

横越流分水工の機能設計に関する研究

中 川 博 次・宇 民 正

STUDIES ON HYDRAULIC DESIGN OF LATERAL DIVERSION STRUCTURES

By *Tadashi* UTAMI and *Hiroji* NAKAGAWA

Synopsis

The object of the study described herein is to investigate the performance of lateral diversion works designed to secure a constant overflow rate.

The contents of this paper are as follows ; The first, the characteristics of various elements included in the fundamental equation on gradually varied flow of non-uniform discharge are made clear, based on the experimental analysis conducted by Dr. Iwasa and authors. The second, dynamic expressions to give proper dimensions of the diversion works which satisfy the discharge requirements are derived from fundamental equation. The third, the experimental verification on the designed channels which show an effective performance is described.

1. ま え が き

流量配分構造物として広く用いられている横越流せきや底部分水工を有する開水路流れの挙動はいわゆる流量が場所的に減少する漸変流として解析される。現在までのところ基礎方程式の誘導過程であられる流量変化に伴う諸要素についての解析的表示が困難であるために、この種の流れが示す水理学的特性を明確に表示しえないうらみがあるが、近年、岩佐博士や著者らの実験的研究によって、これら諸要素が定量的に明らかになり、解析法の高度化に貢献したものと考える。

本研究は、従来の研究成果にもとづいて流量配分工の実際設計にあたって課せられる必要流量条件を満足すべき横越流せきの機能設計理論を展開し、その妥当性について実験的に考察を加えんとしたものである。

2. 基礎方程式とその水理学的特性

横越流せきの水理機能に関しては古く1910年代より Hinds¹⁾, Favre²⁾, Engels³⁾ などにより実用的見地に立つた理論的ならびに実験的研究が行なわれているが、De Marchi がせきに沿ったの比エネルギーが一定とした仮定と連続式とから主水路内の水面形を表わす線型微分方程式を導びいたものおよび Frazer がせきに沿って示される水面形を5種類に分類した研究⁵⁾ がわずかに注目され、実用的解析法として広く用いられてきた。岩佐博士は流量が場所的に変化する漸変流の基礎理論をエネルギーおよび運動量の一次元解析法にもとづいて展開し、とくにその遷移特性を特異点の理論によつて解明して、せき上に現われる特異点是一般に結節点となることを証明している⁶⁾。

一次元解析法による水面形方程式および連続式は次式で表わされる。

$$\frac{dh}{dx} = \frac{(1 + \kappa h) \sin \theta - \frac{Q^2}{C^2 R A^2} + \frac{\beta Q^2 \partial A}{g A^3 \partial x} + \frac{2 \beta p q Q}{g A^2}}{\cos \theta - \frac{\beta Q^2 \partial A}{g A^3 \partial h}} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{dQ}{dx} = -q \dots\dots\dots (2)$$

(1) 式中, 流出に伴う運動量(またはエネルギー)の変化の大きさを表わす係数 p の値については, これまでの横越流せきおよび底部分水工に関する実験および水面形解析の結果^{7) 8)} では, 流れの状態や分水量の大きさによってその値にかなりのばらつきがあり, また p を含む項が水面形解析の精度に及ぼす影響は他項に比して大きい, 水面こう配の実測値から求められた p の平均値は $\frac{1}{2}$ であり, この程度の値をとるのが妥当であると考えられる。運動量係数 β またはエネルギー係数 α の値の分水工上での変化については, 横越流せきでは, 分水比が大きくせき区間での水深が大きいときに流下距離の増加とともに著るしい増加を示し, 底部分水工では, 常流流れの場合に分水工上での変化が大きく, 射流の場合には分水工上でほとんど変化せずほぼ1に近い値をとることが示されている。

次に連続式について考察する。Fig. 1 は横越流せきに関する植村の実験値⁹⁾ を用いて $\frac{1}{4}$ m せき長当りの越流量 q_* と, せき頂を基準にした越流水深 $(h-W)$ (W : せき高) との関係を示したものである。ただし後述のように, せき上, 下流端近傍での越流特性は中間断面でのそれと著るしく異なるので, 端部越流量に関する資料は省いている。Fig. 2 は底部分水工に関する著者らの実験結果から, 単位水路長当りの流出量 q と水深 h との関係を示したもので, 分水工型式としては水路軸方向およびそれと直角方向にそれぞれ 5 cm および 2.5 cm 間隔に直径 8 mm の孔をあけた多孔板が用いられた。図から明らかなように, 主流の状態が常流であるか射流であるかによって関係曲線は異なるが, それぞれ

$$q = c_1(h-W)^m \dots\dots (3)$$

および $q = c_2 h^n \dots\dots\dots (4)$

の形で表わされることがわかる。越流係数 c_1 は越流量 q の表示を接近流速を考慮した式

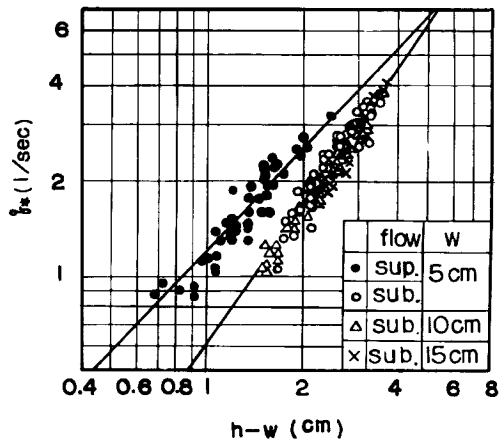


Fig. 1 Relationship between diverted flow rate and flow depth(lateral overflow diversion).

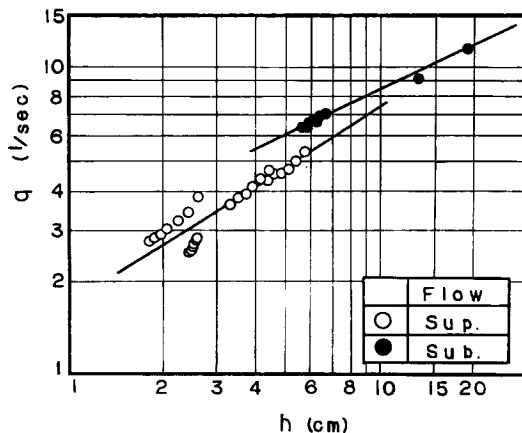


Fig. 2 Relationship between diverted flow rate and flow depth (bottom diversion orifices).

$$q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} c \left[\left\{ (h-W) + \frac{u^2}{2g} \right\}^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{u^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \dots\dots\dots (3')$$

で与えるとき、流出断面での主流平均フルード数 F と c の間に **Fig. 3** に示す関係が得られた。
 流量係数 c_b については

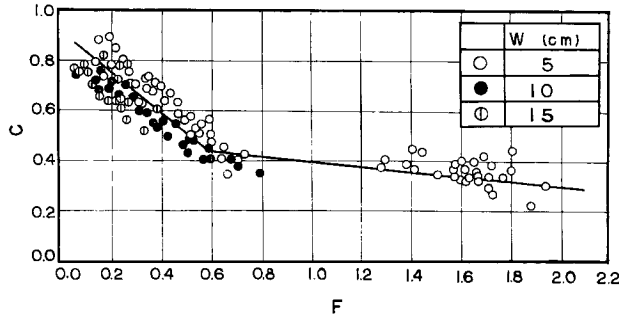


Fig. 3 Coefficient of discharge for lateral overflow diversion.

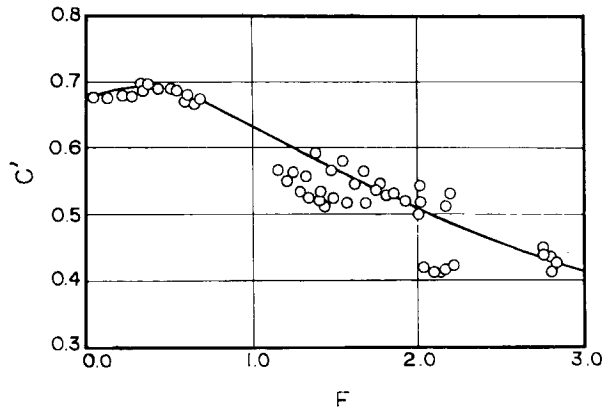


Fig. 4 Coefficient of discharge for bottom diversion orifices.

$$q = c' b \psi \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (4')$$

の表示を与えると、**Fig. 4** に示す同様な関係曲線を得た。上式中、 u は流出断面における主流平均流速、 ψ は底部分水工の開度である。

3. 設計条件と設計理論

(1) **設計条件** 流量配分構造物の設計に当っては、まず個々の場合に固有な分水目的、自然条件、経済的条件などを考慮して型式、寸法に関する比較設計を行ない、その中から合理的な型式を選定して細部設計を行なう。たとえば、常に一定分水量を確保するという機能が要請されれば、水位変化に伴う越流量の変化が大きい横越流型よりは底部分水工がすぐれているし、一方、主水路流量を一定量以下に制限し余水を処理する場合には越流量の大きい横越流ぜきが優れている。また自然条件として主水路が一様水路であるか、一様でない水路として構成しうるかによって設計条件が異なることは、後述のように基礎方程式の示す水面形特性からも明らかである。さらに主水路と放水路との位置関係ならびに主水路の曲がりなどが分水構造物の位置、型式の選定に大きい影響を及ぼすことはいうまでもない。

いま、分水構造物のごく近傍に着目した場合、その機能および安全性から満足されねばならない設計条件

としては、一般に1) 流量条件, 2) 水位条件, 3) 構造条件, 4) 放水処理条件, 5) その他があげられよう。

1) の流量条件とは与えられた主水路流量または水位に対して所要の分水量を定められた水路長(またはせき高)で確保することである。設計対象の始端流量としては、分水目的によって計画高水流量(余水処理, 内水排除) 豊水量, 平水量(水利用), 低水流量(低水路維持, 舟運)が選定され、ときには任意の主水路流量に対して常に一定の分水量が要求されることがある。2) の水位条件は分土工上の水面形追跡の出発点となる水位を設計流量に対して確定することであり、一般に上下流水路内での不等流計算によって求められる。また分水点における分水路内水位を計画分水量に対して求め、せき頂の潜水の有無を確認しあるいは計画分水を行ないうるせき高を定めねばならない。3) の構造条件としては一般のダム余水吐と同様、危険な負圧を発生しないせき縦断形状または開孔部形状、横越流せきでは揚圧力、パイピングなどに対する堤体構造および基礎工の問題が考えられ、さらに流下土砂の防除を目的とする底部分水工では、格子の型式、寸法および構成材料に特別の考慮が必要である。J. Orth らはアルプス地方の渓流取水工設計に関連して、底部取水工の土砂排除効果について実験的研究を行なっている¹⁰⁾。4) の放水処理条件については、分土工より下流の河道に対して要請される放水処理のきびしさ、下流水位と放出端の位置関係、放出流の水理量などによって処理方法は異なる。たとえば、高ダムの横越流型余水吐ではコンクリート水路の経済性を考えて、放水路上を最小流積の射流状態で流下させ河道に放出する方法が有利であり、一方、開削放水路では、水路維持のために分水構造物の直下流に設けた跳水量減勢工内で水流の減勢を行なうことが要請される。5) のその他の条件ではとくに分土工設置区間での流下土砂の堆積が問題となる。横越流せきではその分流特性によつてせき対岸およびせき下流のせき側に土砂堆積を生じ、分流機能に変化を生じるから、設計に当って模型実験による検討が必要である。一方、底部分水工では一般に上流の河床低下が大きいことを覚悟しなければならない。

(2) 設計理論 (1) で述べた設計条件のうち流量条件は分水機能という流量配分工の主目的をはたす上で最も重要であつて、基礎方程式にもつづいてその設計理論を展開しうる唯一の条件である。任意の主水路流量に対して一定の分水量を常に確保するには明らかにゲートなどによる調節操作が必要である。時間的な変動が比較的小さい主水路流量に対しては、一般に広く使用されているように、固定せきあるいはゲートの一定開度操作でこの条件を満足させることができる。いま、与えられた設計主水路流量に対してあらかじめ定められた分水量を確保する場合には、与えられた初期条件およびせき高(または開度)に対する水面形状を基礎方程式の数値積分によつて求め、分水条件 $\mu = \sum q_i / Q_0$ (Q_0 : 設計主水路流量, μ : 所要分水比, q_i : x_i 断面での流出流量) を満足するせき長 L を与えればよい。しかしこの場合、せき区間内で水面が不連続に変化することがあり、流出量の推定も困難となるから、水路単位長さ当りの流出量 q が一定という条件を満足することが望ましい。すなわち、(2) 式から

$$\frac{dQ}{dx} = -q = \text{const.}, \quad Q = Q_0 - qx \dots\dots\dots (5)$$

が得られる。2. で述べたように q は水深 h の関数として与えられることから、いま (3) および (4) 式の c_1 および c_0 を水深に関係なく一定とみなせば、 q が一定となる条件として Table 1 に示す関係が得られる。

すなわち、横越流せきではせき全区間にわたつて越流水深が一定となり、とくに水路幅を変化させる場合には水面こう配は水路こう配に等しくなる。したがつて、1) 水面がせきを含む水路全区間にわたつて連続的に変化する。2) せき区間での掃流力は流下方向にはほぼ一定であるから安定した河床が維持され、分水機能に変化をきたさない。3) 水面形追跡が容易で設計が簡単である、など機能設計上きわめて有利である。

Table 1 の条件式と (1) 式とを組み合わすことにより、 q を一定とする主水路形状またはせき高(開度) 変化を与える Bernoulli 型の線型微分方程式を導びくことができる。いま、横越流せきに関するそれらの表示式を導びく。

1) Case 1 : Table 1 の流量表示式より、

Table. 1 Requirements for constant flow rate.

Expression for q		Lateral overflow diversion	Bottom diversion orifice
		$q=c_l(h-W)^m$	$q=c_b b \psi \sqrt{2gh}$
Requirements for $q=\text{const.}$	Case 1 $b=\text{const.}$ $W=W(x)$ or $\psi=\psi(x)$	$\frac{dh}{dx} - \frac{dW}{dx} = 0$	$\frac{d\psi}{dx} + \frac{\psi}{2h} \frac{dh}{dx} = 0$
	Case 2 $b=b(x)$ $W=\text{const.}$ or $\psi=\text{const.}$	$\frac{dh}{dx} = 0$	$\frac{2h}{b} \frac{db}{dx} + \frac{dh}{dx} = 0$

$$h = W + (q/c_l)^{1/m} \dots\dots\dots (6)$$

が、また連続式より

$$\frac{dh}{dx} \frac{dW}{dx} = -q \frac{dQ}{dQ} \dots\dots\dots (7)$$

がえられる。いま、長方形断面水路を考え、せき上での主流の比エネルギーが変化しないものと仮定すると(1)式と(7)式とから $h \sim Q$ について、

$$\frac{dQ}{dh} = \frac{Q}{2\beta h} - \frac{g \cos \theta b^2 h^2}{2\beta p Q} \dots\dots\dots (8)$$

なる Bernoulli 型の微分方程式が得られる。上式を積分し、 $h=h_0$ で $Q=Q_0$ なる境界条件を与えると、

$$\left(\frac{Q^2}{h^{1/p}}\right) - \left(\frac{Q_0^2}{h_0^{1/p}}\right) = \frac{p}{3p-1} \frac{g \cos \theta b^2}{\beta p} \left(h_0^{\frac{3p-1}{p}} - h^{\frac{3p-1}{p}}\right) \dots\dots\dots (9)$$

の関係が得られる。2. で考察した結果にもとづいて、 $p=1/2$, $\beta=1$ とすると、(9)式は比エネルギー一定の関係をあらわす式、

$$\left(\frac{Q}{h}\right)^2 - \left(\frac{Q_0}{h_0}\right)^2 = 2gb^2 \cos \theta (h_0 - h) \dots\dots\dots (9')$$

と同等となる。せき高の変化は(6)式を(9')式に代入して求められ、

$$\left\{ \frac{Q_0 - qx}{W + (q/c_l)^{1/m}} \right\}^2 - \left\{ \frac{Q_0}{W_0 + (q/c_l)^{1/m}} \right\}^2 = 2gb^2 \cos \theta (W_0 - W) \dots\dots\dots (10)$$

で与えられる。初期断面での流れのフルード数 $F_0 = Q_0 / bh_0 \sqrt{g \cos \theta h_0}$ に対する流量と水深の変化の関係を Fig. 5 に示す。

2) Case 2 : いま、せき区間での流れの摩擦損失を無視すると、Table 1 の条件と(1)式とから、

$$\frac{\partial A}{\partial x} + \frac{2pqA}{Q} = -\frac{g \sin \theta A^3}{\beta Q^2} \dots (11)$$

なる線型微分方程式が得られ、この一般解は

$$e^{-4pq \int (1/Q) dx} = A^2 \left\{ \frac{2g \sin \theta}{\beta} \int (1/Q^2) e^{-4pq \int (1/Q) dx} dx + C \right\} \dots\dots\dots (11')$$

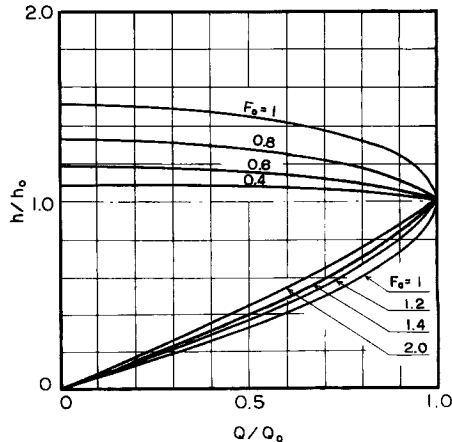


Fig. 5 Variation of flow depth with flow rate. ($b=\text{const.}$)

C は積分定数であって、(11')式に $Q=Q_0-qx$ を代入して積分を行ない、 $x=0$ で $Q=Q_0$ 、 $A=A_0$ なる境界条件を与えると、積分定数 C は、

$$C = \frac{Q_0^{4p}}{A_0^2} + \frac{2g\sin\theta}{\beta(4p-1)q} Q_0^{(4p-1)}$$

となり、結局

$$\left(\frac{A_0}{A}\right)^2 - \left(\frac{Q_0}{Q}\right)^{4p} = \frac{2g\sin\theta A_0^2}{\beta(4p-1)qQ_0} \left\{ \left(\frac{Q_0}{Q}\right)^{4p} - \left(\frac{Q_0}{Q}\right) \right\} \dots\dots\dots (12)$$

の関係が得られる。(12)式で $p=1/2$ 、 $\beta=1$ 、 $K=2g\sin\theta A_0^2/qQ_0$ とすると、長方形断面水路について q を一定とする水路幅の変化を与える式として、

$$\left(\frac{b}{b_0}\right)^2 = \left(\frac{Q_0}{Q}\right) \left\{ \left(\frac{Q_0}{Q}\right) + K \left(\frac{Q_0}{Q} - 1\right) \right\} \dots\dots\dots (12')$$

が得られる。この場合せき高 W は、所要分水比 μ およびせき長 L が与えられれば、 $q = \mu Q_0/L$ として Fig. 1 の関係曲線から求められる。

(1)式にもとづくこの種の厳密な表示はすでに岩佐博士らによって導びかれているが¹¹⁾、その表示がやや煩雑なところから、ここでは、せき上での総エネルギーあるいは比エネルギーが一定であるという仮定によって簡略化した表示を与えた。このような仮定を設けた場合でも水面形解析の精度は実測値と比較して数%の誤差範囲内におさまることを底部分水工に関する実験的考察によって著者らは確かめている¹²⁾。

4. 分土工上での遷移特性

流出量を一定とする分土工上にあらわれる特異点の性質を吟味する意義は水路幅一定の場合については、実際に現われる水面形が特異点で連続的に変化することを確かめ、一方水路幅が一定の場合については特異点での水面こう配が0となることを確認することにある。

(1) **Case 1.** いま、 $\xi = h/b$ 、 $\eta = x/b$ 、 $\lambda_0^2 = \beta Q_0^2 / g \cos \theta b^5$ 、 $\gamma_0^2 = \beta q^2 / g \cos \theta b^3$ 、 $\delta = g / \beta C^2$ 、 $\lambda = \lambda_0 \{1 - \gamma_0(\eta/\lambda_0)\}$ で与えられる無次元量を用いて、長方形断面水路における Chézy 型流れの水面形方程式をあらわすと、

$$\frac{d\xi}{d\lambda} = \frac{i\xi^3 - \delta\lambda^2(1+2\xi) + \gamma_0\xi\lambda}{\gamma_0(\lambda^2 - \xi^3)} = \frac{f_1(\lambda, \xi)}{f_2(\lambda, \xi)} \dots\dots\dots (13)$$

となる。特異点では、 $f_1(\lambda, \xi) = 0$ 、 $f_2(\lambda, \xi) = 0$ から、

$$\lambda_c^2 = \xi_c^3, \quad \delta(1+2\xi_c) = (i + \gamma_0) / \xi_c^{1/2} \dots\dots\dots (14)$$

の関係が得られる。特異点近傍での流れの挙動を線型化方程式であらわすと、

$$\frac{d\xi'}{d\lambda'} = \frac{c\lambda' + d\xi'}{a\lambda' + b\xi'} \dots\dots\dots (15)$$

となる。ここで、 $a = 2\gamma_0\xi_c^{3/2}$ 、 $b = -3\gamma_0\xi_c^2$ 、 $c = -\xi_c(\gamma_0 + 2i\xi_c^{1/2})$ 、 $d = \xi_c^{3/2}(4i\xi_c^{3/2} + 3i\xi_c^{1/2} + \gamma_0) / (1 + 2\xi_c)$ である。

特性方程式の判別式は $D = (a - d)^2 + 4bc > 0$ となり、また根と係数の関係から

$$ad - bc = -\gamma_0\xi_c^3(4i\xi_c^{3/2} + 6\gamma_0\xi_c + \gamma_0) / (1 + 2\xi_c) < 0$$

で特性方程式は符号の異なる2実根をもち、特異点は鞍形点となることが証明される。したがって遷移点での水面形は連続的に変化し、急激な水面変化による流出量の不規則な分布はせき上に認められないことがわかる。

(2) **Case 2.** $x = 0$ における水路幅 b_0 を基準値にとり、 $\xi = h/b_0$ 、 $\eta = x/b_0$ 、 $\varphi = b/b_0$ 、 $\delta = g / \beta C^2$ 、 $\lambda_0^2 = \beta Q_0^2 / g \cos \theta b_0^5$ 、 $\gamma_0^2 = \beta q / g \cos \theta b_0^3$ 、 $\lambda = \lambda_0 \{1 - \gamma_0(\eta/\lambda_0)\}$ なる無次元量を用いて、幅広い長方形断面水路における水面形方程式を表わすと次のとおりである。

$$\frac{d\xi}{d\lambda} = \frac{i\xi^3\varphi^2 - \delta\lambda^2 - \gamma_0\xi\lambda^2\frac{\partial\varphi}{\partial\lambda} + \gamma_0\xi\lambda}{\gamma_0(\lambda^2 - \xi^3\varphi^2)} = \frac{f_1(\lambda, \xi)}{f_2(\lambda, \xi)} \dots\dots\dots (16)$$

特異点の位置は Case 1 と同様、 $f_2(\lambda, \xi) = 0$ より

$$\lambda_c^2 = \xi_c^3 \varphi_c^2 \dots \dots \dots (17)$$

また(17)式から、特異点では近似的に $(\partial\varphi/\partial\lambda)_c = \xi_c^{-3/2}$ が成立するものとする、 $f_1(\lambda, \xi) = 0$ から

$$i = \delta \dots \dots \dots (17')$$

がえられる。特異点近傍における線型化方程式は(15)式で与えられ、(17)式から $(\partial^2\varphi/\partial\lambda^2)_c = 0$ の関係が成立するから、 $a = 0$ 、 $b = -3\gamma_0 \xi_c^2 \varphi_c^2$ 、 $c = 0$ 、 $d = 3i \xi_c^2 \varphi_c^2$ となる。

特異点での水面こう配を不定形の極限演算によって(15)式から求めると、

$$\left(\frac{dh}{dx}\right)_c = \frac{-(a-d) \pm \sqrt{(a-d)^2 + 4bc}}{2b} = 0 \text{ または } i \text{ となる。}$$

一方、特異点での局所的等流水深曲線および限界水深曲線のこう配はそれぞれ、 $(-c/d)$ および $(-a/b)$ であって、この場合0となるから遷移水面のこう配も0となることが証明される。したがって、広幅長方形断面水路での Chézy 流れに対しては分水工上に特異点があられる場合にも上述の設計条件が満足されることがわかる。

5. 分水機能に関する実験的考察

(1) **実験装置と測定量** 定められた主流初期流量 Q_0 、分水比 μ およびせき長に対して水路単位長さ当りの越流量 q を一定とする水路またはせき形状を与える力学的表示式を導びき、その水面形特性について若干の考察を行なったが、このようにして設計された分水工の水力機能を検証するための実験を行なった。

実験水路は幅 0.3m、長さ 14m の鉄製長方形断面水路であって、その途中に長さ60cm、高さ5cmの横越流鋭縁せきを設けた。せきからの越流量の水路方向分布を測定するために、Fig. 6 に示すようにせき長を4等分し、その間に水路軸方向と30°の角度を有する導流板を設け、各スパンの下流端に台形せきを設置して越流量を測定した。

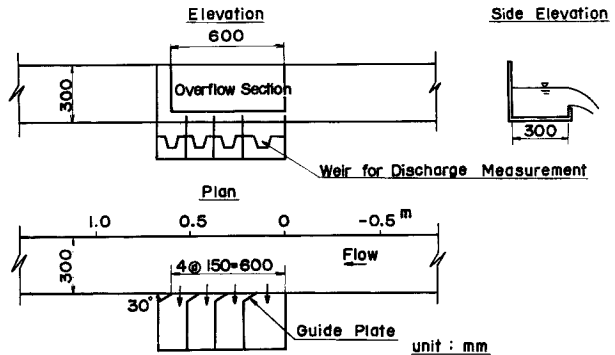


Fig. 6 Experimental apparatus.

実験は水路幅のみが変化するCase 2 について行なわれた。この場合せき区間での水深が一定という条件から、常流、射流にかかわらず流れの方向と水面形追跡法との間に関係はなく、したがって設計に当たっての初期断面として横越流せき上流端を $x = 0$ とし、せきを設けない場合のその断面での実測水深 h_0 および主流水路流量 Q_0 を初期条件として与えた。すなわち、 $i = 1/800$ 、 $Q_0 = 20.0 \text{ l/sec}$ および $i = 1/200$ 、 $Q_0 = 30.0 \text{ l/sec}$ の2種の条件に対する水路幅変化を(12')式によって求め、合成樹脂板によってその側壁形状の変化を構成した。水路幅を変化させない場合および(12')式で与えられる水路形状について、主流の流速分布と水面形、せき上での流量変化を測定した。

(2) **分水機能に関する考察** 流況観察の結果、せき区間内での主流の状態によってその水面形および流出特性が著しく相違することが認められたので、以下ではせきの全区間にわたって常流状態を呈する場合 ($i = 1/800$ 、 $Q_0 = 20.0 \text{ l/sec}$) と射流状態で流下する場合 ($i = 1/200$ 、 $Q_0 = 30.0 \text{ l/sec}$) とに分けて、その分水機能についての考察を行なう。

1) 常流の場合 Fig. 7 に水路中心線沿いの水面形および流量変化の実測値を示す。一樣水路の場合には、その水路特性から、任意の流量に対して等流水深曲線 h_n と限界水深曲線 h_c とがせきの上下流端で不連続に交叉し、せきの上流端付近に擬似鞍形点、下流端付近では跳水によって遷移する水面形を示した。した

がつてせき区間での水面ならびに越流量の変化は著しく、せき下流端付近で急激に越流量が増加する傾向を示している。 q が一定となるように設計された水路では、せきの下流端の導流板と水路側壁面とで形成された橋台によるせき上げ背水効果が

あらわれ、その付近の水面が局所的に上昇するのが認められたが、水路中心線沿いの水面形は、設計水路が $dh/dx=0$ の条件をほぼ満足することを示している。ただ、Fig. 7に示された流量変化に関する設計曲線と実測曲線とを比較してわかるように、せき上で流量は直線的に変化せず、せき下流端越流量は上流端でのその約2倍の値を示した。このように $dh/dx=0$ の場合にも、 $dq/dx=0$ の条件を満足しない原因としては、上流端付近では流下方向の慣性力が大きいために流線が曲がりにくいこと、逆に下流端では橋台背水による局所的な水面上昇の影響で越流量が大きくなるためであると考えられる。

2) 射流の場合 一定幅の水路では、Fig. 8に示すように、せき上流端より流量の減少とともに次第に水面が低下する射流流れに固有な水面変化を示している。一方、水路幅を縮小した設計水路では水路側壁の不連続面から衝撃波が発生し、水路下流部に顕著な交叉波が形成される。すなわち、せき上流端では流出にともなつて負の衝撃波が発生し、せき

沿いの水面は流下方向に次第に低下する。一方、水路側壁の上流側屈折点からは正の衝撃波が発達し、これら2つの波は水路中央部付近で干渉し、対岸の反射点より下流では逆にせき側水面は次第に上昇し、屈折面沿いの水面は低下する。したがつて、越流量に直接影響するせき近傍の水面は全体として流下方向に余り変化せず、その結果越流量一定の条件はほぼ満足されている。せき上流端に発生する負の衝撃波については不連続境界面での流れが示す水理学的特性が明らかでないために、その解析はきわめて困難であるが、対岸の上流側屈折点からの正の衝撃波については、これを有限不連続衝撃波として解析すると¹³⁾、屈折角 $\theta'=6^{\circ}56, 30'$ に対してマツハ角 $\beta'=56^{\circ}27'$ 、衝撃波高 $\Delta h=2.3\text{cm}$ となり、波面の位相に若干のおくれがみられるが波角、波高ともに実験値と推定値とは一致を示した。(Fig. 9)

いま、主流の初期フルード数が大きく、屈折点から発生する正の衝撃波の影響がせき上にあらわれない場合には、せき上の水面はせき上流端での負の衝撃波の影響のみをうけて流下方向に低下する傾向を示し、越流量一定の条件はもはや満足されないものと考えられる。他方、屈折角が大きく、初期フルード数が小さい場合には、せき上に波高の大きい正の衝撃波が到達し、その点で急激に水面が上昇するから、越流量は流下

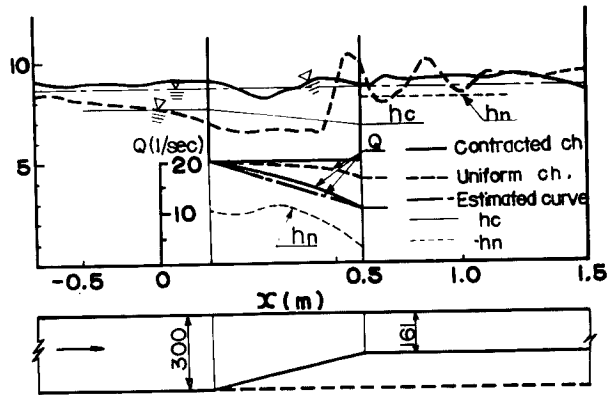


Fig. 7 Variation of water surface profile and flow rate. ($i=1/800$, $Q_0=20$ l/sec)

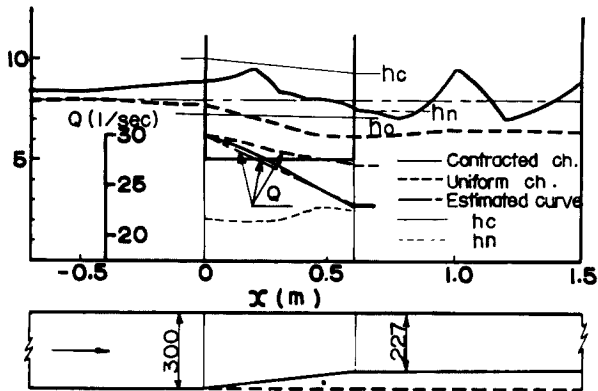


Fig. 8 Variation of water surface profile and flow rate. ($i=1/200$, $Q_0=30$ l/sec)

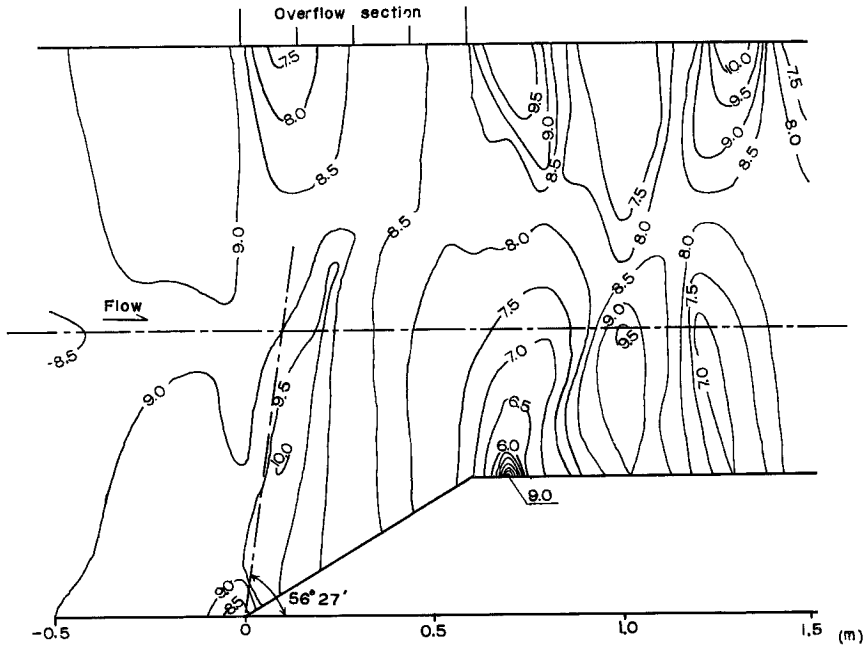


Fig. 9 Water surface contours. ($i=1/200$, $Q_0=30$ l/sec)

方向に不規則な分布を示す。これらの点を考えると、射流状態で上述の流量条件を満足させるには、主流の初期フルード数が大きい場合にはせき長を小さくして、せき上の水面低下を最小限に抑えることが望ましく、初期フルード数が小さい場合には逆にせき長を大きくし、また水路側壁の絞りを連続した曲線で構成し、正負の衝撃波の相互干渉によってせき上に平均的な水面を期待するのが合理的であると考えられる。

3) 流速分布 **Fig. 10** に常流の場合の水路各断面での水路軸方向流速の分布を示す。せきの上流端より50cm上流の断面 ($x = -50$ cm) では水路中心線に対称な流速分布を示しているが、せき近くでは流心がせきの方に移り、また最大流速の値も流下距離とともに増加する傾向を示している。しかしせき下流端断面 ($x = 60$ cm) では流心は逆にせきの反対側に移り、最大流速の値もせき区間内でのそれに比して急減している ($u_{max}=76$ cm/sec)。これはせき下流端の橋台のせき上げによって流心が反対側に曲げられた結果であると考えられ、事実両側壁間の水位差は2 cm に達している。下流水路内では再び流心がせき側に移り最下流測定断面までその状態を持続する。全般にせき部および屈折点に生じた乱れの影響はなかなか消えず、流速分布の歪みは大きい。流速分布図より運動量補正係数 β の値を計算し、その

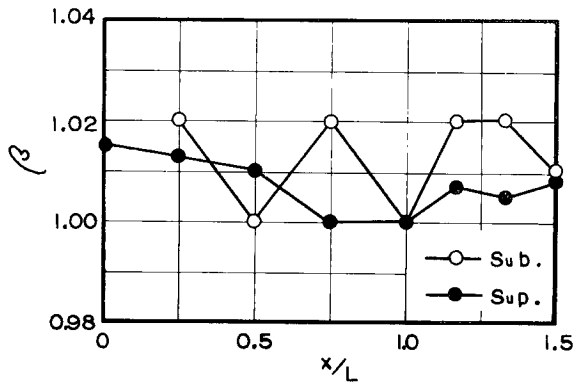


Fig. 11 Variation of momentum correction factor β .

の流下方向変化を図示したものが **Fig. 11** である。せきより下流では β の値がかなり大きくなることが認め

られたが、せき区間ではほぼ1.0の値をとるとして差し支えない。

射流状態での流速分布の一例を Fig. 12 に示す。-50cm 断面では水路中心線に対して対称な流速分布を示し、せき上流端断面でも最大流速点は水路中心線上、水面下約 $1/3h$ (h :水深) の位置にあらわれる。 $x=15\text{cm}$ の断面ではせき近傍の水面直下に流出に伴う副次的な流心が生じるが、主流はなお水路中心近くに最大流速点をもつ流況を示した。 $x=30\text{cm}$ および 60cm の断面でも流心が水路中央に近く位置することから、射流状態では流出が主流に及ぼす影響は比較的小さいものと考えられる。せき下流端断面では $u_{max}=125\text{cm/sec}$ であり、上流端での $u_{max}=116.5\text{cm/sec}$ と比較し、流下とともに最大流速が増大してくることが認められる。 $x=80\text{cm}$ の断面ではせき下流端に発生する衝撃波の影響でせき側の水面が著しく上昇し、両側壁間の水位差は 4cm に達する。 $x=1.0\text{m}$ の断面では交叉波の影響で逆にせき側水面が低下して流心はせき側に移り、 $u_{max}=130\text{cm/sec}$ を示したが、反対側壁面近くの流速はたかだか 95cm/sec にすぎない。このように射流の場合には水路不連続面に発生する衝撃波の伝播に伴う流速分布の変化が主たる特徴である。 β の値の変化については、せきより下流を除いてほぼ1.0になることが認められた。

6. あとがき

以上、本報告では越流量一定の条件を満足するための横越流型分水工をもつ長方形断面水路の機能設計法を述べ、その分水特性についての実験的考察を行なった結果にもとづいていくつかの興味ある事実を示した。以上の考察によつて次のことが明らかにされ、また今後の研究に残された問題点になると思う。

(1) せき区間での比エネルギー一定の仮定、または摩擦損失を無視した取り扱いによる設計水路形状でも設計条件を十分満足する分水機能を示す。

(2) 分水工上での主流の状態が常流の場合には、水面こう配が水路床こう配に等しいという条件すなわち $dh/dx=0$ を満足する水面形状が得られるが、越流量一定の条件すなわち $dq/dx=0$ は必ずしも満足されず、とくにせき上、下流端での越流量に著しい差異があることが認められた。したがつて、せき端部の越流量を適確に推定するためのさらに詳細な実験的考察が必要である。

(3) せき上での流況が射流の場合には、その越流特性および主流特性に水路上の不連続面から発生する

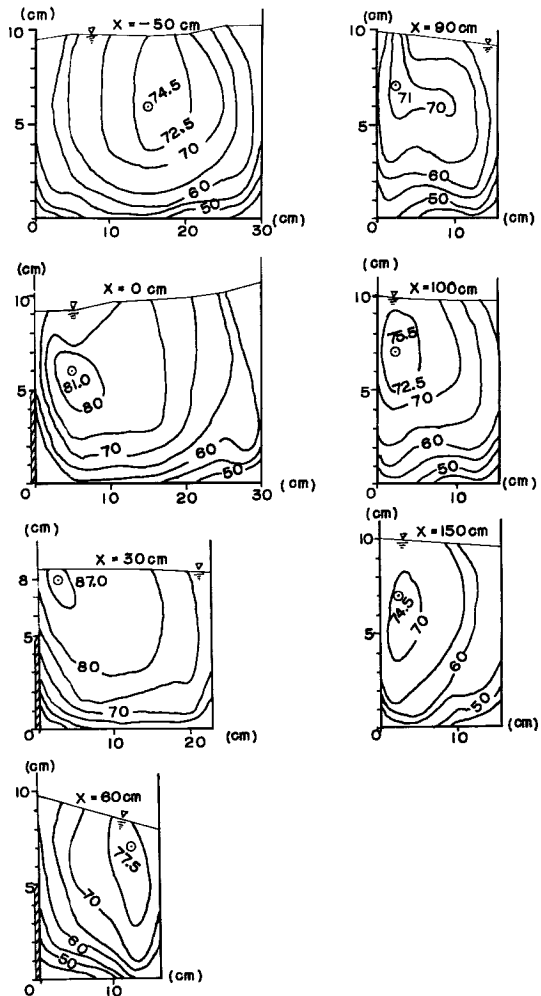


Fig. 10 Typical sections showing velocity distribution for designed channel. ($i=1/800$, $Q_0=20\text{ l/sec}$)

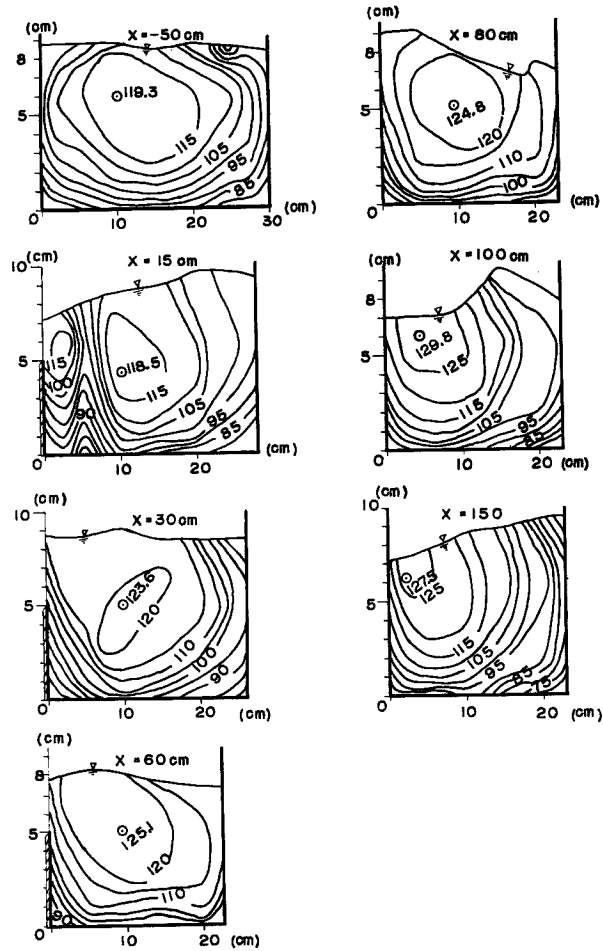


Fig. 12 Typical sections showing velocity distribution for designed channel. ($i = \frac{1}{200}$, $Q_0 = 30$ l/sec)

衝撃波が支配的な影響を及ぼす。したがって、主流の初期フルード数の大きさや分水比によつて、せき長や屈折形状に設計上の特別な考慮を払うことが望ましい。

今後、以上の問題点および流量が変化する場合の変断面水路での水面形解析法について研究を続けていく予定である。

最後に本研究を遂行するに当たり、終始御懇篤なる御教示を賜わつた石原安雄教授ならびに岩佐義朗教授に深甚の謝意を表するとともに、実験および図面作成に協力を頂いた真島克之君はじめ研究室の諸君に感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) Hinds, J. : Side Channel Spillways ; Hydraulic Theory, Economic Factors, and Experimental Determination of Losses, Trans. A. S. C., Vol. 89, pp. 881-927, 1926.
- 2) Favre, H. : Contribution à l'étude des courants liquides, Dunod, Paris, 1933.
- 3) Engels, H. : Mitteilungen aus dem Dresdener Flussbau-Laboratorium, Forsch. Arb., Ing Wes.,

- Berlin, nos. 200, 201, pp. 55, 1917.
- 4) De Marchi, G. : Saggio di teoria del fuzionamento degli stramazzi laterali, L'Energia elettrica, Milano, Vol. 11, no. 11, pp. 849-860, Nov., 1934.
 - 5) Frazer W. : The Behaviour of Side Weirs in Prismatic Rectangular Channels, Proc., Ins. Civ. Eng., London, Vol. 6, pp. 305-328, Feb., 1957.
 - 6) 岩佐義朗：開水路流れの基礎理論，水工学シリーズ64-01，土木学会水理委員会，pp. 40~42, 1964.
 - 7) 石原藤次郎，岩佐義朗，植村忠嗣：流量が場所的に変化する流れの解析法，土木学会第18回年次学術講演会講演概要，昭38. 5.
 - 8) 岩佐義朗，中川博次：底部取水工を有する開水路流れの特性について，第9回水理講演会講演集，土木学会水理委員会，pp. 31~36, 昭40. 2.
 - 9) 植村忠嗣：横越流ぜきによる取水分水に関する研究，京都大学修士論文，昭38. 3.
 - 10) Orth, J., Chardonnet, E. and Meynard, G. : Étude de grilles pour prises d'eau du type "en dessous", La Houille Blanche, pp. 343-351, Juin, 1954.
 - 11) 岩佐義朗，植村忠嗣：横越流ぜきの水理学的機能について，土木学会第18回年次学術講演会講演概要，昭38. 5.
 - 12) 前出8)
 - 13) Ippen, A. T. : Mechanics of Supercritical Flow, High Velocity Flow in Open Channel (A Symposium), Proc. of ASCE, pp. 1290-1317, 1949.