

山腹水路工の落差部構造に関する水理実験*

眞板 秀二・俵 俊一

Hydraulic Experiments on the Drop Spillway of Hillside Channel Works

Hideji Maita**, Shunichi Tawara***

目	次
I. はじめに……………	55
II. 水脈の到達距離の基本式……………	56
III. 水理実験……………	57
1. 実験方法……………	58
2. 結果および考察……………	59
a. 水脈の平面形……………	59
b. 基本式の適合性……………	59
c. 急勾配水路でのマニング式……………	61
IV. 水受け構造についての検討……………	63
V. むすび……………	66
引用文献……………	67
Summary……………	67

I はじめに

林野庁の行った山腹工事の既施工地における被災原因調査によれば、山腹工事が破壊される原因は、ほとんど流水に関するものであり、山腹工事の設計においては流水をいかに処理するかが

* 本報告の一部は、第92回日本林学会大会(1981)で発表した。
** 筑波大学農林工学系
Inst. of Agr. & For. Eng., Univ. of Tsukuba
*** 筑波大学農林学類：現在鳥取県庁
Present address : Tottori Prefectural Government

重要であると指摘している¹⁾この意味では、山腹水路工は、山腹工事全体に大きな影響を与えると言うことが出来、その適否は重要である。ところが、山腹水路工の中には、豪雨時に水路自体が破壊され本来の役目を果たさなかったり、あるいはかえって山腹の破壊を助長するものさえみられたりする²⁾³⁾これには、設計施工のまずさ等いくつかの原因が考えられるが、その大きな原因の一つに落差部における流水の飛び出しが指摘されている³⁾この流水の飛び出しは、根本的には、山腹水路(急勾配水路)の水理がほとんど明らかにされないまま落差水受け部が設計されていること、また、近年、林道の排水等崩壊地外の水を処理することも多く、取り扱う流量が大きくなっていることにも起因すると考えられる。そこで本研究では、落差部構造に裏付けのある設計指針を与える第一歩として、まず適切な水受け構造を明らかにすることを目的とした。このため、山腹水路(急勾配水路)からの放出水脈の到達距離を理論的・実験的に検討した。なお、先に述べた理由により、山腹水路としては比較的流量の多い場合を対象としている。

II 水脈の到達距離の基本式

水路落差部の構造を考える際に、第一に必要なことは、落下水脈の到達距離を知ることである。矩形断面を持つ水路に図-1のような諸元が与えられたとき、水脈の到達距離を水路末端から放出された質点の到達距離と考えれば、水脈の上縁の到達距離(L)は(1)式のように表される。

$$L = \frac{V_o^2}{g} \cos \theta \left(\sqrt{\sin^2 \theta + 2g \left(H + \frac{d_o}{\cos \theta} \right) / V_o^2} - \sin \theta \right) \dots\dots\dots (1)$$

さらに(1)式は、 $V_u d_u = V_o d_o$ の関係およびフルード数(F_r)、 $\alpha (= d_o / d_u)$ を使って(2)式のように無次元化することができる。この(2)式が山腹水路からの落下水脈の到達距離の基本式ということになる⁴⁾

$$\frac{L}{d_u} = \frac{F_r^2 \cos^2 \theta}{\alpha^2} \left(\sqrt{\sin^2 \theta + \frac{2\alpha^2}{F_r^2 \cos \theta} \left(\frac{H}{d_u} + \frac{\alpha}{\cos \theta} \right)} - \sin \theta \right) \dots\dots\dots (2)$$

$$F_r = \frac{V_u}{\sqrt{g d_u \cos \theta}} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 d_u は水路床に垂直に計った等流水深、 V_u は等流流速、 d_o は水路末端部の水路床に垂直に計った水深、 V_o はその時の平均流速である。また、 g は重力加速度、 θ は水路傾斜角、 H は落差高である。なお、山腹水路のような急勾配の水路では、圧力分布に対する勾配の影響を無視出来ず⁵⁾フルード数は(3)式のように表されることに注意する必要がある。

(2)式は、落差部上流の水路が急勾配（射流）の場合を想定したものであるが、緩勾配（常流）の場合は、等流水深から水路末端部までの間に限界水深が存在するので、(2)式の d_u を限界水深 d_c に、 α を $\alpha = d_o/d_c$ のように変更すればよい。この場合、 $R_{OUSE}^{6)}$ によれば α の値は0.715となる。このようにすると $F_r = 1$ となり、また $\cos \theta \approx 1$ 、 $\sin \theta \approx 0$ と考えられるので、(2)式は結局(4)式のように表されることになる。

$$\frac{L}{d_c} = 1.96 \sqrt{1.02 \frac{H}{d_c} + 0.73} \dots\dots\dots (4)$$

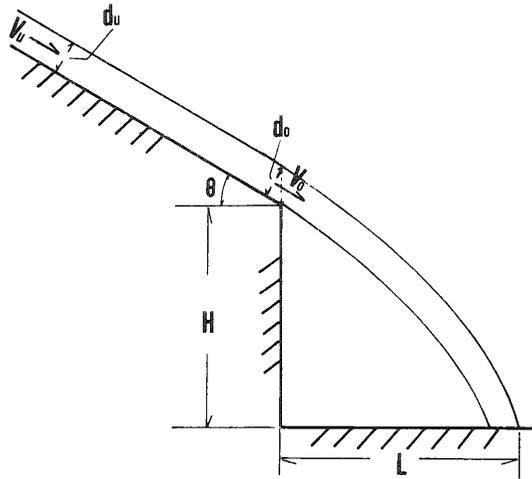


図-1 水路落差部模式図(I)
A schematic drop spillway of hillside channel works (I)

Ⅲ 水 理 実 験

(2)式の適合性を検討するため水理実験を行った。この際、水路末端から放出された水脈の平面形の計測も行った。また、山腹水路のような急勾配の水路で、 Manning式がどの程度成立するかについても検討した。

1. 実験方法

図-2に示すような諸元の水路(耐水ベニヤにペンキ塗布)を作製し、表-1に示す条件で計16通りの実験を行った。水深の測定は、水路末端から上流に向かい0, 2, 4, 6, 8, 10, 20, 30, 40, 50 cmの10点で行った。各測点の断面を3等分し、それぞれの区分断面の中心の鉛直水深をサーボ式水位計(計測技研製)で連続測定し、数10個程度の測定値を得た。そしてこれら測定値を平均して区分断面の鉛直水深を求め、さらに区分断面の鉛直水深を平均して各測定断面の鉛直水深を求めた。垂直水深は、この鉛直水深に $\cos\theta$ を乗じて求めた。この水深の測定から等流区間を見つけ、等流垂直水深を使って平均流速を求めた。またチェックのため、この区間の平均流速を内径1.2mmのピトー管(丸東三友製)を使い1点法で測定した。

落下水脈の到達距離の測定は、測定台車にサーボ式水位計を取り付けて行った(写真-1)。測定したのは、水脈上面の落下高とその時の水平距離である。落下高の測定位置は、水脈の中央部とし、サーボ式水位計による数10個程度の連続測定値を平均して落下高とした。また、落下水脈の幅の測定は、測定台車にポイントゲージを取り付けて行った。ポイントゲージを水脈の左右端に合わせ、その時の台車の目盛りを読みとると水脈幅が求められるようになっている。

表-1 実験条件
Conditions of the hydraulic experiments

水路傾斜角(°)	流量(m³/s)
4.45	0.00046
8.27	0.00114
15.93	0.00155
26.59	0.00213

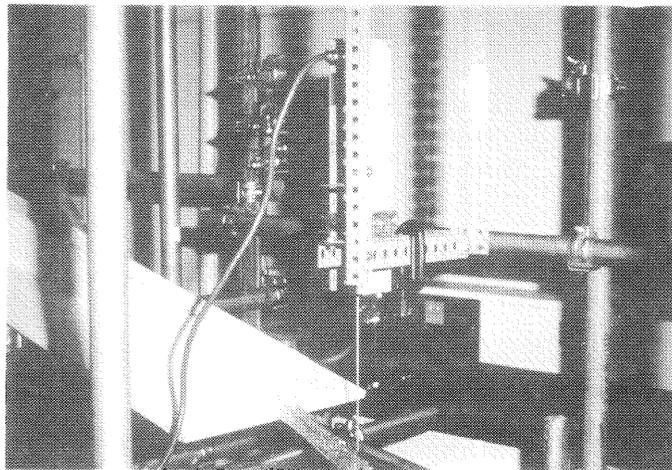


写真-1 水脈の測定装置
An equipment for measurement of the nappe

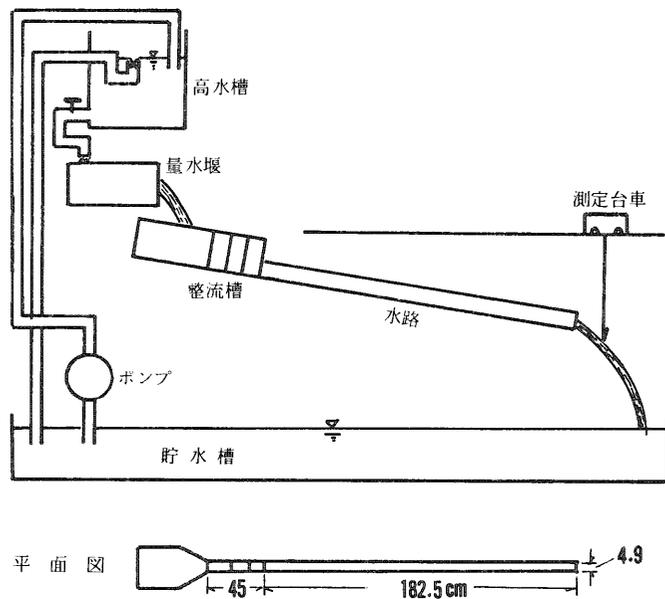


図-2 実験水路の概略図
The outline of the experimental channel

2. 結果および考察

a. 水脈の平面形

水脈の平面形の測定結果の一例 ($\theta = 26.59^\circ$) を示したのが図-3である。図-3に見られる傾向は、他の水路傾斜角でも同様であり、はじめおおくは水脈幅拡大の傾向がみられ、その後、水路幅以下に減少していく。このように急勾配水路から放出される水脈は、極めて3次元性の強い流れであることが特徴的である。

b. 基本式の適合性

基本式(2)式の適合性を検討するためには、まず(2)式の α 値を知る必要がある。そこで実験の結果を図-4のように整理し、フルード数に対して α がどのような値をとるかを示した。なお、図-4には、Rouse⁶⁾によって示された値(黒丸)もプロットしてある。図-4をみると、 α は1に近い値をとるが、かなりバラツキしており、この値を詳細に決定することは困難であると判断された。そこで便宜上、フルード数が3~4以上であれば $\alpha = 1$ とすることにした。以上の検討をもとに、基本式に $\alpha = 1$ を与えて水脈の到達距離を算出し、実測値と比較してみた。この結果を示したのが図-5である。なお、ここで示した到達距離は、等流水深で除し無次元化してある。この図をみると、到達距離が長くなるにつれ計算値が過少な値を与える傾向がみられる。しかし、実測値に対する誤差率は、ほとんどが5~6%以下であり、実用的には基本式の適合性は、ほぼ満足すべきものと言うことが出来る。また、このことは先に述べたフルード数が3~4

以上であれば $\alpha = 1$ とするということが、実用的な意味では、妥当であったことを示すことになる。ただし、フルード数が3~4以下になるような勾配の水路では、 $\alpha = 1$ とすることは無理で、 α の値をさらに吟味する必要がある。この時は、ROUSEの値(図-4)が参考になる。

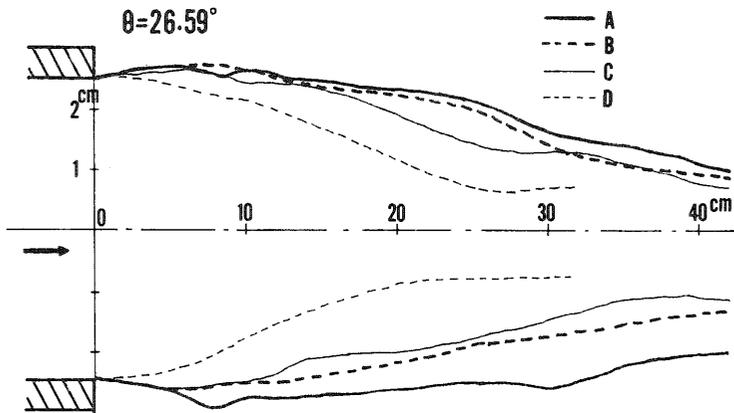


図-3 水脈の平面形

A plane view of the nappe

A : $Q = 0.00213 \text{ m}^3/\text{S}$ B : $Q = 0.00155 \text{ m}^3/\text{S}$

C : $Q = 0.00114 \text{ m}^3/\text{S}$ D : $Q = 0.00046 \text{ m}^3/\text{S}$

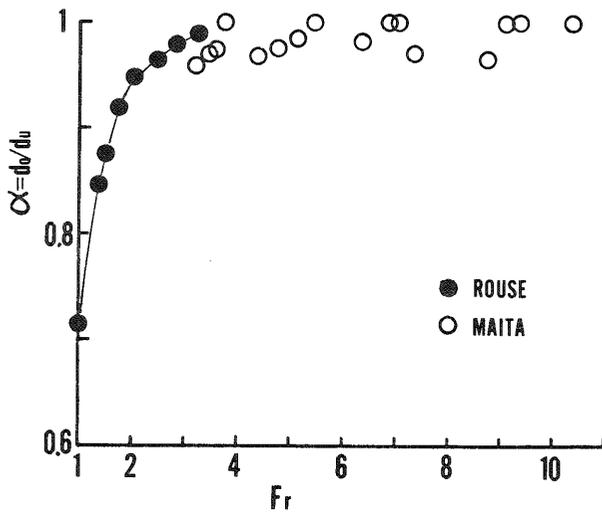


図-4 フルード数と α の関係

Relation between Froude number and α

c. 急勾配水路での Manning 式

山腹水路工の設計では、流量が基本になりすべての計画がたてられる。従って、到達距離も想定される流量に対して求められる必要がある。このためには、流量条件、水路条件に対して d_u がどのように決まってくるかを明らかにすることが必要である。そこで、実用的によく使われる Manning 式が、急勾配水路でどの程度成立するかについて検討してみた。この検討は、流速の対数分布則から導かれる平均流速の対数公式⁵⁾と比較するという方法で行われた。粗面の対数公式は(5)式、Manning 式は(6)式で表されるので、両者が一致するとすれば、粗度係数は(7)式で表されることになる。従って、(7)式から得られる粗度係数は、Manning 式が急勾配水路でも成り立つとした場合の値と考えることが出来る。

$$V_u = \left(6.0 + 5.75 \log \frac{R}{k} \right) \sqrt{g R I} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$V_u = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$n = \frac{R^{1/6}}{6.0 + 5.75 \log (R/k)} \cdot \frac{1}{\sqrt{g}} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、R：径深、I：水面勾配、k：相当粗度（今回使用した水路では、実験結果から 0.000151m の値が得られた）、n：粗度係数である。図-6 は、(7)式から得られた粗度係数（実線）と水理実験の結果から(6)式を逆算して得られた粗度係数（丸印）とを比較したものである。後者の方法で求めた粗度係数は、0.00807～0.00961 の値をとり、急勾配水路で Manning 式が成立するとした場合の粗度係数の回りをバラツク、しかしほとんどが相対誤差 5%（図中、破線で示した）以内に分布している。このことから、実用的には、今回の実験範囲内では、急勾配水路でも Manning 式が成立すると判断することが出来る。

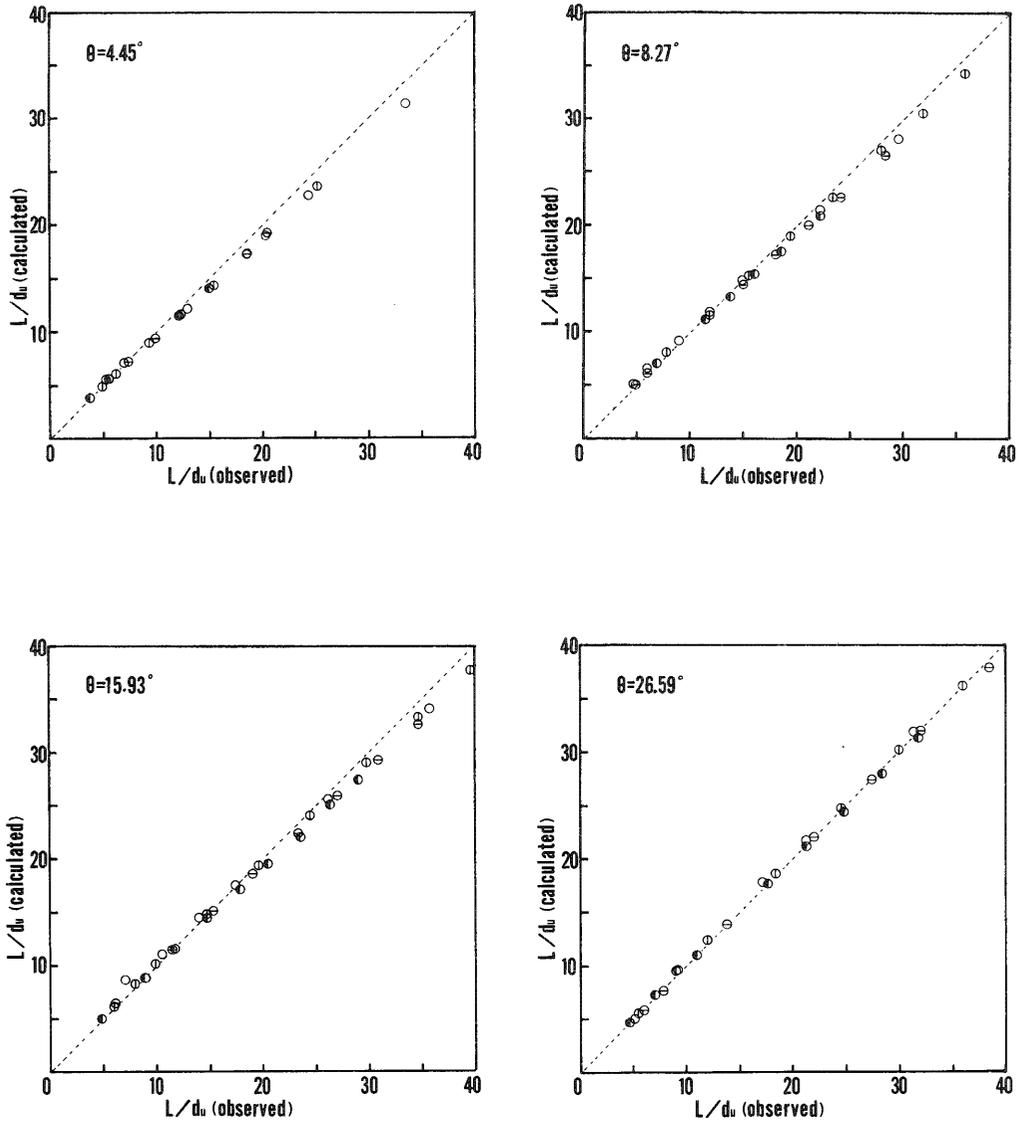


図-5 実測値と計算値の比較

Relation between observed value and calculated value

- \circ : $Q = 0.00046 \text{ m}^3/\text{S}$
- \odot : $Q = 0.00114 \text{ m}^3/\text{S}$
- \ominus : $Q = 0.00155 \text{ m}^3/\text{S}$
- \bullet : $Q = 0.00213 \text{ m}^3/\text{S}$

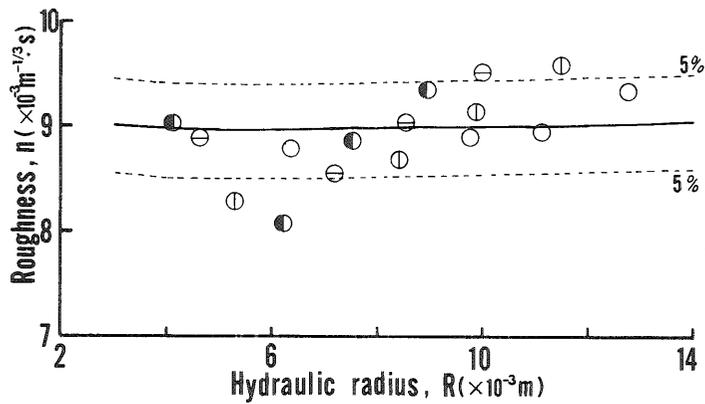


図-6 (6)式と(7)式から得られた粗度係数の比較
 The comparison of the coefficient of roughness
 by the equation (6) and the coefficient of
 roughness by the equation (7)
 ○: $\theta = 4.45^\circ$ ⊕: $\theta = 8.27^\circ$
 ⊖: $\theta = 15.93^\circ$ ⊙: $\theta = 26.59^\circ$

IV 水受け構造についての検討

これまでの検討から、(2)式の適合性および急勾配水路での Manning 式の適合性は、実用的には満足すべきものと確認された。従って、これらの関係を使えば、与えられた流量条件、水路条件に対する水脈の到達距離が明らかになり、所要の水受け長さの判定も可能になる。ところで、山腹水路の水受けは、下部水路の幅を広げ山腹傾斜に沿って施工される水叩き型と、ウォータークッションにより流水のエネルギーを減殺させようとする集水ます型に大別される。後者については、(2)式により水受け長さを検討することが出来るが、前者については、水受け部が傾斜しており、(2)式から直ちに水受け長さを検討することは困難である。そこで、(2)式から落差下部が傾斜している場合(図-7)の水脈の到達距離の一般式(8)式)を導き出し、特に $\theta = \theta'$ の場合(9)式)について検討することにした。水受け構造が問題になるのは、流量が多い場合であるので、流量の多い際に計画されるコンクリート水路⁷⁾を想定することにした。与えた流量条件、水路条件はつぎのとおりである。流量(Q) 0.02~1.0 m³/S, 粗度係数(n) 0.014, 水路幅(B) 0.3, 1.0m, 水路傾斜角(θ) 10°~30°, 落差高(H) 0.5~2.0mである。なお、水路は矩形断面とした。

$$\frac{L'}{d_u} = \frac{F_r^2 \cos^2 \theta}{\alpha^2} \left\{ \sqrt{\cos^2 \theta (\tan \theta' - \tan \theta)^2 + \frac{2\alpha^2}{F_r^2 \cos \theta} \left(\frac{H}{d_u} + \frac{\alpha}{\cos \theta} \right)} + \cos \theta (\tan \theta' - \tan \theta) \right\} \dots\dots\dots (8)$$

$$\frac{L'}{d_u} = \frac{F_r \cos \theta}{\alpha} \sqrt{2 \cos \theta \left(\frac{H}{d_u} + \frac{\alpha}{\cos \theta} \right)} \dots\dots\dots (9)$$

計算の結果、(2)式から図-8、(9)式から図-9が得られた。これらの図は、縦軸にL/H (L'/H)、横軸に流量がとられているので、計画流量に対する水脈の到達距離が直ちに求められ、所要の水受け長さの判定も容易である。まず、図-8および図-9に共通して言えるのは、つぎのことである。即ち、同一の傾斜角、水路幅に対しては、流量が大きくなればL/H(L'/H)の値が大きくなり、落差高が大きくなればこの値は小さくなる。また、同一の流量、水路傾斜角、落差高に対しては、水路幅が大きくなればL/H(L'/H)の値は小さくなる。

つぎに、図-8から集水ます型、図-9から水叩き型の水受け構造について具体的に検討してみた。集水ます型の水受けでは、落差高が0.5 m程度では、L/Hが3以上になることがあり、1 m程度以上では3以下であった。これに対して水叩き型では、水脈の到達距離が長くなり、落差高が0.5 m程度では、L'/Hが7を越すことがあり、1 m程度以上でも4を越すことがある。このように水叩き型の場合、条件によって水脈の到達距離が大きく変動するので、水受け長さの決定に特に注意をする必要がある。いずれにせよ、単一の基準で水受け長さを決定することは困難である。実際の山腹水路工の設計にあたっては、各粗度係数に対して図-8あるいは図-9のような図を作成しておき、これらの図から計画流量に対する水脈の到達距離を求め、これをもとに所要の水受け長さを決定することが肝要と思われる。

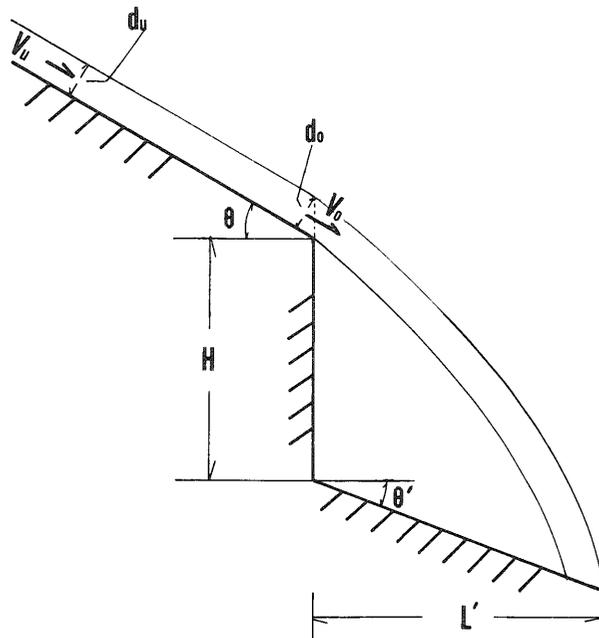


図 - 7 水路落差部模式図（Ⅱ）
A schematic drop spillway of hillside channel works (Ⅱ)

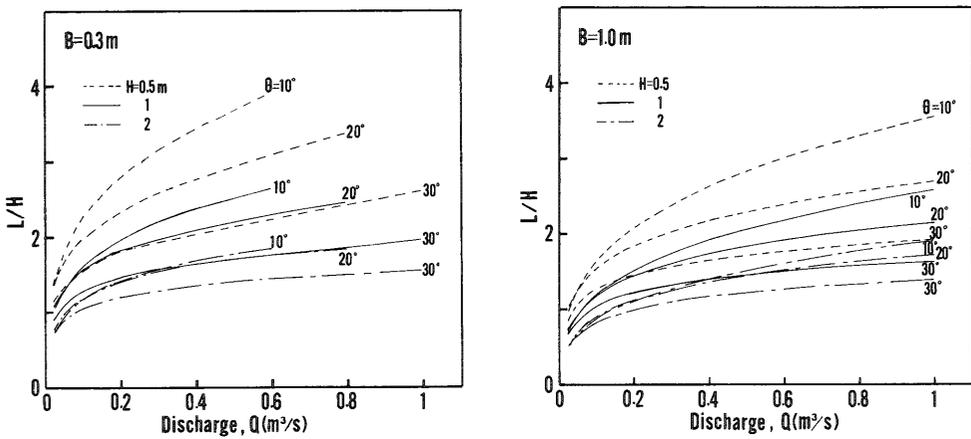


図 - 8 水脈の到達距離 (L/H) の変化
Changes of the distance (L/H) for each condition

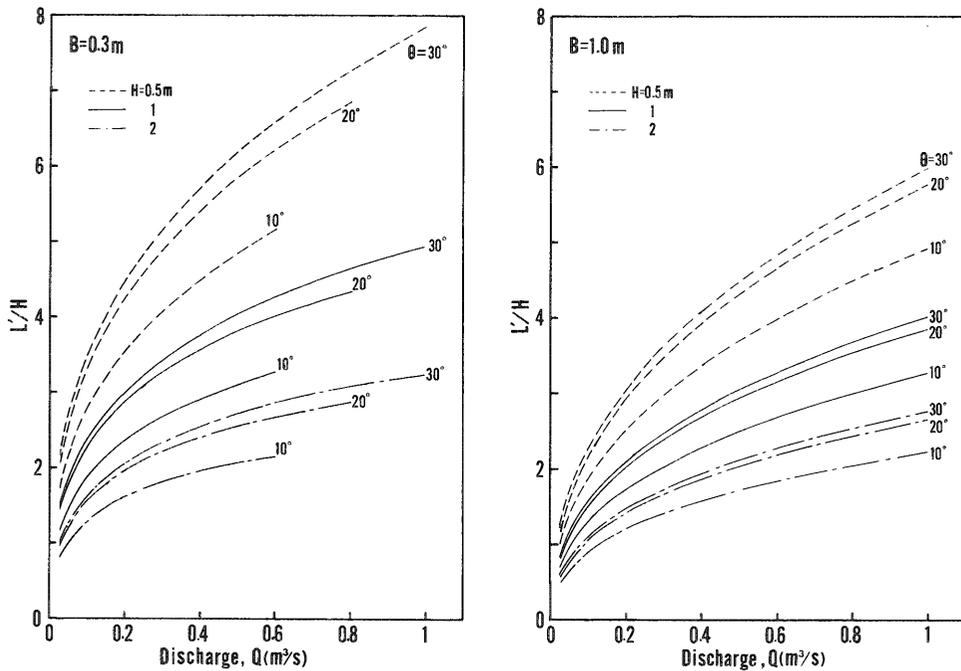


図-9 水脈の到達距離 (L'/H) の変化
Changes of the distance (L'/H) for each condition

V む す び

山腹水路の水受け構造を水脈の到達距離から検討してみた。水受け構造の完全な設計基準を提示するためには、今後、水脈の着水後の挙動を明らかにする必要がある。しかし、最も基本的でかつ重要な点は、今回の検討でほぼ解明されたと考える。以下に検討の結果をまとめてみる。

- 1) 山腹水路から落下する水脈の到達距離を求める基本式(2)式を提示した。そして基本式の適合性について水理実験を行った結果、適合性は実用的には満足すべきものであることが確認された。
- 2) 水理実験の結果、山腹水路のような急勾配の水路でも Manning 式は実用的な意味では成り立つことが確認された。
- 3) 基本式あるいはそれから導いた(9)式を使って、水脈の到達距離からみた水受け長さのシミュレーションを行った。この結果、単一の基準で水受け長さを決定することは困難であることが明らかになった。実際の山腹水路工の設計にあたっては(2)式あるいは(8)、(9)式から図-8あるいは図-9のような図を作成しておくことが有用と考えられる。

引 用 文 献

- 1) 井原克巳：治山 15, 223～226, 1970
- 2) 太田重良：治山 18, 13～20, 1973
- 3) 佐野常昭：治山 20, 198～199, 1975
- 4) 眞板秀二：90 回日林論, 417～418, 1979
- 5) V. T. CHOW (石原藤次郎訳)：開水路の水理学 I, p. 30～32, 丸善, 東京, 1962
- 6) H. ROUSE：Trans. ASCE 108, 1383～1387, 1943
- 7) 林野庁：治山技術基準解説（総則・山地治山編）, p. 298～302, 日本治山治水協会, 東京, 1983
(1985年5月31日受理)

SUMMARY

This report deals with the drop spillway of hillside channel works, especially the length of the apron. The most important thing to design the length of the apron was to know the distance which the falling nappe traveled horizontally, so we showed first the fundamental equation (2) on this distance.

Next, we examined whether the equation (2) fitted in the hydraulic experimental results or not. As a result, satisfactory fitness for practical use was obtained (Fig. 5). We also examined Manning formula. As a result, it became clear that Manning formula could use practically for the steep channel as hillside channel works (Fig. 6).

Lastly, we tried to calculate the horizontal distance (L or L') of the nappe under many conditions by using the equation (2) or (9). As a result, the distance (L or L') changed widely with the changes of discharge, the channel slope and so forth. So it was impossible to decide the apron length of hillside channel works with only one standard. For the design of the apron length, it was useful that the figures (as Fig. 8-9) made by using the equation (2), (8), (9) were prepared previously.