

かんがい用取水ぜきの水理的機能設計に関する実験的研究

—— 空知川富良野地区頭首工の水理模型実験について ——

水工研究室 服 部 博
" 山 田 信 春

要 旨

この実験は旭川開発建設部の依頼により実施したものであつて、空知川富良野地区頭首工のうち、土砂止め横越流ぜきの形状・せきの越流係数・導流壁の取水およびその排砂能力におよぼす影響あるいは排砂門の効果などについて調べたものである。

I. 頭首工計画地点の現地の状況

本頭首工は石狩川の支川である空知川を横断して低堰堤を設け、富良野地区かんがい用水の取水を目的として計画されたものであり、築造地点は空知郡山部村大学演習林第八農場地内に位置する。

本地点の左岸はやや平坦な地形が続き地質は第四紀新層に属する河成沖積土で、砂岩風化物を母材とした土壌からなり、一方右岸は直ちに断崖をなし火成岩(石英粗面岩)からなる丘陵地帯である¹⁾。

河相は頭首工計画地点の上流 300 m 間に 2 個の中洲が存在し決して良好とはいえない。みお筋は上流側 500 m 付近では左岸側にあり下流に進むにしたがつて右側に移行し、中洲と中洲の間を通つて計画地点では完全に右岸側にある。下流側においては計画地点より約 50 m 付近より徐々に左岸側に移行している。図-1 に頭首工付近の一般平面図を示す。

この付近の河床勾配は頭首工計画地点より上流側約 1,200 m 間は約 1/300、下流側約 3,100 m 間は約 1/270 であり、河床は転石交り砂利で構成され砂礫の移動が著しい。

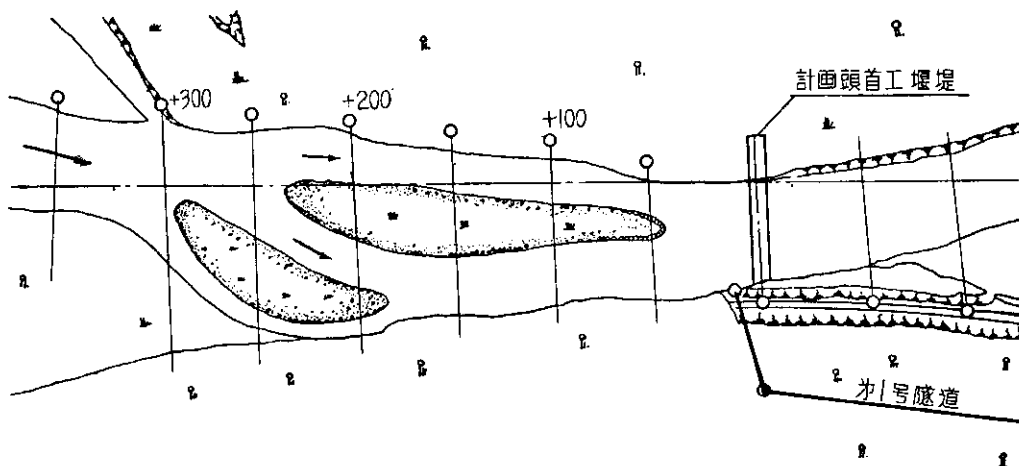


図-1 頭首工地点平面図

II. 模型実験

1. 水理条件

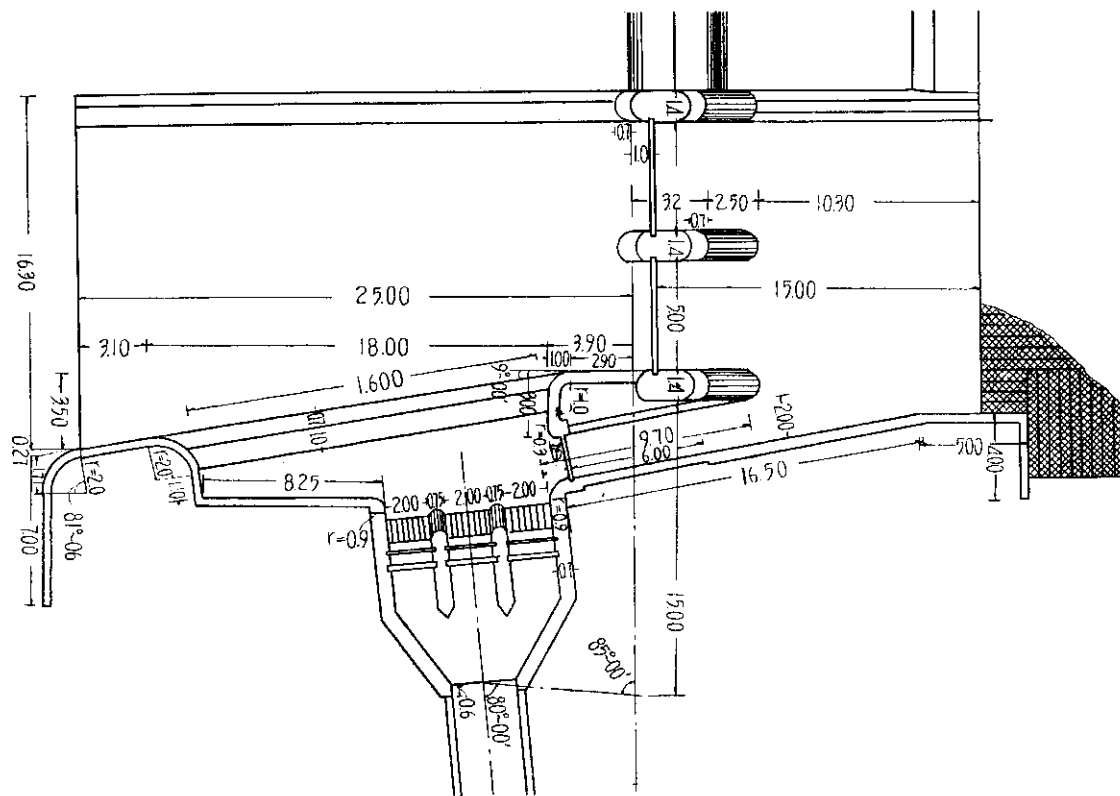
実験にあつての現地における水理条件は次のとおりである。

- (1) 空知川の粗度係数は模型区間において一様とし $n=0.032$ である。

代播時取水量 = $10.305 \text{ m}^3/\text{sec}.$

2. 実験方針

頭首工のうち固定せきの形状、せき柱の形状、上砂吐門の大きさおよび導水路の形状などは、構造上あるい



图—2 平面图 (单位: m)

は施工上などにより旭川開発建設部で決定されたものである。図-2 にその平面図、図-3 に側面図および正面図を示す。

現地の状況および与えられた水理条件を勘案して実験の方針を次のようにたてた。

(1) 分流比の決定

図-1において頭首工が完成された場合、これによって頭首工上流の中洲によって分断されている左川と右川を流下する流量の比率に変化を与えることが当然予想される。そこで左川に対する右川の流量比を1から5まで変えて実験を行ない、流線の比較から最も好ましい分流比を求める。しかし現地においてはこれを人工的に再現させる。

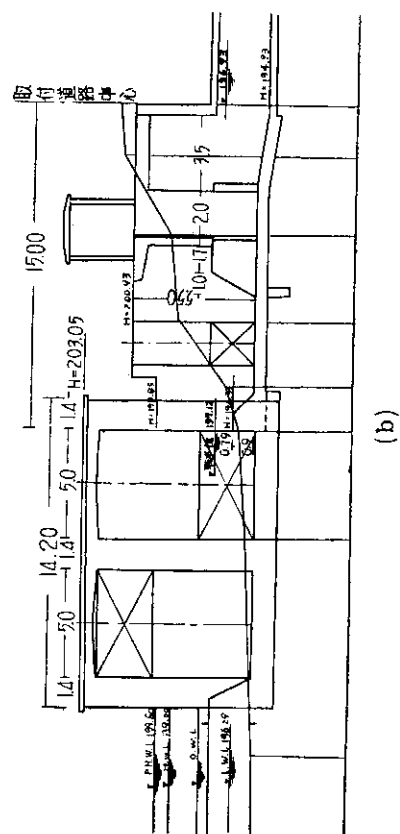
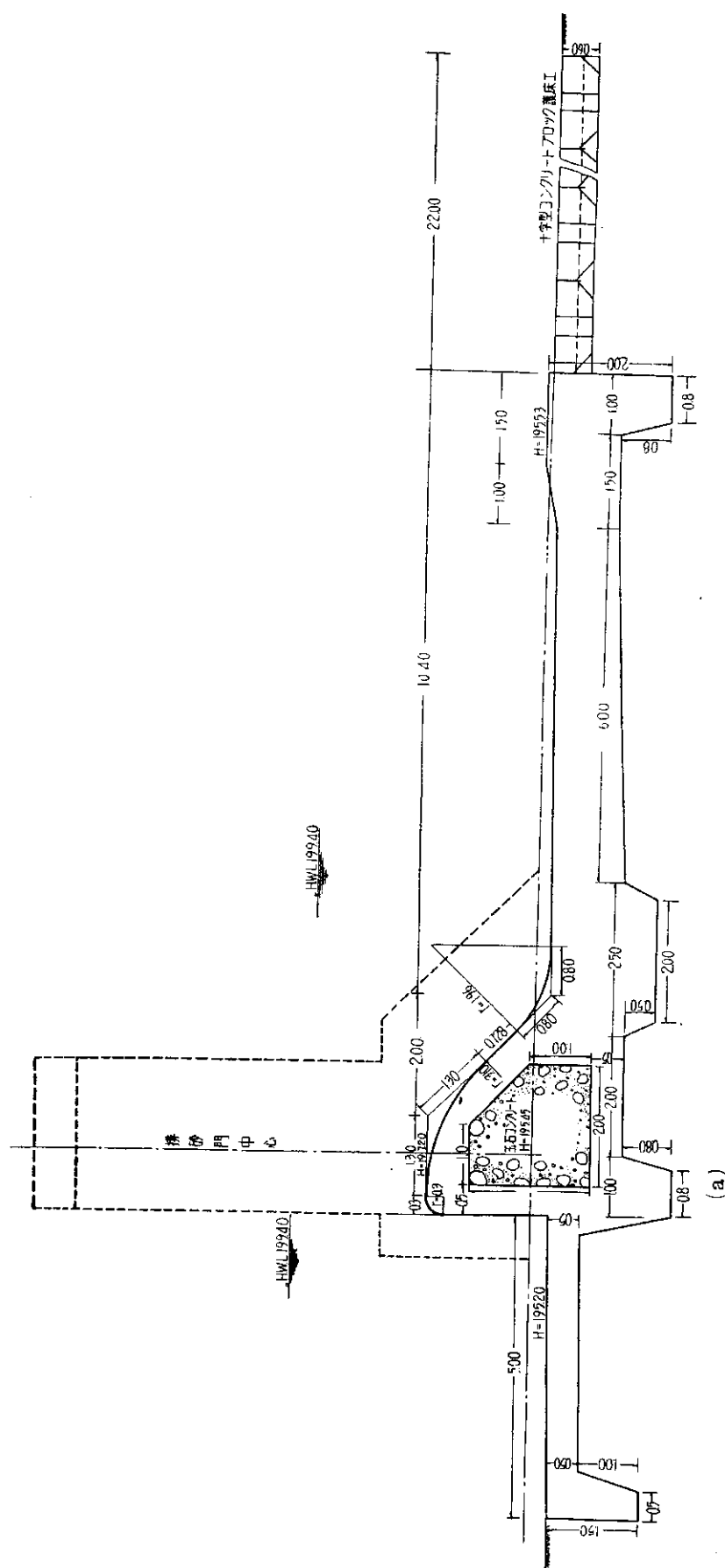
(2) 横越流ぜきの高さの決定

横越流ぜきの高さは、代掻時取水量＝10.305 m³/sec を最湧水時すなわち湧水量＝12.505 m³/sec のときでも確保できる限界の値を求めるため、せきの高さと導流壁の高さおよび長さを変えて取水量の測定を行ない、妥当な高さを求める。

(3) 導流壁については取水におよぼす影響および排砂能力におよぼす影響を検討し、適当と思われる形状を実験的に決定する。

(4) 排砂門の効果

排砂門の排砂能力については実験施設などを考慮のうえ、平水量=29.63 m³/sec および 100 m³/sec の場合に



(a) 側面図 (単位: m)

(b) 正面図 (単位: m)

ついて行ない排砂門の効果を観察する。

(5) せきの越流係数

別にせきだけの模型を作成し、越流係数に関する実験を行なう。

(6) 実験はいずれも固定河床模型で行なうが、(4)については移動河床模型を併用して行なう。

3. 模 型

模型実験は河川実験室内実験場を使用した。この実験の目的を満足せしめるために模型はできる限り大きくかつ歪めないで作ることが望ましいと考え、実験室の広さおよび給水能力を検討して縮尺 1/20 に作成することにした。しかしこれでは模型の範囲が頭首工計画地点から上流 150 m、下流 50 m の小区間となり、模型が動力学的に相似が成立しているか否かを検証するのに困難である。そこで予備実験として水平縮尺=1/100、垂直縮尺=1/20 の模型を作成し、これにより頭首工付近の水理現象を調べてこれを縮尺=1/20 の大型模型（本実験）に再現して、相似関係を検証することにした。予備実験の模型範囲は頭首工計画地点より上流 750 m、下流 250 m であり、予備実験・本実験とも模型はモルタルで河床を仕上げ固定河床とした。

本実験の模型概略図を図-4 に示す。図-4 において実験装置として量水ぜき①によつて所定の流量を流し、

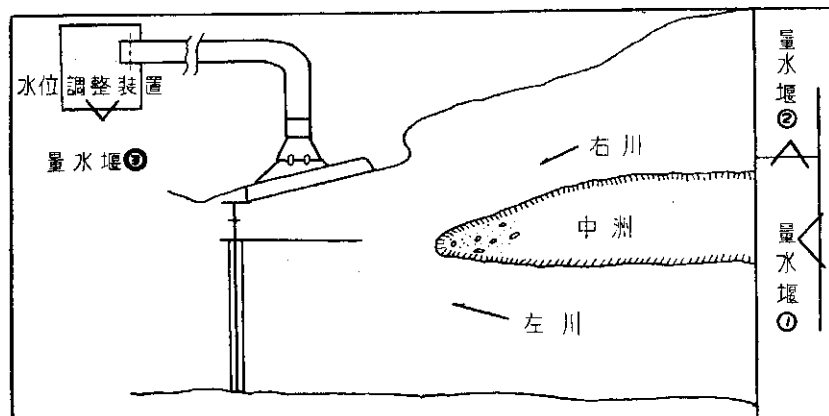


図-4 模型概略図

量水ぜき②によつて右川・左川に配分する分流量を調節するようにした。下流端水位は模型下流端に水位調節板を設けて調節し、また取水量の測定には隧道の吐き口に量水ぜき③を設け量水した。

模型実験においては、実物と模型との間に幾何学的にも、また動力学的にも相似が成立しなければならないが、動力学的に両者を完全に相似にすることは Froude, Reynold's, Weber 数などが完全に一致しなければならないことになり、これはほとんど不可能なことである。そこで現象を支配する主作用力次第によつて相似関係を求めるのが普通であり、ここでは Froude の相似律が成立するものと考えて流量、流速、形状などを換算した。これにより決定された模型の諸縮尺は下記のとおりである。

平面縮尺	1/20	流速縮尺	1/4.47
垂直縮尺	1/20	粗度縮尺	1/1.65
流量縮尺	1/1,789		

これより模型における換算量を求めると表-1 のとおりである。

4. 検証実験

予備実験のための模型は、各地点における現地観測による水位と対照しながら粗面を作成し、固定せき付近

表-1 模型換算量

	実 物 m ³ /sec	模 型 l/sec
洪 水 量	592.20	331.04
平 水 量	26.83	15.00
渴 水 量	12.51	6.99
取 水 量	10.31	5.76
粗 度 係 数	0.032	0.019

における水理現象を測定した。本実験の模型は、予備実験で得られた水理現象に合致するように河床面に種々の粒径の砂を散布して粗面を作成し、流速公式により粗度係数を測定して粗度係数が 0.019 になるよう作成した。

III. 実験結果とその考察

1. 分流比に関する実験

図-4 において左川と右川を流下する流量比が色々変化した場合、中洲が下流側において発達し流れに種々の変化を与えることが予想される。そこで左川に対して右川の分流比を 1 から 5 まで変えて水を流し、洲の下流部においてどのような流れとなるか流線の比較を行なった。これを写真-1~写真-5 に示す。

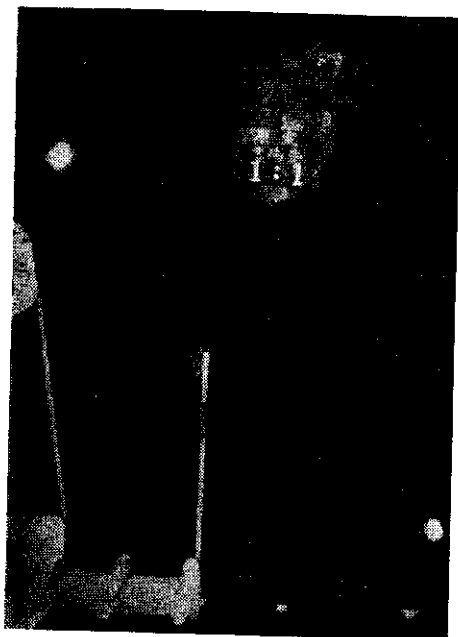


写真 - 1



写真 - 2

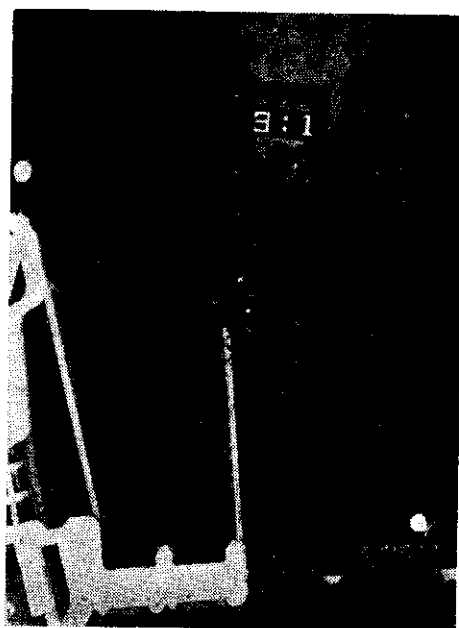


写真 - 3



写真 - 4

これは干素糴を砕いて流したものであり流れの状態を現わしている。この実験は原案と改良案の2, 3について行なつたが、いずれの場合も流線については同じような傾向が現われた。

写真-1~写真-5の流線より考察すると、分流比1:1および2:1の場合流れは比較的スムーズに導水路内に流入されていくが、3:1になると左川の流れは右川の流勢に押されて洲の尖端に死水域が生ずるようである。これが4:1, さらに5:1と分流比が大きくなるにしたがい死水域はますます広がり、それが洲の左側や導水壁の左側にまでびていくようである。以上の結果より判断して、分流比1:1および2:1の場合は運ばれた土砂は中洲の下流端において堆積することなく流下するが、3:1~5:1の場合は中洲の下端に生じた死水域において堆積し、これが逐次下流側に発達し



写真-6

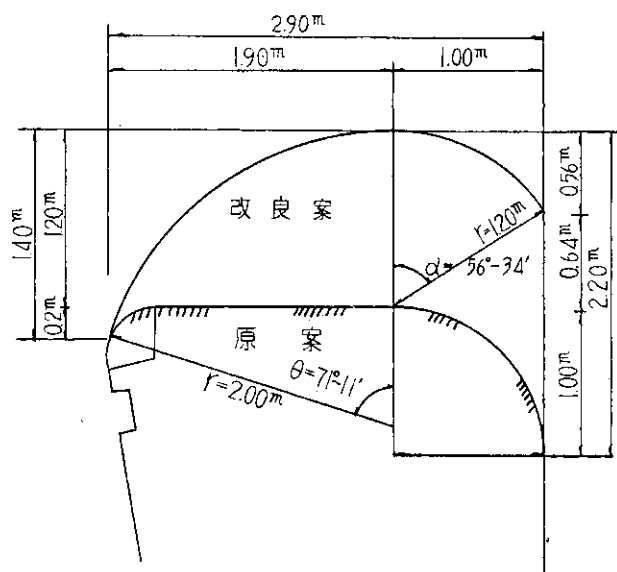


図-5 土砂吐壁改良案



写真-5

て遂には導流壁と合致し、中洲によつて左右の流れが分断されるであろうことが予想される。したがつて流線の比較からみた分流比としては、1:1か2:1の割合で流下するよう中洲の上流端において水制などにより人工的に変えることが望ましいと思われる。

2. 取水量に関する実験

(1) 土砂吐壁の形状の改良

原案について土砂吐内に流入する流れの状態をみると、偏流が生じている。これを写真-6に示す。

これは横越流ぜきに接している土砂吐きの壁が、流れに対して水平方向の部分が高過ぎるためではないかと考えられる。そこで土砂吐きの流れに偏流を生ぜしめない形を実験的に求めた。これを図-5に示す。この方法を採用すると、横越流ぜきの長さは原案の20mから18.80mに短縮される。

(2) 横越流ぜきの高さおよび導流壁の形状の決定

取水量に関して問題となるのは、頭首工の機能が本川流量が渇水量の場合でも代掻時取水量が確保できるように設計されていなければならないということであろう。よつてこ

表-2 分流量 湧水量 = 12.51 m³/sec (6.99 l/sec)
取水量 = 10.31 " (5.76 l/sec)

分流量	実物 (m ³ /sec)	模型 (l/sec)
右川 : 左川	右川 : 左川	右川 : 左川
1 : 1	6,253 : 6,253	3,495 : 3,495
2 : 1	8,336 : 4,168	4,660 : 2,330
3 : 1	9,378 : 3,126	5,244 : 1,748
4 : 1	10,004 : 2,501	5,592 : 1,398
5 : 1	10,420 : 2,084	5,825 : 1,165

の実験に関しては最悪の条件である湧水量の場合について、分流量をそれぞれ 1:1 から 5:1 まで変えて行なつた。現地流量を模型流量に換算した場合の分流量を示すと 表-2 のとおりである。

横越流ぜきおよび導流壁は、導水路に流砂の流入を防ぐためと排砂門の効果を大ならしめるために設けられたものであり、取水に関しては逆にこれを妨げる立場にある。取水量が確保できるならばこれらの高さは大なる程有利である。

と考えられるので、実験の順序としてまず原案について取水量を測定し、もし取水量に余裕のある場合はそれぞれの高さをどの程度まで上げることができるかその限界値を求めることにした。この実験に用いた原案および改良案の形状寸法を示すと 表-3 のとおりである。

表-3 横越流ぜき・導流壁の実験寸法 (括弧内は模型寸法)

	横越流ぜき			導流壁		
	せき長 (m)	背面高 (m)	せき面勾配	壁長 (m)	最高部高 (m)	せき面勾配
原案	20.0 (1.00)	0.9 (0.045)	1/100	20.0 (1.0)	0.9 (0.045)	1/40
改良案 No. 1	"	1.3 (0.065)	"	"	"	"
" No. 2	"	1.2 (0.060)	"	"	"	"
" No. 3	"	1.1 (0.055)	"	"	"	"
" No. 4	"	0.9 (0.045)	"	"	1.3 (0.065)	"
" No. 5	"	1.1 (0.055)	"	"	"	"
" No. 6	19.0 (0.95)	1.1 (0.055)	"	"	"	"
" No. 7	"	"	"	25.0 (1.25)	1.6 (0.8)	"
" No. 8	18.8 (0.94)	0.9 (0.045)	1/200	20.0 (1.0)	0.9 (0.045)	"
" No. 9	"	1.1 (0.055)	"	"	"	"
" No. 10	"	1.0 (0.050)	"	"	"	"

まず原案について取水量を測定したところ 表-4 に示すように余裕が認められた。そこで横越流ぜきの背面高ならびに導流壁の高さをそれぞれ変えたものを組合せて改良案とし、これらについて取水量の測定を行なつた。この結果を 表-4 に示す。

表-4 より考察すると、土砂吐壁の改良を行なわない場合、取水量を確保できる横越流ぜきの背面高は 1.10 m が限界であると考えられる。また土砂吐壁を改良し、横越流ぜきの長さを短縮した場合の背面高は 1.00 m が限界と考えられる。導流壁の高さは改良案 No. 6 と改良案 No. 7 と比較しても、取水量に対してさほど大きな影響を与えているとは思われない。また横越流ぜきの上面勾配は、原案では 1/100 であるが横越流ぜき背面の水位がある値に達したとき、せきの下流側からの越流量が上流側のそれよりも大きいため、取水庭の上流部分に死水域が生じ、土砂が下流側に流送されずに堆積する恐れのあることが認められた。そこで横越流ぜきの上面勾配を 1/200 に緩めたところ流れの状態は良好となつた。以上の結果より改良案 No. 8 が最も妥当であると考えられる。

土砂吐壁改良

改良案 No. 8 横越流ぜき……長さ = 18.80 m, 背面高 = 0.90 m, 上面勾配 = 1/200
導流壁……長さ = 20.00 m, 最高部高 = 0.90 m, 上面勾配 = 1/40

表—4 取水量測定値 計画取水量 = 10.305 m³/sec (括弧内は模型流量)

実験種類	分流比	1 : 1	2 : 1	3 : 1	4 : 1	5 : 1
		m ³ /sec ℓ/sec				
原 案		10.63 (5.94)	10.84 (6.06)	10.77 (6.02)	11.02 (6.16)	11.13 (6.22)
改良案 No. 1		9.30 (5.20)	9.66 (5.40)	9.59 (5.36)	9.62 (5.38)	9.84 (5.50)
" No. 2		10.23 (5.72)	10.22 (5.71)	10.22 (5.71)	10.20 (5.70)	10.13 (5.66)
" No. 3		10.47 (5.85)	10.56 (5.90)	10.52 (5.88)	10.63 (5.94)	10.41 (5.82)
" No. 4		10.66 (5.96)	10.70 (5.98)	10.66 (5.96)	10.63 (5.94)	10.66 (5.96)
" No. 5		10.48 (5.86)	10.45 (5.84)	10.47 (5.85)	10.48 (5.86)	10.48 (5.86)
" No. 6		10.30 (5.76)	10.30 (5.76)	10.40 (5.81)	10.40 (5.81)	10.40 (5.81)
" No. 7		10.30 (5.76)	10.30 (5.76)	10.40 (5.81)	10.30 (5.76)	10.30 (5.76)
" No. 8		10.30 (5.76)	10.31 (5.76)	10.40 (5.81)	10.52 (5.88)	10.58 (5.91)
" No. 9		10.06 (5.62)	10.58 (5.63)	10.10 (5.65)	10.16 (5.68)	10.20 (5.70)
" No. 10		10.29 (5.75)	10.29 (5.75)	10.30 (5.76)	10.32 (5.77)	10.36 (5.79)

3. 排砂門の効果に関する実験

(1) 模 型

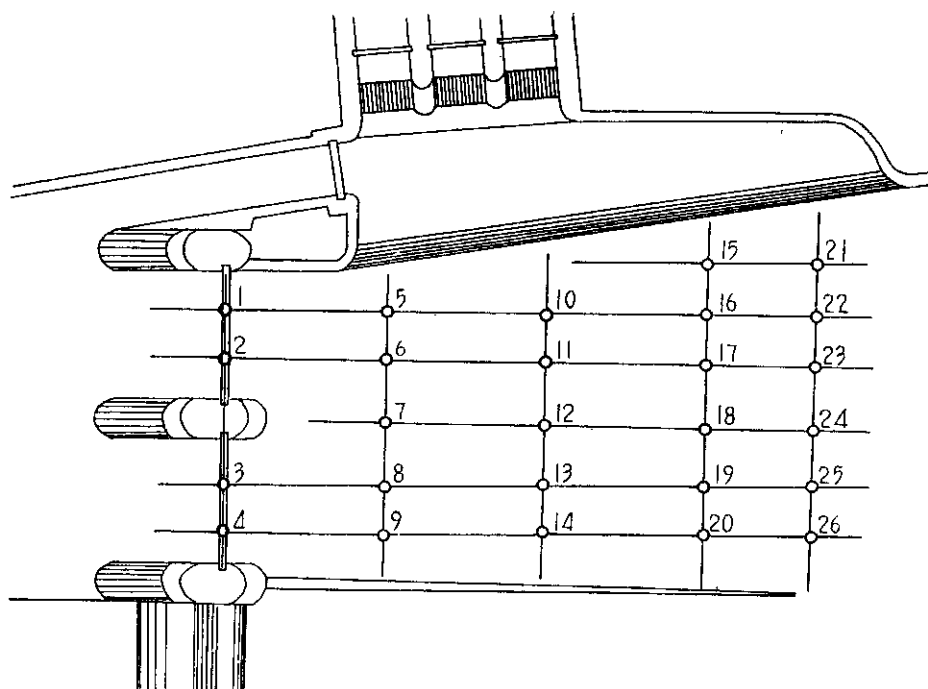
固定河床模型により排砂門付近の流速分布を測定して排砂門の効果を観察し、ついで同模型上に砂を敷きならして移動河床とし、これに水を流して排砂門の効果を定性的に併せ観察することにした。移動河床に

使用した砂は石狩産を使用した。現地河川の砂礫と模型使用砂の組成を比較すると表-5のとおりである。

上記の値を用いて Chézy 公式により流量などに関する相似計算を行ない、河床砂礫の運動を相似させて実際と模型との間を掃流力的に相似させる方法をとった²⁾。

表—5 砂礫の組成

	現地河川 (mm)	模 型 (mm)
平均粒経 (dm)	32.492	0.430
混 和 比 (M)	0.169	0.258
砂 の 比 重 (r)	2.604	2.680



図—6 排砂門付近流速測定箇所図

(2) 排砂門の効果

固定河床模型に平水量 $=26.83 \text{ m}^3/\text{sec}$ を流し分流比 5:1 の場合について 図-6 に示す測点において流速を測定した。この場合取水口、土砂吐門は閉鎖した。各測点における表面流速、平均流速、底流速の値を 表-6 に示し、これにより河床付近における等流速線図を描いてみると 図-7 のようになる。

次に固定河床上に砂を敷きならし、分流比を 1:1 から 5:1 まで変えて平水量 $=26.83 \text{ m}^3/\text{sec}$ および $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ を流し排砂状態を観察してみた。実験は原案および改良案の数種について行なつたが、その 1 例として原案における分流比 1:1 および 5:1 の場合を 写真-7, 8 に示す。これは排砂門をあらかじめ開けておき砂を約 1 cm

表-6 排砂門付近流速値 $Q = 26.83 \text{ m}^3/\text{sec}$ (平水量)

測 点	表面流速 (m/sec)	平均流速 (m/sec)	底 流 速 (m/sec)	測 点	表面流速 (m/sec)	平均流速 (m/sec)	底 流 速 (m/sec)
1	3.23	2.58	1.57	14	1.30	1.04	1.50
2	3.41	2.73	2.26	15	1.75	1.40	1.09
3	3.37	2.69	2.93	16	1.75	1.40	0.94
4	3.52	2.82	2.90	17	1.75	1.40	0.63
5	2.35	1.88	1.36	18	2.00	1.60	1.17
6	2.21	1.77	1.25	19	2.00	1.60	1.40
7	2.14	1.72	1.17	20	2.07	1.66	1.50
8	1.96	1.57	1.60	21	1.66	1.66	0.97
9	1.84	1.47	1.57	22	1.64	1.64	0.94
10	2.03	1.63	1.13	23	1.70	1.70	0.83
11	1.96	1.57	1.13	24	1.82	1.82	1.33
12	2.00	1.60	1.09	25	1.79	1.79	1.36
13	1.96	1.57	1.21	26	1.75	1.75	1.36

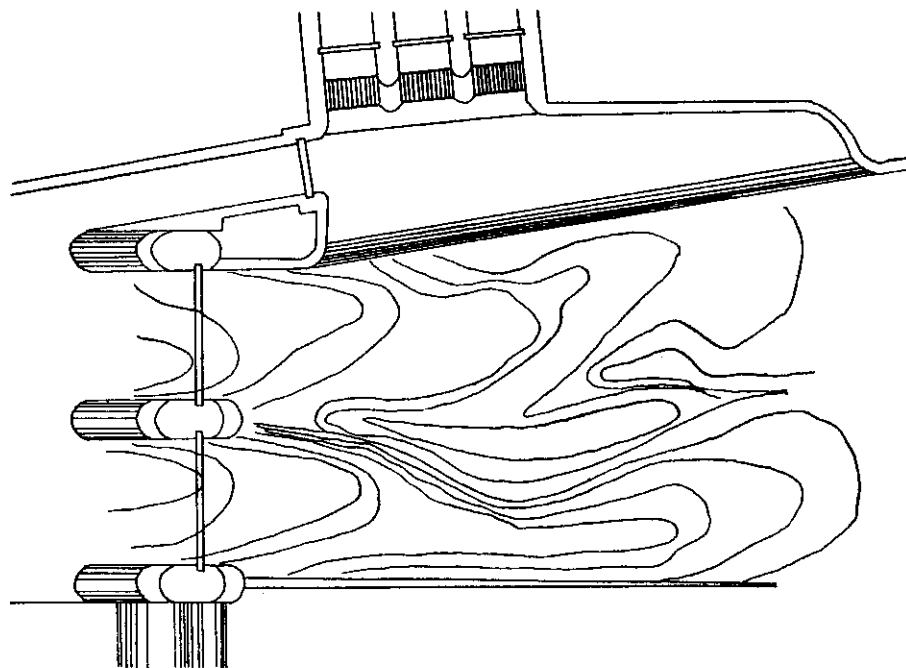


図-7 排砂門河床付近の等流速線図



写真 一 7



写真 一 8

敷きならして平水量を流したのであるが、分流比 1:1 の場合は左川よりくる流速が右川の流速より大きいいため排砂能力は左川の流れに支配されている。そのため導流壁の側面に堆積部分が生じ、また横越流せきの背面にも排砂能力の薄いところが生じている。しかし分流比が 2:1 から 5:1 となるにしたがつて右川の流れが効き出し、その効果は横越流せき背面の上流側にまでおよんできている。導流壁の長さを延長し、また高さを上げることにより、分流比による差異はいつそう顕著に現われるようである。平水量の場合導流壁の高さが高くなると堰堤によりせき止められた水が導流壁を越流できなくなり、導流壁の側面に堆積部分が生じるようである。そこで現地流量 $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ を流してみたところ、流れは導流壁を多量に越流し側面に堆積部を生ずる恐れはないようである。導流壁が長くなるとその先端まで排砂効果が現われるようであるが、将来中洲の先端が下流側に発達してきた場合導流壁の先端とつながり右川と左川に分断する恐れがあるので、導流壁の長さとしては原設計の 20.0 m が良好と思われる。

4. 導流壁の効果に関する実験

原河川を横断して堰堤を作ることにより、堰堤の上流において土砂が堆積し中洲の発達と相まつて河川が 2 つに分断される恐れのあることは前述した。したがって導流壁がなければ左川の流れは中洲の下流端において停滞することなく排砂門に導かれることが考えられる。そこで導流壁の有る場合と無い場合の流線の状態および排砂効果を観察してみた。その 1 例として平水量を流し、最悪の条件である分流比 5:1 の場合を写真-9 および写真-10 に示す。

これによると導流壁の無い場合 (写真-10)、左川の流れは大変スムーズに排砂門に導入されてゆく。分流比 1:1 の場合はいつそう顕著である。次に排砂能力を比較するために、導流壁の有る場合と無い場合について同時間給水した (写真-9, 10)。これによると導流壁の有るときは排砂門上流部の砂はほぼ掃流されているが、これが無い場合は砂の掃流が認められない。したがって導流壁の設置による排砂効果は予想以上大きいものと考えられる。

5. その他の観察

(1) 排砂門下流側の導壁

排砂門を通過した流れの一部は、そのまま下流に流下せず固定せきと sill の間に流入する。このため土砂の流入や堆積を防ぐためには排砂門の下流側にも導流壁が必要と思われる。そこで最高部を固定せきの高さ (1.78



写真-9



写真-10

m) まで取つた導流壁を左端の排砂門柱に接続させて延長を sill の下流端までとり (10.80 m), 上面勾配 1/10 に作成して流れの状況を観察してみたが結果は良好であつた。

(2) 隧道内の水位

隧道内の水位状態を調べるため、図-8 に示す各点において原案および各改良案について水位の測定を行なつた。水位値の詳細は省略するが、流入水位を観察すると隧道入口より 1.50 m 内に入つた点において局部的な水

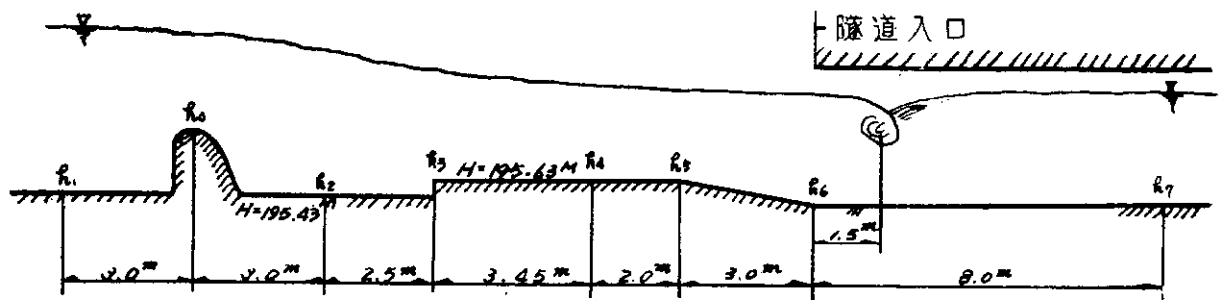


図-8 隧道付近の水位測定図

位低下の生ずることが認められた。これは隧道前面の断面縮小と勾配の影響によるものと思われる。この隧道入口で乱れた流れは、隧道入口より約 8.0 m の点で正常な流れに復するようである。

6. せきの越流係数に関する実験

この実験に使用したせきは固定せきと横越流せきの 2 種であり、その断面図を 図-9 および 図-10 に示す。越流係数の測定は、固定せきに関しては完全越流の場合と潜りせきの場合について求めたが、横越流せきについては常に潜りせきの状態にあると考えられるので潜りせきの場合についてのみ求めた。

実験施設は幅 60 cm, 長さ約 10 m の矩形水路で、河床はモルタル仕上げとした。せきは水路のほぼ中央に実物の 1/10 に縮尺して設置し、せきから十分離れた位置としてせきの中心線から 6d だけ上流において越流水深 h_1 を測定した。下流水位としては同じく 12d だけ離れた位置で水位 h_2 を測定した。図-11 にその縦断図を示す。

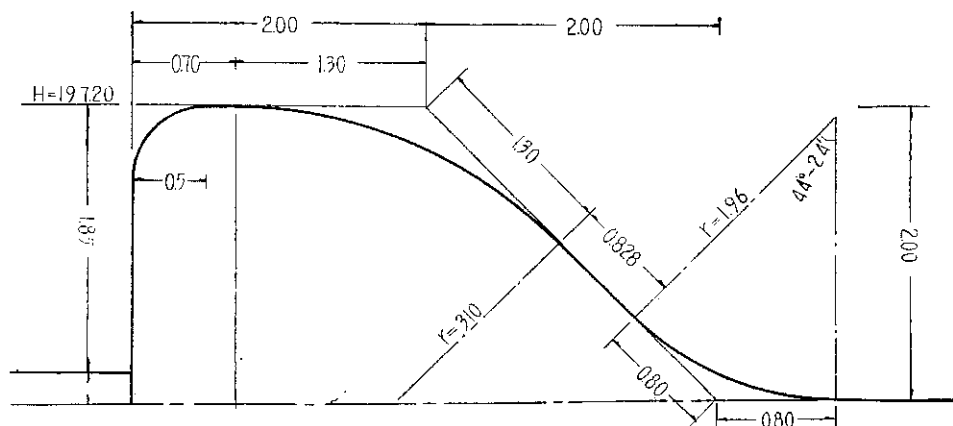


図-9 固定せき断面図 (単位: m)

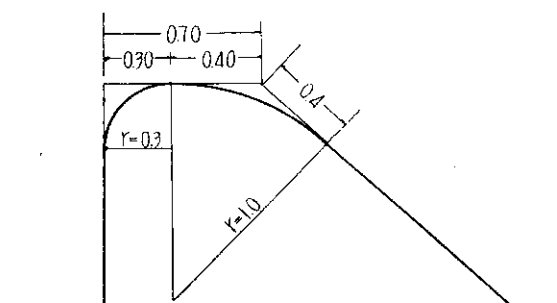


図-10 横越流せき断面図 (単位: m)

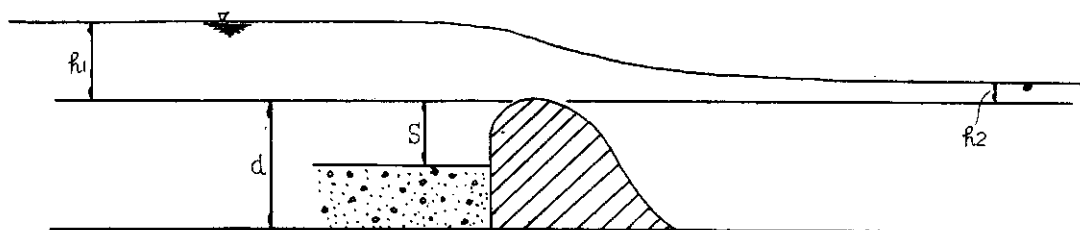


図-11 模型装置縦断図

図-11 において

d : せきの背面高

s : せき頂からせき背後の堆砂面までの深さ

h_1 : せきから十分離れた位置の越流深

h_2 : せき頂より測つた下流水位

H : $h_1 + v_1^2/2g$

v_1 : h_1 を測定した場所における流速

越流係数 m は次式によつて求めた³⁾。

$$\text{完全越流} \quad Q = m B H \sqrt{2g H} \quad (1)$$

$$\text{潜りせき} \quad Q = m' B h_2 \sqrt{2g (H - h_2)} \quad (2)$$

ここで

m, m' : 越流係数 B : 水路幅 Q : 流量 g : 重力の加速度

(1) 完全越流係数

固定せきの形状は図-9に示すとおりであるが、せきの背面高は土砂の堆積により逐次小さくなって行くことが予想され、これが越流係数にも影響をおよぼすと考えられる。そこでせきの背後に砂を敷きならし、 s/d が 0.2, 0.5, 0.8, 1.0 割の4種の場合について(1)式によりそれぞれ越流係数を算出した。 $s/d=0.2$ 割の場合は砂がせきを越流して流れ出し、測定値として信頼度が薄いのでかつあいした。これを表-7に示し、越流水深と越流係数の関係を図-12に示す。

表-7 固定せきの越流深と越流係数 (完全越流)

実験番号	$H=h_1+\frac{v_1^2}{2g}$ (cm)	H/s (cm)	m	実験番号	$H=h_1+\frac{v_1^2}{2g}$ (cm)	H/s (cm)	m
A-1	1.41	0.14	0.329	A-7	5.03	0.51	0.446
2	1.75	0.18	0.359	8	5.65	0.57	0.452
3	2.26	0.23	0.405	9	6.41	0.65	0.465
4	2.92	0.29	0.394	10	7.19	0.72	0.477
5	3.67	0.37	0.426	11	8.20	0.83	0.478
6	4.30	0.43	0.440	12	9.06	0.91	0.488
B-1	1.37	0.17	0.344	B-7	4.99	0.63	0.451
2	1.72	0.22	0.368	8	5.60	0.70	0.458
3	2.34	0.29	0.384	9	6.40	0.81	0.466
4	2.90	0.37	0.400	10	7.21	0.91	0.476
5	3.67	0.46	0.426	11	8.16	1.03	0.481
6	4.34	0.55	0.433	12	9.11	1.15	0.484
C-1	1.33	0.27	0.363	C-7	4.98	1.00	0.453
2	1.63	0.33	0.398	8	5.63	1.13	0.455
3	2.28	0.46	0.400	9	6.36	1.28	0.471
4	2.81	0.57	0.421	10	7.20	1.45	0.477
5	3.68	0.74	0.424	11	8.21	1.65	0.478
6	4.41	0.89	0.423	12	9.22	1.85	0.475

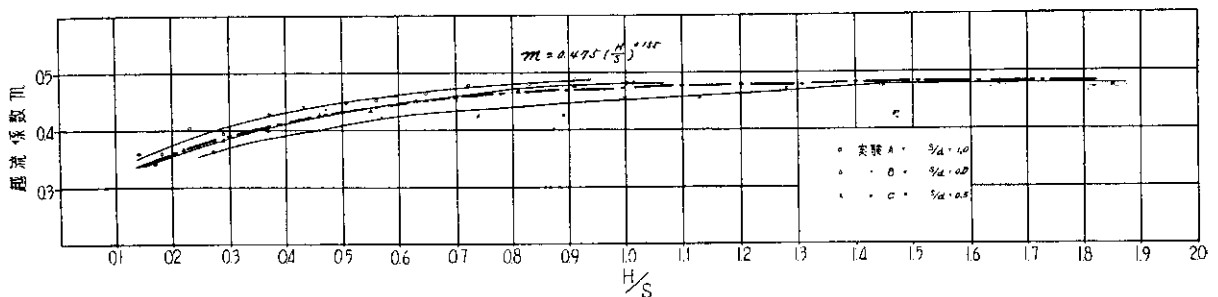


図-12 固定せきの越流深と越流係数 (完全越流)

図-12によると背面高の越流係数におよぼす影響がわずかに認められ、背面高が小さくなるにしたがつて同一水深に対して越流係数は小さくなってゆくようである。これらを一括して最小自乗法により m と H/s との関係を求めると次式が得られる。

$$m = 0.475 (H/s)^{0.155}$$

(3)

(2) 潜越流係数

(2) 式により越流係数を求めこれを表-8に示す。横越流ぜきについての数値はかつあいする。

表-8 固定ぜきの越流深と越流係数 (潜越流)

$H=h_1+\frac{v_1^2}{2g}$ (cm)	h_2 (cm)	h_2/H (cm)	m'	m'/m	$H=h_1+\frac{v_1^2}{2g}$ (cm)	h_2 (cm)	h_2/H (cm)	m'	m'/m
1.62	1.28	0.79	0.305	0.843	7.81	7.46	0.96	0.194	0.410
5.82	5.39	0.93	0.045	0.098	9.94	9.82	0.99	0.135	0.135
8.18	7.97	0.97	0.026	0.054	6.07	0.53	0.09	0.460	0.460
2.82	1.00	0.35	0.409	1.000	6.05	2.58	0.43	0.462	0.462
3.49	3.10	0.89	0.299	0.711	6.24	4.94	0.79	0.442	0.442
5.45	5.07	0.93	0.153	0.338	7.72	7.09	0.92	0.320	0.320
7.72	7.32	0.95	0.090	0.188	9.93	9.40	0.95	0.220	0.220
9.88	9.46	0.96	0.063	0.128	7.81	2.69	0.35	0.476	0.476
4.59	0.78	0.17	0.432	1.000	7.80	4.90	0.63	0.477	0.477
4.64	3.12	0.67	0.425	0.962	8.33	7.06	0.85	0.432	0.432
5.77	5.38	0.93	0.306	0.670	9.55	6.87	0.72	0.476	0.476

低いせきにおいて、下流水位がせき頂以下である場合には完全越流であるが、下流水位がせき頂を越えても h_2 が H に比して小さい間は越流はなお完全越流の状態を続ける。しかし、 h_2 がある値を越えた時にはじめて不完全な越流となるか潜越流となる。理論的には $h_2/H=2/3$ を完全越流と潜越流の境としているが、実際にはこの境界付近はいずれにも属さない状態が生ずる。この間の状態を不完全越流と名付けている。

そこで(1)式と(2)式において、ある H に対する越流量 Q' が h_2 の如何にかかわらず同一 H に対する完全越流量 Q に等しければ、 Q' は完全越流をなしているといえよう。したがってそのときの m' の値は m に等しくなる。

$$\text{すなわち } m'/m = 1$$

いいかえれば同一 H に対して h_2 の如何にかかわらず $m'/m=1$ の範囲は水理学的に完全越流の範囲であり、

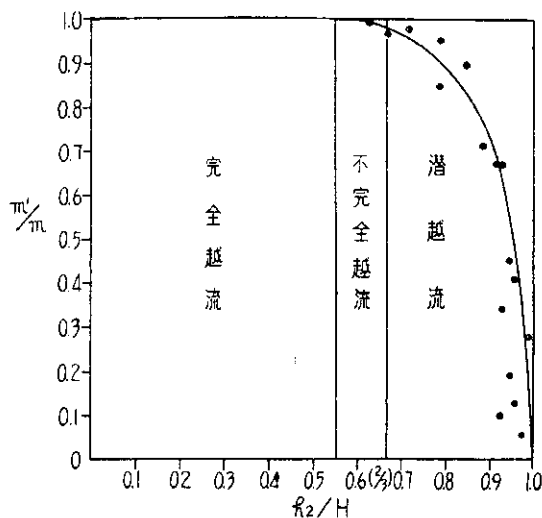


図-13 固定ぜきの越流深と越流係数 (潜りぜき)

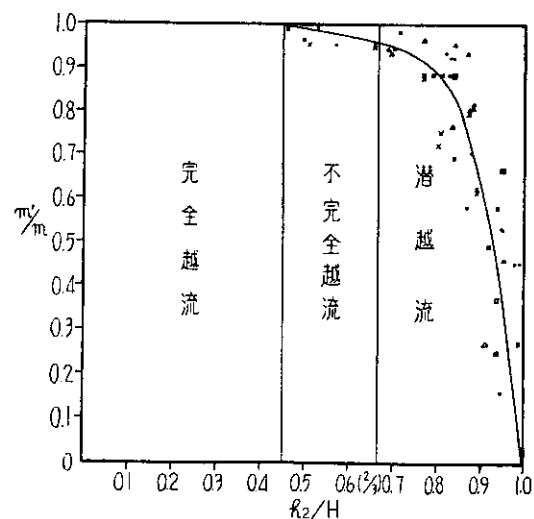


図-14 横越流ぜきの越流水深と越流係数 (潜りぜき)

h_2 の変化にともない $m'/m < 1$ となれば下流水位の影響をうけて不完全越流あるいは潜越流となる。

そこで不完全越流および潜越流の領域の m'/m と h_2/H の関係を図示すると 図-13 および 図-14 のようになる。

これによると完全越流と不完全越流および潜越流とを区別することができそうである。すなわち

(固定せき)

$$\text{完全越流} \quad \frac{h_2}{H} < 0.55 \quad \text{で} \quad m'/m = 1$$

$$\text{不完全越流} \quad 0.55 < \frac{h_2}{H} < \frac{2}{3}$$

$$\text{潜越流} \quad \frac{2}{3} < \frac{h_2}{H}$$

(横越流せき)

$$\text{完全越流} \quad \frac{h_2}{H} < 0.45 \quad \text{で} \quad m'/m = 1$$

$$\text{不完全越流} \quad 0.45 < \frac{h_2}{H} < \frac{2}{3}$$

$$\text{潜越流} \quad \frac{2}{3} < \frac{h_2}{H}$$

IV. 結 論

以上の実験により、空知川富良野地区頭首工に関して得られた点を示すと以下のとおりである。

(1) 中州によつて分断される右川と左川の分流比は、取水上あるいは排砂効果を勘案して右川 3 対左川 1 の比率が好ましいと考える。

(2) 土砂吐壁の横越流せきに接する部分は 図-5 のように改良することにより、土砂吐内に生ずる偏流を防ぐことができそうである。これを採用すると横越流せきの長さは 18.80 m (原案 20.0 m) に短縮される。

(3) 渇水期において計画取水量を確保できる横越流せきの限界背面高は、土砂吐壁形状が原案の場合は 1.10 m (原案 0.9 m)、土砂吐壁形状を改良した場合は 1.00 m 程度であろうと思われる。なお横越流せきの上面勾配は 1,200 (原案 1/100) に改良した方が好ましい。

(4) 導流壁は取水に対してはさほど悪影響をおよぼしてはいないようである。したがつて排砂能力をいつそう上げるため高さを最高部で 1.30 m (原案 0.90 m) 程度まで上げてもらさしつかえない。しかし長さは中州の発達が予想されるので原設計 (20.0 m) 以内におさえるべきである。なお導流壁の設置による排砂能力の効果は著しく現われる。

(5) 排砂門の下流側にも導流壁の設置が望ましい。

(6) 隧道内の水位状態は、入口より約 1.50 m の点で局所的な水位低下を起こすようであるが、約 8.0 m の点で正常な流れに復するようである。

(7) 固定せきの越流係数は、せきの背面高が変化することにより多少影響をうけるようである次式によつて与えられる。

$$m = 0.475 (H/s)^{0.155}$$

(8) 固定せきおよび横越流せきが、潜りせきとなる場合の越流の範囲は次のとおりである。

	固定せき	横越流せき
完全越流	$\frac{h_2}{H} < 0.55$	$\frac{h_2}{H} < 0.45$

$$\begin{array}{ll} \text{不完全越流} & 0.55 < \frac{h_2}{H} < \frac{2}{3} & 0.45 < \frac{h_2}{H} < \frac{2}{3} \\ \text{潜越流} & \frac{2}{3} < \frac{h_2}{H} & \frac{2}{3} < \frac{h_2}{H} \end{array}$$

参 考 文 献

- 1) 旭川開発建設部：富良野地区かんがい排水事業頭首工水理実験設計書 (1956).
- 2) 安芸 皎一：河相論 (1951).
- 3) 土木学会編：水理公式集, p. 91 (1957).
- 4) 前出, 3).

表紙の写真説明

金山シリンダーゲート水理模型実験

多目的ダムにおける貯溜水を直接、または発電使用後農業灌漑用水として使用する場合、本道のような寒冷地では表面温水を取水しなければ、稲作の生育に害を与えることは衆知のとおりである。したがって、表面温水の取水を効果的ならしめるため取水管の先端にツバを付す構造を提案し、実験を行なうものである。模型はツバおよび取水管はアクリル製で、橋脚は木製で縮尺 3/100 である。