

帯広川洪水調節分流工事について (1)

正員 帯広土木現業所 青 木 健 市
 ○正員 同 橋 本 守 穂

1. 帯広川の概要

帯広川は、日高山系に連なる、帯広岳 (標高 1,083 m) に源を発し、途中数本の小支流を合わせ、地味豊かにして、かつ肥沃な十勝平野を蜿蜒と流下し、十勝地域の経済産業の中核拠点でもある帯広市を貫流し、十勝川に合流する準用河川である。

帯広市内を流下する地区は、昭和 3 年 3 月より昭和 7 年 10 月までの 4 年 7 カ月の工期をもって、総工費 280,000 円で延長 3,141 m 間を暫定断面にて、一応河川改修工事が施工されているが、このごろ (昭和 5 年当時) の帯広市の人口は、28,000 人程度であったのに対し、開基 80 年を迎えた昭和 37 年には、人口 107,000 人と約 4 倍近く膨脹するに至った。

すなわち、このことは、人口の都市集中化の傾向によるもので、帯広市街地を貫流している帯広川の周辺もまた、人家・商店・工場などが密集し、兩岸の築堤天端は道路として併用され、この地区だけでも、鉄道橋 2 カ所、道路橋 9 カ所 (永久橋 7, 木造橋 2) が架設してある。

帯広川は、帯広市の発展とともに上流におよぶ改修工事が要求され、昭和 28 年を初年度として、総事業費 460,000 千円で着手した。しかし、昭和 7 年に竣工した市内地区の約 4 km 間の河道改修も根本的な洪水防御にはならず、流路が固定されたのみで、自流に対し築堤余裕高 (0.6 m) を見込むと、最大 170 m³/s の疎通能力より有せず、流末の大きな Neck として再改修が問題になっていた。

2. 帯広川分流計画の構想

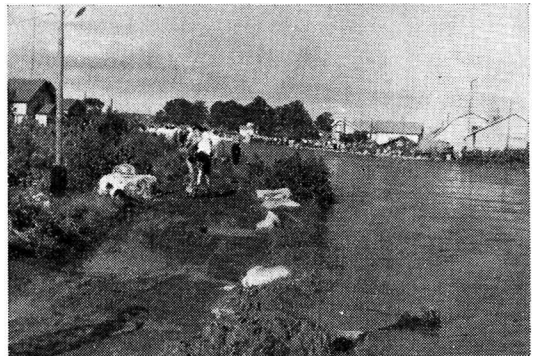
帯広川は、山地面積 38.4 km²、平地面積 139.0 km² で、流域の 80% までが平地部を流下しており、山裾まで開拓が進められているから、適当な洪水調節のための貯溜池もなく、下流部は急速に発達した市街地があり、多数の橋梁の取り付けから見ても嵩上げは困難であり、河幅拡張についても相当莫大な用地買収費や、家屋移転補償を伴うため、数量的な取りまとめはまず不可能な状況であるから、下流部の再改修はまったく困難である。

ここに昭和 30 年ごろから、帯広川が十勝川に最も接近している西帯広 10 号付近 (延長約 2 km) より、全面的な河川

切替えが考えられたが、灌漑用水や、工業用水の確保と、帯広市内の污水排水が帯広川へ放流されているために、河川維持上適当な流水が必要となる。したがって、全面的な河川切替えは種々と問題が多く現河道を最大限に利用し、洪水調節のみ分流する考えとなり、昭和 35 年にその概要が計画された。続いて、翌 36 年には、1,800 千円をもって分流部の模型実験が 5 カ月間にわたり、くり返し行なわれ、帯広川洪水調節分流計画に、第 1 歩をふみ出した。しかし一方では、分流地区の用地、70,515 m² の買収交渉が行なわれたが、極端に難行した。

3. 台風 9 号から用地問題解決まで

北海道東部地方を襲った、台風 9 号 (昭和 37 年 8 月) は、十勝の平野部において約 130 mm、山岳地帯で 200 mm 近くの豪雨となり 8 月 3 日夕刻から 8 月 4 日朝まで降り続いた結果、十勝川水系の各河川は、大正 11 年以来の大洪水となった。帯広川流域においても市街地の築堤は、部分的に天端を越える異状出水となり、根室本線左流岸の築堤取り付け予定箇所から逆流し、築堤は随所に破堤し、越流を惹起し、市街地域だけでも、床上 700 戸、床下 750 戸、の住家被害を与えたものである。



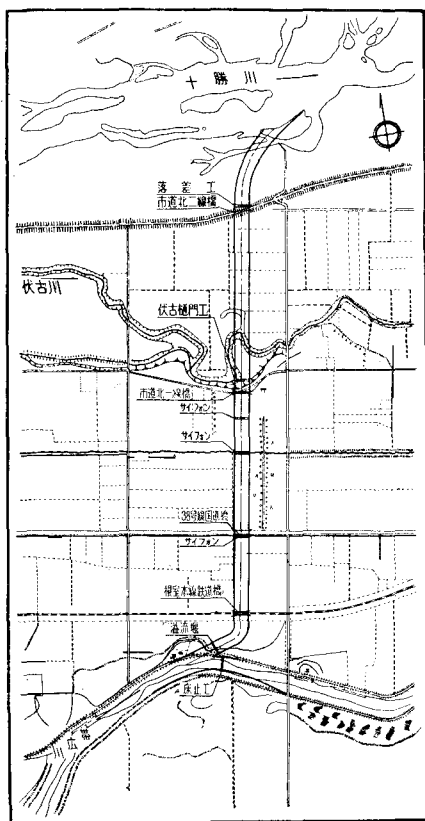
写真—1 市内地区の洪水状況

このほか土木被害としての河川災害については、34 カ所 152 百万円、橋梁は 9 カ所で、42 百万円、合計約 2 億円に上り、氾濫による農耕地の被害は、畑 920 ha、水田 70 ha、採草地その他が 110 ha と、1,100 ha に及ぶ損害を与えた。

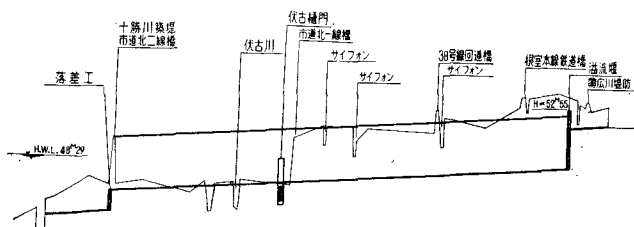
したがって農耕地の保護と、民生安定のためにも、地域住民の強い意願となって、分流計画実現のため結集した結果、分流地区の地主の協力するところとなり、再三にわたる交渉で難行していた、買収、補償の問題はついに解決し、従来から計画され、懸案であった本工事はさらに大きく、クローズアップされた。

4. 分流計画の概要と2・3の考察について

帯広川分流計画は、帯広市西帯広10号線より11号線へ約150m離れた所を通り、帯広川から、十勝川までの2.0km間に分水路を新設しようとするもので、帯広市内に流入する以前に洪水調節流量として、 $180\text{ m}^3/\text{s}$ を十勝川へ放流するものである。



図一 帯広川洪水調節分流工事平面図



図二 計画縦断面図

本川の分流方式は実験報告でも述べるが、当初横取り越流方式で実験を行ない、流線追跡などを行なった結果、死水や、流水表面に部分的ながら、跳水現象が現われ、流水も射流であることから、いわゆる、水理的不確定要素が多いため、まず、築堤間を狭め、洪水時には流水が常流で流下するよう計画し、実験を切替えた結果、水面の跳水も消え、結論的に、横取り越流方式より、鋭角分流方式を採用するに至ったものである。

本計画箇所は、帯広川よりが高台となり、十勝川よりが低地になっている。いわゆる、河川段丘地帯である。丁度その高台と低地の境に計画区間を区切るように、原始河川そのままの姿で、紆余曲折し、蛇行はなはだしく流れているのが伏古川である。

伏古川は分流区域を過ぎてから、約1km下流で十勝川へ合流している。分流水路は、この伏古川の上を通過するので、いわゆる、立体交差となるわけである。

伏古川の流量は現地を調査検討の結果 $Q=8.7\text{ m}^3/\text{s}$ であることから $1.8 \times 1.5\text{ m}$ の並列函渠にて高台づきに水路を切替え施工するよう計画した。また、分流水路は、伏古川より、高台が切深約3.0mの水路となり、十勝川よりの低地部は約2.5m程度の盛土となり、堤間32.40m、低水敷幅10.0mの複断面水路である。

この水路は、平常まったくdryな状態であり、本川の流量が $30\text{ m}^3/\text{s}$ 程度増水すると、分流部に越流を開始することになる。したがって、分水路は、外気温度(摂氏で既往最低-38.2度より、既往最高の+37.8度)の影響を受けることになる。すなわち、冬期間においては、凍結・凍土があり、夏期間は、水路工作物の材料温度が相当高く(推定 70°C)上昇すると考えられる。

また、常時流水が流下しないことから、分水路河床に雑草が繁茂し、河川維持上問題となり、法面護岸を施工し、河床にライニングを施せば、当然地下水による Back-pressure を受けることになるので、これの処理としては、背面を砂利層で置き換え、河床に排水管を計画している。

十勝川の分水路と出会う所の計画洪水量は、 $Q=2,510\text{ m}^3/\text{s}$ で、到達時間は約30時間で減水時間は90時間程度であることから、十勝川の逆流を長時間受けることになり、盛土築堤箇所では、付近耕地へ浸透水による悪影響を排除するため、相当水密性の工法が要求され、コンクリート・ライニングなどでは継手がとかく弱点となるので、アスファルト・コンクリート・ライニングを計画している。

この工法は、透水係数 10^{-8} cm/s 程度期待できるので、水密的な水理構造物として、開水路の巻立に使用され、相当良好な結果をおさめているが、分流水路はほとんど平時は通水されていないので、夏期においては、予想以上に材質温度が上

昇するから、法面 2 割上での、材料安定の試験が必要となる。この外、耐寒性・凍結融解などについて詳細な検討を行ないこの資料を指針とし、さらに計画面の充実を計りたいと考えている。

5. 帯広川洪水調節分流計画に伴う実験について

5-1 分流通験の概要

- (1) 水理実験は、昭和 37 年 8 月より 12 月まで札幌郡手稲町の発寒川の水を利用して行なった。
- (2) 帯広川の計画洪水流量は、 $350\text{ m}^3/\text{s}$ であって、これを分流点において二分し、洪水時において本川に $170\text{ m}^3/\text{s}$ 、分水路に $180\text{ m}^3/\text{s}$ の水が流れるよう計画した。
- (3) 実験内容は、大きくつぎの二つに分けて行なった。
A 案；本流に横越流堤を設け、 $180\text{ m}^3/\text{s}$ を分流する。
B 案；同地点において、導流突堤を河川中央に設け、 $180\text{ m}^3/\text{s}$ を分流する。

5-2 模型の設計と作成

- 縮尺；水平、鉛直共に、実物の $1/50$
- 範囲；測点 7,500～8,835 の範囲 ($1,335\text{ m}$ 間)
- 河床；固定河床モルタル仕上
- 測定；流量…水槽出口に三角堰および模型末端に四角堰を設けて測定する。
水位…ポイントゲージを用いる。
流速…ピトー管を用いる。
流量調節；水槽側面に角落を設ける。

5-3 相似律について

一般に河川の模型実験は、種々な条件に制約されて比較的小縮尺でかつゆがめて作ることが多い。
しかし縮尺が小さければ粘性の影響が卓越し、またゆがめれば流水の剝離現象、あるいは流速分布など実物と異な

った状態となり、いずれも実物の水理現象を忠実に再現することは難かしい。

模型をゆがめずしかも大縮尺であればあるほど正確になることは論をまたない。しかし模型の大型化は実験物の設備、敷地、費用、期間、流れの力学的相似を得るための技

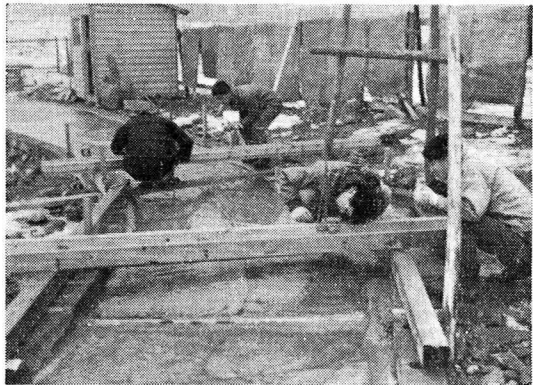


写真-2 水位測定

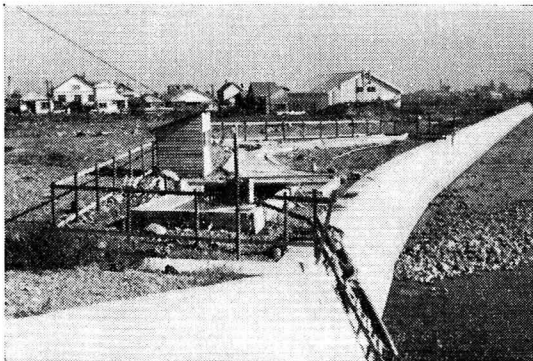


写真-3 実験場全景

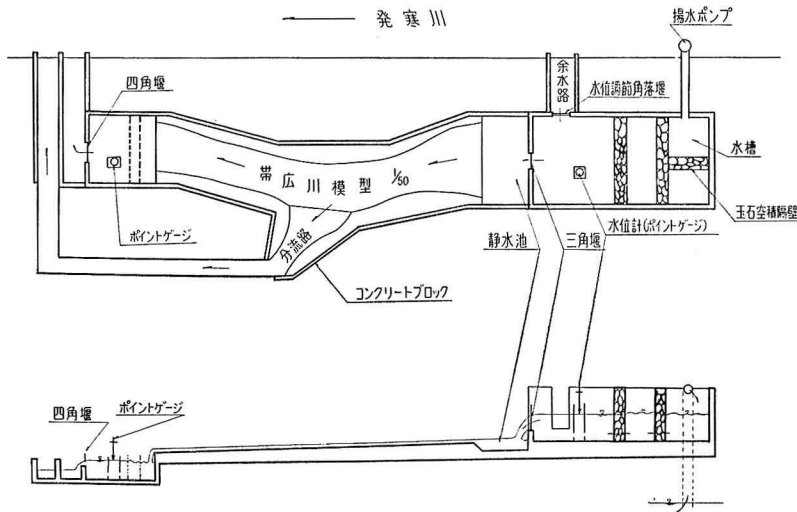


図-3 実験場ならびに模型概要図

術などに大きく制約されてはなはだ困難となる。

この点当試験は屋外で行なったので比較的大なる模型を作ることができた。

開水路の実物と模型との流れが力学的に相似になるためには、

	実物	模型	
長さ	L	l	$L/l = m$
面積	A	a	$A/a = L^2/l^2 = m^2$
流速	V	v	$V/v = \sqrt{2gL}/\sqrt{2gl} = m^{1/2}$
流量	Q	q	$Q/q = AV/av = m^{5/2}$
係数	C	c	$C/c = 1$
粗度係数	N	n	$N/n = CR^{1/6}/cr^{1/6} = m^{1/6}$

すなわち模型と実物の流れが力学的に相似になるためには、流量係数が等しくなる必要があり、そのためには粗度係数 n の比が、長さの $1/6$ 乗に等しくなければならない。

5-4 粗度係数

帯広川において、良好な実測粗度係数がないため、この決定にあたっては現状の河床構成材料を採取し、この平均粒径より実験式により求めた。

平均粒径は、 $d_m = 15 \text{ mm}$ であり、 n は、

$$n = \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g}} \cdot \frac{1}{(u_m/u)}$$

$$u_m/u = f(d_m/RI)$$

R : 径深 (m) I : 河床勾配

まず n を仮定し、それより d_m/RI を計算し u_m/u を図表より求め、仮定値が一致するまで、試算により決定した。

すなわち

測点 8,650 において

$$I = 1/230, \quad I^{1/2} = 0.0659, \quad n = 0.0318 \quad \text{と仮定すると}$$

$Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ を流過する流速および径深は、

$$V = 2.49, \quad R = 1.315$$

したがって、

$$d_m/RI = 2.69 \quad u_m/u = 10.5$$

$$\therefore n = R^{1/6}/\sqrt{g} \times 1/u_m/u = 0.03182$$

よって最初の仮定と一致する。

測点 7,837.5 において

$$n = 0.0313 \quad \text{と仮定すると}$$

$$R = 1.575 \quad d_m/RI = 2.19 \quad u_m/u = 11.0$$

$$\therefore n = 0.0312$$

ほぼ仮定と一致する。

したがって帯広川の粗度係数は、両者の平均値をとり、 $n = 0.0315$ と決定する。

また過去の洪水時の実測粗度係数は、 $n = 0.032$ であったので、ほぼこの値に一致している。ゆえに模型で与える粗度係数は、

$$n = 0.0315 \times (1/50)^{1/6} = 0.0164$$

を与える模型を作成すればよいことになる。

5-5 模型の粗度係数の調整

前述のとおり、模型粗度は 0.0164 とならなければならないが、モルタル仕上の固定河床では、0.0164 の粗度を得ることができないので、河床の粗さを増すために、

- (1) アスファルト乳剤を塗布し、その上に砂をまく。
- (2) セメントペーストを塗布し、箒で目をつける。
- (3) 河床面をワイヤーブラシまたはタガネなどで面を粗にする。

以上の方法を試みたところ、(2) (3) の方法が良好で $n = 0.0163$ 程度となったので、実験はこの状態で行なうことにした。

流れ状況の検討

一般に矩形断面、梯形断面、放物線断面とかの規整断面については限界水深は、簡単な式で求められるが、天然河川などの不規則断面についての限界水深を求めるには、比エネルギーより求める。すなわち流水中の任意の点の比エネルギーを E 、単位幅当たりの流量を q とし、 $q = hv$ とすると、

$$h^3 - Eh^2 + \frac{\alpha}{2g} q^2 = 0 \quad (1)$$

この方程式は与えられた E および q に対して持つ正の実根が 2 または 0 である。

根が 2 個の場合はある流量を流すに必要な水深は 2 種あり、特別な場合として 2 つの水深が一致したときが限界水深 h_c である。 h_c より大なる水深を持つ流れは常流であり、 h_c より小なる水深の流れは射流である。

また (1) 式が正の根を持たない場合は、与えられたエネルギーで流量 q を流し得ないことを意味する。

したがって不規則断面における限界水深を求めるには、(1) 式に $Q = Av$ を代入すると

$$E = h + \frac{\alpha Q^2}{2gA^3} \quad (2)$$

Q は与えられているので限界水深は、

$$\frac{dE}{dh} = 0 \quad (3)$$

を満足する h を求めればよいのであるが、 $A = f(h)$ であるので各 h に対する E を求め、その最小値をグラフにより求めればよい。

sp 8,145 における $Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合について計算例を上げるとつぎようになる。

限界水位 52.883

実験水位 52.650

$$h_c = 52.883 > 52.65 = h_0$$

ゆえに射流である。

表-1

H	A	$\alpha Q^2/2gA^2$	E
53.00	113.6	0.533	53,533
52.90	105.7	0.613	53,513
52.80	97.7	0.717	53,517
52.70	89.8	0.829	53,529

模型粗度計算について

測 点	7,800
流 量	$Q=0.0198 \text{ m}^3/\text{s}$ (350 m^3/s)
平均水位	1.0493 m $I=0.0037$
平均勾配	3.7 mm/1 m $I^{1/2}=0.609$

表-2

	A	P	R	$R^{2/3}$	$AR^{2/3}$
左	32.12	21.8	1.47	0.060	1,927
右	220.63	48.3	4.57	0.128	28,241
中	218.51	80.0	2.73	0.092	19,884
Σ	471.26				50,052

$$R^{2/3} = \frac{AR^{2/3}}{A} = 0.1062 \quad n = \frac{AR^{2/3}I^{1/2}}{Q} = 0.0150$$

測 点	8,305
流 量	$Q=0.0198 \text{ m}^3/\text{s}$ (350 m^3/s)
平均水位	1.090 m $I=0.0076$
平均勾配	3.8 mm/50 cm $I^{1/2}=0.876$

表-3

	A	P	R	$R^{2/3}$	$AR^{2/3}$
左	140.52	77.0	0.0195	0.073	10,258
中	239.25	64.4	0.0371	0.112	26,796
右	32.73	22.5	0.0145	0.060	1,964
Σ	412.50				39,018

$$R^{2/3}=0.0945 \quad n=0.0162$$

同様に $Q=0.0169 \text{ m}^3/\text{s}$ (350 m^3/s) について計算すると

測 点	7,880	$n=0.0156$
測 点	8,305	$n=0.0163$
測 点	8,500	$n=0.0158$

なお全川について不等流であるので粗度係数は、つぎの式で表わせる。

$$n = \frac{R^{2/3}A}{Q} \times \sqrt{i - (i-I) \left(1 - \frac{Q^2B}{gA^3}\right)} \quad (4)$$

i ; 河床勾配 I ; 水面勾配

を用いて計算した結果を表-4に示す。

表-4

測点	流速 (m)	エネルギー 勾配 (m)	河床 勾配	$R^{2/3} \cdot A/Q$	$(i-I)$	$1 - \frac{Q^2B}{gA^3}$	粗度
8,200	0.566	54,112	0.003774	0.5750	0.000344	0.5750	$n = 0.01687$
8,250				0.6583		0.6583	
8,305	0.401	54,985		0.5882		0.5882	
8,352	0.341	54,197		0.5811		0.5811	
8,405				0.6961		0.6961	
8,445			0.003820	0.5541	0.000679	0.5541	$n = 0.01709$
8,500				0.6629		0.6626	
8,552				0.8026		0.8026	
8,600				0.7437		0.7437	
8,650	0.303	56,089		0.6120		0.6120	

なお本計算に当たっては不等流補正として i の代わりにエネルギー勾配 $A(H+v^2/2g)/\Delta x$ を用いた。

5-6 横越流堤の計算

Q_0 (計画最大洪水流量) = 350 m^3/s , Q_1 (分流後の本川流量) = 170 m^3/s , Q_2 (分水量) = 180 m^3/s , I (本川計画水面勾配) = 1/230, $n=0.0315$ とし、越流水深は $h=1.00 \text{ m}$ 前後となるよう計画する。

A. 伊藤本間公式

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} L h^{3/2}$$

いま L (越流幅) = 100 m, B (堤間) = 80 m, h (越流水深) = 1.00 m とすると $\mu=0.54$, $Q=180 \text{ m}^3/\text{s}$ とすると $L \cdot h^{3/2} = 112.85$

L, h の関係を求めると表-5のとおりである。

表-5

L	$h^{3/2} = \frac{112.85}{L}$	h
100	1.1285	1.09
105	1.0748	1.05
110	1.0259	1.02
115	0.9813	0.99
120	0.9404	0.96
125	0.9028	0.94
130	0.8681	0.91

B. Engels 公式

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g}^3 \sqrt{L^{2.5} \cdot h^5}$$

$2/3 \cdot \mu = 0.57$ とすると

$$L^{2.5} \cdot h^5 = 36 \cdot 2,227.78$$

L, h の関係を求めると表-6のとおりである。

表—6

L	$L^{2.5}$	h^5	h
100	100,000.00	3.622228	1.2936
105	113,066.00	3.205378	1.2623
110	126,929.00	2.853783	1.2333
115	142,168.00	2.547872	1.2057
120	157,680.00	2.297234	1.1810
125	174,687.00	2.073576	1.1570
130	192,660.00	1.880140	1.1346

C. 逐次計算法による方法

横越流堤下流端における単位幅当たりの量 q は、 $q=f(h)$ で求まるので下流端より dx 上流までの間の越流量は、

$$\int_0^{dx} q dx \text{ で}$$

dx 上流の河川流量は

$$Q=170+\int_0^{dx} q dx$$

この場合の水深 h を求めることができる。この計算を逐次上流まで行ない、横越流量の計が $180 \text{ m}^3/\text{s}$ になる所で所要の越流長 L が求まる。

不等流の基本方程式として、

$$-i + \frac{dh}{dx} + \frac{Q^2}{C^2 R A^2} + \alpha \frac{Q^2}{2g} \cdot \frac{d}{dx} \left(\frac{1}{A^2} \right) = 0 \quad (1)$$

(1)-式は Q の値が変化するので、第四項は

$$\frac{\alpha Q^2}{2g} \cdot \frac{d}{dx} \left(\frac{1}{A^2} \right) = \frac{\alpha}{2g} \cdot \frac{d}{dx} \left(\frac{Q}{A} \right)^2$$

いま $A=bh$, $dQ/dx=-q$ とすると、これを(1)-式に代入すると

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - \frac{Q^2}{C^2 R A^2} + \frac{\alpha Q^2 q}{g b^2 h^2 Q}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g b^2 h^3}} \quad (2)$$

限界水深を h_c とすると、 $h_c^3 = \alpha Q^2 / g b^2$

$$\therefore \frac{dh}{dx} = \frac{\left(i - \frac{Q^2}{C^2 R A^2} \right) h^3 + \frac{h_c h q}{Q}}{h^3 - h_c^3} \quad (3)$$

$$Q=170-\sum q dx$$

また越流量は、完全越流とし、

$$Q' = \frac{2}{3} c b \sqrt{2g} \{ (H_0 + h_a)^{3/2} - h_a^{3/2} \} \quad (4)$$

欠口の下流端を原点にとり、 $-x$ の方向に Δx ずつ切って計算する。

$$\frac{dh}{dx} = f(h, x)$$

を $x=0$ に対して計算し $x=-\Delta x$ に対しては、

$$h = (h)_{x=0} - \left(\frac{dh}{dx} \right)_{x=0} \times \Delta x \quad (5)$$

とし、 $x=0$ から $-\Delta x$ までの越流量は、

$$1/2 \cdot [(q)_{x=0} + (q)_{x=-\Delta x}] \times \Delta x \quad (6)$$

帯広川において、逐次計算をやってみた結果は、 $h_1=1.02$ とすると $h_2=1.63$, $L=72 \text{ m}$ となった。

以上は計算結果をまとめてみると

(1) 伊藤本間公式

平均越流水深 $h=0.96 \text{ m}$ 越流堤長 $L=120 \text{ m}$

(2) Engels 公式

平均越流水深 $h=1.18 \text{ m}$ 越流堤長 $L=120 \text{ m}$

(3) 逐次計算法

越流水深 $h_1=1.02 \text{ m}$ $h_2=1.63 \text{ m}$ 越流堤長 $L=72 \text{ m}$

したがって越流水深 $h=1.0$ に対し越流堤長が、 120 m と予想されるので、模型では $L=120 \text{ m}$ とすることにした。

5-7 横越流堤の実験 A 案

実験-1

本川流量 $350 \text{ m}^3/\text{s}$ ($q=19.8 \text{ l/s}$) を流し分流量 $180 \text{ m}^3/\text{s}$ になるよう堤高を調節した結果の水位流量状況を述べると、

(1) sp 8,305 右岸寄りに射流を生じ、sp 8,250 付近において跳水現象を生ずる。

(2) 越流堤上 No. 41 付近で、大きな波形が生ずる。

(3) 越流堤下流端付近は、ほとんど越流水深がない。

(4) 流心は図-A のとおりであるが、死水面積が非常に多い。

(5) 越流状況を検討すると

$$\text{越流面積 } 266 \text{ cm}^2 \times 2,500 = 66.5 \text{ m}^2$$

$$Q=180 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V=180/66.5=2.71 \text{ m/s}$$

越流係数を求めると

$$\text{平均水深 } h=A/L=0.555 \text{ m}$$

接近流速を無視すると

$$\frac{2}{3} c \sqrt{2g} = 3.64$$

一般に $2/3 \cdot c \sqrt{2g}$ の値は直角静水越流で1.85、横越流では1.5程度であるので、この過大な数値は接近流速を無視したためである

実験-2

実験-1により生じた射流を常流にすべく、本流下流部に堰上堤を設けた。

堰上堤高は、農業取水位 52.35 m に造り満足した流量配分で実験を試みた。結果は、

本流量 $350 \text{ m}^3/\text{s}$

本流堤高 52.35 m

分流量 $180 \text{ m}^3/\text{s}$

分流堤高 52.55 m

分流平均水深 0.905 m
分流堤平均流速 1.656 m/s

- 1) 射流状況は実験-1よりは収ったが、河川の中間において跳水現象が起っている。
- 2) 越流堤上の乱れた波形は一応収ったが、波長の長い波形が全川にわたり見られる。
- 3) 流線図は図-Bのとおりであるが、死水面積は実験-1とほとんど変わりがない。
- 4) 越流状況を検討すると

平均水深 $h=0.905$
 $A=0.905 \times 120=108.6 \text{ m}^2$
 $V=180/108.6=1.656 \text{ m/s}$

$$Q = \frac{2}{3} c \sqrt{2g} L \cdot h^{3/2} \text{ において}$$
$$\frac{2}{3} c \sqrt{2g} = 1.73$$

となり、横越流の係数としては大きなほうであるが、接近流速水頭を無視しているので、これを $h_a = V^2/2g = 0.15 \text{ m}$ と仮定すると、

$$Q = \frac{2}{3} c \sqrt{2g} L \{ (h+h_a)^{3/2} - h_a^{3/2} \} \text{ に代入して}$$

$2/3 \cdot c \sqrt{2g} = 1.475$ となり、ほぼ横越流堤の係数と一致する。

実験-1、実験-2とも本川流速が大であり、これを小にするためバツフルピアーを設けて流れの状況を観察したが、粗柱のための乱流が相当長くなるだけでそれほど効果は得られなかった。

5-8 鋭角分流の実験-B案と結論について

(1) 実験-3の概要

前述の実験-1, 2により本川流速が相当大であるので、その速度水頭のため横越流方式では、斜越流になることは防ぎようがないので、本川流路をせばめて水深を大にし死水を防ぎ、かつ、平面的鋭角で分岐させる分流方式を試みた。

1) 分岐角度

350 m³/s を 180 m³/s および 170 m³/s に分流する。すなわち、ほぼ等量に分けるので、他の実験を参考とすると、約 30° 位が好結果を与えているので、現場状況を勘案し 17° とした。

2) 本川幅

常流水深を得るため、築堤間を 1/2 程度とした。

3) 本流ならびに分流堤

農業用水位を確保するため、低水敷を 52.35 m とする。小流量は本川に流すため、分流堤敷高は、52.35 m 以上とする。

(2) 水理計算

小流量の時は、本流に流水を確保できるよう、また、流量 350 m³/s のときは、分流堤で、180 m³/s を流過できるように計画した。

いま、本流堤低水部敷幅を 10 m とし、 $Q=20 \text{ m}^3/\text{s}$ に必要な水深を求める。

$$\frac{2}{3} c \sqrt{2g} = 1.83 \text{ とすると}$$
$$h = 1.06 \div 1.00$$

したがって分流堤の高さは、 $EL 52.35 + 1.00 = 53.35$ とする。

つぎに洪水時に、本流堤、分流堤で各々 170 t, 180 t の流量を流過するに必要な高さの関係を求めてみる。なお、本流堤、分流堤共分岐点より、ほぼ、等距離にあるので水位は、同じとして計算を行なう。

分流堤 $Q = 180 \text{ m}^3/\text{s}$ の水深

$$Q = \frac{2}{3} c \sqrt{2g} b h^{3/2} \text{ ただし } b=30 \text{ m}$$
$$\frac{2}{3} c \sqrt{2g} = 1.83 \text{ とすると } h=2.21 \text{ m}$$

すなわち、 $EL 53.35 + 2.21 = 55.56 \text{ m}$ の水深の時、本流 $Q=170 \text{ m}^3/\text{s}$ になるような高水敷高を求める。

$$Q_1 = 1.83 \times 10 \times 3.21^{3/2} = 105.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 1.83 \times 15.5 \times 1.74^{3/2} = 65 \text{ m}^3/\text{s}$$

したがって、本流、分流堤の横断図は下図のとおりになる。

実験に際しては、 $Q=350 \text{ m}^3/\text{s}$ を流下させて、本流堤高水敷の高さを種々変更し、流量配分が正規となったときを求めることにした。その結果は、本流堤高水敷高は 54.10 であった。

(3) 実験と考案

1) 流水の状況は、実験 1, 2 に比し、実験 3 は乱流はなくなり、不規則波も生ぜず、良好な結果と思われる。

2) 本流 M 地点における、流速および水深は、

$$\text{流 速 } V = 2.13 \text{ m/s}$$

$$\text{水 深 } h = 2.87 \text{ m}$$

$$\text{平 均 幅 } b = 27.8 \text{ m}$$

$$\text{限界水深 } h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = 1.61 < 2.87 \text{ 常流}$$

分流 M' 地点における、流速および水深

$$\text{流 速 } V = 1.17 \text{ m/s}$$

$$\text{水 深 } h = 3.168 \text{ m}$$

$$\text{平 均 幅 } b = 32.1 \text{ m}$$

$$\text{限界水深 } h_c = 1.52 < 3.168 \text{ 常流}$$

3) 越流追跡 図-C のとおりであり、ほぼ良好と思われる。

4) 流量配分

図-4 のとおりであるが、当初の目的のとおり $Q=0 \sim 28 \text{ m}^3/\text{s}$ までは分流せず、28 m³/s 以上において分流を開始し、 $Q \div 140 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき、本流、分流の流量がほとんど等しくなり、最大計画高水流量 $Q=350 \text{ m}^3/\text{s}$ において、本流部に

使用例

$Q_0 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ における流量配分は
 $Q_1 = 98 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 102 \text{ m}^3/\text{s}$
 これに対応する水位は
 $H_1 = 55.10$ $H_2 = 54.92$

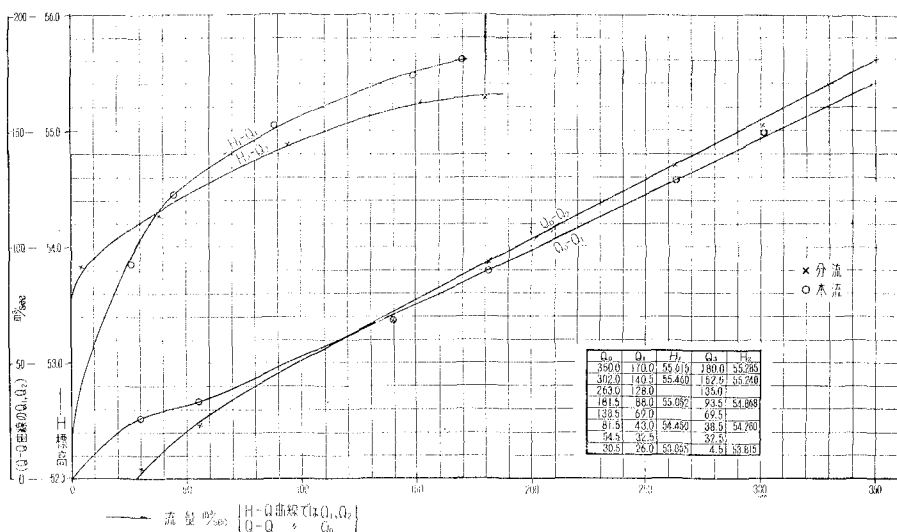
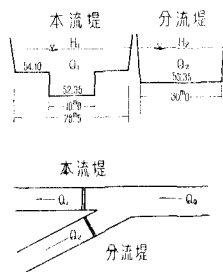


図-4 流量配分水位流量曲線図

170 m^3/s を分流部に 180 m^3/s として洪水を調節することになる。

結 語

主として計画匠の経緯と、分流実験にともなう、2・3 の

考察について述べてきたが、今後工事実施に当たり、幾多の問題に出合うことと思うが、諸兄の御指導を賜りつつ、この洪水調節分流工事を、帯広川治水上の大きい問題として、また一つの、苦悩でもあった姿から実現へのため、なお一層の御協力を賜らんことを希念する次第です。