

砂防ダムの下流法に関する研究

堀 内 照 夫

信州大学農学部 砂防工学研究室

目 次

緒 言	
第1章 砂防ダムを越流する砂れきの挙動	4
1.1 砂防ダム水叩きの摩耗痕の分類	5
1.1.1 砂防ダム水叩きの構造	5
1.1.2 調査流域の概要	6
1.1.3 摩耗痕の測定方法	8
1.1.4 摩耗痕の分類	9
1.2 越流砂れきの落下実験	13
1.2.1 実験方法	14
1.2.2 実験の結果と考察	16
1.3 摩耗痕の解析による越流砂れきの挙動	21
1.3.1 表面流速の推定	22
1.3.2 表面流速と底流速の関係	29
1.3.3 越流砂れきの最低飛び出し速度	32
1.3.4 越流砂れきの落下経路	34
1.4 越流砂れきの水理学的考察	37
1.4.1 砂防ダムの天端上の流れ	38
1.4.2 下流端の流速分布	38
1.4.3 砂れきの飛び出し速度	42
1.5 砂れきの飛び出し実験	43
1.5.1 実験の概要	43
1.5.2 実験による理論式の検討	47
1.5.3 飛び出し速度を推定する実験式	57
第2章 砂防ダム下流面の検討	58
2.1 下流法決定法の従来からの経過	59
2.2 下流面の摩耗	62
2.2.1 実験方法	63
2.2.2 実験の結果と考察	63
2.3 下流法の決定法についての検討	66
2.3.1 飛び出し速度の推定法の検討	66
2.3.2 下流面の摩耗痕からの検討	71
2.3.3 安定性と経済性の検討	79

2.3.4 下流法の設計例	83
結 言	
謝 辞	
引用文献	

緒 言

砂防ダムを越流する砂れきが水通し天端下流端を離れるときの飛び出し速度、落下経路など越流砂れきの挙動を明らかにすることは、砂防ダムを設計する場合の第一要件である下流法を決定するためにきわめて重要である。

砂防ダムの下流法は、一般の利水用貯水ダムの下流法と異なり、洪水時に越流砂れきが直接下流面に衝突するので、下流面に損傷を与えないようにする考え方が優先されてきた。そのため、従来は越流砂れきのなかで、下流面に衝突して損傷を与える砂れきの最小粒径を30cmとし、その砂れきが動き始める限界流速を基準にして下流法を決定してきた¹⁾。

砂防ダムにおける下流面の摩耗、損壊は、そこに加わる外力と、外力を受ける構造物の材料、構造によって異なるから、下流法のあり方、決定方法は砂防ダムが空石積(石材)、練石積(石材、コンクリート)およびコンクリートダムに進展した経過のなかで、幾多の論議と変遷がなされた²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾。

重力式砂防ダムは、規模が同じであれば、下流法が緩であるほど安定であり、経済的にも優れている。一方、外力を受ける構造物の耐摩耗性に問題があれば、越流砂れきの衝突によって摩耗、損傷される弱点をもっている。

このように、砂防ダムの下流法は築設される野溪の立地条件と材料、施工法が関連し、その構造から安定性、経済性が相反する複雑な問題をかかえているので、現場への対応に苦心の多かったことは当然であった。

近年、セメント、コンクリート品質の向上、施工技術が進歩し、優れたコンクリート構造物が築設されるようになった経過をふまえて、再び砂防ダムの下流法に関する問題が論議された⁶⁾。そして、

- (i) 越流砂れきが砂防ダムの水通し天端下流端を離れるときの飛び出し速度、落下経路などの挙動を明確にする。
- (ii) 摩耗、損壊に関係する砂れきの大きさおよび衝突角の違いによる摩耗機構を解明する。
- (iii) 耐摩耗性コンクリートの施工ならびに摩耗量の限度を明らかにする。

ことが必要であると要請された⁶⁾⁷⁾。

本研究は、これらの問題を総合的に検討し、砂防ダムの下流法、前庭保護に関する設計指針を得ることを目指した。

越流砂れきの挙動に関連する漂砂、流砂の水理学的研究は古くから幾多の研究者によって考究されているが、限界流速、限界掃流力、流砂量に関する問題に集中され⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾、流砂量の把握に重点がおかれていた。その一環として、流水中における砂れきの移動速度についても報告されているが⁸⁾⁹⁾¹²⁾¹³⁾、砂防ダムの水通し天端を越流する砂れきの飛び出し速度に関する研究はおこなわれていない。そのなかで、蓮見¹⁴⁾は、個々の砂れきの落ち方について実験をおこない、基本的な落下経路を示しているが、混合砂れきが越流する砂れきの挙動については言及されていない。

砂防ダムを越流する混合砂れきの挙動を明らかにするためには、洪水流の実態を把握する

必要がある。しかし、現実的には洪水時に砂防ダムに接近することは危険であり、その機会をとらえることが困難であったから、越流砂れきの挙動に関する理論的研究や、実験的解明の進展が妨げられていたと考えられる。

一方、現在までに全国的には多数の砂防ダムが築設されている。既設の砂防ダムは、それぞれの役割を果していると同時に、重要な実験施設であるという側面をもっており、それらには貴重なデータが残されている。とくに、砂防ダムのコンクリート水叩きは築設後、幾度かの洪水に遭遇し、越流砂れきの衝突によって形成された洪水痕跡と考えられる摩耗痕を残している。

第1章では、天竜川上流流域に築設されている砂防ダムについて水叩きの摩耗痕を測定し、その摩耗痕を解析することによって洪水時における越流砂れきの落下経路、速度について考察した。

最初に、摩耗痕の形成経過を考察するため、摩耗痕の分類をおこなった。この摩耗痕を解析する条件を検討するため、混合砂れきの落下実験をおこない、その結果をもとに摩耗痕を解析した。

ついで、摩耗痕の解析によって得られた洪水時の表面流速、底流速について水理学的な考察をおこない、越流砂れきの速度を推定することを検討した。越流砂れきの速度を求めるとき、河床と運動中の砂れきの摩擦係数を与える必要がある。そこで、この摩擦係数を実験的に求めて検討するとともに、砂防ダムを越流する砂れきの速度は、下流端付近における流水の加速運動によって瞬間的に変化する過渡的現象であると考え、加速状態における越流砂れきの挙動について考察をおこなった。

これらの結果をもとに砂防ダムの下流法を決定するため、越流砂れきの飛び出し速度を推定するための実験式について検討をおこなった。

第2章では、砂防ダムの下流面について検討をおこなった。最初に、下流法の決定法について従来からの経過について述べた。

下流法が変化し、越流砂れきが下流面に衝突すると摩耗が増大する。そこで、下流法の違いによる下流面の摩耗機構について実験的に検討した。

ついで、下流法の決定法を検討するため、第1章で述べた越流砂れきの飛び出し速度を推定することの検討、砂防ダム全体のなかでの下流面の摩耗および砂防ダムの安定性、経済性からみた下流法のあり方についての検討をおこなった。

最後に、上述の条件を総合的に考察し、下流法の決定法について試案を示した。

第1章 砂防ダムを越流する砂れきの挙動

砂防ダムの下流面は、基本的には越流砂れきの衝突を考慮しなければならないから、下流法を合理的に決定するためには、洪水時における越流砂れきの飛び出し速度、落下経路などの挙動を明らかにする必要がある。しかし、洪水時における越流砂れきの挙動を直接測定することは困難である。

ところが、既設の砂防ダム・床固（以下、砂防ダムと総称する）について水通し天端、下流面、水叩きなど各部の摩耗状況を調査すると、コンクリート水叩き（以下、水叩きと呼称

する)の水衝部には過去における洪水の痕跡であると考えられる鮮明な摩耗痕が刻まれている。

この摩耗痕を解析すれば、洪水時に砂防ダムの水通し天端を越流する砂れきの挙動を推定することができると考え、水叩きの摩耗痕を測定した。

水叩きの摩耗痕は、砂防ダム築設後に発生した洪水時の越流砂れきが衝突することによって形成されたものであると考えられる。しかし、これらの摩耗痕はいつ、いかなる洪水によって形成されたものであるか不明である。そこで、その形成過程を検討し、摩耗痕を分類した。摩耗痕を解析するため、混合砂れきを越流させ、落下経路別に回収する実験をおこなって粒径別の落下分布図を作成した。この分布図と摩耗痕断面図を対比させて摩耗痕を解析した。

摩耗痕を解析することによって得られた洪水流の表面流速、底流速、下流端を離れる砂れきの最低速度と落下経路について考察をおこなった。

その結果、越流砂れきの速度は砂れきが運動する付近の流速の影響を受けることが示唆された。そこで、越流砂れきの挙動は段落水路における水理現象であると考え、特定の砂れきが、ある水理条件において越流するときの飛び出し速度を推定するため水理学的な考察をおこなった。

越流砂れきの速度を水理学的に求めるとき、河床と運動中の砂れきの摩擦係数を与える必要がある。しかしながら、運動を継続中の摩擦係数に関する知見は得られていない。そこで、定常状態と加速状態(飛び出し状態)における移動砂れきの摩擦係数を実験的に求めて検討した。その結果、摩擦係数は“みかけの摩擦係数”であってこれを特定することが困難であること、定常状態と加速状態における砂れきの挙動は相違することを考察した。

そこで、越流砂れきの飛び出し速度は、下流端付近で加速する流速の影響を受けて瞬間的に変化する過渡的現象であると考え、加速状態における越流砂れきの挙動の考察をおこなった。

以上の結果を総合的に検討し、砂防ダムの下流法を実用的に決定することを考慮し、越流砂れきの飛び出し速度を推定するための実験式について検討をおこなった。

1.1 砂防ダム水叩きの摩耗痕の分類

1.1.1 砂防ダム水叩きの構造

砂防ダムは築設する目的によって規模、構造を異にしているが、下流面に越流砂れきを衝突させないとする考え方は共通的な原則になっている。越流砂れきを下流面に衝突させないためには下流法をできるかぎり急にしなければならないが、下流法を急にすると越流砂れきが直接、砂防ダムの前庭に衝突し、砂防ダム直下部が洗掘されるので、前庭の洗掘を保護するため図1-1に示すように前庭保護工が施工されている。

この前庭保護工は砂防ダムの高さが低い場合は河床面に水叩きを施工し、高ダムでは副ダムと水叩きの組合せによる水褥工が施工されているのが通例である。水褥工では主ダム、副ダム間に越流砂れきが堆積するので、水衝部に砂れき堆の洗掘現象はみられるが、砂れきの変動が激しく定形としての洪水痕跡は保存されない。ところが、水叩きの場合は、図1-1(B)の(a)のように摩耗痕が形成され保存されている。

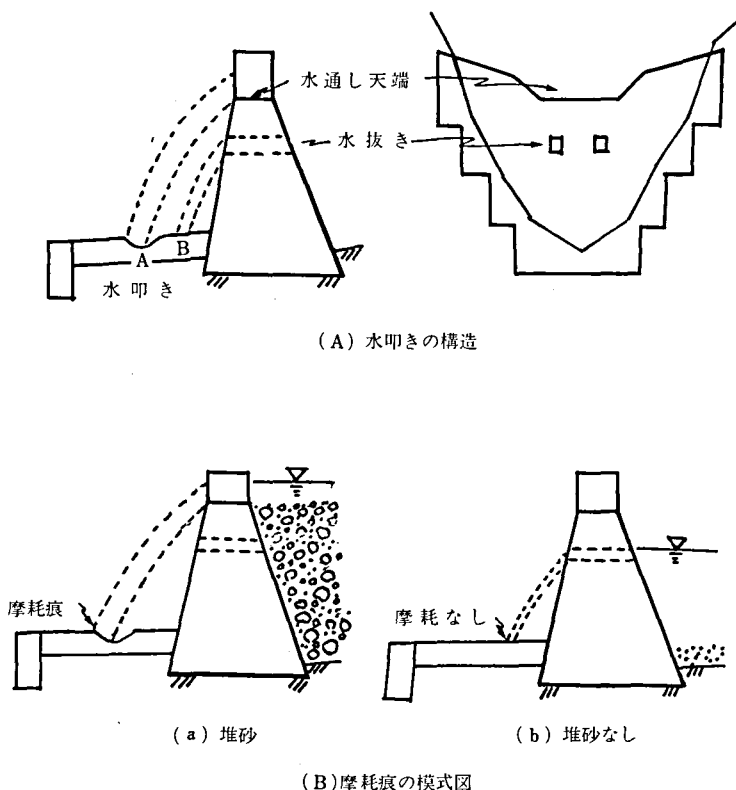


図 1-1 コンクリート砂防ダム水叩きの構造

一方、図1-1(B)の(b)のように、砂防ダム築設後、何年か経過しているのに、満砂していない場合は、砂れきを含まない流水が水抜きから放水して水叩きに落下、衝突している。しかし、水衝部の水叩きは摩耗されていない。

このことから(B)の(a)における摩耗痕は、洪水時に流送される越流水中の砂れきが水叩きのコンクリート面に衝突することによって形成されたものであると考えられる。

1.1.2 調査流域の概要

調査は図1-2に示す天竜川上流流域の諸河川に築設されている砂防ダムを対象にしておこなった。この流域は、3,000m級の高山を擁する赤石、木曾山脈に囲まれ、中央構造線をはじめとする多くの断層、破碎帯および領家変成岩類が分布する地質条件をもち、起伏に富んだ急傾斜地である地形よりなっている。そのため、多量の土砂を生産し、流出する荒廃河川が多い。

とくに、昭和36年6月には、集中豪雨によって伊那谷36災害と呼ばれる大災害を受けた。そのため、昭和36～39年にかけて災害復旧工事が進められて、大小様々の砂防ダムが築設されている。天竜川の支川、小渋川、三峯川をはじめ太田切川、片桐松川などの主要河川上流は大転石、流木類を含む多量の土砂が流出するので、大型砂防ダムが築設されている。また、伊那谷36災害の被害を受けた四徳川、百々目木川、粟沢などの中、小河川には、水叩

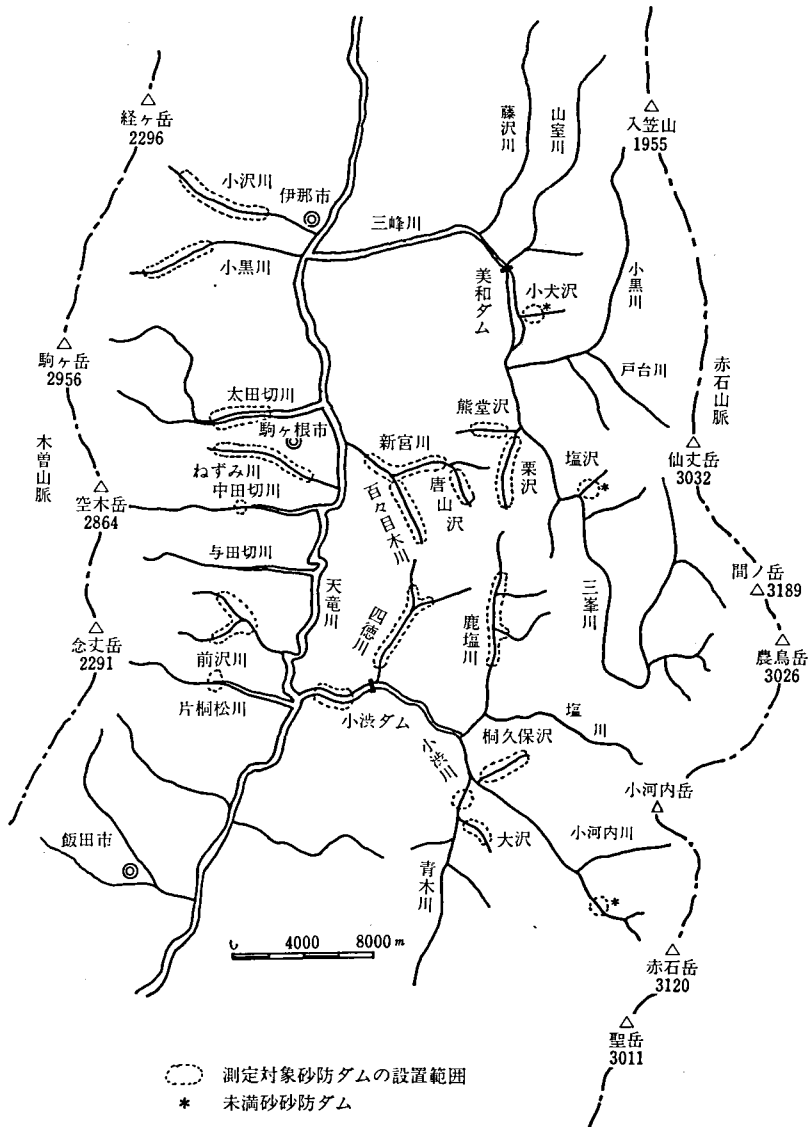


図 1-2 調査流域の概況

きをもった砂防ダムが多数築設され、築設後、15～20年を経過しており、流送砂れきを多量に含む洪水流が何度か流出している。

調査はこれらの河川を主体に、この流域のなかで水叩きをもち、摩耗痕を残している砂防ダムについて、接近可能な範囲内で選定し水叩きの摩耗痕を測定した。

図1-2のなかには、百々目木川、栗沢のように多数の低ダムが階段状に築設されているが、それらをすべて図示できないので、測定した砂防ダムが築設されている範囲を配置図として示した。図1-2のなかで、小波川上流、塩沢、小犬沢に*印を付した砂防ダムがある。これらは未満砂状態であって、水叩きに摩耗痕が形成されていないものである。

表 1-1 砂防ダムの有効高

有効高(m)	個 数 (基)
～ 1.0	27
1.1 ～ 2.0	57
2.1 ～ 3.0	30
3.1 ～ 4.0	4
4.1 ～ 5.0	1
5.1 ～ 7.0	4
計	123

河 川 別 内 訳

河 川	流域面積 (km ²)	延長 (km)	調査ダム (基)
小 洪 川	295.0	32.2	2
鹿 塩 川	90.3	16.0	3
太 田 切 川	61.5	15.8	5
新 宮 川	58.0	9.4	8
青 木 川	44.0	13.9	1
小 沢 川	40.3	12.0	6
四 徳 川	30.2	8.3	6
片 桐 松 川	28.4	13.1	1
小 黒 川	24.8	12.5	6
中 田 切 川	22.5	13.2	1
前 沢 川	15.4	8.0	3
百 々 目 木 川	15.0	6.6	29
川	7.3	9.8	8
栗 沢	7.0	5.0	27
唐 山 沢	2.8	2.7	5
大 沢	2.7	2.3	2
熊 堂 沢	2.0	2.1	4
桐 久 保 沢	1.3	2.3	6
計			123

表 1-1 に測定した砂防ダムの高さ別の個数を示した。

1.1.3 摩耗痕の測定方法

図 1-3 は、砂防ダム水叩きの摩耗痕を一般化した模式図である。

測定は、8～9月の低水時に、顕著な摩耗痕が形成されている水叩きの直上部の水通し天端に土のうを置き、平常流を分流させて空間部をつくり、水準測量によって測定をした。越流部の水叩きは、落下後の砂れきが流下してほぼ全面的に摩耗されているので、摩耗されて

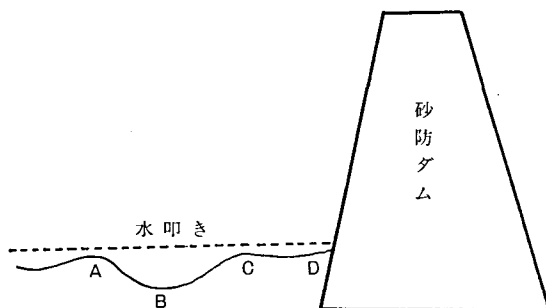


図 1-3 砂防ダム水叩きの摩耗痕模式図

いない箇所，例えば非越流部の側壁に沿った部分を測定し，これを基準にして水叩きの原型を再現させ，水準測量の結果から摩耗断面図を描き，下流法尻からの距離で最遠点A，最近点C，摩耗痕の最深点B，および法尻Dを明示した摩耗痕図を作製した。

1.1.4 摩耗痕の分類

図1-4は，摩耗痕が水叩き全面に形成されている砂防ダムの1例である。(伊那市小黑川，つばめ沢砂防ダム) 摩耗痕は平面および縦断面図で示してある。

摩耗痕は，流域面積，地況，林況に基く流況の相違および洪水流の規模，頻度によって大きさ，摩耗深，位置などが異なっている。調査した砂防ダムは築設後，15～20年を経過しているものが主体で，何回かの洪水にあっているので水叩きの摩耗痕は複雑である。そこで，摩耗痕は基本的には図1-5に示す経過で形成されたものであると想定して検討した。

水叩きの摩耗は越流砂れきの衝突による突砕き作用によって形成され，摩耗痕の大小は越流砂れきの多少に起因する¹⁵⁾¹⁶⁾と考えられる。大洪水では流量が多く，流速が大きいので河床

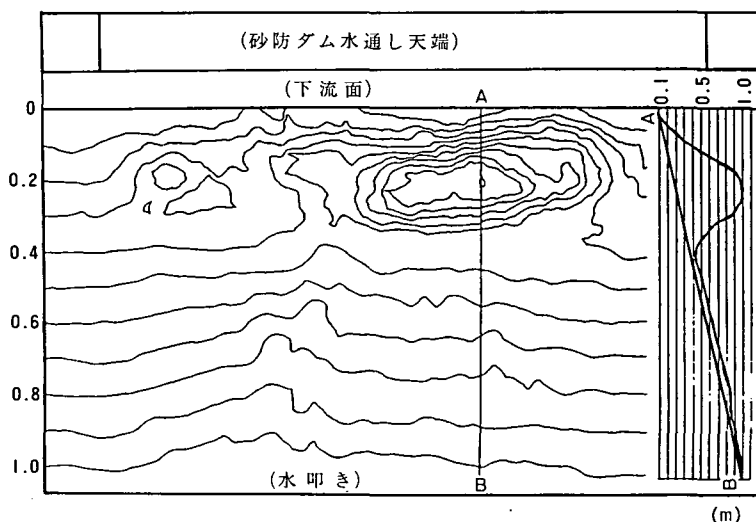


図1-4 小黑川つばめ沢砂防ダム水叩きの摩耗痕

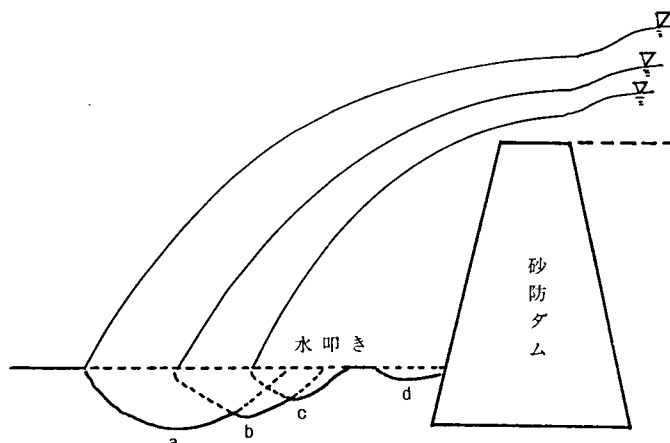


図 1-5 水叩き摩耗痕の形成経過

堆積砂れきの実情に応じて大小様々の砂れきを流送する。越流砂れきは流速に応じて砂防ダムより遠く離れた a の位置に落下し、摩耗痕(a)が形成される。

越流砂れき量が、流量に比例すると仮定すると、摩耗痕(a)を形成させた出水より規模の小さい中洪水では、流量、流速が小さいと考えられる。したがって、中洪水では a より砂防ダムに近い b の位置に (a) より小さい摩耗痕 (b) が生ずる。さらに小さい規模の小洪水では摩耗痕(c)を生じ、3箇所に摩耗痕のピークがあらわれる。ところが、a、b、c の摩耗痕を生じさせる洪水の規模が同程度であれば、摩耗痕(a)、(b)、(c)が重なり、ピークは1箇所になり、(a)、(b)あるいは(b)、(c)が重なればピークは2箇所になろう。

調査した砂防ダム 123 基のなかで、摩耗痕のピークが3箇所のものはなく、ピークが1箇所か a、b が近接して2箇所にあらわれている摩耗痕が主体であった。これらのことから、測定した摩耗痕(a)は砂防ダム築設後に発生した洪水のなかで最も大きい規模の洪水痕跡であると判定した。

一方、1年に何回か発生する小規模の出水は摩耗痕(a)、(b)、(c)を形成した洪水と比較すると、流量、流速は小さく、流出時間も短い。したがって、越流砂れき量は少なく、細粒砂れきであって法尻付近の d の位置に小規模の摩耗痕(d)を生ずると考えられる。

図 1-6 に、調査した砂防ダム水叩き摩耗痕断面図の 1 例を示した。調査した流域には、流域面積が約 300km²の大河川、30~100km²の中、小河川および 10km²以下の小溪流があり、地況、林況に起因する流況が異なっている。したがって、摩耗痕の形状、形成されている位置は流況によって相違している。

摩耗痕の形状、位置は多種多様であるが、解析可能な摩耗痕について、I、II、III、IV、V 型の 5 通りに分類することにした。図 1-7 は摩耗痕の分類を模式的に示したものである。

(i) I 型は、図 II-3 の摩耗痕断面図における最遠点 A、最深点 B、最近点 C が明瞭に残っており、最近点 C の位置が比較的法尻に近接しているタイプである。

砂防ダムは築設後小洪水による流送砂れきによって堆砂する。その後に、規模の大きい洪水があると、多量の砂れきを流送し、水叩きを摩耗させるが、その間、砂防ダム上流に新し

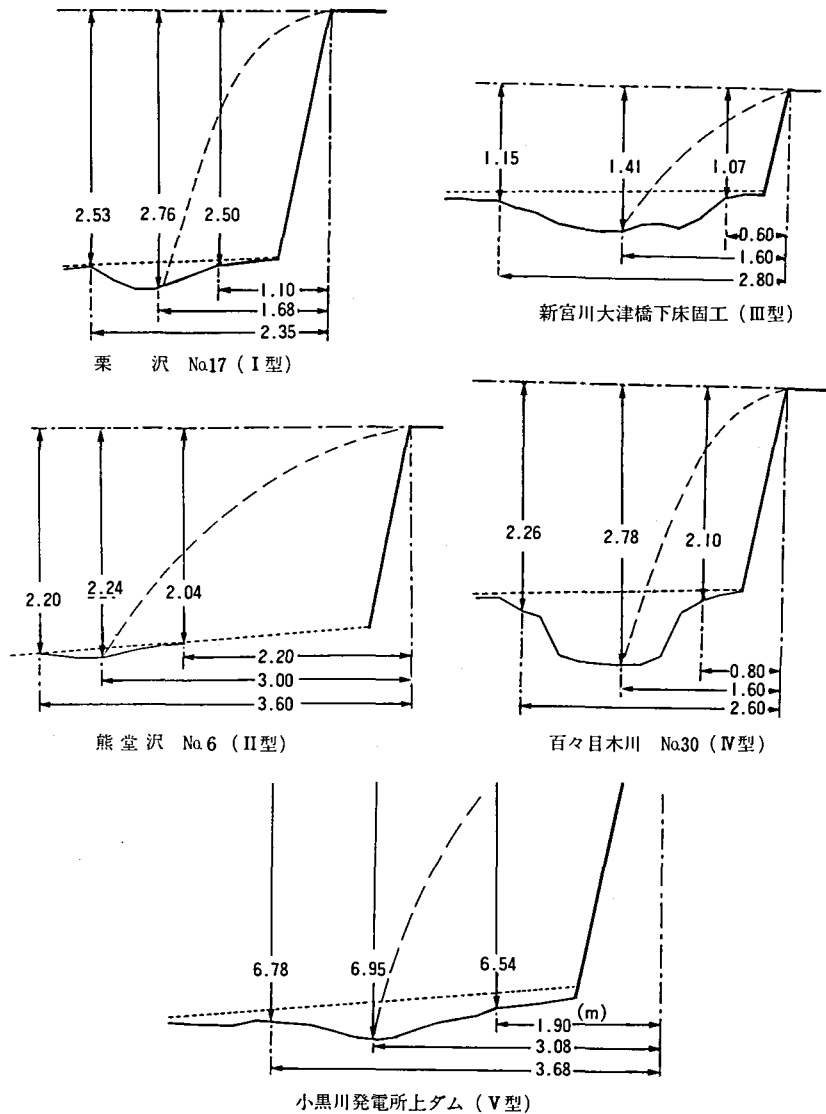


図 1-6 砂防ダム水叩きの摩耗痕実測例

い砂防ダムが築設され、流出砂れきが貯留されるか、あるいは、上流が安定して砂れきを流出しない場合がある。したがって、I型は過去1回の洪水流による越流砂れきで摩耗されたと考えられるもの、もしくは洪水回数は不明であるが過去何回かの同程度の規模の洪水で形成されたと考えられるものである。

(ii) II型は、摩耗痕の形状はI型と同様であるが、最近点Cの位置が法尻からかなり遠い位置に離れて形成されているものである。C点が遠く離れて形成されているのは、砂防ダム上流の河床勾配が急であって、洪水時の流速がかなり大きいからであると考えられる。

(iii) III型は、摩耗痕のピークが複数箇所に形成されているものである。模式図に示すよ

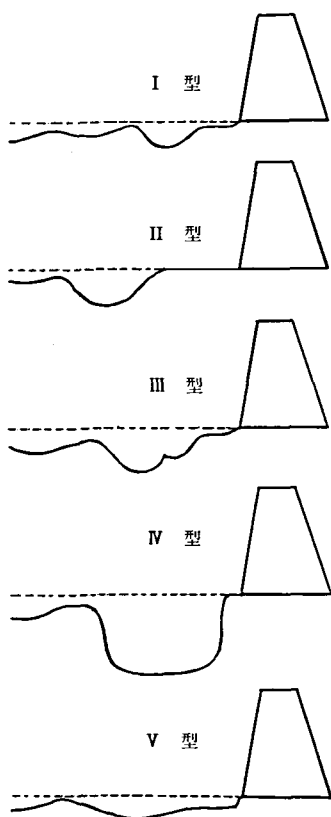


図 1-7 砂防ダム水叩きの摩耗痕
(縦断面型)

2 はタイプ別の砂防ダム数である。

表 1-2 に示した砂防ダムの摩耗痕は共通的に最遠点 A、最深点 B、最近点 C が判別できるもので、最遠点 A を基準にする摩耗痕を解析すれば、砂防ダム築設後における最大の洪水流で流送された越流砂れきの挙動を考察することができると考えられる。

摩耗痕と流況との関連性は、次のように分類される。

(i) 流域面積が大きく、河床堆積砂れきが多い河川や上流に荒廃山地を擁する野溪的河川があり、洪水時に大転石を含む多量の土砂を流出する河川では、摩耗痕は水叩き全面に大きく、深く、鮮明に形成されており、主として I 型、II 型に属するものが多い。

(ii) 急傾斜の小溪流で、築設直後の 1 回の洪水流により摩耗されたと判断されるものは II 型である。現在は、流況が安定し、土砂の流出は減少しているものである。

(iii) 流域面積が小さく、多数の砂防ダムが段階状に築設されている河川では、隣接している砂防ダムの水叩きは、ほぼ同じタイプの摩耗痕が形成されている。しかし、河川の上流部と下流部では摩耗量（摩耗痕の大きさ）が異なっている。この場合は I 型、II 型のものが多い。

(iv) 沖積低地の河川で、砂防ダムの築設年度がかなり古く、コンクリートの耐摩耗性が劣っている場合は、IV 型があらわれている。摩耗状況は激しいが、これは流況による流出土

うに 2 箇所に摩耗痕のピークが存在する形が多かった。法尻に近い摩耗痕は中洪水によって形成されたものであり、大洪水による摩耗痕はそれより遠方に深く、大きく形成されており、規模の異なる 2 回の洪水で形成されたと推定される。

洪水の規模が異なると、洪水流速、越流砂れきの量が異なることを示唆しており、一般の考え方と矛盾しない。

(iv) IV 型は、摩耗痕が著しく大きく、底面が平坦であって、最深点 B の位置が不鮮明のものである。このタイプは、築設年度の古い砂防ダムの水叩きに多い。過去何回かの洪水流によって形成され、コンクリートの耐摩耗性が劣っているため、III 型にみられるように、洪水の回数を示すと考えられる顕著な摩耗の痕跡を残すことができず、一様に摩耗されたと推定されるものである。

(v) V 型は、築設後、何年か満砂しないで水抜きから流出する砂れきによって摩耗が進んだものと、流送土砂は細粒が主体となる河川で、水叩きは法尻から一様に摩耗されていると推定されるものである。

以上 5 通りに分類されたが総体的には I、II、III 型が主体であり、IV、V 型は少なかった。表 1-2

表 1-2 摩耗痕の分類

河 川	型	I	II	III	IV	V	計
小 洪 川		1	—	—	1	—	2
鹿 塩 川		2	—	1	—	—	3
太 田 切 川		5	—	—	—	—	5
新 宮 川		1	—	7	—	—	8
青 木 川		1	—	—	—	—	1
小 沢 川		4	—	2	—	—	6
四 徳 川		1	—	3	2	—	6
片 桐 松 川		1	—	—	—	—	1
小 黒 川		3	—	—	—	3	6
中 田 切 川		—	—	1	—	—	1
前 沢 川		2	—	—	—	1	3
百 々 目 木 川		16	—	8	2	3	29
嵐 川		6	1	1	—	—	8
粟 沢		15	—	5	1	6	27
唐 山 沢		1	1	3	—	—	5
大 沢		—	—	2	—	—	2
熊 堂 沢		2	2	—	—	—	4
桐 久 保 沢		1	—	5	—	—	6
計		62	4	38	6	13	123

注) 測定した砂防ダムの数

砂の大きさというよりコンクリートの材質に起因していると推定される。

(v) 山間地域の中小河川で流送砂れきが粘土を含む細粒土砂である場合と、築設後、何年か満砂しない砂防ダムで、満砂するまでの間、水抜きからの流出土砂がある場合はV型があらわれている。後者の場合は、これに、I、II型が重なってIII型になっているものがある。

以上、摩耗痕を分類、整理し、その形成過程を考察した結果、摩耗痕の最遠点A、最深点B、最近点Cの形成は、洪水時における越流砂れきの落下経路と深い関係があると予想されるので、以下実験によって検討をすることにした。

1.2 越流砂れきの落下実験

洪水時に流送砂れきが砂防ダムの水通し天端を越流するときの挙動を直接測定することは困難である。そこで、既設砂防ダムの現場において、その水通し天端を利用し、混合砂れきを流下させて落下分布を測定した。この落下分布形をもとに、前節で述べた水叩きの摩耗痕

に、①、②、③、④に区画した鋼製の枠籠を固定した。枠籠にはビニール製厚手の網を張りつけ細粒砂れきが流失するのを防止した。

枠籠の先端①は越流水脈の表層部を流下する砂れき、②は尖頭流、③は主流の水脈中を落下する砂れきを捕捉するように枠板を調節して区分した。④は越流水脈の裏側から離れて内側に落下するものを回収した。

砂岩、粘板岩の扁平状のれきは移動を開始するまでに時間がかかるものがあるが、水路床に置いた砂れきが全て流下するように、混合砂れきの最大粒径は 100mm 程度のものとした。

(2) 実験材料

小黒川の河床堆積砂れき（花崗岩、砂岩、粘板岩）をコンクリート骨材用のふるい（25, 40, 60, 80, 100mm）を使用して、5 粒径階にふるい分け、各の粒径階より所定のものを計量して 25kg の単一粒径階、混合砂れきとした。実験に使用した混合砂れきの性質は表 1-3 に示す。

表 1-3 混合砂れきの区分

記 号	粒径区分 (mm)	砂れきの量 (kg)
①	砂 (~ 25)	25
②	単一砂れき (25 ~ 40)	25 (1 粒径階)
③	単一砂れき (40 ~ 100)	25 (3 粒径階)
④	混合砂れき (~ 100)	25 (5 粒径階)

(3) 実験方法

実験水路の下流端より 1.4m の上流側水路床に所定量の混合砂れきを置き、流水開始の水位は 30cm になるように排水路のせきで調節した。流量調節後、実験水路のせきを引き上げることによって尖頭流（段波的な流れ）を発生させ、混合砂れきを流下させた。定常流の流水諸元は表 1-4 とおりである。

表 1-4 実験水路の定常流の諸元

位 置	下流端より 1.4 m 上流	下 流 端
諸 元		
水 深 (cm)	14.1	11.5
流 速 (m/sec)	1.32	1.63
流 量 (ℓ/sec)	75	

通水による混合砂れきの流動状況を観察すると次のようである。

- (i) せきを引上げると、流水の先端は積み上げた混合砂れきを乗り越えて流下し、このとき、混合砂れきの表面にある細粒径のものは一部単体で流送される。

(ii) その直後に、尖頭流によって混合砂れきは水路方向に拡散され、ほぼ集団的に流下する。

(iii) その後、取り残された砂れきは定常流である後続流によって流送される。流水中の砂れきは、水路の下流端を離れる段階で“吸い込まれる”ように加速され、分散して落下する。

(iv) 越流した混合砂れきは落下点に設置されている杵箒に落ち込み捕捉される。

杵箒内の砂れきを回収し、さきを使用したふるいを用いて5粒径階にふるい分け計量した。

1.2.2 実験の結果と考察

混合砂れきの流下状況は、ほぼ集団的に流下する場合も、拡散して単体で流下する場合も、砂れきは滑動、転動して移動する。流送砂れきは下流端付近に達すると、加速されて下流端から離れる。これは、砂防ダム下流端における流れの“すい込み”現象によるものと考えられる。

(1) 混合砂れきの落下経路

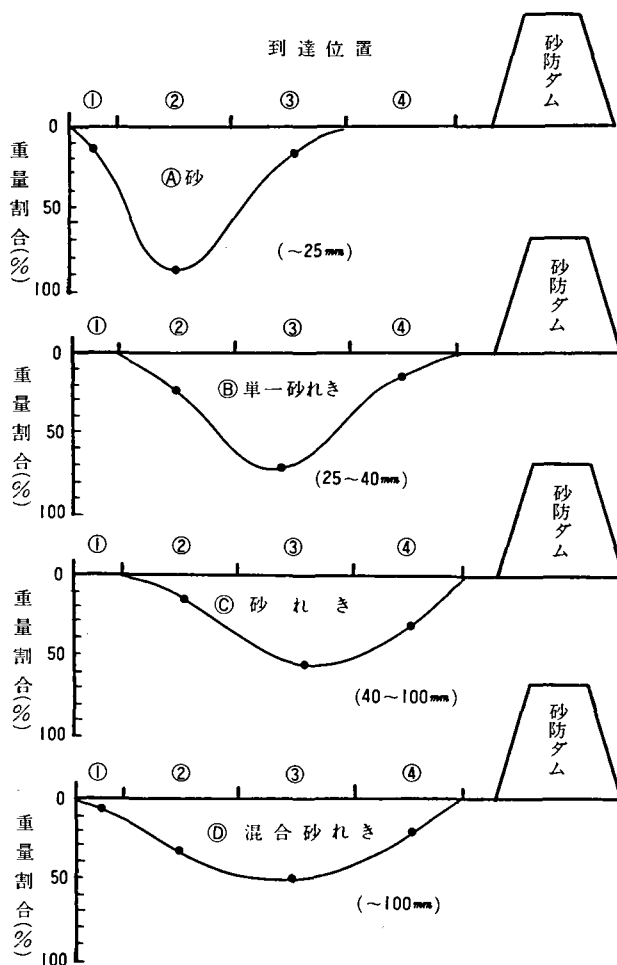


図 1-9 水通し天端を越流する砂れきの落下到達分布

越流砂れきの落下分布図は図1-9に示す。枠簞内の砂れきについて、送流砂れき総重量に対する重量割合を求め、砂防ダムの水叩き上に枠簞①、②、③、④の中央位置にプロットした。つまり、図1-9は横方向に越流砂れきが落下、到達した距離をとり、縦方向に重量割合を示し、それぞれの到達位置における重量割合をプロットし、各の点を連続させて落下分布図としたものである。

砂れきの落下分布は、粒径の大きさによって、表1-3に示す小粒径④のものはダムより離れた地点、主として①、②に、大粒径③、④のものはダムに近い地点、主として③、④に落下している。これは、小粒径のものは越流水脈の表層部に沿って落下し、粒径が大きくな

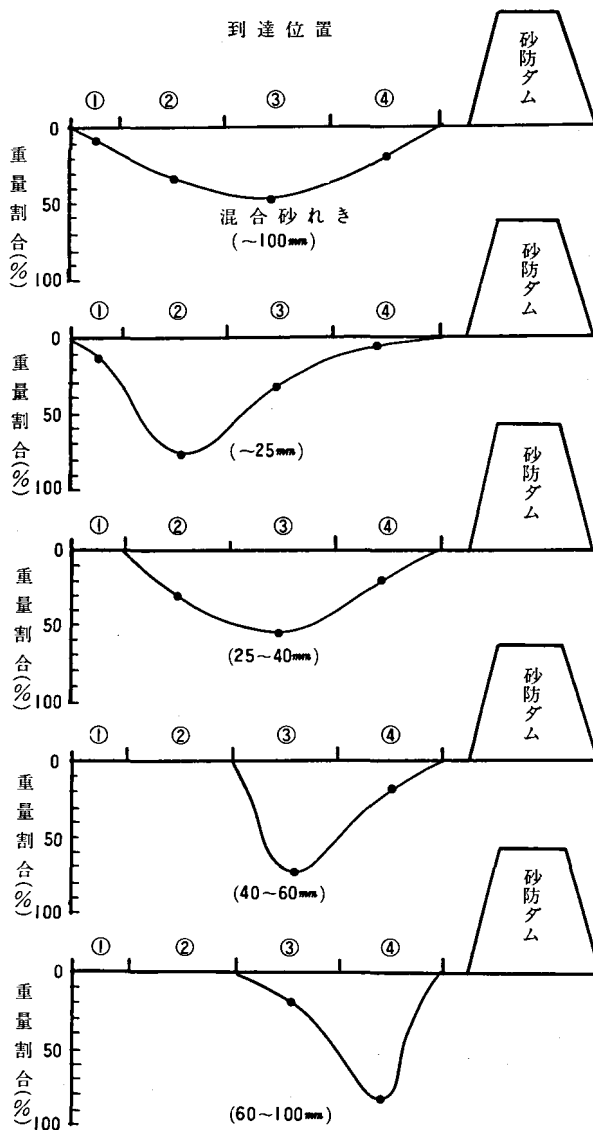


図1-10 水通し天端を越流する混合砂れきの粒径別落下到達分布

ると水脈から離れてダムに近い内側に落下するものが増えることを示している。すなわち、砂れきは流水中で浮流状態か、流れの底層部を転動、滑動する掃流状態で移動するかの相違によって落下距離に差が生ずるものである。

混合砂れき⑩の場合は正規分布形を示し、④、③、②を合わせたものの分布形と一致している。そして、裏側水脈に沿って落下するものの到達位置である杵箆③に分布のピークがあらわれている。このピークは多くの砂れきが裏側水脈近くを集中的に落下することを示している。

図1-10は混合砂れきを流下させた場合に、同一の杵箆内に落下した砂れきをふるい分け、砂防ダム水叩き上の横方向に越流砂れきの落下到達位置をとり、縦方向に粒径別重量割合を求めて示し、各の点を連続させ、同一粒径ごとに落下分布図として示したものである。つまり、混合砂れきが集団的に越流し、落下した場合、各粒径階のものが各到達位置にどのように落下しているかを個別の分布形として示したものである。

図1-9と図1-10を対比してみると、混合砂れきを流下させた場合も、単一粒径階のものを単独で流下させた場合と同様に、小粒径のものはダムより離れた地点①、②に、大粒径のものはダムに近い地点③、④に落下しており、落下分布形は単一粒径の落下分布形と類似している。このことは、混合砂れきが流下する場合においても単一粒径階のものが越流する場合と同じような経路を落下することを示している。大小様々の混合砂れきが越流する場合、越流過程でふるい分け作用が働くものと考えられる。

(2) 単体と混合砂れきの落下経路

蓮見¹⁴⁾は、砂れき1個ずつを使用し、砂れきが水通し天端下流端を離れて落下するときの経路について実験をおこなっている。その結果を要約して示したものが図1-11である。

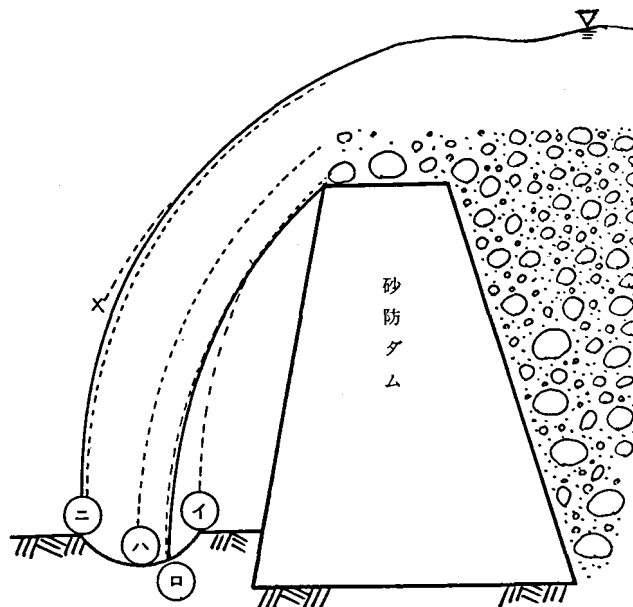


図 1-11 砂れき(単体)の落下経路(蓮見)

④の落ち方は、裏側水脈から離れて内側に落下するもので、混合砂れきを流下させた実験の杵箆④に落下するものに相当する。

②の落ち方は、裏側水脈に沿って落下するもので、杵箆③に相当する。

①の落ち方は、水脈中を落下するもので、杵箆②に相当する。

③の落ち方は、表側水脈の表面に沿って落下するもので、杵箆の①に相当する。

②、③の中には複雑な落下経路をたどるものがあるが、総括すれば越流砂れきの落下経路は4つの基本形のいずれかに属することになる。

混合砂れきの越流状況は前項の実験について述べたように、下流端付近を流下する過程でふるい分け作用が働き、粒径に対応する速度で越流し、その速度に応じた落下経路をとると考えられる。

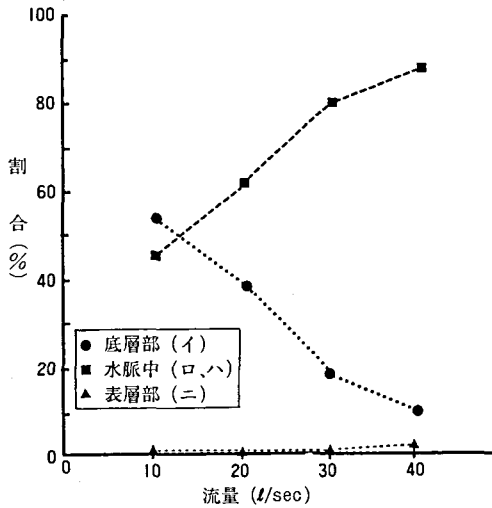
そこで、砂れきが単体で流下する場合と、混合砂れきが流下する場合の落下経路を比較するため、蓮見の実験データを使用し図1-12に示した。

図1-12(A)は蓮見の測定値である。粒径階別に区分した同一の砂れきを用い、流量を変化させて流下させた場合の流量を横軸にとり、落下経路別の落下個数割合を求め、縦軸に示したものである。

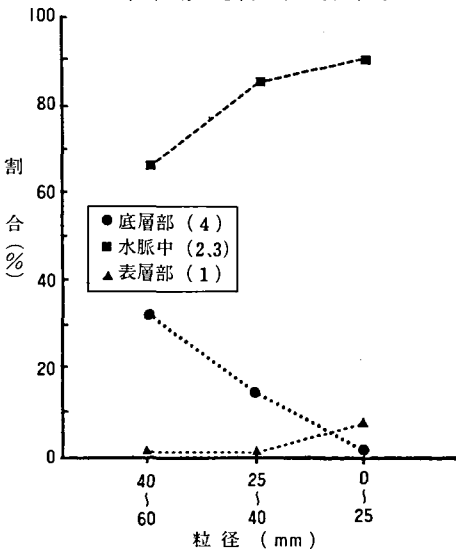
図1-12(B)は混合砂れきを流下させたさきの実験結果である。流量を一定とし、砂れきの粒径(粒径階に区分したもの)を変えて流下させた場合の落下経路別の重量割合を求め、横軸に粒径階、縦軸に落下経路別の重量割合をとって示したものである。

越流砂れきが砂防ダムの水通し天端を流下するときの粒径別の落下経路は、流量(流速)と粒径が関係する。前述のように図1-12(A)、(B)は実験の条件が異なるが、流量の変化に対する越流砂れきの粒径別、落下経路別の割合を推定する面からみると、両者の実験結果は同じ内容を示すものとみなしてよいと考えられ、図1-12(A)、(B)を比較する。

(i) 粒径が大きい、あるいは流量が少ない場合には裏側水脈から離れて内側に落下する、①あるいは④の落ち方をする砂れきが多く、表層部に沿っ



(A) 砂れき(単体)の場合(蓮見の実験)



(B) 混合砂れきの場合(筆者の実験)

図 1-12 砂れき(単体)と混合砂れきの落下経路の比較

て落下する、㊸あるいは①の落ち方をするものは少ない。

(ii) 粒径が小さい、あるいは流量が多い場合は、裏側水脈から離れて落下する砂れきが少なく、水脈中を落下する、㊸、㊹あるいは②、③の落ち方をする砂れきが増大し、表層部に沿って落下するものが多くなる傾向を示している。

(iii) 粒径が小さくなるに従って、あるいは流量が増大すると、表層部を落下する砂れきが増加する割合よりも、裏側水脈にそって落下するものおよび水脈中を流下する砂れきの割合が増加している。つまり、流量が増大すると、それまで底層部を流下し、落下途中で水脈から離れて落下していた砂れきが底層部に沿って水脈中を流下するようになる。一方、表層部を浮流するものはそれ程増加しない。このことは、流量が増大すると多くの砂れきが底層部に沿って水脈中を集中的に流下することを示している。

以上の考察から、砂れきが混合状態で越流する場合は、単体が越流する場合と同様に粒径に応じた落下経路を流下するといえよう。したがって、洪水流中の砂れきが砂防ダムを越流するときは、単体としての挙動について取扱うことへの妥当性が得られた。

(3) 越流水脈に含まれて流下する砂れき

混合砂れきの越流実験で、水脈の表面付近を流下するもの、水脈中を流下するもの、裏側水脈から離れて流下するものに大別し、それぞれの重量割合を求めたものを表1-5に示した。

いま、粒径加積曲線において、ふるいの網目の大きさを d 、通過百分率を p 、各のふるい

表1-5 落下経路別の砂れきの割合

粒径 (mm) 落下経路	~25	~100	25~40	25~100	40~60	図1-8の 位置
水脈の表面付近を 落下する砂れき	9.5 (3.4)	1.6	0	0.7	0.3	①
水脈に含まれて落 下する砂れき	90.5 (94.8)	77.7	85.1	76.5	67.2	②、③
水脈から離れて落 下する砂れき	0 (1.8)	20.7	14.9	22.8	32.5	④
計	100 (100)	100	100	100	100	

注) () は混合砂れき中の細粒子の落下経路を示す。

の残留率を Δp とすると、

$$d_m = \frac{\sum_{p=0}^{p=100} d \Delta p}{\sum_{p=0}^{p=100} \Delta p}$$

として平均粒径 d_m は求められる。越流実験で使用した混合砂れきの平均粒径は 52mm であった。また、越流実験における定常流の流速は下流端付近で 1.48m/sec であった。そこで、沈降速度が 1.48m/sec である砂れきの粒径を求めると、

鶴見式¹⁷⁾ : 41mm

筆者の実験式¹⁸⁾ : 57mm

であって、平均的にはほぼ 50mm 程度であると推定される。

掃流状態で河床近傍を移動している砂れきは、流速が砂れきの沈降速度と同程度になると、乱れによって上方に拡散され、浮流状態になる機会が多くなるといわれている⁹⁾。

流水中の砂れきの移動は浮流と掃流に大別されるが、ここでいう砂れきの拡散による浮流は、掃流状態の河床からの跳躍が活発になり、あたかも浮流の状態になるときのことを言っている。したがって、微細な粒子が水中に浮遊しているものとは区別される。井口¹⁴⁾はこのことを“砂れきが流水につかまる”と表現している。

混合砂れきの越流実験の結果を、この知見に従って考察すると、平均粒径以下の砂れきは流送されやすい状態になり、流水につかまって水脈中を越流することになると推定される。

表 1-5 の測定値をみると、水脈中を流下した砂れきは流送砂れきの 77.7 % であり、そのときの最大粒径は 65mm であって、平均粒径 52mm と比較すると過大な値を示している。しかし、本実験の場合、比較的粒径の大きいものが流動しやすい状態であったことを考慮すると、平均粒径より小さい砂れきは流水につかまって水脈中を流下すると考えられる。

1.3 摩耗痕の解析による越流砂れきの挙動

既設砂防ダムの水叩きに残されている摩耗痕は、縦断的に多様に分類されたが、これらは、流域面積の大小、洪水の頻度、流況および越流砂れきの量、形質を反映している。

そして、特に、法尻から離れた位置に刻みこまれている摩耗痕はそれぞれの河川で、過去の洪水時に砂防ダムを越流した洪水流速、砂れきの飛び出し速度および越流砂れきの量をあらわしていると考えられる。

一方、水叩き摩耗痕の断面形をみると、現場実験における混合砂れきの落下分布形に類似している。

コンクリートの摩耗は衝突する砂れきの大小に関係なく総重量に比例することが実験的に確認されている¹⁶⁾。このことから、水叩きの摩耗痕は特定の大きさの砂れきが衝突して摩耗されたというものでなく、大小様々の粒径組成をもつ流送（混合）砂れきの衝突によって形成されたものであると考えられる。

したがって、摩耗痕の断面積の大きさは越流砂れきの重量割合を示すと考えられ、混合砂れきの落下経路を示す図 1-9、図 1-10 の落下分布図は摩耗痕を解析するうえに重要な手がかりになると考えられる。

現場実験の結果、

- (i) 小粒径の砂れきは表側水脈の表層部を浮流状態で流下する。
- (ii) 大粒径の砂れきは裏側水脈から離れて内側に落下する。
- (iii) 多くの砂れきは裏側水脈に沿って底層部を越流する。
- (iv) 越流砂れきの粒度特性を平均粒径で代表させると、平均粒径より小さい砂れきは水脈中を越流し、これより大きいものは裏側水脈から離れて落下する傾向を示した。

これらのことは、洪水時における越流砂れきの挙動にもあてはめて考えられよう。そうすると、洪水時における越流砂れきも、粒径によってかなり規則的な落ち方をしていることが推察される。

しかし、厳密にみると、実験と洪水時の流れや、流送砂れきの構成は異なっている。水叩きの摩耗痕は、その流域の支配的な洪水によって形成されることを条件として、洪水流の挙動解析と、摩耗痕よりの解析との比較、検討をおこなった。

1.3.1 表面流速の推定

(1) 推定の方法

図1-13は越流砂れきの挙動解析図である。水脈 F_0 は表面流の、水脈 F_s は底流水の落水水脈とし、水脈 F_c は洪水時に砂防ダムを越流する砂れきの最低速度で飛び出すものの落下軌跡とする。

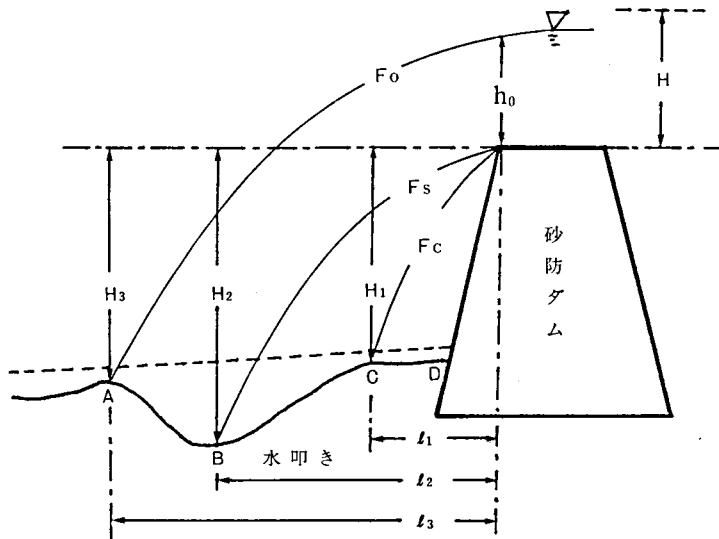


図 1-13 越流砂れきの挙動解析図

図1-13において、最遠点Aの摩耗痕は、洪水時に細粒土砂が浮流状態で越流し、 F_0 の表層部に沿って流下した砂れきが衝突して摩耗されたものであると考えられる。したがって、その最遠点Aまでの距離(l_3)と落下高(H_3)から計算される流速は細粒砂れきを含む洪水流の表層部の流速であると考えられ、表面流速と呼称し V_0 とする。

H は越流する前の定常状態の水位であり、流水の運動および圧力のエネルギーの和で全水頭といわれるものである。 h_0 は越流水深で流水が自由落下する直前の水深である。圧力エネルギーが運動のエネルギーに変化したため H より小さくなる。

H と h_0 と表面流速 V_0 との関係は、

$$V_0 = \sqrt{2g(H - h_0)} \quad (1)$$

であらわされる。 g は重力の加速度である。

岩崎らの実験⁽¹⁴⁾⁽¹⁹⁾⁽²⁰⁾により、 $h_0 = 0.475H$ が求められているので、これを代入すると、

$$h_0 = \frac{19}{21} \frac{V_0^2}{2g} \quad (2)$$

の関係が得られる。

一方、図1-13の水脈 F_0 が下流端から離れるときは、厳密には水平ではないが、近似的に水平方向に飛び出すと考えると、落体の法則から、

$$\ell_3 = \sqrt{\frac{2(H_3 + h_0)V_0^2}{g}} \quad (3)$$

が得られる。ここで ℓ_3 、 H_3 は図1-13に示す水叩き最遠点 A までの到達距離と落下高である。(3)式を変形し、

$$h_0 = \frac{\ell_3^2 g}{2V_0^2} - H_3 \quad (4)$$

とし、(2)式と(4)式から、

$$\frac{19}{21} \frac{1}{2g} V_0^4 + H_3 V_0^2 - \frac{\ell_3^2 g}{2} = 0 \quad (5)$$

が得られる。(5)式を解いて、

$$V_0 = \sqrt{\frac{-H_3 + \sqrt{H_3^2 + (19/21)\ell_3^2}}{\frac{19}{21g}}} \quad (6)$$

が導かれる²¹⁾。

調査した各砂防ダム水叩きの摩耗痕図から H_3 、 ℓ_3 を読みとり、(6)式に与えて表面流速 (V_0) を求めた。その結果は別表1-1に示した。

図1-14は別表中の表面流速について、流域面積の大きい順に河川別の平均的な値とその分布を示したものである。表面流速は流域の大小、流況の相違および砂防ダムの構造、配置などの条件が異なるので、各の砂防ダムを越流する流速が相違するのは当然であるが、表1-1と図1-14にみると、

- (i) 表面流速は流域面積に比例して大きくなる傾向を示すものとして、小渋川、太田切川、新宮川が挙げられる。
- (ii) 流域面積は小さいが河床勾配が急であると、表面流速が大きくなる流域として熊堂沢、唐山沢、桐久保沢がある。
- (iii) 同一河川で隣接する砂防ダムにおいて、砂防ダムの規模、配置によって越流する表面流速は異なる場合が小黒川、四徳川、百々目木川、粟沢川で認められた。

(2) Manning 式による平均流速との比較

平均流速公式から求める流速と水叩きの摩耗痕から求めた表面流速との比較をおこなった。Manning 式は次のとおりである。

$$V_m = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

V_m : Manning 式で求める平均流速

n : 粗度係数

R : 径深

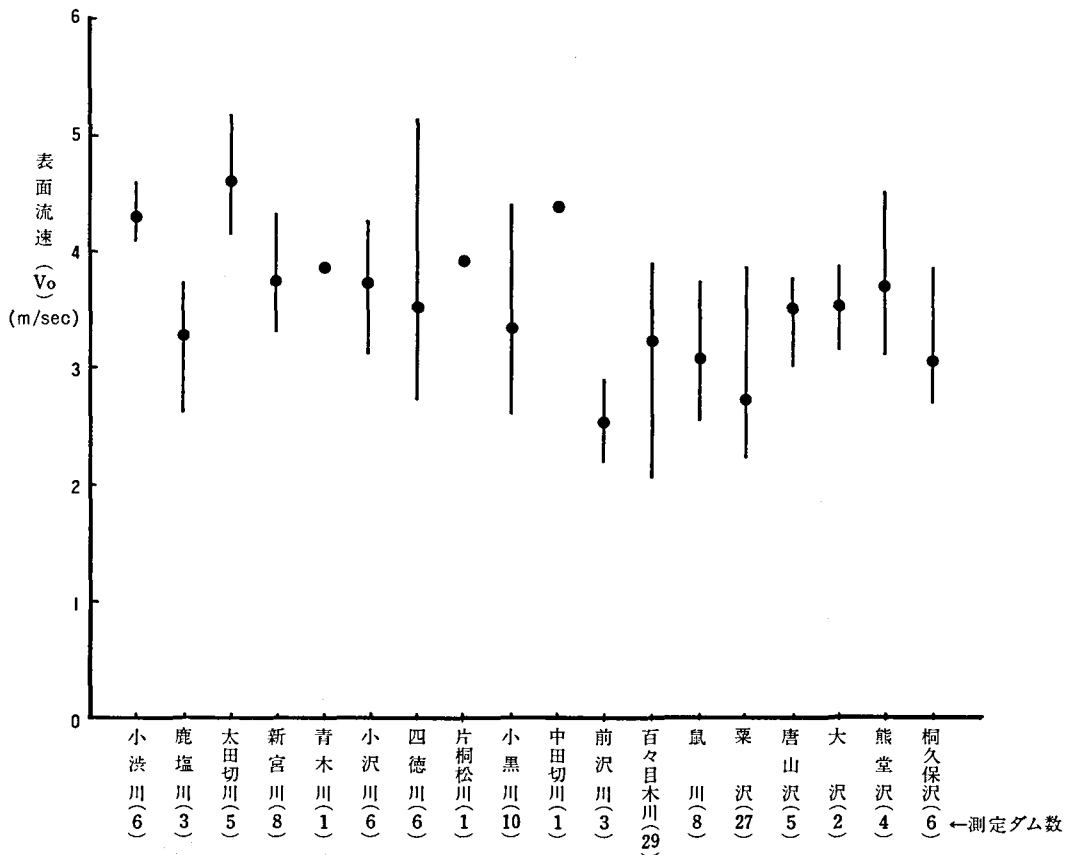


図 1-14 河川別の表面流速の分布

I : 水面勾配

この式を用いるとき n , R , I を定める必要がある。河床変動の激しい砂防河川の粗度係数を定め、径深、水面勾配を把握することは困難であるが、次のように定めた。

(a) 粗度係数 (n) 調査した砂防ダムが築設されている小沢川、三峯川での測定値²²⁾²³⁾および Schoklitsch⁹⁾が求めた「水深の大きい急流河川で河床表面砂れきの平均体積別の粗度係数」を参考にして、河床に浸入している植生の状態を勘案し、河川ごとに粗度係数を与えた (別表 1-1)。

粗度係数は河床勾配の変化によって異なることが指摘されている²¹⁾。したがって、長い延長にわたって砂防ダムが階段状に築設されている小沢川、栗沢川、百々目木川、新宮川については、上流部と下流部で粗度係数を変えて使用した。

用いた粗度係数は比較的大きな値であるが、調査した河川の河床堆積砂れきの大きさ、河床勾配の急な流況からみてほぼ妥当であると考えられる²⁴⁾。

(b) 径深 (R) (2)式, (4)式を再掲する。

$$h_0 = \frac{19}{21} \frac{V_0^2}{2g} \quad (2)$$

$$h_0 = \frac{g \ell_3^2}{2V_0^2} - H_3 \quad (4)$$

(2)式と(4)式より V_0^2 を消去すると,

$$h_0^2 + H_3 h_0 - \frac{19}{84} \ell_3^2 = 0 \quad (8)$$

となる。(8)式を解いて,

$$h_0 = \frac{\sqrt{H_3^2 - \frac{19}{21} \ell_3^2} - H_3}{2} \quad (9)$$

が得られる。(9)式から求められる水通し天端下流端の水深(h_0)を算出した。

この h_0 は、図1-15に示したように加速状態における水深であるから、下流端へ到達する以前の定常流の場合の水深(h_1)を考える必要がある。

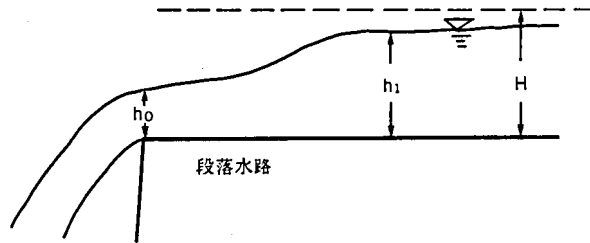


図 1-15 下流端と上流部(定常流)の水深

この場合、全エネルギー水頭 $H = 2.11 h_0$ を考慮し、瀬戸ダム(手取川右支尾添川、流域面積 190km^2 、高さ 15m)の観測値¹⁹⁾を参考にして $h_1 = 2h_0$ の関係によって、各河川の径深(R)とした。

(c) 水面勾配 (I) 水面勾配は砂防ダムより上流 $25 \sim 30\text{m}$ の間で、流心に沿って測定した平均河床勾配を用いた。

以上の値を用いて Manning 式から求めた平均流速を V_m とし、別表 1-1 に示した。しかし、Manning 式による平均流速は砂防ダム上流部におけるものであり、摩耗痕から求めた表面流速は水通し天端におけるものであるから直接比較することはできない。そこで両者の関係を検討した。

洪水時に砂防ダムを越流する流速について、下流端およびダム上流部における流速の観測例は少ないが、水理実験によると表 1-6～表 1-7 の結果が得られている。しかし、これらは図 1-16 に示したように実験条件、流速の測定位置が若干異なるので、直接比較することはできない。そこで、共通的に測定している下流端の水深(h_0)を横軸にとり、下流端の流速(V_0)と上流部の流速(V_1)の比を縦軸にとって図 1-17 とした。

筆者の木製水路実験では下流端の表面流速(V_0)と下流端より 1.4m 上流の定常流と考えられる表層部の流速(V_1)の比、(V_0/V_1)の値は平均的には、

$$(V_0/V_1) = 1.45 \sim 1.68 \approx 1.56$$

表 1-6 下流端付近の流速変化：筆者の実験

流 量 (ℓ/sec)	下流端の水深 (cm)	表面流速 (m/sec)		流 速 比 (V_0/V_1)
		上流部 (V_1)	下流端 (V_0)	
65	11.0	0.98	1.42	1.45
110	15.0	1.06	1.78	1.68
130	17.0	1.24	1.94	1.56
平 均				1.56

- 注) 1. 木製水路
2. 広江式流速計

表 1-7 の(1)下流端付近の流速変化：蓮見の実験

流 量 (ℓ/sec)	下流端の水深 (cm)	平均流速 (m/sec)		流 速 比 (\bar{V}_0/\bar{V}_1)
		上流部 (\bar{V}_1)	下流端 (\bar{V}_0)	
10	2.5	0.52	0.80	1.54
20	3.9	0.61	1.05	1.72
30	5.1	0.73	1.18	1.62
40	6.0	0.82	1.35	1.65
平 均				1.63

- 注) 1. ガラス張水路
2. ピート管

表 1-7 の(2) 下流端付近の流速変化：尾張の実験

流 量 (ℓ/sec)	下流端の水深 (cm)	平均流速 (m/sec)		流 速 比 (\bar{V}_0/\bar{V}_1)
		上 流 (\bar{V}_0)	下流端 (\bar{V}_1)	
6.9	1.5	0.35	0.58	1.66
14.3	2.2	0.51	0.81	1.59
22.0	3.1	0.63	0.89	1.41
28.4	3.8	0.70	0.93	1.33
35.7	4.5	0.80	0.99	1.24
平 均				1.45

- 注) 1. 木製水路，砂防ダム模型
2. 流量測定

であった。

蓮見の実験では下流端の平均流速 (\bar{V}_0) と下流端より上流 1.0m における定常流の平均流速 (\bar{V}_1) の比として求めている。これをみると、筆者の実験と同様に水深の相違による (\bar{V}_0)/(\bar{V}_1) の値には大きな相違はなく、平均的には、

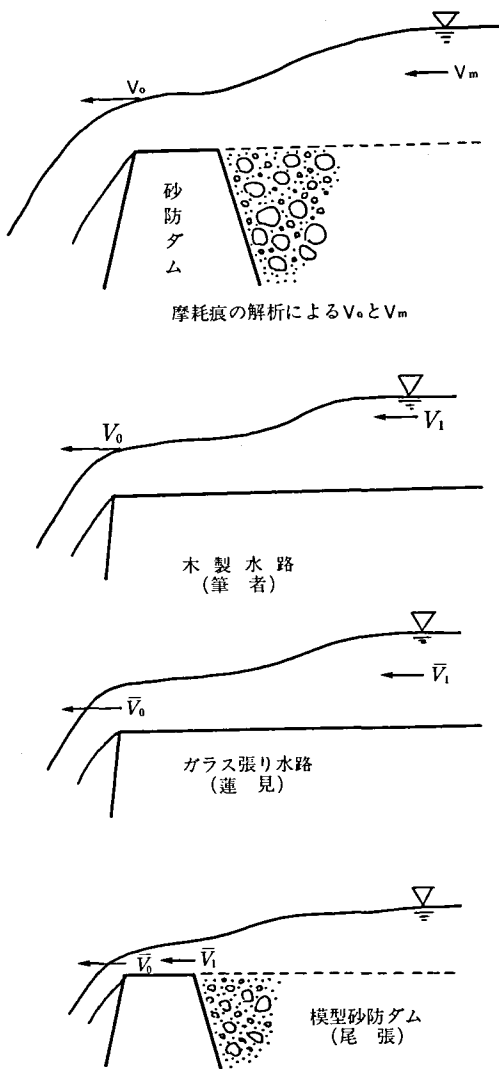


図 1-16 下流端と上流部(定常流)における流速

$(\bar{V}_0/\bar{V}_1) = 1.54 \sim 1.72 \approx 1.63$
 の値を示している。

一方、尾張の実験は下流端の平均流速 (\bar{V}_0) と下流端より 6cm (模型砂防ダムの上流端) 上流の平均流速 (\bar{V}_1) の比を示すもので、前 2 者と比較すると条件が異なる。しかし、下流端より水深の 3 ~ 4 倍上流の距離における流速 (\bar{V}_1) との比は

$$\bar{V}_0/\bar{V}_1 = 1.42 \sim 1.67$$

であって、前 2 者と近似した値を示している。

また、筆者の実験では表面流速 (\bar{V}_0 , V_1), 蓮見, 尾張の実験では平均流速 (\bar{V}_0 , \bar{V}_1) を測定しているが V_0/V_1 , \bar{V}_0/\bar{V}_1 とそれぞれの比をとっているの、下流端と上流部の流速の関係はほぼ同じであるとしてよいであろう。

以上のことから、下流端の流速と、下流端付近の影響を受けないと考えられる上流部における定常流の流速との関係は、それぞれ V_0 , V_1 で代表させると、

$$V_0/V_1 = 1.5 \sim 1.7$$

程度であるとみられる。

洪水流の直接観測は太田切川、小沢川でおこなった。測定は電波流速計を用い、砂防ダム水通し天端下流端の表面流速 (V_0) とダム上流約 10m の位置の表面流速 (V_1) を測定した。その結果、

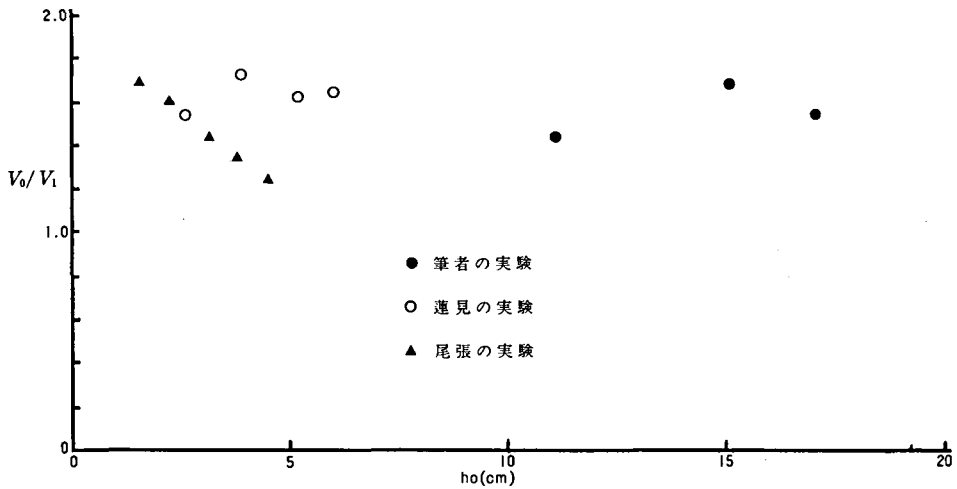
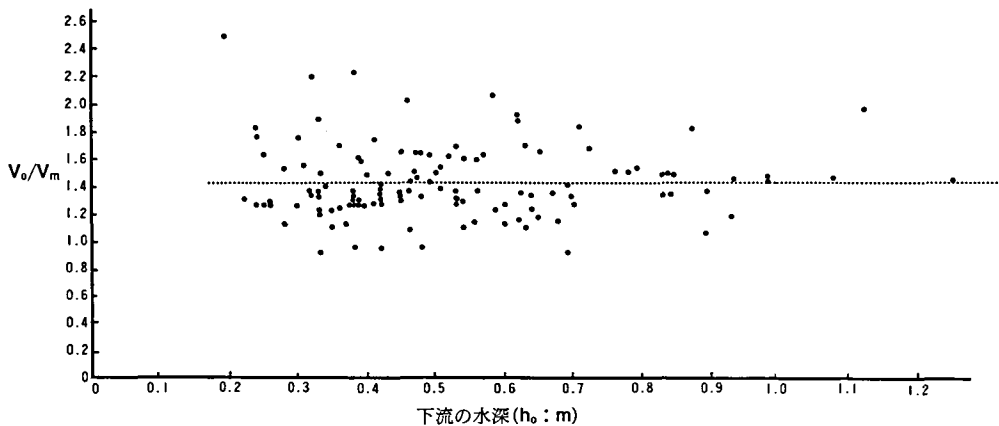
$$V_0/V_1 = 1.5 \sim 2.0$$

として求められた。 V_0/V_1 の実測値がある幅をもってばらついているのは波による影響である。

水叩きの摩耗痕において、越流水脈の落下高、到達距離から求めた表面流速 (V_0) と Manning 式から求めた平均流速 (V_m) との比 V_0/V_m は別表 1-1 に示した。

図 1-18 は縦軸に V_0/V_m , 横軸に下流端の水深 (h_0) をとって両者の関係を示したものである。図 1-18 は水路実験による V_0/V_1 と越流水深 (h_0) との関係を示した図 1-17 と同じ傾向を示している。摩耗痕から求めた V_0/V_m は越流水深の相違によるばらつきが大きい。しかし、各砂防ダムについて測定値の 74 % は、

$$V_0/V_m = 1.2 \sim 1.8$$

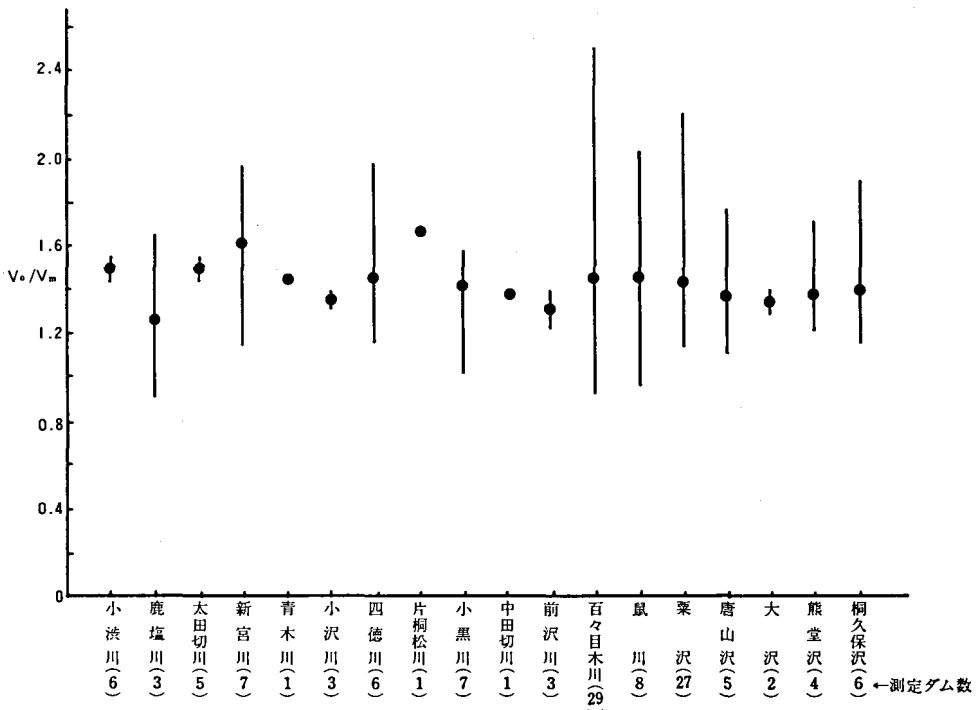
図 1-17 下流端の流速 (V_0) と上流部の流速 (V_1) の比較図 1-18 摩耗痕から求めた表面流速 (V_0) とマニング公式による平均流速 (V_m) の関係

の範囲にはいつている。

図 1-19 は河川別の V_0/V_m の平均的な値とその分布を示したものである。 $V_0/V_m = 1.2 \sim 1.8$ の範囲にない値については、図 1-19 に示したように野溪的急勾配河川で流況の変動が激しい百々目木川、粟沢、四徳川などにあらわれている。そして、個々の砂防ダムについては次のように考えられる。

- (i) 洪水痕跡 (摩耗痕) から求めた表面流速 (V_0) のなかに、摩耗痕の底辺が平坦であって、最深点 B の位置が不規則であるもの (摩耗痕 IV 型) は若干過大な値を与えたものがある。
- (ii) 未満砂の砂防ダムで水抜きからの流出砂れきによる場合、あるいは細粒土砂を流出する砂防ダム (摩耗痕 V 型) は V_0/V_m の値が若干過小であった。

$V_0/V_m = 1.2 \sim 1.8$ の値を水路実験による、 $V_0/V_1 = 1.5 \sim 1.7$ および洪水流の観測による、 $V_0/V_1 = 1.5 \sim 2.0$ と比較すると、 V_0/V_m の値は一般の V_0/V_1 の値におさまっていると考えら

図 1-19 河川別の V_0/V_m の分布

れ、砂防ダム水叩きの摩耗痕から求めた表面流速 (V_0) は洪水流のそれを示すものと推定してよいであろう。

1.3.2 表面流速と底流速の関係

(1) 底流速の推定

図 1-20 は水叩きの摩耗痕図 (図 1-13 越流砂れきの挙動解析図) に越流砂れきの落下分布図 (図 1-9, 10) を重ねて作成した。

越流砂れきの落下分布を求めた実験から、流量、流速が一定で、砂れきが細粒であれば砂れきの多くは水脈中を落下するが、粗粒のものは裏側水脈 F_s から離れて内側に落下するものが多い。混合砂れきは細粒、粗粒の砂れきを平均化した落ち方をし、 F_s の落下点に集中する。そして、その落下分布形は摩耗痕の断面図に類似している。

このことから、摩耗痕は大小様々の粒径組成をもつ越流砂れきによって形成されたものと考えられる。摩耗痕の最深点 B 付近は多量の砂れきが落下する箇所であり、そこは越流水の裏側水脈 F_s の落下地点に相当するといえる。

底層部に沿って越流する砂れきの落ち方として、前項で検討したように、 F_s に沿って落下するものと、 F_s に沿って落下するが途中で F_s から離れて内側に落下するものがある¹⁴⁾。したがって、図 1-20 斜線部分は F_s から離れて落下する砂れきの落下範囲を意味し、摩耗痕の斜線部はこの砂れきによって摩耗されたと考えられる。

一方、流水中の砂れきの速度は細粒であると底流速に追従すると考えられるから、 F_s に沿って落下する砂れきは底流速とほぼ同じ速度で越流する。しかし、 F_s から離れて落下するも

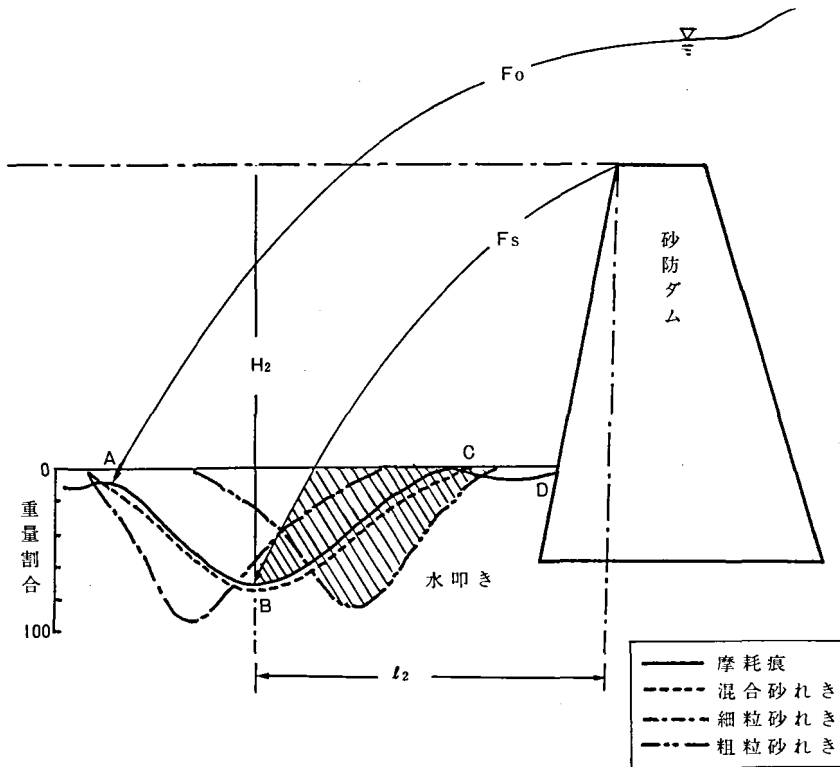


図 1-20 越流砂れきの落下分布と摩耗

のは、粒径が大きいため、越流水の飛び出し速度に追従できず越流水の飛び出し底流速より遅い速さでダムを飛び出すことになる。そして越流水脈から離れると考えられる。(詳細は、1.5 砂れきの飛び出し実験の項で考察する。)

したがって、摩耗痕の最深点Bまでの落下高 (H_2) と到達距離 (l_2) から求められる流速は底層部を集中的に流下する砂れきの速度に相当すると考えられる。

底層部の流速を底流速として V_s であらわすと次式が与えられる。

$$V_s = \sqrt{\frac{g l_2^2}{2 H_2}} \quad (10)$$

摩耗痕図から H_2 , l_2 を読みとって (10) 式から求めた各の砂防ダムにおける洪水時の底流速を別表 1-1 に示した。別表により河川別の底流速の平均的な値とその分布を示すと図 1-21 のようになる。

(2) 表面流速 (V_0) と底流速 (V_s) の関係

測定した各の砂防ダムについて、前項で検討した表面流速 (V_0) と底流速 (V_s) の比を求め、この V_s/V_0 をグラフの縦軸に、横軸に V_0 をとってプロットしたものが図 1-22 である。

V_0 が大きくなることは洪水の規模が大きくなり、河床を浸食すに力が大きくなることを意味する。したがって、 V_0 が小さいときは比較的小粒径の砂れきが流送されるのに対し、 V_0 が

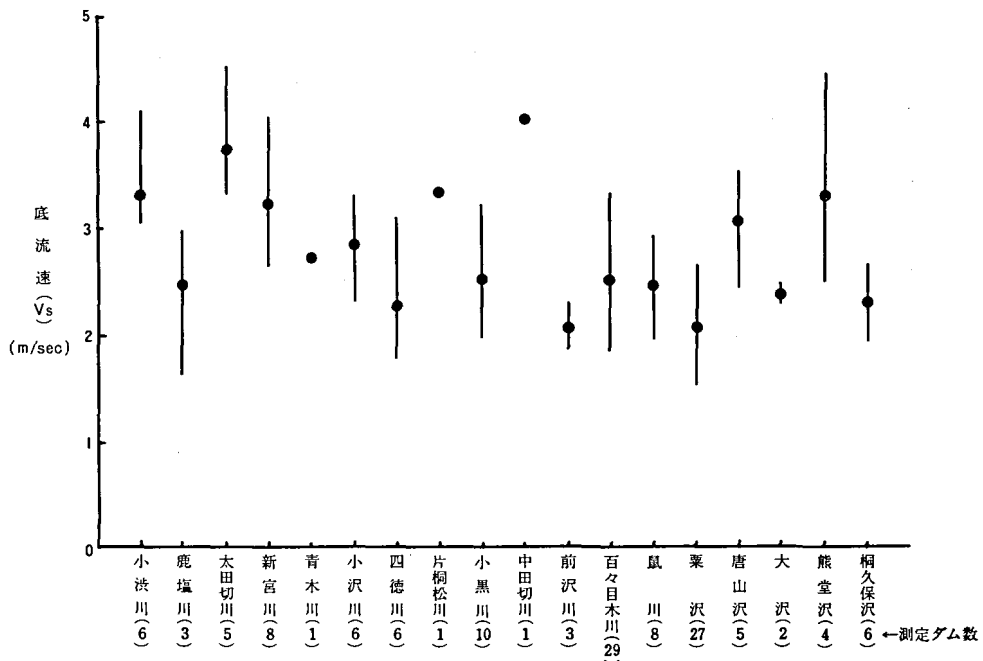
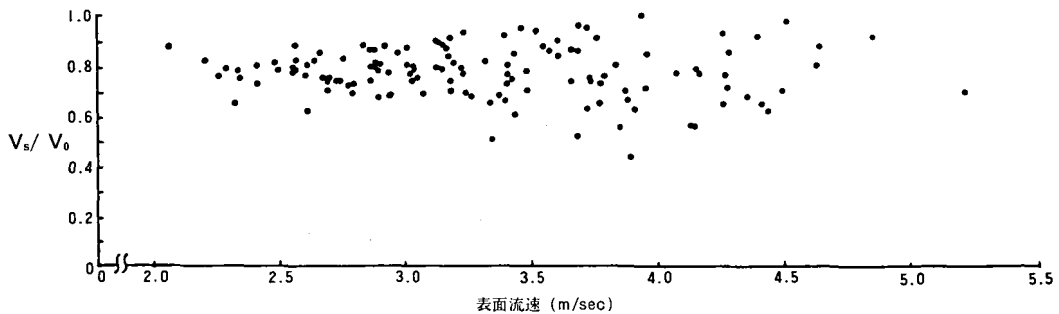


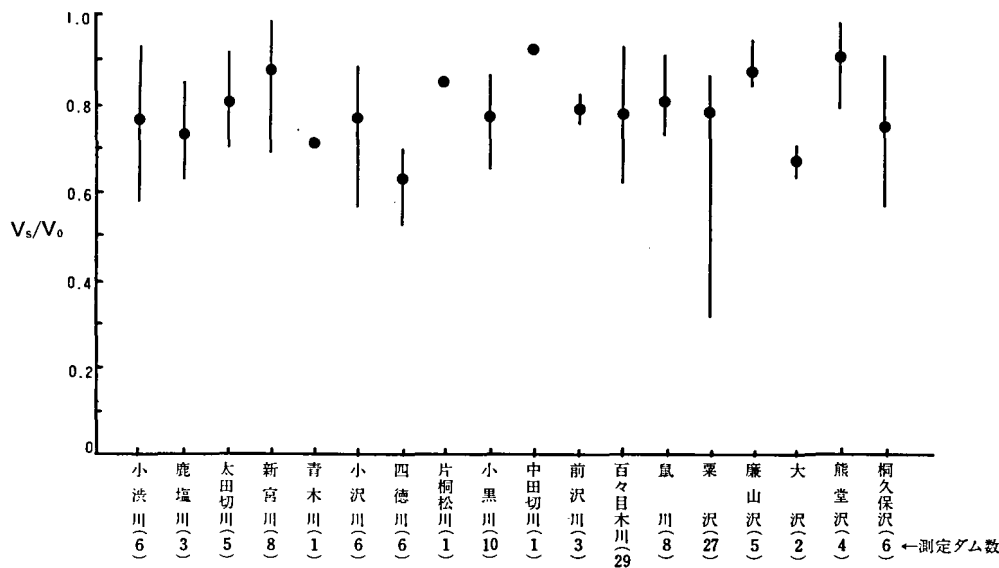
図 1-21 河川別の底流速の分布

図 1-22 砂防ダムを越流する洪水流の表面流速(V_0)と底流速(V_s)の関係

大きくなると、大粒径の砂れきが流送されることになる。河床の堆積物の粒径分布はその流域の地質、地形等の条件によって異なるので、河床上の堆積状況が異なれば、河床の流水に対する抵抗力が異なる。したがって、各河川の V_s/V_0 の値は V_0 が大きくなると、そのばらつきが大きくなるものと考えられる。図 1-23 は河川ごとに V_s/V_0 の平均的な値とその分布を示したものである。流域面積の大小による洪水の規模、地質、地形条件の相違による河床堆積物の特性を反映している。

図 1-22 を平均的にみると、洪水流が砂防ダムを越流するときの表面流速と底流速との関係は次式であらわされる。

$$V_s = (0.7 \sim 0.9)V_0$$

図 1-23 河川別の V_s/V_0 の分布

1.3.3 越流砂れきの最低飛び出し速度

(1) 最低飛び出し速度の推定

洪水時における越流砂れきの挙動は複雑で、1回の洪水時においても増水期、ピーク時間帯および減水時で越流砂れきの粒径、流砂量が異なる。越流砂れきの実験結果と水叩きの摩耗痕についての解析から、流量と流送砂れきとの関係について検討をおこなった。

図1-5に示される摩耗痕a, b, cとダムの法尻付近の摩耗痕dとは区別される。dは小出水時の流送砂れきによるものであると推定した。また、図1-20の摩耗痕の斜線部分、つまり、最深点Bから最近点Cにかけての摩耗は越流水の裏側水脈F_cから離れて内側に落下する砂れきによって形成された摩耗であると考えられる。

したがって、図1-13の水脈F_cは洪水時における越流砂れきのなかで最低の速度で流下する砂れきの落下経路を示すことになり、そのときの砂れきの飛び出し速度(V_c)は、最近点Cの落下高(H_1)と到達距離(ℓ_1)から求められる。

$$V_c = \sqrt{\frac{g \ell_1^2}{2H_1}} \quad (11)$$

(2) 越流砂れきの最低飛び出し速度

測定した各砂防ダムの摩耗痕について求めた V_c を別表1-1に示した。図1-24は河川ごとに V_c の分布を示したものである。流域の大小、地質、地形条件によって流量、流速および河床堆積砂れきの粒径分布が異なり、同一河川であっても砂防ダムの規模、配置によって流送砂れきの挙動が相違するので、 V_c の値はかなりばらついている。しかし、河川ごとの平均的な値とその分布状況は地域の実情を反映しており、さきに述べた表面流速、底流速に比例している。図1-24、別表1-1をみると、

(i) 流域面積が大きく、流量が多い小渋川、太田切川、新宮川では V_c の値が大きい。

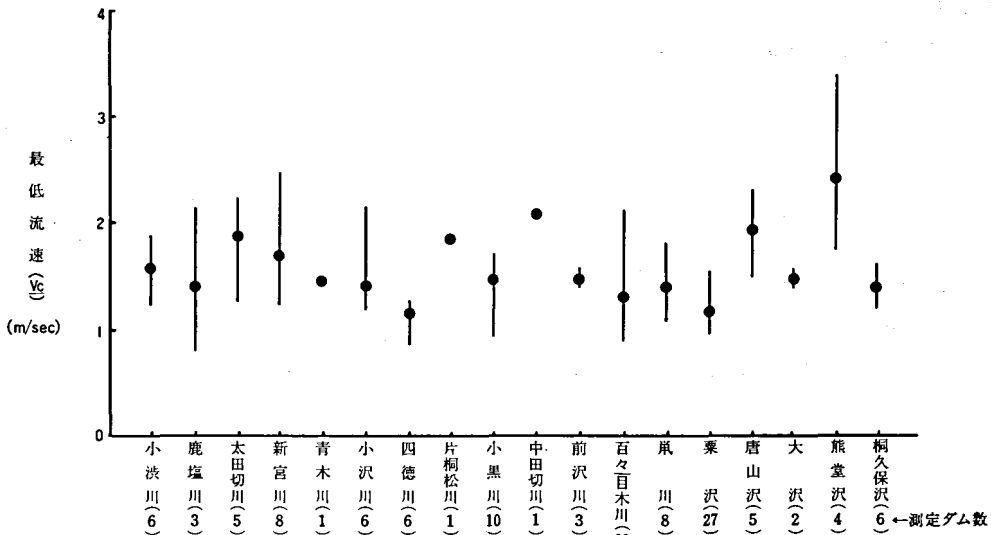


図 1-24 河川別の最低流速の分布

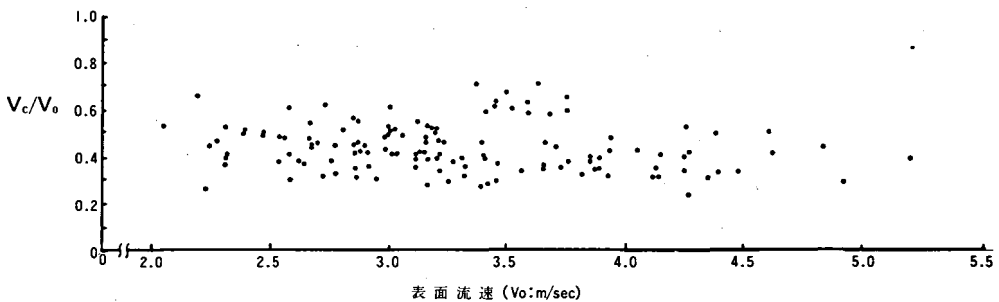
(ii) 流域面積は小さいが、河床勾配が急である唐山沢、熊堂沢では V_c は大きい。

(iii) 多数の砂防ダムが階段状に築設されている四徳川、栗沢、百々目木川、桐久保沢では勾配が緩になり V_c が小さい。

(iv) 流路が固定されている中田切川では V_c が大きい。

以上を総括的にみると図 1-25 のとおりである。

図 1-25 は別表 1-1 について、 V_c と表面流速 (V_0) との比を求め、縦軸に V_c/V_0 をとり、横軸に V_0 をとってプロットしたものである。

図 1-25 砂防ダムを越流する洪水流の表面流速 (V_0) と最低流速 (V_c) の関係

V_c/V_0 の値は、かなりばらついているが測定値の 90 % 以上は、

$$V_c/V_0 = 0.3 \sim 0.6$$

の範囲に入っている。

河床堆積砂れきの状況から太田切川、中田切川、小黒川上流は洪水時に大粒径の砂れきを流送するが、それらは水通し天端から飛び出し速度をもたないで落下するものは少ないと考えられる。(詳細は次項で考察する)そして、底流速には追従しないものかなりの速度で越

流することが推察される。

1.3.4 越流砂れきの落下経路

(1) 摩耗痕の断面積の解析

砂防ダム水叩きの摩耗は越流砂れきによって摩耗されたものであり、流水は砂れきを流送させるうえに役割を果すが、摩耗には直接関与しない。そして、その摩耗量は越流砂れきの量に比例する¹⁶⁾。したがって、水叩き摩耗痕の断面積は越流砂れきの量をあらわしていると考えられる。

図1-26は図1-13摩耗痕の挙動解析図に摩耗痕の断面を区分して示したものである。最大摩耗深を示すB点までの落下高と到達距離から求めた洪水時の底流速(V_s)に相当する水脈 F_s は、前述のように越流水の裏側水脈に沿って集中的に落下する砂れきの落下経路に相当することになる。

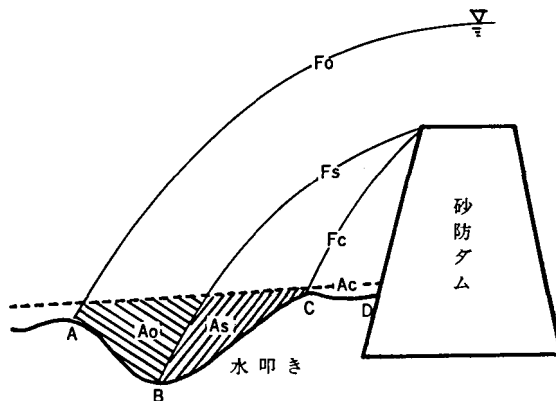


図1-26 越流水脈中を流下する砂れきと水脈から離れて落下する砂れき

この F_s をそれぞれの摩耗痕図に転写し、 F_s で区分される下流側水叩きの摩耗断面積を A_0 とする。

また、 V_c 、すなわち、洪水時に越流する砂れきのなかで最低の飛び出し速度に相当する水脈 F_c は、大粒径の砂れきの落下経路を示すことになる。この F_c を摩耗痕図に転写し、 F_s と F_c で区分される摩耗断面積を A_s とする。さらに、 F_c と下流法尻までの摩耗断面積を A_c とする。

A_0 は主として、洪水時に裏側水脈に沿って落下するものおよび表層部にかけて水脈中を越流する砂れきの衝突によって生じたものと考えられ、摩耗痕の状況から判断して実情に近いと考えられる。

A_s は主として、裏側水脈から離れて内側に落下する砂れきによって摩耗されたものであると考えられる。この場合、 A_s には、小洪水によって流送される砂れきの一部が含まれる可能性があるが、それらを識別することは困難である。しかしながら、その量はかなり少ないものであると考え、洪水時における越流砂れきの落下経路を考えるうえで安全側にとり、それらを含め、裏側水脈から離れて落下する砂れきの衝突による摩耗量として扱った。

A_c は、流域面積が大きく、利水施設をもたない特別の河川を除いて、平常流はせいぜい付

着ナップである状況および小洪水時の流量、流出時間などから判断して小洪水時における流送砂れきあるいは、水通し天端から飛び出し速度をもたないで転落する特別の砂れきによる摩耗量であると考えられる。しかし、 A_c についても、水通し天端から転落する砂れきは主として小洪水時の流送砂れきによる摩耗量であるとする判断をもとにした。

こうして区分した A_0 , A_s , A_c それぞれの断面積および $A_0/(A_0+A_s)$, $A_c/(A_0+A_s+A_c)$ を別表 1-2 に示した。

(2) 越流水脈中を落下する砂れき

$A_0/(A_0+A_s)$ を摩耗断面積比と呼称すると、これは、洪水時に砂防ダムを越流する流送砂れきのなかで、越流水脈の表層部を浮流するものおよび、掃流状態で越流する流送砂れきのうち裏側水脈に沿って落下するものの合計、すなわち、水脈に含まれて越流する砂れきの割合を示すものである。

図 1-27 は河川別に $A_0/(A_0+A_s)$ の平均的な値とその分布を示したものである。これを見ると、中田切川、前沢川および新宮川、四徳川、栗沢のなかの砂防ダムに、この値が小さいことが指摘される。これらは、摩耗痕の分類で V 型、つまり、

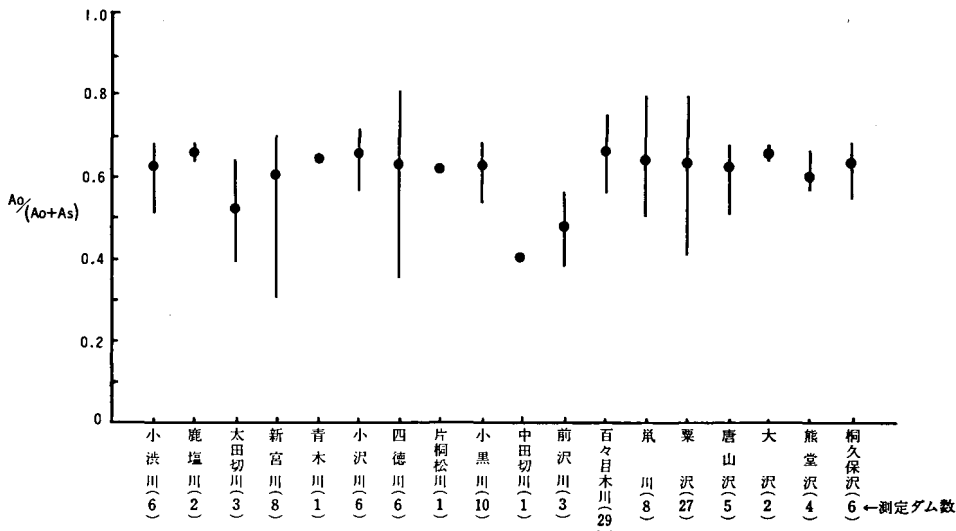


図 1-27 河川別の $A_0/(A_0+A_s)$ の布分

(i) 砂防ダムが満砂するまでの間に水抜きから流出する砂れきによって摩耗されたと判断できるもの。

(ii) 水通し天端が局部的に摩耗されていて、法尻近くに集中的に砂れきが落下したもの。

(iii) 築設年度が古くコンクリートの材質が劣っているために不規則に摩耗されたと考えられるもの。

でいずれも特殊なものであった。

図 1-28 は、縦軸に摩耗断面積比 $A_0/(A_0+A_s)$ をとり、横軸にそのときの洪水流の表面流速をとってプロットし、摩耗断面積比の分布状況を示したものである。

図 1-28 をみると、 $A_0/(A_0+A_s)$ の測定値はばらばらについているが、0.56~0.74 の範囲に測定ダ

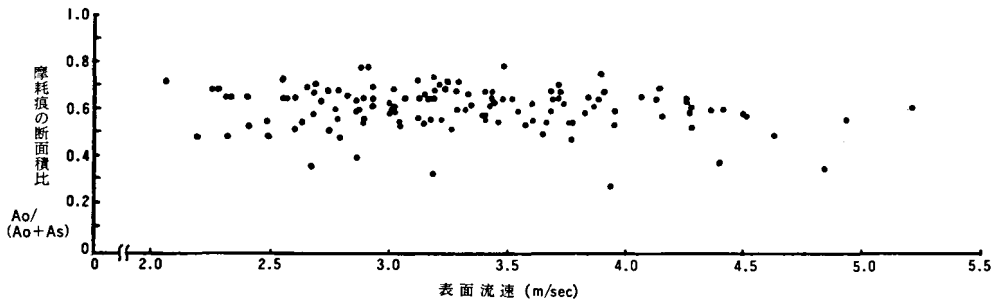


図 1-28 越流砂れきの中で水脈中を流下する砂れきの割合

ム数の 80 % 以上が分布している。このことから洪水時に砂防ダムを越流する砂れきのなかで、水脈に含まれて越流する砂れきは、ほぼ 60～70 % に相当すると推定される。

混合砂れきを越流させ、落下経路を求めた実験において、越流水脈に含まれて落下したとみられる砂れきは 67.5～81.5 % であり、洪水痕跡によるダム実測値より大きい値を示している。これは、粒径組成を特定した混合砂れきを使用し、実験に使用した砂れきをすべて越流させる条件でおこなわれた。すなわち実験では、流水の速度にほとんど追従するような砂れきが対象になったといえる。しかし、自然状態では、流水中を移動する砂れきのなかで、転動、滑動を繰返しながら流水の速度よりもかない小さい速度で流送される大粒径の砂れきが存在するので $A_0/(A_0+A_s)$ は 60～70 % と実験より小さい値をとることになると考えられる。

この値を砂防ダムの側からみると、越流砂れきのほぼ 30～40 % は裏側水脈から離れて内側に落下することになる。そして、このなかには、かなり大きな砂れきが含まれている。洪水後の砂防ダム下流堆積状況の観察によれば、ダムおよびその付近には大粒径の砂れきが存在していることが報告されている⁶⁾。

(3) 小洪水の越流砂れき

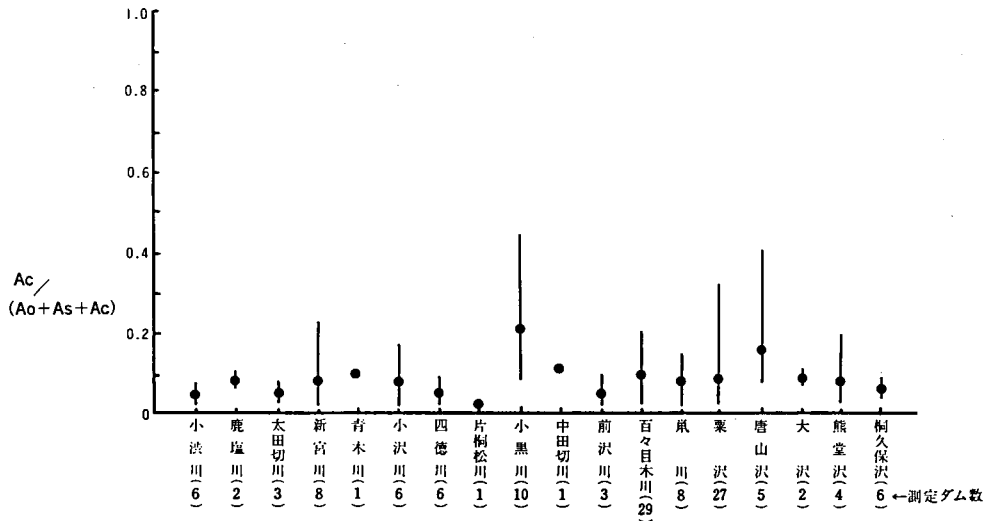
$A_c/(A_0+A_s+A_c)$ の値は、水叩き水衝部の全摩耗量に対する法尻付近の摩耗量との比をあらわしたものである。これは、砂防ダム築設後、何回かの小洪水によって流送された砂れきの、これまでに、砂防ダムを越流した総流送砂れきに対する割合をあらわすものである。

図 1-29 は河川別の $A_c/(A_0+A_s+A_c)$ の平均的な値とその分布である。これをみるとかなり大きな数値を示すものが指摘される。これは、砂防ダムが未満砂のとき水抜きから流出した砂れきによる摩耗、また、流域の土砂生産と流送によるものであり、とくに、農耕地帯を流れる河川においては、河床堆積物は細粒土砂を多く含んでおり、小洪水時に細粒土砂の流送が卓越するものと考えられる。しかし、砂防ダム 1 基当りの摩耗量そのものは少なかった。

そこで、これらのことを考慮し、平均的にみると、 $A_c/(A_0+A_s+A_c)$ の値は、ほぼ 5～10 % の範囲のものが多く、小洪水時における越流砂れきは、水叩きの摩耗に關与するという立場からみるとかなり少ないと判断される。

さきに、洪水時に水通し天端から飛び出し速度をもたないで転落して、法尻付近の水叩きに衝突する大粒径の砂れきは少ないとして考えたが、 A_c の値が A_0 、 A_s とくらべて小さいことはこの推定が妥当であることを示している。

以上のことに関連して、各河川、個々の砂防ダムについて水叩きの摩耗状況をみると、流

図1-29 河川別の $A_c / (A_o + A_s + A_c)$ の分布

域面積の相違、流送砂れきの量、形質および砂防ダムの規模、配置によって水叩きの摩耗状況は異なっていることが認められた。

このことは、小洪水時には流量が少なく多量の砂れきを流送しないこと、1度多量の砂れきが流送されるとその後は砂れきの流送が少ないといわれる荒廃河川の特徴を示している。そして、砂防ダムが築設されていることによる砂れきの移動をコントロールする効果によるものが、水叩きに供給される砂れきに反映しているものと考えられる。

また、小洪水の発生頻度は多いが、砂れきを流送する継続時間は短いような流域での水叩きの摩耗は大、中洪水による流送砂れきの絶対量の多い流域の場合と比較するとはるかに少ないことがわかり、従来の説と一致している²⁵⁾²⁶⁾²⁷⁾。

1.4 越流砂れきの水理学的考察

混合砂れきの落下実験をもとに、既設砂防ダム水叩きの摩耗痕を解析すると、水通し天端を越流する砂れきは、

- (i) 底層部に沿って集中的に流下し、基本的には底層部の流速に追従すると考えられる。
- (ii) 摩耗痕の解析によって求めた底流速は、底層部に沿って越流する砂れきの飛び出し速度を意味し、表面流速(V_o)と底流速(V_s)の関係は、

$$V_s = (0.7 \sim 0.9) V_o$$

で推定されることがわかった。

したがって、越流砂れきに作用する底層部の流速を求めることができれば、洪水流中の砂れきの挙動を水理学的に説明することができ、越流砂れきの速度を推定することができよう。

砂防ダム天端上の流れは定常流と異なり、下流端付近で水位を低下する流れに移行する。このいわゆる“すい込まれる”といわれる現象について水理学的な若干の解析をおこなった。ついで、下流端における流速分布式から底層部の流速を求め、砂れきに作用する水深での流

速をもとに、越流砂れきの飛び出し速度を推定する理論式について考察をおこなった。

1.4.1 砂防ダム天端上の流れ

砂防ダムを越流する砂れきの運動を対象として考察をおこなう。したがって、砂防ダムが満砂状態の場合について取り上げることになる。砂防ダムが満砂している場合は、水理学的には段落水路として取り扱うことができる²⁸⁾。

図1-30は段落水路の流速分布を示している。段落水路では定常流が射流に移る過程で、連続的に変化する間に流量を Q 、水路幅を B とすると、

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} \quad (12)$$

であらわされる水深 h_c が考えられる。この h_c は限界水深といわれるものである。この水深

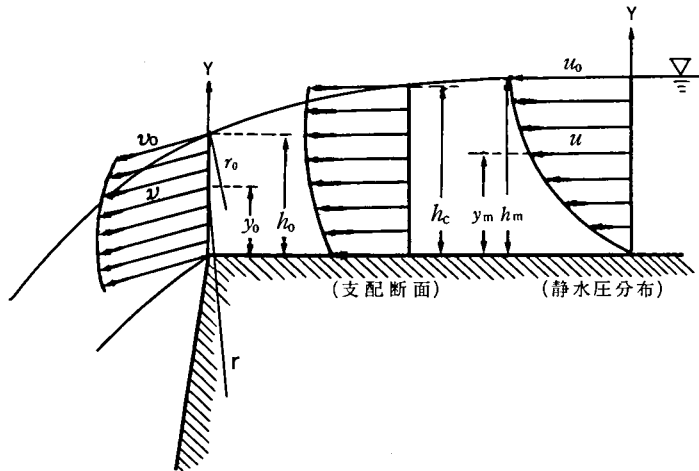


図 1-30 段落水路の流速分布

をもつ水流の断面は上下流の水面を支配するので支配断面と呼ばれている。

段落水路における天端上の水深を求めるとき、天端上に支配断面が生じるかどうか重要な事項であるが、多くの砂防ダムは満砂しており、天端の勾配が0か、それほど大きくない勾配になっている。したがって、通常の場合は天端上で支配断面が生じ、水通し天端下流端における水深が求められることになる²⁸⁾。

1.4.2 下流端の流速分布

(1) 下流端の水深の推定

限界水深 h_c を用いて、流量をあらわすと、

$$Q = Bh_c \sqrt{gh_c} \quad (13)$$

となる。下流端の水深を h_0 とすると、

$$Q = m Bh_0 \sqrt{2g(h_0)} \quad (14)$$

の関係が求められ、 m は流量係数と呼ばれるものである。流量係数(m)は、(14)式を変形することによって次式であらわされる。

$$m = \frac{Q}{B h_0 \sqrt{2g h_0}} = \frac{B \sqrt{g} h_c^{\frac{3}{2}}}{B \sqrt{2g} h_0^{\frac{3}{2}}} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{h_c}{h_0} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (15)$$

m は、 h_0/h_c の関数となる。

h_0/h_c の値は、多くの研究者によって理論値、実側値が示されているが、通常は岩崎²⁸⁾の $h_0/h_c = 0.725$ が用いられている。この値を使用すると、

$$m = 1.145 \div 1.15$$

が計算され、したがって、

$$h_0 = \left(\frac{Q}{m B \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{1}{m \sqrt{2}} \right)^{\frac{2}{3}} h_c \quad (16)$$

で下流端における水深 (h_0) を求めることができる。

(2) 下流端の流速分布

岩崎²⁸⁾は、流水が下流端に近づくとき、遠心力の影響を受けて曲流し、水深が低下することによって加速されると説明している。そして、下流端付近における流速分布を次のように示している。

図1-30において、下流端付近の曲った流れにおける水路底より高さ y_0 の点の流速を v 、表面流速を v_0 、水深を h_0 、比例混合距離係数を K 、表面の曲率半径を r_0 、摩擦速度を U_* とし、

$$h_1 = \frac{h_0}{r_0}, \quad \xi = h_1 \left(\frac{y_0}{h_0} \right)^2 = \left(\frac{h_0}{r_0} \right) \left(\frac{y_0}{h_0} \right)^2 \text{ とおくと,} \quad (17)$$

$$\left(\frac{v}{v_0} \right)^2 = e^{-\xi} \{ e^{\xi} + A I_1(\xi) + B I_2(\xi) \}$$

であらわされる。

ここに、

$$A = \left(\frac{U_* / K}{v_0} \right)^2 \left\{ \frac{v_0}{U_* / K} - \frac{1}{2} \log_e h_1 \right\}$$

$$B = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{U_* / K}{v_0} \right)^2$$

であり、

$$I_1(\xi) = \int_{h_1}^{\xi} \left(\frac{e^{\xi}}{\xi} \right) d\xi$$

$$I_2(\xi) = \int_{h_1}^{\xi} \{ (e^{\xi} \log_e \xi) / \xi \} d\xi$$

である。

A, B の値は水路、水理条件の実測値から計算される。 $I_1(\xi), I_2(\xi)$ については、解析的積分ができないので、任意の値を与えて数値的に積分し、 I_1 および I_2 と ξ の関係図をつくり、

関係図から $I_1(\xi)$, $I_2(\xi)$ の値を読みとることになる。

(3) 表面流速の推定

越流砂れきに作用する流速は, (17)式に砂れきの高さを与えることで計算される。そのためには, そのときの表面流速 (v_0) が必要である。

水理学的には, 支配断面の流量 (Q) は, 単位幅を考えると,

$$Q = h_c \sqrt{g h_c} = v_0 \int_0^{h_0} \sqrt{e^{-\xi} \{e^{h_1} + A I_1(\xi) + B I_2(\xi)\}} d\xi \quad (18)$$

である。したがって,

$$v_0 = Q / \int_0^{h_0} \sqrt{e^{-\xi} \{e^{h_1} + A I_1(\xi) + B I_2(\xi)\}} d\xi \quad (19)$$

となり, (19)式で表面流速を求めることができる。

(4) 表面流速と底流速の関係

いま, 水路実験で得られた測定値 (1.5で述べる) の1部を使用し, 下流端における流速分布を調べると図1-31のようになる。

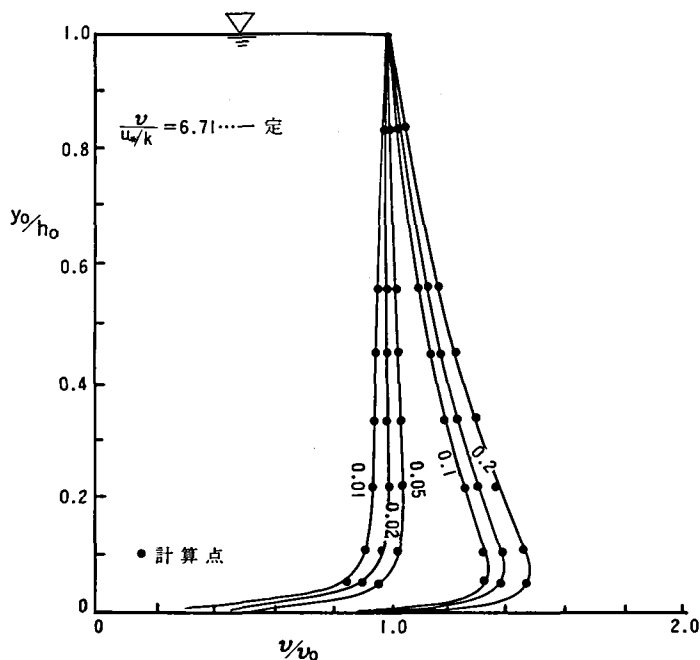


図 1-31 水通し下流端における流速分布
(h_0/r_0 の影響)

実験で得られた水路, 水理条件は,

水路勾配=0.01

水深 (h_0)=0.178m

表面流速 (v_0)=2.21 m/sec

水路床より 5cm の深さにおける流速 (v) = 2.09 m/sec である。

比例混合距離係数 (K) = 0.4 を用い、曲率半径 (r_0) は、 $h_1 = h_0/r_0$ において任意の値を与え、 A, B を求めた。 $I_1(\xi), I_2(\xi)$ は、 r_0, h_0, y_0 に任意の値を与えて I_1 および I_2 と ξ の関係図を作り $\xi = y_0^2/r_0 h_0$ に対応する I_1, I_2 の値を求めた。

図 1-31 は、曲率半径を 0.45, 0.89, 1.78, 3.56, 8.90 および 17.8m と変えて流速分布を求めたもので、曲率半径が小さくなるに従って底層部の流速が大きくなることを示している。

一方、開水路における定常流の流速分布は、水路幅が広く、流れが 2 次元的な場合、Bazin の放物線式があたえられている²⁹⁾。

$$U = U_m + \left\{ 8 - 24 \left(\frac{Z}{h_m} \right)^2 \right\} \sqrt{h_m I} \quad (20)$$

ただし、 Z は水面からの深さ ($h_m - y_m$)、 U は水路底より高さ y_m の点の流速、 U_m は平均流速であり、 I は河床勾配である。

また、管路の流れに対して得られた理論を応用して流速分布を求める式が示されている²⁹⁾。すなわち、対数則分布である。

$$\frac{U_{\max} - U}{U_*} = -\frac{1}{K} \log_e \frac{y_m}{h_m} \quad (21)$$

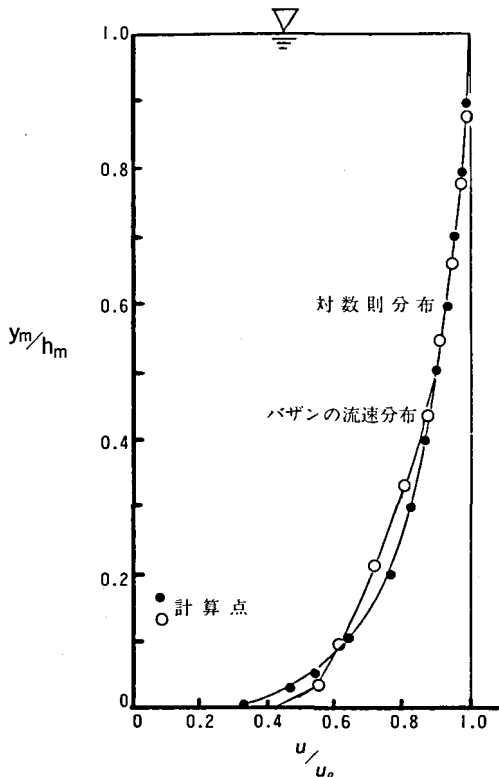


図 1-32 定常流の流速分布

ここに、 U_{\max} は最大流速、 U_* は摩擦速度、 $K=0.4$ である。

この両式を使用し、さきに使用した水路実験の値を用い流速分布を計算したものが図 1-32 である。

定常流の流速分布を示した図 1-32 は平均流速 (U_m) を基準にし、下流端における図 1-31 の流速分布は表面流速 (u_0) を用いている。しかし、定常流における表面流速 (U_0) と平均流速 (U_m) の比を α とすると、

$$\alpha = U_m/U_0 = 0.75 \sim 0.90$$

で、水深が大きくなると α は 1.0 に近づく⁸⁾²⁹⁾とされている。したがって、 U/U_m と U/U_0 の分布形は相対的には変わらないから、図 1-31 と図 1-32 によって定常流と下流端付近の流速分布を比較することができる。

砂防ダム上流部の流れを定常流とみなし、図 1-31 と図 1-32 をみると、下流端と上流部の流速分布が、とくに、底層

部で著しく異なっていることがわかる。下流端の流速分布図において、測定した底層部の流速 (v) は表面流速 (v_0) の 0.95 になっている。この値は、定常流の流速分布図から読みとれる値と比較してかなり大きく、この相違は遠心力の影響によるものと考えてよいであろう。

底層部で $v/v_0 = 0.95$ は、曲率半径を 3.56m として計算した値とほぼ一致している。曲率半径を正確に算定することは困難である²⁸⁾とされているが、この値はほぼ妥当とみなしてよいと考えられる。

底層部の流速はほぼ表面流速に近い値をとることが示された。砂防ダム水叩きの摩耗痕を解析して得られた、 $V_s = (0.7 \sim 0.9) V_0$ は、洪水流の大きさによって曲率半径が変化するので、ほぼ妥当な値であると推定してよいであろう。

1.4.3 砂れきの飛び出し速度

洪水痕跡である摩耗痕を解析して得られた表面流速 (V_0) と底流速 (V_s) の関係は水理学的にもほぼ妥当なものであることがわかった。ここに、底流速 (V_s) は、洪水流の底層部に沿って越流する砂れきの飛び出し速度を意味している。

また、(17)式から、流れの底面よりの砂れきの粒径に相当する高さを与えることで、下流端における天端上、砂れきに作用する水深の流速 (v) を求めることができる。したがって、これらのことから、ある水理条件における越流砂れきの飛び出し速度を水理学的に推定することができる。

v_s を砂れきの速度、 d を粒径、 K_1 、 K_2 をそれぞれ砂れきの断面積、体積をあらわす係数、 C_D を抗力係数、 μ を摩擦係数、 θ を河床勾配とすると、力の釣合条件から次式が成立する。

$$\frac{\rho}{2}(v-v_s)^2 C_D K_1 d^2 + (\sigma - \rho) K_2 d^3 g \sin \theta = (\sigma - \rho) K_2 d^3 g \mu \cos \theta \quad (22)$$

ここに ρ 、 σ はそれぞれ流水、砂れきの密度、 g は重力の加速度である。この式は $v_s = 0$ とすると、砂れきが静止状態から動き始めるときの限界流速式と同じである¹²⁾。

砂防ダムの水通し天端付近は、ほぼ水平すなわち、 $\theta \approx 0$ とみなされ、左辺第2項は無視される。砂れきを球体とみなすと、 $K_1 = \pi/4$ 、 $K_2 = \pi/6$ となる。したがって (22) 式は、

$$v_s = v - \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) \frac{1}{C_D} \frac{4}{3} g d \mu} \quad (23)$$

または、

$$\frac{v_s}{v} = 1 - \frac{\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) \frac{1}{C_D} \frac{4}{3} g d \mu}}{v} \quad (24)$$

となり、(23)あるいは(24)式から砂れきの飛び出し速度を求めることができる。

この式によって越流砂れきの速度を求めるとき、抗力係数 (C_D) および摩擦係数 (μ) を与える必要がある。 C_D 、 μ については実験によって求める方法がとられ、多くの研究がある。 C_D はレーノルズ数 (Re) の関数となり、洪水流のように Re 数が大きいと、 $C_D = 0.4$ であるとされている⁸⁾¹⁰⁾。

μ は、砂れきが静止状態から動き出すときの河床と砂れきの摩擦係数であり 0.32~0.50 という値が求められている。大粒径の砂れきに対しては、 $\mu = 0.32$ であるとされている¹²⁾。しか

し、運動を継続中の砂れきの摩擦係数についてはほとんど求められていない。したがって、運動状態の摩擦係数は実験的に求めなければならない。

1.5 砂れきの飛び出し実験

既設砂防ダム水叩きの摩耗痕について、混合砂れきの越流実験によって求めた砂れきの落下分布をもとに解析した結果、洪水時に砂防ダムを越流する砂れきは、ほぼ 60～70 % に相当するものが水脈中を流下し、底流速を V_s 、表面流速を V_o とすると、 $V_s/V_o=0.7\sim0.9$ であることが推定された。この値は段落水流の下流端付近における流速分布から水理学的にもほぼ妥当な値であると考察された。そして、越流砂れきの多くは越流水の裏側水脈に沿って流下していることから掃流状態で流送される砂れきは底層部の流速に追従して運動すると考えられる。

したがって、下流端付近において、流水の底面から砂れきの粒径に相当する高さの流速を求めることにより、特定の砂れきの飛び出し速度 (v_s) を水理学的に推定することができると考えられ、前項ではこのことについて考察をおこなった。

底付近の流速を v とすると v_s は (23) 式で求められるが、この式を用いて v_s を推定するとき、摩擦係数 (μ) を与える必要がある。そこで、(23) 式を変形し、

$$\mu = \frac{(v - v_s)^2}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) \frac{1}{C_b} \frac{4}{3} g d} \quad (25)$$

が得られる。

本項では (25) 式をもとに越流水の流速と砂れきの速度を測定することにより、 μ を実験的に求め検討をおこなった。その結果 μ は砂れきの運動形態によって相違し、これを定めることが困難であること、定常流における砂れきの運動と加速状態であると考えられる下流端から飛び出すときの砂れきの挙動が異なることが指摘された。そこで、下流端から飛び出すときの砂れきの速度は、下流端付近で加速される流速“すい込み現象”の影響により瞬間的に変化する過渡的現象であると考え、(22) 式をもとに越流砂れきの運動方程式を解いて検討をおこなった。

以上、実験による理論式の検討の結果、水理式を用いて越流砂れきの飛び出し速度を推定することは、砂れきに作用する流速を推定する場合の曲率半径、砂れきの運動に抵抗する摩擦係数および下流端付近を越流するときの時間を定めることが困難であり、計算過程が繁雑である。そこで、比較的測定することの可能な表面流速をもとに、越流砂れきの飛び出し実験の測定値を用い、飛び出し速度を実用的に推定するための実験式について検討をおこなった。

1.5.1 実験の概要

(1) 実験装置および材料

(a) 定常状態における実験 水門があつて、流量の調節ができる水路を含む既設のコンクリート水路 5 箇所を用い実験をおこなった。実験に使用した水路の概要は表 1-8 に示した。流送砂れきは、花崗岩の河床れきから、骨材用ふるい、10, 20, 30, 40, 60, 80, 100, 120mm を使用してふるい分け、ふるい目の中間値をとって、15, 25, 35, 50, 70, 90, 110mm

表 1-8 実験に使用した水路

水路名	勾配 (%)	幅 (cm)	水深 (cm)	所在地
A	1.00	40	※	長野県駒ヶ根市
B	0.90	200	27~28	"
C	0.74	200	26	"
D	0.21	200	29~31	"
E	18.40	30	17~18	長野県伊那市

注) ※は水門操作により 5.3~17.8cm の範囲で 7 段階に変化させた。

の供試れきとした。それらの中から比較的球形に近い塊状の砂れき 10~20 個を選別し、着色して識別させた。A 水路にける実験では、特殊なものとして磁製球 (比重 2.41)、鋼球 (比重 7.89) も用いた。

(b) 飛び出し状態における実験 混合砂れきの越流実験に使用した木製水路を使用した。図 1-33 に示すように、さきの実験をおこなった伊那市小黒川上農寮砂防ダムおよび小沢川北沢砂防ダム (高さ 3.0m, 天端幅 1.5m, 下流法 2 分) の水通し天端に木製水路を固定し、排水路のせきで流量を調節して実験水路へ通水するようにした。越流水、砂れきが落下する位置の水叩きに、5cm 間隔に目盛を記入したベニヤ板を固定した。供試れきは (a) の実験で使した着色れきを用了。

(2) 実験方法

水路中への砂れきは 1 個ずつ単体で供給した。これは、さきの越流実験において、流水中の混合砂れきの動きは個々の粒径の砂れきの単体としての動きと同じであるとみなされたからである。定常状態における実験は各の水路で流量の変化の少ない時期におこなった。粒径別に着色されたれきについての流動速度を 10 回測定し、その平均値を求め v_s とした。流速は広井式流速計を用い、水路床より 5cm の位置の流速を底流速とした。表面流速は浮子によって求め、それぞれ v , v_0 とした。飛び出し状態における実験は越流砂れきの落下到達距離を求めた。

(3) 実験の結果

(a) 定常状態における実験 表 1-9 は定常流中を流下する粒径別砂れきの速度を示したものである。A 水路は水路幅が 40cm で、砂れきは流心に沿ってほぼ直進し、小粒径のものは滑動と転動形態で流下するものが多く、跳動を伴う動きをするものも観察された。粒径が大きくなると、不規則な塊状の砂れきは転動するものが多かった。A1~5 水路においては、磁製球、鋼球の速度を併記した。これらの球体は転動が主体で、磁製球の小さいもののなかには球であっても滑動形態で移動するものが認められた。

B, C, D 水路は幅が 200cm で、流下する砂れきは形状によってかなり不規則な経路をたどるものが観察され、A 水路と比較すると、やや速度が低下している傾向が認められた。

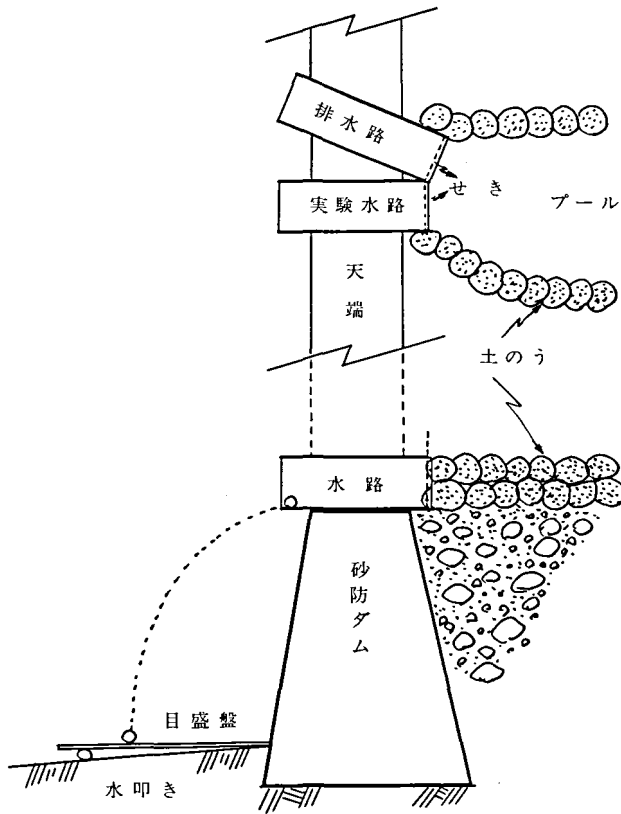


図 1-33 砂れきの飛び出し実験装置

E水路は急勾配水路で、水平部分から急勾配に変化する水路での砂れきの速度を測定したものであり、飛び出し状態における砂れきの挙動と類似し、跳動するものが顕著であった。

(b) 飛び出し状態における実験 越流する砂れきは水脈中を、あるいは、水脈に沿って流下し、大粒径のものは途中から水脈を離れて落下するものがあったが、粒径に応じて到達距離を異にした。

表 1-10 は飛び出し状態における粒径別砂れきの速度を示したものである。飛び出し状態における実験では、個々の砂れきを定常状態である下流端より上流 1.4m の位置から流下させている。下流端付近までの砂れきの動きは、定常状態におけると同様に小粒径のものは主として滑動し、大粒径のものは転動するものが多かった。この区間における粒径の大きさによる速度の相違はそれほど顕著でなく、大粒径の砂れきが、小粒径のものより比較的速く下流端付近に到達するものもあった。個々の砂れきは、それぞれの動きを示しながら停止することなく流下し、下流端付近では一様に、“すい込まれる”ように加速されて越流し、水脈中を、あるいは水脈に沿って流下し、大粒径のものは途中から水脈を離れて落下するものがあった。そして、粒径に応じて落下到達距離を異にした。

(c) 定常状態と飛び出し状態の比較 表 1-9, 表 1-10 の測定値から、砂れきの速度 (v_s)

表 1-9 定常状態における砂れきの速度

実験水路	勾配 (%)	水深 (cm)	表面流速 (m/sec)	底流速 (m/sec)	粒径別砂れきの速度 (m/sec)							備考
					15mm	25mm	35mm	50mm	70mm	90mm	110mm	
A-1	1.0	17.8	2.21	2.09	1.52 1.72 —	1.50 1.59 1.25	1.43 1.59 1.27	1.43 1.58 1.27	1.42 1.67 1.33	1.37 — 1.34	1.42 — —	砂れき 磁製球 鋼球
A-2	1.0	14.5	2.17	2.01	1.40 1.62 —	1.39 1.54 1.17	1.37 1.52 1.24	1.36 1.60 1.18	1.37 1.58 1.21	1.30 — 1.27	1.37 — —	"
A-3	1.0	11.0	2.01	1.80	1.31 1.44 —	1.26 1.47 1.12	1.29 1.41 1.08	1.26 1.52 1.10	1.31 1.45 1.17	1.21 — 1.14	1.18 — —	"
A-4	1.0	7.0	1.66	1.34	1.05 1.20 —	1.03 1.19 0.86	0.97 1.19 0.92	1.00 1.19 0.92	(1.00) (1.24) (0.97)	(0.79) — (0.93)	(0.79) — —	"
A-5	1.0	5.3	1.49	1.10	0.92 1.04 —	0.89 1.04 0.78	0.88 1.07 0.81	0.91 1.12 0.86	(0.84) (1.15) (0.88)	(0.68) — (0.81)	(0.68) — —	"
A-6	1.0	11.5	2.00	1.83	1.39	1.21	1.28	1.28	1.31	1.23	1.20	砂れき
A-7	1.0	9.8	1.92	1.83	1.27	1.21	1.26	1.24	1.25	1.17	(1.15)	"
B	0.90	27~28	2.23	1.73	1.28	1.33	1.33	1.23	1.18	1.28	1.17	"
C	0.74	26	2.33	1.46	1.21	1.19	1.20	1.16	1.09	1.07	1.11	"
D	0.21	29~31	1.16	1.00	0.48	0.52	0.53	0.50	0.55	0.51	0.55	"
E	18.4	17~18	3.38	2.74	3.04	3.07	2.74	2.54	2.43	2.41	2.24	"

注) 1. 水路A~Eは既設のコンクリート水路。A1~A7は同一水路で流量を変化させた。A水路の水路幅は40cm, B, C, D水路は200cm, E水路は30cmである。
 2. 砂れき(花崗岩)の比重は2.63, 磁製球2.41, 鋼球7.89
 3. ()は粒径が水深より大きい場合を示す。

表 1-10 飛び出し状態における砂れきの速度

実験 (No)	流量 (ℓ/sec)	水深 (cm)	表面流速 (m/sec)	底流速 (m/sec)	粒径別砂れきの速度 (m/sec)							備考
					15mm	25mm	35mm	50mm	70mm	90mm	110mm	
1	45	7.5	1.54	1.44	1.43	1.35	1.28	1.21	1.14	(1.10)	(1.02)	小沢川 水路勾配: 水平
2	60	9.5	1.64	1.54	1.53	1.47	1.38	1.29	1.22	1.19	1.08	" "
3	59	10.0	1.36	1.19	1.19	1.16	1.13	1.07	1.02	1.03	0.92	小黒川 水路勾配: -1.0°
4	119	16.0	1.57	1.40	1.39	1.40	1.35	1.25	1.23	1.14	1.03	" "
5	63	11.0	1.77	1.57	1.65	1.56	1.37	1.19	1.17	1.14	0.98	小黒川 水路勾配: 水平
6	107	15.0	2.10	1.92	2.00	1.79	1.74	1.57	1.50	1.51	1.31	" "
7	132	17.0	2.15	1.96	2.06	1.92	1.85	1.64	1.59	1.50	1.39	" "

注) 1. 流速 (m/sec), 砂れきの速度 (m/sec) は水脈, 砂れきの落下到達距離から求めた。
 2. 流量は砂れきを流下させない状態で広江式流速計の読みと流積を掛けて求めた概算値である。
 3. 水深は下流端で測定した。
 4. () は粒径が水深より大きい場合を示す。

と表面流速 (v_0) との比 (v_s/v_0), 水深 (h, h_0) と砂れきの粒径 (d) との比 ($h/d, h_0/d$) を求めそれぞれ相対速度, 相対水深と名づけた。ここに h は定常状態, h_0 は飛び出し状態における下流端の水深である。

v_s/v_0 は, $v_s/v_0 = a(h/d)^a$ であらわされる(詳細は1.5.3で考察する)。縦軸に v_s/v_0 , 横軸に $h/d, h_0/d$ を対数軸にとってプロットしたものを図1-34, 図1-35に示した。

これらによって, 定常状態と飛び出し状態における砂れきの速度を比較する。両者の実験

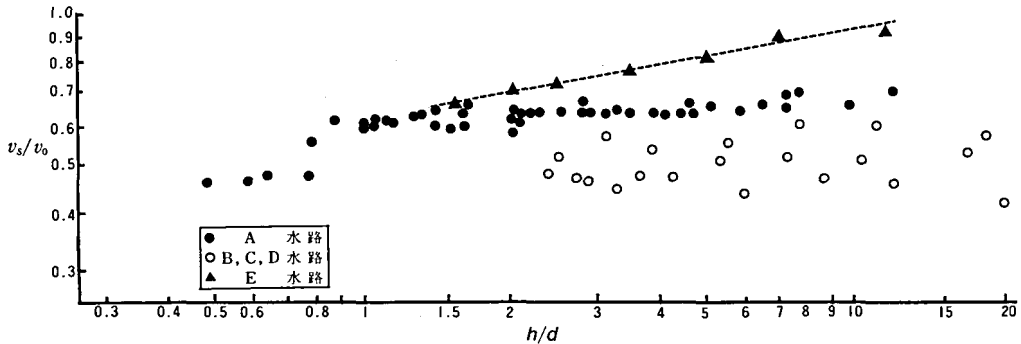


図 1-34 定常状態における砂れきの速度

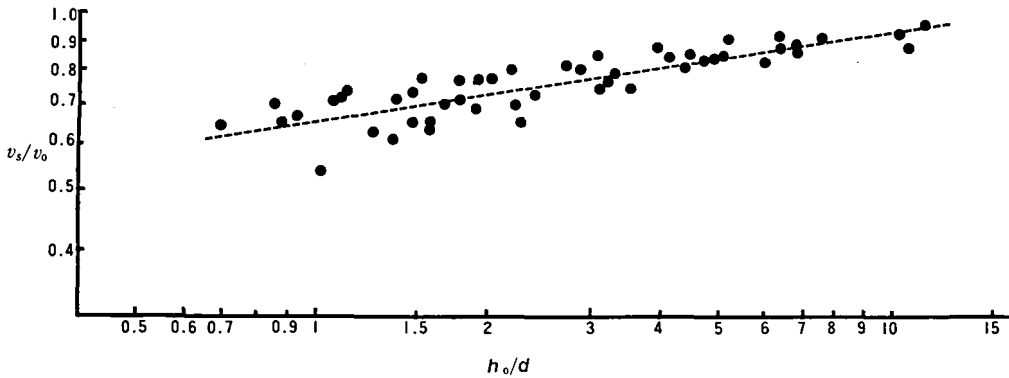


図 1-35 加速状態における砂れきの速度

では同じ供試れき，あるいは，ほぼ同じ粒径のものを使用しているのに，相対水深の大小による相対速度の相違がかなり顕著である。

図 1-34 の定常流において，A 水路は相対水深の大小による相対速度の変化が認められずほぼ一様である。 h/d が 1.0 より小さい部分のばらつきは，粒径が水深より大きい特殊の場合である。B, C, D 水路では，A 水路の場合と同じ傾向を示すがばらつきがある。水路による相対水深に対する相対速度のばらつきの相違は，A 水路においては水路幅がせまく，流れが急であって砂れきがほぼ直進するのに対し，B, C, D 水路は水路幅が広く流速が比較的小さく，砂れきは不規則な経路をたどって流下するものがあつたためであると考えられる。

図 1-35 の飛び出し状態においては，相対水深が大きくなると，相対速度はほぼ一様 to 大きくなっており，相対速度と相対水深の関係は定常流における場合と異なる傾向を示している。 h/d が 1.0 より小さい場合，定常状態と異なるが，これは慣性力の影響によるものと考えられる。

定常状態の流下において，水路幅がせまく，流速が比較的大きい場合（水路 E）については，図 1-34 で示すように，相対水深が大きくなると相対速度は大きくなる傾向を示している。すなわち，定常状態においても流速がある程度以上になると，越流の場合の砂れきの運動に近くなることを示唆するものと考えられる。

1.5.2 実験による理論式の検討

定常状態と飛び出し状態における砂れきの速度測定により次のことが挙げられる。

- (i) 流水中の砂れきは粒径、形状および流速によって、滑動、転動、跳動など様々な運動をするので、それぞれの運動形態によって、条件が同じでも砂れきの速度は異なる。したがって、砂れきの速度をもとに計算される摩擦係数は多様に変化することになる。
- (ii) 定常状態と飛び出し状態では、相対速度 (v_s/v_0) と相対水深 (h/d) の関係は異なる。この相違は砂防ダム天端上で越流砂れきは、いわゆる“すい込まれる”の現象によって加速されることを示唆するものと考えられる。

定常流における砂れきの速度の測定値から求めた摩擦係数を定常状態における摩擦係数と呼称し、飛び出し状態における測定値を用いて求めたものを加速状態における摩擦係数と呼称することにする。二つの摩擦係数の検討と、加速状態における砂れきの速度について考察をおこなった。

(1) 摩擦係数の検討

(25)式を再掲すると摩擦係数 μ は次式によってあらわされる。

$$\mu = \frac{(v - v_s)^2}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) \frac{1}{C_D} \frac{4}{3} g d} \quad (25)$$

砂れきの密度 (σ)、流水の密度 (ρ) をそれぞれ、 $\sigma = 2.6$ 、 $\rho = 1.0$ とし、 $g = 9.8 \text{ m/sec}^2$ および抗力係数 (C_D) = 0.4 を与え、 v 、 v_s は表 1-9、表 1-10 の底流速、砂れきの速度を用いて μ を計算した。(25)式であらわされている μ は砂れきと河床の摩擦係数としているが、摩擦係数は原理的には面と面に働く力であって、砂れきのように 3 次元的な物体に働く力ではない。しかし、流水中を河床面に接して運動する砂れきは河床面での摩擦抵抗を受ける。

一方、砂れきが跳動するとき、1 回の跳躍距離が相当な長さに達するような状態は浮流状態とみなせる。跳躍を比較的短い距離で繰返す運動を浮流状態と区別して浮流運動と定義すると、浮流運動と河床を動く掃流運動とは原則的に区別される。したがって、流水中の砂れきの運動形態は、常時流水中を運動する浮流および浮流状態(流水につかまる)、浮流運動(跳動：とびはねる)、掃流運動(滑動：すべる、転動：ころがる)の 3 種に区別されなければならない¹¹⁾。ところが、(25)式であらわされる μ はそれぞれの運動形態に対応するものとして示されていない。とくに、浮流状態、浮流運動のように河床から離れて流水中を運動する砂れきの摩擦係数を(25)式から求めることは不合理である。

このように、流水中の砂れきは摩擦抵抗のほかに、砂れきが運動することによって生ずる流体抵抗を受ける。したがって、(25)式をもとにして求められる運動砂れきの μ は、粒径と流速が関係すると考えられる摩擦抵抗と、砂れきの速度が関係する流体抵抗を総括したもの、いわゆる“みかけの摩擦係数”として考える必要がある。そこで、 μ をみかけの摩擦係数として検討をおこなった。

図 1-36 は定常状態における砂れきの速度の測定値から求めた μ である。図 1-36 の(1)は流動物体の形状と密度の相違、図 1-36 の(2)は流速の相違、図 1-36 の(3)は水路条件の相違によるそれぞれの μ の値を粒径別に示したものである。

(a) 流動物体の形状、密度の影響

図 1-36 の(1)は自然状態の砂れきと鋼球、磁製球について、同じ水路でほぼ同一の水理条件のもとで求めた μ である。砂れきと球体の比較では球体の μ が小さく、鋼球と磁製球の比

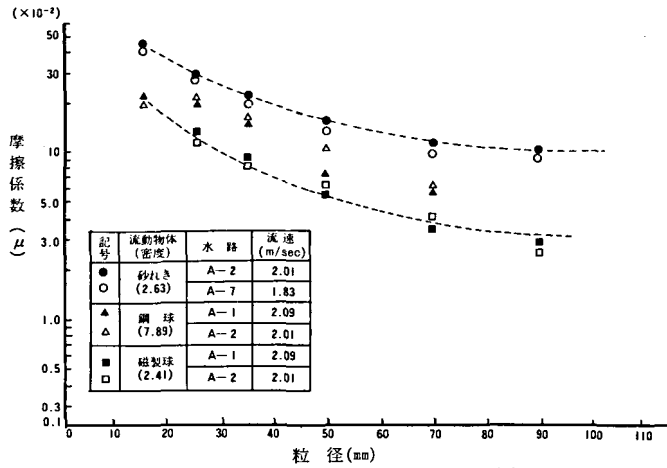


図 I-36 定常状態における摩擦係数(1)
(流動物体の形状、密度の影響)

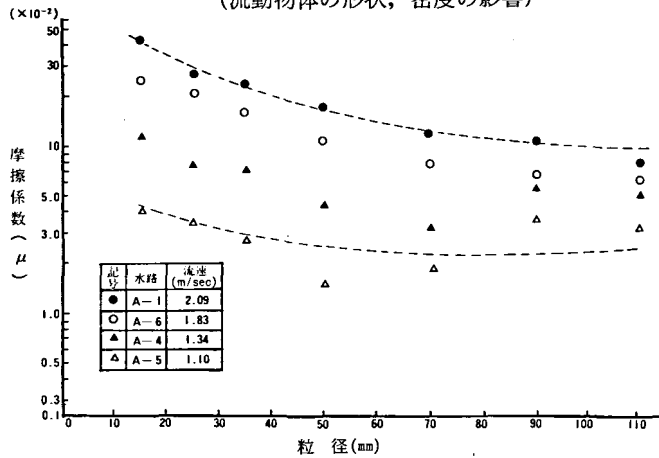


図 I-36 定常状態における摩擦係数(2)
(流速の影響)

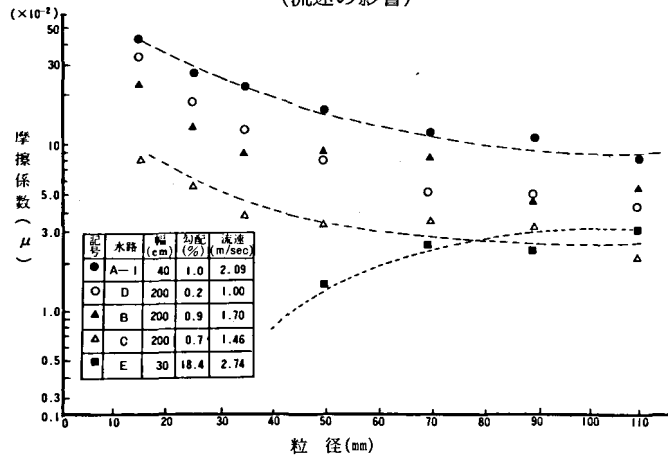


図 I-36 異常状態における摩擦係数(3)
(水路条件の影響)

較では密度の小さい磁製球の μ が小さくなっている。いずれも流動しやすいものの μ が小さくなっており、一般に考えられることと一致している。

実験中、粒径の大きい角塊状のれきが球状のものとほぼ同様に転動形態で流動している状況を観察している。砂れきと鋼球は形状、密度が著しく異なっているのに μ の値はそれ程相違しない。このことは、運動を開始した物体は慣性力の影響が大きく、粒径に応じて等速運動をすることを示している。

(b) 粒径の影響

図1-36の(1),(2),(3)のいずれにおいても μ は粒径が大きくなるに従って小さくなり、ある粒径以上になると μ はほぼ一定の値を示す傾向を示している。この実験の場合、ある粒径はほぼ50mm程度で、球形の整っている鋼球、磁製球の場合もほぼ同様の傾向を示した。このことは、粒径の大きいものが転動運動を開始すると、慣性力によって運動を継続するからで、このような状態になると形状の影響は小さいとしたさきの観察の結果と一致している。

摩擦係数そのものは粒径によって異なることはないはずである。しかし、粒径が小さいと流速の影響を受けて跳躍し、1回の跳躍距離が大きくなり、河床に接しないで浮流運動をする時間が長くなる。この場合には細粒の砂れきは流体抵抗と流れの乱れによる影響を受けると考えられ、不規則な運動をするので計算上の μ が大きくなっていると考えられる。

粒径が大きいと慣性力が大きく、慣性力によって直進する傾向が強くなり、 μ は小さくなると考えられる。そして、ある粒径より大きいと転動するものが多くなり、運動を開始すると慣性力が影響して流速に追随し、それぞれの粒径に応じた速度で等速運動をするので μ はほぼ一定になると考えられる。この場合の μ がいわゆる流水中を運動する砂れきのみかけの摩擦係数といえるものであろう。

(c) 流速の影響

図1-36の(2)は同一水路で流量、流速を変化させた場合の μ を示したものである。流量、流速が増大すると流速が大きくなるに従って μ は大きくなっている。運動中の砂れきと河床の摩擦係数がほぼ同じであるとする、流速の相違による μ の違いは流体抵抗の影響によるものと考えられる。流体抵抗は流速が大きくなればそれだけ大きな抵抗を受けることになり、一般に考えられていることと一致している。

(d) 水路条件の影響

図1-36の(3)は水路幅、水路勾配、流量の異なる水路条件において求めた μ である。流速の影響は前項の結果とほぼ同様で流速が大きいと μ は大きくなっている。しかし、水路D、Eではこの関係が異なっている。水路Dの場合は、水路幅が広く水路勾配が小さいので、流速分布が水平的にも垂直的にも複雑である。運動中の砂れきは前述のように流れの乱れの影響を受け、不規則な経路をたどって移動するので、計算上の μ が大きな値となっているといえよう。水路Eは他の水路条件と異なり、水路勾配が18.4%と急に大きくなる水路である。勾配が変わるところで加速され、流速が大きくなるので、砂れきの跳躍距離が長くなるため、慣性力が働いて砂れきが直進するので計算上の μ が小さくなっていると考えられる。そして、水路Eの場合の μ は次に述べる加速状態における場合の μ と類似している。

(e) 加速状態における摩擦係数

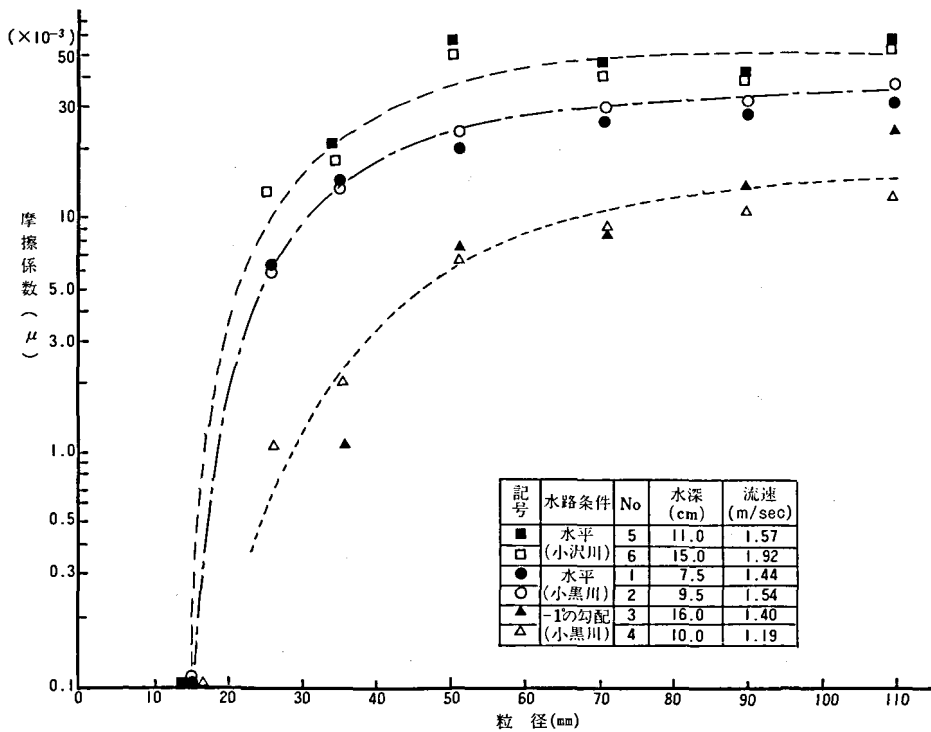


図 1-37 加速状態における摩擦係数

図 1-37 は既設砂防ダムの水通し天端へ設置された木製水路の下流端において、加速状態で飛び出し中の砂れきの速度の測定値から求めた μ を示したものである。定常状態における流速の影響と比較して μ は若干ばらついているが、同一の水路条件における μ はかなりまとまった結果を示している。加速状態における小粒径の砂れきの μ は、定常状態における場合と異なり著しく小さい。加速状態においては細粒の砂れきは浮流状態になる機会が多くなり、いわゆる“流れにつかまる”状態が長く続くからであると考えられる。とくに、粒径 15, 25mm のものは底層部の流速よりも速い速度で流下している。定常状態において細粒径のものは不規則な運動をするものがあつたが、加速状態においては完全に流水につかまって直進するので、計算上の μ が著しく小さくなったものと考えられる。

粒径が大きくなり転動形態で掃流されると、摩擦抵抗が加わって μ は徐々に大きくなり、ある粒径より大きくなると、同一水路条件では μ はほぼ一定の値を示している。ある粒径は実験条件ではほぼ 50mm 程度であつて、定常流の実験の場合と一致する傾向を示した。粒径が大きい砂れきは運動を開始すると慣性力が大きくなり、その影響を受けて粒径に応じた速度で等速運動をするからであると考えられる。そして、この値が移動砂れき本来のみかけの摩擦係数を示しているものといえよう。

(f) 流水中を運動する砂れきの摩擦係数

定常状態と加速状態における砂れきの速度の測定値を用いて μ を求め、それぞれの μ について考察をおこなつた。ここで、図 1-36 と図 1-37 を重ね合わせ、定常状態、加速状態に

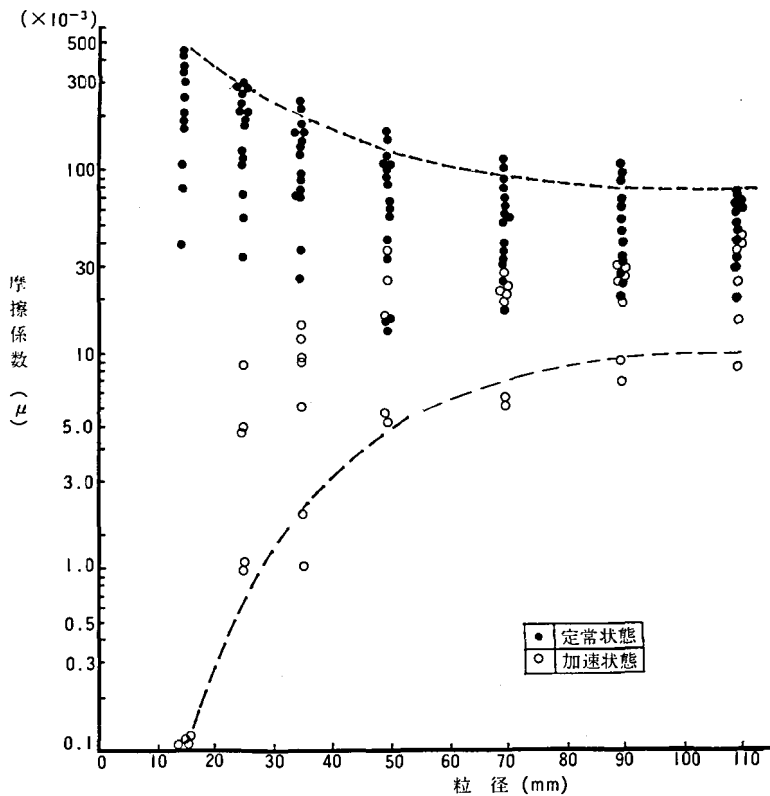


図 1-38 流水中を運動する砂れきの摩擦係数

おける μ を総括してあらわすものとして図 1-38 を作成した。図 1-38 をみると次のように要約される。

流水中の砂れきは運動を開始すると細粒の砂れきは 1 回の跳躍距離が比較的短い浮流運動 (定常状態) をするか、流れにつかまって浮流、浮流状態 (加速状態) になると考えられる。したがって、いずれの場合も河床から離れて水中を運動する時間が長く、この状態での μ は流体抵抗をあらわすと考えられる。流体抵抗をあらわすものを μ' とすると、 μ' は流速分布、流水の乱れの影響を受けるので変動が大きい。定常状態では停止と運動をくり返し、また、不規則な経路をとって移動するので μ' は大きく、加速状態では流水につかまって直進するので μ' は著しく小さくなっている。これらはいずれも計算上の μ であって、摩擦係数とは別の問題として取扱うべきものであると考えられる。実験条件では粒径 50mm 以下のものがこの状態であったと考えられる。

粒径の大きい砂れき、この実験では 50mm 以上のものは運動を開始すると慣性力の影響を受けて流速に追随し、主として転動運動を継続する。この運動を継続する状態ではみかけの摩擦係数 μ は、図 1-38 ではほぼ重なっており、ある範囲の値を示す傾向を示した。この実験では μ の値はほぼ 0.01~0.1 の範囲であった。

河床に静止している砂れきが運動を開始するときの摩擦係数は前述のように 0.32~0.5 程度であるといわれている¹²⁾。これと比較すると運動中の砂れきの μ ははるかに小さいもので

あることが示された。しかし、運動中の砂れきの μ を特定することはできなかった。以上のことから、洪水時に砂防ダムを越流する砂れきの速度を推定するときの摩擦係数は次のように考えられる。

一般に、洪水時においては浮流状態で越流する砂れきは掃流状態で越流するものと比較して少ない²⁷⁾。浮流あるいは浮流運動をする細粒砂れきの μ については、実験上大小様々であったが、これらは計算上の μ であって摩擦係数とは別の問題として取扱うべきものと考えられる。そして、現実的には細粒砂れきは流水につかまって越流するから、砂れきの速度は越流水の速度と同じであるとみなせる。

前項の混合砂れきの越流実験において、水脈中を越流するか、裏側水脈に沿って越流し、水脈から離れて内側に落下するか、その限界の目安として平均粒径の砂れきが考えられると推定した。このことと、これまでに検討してきたある粒径以上の砂れきの摩擦係数を考慮すると砂防ダムを越流する砂れきの摩擦係数は掃流状態で運動する平均粒径以上のものを対象にし、みかけの摩擦係数として0.01~0.1の値を使用すればよいことが示唆されていると考えられる。

(2) 定常状態と飛び出しの関係

流水中における砂れきの速度に関係すると考えられる摩擦係数を検討した結果、砂れきの運動形態によって細粒砂れきは流速変化、流水の乱れの影響を受け、浮流あるいは不規則な浮流運動をするのでみかけの摩擦係数(μ)は大きく変動する。しかし、これらは計算上の μ である。そして、現実の洪水流では掃流形態で転動する大粒径砂れきが主体を占め、慣性力の影響を受けて運動を継続する。この状態では定常状態、加速状態にかかわらず μ はかなりまとまった値であることが示された。

一方、流水中における砂れきの速度の測定値は図1-34、図1-35に示されているように定常状態と加速状態における相対速度(v_s/v_0)と相対水深(h/d)の関係が相違している。掃流運動を継続する砂れきの摩擦係数が定常状態と加速状態ではほぼ同じ値であることを考慮すると、加速状態から定常状態に移行すれば図1-35の v_s/v_0 と h_0/d の関係は、図1-34における v_s/v_0 と h/d の関係と同じになると考えられる。

したがって、加速状態における相対速度の変化は、水通し天端下流端付近における加速の影響を受け、瞬間的に変化する過渡的現象によるものであると推定される。

図1-39は水路実験における下流端付近の流速変化を示したものである。流水が下流端に近づくとき徐々に加速されるが下流端の直前、ほぼ下流端の水深に相当する位置付近で急激に加速される状況が示されている。

図1-40は砂防ダム水通し天端の摩耗状況の1例である。最初、A(上流端)ーB(下流端)であった水通し天端が摩耗されてA'ーB'になっている。越流砂れきによるコンクリートの摩耗は越流砂れきの速度に比例する¹⁶⁾ことから考えると、越流水は下流端付近でかなり加速されることを示している。

下流端の流速分布において、流水が下流端に近づくとき曲流し、遠心力の影響で水位が低下し、底層部の流速が増大することについて水理学的な考察をおこなった。下流端付近では垂直断面において底層部の流速が増大するだけでなく、水平方向の流速変化も顕著であって、とくに、下流端の直前で加速されると推定できる。そこで、加速状態における砂れきの速度

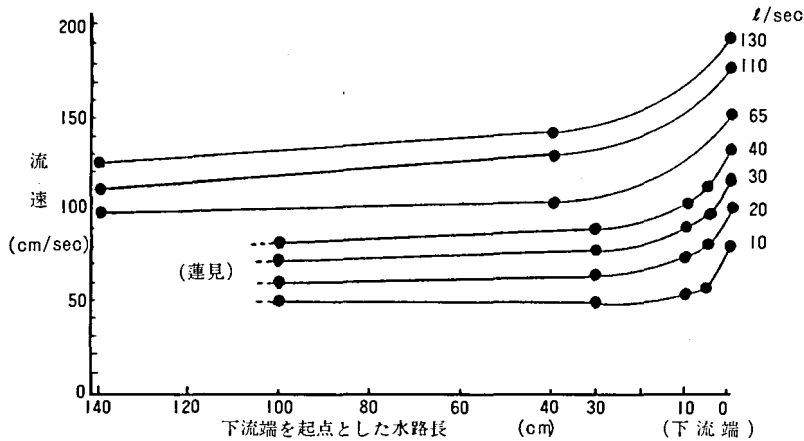


図 1-39 実験水路の下流端付近における流速変化

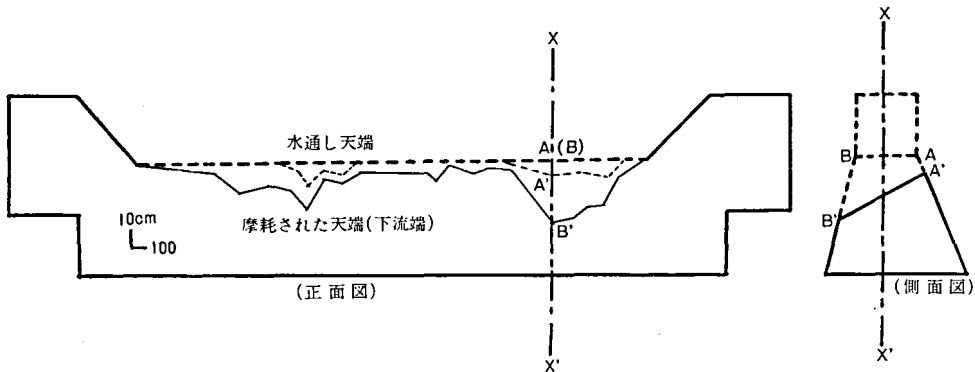


図 1-40 水通し天端(青木川)の摩耗状況

変化について考察をおこなった。

運動を開始した砂れき、あるいは、運動を継続中の砂れきが急激な加速によって速度を変化させ、その後、定常運動をするようになる経過は、(22)式をもとにして、次に示す運動方程式であらわされる。

$$\sigma K_2 d^3 \frac{dv_s}{dt} = (\sigma - \rho) K_2 d^3 g \sin \theta + \frac{\rho}{2} C_D K_1 d^2 (v - v_s)^2 - (\sigma - \rho) K_2 d^3 g \mu \cos \theta \quad (26)$$

ここに、 v を下流端の代表流速、 v_s を砂れきの速度、 d を砂れきの粒径、 K_1 、 K_2 をそれぞれ砂れきの断面積、体積を表す係数、 C_D を抗力係数、 μ を摩擦係数、 θ を河床勾配とする。 σ 、 ρ はそれぞれ砂れき、流水の密度である。(26)式の右辺第1項は砂れきの水中重量による斜面方向の力、第2項は速度差によって砂れきに加わる流体力、第3項は摩擦抵抗である。

砂防ダムの水通し天端では $\theta \approx 0$ と考えられ、その場合は右辺第1項は無視できる。(26)式

を整理すると,

$$\begin{aligned}\frac{dv_s}{dt} &= \frac{C_D \sigma}{2\sigma K_2 d^3} K_1 d^2 (v - v_s)^2 - \frac{\sigma - \rho}{\sigma} g \mu \\ &= \frac{C_D \sigma K_1 d^2}{2\sigma K_2 d^3} \left\{ (v - v_s)^2 - \frac{(\sigma - \rho) g \mu}{\frac{C_D \sigma K_1 d^2}{2K_2 d^3}} \right\}\end{aligned}\quad (27)$$

ここで $K_1/K_2=3/2$ であるから,

$$\begin{aligned}a &= \frac{C_D \rho K_1 d^2}{2\sigma K_2 d^3} = \frac{3C_D \rho}{4\sigma d} \\ b^2 &= \frac{2(\sigma - \rho) K_2 d^3 g \mu}{C_D \rho K_1 d^2} = \frac{4(\sigma - \rho) g \mu d}{3C_D \rho}\end{aligned}$$

とおくと, (27)式は,

$$\frac{dv_s}{dt} = a\{(v - v_s)^2 - b^2\} \quad (28)$$

v = 一定として, $v - v_s = x$ とおくと,

$$\begin{aligned}-\frac{dv_s}{dt} &= \frac{dx}{dt} \text{ であるから, (28)式は,} \\ \frac{dx}{b^2 - x^2} &= a dt\end{aligned}\quad (29)$$

となる。

(29)式を $t=0$ のとき, $v_s = v_{s_0}$ となる条件のもとにこれを解くと,

$$\frac{1}{2b} \log_e \frac{(b+x)\{b-(v-v_{s_0})\}}{(b-x)\{b+(v-v_{s_0})\}} = at \quad (30)$$

$$e^{2abt} = \frac{(b+x)\{b-(v-v_{s_0})\}}{(b-x)\{b+(v-v_{s_0})\}} = \frac{(b+v-v_s)\{b-(v-v_{s_0})\}}{(b-v+v_s)\{b+(v-v_{s_0})\}} \quad (31)$$

(31)式を整理して,

$$v_s = \frac{(v-b)(b+v-v_{s_0}) + (v+b)(b-v+v_{s_0})e^{-2abt}}{(b+v-v_{s_0}) + (b-v+v_{s_0})e^{-2abt}} \quad (32)$$

が得られる。(32)式は $t \rightarrow \infty$ ならば,

$$v_s = v - b = v - \sqrt{\frac{4(\sigma - \rho) g d \mu}{3C_D \rho}} \quad (33)$$

となる。

(33)式は流水中の砂れきの速度について, 力の釣合条件つまり, 砂れきの速度が定常状態になったとして求めた(23)式と同じである。

(32)式に, 砂れきの密度(σ)=2.6, 流水の密度(ρ)=1.0, 抗力係数(C_D)=0.4, 重力の加速度(g)=9.8m/sec², 摩擦係数(μ)=0.05 を与え, $t=0$ のとき $v_{s_0}=0$, $v=2$ m/sec として時間経過に対する v_s の変化を求めた。摩擦係数(μ)は前項で求めた図1-36, 図1-37の内容から0.01~0.1の平均的な値として, $\mu=0.05$ を用いた。

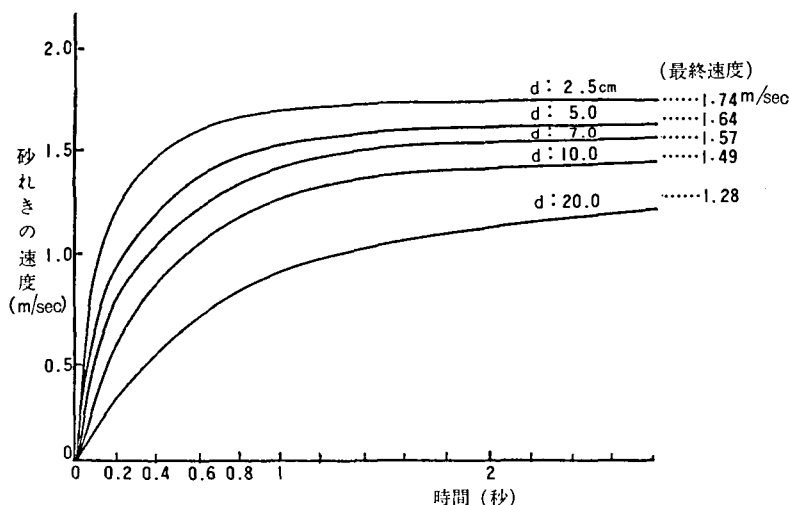


図 1-41 水通し天端における砂れきの速度変化(計算値)

図 1-41 は時間経過に対する v_s の変化の状況を示したものである。図 1-41 をみると、小粒径のものはきわめて短い時間に定常速度に近づくが、粒径が大きくなるに従って定常速度に近づくまでに時間がかかることがわかる。

洪水時に砂防ダムを越流する砂れきの多くは、水脈の底層部に沿って集中的に流下し、底流速 (V_s) は表面流速 (V_0) から、

$V_s = (0.7 \sim 0.9) V_0$ で推定される。そこで、(32)式の代表流速 (v) を表面流速 (v_0) とみなし、それに追隨して移動する砂れきの速度 (v_s) が v_0 の 0.7 に達するまでの時間を求めてみる。

(30)式より、

$$t = \frac{1}{2ab} \log_e \frac{(b+x)\{b-(v-v_{s0})\}}{(b-x)\{b+(v-v_{s0})\}} \quad (34)$$

となる。 $v = v_0 = 2 \text{ m/sec}$ $v_{s0} = 0$ とすると、 $v_s = 0.7v_0 = 1.4 \text{ m/sec}$ したがって、 $x = v - v_s = 0.6 \text{ m/sec}$ になる。

これを用いて粒径に対応する時間を計算すると、表 1-11 のようになる。表 1-11 は、図 1-41 の縦軸で砂れきの速度が 1.4 m/sec であることに対応する横軸の時間を数値的に示し

表 1-11 砂れきの速度が表面流速の 0.7 の速度に到達するまでの時間

粒 径 (cm)	1.5	2.5	3.5	5.0	7.0	9.0	10.0
時 間 (秒)	0.16	0.28	0.41	0.62	0.96	1.41	1.70

注) 表面流速 2 m/sec , 摩擦係数 0.05 として計算

たものである。

越流水が砂防ダムの水通し天端を越流する時間は定め難いが、図 1-14 により、水叩きの摩耗痕から求めた洪水流の平均的な表面流速 (V_0) を $3.0 \sim 4.0 \text{ m/sec}$ とし、水通し天端厚の 2 m を流下する時間をみると流下時間は約 $0.7 \sim 0.5$ 秒程度かかることになる。この時間をもとに表 1-11 をみると、小粒径のものは流下過程で最終速度 (定常状態) になるが、粒径の大きいものは最終速度に達するまでに時間がかかり天端上を流下する間に最終速度に達することができないことが推定される。

加速状態になる下流端においては、小粒径の砂れきはほぼ瞬間的に流水につかまるが、粒径が大きくなると、越流水の流速に追従するまでに時間がかかり、流水につかまる前に下流端を離れるので底流速より遅い速度で飛び出すことになる。

砂防ダム水通し天端の下流端付近における砂れきの速度変化は、加速状態の短い時間における過渡的現象であると考えられ、飛び出し状態においては、粒径の大小による速度の相違があらわれると解釈される。そして、粒径の大きい砂れきは砂防ダムを越流するとき裏側水脈から離れて落下することになる。

1.5.3 飛び出し速度を推定する実験式

砂防ダムの水通し天端を越流する砂れきの飛び出し速度は、理論的にはこれまでに述べた方法で求められるが、砂れきに作用する流速を推定する場合の曲率半径、粒径と流速が関係すると考えられるみかけの摩擦係数および下流端付近を越流するに要する流下時間を特定することが困難であり、計算過程が繁雑である。そこで、これまでの考察をふまえ、比較的推定することの可能な表面流速との関係から、実用的に砂れきの飛び出し速度を求めることを考える。

さきの考察から、砂れきに作用する流速 (v) と表面流速 (v_0) の関係は (17) 式で示される。 v/v_0 は、水深、勾配、粗度係数などの関数であらわされるが、(17) 式を検討し、砂防ダムの水通し天端を越流するという限られた条件では勾配、粗度係数は一定とすると、

$$\frac{v}{v_0} = f(h_0) \quad (35)$$

であらわされる。一方、砂れきの速度 (v_s) は (24) 式で求められる。この式を用いるとき摩擦係数の特定が必要であるが、前述のようにその特定は困難である。しかしながら、みかけの摩擦係数は水深と砂れきの粒径が関係してある範囲におさまリ、洪水時に粒径の大きい砂れきがかなりの速度で運動するようになると、ほぼ一定であるとみなすことのできる可能性を示した。

また、前述したように抗力係数 (C_D) は一定になるとする。したがって、(24) 式における v_s/v は、水深と粒径によってあらわされることになる。そこで、

$$\frac{v_s}{v} = g(h_0, d) \quad (36)$$

とすると、(35)、(36) 式から、

$$\frac{v_s}{v_0} = \frac{v}{v_0} \frac{v_s}{v} = F(h_0, d) \quad (37)$$

の関係が得られる。そこで、

$$\frac{v_s}{v_0} = \alpha \left(\frac{h_0}{d} \right)^\beta \quad (38)$$

なる関係式において、飛び出し速度を求めた実験の測定値を用いて係数 α, β を定めた。その結果、

$$\frac{v_s}{v_0} = 0.68 \left(\frac{h_0}{d} \right)^{0.148} \quad (39)$$

なる回帰式が得られた。

図 1-42 は、相対速度 (v_s/v_0) を縦軸にとり、相対水深 (h_0/d) を横軸にとって両者の関係を

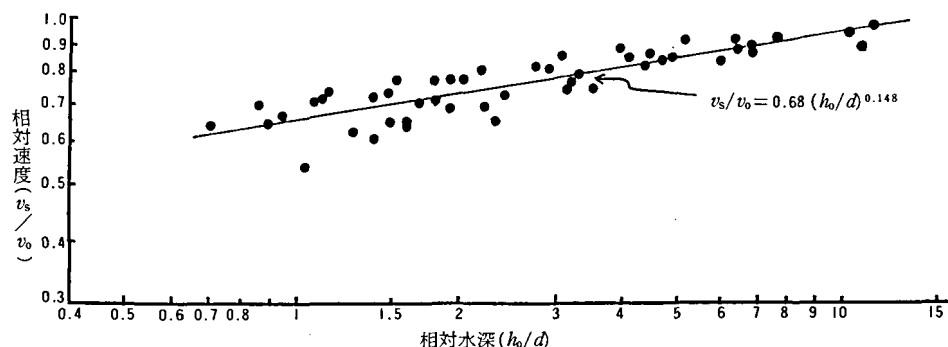


図 1-42 砂防ダムの水通し天端を離れる砂れきの速度

示した図 1-35 に回帰直線を記入したものである。測定値のばらつきは、実験水路の設置条件や表面流速、砂れきの飛び出し速度をそれぞれ水脈、越流砂れきの落下到達距離と落下高から求めている測定精度および実験材料とし自然の砂れきを使用したためと考えられる。自然砂れきは粒径、形状が様々であって、しかも、粒径をふるい目の大きさに規定しているなど、かなり複雑な現場実験にならざるを得なかった。

このように、実験の結果には多くの問題点を含んでいるが、既設砂防ダムの摩耗痕を解析して得られた越流砂れきの挙動に関する知見および前項の考察などを総合すると、洪水時に砂防ダムを越流するときの砂れきの飛び出し速度を(39)式で推定することの実用性はかなり高いと考えられる。

第2章 砂防ダム下流面の検討

砂防ダムは古くから建設されており、その築設材料、施工法は空石積、練石積、コンクリートダムと変遷し、向上した³³⁾。第2章では砂防ダムの下流法面(下流面と呼称してきた)の摩耗問題と下流法の決定法について検討する。最初に従来からの下流法の決定法についての経過を述べる。砂防ダムに空石積ダムが用いられた時代は、下流法は緩に築設された。石材は耐摩耗性が優れているから越流砂れきが衝突しても下流面の摩耗は少なかった。しかし、積石より大きい砂れきが衝突すると、積石が割れるかあるいは抜け落ちることによってダム本体が破壊、流失した。したがって、積石の大きさに相当する砂れきを下流面に衝突させない

条件によって下流法を決定した。

初期のコンクリートダムは耐摩耗性が劣っていたので、越流砂れきの粒径に関係なく下流面が摩耗された。したがって、越流砂れきを下流面へ衝突させないか、衝突しても摩耗、損傷を受けることの少ない急な下流法を経験的に与えたと考えられる。

現在は耐摩耗性の優れたコンクリート施工により、石材とコンクリートの特徴をそなえた砂防ダムが築設され、下流面のあり方に対する条件が向上し、さらに、経済性、安定性を考慮することの必要性が増大している。したがって、これに対応する下流法決定法の提示が求められている⁶⁾。

しかしながら、越流砂れきの衝突による突砕き作用は苛酷であり、下流面の摩耗はいわゆる処女面摩耗³⁰⁾³¹⁾³²⁾である。したがって、砂防ダムの下流法は基本的には下流面に対する越流砂れきの衝突条件をもとに決定する必要がある。

越流砂れきの衝突条件のうち、越流砂れきの挙動については第1章で検討をおこなった。一方、越流砂れきの挙動は洪水の規模によって異なる。特定の水利条件、越流砂れきの飛び出し速度に対応させて下流法が決定されると、下流面に衝突する砂れき量が増減し、下流法の違いによって摩耗量が異なる。したがって、下流法の相違による下流面の摩耗機構について実験的に検討をおこなった。

ついで、下流法の決定法について次の点から検討をおこなった。

(i) 越流砂れきの飛び出し速度の推定法の検討。

(ii) 越流砂れきの飛び出し速度、粒径組成、落下経路から下流面に衝突する砂れき量を確率論的に想定し、これをもとに、下流法の相違による摩耗機構から下流面の摩耗量を推定する。この摩耗量に対する砂防ダム全体の摩耗のなかでの検討。

(iii) 砂防ダムの安定性、経済性両面からの検討。

以上の検討結果を総合的に考察し、下流法決定の手順について検討をおこない、下流法決定法の試案を示した。

2.1 下流法決定法の従来からの経過

わが国における初期の砂防ダムは空石積が主体で、安定上、下流法は緩に築設された。砂防ダムの下流法は普通1割以上で、なかには1割5分～2割2分のものがあった²⁴⁾。空石積ダムは前庭が洗掘されて基礎の積石が流失するか、下流面の積石が砂れきの衝突、転動によって割れるか、抜け落ちれば、石積の安定は保持されず、これらの原因によって破壊、流失するものが多かった。そのため、空石積ダムは低ダムを階段状に配置して築設することを要件とし、高ダムを築設する場合は巨石を使用した。そして、上部3分の1の下流法を1割、中位3分の1を2割、最下部を3割として安定を図った²⁾。

このように、明治期までの砂防ダムの下流法は経験的に1割から2割という下流法を用いたのが大方の方式であった³⁴⁾。

ところが、砂防ダムが多数築設されるようになると大洪水時に大転石、流木類が越流し、前庭の洗掘、積石の流失によって破壊される砂防ダムが増大した³⁾。それで、下流法を急にして越流砂れきを下流面へ衝突させないように築設することになった。すなわち、明治年間に欧州に留学した諸戸¹⁾らによって砂防ダム下流法の設計理論³⁵⁾がわが国に導入され、大正年代

には下流法 2 分の砂防ダムを築設することが指導された。その設計理論は下流面に損傷を与える砂れきの大きさを想定し、その砂れきが動き出すときの限界流速と落体の法則から、砂れきが下流面へ衝突しないことを条件として導かれている。

下流法の設計理論は図 2-1 において、

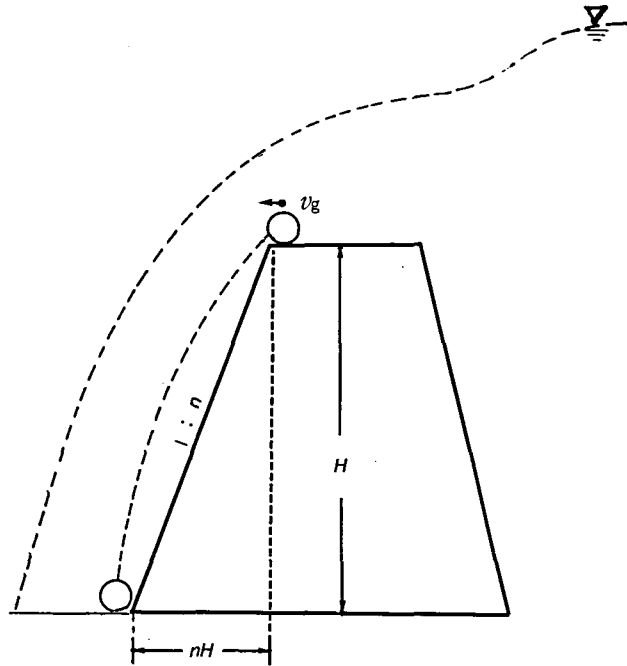


図 2-1 砂防ダム下流法の決定方法

n : 砂防ダムの下流法

H : 砂防ダムの高さ

v_g : 下流面に損傷を与える最小の砂れきの限界流速

g : 重力の加速度

とすると、越流砂れきを下流面に衝突させないためには、条件式、

$$nH \leq v_g \sqrt{\frac{2H}{g}} \quad (40)$$

$$n \leq v_g \sqrt{\frac{2}{gH}} \quad (41)$$

であらわされる。(41)式の限界値をとると、

$$n = v_g \sqrt{\frac{2}{gH}} \quad (42)$$

となり、(42)式によって下流法が決定される。そして、この条件式に用いる限界流速は次式によって求められる²⁴⁾³⁵⁾。

$$v_g = \sqrt{\frac{(\gamma_s - \gamma_w) \cos \theta d \mu}{0.076 \gamma_w}} \quad (43)$$

ここに、

- v_g : 限界流速
- d : 砂れきの粒径
- γ_s : 砂れきの単位体積重量
- γ_w : 流水の単位体積重量
- $\cos \theta$: 河床勾配
- μ : 砂れきと河床の摩擦係数

である。

そして、例えば河床に存在する砂れきのなかで、下流面に損傷を与える最小の砂れきとして、 $d=0.3\text{m}$ を考え、 $\gamma_s=2.4\text{ t/m}^3$, $\gamma_w=1.0\text{ t/m}^3$, $\mu=0.76$, $\cos \theta=0.995$ (河床勾配: 1/100) とすると、(43)式より限界流速(v_g)=2m/sec となり、この値を(42)式に与え、ダム高(H)=5m であれば下流法 $n=0.4$, $H=10\text{m}$ であれば $n=0.28$ となる。

しかしながら、下流面に損傷を与える砂れきの大きさ、摩擦係数および理論値と現実の比較などの詳細は明らかにされていない。

空石積砂防ダムを築設した当時、下流面に損傷を与える最小の砂れきとして、粒径 30cm の砂れきを基準にしたのは次のように考えられる。空石積ダムの積石は一般に粒径 30cm 程度の玉石が使用された。そこで、積石と同じ程度かそれより大きい砂れきが下流面へ衝突し、転動すると、“割れ”、“欠け”あるいは“ゆるみ”によって積石が損壊、脱落する。積石 1 個が抜け落ちれば空石積の構造上、石積の安定は保持できないから、砂防ダムが一挙に破壊、流失する。このことから砂防ダム下流面に損傷を及ぼす最小の砂れきとして、積石の大きさに相当する粒径 30cm 程度のものが考えられたと推定される。わが国において、巨石を使用する砂防ダムが築設されているが、巨石砂防ダムは現在なお残っているものが多い。

積石の大きさに相当する砂れきを基準にすれば、これより小さい砂れきの限界流速は基準にした砂れきの限界流速より小さいので下流面に衝突することになる。しかし、積石より小さい砂れきであれば下流面に衝突しても損傷は少ない。積石より大きい砂れきの限界流速は大きくなり、遠方へ落下するから下流面へ衝突しないという考え方であろうと推察される。こうして求めた下流法は前述のように、 $H=5\text{m}$ で 4 分となるが、実際にはかなり安全側にとって急に築設された³⁾。

わが国で、砂防ダムにコンクリートが使用され始めたのは大正 5 年からで³⁶⁾、空石積ダムと比較するとかなり多くの練石積、コンクリートダム (玉石、粗石、巨石コンクリートダムを含む) が築設された。コンクリートダムの当初は、現在と比較するとセメント品質が劣るばかりでなく、著しく高価³⁾であってセメント使用量に制約があった。その上、運搬、貯蔵をはじめ練混ぜ、締固め、養生など施工技術が未熟であったから、コンクリートの耐摩耗性は劣っていた。そのため、コンクリート砂防ダムの水通し天端、下流面は越流砂れきの衝突による磨耗、損傷が激しくなり、砂防ダム破壊の第 1 の原因であった³⁾。したがって、下流面の摩耗による砂防ダムの破壊を回避するため、下流法はできるかぎり安全側にとって計算値より

急にしなければならなかったと考えられる。

このように、砂防ダムの主体がコンクリートで築設されるようになり、砂防ダムの摩耗、破壊を防止するため、下流法を急にしなければならないという条件の変化はあったが、下流法を緩から急に変更した経過は円滑に進行したものではなかった³⁾⁴⁾⁵⁾。下流法の与え方によって、砂防ダムの安定性と経済性に利害、得失があったから、下流法の緩急をめぐる幾多の論議がなされた³⁾⁴⁾⁵⁾。この間、幾多の論議と試行を経た後、下流法を2分とすることにほぼ定着したのは、赤木³⁷⁾が、「長野県犀川左支泥沢における実験の結果、下流法は2分が適当である。」とした昭和10年頃であると推定される。

砂防ダムの下流法を急にすると、下流面の摩耗、損傷は軽減されたが、前庭の洗掘が激しくなった。そのため、前庭の洗掘防止、対策工法の研究が進められ、現在ではコンクリート水叩きおよび副ダムによる水褥工が施工されている。その後、コンクリート施工技術の進歩によって、砂防ダムの耐摩耗性が向上している経過のなかで、再び下流法に関する問題が提起され⁶⁾³⁸⁾、前述したように越流砂れきの挙動、下流面の摩耗機構、耐摩耗性コンクリートの施工法など解明すべき問題点が片岡⁶⁾によって整理された。

しかし、現在では砂防ダムは建設省河川・砂防技術基準案³⁹⁾に、治山ダムは林野庁治山工事設計基準⁴⁰⁾に、砂防ダムの下流法は原則として2分とすると定められている。そして、現実的には砂防ダムの高さによって経験的に2〜3分が採用されている現状である。

2.2 下流面の摩耗

砂防ダム下流面の摩耗は衝突する砂れきの量¹⁶⁾と下流法の相違による衝突角の変化など砂れきの衝突条件が関係すると考えられる。下流法を緩にすると衝突する砂れきが増加する。したがって、下流面の摩耗量は衝突する砂れきの増加によるものと、衝突角の変化によって増大するものとが考えられる。ところが、下流法の相違による砂れきの突砕き作用に対する下流面の摩耗機構については検討されていない。そこで、このことについて実験的に検討をおこなった。

コンクリート構造物に対する損食作用は、(i) キャビテーション、(ii) すりへり、(iii) 化学的侵食、(iv) 凍結融解に大別されている⁴¹⁾。

砂防ダムは苛酷な条件にさらされており、摩耗状況から推察されるように、砂防ダムの摩耗はすりへり損食(摩耗)によるものが重要である。これを摩耗機構からみるとすり磨き、突砕き、ひっかき作用による摩耗が考えられる。

(i) すり磨き摩耗は、砂防ダムでは水通し天端、側壁、水叩き下流部などのように、外力が構造物の面に平行に働くすり磨き要素によって進行する摩耗である。

(ii) 突砕き摩耗は、砂防ダムの水叩き、勾配の緩な下流面などのように、外力が構造物の面に主として垂直に作用する突砕きの要素によって進行する摩耗である。

(iii) ひっかき摩耗は、タイヤチェーン、スパイクタイヤのひっかき作用によって進行する³⁰⁾³¹⁾摩耗であるが、砂防ダムにはほとんど関係しない。

摩耗機構のうえからは、このように分類されるが、現実的にはそれぞれ独立した作用の影響を受けるのではなく、複合作用によって摩耗されるのが一般的である。

コンクリート構造物全般をみるとすり磨き作用による摩耗が多い。そのため、すり磨き摩

耗については試験方法が定められ⁴²⁾、摩耗機構、耐摩耗性コンクリートの配合条件および施工法に関する研究成果も多い³⁰⁾³¹⁾³²⁾⁴³⁾。その結果、すり磨き摩耗を防止、軽減させるための特殊工法⁴¹⁾⁴⁴⁾⁴⁵⁾が開発され、耐摩耗性資材を併用あるいは混用施工した施工例⁴⁶⁾⁴⁷⁾が報告されている。しかしながら、コンクリートの突砕き摩耗はコンクリート構造物全般についてみると、特殊な現象であって、コンクリートの突砕き摩耗に関する試験法はとくに定められていない。

一方、コンクリート骨材のすりへり試験法としてロスアンゼルス試験機を使用することが定められている⁴²⁾。しかし、この試験機をコンクリートのすりへり試験に適用することは、すり磨き作用のほかに突砕き作用が加わるので、条件が苛酷すぎるから適当でない⁴¹⁾とされてきた。そこで、砂れきが自然落下してコンクリートに衝突する現象を再現させることに主眼をおいて、突砕き摩耗試験装置を試作し、砂防ダムの模型に直接鋼球を衝突させ、下流法の相違による下流面の摩耗量を測定した。

2.2.1 実験方法

(1) 実験装置

図2-2は試作したコンクリートの突砕き摩耗試験装置である¹⁵⁾¹⁶⁾。この装置はコンクリート供試体に直径52mm、重量590g、硬度(HRC)52～58の鋼球を落下高135～175cmの範囲で落下させることができる。衝突後の鋼球は回収部に集められ、再びチェーンコンベアで持ち上げられてシュートに転がりこみ、連続的に落下して供試体に衝突することになる。鋼球の落下間隔は1分間に10回の割合で落下し、衝突回数は計数器でカウントされる。

図2-3はコンクリート製模型砂防ダムの1例である。模型砂防ダムは1基で2種類の下流法として使用できるもの5基を作製し、それぞれにモルタル供試体を脱着できる構造とした。実験はこの装置を使用し、鋼球の落下点に模型砂防ダムを供試体支持台として固定し、模型砂防ダムに内装させたモルタル供試体に鋼球を衝突させ摩耗させた。

(2) 供試体

図2-4に示した鋼製の型枠(20個)を使用し、普通ポルトランドセメント、天竜川産の骨材を用いて、所定の配合条件でモルタル供試体を作製した。モルタル打込みの翌日枠型をはずし、以後、実験当日まで21℃の標準水中養生をおこなった。供試体衝突面の不整による突砕き摩耗の片寄りを除くため、平滑、一様に仕上げられる供試体の底面を使用し、鋼球を衝突させた。

(3) 摩耗量の測定

突砕き摩耗試験装置では供試体に鋼球が落下、衝突すると供試体の打突部に圧痕を生じ、同一部位に5～10回連続的に衝突すると圧痕部は押しつぶされ、突砕かれ、粉碎されるという経過をたどり摩耗が進行する。鋼球の衝突部は25回の衝突ごとにワイヤブラシを軽くかけ、コンプレッサーで粉末を取除きながら300～500回の衝突回数における突砕き摩耗量を測定した。供試体にはほぼ円錐形の摩耗痕が形成されるので、その摩耗痕を豊浦標準砂で置きかえ、標準砂の重量を測定して突砕き摩耗量とした。

2.2.2 実験の結果と考察

衝突実験では砂れきの代用として鋼球を使用している。材質的に砂れきに類似しているものとして磁製球を用い、鋼球による摩耗量と比較ところ、衝突球の重量と摩耗量の関係は近似する結果が得られている¹⁶⁾。したがって、鋼球による実験結果は砂れきの衝突による摩耗を

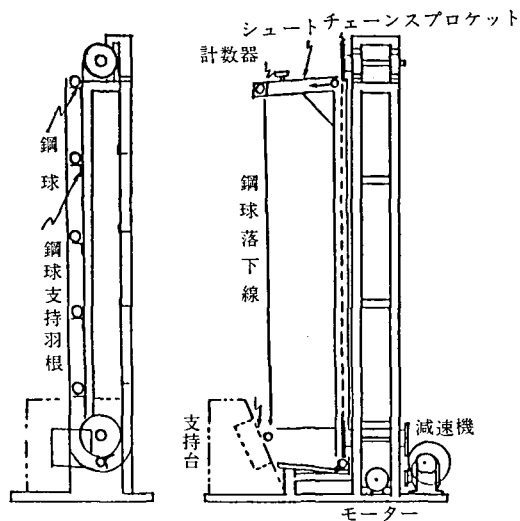


図 2-2 突砕き摩耗試験装置

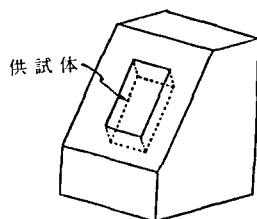


図 2-3 供試体支持台 (砂防ダムの模型)

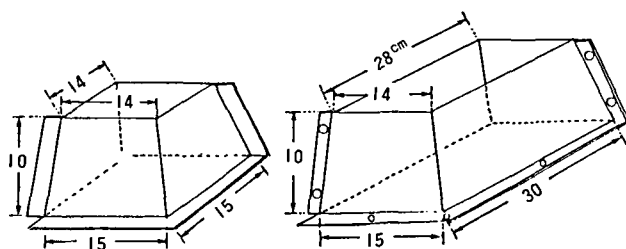


図 2-4 供試体の型わく

考察するうえで整合していると考えられる。

下流法の相違する模型砂防ダムの下流面に鋼球を衝突させ、摩耗量を測定した結果は図 2-5 のとおりである。図 2-5 は、水平面に垂直に衝突して生ずる摩耗量を基準とし、傾斜角 (下流法を与える角の余角) θ の斜面に衝突させたときの摩耗量との比を求め摩耗比 (W) としてグラフの縦軸にとり、横軸には傾斜角をとってプロットした。図をみると、摩耗比と傾斜角の間にはかなり規則的な関係が認められる。

コンクリート、モルタルの突砕き摩耗量は衝突する鋼球の運動エネルギーに比例することが示されている¹⁶⁾。Bitter, Neilson ら⁴⁸⁾は粉粒体が超高速で金属面に衝突する場合の摩耗量

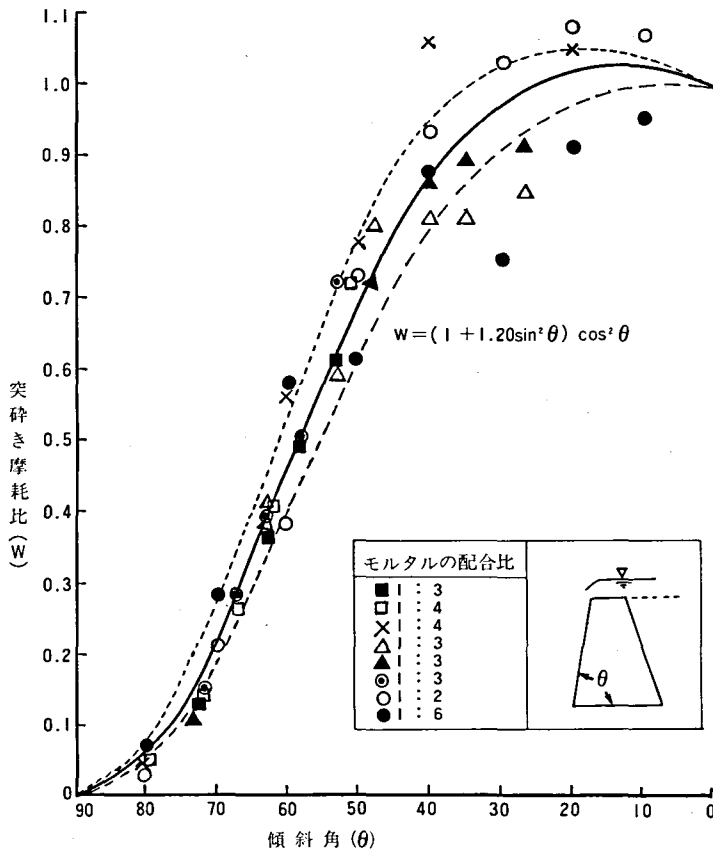


図 2-5 傾斜角と突砕き摩耗量の関係

は衝突エネルギーの垂直、水平成分によって生ずると考察した。すなわち、衝突エネルギーの垂直成分は引っかかり傷を生ずる切削摩耗にかかわり、水平成分は押込み傷による塑性変形の繰返しによって表面層から摩耗粉が剝離される変形摩耗にかかわる。そして、全体の摩耗量は両者の合成であり、ガラスのように硬くて脆い材料では変形摩耗が主体であるとしている。

モルタル供試体に砂れきが衝突して生ずる突砕き摩耗は、ガラスに粉粒体が衝突して変形摩耗をおこす現象に類似していると考えられる。鋼球の衝突によるモルタルの突砕き摩耗は衝突が点的であり、衝突物体が比較的平滑であるからすり磨き要素は突砕き要素に比較してかなり少ない。したがって、摩耗量は基本的には運動エネルギーの垂直成分に比例して進行する。

突砕き作用が進むと損食痕の表面には押しつぶされた摩耗粉の層が形成され、次の鋼球の衝突によってこの粉末層が剝離、飛散する。粉末層の剝離は垂直要素に比例する水平成分によって削磨され则认为られる。

そこで、 W を摩耗比、 θ を傾斜角、 γ を比例定数とすると、

$$W = (1 + \gamma \sin^2 \theta) \cos^2 \theta \quad (44)$$

の関係式を与えた。

測定値から比例定数 γ を求めると、 $\gamma = 1.20$ となり、(44) 式は、

$$W = (1 + 1.20 \sin^2 \theta) \cos^2 \theta \quad (45)$$

となる。

実験に使用したモルタル供試体の配合比は富配合領域 (1:2)、貧配合領域 (1:6) と多岐にわたっているが、配合比の相違に起因する特徴は認められなかった。また、衝突角が小さい (下流法が緩である) と測定値にちらばりが認められる。これは、傾斜角が小さいと、打突の影響が衝突部の周辺に及び、突砕き摩耗の進行過程における打突面の変形が生じやすく、その影響が大きいからであると考えられる。しかし、傾斜角が大きい $40 \sim 80^\circ$ (下流法で約 2~8 分) の範囲においてはかなりまとまった結果が得られている。

配合比の異なる供試体それぞれの測定値について求めた比例定数 γ の値は、0.9~1.6 の範囲であって、この範囲を点線で示した。図 2-5 を検討すると、

- (i) 傾斜角 80° 付近 (下流法 2 分) では摩耗比は 5~8% で、越流砂れきがすべて下流面に衝突しても、垂直に衝突する場合 (例えば砂防ダムでは水叩き) を比較するとその損傷は軽微であることを示している。従来、砂防ダム下流面に砂れきが衝突しても接線的に衝突するから損傷は無視できる⁵⁾⁶⁾とされてきたことに対し、定量的評価の基準を与えることができよう。
- (ii) 傾斜角 70° 付近 (下流法 3~4 分) までは摩耗比は徐々に増加するが、傾斜角 60° (下流法 6 分) 以下になると、下流法が緩になるに従って、摩耗比は急に増大する傾向が認められる。
- (iii) 一般に摩耗比は水平面に垂直方向に衝突する場合に最大であるが、緻密、堅硬で脆い材質では、傾斜角 20° 付近で摩耗量は最大になる傾向を示している。これは、ガラスに粉粒体を衝突させた場合の Smelzer⁽⁴⁸⁾ の報告と一致している。

以上、下流法の相違による下流面の摩耗機構について考察したが、(45) 式を用いれば下流法の相違による摩耗量を相対的に推定することができると考えられる。

2.3 下流法の決定法についての検討

2.3.1 飛び出し速度の推定法の検討

(1) 摩耗痕の解析による飛び出し速度

既設砂防ダムの水叩きの洪水痕跡 (摩耗痕) を解析した結果、洪水時に砂防ダムを越流する砂れきの最低飛び出し速度であると考えられる V_c と表面速度 (V_0) の関係は、

$$V_c = (0.3 \sim 0.6) V_0$$

と推定された。

ここで、図 1-13(p.22) をみると、 ℓ_1 は洪水時に最低飛び出し速度 (V_c) で落下する越流砂れきが到達する距離である。したがって、この V_c をもとに下流法を決定すると、 ℓ_1 と落下高 (H_1) との比 (ℓ_1/H_1) は洪水時における越流砂れきの大部を下流面に衝突させない条件としての下

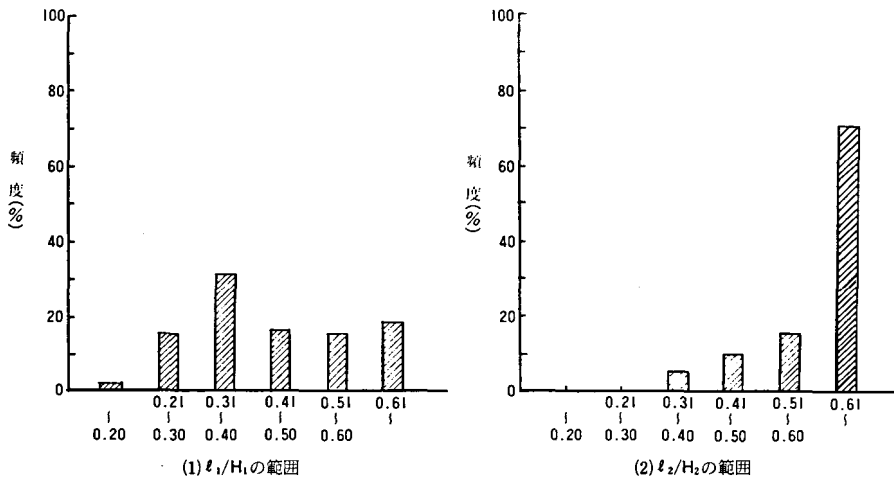


図 2-6 既設砂防ダムの下流法

流法を与えることになる。

図 2-6 の(1)は既設砂防ダムについて、この条件での下流法を示している。これをみると、下流法 3 分以上でこの条件を満たすと考えられるものが 80% であって、既設砂防ダムの下流法は安全側にあると考えられる。

また、さきに求めた底流速 (V_s) は越流砂れきが越流水脈の裏側に沿って流下する多くの砂れきの飛び出し速度 (V_s) を意味していると考えられる。 V_s と V_0 の関係は、

$$V_s = (0.7 \sim 0.9) V_0$$

と推定された。

図 1-13 において、 l_2 は洪水時の底流速 (V_s) で飛び出す越流砂れきの到達距離である。したがって、この V_s をもとに下流法を決定すると、 l_2 と落下高 (H_2) との比 (l_2/H_2) は、越流砂れきの 60~70% は下流面に衝突しないが、30~40% の砂れきは越流水脈から離れて落下し、下流面へ衝突するという条件での下流法を与えることになる。

図 2-6 の(2)は既設砂防ダムについて、この条件での下流法を示したものである。これをみると、下流法 3 分以上でこの条件を満たすものは 95% になり、6 分以上についても 70% のものがこの条件を満たすことを示している。したがって、越流砂れきの 30~40% の砂れきを下流面へ衝突させることが許容されるならば、下流法はかなり緩にすることができると示唆している。

しかし、推定式 $V_c = (0.3 \sim 0.6) V_0$ および $V_s = (0.7 \sim 0.9) V_0$ のそれぞれの範囲は、流域面積、流況をはじめ洪水の規模、越流砂れきの粒径組成によって相違するものであると考えられるが、それらを特定することは困難である。したがって、ある水理条件、越流砂れきの粒径に対応する定量的な飛び出し速度の推定法として従来用いられている水理式について検討をおこなう。

(2) 経験式による飛び出し速度

水叩き摩耗痕の解析によって洪水流における越流砂れきの挙動を検討し、

(i) 越流砂れきは砂れきが掃流形態で流下する底層部の流速に追従して運動する。

(ii) 単体の挙動を検討すれば越流砂れきの挙動を説明することができることが推定された。

したがって、砂れきが運動する底付近の流速(v)が推定できれば砂れきの速度(v_s)が求められ、(23)式が得られた。

$$v_s = v - \sqrt{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) \frac{1}{C_D} \frac{4}{3} g d \mu} \quad (23)$$

(23)式は定常流において砂れきが定常状態になったときの砂れきの速度を推定するものである。(23)式で求められる砂れきの速度は実験をもとに検討すると越流砂れきの飛び出し速度と相違する。下流端付近を運動中の砂れきは越流水が加速されることによって瞬間的な影響を受ける。したがって、越流砂れきの飛び出し速度は定常状態になるまでの速度変化の過渡的な現象として求める必要がある。そこで、(26)式をもとに運動方程式を解いて、

$$v_s = \frac{(v-b)(b+v-v_{s_0}) + (v+b)(b-v+v_{s_0})e^{-2abt}}{(b+v-v_{s_0}) + (b-v+v_{s_0})e^{-2abt}} \quad (32)$$

が得られた。

しかし、実際に(32)式を用いて越流砂れきの飛び出し速度を推定するとき、洪水の規模に対応する越流水脈の曲率半径、流水中の砂れきの摩擦係数(μ)および砂れきが加速され始めてから下流端を飛び出すまでの時間(t)を与えることが必要であるが、これらを定めることは困難であり、計算過程が繁雑である。そこで実験式について検討する。

(3) 実験式による飛び出し速度

越流砂れきの飛び出し速度は下流端の流速と砂れきの粒径が関係する。これまで、摩耗痕の解析では表面流速(V_0)、底流速(V_b)を用い、経験式では越流砂れきの粒径に相当する水深の代表流速(v)を使用した。これらはそれぞれ異なるものである。しかし、いずれも密接な関係をもっている。また、洪水流における表面流速(v_0)と平均流速(v_m)の関係は、 $v_m/v_0=0.71\sim 0.98$ で、水深が大きくなると、 $v_m/v_0=1.0$ とみなせるとされている⁸⁾⁴⁹⁾。

したがって、推定することの比較的容易な流速として実用的には表面流速(v_0)で代表させ、砂れきの飛び出し速度は v_s を用い次の実験式を示した。

$$\frac{v_s}{v_0} = 0.68 \left(\frac{h_0}{d} \right)^{0.148} \quad (39)$$

h_0 は下流端の水深、 d は粒径である。

(39)式の実験範囲は、

$$h_0/d = 0.6 \sim 11.3$$

$$v_s/v_0 = 0.6 \sim 1.0$$

であって、洪水流と比較すると絶対数値は異なるが、相対速度、相対水深の関係はほぼ実情に近い範囲であると考えられる。(39)式により限界値をみると、図1-42 (p.58)より、

(i) $h_0/d = 13.5$ 、水深の0.1程度の粒径のものは浮流形態となり v_s は表面流速と同じになる。

(ii) $h_0/d = 1.0$ 、水深と同程度の大きさの砂れきは表面流速の0.7程度の速度で飛び出すことを示している。

これらの数値は洪水痕跡から求めた $V_s/V_0 = 0.7 \sim 0.9$ および経験式の検討結果からみて著しく異なるものではないと考えられる。

以上のことから、洪水時に砂防ダム水通し天端から離れるときの越流砂れきの飛び出し速度は実用的には(39)式から推定することが妥当であると考えられる。

(4) 表面流速の推定

越流砂れきの飛び出し速度(v_s)を(39)式から推定するとき表面流速(v_0)を推定する必要がある。表面流速は理論的には計画洪水量から(19)式によって求められるが、水理条件を定めることが困難である。そこで、計画洪水量から越流水深を求めることによって実用的に v_0 を推定することを検討する。

鷲尾¹⁹⁾は、「洪水時において砂防ダムを越流するときの流量(Q)は放水路の幅を B 、下流端における越流水深を h_0 とすると、単位は m であらわして、

$$Q = 5.1 B h_0^{\frac{3}{2}} \quad (46)$$

で求められる。」としている。(46)式は第1章の(14)式(p.38),

$$Q = m B \sqrt{2g} h_0^{\frac{3}{2}} \quad (14)$$

において、流量係数(m)=1.15とし、 $g = 9.8m/sec^2$ を与えて実用式としたものである。

洪水時に砂防ダムの下流端を越流する平均流速を v_m とすると、流水断面積(A)= Bh_0 であるから、(46)式は、

$$\begin{aligned} Q &= A v_m = 5.1 \sqrt{h_0} B h_0 \\ v_m &= 5.1 \sqrt{h_0} \end{aligned} \quad (47)$$

が得られる。

図2-7は、表1-6、表1-7の水路実験における平均流速の測定値と下流端における越流水深(h_0)をもとに(47)式で求めた平均流速との関係を示したものである。図2-7をみると、測定値と計算値はよく一致しており、段落水路において下流端を越流する流水の平均流速を下流端の水深から求める(47)式の精度はよいことが推定される。

表2-1は洪水流についての実測値である。昭和55年5月15日、伊那市小黒川流域に連続175mm、時間雨量45mmの豪雨があった。小黒川には図2-8に示す多数の砂防ダムがほぼ連続的に築設されている。この洪水時に砂防ダム水通し天端上の洪水痕跡から下流端の越流水深(h_0)を測定し、(47)式で平均流速(v_m)を求め洪水流量を推定した。

表2-1をみると砂防ダム⑤の上流域と下流域における洪水流量が逆転している。砂防ダム⑤は昭和55年3月に完成した新設砂防ダムで未満砂の状態であったが、この5月の洪水によって計画貯砂量110,000 m^3 を満砂させた。このとき、砂防ダム⑤より下流域では河床変動がなく流送砂れきは少なかった。このことから、上流域と下流域におけるピーク流量の逆転は含砂率の相違によるものと推定される。また、上流域の各断面におけるピーク流量の相違は水通し幅、堆砂勾配の相違に起因する含砂率の相違によるものと推定される。

以上のことを考慮すると、上流域の③、④、⑥、⑤の砂防ダムと下流域の⑥、⑦、⑧の砂防ダムを流下したピーク流量の測定値はほぼ同じであるとみることができよう。洪水流量が

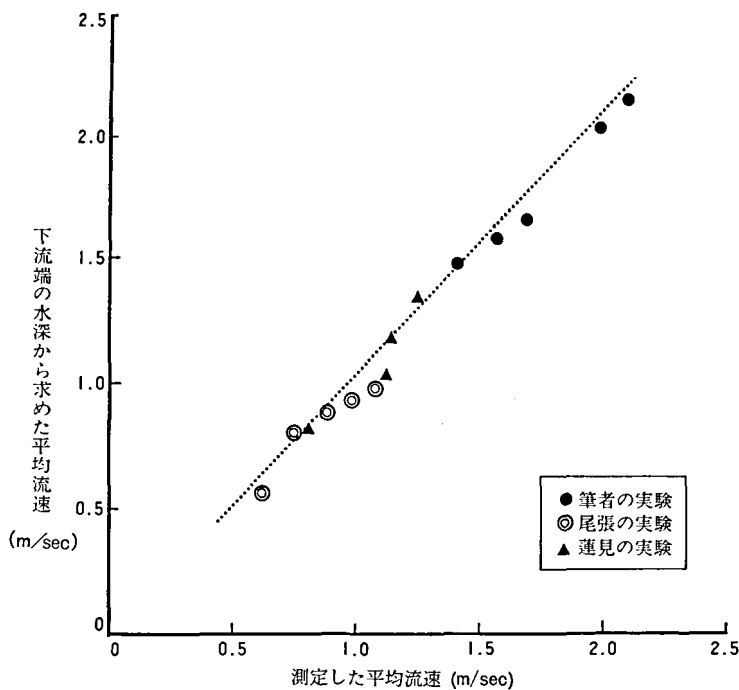
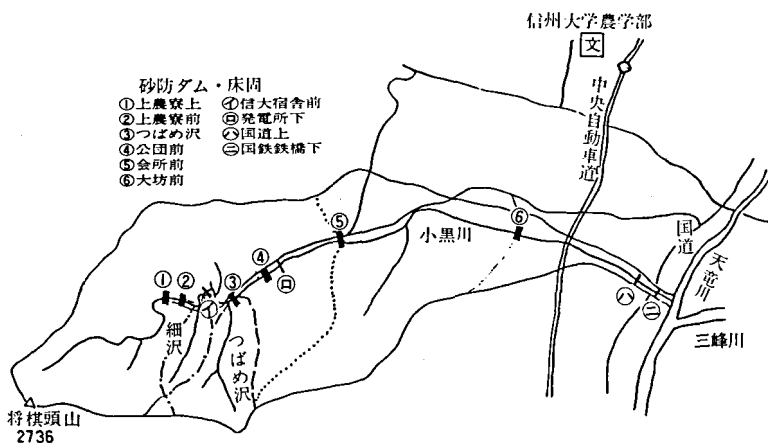
図 2-7 理論値 ($v_m = 5.1\sqrt{h_0}$) と測定値の比較

図 2-8 小黒川流域に築設されている砂防ダムの配置図

同じであるということは各の砂防ダムにおける流量を求めた基本値である平均流速の推定値がほぼ妥当なものであると考えられる。

図 2-7 に示した水路における平均流速の推定値および表 2-1 の洪水流速の推定値から判断すると、砂防ダムを越流する洪水流の平均流速は、実用的には下流端における越流水深 (h_0) をもとに (47) 式から推定される。前述したように洪水流においては表面流速 (v_0) \div 平均流速 (v_m) とみなせる。したがって、越流水深 (h_0) から表面流速 (v_0) を求めることはほぼ妥当

表 2-1 55.5.15 小黒川洪水流の流量

ダム・床固	堆砂勾配	堤高 (m)	天端厚 (m)	水通し幅 (m)	洪水位 (m)		流速 (m/sec)	断面積 (㎡)	流量 (㎡/sec)	備 考
					上流端	下流端				
②上農寮前	1/10	7.0	2.0	19.0	1.36	1.18	5.54	23.1	128	堆砂れきが流出した。 流域面積(F)=6.0 km ²
④信大宿舍前※	1/8	1.0	0.8	10.0	1.75	1.60	6.45	16.5	106	大転石の堆積が多い。 F=7.1
③つばめ沢	1/11.4	6.5	2.0	21.0	2.00	1.30	5.81	28.2	164	大転石の流動が観察された。 F=10.5 (2 溪流が合流)
④公団前	1/9.2	6.0	2.0	25.0	1.45	0.90	4.84	22.9	111	堆砂れきは細粒化しており、 上流河幅が広い。 F=11.5
⑤発電所下※	1/9.7	1.5	0.8	16.0	1.57	1.48	6.39	24.8	158	大転石の堆積が多い。 F=12.0
⑥会所前	1/21	7.5	2.0	30.0	1.14	0.85	4.70	24.3	114	計画貯砂量 110,000 ㎡が満砂した。 F=15.2
⑥大坊前	1/38	6.0	2.0	35.0	0.96	0.60	3.95	21.2	84	堆砂れきは細粒化している F=22.7
⑦国道上※	1/38	1.8	1.0	31.0	0.80	0.65	4.11	20.4	84	河床の変動は認められない。 F=24.8
⑧鉄橋下※	1/66	2.0	1.0	30.0	1.12	0.70	4.27	21.2	90	河床の変動は認められない。 F=24.8

注) 1 つばめ沢砂防ダムについて水脈の到達距離から求めた流速は 5.57 m/sec であった。

2 流速は $v_m = 5.1\sqrt{h_0}$ m (h_0 は下流端の水深) で求め、下流端における断面積をかけて洪水流量とした。

3 ※は床固

であると考えられる。

2.3.2 下流面の摩耗からの検討

(1) 既設砂防ダムの摩耗状況

砂防ダムは古くから築設されており、大小の砂防ダムをあわせると 10 万個以上になっている⁵⁰⁾⁵¹⁾。蒲³⁾によると、「昭和初年代における砂防ダムの破壊原因は、水通し天端、下流面の摩耗が進行して破壊するものが最も多く、前庭の洗掘によるものがこれに次いでいる。」と述べられている。

最近の砂防ダム破壊状況調査⁵¹⁾⁵²⁾によると、表 2-2 に示す結果が得られている。これを見ると、砂防ダム破壊の原因が 4 要因に分類されており、副ダムの前庭が洗掘されるものおよび水叩きの摩耗が進行したものを含め、前庭の洗掘によるものが 60% 以上になっている。しかし、越流砂れきによる水通し天端、下流面の摩耗が進行して破壊するものは少ない。

昭和初年代と最近の砂防ダム破壊原因の相違は、砂防ダムの規模、構造、堤体材料および流況などの相違によると考えられるが、下流法の緩、急とコンクリート施工技術に起因する耐摩耗性の優劣によるものが最も大きいと推定される。

既設砂防ダム各部の摩耗状況を調査すると図 2-9 に示す模式図のようになる⁵³⁾。図 2-9 は水叩きの最大摩耗量(深さ)を基準にとってその摩耗の深さを H であらわし、各部の平均摩耗量(深さ)との比を示している。水通し天端、法尻付近の水叩きおよび水叩き下流部の

表 2-2 砂防ダムの破壊・摩耗状況

所管 破壊の原因	建設省関係	林野庁関係	備 考
前庭の洗掘による 倒壊・クラック・ 損壊	356 (63.3%)	134 (59.0%)	副ダムの前庭が洗掘される もの及び水叩工が破壊され たものを含む。
衝撃・側圧による 破壊	52 (9.3)	58 (25.6)	大転石の衝撃によるものより 地すべりの側圧によるもの が多い。
オーバーフローによ る袖部の損壊	77 (13.7)	35 (15.4)	水通し部が大転石、流木類 によって閉塞されるか、山 崩による偏流、埋没。
越流砂れきによる 堤冠部の摩耗・損 壊	77 (13.7)	—	堤体材料の耐摩耗性不良に よるものが多い。
計	562※ (100)	227※※ (100)	

注) ※建設省直轄工事による砂防ダムのうち昭和30～53年の間に被災されたものおよび都道府県施工分のうち昭和40～53年の間に被災されたものの合計、建築総数 (37,671基) に対する割合は 1.5%。

※※国有林に築設された営林局直轄工事による治山ダム (18,296基) のなかで昭和45～50年の間に被災されたもので、都道府県施工分 (民有林) は含まれていない。築設総数に対する割合は 1.2%。

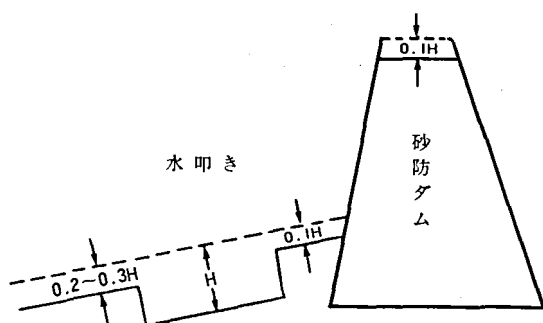


図 2-9 砂防ダムの摩耗状況模式図

平均摩耗量（深さ）はそれぞれ $0.1H$ および $0.2 \sim 0.3H$ 程度であった。しかし、下流面の摩耗は低ダムではほとんど認められず、高ダムでは水通し天端から $7 \sim 10m$ 下方の下流面に摩耗の痕跡が認められる程度で、全般的に軽微であった⁵³⁾。この原因として次のことが考えられる。

- (i) 下流面の摩耗は特定の粒径の砂れきによって進行するものではなく衝突する砂れきの総量に関係する。しかし、下流法が 2 分であれば砂れきが衝突しても摩耗量は軽微である。
- (ii) コンクリート砂防ダムの耐摩耗性が向上している。
- (iii) 水叩き摩耗痕の解析によると、越流砂れきの 30～40% は裏側水脈から離れて下流面に近いところに落下している。しかし、水脈から離れる砂れきは底流速 (V_s) に追従し

ないが、 V_s に近い速度で飛び出すので下流面に衝突する砂れきは少ない。

(iv) 砂防ダムが築設されると、ダム上流部の河床が安定し、出水による河床変動が緩和されると考えられ、毎年何回か発生する小洪水による流送砂れきは少ない。

調査した砂防ダムは築設後 15~20 年を経過しているものが多いが、その間、以上の理由で下流面に衝突する砂れきが少なく、ある量が衝突しても下流法が 2 分であって突砕き摩耗の影響が少なかったと考えられる。

以上のことから、砂防ダムの下流法は越流砂れきの実情に対応して決定することの必要性が指摘され、とくに、耐摩耗性が向上していることを考慮すると³³⁾⁵³⁾、下流法を緩にし越流砂れきのある量は下流面へ衝突させることの可能性が示唆された。

下流法を緩にすると、衝突する砂れきが増大するうえに摩耗機構が異なる。したがって、下流面へ衝突させる砂れきを確率的に想定する必要がある。そこで、越流砂れきの粒径組成について検討する。

(2) 摩耗に関係する越流砂れきの検討

(a) 河床堆積砂れきと流送砂れき

従来の研究⁵⁴⁾によると流送砂れきの供給源は、一般的には河床堆積砂れきで、それが侵食されて流送されるものが主要であるとされている。一方、流送砂れきの流量に対する割合（含砂率）は洪水の規模、流況によって異なるが、30%に及ぶことが示されている³⁹⁾⁵⁵⁾。ところが、浮流運動をするものは少なく、浮流砂量については天竜川上流の測定例⁵⁶⁾では最大 6.35%、最小 0.07%で平均的には 0.7%であった。また、利根川、荒川の測定例では 1%前後であると報告されている⁵⁷⁾。このことは、1.2項、越流砂れきの飛び出し実験において、流量が増すと流送砂れきは増大するが、表層部を浮流するものの増加より底層部を流下するものが増大すると考察したことと一致している。

したがって、洪水量が増大すると多くの砂れきは掃流状態で流送されると推定される。しかしながら、現実的には洪水流によって流送される砂れき（含砂率）を平均的に把握することは困難である。したがって、砂防ダム下流面の摩耗について検討する場合には、流送砂れきの粒径組成をもとに衝突する砂れき量を相対的に考える必要がある。

表 2-3 は信州大学農学部附属手良沢山演習林に設置されている量水施設において測定された洪水時のピーク流量と沈砂池に流送された砂れきの量を示したものである。

図 2-10 はこのときの流送砂れきと河床堆積砂れきの粒径組成を示したものである。図の [A] は表 3-3 に示されているように、ピーク流量が増水前の流量の 8~18 倍であったときの洪水流量によって、[B] は 4~5 倍程度の小出水時の流量によって流送された砂れきの粒径組成であり、[K] は河床堆積砂れきの粒径組成である。

図 2-10 をみると、小出水時に流送される砂れきの粒径組成は細粒のものに片寄っている。流量が少ないと比較的大きい砂れきの遮蔽効果によって、動き易い細粒の砂れきだけが流送されると考えられる。流量が増大すると小出水のときは移動しなかった砂れきが移動することになり、河床堆積砂れきが全面的に流送されるので、流送砂れきの粒径組成が河床堆積砂れきのそれとほぼ同じになる傾向を示している。

したがって、多量の砂れきを流送する洪水時に、砂防ダムを越流する砂れきは粒径組成的には河床堆積砂れきとほぼ同程度のものと推定される⁵⁸⁾。

表 2-3 ピーク流量と流送砂れき

河 川 期 日		ミ ツ ワ リ		コ ガ ヤ	
		流 量 (m ³ /sec)	砂れき (m ³)	流 量 (m ³ /sec)	砂れき (m ³)
1979 7 / 3		0.063	13.20	0.113	4.02
	11	0.017	0.07	0.018	—
	18	0.020	0.43	0.019	—
	27	0.058	0.37	0.086	—
[A] 8 / 7		0.088	4.03	0.165	6.53
[B] 9 / 3		0.040	1.52	0.049	1.05
備 考	流域面積	68 ha		58ha	
	河床勾配	16~25%		10~30%	
	地 質	花崗岩のマサ		ホルンフェルス	
	流量 *	0.011 m ³ /sec		0.009 m ³ /sec	

注) 流量*は 1979. 7. 3 増水前の流量

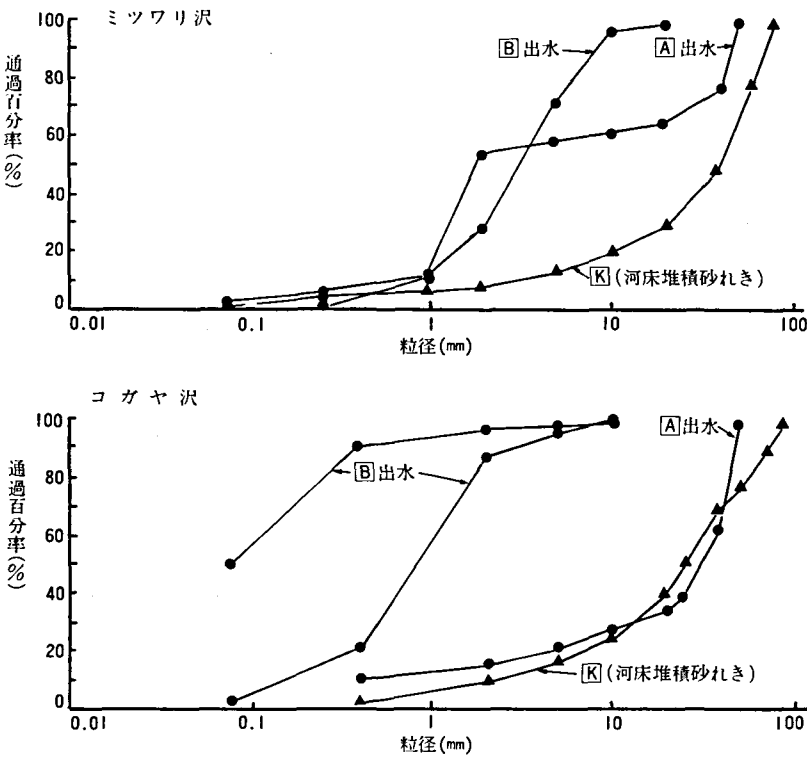


図 2-10 河床堆積砂れきと流送砂れきの粒径加積曲線

(b) 越流砂れきの粒径特性

砂れきの粒径加積曲線において網目の大きさを d 、通過百分率を p 、各ふるいの残留率を Δp とすると、平均粒径 (d_m) は、

$$d_m = \frac{\sum_{p=0}^{p=100} d \Delta p}{\sum_{p=0}^{p=100} \Delta p}$$

であらわされる。また、粒径加積曲線で平均粒径 (d_m) 以下の粒径の砂れきが全砂れき中に占める重量百分率を P_m (%) とする。 d_m がそれぞれの粒径組成をもつ砂れきの形状的な代表値

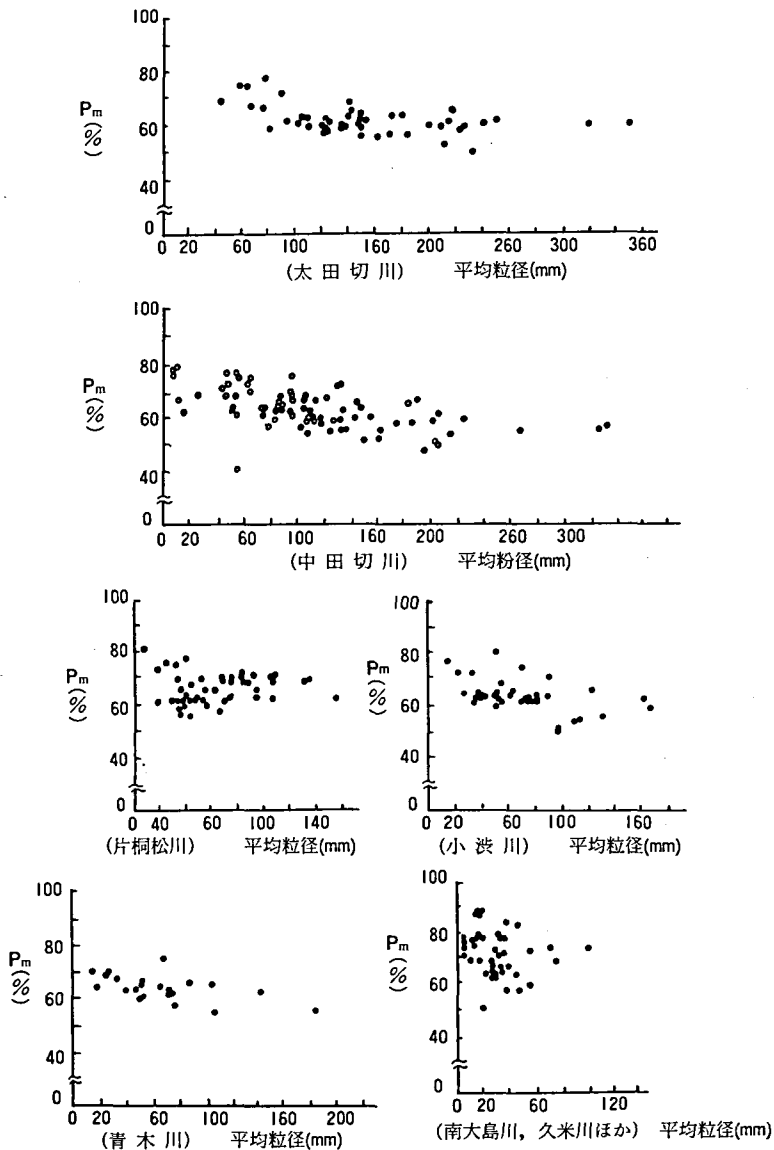


図 2-11 河床堆積砂れきの平均粒径と P_m

を示すのに対し、 P_m は量的な代表値を示すものである。

図2-11は天竜川上流流域の河床堆積砂れきの平均粒径(d_m)と P_m の関係を示したものである⁵⁹⁾。 d_m は流域面積、地質条件によって大小様々であり、同一河川でも河幅、河床勾配など地形条件によって異なるが、流域、河川の特徴を反映していると考えられる⁶⁰⁾。 P_m は流域の地質条件によって細粒土砂に片寄り、同一河川でも河幅がせまく、急流部があると粗大な砂れきに片寄る場合があるので測定値はばらついているが、各河川の図を重ねてみると60~70%の範囲に集中している。河床堆積砂れきの代表値を平均的にあわせることは困難であるが、洪水時に砂防ダムを越流する砂れきを考える場合、 P_m は平均粒径の大小、つまり河川の規模にそれ程関係なくおよそ60~70%であると推定される。

さきに水叩きの摩耗痕を解析した結果と河床堆積砂れきの粒径組成の特性から次のことが推定された。すなわち、

- (i) 河床堆積砂れきと洪水時における流送砂れきの粒径組成はほぼ同じである。
- (ii) 流送砂れきの P_m はおよそ60~70%である。
- (iii) 洪水時に砂防ダムを越流する砂れきのほぼ60~70%は越流水脈に含まれて流下する。

以上のことを総括すると、洪水時に砂防ダムを越流する砂れきは、河床堆積砂れきの平均粒径(d_m)を対象にすれば、平均粒径より小さい砂れきは越流水脈に含まれて流下する。その量は越流砂れきのほぼ60~70%量に相当し、30~40%は水脈から離れて落下すると推定される。このことは、越流砂れきの飛び出し実験において検討されていることでもあり、ほぼ妥当であると考えられる。

越流砂れきのある量を下流面へ衝突させることを考慮して砂防ダムの下流法を決定する場合、ある量は確率論的に定量評価をする必要がある。衝突させる砂れき量を想定することによって下流面へ衝突させる越流砂れきの代表粒径が定まり、この代表粒径をもとに飛び出し速度が推定されることになる。これまでの検討から、代表粒径を定める方法は次のことが考えられる。

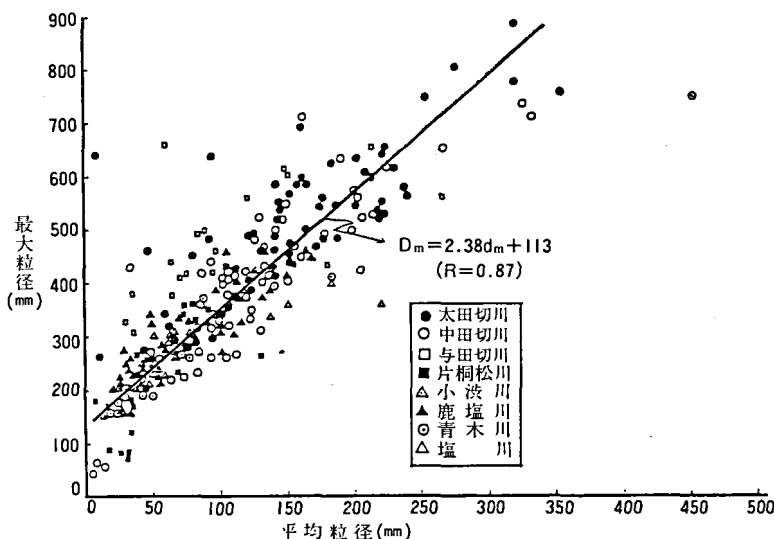
- (i) 越流砂れきを下流面に衝突させないことにすれば、河床堆積砂れきの最大粒径の砂れきを対象とする。
- (ii) 越流砂れきの30~40%を下流面に衝突させることを考慮すれば、河床堆積砂れきの平均粒径の砂れきを対象とする。
- (iii) 下流面へ衝突させる任意の砂れき量を想定すれば、河床堆積砂れきの粒径加積曲線の縦軸(通過百分率)にその砂れき量を指定し、それに対応する横軸の粒径の砂れきを対象とする。

(c) 平均粒径と最大粒径

図2-12は河床堆積砂れきの平均粒径(d_m)と最大粒径(D_m)の関係を示したものである。河床堆積砂れきは河川によって、同一河川であっても地域、地点によって粒径組成が異なり、平均粒径は大小様々であるが、 d_m と D_m の間には相関係数0.87で、高い相関が認められる。測定値はばらついているが平均的にみると、

$$D_m = 2.38 d_m + 113 \quad (\text{mm}) \quad (48)$$

であわらせると推定される。

図 2-12 河床堆積砂れきの平均粒径(d_m)と最大粒径(D_m)

したがって、洪水流で流送される砂れきは河床堆積砂れきの平均粒径(d_m)あるいは最大粒径(D_m)で代表させることができると考えてよいであろう。

一方、河床堆積砂れきの中にみられる巨れきを最大転石(D)と名付けると、図 2-13 は D と d_m の関係を示したものである。図をみると、 D と d_m の対応関係は小さい。河床堆積砂れき中の巨れきはその数も少なく河床堆積砂れきを代表するものでないことを示しており、下流面の摩耗を考える場合は除外して考えてよいと推定される。

(3) 下流面の摩耗量の検討

砂防ダムは築設目的、築設位置の立地条件によって規模、構造を異にする。また、越流砂れきの挙動は流域の状況、洪水の規模、砂防ダムの構造によって相違する。したがって、越流砂れきのすべてを下流面へ衝突させないとするのは困難であり、一律に下流法を定めることは合理的でないと考えられる。

一方、既設砂防ダムの摩耗状況、砂防ダムの耐摩耗性を考慮すると、越流砂れきのある量は下流面へ衝突させることの可能性が示唆された。そこで、洪水時には越流砂れきの平均粒径以下の砂れきは越流水脈に含まれて流下するから、水脈から離れて落下する砂れきは下流面へ衝突させてもよいという条件を仮定し、下流法の相違による下流面の摩耗量について検討をおこなう。

前項で砂れきがコンクリートの表面に垂直に衝突した場合の摩耗量と下流法を変えたときの摩耗量の割合(摩耗比 W)は、下流法をあらわす角の余角を θ として、

$$W = (1 + 1.20 \sin^2 \theta) \cos^2 \theta \quad (45)$$

で推定されることを示した。

表 2-4 は (45) 式に θ を与えそのときの摩耗比 (W) を計算し、下流面に衝突する砂れきの重量割合 30~40% を乗じ下流面の摩耗量を摩耗の程度 (%) として相対的にあらわしたもの

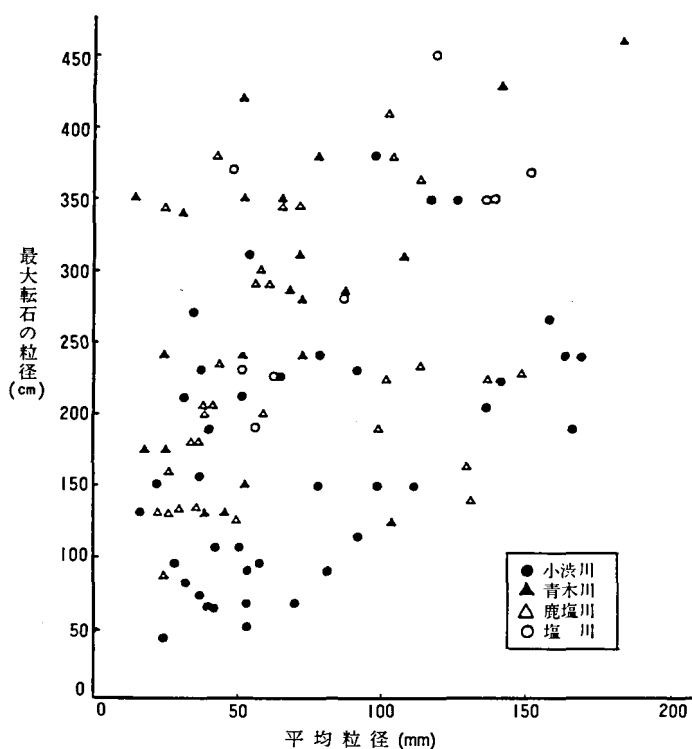


図 2-13 河床堆積砂れきの平均粒径と最大転石の粒径

表 2-4 下流面の摩耗量

下 流 法	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8
※摩耗比 (%)	8	17	28	39	50	68
※※ 摩耗の程度 (%)	2 ~ 3	5 ~ 7	8 ~ 11	12 ~ 16	15 ~ 20	20 ~ 30

注) ※ : 砂れきが垂直に衝突したときの摩耗量を 100 とする。

※※ : 水叩きの摩耗量を 100 とする。

である。すなわち、越流砂れきのすべてが垂直に衝突した場合、例えば水叩きが考えられるが、その摩耗量に対する割合に相当している。表 2-4 をみると、下流法が 2, 6 分であると W はそれぞれ 8, 50% となり、下流面の摩耗の程度は 2~3%, 15~20% となる。

既設砂防ダム各部の摩耗状況は図 2-9 に示したが、下流面の摩耗の程度 15~20% は、既設砂防ダムの摩耗状況における水通し天端、法尻および水叩き下流部の摩耗と同程度であると推定される。

砂防ダム各部の機能はそれぞれ異なり、摩耗にたいする対応の方法および摩耗した場合の補修の仕方は相違すると考えられる。また、従来、下流法を急にした理由の 1 つに下流面が

摩耗した場合の補修は水通し天端、水叩きの補修と比較して困難であるから摩耗させないとする考え方があった⁶⁾。しかしながら、補修問題を現実的に考えると、砂防ダム各部に対しそれぞれ個別に補修することは困難である。したがって、下流面の摩耗は砂防ダム全体の摩耗として取扱う必要があるだろう。

以上のことから、下流面の摩耗量を水通し天端の摩耗程度におさえ、摩耗した場合の補修の同時性を考慮すれば越流砂れきの 30～40% 程度は下流面に衝突させてよいと推定される。

2.3.3 安定性と経済性の検討

砂防ダムの破壊は下流流域に対して大きな影響を及ぼすから、その安全性、安定性は十分に考慮しなければならない。しかし、一方において経済面について検討する必要がある。

コンクリートの耐摩耗性が劣っていた当時は、下流面へ越流砂れきを衝突させないことが第 1 条件であったが、コンクリート砂防ダムの築設、補修に関する施工技術が進歩していることを考慮すると、下流法設定の条件が向上していると考えられる。したがって、砂防ダムの経済性、安定性を高めるために下流法を緩にすることの検討が必要になる⁶⁾⁷⁾。

(1) 洪水痕跡からの下流法の検討

図 2-14 は前項での検討をもとに、既設砂防ダムの摩耗痕について結果論的に求められる下流法として示したものである。水叩きの C 点は洪水時に最低の飛び出し速度で越流する砂れきの落下点であると考えられるから、法尻を C 点まで延長した場合の下流法 (ℓ_1/H_1) は、洪水時に越流砂れきを下流面に衝突させない条件を満たすことになる。

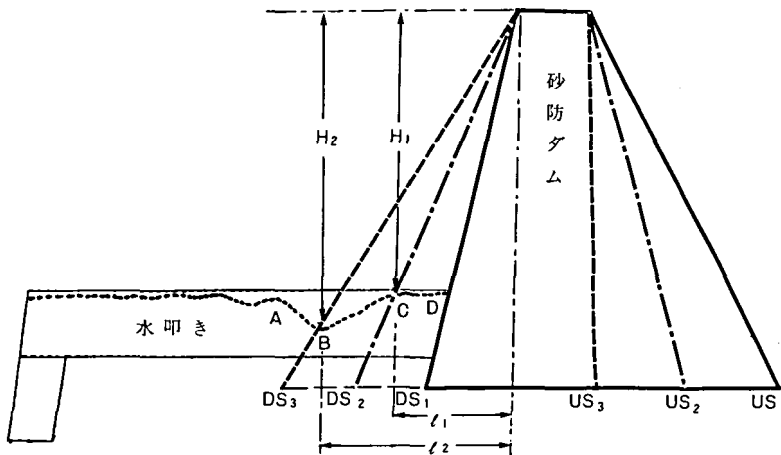
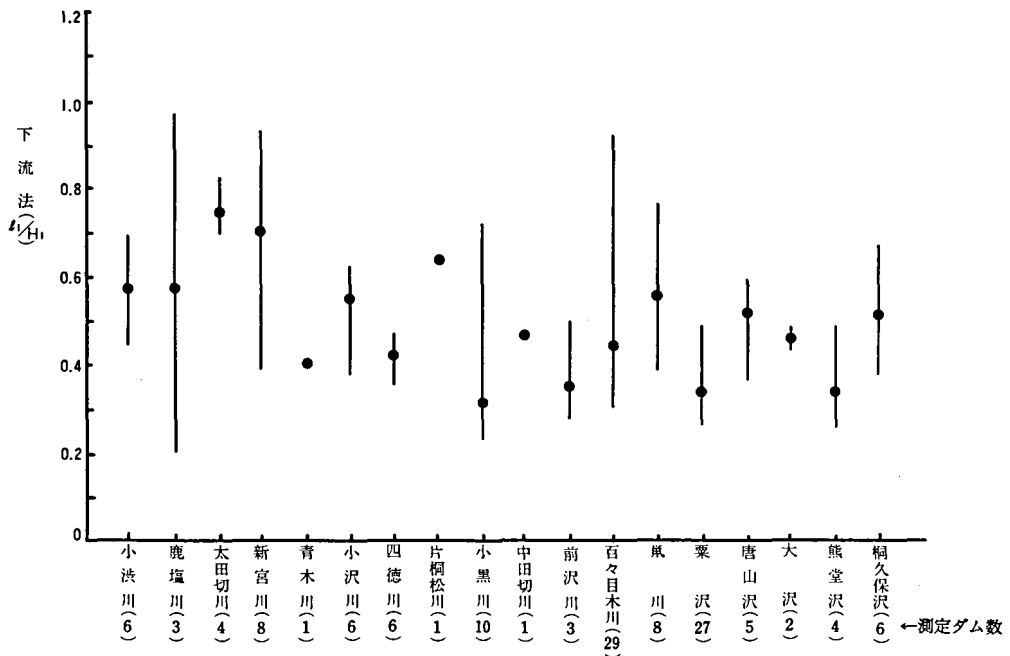
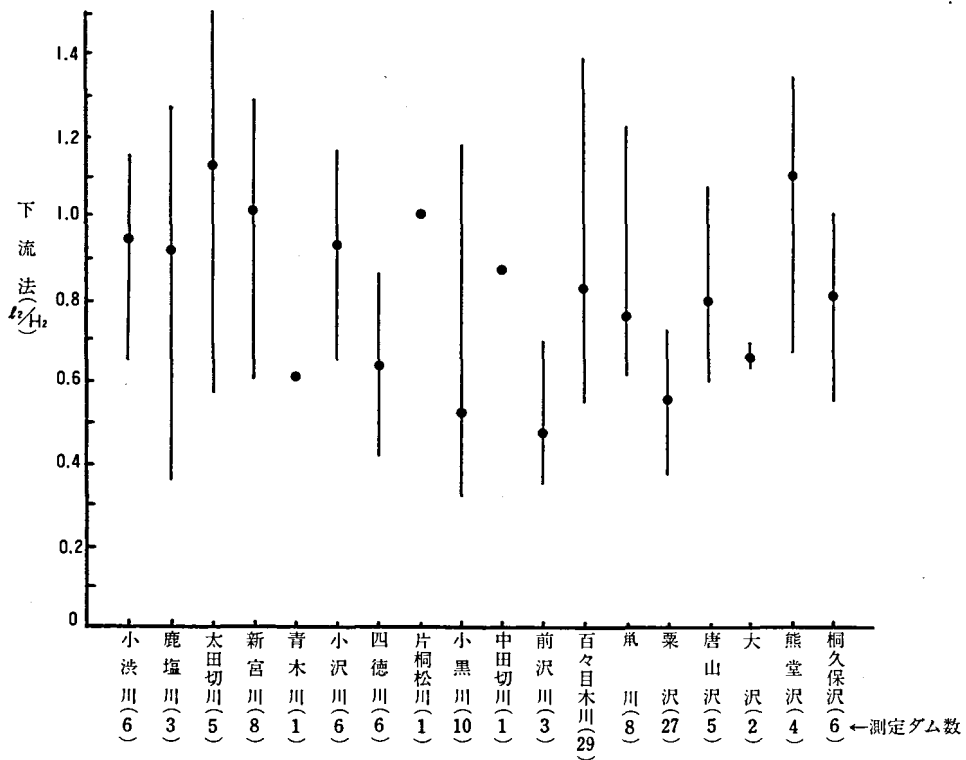


図 2-14 洪水痕跡を基準とする下流法

B 点は越流水の底層部を掃流形態で、裏側水脈に沿って流下する砂れきの落下点であると考えられるから、法尻を B 点まで延長した場合の下流法 (ℓ_2/H_2) は、越流砂れきの平均粒径より小さい砂れきは下流面に衝突させない条件を満たすことになる。つまり、越流砂れきの 30～40% は衝突させる条件での下流法であると考えられる。測定値は別表 1-3 に示す。

図 2-15、図 2-16 はそれぞれ河川別に求めた ℓ_1/H_1 、 ℓ_2/H_2 の平均的な値とその分布範囲を示したものである。これを見ると、下流法は砂防ダムの築設条件によって異なることを示

図 2-15 河川別の洪水痕跡から求めた下流法 (l_1/H_1) の分布図 2-16 河川別の洪水痕跡から求めた下流法 (l_2/H_2) の分布

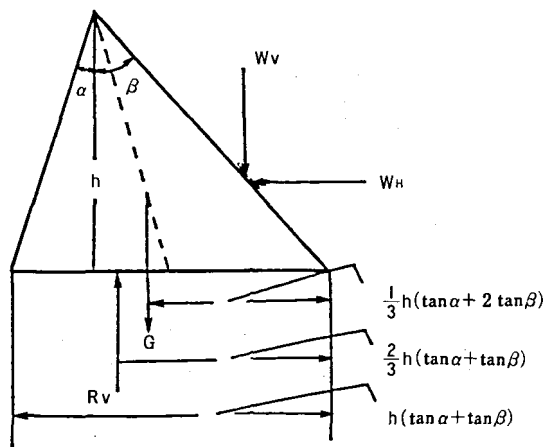
しており、次のことが指摘される。

- (i) 砂防ダムの各部の摩耗状況を相対的に比較すると、下流面の摩耗はある程度許容され则认为られる。
- (ii) 下流法を2分にすることは安全側に過ぎ、緩にすることの可能性が考えられる。
- (iii) 下流法を一律に決定することは安全性（前庭の洗掘防止）、経済性からみて実情に合わない。

(2) 経済断面の検討

越流砂れきのある量を下流面へ衝突させた場合の下流面の摩耗量の検討および既設砂防ダム下流面の摩耗状況から、砂防ダムの下流法は緩にすることの可能性が推定された。下流法を緩にした場合の経済断面について検討する。

遠藤⁶⁾は、砂防ダムの経済断面について、図2-17に示す基本三角形をもとに安定条件を満足する下流法 ($\tan \alpha$) と上流法 ($\tan \beta$) を計算し、下流法 ($\tan \alpha$) = 0.2 を基準とした場合の断面積比を求め、表2-5を示している。表2-5をみると、砂防ダムの下流法を緩にした場合の堤体断面の縮小割合がわかる。下流法を6分にすると2分の場合より堤体断面を約15%節減することが可能である。



砂れきと水の比重の比 (γ_s/γ_w) を2.0と仮定
した場合の安定条件は

$$2 \tan^2 \alpha + 4 \tan \alpha \cdot \tan \beta + \tan^2 \beta = 1$$

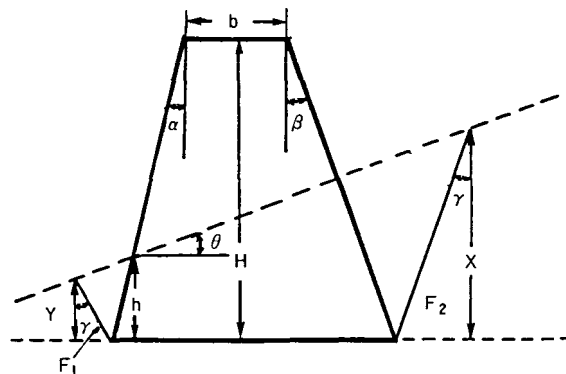
図 2-17 砂防ダムの経済面を求める基本三角形

図2-18は床掘り土工量を求めるモデル断面を示したものである。安定条件を検討した基本三角形において、 $\tan \alpha$ 、 $\tan \beta$ に対応させて床掘り断面積を検討する。下流法 ($\tan \alpha$) を2分とした場合の床掘り断面積を1.0とし $\tan \alpha$ を変えた場合の断面積との比を求め床掘り土工量比とした。

図2-19は縦軸に土工量比をとり、横軸に $\tan \alpha$ をとって両者の関係を示したものである。床掘り土工量は砂防ダムの高さ、河床勾配および床掘り深さによって変化する。砂防ダムを築設する場所は河床堆積砂れき層が深い、河床勾配が急である場合が考えられる。し

表 2-5 下流法 2 分を基準とした断面積比

$\tan \alpha$	$\tan \beta$	$\tan \alpha + \tan \beta$	$\tan \alpha = 0.2$ の場合の ($\tan \alpha + \tan \beta$) を 100 % とした時の %
0.0	1.00	1.00	
0.1	0.81	0.91	
0.2	0.64	0.84	100
0.3	0.49	0.79	94
0.4	0.35	0.75	89
0.5	0.22	0.72	86
0.6	0.11	0.71	85
0.61	0.10	0.71	85
0.7	0.01	0.71	85
0.71	0.00	0.71	85
0.8	-0.09	0.71	85



$$X = \frac{\{b + (\tan \alpha + \tan \beta)(H - h) + h \tan \beta\} \tan \theta + h}{1 - \tan \theta \tan \gamma}$$

$$Y = \frac{h(1 - \tan \alpha \tan \theta)}{1 + \tan \theta \tan \gamma}$$

$$F_1 = \frac{X^2}{2} \tan \gamma, F_2 = \frac{Y^2}{2} \tan \gamma \text{ とおくと床掘り断面積 (F) は}$$

$$F = \frac{1}{2} (X + Y) \{b + (\tan \alpha + \tan \beta)H + (X + Y) \tan \gamma\} - (F_1 + F_2)$$

図 2-18 砂防ダムの床掘り断面図

たがって、 $\tan \alpha$ を大きくすれば、 $\tan \beta$ は小さくすることができるから床掘り土工量はかなり減少させることが可能である。砂防ダムの高さ 10m、河床勾配 2/10、床掘り深さ 3m の場合を例にとると、下流法を 6 分にした場合は 2 分の場合と比較して床掘り断面積で 20% 程度節減することが期待できると推定される。

砂防ダムの築設費は本体コンクリートの体積と土工量にかかわる経費が主要な部分を占め

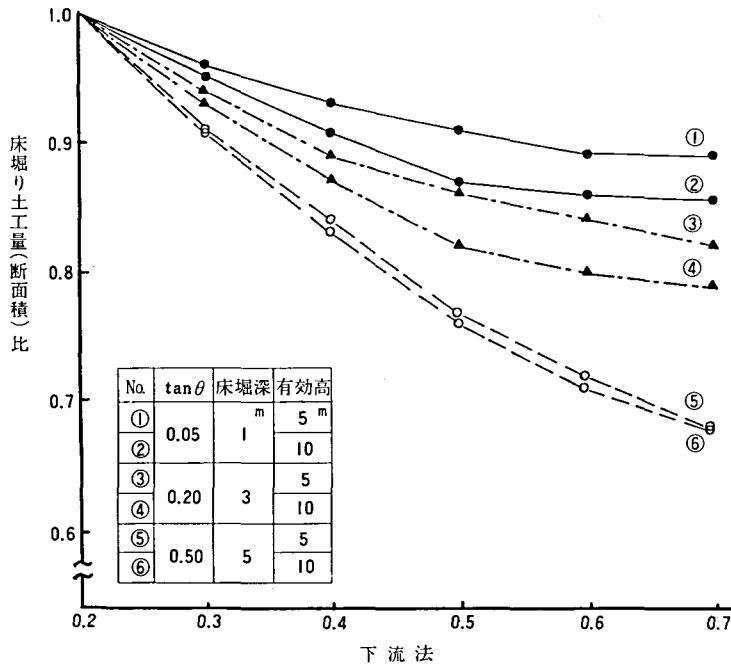


図 2-19 下流法 2 分を基準とした床掘り断面積比

と考えられる。したがって、以上のことから、下流法を緩にすることによって築設費の節減が期待される。

2.3.4 下流法の設計例

(1) 計画洪水の規模

砂防ダムの構造を決定する場合、水通し断面は洪水量を安全に越流させるため、降雨量の年超過確率 1/100 程度をもとに推定される計画洪水量または、既往最大洪水量のうち大きい流量を基準に決定している。下流法については従来、下流面に衝突して摩耗、損傷を与える砂れきのなかで最小粒径の石れきを基準とし、その限界流速をもとに決定している。しかし、洪水の規模については定められていない。これまでの検討によって、

- (i) 下流面に衝突して摩耗、損傷を与える砂れきは特定の粒径の砂れきではなく、衝突する砂れきの総量が関係する。
- (ii) 越流砂れきの量、粒径組成は洪水の規模によって規定され、越流砂れきのほぼ 60～70% は越流水脈に含まれて流下する。
- (iii) 越流砂れきは河床堆積砂れきの平均粒径で代表される。

ことが推定された。したがって、下流法を決定するためには流送砂れきを規定する洪水の規模を想定する必要がある。

築設後 15～20 年を経過している砂防ダム水叩きの洪水痕跡（摩耗痕）を解析し、法尻付近の摩耗量が少ないこと、法尻から離れた位置に 1～2 箇所のパークをもつ摩耗痕が形成されていることが示され、この間の洪水は 1～2 回であることが推定された。このことは、毎年

何回か発生する小出水の流送砂れきは少なく、多量の砂れきを流送する洪水は 15～20 年に 1～2 回程度であることを示している。

深田ら²⁶⁾は荒川上流における実験砂れきの流下分布から、流送砂れきに影響を及ぼす洪水の規模は、過去 25 年間の出水記録から 5～10 年に 1 度程度の出水であるとした。そして、この程度の出水規模を中洪水とし、多量の流送砂れきを伴うとしている。

以上のことから、砂防ダムの摩耗に影響を及ぼす砂れきは 5～10 年に 1 度程度の中洪水によって流送されると推定され、その出水規模を基準にして下流法を決定することが合理的であると考えられる。これより大きい規模の洪水時には越流砂れきは遠方に落下するので下流面に衝突しない。また、小洪水の越流砂れきは下流面に衝突するが、その量は少なく、コンクリートの耐摩耗性が向上していることを考慮するとその影響は少ないと考えられる。

(2) 下流法の決定法

砂防ダムの下流法を決定するうえでの要件である越流砂れきの飛び出し速度の推定法と、越流砂れきのある量は下流面へ衝突させることを前提とした場合の下流面の摩耗量について前項で検討をおこなった。このことを基本的条件として下流法決定の手順について検討する。

(a) 計画洪水量(Q)を推定する

小洪水の発生頻度は多いが流出時間は短く、流送砂れきは少ない。したがって、計画洪水量は 5～10 年確率の降雨量による中洪水程度の洪水量を対象にする。

計画洪水量(Q)を次式から推定する。

$$Q = 0.278 A r \alpha \quad (49)$$

Q : 5～10 年確率の計画洪水量 (m^3/sec)

A : 流域面積 (km^2)

r : 5～10 年確率の時間雨量 (mm/h)

α : 流出係数

(b) 計画洪水量(Q)をもとに越流水深(h_0)を求める。

既往の洪水記録あるいは最寄りの施設における洪水痕跡から下流端の越流水深(h_0)が予想できれば、その h_0 を用いる。これができない場合は Q をもとに次によって h_0 を推定する。

(46)式を変形したものを(50)式とし、(50)式から h_0 を求める。 B は砂防ダムの水通し幅である。

$$h_0 = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{5.1B}\right)^2} \quad (50)$$

(c) 洪水時の表面流速 (v_0)を推定する。

洪水流が水通しを越流するときの流速分布は平面的にも、垂直的にもほぼ同じであるとみなし、平均流速(v_m)を表面流速(v_0)として、(47)式から v_0 を推定する。

$$v_0 \doteq v_m = 5.1\sqrt{h_0} \quad (47)$$

(d) 越流砂れきの平均粒径(d_m)を予想する。

河床堆積砂れきの粒径加積曲線が得られると、許容される下流面の摩耗量の推定値をもと

に飛び出し速度を推定するための越流砂れきの代表粒径が特定される。しかし、平均的な粒度を示す粒径加積曲線を求めることは困難である。したがって、既設砂防ダム下流面の摩耗の程度から越流砂れきの30～40%は下流面へ衝突することが許容されると考えることが実用的であろう。この条件を満たすためには、砂防ダム計画地点より上流部の河床堆積砂れきについて、平均的な粒径を把握し、砂防ダムの規模などを勘案して越流砂れきの平均粒径(d_m)を予想する。この場合、河床堆積砂れきについて最大粒径(D_m)の把握が容易であれば、(48)式から d_m が概略的に推定される。

$$d_m = \frac{D_m - 11.3}{2.38} \quad (\text{cm}) \quad (48)$$

一方、河床に巨れきが存在することがあるが、この流動はかなり古い時期のもので、中洪水時における越流砂れきを代表するものではないと考えられ、その数も少ない。したがって、土石流以外の場合は巨れきを除外してよいと考えられる。

(e) 砂れきの飛び出し速度(v_s)を推定する。

計画の対象となる越流砂れきの平均粒径(d_m)、越流水深(h_0)および表面流速(v_0)が推定できたので、(39)式から v_s を推定する。

$$v_s = 0.68 \left(\frac{h_0}{d_m} \right)^{0.148} v_0 \quad (39)$$

この場合、単体について検討すれば越流砂れきの挙動についてもあてはめて考えられる。

(f) 下流法(n)を求める。

越流砂れきの飛び出し速度(v_s)と砂防ダムの高さ(H)をもとに、落体の理論から、この v_s で飛び出す砂れきは下流面へ衝突させない条件での下流法(n)を求める。

(42)式で示した下流法を求める条件式は、

$$n = v_g \sqrt{\frac{2}{gH}} \quad (42)$$

であるから、限界流速(v_g)の代りに v_s を用いると、

$$n = v_s \sqrt{\frac{2}{gH}} \quad (51)$$

が得られる。(51)式は砂れきの飛び出し速度(v_s)と砂防ダムの高さ(H)を与えて下流法を求める条件式であるから、(51)式を用いて下流法(n)を決定する。

(3) 設計例

第1章で述べた調査流域の中で伊那市小黒川つばめ沢砂防ダムをモデルとして、前項で示した設計手順に従って下流法を求めると次のようになる。

設計条件は、

(i) 流域面積(A): 10km²

(ii) 5年確率最大日雨量: 168.9mm

(iii) 5年間確率最大時間雨量(r): 20mm, 30mm

過去24年間の記録によると最大時間雨量は45mm(55.5.15)であるが、従来の推定式²⁴⁾によると、 $r=15.3$ と推定される。設計例ではこれらの値を考慮して $r_a=20\text{mm}$, $r_b=30\text{mm}$ について検討する。時間雨量20mmの場合を r_a , 30mmの場合を r_b とし、以下この a , b で区分

する。

(iv) 流出計数(α): 0.75

この設計条件からつばめ沢砂防ダム (水通し幅, $B=21\text{m}$, 高さ, $H=7\text{m}$) の下流法を求める。

(a) 計画洪水量(Q)を求める。

$$Q_a = 0.278 A \alpha = 0.278 \times 10 \times 20 \times 0.75 = 41.7 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_b = 0.278 A \alpha = 0.278 \times 10 \times 30 \times 0.75 = 62.6 \text{ m}^3/\text{sec}$$

(b) 越流水深(h_0)を推定する。

$$h_{0a} = \sqrt[3]{\left(\frac{Q_a}{5.1B}\right)^2} = \sqrt[3]{\frac{41.7}{5.1 \times 21}} = 0.53 \text{ m}$$

$$h_{0b} = \sqrt[3]{\left(\frac{Q_b}{5.1B}\right)^2} = \sqrt[3]{\frac{62.6}{5.1 \times 21}} = 0.70 \text{ m}$$

(c) 表面流速(v_0)を推定する。

$$v_{0a} = 5.1 \sqrt{h_{0a}} = 5.1 \sqrt{0.53} = 3.71 \text{ m/sec}$$

$$v_{0b} = 5.1 \sqrt{h_{0b}} = 5.1 \sqrt{0.70} = 4.27 \text{ m/sec}$$

(d) 越流砂れきの平均粒径(d_m)を予想する。

つばめ沢砂防ダムの水叩きに堆積している砂れきの最大粒径 ($108 \times 62 \times 55\text{cm}$) の平均値をとって $D_m = 75\text{cm}$ とし,

$$d_m = \frac{D_m - 11.3}{2.38} = \frac{75 - 11.3}{2.38} = 26.8 \text{ cm}$$

と予想する。

(e) 平均粒径(d_m)が 26.8cm である砂れきの飛び出し速度(v_s)を推定する。

$$v_{sa} = 0.68 \left(\frac{h_{0a}}{d_m}\right)^{0.148} \quad v_{0a} = 0.68 \left(\frac{53}{26.8}\right)^{0.148} \times 3.71 = 2.79 \text{ m/sec}$$

$$v_{sb} = 0.68 \left(\frac{h_{0b}}{d_m}\right)^{0.148} \quad v_{0b} = 0.68 \left(\frac{70}{26.8}\right)^{0.148} \times 4.27 = 3.35 \text{ m/sec}$$

(f) 下流法(n)はつばめ沢砂防ダムの高さ(H)= 7m であるから, $v_{sa}=2.79$, $v_{sb}=3.35$ m/sec を用い,

$$n_a = v_{sa} \sqrt{\frac{2}{gH}} = 2.79 \sqrt{\frac{2}{9.8 \times 7}} = 0.48$$

$$n_b = v_{sb} \sqrt{\frac{2}{gH}} = 3.35 \sqrt{\frac{2}{9.8 \times 7}} = 0.57$$

が得られる。

つばめ沢砂防ダムの水叩きの洪水痕跡 (摩耗痕) から求めた ℓ_2/H_2 の値は, 水叩き摩耗痕の最深点まで法尻を延長した場合の下流法に相当し, 設計例の条件と同じである。つばめ沢砂防ダム水叩きの 3 箇所における ℓ_2/H_2 の測定値は別表 1—3, 小黒川 No.2, No.3, No.4

に示されている。これをみると l_2/H_2 は 0.49, 0.48, 0.37 であって、時間雨量を 20mm と仮定した場合の計算値と比較的よくあっている。

結 言

砂防ダムは古くから築設され、築設材料、施工法は空石積、練石積、コンクリートダムに変遷し、進歩した。これらの砂防ダムは構造、材料的には安定性、耐摩耗性にそれぞれ一長、一短があったので、この間多くの砂防ダムが摩耗、損壊を受け、破壊、流失された。コンクリート砂防ダムについても施工技術の進展過程において、耐摩耗性に著しい相違があった。しかし、現在ではコンクリートの耐摩耗性は石材に匹敵するほどになっている¹⁶⁾。

砂防ダムの下流面は貯水ダムの下流面と異なり、洪水時には越流砂れきが衝突するので、これに対する下流面は砂防ダムの構造、耐摩耗性の優劣によってそのあり方が異なる。一方、砂防ダムの下流法はその緩、急によって安定条件と経済断面において損失関係が相反する。したがって、下流法は砂防ダム設計上の第一要件であると考えられ、その決定法について条件式が提示されている。しかしながら、従来の条件式は下流面に摩耗、損傷を与える砂れきとして特定の粒径のものを考え、その砂れきの限界流速と越流砂れきの飛び出し速度が同じであるという前提になっている。これらのことは砂防ダムの設計条件に対応させて下流法を決定するという面からみると実情に合わないと考えられる⁹⁾。

現実的には、洪水時には越流砂れきの衝突による砂防ダムの摩耗、前庭の洗掘が激しく、コンクリートの耐摩耗性が関係して下流面が損壊され、それが原因になって砂防ダムが破壊されることが多かった。したがって、越流砂れきを下流法に衝突させない、あるいは衝突しても摩耗、損傷に対する影響が少ない下流法として経験的に 2 分とすることが定着した。その後は下流面の摩耗、損傷が原因となって砂防ダムが破壊することは少なかったので、安定条件、経済断面を考慮した下流法決定法の研究がなされなかったと考えられる。

砂防ダムの設計条件に対応させて下流法を決定するためには、洪水時における越流砂れきの挙動を把握し、下流面に損傷を与える砂れきの粒径、砂れき量の影響および下流法の違いによる摩耗機構と耐摩耗性の評価基準などに対する検討が必要である。筆者はこの点に注目し、砂れきの衝突によるコンクリートの突砕き摩耗に関する実験的研究をおこない、摩耗に関係する砂れき条件の影響および耐摩耗性コンクリートの施工法について報告した¹⁵⁾¹⁶⁾。

本論文においては、既設砂防ダム水叩きの摩耗痕を解析して洪水時における越流砂れきの挙動を推定し、理論的考察、実験的検討によって越流砂れきの飛び出し速度の推定法について考察した。また、下流面へ衝突させる砂れきを確率論的に想定して下流面の摩耗量を推定し砂防ダム全体の摩耗のなかでの下流面のあり方について検討をおこなった。そして、それらの条件を総合的に考察し、下流法の決定法について検討をおこない、その設計手順の試案を示した。

しかしながら、大小様々の洪水の規模、複雑な流送砂れきの挙動を予測し、これを規定することは困難であって、この下流法決定法についても洪水、流送砂れきに関する設計条件の把握について問題が残されている。しかし、流域面積の小さい野溪を対象にして、ダム高 7 ～ 10m 以下の低ダムに対しては適用性があると考えられる。

この種の研究の成果は実物実験によって確認する必要がある。現場的に検討することを希望し、その実績によってさらに研究することを期待している。

近年、砂防ダムに鋼材が使用され、枠ダム、鋼製ダム、鋼製枠工など種々の構造のものが築設されている。これら構造のものは下流法の変化という視点では論じられないという見方³⁴⁾もある。しかしながら、わが国の立地条件と山地・森林利用の社会的条件から、多数の砂防ダムの築設が要請される状況においては、多くの実績をもつコンクリート砂防ダムが主体となり、鉄筋を使用することの検討が必要になる。さらに、砂防ダムの設計条件として土石流の衝撃力、地すべり土圧および地震力を考慮しなければならない状況も増大している。このような状況において、とくに、土石流に含まれ、かなりの速度で流下する大転石の挙動と、砂防ダムの破壊につながる衝撃力の推定およびその対応策に関する研究が要請されている。今後は、これらの問題について検討することを考えている。

謝 辞

本研究をおこなうにあたり終始御懇切な御指導と御鞭撻を賜りました名古屋大学農学部教授片岡順先生、助教授竹田泰雄先生をはじめ、研究の過程において適切な御助言と御教示をいただいた立命館大学理工学部教授大同淳之先生、信州大学農学部教授鳥山清美先生、前信州大学農学部教授野口陽一先生に深甚なる感謝の意を表します。また、現地調査、実験に際し多大の御協力を願った信州大学農学部講師宮崎敏孝教官ならびに砂防工学専攻学生の諸君に厚く御礼を申し上げる。

なお、本研究の出発点となった“砂防ダムの下流法”の考え方について、元信州大学農学部教授故辰野良秋先生、元信州大学農学部教授故日置象一郎先生から有益な御助言を賜りました。両先生の御冥福を祈るとともに深甚なる感謝の意を捧げます。

引 用 文 献

- 1) 諸戸北郎：理水及砂防工学一工事編，228pp，三浦書店，1917。
* その後，1982年までに30余編の砂防工学専門書が刊行されているが，砂防ダム下流法の決定方法についての記述は同じである。
- 2) 井上清太郎：砂防工大意，120pp，1891。
- 3) 蒲 孚：砂防工学，238pp，工業図書，1937。
- 4) 中村猪市：砂防工学，399pp，成美堂，1928。
- 5) 赤木正雄：砂防一路，550pp，(社)全国治水砂防協会，1963。
- 6) 釣谷義範：砂防重力ダムの構造決定上の問題点，第2回砂防学会シンポジウム，新砂防72，50pp，1969。
- 7) 荻原貞夫：教育映画「治山ダムの設計」解説書。
- 8) 物部長穂：水理学，578pp，岩波書店，1933。
- 9) 椿東一郎：水理学(II)，272pp，森北出版，1974。
- 10) 椎貝博美：わかりやすい水理学，179pp，鹿島出版会，1979。
- 11) 井口正男：漂砂と流砂の水理学，285pp，古今書院，1975。

- 12) 芦田和夫・高橋保・水山高久：山地河川の掃流砂量に関する研究，新砂防 107，9～17p，1978.
- 13) 山内修・日浦啓全：相対運動の場にある砂礫の速度とその抵抗に関する一考察，昭和 53 年度砂防学会研究発表会概要集，82～83p，1978.
- 14) 蓮見道太郎：落下する流水中における石礫の落ち方に就いての研究，九州帝国大学農学部学芸雑誌第 10 巻，18～169p，1942.
- 15) 堀内照夫：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 119，10～21p，1981.
- 16) 堀内照夫：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 121，8～15p，1981.
- 17) 鶴見一之：沈降速度の理論及実験，論説報告 18 巻 10 号.
- 18) 堀内照夫：大粒径砂れきの沈降速度，未発表.
- 19) 鷺尾蟄竜：砂防堰堤の落水の到達距離，新砂防 13，1～6p，1954.
- 20) 尾張安治：砂防堰堤の下流洗掘に関する研究，新砂防 41，23～41p，1961.
- 21) 綿引靖：砂防ダム水叩きの洗掘に関する研究，信州大学農学部修士論文，1974.
- 22) 川船宣彦・降旗満：クッターの平均流速公式における中小河川の粗度係数，信州大学農学部卒業論文，1954.
- 23) 小松二郎・畑谷祐一：三峯川の粗度係数並に流量曲線について，信州大学農学部卒業論文，1956.
- 24) 遠藤隆一：砂防工学，244p，共立出版，1958.
- 25) 中部電力（株）飯田支社：取水ダム操作記録，1975～1979.
- 26) 深田守作・渡部景隆・新井重三：荒川における流出土砂量について，新砂防 37，24～27p，1960.
- 27) 堀内照夫・宮崎敏孝：山地河川の土砂動態調査報告，建設省天竜川上流工事事務所，1980.
- 28) 岩崎敏夫：段落水流の水理現象に関する実験的考察，土木学会誌 38 巻 6 号，241～246. 1953.
- 29) 本間仁・安芸皎一編：物部水理学，660pp，岩波書店，1966.
- 30) 戸川一夫・中本純次：タイヤチェーンによるモルタル，コンクリートの摩耗特性，セメント技術年報 29，292～296p，1975.
- 31) 戸川一夫・小柳治：タイヤチェーンによるモルタル，コンクリートの摩耗特性に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第 248 号，121～127p，1976.
- 32) 戸川一夫・中本純次：モルタル，コンクリートの表面破壊特性と衝撃摩耗特性に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第 282 号，115～125p，1979.
- 33) 堀内照夫：砂防研究の動向と課題—材料・構造・施工技术—，新砂防 Vol. 32，特集号，36～37p，1979.
- 34) 野口陽一：治山技術の見直しと展望，山林 1159 号，4～19p，1980.
- 35) Ferdinand Wang: Grundriss Wildbachverbaug, 227～233p, 1902.
- 36) 木村正昭：砂防ダム，日本セメント技術協会パンフレット 66，1962.
- 37) 赤木正雄：溪流及砂防工学（アルス土木工学大講座），355pp，アルス社，1939.
- 38) 田村潤・池谷浩：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 74，17～36p，1969.
- 39) 建設省河川局砂防部：河川・砂防技術基準(案)，228pp，山海堂，1977.
- 40) 農林省林野庁：治山必携（治山技術基準），587pp，日本治山・治水協会，1978.
- 41) 近藤泰夫・坂静雄監修：コンクリートハンドブック，1173pp，朝倉書店，1973.
- 42) 土木学会コンクリート委員会：昭和 49 年制定コンクリート標準示方書（昭和 52 年版），522pp，土木学会，1978.

- 43) 奥田徹・中野毅弘・角田武司：ロスアンゼルス試験機により粗骨材のすりへり減量に関する2, 3の考察, セメント・コンクリート No. 252, 14~21p, 1968.
- 44) 大浜文彦：農林省濃尾用水農業水利事業所犬山頭首工水叩表面摩耗試験報告書, 三重大学農学部, 15pp.
- 45) 矢野義男・谷口敏雄・谷勲：砂防施工法, 464pp, 山海堂, 1959.
- 46) 石田季九男・中村修吾・三和久勝：コンクリート舗装のすりへりに関する研究, 土木学会第29回年次学術講演会講演概要集第5部, 25~26p, 1971.
- 47) ポゾリス物産：アンピルトップ, ポゾリス物産(株)技術部, 1975.
- 48) 橋本建次：粉粒体によるアブレーション摩耗, 311pp, 産業技術センター, 1974.
- 49) 本間仁・米元卓介・米屋秀三：水理学入門, 106pp, 森北出版, 1978.
- 50) 建設省河川局砂防部：砂防便覧(昭和53年版), 427pp, 山海堂, 1978.
- 51) 林業土木施設研究所：治山施設の被害原因に関する調査研究報告書, 125pp, 1976.
- 52) 建設省土木研究所砂防研究室：(砂防ダムの災害実態調査) 土木研究所資料, 137pp, 建設省土木研究所, 1979.
- 53) 堀内照夫：砂防堰堤の摩耗について, 第29回日本林学会中部支部大会講演集, 303~308p, 1981.
- 54) 平尾公一・大久保駿：昭和42年7月豪雨災害について一呉市浜田川の土砂流出一, 新砂防75, 17~24p, 1970.
- 55) 堀内照夫・細野典明・宮崎敏孝・日置象一郎：伊那市小黒川右支細沢土石流の実態調査報告, 第29回日本林学会中部支部大会講演集, 299~302p, 1981.
- 56) 建設省天竜川上流工事事務所：天竜川上流部砂防調査ならびに土砂調査報告資料編(下), 1961.
- 57) 建設省関東地方建設局：利根川流域砂防調査報告書(第1回~第3回), 1954~1960.
- 58) 渡辺信：山地小流域における土砂流出に関する研究, 信州大学農学部卒業論文, 1982.
- 59) 建設省天竜川上流工事事務所：河床材料調査報告書(天竜川, 三峯川, 小渋川, 太田切川, 中田切川, 与田切川, 片桐松川ほか), 1967~1974.
- 60) 芦田和夫・高橋保・奥村武信・道上正規・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出, 京都大学防災研究所年報15号B, 349~361p, 1972.

Experimental Study on Practical Planning of Sabo-Dam especially, Decision of Downstream Slope

By Teruo HORIUCHI

Laboratory of Erosion Control Engineering, Fac. Agric., Shinshu Univ.

Summary

In case of flood time it gives a very dangerous sight in Sabo-Dam, because overflowing sediments (mixtures of boulder, cobble, gravel and sand) carried over Sabo-Dam often destroy the surface of downstream slope. If we should have a gentle angle of the downstream slope, the stability of Sabo-Dam may be more stronger and the cost will be more cheaper at the same time.

So that, it is very important things for us to decide how to plan the reasonable Dam.

Up to this time, the value of downstream slope has been guessed by both gravel's limiting velocity which the gravel begins to moving away on the stream bed, and planning theory based on the "law of falling body".

The conditional formula is expressed as follows,

$$n = v_g \sqrt{\frac{2}{gH}} \quad (1)$$

where, n is downstream slope, v_g is limiting velocity of gravel, g is acceleration of gravity, H is height of Sabo-Dam.

v_g is estimated by following formula,

$$v_g = \sqrt{\frac{(\gamma_s - \gamma_w)d\mu \cos \theta}{0.076 \gamma_w}} \quad (2)$$

where, γ_s is a unit weight of gravel, γ_w is a unit weight of flow water, μ is coefficient of friction, d is diameter of the smallest gravel among the overflowing sediments that damage to the surface of downstream slope, $\cos \theta$ is slope of stream bed.

It has been believed that the impact-wear against the surface of downstream slope was decided by the specific size gravel. But, now, we have been clear that the impact-wear was not due to the gravel's size but to the total weight of the overflowing sediments.

Where, v_g is the velocity of flow and not that of the overflowing sediments. Therefore, for applying above mentioned formula, it is not reasonable to use the limiting velocity (v_g) in stead of the overflowing sediments from the downstream edge of Sabo-Dam.

This paper aims to explain the movements about the overflowing sediments from the

downstream edge of Sabo-Dam at the flood flow, and the mechanism of the impact-wear against the surface of downstream slope caused by the overflowing sediments.

Thus, we can decide reasonably to make the planning of downstream slope.

1) Discussion about the observations and experiments in the actuate spots where Sabo-Dam have been built.

Based on our experimental data about the distribution of the overflowing sediments, we have analized the wear marks which had been traced by the overflowing sediments on the concrete front aprons in many Sabo-Dams at flood flow.

From our experiments, it has been clear that: surface velocity at flood flow, bed flow velocity (velocity of the overflowing sediments from the downstream edge), minimum velocity of the overflowing sediments and relationship between velocity of flow and velocity of the overflowing sediments. Those results show as follows,

a) When the sediments overflow down from the downstream edge of Sabo-Dam at flood time, they flowed through clearly under the condition of tractive flow on the stream bed. And, their behaviour were realized as "movement of singles".

b) Overflowing sediments seem to conform to the velocity of the flow near the stream bed.

c) At flood flow the bed flow velocity (v_s) was estimated by an extent of 70~90 % of the surface velocity (v_o).

d) At flood flow the amount of sediments that overflowed down from the downstream edge of Sabo-Dam were calculated about 60~70 % of total mass, and they overflowed down including themselves within the nappe. The rest of sediments (30~40 %) were dropping down outside of the nappe.

2) Hydraulics discussion

The velocity of overflowing sediments (v_s) in the stream conformed to one of the stream flow (v) on the stream bed, so that, the relationship between v_s and v is expressed by following equation, which is given at the condition that the sediments begin to move against the frictional resistance by balance of power.

$$v_s = v - \sqrt{\frac{4(\sigma - \rho)g d \mu}{3C_D \rho}} \quad (3)$$

where, C_D is coefficient of drag, σ is density of sediments, ρ is density of stream water, g , d , μ are above mentioned.

C_D has been already calculated from many hydraulic experiments, its value is said to be similar to 0.4. μ is a range of 0.3~0.5, μ' is value of moving sediments in stream, it is not known.

From this, we investigated μ' in our experiments, and we have obtained as follows.

a) It is very reasonable for us to recognize that μ' grants for "the appearance of friction's coefficient" which puts together with resistance against friction, fluid and flow's disturbance.

b) The measured value of μ' have obtained 0.01~0.1 and considerable smaller than μ .

From our experiments about measurements of velocity of flow and overflowing sediments, it was confirmed that the change of sediment's velocity arising from difference of sediment's size at the downstream edge seems to be transitional phenomena caused by momentary acceleration in the stream flow. And we are able to explain by following equations.

$$v_s = \frac{(v-b)(b+v-v_{s0}) + (v+b)(b-v+v_{s0})e^{-2abt}}{(b+v-v_{s0}) + (b-v+v_{s0})e^{-2abt}} \quad (4)$$

$$t = \frac{1}{2ab} \log_e \frac{(b+v-v_s)\{b-(v-v_{s0})\}}{(b-v+v_s)\{b+(v-v_{s0})\}} \quad (5)$$

Where, v_{s0} velocity of sediments before they are accelerated, that is, $v_s = v_{s0}$ at $t=0$, and $a=3C_D \rho/4\sigma d$, $b^2=4(\sigma-\rho)g d \mu/3C_D \rho$

3) Relationship between the relative velocity and the relative flow depth

From the observations and experiments on many actual plots, we have acquired some knowledge of movements of overflowing sediments at flood flow, and those will be able to explain in view of hydraulics.

But, our knowledgement is very qualitative on the other hand, it is very hard to seek for specific factors in applying theoretical formula. And then, we tried a experiment to guess a velocity of overflowing sediments (v_s) on the foundation of surface velocity of flow (v_0), because v_0 have been obtained comparatively easy from field work.

At first, we calculated a relative velocity and a relative flow depth, relative velocity is expressed v_s/v_0 , relative flow depth do h_0/d , where, h_0 is flow depth on the downstream edge. And then, if the relationship between v_s/v_0 and h_0/d should be expressed as following equation,

$$v_s/v_0 = \alpha (h_0/d)^\beta \quad (6)$$

where, α, β are constant value obtained by experiments.

Our experimental result will be showed as follows.

$$v_s/v_0 = 0.68(h_0/d)^{0.148} \quad (7)$$

From this equation, we will be able to calculate the velocity of a given diameter sediments which overflow down from the downstream edge.

4) Investigation about impact-wear against surface of downstream slope

(1) We investigated about the mechanism of the impact-wear against surface of downstream slope. Setting many sorts of slopes, we tried by our experimental machine. From our experiments, if value of W (ratio of impact-wear) were given as the ratio of inclination angle to horizontal place, it will be estimated by the following equation,

$$W = (1 + 1.20 \sin^2 \theta) \cos^2 \theta \quad (8)$$

where, θ is inclination angle of downstream slope.

(2) It is very difficult for us to guess absolute amount of overflowing sediments from the downstream edge. And then, on the basis of peculiarity of the particle size distribution in stream difference of overflowing course by each size distinction within the nappe and sediment's velocity overflowing out from edge, we expected amount of sediments that strike against the surface of downstream slope in view of probability, and estimated a relative value of impact-wear for downstream slope. Those results are as follows:

a) The impact-wear of downstream slope have been made mainly by overflowing sediments in case of higher classes floods. At this moment, we found, the particle size distribution of sediments at deposite was remarkably similar to that of overflowing sediments.

b) When we discuss the particle size distribution curve about aboved deposite, average diameter of sediments (d_m) is given as follows:

$$d_m = \frac{\sum_{p=0}^{p=100} d \Delta p}{\sum_{p=0}^{p=100} \Delta p}$$

Where, d is the hole width of a riddle, p is percentage of sediments of that pass through aboved riddle. Δp is percentage of the rest.

Moreover, we examined for a smaller grains than average grains, and showed the percentage (P_m) that they took in total amount. It was estimated about 60~70 % regardless of average value.

c) From the results of above mentioned 1)-d) and 4)-(2)-a), b), if we seek for the downstream slope on the basis of velocity of overflowing sediments as average grain diameter accumulating sediments on the stream bed, the overflowing sediments which strike against the downstream slope is an extnet of 30~40 %.

d) Moreover, on the base of formura (8) and 4)-(2)-c), if we should give 0.6(incline angle) to downstream slope, it will be guessed that the grade of that impact-wear is almost as much as one of spillway crown, and of front apron near side of the slope. Such a grade of downstream slope's wear will be able to allow in point of view of impact-wear on Sabo-Dam. And it is suggestive of possibility for us that a part of overflowing sediments will be allowed of making against the surface of downstream slope.

5) The decision of downstream slope for Sabo-Dam's planning

From mentioned, experimental and actual investigations, we believe that the downstream slope of Sabo-Dam is decided by following process:

a) At first, we estimate the planning flood discharge (Q) from the Rational formula,

$$Q = 0.278 A r \alpha \quad (\text{m}^3/\text{sec})$$

where, A is watershed area(km^2), r is precipitation per hour(mm), α is runoff coeffi-

cient.

b) When h_0 is flow depth on the downstream edge of Sabo-Dam, it is estimated by following formula,

$$h_0 = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{5.1B}\right)^2} \quad (\text{m})$$

where, Q is aboved, B is width of overflow section.

c) When v_0 is suraface velocity at flood flow, it is estimated by following formula,

$$v_0 = 5.1\sqrt{h_0} \quad (\text{m/sec})$$

d) When we estimate the average diameter of grain size(d_m) on the sediments of the stream bed, the relationship between d_m and D_m is showed as follows:

$$d_m = (D_m - 11.3)/2.38 \quad (\text{cm})$$

Where, D_m is the maximum diameter of sediments.

e) We estimate the overflowing sediment's velocity(v_s) by following experimental equation,

$$v_s = 0.68(h_0/d_m)^{0.148} \quad (\text{m/sec})$$

f) From above mentioned, we obtained, the downstream slope of Sabo-Dam(n) is decided by following formula.

$$n = v_s \sqrt{\frac{2}{gH}}$$

別表 1-1 水叩きの摩耗痕から推定した洪水流速
(越流砂れきの飛び出し速度)

河 川		建 築 年 度	有効高 昭 和	越流砂れきの到達 距離 (m)			落 下 高 (m)			流 速 (m/s)			越 流 水 深 (m)	manning 式による 流 速	Vo / Vm	Vs / Vo	備 考
				H (m)	ℓ ₁	ℓ ₂	ℓ ₃	H ₁	H ₂	H ₃	表面流速 底流速 最低流速						
				Vo	Vs	Vc	ho	Vm									
小 沢 川	1	—	1.5	1.00	2.20	3.20	1.67	2.38	2.28	4.06	3.15	1.71	0.76	2.66	1.53	0.78	n = 0.080
	2	—	—	0.80	2.20	3.30	1.59	2.33	1.71	4.49	3.19	1.40	0.93	3.05	1.47	0.71	
	3	—	—	0.70	1.80	3.00	1.58	2.78	1.80	4.12	2.38	1.23	0.78	2.71	1.52	0.58	
	4	—	—	1.00	2.80	3.38	1.78	2.44	2.25	4.25	3.96	1.65	0.83	2.83	1.50	0.93	
	5	—	—	1.00	1.90	3.00	1.60	1.92	1.57	4.27	3.03	1.75	0.84	2.85	1.50	0.71	
	6	—	2.5	1.80	3.20	3.80	2.56	3.00	2.74	4.62	4.08	1.85	0.98	3.16	1.46	0.88	
	平均														1.50	0.77	
鹿 塩 川	1	36~39	3.0	0.65	1.47	2.47	3.29	4.10	4.09	2.60	1.62	0.79	0.31	2.84	0.92	0.62	n = 0.150
	2	—	1.0	0.60	1.40	1.80	1.04	1.24	1.18	3.73	2.78	1.30	0.64	2.99	1.25	0.75	n = 0.090
	3	—	—	1.00	1.40	2.00	1.03	1.10	1.04	3.47	2.95	2.18	0.55	2.08	1.67	0.85	
	平均														1.28	0.74	
太 田 切 川	1	45	1.5	1.25	2.25	3.20	1.60	1.86	1.74	4.27	3.65	2.18	0.84	2.79	1.53	0.85	n = 0.080
	2	—	—	1.25	2.30	3.10	1.52	1.88	1.56	4.61	3.71	2.22	0.98	3.10	1.49	0.80	
	3	—	—	1.13	2.48	4.07	1.64	2.23	1.74	5.20	3.67	1.90	1.25	3.64	1.43	0.71	
	4	—	—	1.10	2.70	3.57	1.52	1.77	1.57	4.84	4.49	2.02	1.08	3.30	1.47	0.93	
	5	—	—	1.92	3.77	4.61	—	0.81	—	4.14	3.31	1.26	0.79	2.68	1.54	0.80	
	平均														1.49	0.82	
新 宮 川	1	36~39	2.1	1.40	2.40	2.80	2.13	2.24	2.18	3.69	3.54	2.12	0.63	2.66	1.39	0.96	n = 0.100
	2	—	2.0	1.58	2.20	2.60	2.07	2.16	2.12	3.51	3.31	2.43	0.56	2.13	1.65	0.94	
	3	—	—	2.00	2.40	2.85	2.18	2.36	2.15	3.76	3.45	2.39	0.65	2.23	1.68	0.92	
	4	—	—	0.80	1.40	2.40	2.04	2.28	2.12	3.28	2.52	1.23	0.49	—	—	0.77	
	5	—	1.0	0.60	1.60	2.80	1.07	1.41	1.15	4.35	2.98	1.28	0.87	2.36	1.84	0.69	n = 0.080
	6	36~39	2.0	0.90	1.80	2.50	2.14	2.30	2.11	3.40	2.62	1.36	0.53	2.26	1.50	0.77	
	7	—	—	2.00	2.80	3.00	2.08	2.34	2.13	3.93	4.05	1.24	0.71	2.11	1.86	1.03	n = 0.060
	8	—	1.0	1.00	1.60	2.20	1.07	1.24	1.12	3.68	3.18	1.71	0.62	1.92	1.92	0.86	
	平均														1.69	0.87	
青木川			2.5	1.10	2.50	3.10	2.68	4.10	3.08	3.86	2.73	1.48	0.69	2.69	1.43	0.71	n = 0.060
小 沢 川	1	—	1.3	0.74	1.93	2.94	1.36	2.38	1.50	4.25	2.76	1.40	0.83	3.14	1.35	0.65	n = 0.060
	2	—	—	0.52	2.12	3.12	1.36	2.00	1.78	4.26	3.31	0.98	0.84	3.16	1.35	0.78	
	3	—	2.3	1.52	2.50	2.91	2.43	3.08	2.50	3.65	3.15	2.15	0.61	—	—	0.86	
	4	—	1.2	0.72	1.72	2.30	1.28	2.65	1.68	4.13	2.33	1.40	0.78	—	—	0.56	
	5	—	1.0	0.60	1.41	1.77	1.01	1.24	1.08	3.15	2.80	1.32	0.46	—	—	0.89	
	6	—	—	0.60	1.40	1.80	1.06	1.21	1.15	3.14	2.81	1.29	0.45	2.33	1.35	0.89	n = 0.040
	平均														1.35	0.77	
四 徳 川	1	36~39	1.5	0.70	1.10	1.70	1.53	1.66	1.63	2.68	1.88	1.25	0.33	1.92	1.40	0.70	n = 0.090
	2	—	—	0.70	1.76	2.35	1.54	3.07	1.67	3.48	2.46	1.25	0.56	2.51	1.39	0.71	
	3	—	1.0	0.40	1.40	1.80	1.08	1.71	1.10	3.18	2.36	0.85	0.46	2.20	1.45	0.74	
	4	—	1.5	0.85	2.25	3.88	1.80	2.60	1.92	4.92	3.08	1.40	1.12	2.48	1.98	0.63	
	5	—	2.0	0.80	1.60	2.80	2.00	3.40	3.44	3.68	1.92	1.25	0.62	3.16	1.16	0.52	
	6	—	—	0.80	1.50	2.60	2.27	3.53	2.44	3.34	1.76	1.17	0.51	2.36	1.42	0.53	
	平均														1.47	0.64	

片桐松川		—	1.7	1.10	2.30	2.90	1.72	2.27	1.92	3.95	3.37	1.85	0.72	2.36	1.67	0.85	n = 0.08
小黒川	1	—	1.0	0.78	1.79	2.78	1.09	1.52	1.40	4.15	3.21	1.65	0.79	—	—	0.77	n = 0.100
	2	40	7.0	1.88	3.46	4.26	6.54	7.09	6.99	3.94	2.87	1.62	0.71	—	—	0.73	
	3	"	"	1.61	3.57	5.59	6.54	7.49	6.99	4.40	2.88	1.39	0.89	4.12	1.07	0.65	
	4	"	"	2.16	2.93	3.53	7.76	7.86	7.70	2.75	2.31	1.71	0.35	2.22	1.24	0.84	
	5	43	"	1.90	3.08	3.68	6.54	6.95	6.80	3.19	2.58	1.64	0.47	2.10	1.52	0.81	
	6	"	6.5	1.50	3.30	4.10	6.50	7.20	7.00	3.31	2.72	1.30	0.50	2.28	1.45	0.82	
	7	"	"	1.70	2.52	3.72	6.50	6.74	6.72	3.07	2.14	1.47	0.43	2.06	1.49	0.70	
	8	—	1.5	0.50	1.30	1.90	1.54	1.80	1.78	2.86	2.14	0.89	0.27	—	—	0.75	
	9	42	7.0	1.80	3.40	4.00	7.24	7.40	7.36	3.16	2.76	1.48	0.46	2.16	1.46	0.87	
	10	"	"	1.90	2.45	3.25	7.26	7.38	7.30	2.60	1.99	2.56	0.31	1.64	1.59	0.77	
平均															1.42	0.77	
中田切川		—	3.2	1.60	3.80	4.35	3.50	4.30	3.90	4.39	4.05	2.11	0.89	3.18	1.38	0.92	n = 0.080
前沢川	1	—	5.5	1.54	1.94	2.39	5.58	5.62	5.60	2.19	1.81	1.44	0.22	1.68	1.30	0.83	n = 0.050
	2	—	5.5	1.56	2.17	2.96	5.62	5.72	5.66	2.67	2.00	1.45	0.33	2.20	1.21	0.75	
	3	—	2.0	1.00	1.55	2.08	2.00	2.20	2.15	2.89	2.31	1.56	0.38	2.08	1.39	0.80	n = 0.080
平均															1.30	0.79	
百々目木川	1	36~39	4.2	1.31	2.31	2.70	4.06	4.17	4.12	2.82	2.50	1.43	0.36	—	—	0.89	n = 0.070
	2	"	2.0	0.80	1.40	2.10	2.05	2.38	2.12	2.93	2.00	1.23	0.39	1.80	1.63	0.68	
	3	"	2.1	0.80	2.10	2.70	2.08	2.26	2.00	3.57	3.09	1.22	0.59	2.90	1.23	0.87	
	4	"	2.0	0.80	1.80	2.30	2.00	2.20	2.10	3.17	2.68	1.25	0.46	2.93	1.08	0.85	
	5	"	"	0.90	1.94	2.90	2.06	2.41	2.24	3.77	2.76	1.38	0.65	—	—	0.73	
	6	"	"	0.70	1.40	2.00	2.06	2.36	2.20	2.77	2.01	1.07	0.35	2.47	1.12	0.73	
	7	"	1.5	0.70	1.20	1.70	1.56	1.72	1.62	2.69	2.02	1.24	0.33	2.19	1.23	0.75	
	8	"	1.7	0.65	1.95	2.25	1.74	2.06	1.89	3.23	3.00	1.09	0.48	3.41	0.95	0.93	
	9	"	1.9	0.66	1.46	2.46	1.96	2.20	2.16	3.33	2.17	1.04	0.51	2.15	1.55	0.65	
	10	"	2.0	1.40	2.30	2.60	2.12	2.34	2.20	3.46	3.32	2.12	0.55	—	—	0.96	
	11	"	1.5	0.60	1.40	1.90	1.52	1.84	1.66	2.93	2.28	1.07	0.39	2.23	1.29	0.78	
	12	"	2.0	0.80	1.70	2.30	2.08	2.28	2.20	3.12	2.49	1.22	0.45	2.38	1.31	0.80	
	13	"	1.5	0.50	1.49	1.90	1.52	1.70	1.59	2.97	2.52	0.89	0.40	1.99	1.49	0.85	
	14	"	2.0	0.80	2.20	2.99	2.10	2.52	2.32	3.82	3.06	1.22	0.67	2.80	1.36	0.80	
	15	"	2.1	0.90	1.80	2.40	2.17	2.42	2.30	3.42	2.56	1.35	0.54	2.61	1.31	0.75	n = 0.065
	16	"	"	1.02	1.80	2.42	2.21	2.42	2.30	3.21	2.56	1.51	0.47	1.92	1.67	0.80	
	17	"	2.0	0.60	1.90	2.40	2.00	2.35	2.20	3.48	2.74	0.93	0.56	2.16	1.61	0.79	
	18	"	1.6	0.62	1.10	1.30	1.58	1.80	1.72	2.05	1.81	1.09	0.19	0.81	2.53	0.88	
	19	"	1.5	0.50	1.50	1.90	1.58	1.80	1.76	2.87	2.47	0.88	0.38	1.28	2.24	0.86	
	20	"	1.0	0.40	1.00	1.50	1.00	1.18	1.12	2.74	2.03	0.88	0.34	1.92	1.43	0.74	
	21	"	1.5	0.70	1.70	2.10	1.57	1.77	1.76	3.12	2.82	1.23	0.45	1.87	1.67	0.90	
	22	"	1.0	0.60	1.40	1.90	1.02	1.52	1.22	3.22	2.51	1.31	0.48	2.41	1.34	0.78	
	23	"	"	0.42	1.40	2.00	0.98	1.26	1.15	3.40	2.76	0.93	0.53	2.58	1.32	0.81	
	24	"	1.4	1.10	1.50	2.10	1.56	1.95	1.66	3.71	2.37	1.94	0.63	3.36	1.10	0.64	
	25	"	1.0	0.60	2.00	2.40	1.00	1.44	1.18	3.88	2.60	1.32	0.69	4.00	0.97	0.67	
	26	"	"	1.00	1.80	2.10	1.08	1.60	1.14	3.54	3.15	2.13	0.58	1.70	2.08	0.89	
	27	"	2.0	0.80	1.60	2.60	2.10	2.78	2.26	3.43	3.12	1.22	0.54	2.11	1.63	0.91	
	28	"	"	0.40	1.20	2.00	1.00	1.40	1.17	3.39	2.24	0.88	0.53	2.58	1.31	0.66	
	29	"	"	0.60	1.40	2.00	1.14	1.78	1.18	3.38	2.32	1.24	0.52	2.06	1.64	0.69	
平均															1.47	0.79	

鼠 川	1	—	1.2	0.63	1.05	1.45	1.29	1.42	1.37	2.49	1.95	1.22	0.28	1.59	1.57	0.78	n = 0.080
	2	—	2.0	1.20	1.60	2.20	2.08	2.22	2.17	3.02	2.37	1.84	0.42	3.12	0.97	0.78	
	3	—	"	0.80	1.60	2.10	2.08	2.44	2.20	2.89	2.26	1.22	0.38	2.93	0.99	0.78	
	4	—	1.0	0.50	1.00	1.40	1.06	1.12	1.10	2.60	2.09	1.07	0.31	1.70	1.53	0.80	
	5	—	"	0.60	1.20	1.60	1.00	1.06	1.08	2.91	2.58	1.32	0.39	2.20	1.32	0.89	
	6	—	1.5	0.90	1.70	2.50	1.49	1.80	1.57	3.72	2.80	1.63	0.64	2.76	1.35	0.75	
	7	—	1.0	0.60	1.40	2.20	1.08	1.30	1.14	3.66	2.71	1.27	0.62	1.88	1.95	0.74	
	8	—	"	0.80	1.40	1.80	1.05	1.14	1.10	3.18	2.90	1.72	0.46	1.54	2.06	0.91	
	平均														1.47	0.80	
栗 沢	1	36~39	2.5	0.70	1.30	1.80	2.54	2.67	2.66	2.33	1.76	0.97	0.25	1.86	1.25	0.76	n = 0.100
	2	"	2.0	0.70	1.20	1.60	2.06	2.16	2.16	2.28	1.80	1.07	0.24	1.81	1.26	0.79	
	3	"	"	0.60	1.00	1.62	2.06	2.14	2.15	2.31	1.51	0.92	0.24	1.29	1.79	0.65	
	4	"	2.5	0.90	1.50	1.90	2.51	2.66	2.58	2.48	2.03	1.25	0.28	2.20	1.13	0.82	
	5	"	"	0.90	1.30	1.85	2.56	2.64	2.62	2.40	1.77	1.24	0.26	1.82	1.32	0.74	
	6	"	2.6	0.71	1.71	2.11	2.60	2.80	2.78	2.65	2.26	0.97	0.32	1.20	2.21	0.85	
	7	"	3.1	1.00	1.60	2.40	3.12	3.35	3.25	2.79	1.93	1.25	0.36	2.26	1.23	0.69	
	8	"	3.0	0.80	1.40	1.88	3.05	3.20	3.16	2.25	1.73	1.01	0.23	1.36	1.65	0.77	
	9	"	2.0	1.00	1.61	2.20	2.06	2.29	2.18	3.04	2.35	1.54	0.42	2.20	1.38	0.77	
	10	"	2.2	0.80	1.40	2.00	2.21	2.42	2.38	2.68	1.99	1.19	0.33	1.99	1.35	0.74	n = 0.080
	11	"	3.0	1.04	1.84	2.44	3.00	3.16	3.12	2.88	2.29	1.32	0.38	2.18	1.32	0.80	
	12	"	2.5	0.92	1.95	2.36	2.53	2.66	2.60	3.00	2.64	1.28	0.41	2.30	1.30	0.88	
	13	"	"	0.90	1.70	2.40	2.52	2.83	2.67	3.02	2.23	1.25	0.42	2.33	1.30	0.74	
	14	"	3.0	0.80	1.90	2.40	3.03	3.43	3.05	2.86	2.27	1.01	0.38	2.18	1.31	0.79	
	15	"	2.5	0.70	1.70	2.30	2.58	2.84	2.67	3.26	2.23	0.96	0.49	1.99	1.64	0.68	
	16	"	"	1.10	1.68	2.35	2.50	2.76	2.53	3.02	2.39	1.54	0.42	2.08	1.45	0.79	
	17	"	"	1.08	1.50	2.30	2.54	2.75	2.70	3.24	2.24	1.50	0.48	1.96	1.65	0.69	
	18	"	3.0	1.00	2.00	2.40	2.96	3.18	3.06	2.86	2.48	1.28	0.37	2.53	1.13	0.87	
	19	"	"	0.80	1.78	2.23	3.06	3.23	3.18	2.63	2.17	1.01	0.32	1.95	1.35	0.83	
	20	"	2.5	0.90	1.50	1.90	2.68	2.94	2.80	2.40	1.93	1.21	0.26	1.84	1.30	0.80	
	21	"	2.6	0.92	1.32	2.00	2.69	2.78	2.69	2.55	2.01	1.24	0.30	2.03	1.26	0.79	
	22	"	2.0	0.60	1.40	2.00	2.04	2.31	2.14	2.79	2.03	0.92	0.36	1.62	1.72	0.73	
	23	"	"	0.63	1.40	1.80	2.08	2.32	2.14	2.55	2.03	0.96	0.30	1.87	1.36	0.80	
	24	"	"	0.80	1.40	1.80	2.06	2.16	2.10	2.56	2.10	1.23	0.30	1.43	1.79	0.82	
	25	"	"	0.80	1.20	1.60	2.03	2.10	2.07	2.32	1.83	1.24	0.24	1.24	1.87	0.79	
	26	"	3.0	1.10	1.69	3.88	3.43	4.59	4.15	3.89	1.74	1.31	0.70	2.93	1.33	0.45	
	27	"	"	1.32	2.40	3.40	3.49	4.40	4.32	3.40	2.51	1.56	0.53	2.43	1.40	0.74	
	平均														1.45	0.76	
唐 山 沢	1	36~39	2.0	1.20	2.35	2.80	2.03	2.15	2.14	3.71	3.54	1.86	0.63	2.18	1.70	0.95	n = 0.100
	2	"	3.0	1.20	2.00	2.60	3.22	3.34	3.24	3.00	2.42	1.48	0.41	1.69	1.78	0.81	
	3	"	"	1.80	2.98	3.40	3.15	3.48	3.32	3.77	3.53	2.24	0.65	3.15	1.20	0.94	
	4	"	"	1.80	2.60	3.20	3.22	3.59	3.25	3.60	3.03	2.27	0.60	3.17	1.14	0.84	
	5	"	3.0	1.60	2.40	3.00	3.09	3.30	3.20	3.43	2.92	2.01	0.54	3.10	1.11	0.85	
	平均														1.39	0.88	
大 沢	1	36~39	2.0	1.00	1.80	2.40	2.10	2.59	2.50	3.90	2.47	1.52	0.70	3.03	1.29	0.63	n = 0.150
	2	"	"	1.00	1.60	2.40	2.28	2.52	2.49	3.17	2.28	1.46	0.46	2.29	1.38	0.70	
	平均														1.34	0.67	

熊 堂 沢	1	36~39	1.0	1.00	1.65	2.20	1.12	1.24	1.22	3.60	3.27	2.09	0.60	2.78	1.29	0.91	n = 0.120
	2	"	"	0.80	1.20	1.80	1.05	1.16	1.16	3.13	2.46	1.72	0.45	2.29	1.37	0.79	
	3	"	2.0	2.20	3.00	3.60	2.04	2.24	2.20	4.50	4.43	3.40	0.93	3.72	1.21	0.98	
	4	"	4.0	2.23	3.03	3.43	4.15	4.58	4.48	3.39	3.13	2.42	0.53	1.98	1.71	0.92	
	平均														1.40	0.90	
桐 久 保 沢	1	36~39	2.0	0.80	1.60	2.00	2.09	2.39	2.33	2.71	2.29	1.22	0.33	1.41	1.92	0.86	n = 0.150
	2	"	"	1.00	2.00	2.75	2.22	2.65	2.63	3.84	2.18	1.48	0.68	3.34	1.15	0.57	
	3	"	"	0.80	1.40	2.20	2.13	2.53	2.44	2.89	1.94	1.21	0.38	2.69	1.07	0.67	
	4	"	1.0	0.60	1.20	1.80	1.12	1.32	1.28	3.04	2.31	1.25	0.42	2.36	1.29	0.76	
	5	"	"	0.80	1.40	1.70	1.22	1.38	1.33	2.87	2.63	1.60	0.38	2.08	1.38	0.92	
	6	"	"	0.80	1.20	1.80	1.20	1.30	1.32	3.01	2.32	1.61	0.42	2.23	1.35	0.77	
	平均														1.36	0.76	

注) 備考の n は使用した粗度係数である。

別表 1-2 水叩きの摩耗断面積

河 川		摩耗断面積 (㎡)			Ao Ao+As	Ac Ao+As+Ac	備 考
		Ao	As	Ac			
小 波 川	1	1.23	0.58	0.06	0.68	0.03	築設年度は不明であるが、かなり古い。 小波ダム完成前に摩耗されたものであると推定される。 水叩きが顕著に摩耗されており、5箇所を測定した。 生田床固の上流
	2	0.89	0.58	0.02	0.61	0.01	
	3	1.52	0.74	0.08	0.67	0.03	
	4	1.57	0.77	0.13	0.67	0.05	
	5	0.37	0.21	0.04	0.64	0.06	
	6	0.37	0.84	0.04	0.52	0.05	
	平均				0.63	0.04	
鹿 塩 川	1	—	—	—	—	—	36災害の復旧工事、床固の一部を測定した。河床勾配は1.5～2.0°である。
	2	0.15	0.08	0.02	0.65	0.08	
	3	0.08	0.04	0.01	0.67	0.08	
	平均				0.66	0.08	
太 田 切 川	1	0.21	0.17	0.01	0.55	0.03	中小出水時には主流が変動しているが、大出水時には床固の水通し全面を流下する。 大転石の移動が認められる。
	2	—	—	—	—	—	
	3	0.81	0.46	0.08	0.64	0.06	
	4	0.12	0.20	0.01	0.38	0.03	
	5	—	—	—	—	—	
	平均				0.52	0.04	
新 宮 川	1	0.04	0.02	0.01	0.67	0.14	36災害の復旧工事、流路工の床固を主体に調査した。 河床勾配は1～3°である。
	2	0.02	0.01	0	0.67	0	
	3	0.08	0.06	0.01	0.57	0.07	
	4	0.19	0.08	0	0.70	0	
	5	0.15	0.09	0.02	0.63	0.08	
	6	0.12	0.08	0	0.60	0	
	7	0.06	0.14	0.06	0.30	0.23	
	8	0.13	0.08	0.03	0.62	0.13	
	平均				0.60	0.08	
青 木 川		1.08	0.62	0.19	0.64	0.10	築設年度は不明であるが、かなり古い。
小 沢 川	1	0.91	0.42	0.06	0.68	0.04	上流には荒廃溪流が大きく、治山工事が行われつつあるが、調査対象地は沖積河川の床固が主体である。 築設年度は不明であるが、かなり古い。
	2	0.78	0.49	0.06	0.61	0.05	
	3	0.27	0.25	0.11	0.52	0.17	
	4	1.13	0.45	0.08	0.72	0.05	
	5	0.09	0.04	0.01	0.69	0.07	
	6	0.05	0.04	0.01	0.56	0.10	
	平均				0.63	0.08	
四 徳 川	1	0.09	0.04	0.01	0.69	0.07	36災害の復旧工事、流路工の床固の一部を側定した。溪流勾配は2～5°の急勾配溪流で全般的に溪床が下っている。局所的な堆砂地に植生の侵入、定着が顕著である。
	2	0.70	0.16	0.08	0.81	0.09	
	3	0.17	0.31	0.01	0.35	0.02	
	4	1.40	0.97	0.04	0.59	0.02	
	5	1.64	0.70	0.02	0.70	0.01	
	6	0.83	0.46	0.08	0.64	0.06	
	平均				0.63	0.05	

片桐松川		0.40	0.25	0.01	0.62	0.02	水叩きをもった砂防ダムは少ない。 洪水時には大転石を含む流送砂れきの多い上流部の砂防ダムである。 このため下流部での河床変動は少ない。
小 黒 川	1	0.21	0.14	0.02	0.60	0.05	
	2	0.22	0.17	0.03	0.56	0.07	
	3	1.18	0.67	0.11	0.64	0.06	
	4	0.16	0.14	0.24	0.53	0.44	
	5	0.32	0.10	0.23	0.76	0.35	
	6	0.24	0.15	0.28	0.62	0.42	
	7	0.20	0.10	0.04	0.67	0.12	
	8	0.08	0.04	0.01	0.67	0.08	
	9	0.16	0.08	0.09	0.67	0.27	
	10	0.18	0.16	0.12	0.53	0.26	
	平均				0.63	0.21	
中田切川		0.50	0.74	0.16	0.40	0.11	築設年度はかなり古い。
前 沢 川	1	0.01	0.01	0	0.50	0	平常流は少なく、流送砂れきは細粒である。
	2	0.05	0.08	0.03	0.38	0.19	
	3	0.05	0.04	0.01	0.56	0.10	
	平均				0.48	0.10	
百 々 目 木 川	1	0.17	0.05	0.04	0.77	0.15	36災害の復旧工事による床固群が主体である。溪床勾配が急で、現状は溪床に多量の土砂が堆積しており、樹令18~20年生のヤナギ、ハンノキなどを混じた植生が侵入定着している。 最近土砂の移動は少ない。
	2	0.25	0.10	0.02	0.71	0.05	
	3	0.09	0.07	0.01	0.56	0.06	
	4	0.07	0.05	0.02	0.58	0.14	
	5	0.20	0.15	0.03	0.57	0.08	
	6	0.16	0.10	0.01	0.62	0.04	
	7	0.08	0.03	0.01	0.73	0.08	
	8	0.20	0.08	0.03	0.71	0.10	
	9	0.20	0.09	0.01	0.69	0.03	
	10	0.12	0.09	0.03	0.57	0.13	
	11	0.16	0.08	0.01	0.67	0.04	
	12	0.13	0.09	0.01	0.59	0.04	
	13	0.07	0.04	0.01	0.64	0.08	
	14	0.30	0.19	0.07	0.61	0.13	
	15	0.14	0.08	0.04	0.64	0.15	
	16	0.22	0.08	0.05	0.73	0.14	
	17	0.31	0.15	0.02	0.67	0.04	
	18	0.14	0.05	0.02	0.74	0.10	
	19	0.13	0.08	0.03	0.62	0.13	
	20	0.07	0.03	0.01	0.70	0.09	
	21	0.09	0.03	0.03	0.75	0.20	
	22	0.28	0.20	0.02	0.58	0.04	
	23	0.16	0.07	0.01	0.70	0.04	
	24	0.27	0.10	0.04	0.73	0.10	
	25	0.18	0.09	0.03	0.67	0.10	
	26	0.21	0.13	0.03	0.62	0.08	
	27	0.60	0.26	0.03	0.70	0.03	
	28	0.26	0.09	0.01	0.74	0.03	

	29	0.53	0.32	0.02	0.62	0.02	
	平均				0.66	0.08	
川	1	0.03	0.03	0.01	0.50	0.14	上流には大型砂防ダムが築設されており、流送砂れきは細粒化している。調査は下流の流路工における床固が主体である。
	2	0.05	0.02	0	0.71	0	
	3	0.14	0.10	0.03	0.58	0.11	
	4	0.04	0.02	0.01	0.67	0.14	
	5	0.08	0.02	0.01	0.80	0.09	
	6	0.23	0.10	0.01	0.70	0.03	
	7	0.13	0.10	0.01	0.57	0.04	
	8	0.06	0.03	0.01	0.67	0.10	
	平均				0.65	0.08	
栗沢	1	0.06	0.03	0.01	0.67	0.10	36災害の復旧工事による床固群が主体である。栗沢は中央構造線に沿って北流しており、流送土砂は粘土混りの細粒土砂が多く、樹令18~20年生のヤマハンノ木を主とする植生が侵入、定着している。したがって最近土砂の移動は少ない。
	2	0.07	0.03	0.02	0.70	0.08	
	3	0.06	0.03	0.01	0.67	0.10	
	4	0.04	0.03	0.02	0.57	0.22	
	5	0.04	0.02	0.01	0.67	0.14	
	6	0.10	0.04	0.01	0.71	0.07	
	7	0.14	0.06	0.02	0.70	0.09	
	8	0.07	0.03	0	0.70	0	
	9	0.10	0.07	0.01	0.59	0.06	
	10	0.09	0.06	0.01	0.60	0.06	
	11	0.21	0.05	0.03	0.81	0.10	
	12	0.20	0.13	0.03	0.61	0.08	
	13	0.18	0.11	0	0.62	0	
	14	0.22	0.14	0.17	0.61	0.32	
	15	0.15	0.13	0.04	0.54	0.13	
	16	0.15	0.09	0.01	0.63	0.04	
	17	0.14	0.05	0.01	0.74	0.05	
	18	0.05	0.07	0.01	0.42	0.08	
	19	0.08	0.06	0.02	0.57	0.13	
	20	0.16	0.13	0.12	0.55	0.06	
	21	0.06	0.03	0.01	0.67	0.10	
	22	0.11	0.11	0.01	0.50	0.04	
	23	0.15	0.05	0.02	0.75	0.09	
	24	0.06	0.03	0.01	0.67	0.10	
	25	0.01	0.01	0	0.50	0	
	26	2.31	0.67	0.08	0.78	0.03	
	27	1.37	0.98	0.09	0.58	0.04	
	平均				0.63	0.09	
唐山沢	1	0.06	0.03	0.01	0.67	0.10	36災害の復旧工事、平常流はみられないが、溪床勾配2~6°の急勾配の野溪。
	2	0.09	0.06	0.10	0.60	0.40	
	3	0.12	0.12	0.03	0.50	0.11	
	4	0.26	0.14	0.03	0.65	0.07	
	5	0.04	0.02	0.01	0.67	0.14	
	平均				0.62	0.16	
	1	0.28	0.14	0.03	0.67	0.07	36災害の復旧工事、溪床勾配5~

大 沢	2	0.14	0.07	0.02	0.67	0.09	8°の急勾配溪流。
	平均				0.67	0.08	
熊 堂 沢	1	0.07	0.05	0.03	0.58	0.20	36災害の復旧工事、平常流はみられないが、溪床勾配3～6°の急勾配の野溪。
	2	0.06	0.03	0.01	0.67	0.10	
	3	0.03	0.02	0	0.60	0	
	4	0.19	0.13	0	0.59	0	
	平均				0.61	0.08	
桐 久 保 沢	1	0.15	0.08	0.02	0.65	0.08	36災害の復旧工事、溪床勾配5～8°の急勾配で三面張の流路工が施工されており、その床固について測定した。 最上流部に大型砂防ダムが築設されており、流送砂れきは少ない。
	2	0.30	0.14	0.02	0.68	0.04	
	3	0.18	0.09	0.02	0.67	0.07	
	4	0.12	0.10	0.01	0.55	0.04	
	5	0.07	0.05	0.01	0.58	0.08	
	6	0.13	0.08	0.01	0.62	0.05	
	平均				0.63	0.06	

注) Ao: 水脈に含まれて越流する砂れきによる摩耗断面積

As: 裏側水脈から離れて落下する砂れきによる摩耗断面積

Ac: 小洪水によって越流する砂れきによる摩耗断面積

別表 1-3 洪水痕跡から求めた下流法

河川	下流法	ℓ_1 / H_1	ℓ_2 / H_2
小 洪 川	1	0.60	0.92
	2	0.50	0.94
	3	0.44	0.65
	4	0.56	1.15
	5	0.63	0.99
	6	0.70	1.07
鹿 塩 川	1	0.20	0.36
	2	0.58	1.13
	3	0.97	1.27
太 田 切 川	1	0.78	1.21
	2	0.82	1.23
	3	0.69	1.11
	4	0.72	1.52
	5	—	0.58
新 宮 川	1	0.66	1.07
	2	0.74	1.02
	3	0.92	1.02
	4	0.39	0.61
	5	0.56	1.13
	6	0.42	0.78
	7	0.96	1.20
	8	0.93	1.29
青木川		0.41	0.61
小 沢 川	1	0.54	0.81
	2	0.38	1.06
	3	0.63	0.82
	4	0.56	0.65
	5	0.59	1.14
	6	0.57	1.16
四 徳 川	1	0.46	0.66
	2	0.45	0.57
	3	0.37	0.82
	4	0.47	0.87
	5	0.40	0.47
	6	0.35	0.42
片桐松川		0.64	1.01
小 黒 川	1	0.72	1.18
	2	0.29	0.49
	3	0.24	0.48
	4	0.29	0.37
	5	0.29	0.44
	6	0.23	0.46
	7	0.26	0.37
	8	0.32	0.72
	9	0.25	0.46
	10	0.26	0.33

河川	下流法	ℓ_1 / H_1	ℓ_2 / H_2
中田切川		0.46	0.88
前 沢 川	1	0.28	0.35
	2	0.28	0.38
	3	0.50	0.70
百 々 目 木 川	1	0.32	0.55
	2	0.39	0.59
	3	0.38	0.93
	4	0.40	0.82
	5	0.44	0.80
	6	0.34	0.59
	7	0.45	0.70
	8	0.37	0.95
	9	0.34	0.66
	10	0.66	0.98
	11	0.39	0.76
	12	0.38	0.77
	13	0.33	0.88
	14	0.38	0.87
	15	0.41	0.74
	16	0.46	0.74
	17	0.30	0.81
	18	0.39	0.61
	19	0.32	0.83
鼠 川	20	0.40	0.85
	21	0.36	0.96
	22	0.59	0.92
	23	0.43	1.11
	24	0.71	0.77
	25	0.66	1.39
	26	0.92	1.13
	27	0.38	0.58
	28	0.40	0.86
	29	0.58	0.79
鼠 川	1	0.48	0.74
	2	0.58	0.73
	3	0.38	0.66
	4	0.47	0.89
	5	0.60	1.13
	6	0.60	0.94
	7	0.56	1.08
	8	0.76	1.23
0.			

河川	下流法	ℓ_1 / H_1	ℓ_2 / H_2
栗 沢	1	0.28	0.49
	2	0.34	0.56
	3	0.29	0.47
	4	0.36	0.56
	5	0.35	0.49
	6	0.27	0.61
	7	0.32	0.48
	8	0.26	0.44
	9	0.49	0.70
	10	0.36	0.58
	11	0.35	0.58
	12	0.36	0.73
	13	0.36	0.60
	14	0.26	0.55
	15	0.27	0.64
	16	0.44	0.61
	17	0.43	0.55
	18	0.34	0.63
	19	0.26	0.55
	20	0.34	0.51
	21	0.34	0.49
	22	0.29	0.61
	23	0.30	0.60
	24	0.39	0.65
	25	0.39	0.57
	26	0.32	0.37
	27	0.38	0.54
唐 山 沢	1	0.59	1.08
	2	0.37	0.60
	3	0.57	0.86
	4	0.56	0.72
	5	0.52	0.73
大 沢	1	0.48	0.69
	2	0.44	0.63
熊 堂 沢	1	0.89	1.33
	2	0.76	1.03
	3	1.08	1.34
	4	0.54	0.67
桐 久 保 沢	1	0.38	0.69
	2	0.45	0.75
	3	0.38	0.55
	4	0.54	0.91
	5	0.66	1.01
	6	0.67	0.92

注) 1 ℓ_1 / H_1 : 法尻Dを摩耗痕の最近点C)まで延ばした場合の下流法2 ℓ_2 / H_2 : 法尻Dを摩耗痕の最深点B)まで延ばした場合の下流法