

断面変化部における河床変動に関する研究 (I)

芦 田 和 男

STUDY ON THE STABLE CHANNEL THROUGH CONSTRICTIONS

by Dr. Eng. Kazuo ASHIDA

Synopsis

In this paper, theoretical and experimental studies on the stable channel through constrictions are reported.

The mean depth and energy gradient in each section through the channel constriction equals to the equilibrium uniform depth and slope defined for the uniform channel of which breadth equals to the breadth of each section. In the case of constant discharge and uniform bed material, energy gradient in the state of equilibrium through a channel constriction with movable bed is almost constant.

With the use of the above results, the profiles of mean bed through constrictions can be easily calculated, and the results show the good agreements with the experimental profiles.

Shapes of cross-section vary with the change of breadth. Author made clear some properties of these variations.

1. 緒 言

河道にはさまざまな人工構造物が設けられているが、これらの構造物はすべて大なり小なり河床の変動を誘起し、それが治水、利水上に与える影響はかなり大きいものがある。すなわち、河床上昇がおこつた場合には、洪水位の上昇、排水不良地帯の増大などが結果し、河床低下が生じた場合には、護岸が危険にさらされたり、用水の取入れが困難になるなどの問題が生じる。したがつて、構造物による河床変動を的確に予知することは、河川工学上極めて重要な問題であろう。

本研究は、こうした問題の基礎として、水路幅が変化する場合の平衡状態における河床形状および水理特性を明らかにしようとするものである。

河床変動には大別して2種類ある。一つは平均河床の縦断的な変化すなわち縦断的河床変動であり、他の一つは横断的河床変動である。このうち縦断形状に関しては、一様幅水路または幅がゆるやかに変化する水路における平衡縦断形状について静的あるいは動的平衡の立場から数多くの研究がなされているが^{1)~7)}、その多くは平衡縦断形状を数式的に表現しようとする立場からの研究のようであり、平衡状態における水理的な特性を追求しようとする立場からの研究は比較的少ないように思われる。

しかしながら、河道にはさまざまな人工構造物が作られており、しかも流量も絶えず変化しているという事実を考えると、水理量や河道条件の変化に応じる河床変動を体系的に取扱つていくべき必要性が痛感され、またその基礎として、それぞれの河道条件や水理量に対する平衡状態における水理特性についての十分

な理解が必要であるといえよう。

一方、水路幅が急拡する場合には、水流は壁面から剥離し、自から流路を形成する。こうした場合の水利は非常にむずかしく、従来より固定床においてさまざまな研究がなされているが^{9)~11)}、その水理学的機構はまだ十分に解明されているとはいえない。さらに移動床においてはほとんど取扱われていないのが現状である。したがって、こうした場所における縦断形状を論ずるためには、まず急拡部の水理特性を明らかにすることが必要である。

本研究においては、以上の観点より、幅の変化に応じる平衡状態における水理特性について理論的考察を加え、さらに実験によつてその妥当性についての検討を行なうこととする。この際、急拡部については、渦の大きさや、水流の拡がり方などが問題になる。これを理論的に明らかにするためには、二次元的な取扱いが必要であるが、これは極めて困難な問題であるので、ここでは実験的にその特性の2,3を明らかにするとともに、この結果と有効断面の概念を導入した一次元的な取扱い方によつてどの程度まで河床変動を説明しうるかについても考察を進めるつもりである。

つぎに、横断的河床変動については、従来より研究されたものは非常に少なく、安定横断形状を決定するための基礎的考察として、限界掃流力に対する斜面傾斜角の影響を検討した Cater Carlson および Lane の研究¹²⁾、流路の床面上のすべての砂粒が掃流限界にあるような断面形状を解析した土屋の研究¹³⁾などがあるにすぎない。しかし、水路幅の変化部における横断形状は、非常に複雑な変化をなし、ある場合には水路中央部が深く掘れ、ある場合には側壁にそつて深掘れが生じ、いちじるしい場合にはその点の水深が断面平均水深の2倍程度にまで達する場合がある。こうした現象は水路幅の変化によつて生じる二次流にもとづくものであると考えられ、水路幅変化部における河床形状の特性ともいえるものであつて、水理的に非常に興味あるところであるが、実際的にもこうした個所の適切な護岸計画を行うに際して考慮すべき重要な事実であろう。

この問題の解明は、理論的には二次元的な取扱いを必要とし、また実験的にも、場合、場合によつてかなり様子が異なると考えられるため、数多くの実験的研究が必要であつて、早急な結論を下すことはできないが、本研究において、2,3の興味ある事実が明らかにされたので、今後の研究のあしがりとして、さきに述べた縦断形状の研究とあわせ、ここに報告するものである。

2. 水路幅変化部の平衡縦断形状に関する理論的考察

(1) 基礎方程式

河床にそつて流れ方向に x 軸をとり、それに上向きにはかつた水深を h 、平均流速を v 、摩擦速度を u_* 、水路幅を B 、基準線からの河床の高さを z で示せば、幅の広い長方形水路に対する水流の運動方程式および連続式は、それぞれ

$$\frac{dz}{dx} + \frac{dh}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{u_*^2}{gh} = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$Bh \cdot v = Q = q \cdot B \quad \dots\dots\dots(2)$$

となる。また抵抗法則として Manning 式を用いれば、

$$\frac{u_*^2}{gh} = \frac{n^2 \cdot v^2}{h^{4/3}} \quad \dots\dots\dots(3)$$

である。掃流流砂量公式としては、現在数多くの式が提案されているが、ここでは佐藤・吉川・芦田式を用いることにすれば、

$$q_B = \frac{\rho}{(\sigma - \rho)g} \cdot \varphi \cdot F \cdot u_*^3 \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 q_B は単位幅、単位時間当りの掃流流砂量である。 φ は Manning の粗度係数 n によつて変化する

係数であつて、 $n \geq 0.025$ に対しては定数であるとされている。また F は u_{*c}/u_{*} の関数である。ここに u_{*c} は限界掃流力に対する摩擦速度である。上の諸式を $Q = \text{Const}$, $Q_B = q_B$, $B = \text{Const}$ の条件で、 z に関して解けば、平衡縦断形状が求められることは周知のとおりである。

(2) 平衡等流水深, 平衡等流こう配

幅が変化する水路に対する平衡状態における水深やこう配などを検討していく前に、その基本とする意味で、まず水路幅および河床粒径一様な場合について考えてみよう。この場合には、水深 h および河床こう配 i は、それぞれつぎのようになる。

$$h = \left(\frac{n \cdot \sqrt{g} \cdot Q}{u_* \cdot B} \right)^{6/7} \dots\dots\dots (5)$$

$$i = - \frac{dz}{dx} = \frac{n^2}{h^{10/3}} \left(\frac{Q}{B} \right)^2 \dots\dots\dots (6)$$

ここに u_* は、

$$u_* = \left\{ \frac{(\sigma - \rho)g}{\rho \cdot \varphi \cdot F} \frac{Q_B}{B} \right\}^{1/3} \dots\dots\dots (7)$$

で与えられる。上の h, i は Q, Q_B, B , および d (河床粒径) (この他に n も関係するが、これらの値により定まってくるものと考えれば、結局変数は上の 4 個になる) に対して固有な値であり、しかも等流の平衡状態にあるから、これらの値に対する平衡等流水深および平衡等流こう配と名づけることにする。このように一様水路および一様粒径の場合において定義される平衡等流水深および平衡等流こう配を用いれば、幅および河床粒径が任意に変化している一般の場合の平衡縦断形状は後に示すように容易に表現することができる。

つぎに平衡等流水深の性質を 2, 3 検討してみよう。

単位巾当りの流量 q の一定値に対する比エネルギー H と水深 h との関係は、

$$H = h + \frac{q^2}{2g} \frac{1}{h^2} \dots\dots\dots (8)$$

で与えられる。一方 d および n が一定で、かつ q_B が一定のときの H と h との関係は、

$$H = h + \frac{u_*^2}{2g^2 \cdot n^2} h^{1/3} \dots\dots\dots (9)$$

で与えられる。(8) および (9) 式は Fig. 1 の (a) および (b) 曲線に示すように全く性質の異なる曲線によつてあらわされる。与えられた H に対して流し得る q には最大値が存在するが、 q_B の方は、原点を通る曲線であるから、いくらでも大きくなりうる。

与えられた q, q_B に対する平衡等流水深およびそのときの比エネルギーは両曲線の交点で与えられるが、解は必ず一つだけ存在し、固定床の場合といちじるしく趣が異なる。

つぎに、 Q, Q_B, d を一定とした場合、平衡等流水深および平衡等流こう配 i など平衡状態における水理量が水路幅 B によつていかに変化するかを調べてみよう。いま基準とする水路幅を B_0 (この値は任意に選んでも結果は変わらない) とし、それに対する平衡等流水深を h_0 , そのときの摩擦速度を u_{*0} とし、 $u_{*c}/u_{*0} = x$, $u_*/u_{*0} = y$ とおけば、(7) 式より

$$\frac{B}{B_0} = \frac{F(x^2)}{F(x^2/y^2)} \frac{1}{y^3} \dots\dots\dots (10)$$

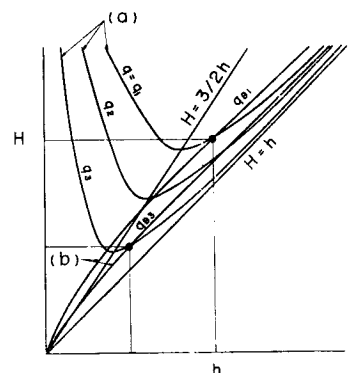


Fig. 1 Relation between H . (Specific Energy) and h (depth) in the case of $q = \text{Const}$. and $q_B = \text{Const}$.

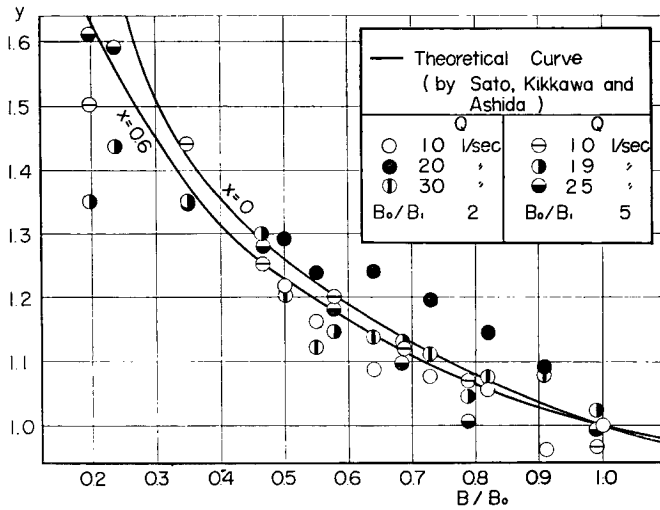


Fig. 2 Relation between $y(=u^*/u_{*0})$ and B/B_0 in the Case of $x=Const.$

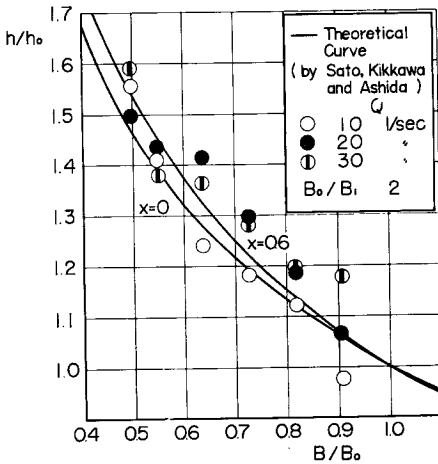


Fig. 3 Relation between h/h_0 and B/B_0 in the Case of $x=Const.$

となる。これより y は Fig. 2 に示すように x をパラメーターとして B/B_0 の関数で表わされる。特に $u_{*c} \ll u_{*}$ のときには、

$$y = (B/B_0)^{-1/3} \dots\dots\dots(10)'$$

となる。

つぎに (5) 式より、

$$\frac{h}{h_0} = \left\{ \frac{1}{(B/B_0) \cdot y} \right\}^{6/7} \dots\dots\dots(11)$$

となる。これより h/h_0 は Fig. 3 に示すように x をパラメーターとして B/B_0 の関数で表わされる。

Fig. 2 および Fig. 3 には実測値が示されているが、これについては 3. で説明する。

特に $u_{*c} \ll u_{*}$ のときには、

$$(h/h_0) = (B/B_0)^{-4/7} \dots\dots\dots(12)$$

となる。同様にして通水断面積 A 、Froude 数 Fr 、平衡等流こう配 i に対する水路幅 B の影響を検討す

ることができるが、 $u_{*c}/u_{*} \ll 1$ の場合には、それぞれ

$$(A/A_0) = (B/B_0)^{3/7} \dots\dots\dots(13)$$

$$(Fr/Fr_0) = (B/B_0)^{-1/7} \dots\dots\dots(14)$$

$$(i/i_0) = (B/B_0)^{-2/21} \dots\dots\dots(15)$$

となる。特に注目すべき点は、 Fr および i に対する B の影響は比較的小さく、これらの値は Q 、 Q_B および d が一定である限り、ほぼ一定の値を取ることである。

なお (12) 式に対して Straub¹⁴⁾ は

$$(h/h_0) = (B/B_0)^{-0.642} \dots\dots\dots(16)$$

を Griffith¹⁵⁾ は

$$(h/h_0) = (B/B_0)^{-0.637} \dots\dots\dots(17)$$

を与えているが、これらが(12)式と異なるのは用いている掃流流砂量公式が異なるためである。

以上は広幅員水路に対する取扱いであるが、本研究においては、水路幅が狭くて側壁の補正を必要とするような場合の実験も含まれているので、これとの対比のために、この場合の式を導いておこう。

側壁効果の算定法としては、詳細に検討した足立の研究¹⁶⁾があるが、ここでは実用上大過なく用いられていると考えられるので、簡易な Einstein¹⁷⁾ の補正法を用いることにする。

河床の支配する径深を R_B 、摩擦速度を u_{*B} 、河床の粗度係数を n_B とすれば、(1)および(3)式はそれぞれ

$$\frac{dz}{dx} + \frac{dh}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{u_{*B}^2}{gR_B} = 0 \dots\dots\dots(1)'$$

および

$$\frac{u_{*B}^2}{gR_B} = \frac{n_B^2 \cdot v^2}{R_B^{4/3}} \dots\dots\dots(3)'$$

となる。したがって(3)'式より

$$h \cdot R_B^{1/6} = \frac{\sqrt{g \cdot n_B \cdot Q}}{u_{*B} \cdot B} \dots\dots\dots(5)'$$

をうる。つぎに側壁の支配する径深を R_S 、側壁の粗度係数を n_S とすれば、Einstein の方法により、

$$Bh = 2h \cdot R_S + R_B \cdot B \dots\dots\dots(18)$$

$$R_S = R_B (n_S/n_B)^{3/2} \dots\dots\dots(19)$$

であるから、これらの式と(5)'式より

$$\xi = [1 + (n_S/n_B)^{3/2} \cdot (2h/B)]^{1/7} \dots\dots\dots(20)$$

とおけば、

$$h = \left(\frac{\sqrt{g \cdot n_B \cdot Q}}{u_{*B} \cdot B} \right)^{6/7} \cdot \xi \dots\dots\dots(5)''$$

がえられる。この式は(5)式に対応するもので、 ξ が側壁の補正係数であると考えられる。

特に広幅員の場合には $h/B \rightarrow 0$ であり、 $\xi=1$ となり、(5)式と一致する。

(3) 水路幅が変化する場合の平衡状態における水深、エネルギーこう配および縦断形状

水路幅が変化する場合の平衡状態に対しても、抵抗法則として(3)式すなわち等流の抵抗法則を、また(4)式の掃流流砂量公式に用いる u_* として、(3)式から定まる u_* を用いる限り、各断面における水深は、与えられた Q 、 Q_B 、 d およびそれぞれの断面の水路幅 B を持つ一様水路で定義された平衡等流水深と等しくなる。幅の変化する水路においては、各断面における平衡等流水深は異なり、そうした水路の流れは等流でないことはいうまでもない。

また各断面におけるエネルギーこう配 $I (= u_*^2 / gh)$ の値は、それぞれの断面における水路幅に対する平衡等流こう配と等しくなる。したがって、水路幅が変化する場合の平衡状態における水深、比エネルギー、エネルギーこう配に対する水路幅の影響については、前項で述べた議論がそのまま成立する。

この事実を用いれば、以下に示すように平衡縦断形状を非常に容易に求めうるようであつて、水路幅の変化に応じた河床変動を論ずる上に極めて重要な事実である。もちろん、これに対しては、不等流の場合においても等流の抵抗法則およびそれを用いた流砂量式がそのまま成立するという仮定が前提になつているが、この仮定は実験的にもほぼ認めていいであろうと思われる。

平衡縦断形状は、(1)式を積分した次式

$$z_x + H_x = H_{x0} - \int_0^x I dx \dots\dots\dots(21)$$

を用いて容易に求めることができる。ここに z_x 、 H_x は地点 x における、ある基準線からの河床の高さお

よび比エネルギー、 H_{e0} 境界条件を与える地点における同じ基準線からのエネルギー水頭を表わす。境界条件を与える地点としては、ダムや河口などのように、エネルギー水頭がほぼ一定に保持される地点を取るべきであろう。しかしこれらの地点においても厳密にはエネルギー水頭は一定ではなからうから、実際問題に適用する場合にはそれぞれの場合について慎重な検討を必要とすることはいうまでもない。

つぎに、境界条件は一般に下流で与えられるから計算の便宜上、上流向きに x' 軸を取れば、(18) 式は

$$z_x' + H_x' = H_{e0} + \int_0^{x'} I dx' \dots\dots\dots(21)'$$

となる。

(21) 式あるいは (21)' 式の H および I は各断面の水路幅に対する平衡等流比エネルギー、平衡等流エネルギーこう配であるから、河床高 z はこれを用いて容易に求めうるわけである。(21)' 式の右辺の値はすでに述べたように水路巾の変化によつてほとんど変らないから、同式を用いれば、水路巾が変化した場合河床がどのように変化していくかよく理解することができる。

3. 水路幅変化部の河床変動に関する実験

(1) 実験装置

水路の一部に縮小部を設けた場合の河床変動の実験的研究はすでに室田および劉¹⁸⁾や杉尾および湯浅¹⁹⁾らによつて行なわれており、2, 3 の興味ある事実が明らかにされているが、ここでもほぼ同様な装置を用いて実験を行なう。

実験に用いた水路は幅 1 m、長さ 14 m のモルタル仕上であり、底には平均厚さ 30 cm 程度に実験用砂が

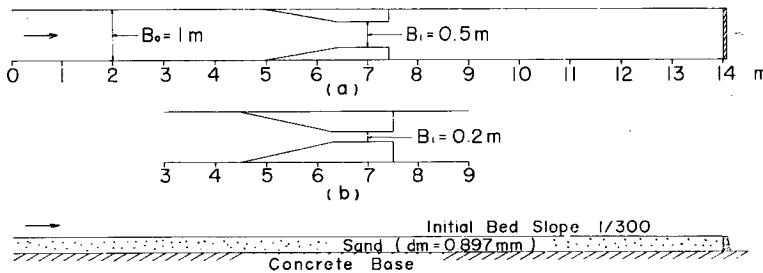


Fig. 4 Experimental flume

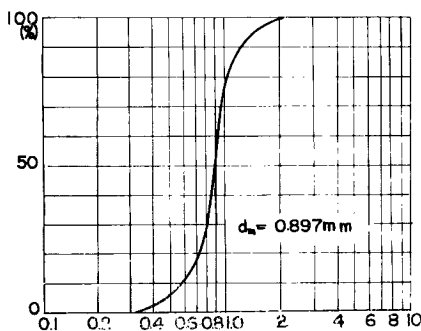


Fig. 5 Grain-size accumulation curve of used sand

敷かれている。水路上流端においては河床がみだされるため、上流端から下流 2 m の地点を基点とし、それより下流を測定区間とした。この間に Fig. 4 (a) (b) に示すように $B_0/B_1=2$ および 5 の水路幅変化部を設置した。前者の区間は基点から下流 3.00 m ~ 5.42 m、後者の区間は 2.50 m ~ 5.50 m である。

水路こう配はガイドレール（こう配の可変範囲 0 ~ 1/50）上を移動するスクレーパーによつて設定しうようになっている。また水路末端の河床高は、ブロックの砂止めによつて一定に保たれる。

実験用砂は Fig. 5 に示すように、ほぼ一様粒径で、その平均粒径 d_m は 0.897 mm である。

(2) 実験方法および実験経過

行なつた実験のケースは Table 1 に示すとおりである。

Table 1

No. of experiments	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Expanding ratio B_0/B_1	2	2	2	5	5	5	5	5	5	5
Discharge (l/s)	10	20	30	10	10	10	10	10	19	25
Initial bed slope	—	—		1/300						

実験を開始するにあつては、まず下流端をせき止め砂が移動しないようなごくわずかの流量で水のため、水位測定用の静圧管の空気を注意深く抜いた。つぎに上流からの流量を徐々に増加させ、下流のせきを徐々に開きながら慎重に所要の流量に達せしめた。

移動床の実験においては、給砂装置を用いて一定量の給砂を行なうことが望ましいが、本実験では給砂装置を使用しなかつたため、その代りとして、基点に設置した静圧管による水位の読みがほぼ一定値にあるようによく注意して砂をシャベルで補給した。

静圧管につないだマンオメーターの読みが全断面にわたつては時間的に変化しないようになったときをもつて平衡状態に達したものと考え、この河床形状を排水完了後、先端に円板のついた河床測定用ポイントゲージで測定した。

死水域の形状、流線の方向を測定する方法としては、(a) 着色した液体を流す方法、(b) 粉状のものを一面にまきちらす方法、(c) ポイントゲージの先につけた短い糸の流される向きを分度器で測定する方法、(d) 浮子を流す方法などが考えられるが、ここでは (a)、(c)、(d) の各方法を適宜使用した。

(3) 水面形

どのケースにおいても通水初期の水面形は、水路幅縮小部で水はせき上げられて、縮小部上流部においてはほぼ水平である。しかし縮小部における河床低下が進行するにつれて、水面形は非常に滑らかとなり、Fig. 6 に示すように水面こう配の場所的な変化は固定床の場合に比べていちじるしく小さくなる。また各測点における水位の時間的な変化の一例は Fig. 7 のとおりであつて、時間の初期において急激に変化し、その後徐々に変

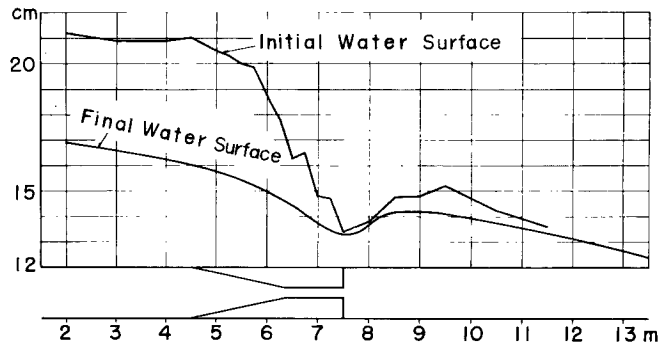
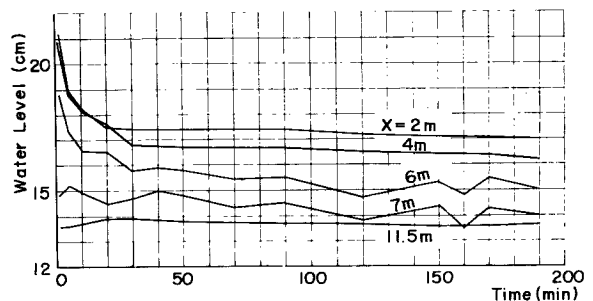


Fig. 6 Initial and final water surface profile through constriction

Fig. 7 Change of Water level with time, in the case of $x = \text{Const}$

化して一定の状態に達する。なおこの実験の場合には、一定状態に達するまでの時間は2時間半～3時間であつた。

(4) 水路幅急拡部の水理

水路幅急拡部では、水流が壁面からはく離して後流領域を生じる。一方、上流部の狭い方の水路の河床が深く洗掘され、この土砂が Fig. 8 に示すように下流部に砂堆の峯 (Sand Ridge) 状に堆積する。Fig. 8 に示した Sand Ridge の線は内側のものが頂の位置、外側のものが立上りの位置を示す。この Sand Ridge の形成は、通水後、短時間内にはほぼ完了し、その後は Fig. 8 に示すように、砂の移動は、砂堆の峯付近に

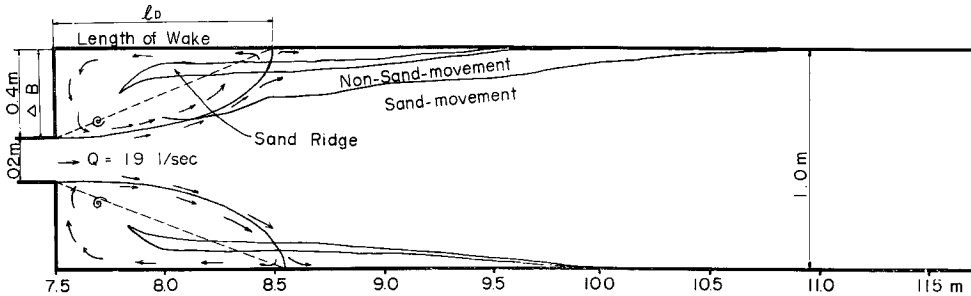


Fig. 8 Wake and sand ridge in an abrupt expansion with movable bed

おいてはなく流路中央部に限られる。水の流れ方は時間的にそれほど変化しないと考えられるにもかかわらず、このように時間の初期には砂が移動し、平衡流路が形成された後には砂が移動しなくなるところがあら

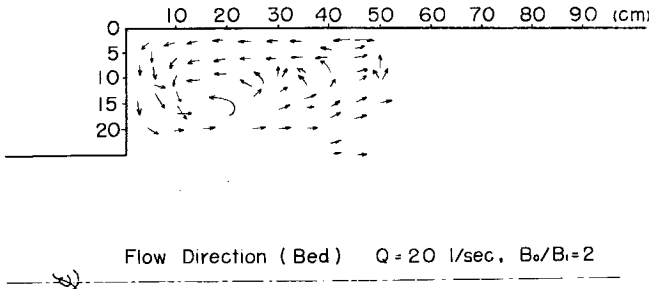


Fig. 9 (a) Flow direction in an abrupt expansion (Water surface)

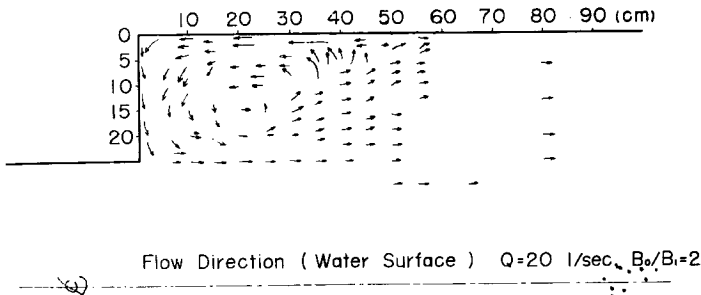


Fig. 9 (b) Flow direction in an abrupt expansion (Near the bed)

われるのは、流路中央部が深く掘れて斜面こう配が急になり、これに打ち勝つて砂が移動しえなくなつたためであると考えられる。

後流領域：砂堆が形成された後においては Fig. 9 に示すように流向は表面と底面とではほとんど変わらない。つぎに、後流領域に対する Sand Ridge の影響を調べるために、同一の流量について Sand Ridge がある場合と、これを除去した場合について、後流領域と主流との境界線を測定した。まず、Sand Ridge を除去した場合についての現象を述べると、かなり長時間通水していてもふたたび Sand Ridge は形成されない。したがつて Sand Ridge は、上流の狭い方の水路において洗掘

された上砂により形成されるものであり、あらかじめ上流部の河床を人工的に掘さくしておけば、形成されないと考えられる。このように Sand Ridge は、河床の初期条件によつてかなり変るから、これが急拡大部の水流に対して大きな影響を持つことになれば、こうした個所では一義的な平衡状態は考えられないことになる。こうした意味から後流領域と主流との境界線の形に対する Sand Ridge の影響を調べたが、Fig. 10(a) に示すように両者はほとんど一致しており、Sand Ridge は水流に対してほとんど影響を与えていないといふことができる。

つぎに後流領域と主流との境界線が流量によつてどのように変化するかを示したものが Fig. 10(b) であつて、後流領域の前半部分は、流量のいかにかわからずほぼ一定であるのに対して、末端部分においては、場合、場合によつてかなり異なつてゐる。この部分については、

後流領域は非常に不安定であつて、各場合についても時間的にかなり変動している。したがつて、上に述べた差異は、流量の違いによるものではなくて、むしろこうした時間的な変動にもとづく測定上の問題によるものと考えられる。また、後流領域の形は、この実験の範囲内では左右両岸についてほぼ等しい。

後流領域の長さを l_D とすれば、 $\Delta B/l_D$ の値は、Table 2 に示すように 0.40~0.47 であつて、さきに著者が固定床において求めた値²⁰⁾ $\Delta B/l_D=0.16\sim 0.08$ に比べてかなり大きい。ここに h, F_r は水深および Froude 数であつて添字 1, 2 はそれぞれ上流側および下流側の断面に対する値を示す。後流領域の大きさ

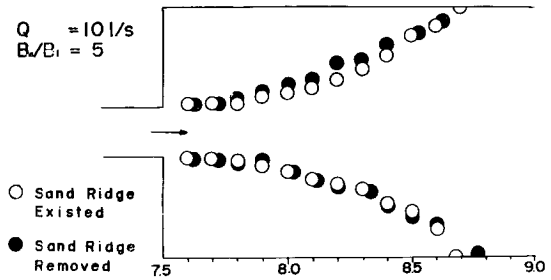


Fig. 10(a) Influence of the sand ridge on the boundary between wake and main flow

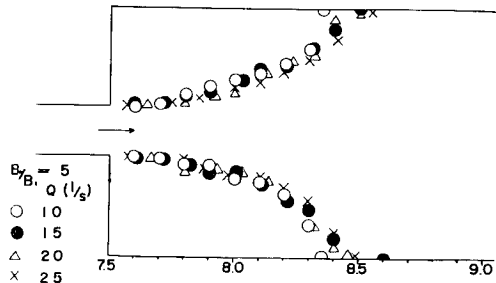


Fig. 10(b) Boundaries between wake and main flow for Various discharge

Table 2 Length of wake

No.	$Q(l/s)$	B_0/B_1	$h_1(cm)$	$h_2(cm)$	F_{r1}	F_{r2}	$\Delta B/l_D$
1	10	5	8.55	2.64	0.647	0.745	Right 0.47 Left 0.47
2	15	"	10.80	3.61	0.680	0.700	R. 0.37 L. 0.40
3	20	"	15.15	4.77	0.547	0.613	R. 0.42 L. 0.41
4	25	"	20.15	6.35	0.448	0.505	R. 0.41 L. 0.38
5	10	2	4.36	2.29	0.701	0.922	R. 0.46 L. 0.49
6	15	"	6.09	3.69	0.640	0.675	R. 0.36 L. 0.46
7	20	"	6.81	4.42	0.719	0.689	R. 0.46 L. 0.38
8	25	"	9.03	5.58	0.589	0.605	R. 0.51 L. 0.43

は、種々の要素に左右されると考えられるが、最も大きな影響を持つものは、流下方向の水位の変化割合であろう。下流に行くにつれ水位が上昇するような場合（例えば固定床急拡部の常流の場合には、速度水頭が位置の水頭に変換することにより、流下方向に水位が上昇する）には、後流領域は長くなり、下流に行くにつれて水位が低下する場合（急拡始点に支配断面があらわれて、流れが常流から射流に変るような場合には、流下方向に水位は低下する）には、後流領域はいちじるしく短くなる。本実験の後流領域の長さが、固定床の場合に比べて短かいのは、こうした理由にもとづくものと思われる。すなわち、本実験の場合には上流の狭い部分の河床が低下して、流水断面積が等しくなる方向に、したがって流下方向の水位上昇量が小さくなる方向に変化したためと考えられる。

横断形状：急拡部の横断形状は、一例を Fig. 11(a), (b) に示すように、水路中央部が非常に深く掘れ

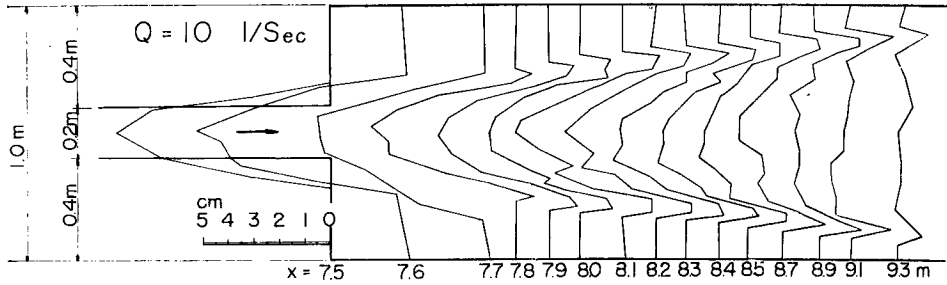


Fig. 11(a)

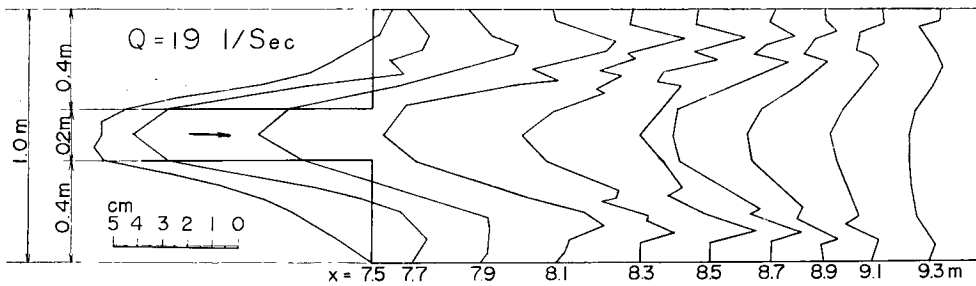


Fig. 11(b)

Fig. 11 Shape of cross-section in an abrupt expansion for the equilibrium state with movable bed

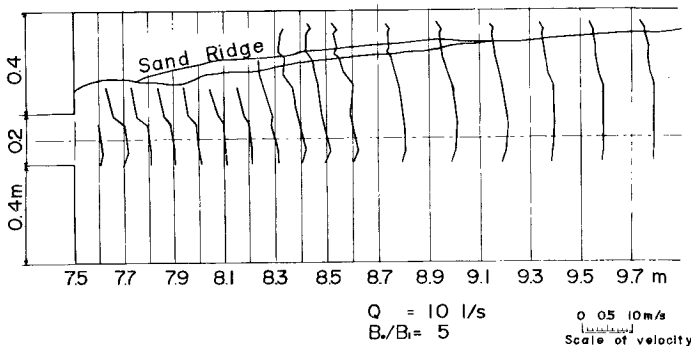


Fig. 12 Velocity distribution in an abrupt expansion

両側は非常に急傾斜をなす。特に急拡始点の断面における側面こう配はほぼ砂の水中安息角に等しくなる。急拡始点より下流の断面においては流路が自から作られ、両側に Sand Ridge が形成される。流下するにつれて、水路幅は広くなり、側面こう配はゆるく、河床高は高くなる。

流速分布：急拡部の水表面

付近の流速分布は、Fig. 12 に示すように、後流領域の部分は示されていないが、後流領域の下流においては Sand Ridge 付近において変曲点を持つような形を取る。Sand Ridge の外側においては、流速は遅くしかもほぼ一定であり、内側においては急激に増加する。

(5) 水路幅変化部の平衡縦断形状

平衡縦断形状すなわち平衡状態における平均河床の縦断的变化を論ずるためには、まず水路幅を定めなければならない。この際水路幅が急変する個所においては、水流が自から流路を形成するので水路幅をいかに定めるかは非常にむずかしい。ここでは、後流領域と主流との境界が比較的明瞭に分かれておりしかもその境界がすでに示したように各ケースによつてそれほど変化せずほぼ一定していること、主流と後流領域との水の交換は比較的少ないことなどから、この境界の内側すなわち主流部分を有効断面と考えて取扱うことにする。もちろん、主流と後流領域の境界における剪断力は境界を壁面でおきかえた時の剪断力とは異なるであろうし、また流速分布も漸変部におけるものとなり異なっているようであるから、こうした簡単な置換が許されるかどうかには問題があるが、ここでは、こうした取扱いによつて実測結果をどの程度まで説明しうるかを検討してみよう。

平衡縦断形状の実測値を示したものが、Fig. 13(a), (b), (c), (d) である。同図からわかるように、水路幅の変化にかかわらず、エネルギーこう配がほぼ一定であることは特に注目すべきことであろう。平衡等流こう配は、

(15) 式に示したように、 $u_{*c} \ll u_{*}$ の場合には Q , Q_B および d が一定である限り、水路幅 B によつてほとんど変わらない。水路幅の変化する水路においても、エネルギーこう配を i として取扱えば、(15) 式がそのまま成立し、したがつてエネルギーこう配は幅の変化にかかわらずほぼ一定になる。本実験の場合には、必ずしも $u_{*c} \ll u_{*}$ ではないが、 u_{*} が u_{*c} 付近でない限り、 u_{*c}/u_{*} の影響は比較的小さく、上の論議はそのまま成立するものと考えてさしつかえない。

したがつて、平衡状態におけるエネルギーこう配は幅の変化にかかわらずほぼ一定になるという事実は理論的にも実験的にも認めることができる。

上に求めたエネルギーこう配と一様幅区間における粗度系数の実測値を用いて、(6) 式により各断面における水深 h を求め、さらに比エネルギーを求めて、それぞれの断面におけるエネルギー水頭から差引いたものが Fig. 13 に示す河床高の計算値であつて、実

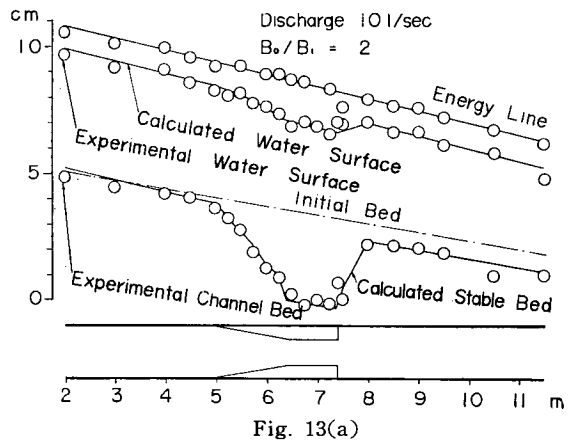


Fig. 13(a)

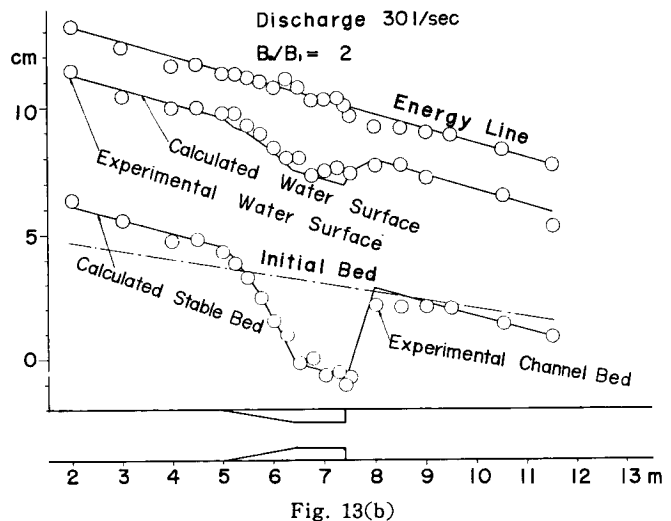


Fig. 13(b)

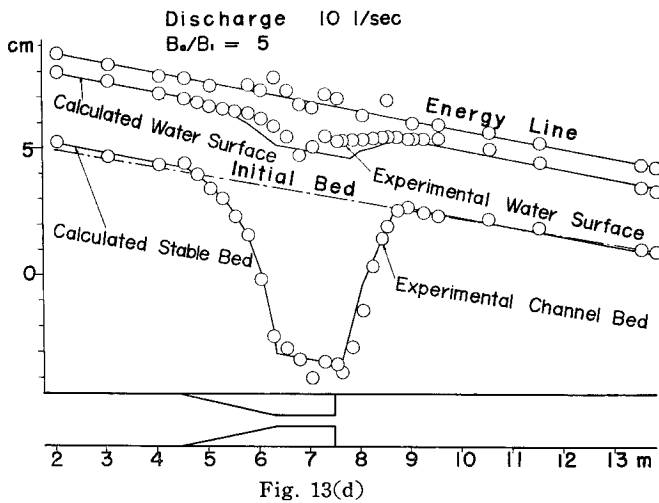
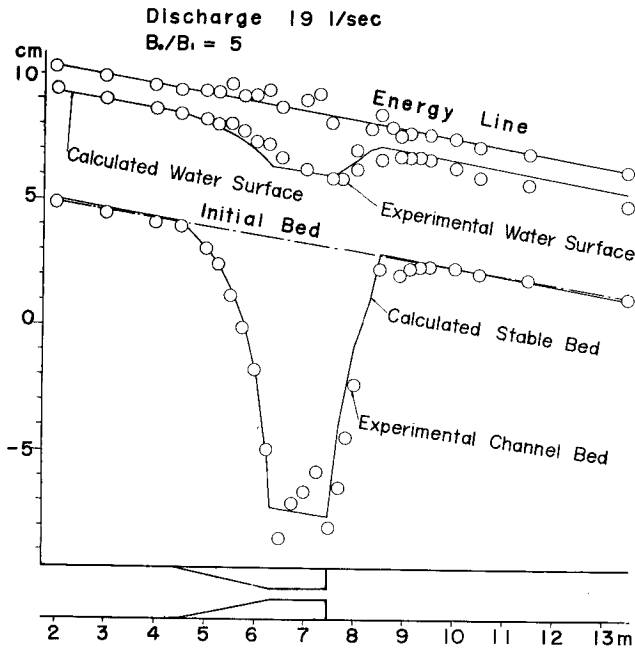


Fig. 13 Comparison of theoretical curve for Stable profile through constriction and experimental result

測値とかなりよく一致する。したがって平均河床高に関する限り、(3)で述べた理論的取扱により、さらに急拡部については有効断面の概念を用いた取扱により、かなりよく実測値と一致する。

なお、各断面における摩擦速度および水深の実測値と理論値との比較は、Fig. 2 および Fig. 3 に示しておいた。

(6) 水路幅変化部の横断形状

水路幅変化部の横断形状は、Fig. 14 に示すように、幅の変化に応じて非常に複雑な変化をする。まず上

流部の一様水路幅の部分(第Ⅰ領域)は給砂点近く、給砂の仕方の影響を受け、場合、場合によつて異なるがほぼ一様河床と考えられる。幅の縮小する部分(第Ⅱ領域)は、いずれの場合にも水路側壁にそつて深く掘れ、水路中央部の高いかまぼこ型をなす。この区間においては、水路側壁付近の水位が中央部よりわずかに高い。したがつて底面において、側壁から中央部に向う二次流が発生し、これが側壁にそつて深掘れの生じる原因であると考えられる。

第Ⅲ領域においては側壁にそつた流れの方向は第Ⅱ領域とは反対に *diverge* し、横断形状も第Ⅱ領域とは反対に水路中央部が深くなる。第Ⅳ領域における横断形状はさきに詳細に述べたとおりである。

第Ⅳ領域の *Sand Ridge* は流下するにつれて次第に広がり、また高さは小さくなりやがて水路側壁にしようとするが、その付近より下流の横断形状は、第Ⅴ領域として示すように、水路側壁に沿つて深く掘れ、第Ⅱ領域と同様、かまぼこ型となる。この区間における横断形状は第Ⅳ領域の横断形状との関連において形成されるようである。すなわち、第Ⅴ領域の横断形状において、中央部の河床が高いのは、第Ⅳ領域の中央部において洗掘された土砂が堆積して生じたものと考えられるが、この点についてはさらに詳細に検討しなければならない。

水路中央部および側壁に沿つての水深とその断面における平均水深との比は、一例を Fig. 15 に示すよ

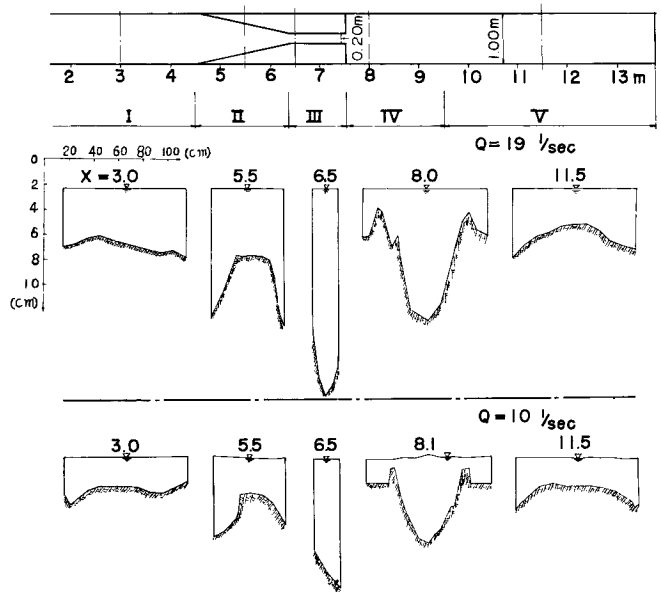


Fig. 14 Stabe Shapes of the cross-section through a constriction

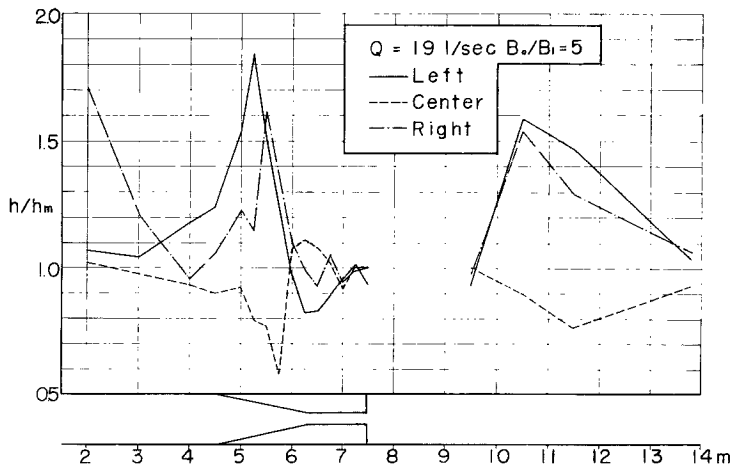


Fig. 15 Variation of h/h_m through a constriction

Table 3 Comparison of max. depth along the side Walls and the depth for critical tractive force

No. of Exp.	h_{max} (cm)		h_K (cm)	
	L.	R.	L.	R.
1	8.0	2.7	4.40	4.40
2	8.95	6.35	8.13	9.84
3	9.1	10.1	12.7	16.1
4	4.8	4.6	4.95	4.07
5	4.3	5.4	4.67	4.67
6	4.3	5.0	4.95	4.95
8	5.7	4.8	4.52	4.52
9	10.2	11.1	9.04	10.4

うであつて、断面によつてはななはだしく深掘れを生じており、この値を予知することが、こうした個所の護岸計画などに対して非常に重要であるといえよう。

最大洗掘個所における水深の実測値と、 $h_K = (gn^2Q^2/B^2 \cdot u_*^2e)^{3/7}$ により計算した移動限界水深を比較したものが Table 3 であつて、両者は必ずしもよく一致しないが、大きさの程度は h_K によつて知ることができる。ただし、実験-1の左岸側は h_K よりもかなり深く掘れているが、これは水流が一方の岸にかたよつたものであつて、こうした場合には、単位巾当りの流量が断面内において一定であるとして求めた移動限界水深 h_K よりもかなり深く掘れるようである。

このように、水路幅変化部における横断形状については今後に多くの問題が残されているが、本研究において興味ある2,3の特性が明らかにされたものと思われる。

4. 結 論

本研究では、一様水路において定義される平衡等流水深および平衡等流こう配に対する水路幅の影響を検討して、その特性を明らかにするとともに、これらを用いて水路幅変化部における平衡縦断形状を求める方法を提案し、さらに実験的にその適用性を検討した。

この際、水路幅急拡部については、水流の拡がり方などの実験結果にもとづき有効断面の概念を導入した一次的な解析法によつた。

さらに水路幅の変化部における横断的河床変動については実験的に検討を加えた。

これらの研究の結果、明らかにされた諸点を列挙すれば次のとおりである。

(i) 水路幅が変化する個所においても、平衡状態における水深およびエネルギーこう配はそれぞれ、与えられた流量、流砂量、河床材料および各地点における水路幅に対応する平衡等流水深および平衡等流こう配に等しくなる。

(ii) 平衡等流こう配は、流量、流砂量、河床材料および水路幅の関数であるが、この中水路幅の影響は非常に小さく、掃流力が限界掃流力付近でない限りほとんど影響を与えない。したがつて、こうした場合に対して、水路幅の変化する水路においては、平衡状態におけるエネルギーこう配は水路幅の変化にかかわらずほぼ一定になる。

(iii) 水路幅が変化する水路に対する平衡縦断形状は、各断面の水路幅に対する平衡等流水深およびエネルギーこう配を用いて、比較的容易に求めることができる。その結果は、実験結果とかなりよく一致する。

(iv) 水路幅急拡部においては後流領域を生じることが、その長さは、固定床の常流の場合に比べてかなり短かく、しかもこの実験の範囲内 ($r=B_0/B_1=2$ および 5 , $F_{r1}=0.547\sim 0.719$, $F_{r2}=0.502\sim 0.922$) においては、 $\Delta B/l_0$ (l_0 : 後流領域の長さ, ΔB : 水路の拡がり幅) は r および F_r にかかわらずほぼ一定であり、

0.40~0.47である。

(v) 水路幅急拡部においても、平均河床の縦断的な変化については、後流領域を除外した断面を有効断面と考える一次元的な取扱いによる計算結果は実験結果とかなりよく一致する。

(vi) 水路幅変化部の横断形状は、幅の変化に応じて非常に複雑な変化をなし、ある場合には水路中央部が深い凹形をなし、ある場合には側壁付近が深い凸形をなす。深掘れ個所の水深は断面平均水深の2倍程度にまで達する場合があるから、こうした個所の河床変動に対しては平均河床の縦断的な変化のみでは不十分であつて、横断形状をも取扱わなければならない。

(vii) 水路幅変化部の横断形状を理論的に解明するためには、断面内の流れに着目した二次元的な取扱いが必要であり、今後の研究にまたれるが、本研究において実験的に明らかにされた横断形状の特性は次のとおりである。

(イ) 流れが Converge する個所の横断形状は、側壁付近が深い凸形を呈し、反対に流れが diverge する個所の横断形状は水路中央部の深い凹形を呈するが、これは前者においては河床付近で側壁から水路中央部に向う二次流が後者においては水路中央部から側壁に向う二次流が生じるためであると考えられる。

(ロ) 側壁付近に生じる最大洗掘部における水深は、流れが比較的左右対称である場合には、ほぼ移動限界水深程度の大きさになるが、流れが一方の岸にかたよるような場合においては、その岸において非常に深く掘れることがあるから注意を要する。

以上は、主として一次元的な取扱いによる結果であるが、今後さらに二次元的な解析によつて水路幅変化部における水流の特性をさらによく把握していくことが必要である。

本研究を行なうに際しては、矢野勝正教授よりたえず御教示と御激励をいただき、佐久間襄、高橋保の両君には多大の労をわずらわした。ここに深謝の意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) 本間仁, 安芸峻一編: 物部水理学, 岩波, 1962, p. 602.
- 2) 安芸峻一: 河相論, 主として河相と河川工法との関連性についての研究, 其の2, 土木学会誌第27巻11号, 昭16. pp. 1049—1062.
- 3) Sutesaburo Sugio : On the equilibrium bed slope in a steady nonuniform flow, Journal of the Faculty of Eng. Shinshu Univ., No. 7, 1957, pp. 31—43
- 4) 増田重臣, 河村三郎: 流砂ある河川における平衡勾配について, 土木学会論文集第70号, 昭35. 9.
- 5) 増田重臣, 河村三郎: 河川の静的平衡勾配について, 土木学会論文集第70号, 昭35. 9.
- 6) 佐藤清一: 河道の設計について, 土木学会誌, 第42巻, 第4号, 昭32. 4.
- 7) 土屋義人: 流路の安定縦断形状に関する研究, 京都大学防災研究所年報第5号A, 昭37. 3. pp. 192—211.
- 8) Charles Jaeger : Engineering fluid mechanics, Blachie & Son Limited, London. Glasgow, 1956, pp. 146—186.
- 9) Ven Te Chow (石原藤次郎訳): Open Channel Hydraulics, 丸善, 昭37. pp. 430—459.
- 10) 芦田和男: 開水路断面急拡部の水理とその適用に関する研究, 京都大学防災研究所年報第5号A, 昭37. 3. pp. 223—251
- 11) 岩佐義朗, 志方俊之: 水路幅急拡部における流速分布特性, 土木学会関西支部年次学術講演会概要, 昭37.
- 12) Carter, A. C., Carlson, E. J. and Lane, E. W. : Critical tractive forces on channel side slope in coarse, noncohesive material, U. S. Bureau of Reclamation Hyd. Lab. Report. No. Hyd—336, 1953, pp. 1—6.
- 13) 土屋義人: 平衡断面形水路に関する水理学的考察, 土木学会中部支部研究発表講演会, 1956.

- 14) Task Committee on preparation of sedimentation manual : Sediment transportation mechanics ; erosion of sediment, Proceedings of A.S.C.E, July, 1962, pp. 121—122.
- 15) 前出論文14) .
- 16) 足立昭平：開水路模型実験の相似律に関する研究—模型歪みの効果について京都大学防災研究所年報第2号, 昭33.12.
- 17) H. A. Einstein : Formulas for bed-load transportation, Trans. Amer. Soc. Civ. Engr., Vol. 107, 1942, pp. 575—577.
- 18) 室田明, 劉世甫：流積急変部での河床の局所変動について（第1報）, 土木学会年次学術講演会講演概要, 昭37. 5 .
- 19) 杉尾捨三郎, 湯浅博明：水路急縮部の洗掘現象について, 土木学会年次学術講演会講演概要, 昭37. 5 .
- 20) 前出論文10)