幅 m	全 川 幅 m	曲 率	計 画 高 水 勾 配	平均粒徑 mm	計 画 流 量 m ³ /sec	透過度	効果	設置年 月 日	備 考
2.0	1/30	1	4.2	170	495	やや凹	1/90	82.1	3,020	透(小)	良	S.31. 3	
2.6	1/30	1	5.0	170	455	やや凹	1/59	30.0	3,100	透(小)	〃	S.30. 8	
2.0		2	4.0	320	450		1/64	110.7	〃	透(中)	〃		
2.5		4	3.0	240	340		1/477	25.4	2,700	透(大)	〃	S.29. 9	
3.0		1	1.7	160	580	やや凹	1/143	42.4	4,200	透(小)	〃	S.29. 3	
4.2		1	2.0	120	600	凹	1/122	61.3	〃	透(中)	〃	S.26. 3	
4.0		1	6.0	100	540	凹	1/95	83.5	〃	透(小)	〃	S.26. 3	
4.0	1/20	1	5.0	50	485	凹	1/91	130.7	〃	透(小)	〃	S.29. 3	
4.0		12	7.9	151	866		1/1,250	5	9,000	透(大)	〃	S25~26	
4.4		12	5.	190	791		1/680	104	〃	透(中)	〃	S29~34	
2.0		8	6.1	765	932		1/3,100	80	〃	透(大)	〃	S29~32	
1.5		28	5.0	330	565		1/1,042	34	3,500	透(大)	〃		
1.5		9	4.3	210	650		1/439	37	〃	透(大)	〃		{ 3本流失 布木老朽
1.5		2	4.5	348	650		1/381	38	〃	透(大)	〃		
2.0		10	4.0	260	660		1/368	39	〃	透(大)	〃		{ 老朽により 3本流失
2.0		17	4.0	221	693		1/633	44.5	〃	透(大)	〃		
1.0		7	3.0	403	618		1/633	44.5	〃	透(大)	〃		
2.0		38	4.0	305	693		1/342	46	〃	透(大)	〃		布木老朽
1.5		2	4.2	244	774		1/429	47	3,500	透(大)	〃		
2.0		5	6.0	220	521		1/368	36	3,250	透(大)	〃		
3.5		2	4.5	220	430		1/182	30	〃	透(中)	〃		
1.5		4	4.0	263	522		1/263	40	〃	透(大)	〃		
3.0		2	5.0	306	501		1/263	35	〃	透(大)	〃		
3.0		2	5.0	267	441		1/212	40	〃	透(大)	〃		
2.5		4	4.5	267	400		1/265	30	〃	透(大)	〃		
1.0		2	3.0	117	420		1/265	40	〃	透(大)	〃		
1.5		3	3.0	118	430		1/268	40	〃	透(大)	〃		
3.5		6	5.0	136	446		1/202	40	〃	透(大)	〃		
3.5		4	5.5	175	398		1/230	50	〃	透(大)	〃		
3.5		1	5.0	138	280		1/221	50	〃	透(大)	〃		

河川名	水 制 名	構 造	材	機 能	角度	間隔 m	長 m
千曲川	No. 99.5 右岸下流 56m	聖 牛	中 聖 牛	根 固	0	22	11
	No. 100 右岸下流 143m	〃	30 kg レール大聖牛	〃	0	33	5
	No. 100.5 右岸下流 305m	〃	大聖牛, 蛇籠	〃	0	20	9
	No. 102 右岸下流 94m	コンクリート四基構	根固十字ブロック	〃	0	28	8
	No. 105.5 左岸	〃	〃	〃	0	28	6

著者ら⁹⁾は昭和33年度までの資料について調査した結果についてはすでに発表したが、さらにその後の資料もとり入れて調査、研究した結果について以下にのべる。

利根川ほか44個川について各工事事務所が水制調査表にもとづいて調査した結果を用いた。調査箇所数は約250であり、調査された項目は表-2.1のごとくであり、なお、これに現地写真、構造形状寸法略図、配置略図、被災復旧状況略図が添付されている。この調査資料を検討、整理した結果を表-2.2に一覧表にして示されている。

以下の統計的調査には、これらの調査資料のうち明ら

かに成功していないと思われるものは資料より除いた。これらの資料を整理して、その後成功していないものをこの整理した結論と比較してみると、標準的な基準になんらかの項目が非常にはずれていることがわかった。このことから、水制として一応の機能を果たすためには、ある基準が存在するように思われる。

【3】工 種

本論文においては、もっぱら水理的機能について考究するつもりであるけれども、現在行なわれている水制工法についての知識を基にして考えてゆかねばならないのはもちろんであるので、ここで簡単に現在各河川で用い

表-2.3 水制工種と河床勾配との関係

河床勾配		1/50~1/100	1/100~1/200	1/200~1/500	1/500~1/1,000	1/1,000~1/5,000	1/5,000~	計
工 種								
ブ	〃	5	2	4	6	1	0	18
迎	〃	1	8	15	3	0	0	27
四	基	0	4	3	0	0	0	7
三	基	0	2	5	0	0	0	7
三	角	0	3	2	0	0	0	5
ホ	ス	0	1	1	0	0	0	2
土	出	0	1	15	2	2	0	20
欄干, 方形中, 菱牛, 川倉		0	0	4	3	1	0	8
木工 社 床 (含改良床)		0	0	1	16	12	0	29
枕	出	0	0	11	24	56	8	99
合	〃	0	0	2	0	19	0	21
ケ	〃	0	0	0	0	6	0	6
計		6	21	63	54	97	8	249

高 m	施工 勾配	本数	計画 水深 m	低水路 幅 m	全川幅 m	曲率	計画 高水勾配	平均粒径 mm	計画流量 m ³ /sec	透過度	効果	設置年 月 日	摘 要
4.0		2	4.5	239	295		1/167	55	3,250	透(中)	良		
3.5		3	4.5	171	377		1/197	50	〃	透(中)	〃		
2.5		4	3.0	195	402		1/247	50	〃	透(中)	〃		
1.5		7	3.5	151	289		1/200	50	〃	透(大)	〃		
2.5		5	4.5	177	352		1/172	50	〃	透(大)	〃		

られている工種の状況について調べてみる。

現在使用されている工種としては水制自体が透過構造のものが多く、水制自体が不透過構造のものも水制高を低くして全体としては透過構造となるようにしていることが認められる。また従来は木材が非常に多く用いられていたようであるが、現在では木材は腐朽しやすいので、より耐久性を持たせるべくコンクリート製品が大幅に取り入れられつつある。

調査された水制の工種を分類し、河床勾配との関係を調べて見ると表-2・3のごとくである。

工種は河床材料ならびに流水の力に非常に関係すると考えられるので、それらを最もよく簡便に表わすものとして河床勾配が考えられるが、表よりみると工種は河床勾配のある限界内において大体使用されているように見受けられる。

表-2・3の工種の順序に大体急流河川から緩流河川に使用されているようである。

全体としては杭出水制が最も多く現在使用せられていることが認められる。

工種を考えてみるに水制としては杭の抵抗によるものと水制自体の自重により流水に抵抗するものがあることが知られる。

緩流河川では杭出水制が多く用いられ、急流河川では河床材料の粒度が大きくなるために杭打が不可能になる

ために河床上に設置して自重で流水に抵抗するようなブロック水制あるいは聖牛が多く用いられる。またブロック水制は比較的例数が少ないが、河床勾配の相当広い範囲に分布して使用されており、流水の力に対応する大きさのブロックを作ることが容易であるので、どの程度の河川でどの程度の大きさのブロックを用いるべきかが明らかにされれば、今後さらに多く使用されると思われる。ブロックの大きさと河床勾配との関係を資料について調べてみたが、資料不足のために統計的には現段階としては、明らかにすることができなかった。

しかし、ブロックなどのように自重のみにより流れに抵抗するよりも、杭の抵抗による方が杭打費用の大してかからない所では有利であるのは当然であるから、杭打の容易にできる所は杭出水制が多く用いられる。

一方、土出水制のように不透過構造のものは水制高を大きくとり、流水がこの上を越流しないようにするか、あるいはケレップ水制のように極端に低くして、流水の抵抗をあまり受けないような構造として使用されている。前者は比較的急流河川に、後者は緩流河川に用いられているが、最近では次第に使われなくなる傾向にあるように思われる。

〔4〕水制角度

流向に対して直角に出された水制の角度を0とし、それより上流、下流向の角度をそれぞれ $\pm$ 、 $-$ にて示すこ

とすれば、水制角度の分布状態は表-2.4 のようである。

表-2.4 水制角度の分布

角 度	根固水制	水制水制	低水路維持水制	計
~ 0	0	2	3	5
0	123	1	2	126
1~5	11	1	10	22
6~10	16		8	24
11~15	32		2	34
16~20	8	1	2	11
21~25	0		1	1
26~30	4			4
30~	0		2	2
計	194	5	30	229

これからわかるように根固水制では下流向に設置されたものはないことが知られる。また流向に直角に出されたものが非常に多く、全体の半数以上を占め、その次に15°程度に流向に設けられたものが多い。また20°以上上流向に設けられるものも非常に少ないことが認められる。

根固水制では後に述べるように洪水時には水制上を越流するものが大部分であるから、越流水が堤脚に激突することを避けるために、下流向のものが避けられていると思われる。

水制角度に最も影響がある要素は水制に衝突する水流の強さであると思われるので、水制角度と河床勾配との関係を見てみると、表-2.5 のようになり、直角水制は河床勾配の広い範囲にわたって使用されていること、および水制の上向角度が大きいかほど緩流河川に使用される傾向が認められる。しかし、流向そのものが流量によって実際の河川ではそうとう変化するので、水制設置の対象とされている河川流量が明らかでないで、水制角度も流量によって左右されることになり、さらに以上の考察は現地について詳細に検討する必要がある。

表-2.5 水制角度と河床勾配との関係

水制 角度(度)	河床 勾配 1/50~ 1/100	1/100~ 1/500	1/500~ 1/1,000	1/1,000~ 1/5,000	1/5,000~ 1/5,000	計
0	6	69	30	20	4	129
5		3	9	7		19
10		1	8	16		25
15		2		29		31
20		1		6		7
25			1			1
30		1		3		4

また、水制角度は水制の透過度によっても影響を受けるのではなからうかと考えられるので、水制角度と透過度との関係を見てみると、表-2.6 に示すようになり、両者の間にはあまり密接な関係はないように見受けられる。

ここで透過度をどのように表現するのが最も便利であ

るかはむずかしい問題であるが、ここでは構造図をみて水流を透過する度合いおよび越流の度合いを判断し、主観的に透過度を大、中、小、不透過に分けた。

表-2.6 水制角度と透過度との関係

透過度	大	中	小	不
水制角度				
~ 0	2	0	1	6
0	82	25	13	20
5	13	2	5	1
10	10	9	4	1
15	15	8	8	1
20	3	1	2	2
25	1	0	0	0
30	2	1	0	1

表-2.6 より判断するに透過度が小さい場合には比較的水制角度が大きくなるように見受けられるが、あまり明瞭ではない。

水制、低水路維持水制の場合は下流向に設けられたものも見受けられるが、根固水制の場合より広い範囲に分布しているようである。これは機能的にみて現地の水流の状況、河状によって決定されるべきものであるから、具体的な設計は個々の場所の性格により決められなければならないので、現地における問題の深い洞察と豊富な経験とを必要とする。しかし、さらに合理的に構造、配置を決定するためには現地模型試験によることがよいと思われる。

【5】水制本数

水制は1本単独でも用いられるが、何本か組になって使用されることが多い。この一連の水制の本数の分布状況は図-2.1 のようであり、1本単独で用いられる場合は比較的少なく、数本単位で施工されることが最も多いことが知られる。水制本数は附近の河状に支配されることはもちろんであるけれども、ある地点を守るため

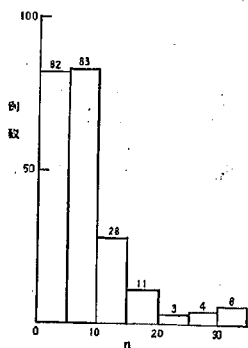


図-2.1 水制本数(n)の分布

には数本の水制を必要とすると解釈される。このことは水制が流水に対して粗度の役割を果たし、数本の水制によつて流水の速度を必要な程度までおそくすることがで

きることを示しているように考えられる。

〔6〕水制高

水制の高さ(h_z)は低いものでは60 cm程度のものから高いものでは5 mに達するものまでであるが、相対的に比較してみるために、水製の河床上の高さとその地点の水深との関係を調べてみる。個々の水制がどの程度の流量を対象として計画されているか知ることができないので、水深をどのように採るべきかわからないけれども、一応計画高水位の場合の水深(H)をとることにして関係を調べてみると、図-2・2のようになる。これから根固水制では h_z/H は0.1~0.4の範囲に大半があるこ

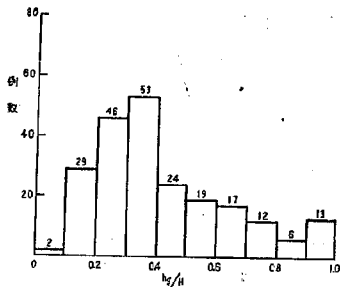


図-2・2 水制高(h_z)と洪水水深(H)との関係

とがわかり、0.2~0.3の範囲のものが最も多い。非越流型の水制は比較的少なく、大部分は大洪水時には越流することになるので、越流に対する洗掘防止に注意されねばならないことが知られる。あるいは対象とする洪水が比較的小さなものである場合(この場合の方が乱流しやすく、護岸の被害を受けることが多い。)に対して計画されているかも知れないが、この場合でも計画高水流量の場合には越流するから、透過度をよく考えると、洗掘防止工法を考える必要がある。

次に相対的な水制高(h_z/H)は河床勾配(i_0)と関係があるように考えられるので、 h_z/H と i_0 との関係を調べてみると図-2・3に示すようである。これよりみると両者の関係は相当のパラツキを示しているが、緩

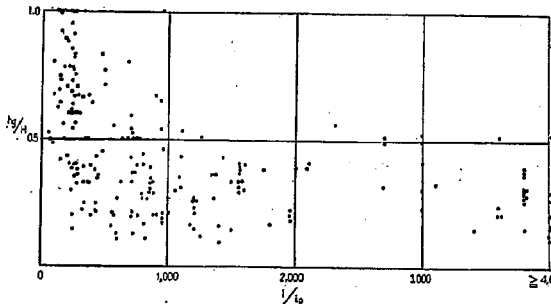


図-2・3 h_z/H と河床勾配(i_0)との関係

流河川ほど h_z/H の値は小さく、急流河川ほど大きいことが認められる。すなわち、急流河川では水制高の高いものが用いられ、急流河川では水制上をあまり越流しないように計画され、緩流河川では比較的低い水制が設けられることを示している。

〔7〕水制長

水制の長さ(l)がどのようにして決められてきているかを明らかにするため、河幅(B)との関係を調べて見た。

B は水制が主として低水路に設けられているものは低水路幅を、比較的単一断面に設けられたもの、または水制高が高く河幅全体に対して作用していると思われる水制に対しては全河幅をとった。

l/B の分布状況は図-2・4のようであり、これから水制長が河幅の10%以下である場合が大部分であり、25%を越すことは非常に少ないことが知られる。水制長を決める場合には、附近の河川の平面形状を十分に考慮して決められていると思われるが、だいたいの規準としては河幅の2割以下、大部分は1割以下ということで設計されているように思われる。あまり長いものは維持困難であるために、経験的にこのような設計法に落ちついたものと考えられる。

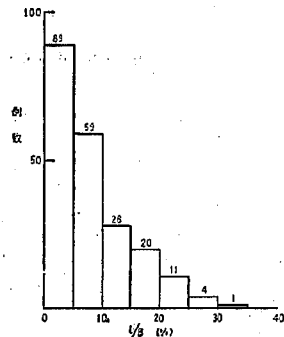


図-2・4 l/B の分布(根固め水制)

〔8〕水制施工勾配

水制は流水を押し出して河心に流水を集めることにも重要な意味があるわけであるけれども、このためには、水制自身に縦断勾配をもたせることが考えられる。すなわち、河岸側を高くして流水に対する抵抗を大きくし、流心を河岸より離すようにされる。また、河心に近いほど流勢が強いので破壊力が大きいので、水制自体の維持上からも流心に近いほど高さを低くして抵抗を小さくするように考えられる。

このような理由のために水制自体に縦断勾配がつけられることが多いが、この勾配を水制施工勾配 (i) とよぶことにする。

水制の施工勾配 (i) の分布状況を調べてみると表-2・7・7 のようになり、総例数中半数以上は $i=1/10 \sim 1/100$ の範囲にあり、このうちでも $1/10 \sim 1/50$ のものが非常に多いことが認められる。また、水平に設置されたものが全体の約 $1/3$ ある。

表-2・7 水制施工勾配 (i) の分布

i	例数
$>1/10$	3
$1/10 \sim 1/50$	44
$1/50 \sim 1/100$	28
$1/100 \sim 1/500$	11
$1/500 \sim 1/1,000$	3
$1/1,000 \sim 1/5,000$	2
0	43
計	134

水制施工勾配 (i) と河床勾配 (i_0) との関係を調べてみると表-2・8 に示すようになり、急流河川では比較的 i が大きく、緩流河川では水平に設置されることが多いことが認められる。緩流河川では i の大きいものと、水平に施工されるものとが存在するが、水平のものは急流河川ではほとんど使用されていない。これは水制施工勾配が前記の目的によるものであるから、維持上急流河川では水平に施工することが不適当であることを示すものと考えてよい。

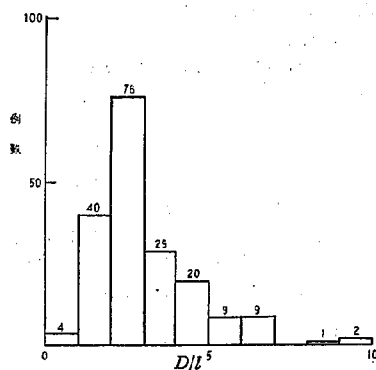
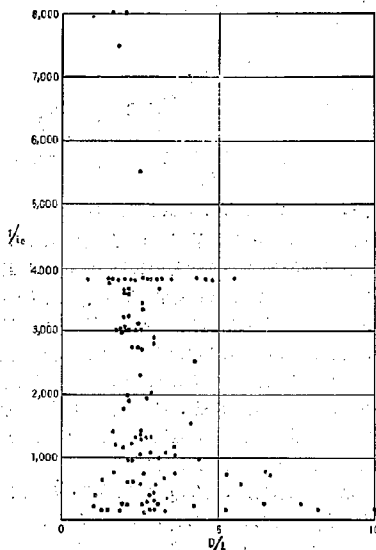
表-2・8 水制施工勾配 (i) と河床勾配 (i_0) との関係

$i_0 \backslash i$	$\sim 1/100$	$1/100 \sim 1/500$	$1/500 \sim 1/1,000$	水平
$\sim 1/1,000$	80	3	3	7
$1/1,000 \sim 1/2,000$	21	2	1	8
$1/2,000 \sim 1/3,000$	2	0	0	8
$1/3,000 \sim 1/4,000$	11	3	0	20
$1/4,000 \sim$	3	2	1	2

〔9〕 水制間隔と水制長との関係

水制間隔 (D) と水制長 (l) との関係を調べてみると図-2・5 のようである D/l の値の大部分は $1 \sim 4$ の範囲にあり、 D/l が $2 \sim 3$ の範囲のものは全体の約半数である。間隔が長さの7倍以上のもの、また1倍以下のものがほとんどないことは、経験上このような範囲に限定されてきたことを示していると考えられる。190 例の平均の D/l を求めてみると、3.0 となり、大体間隔は長さの3倍程度を目標として設置されているように思われる。

さらに D/l と河床勾配 (i_0) との関係を調べてみると図-2・6 に示すようになり、 $1/1,000$ 以下の緩流河川では D/l が大部分 $2 \sim 3$ の範囲にあり、 $1/1,000$ 以上の急流河川では D/l の範囲がそうとう広がっていることが認められる。

図-2・5 D/l の分布図-2・6 D/l と i_0 との関係

つぎに河川の彎曲度との関係を調べてみると表-2・9 に示すようである。この表からは明確に関係を読み取ることはできないけれども、彎曲度が小さいほど D/l の

表-2・9 D/l と彎曲度との関係

D/l	彎 曲 度			
	凹	やや凹	直	凸
0 $\sim$ 1	1	1		1
1 $\sim$ 2	15	5	3	1
2 $\sim$ 3	21	4	9	1
3 $\sim$ 4	5	3	1	2
4 $\sim$ 5	5	2	1	
5 $\sim$ 6	2	1		1
6 $\sim$ 7	3		1	

値は大きくなっているように見える。さらに富永博士⁴⁾は利根川での寄洲が十分についているものについて調べたところでは D/l は次のようであった。

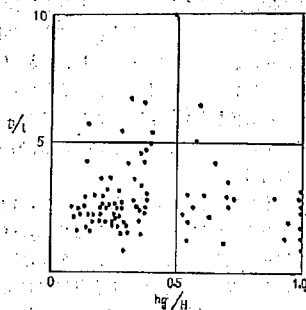
$D/l=1.7\sim 2.3$ 直線部

$D/l=1.4\sim 1.8$ 凹岸部

$D/l=2.8\sim 3.6$ 凸岸部

このような傾向は水制機能上十分に認められるところであるけれども、この調査によっては傾向のみは認めることができたけれども、定量的な関係を知ることはできなかった。これは全国的な資料を一括して整理したため、他の要素の影響を受けたためであろうと思われるが、同一河川については利根川の例のような傾向が認められるものと思われる。

非越流水制および h_2/H の値が比較的大きい場合には、水制間隔は水制長によってきめられ、 h_2/H の値が小さい場合には、水制は粗度として作用すると思われるので、水制間隔は水制高によって決定されと考えられる。



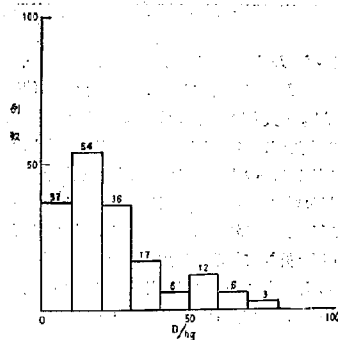
図—2.7 D/l と h_2/H の関係

いま、 D/l と h_2/H の関係を調べてみると、図—2.7 のようになり、 $h_2/H=0.5$ の附近において D/l が大きくなっているように思われるが、全体的に D/l は h_2/H とは無関係に $1\sim 4$ の範囲に分布していることが知られる。水理的にみれば、 h_2/H の値が小さい場合には、 D は l よりも h_2 によって決められるべきであると考えら

れるのに、 h_2/H のすべての範囲において D/l の値がほぼ同じであることは注目値することである。このことは水制間隔が単に慣例的に設計されているわけではないと思われるので、水制を設ける対象とした洪水の程度が各河川で異なるために h_2/H の H の採り方に問題があるためであろう。

[10] 水制間隔と水制高との関係

現在設けられている水制の大部分は洪水時には水制の中、あるいは上を流水が流れるものであり、河流に対しては粗さとして作用するものと考えられる。このような場合には、従来の研究から明らかであるように、 D/h_2 が非常に重要な意味をもってくる。そこで、水制間隔 (D) と水制高 (h_2) との関係を調べてみると表—2.10 および図—2.8 のようであり、 D/h_2 の値が $10\sim 30$ の範囲に大半の水制があり、 D/h_2 が 40 以上のものは非常に少ないことがわかる。



図—2.8 水制間隔 (D) と水制高 (h_2)

の関係 (根固水制)

ある水制高 (h_2) に対しては D/h_2 が 7.5 附近が粗度として最も有効に作用することが知られており、このことから考えると、現在施工されている水制はいくぶん間隔が粗すぎるように思われる。

根固水制について D/h_2 と河川の荒さの程度を表わすと思われる H_{10} との関係を調べてみると、図—2.9 の

表—2.10 水制間隔 (D) と水制高 (h_2) との関係

D/h_2	根固水制 の例数	水制水制 の例数	低水路維持 水制の 例数	綫曲度との関係 (根固)				透過度との関係 (根固)			
				凹	やや凹	直	凸	大	中	小	不
0 ~ 10	37			2	4	1	2	25	10	5	3
10 ~ 20	54		3	15	6	1	1	32	10	15	2
20 ~ 30	36		1	11	4	3	2	8	12	3	5
30 ~ 40	17	2	2	4	1	1		9	4	1	3
40 ~ 50	6		1	2	1			6	0	1	1
50 ~ 60	12			2				8	1		1
60 ~ 70	6							4	1		
70 ~	3	2	1		1			1	1		
計	171	4	8	36	17	12	5	93	39	25	15

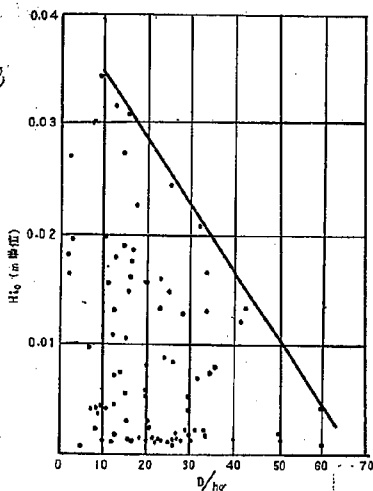


図-2・9 D/h_0 と河川の荒さ (H_{10}) との関係

ようになり、 H_{10} の小さいほど D/h_0 の分布の範囲は広くなり、 H_{10} が大きいほど D/h_0 の範囲が狭くなり、 D/h_0 は図に示す線以内に分布している。このことは H_{10} の大きい河川では、根固水制は河岸の流速を減少させることに主眼がおかれ、粗度として最も有効にはたらくというように配置されており、 H_{10} の小さい河川では、 H_{10} の大きい河川と同様に粗度を増すことを主眼にされたものも相当あるけれども一部には河岸に対する斜流を防護するためのものとして計画されるためであろうと考えられる。

水刻、低水路維持水制の場合は例数が少なくははっきりしないが、だいたいにおいて根固水制の場合と同様な関係にある。

つぎに彎曲度との関係を調べてみると、表-2・10 に示すようである。ここに彎曲度とは水制附近の平面形状より流線を推察して、その流線の曲り度合いを主観的に分類したものである。表中やや凹とは彎曲度の小さい凹岸に設けられたもの、または直岸あるいは凸岸に設けられたもので、流れが曲り込んで彎曲度の小さい凹岸に設けられた場合と同じようになっている場合を示す。この表からわかるように、凸岸に根固水制が設けられることは比較的少なく、これらも設置された当時においては流れが廻り込んでいたものが大部分であろうと思われる。

したがって、 D/h_0 と彎曲度との関係は表にみられるように無関係になるものと考えられる。

つぎに水制の透過度と D/h_0 との関係を調べてみると、表-2・10 に示すようである。これからみると透過度の大きいものは比較的密に、不透過のものは粗に配置

されている傾向のあることがわかる。

以上のように現地に施工された設計例について統計的に調べてみたところ、いろいろと数多くの興味ある問題点を明らかにすることができた。

なお、この調査は各河川の特長というものを十分に認識して行なわれたものでなく、単に統計的に調べられているので、さらに数多くの要素について検討されなければならないと思われる。とくに流砂の多少、洪水継続時間の長短、あるいは、融雪の支配的な河川などが考慮に入れられなければならないであろう。

3. 水制機能の理論的考察

〔1〕水制域の理論

(1) 直角水制の水制域

水制の主な機能としては前述のように水刻と流速の減少が考えられる。水刻とは比較的水制高の高い水制により、流れの方向を変え直接水制背後の領域を流水の作用から護ることである。したがって、このような水制を設計するためには、水制背後の護りうる領域を適確に推定することが必要である。この水制背後の流水の作用から護られた領域を水制域といい、一般には死水域である。水制域の大きさはいろいろの要素により変化すると考えられるので、その力学的解明がなければ一般的法則をつかむことはできなく、したがって合理的な設計を行なうことも困難である。

従来このような観点からの研究は比較的少ないが、そのうち若干のものについては1, 2にすでに述べた。従来の研究ではその力学的意義の解明が十分でないので、建設省土木研究所の吉川、杉木、芦田⁹⁾はこのような観点から水制域の理論を研究した。すなわち、流れと直角方向に置かれた不透過非越流型の水制に対し、比較的小さい場合の水制域をポテンシャル流れと噴出流との組み合わせとして解析的に求め、この考え方を実験により確かめている。この研究の結論によれば次のようなことが言いうる。

(i) 水制域についてはポテンシャル流れの自由流線上の各点から出る噴出流の包絡線をもってその境界と考えることができるようである。

(ii) (i) の場合における噴出流の噴出角は流れの Reynolds 数 $R_r (=u/v)$ が増加するにつれて、二次元乱流に対する Tollmien²⁰⁾ の実測値 $\alpha=10^\circ 10'$ に近づくようである。

(iii) 流線の最も外に出る区域は水制長の 5.5 倍附近にあり、この附近までは $\alpha=11^\circ 10'$ の曲線と $\alpha=17^\circ$ の曲線の間に入り、点の分散も割合に少なく、しかもその分散は Reynolds 数に対して系統差異を生じ、Reynolds 数が増加するほど $\alpha=11^\circ 10'$ の曲線に近づく。

(iv) 水制域は実測の範囲では水制長の 14.5 倍位と考えてよい。

(v) 水制長の 5.5 倍附近から 14.5 倍附近まで Reynolds 数の減少および渦のため噴出角は漸次増加するが、この間の点の分散は割合に大きく、また Reynolds 数に対して系統的な差異を生じていない。これは、この領域の決定が実験的に困難であるために生じた誤差であろう。

(vi) 実用的のためには噴出角が水制長の 5.5 倍から 14.5 倍附近までは $\alpha=11^{\circ}10'$ から $\alpha=17^{\circ}$ まで直線的に増加すると考えてよい。

(vii) 水制域以外の地点の最高流速は実験の結果では水制を設けない場合の流速の 1.8 倍に達する。

なお、かれらは水制附近の流れの状態を知るために Navier-Stokes の方程式の数値積分を行なって、次のような結論を得ている。

(viii) Navier-Stokes の方程式の数値計算により、(vii) 項とほとんど同じ結果を得た。この場合には方程式の慣性項を省略しているのであるが、実測によく一致し、最高流速に関するかぎり、慣性項を省略した計算でもよいようである。

(ix) 水制域は慣性項を省略した計算では、実測よりも不通過水制の場合も透過水制の場合も小さくする傾向がある。水制域に対しては数値計算を行なおうとすれば慣性項を附加したものでなければならぬことが知られるが、計算が非常に煩雑である。なお慣性項を附加して計算すれば、透過水制の場合には不通過水制とは異なった性質が表われるであろう。慣性項を省略した結果ではあまり明瞭に表われなかった。

(x) 水制域は不通過水制の斜めの場合および透過水制の場合にはいちじるしく短くなる。これは慣性項を省略して計算したためであろう。

(xi) 最高流速(水制域外)は不通過水制の場合には水制を設けない場合の流速の 1.8 倍くらいであるが、透過水制の場合には 1.4~1.6 倍程度になり、透過水制の場合には最高流速がいくぶん減少し、水制頭部洗掘がある程度軽減することが知られる。

(2) 斜水制の水制域

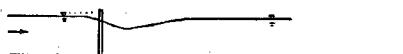
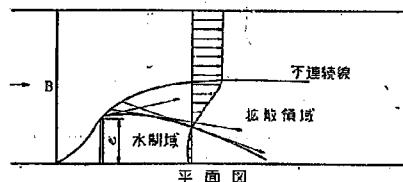
かれらの研究によって水制域の理論がある程度明らかにされてきたが、実際に水制を設置する箇所は彎曲部が多いのでこのような場所では流れが水制に斜めに当たるため、上記の研究で与えられた水制域よりははるかに小さいものと考えられる。

したがって、水制と水流とのなす角度が水制域に及ぼす影響を検討する必要があると思われる。

このために著者は水制と水流が任意の角度をなす場合について吉川、杉木、芦田のと同じような方法により、水制域を求める理論を研究した。

吉川、杉木、芦田の行なった理論解析は著者の導いた一般式の一つの特別の場合に相当する。

理論式を誘導するにあたっての基本的な考え方は次のとおりである。(図-3・1 参照)



側面図

図-3・1

(i) Froude 数が小さく、また水制長に比べて川幅が非常に大きい場合には流れ方向の水圧(すなわち水位)の変化は小さい。このような場合には水制による流れの不連続線は二次元ポテンシャル流れにしたがうと考えることができる。したがって、これは無限平面内におかれた板に対する不連続流の問題となり、等角写像により求めることができる。

(ii) 水制によって生ずるかく散領域は不連続線上の各点から乱れがかく散するものとして、その包絡線により求めることができる。この際、水位変化が無視できる場合には Tollmien²⁰⁾により明らかにされた噴流と同じであると考えることができる。

(iii) Froude 数が大きくなるにつれ、また B/l が小さくなるにつれ、水位変化が大きくなる。すなわち断面が縮小するための水位低下および水制先端の流れの彎曲による水制域の水位低下量が大きくなる。したがって上の考え方に基いて求めた不連続線はさらに内部に入ることになる。この値は圧力勾配のない場合の不連続線を基準にして、圧力低下量の関数として表わすことができよう。圧力低下量は主として、Froude 数および B/l の関数として表わされるから、水制域はこの場合これらの関数として表わされると考えられる。

本文においては(i)、(ii)の考え方に基いて水制域の理論を解明することとする。このような取扱いは吉川、杉木、芦田の取扱いが実際によく適合するので妥当性が十分であると考えられるからである。(iii)の場合については緒博士²¹⁾の二、三の実測値があるが、系統的な研究は今後の問題である。

図-3・2に示すように、板 AB が流れと θ_0 の角度をもって置かれた場合の自由流線の方程式を佐々木達治郎氏の著書²²⁾に示された方法を参照して求める。

Z 平面は

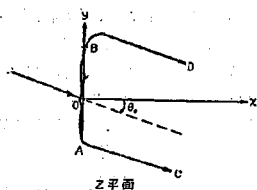


図-3・2

$$\zeta = \frac{dz}{dw} \quad (3.1)$$

の写像関数を求めれば

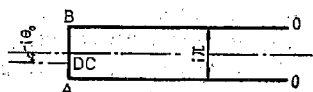
$$\zeta = \frac{1}{q} i t \theta \quad (3.2)$$

ここに、 q は速度であり、AC, BD に沿う速度の絶対値が一定であることから 図-3・3 のような ζ -平面に写像される。

次に $\Omega = \log \zeta$ とすれば (3.2) 式より

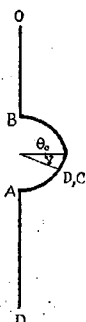
$$\Omega = \log \frac{1}{q} + i \theta \quad (3.3)$$

である。(3.3) 式により図のような $\log \zeta$ 平面に写像される。(図-3・4)



log ζ 平面

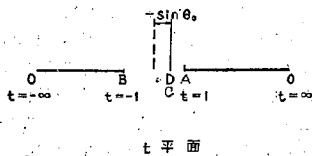
図-3・4



ζ 平面

図-3・3

Ω を図-3・5 に示すおりの t 平面に写像するために、



t 平面

図-3・5

$$\Omega = \cos^{-1} t - i(\pi/2) \quad (3.4)$$

の写像関数を用いればよい。

(3.4) 式より

$$t = \cos h \left(\Omega + i \frac{\pi}{2} \right) = \frac{i}{2} \left(\zeta - \frac{1}{\zeta} \right) \quad (3.5)$$

D, C 点では $q=1$ であるから、(3.2) 式により

$$\zeta = \cos \theta_0 + i \sin \theta_0, \quad (\theta_0 \text{ は負の値})$$

これを (3.5) 式に代入して

$$t = -\sin \theta_0$$

図-3・6 に示すように D, C 点を原点にとれば

$$t' = t + \sin \theta_0 \quad (3.6)$$

$$\begin{array}{ccccccc} t' & & t' & & t' & & t' \\ -\infty & & = -1 + \sin \theta_0 & & = 1 + \sin \theta_0 & & +\infty \\ 0 & & B & & D & & A & & 0 \end{array}$$

t' 平面

図-3・6

となる。

t' 平面は

$$w = (2/At)^{1/2} \quad (3.7)$$

の写像関数により 図-3・7 に示すように w 平面に写像される。OA に沿っては $\theta = -\pi/2$ であるから、(3.2) 式により

$$\begin{array}{ccccccc} t' & & t' & & t' & & t' \\ -\infty & & 0 & & A & & C \\ 0 & & B & & D & & 0 \end{array}$$

w 平面

図-3・7

$$\zeta = \frac{1}{q} e^{-i(\pi/2)t} = -\frac{i}{q}$$

これと (3.5) 式とより

$$\frac{1}{q} = t \pm \sqrt{t^2 - 1}$$

$t = \infty$ において $q = 0$ であるから、符号をとり

$$\frac{1}{q} = t + \sqrt{t^2 - 1}$$

OA に沿っては流れ関数 $\phi = 0$ であるから、 $w = \phi$ である。(3.7) 式により $\phi = (2/At)^{1/2}$ で $(dy/d\phi) = -(1/q)$ なることを考え、AO について積分すれば

$$\begin{aligned} AO &= \int_{1+\sin \theta_0}^{\infty} \frac{dy}{d\phi} \frac{d\phi}{dt} dt \\ &= \frac{4}{A} \int_1^{\infty} \left(t + \sqrt{t^2 - 1} \right) \frac{1}{(t + \sin \theta_0)^3} \cdot dt \end{aligned}$$

$t = -(1 + \sin \theta_0 \sin \theta) / (\sin \theta_0 + \sin \theta)$ の変換を行ない、上式を解けば、

$$\begin{aligned} AO &= \frac{4}{A \cos^4 \theta_0} \left[-\sin \theta_0 - \frac{\sin \theta_0}{4} \cos 2\theta_0 \right. \\ &\quad \left. + \cos \theta_0 \left(-\frac{\theta_0}{2} - \frac{\sin 2\theta_0}{4} \right) + 1 - \frac{\sin \theta_0}{4} \right. \\ &\quad \left. + \frac{\pi}{4} \cos \theta_0 \right] \quad (3.9) \end{aligned}$$

同様にして

$$\begin{aligned} OB &= \frac{4}{A \cos^4 \theta_0} \left[\sin \theta_0 + \frac{\sin \theta_0 \cos 2\theta_0}{4} \right. \\ &\quad \left. + \cos \theta_0 \left(\frac{\theta_0}{2} + \frac{\sin 2\theta_0}{4} \right) + 1 + \frac{\sin \theta_0}{4} \right. \\ &\quad \left. + \frac{\pi}{4} \cos \theta_0 \right] \quad (3.10) \end{aligned}$$

$$\therefore AOB = AO + OB$$

$$= \frac{4}{A \cos^4 \theta_0} \left(2 + \frac{\pi}{2} \cos \theta_0 \right)$$

これは板の長さ l' に等しいから

$$A = \frac{2(4 + \pi \cos \theta_0)}{l' \cos^2 \theta_0} \dots (3 \cdot 11)$$

となる。

次に自由流線上においては $q=1$ であるから

$$\log \zeta = i\theta, \quad \zeta = e^{i\theta}$$

$$\therefore t = \frac{1}{2} \left(\zeta - \frac{1}{\zeta} \right) = -\sin \theta$$

自由流線上でも上と同様に $w=\phi$ であるから

$$\begin{aligned} \phi &= \frac{2}{A(t + \sin \theta_0)^2} \\ &= \frac{l' \cdot \cos^2 \theta_0}{(4 + \pi \cos \theta_0)(-\sin \theta + \sin \theta_0)^2} \end{aligned}$$

また $q=1=d\phi/ds$ であるから

$$s = \frac{l' \cdot \cos^2 \theta_0}{(4 + \pi \cos \theta_0)(-\sin \theta + \sin \theta_0)^2} \dots (3 \cdot 12)$$

$ds = \sqrt{1 + \tan^2 \theta} dx$ であるから (3.12) 式より

$$x = \frac{l' \cdot \cos^2 \theta_0}{4 + \pi \cos \theta_0} \int_{\pi/2}^{\theta} \frac{1}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta}} d\theta$$

$$\times \left(\frac{2 \cos \theta}{(-\sin \theta + \sin \theta_0)^2} \cdot d\theta \right)$$

$$\sin \theta = \frac{-(1 - \sin \theta_0 \cdot \operatorname{cosec} \zeta)}{-\sin \theta_0 + \operatorname{cosec} \zeta}$$

とおけば、上式は次のようになる。

$$\begin{aligned} x &= \frac{l' \cdot \cos \theta_0}{4 + \pi \cos \theta_0} \\ &\times \left\{ \cot \zeta \cdot \operatorname{cosec} \zeta - \log \left(\cot \frac{\zeta}{2} \right) \right\} \end{aligned} \dots (3 \cdot 13)$$

また、

$$y = \frac{2l' \cdot \cos^2 \theta_0}{4 + \pi \cos \theta_0} \int_{\pi/2}^{\theta} \frac{\sin \theta \cdot \cos \theta}{(-\sin \theta + \sin \theta_0)^3} d\theta + y_0$$

$-\sin \theta + \sin \theta_0 = t$ とおけば、上式は積分することとがで

る、

$$\begin{aligned} y &= \frac{2l' \cdot \cos^2 \theta_0}{4 + \pi \cos \theta_0} \left\{ \frac{1}{-1 + \sin \theta_0} \right. \\ &\quad - \frac{1}{(-\sin \theta + \sin \theta_0)} + \frac{\sin \theta_0}{2(-1 + \sin \theta_0)^2} \\ &\quad \left. + \frac{\sin \theta_0}{2(-\sin \theta + \sin \theta_0)^2} \right\} + y_0 \dots (3 \cdot 14) \end{aligned}$$

$\sin \theta = \pi/2$ のとき

$$y = OB \quad \therefore y_0 = OB$$

であるから (3.10), (3.11) 式より

$$\begin{aligned} \therefore y_0 &= \frac{2l'}{4 + \pi \cos \theta_0} \left[\sin \theta_0 + \frac{\sin \theta_0 \cdot \cos \theta_0}{4} \right. \\ &\quad + \cos \theta_0 \left(\frac{\theta_0}{2} + \frac{\sin 2\theta_0}{4} \right) + 1 + \frac{\sin \theta_0}{4} \\ &\quad \left. + \frac{\pi}{4} \cos \theta_0 \right] \end{aligned}$$

となる。

(3.13) 式の ζ を θ でおきかえると

$$\cot \zeta = \frac{\cos \theta \cdot \cos \theta_0}{\sin \theta_0 - \sin \theta}$$

$$\operatorname{cosec} \zeta = \frac{1 - \sin \theta \cdot \sin \theta_0}{\sin \theta_0 - \sin \theta}$$

$$\tan \frac{\zeta}{2} = \frac{1 - \sin \theta \cdot \sin \theta_0 - \cos \theta \cdot \cos \theta_0}{(\sin \theta_0 - \sin \theta)}$$

であるから、(3.13) 式は

$$\begin{aligned} x &= \frac{l' \cdot \cos \theta_0}{4 + \pi \cos \theta_0} \times \left\{ \frac{\cos \theta \cdot \cos \theta_0 (1 - \sin \theta \cdot \sin \theta_0)}{(\sin \theta_0 - \sin \theta)^2} \right. \\ &\quad \left. - \log \left| \frac{1 - \sin \theta \cdot \sin \theta_0 + \cos \theta \cdot \cos \theta_0}{\sin \theta_0 - \sin \theta} \right| \right\} \end{aligned} \dots (3 \cdot 15)$$

また

$$\begin{aligned} y &= y_0 + \frac{2l' \cdot \cos^2 \theta_0}{4 + \pi \cos \theta_0} \left\{ \frac{1}{-1 + \sin \theta_0} \right. \\ &\quad - \frac{1}{(-\sin \theta + \sin \theta_0)} - \frac{\sin \theta_0}{2(-1 + \sin \theta_0)^2} \\ &\quad \left. + \frac{\sin \theta_0}{2(-\sin \theta + \sin \theta_0)^2} \right\} \dots (3 \cdot 16) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} y_0 &= \frac{2l'}{4 + \pi \cos \theta_0} \left\{ \sin \theta_0 + \frac{\sin \theta_0 \cdot \cos 2\theta_0}{4} \right. \\ &\quad + \cos \theta_0 \left(\frac{\theta_0}{2} + \frac{\sin 2\theta_0}{4} \right) + 1 + \frac{\sin \theta_0}{4} \\ &\quad \left. + \frac{\pi}{4} \cos \theta_0 \right\} \end{aligned}$$

x, y を y_0 を基準長にとって無次元化すれば

$$\begin{aligned} [x] &= \frac{\cos \theta_0}{2f(\theta_0)} \left\{ \frac{\cos \theta \cdot \cos \theta_0 (1 - \sin \theta \cdot \sin \theta_0)}{(\sin \theta_0 - \sin \theta)^2} \right. \\ &\quad \left. - \log \left| \frac{1 - \sin \theta \cdot \sin \theta_0 + \cos \theta \cdot \cos \theta_0}{\sin \theta_0 - \sin \theta} \right| \right\} \end{aligned} \dots (3 \cdot 17)$$

$$\begin{aligned} [y] &= 1 + \frac{\cos^2 \theta_0}{f(\theta_0)} \left\{ \frac{1}{-1 + \sin \theta_0} \right. \\ &\quad - \frac{1}{(-\sin \theta + \sin \theta_0)} - \frac{\sin \theta_0}{2(-1 + \sin \theta_0)^2} \\ &\quad \left. + \frac{\sin \theta_0}{2(-\sin \theta + \sin \theta_0)^2} \right\} \dots (3 \cdot 18) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} f(\theta_0) &= \sin \theta_0 + \frac{\sin \theta_0 \cdot \cos^2 \theta_0}{4} + \cos \theta_0 \left(\frac{\theta_0}{2} \right. \\ &\quad \left. + \frac{\sin 2\theta_0}{4} \right) + 1 + \frac{\sin \theta_0}{4} + \frac{\pi}{4} \cos \theta_0 \end{aligned}$$

特に流れが板に直角に当たる場合には $\theta_0=0$ であるから

(3.17), (3.18) 式は

$$\begin{aligned} [x] &= -\frac{1}{2 \left(1 + \frac{\pi}{4} \right)} \left\{ \operatorname{cosec} \theta \cdot \cot \theta \right. \\ &\quad \left. - \log \left| \operatorname{cosec} \theta + \cot \theta \right| \right\} \dots (3 \cdot 17)' \end{aligned}$$

$$[y] = -\frac{1}{\left(1 + \frac{\pi}{4} \right)} \left(\operatorname{cosec} \theta + \frac{\pi}{4} \right) \dots (3 \cdot 18)'$$

となり、吉川、杉木、芦田が求めたものと一致する。

次に乱流の拡散領域を求める。自由流線の接線と噴出

角 θ' をもつ噴流線の方程式は (図-3.8 参照)

(以下簡単のために [] をはすず)

$$\frac{y_1 - y}{x_1 - x} = \tan(\theta - \theta') \dots (3 \cdot 19)$$

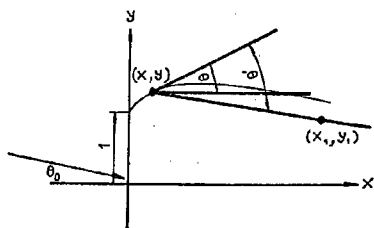


図-3・8

となる。ここに θ' は噴出角である。

一定の x_1 に対して y_1 の最も小さい点の軌跡は

$$(dy_1/d\theta) = 0 \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 20)$$

(3・17), (3・18), (3・19), (3・20) 式より

$$\begin{aligned} y_1 &= y(\theta, \theta_0) \\ &+ \left\{ -\frac{\cos^4 \theta_0}{f(\theta_0)} f_1(\theta, \theta_0) \right. \\ &+ \left. \frac{\cos \theta_0}{2f(\theta_0)} f_2(\theta, \theta_0) \tan(\theta - \theta') \right\} \frac{\sin 2(\theta - \theta')}{2} \\ &\dots\dots\dots (3 \cdot 21) \\ x_1 &= x(\theta, \theta_0) + \left\{ -\frac{\cos^4 \theta_0}{f(\theta_0)} f_1(\theta, \theta_0) \right. \\ &+ \left. \frac{\cos \theta_0}{2f(\theta_0)} f_2(\theta, \theta_0) \tan(\theta - \theta') \right\} / \sec^2(\theta - \theta') \\ &\dots\dots\dots (3 \cdot 22) \end{aligned}$$

ここに,

$$\begin{aligned} f_1(\theta, \theta_0) &= -\frac{\cos \theta}{(-\sin \theta + \sin \theta_0)^3} \\ &+ \frac{\sin \theta_0 \cdot \cos \theta}{(-\sin \theta + \sin \theta_0)^3} \dots\dots\dots (3 \cdot 23) \\ f_2(\theta, \theta_0) &= \frac{4 \cos^2 \theta \cdot \cos \theta_0 - \cos \theta \cdot \sin 2\theta \cdot \sin 2\theta_0}{2(\sin \theta_0 - \sin \theta)^3} \\ &- \frac{2 \sin \theta \cdot \cos \theta_0 + \cos 2\theta \cdot \sin 2\theta_0}{2(\sin \theta_0 - \sin \theta)^2} \\ &- \frac{1}{1 - \sin \theta \cdot \sin \theta_0 + \cos \theta \cdot \cos \theta_0} \\ &\times \frac{-\cos \theta - \cos \theta_0 + \sin \theta_0(\sin \theta_0 \cdot \cos \theta + \sin \theta \cdot \cos \theta_0)}{\sin \theta - \sin \theta_0} \\ &\dots\dots\dots (3 \cdot 24) \end{aligned}$$

(3・21), (3・22), (3・23), (3・24) 式は水制域を与える x, y 座標である。

特に $\theta_0 = 0$ のとき (3・21), (3・22) 式は

$$\begin{aligned} f(\theta_0) &= 1 + (\pi/4) \\ f_1(\theta, \theta_0) &= -\operatorname{cosec} \theta \cdot \cot \theta \\ f_2(\theta, \theta_0) &= -2 \operatorname{cosec} \theta \cdot \cot^2 \theta \end{aligned}$$

であるから,

$$\begin{aligned} y_1 &= \frac{1}{1 + (\pi/4)} \left\{ (\operatorname{cosec} \theta + \frac{\pi}{4}) \right. \\ &+ \left. \frac{\sin 2(\theta - \theta')}{2} \operatorname{cosec} \theta \cdot \cot \theta \right\} \end{aligned}$$

$$\times \{1 - \cot \theta \cdot \tan(\theta - \theta')\} \dots\dots\dots (3 \cdot 21)'$$

$$\begin{aligned} x_1 &= \frac{1}{1 + (\pi/4)} \left\{ \frac{1}{2} \cot \theta \cdot \operatorname{cosec} \theta \right. \\ &- \frac{1}{2} \log(\operatorname{cosec} \theta + \cot \theta) \\ &+ \cot \theta \cdot \operatorname{cosec} \theta \cdot \cos 2(\theta - \theta') \\ &\left. \{1 - \tan(\theta - \theta') \cot \theta\} \right\} \dots\dots\dots (3 \cdot 22)' \end{aligned}$$

となり、文献¹⁹⁾の場合と一致する。

(3) 水制域の計算例

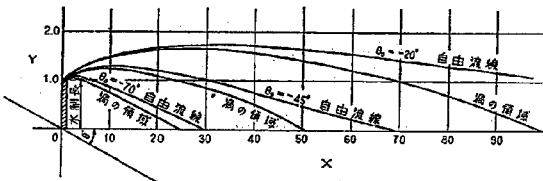


図-3・9

前述の理論を使って水制域の水理的な特性を知るために、若干の例について計算してみる。なお、ここでは噴流の噴出角 θ' は二次元噴流の噴出角 $11^\circ 10'$ を用いて計算した。

水制角度 (流れと水制とのなす角度), θ_0 は 0, -20, -45 および -70 度の 4 種類について、(3・21), (3・22) 式を計算して 図-3・9 に示す結果を得た。なお同図中には、それぞれの場合の自由流線の形状をも同時に示した。図より θ_0 の値が大きくなると、水制域は非常に小さくなるのがわかり、また、水制の根本から水制域が河岸線と交わる点までの距離を水制域の全長と呼ぶことにすれば、水制域の全長は水制角度によって、次表に示すように変化する。

θ_0 (度)	水制域の全長/水制長
0	14.5
-20	10.0
-45	5.1
-70	2.5

また、この関係を図示すれば 図-3・10 のごとくなり水制域の全長は水制角度が比較的小さいあいだは水制角度に比例して直線的に減少することが認められる。

以上の議論は噴出角度 θ' が $11^\circ 10'$ の場合についてであるが、直角水制の場合の実験結果よりわかるごとく、一般に水制下流部の二次流、水制域内の圧力低下などのために、二次元噴流の場合の噴出角よりも大きな乱れの拡散をすることが認められ、さらにこの角度は水制より遠ざかるにしたがって、次第に大きくなって行くことが知られているので、斜水制の水制域の場合にもこのようになるものと思われるが、この場合においても水制域の全長はそれぞれの場合に短くなるけれども、以上の議論

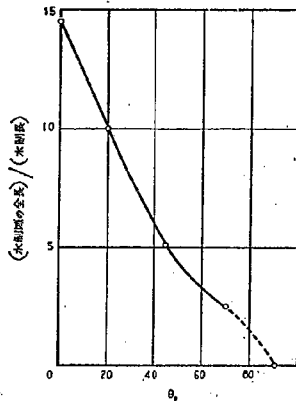


図-3-10

は定性的には成り立つことは明らかである。定量的な解決はこのような場合の乱れの拡散の法則を明らかにすることが必要であることはもちろんであるけれども、実用上の目的には前述の水制域の計算法で十分であろうと思われる。

〔2〕透過水制の流速減少効果に関する理論

(1) 水制と粗度との関連

前記のとおり水制機能の一つとして流速減少効果が考えられる。これは防護しようとする護岸または河岸の前面に水制を設置することにより、この附近の流速を水制の抵抗により減少させ、護岸または河岸を防護するものである。

それぞれの護岸または河岸に対しては、その状態および水流の曲率などに応じて安全に流過させ得る限界流速があると考えられる。もし、それ以上の流速が予想される場所ではさらに護岸を強化するか、または水制を設置して、流速を限界以内におさめるなどの措置を講じなければならない。

この際、水制の高さ、間隔などの次元と抵抗との関係が明らかでなければ合理的な設計をすることはできない。

従来、この方面の研究はほとんどなく、水制の設計は経験的に行なわれてきた。

一方、人工粗度や障害物の抵抗の問題については従来理論的、実験的研究が数多く行なわれ、抵抗の算定式も明らかにされている。

著者はこれらの知識を水制の抵抗算定法に導入することを試みる。水制の場合は水深に比して水制の高さがかなり高い場合が多く、従来の粗度に関する実験範囲からはみ出すので、著者はこの範囲に関する実験を行なったが、透過水制を水深と水制の高さの関係により、次の2つの領域に分ける。

(i) 水制の高さが水深よりも小さい場合…第1領域

(ii) 水制の高さが水深よりも大きい場合…第2領域

実験の結果、第1領域に対しては水深の測り方を適当に定めれば従来の相当粗度の理論を用いて抵抗を算定しうることが知られた。第2領域については水深の測り方を適当に行なっても、相当粗度の理論を適用するのが不適当であり、円柱に対する抗力係数の理論を適用するのが適当であることが知られた。

以下に、それぞれの理論およびこれを水制に適用する場合の問題点について述べる。

(2) 相等粗度の考え方による理論

開水路水流に対する抵抗法則として次に示す対数分布式が広く知られている²³⁾。

$$\frac{u_m}{\sqrt{g \cdot R I}} = A_r - \frac{1}{K} + \frac{2.3}{K} \log_{10} \frac{R}{k_s} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 25)$$

ここに、 u_m : 平均流速

R : 径 深

k_s : 相当粗度

A_r : 実験常数 Nikuradse により 8.5 が与えられている。

K : Kármán の常数 土砂を含まない流れに対して $K=0.4$

(3・25) 式は L. Prandtl および T. V. Kármán が運動量輸送の理論から導いた流速分布式を水深方向に積分して、水深のかわりに径深をおきかえたものである。

円管に砂粒子を張りつけた Nikuradse の実験によれば k_s として粒径の大きさをとると、 $A_r=8.5$ である。

河床の粗さが砂粒子以外のものによる場合には、 A_r や k_s の値も変化すると考えられるが、これらは主として、河床のデコボコの大きさ、配置など河床粗度の関数になると考えられるので、便宜上、これらの変化をすべて、 k_s の中に含ませ、 A_r を一定値 $A_r=8.5$ とする。

この場合の k_s は相当粗度といわれている。

k_s と水制の高さ、間隔などの次元との関係を実験的に明らかにしておけば、水制の抵抗を算出する。

不透過越流型の水制は棧粗度の問題と同じである。従来、この問題は人工粗度の問題として、かなり研究され k_s と高さおよび間隔との関係は明らかにされている。

しかし、これらはいずれも棧の高さが水深の 1/10 程度以下の場合であるが、水制においては高さがそれ以上の場合が多く、これに対しては従来の資料では十分でない。

この範囲に対して従来の方法を適用するには、次のような問題点を明らかにしなければならない。

(i) 河床をどこにとるかによって水深が大きく変化し、したがって k_s も大きく変化する。この変化の割合は水深が小さいほど大きい。したがって河床とする

位置が不適当であれば、 k_1 の値は水深により大きく変わる。したがって、 k_1 が水深によって変化しないような河床のとり方を明らかにしなければならない。

(ii) k_2 と水制の高さおよび間隔との関係が従来粗度としてえられている関係と同じであるかどうかの検討
著者は実験によりこれらの諸点を明らかにしたが、これについては後記する。

(3) 抗力係数の考え方による理論

第2領域に対するもので、水制域の全損失水頭を河床摩擦によるものと抗力によるものとに分け、実験により決定する抗力係数を使用する方法である。

無限領域内におかれた障害物の抗力係数はいろいろの形状に対して求められている。

水制群は多くの障害物よりなるが、これらの障害物の相互干渉の影響を明らかにすれば、従来の研究成果を水制の抵抗算定に用いることができる。

これは、抗力係数の問題となる。抗力係数が障害物1個の場合の抗力係数と変わらなければ、相互干渉の影響がないと言える。これらについての検討は実験結果のところでのおけることとし、ここでは抗力係数を知って平均流速を求める方法についてのべる。

等流の場合を考えると、1~2断面間に働く外力は釣合っている。(図-3・11) また1, 2断面の水深は等しい。したがって力の釣合の条件式

$$\Sigma D + \Sigma \tau = \rho \cdot g \cdot i \cdot V \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 26)$$

が成立する。

ここに、第1項は1~2断面間の杭の抗力の総和

第2項は壁面の摩擦力の総和である。

V : 1~2断面間の水の体積

杭の抗力係数を C_D とすれば

$$\Sigma D = (\rho/2) \cdot C_D \cdot N \cdot d \cdot h \cdot V^2 \quad h_2 > h \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 27)_1$$

$$\Sigma D = (\rho/2) \cdot C_D \cdot N \cdot d \cdot h_2 \cdot V^2 \quad h > h_2 \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 27)_2$$

ここに、 V : 平均流速

N : 横断方向の杭の個数

d : 円柱の径

h_2 : 円柱の高さ

h : 水 深

である。

この考え方の適用範囲は一般に杭高が水深より大きい場合であるが、杭高が水深より小さい場合でもその差があまりない場合には、拡張して適用できると考えられるので、上式のとおり $h_2 > h$, $h > h_2$ のそれぞれの領域について示した。

河床面に働く摩擦力は等流のそれとは異なると考えられるが、抗力に対して摩擦力が小さい場合が普通であるので、(3・26)式における τ として近似的に等流の場合

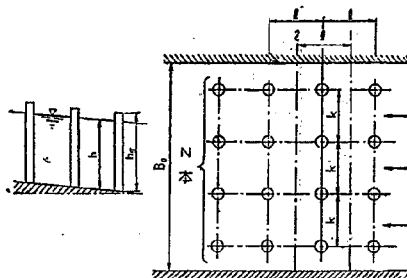


図-3・11

の値を用いてさしつかえない。

したがって、

$$\begin{aligned} \Sigma \tau &= \frac{\pi^2 \cdot v^2}{R^{4/3}} \cdot \rho \cdot g \cdot R \cdot (B_0 + 2h) \cdot l \\ &= \frac{\pi^2 \cdot v^2}{R^{4/3}} \cdot \rho \cdot g \cdot B_0 \cdot h \cdot l \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 28) \end{aligned}$$

とおくことができる。

また、

$$\rho \cdot V \cdot i \cdot g = \rho \cdot B_0 \cdot h \left(1 - \frac{\pi \cdot N \cdot d^2}{4 B_0 \cdot l} \right) \cdot l \cdot i \cdot g \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 29)$$

$h_2 > h$ の場合

(3・27), (3・28), (3・29) 式を (3・26) 式に代入し

て整理すれば

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2} C_D \cdot F^2 \cdot m \cdot \frac{h}{l} + i_f &= i_f \\ F &= \frac{v}{\sqrt{gh}} \\ m &= \frac{N \cdot d \cdot h}{B_0 \cdot h} \\ i_f &= \frac{\pi^2 \cdot v^2}{R^{4/3}} \\ i_f &= i \left(1 - \frac{\pi \cdot N \cdot d^2}{4 B_0 \cdot l} \right) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 30)$$

となる。

$h > h_2$ の場合

(3・29) 式は

$$\rho \cdot V \cdot i \cdot g = \rho \cdot B_0 \cdot h \left(1 - \frac{\pi \cdot N \cdot d^2}{4 B_0 \cdot l} + \frac{h \cdot d}{h} \right) \cdot l \cdot i \cdot g \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 29)'$$

(3・27)₂, (3・28), (3・29)' 式を (3・26) 式に代入して整理すれば (3・30) 式と同様な形

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2} C_D \cdot F^2 \cdot m \cdot \frac{h}{l} + i_f &= i_f \\ m &= \frac{N \cdot d \cdot h_2}{B_0 \cdot h} \\ i_f &= i \left(1 - \frac{\pi \cdot N \cdot d^2}{4 B_0 \cdot l} + \frac{h_2}{h} \right) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 30)'$$

となる。

(3・30), (3・30)' 式の C_0 は実験により求める。この値がわかれば N , h_0 , B_0 , I などの値は既知量であるので, (3・30) 式または (3・30)' 式を満足するように任意の h に対して v を求めることができる。

したがって, 水制の形状が与えられると (3・30) 式または (3・30)' 式により任意の水深に対して流速を求めることができる。

[3] 水制効果の遷移領域の理論

前節においてのべたように透過水制(不透過水制で流水が水制上を越流するものを含む)が比較の数多く河岸に設けられた場合には, 水流が相当数の水制中を流下したあとにおいては流れは距離的に変化しなくなり, 水制が流れに対して与える抵抗力はそれぞれの水制で等しくなり, 流れに対して一様な粗度, あるいは抗力として作用する。このような場合には, 水制が流速を減少させる割合は水制の規模および流れの物理量から前節においてのべた理論により求めることができる。

しかしながら, 水制本数が少ない場合, あるいは水制本数が多くても前述したような流れの状態が水制の抵抗と釣り合って距離的变化をしないようになるには相当の距離の領域を必要とし, それより上流部では流速減少の割合は前節で求めた値のものにはならないで, 流速は距離的に変化する。このような領域をここでは流速減少の遷移領域とよぶこととする。

この領域の水流の状態を知ることとは, 流速を水制で減少させる必要のある地点より上流にどの範囲に水制を設置する必要があるかを知る上に重要である。また遷移領域ではしだいに流速が減少するから, 水制の範囲を流れる流量はしだいに減少する。したがって, この範囲の水は水制範囲より河心に流出することになる。この流出量が多いことは, 河床が洗掘されることを意味するので, その変化を小さくすることが水制維持上望ましい。この性質を知ることとは水制機能を明らかにするために必要である。また, この考え方を裏返して考えると, 水制の終わった点附近より下流では, 河心よりの流入があることが考えられ, この部分には堆積が期待できるわけである。

実際の河川では水制を必要とする場所は一般に河道の不整なところが多く, これについて理論的にとり扱うのは不便であるので, ここでは一様な矩形断面で, 底勾配一定の水路中に, 高さ, 長さおよび間隔がそれぞれ一定の水制を配置した場合の流れについて理論的な考察を試みることとする。これによって条件の複雑な実際の河川の現象を理解することができよう。

図-3・12に示す様な幅 B の矩形の水路中に, 長さ b_2 の水制帯を考える。上流からの一様な流れは断面 $A-A'$ から水制の抵抗を受け, 水制領域Ⅱ内の流速はしだいに減少し, その分だけ水はⅠの領域へ流出する。いま

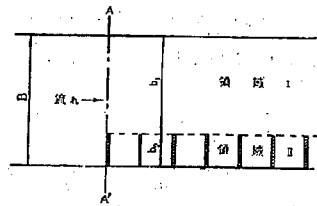


図-3・12

ⅠとⅡの領域について, 水の運動方程式を考えれば,

$$-i_1 + \frac{\partial h_1}{\partial x} + \frac{u_1}{g} \cdot \frac{\partial u_1}{\partial x} + f_1 \frac{u_1^2}{2gh_1} = 0 \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 31)$$

$$-i_2 + \frac{\partial h_2}{\partial x} + \frac{u_2}{g} \cdot \frac{\partial u_2}{\partial x} + f_2 \frac{u_2^2}{2gh_2} = 0 \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 32)$$

を得る。ただし, i は底勾配, h は水深, u は x 方向の平均流速, f は抵抗係数であり, 添字はそれぞれの領域を表わす, なお上式は径深の代りに水深を用いている。

また連続の式は,

$$u_1 b_1 h_1 + u_2 b_2 h_2 = Q \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 33)$$

となる。

さらに水制域から出て行く流量が h_2 と h_1 の差により規定されるものとし, その流速を v として

$$v = \sqrt{2g(h_2 - h_1)}$$

であらわせば,

$$\begin{aligned} \frac{d}{dx} (u_1 b_1 h_1) &= -\frac{d}{dx} (u_2 b_2 h_2) \\ &= \sqrt{2g(h_2 - h_1)} \frac{(h_1 + h_2)}{2} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 34) \end{aligned}$$

を得る。(3・31), (3・32), (3・33) および (3・24) 式を連立方程式として解けば u_2 の x に対する変化を知ることができる。

(3・34) 式を変形して

$$\begin{aligned} \frac{dh_1}{dx} &= \left\{ \sqrt{\frac{g}{2}} (h_2 - h_1) (h_1 + h_2) \right. \\ &\quad \left. - \frac{du_1}{dx} b_1 h_1 \right\} \frac{1}{u_1 b_1} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 35) \end{aligned}$$

とし, 上式を (3・31) 式に代入すれば

$$\begin{aligned} -i_1 + \frac{u_1}{g} \cdot \frac{du_1}{dx} + \frac{1}{u_1 b_1} \left\{ \sqrt{\frac{g}{2}} (h_2 - h_1) (h_1 + h_2) \right. \\ \left. - \frac{du_1}{dx} b_1 h_1 \right\} + f_1 \frac{u_1^2}{2gh_1} &= 0 \\ \therefore \frac{du_1}{dx} &= \left\{ i_1 - \frac{h_1 + h_2}{u_1 b_1} \sqrt{\frac{g}{2}} (h_2 - h_1) \right. \\ &\quad \left. - f_1 \frac{u_1^2}{2gh_1} \right\} \frac{gu_1}{u_1^2 - gh_1} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 36) \end{aligned}$$

を得る。同様に (3・34) および (3・32) 式から dh_2/dx を消去すれば,

$$\frac{du_2}{dx} = \left\{ i_2 + \frac{h_1 + h_2}{u_2 b_2} \sqrt{\frac{g}{2}} (h_2 - h_1) \right.$$

$$-f_2 \frac{u_2^2}{2gh_2} \left\{ \frac{gu_2}{u_2^2 - gh_2} \right\} \dots\dots\dots (3 \cdot 37)$$

を得る。(3・34) および (3・31) 式から du_1/dx を消去すれば

$$\frac{dh_1}{dx} = \left\{ i_1 - \frac{u_1(h_1 + h_2)}{gb_1h_1} \sqrt{\frac{g}{2}(h_2 - h_1)} \right. \\ \left. - f_1 \frac{u_1^2}{2gh_1} \right\} \frac{gh_1}{gh_1 - u_1^2} \dots\dots\dots (3 \cdot 38)$$

となり、(3・34) および (3・32) 式から du_2/dx を消去すれば

$$\frac{dh_2}{dx} = \left\{ i_2 - \frac{u_2(h_1 + h_2)}{gb_2h_2} \sqrt{\frac{g}{2}(h_2 - h_1)} \right. \\ \left. - f_2 \frac{u_2^2}{2gh_2} \right\} \frac{gh_2}{gh_2 - u_2^2} \dots\dots\dots (3 \cdot 39)$$

を得る。(3・37) 式を (3・36)、(3・38) および (3・39) 式を用いて逐次 x について微分を行なえば

$$F \left(u_2, \frac{du_2}{dx}, \frac{d^2u_2}{dx^2}, \frac{d^3u_2}{dx^3} \right) = 0$$

を得るから、これより u_2 を x の関数として求めることができるが、式が非常に複雑となり、解を求めることは容易ではない。それでいま、これを近似的に解くこととし、次のような仮定を設ける。

すなわち、横断方向に水位が等しいとし、 $h_1 = h_2 = h$ が各断面でなり立つものとすれば、

$$\frac{dh_1}{dx} = \frac{dh_2}{dx} = \frac{dh}{dx}$$

となって (3・31) および (3・32) 式は

$$-i_1 + \frac{u_1}{g} \cdot \frac{\partial u_1}{\partial x} + f_1 \frac{u_1^2}{2gh_1} = -i_2 + \frac{u_2}{g} \\ \times \frac{\partial u_2}{\partial x} + f_2 \frac{u_2^2}{2gh_2} \dots\dots\dots (3 \cdot 40)$$

となり、連続の式は

$$u_1b_1 + u_2b_2 = Q/h \dots\dots\dots (3 \cdot 41)$$

となる。これらの2式には u_1 , u_2 および h が含まれているから h の関数形が与えられなければ解くことができない。

(3・31)、(3・32) 式において、 dh/dx が他の項に比して省略できるか否かについて考えてみる。単位幅当りの流量を q とし、平均流速を u とすれば

$$uh = q(x)$$

となり、 x について微分すれば

$$u \frac{dh}{dx} + h \frac{du}{dx} = \frac{d}{dx} q(x) \dots\dots\dots (3 \cdot 42)$$

となる。この場合、第1項と第2項の大きさを比較してみると、比エネルギーについては

$$h + \frac{u^2}{2g} = c \dots\dots\dots (3 \cdot 43)$$

が x 方向に一定とし、 x で微分すれば

$$\frac{dh}{dx} + \frac{u}{g} \frac{du}{dx} = 0 \dots\dots\dots (3 \cdot 44)$$

を得る。(3・42) 式の第1項と第2項の比をとって r と

し、(3・44) 式の関係を用いれば、 r は次のようにあらわされる。

$$r = \left(u \frac{dh}{dx} \right) / \left(h \frac{du}{dx} \right) = \left(-\frac{u^2}{g} \cdot \frac{du}{dx} \right) / \left(h \frac{du}{dx} \right) = -F^2$$

すなわち Froude 数の自乗であらわされる。したがって、 $F < 0.3$ よりも小さいような流れでは $F^2 < 0.1$ となり $h \cdot (du/dx)$ の項に比べて $u \cdot (dh/dx)$ へ項は小となり、 x 方向の h の変化は無視してよいことがわかる。

このような条件の下では、(3・41) 式は

$$u_1b_1 + u_2b_2 = c (= \text{一定}) \dots\dots\dots (3 \cdot 45)$$

となる。(3・40) 式と (3・45) 式から u_1 を消去すれば、

$$-i_1 + \left(\frac{c - u_2b_2}{b_1} \right) \left(-\frac{b_2}{b_1} \cdot \frac{du_2}{dx} \right) \\ + f_1 \frac{1}{2h_1} \frac{(c - u_2b_2)^2}{b_1^2} \\ = u_2 \frac{du_2}{dx} + f_2 \frac{u_2^2}{2h_2} - i_2 \\ \therefore \frac{du_2}{dx} = \left[\left(\frac{f_1b_2^2}{2h_1b_1^2} - \frac{f_2}{2h_2} \right) u_2^2 - \frac{f_1cb_2}{h_1b_1^2} u_2 \right. \\ \left. + \frac{f_1c^2}{2h_1b_1^2} - (i_1 - i_2) \right] / \left[\left(1 - \frac{b_2^2}{b_1^2} \right) u_2 \right. \\ \left. + \frac{cb_2}{b_1} \right] \dots\dots\dots (3 \cdot 46)$$

となる。したがってこれを積分すれば、

$$x = \int \left[\left(1 - \frac{b_2^2}{b_1^2} \right) u_2 + \frac{cb_2}{b_1^2} \right] / \left[\left(\frac{f_1b_2^2}{2h_1b_1^2} - \frac{f_2}{2h_2} \right) u_2^2 - \frac{f_1cb_2}{h_1b_1^2} u_2 \right. \right. \\ \left. \left. - (i_1 - i_2) \right] \cdot du_2 + c' = d - \frac{1}{2} \log \left(u_2^2 + u_2p \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{p^2}{4} + a^2 \right) + \left(l \frac{dp}{2} \right) \frac{1}{2\sqrt{|a^2|}} \log \left| \frac{u_2 - \sqrt{|a^2|}}{u_2 + \sqrt{|a^2|}} \right| \right. \\ \left. + c' \dots\dots\dots (3 \cdot 47) \right]$$

を得る。ただし

$$p = \left(\frac{f_1cb_2}{h_1b_1^2} \right) / \left(\frac{f_1b_2^2}{2h_1b_1^2} - \frac{f_2}{2h_2} \right), \\ q = \left[\left(\frac{f_1c^2}{2h_1b_1^2} \right) - (i_1 - i_2) \right] / \left[\frac{f_1b_2^2}{2h_1b_1^2} - \frac{f_2}{2h_2} \right], \\ d = \left(1 - \frac{b_2^2}{b_1^2} \right) / \left(\frac{f_1b_2^2}{2h_1b_1^2} - \frac{f_2}{2h_2} \right), \\ e = \left(\frac{cb_2}{b_1^2} \right) / \left(\frac{f_1b_2^2}{2h_1b_1^2} - \frac{f_2}{2h_2} \right), \\ a_2 = q - (p^2/4)$$

である。

(3・47) 式において、領域 I の河床の状態によって f_1 を定め、水制領域の f_2 を水制の高さ、幅、間隔などによって与えれば、水制領域での流速減少の分布が計算できる。

これらの式を用いて計算した結果、およびその考察に

については4・[1]において実験結果と対比して示してあるので参照していただきたい。

4. 水制に関する実験

〔1〕 遷移領域における水制の実験

3・[3]においてのべた、水制効果の遷移領域内の流速減少に関する理論を検討するために実験を行なった。

実験装置、実験方法、および得られた結果について次に説明する。

(1) 実験装置

実験装置の概要を 図-4・1 に示す。水路はコンクリート製、モルタル仕上げとし、低水槽の水を20IPのポンプを用い、高水槽に汲み上げ6 inパイプにより量水槽に導く、流量はパイプの末端に設けたスルースパルプにより調節し、1 m幅の矩形形断面とポイントゲージにより測定する。水路幅2 m、水路の長さは約10mであり、水路末端に水位を調節するための平板が蝶番によって水路床に固定され、ワイヤーによって操作される。水路の底勾配は1/500である。

使用した水制はモルタル製で1 cm 角の長さ 50cm の角棒に仕上げエナメルを用いて水路床に固定したものであり、不透過構造である。

(2) 実験方法

実験に用いた流量は 30 l/sec, 40 l/sec, 50 l/sec の 3 種類であり、水制の配置は流水に対して、直角の場合、上流に 10° 傾けた場合 (+10°) および下流に 10° 傾けた場合 (-10°) の 3 種とし、中心間隔はすべての場合について 40 cm である。水制は水路片側の壁に設け水制本数は 21 本で、水制領域は約 8 m となる。それぞれの流量、水制配置について、水面形および流速の測定を行ない、水制領域での流速減少の状態を調べた。流速はピトー管により傾斜型マノメーターを用いて測定した。測定位置は下流端から 3.1 m, 5.1 m, 7.1 m, 9.9 m および 9.3 m の 5 点で水制領域内の流速分布を求めた。

(3) 実験結果およびその考察

5.1m 断面における流速分布の測定結果を図—4・2 に示す。横断方向の測定位置は6点とし、垂直方向の間隔は1 cm 底面近くの流速変化のいちじるしい所だけ 0.5 cm 間隔とした。これらによると、最大流速はほぼ水

路中心部の水面近くであり、左側の水制のために、水制領域のすぐ外側に流速のいちじるしく変化する部分のあるのが見られる。水面形は横断方向にはほぼ水平で、水路中心部がやや低下する（1 mm 以下）傾向を示すが、速度水頭のさほど大きくない、図中に $u_m^2/2g$ を加えた。エネルギー線を示すが平均流速が異なればいちらしく異なっており、断面方向に全エネルギーが一定というこ

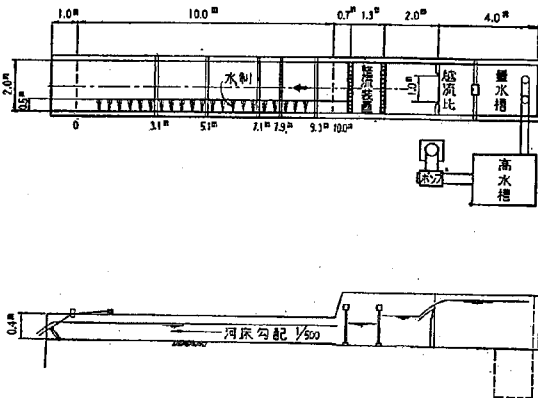
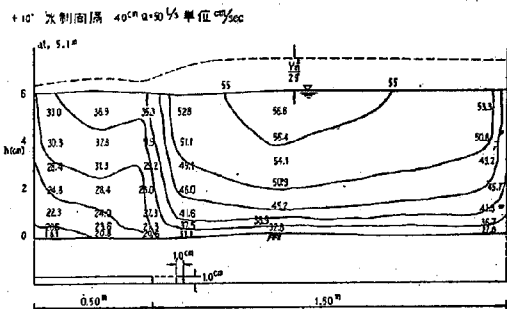
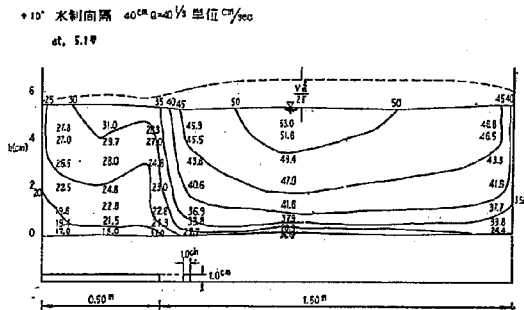


图-4·1



图—4·2(1)



图—4·2 (2)

水制間隔 40cm $Q=30\frac{1}{2}$ 単位 cm^3/sec
 $at, 5.1\text{m}$

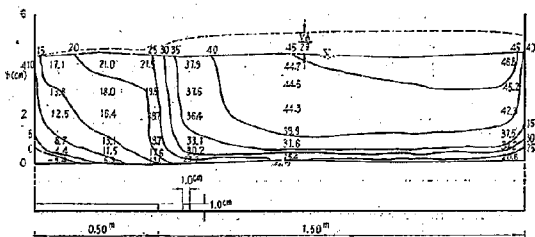


図-4.2(3)

水制間隔 40cm $Q=30\frac{1}{2}$ 単位 cm^3/sec
 $at, 5.1\text{m}$

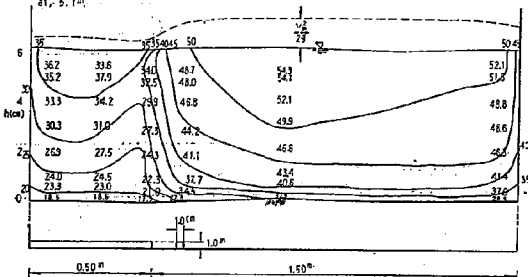
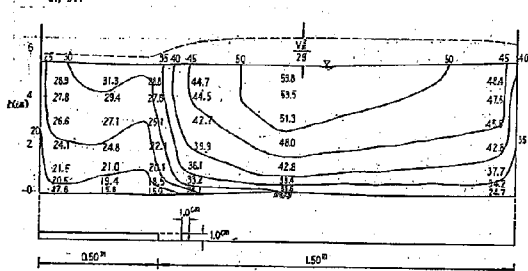


図-4.2(4)

水制間隔 40cm $Q=30\frac{1}{2}$ 単位 cm^3/sec
 $at, 5.1\text{m}$



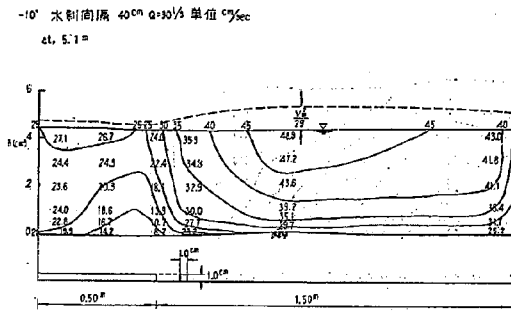


図-4.2(7)

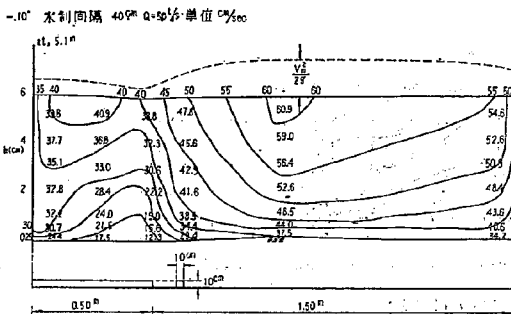


図-4.2(8)

めてあり、図-4.7は水制の角度ごとにまとめてあらわした。これによると角度を変化しても流量配分には、あまり大きな変化はないが、+10°と-10°の線は交差しており、その交差点は大体5~7mの附近にある。このことは僅かながら+10°の方が早く流速を減少せしめていることを示している。そして、この流速の減少は粗度係数によって定まると思われるので、Manningの流速公式 $u_m = (1/n_2) h_2^{2/3} \cdot I_e^{1/2}$ を用い、 u_m 、 h および I_e (エネルギー勾配) の実測値を用いて、 n_2 を求めて見た。 I_e は各点の水位に $u_m/2g$ を加え、この点を滑らかな曲線で結んでその接線とした。この I_e を用いて n_2 を計算したのが表-4.1であり、それぞれの流量について水制角度の影響をあらわしたのが図-4.8であり、同一角度について流量の影響をあらわしたのが図-4.9である。図-4.8について見ると、7mより下流の方ではいずれの流量でも+10°の方が0°もしくは-10°より大きくになっている。このことは流量配分図において見られた傾向と一致する。

水制領域での流速の減少する状態は図-4.4のようになっているが、これは水制領域の流水に対する抵抗でまると考えられる。“水制機能の理論的考察”においてこれらの間の関係を理論的に導いたが、次にこれを実験値と比較してみることにする。

(4) 理論式との比較

(3・44)式において、河床の粗度 n 、水制領域の粗度 n_s 、および水深 h を与えて、流速 u_2 と距離 x との関係の求め、これを実験値と比較する。まず n_1 としては同じ水路に50 l/secの流量を流したときの実験値から0.0105とした。この値は流量が変化すれば多少変化するが、その差は n_1 と n_2 との差に比べて非常に小さいので、この計算では、すべてこの値を用いた。

水制域の粗度 n_s としては実験値は表-4.1のような値を示すが x 方向の位置によって異なり、下流に行くにしたがって増加している。上流の方は、しだいに水が流出して行く領域であるから、理論式に適用する n_2 は、下流の方のほぼ等流に近いと思われる領域の n_2 を採用する方が合理的と思われる。表-4.2に5.1mと3.1mにおける n_2 の値を示したが、これらの値をみると、流量と角度によって多少変化する傾向がみられるが、実測値の誤差も含まれていると思われるから、計算には3.1mの所のそれぞれの流量のときの実測値の平均値を用いることにした。

計算は、流量が30 l/sec, 40 l/sec, 50 l/secのそれぞれの場合について行ない、計算に使用した流速は水制の始まる8.9mにおける実験値の示す流速(三種の水制角度の平均値とする)に等しいとした。次に一例として $Q=50$ l/sec の場合の計算を次に示す。

計算条件

$$Q=50 \text{ l/sec}, n_1=0.0105, n_2=0.0328$$

$$h=0.060 \text{ m}$$

を用い(3・44)式によって計算する。

$$\begin{aligned} \alpha &= \alpha - \frac{1}{2} \log_2 \left(u_2^2 + u_2 p + \frac{p^2}{4} + a^2 \right) \\ &+ \left(e - \frac{dp}{2} \right) \frac{1}{2 \sqrt{|a^2|}} \log_2 \left| \frac{u_2 - \sqrt{|a^2|}}{u_2 + \sqrt{|a^2|}} \right| \\ &+ c' \\ a^2 &= q - \frac{p^2}{4} = \left(\frac{f_1 v^2}{2h_1 b_1^2} \right) / \left(\frac{f_1 b_2^2}{2h_1 b_1^2} - \frac{f_2}{2h_1} \right) \\ &- \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{f_1 c b_2}{h_1 b_1^2} \right) / \left(\frac{f_1 b_2^2}{2h_1 b_1^2} - \frac{f_2}{2h_1} \right)^2 \\ &= -0.0324 \end{aligned}$$

$$\sqrt{|a^2|} = 0.1800$$

$$x = 1.0015 \log_2 (u_2^2 + 0.0384 u_2 - 0.0324)$$

$$+ \frac{0.3788}{0.3600} \log_2 \left| \frac{u_2 - 0.18}{u_2 + 0.18} \right| + c'$$

$$u_2 = 0.506 \text{ m/sec} \text{ を代入すれば}$$

$$x_0 = 2.197 + c'$$

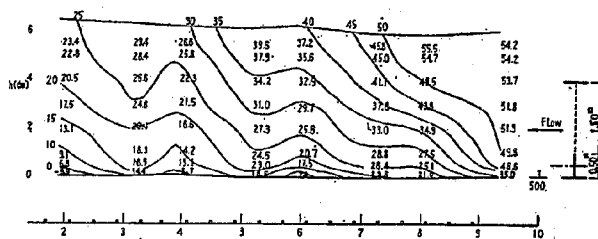
0° 水利間隔 40cm $Q=50\frac{1}{2}$ 単位 cm^3/sec 

図-4.3(1)

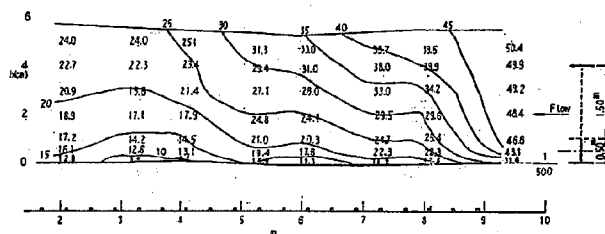
水利間隔 40cm $Q=40\frac{1}{2}$ 単位 cm^3/sec 

図-4.3(2)

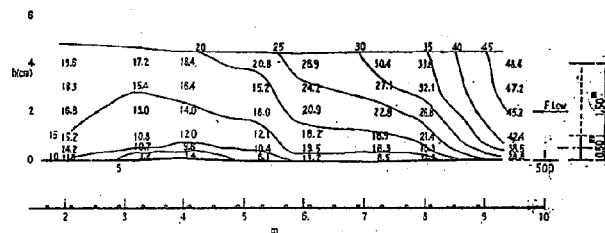
0° 水利間隔 40cm $Q=30\frac{1}{2}$ 単位 cm^3/sec 

図-4.3(3)

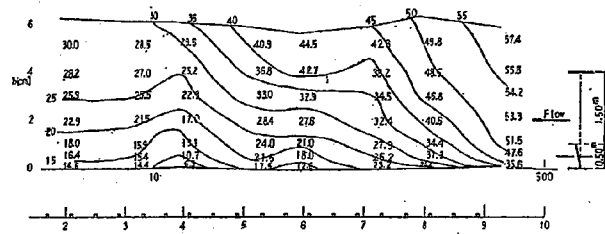
-10° 水利間隔 40cm $Q=50\frac{1}{2}$ 単位 cm^3/sec 

図-4.3(4)

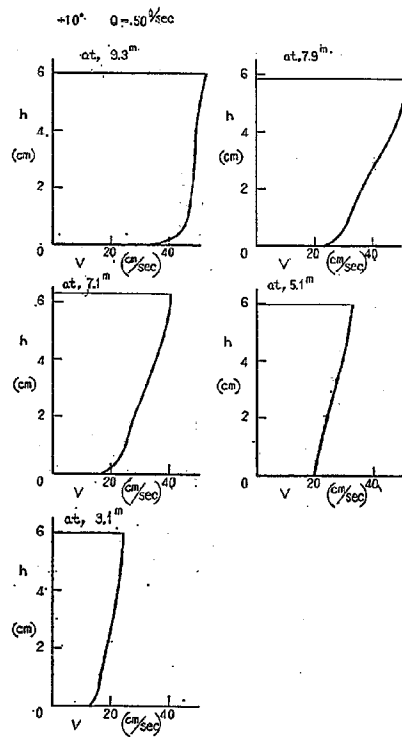


図-4.4(1)

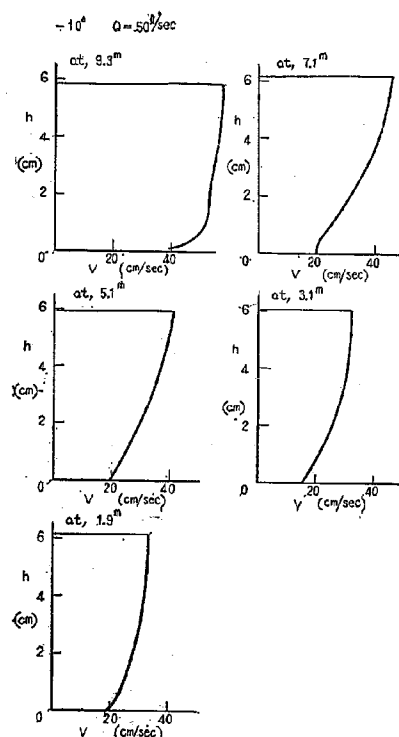


図-4.4(2)

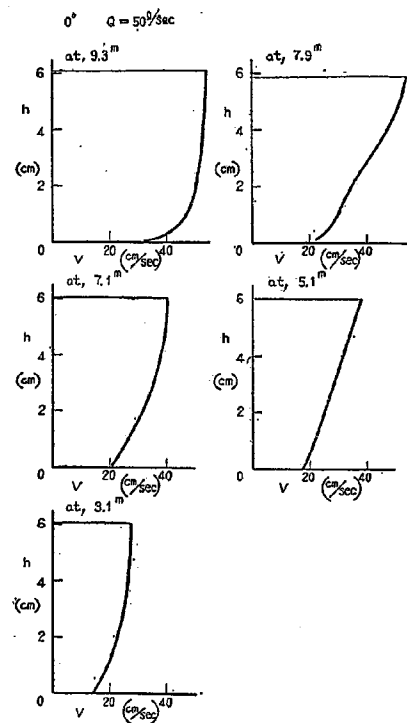


図-4.4(3)

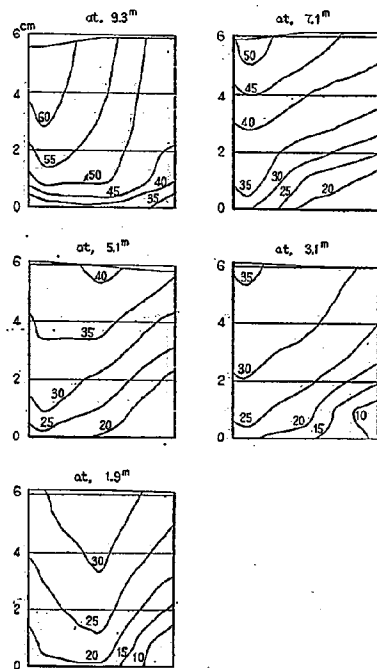
$Q=50\frac{1}{2}\text{sec}^{-1} -10^\circ$ 単位 cm/sec 

図-4.5(1)

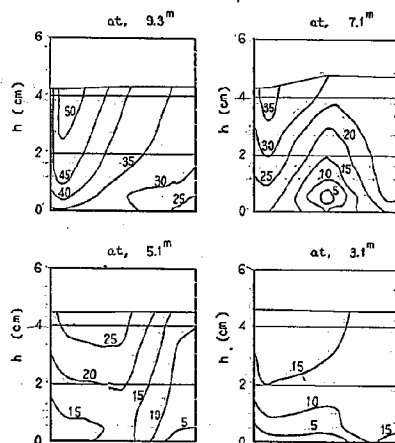
 $Q=30\frac{1}{2}\text{sec}^{-1} -10^\circ$ 単位 cm/sec 

図-4.5(2)

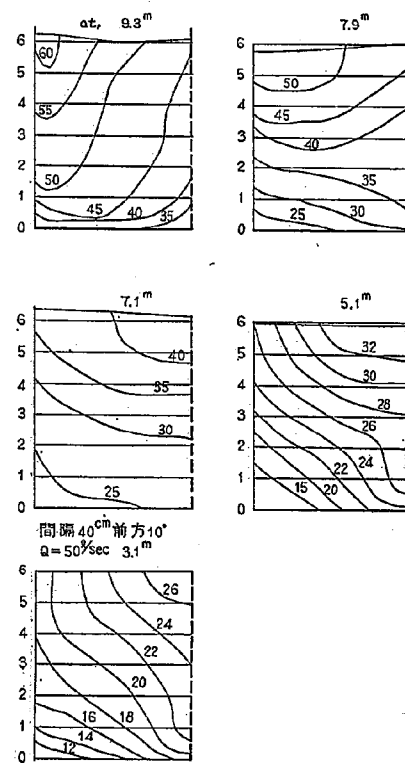
 $Q=50\frac{1}{2}\text{sec}^{-1} +10^\circ$ 単位 cm/sec 

図-4.5(3)

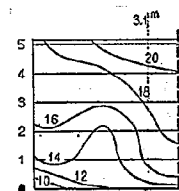
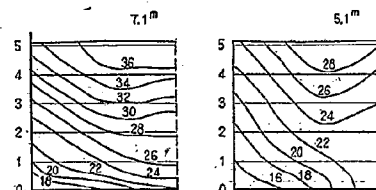
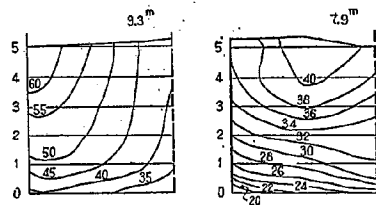
$Q = 40 \frac{\text{cm}^3}{\text{sec}} + 10^\circ \quad 40 \text{cm}^2$


圖-4.5(4)

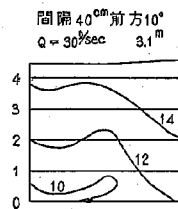
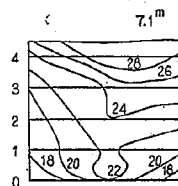
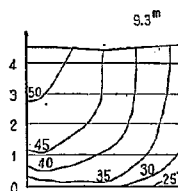
 $Q = 30 \frac{\text{cm}^3}{\text{sec}} + 10^\circ \quad 40 \text{cm}^2$


圖-4.5(5)

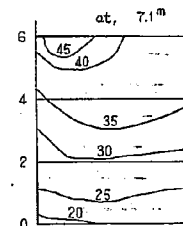
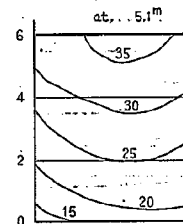
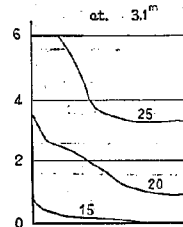
 $Q = 50 \frac{\text{cm}^3}{\text{sec}} \quad 0-0^\circ$


圖-4.5(6)

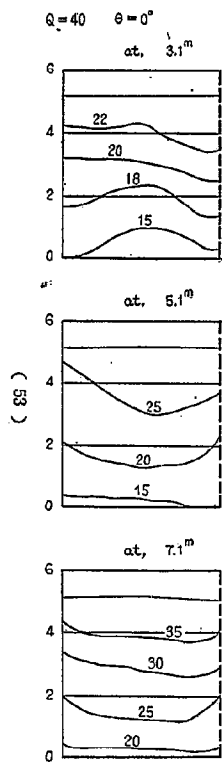


图-4.5(7)

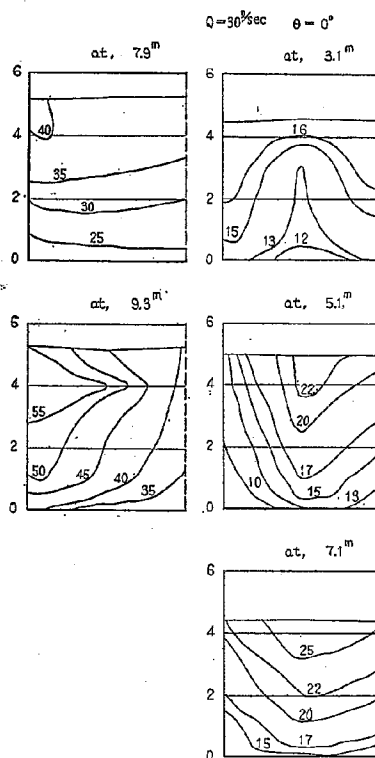


图-4.5(8)

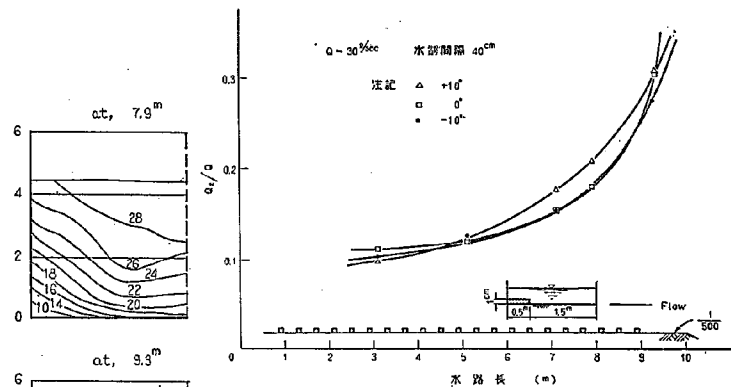


图-4.6(1)

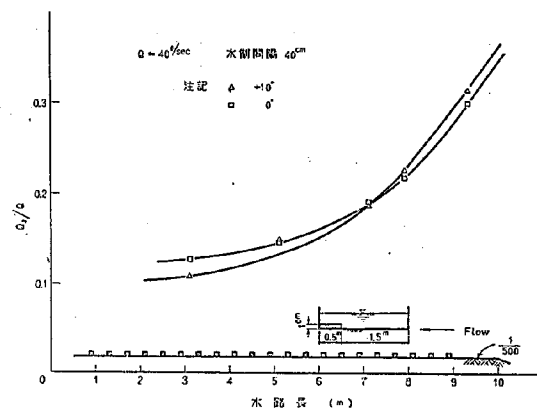


图-4.6(2)

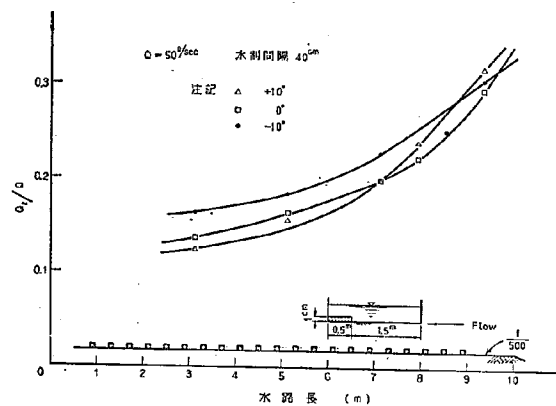


圖-4.6(3)

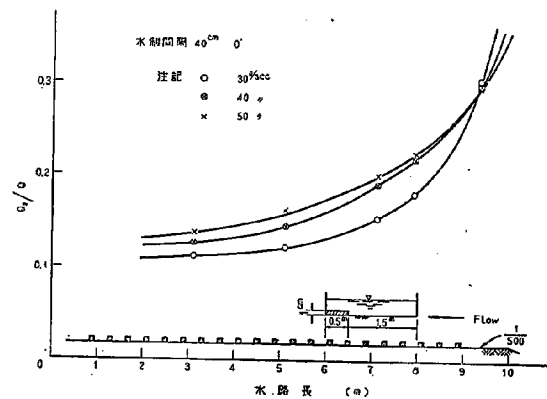


圖-4.7(2)

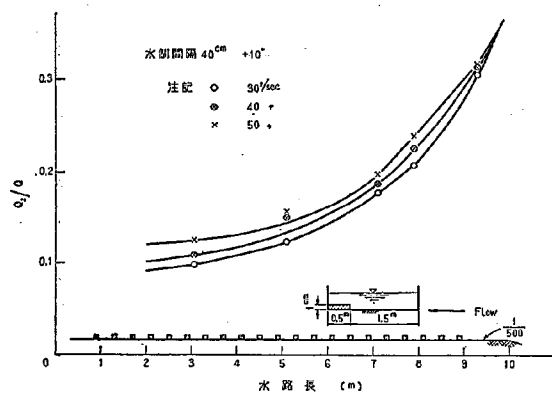


圖-4.7(1)

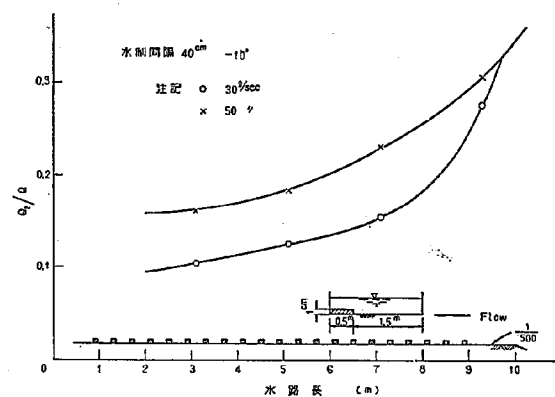


圖-4.7(3)

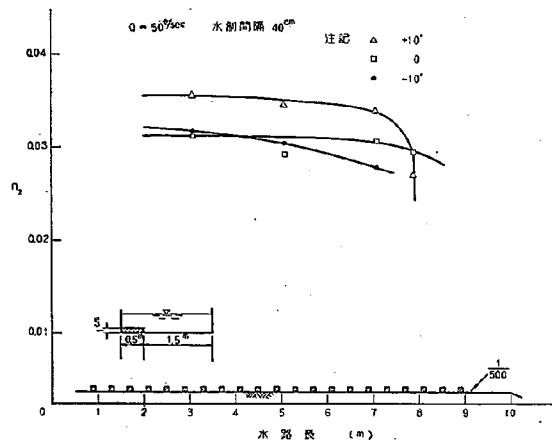


図-4.8 (1)

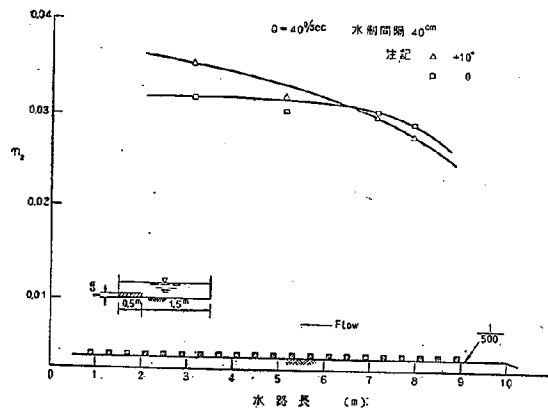


図-4.8 (2)

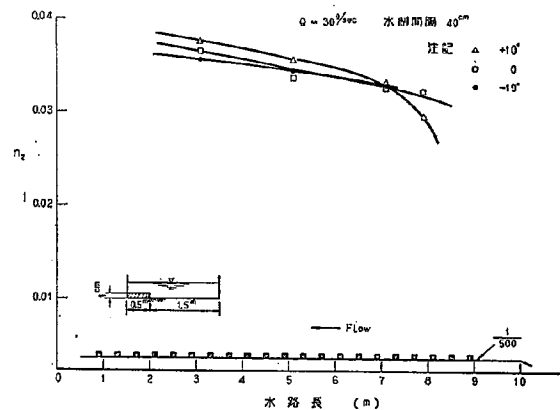


図-4.8 (3)

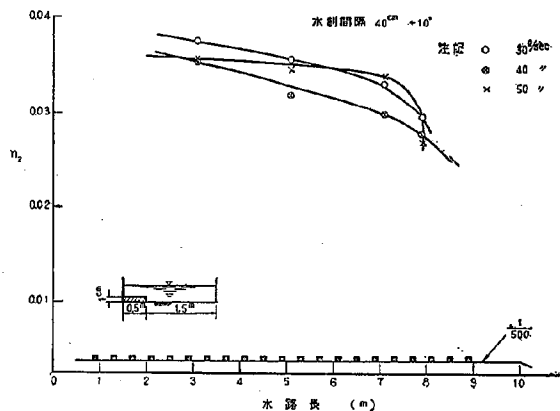


図-4.9 (1)

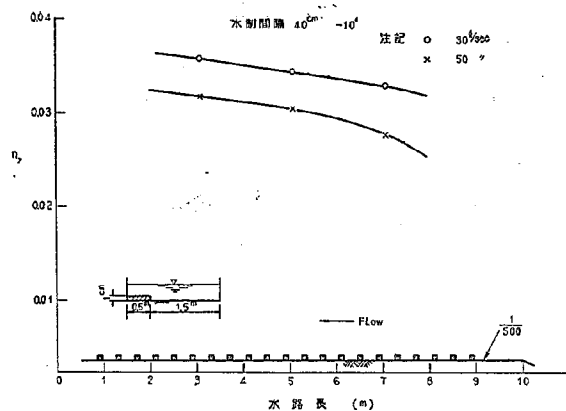


圖-4.9 (2)

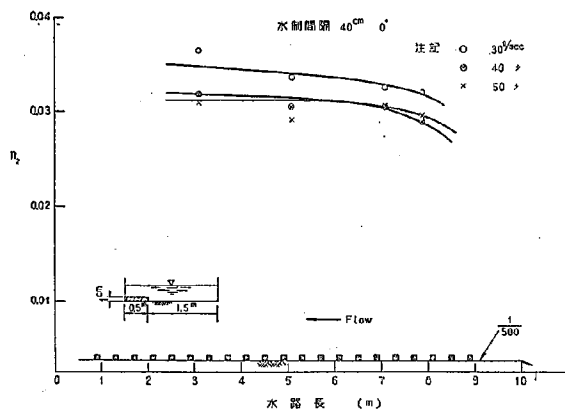


圖-4.9 (3)

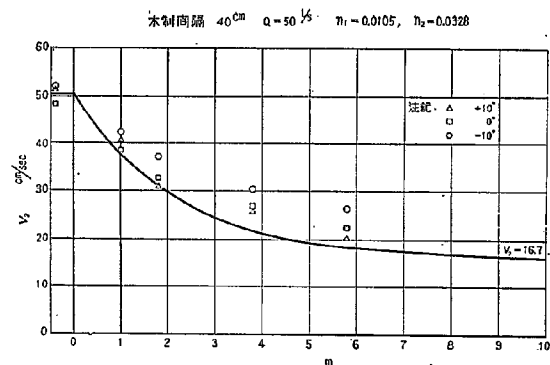


圖-4.10 (1)

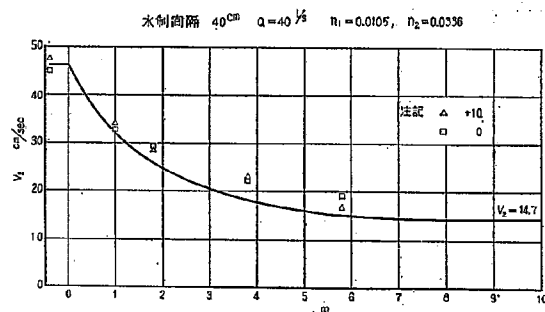


圖-4.10 (2)

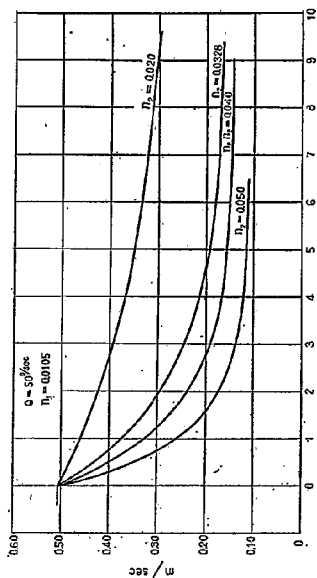


図-4・11

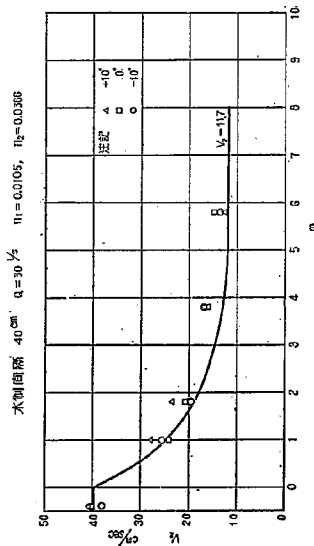


図-4・10(3)

$x_0=0$ とすれば

$$c' = -2.197$$

つぎに, $u_2=0.423$ を代入して x を求めれば

$$x_1 = - \left[1.0015 \log_e (0.1789 + 0.0162 - 0.032) \right.$$

$$\left. + 1.0522 \log_e \left| \frac{0.423 - 0.18}{0.423 + 0.18} \right| \right] + c'$$

$$= 2.7715 + c'$$

$$x_1 = 0.574 \text{ m}$$

同様にして $u_2=0.300$ の場合には

$$x_2 = - \left[1.0015 \log_e (0.0900 + 0.011 - 0.0320) \right.$$

$$\left. + 1.0522 \log_e \left| \frac{0.1200}{0.4800} \right| \right] + c'$$

$$x_2 = 1.931 \text{ m}$$

$u_2=0.250$ m/sec の場合には

$$x_3 = - \left[1.0015 \log_e (0.0625 + 0.0096 - 0.0320) \right.$$

$$\left. + 1.0522 \log_e \left| \frac{0.0700}{0.4300} \right| \right] + c'$$

$$= 5.1299 + c'$$

$$= 2.93 \text{ m}$$

$u_2=0.200$ m/sec の場合には

$$x_4 = - \left[1.0015 \log_e (0.0400 + 0.0077 - 0.0320) \right.$$

$$\left. + 1.0522 \log_e \left| \frac{0.0200}{0.3800} \right| \right] + c'$$

$$= 7.2572 + c'$$

$$= 5.060 \text{ m}$$

$u_2=0.170$ m/sec の場合

$$x_5 = - \left[1.0015 \log_e (0.0289 + 0.0065 - 0.0320) \right.$$

$$\left. + 1.0522 \log_e \left| \frac{0.0100}{0.3500} \right| \right]$$

$$= 9.4299$$

$$x_5 = 7.23 \text{ m}$$

このようにして得られた x_n と u_2 との関係を図示すれば, 図-4・10(1) のごとくなる。

実験結果から求めた平均流速も示してあるが, 大体よく一致していると思われる。図-4・10(2), 4・10(3) は 40 l/sec, および 30 l/sec の場合を示す。これらの結果によれば, 水深がすべて一定として導いた(3・44)式を用いて計算を行なっても実用的にさしつかえないと思われる。

次に n_3 を変化させた場合に流速の減少する様子がどう変わるかを見るために, $n_3=0.0200, 0.040, 0.050$ と変化させ $Q=50$ l/sec の場合について計算を試みた。その結果を図-4・11に示すが, これによって水制領域の流速を必要な値にまで低下せしめるために粗度係数 n_3 の値と必要な水制区間長を求めることができる。この場合は模型の値を用いたが実物の場合もまったく同じ方

表-4.1 (1)

$D=40\text{ cm} \quad +10^\circ \quad Q=30\text{ l/s}$								
位置	$Q_2\text{ m}^3/\text{s}$	水深 m	$A(\text{m}^2)$	$u(\text{m/s})$	$h^{2/3}$	I_e	$I_e^{1/2}$	$\eta_e(R=h)$
3.1	0.00294	0.0454	0.02295	0.128	0.1272	0.00141	0.0376	0.0375
5.1	0.00370	0.0444	0.02240	0.166	0.1254	0.00230	0.0472	0.0356
7.1	0.00531	0.0449	0.02275	0.234	0.1264	0.00372	0.0610	0.0331
7.9	0.00626	0.0444	0.02265	0.277	0.1254	0.00426	0.0652	0.0295
9.3	0.00919	0.0449	0.02245	0.409	0.1264			
$D=40\text{ cm} \quad +10^\circ \quad Q=40\text{ l/s}$								
位置	$Q_2\text{ m}^3/\text{s}$	水深 m	$A(\text{m}^2)$	$u(\text{m/s})$	$h^{2/3}$	I_e	$I_e^{1/2}$	$\eta_e(R=h)$
3.1	0.00430	0.0515	0.02568	0.167	0.1385	0.00180	0.0425	0.0353
5.1	0.00591	0.0513	0.02578	0.229	0.1381	0.00280	0.0529	0.0320
7.1	0.00747	0.0513	0.02610	0.286	0.1381	0.00380	0.0616	0.0298
7.9	0.00908	0.0523	0.02663	0.341	0.1400	0.00457	0.0676	0.0277
9.3	0.01261	0.0517	0.02645	0.477	0.1389			
$D=40\text{ cm} \quad +10^\circ \quad Q=50\text{ l/s}$								
位置	$Q_2\text{ m}^3/\text{s}$	水深 m	$A(\text{m}^2)$	$u(\text{m/s})$	$h^{2/3}$	I_e	$I_e^{1/2}$	$\eta_e(R=h)$
3.1	0.00621	0.0596	0.03043	0.201	0.1530	0.00220	0.0469	0.0357
5.1	0.00778	0.0594	0.03030	0.257	0.1522	0.00343	0.0586	0.0347
7.1	0.00988	0.0626	0.03198	0.309	0.1578	0.00443	0.0666	0.0340
7.9	0.01198	0.0587	0.02983	0.405	0.1510	0.00521	0.0722	0.0269
9.3	0.01593	0.0609	0.03098	0.515	0.1548			
$D=40\text{ cm} \quad 0^\circ \quad Q=30\text{ l/s}$								
位置	$Q_2\text{ m}^3/\text{s}$	水深 m	$A(\text{m}^2)$	$u(\text{m/s})$	$h^{2/3}$	I_e	$I_e^{1/2}$	$\eta_e(R=h)$
3.1	0.00335	0.0451	0.02275	0.147	0.1266	0.00180	0.0424	0.0365
5.1	0.00362	0.0447	0.02250	0.161	0.1259	0.00203	0.0451	0.0337
7.1	0.00458	0.0439	0.02225	0.206	0.1245	0.00292	0.0540	0.0326
7.9	0.00541	0.0443	0.02250	0.240	0.1251	0.00300	0.0616	0.0321
9.3	0.00911	0.0447	0.02268	0.402	0.1259			
$D=40\text{ cm} \quad 0^\circ \quad Q=40\text{ l/s}$								
位置	$Q_2\text{ m}^3/\text{s}$	水深 m	$A(\text{m}^2)$	$u(\text{m/s})$	$h^{2/3}$	I_e	$I_e^{1/2}$	$\eta_e(R=h)$
3.1	0.00504	0.0520	0.02643	0.191	0.1392	0.00190	0.0436	0.0318
5.1	0.00574	0.0512	0.02600	0.221	0.1380	0.00238	0.0488	0.0305
7.1	0.00760	0.0512	0.02608	0.291	0.1380	0.00413	0.0643	0.0305
7.9	0.00870	0.0522	0.02645	0.329	0.1398	0.00467	0.0683	0.0290
9.3	0.01195	0.0521	0.02625	0.451	0.1395			

表-4.1 (2)

$D=40\text{ cm} \quad 0^\circ \quad Q=50\text{ l/s}$								
位置	$Q_2\text{ m}^3/\text{s}$	水深 m	$A(\text{m}^2)$	$u(\text{m/s})$	$h^{2/3}$	I_e	$I_e^{1/2}$	$\eta_e(R=h)$
3.1	0.00686	0.0603	0.03050	0.225	0.1539	0.00207	0.0455	0.0311
5.1	0.00820	0.0603	0.03050	0.268	0.1539	0.00259	0.0509	0.0292
7.1	0.00996	0.0603	0.03060	0.325	0.1539	0.00422	0.0649	0.0307
7.9	0.01121	0.0569	0.02920	0.383	0.1480	0.00585	0.0765	0.0296
9.3	0.01481	0.0604	0.03065	0.483				
$D=40\text{ cm} \quad -10^\circ \quad Q=30\text{ l/s}$								
位置	$Q_2\text{ m}^3/\text{s}$	水深 m	$A(\text{m}^2)$	$u(\text{m/s})$	$h^{2/3}$	I_e	$I_e^{1/2}$	$\eta_e(R=h)$
3.1	0.00308	0.0455	0.02275	0.136	0.1274	0.00190	0.0381	0.0357
5.1	0.00373	0.0445	0.02218	0.168	0.1256	0.00211	0.0459	0.0343
7.1	0.00458	0.0464	0.02335	0.196	0.1291	0.00250	0.0500	0.0329
7.9								
9.3	0.00625	0.0433	0.02173	0.380	0.1233			

$D=40\text{ cm}$ -10° $Q=40\text{ l/s}$

位置	$Q_2\text{ m}^3/\text{s}$	水深 m	$A(\text{m}^2)$	$u(\text{m/s})$	$h^{2/3}$	I_e	$I_e^{1/2}$	$\eta_e(R=h)$
3.1		0.0516						
5.1		0.0488						
7.1		0.0509						
7.9		0.0517						
9.3		0.0508						

 $D=40\text{ cm}$ -10° $Q=50\text{ l/s}$

位置	$Q_2\text{ m}^3/\text{s}$	水深 m	$A(\text{m}^2)$	$u(\text{m/s})$	$h^{2/3}$	I_e	$I_e^{1/2}$	$\eta_e(R=h)$
3.1	0.00809	0.0604	0.03070	0.264	0.1540	0.00295	0.0543	0.0317
5.1	0.00916	0.0594	0.03020	0.303	0.1522	0.00366	0.0605	0.0304
7.1	0.01147	0.0608	0.03100	0.370	0.1548	0.00442	0.0665	0.0278
7.9		0.0633		0.422				
9.3	0.01528	0.0577	0.02940	0.519	0.1492			

表-4・2

流 量	型 式	η_2 (at, 3.1m)				η_2 (at, 5.1m)			
		$+10^\circ$	0°	-10°	平 均	$+10^\circ$	0°	-10°	平 均
30 l/sec		0.0375	0.0365	0.0357	0.0366	0.0356	0.0337	0.0343	0.0345
40 l/sec		0.0353	0.0318		0.0336	0.0320	0.0305		0.0313
50 l/sec		0.0357	0.0311	0.0317	0.0328	0.0347	0.0292	0.0304	0.0314

法によって計算を行なえばよい。

図-4・11より判るように、水制の粗度が大きいほど水制域の流速を減少せしめることができ、また粗度が大きいほど一定流速になるまでの距離が短くなることが知られる。したがって、粗度が大きいほど流速減少割合(du/dx)は大きい。

前述のように横断的に水位がほとんど変わらないことが実験的に認められるので、水制域の流速減少は水制域を流れる水が水制域外に流出することを意味する。したがって $-(du/dx)$ の値が大きいほど多量の水が水制域より域外に流出することになり、水制群の上流側の水制は洗掘がはなはだしいことの原因である。したがって水制群の上流側の水制はこのような計算を行なって、しだいに流速減少が漸次になるように水制粗度を変化させて設置しなければならないことが知られる。

〔2〕 流速減少効果に関する実験

(1) 問題の所在

図-4・12に示すおりの棧粗度については Bazin²⁵⁾, Smith and Warren²⁶⁾, Jonassen²⁷⁾, Johnson²⁷⁾ など数多くの人により実験的研究が行なわれて、図-4・12に示すおりの関係が得られている。これによれば次のことが明らかである。

(i) k_s と棧の高さの比は棧の高さと頂幅の比により多少変化するが、ほぼ高さと同隔との比により決定される。

(ii) 棧の高さを一定とすれば高さと同隔との比が10付近において k_s は最大となる。そのときの k_s は棧の高さの約5倍程度である。

高さと同隔との比が10付近において k_s が最大になるのは図-4・13に示すとおり、流れの形態が3通り考えられ、抵抗は渦の大きさと密接に関係し、高さと同隔との比が10付近において渦の領域が最も発達するためである。

以上の実験はすべて棧の高さに比し水深が10倍以上の範囲である。水深と水制の高さの比がこの程度以上であ

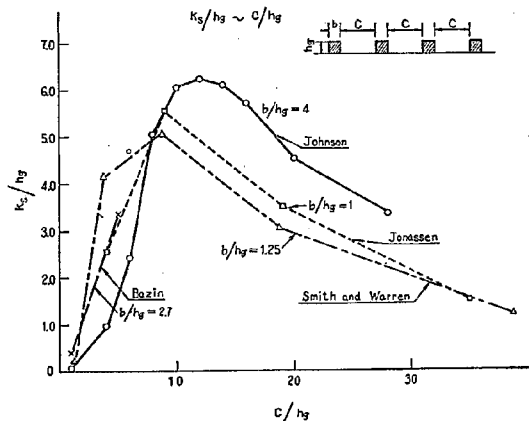


図-4・12

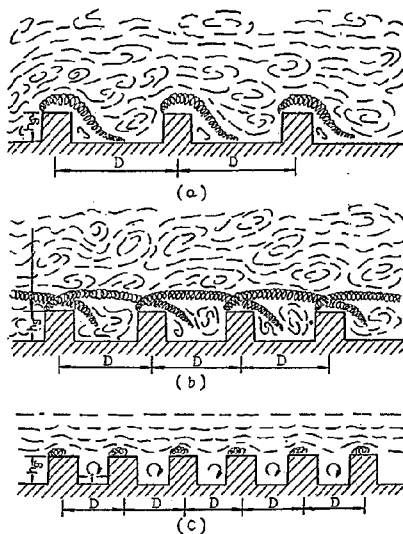


図-4・13

れば図-4・12の關係により k_s を求め、したがって流速を算定することができる。

水制として棧型式あるいは抗型式のものが用いられる場合には、水深に比して水制高が比較的大きい場合が多く、また洪水時水深に比して水制高が低い場合でも、小流量時には水制高が比較的高い場合となるので、この範囲の抵抗を明らかにすることは、水制を考える場合には重要な問題となる。

水深が水制の高さの10倍以下になると前記のとおり、いろいろの問題を生じるので、著者はこれについて実験を行ない、抵抗の算定式を明らかにした。

さらに抗型水制の場合について、同様に高さ、間隔と

粗度との關係について実験的研究を行ない、抵抗の算定式を明らかにした。

(2) 棧型水制の実験

(i) 実験装置および実験方法

実験に用いた水路は図-4・14に示すとおり、幅50 cm、深さ30 cm、長さ20 m、こう配1/500の木製水路である。水路の上流端から10.4 mの所から下流までの木製の棧を図-4・15に示すとおりに配置した。最下流端には水位調節堰を設けて各実験はほぼ等流状態にした。

水位の測定はポイントゲージにより行なったが、ほぼ0.2 mm程度の精度を有するものと思われる。

水面形の1例を示すと図-4・16のとおりである。

実験の範囲を表-4・3に、実験結果を表-4・4に示す。

(ii) 流速分布

棧上における流速分布の1例として棧配置をNo. Aのごとくし、 $Q=7.31 \text{ l/sec}$ の各点の分布を示せば図-4・17のとおりであり、最上流端(10.4 m)においては流線の曲りのため、底面付近が早い。ある距離を下した所からはほぼ一定の型になる。流速分布がほぼ一定の型になるに要する距離をさらに調べるため、底面から1 cmの高さの層の流速を距離方向に測定した結果を図-4・18に示す。流速は上流端から急激に減少し、ある距離の所でほぼ一定値になる。図の白丸は水制頂部の流速であり、黒丸は水制と水制とのあいだの所の流速である。水制のない所がある所よりも同一の層における流速が遅いことがはっきりと知り得る。

流速分布の型が一定になるに必要な距離は底面の境界層が水面に達するに必要な距離であると考えうる。

境界層の発達は、層流の場合と乱流の場合とで異なり、また乱流の場合については境界が滑らかな場合と粗な場合とは異なる。

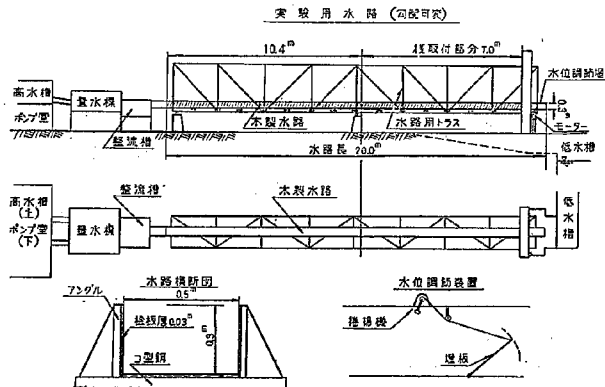


図-4・14

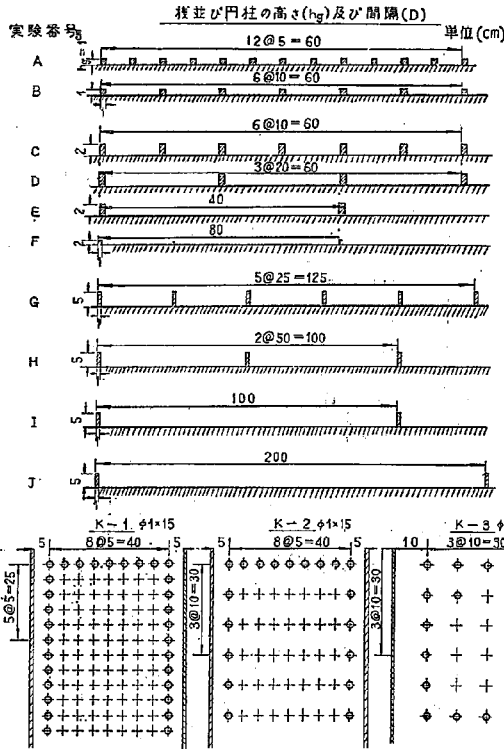


図-4・15

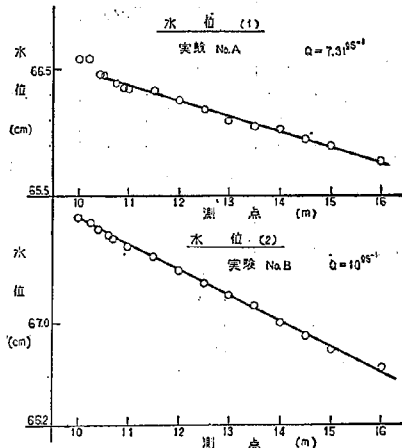


図-4・16

境界が粗な乱流, 境界層の発達に対しては南氏²³⁾は境界層の運動量方程式

$$\frac{d\theta}{dx} + \frac{\theta}{u_0} \cdot \frac{du_0}{dx} \left(2 + \frac{\delta_*}{\theta} \right) = \frac{\tau_0}{\rho u_0^2} \quad (4 \cdot 1)$$

ここに,

$$\delta_* = \frac{1}{u_0} \int_0^\delta (u_0 - u) dy$$

$$\theta = \frac{1}{u_0^2} \int_0^\delta u(u_0 - u) dy$$

u_0 : 層外の流速

において抵抗項として対数法則

$$\tau_0 = \rho \cdot \lambda \cdot \frac{u_m^2}{8}$$

ここに,

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1.67 + 2.03 \log_{10} \frac{\delta}{k_s} \quad (4 \cdot 2)$$

を用い, 境界層内の流速分布を

$$\frac{u}{u_0} = \left(\frac{y}{\delta} \right)^{1/7} \quad (4 \cdot 3)$$

として

$$x = \frac{64}{63} k_s \left[\frac{\delta}{k_s} \left\{ 1.415 + 3.158 \log_{10} \frac{\delta}{k_s} + 4.105 (\log_{10} \frac{\delta}{k_s})^2 - 1.415 \right\} \right] \quad (4 \cdot 4)$$

を導いている。

(4・4) 式にしたがって x/k_s と δ/k_s との関係を求めると図-4・19のとおりである。

図-4・18の資料について $\delta/k_s \cdot x/k_s$ の関係を探めると図-4・19に示すとおりとなり, (4・4)式で求めたものとほぼ一致する。

すなわち, (4・4)式の δ として水深 h をとり, 同式により流速分布が一定になる距離を計算することができる。

流速分布の型が一定になった範囲について, 河床を水制の天端, 水制の中央, 底にとった場合の河床からの距離と流速との関係を示すと, 図-4・20のとおりとなる。この場合には, 河床を水制高の中央にとると(3・25)式の対数法則が成立する。

その他の場合についても河床を適当な位置にとると対数分布式が成立し, 相当粗度の理論を適用することができる。

(iii) 河床の選定

実測資料について, 水深を測るのに河床の位置のとり方をいろいろ変えて k_s を求めると, 図-4・21に示すとおり水深により変化する。同図より

(a) 河床を下にとるほど, k_s の値は大きくなる。

(b) 河床を水制の天端にとった場合には水深の変化

表-4.3 実験範囲

No.	h_0 cm	D cm	C cm	Q (l/s)	h/h_0
A	1	5	4	50, 40, 30, 20, 10, 7.31, 5, 1.72	10.80~19.3
B	1	10	9	20, 10, 7.31, 5	5.35~10.98
C	2	10	9	20, 10, 7.31, 5, 3.13	1.93~6.25
D	2	20	19	〃	2.14~6.33
E	2	40	39	〃	1.87~5.74
F	2	80	79	10, 5, 3.1	1.51~3.40
G	5	25	24	7.31, 5, 7.31	1.01~1.63
H	5	50	49	20, 10, 7.31, 5, 3.31	0.93~3.06
I	5	100	99	〃	0.75~2.68
J	5	200	199	〃	0.59~2.18

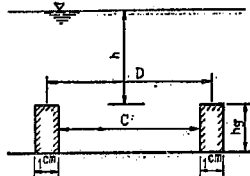


表-4.4

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
No.	Q (m ³ /s)	h (m)	I_e	R	No.	Q (m ³ /s)	h (m)	I_e	R
A	0.02000	0.1076	19.6×10^{-4}	0.0973	E	0.02000	0.1148	23.6	0.1060
	0.03000	0.1296	24.0	0.1145	F	0.00310	0.0301	20.0×10^{-4}	0.0290
	0.04000	0.1734	16.8	0.1470		0.00500	0.0423	20.0	0.0402
	0.05000	0.1929	20.0	0.1620		0.01000	0.0680	20.0	0.0634
	0.00172	0.0192	23.6	0.0379	G	0.00310	0.0505	17.2	0.0494
	0.00500	0.0455	13.2	0.0428		0.00500	0.0661	20.0	0.0644
	0.00731	0.0596	12.4	0.0552		0.00731	0.0817	20.0	0.0791
	0.01000	0.0718	15.6	0.0664		0.00310	0.0467	17.6	0.0456
B	0.02000	0.1181	11.2	0.1030		0.00500	0.0645	17.2	0.0626
	0.00500	0.0536	15.4	0.0513	H	0.00731	0.0835	17.2	0.0807
	0.00731	0.0632	17.6	0.0599		0.01000	0.1013	18.4	0.0973
	0.01000	0.0705	20.0	0.0660		0.02000	0.1513	18.4	0.1430
C	0.02000	0.1098	22.0	0.1000		0.00310	0.0377	16.0	0.0365
	0.00310	0.0387	20.0	0.0377	I	0.00500	0.0532	17.2	0.0512
	0.00500	0.0522	20.0	0.0503		0.00731	0.0692	16.8	0.0660
	0.00731	0.0651	20.0	0.0620		0.01000	0.0860	15.8	0.0811
	0.01000	0.0826	18.0	0.0781		0.02000	0.1339	18.2	0.1240
D	0.02000	0.1228	20.0	0.1140		0.00310	0.0299	20.0	0.0285
	0.02000	0.1249	20.0	0.1150	J	0.00500	0.0409	20.0	0.0387
	0.00310	0.0430	20.0	0.0420		0.00731	0.0541	20.0	0.0509
	0.00500	0.0570	18.8	0.0551		0.0100	0.0671	20.0	0.0626
	0.00731	0.0666	20.0	0.0637		0.02000	0.1089	20.0	0.0986
E	0.01000	0.0810	20.0	0.0768					
	0.02000	0.1264	20.0	0.1170					
	0.00310	0.0363	20.0	0.0352					
	0.00500	0.0494	20.0	0.0475					
	0.00731	0.0649	18.0	0.0617					
	0.01000	0.0773	20.0	0.0730					

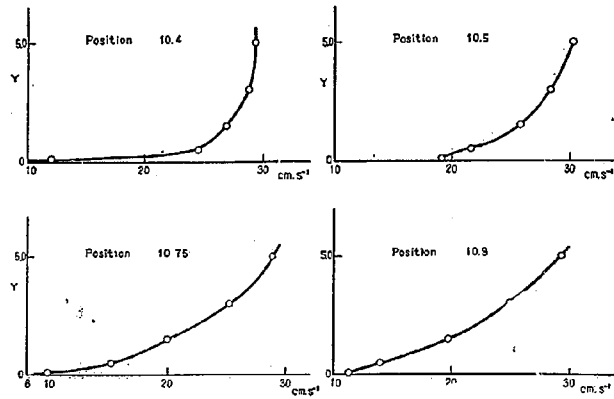
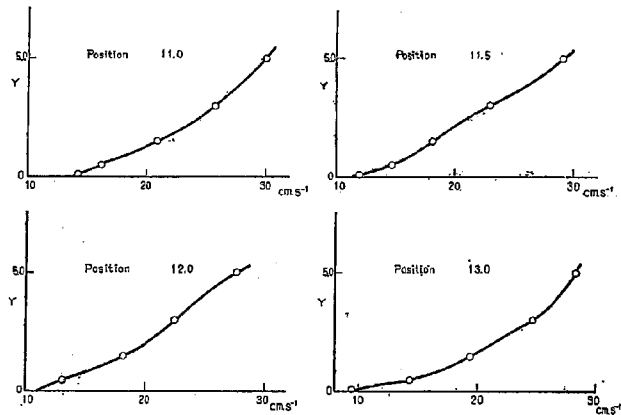
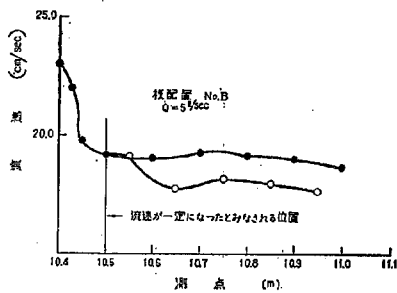
図-4・17 (1) 栈配置 No.A, $Q=7.31 \text{ l/sec}$ の場合の流速分布図-4・17 (2) 栈配置 No.A, $Q=7.31 \text{ l/sec}$ の場合の流速分布

図-4・18 (1)

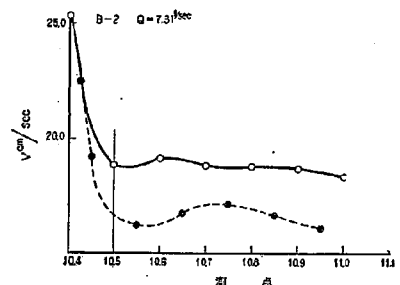


図-4・18 (2)

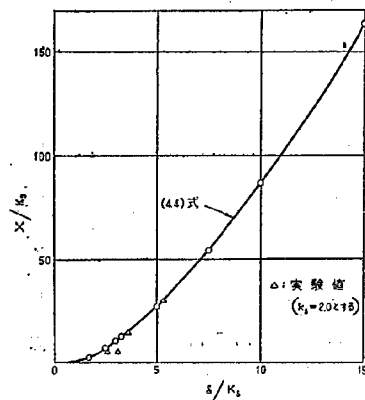
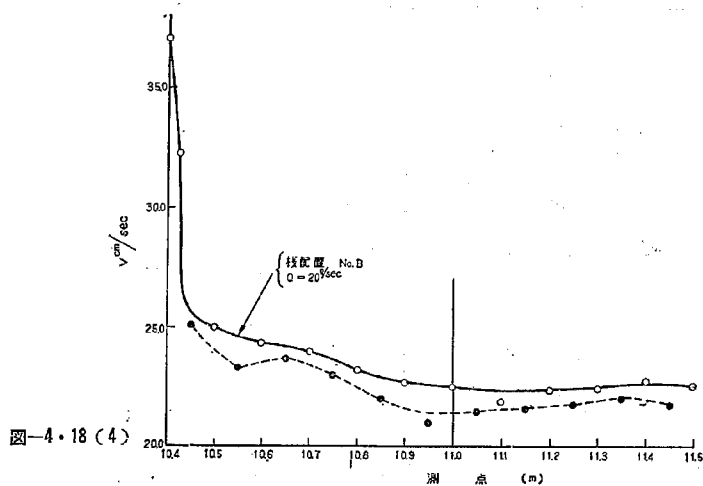
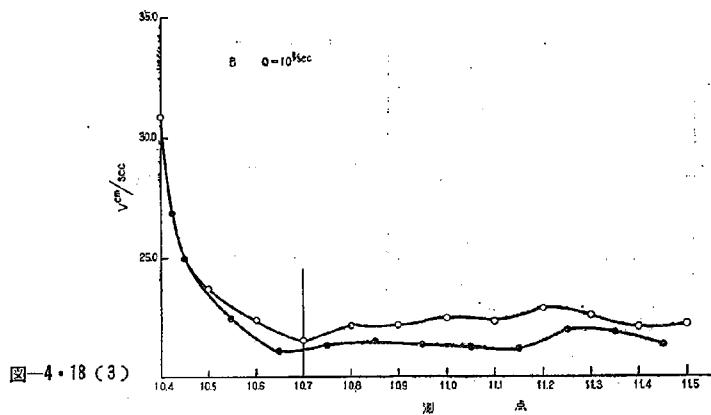


図-4.19 $x/K_1 \sim \delta/K_2$ 曲線

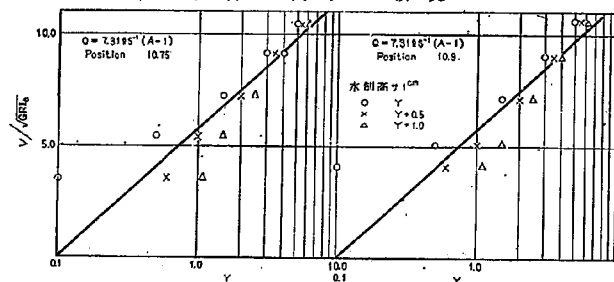


図-4・20 (1)

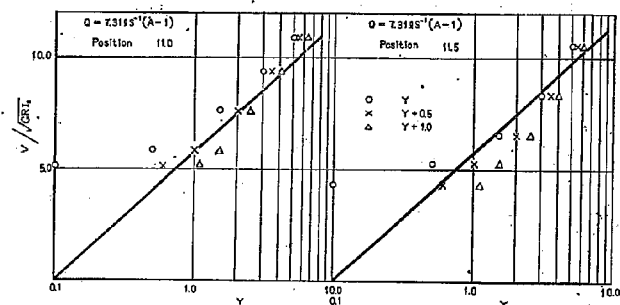


図-4・20 (2)

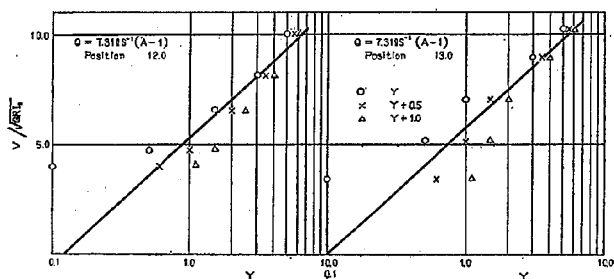


図-4・20 (3)

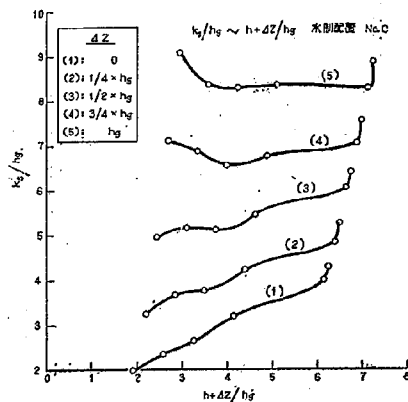


図-4・21 (1)

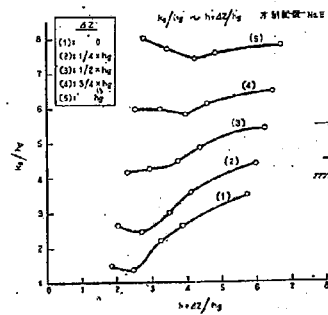


図-4・21 (2)

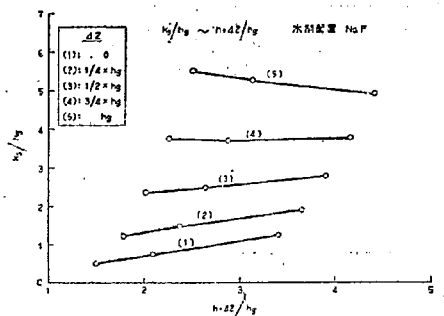


図-4・21 (3)

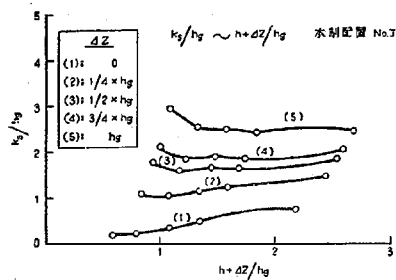


図-4・21 (4)

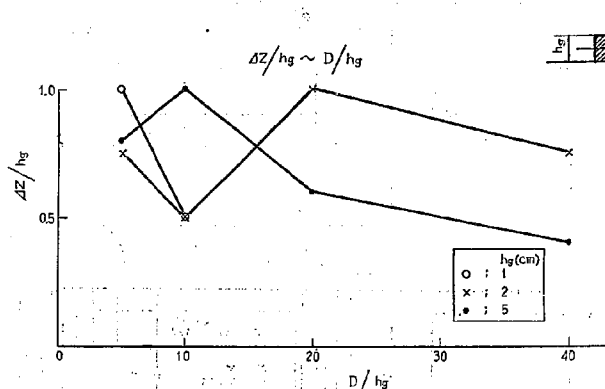


図-4・22

表-4・5

ε_z	k_s/h_g の平均値 $\bar{P}$			k_s/h_g の変化範囲と平均値との比						h_g cm	D cm
No.	$\bar{P}=k_s/h_g$			$\Delta Z/h_g=1.0$		$\Delta Z/h_g=0.5$		$\Delta Z/h_g=0$			
	$\Delta Z/h_g=1.0$	$\Delta Z/h_g=0.5$	$\Delta Z/h_g=0$	$P_{min}/\bar{P}$	$P_{max}/\bar{P}$	$P_{min}/\bar{P}$	$P_{max}/\bar{P}$	$P_{min}/\bar{P}$	$P_{max}/\bar{P}$		
A	5.92	4.90	3.83	0.949	1.093	0.931	1.118	0.892	1.185	1	5
B	7.74	5.62	3.89	0.837	1.150	0.810	1.133	0.810	1.234	1	10
C	8.53	5.52	3.06	0.970	1.062	0.897	1.159	0.641	1.399	2	10
D	9.68	6.18	3.26	0.903	1.147	0.890	1.084	0.620	1.417	2	20
E	7.68	4.62	2.23	1.031	1.042	0.986	1.167	0.610	1.578	2	40
F	5.20	2.51	0.83	0.942	1.056	0.924	1.096	0.602	1.506	2	80
G	12.05	7.04	2.45	0.988	1.009	0.930	1.371	0.796	1.163	5	25
H	11.41	6.53	2.71	0.982	1.027	0.882	1.118	0.542	1.498	5	50
I	8.66	4.15	1.22	0.947	1.033	0.920	1.133	0.434	1.828	5	100
J	6.45	2.57	0.40	0.806	1.228	0.946	1.152	0.500	1.875	5	200

による k_s の変化は大きい、この変化は、水深が小さくなるにつれて k_s が減少するような変化である。

したがって、 k_s の値が水深に無関係になる河床の選定法が k_s の本来の仮定から考えて必要であろうと思われるし、また実用上からも非常に便利である。

河床の位置をいろいろ変えて試算的に k_s が水深に無関係になる所を求めると、図-4・22 に示すとおりである。点はかなり分散するが、ほぼ水制高の中央と水制の下側との間にある。

場合、場合により河床の位置を変えるのは繁雑であるので、実用的な位置を定めるため、水制の天端、中央、下側の種類に対して k_s の平均値、平均値と最高および最低との比を示すと表-4・5のとおりである。

河床を水制の中央、下側とした場合はいずれも k_s の変化は小さいが、水制の天端にとった場合には大きく変化する。

以上により、河床の位置として、実用的に水制の中央をとればよいと考えられるので、本論文においては

水深を測るとき河床の位置を水制高の中央にとる。

(iv) 水制の高さ、間隔と粗度との関係

図-4・12と同様に k_s/h_g と c/h_g との関係を示すと図-4・23のとおりとなり、次のことが考察される。

(a) 水制の下端を河床にとると ($\Delta z = h_g$) k_s/h_g と c/h_g との関係は水制の高さにより変化し、水制が高いほど、同一の c/h_g に対して k_s/h_g が大きくなる。

(b) 水制の天端を河床とした場合 ($\Delta z = 0$) も水制の高さにより k_s/h_g と c/h_g との関係は異なり、(1)とは逆に水制の高さが低い場合程 k_s/h_g は大きい、ただし、この場合の k_s/h_g の変化は(1)に比べてかなり小さい。

(c) 水制の高さの中央を河床とした場合は ($\Delta z = 0.5 h_g$) k_s/h_g と c/h_g の関係は水制の高さに無関係にはほぼ一本の曲線により表わされる。この曲線は図-4・12に示した Johnson の資料とはほぼ一致する。

(d) k_s/h_g は c/h_g が10付近において最大となり、その値は6程度である。

(e) 水制天端幅が小さい場合 (L/h_g が1程度より小さい場合) には c/h_g の代わりに水制の中心間隔と高さの比 D/h_g を用いても図-4・23の関係はほとんど変わらない。

(3) 円柱型水制の実験

(i) 実験装置および実験方法

円柱が水中にもぐった場合と水面上に出た場合について、それぞれ図-4・24および図-4・14の水路を用いて実験を行なった。

図-4・14の水路は棧型水制の実験に用いたものと同じであり、使用した円柱は木制で滑らかに仕上げられたものである。

円柱の直径は1 cm、長さ15 cm、その配置は図-4・15のK-1、K-2、K-3のとおり3種類とした。実験方法は棧型水制の場合と同様であり、図-4・24の水路は幅2 m、長さ10 mのコンクリートモルタル仕上げ固定床水路で水路床勾配1/500である。この水路に用いた円柱は直径1 cm、高さ2 cmのビニール製で、その配置は図-4・25に示すとおり9種類とした。

水位の測定位置は水路幅の中央および左右側壁から

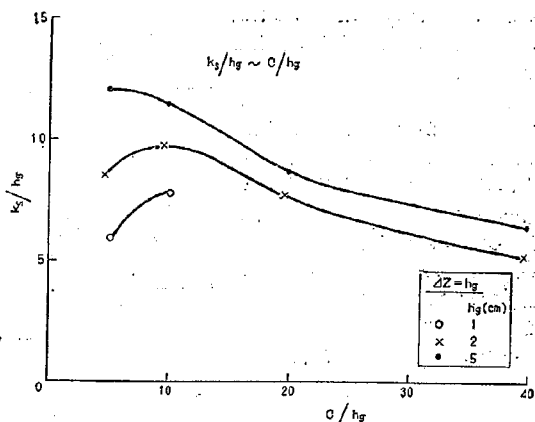


図-4・23 (1)

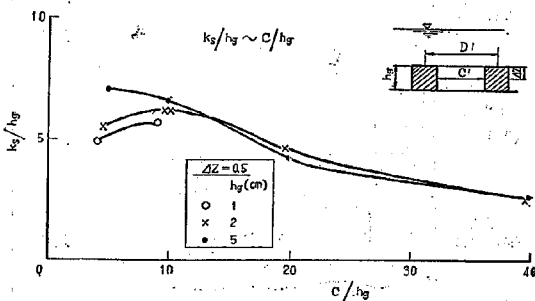


図-4・23 (2)

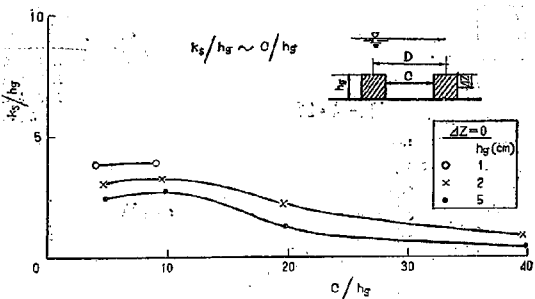


図-4・23 (3)

水路幅の1/4の3測線上を20 cm間隔とし、ポイントゲージで測定した。

水位は下流調節堰により調節し、なるべく等流状態に近い状態にした。

杭の影響で水面は常に波動し最大±1 mmの変動があり、その程度は水深が小さいほど大きく、水深が大きくなるほど安定した。そこで、水位の測定はポイントゲージの先端が水面にふれる時間とふれない時間と

が等しくなるようにして行なった。測点の水位は同一距離3測線上の水位の算術平均として求めた。

透過水制のある範囲は測点8mから2mまでであるが、水位を測定した結果の1例を示すと図-4・26のとおりで、測点7mから3mの区間は比較的安定し、同一勾配上にあるが、その前後はこれと異なっている。これは杭のある部分と無い部分との流れの状態が異なるためで、前後1mくらいの範囲は遷移区間とみなされる。

そこで、前後1mを除いた中間の観測

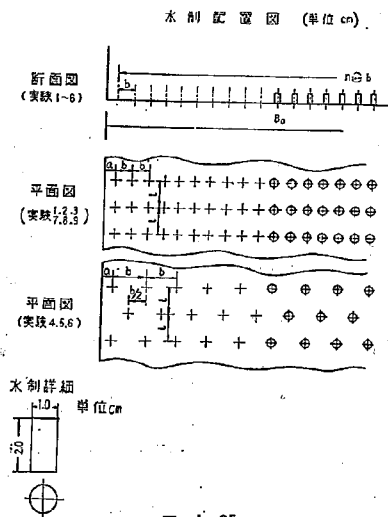


図-4・25

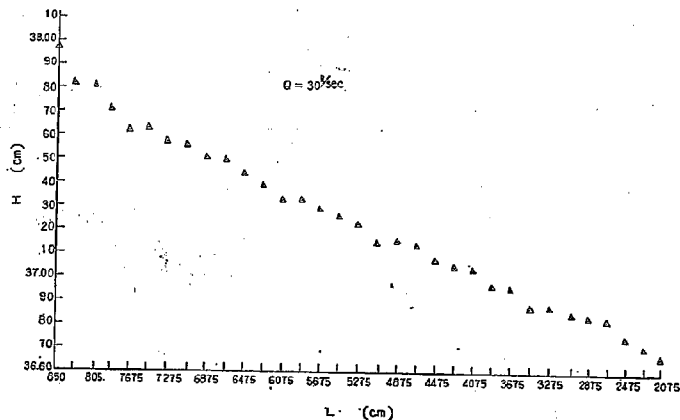


図-4・26

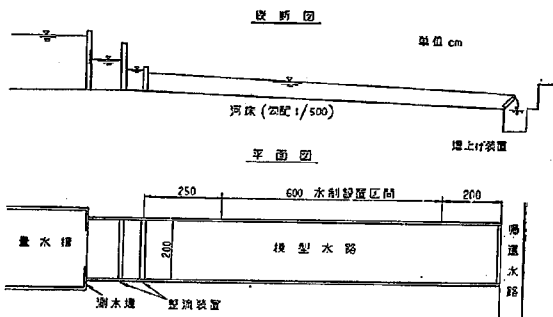


図-4・24 模型水路構造図

表-4・6 (1)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
No.	Q (m^3/s)	h_m (m)	I_c	R (m)
K-1	0.00283	0.0611	22.0×10^{-4}	0.0604
	0.00391	0.0814	22.4	0.0805
	0.00435	0.1000	19.8	0.0989
	0.00580	0.1207	21.6	0.1193
	0.00755	0.1507	20.0	0.1487
K-2	0.01527	0.2008	21.8	0.1960
	0.00283	0.0497	20.0	0.0489
	0.00391	0.0647	19.6	0.0635
	0.00435	0.0749	19.7	0.0736
	0.00580	0.0961	20.0	0.0944
K-3	0.00755	0.1235	20.0	0.1213
	0.01527	0.1824	21.4	0.1773
	0.00283	0.0312	19.8	0.0302
	0.00391	0.0398	20.0	0.0383
	0.00435	0.0445	19.8	0.0429
	0.00580	0.0597	18.0	0.0574
	0.00755	0.0721	20.0	0.0691
	0.01527	0.1479	20.0	0.1420
	0.03965	0.2502	19.3	0.2307
	0.05290	0.2969	20.0	0.2740

K-1 棒の本数 (流方向) 9 本

K-2 棒の本数 (流方向) 9 本

K-3 棒の本数 (流方向) 4 本

h_m : 底からの水深

表-4・6 (2) 実験成果表 (h_m : 底からの水深)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
No.	Q (m^3/s)	h_m (m)	I_e	R (m)	No.	Q (m^3/s)	h_m (m)	I_e	R (m)
1	0.005	0.0214	18.8×10^{-4}	0.0209	5	0.050	0.0886	18.38×10^{-4}	0.0814
	0.010	0.0325	16.99	0.0315	6	0.020	0.0608	18.29	0.0574
	0.020	0.0459	17.15	0.0439		0.030	0.0741	18.35	0.0690
	0.030	0.0556	20.02	0.0526		0.040	0.0838	19.65	0.0773
	0.040	0.0686	16.26	0.0642		0.050	0.0947	20.38	0.0861
2	0.050	0.0736	20.62	0.0685	7	0.020	0.0480	18.39	0.0458
	0.005	0.0274	14.85	0.0266		0.030	0.0598	17.22	0.0564
	0.010	0.0394	16.34	0.0379		0.040	0.0689	19.01	0.0644
	0.020	0.0524	18.49	0.0498		0.050	0.0793	17.90	0.0734
	0.030	0.0635	16.40	0.0597	8	0.010	0.0403	18.22	0.0388
3	0.040	0.0724	19.11	0.0675		0.020	0.0553	18.88	0.0524
	0.050	0.0838	19.33	0.0773		0.030	0.0663	19.03	0.0621
	0.005	0.0316	17.76	0.0306		0.040	0.0774	19.33	0.0719
	0.010	0.0435	21.85	0.0417		0.050	0.0848	23.69	0.0782
	0.020	0.0545	22.11	0.0517	9	0.020	0.0631	17.17	0.0594
4	0.030	0.0700	17.28	0.0654		0.030	0.0765	17.63	0.0711
	0.040	0.0780	19.58	0.0724		0.040	0.0880	18.50	0.0809
	0.050	0.0888	19.45	0.0816		0.050	0.0941	22.46	0.0860
	0.020	0.0499	17.45	0.0475					
	0.030	0.0622	16.82	0.0583					
5	0.040	0.0698	17.39	0.0652					
	0.050	0.0795	18.33	0.0736					
	0.002	0.0227	21.92	0.0222					
	0.005	0.0305	17.81	0.0297					
	0.010	0.0409	19.00	0.0393					
	0.020	0.0555	18.04	0.0525					
	0.030	0.0676	18.00	0.0633					
	0.040	0.0768	19.83	0.0713					

値を採用することにした。

実験結果を表-4・6に示す。

(ii) 流速分布

円柱付近の流速分布を測定した結果の1例を図-4・27に示す。同図より次のことが考察される。

(a) 円柱高1.25倍の位置(No. 2, No. 5)においては、円柱の効果がかなり残っており、円柱背後では底面付近で流速がおそい。しかし、全体としての平均流速はNo. 5よりもNo. 2の方が早く、円柱の背後で水流の集中が起こっていることがわかる。

(b) 円柱高の2.5倍の位置(No. 3, No. 6)では水流はかなり平均化される。

(c) この場合、円柱前後の距離が約10 cm(円柱高の5倍)あるので、その間を流化する間に

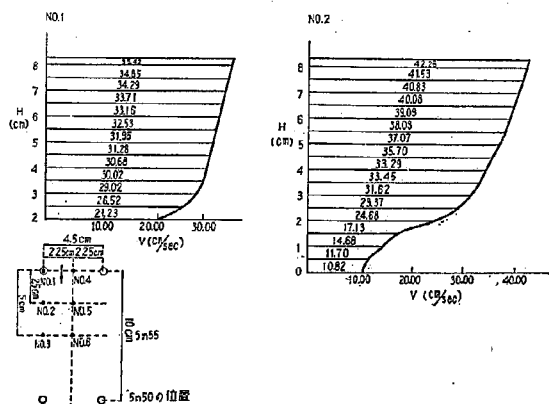


図-4・27 (1)

はほとんど一般的な流れに近くなると考えられる。

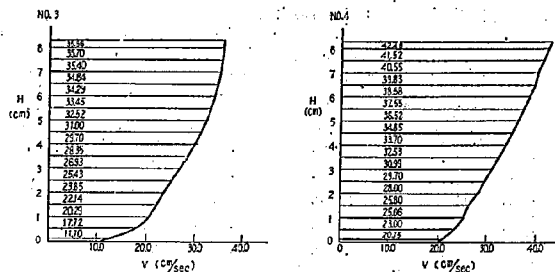


図-4・27 (2)

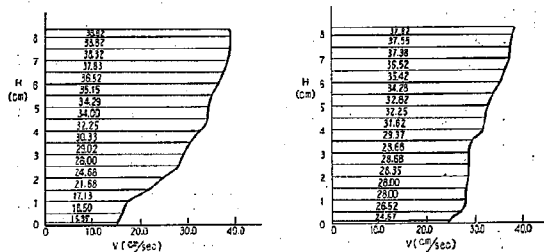


図-4・27 (3)

(iii) 円柱型水制の抗力係数

K_1 , K_2 , K_3 の資料について k と h の関係を示すと、図-4・28 のとおりとなり、円柱が水面より出ている範囲に対しては h が増加するにつれて k は加速度的に増加し、円柱が水中にもぐるとなると k の増加はゆるやかになる。いずれにしても、一つの形状に対して水深により k が変化することは、実用上不便であるとともに、このような整理が不適当なことを示している。

この場合 (3・30) 式に従って円柱 1 個に対する抗力係数を求め、これと円柱の直径を長さにとった Reynolds 数との関係を図示すると、図-4・29 のとおりとなる。同図より次のことが考察される。

(a) 実測値は Wieselerberger の曲線とよく一致し、水制相互間の干渉は比較的少なく、1本1本の水制の抗力を加算して水制群の抗力を求めることができる。

(b) Reynolds 数が、ある値に達すると円柱表面に生じる境界層が乱流になり、剥離点が後退するため抗力係数は急減し、Reynolds 数がさらに増加すると抗力係数は漸次増加する。

(c) 上の領域における抗力係数は表面の粗さの状態によりかなり変化するが、表面の粗度がかなり大きい場合には抗力係数は

$C_D=0.9\sim1.0$ 程度の値となる。実際の水制においては、Reynolds 数もかなり大きく、表面もかなり粗いと考えられるので、 $C_D=0.9\sim1.0$ 程度の値をとればよいと考えられる。

(d) 円柱が水中に潜った場合には抗力係数 C_D の値は図-4・29に示した曲線よりはずれ、同図の関係を適用することができない。

(iv) 円柱型水制の相当粗度

円柱が水中にもぐった場合については図-4・29の関係をそのまま適用することができないので、この場合の整理方法についてさらに検討する。

図-4・30に No. 1~No. 9 の資料について相当粗度を計算した結果を示すが、同図より次のことが考察される。

(a) 相当粗度と水制の高さとの比はもぐり水深の小さい範囲では水深が増加するにつれて減少するが、もぐり水深がある程度大きくなると水深に無関係に一定値となる。

(b) 相当粗度が一定値になるもぐり水深は水制の間隔によって変化する。水制の間隔が広くなるにつれて早く一定になる。実験範囲（河川において実際に施工されている範囲を考慮して定めた）内ではこの値は $h_m/h_p=3$ 程度である。

(c) 整列と千鳥の差は水制間隔が水制高の5倍程度になるとほとんど現れない (No. 2 と No. 1 および

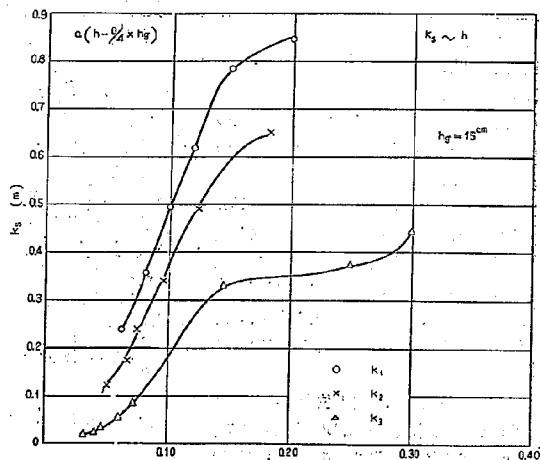


図-4・28

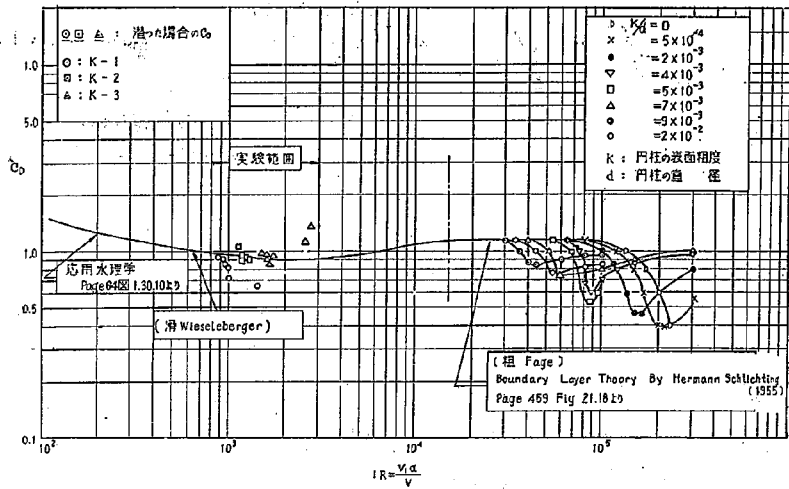


図-4・29

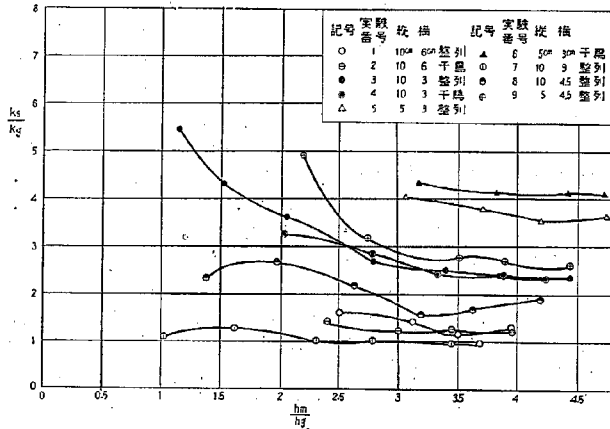


図-4・30

No. 3 と No. 4 の間には差が認められない。) 水制間隔が水制高の 2 倍程度になれば整列と干鳥の差が現われ干鳥の場合の相当粗度が同じ間隔の整列の場合よりも多少大きい。

以上のことは流速分布より検討したところと一致する。

(d) 縦、横いずれも間隔が狭くなるにつれて相当粗度は大きくなる。

次に抗の間隔と k_s との関係について考察する。

縦方向の間隔一定 (この場合水制高の 5 倍) の場合について横方向の間隔と k_s との関係を示すと図-4・31 のとおりである。なお $B'/d=0$ の値は模型水制に

対する値である。

同図において B' は水制間において空いている部分の間隔、 d は水製の直径である。

同図より間隔と直径の比が 3.5 付近までは k_s は急激に減少し、それ以上間隔が広がると k_s はゆるやかに減少することがわかる。

(v) 相当粗度と抗力係数との関係

水制が水中にもぐった場合には、抗力係数が一定とはならないので、抗力係数の考え方を適用することができないと前にのべたが、これは抗力係数を算定するための流速として断面内の平均流速を用いたためである。抗力係数を算定するための流速の位置を適当に選

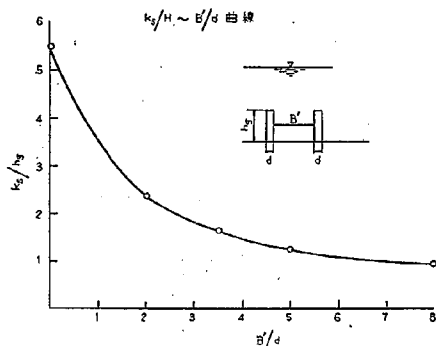


図-4・31

べば、抗力係数はほぼ一定値になり、抗力係数の理論を適用する、したがって、相当粗度と抗力係数の間には本質的な差異がないと考えられる。

いま流速分布を対数分布として、(実測の結果も対数法則がほぼ成立している)水制の高さまでの平均流速を用いて C_D を表わすと

$$C_D = 2(i - i_f) \cdot \frac{q - h}{u_{g,m}^2} \cdot \frac{1}{m} \cdot \frac{l}{h_g} \dots (4 \cdot 5)$$

となる。ここに、

$$\frac{v_{0,m}}{v_*} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h_g}{k_s} \dots (4 \cdot 6)$$

$$\frac{v_m}{v_*} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{k_s} \dots (4 \cdot 7)$$

$$m = \frac{N \cdot d}{B_0}$$

No. 1 ~ No. 9 の資料について C_D を求めると 図-4・32 のように k_s とまったく同様な変化をする。すなわち、 $h_m/h_g = 3$ 以上で水深が大きくなると C_D はほぼ一定値となる。この場合の C_D が水上に出ている場合の C_D よりも大きいのは杭の上方にも渦が拡散するため

と考えられる。

図-4・32 の関係を用いて逆に平均流速を算定するには次のようにする。

まず、(4・7) 式において v_m を仮定して k_s を求め、この k_s を用いて (4・6) 式から $v_{0,m}$ を求める。さらに図-4・32 より C_D を求め、(4・5) 式より $V_{0,m}$ を求める、先に仮定した V_m から求めた $V_{0,m}$ と一致しないときは、 V_m の仮定を変え両者が一致するまで計算を行なう。両者が一致したときの V_m が求める平均流速である。

〔3〕 水制のまわりの洗掘、堆積に関する実験

水制配置を水制機能を発揮させるように決定するためには前述のような点を考慮しなければならないが、水制の周りの洗掘は水制自体の維持、ひいては水制の効果をも決定する重要な因子であると考えられる。また水制域における堆積は水制付近に洲をつつことを主な目的として設置される水制もあり、その場合には最も重要な因子であるし、また本来の流速を減少させるという目的で設置される水制の場合にも、流速の減少、流向の変化などをいっそう効果あらしめるものであるため、水制の周りの洗掘、堆積を明らかにすることは、水制を設計するのに非常に重要なことと思われる。

しかしながら、これに関する研究は 1・2 においてのべたように、現在では問題を解決するのにはほとんど役立たないような状態であるので、筆者はこの点についていくぶんでもその性質を明らかにし、水制設計に資するために、移動床の模型実験を行ない、その結果について考察してみた。

水制付近の水流の状態は非常に複雑であり、かつ土砂の局部的洗掘の問題を含むので、非常に複雑な因子について、それぞれの影響を明らかにし、水制付近の水流および土砂の移動を力学的に明らかにすることは非常に困難であるが、それらの性質を定性的にでもいくぶん明ら

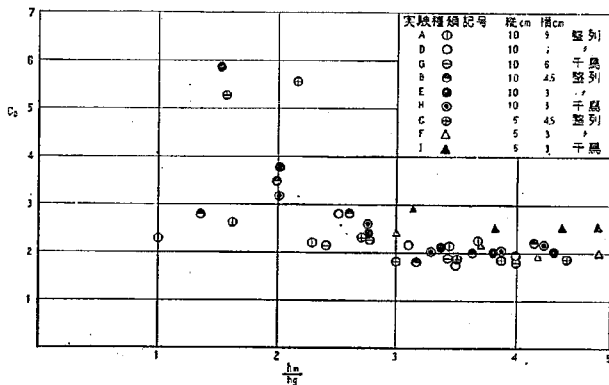


図-4・32

かにすることができたので、次にそれについてのべる。

しかし十分に水制の周りの洗掘、堆積の機構を明らかにするために、さらに今後研究を進める必要がある。

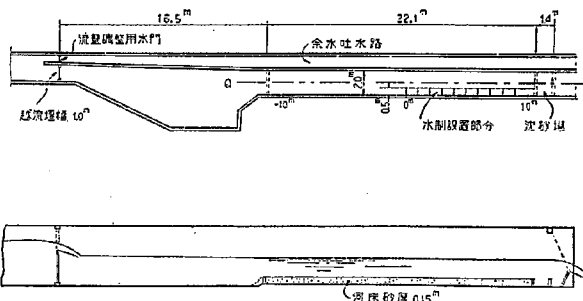
(1) 実験装置

使用した実験水路は幅1.98m、全長約22mであり、その概要を、図4・33に示す。水路始端より16.5m上流に刃形四角堰を設け、流量を測定する。流量測定堰側方に流量調節用水門を設け、余水はこの水門を通じて水路に平行な余水吐水路に放流する。水路の不流側半分に厚さ15cmに砂を敷き、この中に水制を設置して実験を行なった。移動床実験であるが実験中に土砂の補給は行なわず、実験区間の上流に十分の区間を取り、その区間より流送される土砂で実験区間の補給をする方法をとった。水路下流端に砂溜と水位調節板を設けた。河床砂の表面勾配は1/500とした。使用した砂は平均粒径0.43mm (50%粒径0.37mm) 比重2.639のもので、その粒度分布を図4・34に示す。この粒径を用いた理由はAhmadの不透過水制のまわりの洗掘に関する実験において図1・10に示されたように0.354mmと0.696mmの粒径では最終洗掘深はほぼ同じ値を示すところから、粒径変化の影響が無視できると云う意味で使用した。しかし、Ahmadの二つの粒径は互に接近した値であり洗掘深におよぼす粒径の影響は少ないと思われるが、今回の実験ではこれについての研究は行っていない。応用力学研究所水文学

研究委員会の行なった噴流の洗掘に関する実験²⁴⁾では平均粒径0.36mm、および0.83mm (50%粒径) の二種を用いて砂中に埋められたノズルから水を水平に噴出させ、その洗掘に関する実験を行なっているが、これによれば粒径の変化による影響は多少見られるが、明確ではない。

(2) 実験方法

使用した水制は50cm×16cm×1cmの検板を鉤仕上をし、表面にラッカー塗装を施したもので、これを水路の



移動床実験水路

図4・33

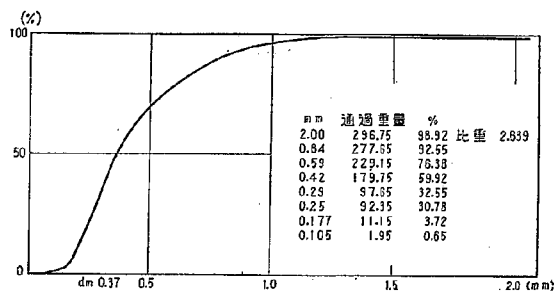


図4・34

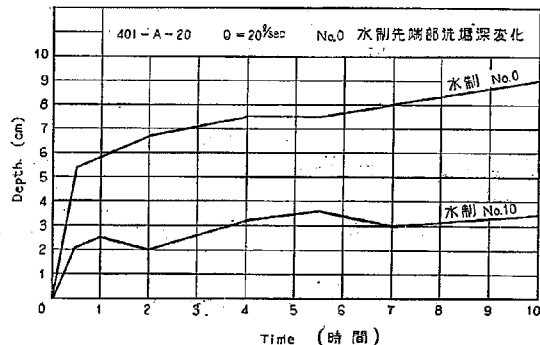


図4・35

中程から下流に所要の間隔および角度をもたせて、砂中に埋めこんで設置した。水制間隔は40cm、80cm、120cmの3種、水制角度は上流に10°傾けた場合(+10°または記号“B”)直角の場合(0°または“A”)下流に10°傾けた場合(-10°または“C”)の三種、水制高は砂の面より1cm、2cm、および4cmの3種とした。流量は20 l/sec、30 l/sec、50 l/secの三種を用い、四角堰による流量の算定には沖公式を用いた。

次に通水時間を定めるためには401-A-20(401は水制

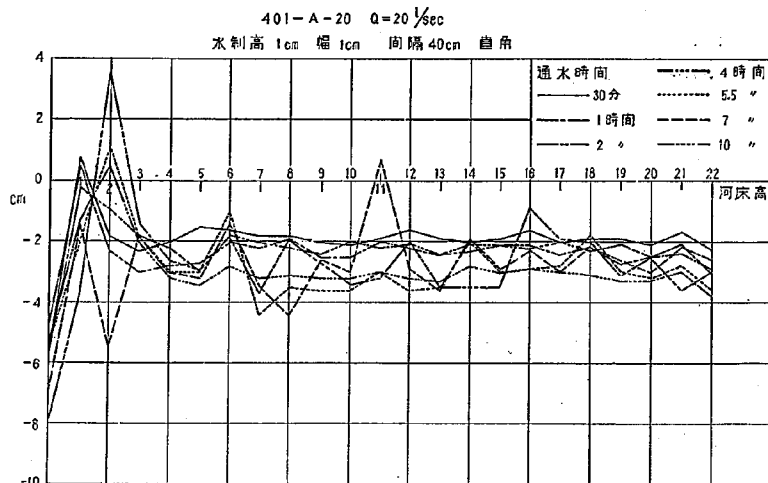


図-4・36

間隔が 40 cm 水利高が 1 cm, A は直角, 20 は $20 \frac{1}{2} \text{sec}$ の流量を示す) について, 最大 10 時間まで水を流してその途中における水利先端の元の河床からの洗掘深を測定した。上流端の水利 (水利 No. 0) および水利 No. 10 の洗掘状況を 図-4・38 に各水利端の変化を 図-4・36 に示す。図-4・35 によれば洗掘深は時間的に最初急激に洗掘され, 時間の経過とともに洗掘の度合いは次第に減少し, ついに一定値になるように思われる。したがって, 洗掘に関する実験としては十分時間をかけて最終的に定常状態になるまで実験を行なうべきであるが, 図-4・35 より見れば通水時間を 3 時間程度以上にすれば, はほぼ平衡状態になると考えてよいと思われるので, 本実験においては水利の特性および水量の変化による洗掘深の変化状況を知るためには通水時間 3 時間のものをもって比較することとした。

(3) 実験結果ならびにその検討

実験はすべて等流状態とし, 水利始端から上流に 8 m の地点と下流 10 m の二点で水深が等しくなるように水位調節板を調節する。流水始めは砂澱がないために比較的水深が小さいが, ただちに砂澱が發生し抵抗が増すために水深が増加する。そしてこれがほぼ安定するまでには約 1 時間 30 分を要する。1 例として 図-4・37 は 802-B-50 の等流水深の時間的な変化を示す。1 時間通水後に一度水を止め, 各水利の周りの洗掘深を測定し, 次に等高線図を画くために, ポイントゲージの先端に 3 本の針をつけこれを横断方向に移動させ, 河床の高い部分にこの針の痕跡をつける。そしてそれを上から写真に写して復元する方法をとった。高低差は元の河床高を 0 とし, 土

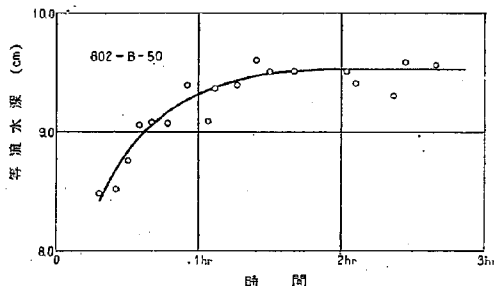


図-4・37

0.5 cm, ± 1.0 cm の 5 点とする。これによって水利間の堆積, 洗掘量を求めることができる。

(1) 水利先端部の洗掘深の変化 (a) 一般的傾向

各水利の先端の洗掘深の測定結果を, 図-4・38 に示す。通水 1 時間後, および 3 時間後にそれぞれ測定したが, 水利領域の始端の部分を除いてはあまり大きな時間的な変化は見られない。これは 図-4・35 について見れば, 水利 No. 10 では 1 時間でも 3 時間でもそれほど大きな変化のないことによってもわかる。一般に最上流端の水利先端の洗掘深が大きく, 堆積は 1 ~ 2 m の間が最大である。4 m 付近から洗掘深はほぼ一定し 7 m 附近になると下流端の影響のために再び乱れが見られる。(このように流れの状態がほぼ一様と思われる区間を, 便宜上, 一様区間と呼ぶ) 洗掘深に影響する要素は, 水利の高さ, 間隔, 角度および流量などが考えられるが, 次にそれぞれの影響について調べ

て見る。

(b) 高さの影響

水制の高さの影響を調べるために、802-B-50 (水制高2cm) と 804-B-50 (水制高4cm) の1時間通水後の状態を比較したのが図-4・39である。これによれば、水制高が2倍になれば最大洗掘深は5.3cm および8.5cm となり約1.6倍となる。水制の高さが高くなれば水制に妨げられて、水制先端に集中する水量は多くなることが予想され、それによって洗掘深も増大すると思われる。水制 No. 5 から No. 11 までを平均した平均洗掘深は802-B-50 が4.0cm, 804-B-50 が5.4cm となり、その比は1.35となる。これは一様区間では流速が減速されるから最大洗掘深の場合よりも水制高の変化による洗掘深の変化の割合は小さくなるためであろう。

(c) 間隔の影響

最大洗掘深は一般に最上流端の水制先端部に生ずるために間隔の影響をあまりうけないが、間隔の拡大に伴い洗掘深の増加の傾向を持つように見受けられる。一様区間の洗掘深 (平均洗掘深) については、一般に間隔が大きくなるほど洗掘深が増大するが、水制角度が上流向きの場合には逆に減少する傾向を示す。このことは水制角度と密接な関係があるので次項において考察することにする。

(d) 角度の影響

水制間隔、高さ、角度、流量などを変化した場合の通水3時間後の最大洗掘深 (D_{max}) と、一様区間の平均洗掘深 (D_{mean}) を表-4・7 に示す。これによれば、最大洗掘深は変化が少なく角度については特に上流に10°傾けた場合に洗掘深が大きく、直角のものが洗掘深が最も小さくなっている。水制高2cm, 流量50 l/sec の場合の実験結果について最大洗掘深をプロットすると図-4・40のごとくなる。B₁ および C₁ については、間隔80cm の場合に他のものに比較して変動しているが、測定精度の点から見ればほぼ角度の影響は見うけられない。40cm, 80cm および120cm のD₁を角度ごとに平均してみるとA: 5.5cm, B: 5.9cm, C: 6.2cm のようにいく分の変化が見られる。

図-4・40と同様に、平均洗掘深についても表-4・7 からプロットして見ると図-4・41のごとくなる。A₁, C₁については間隔の増すにつれて洗掘深が増加するが、水制角度が上流向きの場合 (B₁) には、間隔が増すにつれて逆に平均洗掘深が減少している。

(e) 流量の影響

流量の影響を調べるために、402-A-30 と 402-A-50, および 402-B-30 と 402-B-50 とを比較したのが、図-4・42 および図-4・43 である。これによる

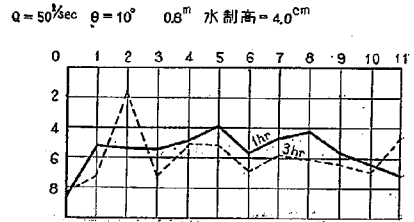
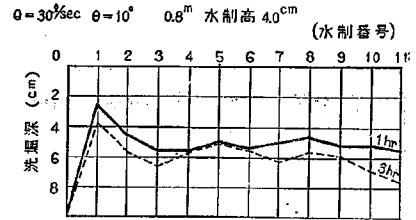


図-4・38 (1)

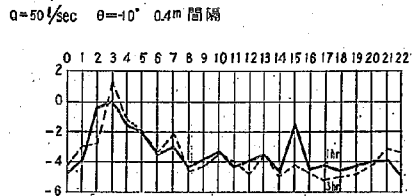
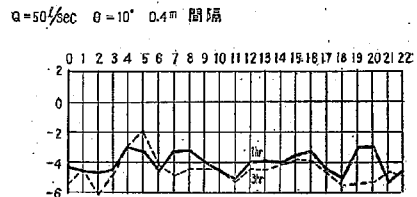
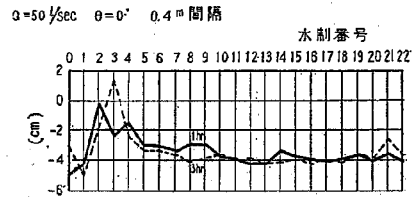


図-4・38 (2)

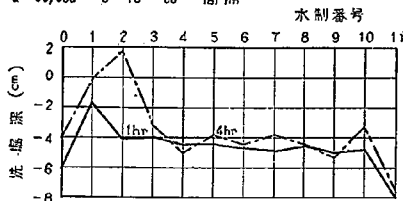
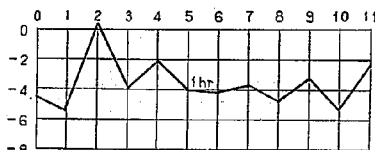
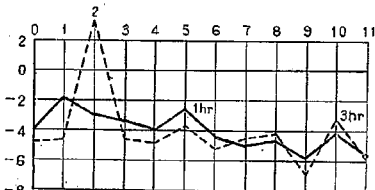
$Q=50 \text{ l/sec}$ $\theta=10^\circ$ 60^{cm} 間隔

 $Q=50 \text{ l/sec}$ $\theta=10^\circ$ 80^{cm} 間隔

 $Q=50 \text{ l/sec}$ $\theta=10^\circ$ 80^{cm} 間隔


図-4・38 (3)

と水制 No. 0 から No. 5 までの遷移区間では、洗掘深の変化が激しく、必ずしも流量が多い場合 (50 l/sec の場合) の方が堆積および洗掘が大きくなるとは限らない。また最大洗掘深については一般に僅かながら流量の増加とともに洗掘深の減少する傾向が見られる。これは流量の増大に伴ない水制上を越流する流量が多くなり、水制のために流心方向に押し曲げられる流量の全流量に対する比率が小さくなるためと考えられ、非常に流量が大きくなった場合は流速そのものも大きくなるので問題は別である。

堆積を生ずる位置は 50 l/sec の方が 30 l/sec の結果に比べていずれも下流側に移動している。最初の水制に当たった水は、この水制を越えて相当量の土砂を運搬するが、水制のために急速に減速される。そしてこの流速がある値にまで減少すると、土砂を流しきれなくなり堆積を始める。いま実験の水深から平均流速を求めてみると、

種類 402-A-30, 402-A-50, 402-B-30,
402-B-50

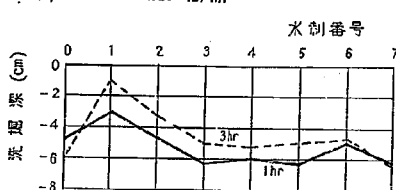
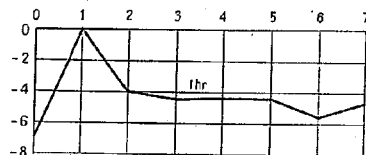
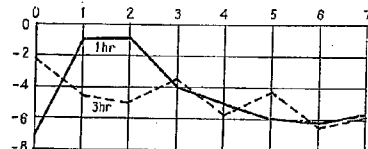
 $Q=50 \text{ l/sec}$ $\theta=10^\circ$ 1.20^m 間隔

 $Q=50 \text{ l/sec}$ $\theta=10^\circ$ 1.20^m 間隔

 $Q=50 \text{ l/sec}$ $\theta=10^\circ$ 1.20^m 間隔


図-4・38 (4)

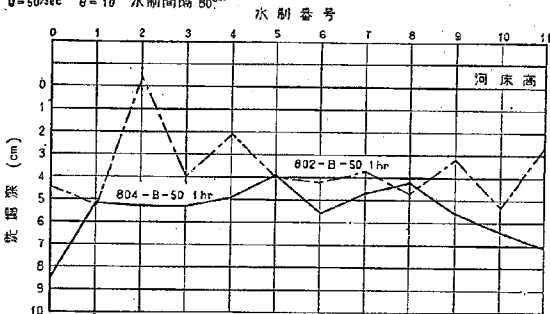
 $Q=50 \text{ l/sec}$ $\theta=10^\circ$ 水制間隔 60^{cm}


図-4・39

流速 29.4 cm/sec, 33.3 cm/sec, 18.3 cm/sec,
25.0 cm/sec

のごとくなり 50 l/sec の方が 30 l/sec よりも流速が速く、このために堆積を生ずる位置が下流側にずれるものと考えられる。

一様区間については、両者とも流量の多いほど洗掘深が大きくなる傾向を示すが、その差はきわめて小

表-4・7

種 類	D_{max}	D_{mean}	h	$\frac{D_{max}+h}{h}$	$\frac{D_{mean}+h}{h}$
402-A-50	5.0	3.77	7.5	1.667	1.503
402-B-50	6.1	4.62	10.0	1.610	1.462
402-C-50	5.2	4.26	10.0	1.520	1.426
802-A-50	5.3	4.3	7.6	1.695	1.684
802-B-50	4.9	3.43	12.8	1.383	1.268
802-C-50	7.0	4.81	10.0	1.700	1.481
1202-A-50	6.3	5.04	7.5	1.840	1.672
1202-B-50	7.7	2.96	10.2	1.755	1.278
1202-C-50	6.5	5.18	9.9	1.655	1.523
401-A-20	7.4	3.16	5.1	2.450	1.620
402-A-30	6.0	3.63	5.8	2.035	1.622
402-B-30	6.4	4.23	8.2	1.780	1.516
802-A-30	5.5	4.81	6.4	1.859	1.752
804-B-30	10.0	5.11	8.1	2.235	1.632
804-B-50	8.3	5.97	10.2	1.813	1.582

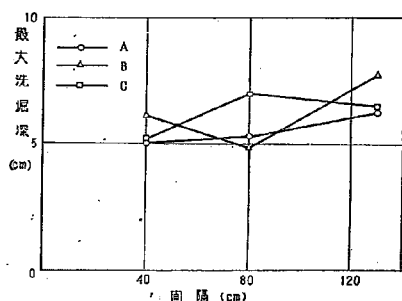


図-4・40

い。表-4・7 に示される D_{mean} を比較して見れば、30 l/sec と 50 l/sec とではほとんど一致している。表-4・7 に示される D_{max} について Andru の解析方法と同様に $(D_{max}+h)/h$ を求めてみると、流量によって変化するように思われる。1.664 および 1.977 となり Andru の求めた 1.80 は両者の中間値となる。 $(D_{mean}+h)/h$ については 1.487 および 1.631 とかなり小さい値となるが、これは $(D+h)/h$ の値が 1.8 になるのは橋脚や、構造物の先端などの洗掘についてであるから、一様区間の D_{mean} に対しては当然小さい値を与えるものと思われる。

同様に $(D_{max}+h)/h$ の値についても水制の高さが関係し、高さが低くなればこの値はやはり減少すると考えられるが、大体の値は $(D+h)/h=1.8$ として求めてもさしつかえないと思われる。

(f) 洗掘幅

次に水制先端での洗掘幅について調べてみる。まず 402-A-50 通水時間 3 時間の結果について、元の河床から 1 cm

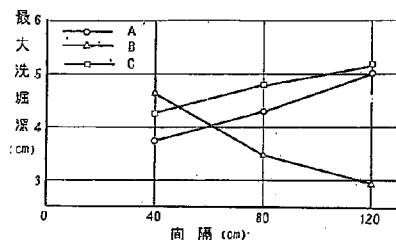


図-4・41

以上掘れた部分の水制にそった長さを求めてみると、図-4・44 に示すようになる。すなわち、上流の水制 No. 0, 1 では、上流側は全面的に掘られ、No. 2, 3 では 1 cm 以上の洗掘は見られない。下流側の面は、図中に破線で示すが、上流側はどの洗掘はうけない。1 cm 以上の洗掘をうけた水制先端の洗掘幅を水制の上流面にそった洗掘幅に加えたものを図中に (C) 線として示す。これによるとほぼ一定の値を示すところの水制 No. 8 から下流についての水制下流面の平均洗掘幅は 4.5 cm で、上流面の平均洗掘幅 15.1 cm の約 1/3 である。

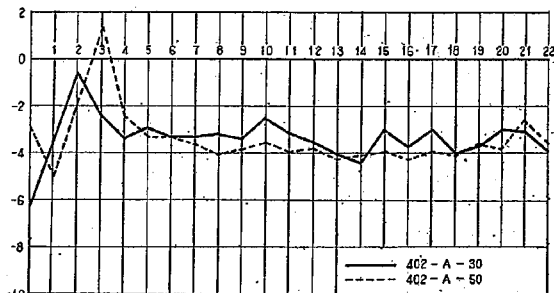


図-4・42

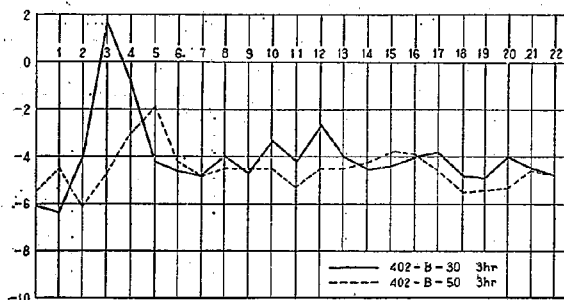


図-4.43

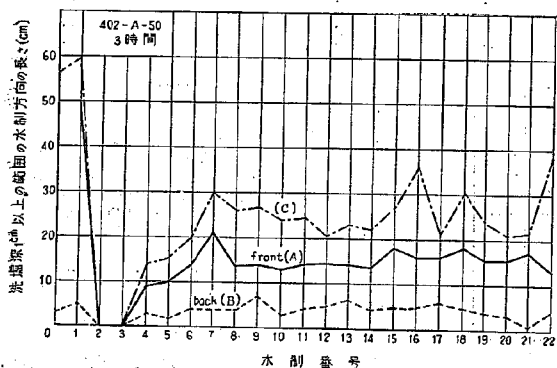


図-4.44

(g) 洗掘機構の説明

一般に水制はまず先端の根固めの部分が洗掘され、先端が沈下して水制自体の破壊を招くことが多い。したがって水制先端部の保護すべき範囲を定めることは非常に重要である。水制にそった洗掘状況の一例として802-B-50の3時間通水後の洗掘状況を図-4.28(1-12)～図-4.34に示す。各洗掘図について共通な点は、まず水制後面の洗掘に比べて前面の洗掘が大きく、水制前面の洗掘についてはほとんどすべての水制について洗掘をうけ堆積は見られない。そして最大洗掘は、水制の先端に生ずるのではなくて少し側壁よりの位置に生ずる。802-B-50の場合には、No. 0からNo. 3までの水制についてはこの位置は側壁より30～40 cmの付近にあり、それより下流の水制ではほぼ45 cmの位置に生ずる。また後面の洗掘については水制の根本から40 cmまでは堆積を生じ洗掘を生ずるのは先端部の約10 cmの部分である。水制設置位置の変化による洗掘堆積状況の変化はあまり明らかではない。

水制先端での洗掘機構を調べてみると、上から来た水は水制に当たってその一部は水制を越えて下流に流

れ、その他は水制にそって下降し河床に達して上流方向へ向う渦を生じ、河床の砂を上流方向に捲き上げる。浮遊した砂は水制に沿う流心部に向う流れと水制を越える2つの流れに運搬され、流心部に向う砂は水制先端から下流に押し流される。この砂を捲き上げる渦は、その規模や位置などがたえず変化し、したがって掃流砂量は定常的ではない。かくして水制先端では流れの集中のために深い洗掘を生ずるが、それから流心部に向っては掃流力が減少し水深が浅くなり、この斜面を転落する砂は水制先端をまわって流れる上向きの流れに押し流され、上流側から運ばれてくる砂と下流に運ばれる砂の量が釣り合うような斜面を形成する。実験値によればこの斜面の角度は砂の水中安息角よりもゆるい値を与える。

次に水制間隔および水制角度が水制先端の洗掘深におよぼす影響を洗掘機構の面から検討してみる。一般に水制間隔が大きくなれば流れに対する抵抗が減り、水制領域の流速の減少の仕方が少なくなる。この減少の仕方は、水制間隔や高さ、水制の構造などによって変化し、その計算方法はすでに第3

章においてのべたが、その場合水制の角度はあまり大きな影響は認められなかった。しかし洗掘の場合には水制角度によって流れの集中度が変化するために局部洗掘におよぼす影響は大きいと思われる。表-4.7に示す D_{mean} は、水制領域上において流速がかなり減速されこの領域で流速がほぼ一定と見なしうる区間についての水制先端の洗掘深を平均したものであるが、まず水制角度が直角および下向きの場合に間隔のおよぼす影響について考えて見る。間隔のせまい場合には広い場合よりも抵抗が大きく流速は小さくなる。また流速一定の領域内においても水制領域と流心部との間に水の交換は存在する。つまり、水制先端での洗掘機構について、前に説明したように水制に衝突する水の一部は水制を越え、また一部は水制にそって流心部に流れる。そして、この水は水制先端をまわって再び水制領域上にもどる。したがって水制工の流速が大きければ、この水量も大きくなり洗掘深も大きくなると考えられる。図-4.40において水制角度が直角(A)および下向き(C)に対する曲線が間隔が増加するにつれて増加しているのはこのためと思われる。

次に水制角度が上流向きの場合には、同図に(B)曲線で示すが、これは間隔の大きくなるにしたがって先端部の洗掘深が減少している。角度が上流向きの場合には、水制に当たった水の一部は水制に沿って側壁の方に流れ、水制先端部の流れの集中度は、直角および下流向きの場合に比べて小さくなる。水制先端から剥離した流れは彎曲して再び水制域内に入り込んでくるが、その彎曲の仕方は流速の大きいほど小さい。流速のほぼ一定とみなされる区間での水制先端に集中する水量は、この彎曲して入りこんでくる水量にほぼ等しいと考えられるが、間隔が40 cmの場合には、流れの彎曲度が80 cmの場合よりも大きいために、この水量が多いと思われる。したがって水制が上流に向いている場合には間隔の大きくなるほど水制先端での洗掘深が減少するのであろう。

(ii) 水制間の洗掘、堆積について

前節には、水制先端部の洗掘状況を調べたが次に水制間の洗掘堆積についてのべる。

水制間の洗掘堆積状況を調べるために、水制間の等高線を描いた、それぞれの実験結果を 図-4・45 (1~13) に示す。等高線間隔は、0.5 cm とし元の河床を0として、 ± 1.0 cm、 ± 0.5 cm および0 cmの5本とした。水制先端部では1.0 cm以上掘れているがこ

れは、水制先端部の洗掘深を測定してあるから、それによって洗掘量を求めることとした。等高線図によると、先端部の洗掘と同様に遷移区間とそれに続く、一般区間とに分けることができる。一般的傾向としては、始めの数区間は洗掘され、次の数区間では堆積を生じ、水制の上にまで堆積を生ずることもある。それ以後は次第に平均化されほぼ一定した等高線図の形を示す。一般に水制領域と、流心部との境に堆積あるいは洗掘の生ずる傾向があり、側壁に近い方の土砂の移動は少ない。水制間の土砂の移動を知るために等高線図から元の河床からの堆積量、あるいは、洗掘量を各水制間について平均したものを 図-4・46 (1~9) に示す。

(a) 角度の影響

これらの図で非常にいちじるしいことは、水制角度の影響であり、水制角度が直角、および下流向きの場合には、遷移区間の始めは河床の低下がはなはだしく、それがしだいに減少して次の数区間は河床上昇を示す。それから再び河床が低下するが、それ以後は、あまり大きな変化はなく、ほぼ平均した低下状態を示す。これらのうちのあるものは、遷移区間での堆積量が少なく、河床上昇にまで至らないものもあるが、大体的傾向は同様である。これに反し、水制角度が上流

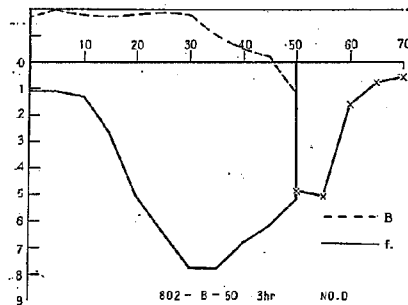


図-4・45 (1)

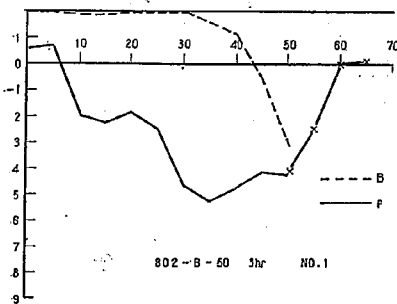


図-4・45 (2)

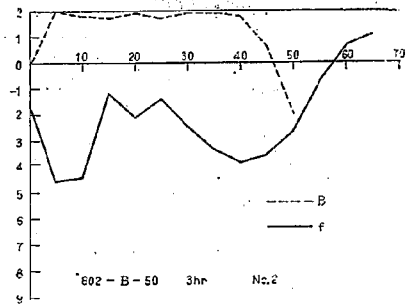


図-4・45 (3)

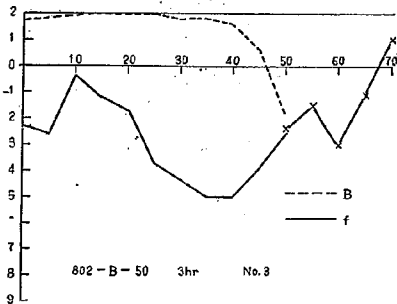


図-4・45 (4)

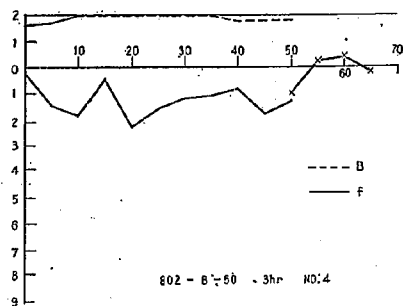


図-4.45 (5)

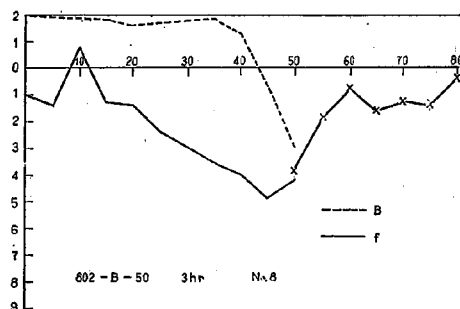


図-4.45 (9)

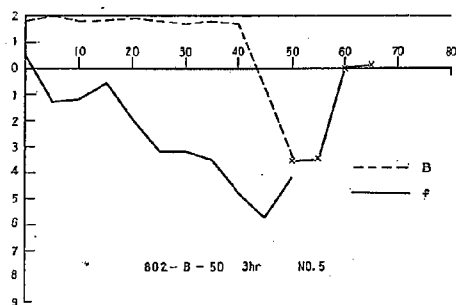


図-4.45 (6)

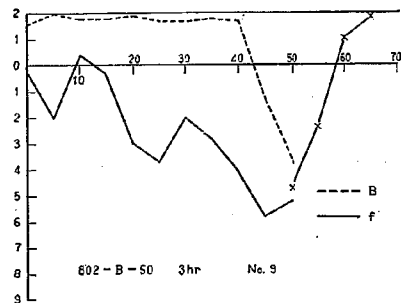


図-4.45 (10)

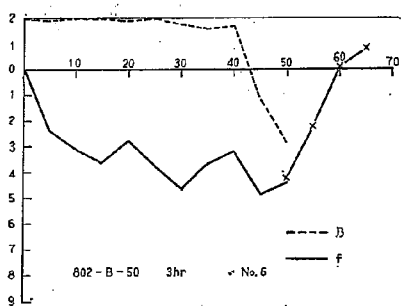


図-4.45 (7)

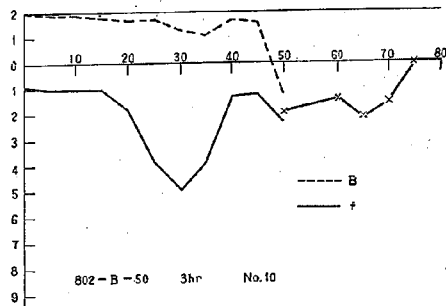


図-4.45 (11)

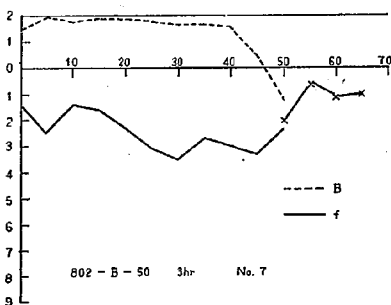


図-4.45 (8)

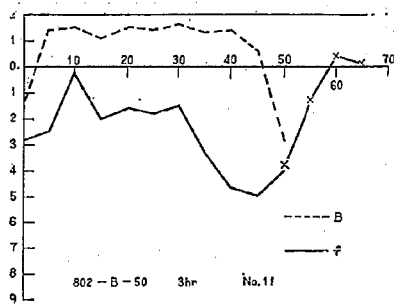


図-4.45 (12)

図-4.46 (1)

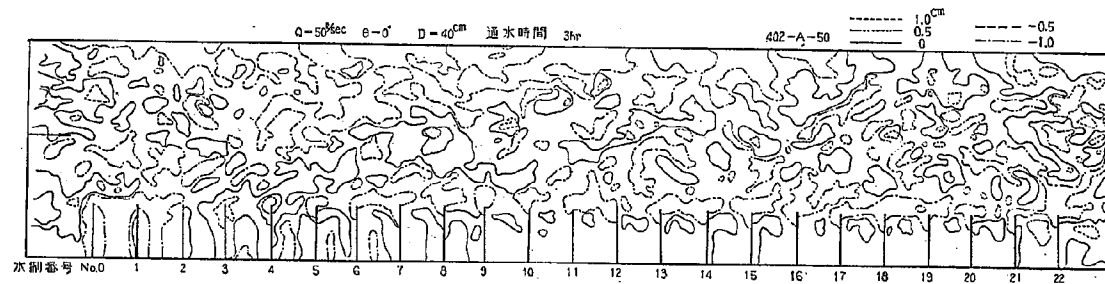


図-4.45 (2)

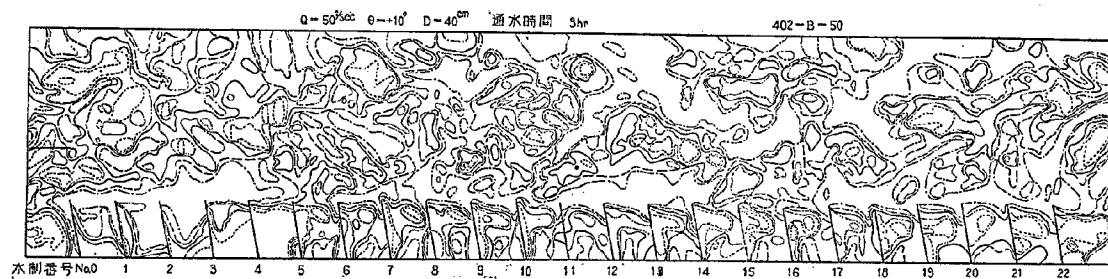


図-4.46 (3)

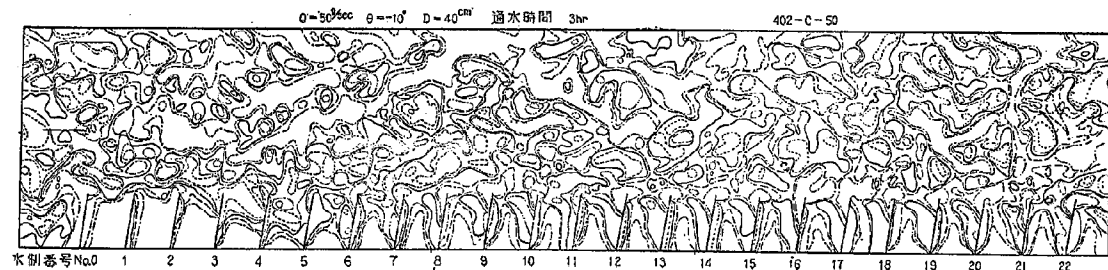


図-4.46 (4)

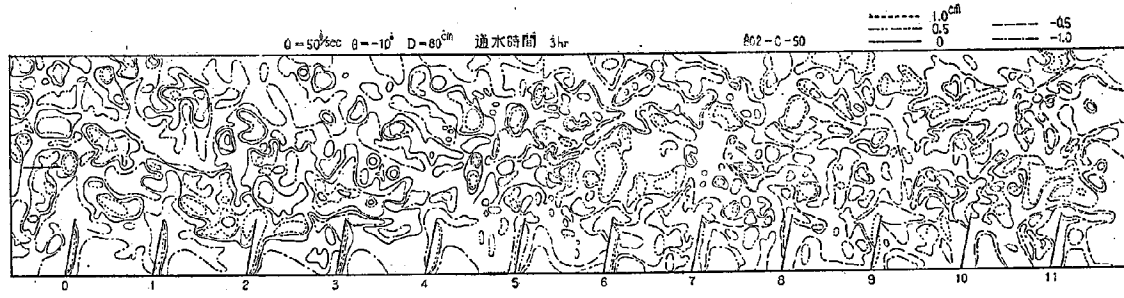


図-4.46 (5)

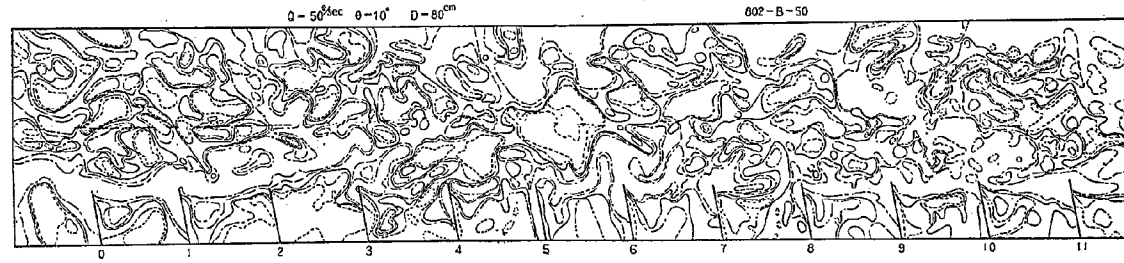


図-4.46 (6)

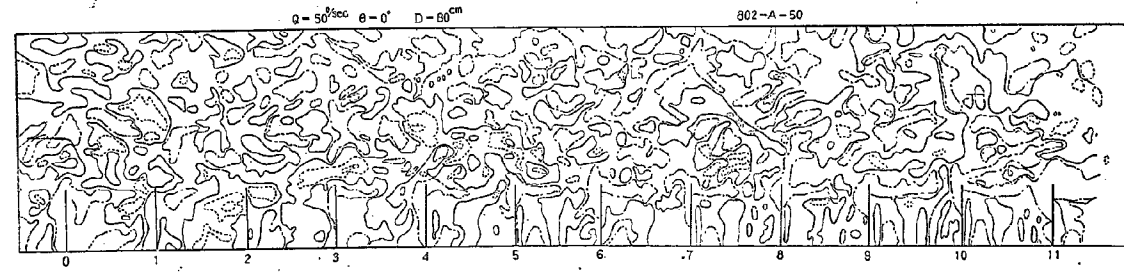


図-4.46 (7)

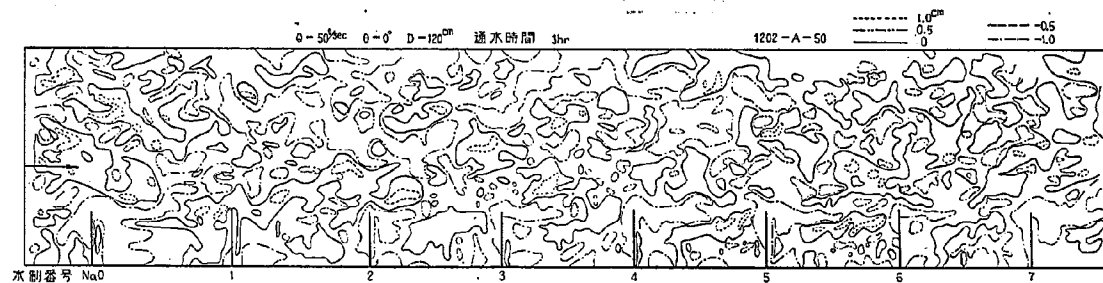


図-4.46 (8)

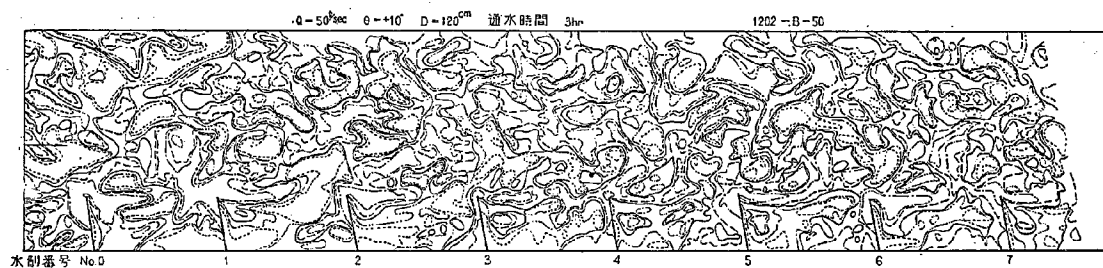
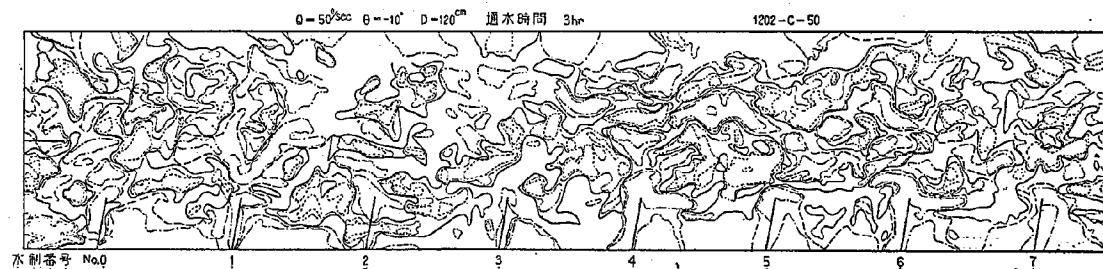
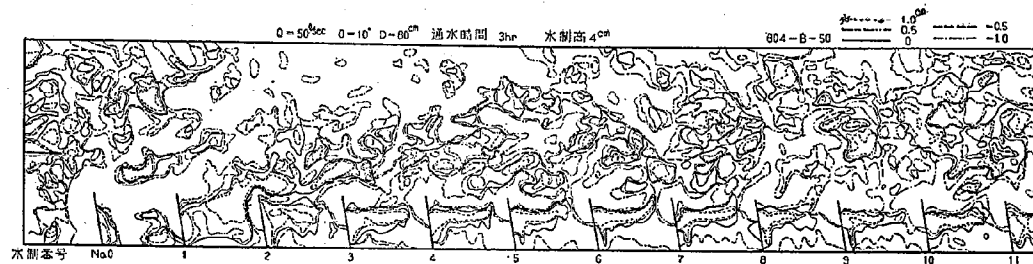


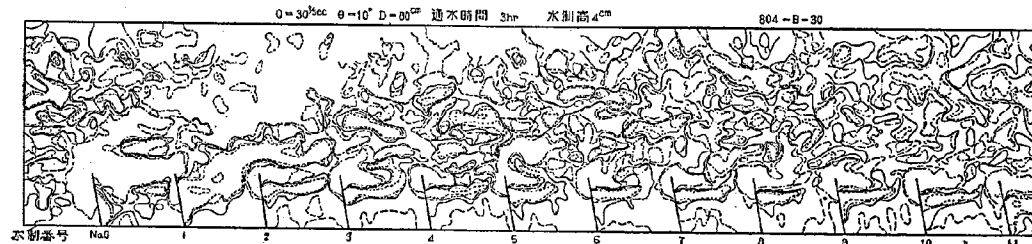
図-4.46 (9)



图—4·46 (10)



图—4·46 (11)



图—4·46 (12)

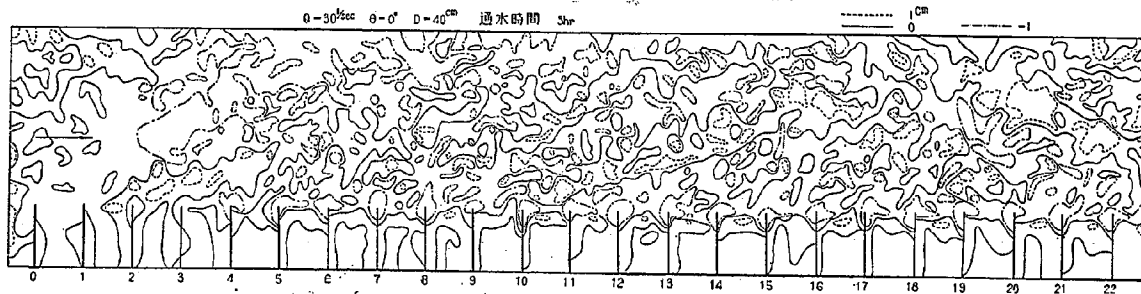


図-4.46 (13)

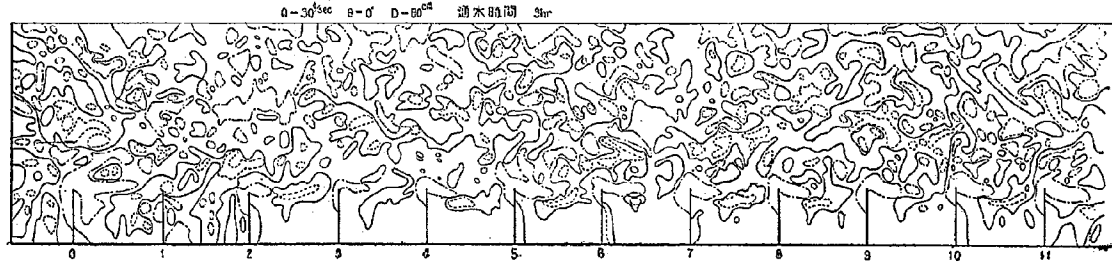
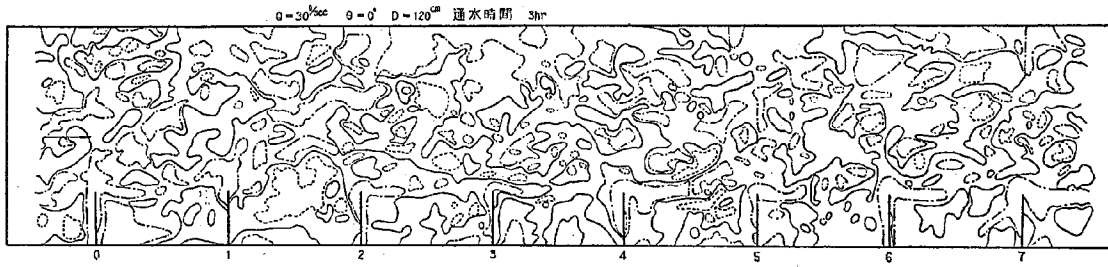


図-4.46 (14)



向きの場合には最初の区間においても河床低下は非常に少なく、水制領域の始端から約 1.6m の付近から河床は上昇を示し、その上昇高はほぼ 1cm に達する、それから以後次第に上昇高は減少し、約 4~6cm の付近において河床低下に転ずる。間隔が 40cm の場合の、ほぼ一様区間と思われる水制 No. 9 から No. 22 までの変化量を平均すると、

$$\begin{array}{ccc} 402-A-50 & 402-B-50 & 402-C-50 \\ -0.410 \text{ cm} & +0.005 \text{ cm} & -0.267 \text{ cm} \end{array}$$

のごとくなり、上流向きの場合にはほとんど変化がなく、直角の場合、最も河床低下がはなはだしい。

水制に当たった水はこれにそった流れと、これを越える流れの二つになることはすでにのべたが、水制にそって流れる水は河床に近い部分の水であり、これに含まれる掃流土砂量は水制を越える流れに含まれる土砂量よりも多い。したがって水制角度が上流向きの場合には上流からの流砂は水制を越えるときに側壁のように押し流され、図—4・46(2)に示されるように、流速の次第に減少する水制 No. 4~No. 15 の付近において堆積を示していると思われる。逆に水制角度が下流向きの場合には、河床付近の砂は水制にそって流心部に流れ出す傾向をもち、側壁側の河床低下が大きくなる。図—4・45(3)を見れば水制間に側壁を底辺とする三角形の洗掘部が見られ、上述した砂の動き方による結果と思われる。水制角度が直角の場合には、402-A-50, 802-A-50, 1202-A-50 のいずれの場合にも河床低下となっており、その値は水制角度下流向き(C)の場合とほぼ同じか、いくぶん小さくなっている。

これは直角の場合には、側壁の影響で、水制に当たった水が下流向きの場合と同じように流れるために水制領域の砂が流出したものである。間隔が 40cm の場合には、

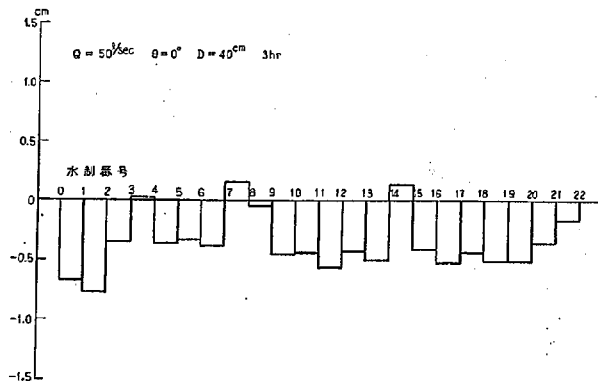
水制角度が下流向きの場合よりも直角の方が河床低下が大きくなっているが、これは等高線図を製作する場合に、402-A-50 のときは 1cm 間隔にしたためと、水制先端部の洗掘の仕方が 402-A-50 の場合は、402-C-50 の場合よりも区域が広く、かつ水制領域の境界線にそって長く伸びているためにこれが計算に含まれたためと思われる。

(b) 間隔の影響

間隔が広くなるにつれて一般に河床の低下あるいは上昇量は少なくなる。このことは水制間の砂の動きが主に水制の周囲にいちじるしく、図—4・46(1)~図—4・46(5)に示されるような水制間の平均的な変動量は当然間隔の広がるほど減少する。水制角度が上流向きの場合の最大堆積高および直角の場合の最大洗掘深をそれぞれの間隔についてプロットしたのが図—4・47 であるが、いずれも間隔の大きくなるほど変動量の減少しているのがわかる。この堆積高と洗掘深を水制間での全変動量としてあらわせば図—4・48 のようになるが最大堆積量は、間隔が 80cm の場合に最大となり、洗掘量については間隔の大きくなるにつれて増大する。このことから堆積の場合には、総堆積量はほぼ一定であって間隔の影響はあまりうけないが、洗掘の場合には間隔の広がるにつれていくぶん増大し、一定値を与えないと云えよう。しかし、その増加は間隔に比例するほど大きくはない。

(c) 高さの影響

水制の高さの影響を調べるために水制角度が上流向きの間隔 80cm の場合に高さが 2cm と 4cm のものを比較したのが、図—4・49 である。同図で最もいちじるしい点は、高さが 4cm の場合に全体的に水制間の河床が低下していることで、堆積を生じた区間も一区間となり、その高さは 0.9cm から 0.3cm 低下して



図—4・47(1)

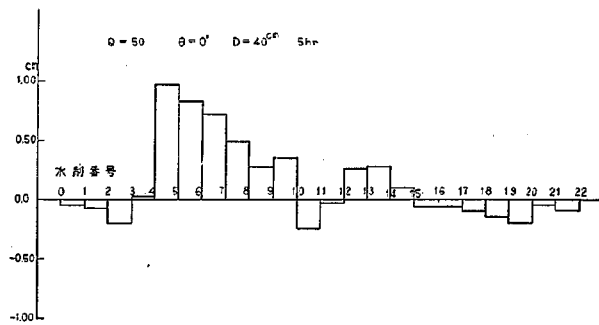


図-4・47 (2)

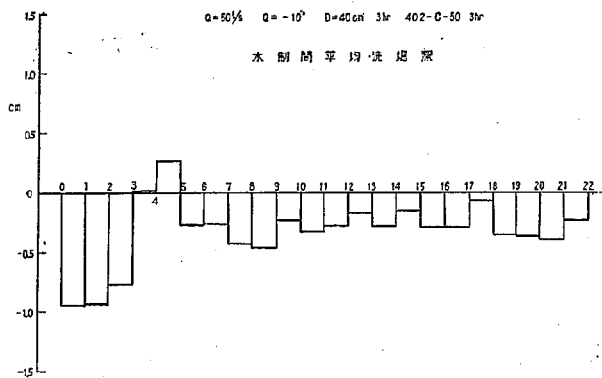


図-4・47 (3)

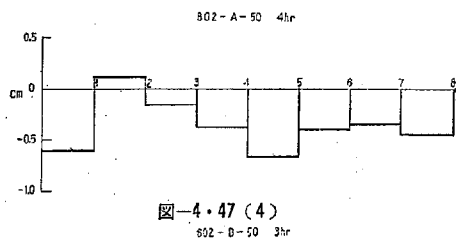


図-4・47 (4)

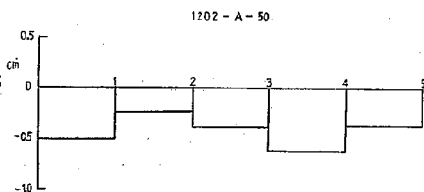


図-4・47 (7)

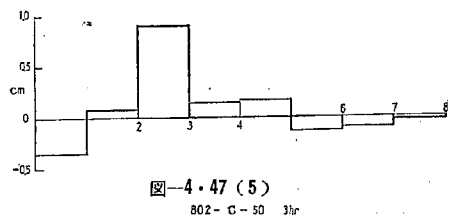


図-4・47 (5)

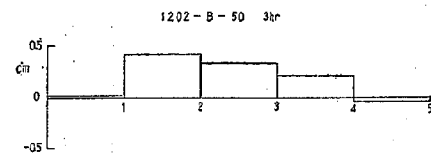


図-4・47 (8)

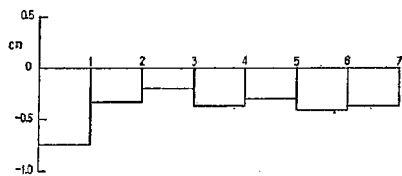


図-4・47 (6)

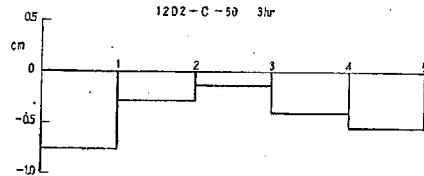


図-4・47 (9)

いる。図-4・45(5)と図-4・45(9)とを比較してみると、これは水制が高くなくなったことによって水制前面の渦が大きくなり、洗掘の増したとともに水制を越えた流れの剥離層の長さが大きくなり、高さ2 cm のものでは側壁より堆積のみられたものが、4 cm のものでは逆に河床低下を生じていることが大きな原因と考えられる。このことから、一般的水制の高さを高くすると流速の減少は効果があるが、水制前面の洗掘を増大し、水制領域の河床全体も低下して堤防および構造物自体の維持も困難を増す。

(d) 流量の影響

流量の影響を調べるために水制角度が直角の場合の流量が50 l/secと30 l/secとを比較したのが図-4・50～図-4・51である。これらの図で共通していることは、まず、30 l/secの場合に最初の区間の洗掘深が50 l/secに比べてかなり小さくなり、他の区間の洗掘深とあまり差がみられないことである。これは流量が小さくなったために流速が減少し、掘流能力が落ちるために土砂の堆積が早く生ずるためと思われる。

また30 l/secの場合にはほとんど堆積が見られないが、これは上流から運ばれる土砂量が少ないために、同一面積に堆砂した場合、その堆砂高が低くなることによる。河床の低下量については流量が減少してもあまり大きな差は見られないが多少少くなる傾向にある。流量が少なくなれば洗掘量も堆積もともに減少するので、図-4・50に示されるような平均的な河床状態はあまり変化しないものと考えられる。

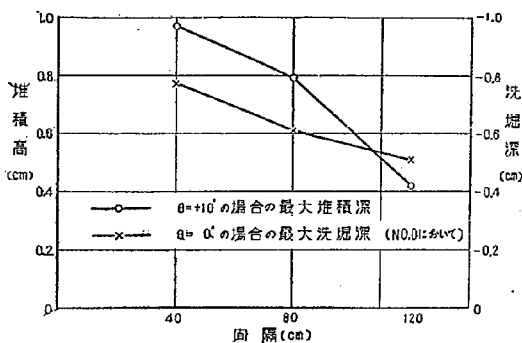


図-4・48

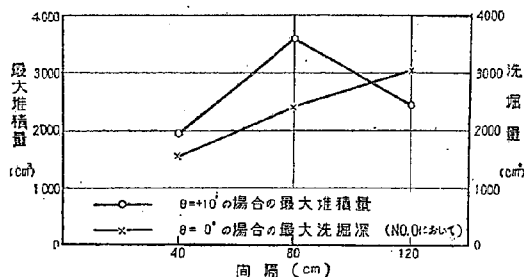


図-4・49

5. 結論

[1] 実験に対する結論

(1) 水制群における遷移領域に関する実験
遷移領域における水制の実験の結果明らかにされた点は次のごとくである。

(i) 水制効果の遷移領域内の流速減少に関する理論において仮定した横断方向に水位が一定という仮定は、実験によってほぼ満足することが確かめられた。

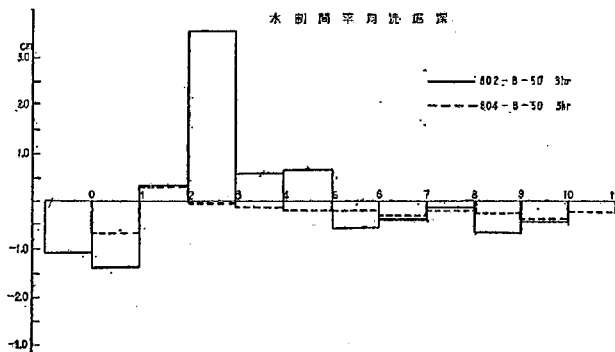


図-4・50

水制間平均洗滌率

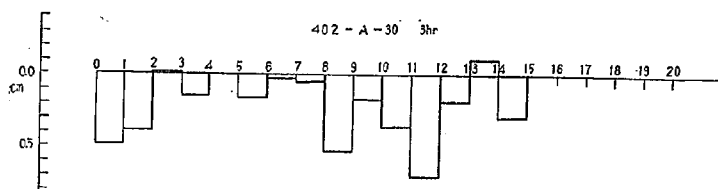


図-4・51 (1)

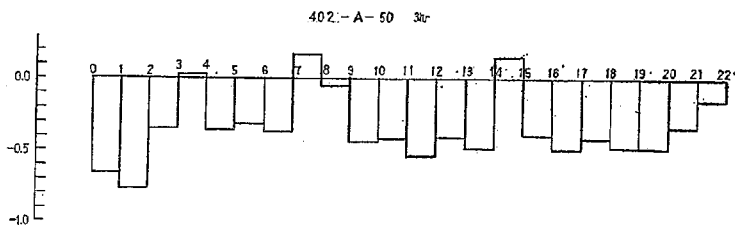


図-4・51 (2)

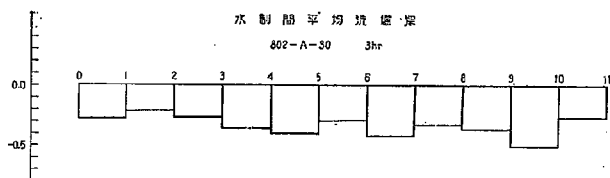


図-4・51 (3)

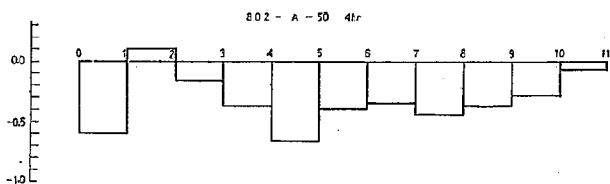


図-4・51 (4)

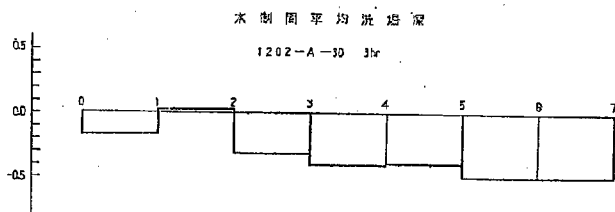


図-4・51 (5)

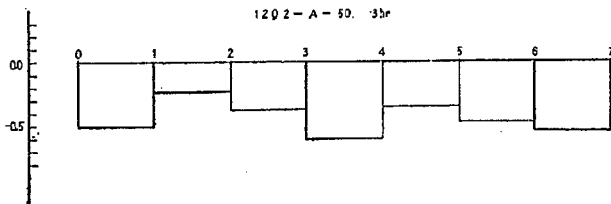


図-4・51 (6)

(ii) 水制の抵抗による流速減少の様子は、 Q_2/Q の曲線によって表わされ、水制角度の影響はあまり大きくないが、上流に傾けた方が流速の減少の仕方がいくぶん早い。

(iii) 流量がそれぞれ、30 l/sec, 40 l/sec, および 50 l/sec の場合について計算を行なったところ、流速の減少の仕方は大体実測値と一致している。

(iv) 水制領域の粗度をいろいろ変化させて、流速の減少する仕方を調べた。その結果、粗度が大きく抵抗が大きいくほど早く流速を減少せしめることがわかった。

(v) 水制粗度の大きいほど、多量の水が水制域より域外に流出することになり、水制群上流の水制は洗掘がなほだしいことになる。この計算を行なうことによって、はなはだしい洗掘を生ぜしめないような水制高のきめ方や、水制配置の方法を求めることも可能となる。

(2) 水制の流速減少効果に関する実験

機型水制および円柱型水制の流速減少効果に関する実験の結果、明らかにされた諸点を列挙すれば次のとおりである。

機型水制

(i) 水制として機型式のものが用いられる場合には、水深に比して水制高が低い場合が多い。平水時、水深に比して水制高が高くなっている場合でも、洪水時には水制高が水深よりも低い場合となるので、この範囲の抵抗を明らかにすることは水制を考える場合には重要な問題となる。この場合の抵抗値は水深を測るときに河床としてとる位置により大きく変化するか、河床としてとる位置に特に留意しなければならぬ。

(ii) 河床としてとる位置とそれによって計算した k_1 の値との (相当粗度) 関係は次のとおりである。

(a) 河床としてとる位置により k_1 は大きく変化し、河床を下にとるほど k_1 は大きくなる。

(b) 河床として水制の天端をとった場合には水深の変化に応じて k_1 は変化する。

(c) 河床として水制高の中央、下側とした場合にはいずれも水深による k_1 の変化は小さい。

(iii) 一連の水制の水流に対する抵抗を粗度として考えると、その相当粗度と水制の高さの比 (k_1/h_1) は水制の高さと間隔との比 (C/h_1) によりほぼ一義的に決まるが、これらの関係は河床のとり方により、次のように多少変化する。

(a) 水制の天端を河床にとると、 k_1/h_1 と C/h_1 との関係は水制の高さにより変化し、水制が高いほど、同一の C/h_1 に対して、 k_1/h_1 が大きくなる。

(b) 水制の下端を河床とした場合には (a) の関係とは逆に水制の高さが低い場合ほど k_1/h_1 は大きい。ただし、この場合の k_1/h_1 の変化は (a) に比べてかなり小さい。

(c) 水制の高さの中央を河床とした場合は、 k_1/h_1 と C/h_1 との関係は水制の高さに無関係にほぼ一本の曲線により表わされる。この関係は浅高の低い Johnson の相当粗度に関する実験結果とほぼ一致する。この関係によれば、 C/h_1 が 10 付近において k_1/h_1 は最大となることがわかる。また河床として水制高の中央をとるべきであることがわかる。

(d) 水制天端幅が小さい場合 (c/h_1 が 1 程度より小さい場合) には c/h_1 の代りに水制の中心間隔と高さの比 D/h_1 を用いても 図-4・23 の関係はほとんど変わらない。

図-4・23 の関係を用いて、水制の形状および配置が与えられると、流速を算定し得る。

円柱型水制

(i) 円柱型水制の相当粗度

円柱型の場合には円柱が水中にもぐった場合と、水面上に出ている場合とでは相当粗度がかなり異なる。後者については水深が増加するにつれて k_1 は加速度的に増加し、相当粗度の考え方が不適当である。前者については、円柱の配置や、もぐり水深などにより、 k_1 は変化するが、実験の結果次のようなことが知られた。円柱が水中にもぐった場合において

(a) 相当粗度と水制の高さとの比はもぐり水深の小さい範囲では水深が増加するにつれて減少するが、もぐり水深がある程度大きくなると水深に無関係に一定値になる。

(b) 相当粗度が一定値になるもぐり水深は水制の間

隔によって変化する。水制の間隔が広くなるにつれて早く一定になる。実験範囲（河川において実際に施工されている範囲を考へて定めた）内では相当粗度が一定値となったときこの値は $h_n/h_0 = 3$ 程度である。

(c) 水制間隔が水制高の2倍程度では整列と千鳥の差が現われ、千鳥の場合の相当粗度が同じ間隔の整列の場合よりも多少大きい。しかし間隔が水制高の5倍程度になれば整列と千鳥の差はほとんどない。これは孤立粗度になることを示している。

(d) 縦、横いずれも間隔が狭くなるにつれて相当粗度は大きくなる。縦方向の間隔の同じ様型水制の場合と比較して、横方向の間隔と k_s の関係を示すと図—4・31のとおりである。

(ii) 円柱が水面上に出た場合については抗力係数の考え方が実際によく適合することが実験的に知られた。

実験範囲内（円柱の中心間隔が直径の5倍以上）では、抗力係数の実測値は円柱1個に対する抗力係数とよく一致する。このことは水制相互間の干渉は比較的少なく、1本1本の水制の抗力を加算して水制群の抗力を求め得ることを示している。これにより水制の配置、形状が与えられた場合流速を算定することができる。

(iii) 円柱が水中にもぐった場合については、水制の高さまでの平均流速を用いて抗力係数を求めれば、図—4・32に示すように、もぐり水深がある程形大きくなると、抗力係数はほぼ一定値となり、抗力係数の考え方が適用される。すなわち図—4・32の関係により平均流速を算定し得る。

(iv) 図—4・32の関係により、流速を算定するには次のようにする。(4・7)式において v_m を仮定して、 k_s を求め、この k_s を用いて(4・6)式から $v_{b,m}$ を求める。さらに図—4・32より C_b を求め、(4・5)式より $v_{b,m}$ を求める。さきに仮定した v_m から求めた $v_{b,m}$ と一致しないときは、 v_m の仮定を変え、両者が一致するまで計算を行なう。両者が一致したときの v_m が求める平均流速である。

(3) 水制のまわりの洗掘、堆積に関する実験

移動河床における水制のまわりの洗掘および堆積に関する実験の結果、明らかにされた点をあげれば次のごとくである。

水制先端部の洗掘

(i) 水制群の上流端においては、水制高が高くなれば水制先端部の洗掘深は増大する。

(ii) 水制群の上流端附近より下流の一樣区間においても同じく水制高が高くなるほど洗掘深は増大するが、増加率は水制先端部の場合より少ない。

(iii) 水制群の上流端の水制の先端部の洗掘は水制間

隔の影響はあまり受けない。

(iv) 水制群の平均先端洗掘深は間隔が大きくなるほど増大するが、上向き水制の場合には逆に減少する。

(v) 上流端水制の先端の最大洗掘深は水制角度によってあまり影響をうけないが、上向き水制の場合が一般に少ない。

(vi) 上流端水制の先端の最大洗掘深は流量が増すほど減少する傾向がある。

(vii) 一樣区間については、流量が多いほど洗掘深が大きくなる。

(viii) 最上流端水制の先端最大洗掘深は $(D_s + h)/h = 1.8$ として求めることができる。

(ix) 洗掘機構を考察して、以上の性質の説明を水理学的に行なうことができた。

水制間の洗掘、堆積

(i) 水制角度が直角および下向の場合、遷移区間の始めは河床低下がいちじるしく、それが次第に減少して次の区間は河床上昇し、それから再び河床は低下するが、それ以後はあまり大きな変化はなく、ほぼ平衡する。これに反し、上向き水制の場合は、最初の区間においても河床低下は非常に少く、二番目の区間ではいちじるしい堆積を示し、以後その量は次第に減少する。

(ii) 水制間の河床変動に対しては、間隔の影響はあまり大きくない。

(iii) 水制の高さを高くすると流速の減少には効果があるが、水制前面の洗掘を増大し、水制間の河床低下が大きくなる。

(iv) 流量が少なくなると、最初の区間の洗掘量は減少し他の区間の洗掘深とあまり差がなくなる。また、30 l/sec の場合には、水制間にはほとんど堆積を生じない。河床の低下量は、流量の大小によってあまり大きな変化はみられない。

以上の実験によって、水制先端部の洗掘ならびに水制間の河床変動について、水制が上流向きの場合に最もよい結果を示すことが明らかにされ、従来経験的にいわれていた水制を上流に向けて設置することの妥当性を裏付ける結果となった。

[2] 水制設計に当たって考慮すべき事項

元来水制の工法は水理学的の根拠もなく、単に多くの経験と工夫によって発達してきたものであって、現代においても、それを踏襲しているわけである。著者の水制の基本的機能に関する実験の結果、これらを検討するにさすかに数多くの先人の苦心の集積だけあって、特に改正すべき点もないように思える。しかし水制の水理学的機能に対する明確な理解を欠くために、考え方に曖昧な点、設計にあたって、さらに深く考慮を要する点についてのべてみる。

(i) 水制群の遷移領域に対する考え方

減速を目的とする水制は、単独でなく一群によって総合的に効果を発揮するもので、所期の減速効果を示す区間と水制群の最上流端との間に流速の遷移区間は当然考えられるものである。従来もこれは水制群の上流部分は特に水衝りが強いので、それに対する対策を考えねばならぬという表現で一応認識はされている。しかし実際施工される場合特にそれに対する工夫のされているものは皆無に近い。著者の実験によって、この領域の水理学的性質が明らかになった。この領域においては、水制域内の流量の水制域外への流出が甚しく、減速効果の完全に見られない区間であって、この区間のみを考えれば、これは水制である。減速よりも水制を目的とするならば、この機能を特に発露するように、その構造を堅固なものとし不透過性を与えるように考慮すれば良いわけである。

この遷移領域に起こる現象としては、流速が大きいく、水制域から域外への流量の流出による洗掘がはなはだしいことである。よってこの領域に対する措置としては、この実験の結果を利用して、水制の高さ、間隔を加減し、要すれば沈床工を施して洗掘に対処するように工夫すべきである。

(ii) 水制と減速水制

いわゆる水制には、水制を目的とするものと、減速を目的とするものとする。水制の計画にあたっては、両者の区別を明確に理解し、それぞれに適した工法を理論的に工夫しなければならない。

(iii) 水制設計にあたって基準とすべき水深について
実験の結果によれば、水制の効果ははなはだしく水深によって左右される。したがって水制の設計にあたっては、その水制が最も有効に働くことを期待する水位を決定してかからなければならない。従来の設計ではまったくこの考慮が欠けている。この水位はその河川の計画洪水位でもよいが、必ずしもそれに限らない。むしろその河川の性質または統計的資料を検討して、最も災害の起りやすい水位、河川工作物に災害を起させやすい連続水位などを勘案して定めるのが好ましい。

(iv) 水制の高さと間隔

実験の結果によれば根固水制のごとき一連の水制群の減速効果は、粗粒度としての相当粗度の考えで処理できる。すなわち水制群の効果はその高さと同隔と相関によってきまる。

水制の高さ h_s 、間隔 C 、相当粗度 k_s とすれば、 C/h_s が 10 くらいの値の時に k_s/h_s が最大となる。すなわち一連の水制群として最も高い減速効果を見出す。従来は水制の間隔は水制長の 2~3 倍というのが多いが、このことは実験の結果からは減速効果にはな

ら意味はない。水制の間隔は水制の高さから定まってくる。ここに水制の高さ 1.5 m 水制長 20 m くらいものを想定すると、間隔 15 m くらいが最も有効ということになって、従来の考え方からするといちじるしく狭い感じである。この際この 15 m という間隔は、これ以上間隔を狭くしても無駄でかえって減速効果は少なくなることを意味し、設計者は経済的の考慮も加えて 15 m 以上適当な間隔に決めることができる。しかしその結果流速減少の効果は多少犠牲にしていることを理解しなければならない。そしてこの場合減速効果不十分のために、水制間の洗掘防止のために沈床工等を必要とするに至ることも併わせて経済的の検討しなければならない。

(v) 水制の高さ

従来水制の高さを定めるのに一定の標準のごときものは無いようである。根固水制、低水路固定のための水制では、多くその高さは低水位から 0.6 m~0.9 m くらいというのが多いがこれは別に意味はないようだ。ただ従来は杭工は木材を使用したため、このくらいの高さが一番腐朽し難いという点から出たと解される。

水制の周辺の洗掘を激増させないためには、水制はなるべく低くした方がよい。低くしても前述の間隔との相関を保つならば、必要な減速効果は得られる。棧型水制では低く、間隔をそれだけ狭く考える方が有効である。

柱状型水制では、計画の水位より水制高を高くすることは意味がない。この場合水位が次第に増して水制を没するまでの間は、それに比例して効果は増して行く、なお、水位が水制高より高くなるにしたがって効果の増加もつづいていくので、その効果を利用するよう考えるのがよい。実験では計画水位の何%の水制高が最も有効かということは明らかにし得なかったが、いたずらに水制の高さを増すより、その数を増した方がはなはだしく効果的である。

(vi) 水制の土砂堆積の効果について

実験の結果によれば水制自体としては、水制域外から水制域内へ土砂を誘致する機能はない。むしろ水制域内およびその周辺に洗掘の現象を起こすものである。ただ水流によって流送され、または浮遊する土砂の多い場合は、その流速減少の効果の結果として、水制域に土砂の堆積を生ずる。なんでも水制を設置すれば、その水制域に土砂の堆積を誘致し得ると考えることは誤で、水制は逆に洗掘を増大する傾向にあるものである。

(vii) 水制の角度

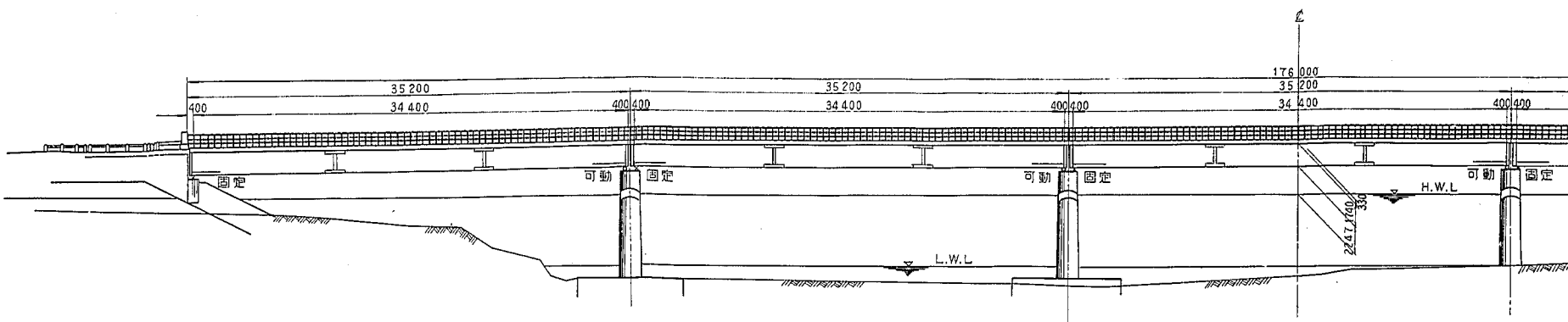
水制は上流に向かって 15° 程度傾むけて設置せよとは先人の教である。実験の結果では水理学的には上向水制がはなはだしく有効であるという結果は認められな

かったが、洗掘の少ない点では上向水制は直角または下向水制に比していちじるしい相異を示し、有利なことが判明した。上向の角度は実験では 10° であった。

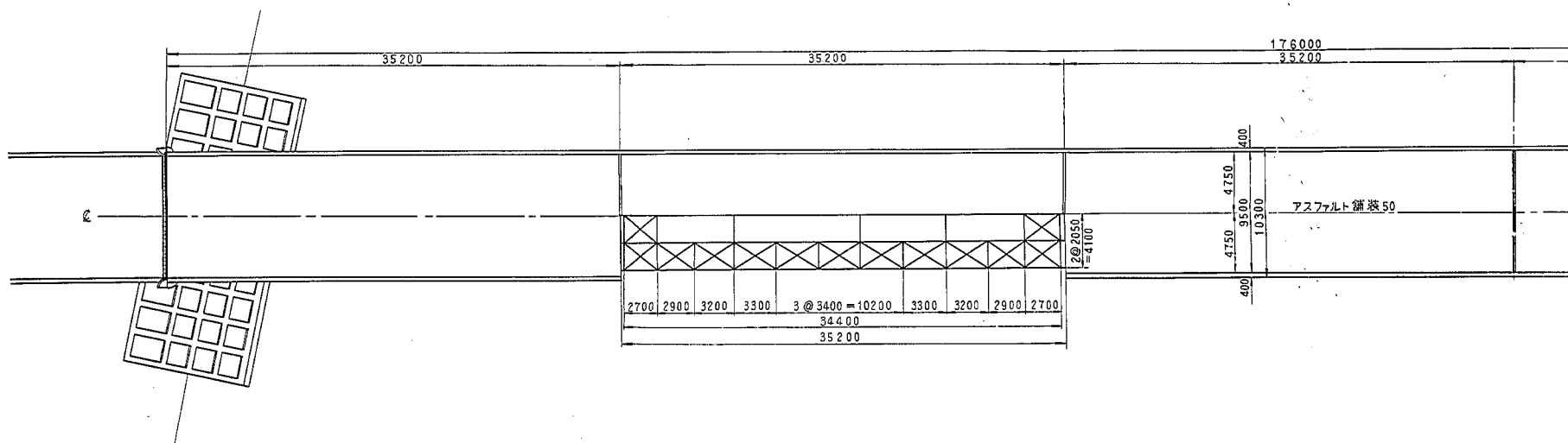
参考文献

- 1) 山本三郎編：河川工学，朝倉書房
- 2) 真田秀吉：河川水流の制御について，水利と土木，Vol. 3 No. 3, 4, 5, 昭5-3, 4, 5
- 3) Winkel : Die Buhnenwirkung, Bautechnik H. 27, 1928.
- 4) 富永正義：利根川下流部に於ける土砂堆積と水理の特異性，土木学会誌 昭14-12
- 5) 山下栄：遶過水制考，附杭頭的重要性，土木15号，昭8-8，P. 45
- 6) 高野宗久：利根川上流部（前橋付近）における護岸水制の特異性について，河川 昭28-4，P. 9~21
- 7) 村田徳次：杭打水制による流速の変化について，近畿地方建設局技術研究論文集，昭33-10，P. 9
- 8) Blench. T. : Regime behaviour of canals and rivers, Butterworths Scientific Publications, 1957. London.
- 9) Andru, P. : Scour at obstructions in non-cohesive beds, Thesis for M. Sc. University of Alberta, 1956
- 10) Ahmad, M. : Experiments on design and behavior of spur dikes, Proceedings of International Association of Hydraulic Research, 1953. P. 145
- 11) Ahmad, M. : Spacing and projection of spurs for bank protection, Civil Engineering, London. March and April, 1951
- 12) Khosla, A. N. : Design of weir on permeable foundations, Central Board of Irrigation, India, Publication No. 12. 1936
- 13) W. E. S. : Model studies of dire location, U. S. W. E. S. Paper No. 11. 1933
- 14) W. E. S. : Investigations of certain proposed methods of bank and embankment protection U. S. W. E. S. Paper No. 12, 1933
- 15) W. E. S. : Model studies for channel stabilization Mississippi River, U. S. W. E. S. Paper No. 15. 1934
- 16) 金子高三郎：急流河川護岸水制施工について，土木 Vol. 63. 昭16-6, pp. 23~31
- 17) 水野鉦三：河川常識，土木 Vol. 48, 49, 50 昭14-1, 2, 4
- 18) 秋草勲，吉川秀夫：水制の統計的調査，土木技術資料 Vol. 1, No. 9 1959. p. 11
- 19) 吉川秀夫，杉本昭典，芦田和男：水制に関する研究 (I)，土木研究所報告 第90号，昭30-3
- 20) Tollmien : Berechnung turbulenter Ausbreitungsvorgänge, Z. A. M. M. 1926.
- 21) 椿東一郎：水制の水理に関する実験的考察，第14回年次学術講演会講演概要，第Ⅲ部，土木学会，昭34-6，P. 53
- 22) 佐々木達治郎：等角写像の応用，富山房，昭14-7，P. 127-136
- 23) Keulegan, G. H. : Laws of turbulent flow in open channels, Jour. of Research of N. B. S. Vol. 21. 1938
- 24) 水文学研究委員会：噴流の洗掘作用について，九大応用力学研究所所報 第4号，1954
- 25) Bazin. H. : Recherches Hydrauliques, Mem. divers savants, Sci. Math. of phys. Paris, 1865
- 26) Smith, C. A. and Warren, C. : Friction losses in artificially roughened Channels, B. S. Thesis in Civil Eng. Univ. California. 1943
- 27) Johnson, J. W. : Rectangular artificial roughness in open channels, A. G. V. 1944
- 28) 南煎：越流堰堤下流の洗掘保護工所要区間に対するBligh 公式の批判および乱流理論による水理計算農業土木研究 昭31-5 第1号
- 29) 安芸敏一：急流河川における水制に関する一考察，水利と土木 8-7 昭10-7
- 30) 安芸敏一：急流河川における護岸水制，特に富士川改修工事について 第3回工学会大会講演集 昭11-7
- 31) 安芸敏一：河相論 昭19年
- 32) Lane, E. W. : Progress report on studies on the design of stable channels by the Bureau of Reclamation. Proceedings of A. S. C. E. sep. 1953

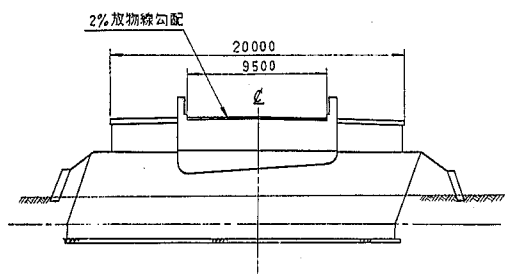
側面図



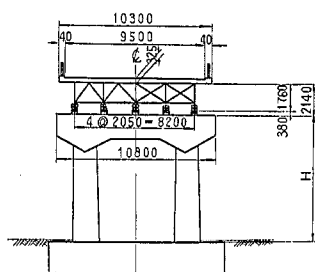
平面図



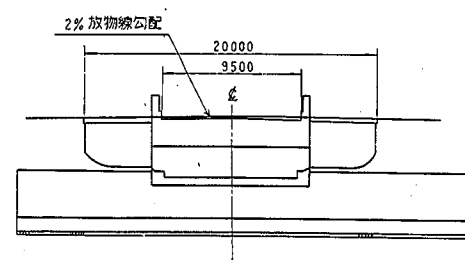
第1号橋台正面図

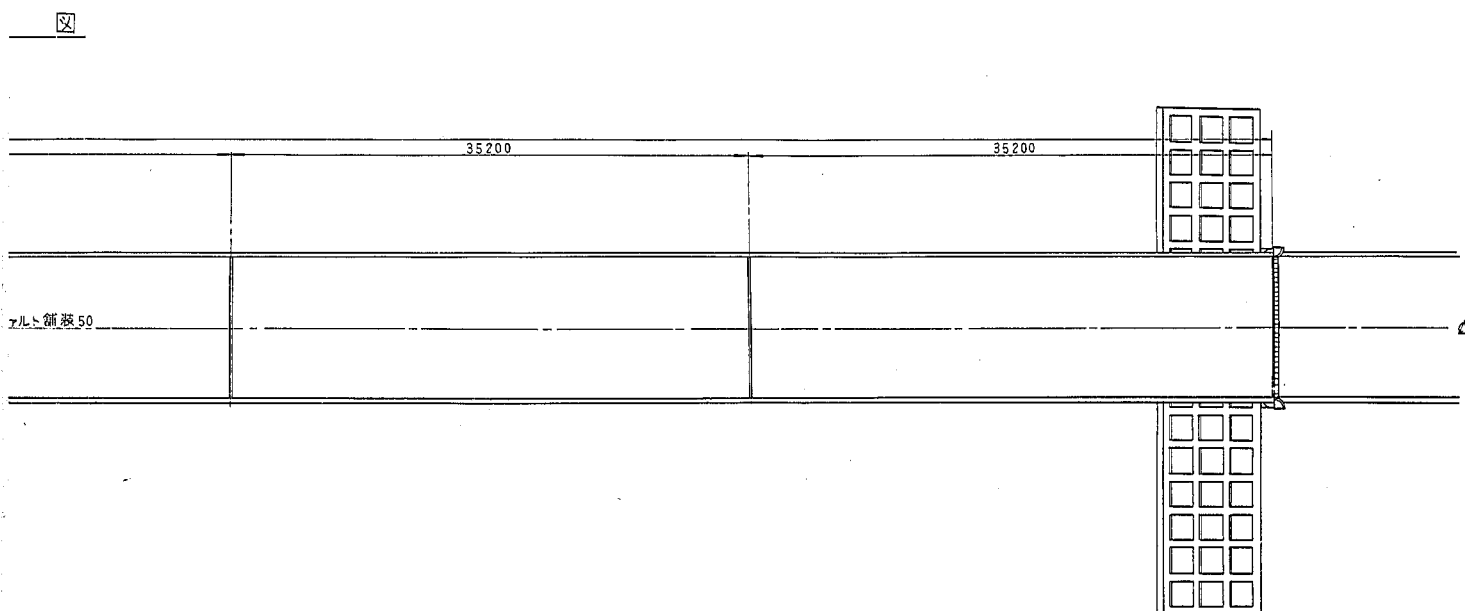
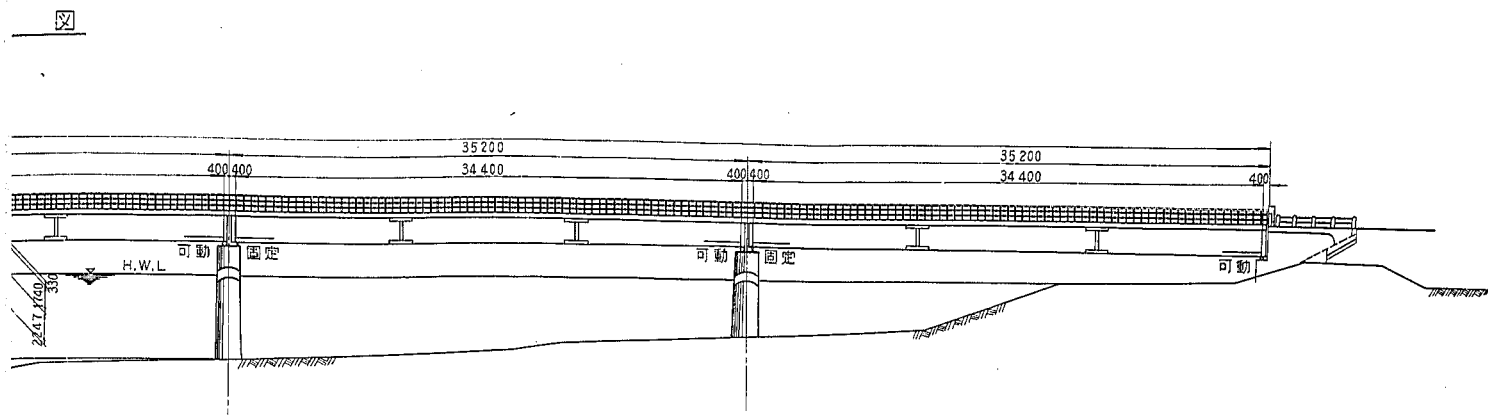


橋脚正面図

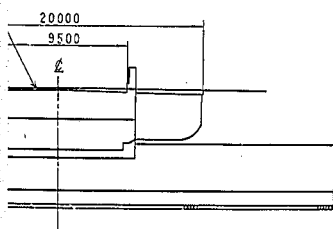


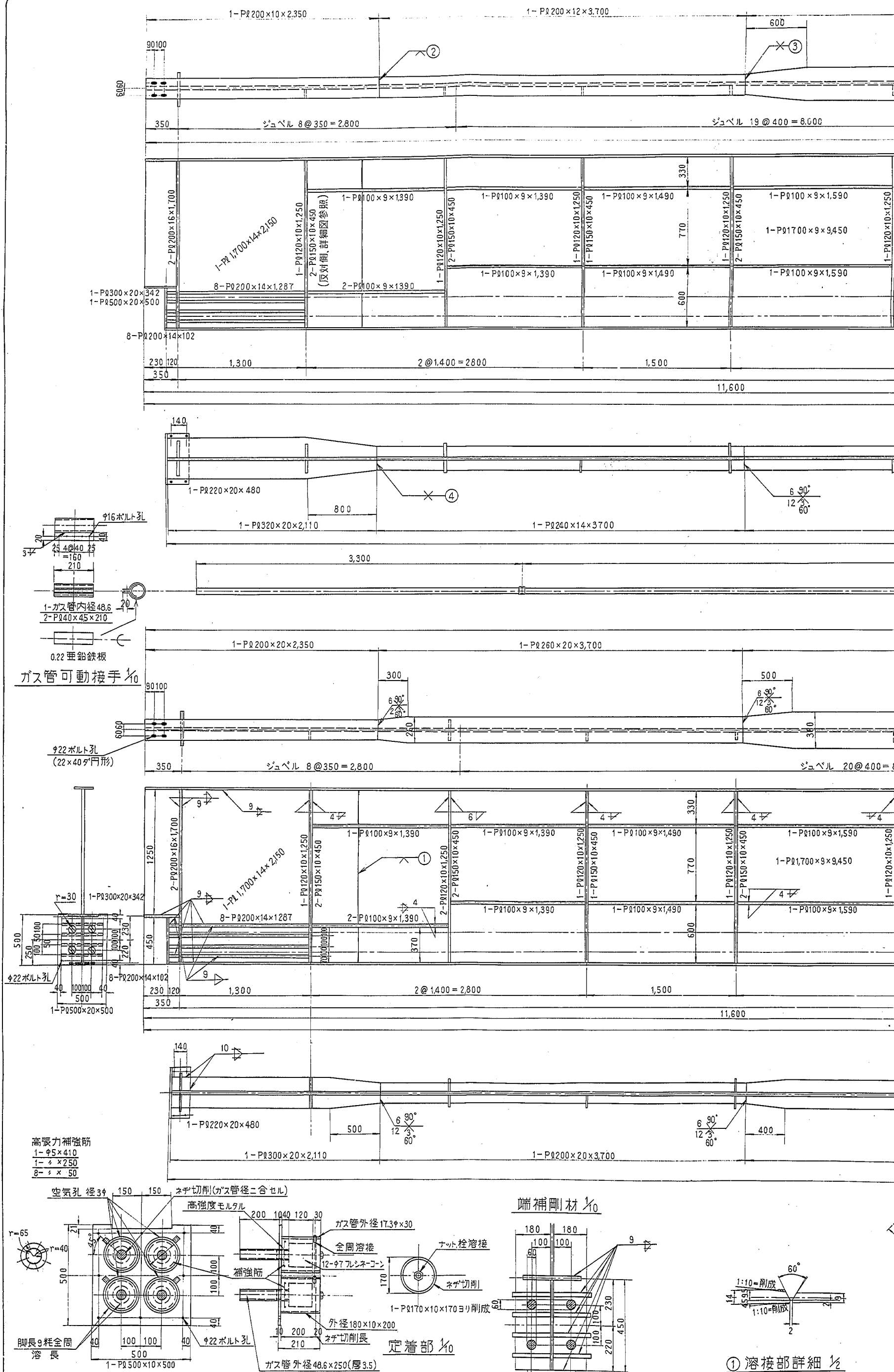
第2号橋台正面図

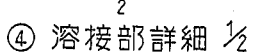
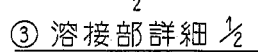
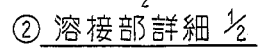
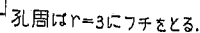
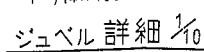
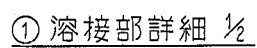
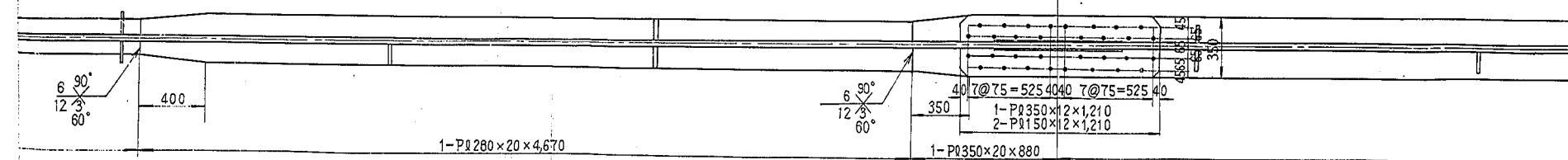
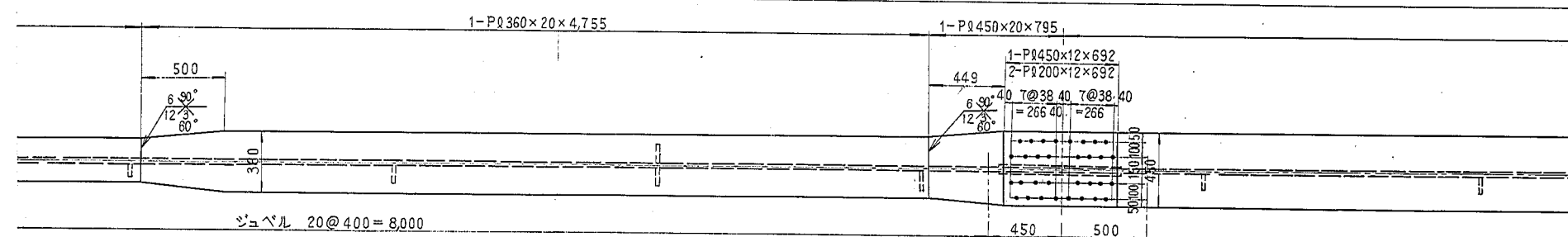
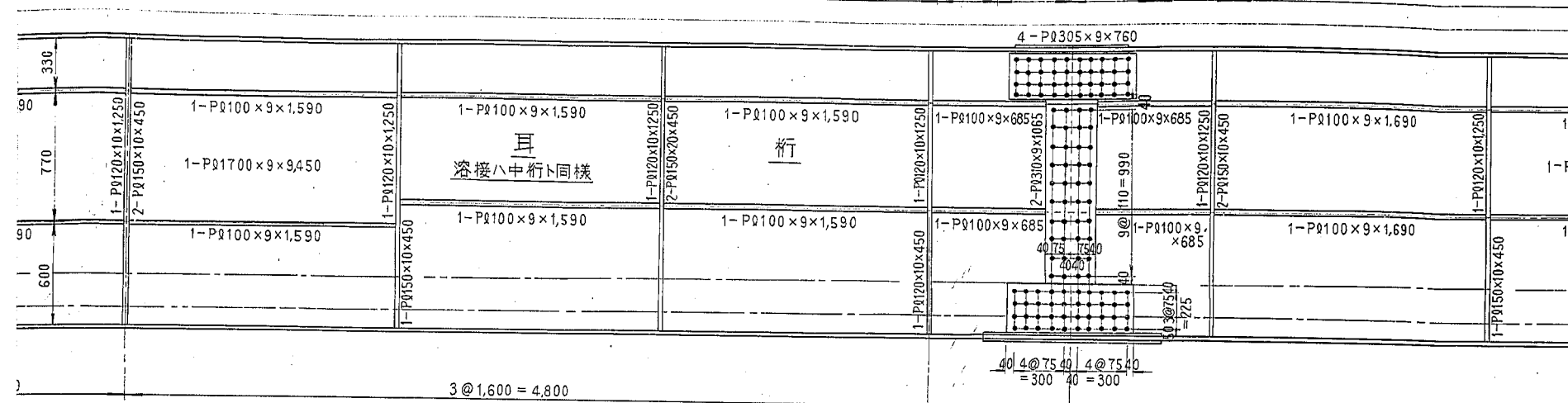


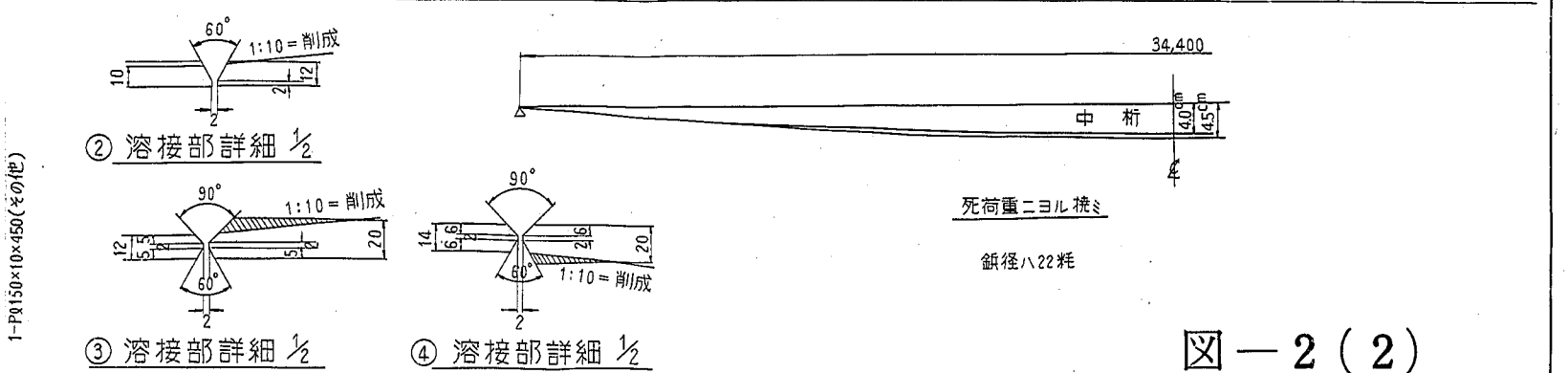


弓橋台正面図

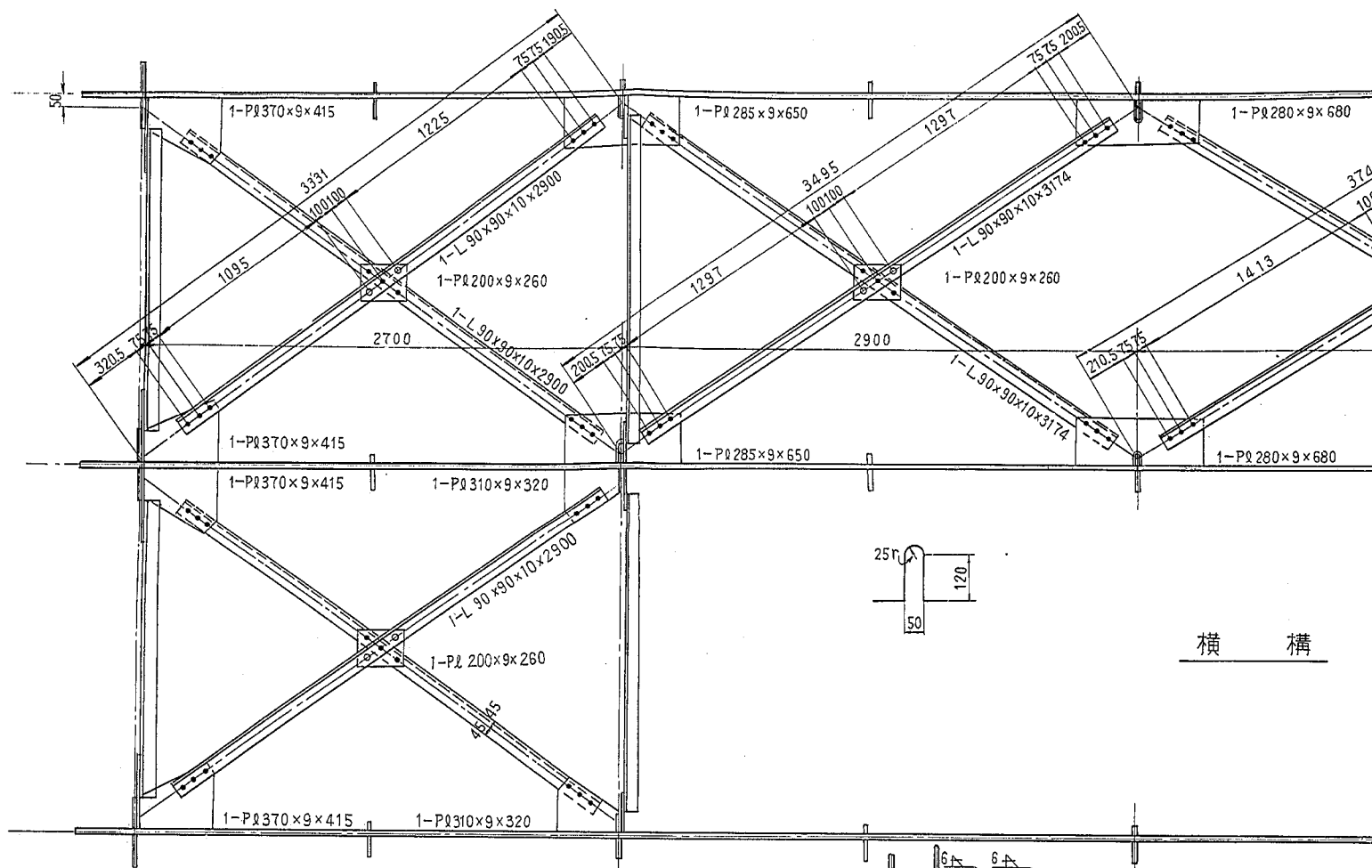




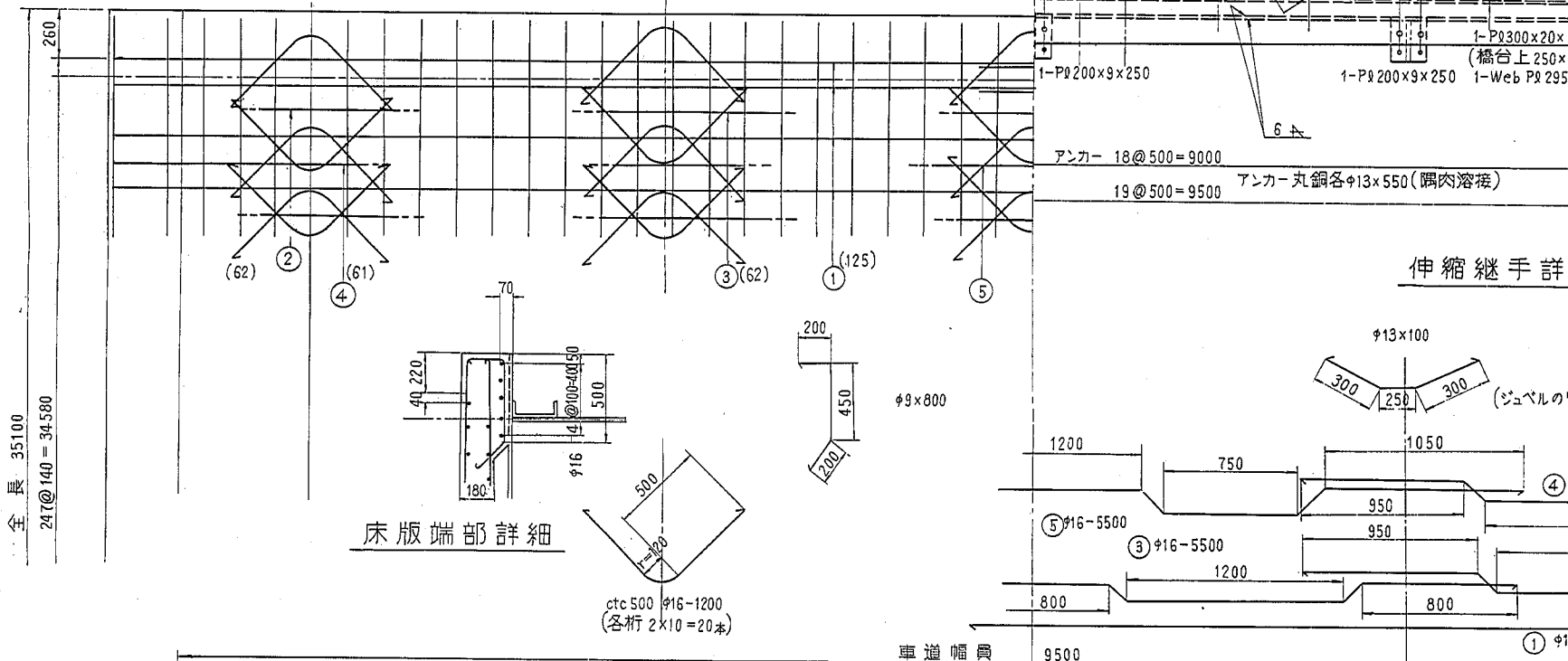




图—2 (2)

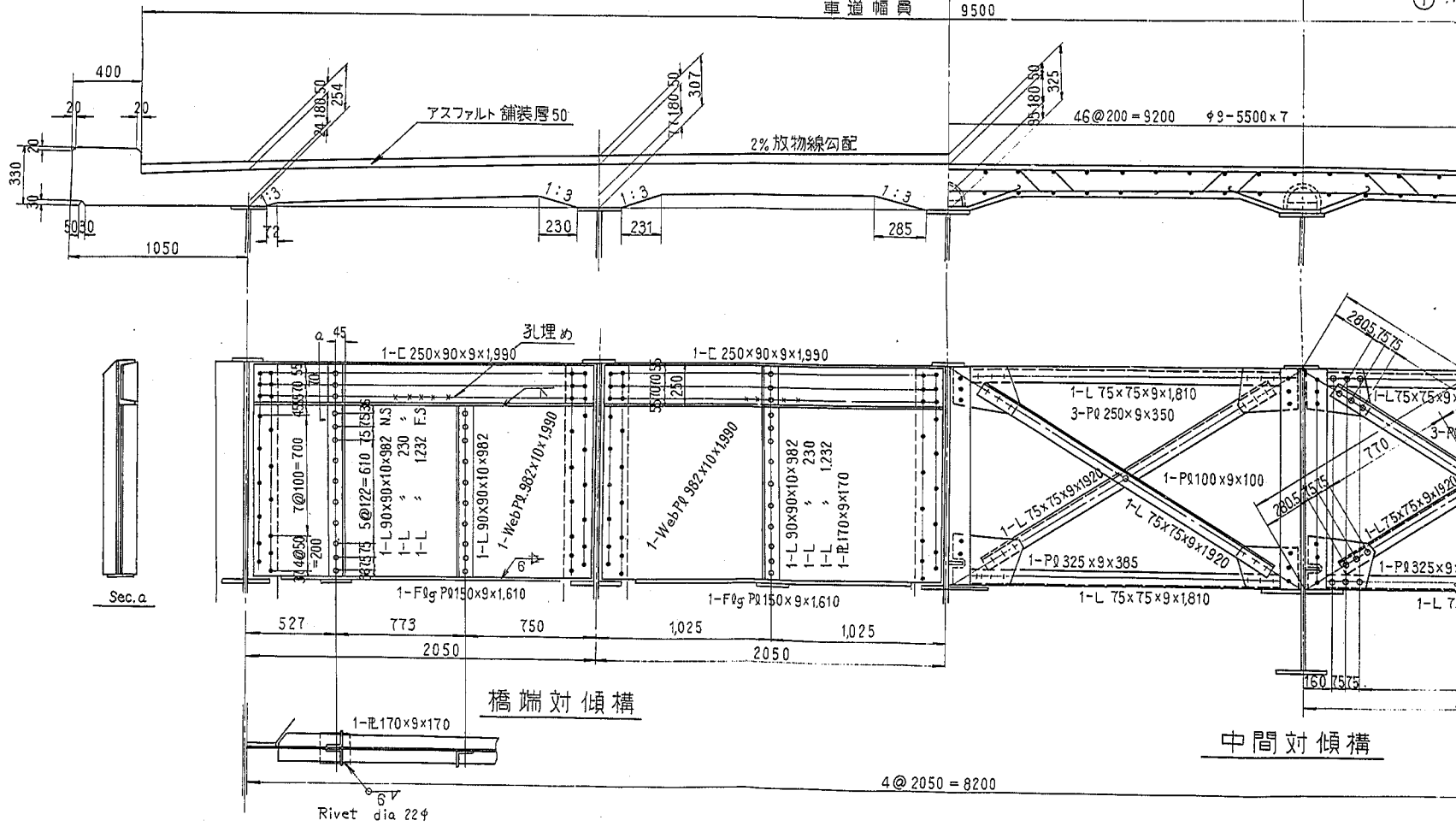


横 構



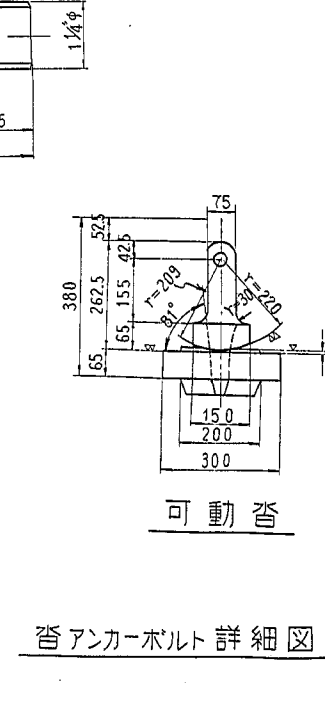
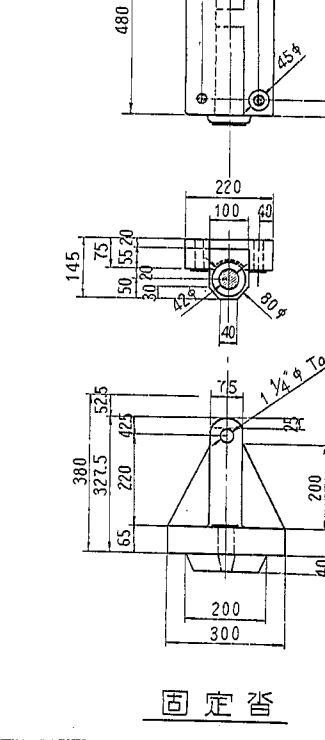
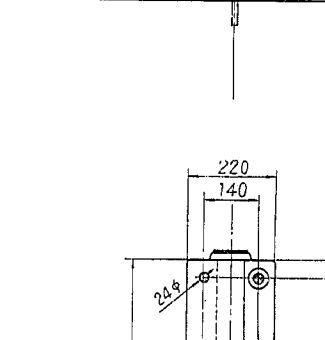
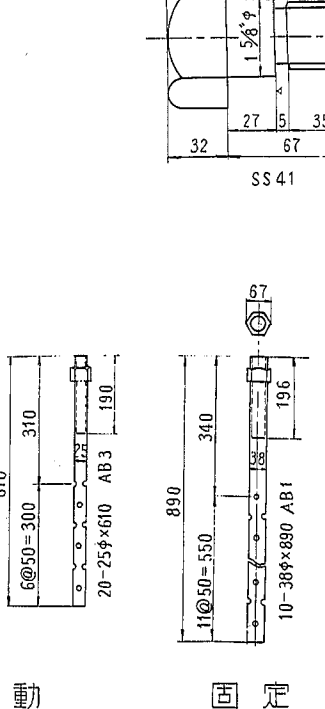
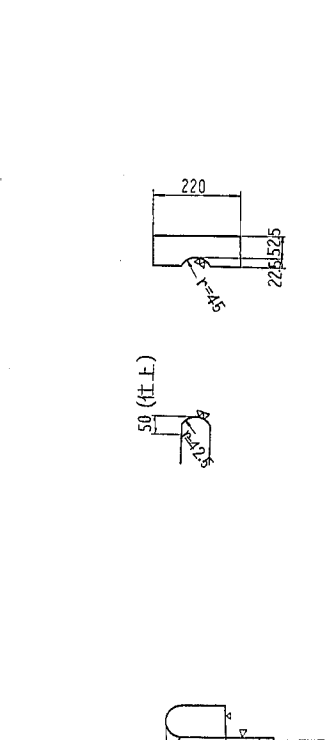
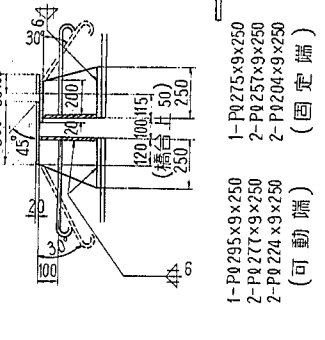
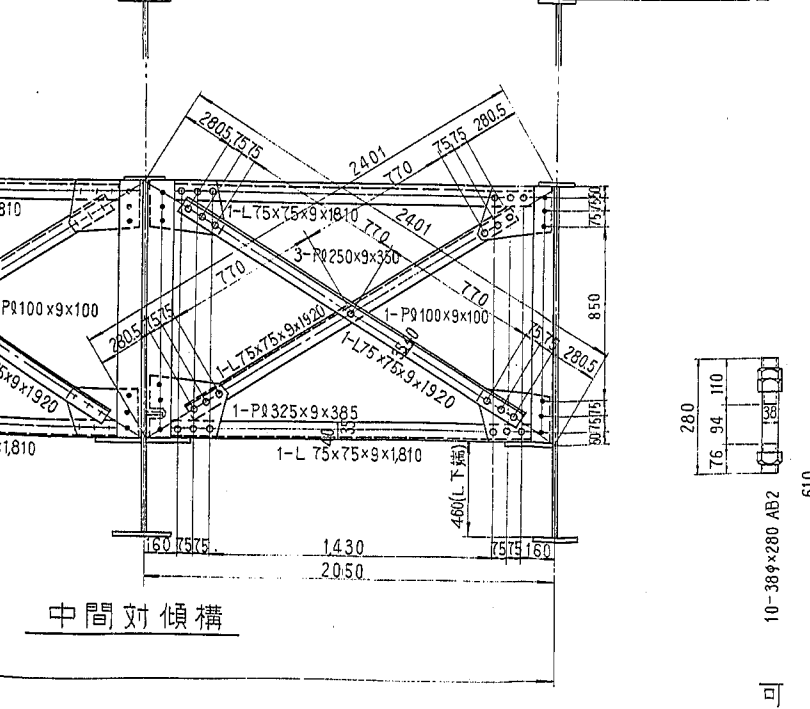
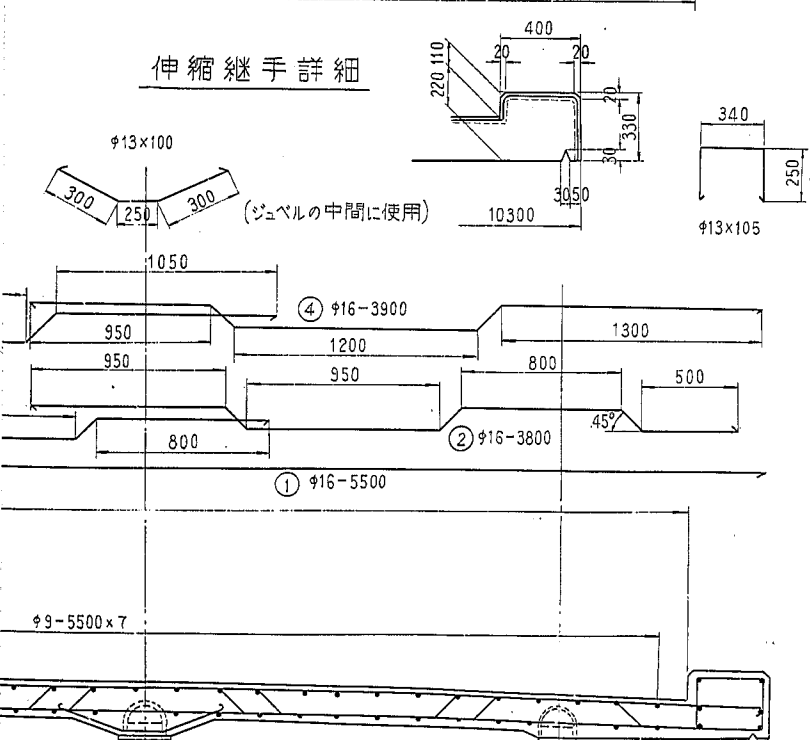
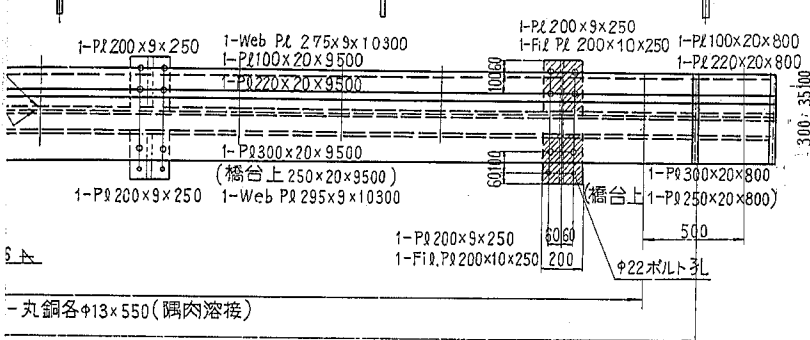
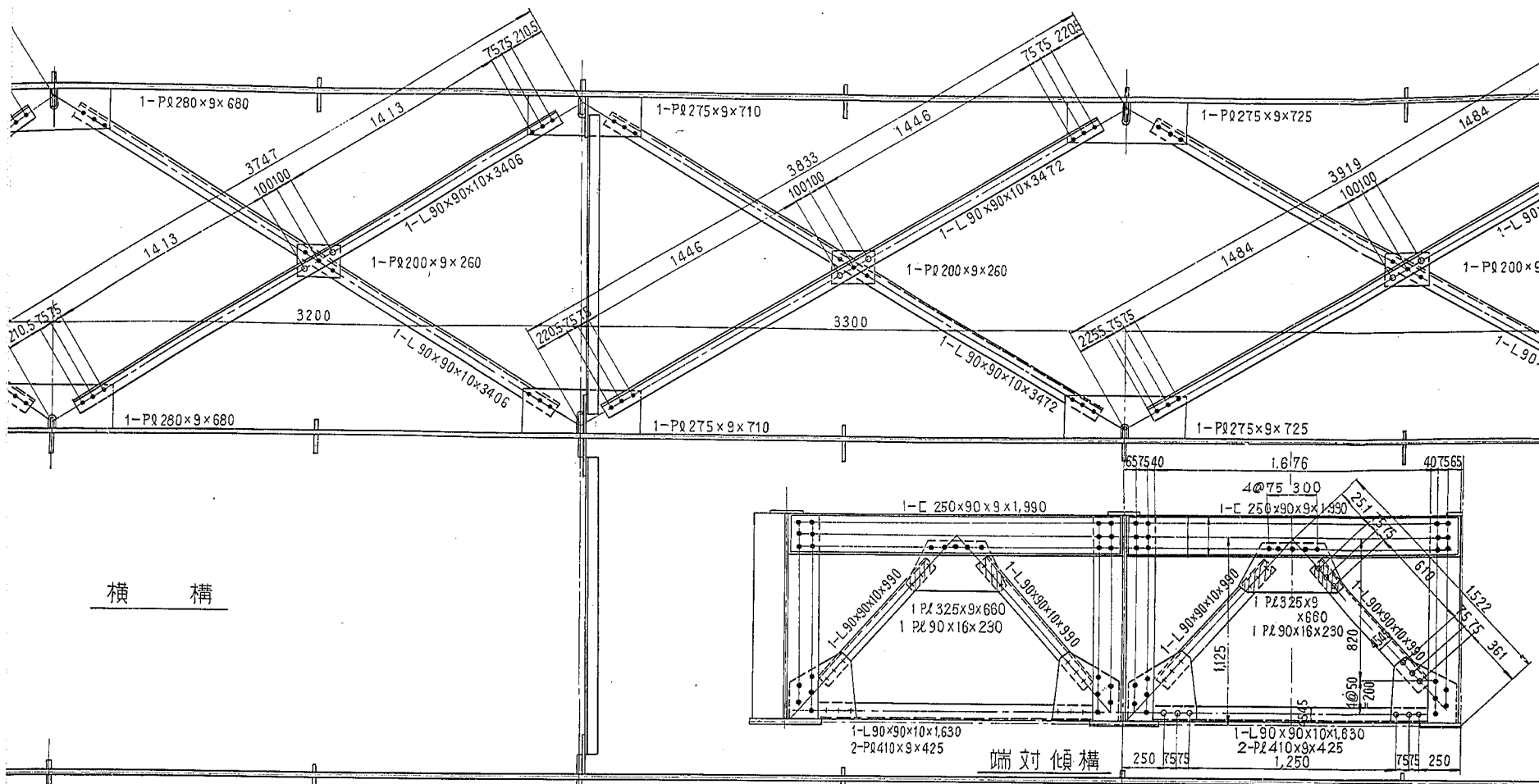
床版端部詳細

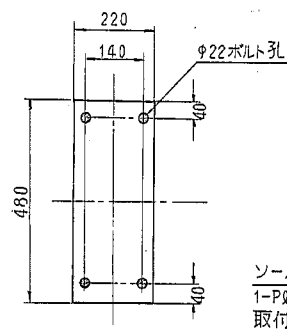
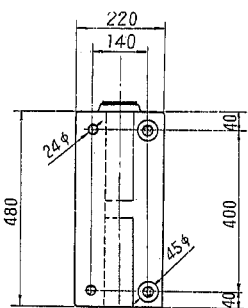
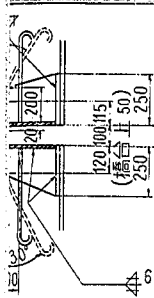
伸縮継手詳



橋端対傾構

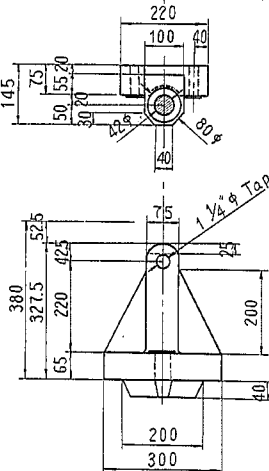
中間対傾構



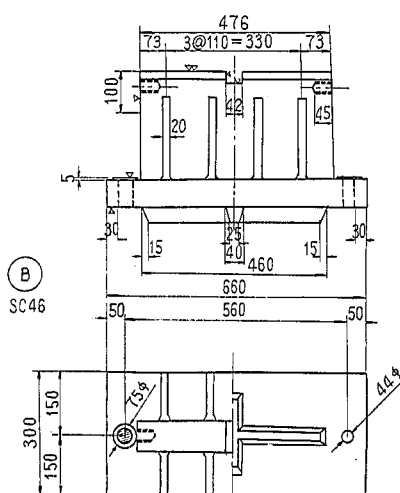
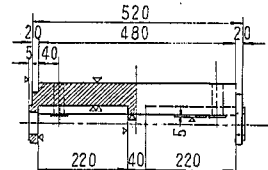


220

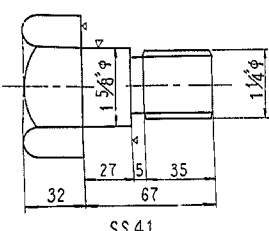
$r=40$



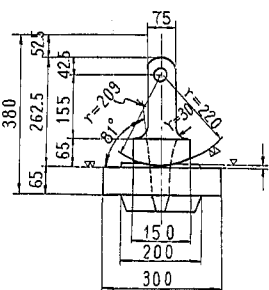
SC 46



(B)
SC46

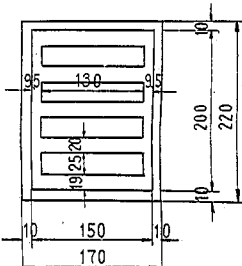
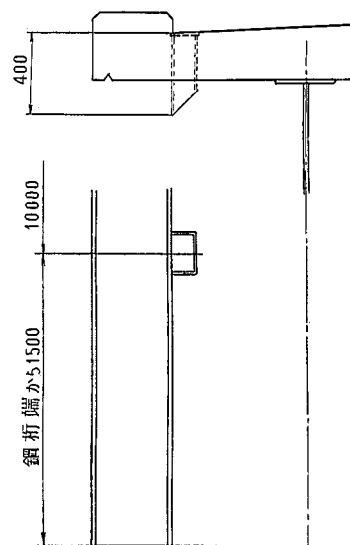
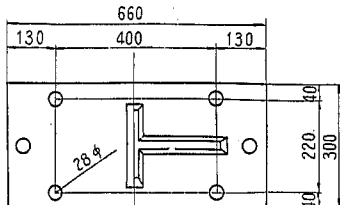
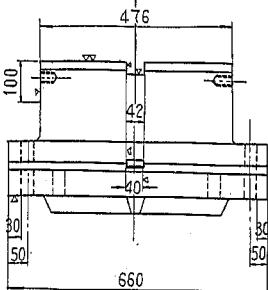


SS 41



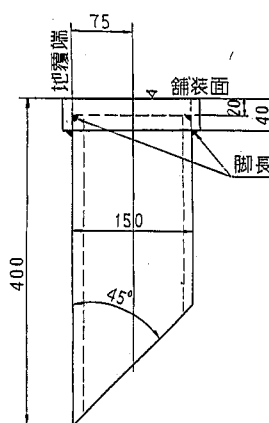
SC46

SC 46



1-PQ 150x20x200
2-PQ 40x10x200
2-PQ 40x10x170
2-PQ 150x10x400
2-PQ 180x10x240
1-PQ 180x10x380

排水孔：一支間に8ヶ所



图—2(3)

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 107, April 1961.

CONTENTS

1. H. Suzuki and T. Baba
Hydraulic Model Tests for the Mouth of the Ono River.....(1)
2. S. Yokota, T. Takata and K. Tezuka
An Investigation on Vibrational Behavior and Aseismicity of a
Dywidag-type P. C. Bridge(7)
3. A. Ariizumi
Studies on Soil Colloids (V)
—Observations on Soil Colloids from Chausu-yama Landsliding
Area by Electron Microscope and Infrared Spectrometer and General
Consideration on the Studies Reported—(19)
4. N. Shuto
On the Solution of Waves of Finite Height.....(35)
5. Y. Tahara, Y. Tada and S. Nakamura
Study on the Prestressed Composite Girder and the Design of It (2)
—The Reports on the Design of Okawara Bridge and the Loading Test
(March 1960) —(43)
6. I. Akikusa, H. Kikkawa, Y. Sakagami, K. Ashida and A. Tsuchiya
Researches on the Groins in the River (October 1960)(61)