

砂防ダムおよび水叩の設計に関する基礎的研究

綿引, 靖

<https://doi.org/10.15017/10813>

出版情報：九州大学農学部演習林報告. 55, pp.105-170, 1985-06-25. 九州大学農学部附属演習林
バージョン：
権利関係：



砂防ダムおよび水叩の設計に関する基礎的研究

綿 引 靖

Fundamental Study on the Design of Debris
Dam and Apron

Kiyoshi WATAHIKI

要 旨

砂防ダムおよび水叩（水叩工）の設計の合理化に重要な指針を提供するものとして、本研究では水叩コンクリート面に生ずる侵食痕跡に着目し、まずこれについての現地測定を、我が国有数の土砂生産量を持つ天竜川上流々域内の114個所で行い、侵食部の開始点、最深点、終了点を各個所ごとに明らかにし、その後一部を再測して侵食の推移を示すとともに、水文観測値との対比から、侵食には大洪水のほか中小洪水も相当に関与することを示した。

次に、模型水路実験を行い、溪床石礫のダムからの落ち方については、個別、集合の各落下間に大差がなく、石礫の質量が大きいほど落下位置はダムに近く、それらは、一定関係で表われること、さらに水叩面に生じる侵食については、その形状と石礫の落下位置の分布が一致することより、侵食が流水ではなく石礫の衝突により形成されること、また侵食量は落下石礫の個数および質量の各々と比例し、水叩材料の圧縮強度とは負の相関関係を示すことなどを明らかにした。

続いてこのような侵食の特性を考慮して、まず現地測定値をもとに、侵食の開始点まで砂防ダム下流のりを張り出すことにより、下流のりをより緩勾配にできること、またダムから侵食の終了点の位置までを必要な水叩の長さとして、この長さを従来より短くできること、さらに侵食の最深点の深さに基づいて、水叩の厚さを必要に応じて標準値以上にしなければならないことのそれぞれを、この流域における具体的な値とともに示した。

次に、理論的な解析として、この現象にかかわる石礫のダム上の流送およびダムから水叩面の各地点への落下、侵食量に関与する落下石礫の運動エネルギーなどについての物理モデルを用いて、侵食形状を求める理論式を誘導し、この式の計算結果をもとに、これを砂防ダム下流のり勾配や、水叩の設計の基礎式として用い得ることを示した。

最後に以上の考察をもとに砂防ダム下流のり勾配を、従来の定数から変数に換え、ダムの最小断面形を求める方法を線形計画法を応用した図解法により示すとともに、この方法によれば従来より断面積が平均1割程度減少し、また下流のり勾配に許容範囲が存在する場合も、これを付帯条件として、同様に解を求め得ることを明らかにした。

目 次

1.	序論	3.1.	事例的考察
1.1.	研究の目的	3.1.1.	砂防ダム下流のり勾配
1.2.	既往の研究	3.1.2.	水叩の長さ
1.3.	論文の構成	3.1.3.	水叩の厚さ
2.	水叩の侵食についての現地調査および模型実験	3.2.	理論的考察
2.1.	現地調査	3.2.1.	基本式の誘導
2.1.1.	方法	3.2.2.	計算例および考察
2.1.2.	結果および考察	4.	砂防ダムの断面設計
2.2.	模型実験	4.1.	概説
2.2.1.	方法	4.2.	基本式の誘導
2.2.2.	結果および考察	4.3.	計算例および断面表の作成
3.	砂防ダム下流のり勾配および水叩の設計	4.4.	諸条件の検証
		5.	総括
			参考文献

1. 序 論

1.1. 研究の目的

溪流の流送土砂の調節を目的として築設される砂防ダムは、設計施工の容易さから、その多くが重力式ダムであり、また、この下流側には、越流水などの落下による渓床侵食を防止するため、水叩（ここでは水叩工と同義とする）や副ダムが設けられる。この砂防ダムの大きな特徴は、下流のりが特に越流水とともに落下する石礫によって損傷されるのを防ぐために、急勾配に取られることである。しかし、砂防ダムでも高さの低い場合、石礫の落下軌道より考慮すると、必ずしも急勾配にする必要はないし、また下流のり勾配は、ダム体積に大きく影響するので、これを十分検討して、設計の適正化を図る必要がある。一方、砂防ダム下流保護のための水叩は、厚いコンクリートの被覆工で、基礎渓床を防護するものであるが、水叩の表面は、越流水または石礫の落下により侵食を受ける。しかし、このような現象については設計の際に十分考慮されているとはいえず、砂防ダムの下流のりとこれに続く水叩の設計は、概ね経験的になされている現状にある。

さて、筆者はこの部分の設計に重要な指針を提供するものとして、水叩に生ずる侵食痕跡に着目した。これは、水叩表面に弧状のくぼみを呈するもので、越流水、石礫がどのように落ちたかを反映しており、これを対象に解析すれば合理的な砂防ダム下流のり勾配や、水叩諸元の設計が可能になると考えた。そこで本研究では、まず侵食部分の現地測定と、この現象についての模型実験とを行って、侵食形状や関連因子を明確にし、それをもとに物理的モデルを組み立て、設計の基礎式を確立することを目的とした。また、砂防ダム下流のり勾配を、在来の2分ないし3分とする定数から変数化し得ることに着目して、ダム体積が節減される断面設計法を確立することをも目的とした。

1.2. 既往の研究

重力式砂防ダムの断面設計については、これまで多くの研究がなされている。断面形を決定する式として砂防工学書に紹介されているものに、赤木、諸戸、蒲、尾張、村上、THIÉRY などの式があり、越流水深や水の単位体積重量など外力の取り方にそれぞれ実用的な工夫がなされている。また、低ダムの場合、外力の一部が省略されることがあり、各場合に従って、それぞれの式が存在する。

このほか、熊谷 (1956)、青木ら (1962) などは、設計に関する計算図表の作成について、また、遠藤 (1964) は、電算機を用いた断面決定法についてそれぞれ述べている。一方、高橋 (1969) は、普通の台形断面とは異なる五角形の断面を検討して、計算図表を作成した。

これらの方法は、堤体内に引張応力を生じないことを条件にしているのに対し、鈴木 (1966) は、コンクリートに存在する引張強度を有効に利用する方法を示したが、引張応力を許容することについては、未だ広く認められるに至っていない。

近年の構造解析法の進歩に伴い、有限要素法の適用も考えられるが、この方法では、断面形をあらかじめ仮定しなくてはならないことや、砂防ダムのように構造が簡単である場合は、本方法の利点が生かされないことなどから、今のところ殆ど用いられていない。

砂防ダムの下流のり勾配と天端厚については、力学的安定のほかに石礫の衝突により損傷されることを考慮しなければならないため、これらと関連していかに断面形を定めるかということが重要な課題とされる。しかし、この点からの研究は、以上の中には見られない。

下流のり勾配については、伊吹 (1955)、田村ら (1969) などにより現場的な観点から問題点が指摘されたが、その後検討されていない。一方、堀内 (1981b) は、傾斜したコンクリート面に鋼球を衝突させる実験を行い、下流のり勾配と損傷量などの関係について、基礎的考察を行っている。現在では、損傷されないよう2分ないし3分の急勾配の値が画一的に用いられているが、このような制約は、合理的な設計の障害といえるもので、袖部などの越流しない部分では、石礫の損傷に対する制約がないことから、緩勾配に取られることがあるほどである。

ところで、断面設計上重要な問題の一つに、土石流の衝撃力があげられる。これについては、数多くの研究事例があり、最近では、平尾ら (1970)、日浦ら (1973)、大同 (1978)、水山 (1979)、奥田ら (1981) などによって、現地観測や実験的ならびに理論的研究のそれぞれがなされている。しかし、未だ解明されていない点が多く、これを考慮した設計については今後の研究に待つところが大きい。

さて、水叩の設計については、これに考慮しなければならない要因として、落下水のほかに落下石礫の衝撃力があげられる。この場合理論的解析は複雑であり、設計法についてはまだ十分明らかにされていない。

水叩の長さは、落下水の到達距離をもとにして決められるが、芦田ら (1975) は、これを模型実験より考察し、従来適当とされる長さよりも、さらに長くしなければならない場合や、水叩を越流水が落下したのち跳水区間まで延長する方が適切な場合のそれぞれがあることを指摘している。水叩は、落下水による重大な基礎溪床侵食を防止するのが目的で

あるから、後者の考え方については、さらに異なった面からの研究が必要であろう。古くは REHBOCK (1925) や LUDIN (1927) が水叩に様々な構造物を設けて下流の侵食を防ぐための模型実験を行っている。

水叩の厚さについて、柿 (1941) は、落下水が水中へ貫通する深さをもとに決定する方法を示したが、これは水クッションのある場合に相当し、一般の水叩への落下は、コンクリート面への落下であるから、前者の場合とは全く異なるものである。水叩の厚さを決定するに際し、落下水や落下石礫の衝撃力を受ける構造物として計算した例は、殆ど見られない。一方水叩が侵食を受けることについて、堀内 (1982) は、その要因と見なされるダムからの石礫の落ち方を実験して、落下水脈中に含まれる石礫の上限の大きさは、上流から流下する石礫の平均粒径に等しいこと、落下石礫の水平到達距離の分布が、実測された侵食部の縦断面形に近似していることより、侵食の成因が石礫の衝突によることのそれぞれを述べている。しかし、ここでは限定された実験であるため、水量や石礫の粒径分布を変えることによって、その結果は大きく変わる可能性がある。同じく堀内 (1982) は、侵食の終了点の位置から推定された既往最大洪水の表面流速について述べ、さらに、侵食の最深点の位置から同洪水の底面流速を推定している。後者は、既往最大洪水のピークが侵食の最深部を形成したという考え方をもとにしているが、ここではピーク以外の頻度の大きい洪水の影響は、考慮されていない。

砂防ダム下流侵食の一種として、落下水による溪床洗掘の研究が、伏谷 (1950)、尾張 (1961)、林 (1983) などによって行われてきているが、水叩の侵食とは異なる現象であり、このような成果を直ちに応用することはできない。

ところで、水叩が併設される砂防ダムは、一般に低ダムであり、これは高ダムと違って築設が容易であるという利点を持ち、また東 (1982) などによって低ダム群工法としての有効性が主張されており、今後も数多く造られる可能性を持つものである。従って、その設計についての研究の意義は大きいと考えられる。

1.3. 論文の構成

本論文は以下のように構成されている。

1. では、研究の目的を明らかにし、砂防ダムおよび水叩の設計について、既往の主な研究を、それらの持つ問題点とともに要約して紹介した。

2. では、本研究の発端である水叩の侵食について、まず現地調査を行い、この結果からその形状を把握し、また再調査より侵食の進行状況を考察して、この現象の特徴を明らかにした。

次に、侵食の関連要因を明らかにするため、模型実験を行い、水流によるダムからの石礫の落ち方、これと水叩の侵食形状との関連、さらに落下石礫の量や水叩材料の強度それぞれと、水叩の侵食量との関係などについて考察した。

3. では、まず現地測定した侵食形状と模型実験結果に基づき、砂防ダム下流のり勾配の許容値、必要な水叩の長さおよび厚さについて事例的考察を行い、次に設計の基礎理論を形成するため、ダム上流側の洪水、ダムからの石礫の落下、水叩の侵食という各過程に、物理的モデルを適用して、侵食形状を求める理論式を誘導し、この計算例を示してその実用性を検討した。

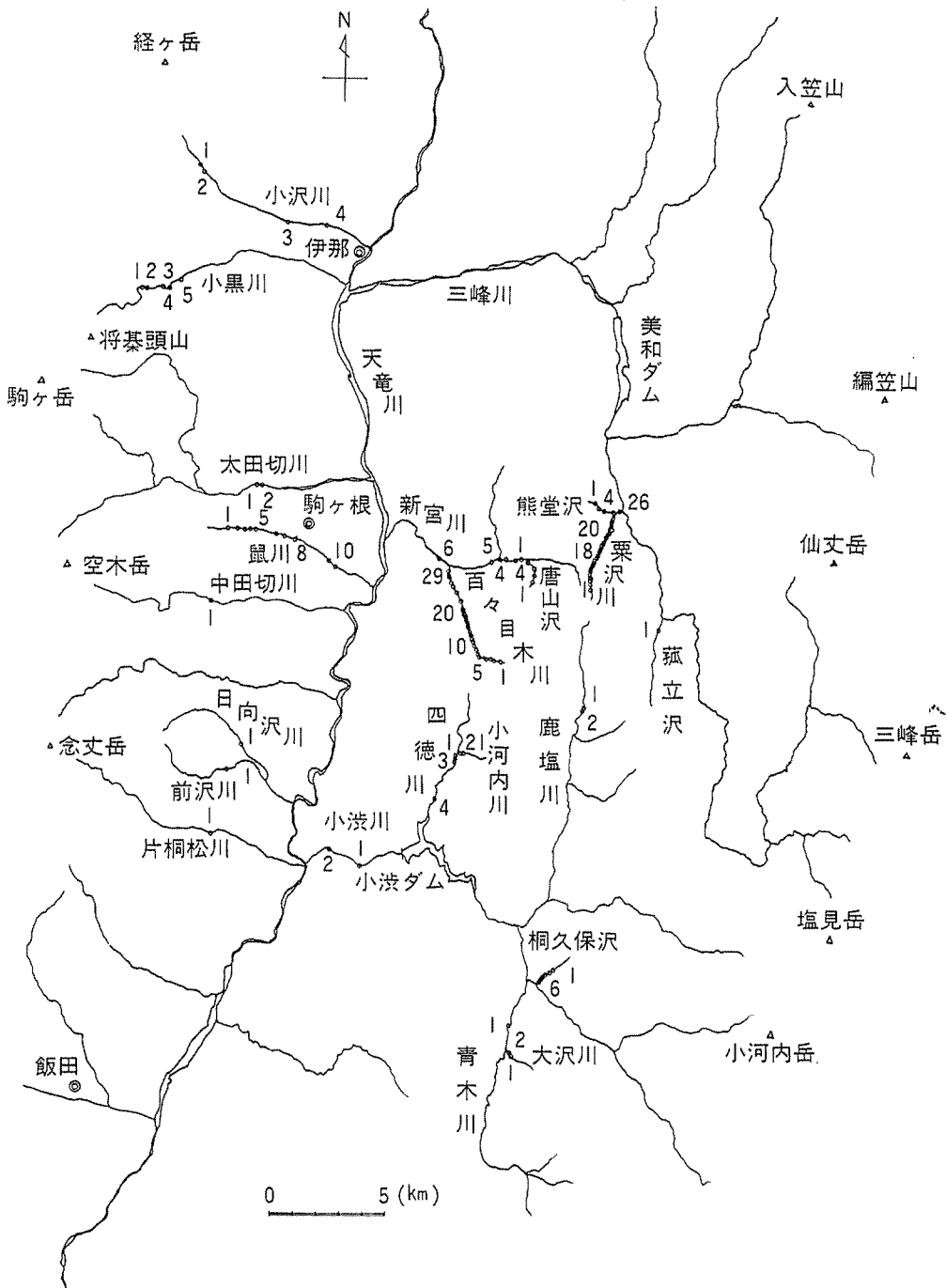


Fig. 2-1-1 Names of the investigated rivers and the surveyed spots (figures indicated the No. of the spots)

図 2-1-1 調査河川名と測定位置 (数字は測点 No.)

4. では、以上の考察から、砂防ダム下流のり勾配を従来の定数に代わる変数として取り扱い、堤体積が最小となる断面形を図解法によって求める方法を提示し、計算例を示した。また実用的な範囲を満たす断面表を作成し、さらに本解法中における必要な検証を付け加えた。

5. では以上の研究により得られた事項を総括した。

2. 水叩の侵食についての現地調査および模型実験

2.1. 現地調査

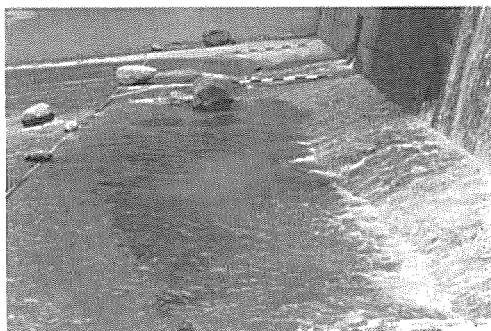
2.1.1. 方法

この調査は天竜川上流々域において行ったものである。我国有数の土砂生産量を持つこの流域では、大雨の際には多量の土砂礫が、河川により流送される。特に1961年6月には、梅雨前線豪雨による記録的な土砂生産（伊那谷災害）がなされている。ここで対象とした砂防ダムの多くは、その災害復旧工事として築設されたものである。調査時期は1975年7月より10月までと、1980年9月のそれぞれである。

まず1975年の調査では、天竜川水系の21支川を選び合計114箇所を測定した。これらの河川名と測定位置は、図2-1-1に示す通りである。また侵食の事例は、図2-1-2に示す通りである。同図の侵食されてくぼみを呈する部分では、その深さと縦断方向の広がりそれぞれが最大の断面は通常同一である。ここではこのような縦断面を対象とし、原則として20cm間隔ごとに水準測量を行い、その形状を求めた。なお一部については、この



(1) 太田切川 No. 1



(2) 小黒川 No. 4

Fig. 2-1-2 Examples of the eroded apron

図2-1-2 水叩の侵食事例

ような縦断面のほかに複数の断面についても測定した。また侵食を受けていない左岸または右岸側の断面についても測定し、施行当初の水叩面を求めた。さらに、砂防ダムの下流のり勾配、下流のり尻から天端までの高さ、堆砂勾配などについても合わせて測定した。

次に1980年の調査では、侵食の進行状況を詳しく調べるために1個所の再測定を行った。対象としたのは、図2-1-1の小黒川 No. 2(上農寮前堰堤, 1968年竣工)である。測定方法は前述の通りで、特に多数の断面を測定し、水叩面全体の図を作成した。一方、詳細な解析のためにダム上流の堆砂表層部の粒径分布を測定し、また流域の水文観測資料を収集した。粒径分布は、ダム堆砂表層部の縦横 50 cm 深さ 25 cm の区域を合計3個所掘り起こし、ふるい分けて重量を測定して求めた。一方、水文観測資料のうち流量については、中部電力株式会社小黒水力発電所の1974年から1978年までの観測値を収集した。この観測地点は対象ダムの約200m下流にあり、この間側方からの流入水は殆どなく、流域面積の増加は2.7%とわずかである。従ってこの観測値は、対象ダムの流量と殆ど変わらないと見なすことができる。また雨量については、このダムの東側約500mの地点にある信州大学農学部付属西駒演習林の観測値(宮崎ら, 1974~1980)を収集した。

2.1.2. 結果および考察

侵食部断面の測定結果からいくつかの例を図2-1-3に示す。これらの侵食部は明瞭な一つのくぼみを呈している。しかし、まれに同図(4)のように、ダム下流のり尻から比較的

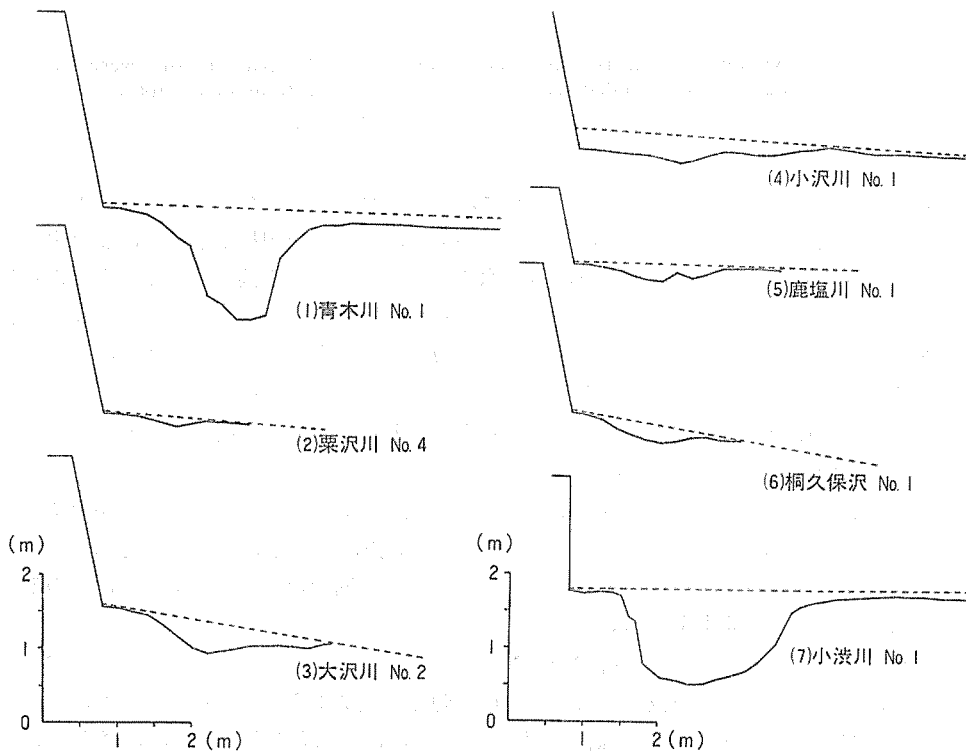


Fig. 2-1-3(a) Examples of the surveyed shape on the eroded section

図2-1-3(a) 侵食部断面の測定例

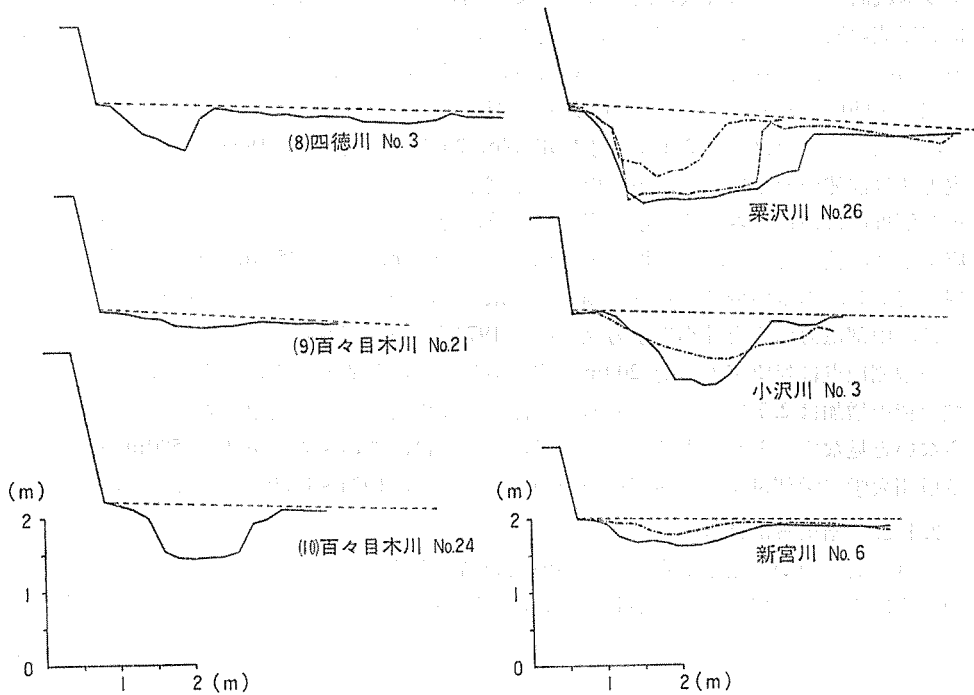


Fig. 2-1-3 (b) Examples of the surveyed shape on the eroded section

図 2-1-3 (b) 侵食部断面の測定例

Fig. 2-1-4 Comparisons of several eroded sections in an apron

図 2-1-4 侵食部の複数断面の比較

深い侵食が起こる場合や、同図(8)のように、一度侵食が小さくなったのち再び大きくなる二次的侵食を起こす場合もある。後者については、通常その規模が小さく、また生ずる位置がダム本体から相当離れており、越流水や石礫がダムから直接衝突することにより生じたとは考えにくいことから、ここでは対象から除外する。ところで、これらの侵食形状は非常にまちまちであり、何らかのパターンに分類することは難しいといえる。

図 2-1-4 は同一ダムで侵食が最大である断面を含む複数の断面の測定結果を比較したものである。前述のように侵食の深さと広がりとはそれぞれ最大の個所が同一断面にあることは、この図より明らかである。

侵食部断面の模式図は、図 2-1-5 に示すごとくである。この主要な侵食部を対象にして、図の P_1 , P_2 , P_3 の各点をそれぞれ侵食の開始点、最深点、終了点と呼ぶことにする。これらを侵食の形状を表わす重要な要素と見なして同図の記号の値で求め、その他の測定結果とともに表 2-1-1 に示した。

次に再調査の対象とした小黒川 No. 2 については、水叩面全体の測定結果を図 2-1-6 に、またダム堆砂表層部の粒径分布および堆砂勾配を表 2-1-2 にそれぞれ示した。1975年および1980年のそれぞれの測定結果を比較したものは、図 2-1-7 である。1975年には断面の位置を計測していないため両断面が同一個所かどうかは確認できないが、各測定時点で最大の侵食を受けた断面である。この図のように、前後の調査の約5年間にかなりの侵

食を生じたことがわかる。この図に見られる特徴は侵食部の縦断方向の広がりはあまり変わらないが深さ方向に侵食が進行している点である。これは侵食に影響する要因が、極端

表 2-1-1 (a) 測定結果 (天竜川上流々域)
Table 2-1-1 (a) Results of the survey (The Upper Tenryu River Basin)

項目 測定箇所	堆砂勾配	L_1	H_1	L_2	H_2	L_3	H_3	a	当初の 水面 勾配	下流 のり 勾配	b	測定年月日	施工年次
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)					
青木川 No. 1	57.30	1.12	2.72	2.32	4.12	3.50	2.85	1.50	25.00	0.20	2.60	1975. 8. 9	1965
粟沢川 No. 1	11.40	0.71	2.56	1.31	2.68	1.85	2.67	0.11	12.50	0.20	2.55	1975. 7. 29	1962
2	11.40	0.61	2.07	1.21	2.17	1.61	2.17	0.10	11.80	0.20	2.05	"	
3	22.90	0.61	2.08	1.02	2.16	1.61	2.17	0.09	11.80	0.20	2.05	"	
4	9.51	0.90	2.53	1.50	2.67	1.90	2.59	0.14	12.50	0.20	2.50	"	
5	12.70	0.92	2.57	1.31	2.65	1.86	2.62	0.10	12.00	0.28	2.61	"	
6	38.20	0.72	2.62	1.71	2.82	2.40	2.79	0.14	10.00	0.20	2.60	"	
7	12.70	1.02	3.13	1.62	3.37	2.41	3.27	0.23	12.50	0.20	3.10	"	
8	19.10	0.81	3.05	1.21	3.18	2.00	3.14	0.11	16.00	0.20	3.10	"	
9	16.30	0.60	1.98	1.59	2.30	2.38	2.17	0.22	10.70	0.20	2.00	"	
10	22.90	0.84	2.22	1.44	2.42	2.32	2.35	0.19	13.00	0.20	2.20	"	
11	22.90	1.00	3.03	1.40	3.17	2.70	3.10	0.19	23.10	0.20	3.00	"	
12	22.90	0.70	2.53	2.09	2.67	2.34	2.60	0.13	17.60	0.20	2.50	"	
13	22.90	0.90	2.52	1.69	2.83	2.49	2.62	0.28	25.00	0.20	2.55	"	
14	22.90	0.80	3.06	2.00	3.45	2.59	3.01	0.48	50.00	0.20	3.00	"	
15	38.20	0.71	2.60	1.70	2.84	2.60	2.60	0.28	18.80	0.20	2.55	"	
16	28.60	0.89	2.50	1.69	2.77	2.33	2.55	0.26	21.40	0.20	2.50	"	
17	38.20	1.11	2.58	1.70	2.76	2.59	2.62	0.20	18.80	0.20	2.55	"	
18	16.30	0.99	2.97	1.99	3.17	2.39	3.07	0.18	27.30	0.20	3.00	"	
19	22.90	0.82	3.10	1.81	3.24	2.26	3.19	0.14	20.00	0.20	3.10	"	
20	19.10	0.91	2.70	1.51	2.94	1.91	2.80	0.33	16.70	0.20	2.60	"	
21	19.10	0.72	2.68	1.53	2.79	2.03	2.70	0.11	37.50	0.20	2.60	"	
22	38.20	0.60	2.07	1.40	2.33	2.20	2.13	0.26	18.80	0.20	2.05	1975. 9. 30	
23	22.90	0.63	2.11	1.42	2.34	1.82	2.16	0.27	18.80	0.20	2.05	"	
24	38.20	0.62	2.03	1.41	2.17	1.81	2.12	0.10	18.80	0.20	2.05	"	
25	38.20	0.80	2.05	1.20	2.10	1.60	2.09	0.05	18.80	0.20	2.05	"	
26	28.60	0.86	3.28	1.66	4.59	4.04	3.66	1.37	11.10	0.20	3.20	"	
大沢川 No. 1	7.60	0.81	2.17	1.60	2.53	2.40	2.38	0.29	6.82	0.20	2.10	1975. 8. 9	
2	7.60	1.00	2.12	1.79	2.63	3.47	2.50	0.43	6.15	0.20	2.00	"	
太田切川 No. 1	40.30	1.11	1.55	2.68	1.78	3.58	1.61	0.24	33.30	0.20	1.50	1975. 7. 23	
2	102.00	1.29	1.61	2.28	1.89	3.28	1.76	0.35	33.30	0.20	1.50	"	
小黒川 No. 1	**	1.71	6.54	3.28	6.82	4.08	6.76	0.21	10.70	0.20	6.55	1975. 10. 4	1966
2	12.70	1.51	6.60	2.70	6.92	4.88	6.87	0.35	9.30	0.20	6.55	"	1968
3	12.70	0.81	1.10	1.80	1.51	2.57	1.41	0.30	7.02	0.20	1.00	"	
4	19.10	1.60	6.57	3.78	7.50	6.16	6.90	0.81	12.10	0.20	6.62	1975. 9. 5~6	1965
5	19.10	2.47	6.54	4.26	7.03	6.27	6.86	0.38	11.10	0.20	6.55	1975. 10. 4	1967
小河内川 No. 1	16.30	0.80	2.02	1.60	3.43	2.80	2.14	1.40	21.10	0.20	2.00	1975. 9. 16	1963
2	22.90	0.83	2.28	1.43	3.55	2.62	2.46	1.47	10.80	0.20	2.00	"	

* 判読不能 ** 欠測 勾配は高さ 1 に対する水平方向への長さ

に大きな洪水よりも、むしろ頻度の大きい中小の洪水であることを示すものである。というのは大洪水ならば流速が速いため遠くまで侵食されることになるからである。これを先に述べた水文観測値より検証する。表 2-1-3 には流量観測値より最大比流量を、表 2-1-4 には雨量観測値より、各特性値をそれぞれ年次別に示す。1975 年から 1978 年の流量については極端に大きな値は見られない。1979 年と 1980 年との流量については明らかでない

表 2-1-1 (b) 測定結果 (天竜川上流々域)

Table 2-1-1 (b) Results of the survey (The Upper Tenryu River Basin)

項目 測定箇所	堆砂勾配	L_1	H_1	L_2	H_2	L_3	H_3	a	当初の 水面勾配	下流の 勾配	b	測定年月日	施工年次
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)					
小沢川 No. 1	57.30	*	*	2.93	7.86	4.91	7.63	0.38	13.90	0.20	7.55	1975.10.4	1965
	2 57.30	1.52	2.49	2.51	3.08	2.91	2.50	0.66	15.80	0.30	2.40	"	
	3 57.30	0.74	1.38	1.93	2.38	3.71	1.47	1.01	25.00	0.10	1.30	1975.10.9	
	4 157.00	0.72	1.29	1.72	2.67	2.72	1.28	1.47	∞	0.10	1.20	"	
鹿塩川 No. 1	19.10	0.62	1.05	1.40	1.25	2.20	1.07	0.23	50.00	0.20	1.00	1975.8.8	1961
	2 28.60	0.60	1.01	1.40	1.21	2.40	1.06	0.19	28.60	0.20	1.00	"	
片桐松川 No. 1	45.90	1.13	1.74	2.13	2.28	3.13	1.91	0.53	22.20	0.20	1.70	1975.8.8	1964
唐山沢 No. 1	28.60	1.40	3.11	2.80	3.48	3.78	3.30	0.26	13.30	0.20	3.10	1975.9.18	
2 14.30	1.21	3.10	2.59	3.60	3.19	3.24	0.42	14.30	0.20	3.10	"		
3 12.70	1.61	3.12	2.61	3.31	3.01	3.22	0.14	15.40	0.20	3.10	"		
桐久保沢 No. 1	11.40	1.00	2.02	2.38	2.18	3.19	2.18	0.07	16.70	0.20	2.02	"	1964
	2 12.70	0.80	2.09	1.59	2.40	2.18	2.32	0.24	6.00	0.20	2.00	1975.8.9	
	3 5.98	0.80	2.12	1.40	2.59	3.10	2.52	0.43	5.33	0.20	2.00	"	
	4 5.98	0.80	2.16	1.39	2.52	2.67	2.47	0.34	6.15	0.20	2.05	"	
	5 6.31	0.59	1.12	1.19	1.34	1.83	1.28	0.21	6.90	0.20	1.00	"	
	6 7.12	0.61	1.11	1.40	1.38	1.70	1.32	0.19	7.27	0.20	1.05	"	
熊堂沢 No. 1	7.12	0.60	1.07	1.19	1.30	2.38	1.29	0.19	8.16	0.20	1.00	"	1962
	2 11.40	0.60	1.09	1.81	1.25	2.21	1.22	0.08	11.50	0.20	1.05	1975.9.30	
	3 11.40	0.81	1.06	1.20	1.16	2.58	1.23	0.08	10.30	0.20	1.00	"	
	4 11.40	1.39	2.03	2.99	2.24	3.58	2.21	0.08	12.90	0.20	2.00	"	
小波川 No. 1	**	2.20	4.15	2.99	4.58	3.58	4.27	0.38	12.70	0.20	4.10	"	1953
	2 38.20	0.70	1.59	1.80	2.79	3.60	1.62	1.29	∞	0.0	1.50	1975.8.8	
菰立沢 No. 1	**	1.70	2.54	3.29	3.01	4.28	2.67	0.45	25.00	0.20	2.50	"	1952
四徳川 No. 1	19.10	*	*	3.24	7.07	4.22	7.02	0.17	8.33	0.20	6.80	1975.7.24	1963
	2 19.10	0.69	1.54	1.29	1.68	1.69	1.63	0.14	16.00	0.20	1.50	1975.9.16	
	3 22.90	0.71	1.57	1.90	3.07	2.20	1.67	1.51	18.80	0.20	1.50	"	
	4 22.90	0.41	1.08	1.41	1.72	1.81	1.14	0.63	21.40	0.20	1.05	"	
新宮川 No. 1	57.30	0.72	1.69	2.32	2.64	4.30	1.84	0.97	21.10	0.20	1.60	"	1963
	2 19.10	0.81	2.08	2.40	2.26	2.80	2.21	0.10	19.00	0.20	2.10	1975.9.18	
	3 38.20	1.20	2.04	2.20	2.18	2.80	2.15	0.08	18.20	0.20	2.02	"	
	4 28.60	1.60	2.12	2.41	2.38	2.86	2.17	0.25	17.40	0.20	2.05	"	
	5 **	0.81	2.07	1.41	2.29	2.60	2.10	0.22	25.00	0.20	2.05	"	
	6 57.30	0.81	2.05	2.21	2.37	2.80	2.08	0.32	22.70	0.20	2.00	"	
115.00	0.61	1.09	1.60	1.42	2.80	1.15	0.38	50.00	0.20	1.02	"	1964	

* 判読不能 ** 欠測 勾配は高さ 1 に対する水平方向への長さ

表 2-1-1 (c) 測定結果 (天竜川上流々域)

Table 2-1-1 (c) Results of the survey (The Upper Tenryu River Basin)

項目 測定箇所	堆砂勾配	L_1 (m)	H_1 (m)	L_2 (m)	H_2 (m)	L_3 (m)	H_3 (m)	a (m)	当初の 水叩面 勾配	下流の のり 勾配	b (m)	測定年月日	施工年次
百々目木川 No. 1	**	1.30	4.02	2.30	4.17	3.09	4.06	0.17	21.10	0.20	4.00	1975. 7. 28	}
2	120.00	0.80	2.09	1.90	2.44	2.10	2.12	0.37	13.60	0.20	2.00	"	
3	30.20	0.82	2.10	2.21	2.28	2.71	2.21	0.11	16.00	0.20	2.10	"	
4	21.00	0.80	2.03	1.79	2.20	2.28	2.12	0.14	16.00	0.20	2.00	"	
5	**	0.91	2.08	1.96	2.42	2.90	2.25	0.32	16.00	0.20	2.05	"	
6	20.70	0.72	2.08	1.42	2.38	2.31	2.21	0.29	15.00	0.20	2.05	"	
7	24.20	0.71	1.57	1.21	1.73	1.01	1.63	0.16	16.70	0.20	1.55	"	
8	16.80	0.67	1.75	1.45	2.10	2.25	1.92	0.35	13.80	0.20	1.70	"	
9	40.30	0.69	1.98	1.38	2.22	2.88	2.12	0.25	17.60	0.20	1.95	"	
10	**	1.40	2.14	2.29	2.36	2.89	2.18	0.24	18.80	0.20	2.05	"	
11	27.70	0.60	1.54	1.41	1.84	1.91	1.67	0.26	17.60	0.20	1.55	"	
12	32.20	0.81	2.10	1.70	2.29	2.29	2.20	0.20	18.20	0.20	2.05	"	
13	38.20	0.50	1.53	1.50	1.70	1.90	1.61	0.11	18.20	0.20	1.55	1975. 8. 11	
14	38.20	0.81	2.14	2.21	2.56	3.00	2.33	0.43	14.30	0.20	2.05	"	
15	38.20	1.00	2.15	1.81	2.42	2.81	2.26	0.26	15.00	0.20	2.10	"	
16	57.30	1.03	2.22	1.84	2.44	2.44	2.31	0.29	18.20	0.20	2.10	"	
17	57.30	0.60	2.00	1.60	2.38	2.60	2.18	0.35	18.20	0.20	2.00	"	
18	115.00	0.53	1.59	1.13	1.80	2.33	1.70	0.18	16.00	0.20	1.60	"	
19	115.00	0.52	1.60	1.31	1.81	2.11	1.70	0.22	16.70	0.20	1.55	"	
20	38.20	0.40	1.00	1.00	1.18	1.80	1.12	0.15	16.00	0.20	1.00	"	
21	57.30	0.73	1.60	1.71	1.78	2.51	1.72	0.17	15.40	0.20	1.55	"	
22	38.20	0.51	1.64	1.40	1.52	2.00	1.15	0.46	16.00	0.20	1.00	"	
23	38.20	0.60	1.03	1.80	1.61	2.10	1.16	0.55	20.00	0.20	1.00	"	
24	28.60	0.81	2.13	1.60	2.79	2.80	2.14	0.73	26.70	0.20	2.05	"	
25	22.90	0.40	0.99	1.20	1.39	2.20	1.07	0.38	23.50	0.20	1.00	"	
26	115.00	0.40	0.98	1.40	1.26	2.70	1.08	0.24	25.00	0.20	1.00	"	
27	57.30	0.50	1.46	1.51	1.96	2.88	1.57	0.47	19.00	0.20	1.45	"	
28	38.20	0.61	1.15	1.81	1.84	2.00	1.17	0.78	21.10	0.20	1.00	"	
29	57.30	0.60	0.99	1.40	1.41	2.39	1.18	0.39	26.70	0.20	1.00	"	
中田切川 No. 1	33.80	1.87	3.68	3.88	4.32	5.66	3.82	0.63	12.50	0.26	3.57	1975. 7. 23	}
鼠川 No. 1	28.60	0.65	1.30	1.05	1.41	1.45	1.36	0.13	14.30	0.20	1.25	1975. 8. 12	
2	12.70	1.21	2.09	1.61	2.22	2.22	2.16	0.11	12.50	0.20	2.05	"	
3	14.30	1.01	2.15	1.60	2.45	2.10	2.21	0.34	12.10	0.20	2.05	"	
4	19.10	0.61	1.07	1.01	1.12	1.62	1.11	0.05	19.00	0.20	1.05	"	
5	16.30	0.60	1.00	1.20	1.08	1.80	1.07	0.06	21.10	0.20	1.00	"	
6	28.60	0.90	1.50	1.69	1.81	2.69	1.54	0.31	40.00	0.20	1.50	"	
7	22.90	0.62	1.09	1.42	1.30	2.22	1.13	0.23	30.80	0.20	1.05	"	
8	28.60	0.81	1.06	1.41	1.14	1.81	1.10	0.08	50.00	0.20	1.05	"	
9	57.30	0.60	1.00	1.40	1.24	2.01	1.07	0.21	21.10	0.20	1.00	"	
10	57.30	0.62	1.06	1.41	1.21	2.02	1.11	0.13	25.00	0.20	1.05	"	
日向沢川 No. 1	24.90	1.05	2.04	1.60	2.17	2.11	2.11	0.10	15.80	0.20	2.02	1975. 7. 23	1974
前沢川 No. 1	47.60	1.55	5.62	2.17	5.72	2.97	5.66	0.12	16.70	0.20	5.65	1975. 7. 23	1973

* 判読不能 ** 欠測 勾配は高さ 1 に対する水平方向への長さ

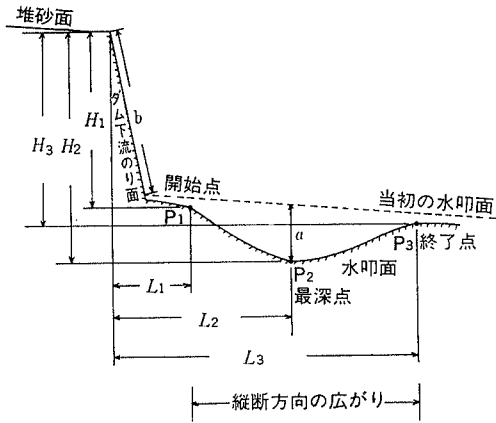


Fig. 2-1-5 Type figure of eroded section of apron
 図 2-1-5 侵食部断面の模式図

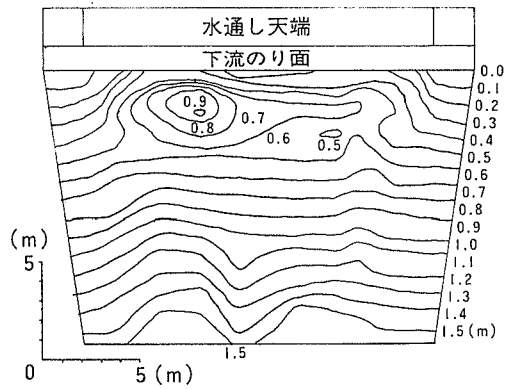


Fig. 2-1-6 Plane figure of apron at the No. 2 spot of the Oguro River (September 9, 1980)
 図 2-1-6 小黒川 No. 2 の水叩面測定結果 (1980.9.9)

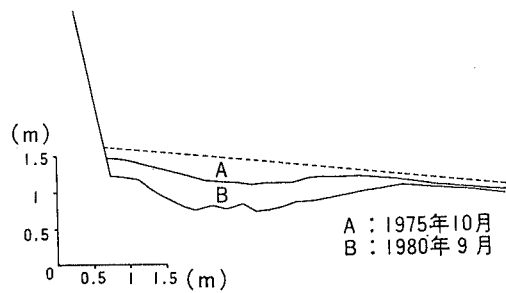


Fig. 2-1-7 Comparison of each erosion shape surveyed at the No. 2 spot of the Oguro River
 図 2-1-7 小黒川 No. 2 の各時点の測定結果の比較

表 2-1-2 小黒川 No. 2 のダム堆砂表層部の粒径分布および堆砂勾配
Table 2-1-2 Grain size distribution of the deposited surface layer and the deposited slope gradient at the No. 2 spot of the Oguro River

粒 径 (cm)	1	2	3	6	10	30
累積重量百分率 (%)	21.9	34.9	48.9	66.6	82.2	100.0
堆 砂 勾 配	1 : 15.4					

表 2-1-3 中部電力(株)小黒水力発電所の最大比量
Table 2-1-3 Annual maximum specific discharge in 1974-1978 at the Oguro Water Power Station of Chubu Electric Power Company

年	1974	1975	1976	1977	1978
比流量 (m ³ /sec·km ²)	5.90	3.42	2.34	2.04	0.90

表 2-1-4 信州大学農学部付属西駒演習林での観測雨量の各特性値
Table 2-1-4 Characteristic values of rainfall in the Nishikoma experimental forest of Shinshu University

項 目 \ 年	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980
最大日雨量(mm)	137.0	140.0	130.5	146.0	162.0	107.5	135.0
最大時間雨量(mm)	34.0	24.0	25.5	16.0	31.5	32.0	30.0
合計雨量(mm)	2736.0	2627.0	3087.0	2225.0	2081.0	2700.0	2934.5

が雨量特性値と比流量との関係から、1975年から1978年までと同様の傾向にあると推察される。従って調査期間の5年間に極端に大きな洪水が生じたとは考えにくい。これは、侵食が必ずしも大洪水ばかりでなく中小の洪水によっても起こると判断できるもので、本流域ではこのような中小洪水による侵食現象が頻度の高い重要な問題であるといえる。

2.2. 模型実験

この実験は、水叩に生ずる侵食の支配要因を考察することを目的としている。このような立場から、ここで明らかにしようとする点は、侵食要因として石礫と水の各作用の大きさ、ダム落差部での石礫の落ち方、これと侵食形状との関連、また石礫の落下量や水叩材料の性質がそれぞれ、侵食量に及ぼす影響などである。これらには、実験時の水量や落差が変化し、さらに石礫の粒径が特に小さい場合や実験が長時間継続する場合などで広く検証することが望ましい点もあるが、ここでは実験上の種々の制約から、その範囲を限定した。

以下この実験は、(a) ダムからの石礫の落ち方、(b) 石礫の衝突による水叩の侵食の2つに大別される。

2.2.1. 方法

本実験は模型水路の落差部を、ダムの落差部に想定したもので、その諸元は図2-2-1に示す通りである。上流の水路床はモルタル製で同図中に示す半円状の2次元粗度をつけた。また側壁はアクリル製である。水理条件は表2-2-1の通りで、水流は射流である。石礫

(福岡県室見川中流産)は、表 2-2-2 のように A~E の粒径階を定め、これより任意にそれぞれ 30 個ずつを選び、質量と比重を測定した。なおこのような粒径の上限値は水深以下となるよう、また下限値は諸計測の可能な範囲よりそれぞれ定めた。

{1} 上記 (a) の実験では石礫が落下する床の部分をも、図 2-2-1 のごとく流軸方向に中心間隔 5 cm ごとに薄板で仕切り、これらの各区画ごとに落下石礫を捕捉して、その水平到達距離を求めた。落下水脈は、図に示す水路落下端 (以下、落下端と呼ぶ) を離れると縮流してその幅が狭くなる一方、流心部では流速が速いため周辺よりも遠くへ飛び、側面に投影した水脈の厚さは、落差 90 cm の地点で、同図のようになる。

石礫の落とし方は個別、集合の 2 種類である。個別の場合は A~E の各礫約 30 個ずつを流心部へ投下した。流軸方向の投下位置は落下端の上流 10 cm と 1.5 m の 2 点である。集合の場合は、横断方向に均等に一定質量ずつを投下した。まず各礫の 150 g および 300 g ずつを、次に A, C, E 礫より 150 g ずつ 2 礫の混合を、それぞれ落下端の上流 10 cm より投下した。続いて、A, C, E 礫 150 g, 300 g のそれぞれを落下端の上流 1 m より 3 秒間隔で 10 回投下して、連続的にも落下させた。ここで用いた石礫の上限量は、水流の運搬能力を考慮して定めた。なお以上の投下の高さはすべて、水面上約 5 cm である。

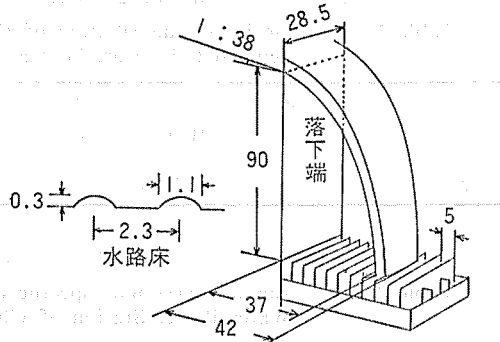


Fig. 2-2-1 Measurements of the open channel (at the head part) in the model experiment (unit: cm)

図 2-2-1 模型実験水路 (落差部) の諸元 (単位: cm)

表 2-2-1 実験に用いた各水理量

Table 2-2-1 Hydrographical values in the experiment

流 量 (l/sec)	6.8
流 速 (cm/sec)	79.5
等流水深 (cm)	3.0

表 2-2-2 石 礫 の 諸 元

Table 2-2-2 Measurements of the gravel

項目 分類名	粒 径 (mm)	質 量 (g)		比 重	
	最小~最大	最小~最大	平 均	最小~最大	平 均
A	25.4 ~ 30.0	28.9 ~ 56.0	39.0		2.60
B	19.1 ~ 25.4	9.90 ~ 31.9	18.5	2.54	2.62
C	15.9 ~ 19.1	6.88 ~ 14.8	10.9	}	2.60
D	9.52 ~ 15.9	1.91 ~ 6.28	3.26	2.77	2.61
E	4.76 ~ 9.52	0.34 ~ 1.14	0.66		2.62

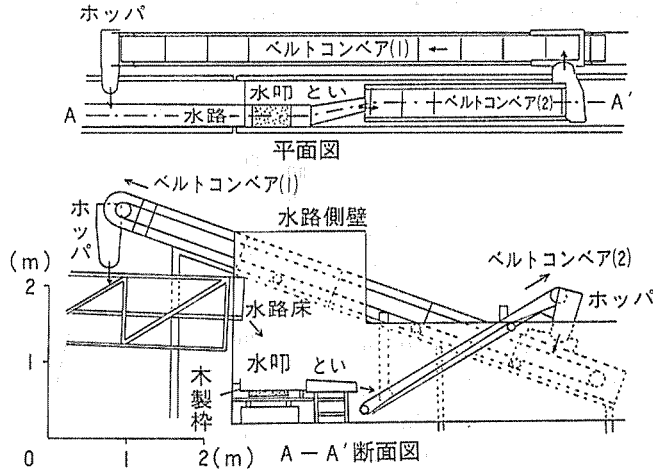


Fig. 2-2-2 Equipment of the experiment (→: direction of the circulation of gravel)

図 2-2-2 実験装置 (→は石礫の循環経路)

表 2-2-3 ベルトコンベアの諸元

Table 2-2-3 Measurements of belt conveyers

項 目	種 類	(1)	(2)
ベ ル ト 幅 (cm)		30	30
ヒ レ 間 隔 (cm)		60	50
機 長 (m)		7	3
ベルト移動速度 (cm/sec)		88	78

{2}上記(b)の実験では、図2-2-2に示す装置を用いた。ここで、石礫はベルトコンベアにより循環する。その経路は図中に矢印で示した。ベルトコンベアの諸元は、表2-2-3に示すごとくで、ベルトには運搬物滑り止め用のヒレがついている。この場合の水叩面までの落差は、ベルトコンベアを使用する都合上、1mに設定した。

落下水脈および水クッションの形状は、図2-2-3の通りで、落差90cmの点までは(a)の実験と同一である。落下石礫の個数は落下端を通過する時点で、数取器で数えた。用いた石礫はA、B、Cの各礫であり、粒径の小さいDおよびEの礫については、ここでは循環過程での流亡が多くなるため除外した。循環する石礫の量は(a)の実験と同じく流水の運搬能力を考慮して定めた。なお水叩面に落下した石礫は、水叩面や下流のとい上に停止することがあるので、これを適宜かき出して流下させた。また、水叩面に衝突した後、水と石礫との分離は、とい中の直径6mmの無数の穴を通して、さらには、といとベルトコンベアとの間隙を通してそれぞれ行われた。

一方水叩材料は、現地に使用されるコンクリートに代わり、強度の弱いソイルコンクリートとした。これはコンクリート用骨材に土粒子を用いるもので、使用したセメントおよび骨材は、普通ポルトランドセメントおよび赤土(福岡県宗像郡産)である。作製した水

叩板の大きさは縦、横、厚さそれぞれ 50, 28.5, 5 cm であり、これを図 2-2-2 中に示すごとく侵食の主要部に木製枠を用いて設置した。この実験諸元を表 2-2-4 に、またソイルコンクリート骨材の粒径分布を表 2-2-5 に示す。実験後は、水叩板の縦横約 2 cm ごとの格子点の位置で、侵食深さを測定した。一方水叩材料の物理的性質として、ここでは圧縮強度を測定した。これは各実験の供試体（直径 5 cm, 長さ 10 cm の円筒形）5 個ずつを、実験時と同じ湿潤状態にして、変位速度 1~3 mm/min で圧縮試験を行い、その破壊強度の平均値を求めたものである。

なお、この実験は、現地の洪水時の状況には必ずしも力学的に相似なものではない。使用する石礫の最大径は、水深との関係を考慮すると大きく、また水叩材料のソイルコンクリートは、その強度が小さいため、一層侵食を受けやすいものである。しかし

ここでは、小さな礫だけでなく礫まで使用することにより、石礫の落下の特質をより顕著に見出すことができ、また侵食を受けやすい材料によって、実験を短時間に進行させることができる。そしてこのような結果の定性的性質は現地にも十分適用できると考えられ、これより侵食に関連する要因の基礎的性質を明確にできると考える。

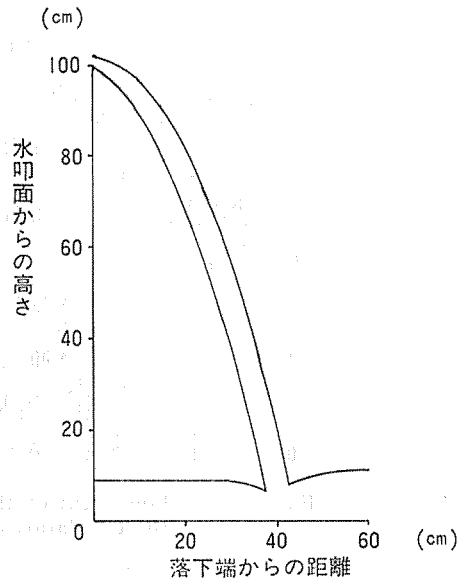


Fig. 2-2-3 Shape of the falling nappe and the water cushion

図 2-2-3 落下水脈および水クッションの形状

表 2-2-4 水叩の侵食についての実験諸元

Table 2-2-4 Measurements of the experiment on the erosion of apron

項目 実験番号	使用 礫	セメント- 骨 材 比	水- セメント比	材 齢 (日)
1	A	0.3	1.5	7
2	C	0.3	1.5	7
3	A	0.25	2.0	7
4	C	0.25	2.0	7
5	B	0.25	2.0	8
6	A	0.2	2.14	7
7	C	0.2	2.14	7
8	A+C	0.2	2.41	6
9	A	0.2	2.41	7
10	A	0.2	2.41	7

表 2-2-5 ソイルコンクリート骨材の累積粒径分布
Table 2-2-5 Accumulated particle size distribution of the soil concrete aggregate

実験番号 粒径(mm)	1	2	3, 4, 5	6, 7	8, 9, 10
0.074	4.75(%)	3.93(%)	9.20(%)	6.60(%)	12.7(%)
0.105	11.7	10.9	12.9	9.70	16.3
0.25	34.4	33.0	29.1	25.5	33.1
0.42	55.2	54.1	44.1	40.8	47.0
0.84	84.8	84.1	72.7	69.8	73.0
1.68	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0

注) 実験1の骨材は、採取時期が特に古い。

2.2.2. 結果および考察

(a) ダムからの石礫の落ち方

(1) 個別落下の品合

A~Eの礫を落下端の上流 10 cm より投下した場合の水平到達距離の頻度分布を図 2-4-4 に実線で示す。これは、石礫の個数(相対度数)を用いて表示したものである。粒径の大きいA礫から粒径の小さいE礫になるに従い遠くへ落下し、また分布範囲が狭くなる傾向が見られる。さらに水脈の下流外側へ落下するものは全体を通じて極めてまれである。なお、この分布は各礫の質量を用いて表示することもできる。そこで質量(比率)

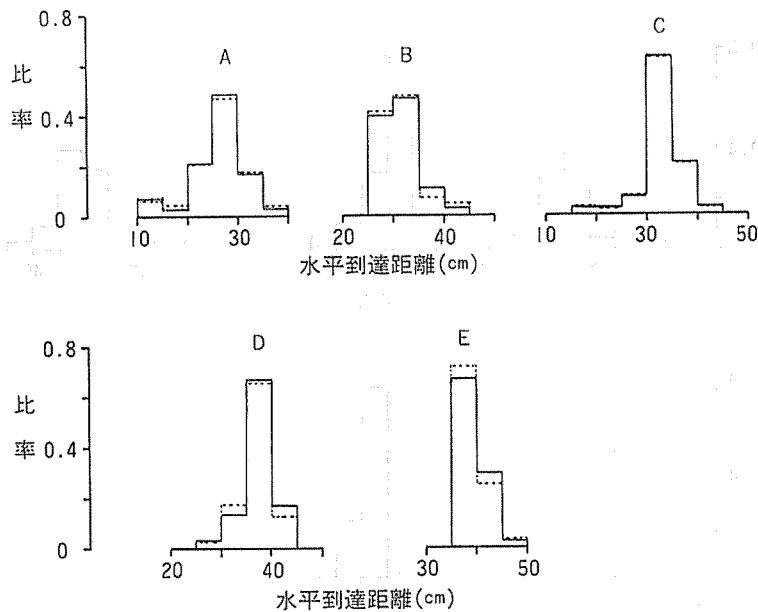


Fig. 2-2-4 Distributions of the horizontal arrival distance of the individual falling gravel (—expression by number of gravel,expression by mass of gravel)

図 2-2-4 個別落下の各礫の水平到達距離の分布 (—個数表示,質量表示)

の分布を、図 2-2-4 中に破線で示す。
 B, D, E の各礫の質量の表示は、個数の表示に比べ近距離の所で増加し、大きい石礫が近くに落ちる傾向が若干認められる。一方 A, C 礫ではこのような傾向は見られない。従って、このような表示の差はわずかで、どちらの分布でも大差はないといえる。

さて、後者の分布より各礫の水平到達距離の平均値を求め、平均質量との関係を考察する。ここでは石礫に働く水流の力は石礫の受水圧面積（水流方向の投影面積）に関連する。そこで石礫の質量は粒径の 3 乗の次元であるが、面積は 2 乗の次元であるから、石礫の質量を $2/3$ 乗し、これと平均水平到達距離との関係を描くと図 2-2-5 となる。ここでは図中の直線関係が認められる。すなわちこれは水流の力と石礫の抵抗力との関係に対応する速度を生じて石礫が落下するためであると解釈できる。

次に水路を流下する距離の影響を、落下端の上流 1.5m より流下させた場合と、上記の場合とを図 2-2-6（質量分布）で比較する。距離の長い場合、流下とともに流心部から左

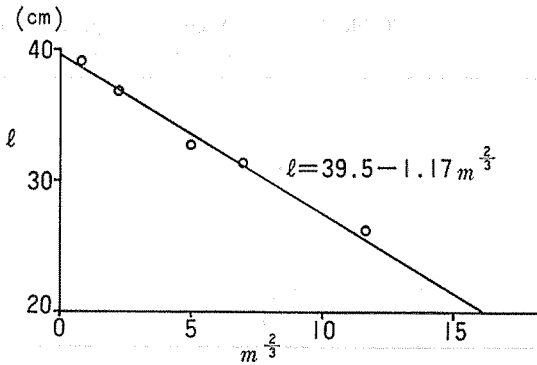


Fig. 2-2-5 Relationship between the two-thirds power of the average mass of gravel ($m^{2/3}$) and the average horizontal arrival distance (l)

図 2-2-5 各礫の平均質量の $2/3$ 乗 ($m^{2/3}$) と平均水平到達距離 (l) との関係

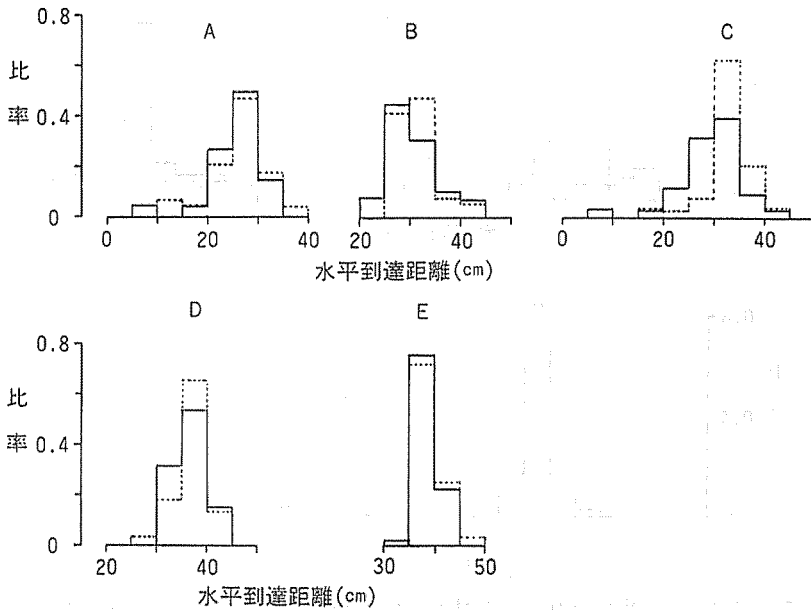


Fig. 2-2-6 Comparisons of the distribution by the difference of transported distance of gravel in channel (—1.5 m,10 cm)

図 2-2-6 水路の流下距離の差異による分布の比較 (—1.5 m,10 cm)

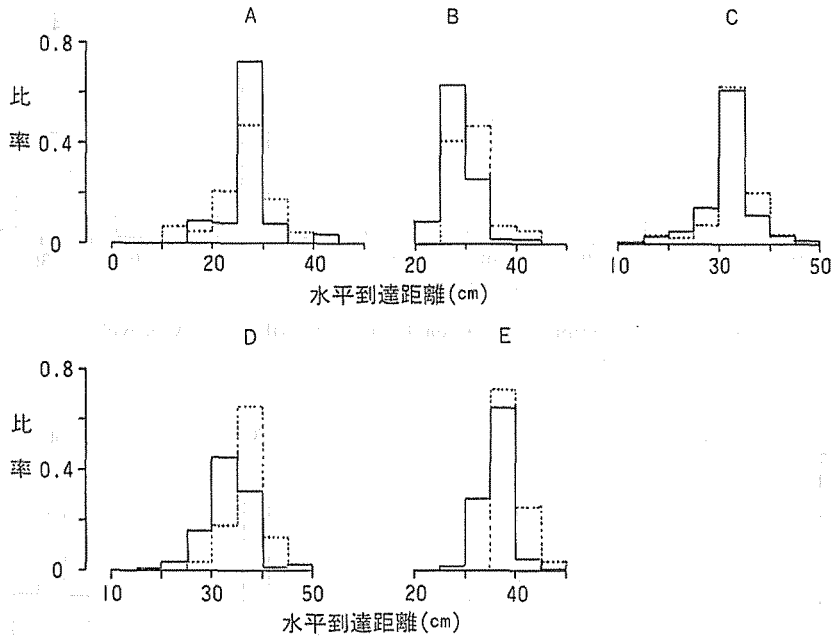


Fig. 2-2-7 Comparisons of collective falling (—) with individual falling (·····) of gravels

図 2-2-7 集合落下 (—) と個別落下 (·····) との比較

岸あるいは右岸側へ片寄ることがあり、ここでは流速が遅いため石礫は近くに落ちる傾向が見られ、これはことにCやDの礫に良く示されている。しかし、その差異については全体的に顕著なものではない。

(2) 集合落下の場合

以下の分布形はすべて石礫の質量により表示し、また各礫を混合した場合には、それぞれを分離して表示する。一方連続的な落下以外では、その個数が少ないため、3回ずつ繰り返しを行い合計して表示する。

まずA～Eの各礫 300 g ずつについて、水平到達距離を示すと、図 2-2-7 となる。個別落下との比較のため、図 2-2-4 の破線の分布を同図に加えた。ここでは個別落下に比べAの礫では最頻値の位置にやや集中した形である。一方B, D, Eでは、それぞれ近距離の値が大きくなっており、集合落下の方がより近くに落ちる傾向が認められる。

次にA, C, E礫について、各種の落とし方を比較する。まずA礫の、①C礫との混合、②E礫との混合、③150 g 連続、④300 g 連続の各場合を、図 2-2-8 に示す。これらの最頻値の位置は同一で、また各分布形は相互に近似し、個別落下と比べても同様である。しかし、④は近距離の位置で頻度が増加する傾向が見られ、石礫の投下量によって若干の差異が認められる。この原因としては流速に変化が生じたことが考えられる。

次に、C礫の、①150 g、②A礫との混合、③E礫との混合、④300 g 連続の各場合を図 2-2-9 に示す。これらは相互の差がほとんどなく図 2-2-4 の個別落下の場合と比べても同一である。A礫の場合に見られた投下量の影響はここでは明瞭でない。

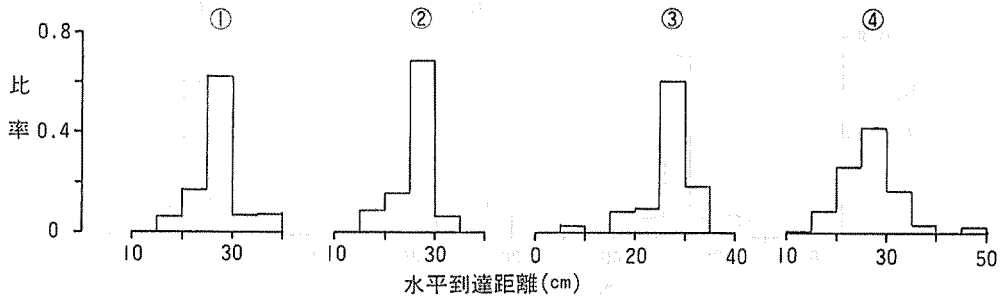


Fig. 2-2-8 Comparisons of each kind of falling of A gravel

図 2-2-8 A礫の各種の落とし方の比較

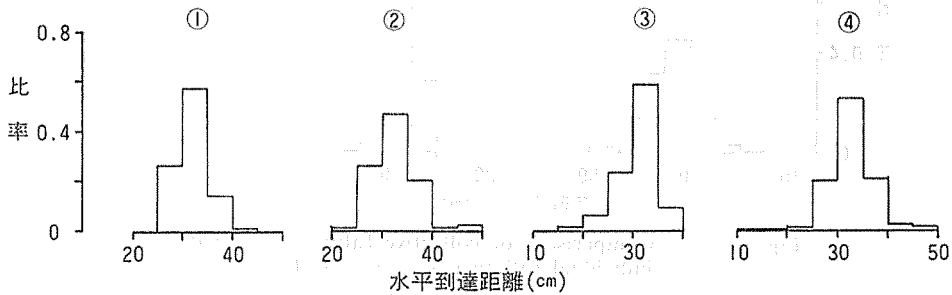


Fig. 2-2-9 Comparisons of each kind of falling of C gravel

図 2-2-9 C礫の各種の落とし方の比較

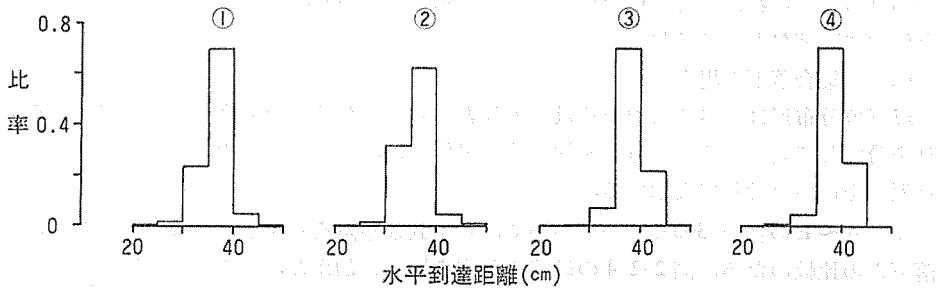


Fig. 2-2-10 Comparisons of each kind of falling of E gravel

図 2-2-10 E礫の各種の落とし方の比較

最後に、E礫は、まず①A礫との混合、②C礫との混合、③150g連続の各場合を図2-2-10に示す。①、②の分布間には大差はなく、ほぼ同一と見なすことができる。しかし、これらを③、また図2-2-4の個別落下と比べると、最頻値の位置や大きさに変化はないが、その左右の分布が逆であるのがわかる。これは石礫の投下量の影響が良く現れたものといえる。さて、先の個別落下は流心部へ投下した場合であるので、集合落下と同じく横断方向に均等に落下端の上流10cmより投下した場合を、特に同図④(225個投下)に示した。④は先の個別落下と変わらず、従って上記の傾向は変わらない。

表 2-2-6 A礫の各種の落とし方の度数分布

Table 2-2-6 Frequency distributions of each kind of falling type of A gravel

種類 \ 水平到達距離 (cm)	0~25	25~30	30~50
1)	7	24	7
2)	26	31	19
3)	9	14	7

表 2-2-7 C礫の各種の落とし方の度数分布

Table 2-2-7 Frequency distributions of each kind of falling type of C gravel

種類 \ 水平到達距離 (cm)	0~30	30~35	35~50
1)	20	53	17
2)	11	26	8
3)	12	22	12
4)	13	31	7
5)	62	174	86
6)	10	41	13

表 2-2-8 E礫の各種の落とし方の度数分布

Table 2-2-8 Frequency distributions of each kind of falling type of E gravel

種類 \ 水平到達距離 (cm)	0~35	35~40	40~50
1)	152	397	40
2)	72	194	16
3)	92	204	24
4)	9	162	54

以上、各礫の種々の実験結果について述べた。

このような図示による考察のほかに、各場合の落下個数から統計的に検定を行うと次のようになる。A, C, E各礫を対象にして、分布間の一様性に関する χ^2 検定を行う。まず、A礫では、前述の中から、1) 150 g 連続、2) 300 g 連続、ならびに3) 図 2-2-4 の個別落下の各場合を、次にC礫では、1) 300 g、2) 150 g、3) A礫との混合、4) E礫との混合、5) 300 g 連続、さらに6) 個別落下の各場合を、さらにE礫では、1) 300 g、2) A礫との混合、3) C礫との混合、4) ④の個別落下の各場合を対象にした。なお落下個数に関連して、C礫6) では、図 2-2-4 の場合に追加したもので、またE礫1), 2), 3) ではそれぞれの繰り返しのうち、1回のみ値を用いた。

以上の各場合の度数分布をA, C, Eの礫の順に示すと、それぞれ表 2-2-6, 表 2-2-7, 表 2-2-8 となる。これらより χ_0^2 の値を求めると、それぞれの順に 5.56, 9.38, 106.9

であり、一方有意水準 $\alpha=0.05$ のときの χ_{α}^2 の値はそれぞれ 9.49, 18.3, 12.6 である。これよりA礫およびC礫については、 $\chi_0^2 < \chi_{\alpha}^2$ となるから、各分布は互いに異なるとはいえない。一方E礫では $\chi_0^2 > \chi_{\alpha}^2$ であるから各分布は異なるといえる。E礫で1), 2), 3) のみを対象にすると、 $\chi_0^2=2.40$, $\chi_{\alpha}^2=9.49$, すなわち $\chi_0^2 < \chi_{\alpha}^2$ となりこれらは異なる分布とはいえない。これらの傾向より、E礫では4)の分布が1), 2), 3)の分布に比べて異なると判断できる。これらは、先の図による考察と同一のものである。

(b) 石礫の衝突による水叩の侵食

ここでは、表2-2-4の諸元に基づいて実験を行った。その結果を示すと、表2-2-9とな

表 2-2-9 実験結果 (侵食量および関連要因)

Table 2-2-9 Results of experiments (on the amount of erosion and the correlated factors)

項目 実験番号	使用 礫	実験時間 (min)	水叩の圧縮強度 (kgf/cm ²)	落下石礫の個数	水叩の侵食量 (cm ³)
1	A	22	3.87	1290	568
2	C	20	13.7	2458	46
3	A	40	11.8	2435	304
4	C	60	11.8	7134	303
5	B	60	12.6	5139	316
6	A	40	12.9	2400	254
7	C	60	12.9	8003	287
8	A+C	60	6.15	A 2396 C 3076	755
9	A	30	7.18	1885	312
10	A	60	7.18	3464	724

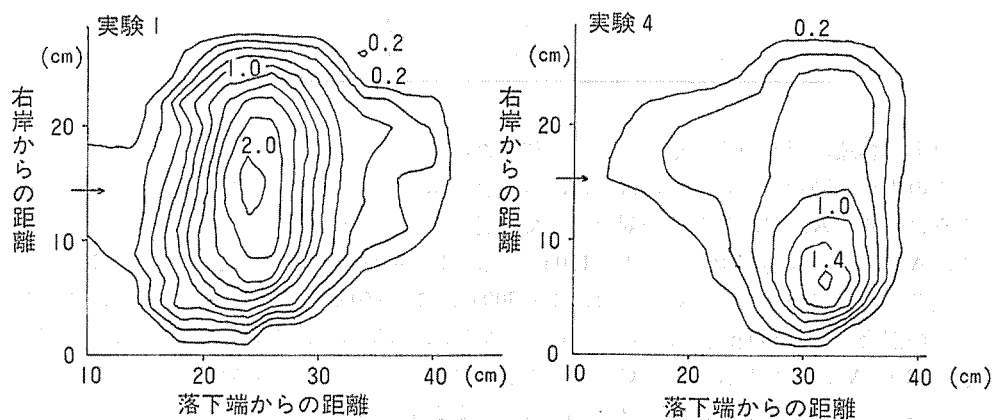


Fig. 2-2-11 (a) Plane figures of eroded apron (contour line (unit: cm) indicates the depth of erosion, symbol \rightarrow implies the direction of flow)

図 2-2-11 (a) 水叩面侵食部の平面形状 (等高線 (cm) は、深さ方向へ正、 \rightarrow は水流方向)

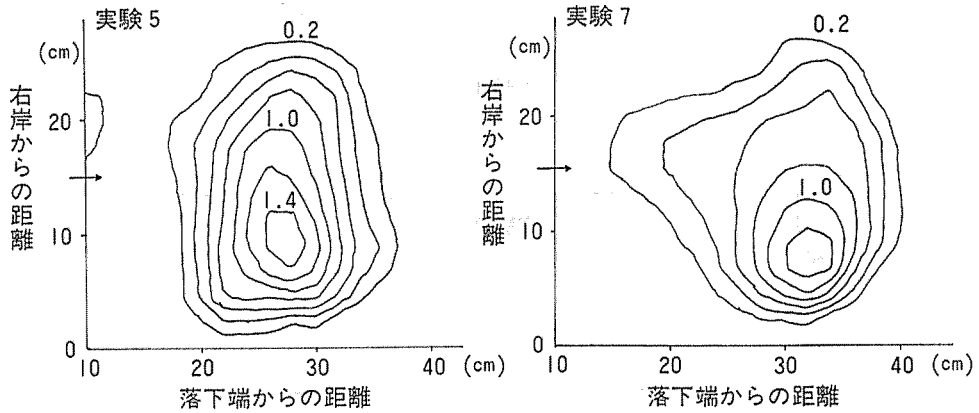


Fig. 2-2-11 (b) Plane figures of eroded apron (contour line (unit: cm) indicates the depth of erosion, symbol→implies the direction of flow)

図 2-2-11 (b) 水叩面侵食部の平面形状(等高線 (cm) は深さ方向へ正, →は水流方向)

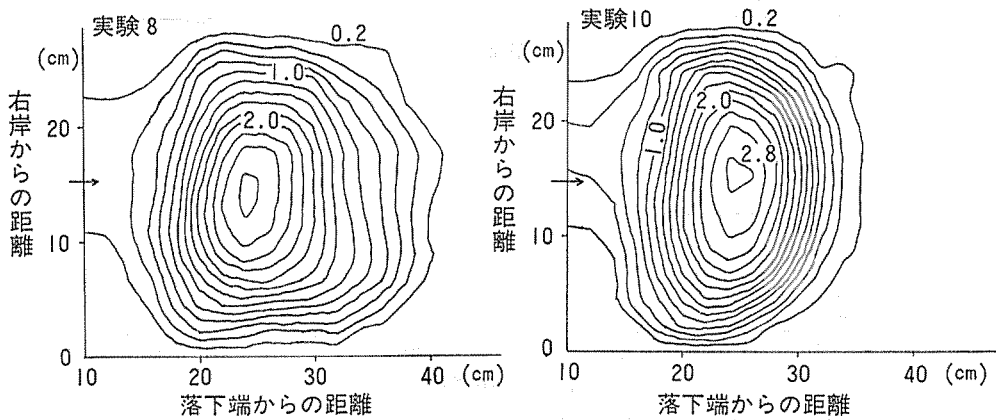


Fig. 2-2-11 (c) Plane figures of eroded apron (contour line (unit: cm) indicates the depth of erosion, symbol→implies the direction of flow)

図 2-2-11 (c) 水叩面侵食部の平面形状 (等高線 (cm) は深さ方向へ正, →は水流方向)

る。一方侵食形状については、各測点の値から描いた平面図のいくつかを図 2-2-11 に、また平均縦断面形状を図 2-2-12 にそれぞれ示す。後者は、横断方向の各測点の平均値より描いたものである。これらをもとに、以下の考察を行う。

(1) 石礫の落下位置と侵食形状との関係

まず、図 2-2-12 の侵食部縦断面形を、(a) の水平到達距離の分布と比較する。前者を 5 cm 間隔の全体を 1 とした比率の分布に変え、後者を集合落下 300 g の例についてそれぞれ描くと図 2-2-13 となる。なお同図 (4) 混合礫の場合は、各礫の平均質量と落下個数より、図 2-2-7 の各分布を合成したものである。この図では、侵食形の分布の方がなだらかな傾向を示しているが、図 2-2-8~図 2-2-10 と比較するとより近似した場合も認めら

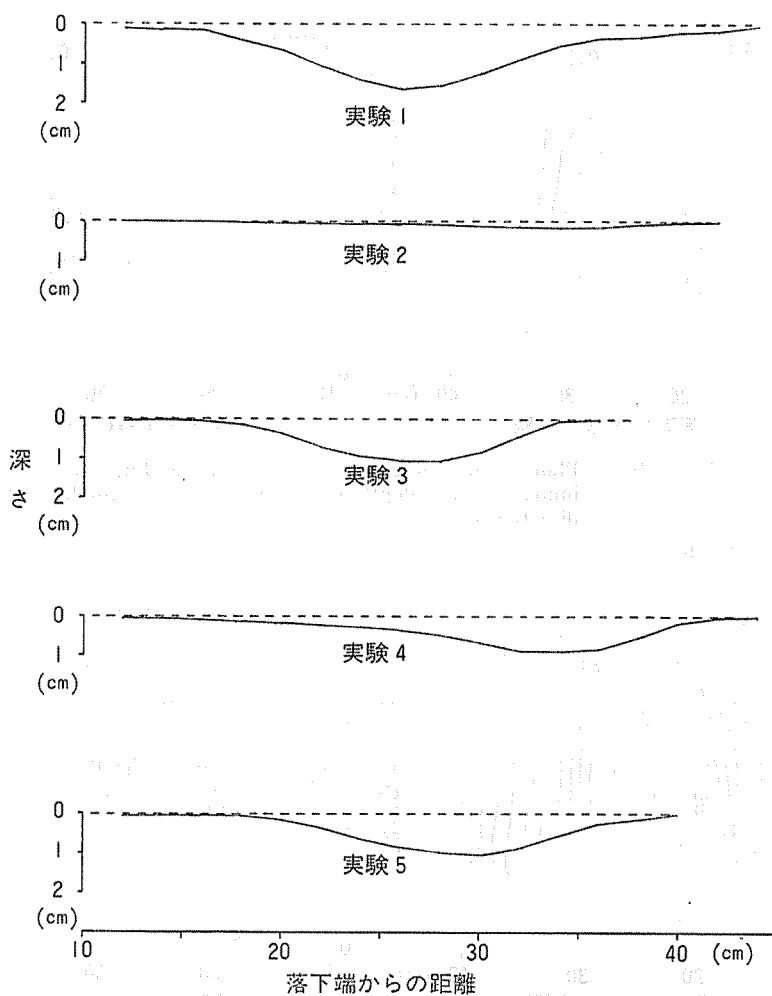


Fig. 2-2-12 (a) Mean longitudinal sections of eroded apron

図 2-2-12 (a) 水叩面侵食部の平均縦断面形状

れる。この両分布については、その範囲および最頻値の位置は良く一致し、石礫の落下範囲外では侵食を生じていない。従って、水叩面の侵食は石礫の衝突によって起こると判断できる。全般に侵食形の分布がなだらかになる理由として、深掘りの位置では石礫が溜まりやすくその後の衝突が若干阻害されることが考えられる。なお、水脈の落下点近傍およびこの下流で侵食量は小さいことから、落下水の衝突および石礫の下流への移動に伴う侵食は殆ど生じないと考えられる。さて図2-2-11では横断方向の深掘りの位置は、必ずしもその中心の位置にない。特にC礫の場合に顕著であるが、これは石礫がホッパより水路に投下される際、比較的軽いC礫がより遠くの右岸側に落ち、その後流下して水叩面に衝突する時もこの傾向が表れたものであると見なすことができる。なお、ここで石礫の水平到達距離の比較に単位時間の落下個数や落差が全く同一ではない(a)の実験結果をそのまま用いたが、これは以下の理由による。すなわち、単位時間の落下個数についてはその

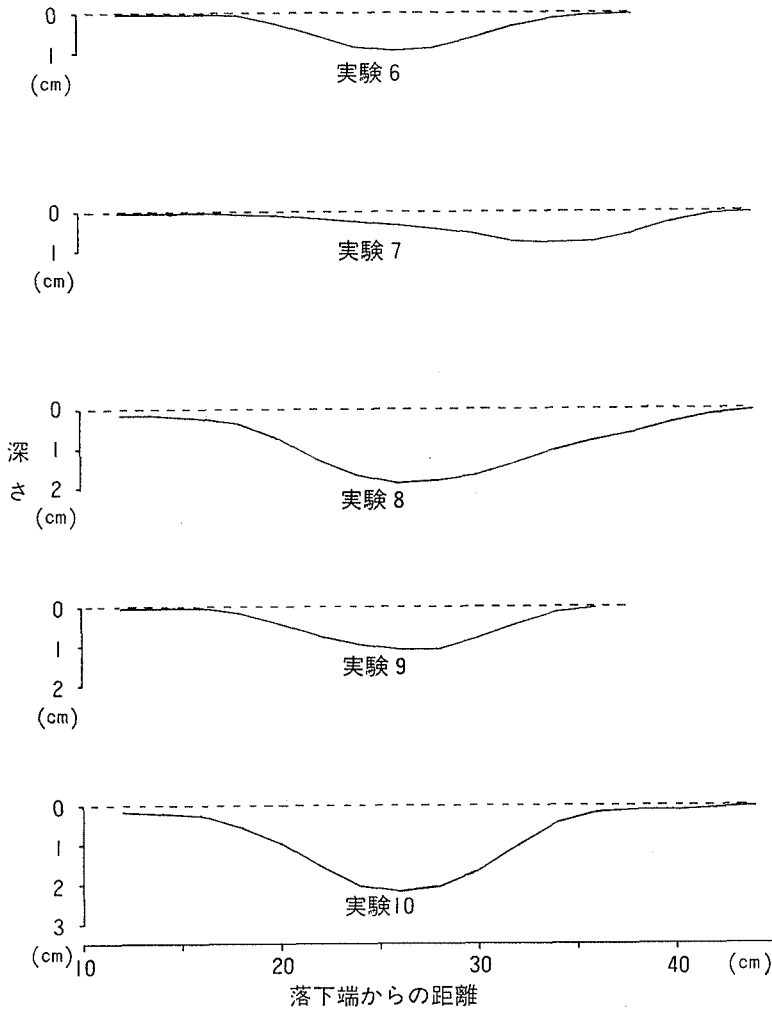


Fig. 2-2-12 (b) Mean longitudinal sections of eroded apron

図 2-2-12 (b) 水叩面侵食部の平均縦断面形状

最大値 (個/秒) をまず (b) の表 2-2-9 について求めると, A, C各礫ではそれぞれ1.0, 2.2となり, 次に(a) では, 投下開始後 60 秒以内には落下したので, 表 2-2-6 の 2), 表 2-2-7 の 5) よりそれぞれ 1.3, 5.4 の各値以上となる. すなわち前者は後者より小さく, (b) は (a) の実験範囲内にある. 一方落差高については, (b) と (a) の各場合から, 水平到達距離の比を理論的に求めると $\sqrt{100/90}=1.05$ であるから, 両者の間に大差はないと判断される. なお, (b) では水叩面に達するまでに水クッションを通過するが, これは落差高の中に占める比率が小さいのでその影響も小さいと見なすことができる.

(2) 水叩の侵食量と諸要因との関連

侵食量は一般に落下石礫の量や衝突エネルギー, 水叩材料の侵食抵抗などに支配されると考えられる. そこでこれらに密接に関連する要因であり, 本実験中で種々の値を設定し

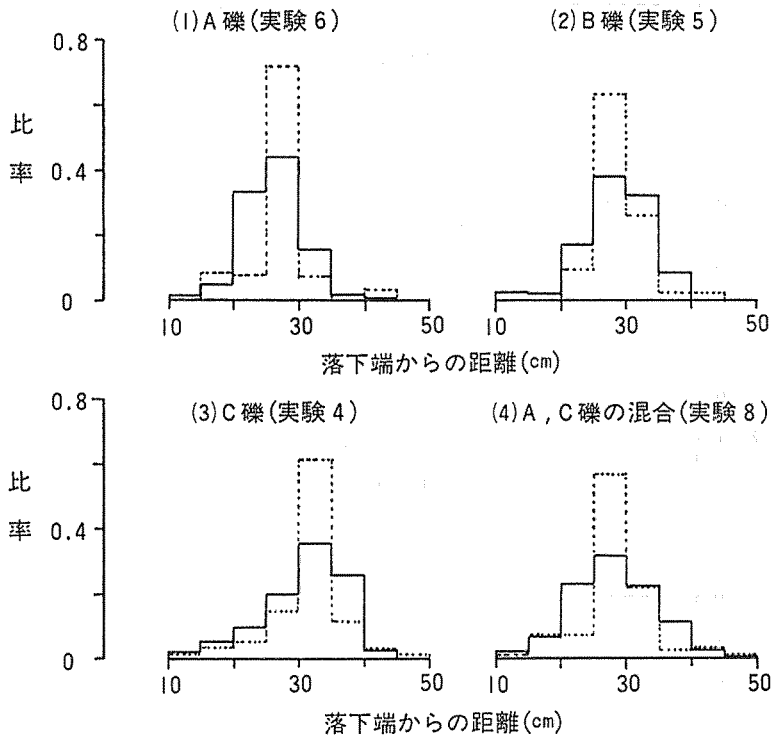


Fig. 2-2-13 Comparisons of amount of erosion (—) with horizontal arrival of gravel (..... on collective falling)

図 2-2-13 縦断方向の侵食量 (—) と石礫の水平到達距離 (集合落下.....) の比較

表 2-2-10 水叩の侵食量と関連諸要因との偏相関係数
Table 2-2-10 Partial correlation coefficients of amount of erosion and correlated factors

侵食量と落下石礫の個数	0.88
侵食量と水叩材料の圧縮強度	-0.93

た、1) 落下石礫の個数、2) 落下石礫の質量、3) 水叩材料の圧縮強度の各要因について考察する。まず、表 2-2-10 には、表 2-2-9 より、実験数の多い A 礫 (実験 1, 3, 6, 9, 10) の侵食量について、落下石礫の個数ならびに水叩の圧縮強度それぞれとの偏相関係数を求めた。これはデータ数は十分でないが、各要因相互の関連性を判断できるものである。さらに、図 2-2-14 には、表 2-2-9 と各礫の平均質量 (表 2-2-2) から、各実験 1 分間あたりの落下石礫の質量と侵食量との関係を描いた。なおここで、各礫の衝突速度の差 (水平方向の落下位置の差に起因する) は、計算上はわずかで無視することができる。

1) 落下石礫の個数

まず実験 9 と 10、すなわち A 礫の同一圧縮強度の場合を、図 2-2-12 で比較すると、落下個数が多い実験 10 は実験 9 に比べ、ほぼ 一様な割合でその深さが増加している。この

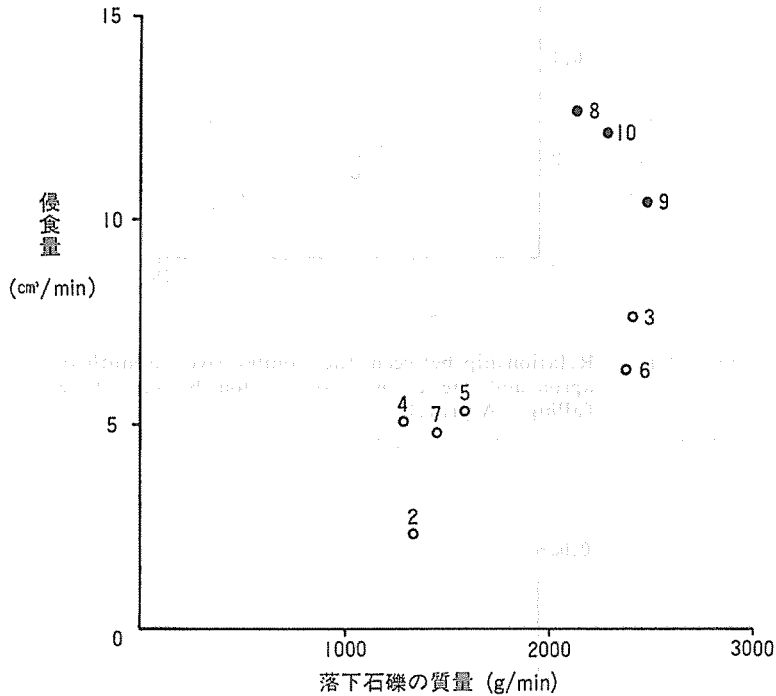


Fig. 2-2-14 Relationship between the mass of falling gravel and the amount of erosion of apron during one minute
(○ Experiment 2~7, ● Experiment 8~10)

図 2-2-14 1 分間あたりの落下石礫の質量と水叩の侵食量との関係
(○ 実験 2~7, ● 実験 8~10)

場合落下個数と侵食量との間には、表 2-2-9 の値より比例関係があるといえる。一方表 2-2-10 に掲げた両者の偏相関係数は、正の相関関係を示している。従って、侵食量は落下石礫が同一粒径ならばその個数に比例すると見なすことができる。これは、水叩が個々の落下石礫によって少しずつ破壊されて侵食されることを示すものである。

2) 落下石礫の質量

図 2-2-14 において、圧縮強度が近似した実験 2~7 に注目すると、侵食量と落下石礫の質量とは、ほぼ比例している。従って、ここでは石礫の粒径にかかわらず、落下質量の全体が大きくなるとともに、侵食量が大きくなる傾向があるといえる。

3) 水叩材料の圧縮強度

図 2-2-14 で、実験 3, 6 と実験 8, 9, 10 のグループを比較すると、落下石礫の質量が近似しているにもかかわらず侵食量は後者の方が大きい。これは両グループの差異である圧縮強度に基づくと考えられ、圧縮強度が小さいほど侵食量は大きくなるといえる。一方表 2-2-10 より侵食量と圧縮強度との偏相関係数を見ると、負の相関関係を示しており、これによっても上述のことがいえる。

ところで、侵食量が落下石礫の個数に比例することより石礫 1 個による侵食量を求め、圧縮強度とこれとの関係を描くと、A, C 各礫についてそれぞれ図 2-2-15, 図 2-2-16 と

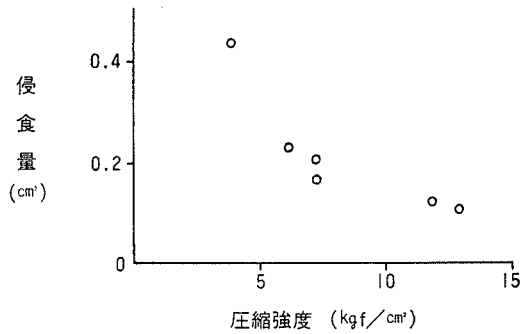


Fig. 2-2-15 Relationship between the compressive strength of apron and the amount of erosion by one gravel falling (A gravel)

図 2-2-15 水叩の圧縮強度と石礫 1 個による侵食量との関係 (A 礫)

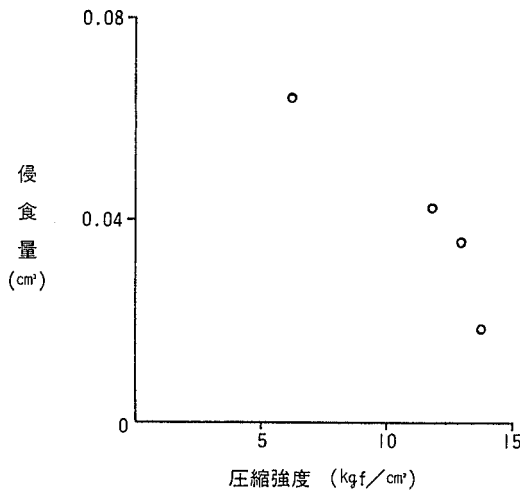


Fig. 2-2-16 Relationship between the compressive strength of apron and the amount of erosion by one gravel falling (C gravel)

図 2-2-16 水叩の圧縮強度と石礫 1 個による侵食量との関係 (C 礫)

なる。ここで実験 8 は A, C 各礫の平均質量と落下個数とよりそれぞれの値に分離したものである。これらの図は、前述した比例関係を一層良く示すものである。

なお、図 2-2-14 より侵食量が石礫の質量に比例することを述べたが、大小の各礫がそれぞれ同一質量落下しても、侵食量が同一にならない場合もあると考えられる。すなわち、一般にコンクリートの破壊はこれに生ずる衝撃応力がコンクリート固有の破壊応力に達することより起こると考えられる（これは図 2-2-14 で、侵食量が圧縮強度とよく関連する面にも表れている）が、小さい礫では衝突による衝撃応力が相対的に小さいと考えると、その値が破壊応力に達しない場合が起こり得る。このとき多量の礫が衝突しても侵食

を生じない。本実験では水流の衝突による侵食は生じていないが、この場合ある程度の応力は生じながらも、上述の破壊応力に達しない場合の一つであると見ることが出来る。一方礫の衝突するときの接触面の大きさもこのような問題を生じさせる可能性がある。というのは同一質量の礫でも接触面が大きいときは応力が分散することより相対的に値が小さくなるからである。以上のことから、侵食を起こす礫の下限の大きさが、コンクリートの強度をはじめ、いかなる特性に関連して存在するかなど、図 2-2-14 の中で、詳細な問題点も考えられることに留意しておく必要がある。

3. 砂防ダム下流のり勾配および水叩の設計

3.1. 事例的考察

3.1.1. 砂防ダム下流のり勾配

2. の模型実験によれば、水叩の侵食は石礫の衝突に起因しており、図 3-1-1 に示す侵食の開始点 P_1 は、これを境にその下流側で落下石礫の量が急増する点と考えられる。砂防ダム下流のり勾配を設計する際には、ダム天端から落下する石礫で、のり面が損傷されないよう決定されるから P_1 の点までは、のり尻を張り出しても安全といえる。損傷に対する見地から下流のり勾配の制限を緩和することは砂防ダム体積を節減できる利点があり、その意義は大きい。

ところで、実測した水叩の縦断面は、通常落下石礫で最も大きな侵食を受けた断面であるから、下流のり勾配を考察するのに適切である。 P_1 の位置から求められる H_1 と L_1 については、先の表 2-1-1 に示してあり、これより両者の関係を描くと図 3-1-2 とな

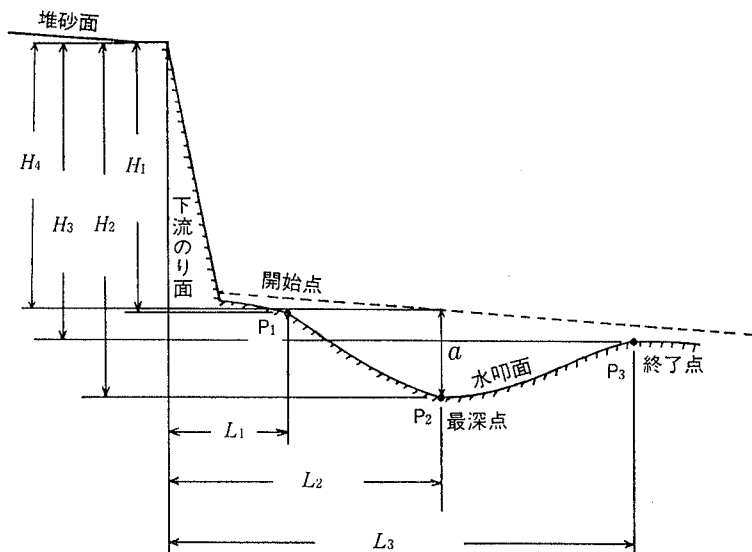


Fig. 3-1-1 Type figure of eroded apron

図 3-1-1 水叩面侵食部の模式図

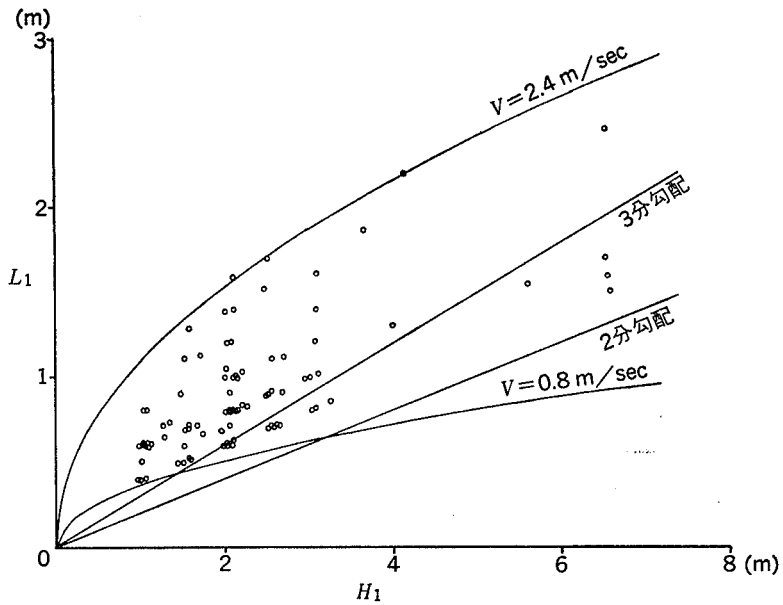


Fig. 3-1-2 Relationship between H_1 and L_1 (The Upper Tenryu River Basin)
 図 3-1-2 H_1 と L_1 との関係 (天竜川上流々域)

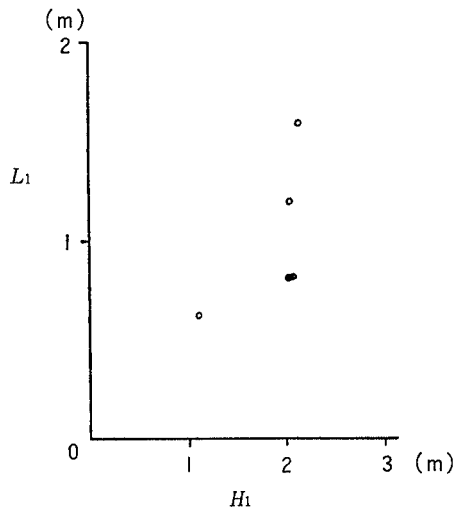


Fig. 3-1-3 Relationship between H_1 and L_1 (The Shingu River)
 図 3-1-3 H_1 と L_1 との関係 (新宮川)

る。

同図より判断すると、下流よりは現行の2分勾配以下の必要はないし、床固工程度の高さならば最低3分は許容できる。なお、このような値は、ダム設置個所の特質（水理量や石礫の粒径分布）によっても変化すると考えられる。図3-1-3は、図3-1-2より1河川の例として新宮川の場合を示したものである。ここでは同じ高さ H_1 の場合でも L_1 の値に

表 3-1-1 下流のり勾配の範囲 (天竜川上流々域)
 Table 3-1-1 The allowable range of the downstream slope of debris dam (The Upper Tenryu River Basin)

堤 高 (m)	のり勾配
1	0.4 ~ 1.0
2	0.3 ~ 0.7
3	0.3 ~ 0.6
4	0.3 ~ 0.5
6	0.25 ~ 0.4

差異があることから、前述の考えが妥当であるといえる。

下流のり勾配を求める理論式を、図 3-1-1 の記号を適用して示すと、

$$L_1 = V\sqrt{2H_1/g}, \tag{3.1.1}$$

ここに V : 石礫がダム天端を離れる時の水平速度, g : 重力の加速度。

図 3-1-2 中の点は全体的に放物線状に分布し、この式の傾向には適合している。この式では一般に $V = 2 \text{ m/sec}$ を用いることとされているが、図中の V の線は $0.8 \sim 2.4 \text{ m/sec}$ の間に分布しており、一定値ではない。図 3-1-2 をもとに本調査地域で用いられるべき下流のり勾配を整理すると、表 3-1-1 が得られる。

この結果のように、現行の 2 分ないし 3 分の急勾配に統一するのは適切でなく、特に低ダムの場合はここに示すような緩勾配とするのが良い。

3.1.2. 水叩の長さ

水叩の長さについては堤高および越流水深との関連で表示される次の実用式がある。

$$L = j(H+h) - nH, \tag{3.1.2}$$

ここに L : 水叩の長さ, H : 堤高, h : 越流水深, n : 下流のり勾配 ($1:n$), j : 係数 (低ダム 2.0, 高ダム 1.5)。

この他に理論式も存在するが、砂防ダムに併設される水叩は、すべて上式と同様に最大水脈の落下点までの溪床を被覆するという考え方に基づいている。先の模型実験によれば、粒径の小さな礫ほど水脈の落下点の近くに落ちることから、石礫の衝突によって生ずる侵食の終了点 (図 3-1-1, 点 P_3) は、既往最大水脈の落下点とほぼ一致する。またこの点が年月の経過とともに下流へ大きく移動することは、先の測定例のようにまれであると考えられるから、ダムからこの点までの距離は、ほぼ水叩の必要な長さを与えるものである。

式 (3.1.2) に、図 3-1-1 の記号を適用して j を表示すると、

$$j = \frac{L_3}{H_3 + h}. \tag{3.1.3}$$

h を侵食の終了点の位置から正しく推定することは難かしい。そこで上式から h を省いて、 H_3 と L_3 との関係を描くと図 3-1-4 となる。ここでは、 $L_3/H_3=2$ の線よりも上側に位置するものは少なく、また $L_3/H_3=1.5$ の上側に位置するものも、高さ $1 \sim 2\text{m}$ の場合に若干見られるが、 3m 以上については認められない。 j は式 (3.1.3) で分母に h を

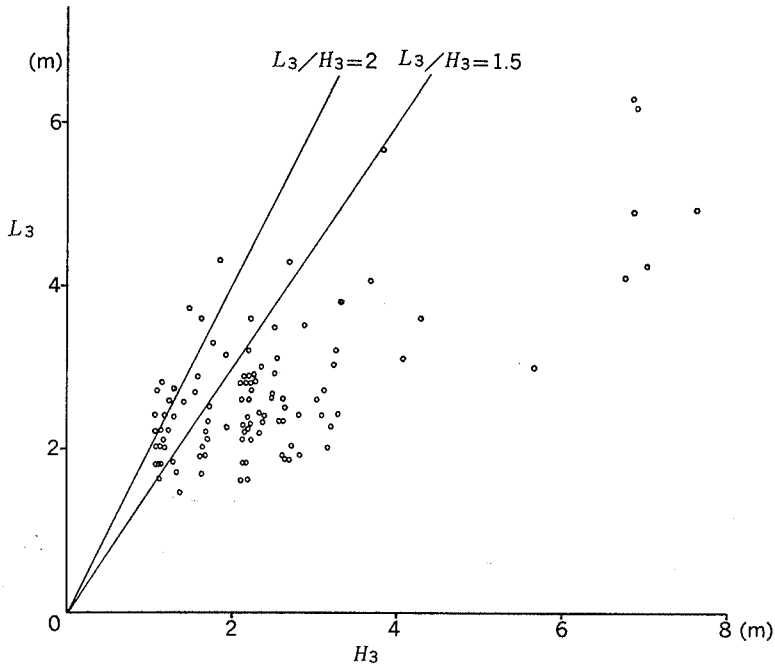


Fig. 3-1-4 Relationship between H_3 and L_3 (The Upper Tenryu River Basin)

図 3-1-4 H_3 と L_3 との関係 (天竜川上流々域)

表 3-1-2 水叩の所要長さ (天竜川上流々域)

Table 3-1-2 The required length of apron (The Upper Tenryu River Basin)

堤 高 (m)	水叩の長さ (m)
1	1.0~2.5
2	1.5~4.5
3	2.0~5.0
4	2.5~5.5
6	3.0~6.0

加えた値であるから、さらに小さくとなると考えてよい。従ってこの水叩の長さは、従来考えられているよりも短いもので、また堤高が高くなるにつれこの傾向が顕著になるといえる。なおこの長さは、洪水時の水量に関連し設置個所の条件にも左右される性質を持つことを考慮しておく必要がある。

図 3-1-4 より、本調査地域での水叩の所要長さとして表 3-1-2 を示すことができる。表 3-1-2 は落水などによる重大な基礎溪床侵食を防止することのできる長さであり、この下流ではなお溪床侵食が起こる可能性があるため、すみやかに侵食を起こすエネルギーを減殺し自然溪床に接続するよう、水叩の下流に粗度を持つ構造物を配置するなどの適当な対策も必要であろう。

3.1.3. 水叩の厚さ

水叩の厚さは従来経験的に求められており、理論的に求めることは、これに関与する現象の複雑さからかなり面倒であるので、合理的な式はこれまで導かれていない。その設計要因としては越流水および石礫の衝撃力のほかに、石礫の落下によって水叩に生ずる侵食をも考慮しなければならない。水叩は落下石礫の衝撃で大きな亀裂を生ずることは少なく、先の模型実験でも確認された通り少しずつ破壊されて侵食くぼみを生ずることが多い。従って越流水や石礫の衝撃力よりは後者の要因の方が重要である。

水叩はこのような侵食に耐え得る厚さが必要であり、侵食の最大の深さは、その厚さの設計に密接に関連する。そこで、図3-1-1に示した H_4 と a との関係を描くと図3-1-5となる。高さ5m以下のダムで経験的に0.7~1.0mの厚さが標準とされており、同図でも1.0m以内のものが殆どである。しかし深い侵食事例もあり、高さ3m以下で最大1.5mに及ぶものがいくつか見られる。このような深さの相違は設置個所、施工コンクリートの特質やその経過年数などによると考えられる。水叩の侵食は主に深さ方向に進行する性質があるので、これよりさらに深くなる可能性を持つが、侵食部に十分な水クッションができることによりその進行が緩和されることも考えられる。図3-1-5より判断すると、荒廃溪流の床固工では1.5m程度の厚さが必要であり、高いダムでは石礫の衝撃力がより大きいからこれ以上にしなくてはならない場合も考えられる。なおこの測定値は施工後約10~30年の値であるから、必ずしも砂防ダムの場合のような長期間に適用できるものでない。そこで、たとえば数十年程度の適用範囲を設定し、これを経過した後は水叩を補修するという方法も取られてよい。また水叩は一様な厚さにつくられるが、このような侵食を想定して、その部分を厚くしたり、侵食形状を予測して、水クッションをあらかじめ中く

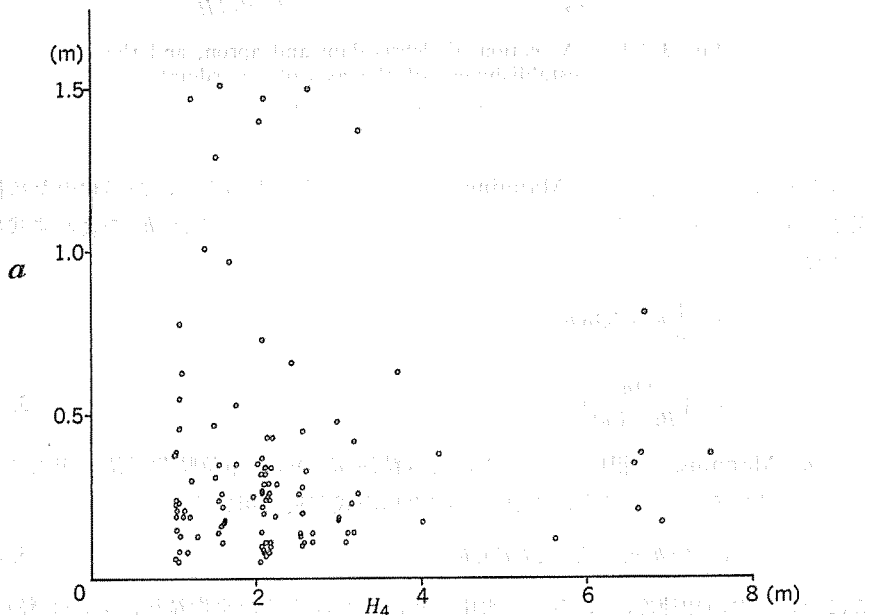


Fig. 3-1-5 Relationship between H_4 and a (The Upper Tenryu River Basin)

図3-1-5 H_4 と a との関係 (天竜川上流々域)

ばみにするなどの対策も工夫されるべきであろう。

3.2. 理論的考察

3.2.1. 基本式の誘導

水叩に侵食が起こることはその設計に重要なかわりを持つと考えられるので、以下ではこの現象を理論的に考察する。先の実験より侵食の成因を、ダム天端から落下する石礫の作用と考え、ダム上流側での石礫の流送、ダムからの石礫の落下、その衝突による水叩の侵食の各過程に物理的なモデルをあてはめ、侵食形状を求める理論式を導くことにする。

はじめに図 3-2-1 のように座標軸を定め、原点より水平および鉛直方向への長さをそれぞれ x, z とする。また記号をそれぞれ次のように定める。 H : 堤高, B : 水通し幅, θ : ダム上流側溪床勾配, h : 越流水深, v : 流速, Q : 流量。

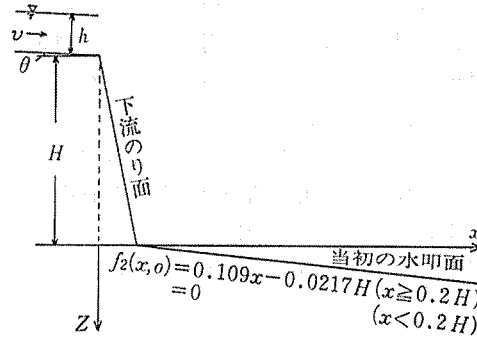


Fig. 3-2-1 A section of debris dam and apron, and the establishment of the axis of co-ordinates

図 3-2-1 ダムおよび水叩の断面と座標軸の取り方

ダム上流側の水流の流速に Manning 式が適用できるものとし、簡易化のため径深を水深で、また流水断面形を矩形でそれぞれ近似するとき、 v および h を表わす式は次のようになる。

$$v = \frac{1}{n} h^{2/3} \sqrt{\sin \theta}, \quad (3.2.1)$$

$$h = \left(\frac{Qn}{B\sqrt{\sin \theta}} \right)^{3/5}, \quad (3.2.2)$$

ここに n : Manning の粗度係数。このとき粒径 d の礫の単位時間単位溪床幅あたりの流砂量 (体積) を q とすると、これには次の形の式が良く用いられる。

$$q = f_1(h, g, s, d, d_m, f(d), \theta), \quad (3.2.3)$$

ここに g : 重力の加速度, s : 石礫の水中比重, d_m : 溪床礫の平均粒径, $f(d)$: 粒径 d の礫が溪床に占める割合

式 (3.2.3) については以下の 2 式を取り上げる。

$$\frac{q}{f(d)u_{*c}d} = 17\tau_{*c} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*}\right), \quad (3.2.4)$$

および

$$\frac{q}{f(d)\sqrt{sgd_m^3}} = \frac{12 - 24\sqrt{\tan\theta}}{\cos\theta} \tau_{*m}^{(1.5 - \sqrt{\tan\theta})} \left(1 - \alpha^2 \frac{\tau_{*cm}}{\tau_{*m}}\right) \left(1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_{*cm}}{\tau_{*m}}}\right), \quad (3.2.5)$$

ただし $u_* > u_{*c}$ とする.

ここに

$$\begin{aligned} u_* &= \sqrt{gh\sin\theta}, \\ u_{*cm} &= \sqrt{80.9 d_m}, \\ u_{*c} &= \sqrt{0.85 u_{*cm}} \quad (d/d_m < 0.4) \\ &= \frac{\log_{10} 19}{\log_{10} (19d/d_m)} \sqrt{d/d_m} u_{*cm}, \quad (d/d_m \geq 0.4) \\ \tau_* &= u_*^2 / sgd, \\ \tau_{*c} &= u_{*c}^2 / sgd, \\ \tau_{*m} &= u_{*m}^2 / sgd_m, \\ \tau_{*cm} &= 0.05, \\ \left. \begin{aligned} \tau_{*c} &\approx \tau_*, \\ u_{*c} &\approx u_*, \end{aligned} \right\} \text{(砂防ダム堆砂面のように平坦河床の時)} \\ \alpha &= \sqrt{\frac{2(\mu_f - (s+1)/s \tan\theta)}{1 - (s+1)/s \tan\theta}}. \end{aligned} \quad (3.2.6)$$

ここで、式 (3.2.4) は芦田ら (1972)、式 (3.2.5) は芦田ら (1978) によって、それぞれ示された式である。

さて水面下を流れる石礫については、これに働く流体力と抵抗力とが釣り合うことより粒径 d の球状礫の移動速度 V を導くと、ダム堆砂面のように比較的緩い溪床勾配ならば勾配の影響は無視できるから

$$V = v - \sqrt{\frac{4}{3} \frac{s\mu_f}{C_D} gd}, \quad (3.2.7)$$

ここに C_D : 抵抗係数, μ_f : 石礫間の動摩擦係数, また $V < v$ とする.

なお先の実験では石礫の落下形態が集合、個別の各場合で大差がなかったことから、ここでは移動速度にも差がないものとして石礫の運動を個別的に取り扱う。ダム上流側の水流は洪水時殆ど射流であるから、理論上流下に伴う水深の減少すなわち流速の増加はないものとする。

図 3-2-2 で、 V の速度でダム天端を水平方向に離れた石礫が点 P (x, z) に落下するとき、落体の運動の法則より

$$V = \sqrt{\frac{gx^2}{2(H+z)}}. \quad (3.2.8)$$

式 (3.2.7), (3.2.8) より V を消去すれば

$$d = \frac{3}{4} \frac{C_D}{s\mu_r g} \left\{ v - \sqrt{\frac{gx^2}{2(H+z)}} \right\}^2 \quad (3.2.9)$$

上式を式 (3.2.3) に代入することにより q は, d の代わりに x, z を介して求められる. すなわち $q=q(x, z)$ と書くことができる.

次にこの石礫が水叩面に衝突するときの速度を V_1 とすると

$$V_1^2 = V^2 + 2g(H+z) \quad (3.2.10)$$

衝突による侵食量は, 石礫の運動エネルギーの損失量に比例する (石橋ら, 1968). そこで, なめらかな面への衝突を考えて, これを次式で表わす.

$$\begin{aligned} E_1 &= \frac{1}{2} cmV_1^2(1-e^2)\sin^2(\omega-\varphi) \\ &= \frac{\rho\pi}{12} c(1-e^2)d^3\{V^2+2g(H+z)\}(\sin\omega\cos\varphi-\cos\omega\sin\varphi)^2, \end{aligned} \quad (3.2.11)$$

ここに E_1 : 1個の石礫による水叩の侵食量, ρ : 石礫の密度, m : 石礫の質量, π : 円周率, ω, φ : 図3-2-2参照, e : 反発係数, c : 比例定数.

ここで点 $P(x, z)$ を含む水叩面上に, 微小長さ Δx , 幅 w (たとえば落下石礫の平均粒径) を持つ区画を設定し, この部分の Δt 時間の侵食深さを Δz と表わすことにする.

q を表わす式 (3.2.4), (3.2.5) 中, $f(d)$ は実際には確率密度関数で表わされ, ある粒径の範囲によって割合が示されることより, $q(x, z)$ もこれに対応して適当な範囲によって流砂量 (落下量) が示され, この Δx の範囲において単位時間単位溪床幅の流砂量は, $q(x, z)\Delta x$ となる.

この区画への Δt 時間の礫の落下量は $q(x, z)\Delta t\Delta x w$ であり, 侵食量 $E=\Delta x\Delta z w$ は, E_1 に礫の落下個数 (落下量/1個の体積) を乗じて表わされるから

$$\begin{aligned} E &= \Delta x\Delta z w \\ &= E_1 q(x, z)\Delta x\Delta t w 6/d^3\pi. \end{aligned} \quad (3.2.12)$$

ここで E_1 を表わす式 (3.2.11) 中, V に式 (3.2.8) を用い, また, $\tan\omega=2(H+z)/x$ より $\sin\omega, \cos\omega$ をそれぞれ変数 x, z により表わすと, 式 (3.2.12) より

$$\frac{\Delta z}{\Delta t} = A q(x, z)(H+z) \left\{ 2 - \frac{x}{H+z} \tan\varphi \right\}^2 (1 + \tan^2\varphi)^{-1}, \quad (3.2.13)$$

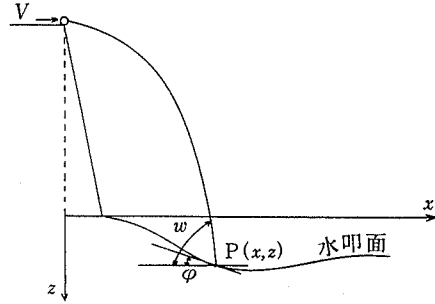


Fig. 3-2-2 The locus of falling gravel and symbols

図3-2-2 石礫の落下軌跡と各記号

が得られる。

ここに

$$A = \frac{1}{4} c g \rho (1 - e^2) \quad (3.2.14)$$

ここでは、図 3-2-3 のように座標軸 x, t, z を用いて各時点の水叩面形状を表わし、 $x t$ 平面に Δx および Δt 間隔の格子点を設けると、 x が一定値の格子点で Δt 経過後の侵食深の増加 Δz が式 (3.2.13) で表わされることになる。この式で $\tan \varphi$ は、水叩面の傾斜すなわち $\Delta z / \Delta x$ の値で表わせれる。ここで、 $\Delta t, \Delta x \rightarrow 0$ として $\Delta z / \Delta t = \partial z / \partial t$, $\tan \varphi = \Delta z / \Delta x = \partial z / \partial x$ とそれぞれ表示すると、式 (3.2.14) は

$$\frac{\partial z}{\partial t} = A q(x, z) (H+z) \left\{ 2 - \frac{x}{H+z} \frac{\partial z}{\partial x} \right\}^2 \left\{ 1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x} \right)^2 \right\}^{-1} \quad (3.2.15)$$

式 (3.2.15) は水叩面の侵食形状を計算する基本式である。

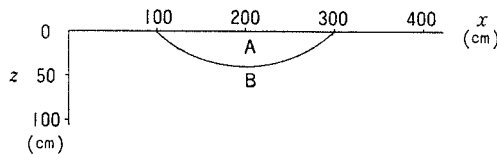
3.2.2. 計算例および考察

(a) 計算式中の各要因の考察

ここでは以上で用いた各式中の主な要因の影響を、具体的計算例を示して考察する。

例として堤高 $H=400$ cm, 粗度係数 $n=0.03$ (m-sec 単位), 溪床勾配 $\theta=2^\circ$, 平均粒径 $d_m=5$ cm とし、①水深 $h=30$ cm, すなわち式 (3.2.1) より流速 $v=279$ cm/sec, ② $h=50$ cm, すなわち $v=392$ cm/sec の各場合を取り上げる。また水叩の断面形を図 3-2-4 に設定する。ここではダム下流のり面を鉛直とし、当初の断面を水平面 A とし、また侵食された断面形状を円弧 B とする。

1) まず、水叩各点に落下する礫の粒径を考察する。ここで式 (3.2.9) 中の定数には一般に適用される値として表 3-2-1 を与える。水叩断面が図 3-2-4 の水平面 A のとき、式 (3.2.9) に必要な値を代入して粒径 d を計算するものとし、まず①についてその値を描くと、図 3-2-6 (1) となり、また②については同図 (2) となる。ここでは水平距離 x が



$$\left. \begin{aligned} A: z=0, \tan \varphi=0 \quad x \geq 0 \\ B: z = \sqrt{145^2 - (x-200)^2} - 105 \\ \tan \varphi = \frac{200-x}{\sqrt{145^2 - (x-200)^2}} \end{aligned} \right\} 100 \leq x \leq 300$$

$$z=0, \tan \varphi=0 \quad 0 \leq x < 100, x > 300$$

Fig. 3-2-4 Establishment of the model section of apron

図 3-2-4 水叩断面の設定

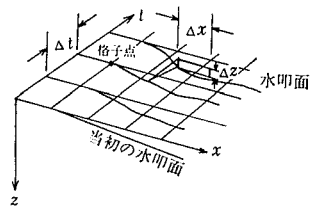


Fig. 3-2-3 Establishment of grid points on the apron

図 3-2-3 水叩面への格子点の設定

表 3-2-1 計算に用いた各定数
Table 3-2-1 Constants used for calculation

s :	石礫の水中比重	1.65
C_D :	抵抗係数	0.4
μ_f :	動摩擦係数	0.4
g :	重力の加速度	980 (cm/sec ²)

大きくなるとともに d が小さくなる様子が示されているが、その値の変化は急激であることがわかる。これらの分布は式 (3.2.7) の $v > V$ (石礫の移動速度) を満たす x の範囲にあり、 v が大きいほど礫は速くまで飛び、同一地点に落下する礫の粒径は大きくなる。 n および θ が関与する v は、このように一定流量のもとで侵食の範囲を左右することになる。なおここで水脈の落下形態が石礫と同様に落体の運動の法則に従うと見なすと、 $d=0$ の点は水脈内側の落下点である。

一方侵食が生じて、深さ z が大きくなるとともに同一の x の地点に落ちる礫の粒径は大きくなるものであり、たとえば、断面が図 3-2-4 の円弧 B のとき②についての d の分布は、図 3-2-6 (3) となり、円弧部分で大きくなる。しかしこれは若干であり、ここでの断面変化による影響は小さい。

2) 次にこの粒径の礫が水叩の各点に落下するときその体積を考察する。落下量 (流砂量) q を表わす式として式 (3.2.4) を取り上げる。ここでは各計算値を比較するための基準点を $x=x_0$ 上に設定し、 $x_0=H/2=200$ cm とする。水叩上の点 $P(x_0, z_0)$ に落下する粒径 d_0 の礫の量を q_0 と表わし、単位時間あたりについて q/q_0 を求めると

$$\frac{q}{q_0} = \frac{\int u_*^2 - u_{*c}^2}{\int_0 u_*^2 - u_{*c0}^2} \frac{u_* - u_{*c}}{u_* - u_{*c0}}, \quad (3.2.16)$$

となる。ここでは、粒径 d_0 の礫について u_{*c} の値が u_{*c0} であり、さらに式 (3.2.9) を $d=\psi(x, z)$ と書くとき、 $f/f_0=f(\psi(x, z))/f(\psi(x_0, z_0))$ である。

この場合石礫の粒径分布は次のようになる。すなわち、粒径 d 以下の石礫の累積頻度を $F(d)$ とすると、図 3-2-3 の点 $P(x, z)$ に落ちる石礫の割合は $f(\psi(x, z))$ であるから、同図の Δx 区間に落ちる礫の割合は

$$\begin{aligned} f(\psi(x, z)) \Delta x &= F(\psi(x, z)) - F(\psi(x + \Delta x, z)) \\ &= -\Delta x F(\psi(x, z)). \end{aligned} \quad (3.2.17)$$

右辺下段の負号は、 x の増加とともに d が減少すること、すなわち $F(d)$ が減少することより付けられる。

式 (3.2.17) より $\Delta x \rightarrow 0$ として

$$f(\psi(x, z)) = -\frac{\partial F(\psi(x, z))}{\partial x} = -\frac{dF(d)}{dd} \frac{\partial d}{\partial x}. \quad (3.2.18)$$

実際には粒径の累積頻度分布が与えられる場合が多いから、これを微分して $dF(d)/dd$ ($=F'(d)$) を、また式 (3.2.9) より $\partial d/\partial x$ をそれぞれ求め、これらより $f(\psi(x, z))$ を求めることになる。従って

$$\frac{f}{f_0} = \frac{F'(d) H+z_0 \sqrt{2(H+z)v-\sqrt{g}x}}{F'(d_0) H+z \sqrt{2(H+z_0)v-\sqrt{g}x_0}} \quad (3.2.19)$$

ここでは、まず $f/f_0=1$ とし、式 (3.2.16) の粒径分布以外の項の性質を示す。水叩を図 3-2-4 の水平面 A とし ①および②の例について計算結果を示すとそれぞれ図 3-2-6 (4) および (5) となる。x の増加につれて (4), (5) とも同様の変化を示すが、x が大きく $d/d_m < 0.4$ となる区域 (ここでは水脈の落下点の近傍) では、式 (3.2.4) の性質より、値は一定となる。

次にここでの粒径分布には、簡単のために $F'(d)$ を用いることとし、 $d_m=5\text{ cm}$ を満たす単純な模倣的分布として図 3-2-5 を与える。この分布を適用して計算例を示す。①については図 3-2-4 の水平面 A, また②については水平面 A および円弧 B の場合の各結果をこの順に示すと、図 3-2-6 (6), (7), (8) となる。ここでは礫の頻度が最も大きい $d=1\sim 2\text{ cm}$ 付近、すなわち①では $x=200\text{ cm}$, ②では $x=300\text{ cm}$ 前後の値が突出しており、これは図 3-2-5 の石礫の粒径分布の形状と近似していることから、この分布の影響が相当大きいことがわかる。

なお、x の小さい区域すなわち d の大きい区域で $q/q_0=0$, すなわち流砂量が 0 となる場合が現われる。これはこのような大きい礫が、あらかじめ溪床に存在しない場合、流水の運搬力が小さく式 (3.2.4) で $u_* < u_{*c}$ となる場合、あるいはその礫の大きさが水深以上となる場合のいずれかである。本計算例では礫の大きさはすべて水深以下であるから、水深以上となる理由で流砂量が 0 となることはないが、仮に礫の大きさが水深以上の場合 $u_* > u_{*c}$ が満たされても、 u_{*c} が大きくなることにより u_* との差が小さくなり、流砂量は少なくなる。ここでは先の流砂量式が本来水面下を流れる礫を対象にしたものであることをも考慮して、水深より大きい礫については流砂量を 0 とした。なお一般に大きな礫ほど溪床に存在する割合は小さいから、この礫による影響は大きくはないものである。

一方逆に x が大きい区域で d はきわめて小さくなる。この場合、本式のような掃流砂量式が適用できるか否か疑問がもたれるが、ここではこの区域はわずかで、また一般にこのような礫は頻度が小さくなる性質を持つから問題は少ないであろう。

ここで、(7) および (8) について、基準点 x_0 での q の値をそれぞれ q_{0A}, q_{0B} とし、 q_{0B}/q_{0A} の値を式 (3.2.16), (3.2.19) をもとにして計算すると、0.76 となる。すなわち基準点の値がこのように変わることを考慮すると、断面の異なる (7) と (8) との間で、

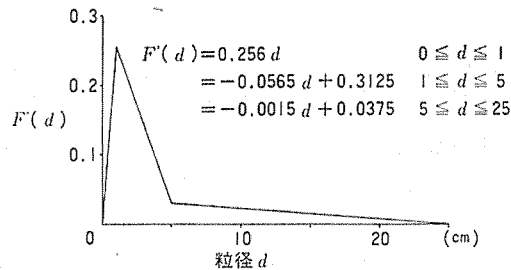


Fig. 3-2-5 Establishment of the grain size distribution

図 3-2-5 石礫の粒径分布の設定

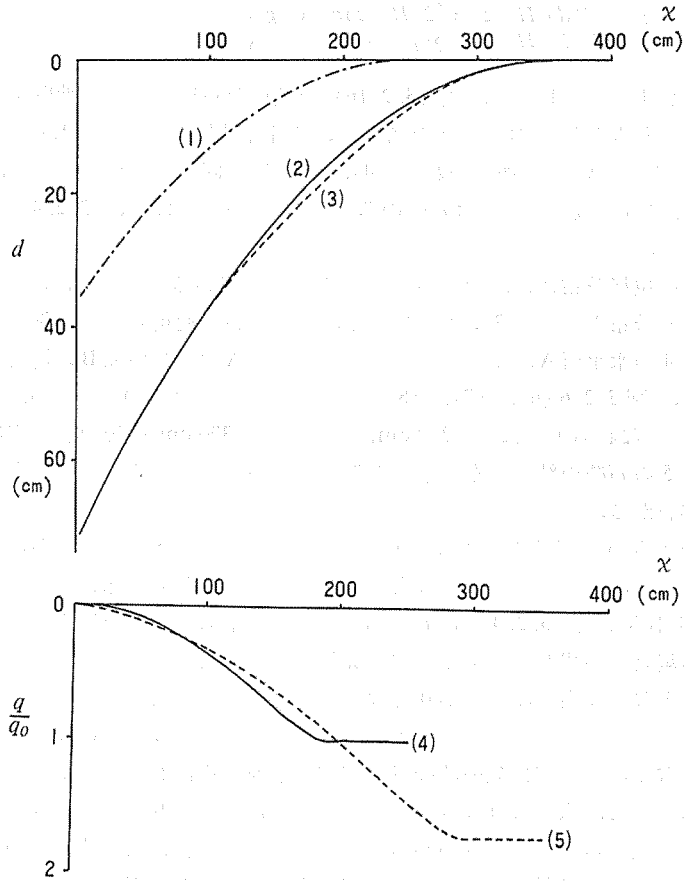


Fig. 3-2-6 (a) Results of calculation
 (1)~(3) distributions of values of d (4), (5) distributions of values of q/q_0

図 3-2-6 (a) 計算結果
 (1)~(3) d の分布 (4), (5) q/q_0 の分布

q/q_0 の大きな部分に見られる差異は実際は小さいと見なすことができる。

3) 最後に、侵食形を考察する。 x の点の単位時間の侵食深を Δz とし、 x_0 の点のそれを Δz_0 、また水叩面の傾斜角 φ については、 x_0 の点での値を φ_0 とすると、式 (3.2.13) より、

$$\frac{\Delta z}{\Delta z_0} = \frac{q}{q_0} \frac{H+z_0}{H+z} \frac{1+\tan^2\varphi}{(2(H+z_0)-x_0\tan\varphi_0)^2} \frac{(2(H+z)-x\tan\varphi)^2}{1+\tan^2\varphi} \quad (3.2.20)$$

ここで断面を図 3-2-4 の水平面とすると、すべての x の点で $z=0$ 、 $\varphi=0$ であるから、 $\Delta z/\Delta z_0 = q/q_0$ となり、①および②については、図 3-2-6 (6) および (7) の結果と同一となる。

次に、水叩面の傾斜角の影響を考察する。 q/q_0 が一定のとき式 (3.2.20) 中、 $k(\varphi) = (2(H+z)-x\tan\varphi)^2/(1+\tan^2\varphi)$ とおくと、 $0 \leq \varphi \leq \tan^{-1}(2(H+z)/x)$ の区域では、 φ が大きくなるほど (すなわち下流側に傾くほど)、 $k(\varphi)$ は小さくなることから侵食深は小

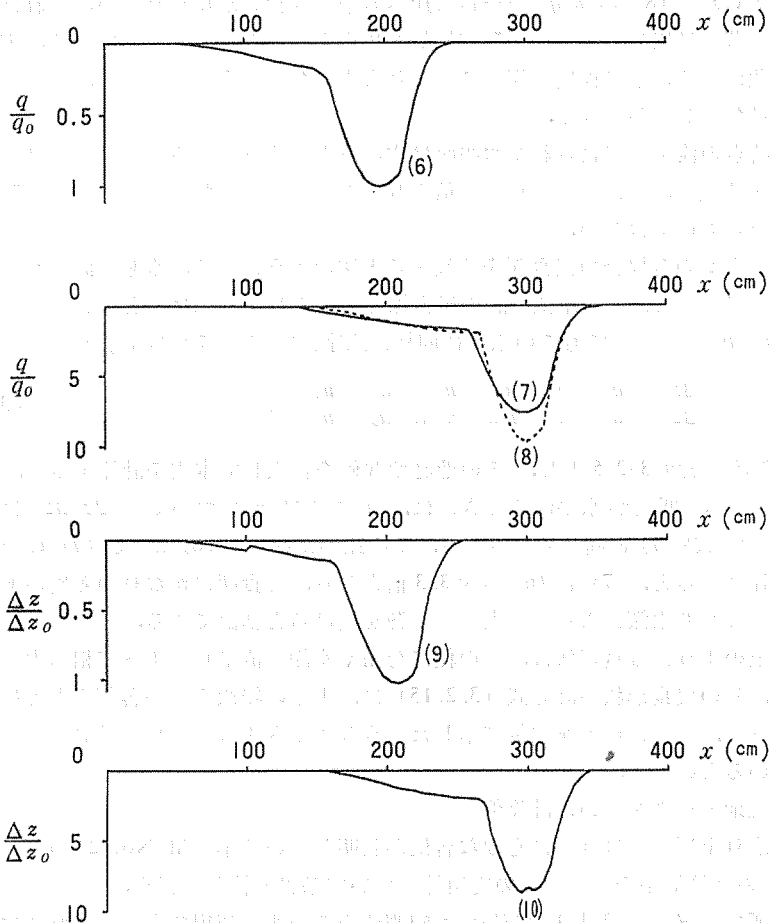


Fig. 3-2-6 (b) Results of calculation

(6)~(8) distributions of values of q/q_0

(9), (10) distributions of values of $\Delta z/\Delta z_0$

図3-2-6 (b) 計算結果

(6)~(8) q/q_0 の分布 (9), (10) $\Delta z/\Delta z_0$ の分布

さくなり、 $\varphi = \tan^{-1}(2(H+z)/x)$ に達すると傾斜は礫の衝突方向と一致して侵食深は0となる。一方 $0 > \varphi > -\pi/2$ の区域では

$$k'(\varphi) = \frac{-2(2(H+z) - x \tan \varphi) \{x + 2(H+z) \tan \varphi\}}{\cos^2 \varphi (1 + \tan^2 \varphi)^2}, \quad (3.2.21)$$

より $k'(0) < 0$, $k'(-\pi/2) > 0$, また $\tan \varphi = -x/2(H+z)$ のとき $k'(\varphi) = 0$ となり、 φ が0より小さくなるとともに侵食深は大きくなるが、 $k'(\varphi) = 0$, すなわち礫の衝突方向が面に直角となるときの極大値に達し、以後侵食深は小さくなる。

ここで、式 (3.2.20) による計算例を示す。 $F'(d)$ に図3-2-5を適用し、図3-2-4円弧Bの断面の場合を①および②について示すとそれぞれ図3-2-6 (9), (10) となる。

ここでは水脈の落下する手前付近が深くなることがわかるが、ことに (10) は同一ヶ

ースで求められた(8)の q/q_0 の分布に比べ若干の変化しか見られない。これは式(3.2.20)で礫の落下量以外の要素の影響が相対的に小さいことを示すものである。実際の侵食断面の変化はここに示す程度の規模であり大きくない場合が多いから、その影響は概ね小さいと見なすことができる。

なお一時点の流量で侵食された水叩面は次の時点の流量でさらに侵食され刻々と変わっていく。各時点の流量による侵食は累積されるので、わずかな違いでもその影響は必ずしも無視できるものではない。

さて、①と②の各場合の侵食深を比較すると次のようになる。水叩断面を水平面とし、基準点 x_0 で①および②の単位時間の侵食深をそれぞれ Δz_{01} 、 Δz_{02} と表わし、また前記した q_0 、 f_0 、 u_{*c} 、 u_{*c0} についてもその末尾に添字 $_1$ および $_2$ をつけて表わすとき

$$\frac{\Delta z_{02}}{\Delta z_{01}} = \frac{q_{02}}{q_{01}} = \frac{f_{02}}{f_{01}} \frac{u_{*2}^2 - u_{*c02}^2}{u_{*1}^2 - u_{*c01}^2} \frac{u_{*2} - u_{*c02}}{u_{*1} - u_{*c01}} \quad (3.2.22)$$

ここで $F'(d)$ を図3-2-5とし、その他必要な値を代入して本式を計算すると、 $\Delta z_{02}/\Delta z_{01} = 0.44$ となる。断面が水平面のときには、①および②についての $\Delta z/\Delta z_0$ は前述の図3-2-6(6)および(7)と同一であるから、この比率に従って(6)および(7)のそれぞれの最大値を比較すると、(7)は(6)の約3.3倍となり、侵食深にかなりの差異のあることがわかる。すなわち水深によっても大きく影響を受けると結論できる。

さて以上のように侵食形状は、礫の粒径分布や水深(流量)によって相当大きな影響を受けるが、先の侵食形状の計算式(3.2.15)は、上記の特徴をもつ各部をもとに成立したものであって、ここに現地測定例で示したようなさまざまな侵食形が計算できる可能性が示されているといえる。

(b) 現地データを用いた計算例

ここで取り上げるのは計算に必要な各値が判明している小黒川 No. 2 の例であり、式(3.2.15)の計算結果を示し、その実用性について基礎的検討を行う。

この個所で、流量は2.1.1.に述べた観測値をそのまま利用できる。これには日流量のほか洪水のピーク流量とその生起時刻が示してあり、この日流量は流量変化の激しいとき1日3~5回観測した平均値がとられ、また変化の少ないときは午前9時の瞬間値で代表される。この個所の洪水はピークを過ぎれば1日程度でかなり減水する性質を持つ。そこで洪水ピークを挟んで洪水の主要部を含むその前後の1~2日の間を対象にし、洪水ピーク以外は始めと終わりの日流量値を午前9時に設定し、図3-2-7に示すハイドログラフを作成した。

同図は1974年~1978年の値から大きな順に3つの洪水を選んだものである。図の洪水の形状は必ずしも実際と同一ではないが、大まかな洪水の規模は示され、また端的に示された3角形状のハイドログラフを用いて概ねの侵食形を知ることは、設計上の立場から重要である。

計算に必要な各定数を先の表3-2-1のほか、表3-2-2に示す。表3-2-2で n は河床礫の粒径を考慮して定めたものである。

比例定数 c は、先の実験によれば水叩の圧縮強度に関連するが、水叩全体が一様な圧縮強度を持つと見なし、これを侵食深さを決めるスケールファクターとして、次のような試算により求めた。すなわち最初は十分小さい値を設定し、これより計算した侵食深さの

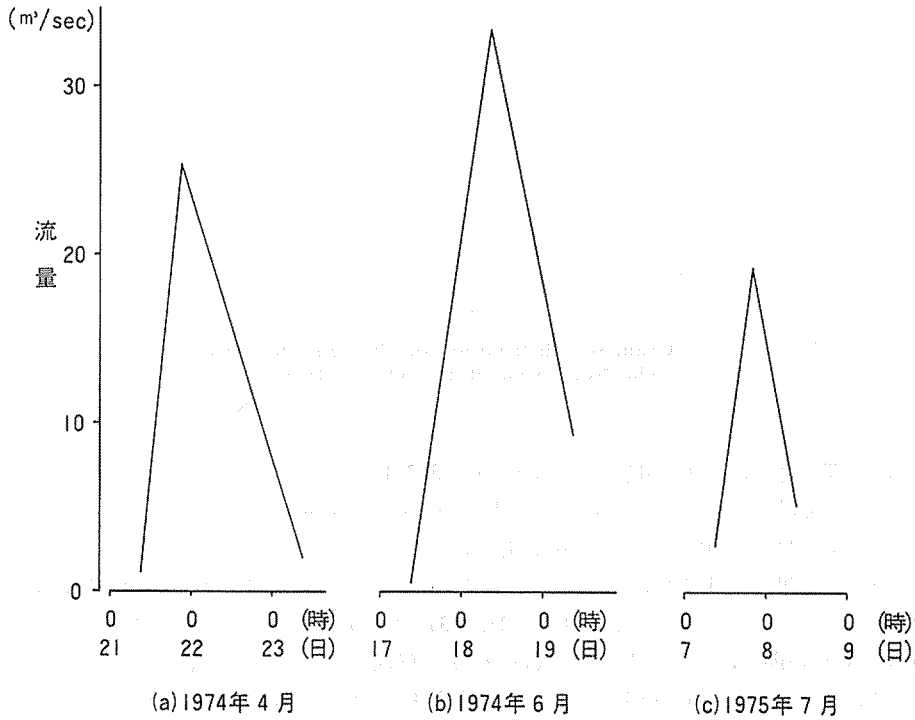


Fig. 3-2-7 Hydrographs used for calculation
(The No. 2 spot of the Oguro River)

図 3-2-7 計算に使用したハイドログラフ (小黑川 No. 2)

表 3-2-2 計算に用いた各定数

Table 3-2-2 Constants used for calculation

H : 堤 高	642 (cm)
B : 水 通 し 幅	1800 (cm)
θ : ダム上流側溪床勾配	3.72 ($^{\circ}$)
d_m : 溪床礫の平均粒径	5.6 (cm)
n : Manning の粗度係数	0.04 (m-sec 単位)
ρ : 石 礫 の 密 度	2.65 (g/cm 3)
e : 反 発 係 数	0.5
c : 比 例 定 数	3×10^{-11} (cm sec 2 /g)

最大値が、測定値のそれに近似していくよう値を次第に増加させ、繰り返し計算をして求めた。

なお石礫の累積粒径分布 $F(d)$ は連続した値が必要なため、表 2-1-2 より途中の値を補間して図 3-2-8 を作成し、これを数値微分して $F'(d)$ を求めることとした。なお表 3-2-2 の d_m はこの $F(d)$ より求めたものである。

さて式 (3.2.15) を計算する際は、 $x=0$ の位置より下流方向へ $\Delta x=0.01 H$ また $\Delta t = 1$ 時間 (3600 sec) とした格子点を設定し、数値解法 (前進解法) により求めることと

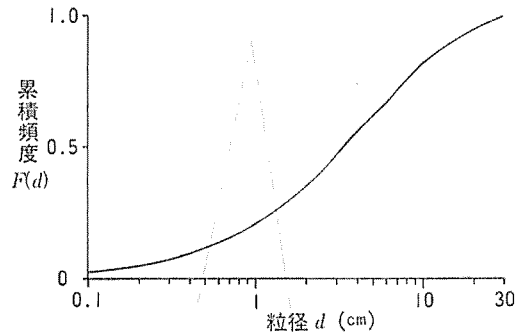


Fig. 3-2-8 Grain size distribution of the deposited surface layer
(The No. 2 spot of the Oguro River)

図 3-2-8 ダム堆砂表層部の粒径分布 (小黑川 No. 2)

した。初期条件は、 $t=0$ の時 $z=f_2(x, 0)$ (図 3-2-1 に示す) とし、ハイドログラフを複数にわたって計算するとき限り、その 1 つを計算した後の形状を次の初期条件とした。また境界条件は、 $x=0$ のとき $z=0$ とした。

この計算結果は図 3-2-9 の通りで、これらは縦軸および横軸をそれぞれ z/H および x/H として表示したものである。(1), (2), (3) は図 3-2-7 の各ハイドログラフを(a), (b), (c) の順に、また (4), (5) はそれらを順次一括してそれぞれ計算したものである。なお流砂量式は (1)~(4) では、式 (3.2.4), (5) では、式 (3.2.5) を用いたものである。以下この結果をもとに考察する。

まず測定値と計算値とを比較すると、特に (4), (5) の全ハイドログラフを用いた場合、侵食の生ずる位置は、いずれも測定値と近似している。侵食の終了点の位置は、計算値の方がやや近距離にあるが、その理由として各式の精度や、対象期間外で図 3-2-7 より大きい洪水があったことなどの点が考えられる。一方侵食深さを見ると、測定値の方が深い。これは、測定値の最下流側の侵食によく示されているが、衝突後の石礫が下流へ移動するのに伴い、実際には多少侵食が起こるためであると解釈できる。(4) と (5) の流砂量式の違いは、深さに影響するが大きな形状の差とはならない。

ところで、このように少数のハイドログラフによっても計算値が測定値と近似すること、すなわち短期間の水文資料でも、概ねの侵食傾向が予測できることは有意義である。また、このハイドログラフの計算では大きな流量ほど侵食への影響が大きいから、先に設定した図 3-2-7 はピーク値付近が正確な点では適当なものであろう。

次に、計算値全体の特徴を述べると、侵食の広がりが増加するとともに、深さも増加する傾向を示す。これは 2.1.2 で示した侵食部断面の一般的性質によく一致している。また、実際にはさまざまな洪水が繰り返されるが、一つのハイドログラフばかりでなく、複数のそれを用いた場合でも、侵食の一般的形状といえる弧状のパターンを呈しており、これらは本式の有効性を示すと考えてよい。

本式の問題点としては、まず水叩面上にできる水クッションを考慮していない点であるが、これは水叩面が普通下流側に傾斜し、かつ水叩の幅が落下水脈の幅に比べて広いので、厚い水クッションができないと想定したためである。しかし侵食部にくぼみを生じて水クッションが厚くなるとともに、その影響を無視できない点は留意すべきである。

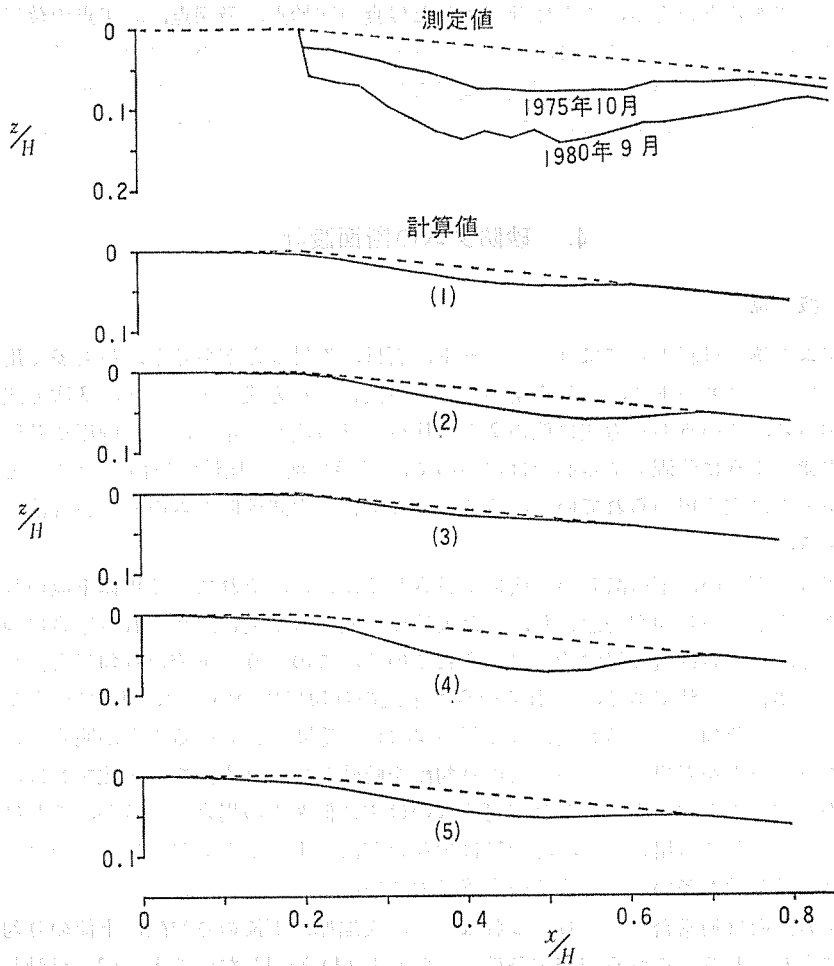


Fig. 3-2-9 Comparisons of calculated shapes with the surveyed shapes (The No. 2 spot of the Oguro River)

図 3-2-9 測定値と計算値との比較 (小黑川 No. 2)

また、本式の誘導に用いたそれぞれの式や定数については検討、改良の余地がある。ことに比例定数 c などいくつかの定数の取り方については、この例のみでは十分明らかにし得ない面があるので、多数の例より考察することが必要であろう。

先に 2.2. で述べたように非常に小さい礫はコンクリートに破壊応力を生ぜしめず、侵食に関与しないことも考えられるが、本式中の掃流で礫が流送される場合は、必ずしも小さい礫の割合は多くないので、大きな問題を含むものではない。

なお水叩には、普通土石流の落下を考慮していない。ここでは測定値と計算値がよく一致しているので、石礫は既述した掃流で運搬されたと見なされるが、土石流による運搬は掃流とは全く異なるから、これを対象にする場合については今後の課題としなければならない。

さて、物理的な法則性のもとに導かれた本式は、以上に示した特徴より現象を良く説明

するモデルであるといえる。ことに計算された侵食の開始点、最深点、終了点の位置はそれぞれ測定値と良く一致するので、砂防ダム下流のり勾配、水叩の長さの設計計算に役立つ。また水叩の厚さについても最深点の位置より適当な対策を立てることが可能である。従って、これを砂防ダム下流のり勾配および水叩設計の基本式として提案できる。

4. 砂防ダムの断面設計

4.1. 概 説

砂防ダムの築設材料としてはコンクリート、石材、鋼材などがあるが、最も多く用いられるものはコンクリートで、これを用いる設計方法には重力式、アーチ式、3次元式のそれぞれがある。このうち重力式は他の2者に比べ設計方法が簡単で、また兩岸や基盤が必ずしも岩盤のように強固である必要はないので、築設個所を比較的自由に選ぶことができ、砂防工事に広く用いられている。そこでここでは重力式砂防ダムの断面設計法を新たに提案する。

砂防ダムは石礫の流下の激しい個所に築設されるために、それによる堤体下流のりの損傷を防ぐよう下流のり勾配を急にし、また天端厚を石礫の衝突に耐えられる厚さにつくるのが普通で、これらは概ね経験的に決められている。このような下流のり勾配と天端厚は砂防ダムに特有の形状である。これらのうち下流のり勾配については、3.での考察から必ずしも現行の急勾配にする必要はなく低ダムほど緩勾配にし得ることが明らかにされた。そこでこの点を考慮し従来の下流のり勾配を吟味して設計方法を適正化すれば、堤体積の減少を図ることができる。それが可能なのは主に低ダムの場合であるが、これは床固工や低ダム群としても用いられ、貯砂量は少ないが流送土砂量調節などに特有の効果を持ち、また築設基数も多いことからその意義は大きい。

砂防ダム断面は通常台形であり、これは高さ、天端厚、下流のり勾配、上流のり勾配の4要素で表わされる。これらが安定条件、すなわち(1)転倒しないこと、(2)滑動しないこと、(3)堤体の内部応力が許容値以下であること、(4)引張応力を生じないこと、(5)地盤の支持力が十分であることの各条件を満たすように設計される。

1つの方法として断面形を適当に仮定し、各条件を満たしているかどうか検証する方法があるが、これは合理的な方法とは言えず、通常は設計水位時の外力の作用点が堤底のmiddle-third(中央1/3)の下流端に生ずるよう断面形が定められる。middle-thirdはまた核とも呼ばれ、外力の作用点がある水平断面の核内にあればその面に引張応力は生じない。砂防ダムの場合、これは堤底面での値を検討すれば良いとされる。一方外力の作用点が堤底面内にあれば転倒しない。従ってmiddle-third内にあれば後者の条件をも満たすから、上記(1)と(4)は同時に満たされる。このようにして定められた断面を、残りの条件について検討すれば良い。

砂防ダムの築設個所が決まれば、その高さは溪床の安定勾配その他によって決まるのが普通であるから、天端厚、下流のり勾配、上流のり勾配の3要素が未知数となる。そこで上述のように外力の作用点がmiddle-thirdの下流端に生ずるよう方程式を作り、3要素のうちいずれか2つを与えると、他の要素はこの式を解くことにより求められ、断面形

が定められる。

いずれの要素を未知数とするかにより 3 種類の式が考えられるが、前述の天端厚と下流のり勾配は石礫による損傷についての条件から定められるので、これらを与えて上流のり勾配を求める方法が一般的である。1.2. で述べた赤木、蒲、尾張、THIÉRY などの各式は、すべてこれに属するものである。しかし、それらは下流のりを 2 分ないし 3 分勾配の定数とするものであり、これまで述べた点で必ずしも合理的であるとは言えない。

下流のり勾配を変数とした式は、現在までのところ提案されていない。袖部の長いダムの場合、越流しない部分が生ずるが、ここでは下流のりの損傷に対する制約がないことから上流のりを鉛直として、下流のり勾配を求める方式が存在する。

さてここで提案する方法は、先の 3 要素のうち、天端厚のみを与えて上流のりおよび下流のり勾配をそれぞれ変数として扱い、堤体積が最小になるように各値を定める方法で、これは線形計画法の考え方を応用して、最適解を図解法により求めるものである。なお上流のりや下流のりを勾配が一定の条件を満たさなくてはならないときも、そのような付帯条件をつけた解として求め得るよう考慮した。

設計に用いる外力としては堤体の自重および静水圧のほかに、a) 堆砂土圧、b) 揚圧力、c) 地震力などが考えられるが、この 3 者については砂防ダム（特に低ダム）では省略するのが普通である。すなわち、堆砂中に浸透した水の圧力とともに作用する a) は、その合力が、堆砂前に考慮する静水圧のみの場合に比べて小さいこと、また砂防ダムでは堆砂の進行が早いため、石礫の堆積によって値が小さくなる b) と、満水時に働くとき危険な c) は考慮しなくても安全性が高いことのためである。これらの外力は無視するが静水圧は水中への混入土砂を考慮して、清水の場合より割増しする。すなわちこの場合は水の単位体積重量を 1200 kgf/m^3 程度とするのが通例である。以下で提案する方法でも、外力はこのような従来の考え方と全く同一のものである。

4.2. 基本式の誘導

砂防ダム断面および静水圧の作用状態を図 4-2-1 に示す。ここでは記号を次のように定める。

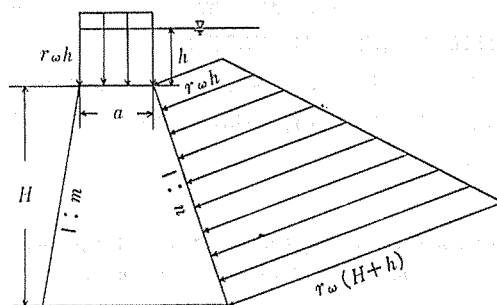


Fig. 4-2-1 A cross section of debris dam and the dimensions of acting water pressure

図 4-2-1 砂防ダム断面および水圧の作用状態

S : 堤体断面積

m, n : 堤体下流および上流のり勾配

d, u : 堤底の下流および上流端に生ずる鉛直圧縮応力

L : 外力の作用線が堤底と交わる点までの堤底上流端からの距離

一方,

H : 堤高

a : 天端厚

h : 天端から水面までの距離 (上方へ正)

μ : 堤体と地盤間の摩擦係数

γ_w : 水の単位体積重量

γ_c : 堤体の単位体積重量

P : 地盤の支持力

σ : 堤体の許容圧縮応力

(4.2.1)

これらのうち式 (4.2.1) の各設計値が与えられているとき, 4.1. で述べた事項に基づけば, 次のように問題が設定される.

すなわち, $\gamma_c/\gamma_w \equiv \gamma$, $a/H \equiv \alpha$, $h/H \equiv \beta$ と置き, β が区間 $[-1, \text{設計値}]$ で任意の値をとるとき,

条件 1) $\alpha + m + n > 0$,

$$2) \frac{1}{3} \leq \frac{L(\alpha, \beta, \gamma, m, n, H)}{(\alpha + m + n)H} \equiv \lambda \leq \frac{2}{3},$$

3) 水平方向の外力 $\leq \mu \times$ 鉛直方向の外力,

4) $\max\{d, u\} \leq P$ ($\max\{d, u\}$ は, d, u のうち他より小でないものの意味),

5) $\max\{d(1+m^2), u(1+n^2)\} \leq \sigma$,

を満たす (m, n) の中で

$$S = \frac{H^2}{2} (2\alpha + m + n),$$

を最小にするものを求めること.

ここで, 条件 1) は底面積が正あるいは両のり面が交差しないこと, 2) は外力の作用点が middle-third 内にあること, 3) は堤体が滑動しないこと, 4) は地盤の支持力が十分であること, 5) は堤体の内部応力が許容範囲にあること, のそれぞれを意味する.

{1} まず最初に条件 2) を吟味する. 一般に $\gamma_w = 1200 \text{ kgf/m}^3$, $\gamma_c = 2400 \text{ kgf/m}^3$ として $\gamma = 2$ とすることができるから, この値を用いて堤底上流端を中心とするモーメントの釣り合い条件式をつくると

$-1 \leq \beta \leq 0$ のとき

$$\lambda = \frac{1/6 (1+n^2)(1+\beta)^3 + \alpha^2 + (m+2n) \{1/3 (m+n) + \alpha\}}{(\alpha + m + n) \{n/2 (1+\beta)^2 + m + n + 2\alpha\}}, \quad (4.2.2)$$

$\beta \geq 0$ のとき

$$\lambda = \frac{\{\alpha^2/2 + \alpha n + 1/2 (1+n^2)\} \beta + \alpha^2 + (m+2n)\alpha + 1/6 \{(m+n)^2 + (m+2n)^2 + 1\}}{(\alpha + m + n) \{(\alpha + n)\beta + 2\alpha + m + 3/2 n\}}.$$

(4.2.3)

S を最小にするには $m+n$ を最小にすればよいから, $m+n=l$ として変数 m の代わりに変数 l を導入すると, 式 (4.2.2) および式 (4.2.3) は, それぞれ式 (4.2.4) および式 (4.2.5) となる.

$$\begin{aligned} & \left(\frac{1}{3}-\lambda\right)l^2 + \left\{\frac{n}{3} + \alpha(1-3\lambda) - \frac{n}{2}\lambda(1+\beta)^2\right\}l \\ & + [\alpha(n+\alpha(1-2\lambda)) + \frac{1}{6}(1+\beta)^2((1+n^2)(1+\beta) - 3n\lambda\alpha)] = 0, \end{aligned} \tag{4.2.4}$$

$$\begin{aligned} & \left(\frac{1}{3}-\lambda\right)l^2 + \left\{\alpha(1-3\lambda) + \frac{n}{2}\left(\frac{2}{3}-\lambda\right) - \lambda\beta(\alpha+n)\right\}l \\ & + \left[\frac{1}{2}\{(\alpha+n)(\alpha+n-2\alpha\lambda) + 1\}\beta + \alpha^2(1-2\lambda) + n\alpha\left(1-\frac{\lambda}{2}\right)\right. \\ & \left. + \frac{1}{6}(1+n^2)\right] = 0. \end{aligned} \tag{4.2.5}$$

上式において $\beta=j, \lambda=k$ として表わされる曲線を $\{\beta=j, \lambda=k\}$ と書くことにする.

- ① $\{\beta=-1, \lambda=1/3\}$, ② $\{\beta=-1, \lambda=2/3\}$, ③ $\{\beta=0, \lambda=1/3\}$, ④ $\{\beta=0, \lambda=2/3\}$,
⑤ $\{\beta=\text{設計値}, \lambda=1/3\}$, ⑥ $\{\beta=\text{設計値}, \lambda=2/3\}$

の6つの曲線を描いて吟味する.

①および②はそれぞれ双曲線を表わし

$$n = \frac{-\alpha^2}{l+3\alpha}, \tag{4.2.6}$$

(漸近線は $n=0$ と $l=-3\alpha$)

および

$$n = l + \frac{\alpha^2}{l+3\alpha}. \tag{4.2.7}$$

(漸近線は $n=l$ と $l=-3\alpha$)

③も双曲線を表わし

$$l = -n - 5\alpha - \frac{2\alpha^2 + 1}{n}. \tag{4.2.8}$$

(漸近線は $n=0$ と $l=-n-5\alpha$)

④は

$$(n+2\alpha)^2 - 2\left(l + \frac{3}{2}\alpha\right)^2 = \frac{3}{2}\alpha^2 - 1. \tag{4.2.9}$$

ここで

$$\alpha^2 > 2/3 \text{ ならば } \frac{(n+2\alpha)^2}{3/2\alpha^2-1} - \frac{(l+3/2\alpha)^2}{1/2(3/2\alpha^2-1)} = 1.$$

$$\alpha^2 < 2/3 \text{ ならば } \frac{(l+3/2\alpha)^2}{1/2(1-3/2\alpha^2)} - \frac{(n+2\alpha)^2}{1-3/2\alpha^2} = 1.$$

軸が座標軸に平行な双曲線

$\alpha^2 = 2/3$ ならば

$$\left(n + \sqrt{2}l + \frac{2\sqrt{2}+3}{\sqrt{2}}\alpha\right) \left(n - \sqrt{2}l + \frac{2\sqrt{2}-3}{\sqrt{2}}\alpha\right) = 0. \quad 2 \text{ 直線}$$

⑤は

$$l = \frac{3\beta+1}{2\beta-1}n + \frac{1}{2\beta-1} \left(4\alpha\beta + 5\alpha - \frac{2(3\beta+1)\alpha\beta}{2\beta-1}\right) + \frac{(\beta+2)\alpha^2 + 3\beta + 1 - 2\alpha\beta/(2\beta-1) \{4\alpha\beta + 5\alpha - 2(3\beta+1)\alpha\beta/(2\beta-1)\}}{(2\beta-1)n + 2\alpha\beta} \quad (4.2.10)$$

$\beta \neq 1/2$ ならば双曲線を表わし、漸近線は

$$n = \frac{2\alpha\beta}{1-2\beta}.$$

と

$$l = \frac{3\beta+1}{2\beta-1}n + \frac{1}{2\beta-1} \left\{4\alpha\beta + 5\alpha - \frac{2(3\beta+1)\alpha\beta}{2\beta-1}\right\}.$$

$\beta = 1/2$ ならば放物線

$$l = \frac{5}{2\alpha}n^2 + 7n + \frac{5}{2}\alpha + \frac{5}{2\alpha},$$

となる.

⑥は双曲線を表わし

$$2l^2 + \{6\alpha + 4(\alpha+n)\beta\}l + \{\alpha^2 - (2\alpha+3n)n - 3\}\beta + 2\alpha^2 - (4\alpha+n)n - 1 = 0. \quad (4.2.11)$$

漸近線は

$$l = \left(-\beta \pm \frac{\sqrt{2(2\beta+1)(\beta+1)}}{2}\right)n \pm \frac{2\alpha(\beta+1)^2}{\sqrt{2(2\beta+1)(\beta+1)}} - \frac{\alpha(2\beta+3)}{2}. \quad (\text{複号同順})$$

{2} 次に条件3) を吟味する.

水平および鉛直方向の外力をそれぞれ ΣH および ΣV とすると,

まず $-1 \leq \beta \leq 0$ のとき

$$\left. \begin{aligned} \Sigma H &= \frac{H^2 r_w}{2} (1+\beta)^2. \\ \Sigma V &= \frac{H^2 r_w}{2} \{(1+\beta)^2 n + r(2\alpha+l)\}. \end{aligned} \right\} \quad (4.2.12)$$

$r=2$ とし, また通常用いられる値として $\mu=0.75$ として条件式を導くと

$$l \geq \left(-\frac{1}{2}n + \frac{2}{3}\right)(1+\beta)^2 - 2\alpha. \quad (4.2.13)$$

次に $\beta \geq 0$ のときは

$$\left. \begin{aligned} \sum H &= \frac{H^2 r_w}{2} (1+2\beta) . \\ \sum V &= H^2 \left\{ r_w \alpha \beta + (1+2\beta) \frac{n}{2} r_w + (2\alpha+l) \frac{r_c}{2} \right\} . \end{aligned} \right\} (4.2.14)$$

同様にしてこのときの条件式は

$$l \geq (1+2\beta) \left(\frac{2}{3} - \frac{1}{2} \right) n - \alpha(2+\beta) . \quad (4.2.15)$$

これより, ⑦ $\beta = -1$, ⑧ $\beta = 0$, ⑨ $\beta =$ 設計値のそれぞれを表わす直線, すなわち

$$\textcircled{7} \quad l = -2\alpha , \quad (4.2.16)$$

$$\textcircled{8} \quad l = \frac{n}{2} - 2\alpha + \frac{2}{3} , \quad (4.2.17)$$

$$\textcircled{9} \quad l = (1+2\beta) \left(\frac{2}{3} - \frac{1}{2} n \right) - \alpha(2+\beta) , \quad (4.2.18)$$

を描いて吟味する.

以上 {1}, {2} を総合すると, 解の存在区域は曲線①と②, ③と④, ⑤と⑥のそれぞれの2曲線にはさまれた区域である.(これは4.4. で詳述する) また⑦, ⑧, ⑨の各直線の上側にある区域でもある. さらに条件1) を考慮すれば $l > -\alpha$ を満たす区域でもある. これらの条件の区域から図上で l が最小である点を見出すことにより解 (n, l) が求められる.

4.3. 計算例および断面表の作成

以上までの考察に基づいて計算例を示す.

(1) $\alpha=0.1, \beta=0.2$ の場合

①~⑨の各線が図4-3-1に描かれている. なお曲線⑤は l の値が大きいため図の区域には現れていない. 解の存在区域は斜線を施した部分(境界を含む)であり, この中から, l の最小値を見出すと, 曲線⑥の極小値であり $l=0.734, m=0.688, n=0.046$ である.

(2) $\alpha=0.3, \beta=0.6$ の場合

(1) と同様にして, 各線が図4-3-2に描かれ, 解の存在区域が示されている. l の最小値は⑥と⑨との交点で, $l=0.667,$

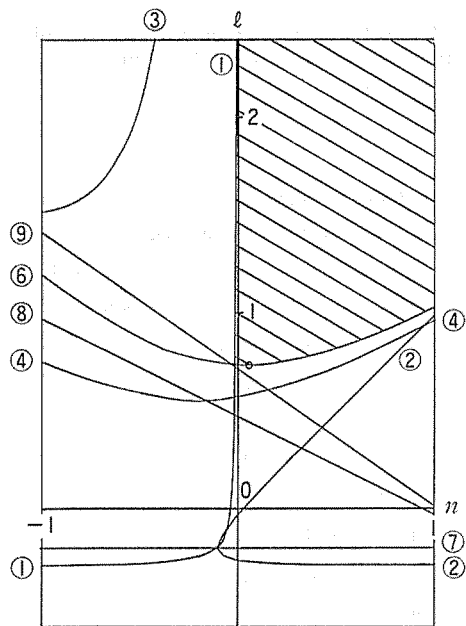


Fig. 4-3-1 In the case of $\alpha=0.1, \beta=0.2$ (The solution in marked as \circ in the solution existing area of oblique lines)

図4-3-1 $\alpha=0.1, \beta=0.2$ の場合
(斜線で示した解の存在区域より \circ 印が解)

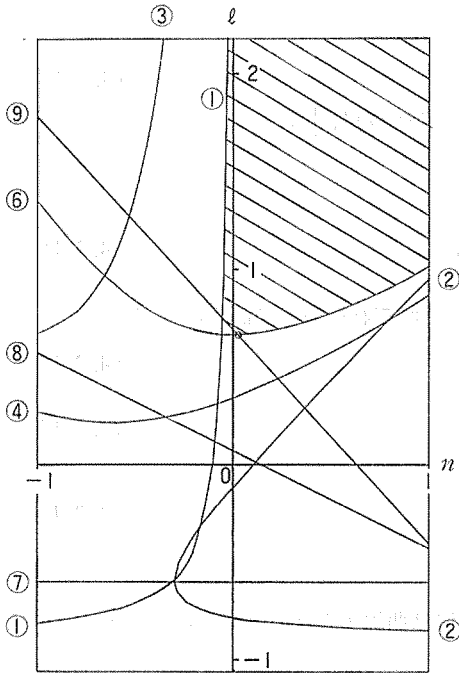


Fig. 4-3-2 In the case of $\alpha=0.3, \beta=0.6$
(The solution is marked as \circ in the solution existing area of oblique lines)

図 4-3-2 $\alpha=0.3, \beta=0.6$ の場合
(斜線で示した解の存在区域より \circ 印が解)

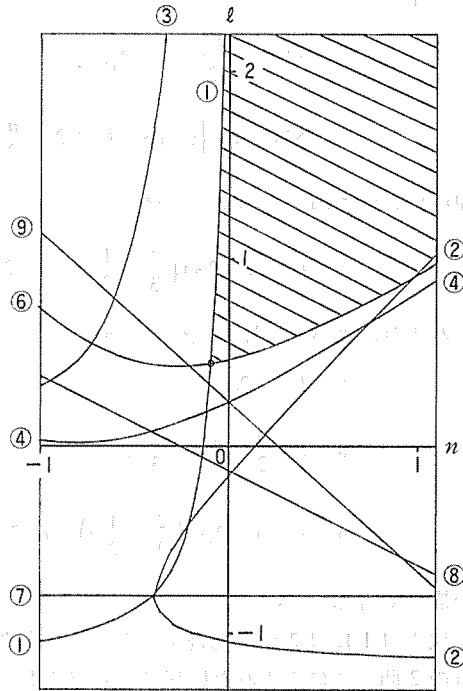


Fig. 4-3-3 In the case of $\alpha=0.4, \beta=0.4$
(The solution is marked as \circ in the solution existing area of oblique lines)

図 4-3-3 $\alpha=0.4, \beta=0.4$ の場合
(斜線で示した解の存在区域より \circ 印が解)

$m=0.648, n=0.019$ である。

(3) $\alpha=0.4, \beta=0.4$ の場合

前例と同様にして、各線が図 4-3-3 に描かれている。この場合の最小値は①と⑥との交点であり $l=0.438, m=0.536, n=-0.098$ である。ここで n が負の値であるのは上流のりが逆勾配になることを示すものである。なおこのような下流のりまたは上流のり勾配に付帯条件が存在する場合、たとえば $m \leq m_1$ (定数) のとき、これらの図上の $l-n \leq m_1$ の区域で l の最小値を見出すことにより解が得られる。

さて、以上に示した方法によって α および β が種々の設計値のときの解 (m, n) を求め、表 4-3-1 に示した。実質的に解は条件 2) と 3) により定まり

- I ⑥の極小値
- II ⑥と⑨との交点
- III ①と⑥との交点

のいずれかとして求められ、表中にはこのいずれであるかをも示した。なお表 4-3-2 には、従来の方法で計算される 2 分の下流のり勾配とした場合と、越流しない部分に用いられる上流のりを鉛直とした場合の各断面を示した。これらに比べた表 4-3-1 の断面積の減少割合を示すと表 4-3-3 となる。ここでは 1 割程度減少する場合が多い。表 4-3-1 のような緩

勾配の下流のりを用いることについては、前述した付帯条件の面よりよく吟味しなければならないが、できるだけ緩勾配とすることはこの下流側に続く水叩の長さの節約にもなる点で有利なものである。

表 4-3-1 最小断面積となる砂防ダム断面
Table 4-3-1 Measurements of sections of the minimum area of debris dam

$\alpha \backslash \beta$	0.0			0.1			0.2			0.3		
	m	n	方法	m	n	方法	m	n	方法	m	n	方法
0.1	0.576	-0.012	III	0.666	-0.010	III	0.688	0.046	I	0.666	0.131	I
0.2	0.470	-0.039	III	0.552	-0.036	III	0.624	-0.034	III	0.688	-0.032	III
0.3	0.380	-0.075	III	0.456	-0.070	III	0.522	-0.066	III	0.581	-0.064	III
0.4	0.299	-0.116	III	0.371	-0.109	III	0.433	-0.105	III	0.487	-0.101	III
0.5	0.225	-0.160	III	0.294	-0.152	III	0.353	-0.147	III	0.404	-0.142	III
0.6	0.157	-0.206	III	0.223	-0.197	III	0.279	-0.191	III	0.328	-0.185	III
0.7	0.092	-0.253	III	0.156	-0.243	III	0.210	-0.236	III	0.258	-0.230	III
0.8	0.030	-0.301	III	0.093	-0.291	III	0.146	-0.283	III	0.192	-0.276	III
0.9	-0.029	-0.349	III	0.033	-0.338	III	0.085	-0.330	III	0.130	-0.323	III
1.0	-0.086	-0.397	III	-0.025	-0.386	III	0.027	-0.377	III	0.071	-0.370	III

$\alpha \backslash \beta$	0.4			0.5			0.6			0.7		
	m	n	方法	m	n	方法	m	n	方法	m	n	方法
0.1	0.650	0.200	I	0.636	0.257	I	0.624	0.306	I	0.615	0.347	I
0.2	0.672	0.041	I	0.656	0.104	I	0.643	0.157	I	0.632	0.203	I
0.3	0.633	-0.061	III	0.662	-0.039	II	0.648	0.019	II	0.632	0.072	II
0.4	0.536	-0.098	III	0.580	-0.095	III	0.621	-0.092	II	0.610	-0.041	II
0.5	0.450	-0.138	III	0.491	-0.135	III	0.529	-0.132	III	0.563	-0.129	III
0.6	0.372	-0.181	III	0.411	-0.177	III	0.446	-0.174	III	0.478	-0.171	III
0.7	0.299	-0.225	III	0.337	-0.221	III	0.371	-0.217	III	0.401	-0.214	III
0.8	0.232	-0.271	III	0.268	-0.266	III	0.301	-0.262	III	0.330	-0.259	III
0.9	0.169	-0.317	III	0.204	-0.313	III	0.236	-0.308	III	0.265	-0.305	III
1.0	0.110	-0.364	III	0.144	-0.359	III	0.175	-0.355	III	0.203	-0.351	III

$\alpha \backslash \beta$	0.8			0.9			1.0		
	m	n	方法	m	n	方法	m	n	方法
0.1	0.607	0.384	I	0.599	0.415	I	0.593	0.443	I
0.2	0.623	0.242	I	0.609	0.282	II	0.591	0.323	II
0.3	0.615	0.121	II	0.599	0.166	II	0.584	0.207	II
0.4	0.597	0.007	II	0.584	0.051	II	0.571	0.091	II
0.5	0.574	-0.105	II	0.565	-0.062	II	0.555	-0.022	II
0.6	0.508	-0.168	III	0.535	-0.166	III	0.534	-0.134	II
0.7	0.429	-0.211	III	0.455	-0.209	III	0.479	-0.207	III
0.8	0.357	-0.256	III	0.382	-0.253	III	0.405	-0.251	III
0.9	0.291	-0.301	III	0.314	-0.298	III	0.336	-0.296	III
1.0	0.228	-0.347	III	0.251	-0.344	III	0.273	-0.341	III

表 4-3-2 従来の計算法による断面形の例

Table 4-3-2 Examples of measurements of the section by the former method

$\alpha \backslash \beta$	0.0		0.2		0.4		0.6	
	m	n	m	n	m	n	m	n
0.2	0.442	0.0	0.2	0.552	0.2	0.660	0.2	0.736
0.4	0.237	0.0	0.2	0.277	0.2	0.402	0.2	0.488
0.6	0.075	0.0	0.2	-0.037	0.2	0.116	0.2	0.219

表 4-3-3 従来の計算法に比へた本方法の断面積の減少度合(%)

Table 4-3-3 Diminution rates of sectional area compared with the type of the former method (%)

$\alpha \backslash \beta$	0.0	0.2	0.4	0.6
0.2	1.2	14	12	10
0.4	5.0	12	12	11
0.6	9.6	5.4	8.3	9.0

4.4. 諸条件の検証

【a】先の解は条件1), 2), 3)のみによって求められているが, まずここではこのような解が残る条件4)および5)を満足するかどうかを検証する.

{1} 条件4)についてこれを満たす十分条件を考察する. 堤底厚を b とし $L-b/2 \equiv e$, $P/H\gamma_c \equiv \tau$ と表わすことにする. $\max(d, u) = \frac{\sum V}{b} \left(1 + \frac{|6e|}{b} \right)$ であるから

$\max(d, u) \leq P$ は

$$\frac{\sum V}{b} \left(1 + \frac{|6e|}{b} \right) \leq P \text{ と書ける.}$$

$$\frac{|e|}{b} = \left| \lambda - \frac{1}{2} \right| \leq \frac{1}{6} \text{ であるから,}$$

$-\leq \beta \leq 0$ のとき

$$2\alpha + l + \frac{(1+\beta)^2 n}{2} \leq \tau(\alpha + l). \quad (4.4.1)$$

$\beta \geq 0$ のとき

$$2\alpha + l + \alpha\beta + (1+2\beta) \frac{n}{2} \leq \tau(\alpha + l). \quad (4.4.2)$$

のそれぞれならば, $\max(d, u) \leq P$ が成り立つ.

ところで, 地盤支持力は良く締まった砂利で $(7 \sim 10) \times 10^4 \text{ kgf/m}^2$ 程度はあるとされるから, ここでは $P = 7.2 \times 10^4 \text{ kgf/m}^2$ とし, また $\gamma_c = 2400 \text{ kgf/m}^3$ を用い, 低ダムを想定してたとえば $H = 5 \text{ m}$ を上限とすると, $\tau = 6$. これを式(4.4.1)および(4.4.2)に代入するとそれぞれ式(4.4.3)および式(4.4.4)となる.

$$l \geq \frac{(1+\beta)^2}{10} n - 0.8\alpha, \tag{4.4.3}$$

$$l \geq \frac{(\alpha+n)\beta}{5} + \frac{n}{10} - 0.8\alpha. \tag{4.4.4}$$

等号を取ったときは、それぞれ $n = 0$, $l = -0.8\alpha$ および $n = -\alpha$, $l = -0.9\alpha$ を通る直線群を表わす。

式 (4.4.3) および (4.4.4) の条件を、表 4-3-1 に適用すれば、解 (m, n) はすべてこれを満たし、従って条件 4) を満足する。

{2} 条件 5) について 4) がすでに満たされたとき、これを満足する十分条件を考察する。

いま $\max \{d, u\} = d$ としたとき

$$\max \{d, u\} (1+m^2+n^2) = d(1+m^2+n^2) \geq u(1+n^2)$$

ゆえに $\max \{d(1+m^2), u(1+n^2)\} = u(1+n^2)$ であっても

$$\max \{d, u\} (1+m^2+n^2) \geq \max \{d(1+m^2), u(1+n^2)\}$$

$\max \{d, u\} = u$ としても同様の結果を得る。

従って $\max \{d, u\} (1+m^2+n^2) \leq \sigma$ ならば

$$\max \{d(1+m^2), u(1+n^2)\} \leq \sigma$$

ゆえに $\max \{d, u\} \leq P$ が成り立つとき

$$1+m^2+n^2 \leq \frac{\sigma}{P}, \tag{4.4.5}$$

ならば $\max \{d, u\} (1+m^2+n^2) \leq \sigma$

すなわち

$$\max \{d(1+m^2), u(1+n^2)\} \leq \sigma \text{ がまた成り立つ.}$$

σ は一般に $15 \times 10^4 \text{ kgf/m}^2$ 程度は十分にあることを考慮して $\sigma/P = 2$ とするならば (4.4.5) は $m^2+n^2 \leq 1$. これは $|m| \leq 0.7$, $|n| \leq 0.7$ のとき、常に満たされる。表 4-3-1 に示された (m, n) はすべてこれを満たし、従って条件 5) を満足する。

【b】 この図解法を適用するにあたって、必要な事実を検証し、また実用的な見地から描くことを省略できる曲線があることを証明する。

{1} 解の存在区域に関連して、 β が $-1, 0$, 設計値の各値のとき、 $\lambda = 1/3$ と $\lambda = 2/3$ との曲線の間 $\lambda = k$ ($1/3 < k < 2/3$) の曲線が存在すること、すなわち解は曲線①と②、③と④、⑤と⑥の各線の間にはさまれた区域に存在することを証明する。

式 (4.2.4) および式 (4.2.5) はまた、次の式 (4.4.6) および式 (4.4.7) で表わせる。

$$\lambda = \frac{1/6 (1+n^2)(1+\beta)^2 + \alpha^2 + (l+n)(1/3 l + \alpha)}{(\alpha+l)(n/2 (1+\beta)^2 + 2\alpha+l)}, \tag{4.4.6}$$

$$\lambda = \frac{(\alpha^2/2 + \alpha n + 1/2 (1+n^2))\beta + \alpha^2 + (l+n)\alpha + 1/6 \{l^2 + (l+n)^2 + 1\}}{(\alpha+l)\{(\alpha+n)\beta + 2\alpha + l + n/2\}}. \tag{4.4.7}$$

そこで

(1) $\beta = -1$ のとき

$\lambda = k$ ならば, 式 (4.4.6) をもとに次式が成り立つ.

$$n = \frac{k(\alpha+l)(l+2\alpha) - \alpha^2}{1/3 l + \alpha} - l. \quad (4.4.8)$$

ここで $l > -\alpha$ {条件1} の書き換え} ならば $l > -2\alpha$ であり, また $1/3 l > -\alpha$ でもあるから, l が一定であるとき, n は k とともに増す. 従って $1/3 < k < 2/3$ ならば $\lambda = k$ の曲線は $\lambda = 1/3, \lambda = 2/3$ のそれぞれの曲線の間にある.

なお $\beta = -1$ で $\lambda \geq 1/3$ を表わす式 $n \geq \frac{-\alpha^2}{l+3\alpha}$ において $l > -\alpha$ の条件を適用すると $n > -\alpha/2$ となる. これより $\alpha+n > 0$ が成り立つ. これは以下で用いられる.

(2) $\beta = 0$ および $\beta = \text{設計値}$ のとき

$\lambda = k$ として式 (4.4.7) をもとに

$$k = \frac{1}{3} \left[1 + \frac{\{3(\alpha+n)^2 + 3 - 2(\alpha+n)(\alpha+l)\}\beta + n(l+5\alpha) + 2\alpha^2 + 1 + n^2}{2(\alpha+n)(\alpha+l)\beta + (\alpha+l)(2l+4\alpha+n)} \right], \quad (4.4.9)$$

ここで

$$\frac{\{3(\alpha+n)^2 + 3 - 2(\alpha+n)(\alpha+l)\}\beta + n(l+5\alpha) + 2\alpha^2 + 1 + n^2}{2(\alpha+n)(\alpha+l)\beta + (\alpha+l)(2l+4\alpha+n)} \equiv A,$$

と置くと

$1/3 \leq k \leq 2/3$ であるから $0 \leq A \leq 1$

一方 $\alpha+n > 0, \alpha+l > 0$ だから

$$2(\alpha+n)(\alpha+l)\beta + (\alpha+l)(2l+4\alpha+n) > 0.$$

従って

$$\{3(\alpha+n)^2 + 3 - 2(\alpha+n)(\alpha+l)\}\beta + n(l+5\alpha) + 2\alpha^2 + 1 + n^2 \geq 0.$$

なお

$$A = \frac{\{3(\alpha+n)^2 + 3\}\beta / (\alpha+l) - 2\beta(\alpha+n) + n\{1 + 4\alpha/(\alpha+l)\} + (2\alpha^2 + n^2 + 1)/(\alpha+l)}{2(\alpha+n)\beta + (2l+4\alpha+n)}, \quad (4.4.10)$$

とも書ける.

そこで $k = 1/3, k = 2/3$ のときの l の値をそれぞれ l_1, l_2 とすると

i) $\beta = 0$ のとき 式 (4.4.10) より

$$A = \frac{n\{1 + 4\alpha/(\alpha+l)\} + (2\alpha^2 + n^2 + 1)/(\alpha+l)}{2l + 4\alpha + n}, \quad (4.4.11)$$

と書ける. 従って $n \geq 0$ ならば l が l_2 から $+\infty$ まで増加するとき A は減少するから, k は $2/3$ から $1/3$ まで減少し続ける. $n < 0$ ならば $A=0, l_1 > l_2$ となる l_1 が存在する. l が l_2 から l_1 まで増加するとき, k は $2/3$ から $1/3$ まで減少し続ける.

よって $1/3 < k < 2/3$ ならば $\lambda = k$ の曲線は $\lambda = 1/3, \lambda = 2/3$ の曲線の間にある.

ii) $\beta = \text{設計値}$ のとき

まず $n \geq 0$ では, $A=0$ を満たす l_1 が存在するときは, l が l_2 から l_1 まで, もし存在しなければ l が l_2 から $+\infty$ までそれぞれ増加するとき, k は $2/3$ から $1/3$ まで減少し続ける.

次に $n < 0$ では式 (4.4.10) より $A=0, l_1 > l_2$ を満たす l_1 が存在する.

l が l_2 から l_1 まで増加するとき, k は $2/3$ から $1/3$ まで減少し続ける.

従って $1/3 < k < 2/3$ ならば $\lambda = k$ の曲線は $\lambda = 1/3, \lambda = 2/3$ の曲線の間にある.

{2} 図には表現されないが β が $[-1, \text{設計値}]$ の任意の値のとき $1/3 \leq \lambda \leq 2/3$ の状態にあることを証明する.

(1) $-1 \leq \beta \leq 0$ のとき

式 (4.4.6) を用いて

$$\lambda = \frac{Ax^3 + B}{Cx^2 + D}, \quad \text{ただし} \quad x = 1 + \beta \quad (4.4.12)$$

ここに

$$A = \frac{1}{6}(1+n^2) > 0, \quad B = \alpha^2 + (l+n)\left(\frac{1}{3}l + \alpha\right),$$

$$C = \frac{n}{2}(\alpha + l), \quad D = (\alpha + l)(2\alpha + l) > 0,$$

水が溜まっていないとき, すなわち空虚時は外力の作用線が堤底と必ず交わる. 従って $x = 0$ のとき $1 \geq \lambda \geq 0$ であるから $B/D > 0$. 従って $B > 0$ ($D \geq B > 0$)

次に式 (4.4.12) より

$$\frac{d\lambda}{dx} = \frac{x(ACx^3 + 3ADx - 2BC)}{(Cx^2 + D)^2}, \quad (4.4.13)$$

であるから $C \neq 0, x$ が十分に小さい正数ならば分子は $-2BC$ と同符号である.

ゆえに

$n > 0$ のとき, すなわち $C > 0$ のとき $-2BC < 0$ であるから $\frac{d\lambda}{dx} < 0$,

$n < 0$ ならば $-2BC > 0$ であるから $\frac{d\lambda}{dx} > 0$,

$n = 0$ のときすなわち $C = 0$ のとき $\frac{d\lambda}{dx} = \frac{3ADx^2}{D^2}$ となるから $\frac{d\lambda}{dx} > 0$,

従って空虚のときから水が溜まりはじめる初期には外力の作用線と堤底との交点は, 上流のり勾配が正なら上流側へ, 負はまたは 0 なら下流側へ移動する.

さて $n > 0$ では λ が x の増加につれて減少するが, このときにも $\lambda > 1/3$ を満たしていなくてはならない. 式 (4.4.6) においても $\lambda \leq 1/3$ ならば

$$\frac{1/6(1+n^2)x^3 + \alpha^2 + (l+n)(1/3l + \alpha)}{(\alpha + l)(n/2x^2 + 2\alpha + l)} \leq \frac{1}{3}.$$

ここで左辺の分母は正であるから

$$nl(2-x^2) \leq n\alpha(x^2-2) - 4\alpha n - (1+n^2)x^3 - 2\alpha^2.$$

$n > 0$ ならば $n(2-x^2) > 0$ だから

$$l \leq -\alpha - \frac{4\alpha n + (1+n^2)x^3 + 2\alpha^2}{n(2-x^2)}.$$

従って $l + \alpha < 0$ となって条件 1) に反する. また $n=0$ ならば $0 \leq -x^3 - 2\alpha^2$ となって不合理である. よって $\lambda > 1/3$ である.

一方, λ が x とともに増加するとき, $x=1$ で $\lambda \leq 2/3$ が満たされるよう決められるから, これらを総合すれば $0 \leq x \leq 1$ すなわち $-1 \leq \beta \leq 0$ で $1/3 \leq \lambda \leq 2/3$ である.

(2) $0 \leq \beta \leq$ 設計値のとき

式 (4.4.7) より

$$\lambda = \frac{A\beta + B}{C\beta + D},$$

ここに

$$A = \frac{1}{2}\alpha^2 + \alpha n + \frac{1}{2}(1+n^2),$$

$$B = \alpha^2 + (l+n)\alpha + \frac{1}{6}(l^2 + (l+n)^2 + 1),$$

$$C = (\alpha + l)(\alpha + n),$$

$$D = (\alpha + l)\left(2\alpha + l + \frac{n}{2}\right).$$

ここでは

$$\frac{d\lambda}{d\beta} = \frac{AD - CB}{(C\beta + D)^2}.$$

上式の右辺分母は定数となり β が変化しても $d\lambda/d\beta$ の正, 負, 0 の状態の変化はなく, λ は増加, 減少, 一定のいずれかである. $\beta=0$, 設計値でそれぞれ $1/3 \leq \lambda \leq 2/3$ を満たすよう決められるから, $0 \leq \beta \leq$ 設計値で $1/3 \leq \lambda \leq 2/3$ である.

{3} 実用上の見地から以下に示す曲線は図に描くことを省略できることを証明する.

(1) ③ $\{\beta=0, \lambda=1/3\}$

$-1 \leq \beta \leq 0$ のとき $\{\beta=j, \lambda=1/3\}$ を表わす式は $1+j=x$ として式 (4.2.4) より

$$l = \frac{2\alpha(3n+\alpha) + x^2\{(1+n^2)x - n\alpha\}}{n(x^2-2)}. \quad (4.4.14)$$

$j=-1$ すなわち $x=0$ のときの l を l_0 , $-1 < j \leq 0$ すなわち $0 < x \leq 1$ のときの l を l_x と書くと,

$$l_x - l_0 = \frac{x^3(1+n^2) + \alpha x^2(2n+\alpha)}{n(x^2-2)}. \quad (4.4.15)$$

考慮すべき n の範囲は $[-\alpha/2, 0)$ であるから

$l_x - l_0 > 0$ である. 解の存在区域は l_0 の下側の区域であるから l_0 の上側に存在する曲線 ③は省略できる.

(2) ④ $\{\beta = 0, \lambda = 2/3\}$

$\beta \geq 0$ のとき $\{\beta \geq 0, \lambda = 2/3\}$ を表わす式は、式 (4.2.5) より

$$2l^2 + 6\alpha l + 2\alpha^2 - (4\alpha + n)n - 1 + \{4(\alpha + n)l + \alpha^2 - (2\alpha + 3n)n - 3\}\beta = 0. \quad (4.4.16)$$

この曲線群に共有点があるための必要十分条件は

$$2l^2 + 6\alpha l + 2\alpha^2 - (4\alpha + n)n - 1 = 0, \quad (4.4.17)$$

$$4(\alpha + n)l + \alpha^2 - (2\alpha + 3n)n - 3 = 0, \quad (4.4.18)$$

を連立させる実数値 (n, l) が存在することである.

式 (4.4.17) から

$$\left(l + \frac{3}{2}\alpha\right)^2 = \frac{5}{4}\alpha^2 + \frac{4\alpha n + n^2 + 1}{2}, \quad (4.4.19)$$

式 (4.4.18) から

$$\left(l + \frac{3}{2}\alpha\right)^2 = \frac{1}{16}(3n + 5\alpha)^2 + \frac{9}{16(\alpha + n)^2} + \frac{3}{8} \frac{3n + 5\alpha}{n + \alpha}. \quad (4.4.20)$$

式 (4.4.19) および式 (4.4.20) から l を消去すれば

$$\frac{1}{4}(\alpha - n)^2 + \frac{5}{2} + \left\{\alpha + \frac{3}{2(\alpha + n)}\right\}^2 = 0. \quad (4.4.21)$$

式 (4.4.21) は、 n の実数値で満たされない。従ってこの曲線群は共有点を持たない。式 (4.4.16) の曲線群のうち同じ n の値に対する l の値が大きい方を、それが $\beta > 0$ の場合なら $l_1(n)$ 、 $\beta = 0$ の場合なら $l_2(n)$ と表わすことにすれば、 $l_1(n)$ と $l_2(n)$ は共有点を持たないから n のある値に対して $l_1(n) > l_2(n)$ ならば $l_1(n), l_2(n)$ がともに実数であるような n の範囲では常に $l_1(n) > l_2(n)$ である。そこで $n=0$ のときの $l_1(n), l_2(n)$ の値を求めると

$$l_1(0) = \frac{-(3\alpha + 2\alpha\beta) + \sqrt{5\alpha^2 + 2 + 10\alpha^2\beta + 4\alpha^2\beta^2 + 6\beta}}{2},$$

$$l_2(0) = \frac{-3\alpha + \sqrt{5\alpha^2 + 2}}{2},$$

$$2\{l_1(0) - l_2(0)\} = -2\alpha\beta + \sqrt{5\alpha^2 + 2 + 10\alpha^2\beta + 4\alpha^2\beta^2 + 6\beta} - \sqrt{5\alpha^2 + 2},$$

ここで

$$\begin{aligned} 4\alpha\beta\sqrt{5\alpha^2 + 2} &= \sqrt{80\alpha^4\beta^2 + 32\alpha^2\beta^2} < \sqrt{81\alpha^4\beta^2 + 36\alpha^2\beta^2 + 4\beta^2} \\ &= 9\alpha^2\beta + 2\beta < 10\alpha^2\beta + 6\beta, \end{aligned}$$

に注意すれば

$$\begin{aligned} 2\{l_1(0) - l_2(0)\} &> -2\alpha\beta + \sqrt{5\alpha^2 + 2 + 4\alpha\beta\sqrt{5\alpha^2 + 2 + 4\alpha^2\beta^2}} - \sqrt{5\alpha^2 + 2} \\ &= -2\alpha\beta + \sqrt{5\alpha^2 + 2} + 2\alpha\beta - \sqrt{5\alpha^2 + 2} = 0. \end{aligned}$$

ゆえに $l_1(n) > l_2(n)$

解の存在区域は曲線⑥ $\{\beta = \text{設計値}, \lambda = 2/3\}$ の上側であり、この下側にある曲線④は省

略できる.

$$(3) \quad \textcircled{7} \quad l = -2\alpha \quad \text{および} \quad \textcircled{8} \quad l = n/2 - 2\alpha + 2/3$$

条件 3) を表わす式は

$$-1 \leq \beta \leq 0 \quad \text{のとき}$$

$$l \geq \left(\frac{2}{3} - \frac{n}{2}\right)(1 + \beta)^2 - 2\alpha. \quad (4.4.22)$$

$\beta \geq 0$ のとき

$$l \geq \left(\frac{4}{3} - n - \alpha\right)\beta - 2\alpha - \frac{n}{2} + \frac{2}{3}. \quad (4.4.23)$$

式 (4.4.22) および式 (4.4.23) で示される直線群の共有点は, それぞれ $n=4/3$, $l=-2\alpha$ および $n=4/3-\alpha$, $l=-3/2\alpha$ である. 両共有点では $l > -\alpha$ の条件が満たされておらず直線の傾きは, 負あるいは 0 であるから, n が共有点の値より大きいならば同様にこの条件が満たされない.

一方 $l > -\alpha$ ならば各直線の n は共有点のいずれの値よりも小さく, 従って式 (4.4.22) および式 (4.4.23) において $(1+\beta)^2$ および β に関する項がそれぞれ正となり, β が増加するにつれて等号を取ったときの l の値は増加する. これより⑦, ⑧の直線は⑨の下側の区域にあることになるから⑦, ⑧を省略することができる.

5. 総 括

本研究では, 砂防ダムおよび, その下流に続く水叩の設計を合理化するため, 水叩面に生ずる侵食痕跡に着目し, これについて, まず現地測定によりその形状の特質を明確にし, 次に水路実験による侵食要因の考察を行い, さらに, これを数式モデルで表わし, 砂防ダム下流のり勾配, 水叩の厚さおよび長さの設計について基礎的な部面を考察し, 加えて砂防ダムの断面設計法についても新しい方法を提示した. 以下, ここで得られた事項を総括する.

1. では, 研究の目的と意義を明らかにし, 研究の手順と手法を述べ, また, 既往の研究のさまざまな問題点を明らかにし, さらに, 本論文の構成を示した.

2. では, まず, 2.1. において, 天竜川上流々域で現地調査を行った結果から, 侵食形状について考察し, 弧状を呈する侵食部分の開始点, 最深点, 終了点を, それぞれ侵食形状の特質を端的に示す値として, また以後の考察に必要な値として, これらを各地点ごとに明らかにした. また, 一部については年月の経過後に, 再測定を行い, 侵食の進行状況をこの間の水文観測資料と対照して考察し, その侵食が, 大洪水によるまれな現象でなく, 中小洪水でも起こり得る頻度の高い現象であることを示した. 次に2.2. では, 侵食の関連要因を明らかにするための水路実験を行い, まず, ダムからの石礫の落ち方の特質を, 個別落下, 集合落下の2つの場合について明らかにした. 個別落下では, 石礫は, 落下水流より下測の区域中に軌道を描き, 質量の大きい石礫は, あまり飛ばない傾向が見られ, この場合石礫の質量と落下位置には一定の関係が認められた. 集合落下では, 落下前の水流中に石礫の堆積が生じない量を投下した. ここでは, 石礫の量を変え, さらに, 大小の礫

を混合した場合や、連続して落下する場合など、さまざまな場合を比較した結果、石礫の量が多い時は、あまり飛ばずに近距離のところへ落下する傾向が若干見られたが、全般的には落下位置に大幅な変化はなく、これらはまた個別落下の場合と比較しても大差のないことが明らかとなった。さらに、水叩の模型を侵食されやすい材料のソイルコンクリートによって作製し、これに、落下位置が明らかな石礫を、同一水流で落下させ、生ずる侵食形状および侵食量を測定し考察した。侵食形状は、石礫の落下位置の頻度分布と一致し、水叩の侵食が石礫の衝突によって形成されること、さらに石礫の下流への移動や落下水のみによる侵食は、生じにくいことがそれぞれ明らかとなった。侵食量については、関連する要因として、落下石礫の個数および質量、水叩材料の圧縮強度のそれぞれを取り上げて考察した結果、石礫の落下個数および質量のそれぞれに比例し、水叩材料の圧縮強度とは負の相関関係を持つことが明らかとなった。

3. では、2. の実験結果を基礎にして次の考察をした。まず3. 1. で、侵食の開始点、最深点、終了点のそれぞれの現地測定値から、砂防ダム下流のり勾配、水叩の厚さおよび長さについて、事例的に考察した。侵食の開始点までは石礫の落下頻度が小さく、砂防ダム下流のり尻を張り出せることから、許容できる下流のり勾配について検討した結果、従来用いられている2分ないし3分の急勾配に比べて緩勾配にでき、特に、調査対象とした低ダムでこの傾向が強いことが知られた。さらに、この流域で使用されるべき具体的な値も、明らかにした。水叩の厚さは、少なくとも最深点の侵食深さ以上が必要であるという観点から考察し、大部分は従来の標準の厚さ以内であるが、床固工のように低い場合さえ標準値を越える事例もあり、必要に応じて厚くしなければならないこと、そしてその程度についても明らかにした。侵食の終了点は、越流水の落下点とほぼ一致することから、これを、必要な水叩の長さとして、従来の実用式と照合したところ、本流域では、その式の値とは異なり、全般的に短くてよく、ダムが高くなるにつれて、この傾向が強くなることを明らかにした。また、この流域で使用されるべき具体的な値も、明らかにした。次に、3. 2. では、この現象を、理論的に解析した。侵食を生ぜしめる石礫の落下、衝突に関連する諸現象に物理的モデルを適用することとして、溪流の流速式に Manning 式、石礫の掃流運搬に粒径別流砂量式を用い、石礫はダムから落体の運動の法則で落下するとし、水叩の侵食量を、衝突した石礫の運動エネルギーの損失量で表わし、これらを総合して、時間的に変化する侵食形状を計算する理論式 (3. 2. 15) を作成した。試算で決められた比例定数と、実際の流量に近似したハイドログラフとを与えて計算した結果、計算値と測定値とが同一の性状を示し、理論式の有効性が明らかになった。この結果、砂防ダム下流のり勾配や、水叩の設計の基本式としても、本式を用い得ることが明らかになった。

4. では、3. で示したように、砂防ダム下流のり勾配が、従来のように一定の急勾配でなく、築設個所の条件により可変であることに基づき、のり勾配を自由に換えられるという条件下で、ダムの最小断面形を求める方法を示し、計算例と断面表とを示した。これは、線形計画法の手法を応用して、最適解を図解によって求める方法で、従来の2分勾配に固定した断面に比べ、平均的には、1割程度その断面積が減少することが明らかになった。また、これは、下流のり勾配に制約があるときも、そのような付帯条件をつけた解としても求め得る方法である。最後に、この解法上必要な検証を付け加えた。

以上に示した研究によって、これまで明らかにされていなかった砂防ダム、特に多く造

られる低ダム，ならびに水叩の，設計上の問題の一端が解決されたものと考え。

本論文を作成するにあたり懇切な御指導と御校閲を賜った九州大学農学部熊谷才蔵元教授，竹下敬司教授，末 勝海教授，高山昌照教授に，また多方面にわたって御協力を戴いた九州大学農学部砂防工学教室および信州大学農学部砂防工学研究室の各位に，深甚なる謝意を表す。

なお本研究の計算にあたっては九州大学計算機センターを使用したことを付記する。

参 考 文 献

- 青木信三・緒方吉箕・高橋正佑 (1962): 梯形断面を有する重力堰堤の設計に関する計算図表. 新砂防 Vol. 1, No. 3: 1~5
- 芦田和男・道上正規 (1972): 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究. 土論集 206: 59~69
- 芦田和男・高橋 保・水山高久 (1975): 流路工計画に関する水理学的研究. 新砂防 Vol. 28, No. 2: 9~16
- 芦田和男・高橋 保・水山高久 (1978): 山地河川の掃流砂量に関する研究. 新砂防 Vol. 30, No. 4: 9~17
- CHOW, V. T. (1959): *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill.
- 大同淳之 (1978): 段波が構造物に作用する衝撃力—水面衝撃実験からの推定—. 砂防学会研究発表会概要集: 90~91
- 遠藤治郎 (1964): 電子計算機を用いる砂防ダム断面の決定. 新砂防 Vol. 17, No. 1: 21~24
- 伏谷伊一 (1950): 砂防堰堤の水叩保護に関する研究. 三重大農学報 1: 68~81
- 林 拙郎 (1983): 砂防ダム水叩部の洗掘現象に関する水理学的研究. 三重大農学報 66: 101~189
- 東 三郎 (1982): 低ダム群工法—土砂害予防の論理—. 北大図書刊行会, 札幌
- 平尾公一・天田高白・田畑茂清・松永正昭・市ノ瀬栄彦 (1970): 段波の衝撃圧に関する基礎的実験 (その1). 新砂防 Vol. 23, No. 1: 1~5
- 日浦啓全・大手桂二・日置象一郎 (1973): 土石流に関する研究 IV 流速および衝撃力について. 京都府大学報 25: 37~48
- 堀内照夫 (1981 a): 砂防堰堤用コンクリートの突砕き摩耗に関する実験的研究 (I). 新砂防 Vol. 33 No. 4: 10~21
- 堀内照夫 (1981 b): 砂防堰堤用コンクリートの突砕き摩耗に関する実験的研究 (II). 新砂防 Vol. 34, No. 2: 8~15
- 堀内照夫 (1982): 砂防堰堤の水通し天端を越流する石礫の挙動について. 新砂防 Vol. 34, No. 4: 1~11
- 伊吹正紀 (1955): 砂防特論. 森北出版, 東京: 90~94
- 石橋 毅・磯部明久 (1968): 石礫の流下による水路床の損傷について. 土木学会第23回年講II: 349~352
- 柿 徳市 (1941): 治水砂防工学. 土木技術社, 東京: 179~180
- 河村三郎 (1982): 土砂水理学 I. 森北出版, 東京
- 岸根卓郎 (1975): 理論・応用統計学. 養賢堂, 東京
- 熊谷才蔵 (1956): 砂防ダムの圧力線を求める図表. 九大農演報 6: 21~36
- KUMAGAI, S. (1966): Note sur le dimensionnement d'un chenal en escalier, Bull. of kyushu Univ. For., No. 39: 121~140

- LUDIN (1927): Kolkverhütung an Wehren. Zeitschrift des Vereines Deutschen Ingenieure, Band 71, 1
- MC MILLAN, C. JR (1970): Mathematical Programming—An Introduction to the Design and Application of Optimal Decision Machines—, John Wiley & Sons
- 宮崎敏孝・橋爪克次 (1974~1980): 信州大学農学部付属演習林気象データ. 信大農演報 13~18
- 水山高久 (1979): 砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点. 新砂防 Vol. 32, No. 1: 40~43
- NEVILLE, A. M. (1979): Properties of Concrete. 後藤幸正・尾坂芳夫訳 技報堂出版, 東京
- 奥田節夫・諏訪浩・奥西一夫・横山康二・小川恒一 (1981): 土石流の総合的観測 その7. 焼岳上々掘沢における観測 京大防研年報 24 B-1: 411~448
- 大手桂二 (1970): ソイルコンクリートの研究II. 京都府大農演報 14: 75~81
- 尾張安治 (1956): 実用砂防工学. 朝倉書店, 東京
- 尾張安治 (1961): 砂防堰堤の下流洗掘に関する研究. 新砂防 Vol. 14, No. 1: 23~41
- RAND, W. (1955): Flow geometry at straight drop spillways, Proc. of ASCE, Vol. 81, No. 791: 1~13
- REHBOCK, TH (1925): Die Bekämpfung der Solenauskolkung durch Zahnschwellen. Karlsruhe
- 椎貝博美 (1976): 水理実験法. 森北出版, 東京
- 鈴木 隆 (1966): 治山ダム安定についての1つの考え方. 第5回治山研究発表会論文集: 188~189
- 高橋宏治 (1969): 重力式砂防ダムの研究 (I). —DT 式副堤砂防ダムの断面について—. 岩大農報 Vol. 9 No. 3: 185~208
- 田村 潤・池谷 浩 (1969): 現場における重力式砂防堰堤断面決定に関しての一考察. 新砂防 Vol. 22, No. 2: 17~26
- 戸川隼人 (1973): 微分方程式の数値計算. オーム社, 東京
- 椿東一郎 (1974): 水理学II. 森北出版, 東京
- 矢野義男 (1976): 砂防ダム. 山海堂, 東京
- 綿引 靖 (1976): 砂防ダム水叩工の洗掘に関する研究. 信州大学修士論文
- WHITE, M. P. (1943): Discussion to "Energy loss at the base of a free overfall" by Moore, Trans. of ASCE, Vol. 108: 1361~1364

Summary

With a view to rationalize the design of debris dam and apron, the erosion caused by floods on the apron surface was treated as a significant guide to design and by way of field surveys, model experiment and theoretical analysis of the erosion, a new design method was proposed.

First of all, to clarify the characteristics of the erosion, field surveys were conducted at 114 spots of the 21 tributaries of the Upper Tenryu River Basin in 1975. These dams and aprons had been constructed about ten to thirty years ago in which the consequent erosion at the longitudinal section were generally arc-shaped, and the beginning, the deepest and the ending point of the erosion which indicate the shape directly were clarified in each spot.

After five years, one of these spots was surveyed again and the transition

of erosion was examined in contrast to the rainfall and discharge data of that period. It showed that the erosion has proceeded in the direction of depth rather than of the longitudinal length and is caused not only by great floods but also by medium and small floods, therefore erosions are frequent and significant phenomena of this basin.

Secondly, the model experiment was conducted in open channel to clarify correlated factors of erosion. This experiment was composed of the gravels falling from the crown of debris dam and the erosion apron. As for the falling position of gravels, it was confirmed that gravels fall inside of the falling nappe and as the gravel mass become greater, the horizontal arrival distance become shorter. This was considered to be related with the area of the accepting water pressure before falling of the gravel. The two types of falling, individual, and collective, made little difference on the falling position.

As for the erosion of apron, gravels were made to fall in aprons which were made of erosive soil concrete and in consequence, the surveyed shapes of erosion coincided with the distribution of afore mentioned falling position of gravels. Therefore the conclusion was that the erosion of apron is caused by the collision of gravel and is scarcely caused by collision of falling nappe or movement of the fallen gravel to downstream. The amount of erosion was proportional to both the number and the gravel mass, so it implies that the apron was eroded little by little. Conversely, it showed inverse interrelation to the compressive strength of the material of apron.

Thirdly, basing on the results of the field survey and the model experiment, following studies were conducted aiming at the rationalization of the debris dam and apron designs.

First, a case study was conducted based on the field survey data. In the upstream of the beginning point of erosion, the amount of falling gravels were so few that the downstream slope of dam is possible to be made gentler than the one actually in force (1 : 2 or 1 : 0.3) especially in low dam.

The depth of the deepest point which relates to the least required thickness of apron showed that the thickness should be thicker than the general value of 0.7 to 1 m as the case may be. Most of the depths were less than 1 m, but the depth of 1.5 m could be seen even in groundsel.

The ending point of erosion nearly coincided with the maximum arrival distance of the falling nappe, so the distance from dam to this point indicates the required length of apron. It showed that the length could be made shorter than the value obtained from the practical use formula. This tendency become more conspicuous as the height of dam increases.

Examples of definite values for this basin are: in the case of a 3 m high dam, the allowable range of downstream slope is from 1 : 0.3 to 1 : 0.6, and

the length of apron is from 2.0 to 5.0 m and for a 6 m high dam, the allowable range of downstream slope is from 1 : 0.25 to 1 : 0.4, and the length of apron is from 3.0 to 6.0 m.

Next, the theoretical analysis was conducted using physical models such as water depth and flow velocity in a given discharge, sediment discharge by grain size on the upstream of dam, falling of gravel on apron surface by laws of motion and the kinetic energy loss which relates to the amount of erosion. Then the following theoretical expression was formed to calculate the longitudinal shape of erosion.

$$\frac{\partial z}{\partial t} = A \cdot q(x, z) (H+z) \left\{ 2 - \frac{x}{H+z} \frac{\partial z}{\partial x} \right\}^2 \left\{ 1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x} \right)^2 \right\}^{-1}$$

where

t : time

A : constant

x : horizontal distance from the downstream end of the crown of debris dam to downstream

z : vertical distance from the base of the downstream slope of debris dam to downward

q : amount of falling gravel at the point (x, z)

H : height of dam from the base of the downstream slope

The results of calculation of this expression with required hydrographs, grain size distribution of stream bed and constants showed the same property of the surveyed shape, and the position of the beginning, the deepest and the ending points of erosion coincided with those of the surveyed shape, therefore it was certified that this expression is useful for designing the downstream slope of debris dam and the length and the thickness of apron.

Based on above studies, the downstream slope of dam which used to be taken as an invariable was changed to a variable and the method of determining the cross section of minimum area was established using iconography with the linear programming method. By this method, the area of the section decreases about ten percent than that of the former type in which downstream slope was fixed as 1 : 0.2.

As solutions following three cases are given.

1) The minimum value of the arbitrary section in which the acting line of the external force of the planned overflow depth is on the downstream end of the middle-third,

2) The section in which the acting line of the external force of the planned overflow depth is on the downstream end of the middle-third and the horizontal component of the external force is equal to the multiplied value of the vertical component of the external force by the coefficient of friction between

dam and ground, the section in which the acting line of the external force of the

3) The section in which the acting line of the external force of the planned overflow depth is on the downstream end of the middle-third and that of the section where no water stays is on the upstream end of the middle-third.

For example, in the case of α (the ratio of the crown width to the height of dam) = 0.2, β (the ratio of the overflow depth to the height of dam) = 0.4, the downstream and upstream slope are 1 : 0.672 and 1 : 0.041 (case 1) and the area of dam decreases approximately 14% compared with the former type in which the slopes are 1 : 0.2 and 1 : 0.660 respectively.

In the case of $\alpha=0.4$, $\beta=0.6$, the downstream and upstream slopes are 1 : 0.621 and 1 : -0.092 (case 2) and the area decreases approximately 12% compared with the former type in which the slopes are 1 : 0.2 and 1 : 0.2 and 1 : 0.488 respectively.

In the case of $\alpha=0.2$, $\beta=0.2$, the downstream and upstream slopes are 1 : 0.624 and 1 : -0.034 (case 3) and the area decreases approximately 11% compared with the former type in which the slopes are 1 : 0.2 and 1 : 0.552 respectively.

If the downstream slope is restricted by the own condition of each spot, a collateral condition should be added in this method.

By these studies, the design of debris dam and apron can be much more rationalized than before.