



Title	荒廃溪流の微地形判読と河道整備に関する砂防学的研究
Author(s)	全, 權雨; CHUN, Kun Woo
Citation	北海道大學農學部 演習林研究報告, 45(2), 529-586
Issue Date	1988-02
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/21268
Type	departmental bulletin paper
File Information	45(2)_P529-586.pdf



荒廃溪流の微地形判読と河道整備に 関する砂防学的研究

全 謹 雨*

Morphological Analysis of Channel Bed Fluctuation
and Effects of Low-dam Series on Torrent Control

By

Kun Woo, CHUN*

要 旨

土砂災害の防災対策の計画を立てる場合、まず計画対象地域において自然状態下で発生する微地形的变化や防災施設によって期待される微地形変化を検討しなければならない。したがって、荒廃溪流の時系列的な変化過程を明らかにし、河床土砂の移動による河床微地形変化の判読指標の提示が必要である。このために、実地溪流における河床微地形変化の特性と砂防施設の配置効果を把握するための指標を検討し、模型実験によってこれらの有効性を確かめ、さらに、曲流部において低ダムの群的配置による防災的效果について検討した。

1) 曲流部における砂防工法の基本原則は、流水の偏流現象による側岸の洗掘防止と河床面の固定である。同時に上流からの土砂流出に備えて、土砂受容空間を確保することである。

2) 曲流部における土砂移動の位置的分布およびその変化過程を解析し、砂防工事の効果を判定し、防災対策の推移を検討することにより、土砂の処理方法と砂防施設の配置計画が具体化される。

3) 砂防施設を群的に配置した防災空間を設定し、曲流部を中心とする河道の安全性を先行確保することが、土砂害の予防のみならず流域特性に適合した土地利用計画を可能とする。

キーワード: 曲流部, 河床微地形, 偏流現象, 低ダム群, 河道整備。

1987年8月31日受理 Received August 31, 1987.

* 北海道大学農学部林学科砂防工学講座

Laboratory of Erosion Control Engineering, Faculty of Agriculture, Hokkaido University, Sapporo 060, Japan

現住所 韓国 江原大学校林科大学

Present Address: Department of Forestry, Kangweon National University, Chuncheon 200, Kangweon-Do, Korea

目 次

緒 言	468
I. 研究 方 法	470
1. 研究小史	470
2. 研究方法	472
II. 河床変動の実態	474
1. 富良野川	474
2. 発寒川	476
3. 豊平川	478
4. 須部都川	482
III. 模 型 実 験	484
1. 模型実験の意義	484
2. 実験諸元	485
3. 実験方法	486
4. 測定方法	486
5. 実験結果	489
(1) 流れの変化	489
(2) 河床形態の変化	491
(3) 河床変動の位置的变化	493
IV. 低ダム群と河床微地形	496
1. 河床微地形の判別	496
(1) 曲流部の洗掘防止	496
(2) 流路幅と堆積域の拡大	502
(3) 偏倚度	505
2. 判別指標の現地適用	509
V. 河道整備の構想	510
1. 河道整備の必要性	510
2. 河道の安定区間と植生侵入	512
3. 遊砂地の効用	513
4. 都市砂防への適用	514
結 言	515
摘 要	516
参 考 文 献	518
Summary	522

緒 言

地球表面は、侵食作用を受けて絶え間なく変化していく。山地からの土砂生産源である地すべり・山くずれなどの山体変化や流水による河道内での河床変化なども、地形学的側面で見ると、単に地表の自然侵食輪廻の一過程にすぎない。しかし、このような自然現象が人間の生

活領域で発生したり、あるいはそれらの現象によって生産された土砂が人間の生産・居住地域に悪影響を及ぼす時には、災害として社会現象化する。

とくに日本と韓国のように国土面積が狭く、人口密度が高いうえに山地面積が全国土の6～7割を占め、平地の面積が少ない国では国土を集約的に使わなければならない状況におかれている。さらに、日本では1960年代のいわゆる高度経済成長による人口・産業の大都市への集中化、技術革新とともに古くからの土地利用に加えて、あらゆる土地利用部分において大型土木機械を使用した強度の地形改変を伴う大規模開発事業が、全国各地で行なわれるようになってきた^{51, 52)}。

以上の状況は、当然のように生活圏の急速な広がりや奥地開発を要求し、これによる上流部への土地利用空間の拡大は、自然景観の著しい改変ばかりでなく、災害を受け易く利用に不適当であった地域も土地利用の対象になり、災害危険地域の拡大と耐性の低下をもたらすようになった^{46, 107)}。とくに、最近の災害形態は以前の洪水・内水氾濫などの水害形態から、山くずれ・地すべり・土石流などの土砂災害形態に変質してきている。家屋の埋没や倒壊・人命の損失など悲惨な災害が多くなり、その傾向も近年ますます強くなっている。換言すると、土砂移動が激しい地域まで人間の進出が広がっている状態であり、極端な場合には土砂生産の場と生活の場が一致している場合も少なくない。

この10年間に日本国で発生した主な土砂災害には、1976年9月8日～13日台風17号による香川県小豆島の土石流災害^{42, 47, 108)}、徳島県穴吹川と那賀川の土砂災害^{70, 93～95)}、1979年6月26日～7月2日梅雨前線による中国・四国地方の崖崩れ災害⁸⁴⁾、1981年8月22日～23日台風15号による長野県北部宇原川の土石流災害⁵⁴⁾、1982年7月22日～23日集中豪雨による長崎市内を中心とした地域の土砂災害^{80, 112)}、島根県西部石見地方の崖崩れ災害^{17, 44)}、1983年5月26日日本海中部地震による日本海沿岸の土砂災害⁹⁸⁾、1984年9月14日長野県西部地震による木曾御岳山南東斜面の土砂災害^{65, 99, 116, 120)}、1985年7月26日長野市地附山の南東斜面における地すべり災害^{55, 66)}などがある。

また、北海道における近年の土砂災害は、1977年8月7日の有珠山大噴火以来の毎年のような土石流発生^{27, 31, 43, 50, 105)}、1980年8月28日～31日室蘭市・登別市・白老町を中心として発生した都市型土砂災害^{87, 117)}、1981年8月台風12号と15号による全道にわたる斜面崩壊および河川氾濫による土砂災害^{49, 88, 89, 115)}、1983年9月24日登別市の豪雨による土砂災害⁹¹⁾などがある。

人間の海岸から大河川の沿岸へ、さらに山麓や山腹への進出は、立地条件が良い平坦地から立地条件の悪い空間への進出を意味し、当然、土地利用の拡大に伴った過度な地表の改変と土砂害を招来した。このため、防災技術の確立と国土保全の強度が強く要求され、災害の予知・予測技術のもとに防災的な土地利用方法の確立が待たれている。開発に伴う斜面の切り取り、地表の攪乱は災害を助長する要因でもあり、したがって、災害発生危険地帯に接近するためには、当該地域の歴史的個性を知り、防災的な開発のあり方と具体的な保全計画が必要となる。

すなわち、防災技術とは、一つには土地の個性を明らかにし、災害の危険性を明示し、防災的な土地利用方法を提示することであり、他には具体的な防災工事による危険の防止もしくは軽減をはかることである。

本論文は、人間の奥地への進出に伴う土砂災害から人命または生活場を守る防災的な方法の一方法として、河床変動の著しい曲流部を中心とする実地溪流における河床微地形の発達機構や砂防施設を配置した場合期待される河道固定の効果に対して、模型実験および現地調査資料の分析によって明らかにすることを試みた。それと同時に、河道の微地形を判別する指標としての「偏倚度」と時間情報を得る手段として樹木年輪を用いた研究を行なった。また、河道整備の構想と都市砂防への適用についても検討した。

本研究に際しては、北海道大学農学部砂防工学研究室の東三郎教授、同新谷融助教授からは御指導および助言と御批判を頂き、同中村太土助手、同清水収助手にも種々御世話になった。また、北海道大学農学部林学学研究室の小関隆祺教授、同学部演習林の藤原渥一郎教授には、御多忙にもかかわらず御指摘を頂いた。さらに、国土防災技術株式会社札幌支店・北海道開発局石狩川開発建設部・岩見沢営林署関係各位には貴重な現地資料を頂いた。また、現地調査に際しては、北海道大学農学部砂防工学研究室の関係各位に御協力を頂いた。ここに深謝の意を表する。

なお、本論文は「北海道大学審査学位論文」であり、内容の一部については既に公表している¹⁶⁾。

I. 研究方法

1. 研究小史

荒廃山地は自然的・人為的要因により広大な裸地が広域に形成されたものであって、この荒廃山地から侵食によって生産された土砂は豪雨時の流水により下流河床に流出される。流出された土砂は、河床の地形的特性に応じて一時的な堆積や再移動を繰り返し、扇状地から沖積地へ、そして海岸へと輸送されている。

このような一連の土砂移動に伴って起こる諸災害を防止することを前提とした研究や生物学的および土木的手段による土砂移動の抑制技術に関する研究が行なわれてきた。とくに、人間の活動領域が土砂害危険地帯まで拡大されている現在は、安定化した空間の確保が強く要求され、防災に関する研究の意義はますます増大してきている。

自然状態における山地の侵食を主とする林地を対象に植生被覆による生物的手段と侵食防止効果に関する研究^{3, 56, 75, 76, 92)}が古くから行なわれており、また山地溪流の土砂流出抑制を目的とする土木的手段の代表的な手段として、とくに砂防ダムに関する研究^{8, 19, 41, 48, 123)}が行なわれてきた。一般に砂防施設は機能別に以下のように分類されている¹²⁶⁾。

水源地域における土砂生産の抑制……山腹工・砂防ダム

溪岸からの土砂生産の抑制……………砂防ダム・床固工・護岸工
 河道における土砂生産の抑制……………砂防ダム・床固工・流路工
 河道における流出土砂の抑制……………砂防ダム・砂溜工
 河道での流出土砂の調節……………砂防ダム・床固工

以上の砂防施設の中で、東(1969)は、従来のダム工法に対して、数基の低いダムの群的配置によって土石移動をコントロールしようとする低ダム群工法を提唱し、以来多くの研究が行われてきた^{23, 25, 26, 29)}。本工法の特徴は、扇頂部に安定した「踊り場」を設け、まずその部分の洗掘を防ぎ、ついで上方からの移動土砂をその踊り場において分散させ、安全に処理してから流水を下方に送るという考え方であり、この特長が以下のように要約されている²⁹⁾。

- ① 流水の運動をさまたげることなく非侵食面を維持することができる。
- ② 氾濫土砂を抑制し、土砂流出の調節空間を確保することができる。
- ③ 砂れき層に築設することができる。したがって、既存のダム堆砂面に手を加えさらに安定させることができる。
- ④ 堅固なダムサイトを必要としない。したがって、地すべり地帯、火山山麓の扇状地、沖積層においても施工することができる。
- ⑤ 保全対象に近い下流側から施工するほうが効果的であり、したがって長期計画をたて具体的に実行しやすい。
- ⑥ 大型土工機械を使用することができる。
- ⑦ 流域内の木材生産と調和させることができる。
- ⑧ 流木・流材などを堆積地において分散させ、効果的に処理することができる。
- ⑨ 計画的堆積地においてコンクリート用骨材を生産することができる。
- ⑩ 魚道を確保しやすい。
- ⑪ 護岸林を造成し、環境を整備しやすい。

曲流部は河道の弱点部であって、洪水の流下に際しては水衝部となり、局所洗掘を引き起こし、さらには河岸あるいは堤防の決壊にまでいたる場合さえある。このような曲流河道では流れが偏流現象により凹岸に寄せられ、その河岸に沿いながら下降してゆくラセン状の流れと河床の深みを生じ、そしてその下流側に砂礫堆の前縁を広げてゆく。すなわち、曲流部の凹岸は一つの砂礫堆の形成起点となる⁶²⁾。ところが、その上流側の砂礫堆の状況、その位置と向きいかんによっては、必ずしも流路が凹岸側に形成されるとは限らず、凸岸側に形成される場合も起こる。

従来、河川工学では緩勾配水路の定常流を対象として、その平均流速公式と土砂の流送と堆積および河川構造物に関する諸問題などについて、理論的および実験的研究が行われて来た。しかし、砂防工学で対象とする荒廃溪流は、一般に勾配が急で、河床変動は著しく、非定常な流れを有し、かつ河床の礫は巨大で不均一であるなど不確定因子が多く存

在している。また、その流れは射流状態を呈することが多く、流速の加速および摩擦力などにおいても緩勾配の場合とは、その性質に相違がある。近年勾配1/100以上の急勾配条件での実験例が見られるようになったが、いまだ十分ではない状況である。

一方、現地の微地形変動に対する時間的情報を得る方法としての樹木年輪の研究は、地すべり地の樹木年代学^{20, 21, 24)}、崩壊地の樹木年代学^{18, 22, 28)}、河床地形の樹木年代学^{4, 5, 124)}などが報告されている。この方法は地質学で示相化石(標準的化石)から当時の堆積環境を類推する手法に似ている。すなわち、ある環境因子に対して、適用範囲の植物を選び、その土地の環境因子をより正確に把握しようとする手法である。

新谷(1971)⁵⁾は、実地溪流における土石現象を解析するうえで必須条件である土石移動に関する時間的情報の追求と、それによる土石移動過程の分析によって土石移動形態を明らかにしようとし、段丘化した堆積地に形成されている同齡林分と階段状林分とから、樹木年輪数が土石移動年代を推定する有効な時間的情報であることを報告した。すなわち土石流などにより河床面ないしはその付近での物質移動に伴って、一時的に裸地が形成され、この裸地にまわりから先駆性植物が飛来・侵入・定着して安定化すると、樹木が一斉に侵入し、同齡林分が形成される。裸地形成直後に植生の侵入があった場合には、侵入樹木の年輪を数えると、土砂移動による裸地形成以降の経過年代を知ることができる。この場合に、一回の土砂移動では一層の同齡林分ができ、何回かの土砂移動の繰り返しによってできた新しい河床堆積地上には、階段状の同齡林分が形成される。

清水(1982)¹⁰⁾は、溪床に堆積する土石は種々の長さの滞留期間をもち、滞留期間の長短は再移動の難易を表わし、確率的な意味を示している。そして、土石が堆積してから再移動してゆく過程を滞留現象とし、これは①土石移動規模、②移動頻度、③堆積空間により特徴づけられると報告した。そして、堆積地の形成年代と堆積土石量との関係は土石移動規模の歴史的(時系列)分布を示し、滞留期間と累積土石量との関係は土石移動頻度と規模との関係を表わし、これをポテンシャル曲線とした。その結果、ポテンシャル曲線の形態、土石移動特性係数、基準土石量、累積土石量比等により、流域は「土石移動規模連続型」と「土石移動規模不連続型」に大きく区分され、中間的なものも含めて、流域特性の判別が可能となったことを報告した。

2. 研究方法

曲流部を中心とする荒廃溪流内で起こっている地形的变化に対応する河道整備を行なうためには、その河道に最も適当な砂防施設を配置することが肝要であり、そのためには河道内で行なわれている河床変動の基本機構と砂防施設の配置によって期待される効果を明らかにしなければならない。

まず山地溪流の微地形変化は、現在みられるような河床変動が長期にわたって繰り返されて来たもので、河道の歴史を背景として存在しているものである。すなわち、河道内での土砂

の生産・流下・堆積の現象は、現在の地表面を舞台として行なわれており、この舞台としての地表の性質は、現在の地形に反影されている。この河床変動は単純な反復によることはほとんどなく、地域特性に応じて極めて複雑な変化過程を持っていることである。したがって、現在の現象が過去の現象を推測する有効な情報とし、また未来における現象の予知情報源とするためには、まず長期にわたる河床変動史を詳しく解明することが必要となる。そしてその上で、諸現象の変遷史における位置を正しく評価しなければならない。以上のように、河道微地形の研究は上記諸現象を知るための最も基礎的な研究である。

溪床ないしはその付近の地表土砂の変動を、年単位の時間的スケールで把握する必要が生ずる場合が多い。この場合、生立している樹木に拠るのが最適である。樹木年輪は1年単位の時間を示し得るし、樹木年輪からみて少なくとも過去100年以内ではよく対比できる。地表での物質移動の過程で成立樹幹に形成された種々の変異・異常から時間的情報が得られることから、その場所の植生が過去の土地変遷や土砂移動の情報を得る有効な指標になる。

荒廃溪流における河床変動を端的に考えてみると、側岸侵食や河床洗掘を引き起こす流水の偏流・掃流現象の営力サイドと侵食を受ける河岸・河床面の侵食サイドとに大別される。前者は増水または低水時の流水の衝撃力・掃流力であり、後者は河床面の条件および形態・材料による侵食抵抗力(抑制力)である。したがって、河床面の状態が同一であれば、豪雨などの強度によって、また人工的な施設配置によって河床変動は影響されるはずである。しかし、実際の山地溪流においては、河床変動に影響する因子が多く、ある特定の因子だけに影響される場合はほとんどないので、多角度から検討が行なわれる必要がある。

実際の溪流は少なからず曲流している。このような溪流においての土砂生産^{38, 39, 71)}および土砂移動^{43, 45, 77)}に対する研究、流路形態⁶⁹⁾および河床変化^{62, 78, 79, 114)}に対する研究、曲流した溪流部分の局所洗掘防止対策^{1, 2, 12)}に対する研究は以前から行なわれてきた。しかし、荒廃溪流の曲流部での流れの特徴である流水の偏流現象と砂防施設の配置によって期待される河道固定効果に関する研究はいまだに十分とは言えない。

筆者は荒廃溪流の微地形判読と河道整備の問題に焦点をあて、自然状態下における溪流の側岸侵食現象の基本機構や低ダム群の配置による河道固定効果という2つの面について研究を行なった。すなわち、自然状態下における溪流の側岸侵食を引き起こす流水の偏流現象を把握するため、実際溪流における曲流部の縦・横断測量を行ない、これらの河床面形態がどのような特徴を持ち、どのような地形的変化が行なわれているかについて定点観測による情報収集を行なった。また、S字型の模型水路を用いて、無施設時の河床変動の基本機構や砂防施設の配置による河道内の地形的変化を、給水量と砂防施設の形状(放水路幅)の相違による変化について検討を試みると同時に、現地調査結果と比較検討した。さらに、過去の土砂移動の時間情報を知る指標として河道内の堆積地に侵入している同樹林の樹齢を把握した。

砂防計画手法の今後の進展を考えると、計画の対象となる災害現象を具体的に想定し、そ

れを防止・軽減するための施設の規模・配置条件などの相違によって、下流被害地域に対してどの程度の防止効果があるのかを量的に説明することの必要性が高いことから、河床微地形変動の指標について検討するとともに、この指標による砂防施設配置効果の評価手法について検討することにした。

現地調査には、河床変動と荒廃状況がそれぞれ異なっている北海道の4つの河川、すなわち第四紀の活火山地帯の富良野川、第三紀凝灰質砂岩および安山岩地帯の発寒川、第四紀の溶岩・崖錐堆積地帯の宝来沢、新第三紀泥岩・砂岩・頁岩地帯の須部都川を選び、流水の偏流現象による側岸侵食が顕著な区間を選定した。

II. 河床変動の実態

1. 富良野川

富良野川は、北海道中央部に位置する十勝岳火山群のうち、十勝岳(2,077 m)にその源を發し、西斜面を流下して上富良野町市街地を経て南下し、富良野市で空知川に流入する河川(流路長20.0 km, 流域面積22.6 km², 平均勾配1/11)である。

この流域では、1926年の十勝岳噴火による泥流災害が発生し、死者および行方不明者144名(うち行方不明者21名)、罹災戸数372戸、耕地埋没流失1,187町歩(うち水田680町歩, 畑507町歩)におよんでおり^{110, 113)}, その泥流流下跡は、噴火口から山麓にかけて大きな傷跡を今もなお残している。富良野川の現在流路は泥流堆積区域の中を蛇行しながら流れているので、土砂移動が頻繁に繰り返えされているが、規模の大きいものをみても、1940, 1942, 1948, 1952, 1956, 1961⁵⁾, 1965, 1970, 1975, 1980^{9, 10)}, 1985年¹¹⁾に発生している。

流域形状についてみると、SP 11,950 (SP 0はピリカフラヌイ川との合流点)から下流区間は火砕流によって形成され河床が広く平坦化しており、河床堆積物はあまり厚くない。SP 11,950~SP 14,200区間は、河床幅が比較的広く河岸は急斜面で、河岸侵食はほとんどなく、河床侵食が主体になっている。河床には火砕流堆積物がわずかに露出するが、大部分は侵食されている。SP 14,200~SP 15,900区間は、河岸・河床侵食あるいは堆積といった土砂移動の厳しい区間で、下流の河岸には、1926年の泥流堆積物が残存しており、中流付近(勝岳橋)には変質粘土を含む特徴的な土石流堆積物が分布している。SP 15,900~SP 17,800区間は、河床幅が狭くV字谷を形成しており、河岸・山腹からの土砂の供給は少なく、河床内での土砂移動を主体としている。河床には溶岩が局部的に露出しており、上・下流に露出している溶岩の間に土砂が堆積している。この堆積地帯に土砂がたまり、河床勾配が急になると降雨によって下流に土石流として供給し、同時に上流からの土砂が当区間に堆積する。SP 17,800から上流区間は、河床・河岸には部分的に溶岩が露出しているが、すべて強い変質作用を受けており、脆弱化した岩質になっている。山腹は崩壊地が多く、斜面下部には崩土が不安定に堆積している。とくに源流部は土砂生産源になっており、岸錐が厚く(4~5 m)溪流に沿って堆積して

いるため、河岸崩壊が発生しやすく、また降雨によって岸錐堆積物が移動しやすくなっている。

本溪流に施行されている砂防施設としては、1号堰堤 (SP 13,800: 堤高 8 m, 堤長 126 m, 1963 ~ 1968 年施工)・2号堰堤 (SP 7,500: 堰高 15 m, 堤長 220 m, 1969 ~ 1972 年施工)・3号堰堤 (SP 8,700: 堤高 15 m, 堤長 375 m, 1973 ~ 1984 年施工) などの高い単独ダムと、1号帯工 (SP 14,265: 堤高 2 m, 堤長 26 m, 1984 年施工)・1 ~ 14 号床固工 (SP 14,275 ~ 14,850: 堤高 4 ~ 5 m, 堤長 21 ~ 48 m, 1981 ~ 1984 年施工) などの低ダム群がある。

この地域での土砂移動に関する実態調査は以前から行なわれているが^{5,85)}、1980 年からは定点を設けて各移動時ごとに縦・横断面測量が行なわれている^{9~11)}。調査区間は、既設 1号堰堤 (砂防原点より 13,800 m 地点) より上流域で、流路長 5.53 km, 流域面積 6.12 km² である (図-1)。SP 13,800 (1号堰堤: 標高 789 m) より SP 14,900 (勝岳橋: 標高 894 m) までの区間は、河床幅 15 ~ 95 m, 区間勾配 4 ~ 11 % で、上流にいくに従い河道幅は漸次狭くなり、勾配も急になる。SP 14,900 より SP 16,700 (滝: 標高 1,124 m) までは、河床幅 8 ~ 60 m, 区間勾配 9 ~ 16 % で、河道幅が急拡し再び漸次減少する。勾配はわずかに上昇する。SP 16,700 より SP 17,400 までは、河床幅 7 ~ 35 m, 区間勾配 12 ~ 18 % で、河道幅および勾配もほぼ一定になっている。

本区間で行なわれている河床変動の実態を、1985 年 9 月 1 日の土砂流発生¹¹⁾直後に行なわれた横断面測量を中心として考えてみると、SP 14,200 ~ SP 14,850 区間では、床固工群より整備された河道空間内に上流からの移動土砂が堆積し、河床が全般的に上昇している。SP 15,000 ~ SP 15,300 区間では、洪水前の河道は 40 ~ 60 m と相対的拡幅部であったが、洪水後は河道が全体的に土砂が堆積され、流路の著しい上昇とともに位置的な変動を生じ、いわゆる天井川の形状を呈している。SP 15,400 ~ SP 16,300 区間では、洪水前の河道範囲で洗掘・堆積が交互に生じ、横断面の変化は生じているが、流路の位置的な変化は見られない。SP 16,400 ~ SP 16,700 区間では、河床および河岸の一部に露岩が見られ滝が連続しており、土石流による河床面の変化は見られない。SP 16,800

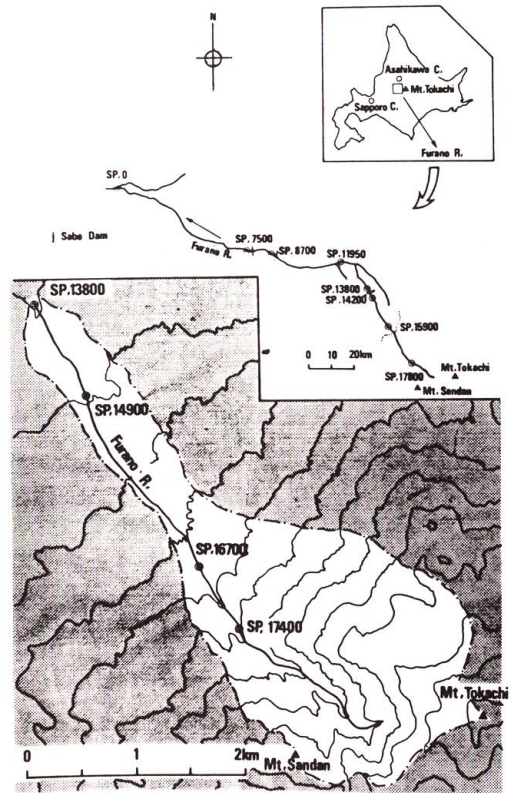


図-1 富良野川
Fig. 1. Furano River.

～ SP 17,400 区間では、流路部に堆積していた不安定土砂の洗掘による流路面を中心とする河床面の低下が特徴である。ここで、本区間における河床変動量の分布状況を見ると、堆積土砂量のピーク位置は SP 15,400～SP 16,000 区間、洗掘土砂量のピーク位置は SP 16,900～SP 17,200 区間となる(図-2)。これを 1980 年の土砂流出による河床変動量の分布状況と比較してみると、1980 年の場合は SP 16,900～SP 17,200 区間が堆積土砂量のピーク区間^{9,10)}であり、堆積位置および洗掘位置が土砂移動時期により変化しているのがわかる。すなわち、実地の溪流は河床変動地域と流過地域があり、河床変動地域では移動土砂により堆積地が形成→消滅→形成を繰り返しながら河床変動が行なわれている。図-3には、河床変動が著しく行なわれた区間の平面および横断面図を表わした。すなわち、洗掘土砂量のピーク区間である SP 16,900～SP 17,200 区間の河床変動状況を図-3の(A)に、堆積土砂量のピーク区間である SP 15,100～SP 16,400 区間の河床変動状況を図-3の(B)にそれぞれ表わした。

2. 発寒川

札幌市西区に位置する発寒川は、主峰手稲山(1,023 m)と迷沢山(1,005 m)・百松沢山(1,038 m)・砥石山(826 m)などに囲まれ、手稲山にその源を発し、途中数個の溪流を集めて東流する溪流で、上流より 10 km 地点で左股川を合流し、札幌市を 6.2 km 貫通して流れ、琴似川を合流して日本海に注ぐ、流域面積 67.8 km²、流路長 26.0 km、平均勾配 1/50 (上流より 10 km は平均 1/30、二股合流点より平野までの 6.2 km は 1/50～1/200) の河川で、新川水系最大の支流である(図-4)。

この流域は、概して起伏に富んだ比較的急峻な扇状地に特徴があり、扇中部～扇端部にか

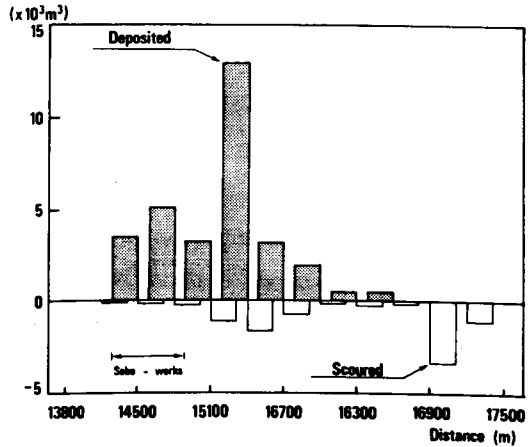


図-2 河床変動量の分布 (1985. 9. 1. 富良野川)
Fig. 2. Distribution of fluctuation volume. (September 1, 1985, Furano River)

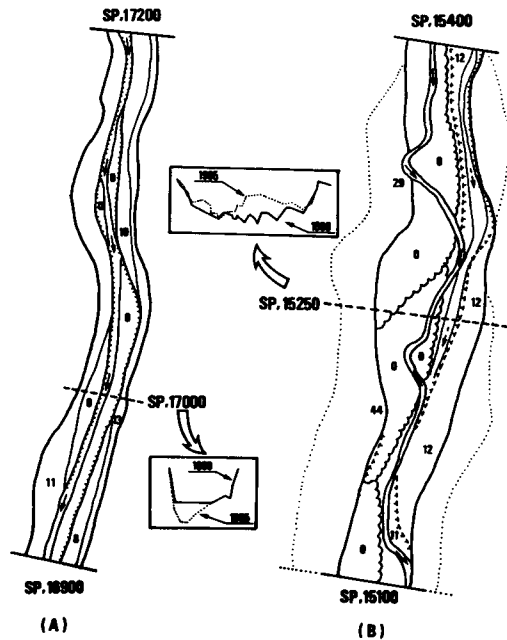


図-3 堆積地の分布 (富良野川)

Fig. 3. Distribution of deposits in Furano River. (The numbers marked on the deposit show the age of vegetation)

けて地形的には、I・II・IIIの3区間の扇状地に分けられ、その縦断方向がI区間(主扇状地:琴似-発寒方向、長さ5km、幅1.5km)ではN45°E、II区間(右側扇状地:円山方面、長さ2km、幅1.8km)ではE、III区間(左側扇状地:手稲方向、長さ1.6km、幅1.8km)ではNである⁷⁾。勾配についてみれば、I区間では1/40、II・III区間では1/60であり、地形的に差異が認められる。

山体の地質は第三紀層の凝灰質砂岩および安山岩よりなっている。各所にかつての山腹崩壊跡地・大規模崖錐堆積地が散在しており、これら山地部で生産された土砂は、河道に堆積して土砂流になって、しばしば下流に被害を与えてきた。とくに発寒川扇状地上には、札幌市西区西野・平和・福井・東地区があり、札幌市中心部から約10kmしか離れていないため、1965年以降札幌市の急速な発展に伴い、急ピッチで宅地造成が行なわれ、都市砂防河川として重要な流域である。

本流域における砂防工事は、山の手橋などの橋梁・国道5号線・函館本線の鉄橋・人家などを保全する目的で、北海道内においては都市砂防の先駆として1954年に砂防工事が着工されて以来、上流には11基の砂防ダムが施工されており、左股の福井ダムおよび右股の永峰ダム付近より下流国鉄函館本線の間には5947.7m(1982年現在)の流路工が施工されている(表-1)³⁵⁾。また、1975年より流路工などの砂防施設を施工すると同時に、砂防緑地計画が実施され河道内に公園緑地を造成している。この計画では、流路工によって基盤をつくり、その上に緑地を造成して公園緑地として利用しようとすると同時に、洪水時の土砂流に対しては、遊砂地的効果で処理できる空間を確保しようとする砂防環境整備事業も行なわれている^{121, 122)}。

この流域における古い災害記録はなく、そのほとんどが昭和期に入ってから冠水災害が何度か見られる程度である。明治末頃に、大きい流路変動があったらしいことは、過去の地形図から推定されるが、これも扇央~扇頂部にかけて起こったもので、I~III区間における災害記録はない⁷⁾。最近の災害としては、1950、1962、1965、1970、1975年などがあるが、とくに1975年8月の台風6号の豪雨の際においては、最大日雨量158.0mmと1970年の災害時の最大日雨量136.0mmに比べて多量の雨があったにもかかわらず、全く被害がなかったのは、砂

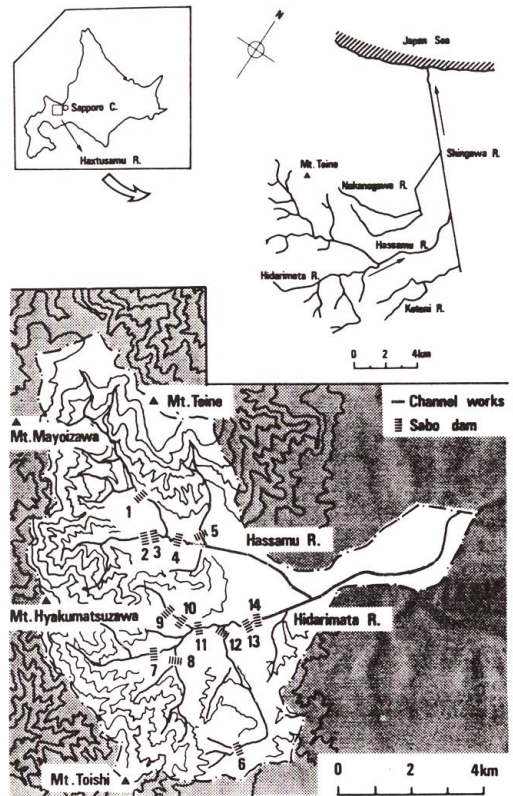


図-4 発寒川
Fig. 4. Hassamu River.

表一 発寒川流域における砂防施設の現況
Table 1. Sediment control dam of Hassamu River.

番号	砂防施設 施設名	施工年度	堤高 (m)	堤長 (m)	流域面積 (km ²)	計画貯砂量 (m ³)	備考
1	手 稻 山 ダ ム	1964~1966	10.5	79.0	12.25	110,000	
2	宮城沢1号ダム	1978	7.5	71.0	7.50	11,000	
3	宮城沢2号ダム	1984~1985	9.0	65.0	6.50	22,000	
4	平 和 ダ ム	1964~1965	8.0	94.0	20.00	44,500	下流部は流路工
5	永 峰 沢 ダ ム	1962~1963	8.0	109.0	5.20	62,800	〃
6	盤 溪 ダ ム	1979	8.0	58.0	1.20	11,500	
7	常次の沢ダム	1972~1973	11.0	72.5	6.30	31,000	
8	中の沢ダム	1974~1975	10.5	90.0	5.30	31,000	
9	源八の沢2号ダム	1983~1985	13.0	83.0	3.00	30,000	
10	源八の沢1号ダム	1976~1977	10.7	110.0	2.80	18,500	
11	左 股 ダ ム	1971	8.0	69.0	16.00	9,000	
12	盤 溪 2 号 ダ ム	1985~1986	6.0	75.0	8.70	16,600	
13	福井第2ダム	1979	5.0	88.0	26.00	37,000	
14	福 井 ダ ム	1956~1957	7.5	37.0	30.00	39,300	下流部は流路工

防工事の効果と考えられる。

金 (1982)^{60,61)}は本河川の中で勾配は等しく、平面形状がほとんど変わらない2つの区間(II区間は左股川との合流点, I区間はII区間の約1km上流に位置する)の土石移動による河床変動の実態を報告した。すなわち, II区間は第21号床固工~第22号床固工で, 区間の上流40m区間では大規模の砂礫堆が存在し, 流路幅は5~6mで河道幅の1/4~1/5程度に過ぎない。帯工が5基施工されているI区間(第15号床止工~第16号床止工)では, 上流側に大きな砂礫堆が形成され, 流路幅が狭くなっているのはII区間と変わらないが, 最上流帯工より第16号床止工までの区間は流路幅が河道幅の1/2~1/3となり, かなり分散されている。河床面を比較してみると, II区間の方がI区間の方より横断起伏度合が大きい(図-5)。また, 河道内の植生侵入状態をみると, I区間においては1975年8月洪水によりそれまで河道内に侵入していた植生は全て破壊され, 翌年の春に侵入したと見られるエゾノカワヤナギ (*Salix miyabeana*) が生育していた。これは, 単位幅流量がほとんど等しい状態で流下し, 溪床のほとんどの部分が一様に洗掘されたためと考えられる。II区間では, 両護岸脇に1975年8月洪水以前に侵入していたエゾノカワヤナギとケヤマハンノキ (*Alnus hirsuta*) が生き残っていた。これは, 同洪水時に, 流水が中央部に集中したため, 両岸付近まで流路が形成されていなかったため, 一部分だけが洗掘されたことに起因したものと考えられる。

3. 豊 平 川

石狩川の6大支川の1つである豊平川は, 北海道観光の中心地である支笏・洞爺国立公園に含まれる漁岳(1,318m)などの恵庭山系にその源を発し, 豊平峡の峡谷地帯を北流して薄

別川と合流したのち、定山溪温泉街に入り、白井川・小樽内川および都市部の各支川を合わせて砂防基準点に至る。この地点より下流では豊平川扇状地を形成し、扇面上には人口150万人を越す札幌市の市街地が展開している。本川はこの札幌市を貫流して石狩川に合流する幹川流路延長70.5km、流域面積858.6km²、河川勾配1/100の河川である。

この流域の約80%が山地域で、流路の大部分は山地と峡谷を流下しており、豊平川本川上流部には、多目的ダムの豊平峡ダム(1967年着工、1972年竣工、堤高102.5m、堤長305.0m)、そして、中流部には発電・上下水道用ダム3基施工されている。さらに左支川小樽内川には定山溪ダム(1989年竣工予定)が建設中であり、白井川にも白井ダムが計画されている^{33, 37)}。

上流域の地質構造は、新第3紀から第4紀を通じての火山活動による種々の噴出岩類が火山砕屑岩類とともに発達しており、基盤には緑色凝灰岩が卓越して安山岩、溶岩類が不整合にこれを覆っている。このような地質構造を示す山地部では所々に地すべり性崩壊地や溪岸崩壊地が点在して荒廃溪流状況を呈している。さらに、平均河床勾配1/30以上という急勾配を示す各支流流では溪床・溪岸に多量の不安定土砂が堆積しており、土砂災害の危険性が高い地域である。

この地域で過去発生した災害は、1923、1926、1949、1969、1961、1963、1965、1972、1973、1975、1981年などがある。とくに近年では1965年9月の台風24号、1975年8月の台風6号、1981年の台風15号の各洪水による災害が代表的であるが、これは近年の開発進展に伴って都市化した地区に大きい被害を与えた。これら災害の誘因は、融雪出水と前線を伴った台風・大雨などによる集中豪雨である。前者は、増水が長期間にわたるため、河岸欠壊が多く、後者は、山腹溪岸や溪床の洗掘により洪水土砂濃度が高まり、河道未整備区間において流出土砂による河道埋没や氾濫堆積の災害が発生している。

調査地域である宝来沢は、薄別川の支流で、無意根山(1,460m)にその源を発する流域面積10.94km²、流路長7.0km、平均勾配1/15の溪流である(図-6)。

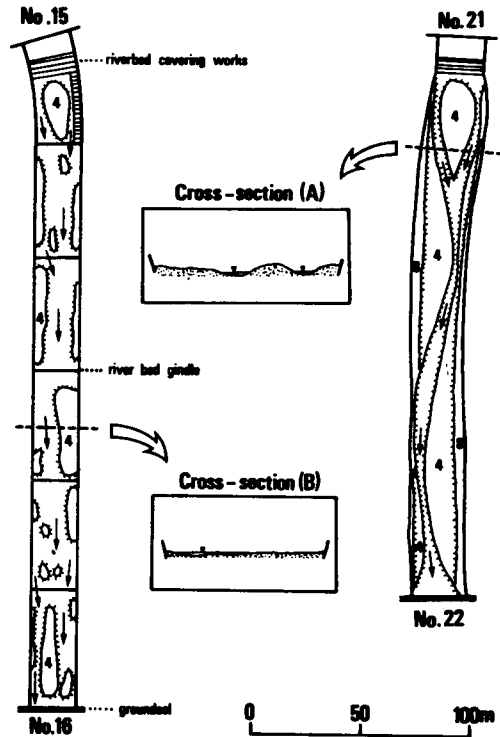
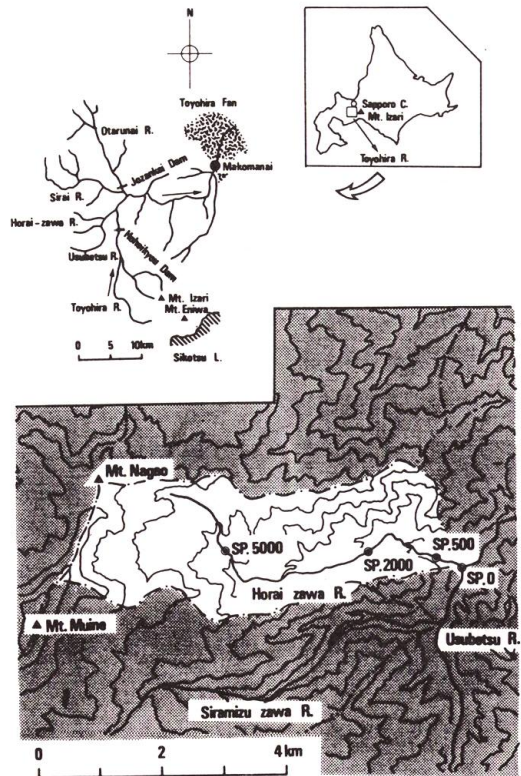


図-5 発寒川の流況
 Fig. 5. Condition of running water in the Hassamu River.
 (The numbers marked on the deposit show the age of vegetation)

この流域は、薄別川との合流点付近 (SP 0 ~ SP 1,000) および SP 5,000 ~ SP 5,700 間では、それぞれ勾配 1/10, 1/7 と急になっている。また流路幅は、平均的に 5 m 前後であるが、上記の急勾配区間では 3 m 程度と狭くなっている。地質は第 4 紀の火山灰・崖錐堆積地からなり、流域全般にわたって山腹崩壊地が多く分布しており、とくに中・下流部では溪岸崩壊地 (約 3.56 ha, 30,530 m³) が各所に見られ、1,000 m³ 以上の大規模の山腹崩壊地も存在している³⁵⁾。また、小規模ではあるが、クリープ状の地すべり性崩壊地 (約 6.94 ha, 19,800 m³) も数箇所存在する。河床堆積物は全般的に厚く、流木を伴った土石流堆積物も観察され、増水時には土石流および流木移動などにより流路が変動している場所もみられる。また、新しい土石流堆積地が河道付近に存在していることによりこの流域の土砂移動の激しいことがわかる。流路は、この崖錐堆積物上を流下しており、SP 500 地点から薄別川との合流点にかけては、宝来沢扇状地 (長さ約 500 m, 平均幅 300 m) が形成されている。これより上流にいくと谷幅は約 20 m と狭く、堆積土砂量も少ない。

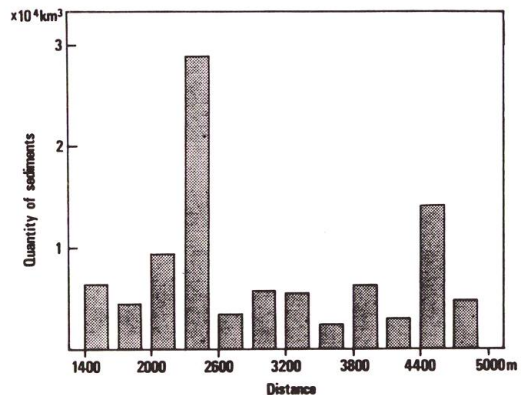
河床材料の粒径は、最大粒径は平均 120 cm 程度であり、区間による変化はあまり見られないが、平均粒径は比較的勾配・流路幅に対応しており、急勾配の狭窄部では 40 cm 程度で、その他の区間では 20 cm 程度となっている。

この地域での土砂移動・分布および低ダム群の砂防効果に関する調査が行なわれているが^{35, 36, 103, 112)}、1985 年からは定点を設けて河床変動に対する縦・横断測量を行なっている¹⁰³⁾。調査対象区間は、宝来沢扇状地の扇頂部に施工されている谷止工 (SP 500, 1978 年施工, 堤高



図—6 豊平川

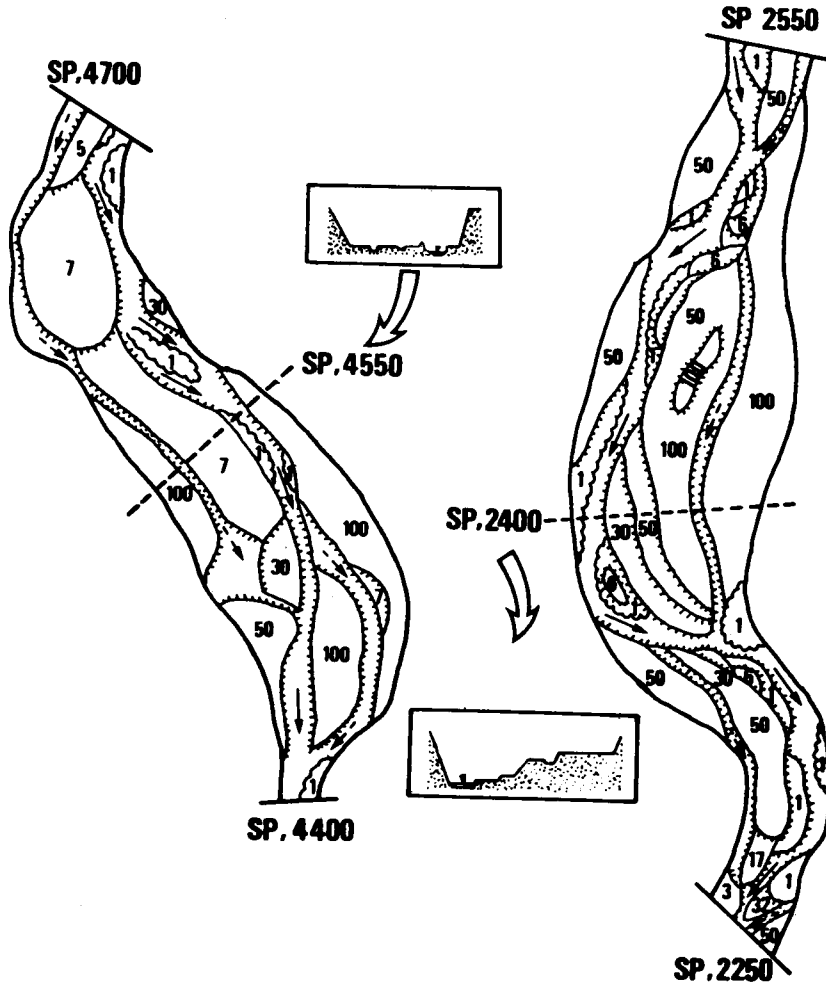
Fig. 6. Toyohira River.



図—7 堆積土砂量の分布 (宝来沢)

Fig. 7. Distribution of quantity of sediments in Horaizawa River.

6.5 m, 堤長 44.45 m) より上流部の約 1.5 km 区間である。調査区間を SP 500~SP 1,400 と SP 1,400~SP 2,000 に分けて見ると, 前者は平均勾配 1/10, 平均河道幅 25 m, 平均流路幅 4 m, 最大粒径 150 cm, 平均粒径 40 cm であり, 後者は平均勾配 1/15, 平均河道幅 25 cm, 平均流路幅 7 m, 最大粒径 100 cm, 平均粒径 30 cm である。



図—8 堆積地の分布 (宝来沢)

Fig. 8. Distribution of deposits in Horaizawa River.
(The numbers marked on the deposit show the age of vegetation)

本川の河床変動状況についてみると, SP 500~薄別川との合流点間の宝来沢扇状地には古い堆積地が分布しているが, 大規模な土砂移動の危険性を持っていたことから 1974 年より低ダム群が配置され流路が比較的安定化してきており, 堆積地も 10 年以下の新しいものを中心となっている。その上流の河床状態をみると, SP 500~SP 1,400 および SP 4,700~SP 5,800 の区間は急勾配で, かつ河道幅が狭いので非常に土砂の移動しやすい状態である。また, 各区間

の堆積土砂量³⁴⁾の分布状況を見ると、SP 2,300~SP 2,600 区間と SP 4,400~SP 4,700 区間の方がより多い(図-7)。この区間の特徴は、両方ともに流路が曲流している区間で、拡幅部になっている。しかし、SP 2,300~SP 2,600 区間は古い堆積土砂の占める割合が他の区間より高く、河床面も流路が右岸に片寄って形成されているのに対して、SP 4,400~SP 4,600区間は若い堆積土砂が大部分を占め、河床面の形態もほとんど平らになっている(図-8)。

本川に施工されている砂防施設は、国道 230 号線および宝来橋の保全と扇状地の土砂移動を抑制し、同時に扇状地の固定を確実にし、かつ上流からの大規模土砂移動に対応できる遊砂空間を確保することを目的として 1974 年より始まった。以後、SP 0~SP 500 区間に低ダム群 6 基と遊砂地用 5 基が施工されており、SP 550~SP 900 区間には低ダム群 8 基、SP 2,000~SP 2,600 区間には低ダム群 13 基がそれぞれ施工される予定である。

4. 須部都川

北海道樺戸郡月形町に位置する須部都川は、樺戸山系の隈根尻山(971 m)にその源を発する流域面積 17.37 km²、流路長 7.0 km、平均勾配 1/47 の溪流である(図-9)。

この流域は、ほとんど新第三紀層からなり、泥岩・砂岩・頁岩によって構成され過去の地殻変動によって著しく風化され、強固な岩盤の見当たらない地域である。流域内には溪岸の剥落崩壊や小地すべり地が多数分布しており、それらの山腹斜面から生産された流出土砂は、すでに河床のいたるところに堆積し、流路は典型的に蛇行を示している。また流出土砂礫径はほとんどが 10 cm 以下で非常に小さい。

本流域には、岩見沢営林署樺戸事務所により中流部のポンスベツ川との合流点に灌漑用を主とする多目的ダムである南月形ダム(1968 年着工、1974 年竣工)の保全と移動可能な土砂の部分的抑制および流動した土砂の

分散堆積を目的として、上流 2 km 地点の S 字型曲流部に 1974 年に 3 基、1975 年に 3 基、合計 6 基のダムが施工されている。また、S 字型曲流部の約 1 km 上流の C 字型曲流部には 1976 年に低ダム群 6 基が施工されている(図-10)。

ここで、1975 年災害発生(8月24日集中豪雨と9月8日の6号台風)時における S 字型

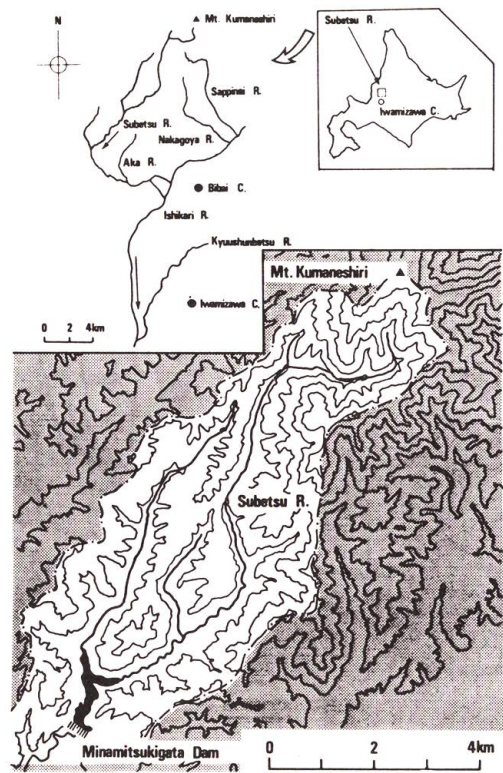


図-9 須部都川
Fig. 9. Subetsu River.

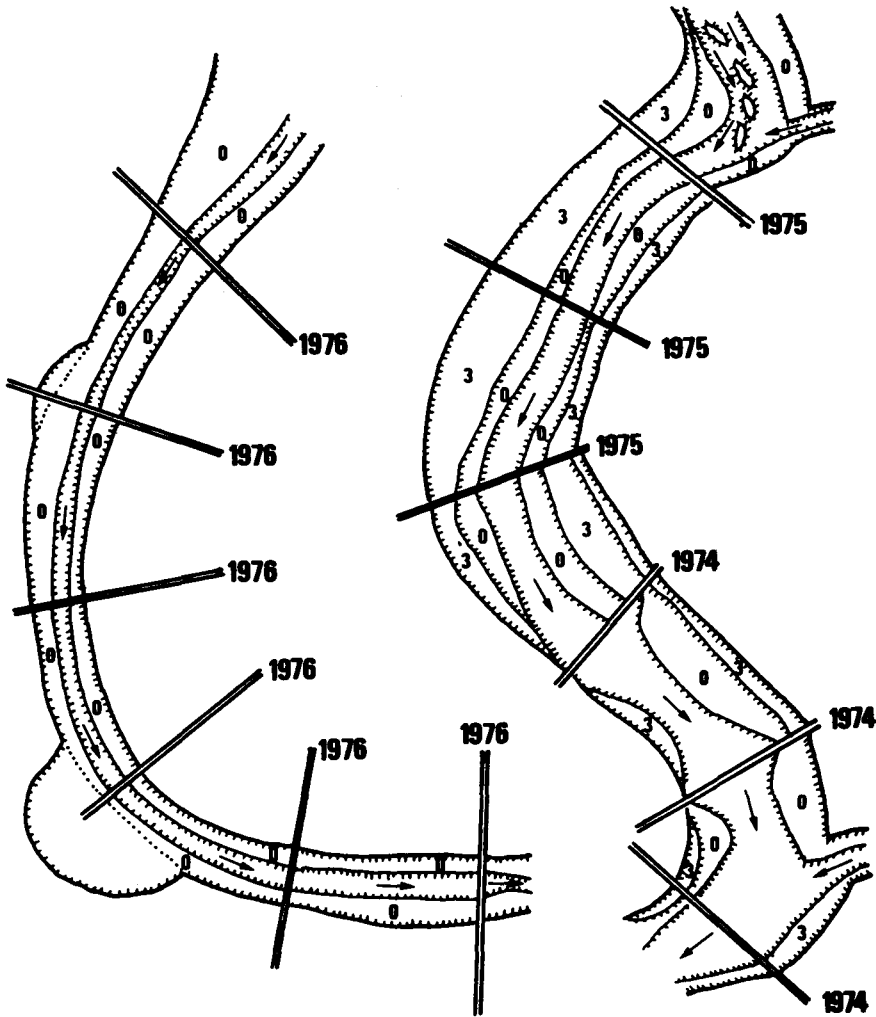


図-10 須部都川における低ダム群
Fig. 10. Low dams of Subetsu River.

曲流部の河床変動状況を見ると、各ダムの天端は相互に連係して非侵食面を形成し、土砂流出は少なく、洪水時の流量は安全に通過したことが確認された²⁶⁾。この砂防効果を計算して見ると、6基の低ダム群によって形成された安定区間 15,000 m² (区間長 300 m × 平均河幅 50 m) において 22,800 m³ の土砂抑制の機能を発揮した。また、1985年6月7日の現地写真と1986年7月4日に行なわれた縦・横断測量によると、河道内の堆積厚は数 10 cm 程度で河床面の起伏はほとんど見られず、侵入植生も木本類は見られず1年生の草本類のみ侵入していた。これは、この10年間は夏期の出水期に流路幅がほぼ全河道にわたっていた証拠と考えられる。さらに、低ダム群の施工当時に両岸保護のために造成された盛土護岸区域には、11年生のヤナギ類が全区間にわたって侵入し、洗掘による侵食痕跡は見られなかった。一方、低ダム群施工区間上流

の未施工区間には幅8~10m, 平均深さ3m程度の流路が形成されており, 河道兩岸水衝部には流水の偏流現象によって形成された河岸崩壊地が所々に分布している。

以上の4つの荒廃溪流で観察されたように, 実地溪流では多様な地形的変化が行なわれており, これは山腹から生産された土砂が河床に供給され, 一時的に停滞している堆積地を中心として行なわれている。この堆積地は, 多量の土砂が一時に流出されると下流河床は上昇し, その後の洗掘, すなわち河床堆積土砂の再移動によってしばしば段丘状の地形を呈する。とくに, 大規模の土砂移動後には流水の偏流現象により局所洗掘の結果として河床面に凹凸が形成され, 河床変動は凹岸ぞいに進行することが特徴づけられる。

溪流地形としては, 平面的には直線部, 曲流部, 狭さく部, 拡幅部に区分され, 縦断的には勾配遷移点があげられ, 空間的には土砂の堆積・洗掘する場があげることができる¹⁰⁰⁾。しかし, 実地溪流は平面形状が直線部になっているところはほとんどなく, 程度の差はあるにせよ曲がりくねった蛇行形状を示している。とくに, 河床変動が著しく行なわれている拡幅部はほとんど曲流部に存在する場合が多い。したがって, 河川曲流部における流れ, あるいは河床形状がどのような特性を示して変化していくかなどを知ることは, 砂防工学上重要な課題の一つである。

また, 発寒川および須部都川で観察されたように, ほぼ同一条件下でも帯工および低ダム群を配置することによって, 対象河道内の上流端から下流端までの全区間に流路が拡散される効果が確認された。ここで, 曲流部の洗掘を引き起こす流水の横断方向の偏流現象に着目し, これを減勢することによって, 局所洗掘を低減できると考え, 荒廃溪流を対象に研究または施工されている低ダム群について曲流部の適用を実験的に検討することとした。

III. 模型実験

1. 模型実験の意義

河道内で行なわれている微地形変化に関する模型実験は, 過去から現在に至るまでに実際に発生していた現象や将来に発生が予測される現象を直接あるいは間接的に観察することが困難であることから, 実物に近似的な相関を与えた縮尺の模型をつくり, それについて定量的・定性的に研究して実際の現象への理解を深めようとするものである。すなわち, 模型実験では実際と模型水路で起こる現象がなるべく一致するように模型の諸元を調節し, 模型内の生起現象から実際に発生が予測される現象を推論しようとするものである。

とくに, 実際の河床微地形現象については現時点でのデータは得られるが, 将来に予測される河床微地形変化に関する情報入手が困難であることが多く, しかも時間的な変化に伴う河床微地形の定量的・定性的な変化の予測は難しいことが多い。それを補う一つの方法が実験的方法である。すなわち, 模型実験で起こる諸現象に関する観察・観測から, 支配的な物理法則とその作用機構に関する基礎的な情報の入手ならびに有効な手がかりを得るのが模型実験を行

なう意義である。

模型実験は対象とする現象をいわば単純な次元に分解して現象把握しようとする方法である。したがって、河床微地形現象に関して模型実験を行なう場合にも、実地溪流との関連と数値実験の有効性について比較・検討しながらその限界性を踏まえたくて進めなければならない。

また、模型の精度や粘性力の影響などを考慮して、できるだけ大縮尺とすることが必要であるが、本実験に用いた模型水路は、実験室の広さによる制限から模型縮尺が小さくなったが、できるだけ曲流部での流れの特性および河床変動の基本的な機構と砂防施設が河床変動に与える影響を把握できるように模型水路を制作することにした。

2. 実験諸元

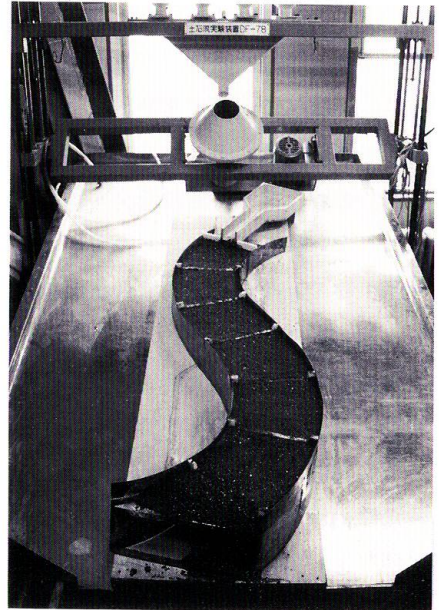
本実験は河床形態の発達過程を明らかにするために、初期河床を一定勾配にして、一定流量を一定時間通水し、横断面の河床変動高を測定した。

模型水路は、水路幅 (B) 25 cm, 勾配 (S) 1/10, 水路蛇行長 (L) 150 cm, 蛇行半径 (R) 87.5 cm, 蛇行波長 (l) 71.5 cm の S 字型ステンレス製水路である(写真-1)。なお、模型水路の最下流端においては、落差による極端な侵食が起こるのを防止するため、長さ 40 cm, 幅 25 cm の直線状補助通路を設け、模型水路と接触させた。水路は移動床とし、実験用河床材料としては、平均粒径 $d_m = 1.4$ mm の混合粒径砂を用いて約 5 cm に敷き詰めた(図-11)。

給水は、模型水路の最上流端に模型水路と一定水面になるように設けた水槽 (20 cm × 20 cm × 5 cm) に供給され、幅 6 cm の通路を通して模型水路に入るようにした。本実験を行なう前に、予備実験として 1 分間に給水量 2 l, 5 l, 10 l, 15 l をそれぞれ与えてみたが、2 l の場合は横断起伏がほとんど不明瞭であり、また 15 l の場合は上流部においては給水開始からまもなく河底部まで洗掘されたことから、横断面起伏の変化が容易に測定できた 5 l と 10 l を給水量として採用した。

給水時間は、まず給水量として採用した 10 l を 5 分間給水してみた。給水開始直後から河床面変動が大きくなるが、時間の経過とともに変動度合が漸減したので、最上流部の河底部まで洗掘された時間である 1 分を給水時間に採用した。

また、低ダム形状については高さ 5 cm の全幅型式の模型ダムで、袖の形態が河床変動に及



写真—1 実験装置

Photo 1. The experimental equipment.

ばす影響を知るために、放水路幅20 cmと5 cmの2種類とし、給水量と低ダム形状の差により4つのケースにおいて実験を行なった(表-2)。

3. 実験方法

実験方法は、給水前に全河床面を縦・横断方向に起伏がないように平坦化して; 流れがほぼ等流になるようにしてから給水を開始した。また、洗掘・堆積作用による河床変動の影響を判別しやすくするため、給水前に全河床面に白粉をかけた。さらに、砂防施設と河床面砂礫の表面との落差がないようにダムの放水路天端と河床面を一致させた。水路床から溢水の有無も観察・記録することにした。

ダムの配置方法は、全流路長150 cmを6等分(ダム間の中心距離: 25 cm)して、水路上流端および下流端は直角(下流に向かって)になるように、またその間は放射状に配置した(図-12)。曲流部での河床変動と低ダム群配置効果を比較・検討するためにダム配置順位は、予備給水で侵食が著しかった第2カーブの終了地点である最下流域から上流に向かって順次配置した。これはある区間に低ダム群を配置する場合に、まず保全対象の近接地域から漸次上流へ拡大(本実験では L'/L と表現)させることが一般的であることと、河床変動量の低減状況と移動土砂の分散処理域の拡大状況を把握するためである。

4. 測定方法

ある地点の河床変動は、流入土砂量と流出土砂量によって決まってくるから、横断方向の移動土砂量をいかに見積るかが問題となる。

本実験においては、実験開始から一定時間経過後(本実験では1分)に給水を停止し、実験水路における河床面上の砂および流水の移動が停止して模型水路が安定するのを待ち、その時間を終了時点として河床変動形状の測定を行なった。縦・横断面測定は基本測線と補助測線を設けた。ここで、基本測線は全水路長を12.5 cm間隔に13箇所を設けて最上流端の測線を

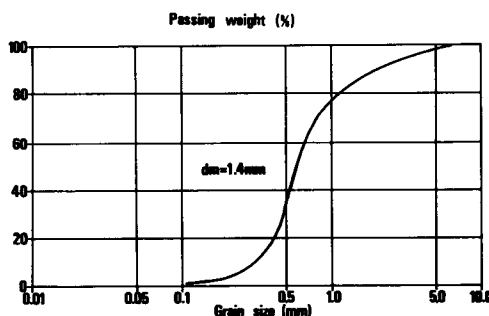


図-11 実験用河床材料の粒径加積曲線

Fig. 11. Grain size accumulation curve of the experimental materials.

表-2 実験ケース
Table 2. Experimental case

	Width of overflow section (cm)	Quantity of water-supply (ℓ)	Time of water-supply (min.)
Case I	20	5	1
Case II	20	10	1
Case III	5	5	1
Case IV	5	10	1

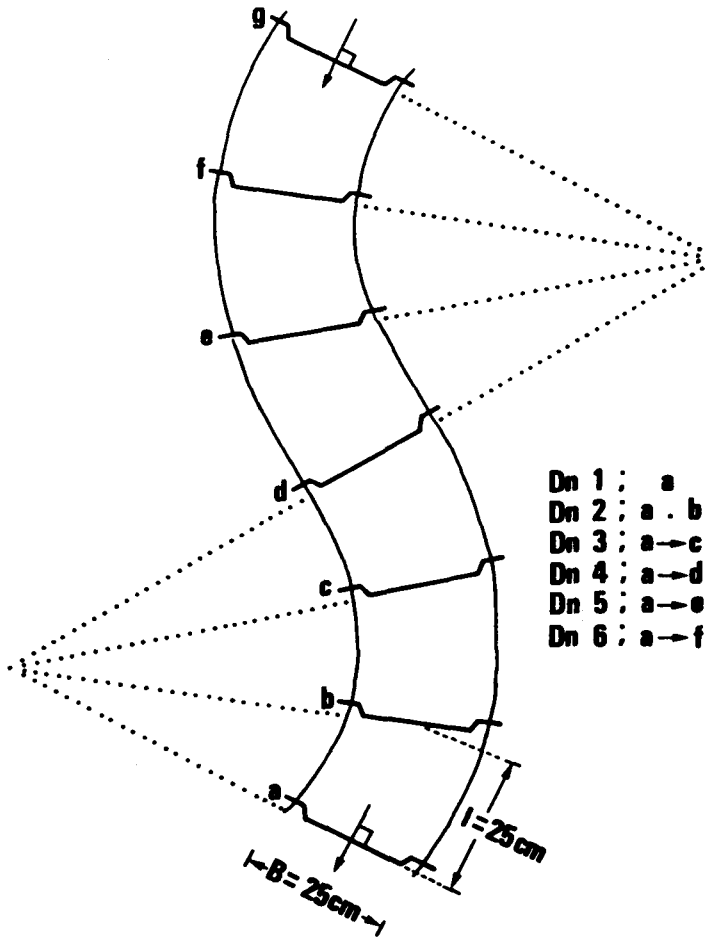


図-12 ダムの配置方法

Fig. 12. Construction method of model dams.

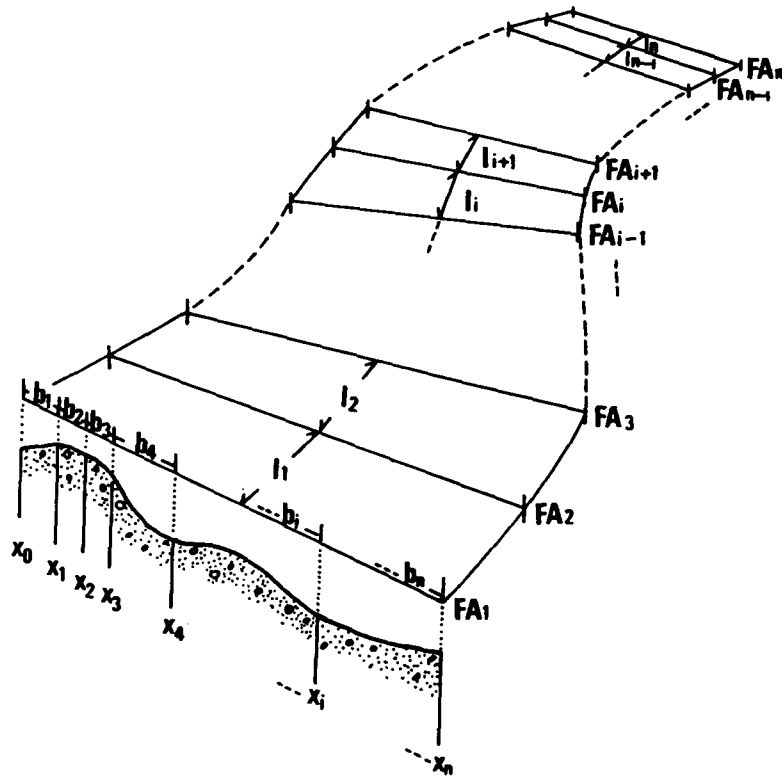
No.1 とし最下流端の測線を No.13 とした。また、低ダムを配置することによってダムの上・下流地点で河床変動が活発になり、縦・横断面起伏が複雑になったので、ダムの影響域において基本測線の間地点に補助測線（測線間隔 6.25 cm）を設定した。

各測線での河床変動量は、基準桁を水路壁の上に渡し、基準桁から横断面における変曲点まで河床変動高の測定を行なった(図-13)。以上の方法で、河床横断面積の変化量を横断面変動量 (FA: Fluctuation area in cross-section)¹⁵⁾と名づけ、次式により求めた。

$$FA_i = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i + x_{i+1}) \cdot b_i}{2} \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 x は実験開始前の元河床から測点までの距離（洗掘深および堆積厚）、 b は測点間の距離である。

また、河床変動を立体的にとらえるために、測線区間内の河床変動量 (FV: Fluctuation



図—13 河床変動の測定方法

Fig. 13. Measuring method of topographical changes

volume)¹⁵⁾を次式により求めた。

$$FV_i = \frac{(FA_i + FA_{i+1}) \cdot \ell}{2} \dots\dots\dots(2)$$

ここで、 ℓ は測線間の距離である。また、流況スケッチおよび写真撮影により流路および河床面形状図を作成した。

以上の(1)と(2)の式によって得られた河床変動量から、河道内における砂防施設による土砂量の変化、計画基準点の流出土砂量の変化、配置箇所の変化による砂防施設の効果の評価、河床面における河床形態の変化などを検討することにした。

本実験において測定および観察した主要部分は、横断面における河床変動量、曲流部における流れの特性および流路形成の過程などである。また、分析にあたっては、無施設の場合 ($L'/L = 0$) と全区間に低ダムが配置された場合 ($L'/L = 1$) の比較・検討、下流から上流に向かって低ダム群を配置した場合の施工区間長と河床変動過程についての段階的な比較・検討、調査対象地点を中心として上・下地点に低ダム群が配置された場合の河床変動の質的な相違などについて分析を行なった。

5. 実験結果

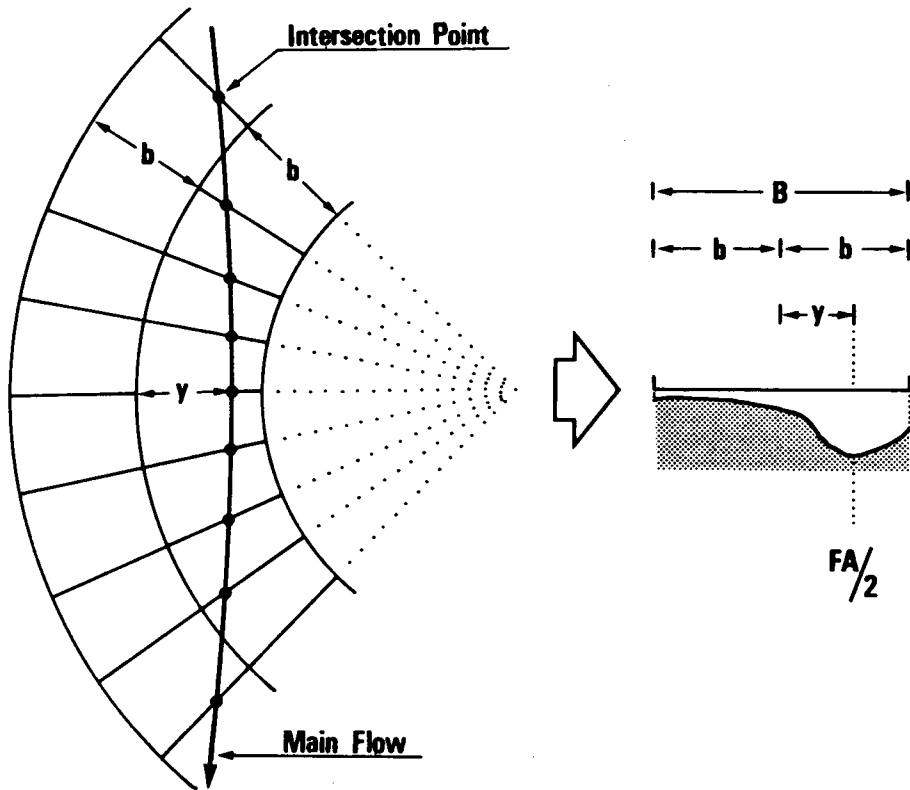
(1) 流れの変化

曲流部においての流れは直線部の流れと異なり、遠心力のため溪岸に偏流して側方侵食し、河岸部の河床を低下させる傾向が強い。したがって、直線流路における河床面形状はほぼ対称形状になるが、曲流流路では偏流作用の影響により、内曲部向きの流れと外曲部向きの流れの性質が異なるため、左右非対称の形をとる。

とくに、この曲流部の河岸は砂防学的立場でみると、土砂生産源として重要な場所であり、曲流部での偏流に対するコントロールは主要な課題の一つである。

i) 流れの基本機構と分析方法

給水開始初期には流水は全水路にわたって全河床を平坦に流れたが、時間経過とともに偏流が発生して上流から河床低下が始まり、それが下流へ伝播していくのとはほぼ同時に流路拡幅が停止し、直線状の流路が形成された。そして、いったん偏流して溪岸に片寄った流路には後続流が入り込み、その後続流によって洗掘が活発に行なわれた。ここで、通常の曲流部の流れ



図—14 流れの基本機構の模式図

Fig. 14. Schematic diagram for flow pattern measurements.

B: channel width. b: half channel width

FA/2: main flow position, $y: |b - FA/2|$

は外曲部に偏流して外曲部の洗掘・内曲部の堆積^{39,78)}が特徴的であるが、本実験水路での流れは、上流の第1カーブおよび第2カーブを曲流することなく直進して実験水路の内曲部に遮られて偏流した。

いま曲流部における流れの基本機構に対する分析方法の模式図を示すと図-14のとおりである。この模式図で示すように、曲流部における流れの偏流現象を把握する方法として、まず流れの中心線と基本および補助測線との交点が河床横断面のどの位置に存在するかを検討した。ここで、 y は交点と河道中心線からの偏差、 b は測線横断面の河道半幅であり、 y/b をその測線の偏流度（S: Sinuosity）とした。流れの中心線は、河床面の最大洗掘深および堆積厚が位置する地点とほぼ一致する場合が多いが、偏流現象の強い区間では流れの極端な片寄りにより兩岸に流路が形成され、最大洗掘深および堆積厚地点が水路壁沿いに形成されることが多いために、今回はFA/2地点とした。

ii) 砂防施設配置による流れの変化

本来流水の流れは、降雨などにより増水すると流れの持つ位置エネルギーの95%程度は摩擦熱エネルギーに、残り5%程度が運動エネルギーに変わり、河道変動に影響を与える¹⁰⁶⁾。このような流れの摩擦熱および運動エネルギーは、溪床および溪岸面との摩擦によって侵食となる。とくに、曲流部ではこの流れの直進現象により下方侵食はもちろん側方侵食が起こり易い。本実験結果から、砂防施設配置による流れの偏流現象に対する抑制効果を検討してみた。

図-15は無施設と全河床面に低ダムを群的に配置（ $L'/L = 1$ ）した場合の各測線の横断面における y/b （偏流度）の分布状況を表わしたもの（給水量10ℓ，放水路幅20cm）である。

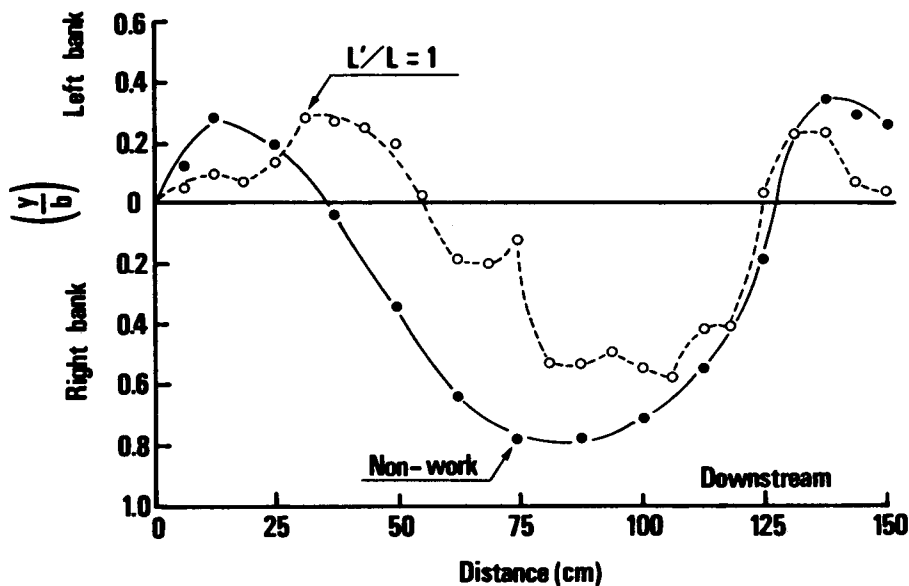


図-15 y/b の分布例
Fig. 15. An example of distribution of y/b .

前述のように無施設の場合は、流れの偏流現象により流路が第1カーブおよび第2カーブの内曲部に片寄って形成されており、その分布状況も一つのカーブを基準として顕著な周期性が現れる。この場合の第1カーブおよび第2カーブにおける最大偏流度はそれぞれ0.26 (3.25 cm / 12.50 cm), 0.78 (9.77 cm/12.50 cm) で平均偏流度は0.40 (4.99 cm/12.50 cm) である。ここで、平均偏流度は次式により求めた。

$$\left(\frac{y}{b}\right) = \frac{\sum_{i=1}^n y}{b \cdot n} \dots\dots\dots(3)$$

ここで、 n は測線数である。

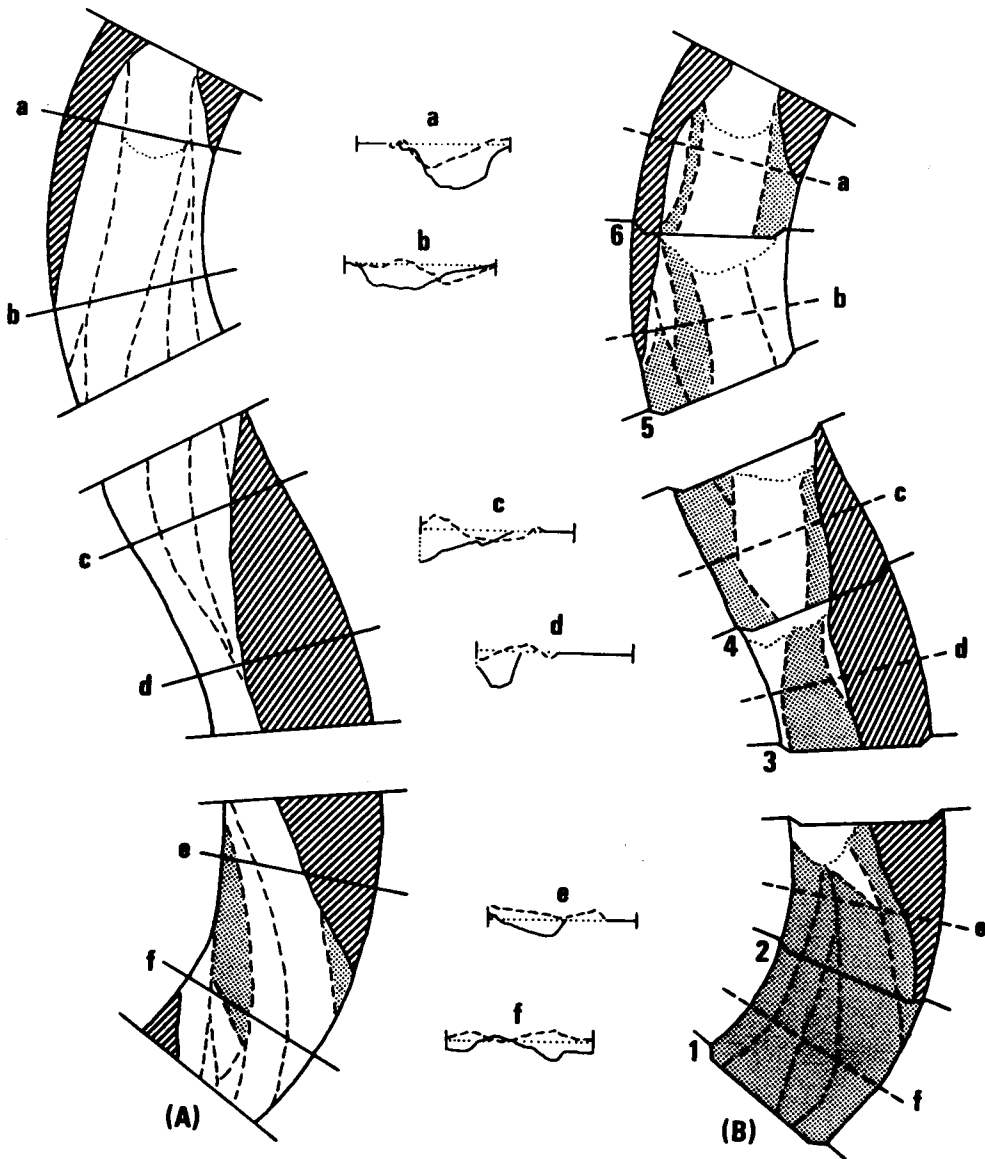
以上において偏流度 (y/b) が大きいほど流路を溪岸側に形成しようとする作用が強いことと、同時に流路形態が直線状に形成されることである。このように流れの中心線が溪岸に片寄ることは、溪岸が侵食により土砂生産の場になるだけでなく、流路コントロールによる固定および河道安定にも悪影響をもたらすことを意味する。

しかし、全河床区間に低ダムを配置すると、曲流部において局部洗掘を引き起こす偏流現象による流れに対しては、ダムが水と土砂を分離して堆積を促進すると同時に流下水を分散させ、流れのエネルギーを低減させる。この低ダム群配置による流れの運動および摩擦熱エネルギー低減現象は、図-15でみるように流れの波長の変化はもちろん波高に対してもかなりその影響を発揮しているのがわかる。すなわち、低ダム群の天端の作用により流水が分散され、曲流部での流れの偏流が低減され、流心が河道中心線に沿うようになった。以上のような流れの変動を量的に把握してみると、最大偏流度 (y/b) は第1カーブで0.29 (3.58 cm/12.50 cm)、第2カーブで0.54 (6.75 cm/12.50 cm) で、第1カーブではほとんど影響がなかったが、第2カーブではかなりその影響があらわれている。平均偏流度は0.15 (1.86 cm/12.5 cm) にコントロールされている。これは無施設時の平均偏流度と比較してみると、0.40→0.15 (約38%) に低減されていることになる。

(2) 河床形態の変化

本実験のように上流端で給砂しない場合の無施設時の河床変動は、模型水路内へ水が流入してしばらくすると、流れの水平振動が始まり、上流から河床低下が始まる。時間の経過とともに流れの水平振動が徐々に増大し、流路が直線状になっていくのとほぼ同時に振幅作用は停止し、河床面の洗掘のみが発生する。実験終了後の流路は上流からみて第1カーブでは左岸に、第2カーブでは右岸にそれぞれ片寄って形成されており、全河床面が洗掘域となり堆積域はほとんどみられない。しかし、全河床面に砂防施設を配置 ($L'/L = 1$, 放水路幅: 20 cm) とすると、流路の形態および河床面にいろんな変化が起こる (図-16)。以上の模型水路における河道の定期的な変化を把握するために、全模型水路を上・中・下流域に分け、各区間ごとに河道形状および河床面変化の基本的機構と砂防施設の配置効果について検討を試みた。

i) 上流区間



図—16 河床形態の平面および横断面形状

Fig. 16. Plane delineation and crossing delineation of river bed. [(A): $L'/L = 0$, (B): $L'/L = 1$]

最上流端に設けた給水槽から流水が流入する地点から 50 cm 区間で、河道は曲流している。無施設時における流路幅は、上流側では給水槽幅に影響され実験開始からまもなくは兩岸に河床変動のない部分が認められるが、下流側においては時間の経過とともに流れの偏流により、左岸の無影響地域は消える。砂防施設配置時 ($L'/L = 1$) においても、流路幅の形成経過と形成状況においては無施設の場合とほとんど変わらない。しかし、河床面起伏は測線 a と b の

横断面図でわかるように、無施設の場合が上流側の横断面中間地点から下流側の右岸に向かって直線状の流路が形成されているのに対して、砂防施設配置時にはダム5と6により流れのエネルギーが低減および分散され、流路形成の片寄りの規則性はみられない。

また、河床面の変化においては、無施設時の河床面が無影響域を除いて完全な洗掘域であるのに対して砂防施設を配置すると、上流側で流れの中心線から離れた両岸に堆積域が分布しており、下流側でも右岸に堆積域が広く形成されている。

ii) 中流区間

上記の上流区間の下流側（上流からみて50～100 cm区間）で、河道はほぼ直線状に近い。無施設時の流路は、上流区間の下流側で流れがほぼ右岸への片寄りに影響され、この区間では流路が完全に右岸へ片寄って形成されており、流路幅も上流部から河床変動の影響を受けない地域が徐々に拡大され、測線dの付近では河道幅の約1/3しか流路幅が確保されていない。しかし砂防施設が配置されると、流路幅は測線dで河道幅の約1/2まで拡大されており、河床面起伏も無施設時のような右岸への偏流はみられず、確保された流路をほぼ平坦に流れているのがわかる（測線c, d）。

また、河床面における洗掘および堆積域の出現状況を見ると、無施設時には地域全体が洗掘域であるのに対して、砂防施設を配置した場合は、上流部では流れの中心部は洗掘域、そしてその両岸が堆積域になっている。下流側では流れの中心線が堆積域になり、その両岸は堆積域が分布している。

iii) 下流区間

中流区間の下流側から模型水路の最下流までの50 cm区間で、河道は曲流している。無施設時は、実験諸元にも述べたように最下流端において落差による極端な洗掘を防止するため、補助通水路を設け模型水路に接触させたが、ある程度は影響を受け偏流した外曲部に洗掘が起こった。無施設時の流路形成は、中流区間で右岸への片寄りに影響され上流部では右岸から始まり、下流部の左岸に向かってほぼ直線状の流路が形成された。右岸の測線eとfの間には流路の拡大による流勢の低減に影響され、堆積地が分布している。流路幅は測線eで約1/2となり、下流側の測線fではほぼ全河道幅にわたって形成されている。河床面起伏は上流側では主に洗流が分布して河床起伏はあまりみられなかったが（測線e）、下流側では同じ横断面で洗掘域と堆積域両方とも分布しているので河床起伏は非常に大きい（測線f）。

砂防施設を配置した場合には、流路幅の変化は測線eで3/4に拡大されており、洗掘および堆積域の分布は全般的に変化している。すなわち、無施設の場合は左岸の無影響地域と右岸の堆積域を除いてほとんど洗掘域であったのに対して、砂防施設配置により上流側のダム5の直下部を除いて全区間が堆積域に変化している。横断面起伏も堆積域を中心としてほぼ平坦になっている（測線e, f）。

(3) 河床変動の位置的变化

前図-16に河床の洗掘および堆積が砂防施設の配置によってどのように変化するかを無施設時と全区間に砂防施設を配置 ($L'/L = 1$) した場合は測線 a ~ f で比較した。前図-16 で比較するように低ダムを配置すると、あきらかに河床変動が低減して、低ダムの河床変動に対する効果が大きいことがわかる。以上の現象をさらに詳しく示したのが図-17である。

図-17の横断面変動状況を各測線別に検討してみると、測線1は放水路からの流入水の勢いにより無施設時に平均変動高2.65 cmの河床変動(最大変動高3.90 cm)がみられたのに比べ、砂防施設が配置された場合でも平均河床変動高2.05 cm (最大変動高3.40 cm) で、他の測線に比べて砂防施設配置による洗掘低減効果が現れていない。測線2では、無施設時には平均1.50 cm (最大3.50 cm) の河床変動が発生したが、下流地点の砂防施設配置により平均0.49 cm (最大1.30 cm) にコントロールされ、河床変動に対する効果はもちろん、左岸の洗掘防止にも大きく影響している。測線3は模型水路の第1カーブの中間地点で、流れの偏流現象による洗掘されやすい地点であるが、測線直下部に施工されている砂防施設により流路兩岸に堆積地が形成されている。河床変動においても平均変動高1.05 cm (最大変動高2.00 cm) からそれぞれ0.23 cm (0.60 cm) にコントロールされている。測線4は上流の砂防施設の配置により直下部の洗掘が予想された地点であったが、

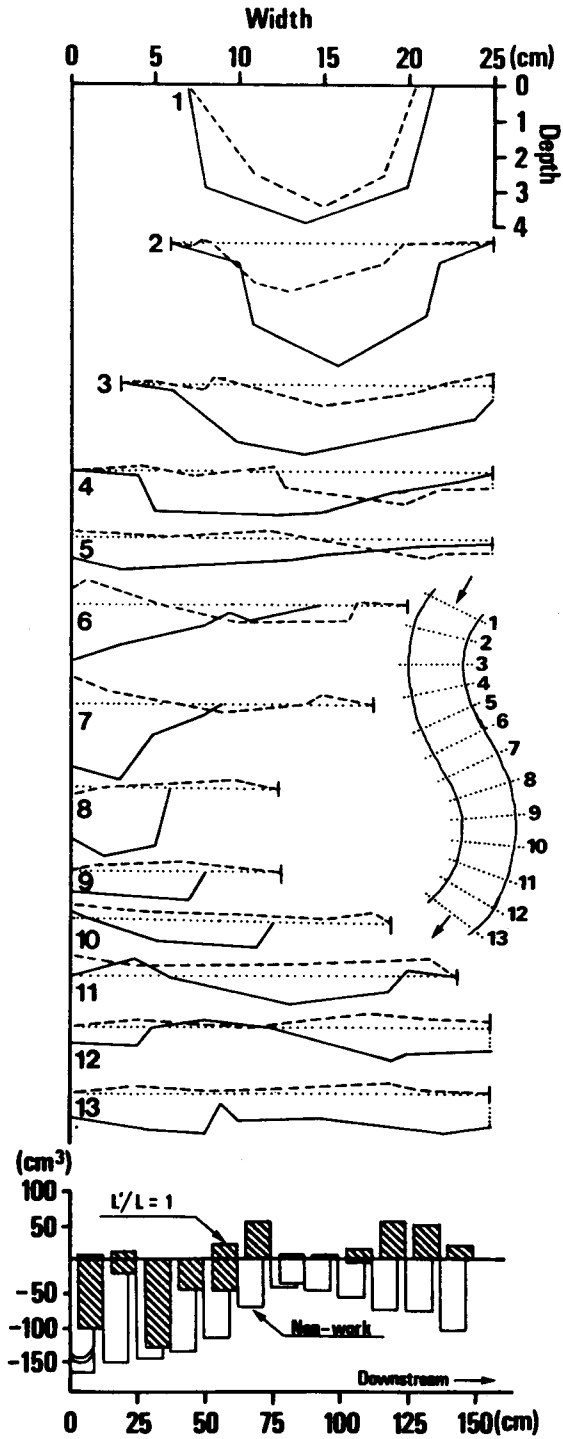


図-17 横断面変動例
 Fig. 17. An example of fluctuation area in cross-section. (—: $L'/L = 0$, - - -: $L'/L = 1$)

無施設時の平均変動高 0.76 cm (最大変動高 1.30 cm) より砂防施設配置時の河床変動高平均 0.41 cm (最大 0.91 cm) の方が小さい。測線 5 では、無施設時にも流路幅が全河道幅にわたって形成され、他測線に比べ河床変動が小さい方であったが、上・下流の砂防施設配置により河床変動がもっとも低減されている (無施設時の平均変動高 0.52 cm・最大変動高 0.90 cm, 砂防施設配置時の平均変動高 0.20 cm・最大変動高 0.50 cm)。以上は実験水路を上・中・下流区間にわけた場合の上流区間における各測線の河床変動について検討したものである。総合的に考えると、無施設時の本区間は流れの偏流現象による土砂生産源であったが、2基の砂防施設により洗掘防止に伴う河床固定の効果が確認された。

中流区間 (測線 6～9) は、上流区間で直進した流れが右岸に到達することに影響され、無施設時には流れの右岸への偏流現象が著しい区間となる。したがって、本区間に施工される砂防施設配置の効果は、洗掘および堆積による河床変動の低減効果はもちろん、流路確保に伴う河道固定についても検討することとした。測線 6 は、中流区間の中では比較的流路が確保されている地点であり、当然のように河床変動も他測線に比べて少ないが、無施設時の最大変動高は右岸の水路壁に片寄って形成されているのが特徴である。砂防施設を配置すると無施設時のような流路形成はみられず、河床変動高も平均 0.87 cm, 最大 1.70 cm から 0.32 cm, 0.70 cm にそれぞれ低減されている。測線 7 は、無施設時の平均変動高 1.27 cm, 最大変動高 2.30 cm でわかるように横断面変動は小さいものの上流区間の放水路直下部を除けば最大値を現わしているが、砂防施設を配置すると平均変動高 0.21 cm, 最大変動高 0.70 cm に低減されている。とくにこの最大変動高は、測線 1～6 の各測線の最大変動高が洗掘深であったことに対して堆積厚としてあらわれている。測線 8 における無施設時の河床変動高は、測線 1 を除いて平均変動高が 1.65 cm で最大値を現わしており、最大変動高も 2.00 cm で流れの偏流現象が顕著に現れる測線である。砂防施設を配置すると平均変動高 0.04 cm で最小値に低減したように河床変動の低減効果がよく現れた測線である。測線 9 は、右岸に偏流した流れが下流区間の左岸に向かって直線状の流路を形成する測線で、無施設時の河床変動高は中流区間で一番小さい測線であるが、砂防施設の配置により横断面形状はほぼ平坦になっている (無施設時の平均変動高 0.76 cm, 最大変動高 0.90 cm, 砂防施設配置時の平均変動高 0.04 cm, 最大変動高 0.10 cm)。

下流区間 (測線 10～13) は、中流区間で右岸に片寄った流水が左岸に向かって直進するのに影響され、無施設時の上流部では右岸域に、下流部では左岸域に洗掘が発生している。砂防施設の配置により上流および下流区間で発生した移動土砂の約 64% が本区間に分散堆積している。したがって、本区間では元河床面より洗掘された測線はなく、全測線が堆積区間になっている。測線 10 における無施設時の河床変動は、中流区間の下流部から左岸への流水の直進に影響され、最大変動高が右岸より 10 cm 地点に位置する。また平均変動高は 0.46 cm であり、最大変動高は 0.70 cm である。砂防施設を配置すると平均河床変動高 0.21 cm, 最大変動高が 0.41 cm に低減され、同時に横断面起伏もほぼ一定している。測線 11 では無施設時にも右岸および左

岸に流勢の低減により堆積地が分布している。最大河床変動高は0.80 cmで流路の中間地点に形成されている。砂防施設の配置により堆積厚の平均値としては最大値である0.32 cmの堆積地が分布している。測線12は、砂防施設配置に関係なく、全幅にわたって流路が形成されているが、無施設時には測線11とは逆に両岸が洗掘されている。右岸の洗掘は給水開始初期に形成されたものであり、左岸の洗掘域はその後の流出によるものである。砂防施設配置時には横断面形状は無施設時とほぼ一致しているが、河床変動は上流域の砂防施設の堆積空間確保に影響され、平均変動高0.21 cm・最大変動高0.40 cmに低減されている。測線13における無施設時の河床変動は、全横断面においてほぼ一定の河床変動が発生し、平均河床変動高0.91 cm, 最大河床変動高1.20 cmである。砂防施設配置時の平均河床変動高0.13 cm, 最大河床変動高0.30 cmにそれぞれ低減されている。

IV. 低ダム群と河床微地形

1. 河道微地形の判別

(1) 曲流部の洗掘防止

流路変動に関する水理学研究は近年数多く行なわれ、変動過程やその機構が次第に明確にされつつある。とくに、移動床実験でできた直線流路については理論的取り扱いがほぼ可能であり、実験水路では侵食過程の予測も可能となっている³⁹⁾。しかし、曲流部での河床変動は直線部と異なって、流れの偏流現象による局所的な河床変動であり、これによって定められる流路の特性は、河床形態変化と密接な関係を持つ。すなわち、曲流部における洗掘と河床変動の間には密接な関係が存在する。

ここで、曲流部の洗掘を引き起こす流水の偏流現象に着目し、これを低減することによって、局所洗掘を低減できると考え、低ダム群の曲流部への適用およびその効果を実験的に検討した。

流水が流下する場合、その流下方向の主流の外に横断方向の流れである副流、すなわち2次流の存在による側方侵食が起こる。とくに曲流部での洗掘は、2次流による影響を強く受けると考えられるので、局所洗掘を低減するには、2次流を弱める対策が必要と考えられる。

前図-12の低ダム群配置方法に示すように、低ダム群を上・下流で流れの直角方向のダム位置をとり、その間に放射状に配置し、2次流の分散と流速減殺による洗掘の低減に着目し、模型水路を用いて実験的に検討した。

i) 曲流部の河床形態

自然溪流においては、平面形状が直線になっているところはほとんどなく、程度の差はあるが曲がりくねった蛇行形状を示す。このような溪流曲流部における流れとこれによって形成される河床形状の特性と変化過程の把握は、防災施設配置計画上で重要な課題の一つである。溪流曲流部においては2次流が側岸に著しく偏流し、その結果一般的に側岸を中心とする凹部

分に局所洗掘が行なわれる。従来よりこの側岸洗掘を防止するために護岸工^{53,73,86,111)}水制工^{66,67,109,110)}などが施工されてきた。しかし、これらの2次流による河床変動を防止するためには、まず流れの偏流現象を処理して局所洗掘を防止しなければならないと考える。

移動土砂量が多い山地溪流においては、大礫から砂までの幅広い粒径分布を示す砂礫が河床面を形成している。このような溪流における流水は、平水時には河床面内のある限られた幅のみを流れており、その河床の粒径は堆積地に比べ比較的大粒径で覆われている。増水時においても、大規模な土石流による河床変動が起きるような場合を除けば、谷幅全体にわたって流路が形成される場合はほとんどない。したがって、溪流からの移動土砂の量的・質的变化の予測に対しては、輸送路としての溪流がどのような粒径分布を持った土砂がどのような移動経過で供給され堆積していくかを知るのもちろんであるが、それと同時に流路の側岸侵食および河床侵食によって、河道自身が土砂生産源となる条件とそれからの移動土砂量を知ることが重要である。

図-18は、1985年6月26日および1985年9月1日の台風13号直後に行なわれた宝来沢における縦・横断測量資料に基づいて作成した、測量基準点(薄別川との合流点に形成されている小規模な宝来沢扇頂部)より上流の約1.5km区間の中で、S字型河道が形成されているSP400~SP800m地点の平面図および横断図である。この区間の縦断平均勾配は1/10であり、平均谷幅および平水時の流路幅はそれぞれ25m、4mである。また、河床材料は最大粒径150cm、平均粒径40cmの亜角礫によって構成されている。

本区間における河床形態について見ると、上・下流部の谷幅50m前後の拡幅部においては堆積地がみられるが、中流区間の谷幅20m前後の狭さく部では堆積地がみられず、増水時には全谷幅にわたって流路が形成された証拠として河床面には1年生の植生以外は見当らない。曲流部での河床横断面をみると測線A・Bともに流水の偏流現象によるものと考えられる側岸侵食(上流の測線Aでは右岸に、下流の測線Bでは左岸)によって非対称の河床形態を示している。また、堆積地の河床面はその形成年代が古いほど流水の偏流現象を長期に受け、河床面の起伏が激しくなっているのが明瞭に現れている。(測線A<測線B)。さらに、現流路の反対側には各堆積地形成時あるいはその後の痕跡とみられる旧流路が存在している。したがって、自然状態の溪流では河床変動の発生時より時間が経過するとともに、河床面は流水の偏流現象に強く影響され、ますます非対称の河床面を表わすと考えられる。

ii) 砂防施設と曲流部の洗掘低減

豪雨によって河道が増水する場合に、河道内で発生する土砂の異常洗掘・流出を防止するためには、土砂の流動化の阻止と流下土砂の分散堆積が考えられる。土砂流動化に対する対策としては、低ダム群のような砂防施設の配置などによる河床面の固定などが考えられる。溪流における河床面固定の能力は、流水の偏流現象に伴う曲流部の局所洗掘による土砂流動化の阻止量によって決められる。砂防施設の配置効果を移動土砂の貯砂量で考える場合は、ダムの満

砂以前にはその効果が大きい土砂流の発生する地域では一般に平年流砂量が多いため、ダム配置後数年が経過すると満砂し、その後は砂防施設による貯砂能力を期待することは困難となる。したがって、砂防施設の配置による河床変動に対する効果は、現河床面を固定する意味で曲流部を中心とする土砂生産可能地域を処理することによって可能となる。

ここで、砂防施設の配置による曲流部の洗掘防止効果を示すために、自然状態下の河床変動と砂防施設配置時の河床変動の差異を比較することにした。すなわち、曲流部の局所洗掘が低ダム群配置によって、どのように低減できるかを無施設時と全河道に砂防施設配置時 ($L'/L = 1$) において4つのケースに分け、基本測線4と12における実験初期河床面を基準とする河床変動を比較して示したのが図-19である。また、砂防施設配置による局所洗掘の低減効果の程度は、砂防施設形状によっても異なるものと考えられるので、低ダム群の形状相違が河床変動に与える影響を検討した。

図-19で比較するように、砂防施設を

配置すると、明らかに曲流部の局所洗掘は低減しており、低ダム群の配置効果が大いことがわかる。また、同じ配列における河床変動は、砂防施設形状の相違によってかなり影響されることもわかる。

ここで、低ダム群の曲流部への適用効果は、上流部からの移動土砂を河道内に堆積し、下流域への流出を防止することだけではなく、偏流現象による土砂生産地である曲流部の局所洗掘を防止し、自然状態の河道形態を維持しながら兩岸を保護することと考えられる。したがって、流水の集中をいかに低減させるかが大きな課題となる。以上の考えから、砂防施設形状の相違による流水の分散による河床面変動について分析した。

まず、給水量が少ない実験ケースⅠ（放水路幅20cm）・Ⅲ（放水路幅5cm）における測線4および12の河床形態は、無施設の場合は横断面河床形態が完全に非対称を示して測線4は

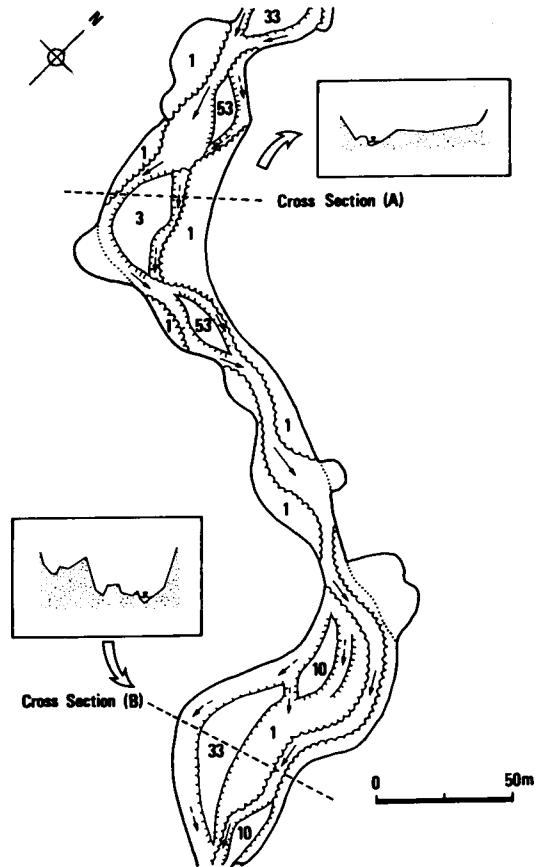
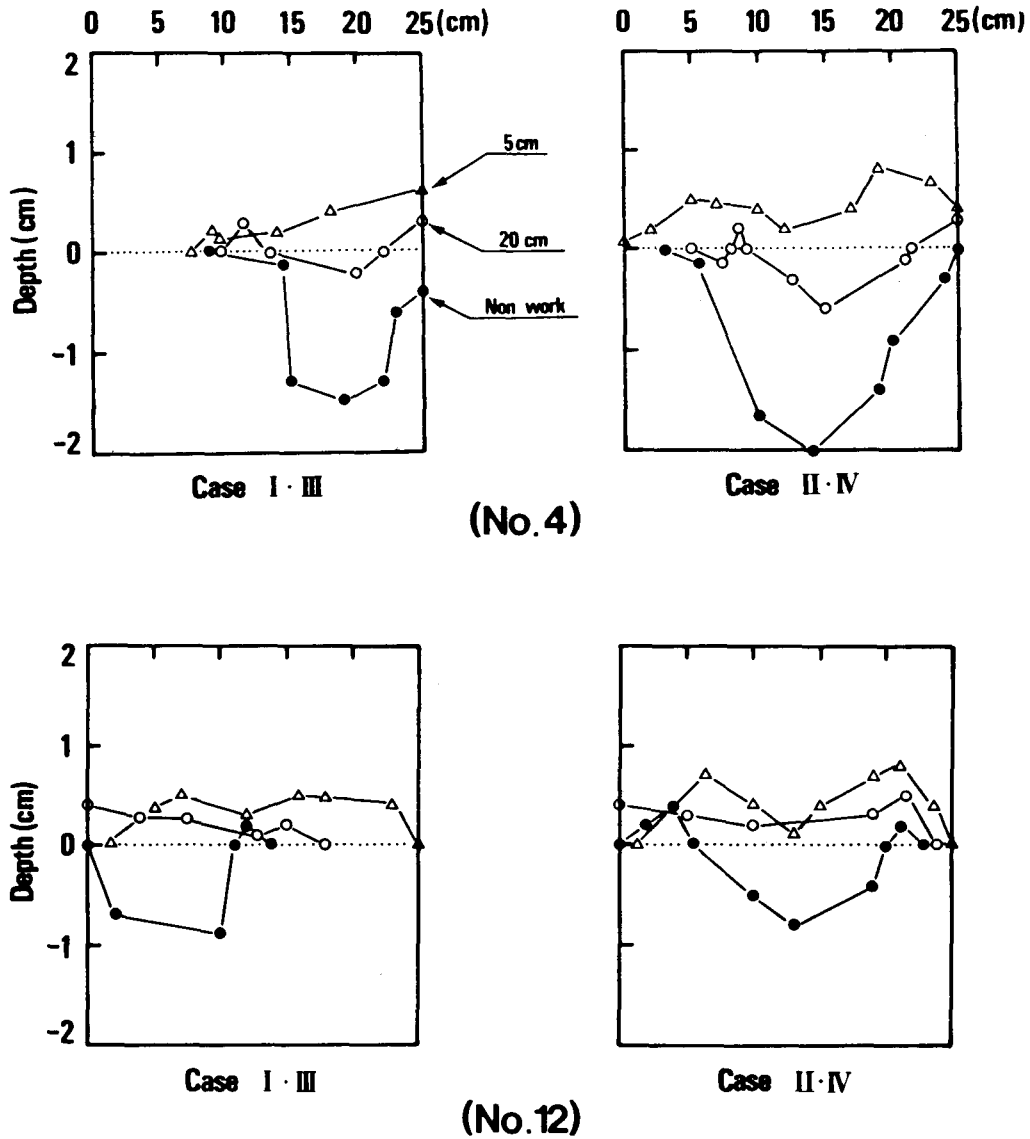


図-18 宝来沢曲流部の洗掘

Fig. 18. Scour of bending channel in Horaizawa River.

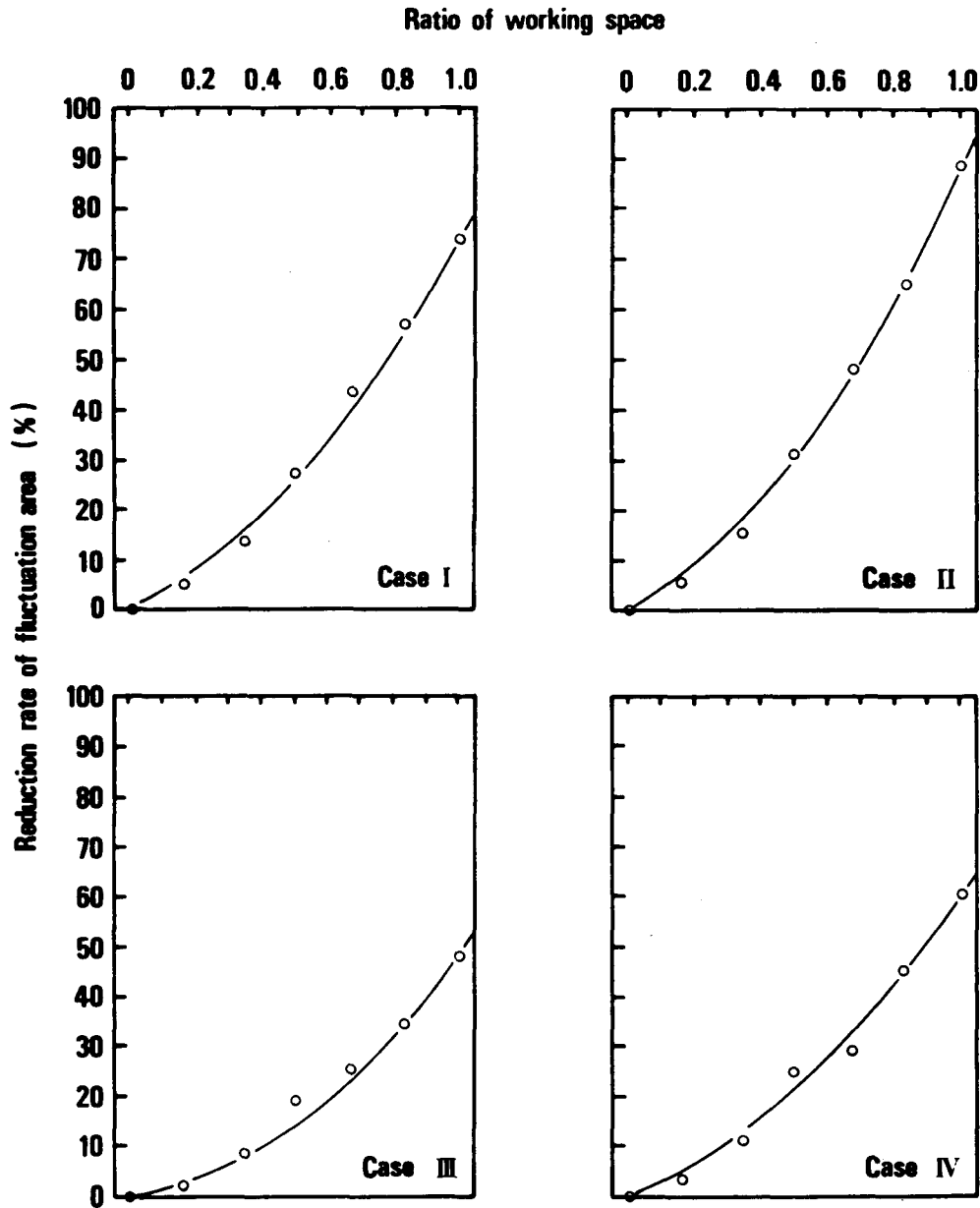
(The numbers marked on the deposit show the age of vegetation)



図—19 横断面変動例 (測線 4 と 12)
 Fig. 19. An example of fluctuation areas in cross section 4 and 12.

左岸に、測線 12 は右岸に片寄って形成されている。砂防施設を配置した場合の放水路幅 20 cm と 5 cm の場合を比較してみると、4 つのケースいずれも放水路幅が大きい方が小さい方より横断面変動量が小さくなった[測線 4: 実験ケース I; 0.74 (12.22 cm²→3.23 cm²) > ケース III; 0.49 (12.22 cm²→6.25 cm²), 測線 12: 実験ケース I; 0.44 (7.55 cm²→4.20 cm²) > ケース III; -0.11 (7.55 cm²→8.40 cm²)]. また、給水量が多い実験ケース II と IV においては、横断面形態がほぼ対称を示していることが実験ケース I と III の場合との相違点であるが、横断面変

動においては給水量の少ない実験ケース I と III よりも効果的である[測線 4: 実験ケース II ; 0.88 (28.45 cm²→3.36 cm²) > ケース IV ; 0.61 (28.45 cm²→11.10 cm²), 測線 12: 実験ケース II ; 0.51 (8.25 cm²→4.05 cm²) > ケース IV ; -0.24 (8.25 cm²→10.21 cm²)]. 以上の分析結果から, 砂防施設を配置することにより曲流部の洗掘防止効果が確認された。また, 砂防施設形状については放水路幅が大きい方が小さい方より横断面変動低減率が高いことと, 給水量が大



図—20 施工区間率と横断面変動量

Fig. 20. Ratio of working space and reduction rate of fluctuation area.

きい場合にその効果率が大きくなるのも確認された。

図-20 には、給水量と砂防施設形状の相違による曲流部の横断面変動 (FA) に対する効果を検討した。各実験ケースにおける横断面変動に対する効果を横断面変動低減率 $\left\{ \frac{\text{無施設時の横断面変動量} - \text{砂防施設時の横断面変動量}}{\text{無施設時の横断面変動量}} \times 100 \right\}$ で示した。横断面変動低減率は、曲流部が安定するほど高くなり、このことは、曲流河道における流水の偏流現象

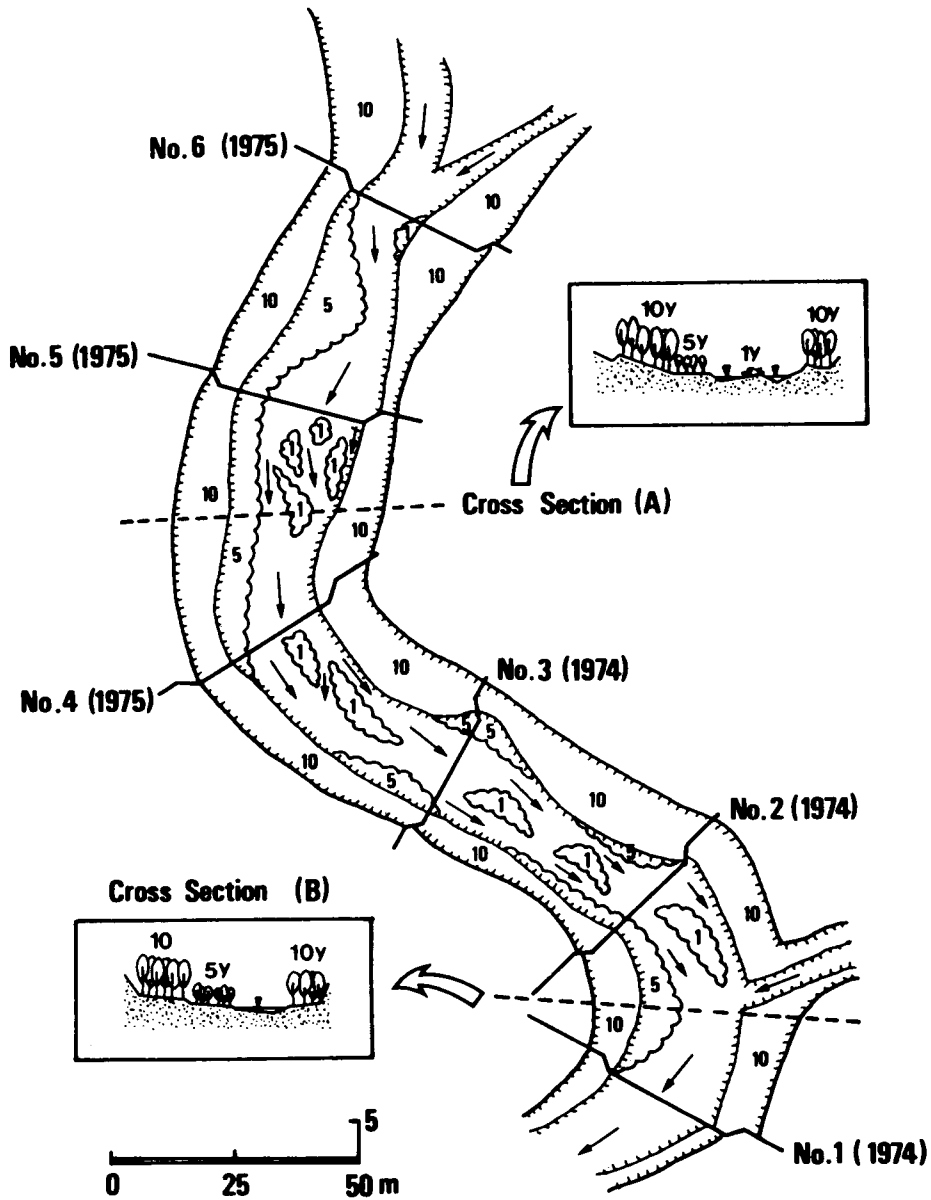


図-21 須部都川の河道固定

Fig. 21. River bed fixation of bending channel in Subetsu River.
(The numbers marked on the deposit show the age of vegetation)

象による河床の局所洗掘および堆積を防止することを意味する。各ケース別における河床変動低減率は、ケースⅡ>Ⅰ>Ⅳ>Ⅲ順である。すなわち、砂防施設の放水路幅が大きいほど横断面変動に対して効果的であり、給水量が増加された場合はさらに低減効果を発揮した。

図-21は、石狩川支流須部都川の下流域に建設されている多目的の南月形ダムを保全するために、ダム上流約2km地点のS字型河道に低ダム群6基が施工されている場所の平面図および曲流部の中間地点の横断面図である。ここで、1986年7月4日に行なわれた縦・横断面測量の結果によると、河道内の堆積厚は数10cm程度(横断面測線AとB)で河床面の起伏はほとんど見られず、侵入植生も木本類は見られず1年生と見られる草本類のみが侵入していた。これは、この10年間は曲流部の流れの特性である偏流現象の影響を受けず、夏期の出水期にも流路が全河道面にわたって形成され、流水がフラットに流れたことに起因したものと考えられる。また、低ダム群の施工当時に溪岸保護のために造成された盛土護岸区間には、10年生のヤナギ類が全区間にわたって侵入し、流れの偏流現象による側岸侵食の痕跡は見られなかった。一方、低ダム群施設区間上流の未施工区間には幅8~10m、平均深さ3m程度の流路が形成されており、河道右岸の水衝部には流水の偏流現象によって形成されたと考えられる溪岸崩壊地が分布していた。

(2) 流路幅と堆積域の拡大

河道内の移動土砂が堆積するためには、堆積する場としての堆積域が存在することが必要条件であり、このような意味で移動土砂が堆積する機会は谷幅の広い拡幅部で多くなり、谷幅の狭い狭さく部では少なくなる¹⁰⁾。また、堆積土砂が安定化する条件としては、狭さく部では流水が集中流下することから掃流力が大きくなることにより流過地帯になり、堆積地を形成しないか、または形成するとしてもその堆積土砂は流出しやすいため、安定期間は短く堆積地はほとんどみられない。逆に、拡幅部では掃流力は少なくなり、堆積土砂は再移動し難いため、堆積土砂が長期間安定し、高齢木本群落が形成されることとなる。

以上の考えから、実地溪流の曲流部に低ダム群を配置すると、低ダム群の天端作用(上流側のダムが水と土砂を分離して堆積を促進し、下流側のダムが流下水を拡散させて洗掘力を減殺する)による土砂移動の運動エネルギー減少によって、土砂が流水と分離・堆積し安定することが期待される。

i) 実地溪流における流路幅

実地溪流においては、均一幅・均一勾配の直線河道というものはほとんど存在せず、平面的には河道は溪床幅を変化しながら蛇行あるいは曲流しているのが普通である。また、流下していく流水は流路幅の拡大によって、あるいは流路勾配の緩和によってその流下速度を急激に低減させ、移動土砂を停止させることができると考えられる。このような山地溪流の流路は、平地の河川と比べて流路幅の変化が大きく勾配が急であり、平常時には山地斜面から河道内への移動する土砂量は非常に少ない。したがって、平常時の山地溪流は河道内に土砂の供給がほ

とんどないため、相対的に河道内に堆積していた土砂の運搬能力が大きくなり、河床を低下させる傾向が強い。また、豪雨時には新しい崩壊や土石流が発生して河道内に土砂の供給量が增大するようになり、流水による土砂運搬能力を流入土砂量が越える状態になり、当然に河床が上昇する。

図-22には、低ダム群が配置されている須部都川のS字型曲流部を中心とする区間と自然状態下である宝来沢 SP 550～SP 950 区間の流路幅状況（流路幅確保率 = 流路幅/河道幅）をそれぞれ表わした。図-22でわかるように、須部都川における低ダム群配置区間の場合（平均0.6）が、宝来沢の場合（平均0.2）を大きく上回っており、これは低ダム群の流路確保に対する効果によるものと考えられる。また、須部都川における低ダム群未施工区間は平均0.2で宝来沢とほとんど変わらない。

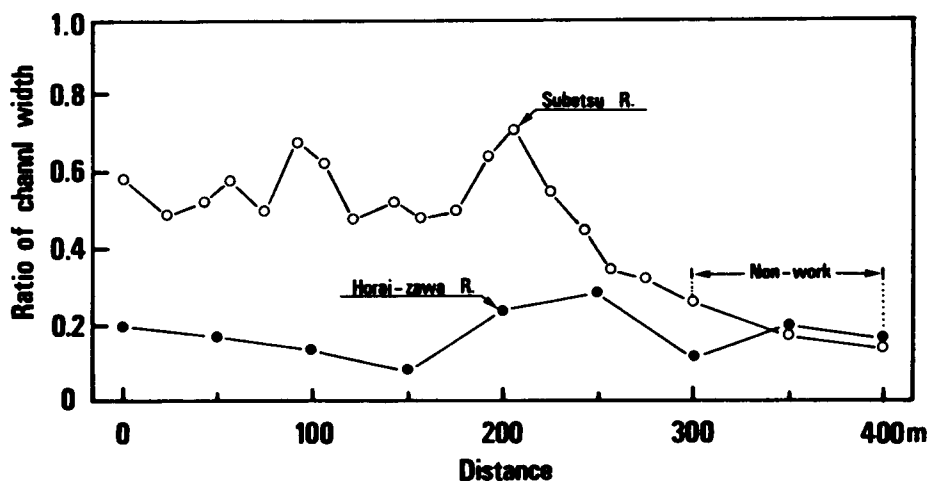


図-22 実地溪流の流路幅の分布

Fig. 22. Distribution of channel width in Subetsu and Horaizawa Rivers.

ii) 砂防施設配置による流路幅の変化

実験結果は、図-23 (A)・(B) のようになり、明らかに水路幅の拡大は河床変動量を低減させ、水路幅の拡大が大きいほど河床変動の抑制効果があると考えられる。ここで、図-23 (A)には砂防施設配置時（実験ケース II, $L'/L = 1$ ）の河床変動量と流路幅の変化を、図-23 (B)には無施設時の河床変動量と流路幅の変化をそれぞれ示した。

いま無施設時についてみると、流路幅の変化は各区間によって著しく変化している。ここで、全流路を上(0～50 cm)・中(50～100 cm)・下(100～150 cm) 流に分けて比較してみると、上流区間から中流区間の上流部まではほぼ全河道幅の約 1/2 が流路になっているが、中流区間の下流部から下流区間の上流部までは全河道幅の約 1/4、その下流部は約 3/4 というように、区間によって流路幅の変化が著しい。一方、全区間に砂防施設が配置された場合は、流路幅がほぼ全区間にわたって拡大された。

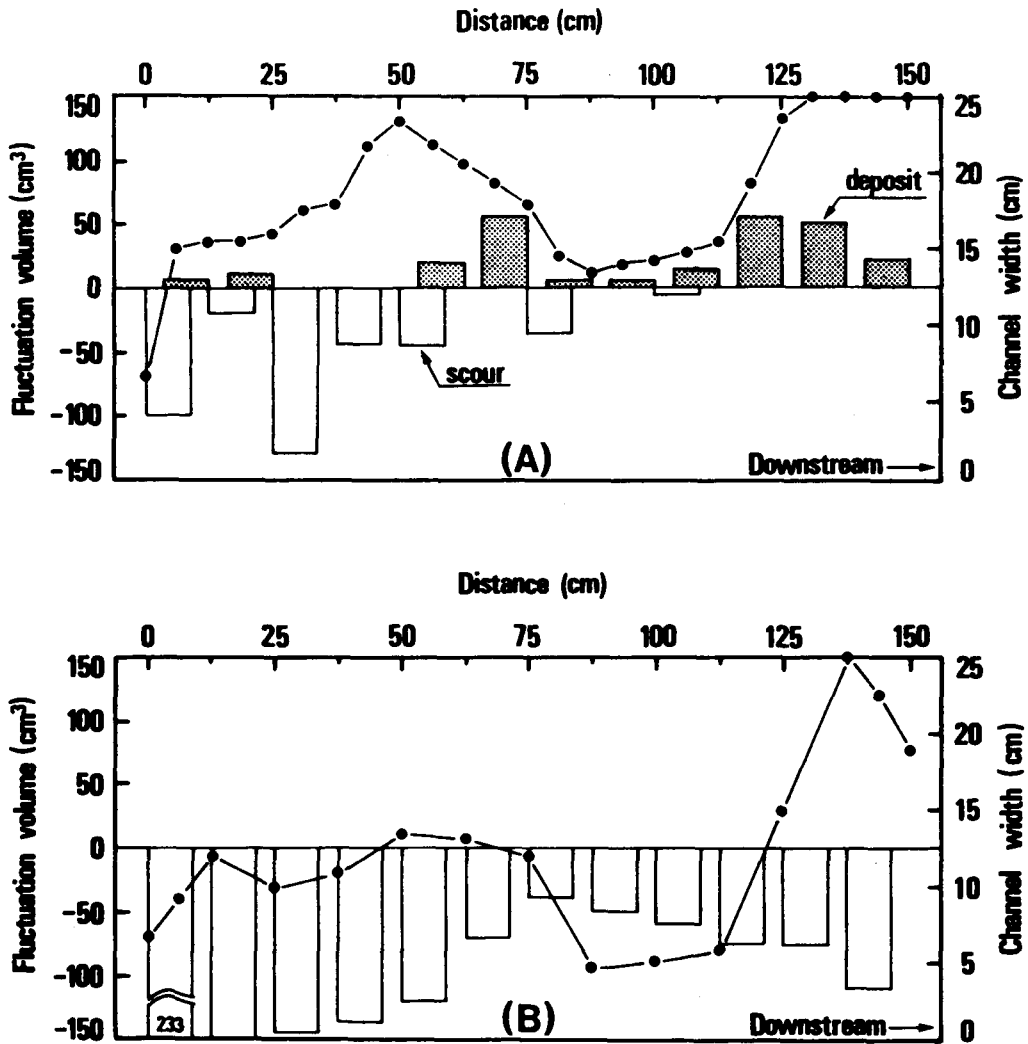


図-23 横断面変動量と流路幅の変化

Fig. 23. Distribution of deposit and scour volume, and change of channel width. [(A): $L'/L = 1$, (B): $L'/L = 0$]

以上のように、同一条件において無施設時と低ダム群配置時を比較すると、砂防施設を配置した場合の流路幅は、無施設の場合のほぼ1.5倍になっている。これは、砂防施設の配置によって流水の偏流現象が調節され、流水が分散したためと考えられる。また、砂防施設配置時には、洗掘域の河床変動を低減するとともに上流域で発生した移動土砂を下流域に分散堆積しており、これは砂防施設の配置効果によるものと考えられる。すなわち、無施設時の流路幅が全水路幅の47%に過ぎなかったのが、砂防施設の配置によって71%に拡大されることになり、その結果として河道内の移動土砂量が47%に低減すると同時に、移動土砂の63%が

砂防施設を中心として分散堆積された。これは、上流域では流路幅の拡大により局所洗掘を引き起こす偏流現象と土砂移動の運動エネルギーが減殺され洗掘を防止する効果が、下流域では移動土砂を分散堆積し、結果的には河床変動量を低減させるとともに流れの偏流現象による局所洗掘を防止する効果が出現したものと考えられる。

iii) 砂防施設と堆積域の拡大

河道内で発生した土砂の停止・堆積に関する要因としては、流下してくる移動土砂の量、後続流の量などの土砂の流れの特性の他に、移動土砂が停止・堆積する場の特性、すなわち移動土砂が停止・堆積する堆積域の拡大があげられる。とくに、同一条件の移動土砂が流下してきても堆積の場の条件の相違により移動土砂の停止・堆積状況が変化すると考えられるところから、流水によって運ばれた土砂が砂防施設配置によって形成される堆積区間に堆積する状況を、流水量・砂防施設の形状を変化させ測定した。

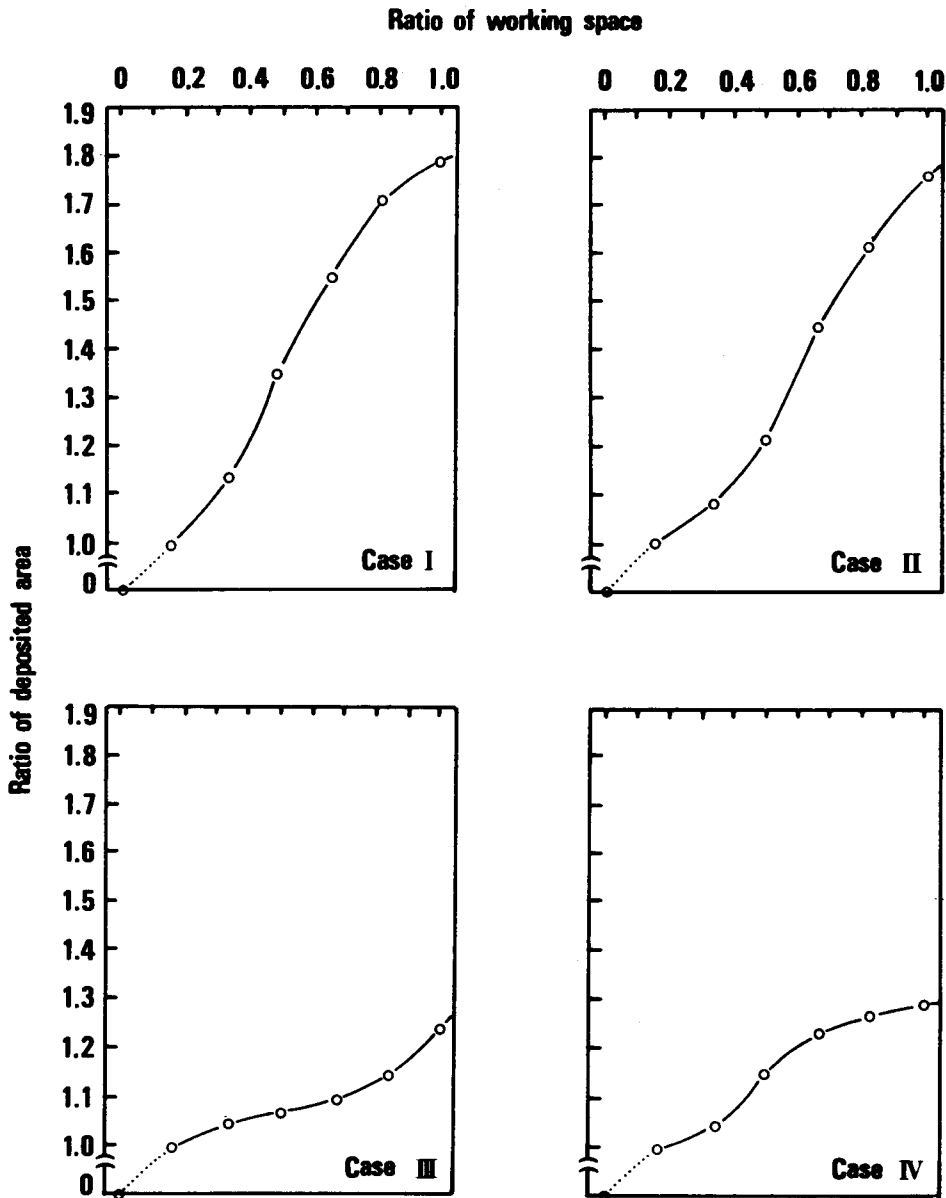
ここで、給水量5ℓと10ℓの両方とも無施設時での堆積域の面積が、全河道面積に比べると1%前後で堆積区間としては認められない。したがって、堆積域の拡大に対する砂防施設配置効果は、各ケースにおける砂防施設が1基施工された場合の面積を基準として堆積域の増加状況について検討した。

図-24に各ケース別の堆積域増加度（各砂防施設配置時の堆積域面積/砂防施設が1基配置された場合の堆積域面積）の変化を示した。この図によると、いずれのケースも砂防施設の施工区間増大によって堆積域が拡大されている。しかし、砂防施設の形状（放水路幅）を大きくすると明らかに堆積域の増加度が大きくなり、一方、流水量の相違は堆積域の増加度にはあまり影響していない。もちろん、同一条件下では流水量の大きくなる方が明らかに堆積域の面積が小さくなると考えられるが、堆積域の増加度においては、流水量よりは砂防施設の形状差により大きく影響されると考えられた。したがって、上流側でいったん洗掘された土砂を、その近辺の河道内に分散堆積させる工種としては砂防施設の放水路幅が広い方が堆積域の拡大に望ましいと思われた。

(3) 偏倚度

曲流部における河床変動は、直線部の河床変動とは違って下方侵食とともに流れの偏流現象による側方侵食が重要となる。砂防施設の配置による曲流部の固定効果を把握する際に、①河床変動を代表する指標として、前式(2)の河床変動量(FV)を用いて平均河床変動高(α)を、②流れの偏流現象を代表する指標としては、前式(3)の流れの偏流度(S)を用いて平均河床偏流長(β)を、③さらに、平均河床変動高(α)と平均河床偏流長(β)を基準として、河床微地形変化の新たな判別指標として偏倚度(DD: Degree of deflection)を提起した^{15, 16)}。

まず、平均河床変動高(α)は、洗掘または堆積による河床変動の影響を受けた全区間の洗掘深および堆積厚の平均値であり、次式により求めた。



図—24 堆積域の拡大

Fig. 24. Expansion of the deposit space.

$$\alpha = \frac{\sum FV}{B \cdot L} \dots\dots\dots(4)$$

ここで、Bは流路幅であり、Lは水路蛇行長である。

また、平均河床偏流長(β)は、曲流部の流れの特徴である偏流現象を現わすもので、図-14のy(流れの中心線が通過する地点と基本および補助測線との交点から水路半幅までの距離)

の平均値であり、次式により求めた。

$$\beta = \frac{\sum y}{n} \dots\dots\dots(5)$$

ここで、 n は基本および補助測線数である。

しかし、河床変動量 (FV) が同じ場合でもその変化が発生した場所および集中度によって、また流れの偏流度 (S) が同じ場合でも河床変動量 (FV) の差異によって河床変化に与える影響は違うものと思われる。したがって、曲流部における微地形変化の基本機構や砂防施設配置による河床変化度を表わす判読指標を考えるとき、下方侵食を表わす方法として河床変動量 (FV) によって平均河床変動高 (α) を、側方侵食を表わす方法として流れの偏流度 (S) によって平均河床偏流長 (β) を同時に考えることにした。すなわち、偏倚度 (DD) については、

$$DD = \alpha \cdot \beta \dots\dots\dots(6)$$

とした。

i) 砂防施設の配置と偏倚度の低減

図-25には、模型実験における各ケース別の偏倚度低減度{(無施設時の偏倚度-砂防施設配置時の偏倚度)/無施設時の偏倚度}の変化を現わしたものである。4つのケースいずれも砂防施設の配置により偏倚度が低減されているのがわかる。ここで、施設時の全河道平均偏倚度がケースIとIII(0.08ℓ/sec)では3.13、ケースIIとIV(0.17ℓ/sec)では4.58であるが、砂防施設を全区間に配置することに伴う偏倚度の低減度は、ケースI(0.67, 低減度:0.79)とII(1.23, 低減度:0.73)の場合が、ケースIII(0.96, 低減度:0.69)とケースIV(1.71, 低減度:0.63)の場合より高い値を表わしている。すなわち、砂防施設の形状による偏倚度の低減度は、放水路の幅が大きいほうが小さいものに比べより効果的であることが認められる。

ii) 河床微地形の判別指標

実地溪流の土砂移動コントロールのための砂防計画は、不安定土砂の量的および質的把握と、移動可能土砂に対する砂防施設の構造および配置についての検討が行なわなければならない。しかし、砂防学の対象となる河床土砂は、その構成物質の性質や形態は非常に複雑であり、とくに、集合運動の規則性についてはまだ十分に解明されているとはいえない。

したがって、荒廃溪流における移動可能土砂の特性を明らかにし、砂防施設の相互関連性を重視した配置方法を含む合理的な砂防計画を立てるために、河床土砂の移動による河床微地形変化の現地情報をなんらかの指標によって判読する必要がある。以前から荒廃溪流の微地形に対して、その場所に分布している樹木^{4,5,124)}、石礫^{30,63,102)}などによりその地域の歴史的意味と空間的關係を判別し、防災対策の基礎資料にしようとする研究が行なわれている。本研究においても、いままで検討してきた曲流部での河床変動に、もっとも影響するのが流れの偏流現象であることと、砂防施設を配置することによって、曲流部の洗掘を中心とする河床変動または流路幅の拡大に伴う堆積域の拡大などが確認された。

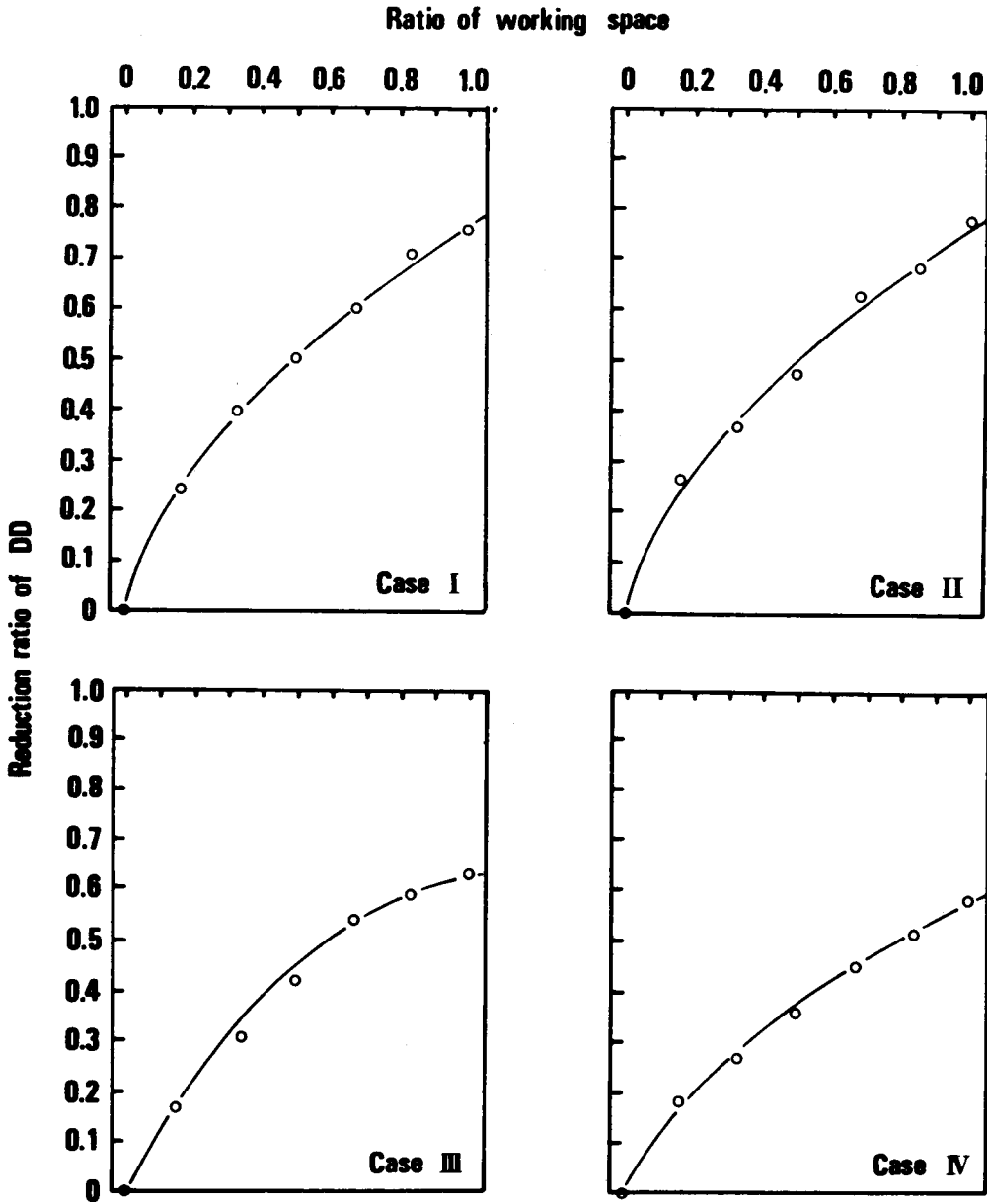


図-25 偏倚度の低減

Fig. 25. Reduction of the DD (Degree of deflection)

図-26には、模型実験における無施設と砂防施設を配置した場合の偏倚度 (DD) と曲流河道における河床変動量 (FV) および堆積域 (AD: Area of deposit) の拡大に対する関係を表わした。図-26でわかるように、偏倚度と河床変動量および堆積域との関係は、偏倚度が低減されることによって河床変動量は低減したが、逆に堆積域は増加することが確認される。すな

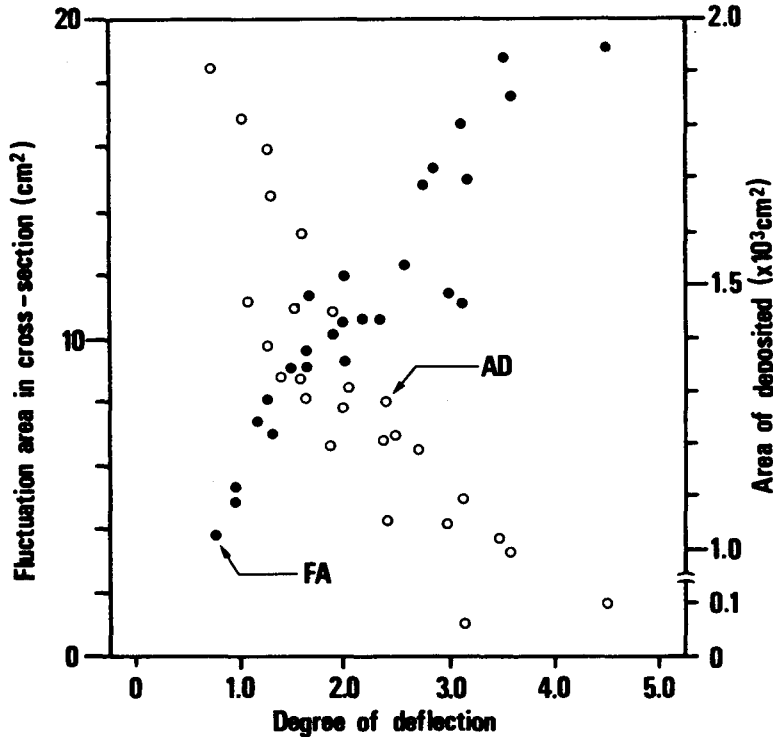


図-26 横断面変動および堆積域の拡大と偏倚度

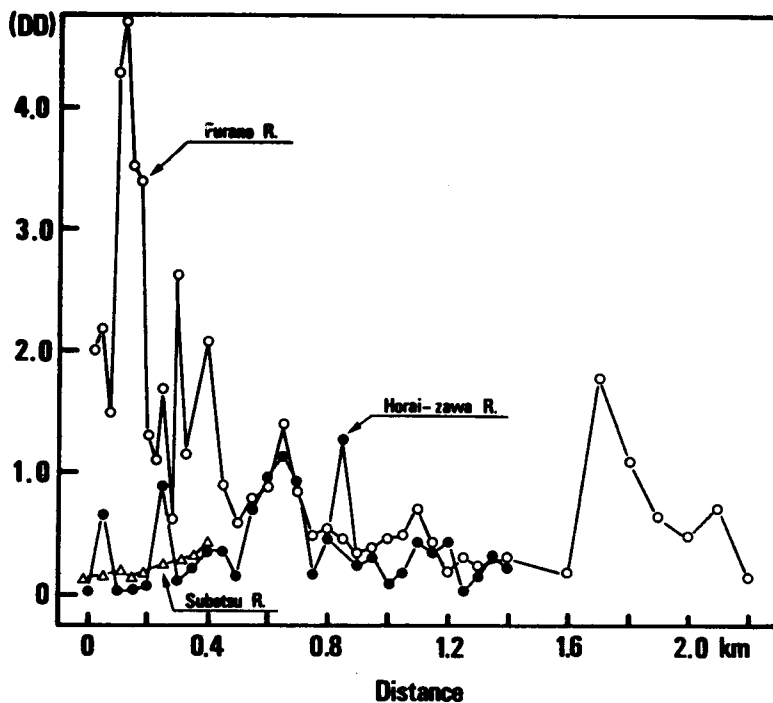
Fig. 26. FA (fluctuation area in cross section) and AD (area of deposited) according DD (degree of deflection)

わち、砂防施設配置区間長が増加することによって、河道内の移動土砂量が低減されるのはもちろん、移動した土砂も堆積域の拡大により分散堆積された。これは、偏倚度が曲流部での流れの特性である偏流現象を代表する平均河床偏流長と河床変動量を代表する平均河床変動高との関係を有効的に表わしており、河床微地形の評価に際しては有効な判読指標であることを意味する。

2. 判読指標の現地適用

土砂移動によって形成されている河床面は、不安定な状態であるほど河床面の縦・横断面起伏度が大きい。実地溪流においては局部的土砂移動の繰り返しにより段丘状の地形を呈しているが、とくに曲流部を中心とする区間では、その形態が非対称を呈している場合が多い。これは、流れの偏流現象によるもので、河床変動が激しく行なわれている場所であるほど兩岸あるいは側岸を中心として流路が形成され、河床面の非対称が著しく現れる。

図-27には、自然状態下の富良野川 (SP 15,025~SP 17,400 区間) の上流 2.2 km、宝来沢 (SP 500~SP 2,000 区間) の中流 1.5 kmと、低ダム群が配置されている須部都川の S 字型河道 0.4 km 区間における偏倚度 (DD) の分布状況を表わしたものである。偏倚度は前式 (4), (5), (6) を用いて計算した。



図—27 実地溪流における偏倚度の分布
 Fig. 27. Distribution of degree of deflection.
 (Furano R., Horaizawa R. and Subetsu R.)

まず、各河川における偏倚度の分布状況を見ると、富良野川では SP 15,100～SP 15,300 区間と SP 16,900～SP 17,000 区間の偏倚度が高く、SP 15,800～SP 16,800 区間は比較的低い。宝来沢では SP 1,100～SP 1,250 区間と SP 1,350～SP 1,500 区間が高く、SP 650～SP 750 区間、SP 1,550～SP 1,600 区間と SP 1,800～SP 1,850 区間が低い。須部都川では全調査区間において極めて低い分布を示している。以上の現象を各河川における河床面状態と比較してみると、拡幅部でなお流路が片寄って形成されている区間では高い値を示しており、狭さく部で土砂の堆積がほとんど見られない区間では極めて低い値を示している。すなわち、土砂の移動が活発に行なわれている堆積域では偏倚度が高く、流下域では偏倚度が低い。また、各河川別に比較して見ると、不安定土砂が多く分布して毎年のように土砂流が発生している富良野川が、比較的土砂移動が少ない宝来沢と須部都川より高い値をしめており、低ダム群の配置により河道が安定している須部都川では極めて低い値を示している。すなわち、この偏倚度が河床微地形の評価に際しては有効な判読指標であることが実地の河川においても確認された。

V. 河道整備

1. 河道整備の必要性

人間の生活圏が海岸から大河川の沿岸へ、さらに山麓や山腹に接近するにつれて、海岸線

の平坦地や河川沿岸地に発生したこれまでの水害と異なって山くずれ、地すべり、土石流などの土砂災害が拡大してきた。すなわち、潜在的には常に発生の危険性をもっていた水害あるいは土砂害は、開発によって災害の発生確率がより高い立地条件をもつ地域に人間の生活場が集中してきたためその発生が加速され、家屋の埋没や倒壊・人命の損失など悲惨な災害が多くなった。

このような斜面崩壊や山腹裸地侵食から土砂が河床へ供給され、流水が増加すると土石流形態となって移動し、さらに河道内の乱流にもなって再移動する。従来、河川工学では緩勾配水路の常流について時間的推移としての理論的研究などが行なわれている。しかし、砂防工学で対象とする荒廃溪流は河川工学で対象とする河川とは違って不確定因子が多く、急勾配の砂礫河川を対象としており、流水も激しい乱流・偏流の非定常な流れを有する不安定な河道について論じなければならない。換言すると、河川工学は流水を中心として論じるものであるが、砂防工学は流水の運動はもちろんその運動に影響する空間要素に動的な意味を与えなければならない。以上の現象を、地形的側面で見ると、単に地表の自然侵食輪廻にすぎないのであるが、災害防止という社会的側面で見ると、その多様性を軽視した画一的な対策を求めることはできない。

山地溪流の河道は、水などの移動物質が運動する空間である。したがって、移動物質を安全にかつスムーズに流下させるためには、河床や河岸を整備しなければならない。本来、流水は流下性を持ち、重力作用によっておのずから低い方へ移動する。また、土砂は地形的条件（たとえば流路幅の拡大、勾配緩和など）によって一時的に停止して堆積したり、豪雨時の増水による外力作用が地形条件を上回るときには再び再移動を繰り返す。したがって、河道内の土砂が移動しないようにするためには、その堆積域を流水が通過しないようにするか、またはオーバー・フローさせ、土砂と水を分離させることが必要である。

流水の土砂移動に対する影響力を低減させる方法としては、土砂の移動を開始させないか、または移動を開始した土砂を成長させず、地形条件による減殺効果を利用して安定的に停止させることが考えられる。河道に堆積した不安定な土砂を移動させないためには、流水をなるべく広く浅く流下させることによって、掃流作用による河床の洗掘を防ぐことが必要である。こういった点で、砂防施設を河道内に有機的に配置すると、河床変動は低減し、乱流や偏流がコントロールできる。つまり、水と土砂を分離させることにより、相対的な安全区間が出現することになり、それには低ダム群などの低い砂防施設が効果的である。

低ダム群は現在の河床を維持するために施工されている構造物であるが、この場合の「現在」というのは、どのような意味を持っているのであろうか。もともと河床は豪雨などにより増水すると、もとの姿は消えてしまう。この面で現在の河床は、過去の河床から地形的に変化してきたものであり、これからも変化していくものでもある。このように絶えず変化していく河道内には植生が侵入していない裸地がある反面、植生が侵入している場所がある。すなわち、

侵入している植生によりその場の歴史的な経過について把握することが可能である。

また、河道内で起きる地形的変化は自然の状態では固定しにくいものであり、上流域からの移動土砂量によって位置のおよび形態的に変化する。そこで、土砂移動による河道内の現在の河床形態を維持するために施工される低ダム群の機能についてみると²⁹⁾、

① 洪水後の河床を、一応その河道の安定相とみると、床固工とは自然条件にさらに人為的に安定した立体空間を創造するための **temporary base level** であるということが出来る。

② 河床は平常水によって、漸次洗掘されるものであるが、床固工が群として構成されると、侵食抵抗体が形成され、乱流や偏流は抑制される。また必然的にその施工区間からの流出土砂は少なくなる。

③ 上流からの流出土砂がある区間でカットされると、その下流部の河床では洗掘が著しくなる。したがって、流域全体の河床を安定させるには、相対的下流側に、あらかじめ侵食止めの床固工か帯工を設置しなければならない。この場合も床固工や帯工が群構である方が確実な効果が期待される。

④ 水は連続的に流れるが、土砂は不連続的に移動する。したがって、河床の安定には両者の運動を妨げることのないようにしなければならない。つまり、土砂移動をいっそう不連続なものとし、水の流れはきわめてスムーズな形になるようにしたいのである。そのためには、横工の天端があまり突出しないようにし、タテ方向の効果よりも、ヨコ方向の効果を採用する方が有利である。低構造の横工は、周辺の自然地形や人工空間に、急激な変化をあたえるものとはならないから、その配置を吟味することにより、新しい河道を創造することができるのである。

2. 河道の安定区間と植生侵入

流水を安全に流下させるためには、なるべく広く流路を確保しながら流れるようにするのが必要である。しかし、自然状態の溪流の場合は流れの偏流現象により旧堆積物や溪岸が侵食され、ますます横方向に偏流する傾向が強くなる。流れの偏流により流路が両岸に片寄って形成されると、流れの偏流現象の影響を受けなくなった地域には砂洲が形成され、植生の侵入が始まる。

植生が侵入している河床堆積地の存在は、当然のように流下幅を小さくすることによって流積が減少される。したがって、実際の溪流幅が広くても、豪雨などにより増水した場合にはある一定の幅にしか流下幅が確保されず、流水の偏流現象による溪床および溪岸の侵食が発生し、その下流域に新しい堆積地を造り出すという過程を連続的に繰り返す。これまで経済的な土地利用の一方法として、護岸工事によって流下幅を確保するように縦工を中心とする事業が行なわれているが、実際問題になるのはいったん偏流した流路が元の位置にもどることはあまり期待できない。したがって、与えられた河道幅を増水時にはフラットに流下させるのが重要と考えられる。

河床変動が行なわれている場所では、土砂の移動を考慮した流水の処理を検討しなければならない。堆積地が形成されている場所は、上・下流に比べ相対的に河幅が広いところであり、土砂移動が発生しやすい場所でもある。また、ときによっては河床変動の繰り返しにより、場所によっては流路が狭くなる場合もあるところである。

河床変動が激しい場所である堆積地において長期間にわたって安定した河道を維持するのは極めて難しいことである。すなわち、一時的に安定している堆積地に植生の侵入が始まり、その植生により占められる地域が時間の経過に伴って固定化すると、増水時には流水の通過を妨げるようになる。自然状態の河道は、このような傾向が強いので一時的に安定した区間もまもなく河床変動が起きるようになる。このような意味で、不安定な河道内の堆積地を安定化し、堆積地への植生侵入による流下幅の低減を防ぐためには、まず不安定な河道に低ダム群を配置することによって、流れの偏流現象による河床の局所変動を防止し、増水時には流れが安全に流下幅を確保させ、流れの中心が両岸に偏流することなく、流路幅いっぱいには流れるようにしなければならない。こうなると、出水が少ない時期に侵入していた当年生の植生は夏期の増水時に流路が確保された場所では成育できなくなる。すなわち、低ダム群の配置により流水を分散させ、局所洗掘を防止するのはもちろん両岸には安定した空間を造成し、植生の侵入による両側河床面の安定化、また流下幅になっている部分では流水をフラットに流下させ毎年の増水により植生侵入を防止し、流下幅が確保されることが期待できる。

単に植生の存在や樹木固体の物理的作用に期待するよりも、河道と生活空間の接触を緩和させる役割に期待することである。

3. 遊砂地の効用

土砂流が拡幅部から狭さく部に押し込まれると、反発力が作用して渦流のように運動し、逆に狭さく部から拡幅部に誘導されると、土砂と水が分離され土砂は運動を停止して堆積し、水だけが流下する。したがって、低ダムを群的に配置すると、土砂が水平方向に浅く広く堆積されると同時に流水の安全な流下を期待できる。しかも、土砂流の性質に逆らわないし、施工場所の堅固なダムサイトを必要としないため、地すべり地帯、火山山麓の扇状地、沖積層においても施工が可能である。

本来、はげ山・崩壊地・荒廃移行地・山くずれ危険地などに行なわれている山腹工や床固工、帯工などは現在の地盤あるいは河床を固定することを目的として施工されるものであり、決して移動土砂を抑止しようとするものではない。したがって、流域内の空間関係を十分に考えたうえで、摩擦熱および運動エネルギーを低減させるように床固工を群的に配置し、人工的安定区間をなるべく確保するように計画しなければならない。この場合の砂防施設は、放水路幅を狭くし、施設の落差を大きくすることは安定区間の確保面では望ましくない。前章でも述べたように放水路幅を広くすると、増水時に流路幅が確保され、土砂が拡散されると同時に水が分離され、水が下流に安全に流下される。

とくに沖積扇状地は、最近の土地利用の濃密化に伴い、人間の直接的な生活する場ともなり、少量の土砂流出にも土砂災害を受けやすくなっている。土砂災害が発生すると、上流部に治山・砂防工事がおこなわれ沖積扇状地を保護するための対策が樹立され、土砂による災害を低減しようとする事業が行なわれる。しかし、扇状地上流部の砂防施設によって貯砂できない余剰土砂や砂防施設の配置によって逆に発生する土砂は、人間の生活空間に不都合をもたらすようになる。すなわち、砂防施設は土砂移動に対して時間的、空間的に抑制することには限界があり、下流域への土砂流出を防止する空間の確保が必要となる。

以上のように、砂防施設が施工されている区間を越流する土砂に対しては、下流域に広い遊砂地を設け、積極的に排土する必要がある。そして、この遊砂地を通過した土砂は下流域に安全に誘導しなければならない。

4. 都市砂防への適用

1960年代からの急速な都市進展と流域開発の進行は、従来の土地がもっていた保水・遊水機能を低下させ、河川への流出時間の短縮化と都市内の舗装化に伴う流域の洪水時の河川への流出量の増大をもたらしてきた。すなわち、河川の上流部にある山地や丘陵地の開発により、従来山林原野で覆われ保水能力をもっていた場所が建物や道路になり、地下浸透性を減少させると共に、流域の保水能力を減少させるため、豪雨量に対して流出率が以前より増大し、排水路が整備されるのに伴って洪水到達時間の短縮をもたらし、そのためピーク時流量は一層増大するようになってきた。また、不安定な扇状地の地盤固定により、定住地域が拡大すると共に、上流からの流出土砂は定住住民を脅かす原因となり、それに対する予防策が求められるようになってきた。このため都市河川は、短時間に集中的に降るいわゆる集中豪雨と小規模の土砂流出に対して極めて脆弱な体質となっており、また、都市河川周辺には人口・資産が密集していることもあり、一度水害および土砂害が発生するとその被害は従来に比べ、大規模化しつつある。

以上のような都市河川における水害および土砂災害の発生は、多方面での都市機能が麻痺され地域住民の生活営為に重大な支障をもたらすのはもちろん、集積されている資産に直接・間接に損害を与え、さらに生産活動の鈍化ないしは停止による経済的大打撃を与えるようになる。その典型的な例が都市域の中小河川における水害および土砂災害である。

河川空間については、整備しようとする立場と自然環境の保全を図ろうとする立場があり、この両者の調和が必要となるが、この調和にあたっては、河川特性を生かした利用が基本前提となる。このため、長期的展望に基づき、河川特性を生かした全体として秩序のとれた空間計画を策定することが必要である。とくに最近、都市周辺山地においては無計画な土砂の採取、宅地の開発により山地が著しく荒廃し、土砂害の発生が憂慮される状況にあるので、これらの地域については宅地造成などの規制の強化を図るとともに、保全林や砂防指定地の拡大ならびに監視の強化、管理規定の整備など管理面の強化を図る必要がある。すなわち、このような状

況に対処するためには、浸水対策施設および土砂害対策施設の整備の促進を図るとともに、流域内の保水・遊砂機能などの保全を図り、出水時には的確な情報伝達に基づく住民自らの防災対策の実施が重要な課題となっている。しかし、過密化している大都会ではその改善が容易ではない。

砂防工事の対象区間は、一般的に山地部が多いが、最近では都市進展により都市区域もしくはその周辺地域においても環境整備の要望が強まり、地域の進展状況を判断し、土砂災害の危険性の少ない溪流区間において砂防設備周辺の整備を併せ、砂防指定地の管理にも資するために1975年度より砂防環境整備事業⁷⁴⁾が補助事業として開始された。砂防環境事業の実施にあたっては、流域の特性を十分に踏まえたうえに、それぞれ個性を生かした計画実施が必要であり、今後の事業実施にあたっては極力画一化を避け、それぞれ地域に相応し「水と緑のオープンスペース」¹²⁵⁾を確保するために事業を展開して行かなければならない。その事業の具体的内容^{58,59)}としては、①低水路の整備、②高水敷堆砂地の整正、③階段、管理道、防護柵などの設置、④砂防上必要な部分の緑化などがあげられる。

都市河川は水と土砂が流動する区間であるので、洪水と土砂の被害から地域を守ることが重要な役割であり、その他に、上水・工業用水の供給あるいは水産、航運などの多くの役割がある。また、これらの効果とは別に、河川は緑と清らかな流れを有し、人間に安らぎと憩いの場を与えるものである。河川には治水・利水に見られるハードな流水機能と潜在的なソフトな親水機能があると考えられる。

広い水面と多様な水の流れを有効に活用し、安全に流水に親しめるよう親水護岸・親水施設を配置するなど、親水性の向上について積極的に取り組むべきである。また、水面の効果利用についても積極的に図っていくべきである。このため、治水上支障がない範囲で、低水護岸については階段式護岸、緩勾配護岸などの親水護岸の採用を積極的に図ると共に、低水時には水遊び場を積極的に配置する必要がある。

都市河川への親水を図るためには、草刈りやゴミなどの投棄物処理を徹底して行なうことは重要である。堤防をきれいにしておけば、ゴミを棄てるのも気が引けるであろうし、堤防天端をサイクリング道路にしておけば、監督の視線も増えてなおさらゴミは棄てにくくなるのに違いない。しかし、根本的には河川沿岸に住んでいる住民はもちろん、河川に関係あるすべての人が、河川とは汚水を流すところ、ゴミを棄てるところではなく、自分の住んでいる大切な環境の一つであるとし、河川を美化、愛護して気持ち良く利用する考えを持たなければならない。

結 言

実地河川における現在の河床面は、過去から現在に至るまでの流水および土砂などの移動による地形的変化の痕跡としてできているものであり、またこれからも変化していく場所であ

る。とくに、山地溪流において広範囲に分布している曲流部では、長期間にわたる土砂移動が繰り返された結果として河床面起伏が複雑となり、流水の偏流現象による側岸侵食および局所洗掘が発生しやすい場所である。しかしながら、土砂害の防止・軽減を目的とする砂防事業は、曲流部での河床変動を抑制することは困難視されてきた。

本研究は、土砂移動頻度の高い富良野川と、生活・生産場と密接な係わりを持っている発寒川および宝来沢、S字型の河道に低ダム群が施工され比較的河道が固定されている須部都川を選んで、各河川における曲流部を中心とする区間の微地形変化の特徴と砂防施設の配置効果について検討を行なうと同時に、模型実験によりその適用性について検討した。すなわち、曲流部における河床微地形の発達機構や砂防施設配置による河道固定効果に対して、曲流部を中心とする土砂生産の抑制に対する立体的変化と流路および堆積域の拡大による安定河道造成の空間的效果について検討した。また、河道整備の構想と都市砂防への適用についても検討を行なった。

曲流部における砂防工法の基本原則は、流水の偏流現象による側岸の洗掘防止と河床面の固定である。同時に上流からの土砂流出に備えて、人工的な土砂受容空間を確保しておかなければならない。

曲流部を中心とする拡幅部の地形的特徴および河床変動の位置的分布・歴史的変化などが調べられ、土砂移動に対する防災施設の影響と土砂害の地域性が時間的および空間的に明らかにされなければならない。曲流部における土砂移動の特性を解析し、砂防工事の効果を判定し、防災対策の推移を検討することにより、土砂の処理方法と砂防施設の配置計画が具体化されることになる。そして、砂防施設を群的に配置した防災空間を設定し、流域特徴に合う土地利用計画に組み込むことが土砂害の予防にもつながり、曲流部を中心とする河道の安全性をより確実にするのである。

摘 要

実地溪流内で発生する土砂災害の防災対策の計画を立てる場合、まず最初に検討しなければならない問題は、対象とされる地域で発生する河道内の微地形的变化や防災施設配置によって期待される河道固定を予測することである。したがって、山地溪流における移動可能土砂の時間的な性質を明らかにし、砂防施設の相互関連性を重視した配置方法および工種を含む合理的な砂防計画を立てるために、河床土砂の移動による河床微地形変化をなんらかの指標によって判読する必要がある。

このために、実地溪流において行なわれている河床微地形変化の特性と砂防施設の配置効果を把握し、次に模型実験によってその有効性を確かめ、低ダムの群的配置により曲流部の河床微地形が呈する問題に対する防災的效果について検討した。結果は次のとおりである。

- 1) 実地溪流では流水の偏流作用により非対称形の河床面を形成する。とくに、曲流部を

中心とする拡幅部では土砂移動の繰り返しの痕跡として段丘状の河床面を呈しており、河床面の非対称度合が荒廃度を示す指標であると考えた。

2) 河道内の過去の土砂移動の時間情報を知る指標としては河道内に侵入している同齢林の樹齢によって把握できる。したがって、調査対象溪流における河道内の堆積地の同齢林分の樹木年輪数から河床変動年代および安定期間を推定したが、約100年前までの河床変動史を把握するのが可能であった。

3) 実地溪流において把握した曲流部の流れの偏流現象による河床面形成過程の基本機構と砂防施設の配置により期待される効果を詳細に検討するため、S字型の模型水路を用いて実験を行なった。

4) 河床変動の測定は、水平な基準線から横断面における変曲点までの河床変動高を測定し、横断面変動量 (FA; Fluctuation area in cross section) とした。また、河床変動を立体的に表現するために、測線区間内の河床変動量 (FV; Fluctuation volume) を求めた。

5) その結果、無施設時においては直線の流れと異なり流れの遠心力のため、河岸に偏流して側方を侵食し、河岸部の局所洗掘のために左右非対称の形をとることが確認された。すなわち、流れの中心線と測線との交点が河床横断面のどの位置に存在するかを検討し、交点と河道中心線からの距離の偏差 (y) と河道半幅 (b) の関係、すなわち y/b をその測線の偏流度 (S ; Sinuosity) を提示した。

6) 全河床区間に低ダムを群的に配置すると、曲流部において局所洗掘を引き起こす偏流現象による流れに対して、ダムが水と土砂を分離して堆積を促進すると同時に流下水を分散させ、流れのエネルギーを低減させる。これによって流水は側岸に偏流することなく、流心が河道中心線に沿って流れるようになる。

7) 河床面形態および河床変動の位置的变化を見ると、無施設時の実験終了後の流路は第1カーブおよび第2カーブでそれぞれ左・右岸に片寄って形成されており、全河床面が洗掘域になっている。低ダムを群的に配置すると、ほぼ全河床にわたって堆積域が出現されており、また洗掘域は極めて低減される。河床変動の位置は縦断的には上流部の一部分を除いて全区間にわたって均等に变化しており、横断面的には側岸に片寄った変化は見られない。

8) 以上の実験結果から低ダムの群的配置が河床微地形に及ぼす影響は、曲流部の局所洗掘防止、流路幅と堆積域の拡大などによる河道固定によるものと考えた。

9) 自然状態下の曲流部の局所洗掘現象は、2次流が側岸に著しく偏流し、その結果一般的に側岸を中心とする凹部分に局所洗掘が行なわれる。従来より護岸工・水制工などを施工してきたが、2次流による河床変動を防止するためには、まず偏流現象を処理しなければならない。模型実験により低ダムを全区間に施工 ($L'/L = 1$) すると、横断面変動は低減された。また、砂防施設形状については、放水路幅が大きい方が小さい方より横断面変動低減率が高く、給水量が多い場合にその効果率が高くなることが確認された。

10) 河道内の移動土砂が堆積するためには、堆積する空間が必要条件であり、堆積土砂が安定する条件としては、掃流力が減少し堆積土砂の再移動し難い流路の確保が必要である。模型実験では同一条件において砂防施設を配置することによって無施設時の流路幅のほぼ1.5倍が確保された。また、堆積域に対する砂防施設配置効果は、砂防施設施工区間長の増大に伴ってその増大が確認された。砂防施設形状による堆積域の拡大効果は放水路幅が大きい方が小さい方より極めて効果的であった。

11) 砂防施設の配置による曲流部の河道固定を把握する際の河床変動判読指標としては、下方侵食を表わす方法として平均河床変動高 (α) と側方侵食を表わす方法として平均偏流長 (β) を同時に考えることにした。すなわち、河床微地形変化の新たな判読指標として偏倚度 (DD: Degree of deflection) を提起した。

12) 偏倚度は、横断面起伏が大きいほど、またその形態が非対称であるほど値が高くなる。模型実験では、砂防施設の配置による偏倚度の変化は施工区間長の増加により低減した。また、砂防施設形状の相違による効果率は、放水路が大きいほどより効果的であった。

13) 実地溪流における偏倚度の分布状況を分析してみると、土砂移動が毎年のように発生している富良野川では極めて高く、次に宝来沢となり、低ダム群の配置により河道が安定している須部都川では極めて低い。また各河川の区間別分布状況を見ると、曲流している拡幅部で不安定土砂が多く分布している区間では極めて高い値を示している。すなわち、偏倚度が河床微地形の判読に際しては有効な指標であることが実地河川においても確認された。

14) 9)、10)、12)より砂防施設形状の相違による河道固定に対する効果は、砂防施設の施工区間長と放水路幅が大きいほど効果的であり、実際に砂防施設を施工する場合は砂防施設を群的に配置することと放水路幅を大きくするのが望ましいと考えた。

15) 低ダムの群的配置は、現在の河道を固定すると同時に、上流から移動してくる有害土砂を処理する遊砂地としてもその空間的效果が現れる。少量の土砂移動によっても被害を受けやすい都市河川では、増水時に河道幅を有効に利用するように、また偏倚度が低い河床面を維持しなければならない。

16) 本研究の結果は都市砂防にも適用できる。土地利用が濃密になるにつれて、防災空間の先取りが摘要であり、自然の営力としての微地形形成と砂防施設の投入による微地形変化との整合性は、一方で都市のオープンスペースとしての効用を持つことになると考えられる。

参考文献

- 1) 阿部宗平・鈴木活之：流路工の湾曲部における実験的考察，土木技術資料，25-3，117～122，1983
- 2) 阿部宗平・鈴木活之：流路工における湾曲部の局所流掘防止対策に関する実験的研究—ベン工の効果—，土木技術資料，25-12，762～767，1983.
- 3) Anderson, H. W. and Trobitz, H. K.: Influence of some watershed variables, Jour. For. 47, 34～356. 1949.
- 4) 新谷 融：荒廃溪流における土砂移動の痕跡，新砂防，69，19～26，1968.

- 5) 新谷 融: 荒廃溪流における土石流移動に関する基礎的研究, 北大農演研報, 28-2, 193~258, 1971.
- 6) 新谷 融: 溪床土砂の移動過程調査の方法, 新砂防, 83, 6~13, 1972.
- 7) 新谷 融: 札幌市寒寒川における扇状地形と河川流路の変動, 日林北支講, 22, 208~210, 1973.
- 8) 新谷 融・吉田 勇・橋本喜次・坂本知己・南 哲行: 有珠山大有珠川における流出土砂の組成とスリットダムの効果に関する考察, 北大農演研報, 39-1, 95~125, 1982.
- 9) 旭川土木現業所: 昭和 55 年度富良野川砂防工事の内基本計画調査報告書, 1980.
- 10) 旭川土木現業所: 昭和 55 年度富良野川砂防工事の内土砂移動調査報告書, 1980.
- 11) 旭川土木現業所: 昭和 60 年度富良野川砂防工事の内土砂移動調査報告書, 1986.
- 12) 浅野富夫・Odgarrd, A. J., and Kennedy, J. F.: わん曲部局所洗掘防止対策としてのアイオワ式ベーン工法, 土木技術資料, 26-2, 64~68, 1984.
- 13) 芦田和男・高橋 保・新井宗之: 土石流の調節制御に関する研究(2)-流路湾曲部における土石流の流動-, 京大防災研, 24-B-2, 251~263, 1981.
- 14) 全 権雨・酒谷侑典・新谷 融・東 三郎: 韓国迎日地区における林地荒廃と砂防対策, 日林北支講, 32, 252~254, 1983.
- 15) 全 権雨・新谷 融・東 三郎: 曲流部における流れの偏倚現象に関する実験的研究, 日林北支講, 34, 199~201, 1985.
- 16) 全 権雨: 曲流部の河道固定に関する実験的研究, 北大農演研報, 44-1, 231~244, 1987.
- 17) 土井 功・右近則男: 昭和 58 年 7 月豪雨による島根災害について, 新砂防, 36-2, 39~43, 1983.
- 18) 遠藤泰造・鶴田武雄: 植生および侵食からみた崩壊斜面の推移とその緑化に関する研究, 林試北支年報 1965, 157~168, 1965.
- 19) 橋本幸一郎・宮下進治・長崎信次郎: 火山性荒廃地の土石流防止に関する研究-羊蹄山真狩ボチノ沢における 1961 年豪雨時の土石流について-, 北大農演研報, 21-2, 465~477, 1962.
- 20) 東 三郎: 年輪に刻まれた地すべりの歴史, 林, 162, 8~19, 1965.
- 21) 東 三郎・村井延雄・新谷 融・藤原滉一郎: 地すべりに関する樹木年代学考察, 新砂防, 56, 22~23, 1967.
- 22) 東 三郎: 山腹崩壊の前兆と異常年輪, 北海道林業試験場報告, 6, 19~39, 1968.
- 23) 東 三郎: 流動土砂の分散処理に関する考察, 新砂防, 22-3, 1~16, 1970.
- 24) 東 三郎・藤原滉一郎・新谷 融・村井延雄: 樹木年代学からみた地すべり地の推移, 北大農演研報, 28-2, 339~419, 1971.
- 25) 東 三郎: 沖積扇状地の土石分散工法に関する研究, 北大農演研報, 30-2, 233~295, 1973.
- 26) 東 三郎: 須部都川治山工事の新工法と評価, 治山, 20-5, 107~113, 1975.
- 27) 東 三郎・新谷 融・小野寺弘道: 有珠山噴火に伴う地表変貌と土砂害防止に関する研究, 有珠山噴火と環境変動, 北海道大学, 87~99, 1978.
- 28) 東 三郎: 地表変動論-植生判別による環境把握-, 北海道大学図書刊行会, 280 p, 1979.
- 29) 東 三郎: 低ダム群工法の原理と効用に関する実証的研究, 文部省科学研究費補助金試験研究(2), 270 p, 1980.
- 30) 東 三郎: 石れき指標に関する砂防学的研究, 北大農演研報, 40-1, 197~227, 1983.
- 31) 北海道開発庁: 昭和 52 年度北海道特定開発事業推進調査-有珠山噴火による流出土砂の防止対策に関する調査報告書一, 1978.
- 32) 北海道開発局旭川開発建設部治水課: 冬期間の河川空間利用, 河川, 475, 38~43, 1986.
- 33) 北海道開発局石狩川開発建設部: 豊平川砂防事業の内小川(宝来沢)観測調査業務報告書, 1982.
- 34) 北海道開発局石狩川開発建設部: 豊平川砂防事業の内薄別川土砂処理計画調査報告書, 1982.
- 35) 北海道開発局石狩川開発建設部: 昭和 57 年度豊平川砂防事業の内砂防施設計画調査業務報告書, 1982.
- 36) 北海道開発局石狩川開発建設部: 昭和 58 年度豊平川砂防基本計画検討事務報告書, 1984.
- 37) 北海道開発局石狩川開発建設部: 昭和 59 年度豊平川砂防基本計画検討事務報告書, 1985.
- 38) 藤田裕一郎・村本嘉雄・宮坂裕文: 河川における側岸侵食, 京大防災研年報, 26-B-2, 427~444, 1983.
- 39) 福岡捷二・山坂昌成・竹内 聡・古屋 晃・永納栄一: 湾曲流路の側岸侵食, 第 27 回水理講演会論文集, 721~726, 1983.
- 40) 市川 新: 都市河川の親水性を求めて, 河川, 435, 38~41, 1982.
- 41) 池谷 浩: 土砂流出の実態と砂防ダムの効果, 新砂防, 88, 28~33, 1973.

- 42) 池谷 浩：昭和51年9月18日台風17号豪雨による小豆島土石流災害に関する一考察，新砂防，29-4，24~28，1977.
- 43) 池谷 浩・米沢谷誠悦：有珠山西山川流域における土砂移動について，新砂防，32-2，22~27，1979.
- 44) 池谷 浩：島根における土砂災害とその対策，河川，447，31~35，1983.
- 45) 池谷駿介：移動床河川の湾曲部における二次流と動的横断平衡河床について，土木学会論文報告集，229，55~65，1974.
- 46) 稲見悦治：都市の自然災害，古今書院，260p，1976.
- 47) 井上千良：小豆島の山地災害，治山，21-8，8~9，1976.
- 48) 石橋秀弘：最近の土砂調節ダム，水利科学，22-5，57~75，1978.
- 49) 石崎 澤：1981年8月北海道における2回におたる大雨などによる災害について，水利科学，25-5，76~91，1981.
- 50) 門村 活：有珠山における泥流災害とその対策に関する研究，文部省科学研究費自然災害特別研究成果，1982.
- 51) 門村 活：地形プロセスの人為的改変にまつわる諸問題，地形，3-2，97~106，1982.
- 52) 門村 活・武内知産：地形改変研究の動向—その展望—，地理学評論，56-4，199~222，1983.
- 53) 加曾利義雄：海岸砂地における河流浸食に対する護岸編柵の施設に就て，日林誌，17-7，50~62，1935.
- 54) 川上 活・斎藤 豊・荒木正夫・寒川典昭・小林 詢・阿部広史：昭和56年台風15号による宇原川土石流の発生原因と流下形態，新砂防，35-1，53~61，1982.
- 55) 川上 活・島 坦・吉沢孝和：昭和60(1985)年長野市地附山地すべり報告，土木学会誌，70，69~77，1985.
- 56) 川口武雄：森林の土砂流出に及ぼす影響の解明方法の示唆，林業技術，124，9~13，1952.
- 57) 建設省河川局：都市河川と美化について，河川，235，28~34，1966.
- 58) 建設省河川局治山課：大都市周辺における中小河川対策について，河川，247，14~16，1967.
- 59) 建設省河川局都市河川対策室：都市河川総合整備事業の構想，河川，400，5~9，1979.
- 60) 金 永模：横工の土砂拡散機能に関する実験的研究，新砂防，34-4，20~25，1982.
- 61) 金 永模：溪流砂防の工法に関する基礎的研究，北大農演研報，40-1，49~99，1983.
- 62) 吉川秀夫・池田駿介・北川 明：湾曲水路の河床変化について，土木学会論文報告集，251，65~75，1976.
- 63) 木村正信・綱本皓二・市岡三明：河床礫の粒径特性からみた扇状地の土砂移動，岐大農研報，45，67~75，1981.
- 64) 木村正信・綱本皓二：柏尾谷扇状地の二次侵食と土砂災害防止，岐大農研報，46，111~118，1982.
- 65) 北澤秋司・宮崎敏孝・堀内照夫：長野県西部地震における御岳崩壊の災害地質学的問題について，新砂防，38-3，12~19，1985.
- 66) 北澤秋司：1985年長野市地附山地すべりについて，昭和61年度砂防学会研究発表会概要集，164~167，1986.
- 67) 小林秀一：砂防水制工に関する実験的研究(第1報)，新砂防，16-2，25~28，1963.
- 68) 小林秀一：砂防水制工に関する実験的研究(第2報)，新砂防，17-2，27~31，1964.
- 69) 近藤 徹：河川整備の現状と課題，河川，427，19~39，1982.
- 70) 今城 久：災害地徳島を視て，治山，21-8，10~11，1976.
- 71) 熊谷才蔵・大神又三：曲流部における溢流えん堤間の洗掘に関する模型実験，九大農演報，19，48~54，1951.
- 72) Luna B. Leopold and M. Gordon Wolvan：River Channel Patterns； Braided, Meandering and Straight. U. S. Geol. Survey Prof. Paper 282-B, 44~62, 1957.
- 73) 松永季到：テトラポット—設計と施工についての考察—，治山，6-6，92~96，1961.
- 74) 森 俊勇：砂防環境整備事業，河川，476，26~30，1986.
- 75) 村井 宏・岩崎勇作：林地の水および土壌保全機能に関する研究(第1報)，林試研報，274，1~59，1975.
- 76) 村井延雄：斜面侵食防止に対する被覆工の効果，北大農演研報，21-2，487~507，1962.
- 77) 村本喜雄：開水路湾曲流の内部機構(Ⅱ)，京大防災研年報，9，525~537，1966.
- 78) 村本喜雄・坂本忠彦・吉村知司：湾曲水路の河床変動に関する研究，京大防災研年報，11-B，291~310，1968.
- 79) 村本喜雄・吉村知司：湾曲水路の河床変動に関する研究(2)，京大防災研年報，12-B，411~425，1969.

- 80) 長崎県森林保全課：昭和57年7月長崎豪雨災害について，治山，28-6，4~10，1983.
- 81) 中川武夫・堀田正史：流水の蛇行及び流路形態に対する境界の効果，第26回水理講演会論文集，45~50，1982.
- 82) 中村太士・新谷 融：土砂堆積形状と堆積空間，新砂防，35-3，9~16，1983.
- 83) Nakamura F.: Chronological study on the torrential channel bed by the age distribution of deposits, Res. Bull. Exp. For. Hokkaido Univ. 43-1, 1~26, 1986.
- 84) 仲野公章・石川芳治：昭和54年6月26日から7月2日にかけての梅雨前線豪雨によるがけ崩れ災害について，新砂防，32-3，45~51，1980.
- 85) 中野泰雄・新谷 融：フラノ川上流部における堆積土石の礫径分布，日林北支講，23，101~104，1979.
- 86) 沼沢千尋：流路工設計上の問題点，治山，18-10，15~18，1974.
- 87) 小野寺弘道・東 三郎・新谷 融・柳井清治・中野秀治：台地周辺部の土砂害と保全効果，日林北支講，29，203~205，1980.
- 88) 小野寺弘道・中野秀治・酒谷侑典・新谷 融：1981年8月豪雨による日高地方における斜面崩壊の実態と治山効果，日林北支講，30，280~282，1981.
- 89) 小野寺弘道：昭和56年8月豪雨による日高地方の崖崩れ災害について，北海道地理，56，1~6，1982.
- 90) 小野寺弘道：豪雨による斜面崩壊と林地保全に関する研究，北大農演研報，40-1，229~264，1983.
- 91) 小野寺弘道・酒谷侑典・清水 収・岡本光之：土地改変に伴う土砂災害—1983年登別号災害を事例として—，日林北支講，32，261~264，1983.
- 92) 大味新学・綱本皓二：山腹斜面の侵食に関する研究（林種及び土壌の相異における降雨加速指数と侵食量の関係について），日林誌，56，379~385，1974.
- 93) 斎藤 実・横瀬広司・青柳省吾・山田宜良：土砂災害に関する地質学的・土質学的研究(I)—7617号台風による土砂災害の特色—，香大農学報，29-61，167~175，1977.
- 94) 斎藤 実・横瀬広司・青柳省吾・山田宜良：土砂災害に関する地質学的・土質学的研究(II)—7617号台風被害地の土質特性—，香大農学報，29-61，177~183，1977.
- 95) 斎藤 実・横瀬広司・青柳省吾・山田宜良：土砂災害に関する地質学的・土質学的研究(III)—土砂災害発生要因について—，香大農学報，31-1，59~66，1979.
- 96) 笹賀一郎・藤長恭常：宝来沢扇状地堆積地における土石移動，日林北支講，22，204~207，1972.
- 97) 佐藤一夫・鈴木 博：江戸川区における内河川整備計画—都民の親しめる川をめざして—，河川，328,40~53，1973.
- 98) 瀬尾克美：日本海中部地震における土砂害について（速報），新砂防，36-2，31~38，1983.
- 99) 瀬尾克美・吉松弘行・水山高久・仲野公章・原 義章：長野西部地震に伴う土砂災害（速報），新砂防，37-4，19~22，1984.
- 100) 清水 宏：荒廃溪流における地形要素と土石の堆積，新砂防，23-1，17~22，1970.
- 101) 清水 宏：溪床堆積土砂の滞留期間と流域の土砂移動特性について，新砂防，34-3，11~18，1982.
- 102) 清水 宏：線格子法による河床礫の分布特性の解析，新砂防，34-3，27~35，1982.
- 103) 清水 収・中村太士・東 三郎：宝来沢における低ダム群の砂防効果に関する考察，日林北支講，31，249~251，1982.
- 104) 清水 収・中村太士・全 権雨：豊平川上流域における流木移動の実態，日林北支講，34，196~198，1985.
- 105) 高見俱幹・中筋章人・西本晴男・沼田 寛：昭和56年4月有珠山社管温泉川3の沢で発生した土石流について，新砂防，34-3，40~44，1982.
- 106) 高山茂美：理科年表読本一川の博物誌，丸善株式会社，237p，1986.
- 107) 田村俊知：宅地開発と自然災害，環境情報科学，9-3，37~48，1983.
- 108) 谷 勲：昭和49年7月および51年9月の小豆島連続災害について，新砂防，29-4，29~38，1977.
- 109) 谷村喜代司：河川美化はまず足元より—ゴミ投棄根絶の道を探求せよ—，河川，452，5~9，1984.
- 110) 十勝岳爆発罹災救済会：十勝岳爆発災害史，1929.
- 111) 鳥居達児：特に蛇籠の応用とクリンプ網挿入護岸について，治山，3-11，8~16，1959.
- 112) 鶴田行忠：昭和57年7月及び8月豪雨災害対策調査について，治山，28-7，21~27，1983.
- 113) 渡瀬正三郎：十勝岳の爆発と水害の原因，地学雑誌，38-45，503~513，1926.
- 114) William E. Dietrich and J. Dungan smith: Bed load transport in a river meander, Water Resources

- Research 20-10, 1135~1380, 1984.
- 115) 柳井清治・荻野 厚・吉井厚志: 1981年台風15号による札幌市野々沢川における土砂害の実態, 日林北支講, 30, 287~289, 1981.
- 116) 山口伊佐夫: 長野県西部地震にともなう山地災害の概要とその緊急的対応, 治山, 29-11, 4~19, 1985.
- 117) 山本 博・花岡正光・鈴木哲也: 北海道南西部における斜面崩壊の実態調査, 「昭和55年度8月九州および北海道南西部の豪雨災害に関する調査研究」, 文部省科学研究費報告書, 114~124, 1981.
- 118) 山本 茂: 砂礫の掃流と透過性水制工に関する研究(1), 農土研, 22-2, 1954.
- 119) 山本 茂: 砂礫の掃流と透過性水制工に関する研究(3), 農土研, 22-5, 1954.
- 120) 山崎隆昭: 長野県西部地震による王滝川河川災害復旧工事, 河川, 476, 83-90, 1986.
- 121) 安田伸生・東 三郎: 発寒川流域における砂防工事と緑地計画, 日林北支講, 24, 29-32, 1974.
- 122) 安田伸生・東 三郎: 砂防技術のあり方について—発寒川砂防工事を事例として—, 日林北支講, 25, 103~104, 1975.
- 123) 吉良八郎・佐々木孝・福山 武: 滞砂防除に関する土砂水理学的研究Ⅳ. 天川頭首工の滞砂防除対策について, 香大農学報, 20-2, 135~166, 1969.
- 124) 吉谷昭彦・杉本 隆・増田 信: 大山・二ノ沢に発達する土石流堆積物, 鳥取大学農学部演習林報告, 10, 117~151, 1977.
- 125) 行田喜一郎: 都市小河川“内川”の改修と水辺公園, 河川, 317, 40~47, 1972.
- 126) 全国治水砂防協会: 砂防設計公式集(マニュアル), 202p, 1984.

Summary

In planning for disaster prevention by the erosion control works, it is essential to focus on the microtopography of the riverbed and the chronological process of sediment movement in the mountain torrents. For this purpose, microtopographical change of the riverbed and the effects of the sabo facilities in the mountain torrents were analyzed by the experiment of a model channel and field surveying in the torrents where low-dam series have been constructed in sinuous channels. The results of this study are as follows:

1) In the mountain torrents, the complex bed load transport has occurred by the drift of running water, and resulting in a formation of terrace deposit. Especially, at the wide area and at the bending place, channel migration caused by scouring and deposition frequently occurs. Consequently, the unsymmetrical characteristic of the riverbed indicates the degree of activity of channel migration.

2) Information on chronological process of sediment movement can be analyzed by the ages of even-aged forests which were established on the deposits. The history of riverbed change for 100 years was estimated from the ages of deposits which were distributed over the river reaches of mountain torrents.

3) To clarify the process of channel migration at the bending place of river channel and the effects of sabo facilities, the experiment was carried out in the S-shape model channel.

4) One of the criteria to express the morphological change is 'fluctuation area of cross-section (F. A.)' which is measured from the sedimentation height above the base line.

5) It is found that, in case of non-work, the lateral cutting with the drift in bank is caused by the centrifugal force of the flow other than the straight flow and the unsymmetrical formation is caused by the local scouring of the banks. After checking where the intersection points of the main flow and measuring lines locate, the relationship between the deviation (y) of the distance from the intersection point to the centerline of the riverbed and a half of channel width (b) are expressed as y/b which indicates a sinuosity of the

measuring line.

6) When the low dams were installed over the whole riverbed, the running water and sediment are separated simultaneously resulting in deposition of sediment and reduction of the transporting power for the running water. Therefore, the running water did not drift at side banks but main stream flowed along the centerline of the riverbed.

7) As a result of the experiment of non-work, the change of the riverbed topography and sedimentation was characterized as the stream channel deformation at the left and the right bank for the first curve and the second one, respectively; the whole riverbed became scoured area. When the low dams were installed, on the other hand, the deposited area was formed over the whole riverbed and decreasing the scoured area. Longitudinally the sedimentation occurred over the whole riverbed except the some parts of the upstream area, and cross sectionally the scouring and deposition at the sides of the banks did not take place.

8) The results of this experiment show that the effects of installment of the low-dam series on the riverbed were on prevention of the local scouring in the bending channel and on fixation of riverbed by the expansion of flow width following deposition.

9) The local scourings in the bending channel take place along the sides of the banks generally in natural conditions as a result of development of the secondary flows. Although the revetment works has been constructed, it is necessary to control the drift first of all for prevention of the scouring by the secondary flow. When the low dams were constructed over the whole riverbed, F. A. value decreased. Comparing the differences of the width of overflow sections, F. A. value decreases with an increase in this width: and this tendency is dominant in cases of large amount of water-supply.

10) It needs a depositional area to store the sediment with decrease in tractive force. The sabo facilities in the experiment widened the channel width about 1.5 times the non-work. The efficiencies of the sabo facilities on deposition were increased with an increment in width of overflow section.

11) As for the criteria to indicate the riverbed fixation of the bending channel according to the construction of the sabo facilities, the average height of the riverbed change and the average sinuosity were proposed as expressions of the deepening and the lateral cutting, respectively. Furthermore, the author proposed the degree of deflection (D. D.) as the new index for the riverbed microtopography.

12) The value of D. D. increases with an increase in the relief of the cross-section and in the unsymmetry of the riverbed morphology. The D. D. value according to the construction of the sabo facilities in the model experiment decreased with an increase in installed area. The sabo facility which have the wide overflow section was more efficient than narrow one.

13) As for the D. D. values in the mountain torrents, it was very high in the Furano River where the sediment had been transported every year, while it was very low in the Subetsu River where the riverbed was stabilized by the construction of the low-dam series. In comparison of D. D. values at each section of the investigated rivers, it was very high in the wide area of the riverbed where unstable sediment was thickly distributed. Thus it is confirmed that the D. D. is an efficient index showing the differences of microtopography of the riverbeds.

14) As the results of 9), 10) and 12), it is concluded that the effects on the river-

bed fixation increase with an increment in installed area and width of overflow section; and the facilities should be constructed in a series.

15) The low-dam series effect on not only fixing the present riverbed but also catching the sediment to retard the sediment transport. It is necessary to use the wide area of river channel efficiently and to keep the low D. D. of the riverbed in the urban torrential rivers.

16) The results of this study can be applied to the urban sabo techniques. For this purpose, it is necessary to preoccupy the area for prevention of disaster. Consequently, this area functions as a buffer zone between the residence area and the natural torrent rivers.