

移動床水理模型実験による黒部川洪水流況の把握 Hydraulic Model Test on a Flood Flow in the Kurobe River

建設省 土木研究所 正員 石川 忠 晴

1. はじめに

土木研究所河川研究室では黒部川扇状地部上流端の河道改修が下流河道に及ぼす影響の把握と今後の河道計画策定に資することを目的として移動床水理模型実験を実施している。本論文はこの水理実験結果をもとに黒部川の河床形態と洪水流況について述べるものである。

2. 黒部川扇状地部の概要と実験の狙い

黒部川は北アルプスの中央に源を発し、3000 m級の山岳の間に壮大なV字峡谷を刻み北流する我国有数の急流河川である。水源より流路延長70 kmの愛本地点に到って峡谷は終り扇状地に出る。黒部川扇状地の頂角は約 80° 、半径は約12 kmで扇端は既に日本海に達している。扇状地部の河床勾配は $1/80 \sim 1/120$ 、平均川幅700 m、流路延長は13.4 kmであり、河床材料は粒径 $5 \sim 20$ cmの粗礫を主体としている⁽¹⁾。

昔は河道の変遷が著しく、黒部四十八瀬と呼ばれたように扇面全体を移動していた。現在の河道は徳川時代以降の治水政策により固定されたもので、石積みの霞堤により兩岸を画されている。しかし河道内の乱流、偏流は依然として甚しく洪水災害は跡を絶たなかった。近年は上流域の発電ダム、砂防工事及び下流域での河床掘削により全体的に河床低下傾向を示し、大出水の頻度が減少していることもあって河状はやや安定している。最近10年間の扇状地河道部の河床低下量は平均1 m弱となっており、このため河積が増加して見かけ上の河道安全度は上昇している。しかし扇状地河川の被災形態を見ると主流が河岸に接近することによる側岸崩壊が主体であり、したがって河道の安全度は河積よりもむしろ主流の位置や安定性に依存すると考えた方がよい。河床低下の甚しい河川では時に偏流が著しくなり河岸沿いの局所洗掘と側岸崩壊が進行する⁽²⁾。黒部川は元来が多列砂礫堆河川であるため未だその段階に到っていないが、河床低下によって将来偏流の助長される恐れは多分にあり、その流勢の強烈なことを考えると側岸浸食対策は極めて重要である。

このような急流河川の治水方式のひとつとして橋本規明⁽³⁾は常水路の設定を説いている。曰く、“元来河川の断面形として単断面は面白くない。複断面にすべきものと著者は考える。急流荒廃河川においても例外は認められない。やはり複断面にしなければならないと思う。…” 現地やその航空写真及び模型内の流れを観察するうちに実は著者も（恐れ多い話だが）橋本と同様の考えを持つに到っていた。そこで黒部川河道の複断面化を念頭において実験計画を立てることとした。

急流河川における複断面河道は緩流河川のそれと機能的に多少異なる。すなわち低水路と高水敷を厳然と区別して低水護岸等により形状を維持するつもりはない。急流河川の高水敷に期待される機能は「側岸浸食に対する削り代」である。黒部川では洪水流速が極めて速くしかも大礫が移動するので、主流が堤防に接触したら持ちこたえるのは容易でない。そこで初期の主流を河道中央にセットして堤防に近寄る前に洪水の止むことを期待するという思想である。実験の最終目標はできるだけ安定した常水路の設定にある。

3. 模型の概要と実験ケース

模型河道は縮率 $1/300$ の無歪移動床で黒部川15 kから5 kまでの10 km区間とした。図1に平面図を示す。13.6 k地点に愛本狭窄部があり、実験対象区間はこれより下流となっている。給砂は特に行わず、狭窄部上流より自然的に供給されるものとした。狭窄部から11 kまでの右岸には主流部河床低下によって自然に形成された高水敷があるが、植生等から判断して容易に浸食されないものと思われたので、模型ではこの部分をモルタルで固定した。（ただしRun 5-6のみモルタルを撤去している。）

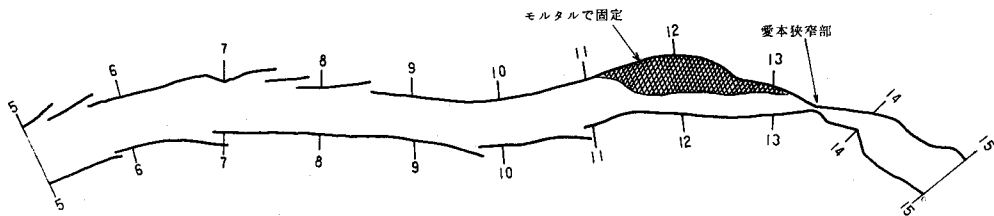


図1 黒部川河道模型平面図

河床材料粒度は以下のように決定した。図2は昭和37年から50年までの河床材料平均粒径⁽⁴⁾を縦断的にプロットしたものであるが、年ごとのバラツキが極めて大きい。特に模型区間(5kより上流)での変動は年によって10倍にも達する。しかし粒径の比較的細かい年度についてはよくまとまっておリしかも縦断的な変化が少ない。図3は年度ごとの平均粒径(0kから13kまでの平均)と河床昇降量及び出水との対応をみたものであり、これらの間には次のような関係が見い出される。すなわち出水のあった年にはその規模に応じた河床上昇が生じ河床材料は細くなる。出水の翌年には河床低下に転じ2年後には停止する。河床材料の粗粒化はこの河床降下に対応し、出水2年後の降下停止時にピークに達するようである。以上の事柄を総合すると、河床材料の粗い年は表層がアーマコート化していたものと推測され、模型河床材料としては粒径の小さな年の粒度曲線を用いるのが適当と判断された。

図4は粒径の小さな年の8k地点における粒径加積曲線であるが、非常によくまとまっている。通過率30~40%あたりに折点があり、これより粗粒の分は比較的均一であるが細粒の分の粒度範囲は極めて広い。折点に対応する粒径は10~30mmである。一方昭和30~40年代にかけて頻度の高い2000m³/sクラスの洪水流量について浮流限界粒径を計算すると、粗度係数0.04、川幅700mとした場合に摩擦速度が、0.33m/sとなり、これに等しい沈降速度を有する球礫の径は10mmとなる。以上の事柄を総合すると、黒部川の河床形状に直接関係する河床材料は図4の折点より粗粒の礫であり、これより細粒のものは粗礫の空隙を満たしているだけと考えても大きな間違いは無いように思われる。そこで、模型相似条件も勘案して、現地粒度曲線から30mm以下の分を除いて図5のような粒度曲線を作成した。これを模型縮率に従って縮小した材料を用いることにした。

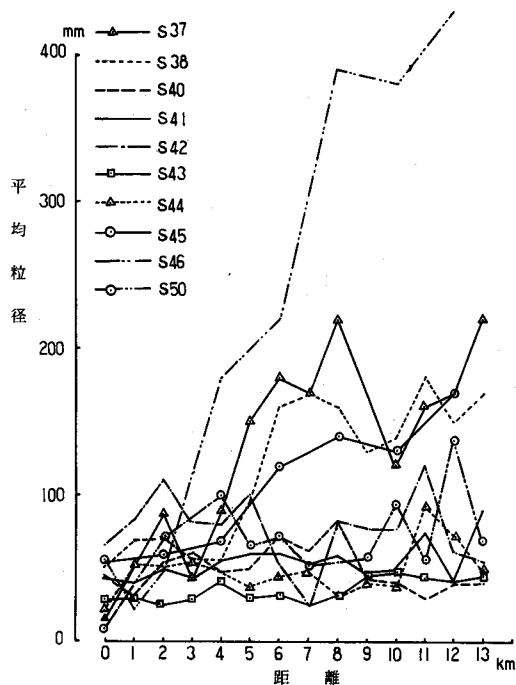


図2 平均粒径縦断面図

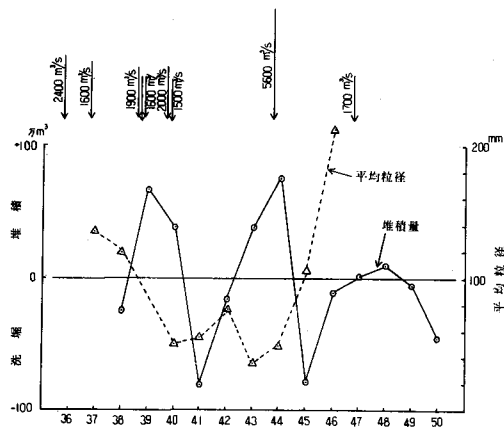


図3 平均粒径、河床昇降量と出水の関係

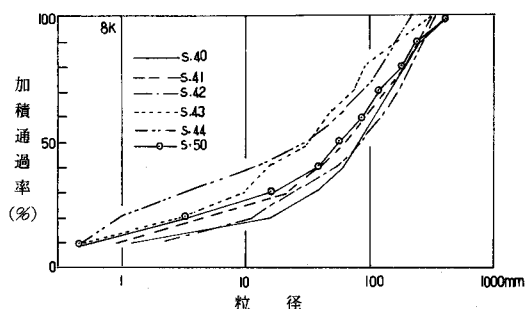


図4 現地粒径加積曲線

なお模型砂の平均粒径は 0.4 mm, 無次元限界掃流力は 0.04 (遷移領域) となり粘性の影響を多少受けるが, フールド相似則がかろうじて成立する範囲にある。

実験ケースを表1に示す。Run4-1~5は初期河床を平坦にし流量と河床形態の関係を探ることを目的とした定流実験である。Run5-1~4は複断面河道における中小洪水での常水路の安定性を調べることを目的とした定流実験である。Run5-5~6も同様の目的の中規模洪水および計画規模洪水の不定流実験である。

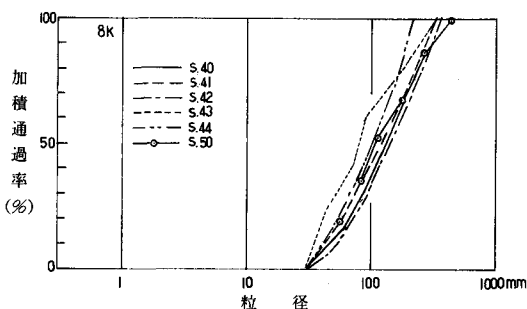


図5 模型用粒径加積曲線

表1 実験ケース一覧

平坦河道		複断面河道	
Run	流量 (m³/s)	Run	流量 (m³/s)
4-1	3000	5-1	1000
4-2	3000	5-2	2000
4-3	3000	5-3	2000
4-4	2000	5-4	1000
4-5	1000	5-5	不定流-1
		5-6	不定流-2

4. 流量と河床形態の関係 (Run 4-3~5)

Run4-3~5の通水後173時間(以下すべて実物値を用いる)の河床形状を図6~8に, Run5-4終了後に計画流量(6200 m³/s)を4時間程度通水した後の河床形状を図9に示す。

流量が1000 m³/sの場合は掃流力が小さく砂州は十分に発達できない。砂州の発生する地点は2 km弱のほぼ一定の間隔を持ち, その中間では流れが分散して微粒子の沈降が盛んである。砂州の形成・非形成に合わせて主流が蛇行しているが, その波長はやはり2 km弱である。

流量が2000 m³/sの場合には主流の幅は河道幅の1/3~1/2(250m程度)であり, その他の部分にも水は載るが流速は極めて小さく, 砂州の形成は主流路内に限定されている。この幅はレジーム理論で言われる $B = 3.5 \sim 7 \sqrt{Q}$ の中央値に近い。主流はわずかに蛇行しており波長は2 km強となっている。

流量が3000 m³/sになると河道全体に流れる。砂州のパターンは基本的には多列であるが, 河道平面形(広狭, 屈曲)の影響により縦断的にかなり変化している。まず11.5kの急拡によって約1 kmのスケールを持つ巨大な砂州が形成される。この砂州は時間とともにどんどん発達するが, 移動性のいわゆる砂礫堆ではなく, 固定された堆積空間と考えた方がよい。この砂州の発達途中においては流れがいくつかの派流に分かれているが, 砂州が河幅いっぱいになった後は右岸沿いのみお筋が強まり11 k~10.5 kの右岸に強い水衝部が形成される。砂州の下流で水流は収束し9.5 kまでの間は河道中央を流れる。ここまでの流れは概ね11.5 k付近の平面形によって定まっていると考えてよかろう。これより下流では多列の砂礫堆が形成され, 水流の離合集散が見られる。水衝りの状況は砂礫堆の移動・変形によって変化する。7 k地点に到ると河道が緩く屈曲し, 砂礫堆もこの影響を受けて斜めに配置され6.8 k右岸に水衝部が形成されている。この水衝部は10.5 k右岸とは異なり砂礫堆に合わせて多少移動するようである。

流量が6200 m³/sになると比較的短い時間でその前の中小洪水の河床形状が消され, 6200 m³/sなりの形状が出現する。流れの特徴は, 大局的には3000 m³/sの場合と良く似ている。すなわち11.5 kから10.5 kにかけて大きな砂州が形成され9.5 k付近までの流れがこれに規定される。9.5 kから7 kまでは複列的な砂

礫堆が形成され、その移動によってみお筋の位置も変化する。7 k 以下流では緩い湾曲の影響で右岸側のみお筋が強張されている。このように河道の平面形によって主流の位置がある程度規定されてしまう区間と砂礫堆の移動によって変化する区間とが比較的明瞭に識別できる。

以上の結果をまとめると、流量と河床形態の間に次のような関係のあることがわかる。まず $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の流量（平均年最大流量に近い）では砂州は十分に発達できない。 $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ では 250 m 程度の幅で常水路的部分が形成され、その中において砂州が十分に発達する。 $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になると流れはほぼ河道全幅に広がり、砂礫堆モードの違いはあるものの、ほぼ似たような流況を呈する。特に 11 k 付近に形成される砂州の発達が顕著でそれ以降の流れに少なからぬ影響を与える。

試みに 11.5 k より上流の比較的狭い河道部分について移動可能な粒径を計算すると、次に示すように、流量 $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して 330 mm という結果を得る。一方図 4 からわかるように、 330 mm という粒径は平常時の河床最大礫径に近く、また図 2 を見れば、極度にアーミングを生じた時の平均粒径に近い。したがって流量が $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ に達すると上流河床が全層移動を開始し、11.5 k の急拡部下流に急激な堆積をもたらすものと推察される。

$$\begin{aligned}
 &\text{マニング式を変形して} \quad H I = (n Q I^{7/6} / B)^{3/5} \\
 &\text{礫の移動限界は} \quad H I / S D = 0.05 \\
 &\text{以上より} \quad D = (n Q I^{7/6} / B)^{3/5} / 0.05 S \\
 &n = 0.04, Q = 3000 \text{ m}^3/\text{s}, I = 1/80, B = 300 \\
 &\text{m とすると, } D = 0.326 \text{ m ととなる。}
 \end{aligned}$$

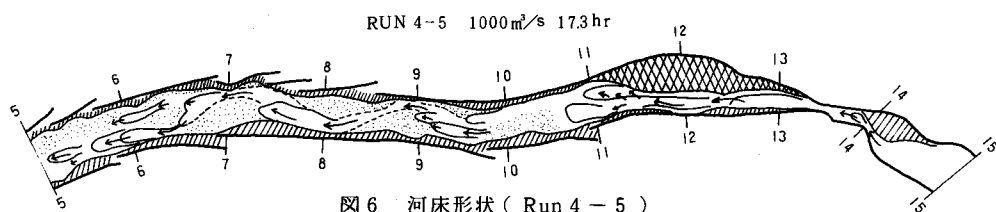


図 6 河床形状 (Run 4-5)

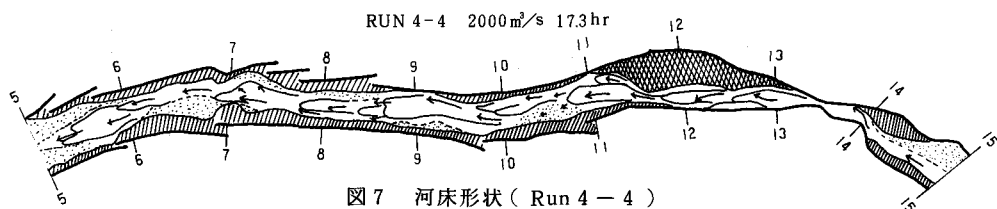


図 7 河床形状 (Run 4-4)

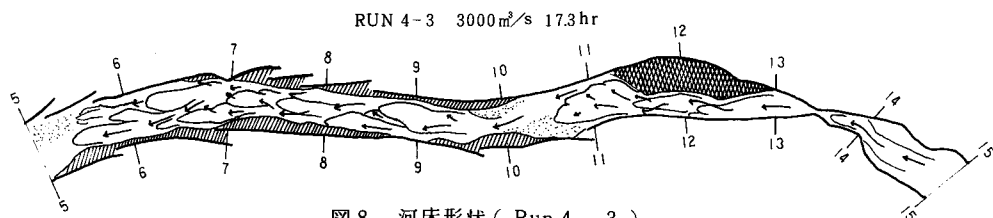


図 8 河床形状 (Run 4-3)

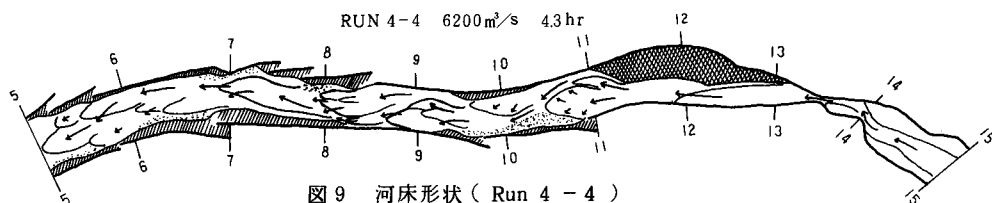


図 9 河床形状 (Run 4-4)

以上のように $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下と $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量では流れ方にかなり差がある。一方常識的には流量が少なくなるほど砂礫堆の列数が増えるはずである。そうならないのは何故か。河床礫径が粗いために $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の洪水では河床全面の土砂を動かせず、流れの集中した所のみ土砂移動が生じて低下しさらに流れを集めるという偏流的性格を持つのではないか。ただし現地では大出水の残した河床形状が履歴として効くので網流的に見えるのではないかと思う。

5. 常水路の設定

以上の実験から $2000 \text{ m}^3/\text{s} \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量を境にして洪水流況の変化するものと推定された。これに対応する洪水頻度をみると、 $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ は5年に1度、 $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ は10数年に1度程度となっている。(ただし最近14年間は $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の洪水は起きていない。たまたまそうなのかそれとも意味のある変化なのかは現在検討中である)。一般に緩流河川における低水路容量は平均年最大流量を目安とするが、急流河川においては河床変形が著しいのでこれより大きな流量を対象にすべきものと思われる。前記の実験結果と洪水頻度をもとに著者は、黒部川の常水路容量は $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上 $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下が適当と考えた。

今 $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ を対象にすると適当な常水路幅は250mである。マニング係数を0.04、河床勾配を1/100とすると水深は $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して2.0m、 $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して2.6mとなる。しかし砂礫堆の形成によって水位がかなり変動するので(黒部川では左右岸痕跡水位が1m以上違うのは普通である)、多少余裕をみて3m程度の深さにとるのが適当と思われる。

さて、常水路の安定性は流量のみならず土砂供給状態に大きく依存するであろう。常水路幅は河道幅に比較してかなり狭いので河床変動が増幅される恐れがある。過大な量の土砂が供給されれば常水路は埋没し以前のように乱流を生じる。供給量が過小であれば偏流によって常水路河岸が著しく変形されるかも知れない。常水路の維持には供給土砂量のコントロールが重要となるわけである。

黒四ダムより下流域の年間生産土砂量は約 140 万 m^3 ⁽⁵⁾と見積られている。そのうちのかなりの部分が粒径10mm以下の細粒分であるが、しかし相当の土砂であることは間違いない。しかも年毎の変動が極めて大きいようである。それではどのようにしてコントロールするか。黒部川下流部にはふたつの大きな堆積空間がある。ひとつは音沢狭窄部(16k)から愛本狭窄部(13.6k)に到る約2.5kmの区間、いまひとつは11.5kの急拡部より下流1kmの区間である。どちらも流速が急激に減少して自然的に堆積するところで、砂利採取が盛んに行われている。両区域の平面積は合計で約1km²となり、平均堆積高を仮りに1mとすると100万m³となる。すなわち上記の年間生産土砂量に匹敵するのである。大出水のもたらす大量の土砂のうち特に粗礫は両区域で調節されたのちに排出されると考えられる。したがって両区域の堆積容量を河道掘削によって常にあるレベルに保っておけば下流河道が安定すると思われるのである。11.5k付近の堆積域は特に距離に近いだけに影響力が大きい。すなわち図6～9の比較で明らかなように、この区域が満杯になると右岸に強い水衝部が形成されその下流に少なからぬ影響を与えている。そこで図10に示すように11k付近の常水路を広げて堆積容量を確保することを考えた。図ではその下流にも若干の広狭を持たせているが、これは堆積領域を分散して徐々に流況を安定させようとしたもので、広狭の周期は図6および図7に表われている蛇行波長に合わせている。しかし次に述べる定流実験の結果ではこの効果が明確でなかったので、不定流実験のRun 5-6では図の点線のように修正している。

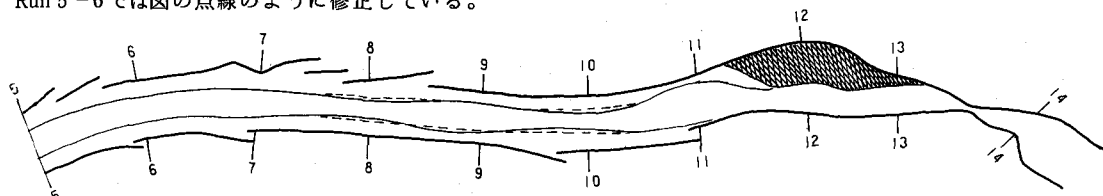


図10 常水路平面図

6. 常水路の安定性 (定流実験 Run 5-1~4)

Run 5-1~2では、現況で高水敷化している部分を1.5 mの高さで残し、常水路化している部分の中に新しい常水路を掘った。したがって新設常水路の深さは1.5 mであり全体として複々断面となっている。流量 $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ で17.3時間通水後の状況を図11に示す。図7と比べると主流が河道中央に規整されているが、水は中水敷に溢れ側岸浸食も進行している。11 kおよび9 kの堆積域では中水敷にも多量の堆積が生じ、11 kでは右岸に強い水衝りが形成されている。

Run 5-3~4では中水敷を無くし常水路深さを3 mとした。図12は流量 $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、通水時間17.3時間での状況である。図11と異なり11 kと9 kの堆積は常水路内に収まっており、また全川にわたって側岸浸食はほとんど生じていない。しかし常水路内には複列気味の砂礫堆が発生し、水流は蛇行を始めている。図13は通水後34.6時間の状況であり、波長1.5 kmの蛇行流路が発達し堤防を脅かしている。思うに砂礫堆とその結果としての蛇行を阻止するのは難しく、むしろ洪水継続時間との関係において常水路の安定性を評価すべきものと考えられる。

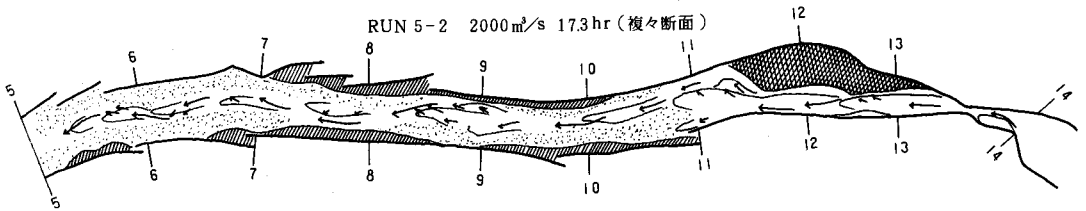


図11 常水路の変形 (Run 5-2)

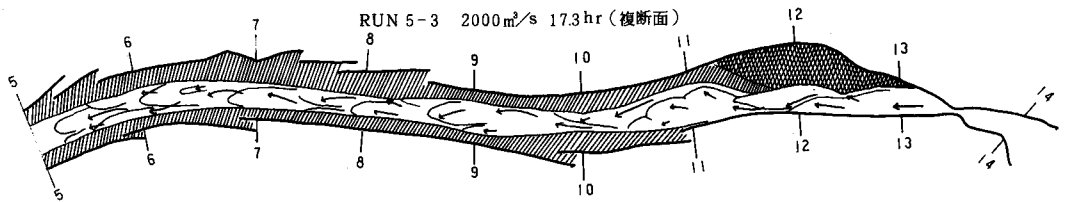


図12 常水路の変形 (Run 5-3)

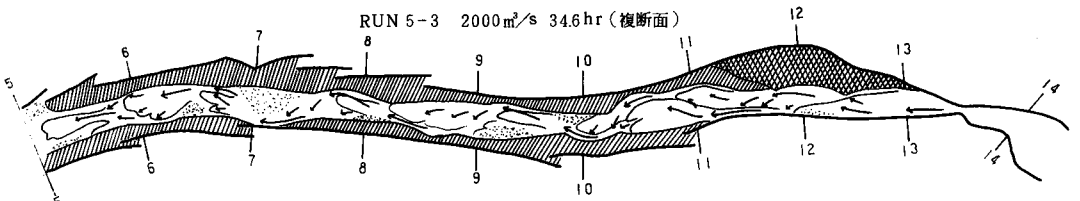


図13 常水路の変形 (Run 5-3)

7. 常水路の安定性 (不定流実験 Run 5-5~6)

Run 5-5においては図14に示す中規模洪水を3波通水して流況観察と河床形状測定および主流の流速測定を行った。この洪水波形は昭和40年7月洪水をモデルとして作成したものである。図15, 16, 17はそれぞれ第1波, 第2波, 第3波のピーク通過直後の状況である。中洪水1波では側岸浸食は皆無であり、11 kの堆積空間もかなり余裕を残している。しかし9 kの堆積空間は飽和状態に近く、このため9.5 k右岸と9 k左岸に水衝りが発生している。2波目になると9 kの堆積空間が飽和状態となり、9.5 k右岸と9 k左岸に浸食が発生している。しかしその下流では目立った変化は生じていない。3波目になると9 k左岸の浸食が堤防際まで達している。ところが右岸沿いに新しいみお筋が発達してきており、この直後に左岸寄りの

古いみお筋は完全に涸れてしまった。一方これより下流では徐々に側岸浸食が始まっているが、それほど顕著ではない。

Run 5-6は中規模洪水を1波通水した後に大規模洪水を1波通水したものである。図18は中洪水ピーク直後の状況である。このケースでは図14破線のように9kの堆積空間を除いてあるが、これにより流砂および砂礫堆の発生が連続して、水衝り箇所は見られない。図19は大洪水ピーク時の状況である。11kの堆積空間はほぼ飽和状態となり右岸に水衝部が形成されている。10kより下流の河道においては高水敷上でも砂礫が移動し砂州が形成されている。しかし主流はほとんど河道中央にあり、わずかに6k上流左岸で派流が堤防際に寄っているのみである。常水路内の砂礫堆は複列気味であるが、側岸が固定された水路のように整然とはしていない。図20は減衰期の状況である。流れは砂礫堆の形にしたがって緩く蛇行しているが、11k堆積域右岸と6.3k左岸を除くと当初設定した常水路内に収まっている。11k堆積空間は計画規模の大洪水に対して少々容量不足であるが、これ以上広げるとは難しく、愛本狭窄部上流の堆積空間の活用が必要であろう。6.3k左岸の浸食は7k地点で分岐した派流によって生じた。この派流は7kから始まる緩い湾曲によって常水路内側に生じた砂州で分岐されるようであり、この部分の線形には工夫を要するようである。

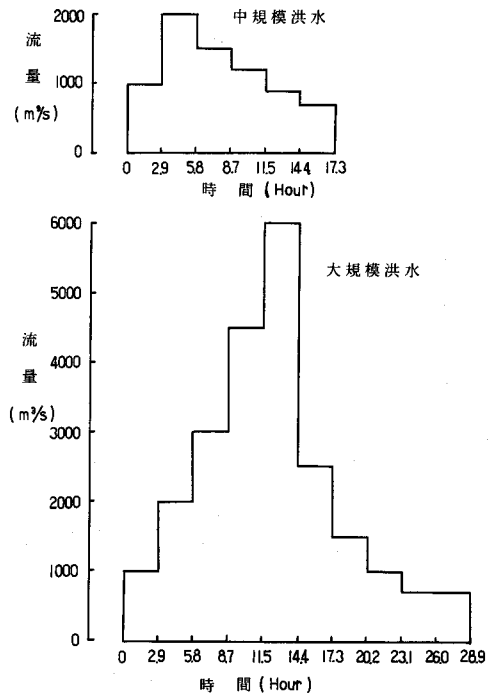


図14 不定流実験ハイドログラフ

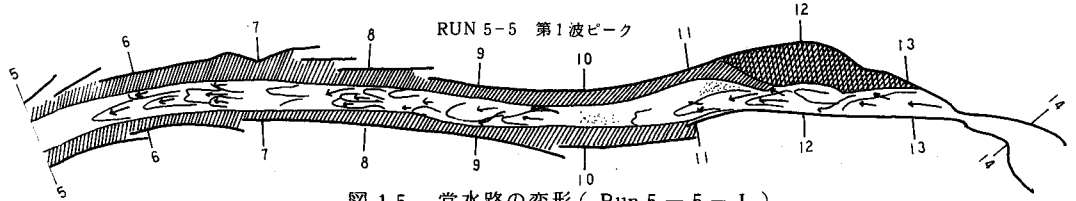


図15 常水路の変形 (Run 5-5-I)

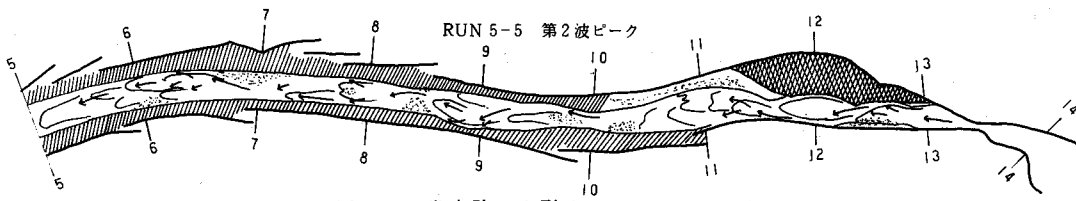


図16 常水路の変形 (Run 5-5-II)

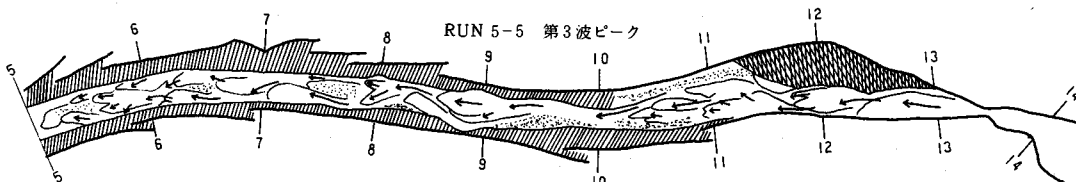


図17 常水路の変形 (Run 5-5-III)

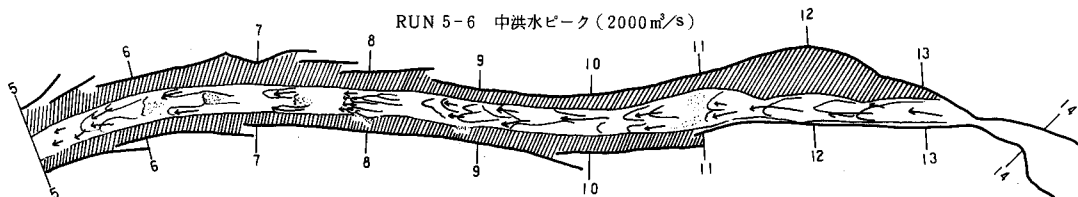


図 18 常水路の変形 (Run 5 - 6 - I)

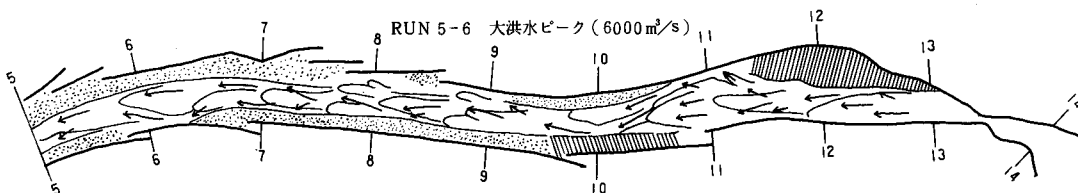


図 19 常水路の変形 (Run 5 - 6 - II)

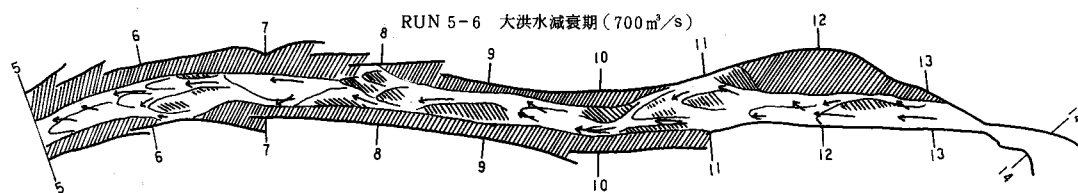


図 20 常水路の変形 (Run 5 - 6 - II)

8. おわりに

本実験は継続中であるから、河道改修方針などに関する結論はここでは控えさせていただくこととし、黒部川の洪水流況について実験から得られた事柄だけをまとめておこう。

- (1) 2000 m^3/s 以下の流量と 3000 m^3/s 以上の流量では流況に大きな差があるようである。2000 m^3/s 以下の流量では流れは河道の一部に集まり、他の部分は冠水しても流速が遅く砂州が発達しない。一方 3000 m^3/s 以上になると流れは河道全体に広がり砂州の形成も活発となる。
- (2) 2000 m^3/s 以下の流量では 17.3 時間程度の通水で波長 2 km の蛇行流路が形成され堤防が脅かされる。適当な規模の常水路を河道中央に設定しておくと同時間には蛇行流路はまだ形成されていない。しかし 34.6 時間では蛇行流路が発達して堤防に接近する。この場合の蛇行波長は 1.5 km 程度である。
- (3) 3000 m^3/s 以上の流量では 11.5 k より上流の河道では河床材料が全層移動を開始するようで、このため 11.5 k 急拡部下流に大規模な砂州が発達する。砂州が十分発達しきると 11 k 右岸に強い水衝部が形成される。流況は河道平面形と砂礫堆の配置に規定されるが、11.5 k から 9.5 k までは平面形状(急拡)、9.5 k から 7 k までは砂礫堆によって主に規定されており、7 k 以降では両方の影響が見られるようである。
- (4) 2000 m^3/s 程度の容量を持つ常水路の形状は、中規模洪水 2 波又は中規模洪水 1 波と大規模洪水 1 波を受けてもそれほど甚しく変形しない。

本報をまとめるにあたり須賀河川室長、黒部工事事務所の各位から御助言をいただいた。記して謝意を表する。

参考文献

- (1) 黒部工事事務所：「黒部川のあゆみ」、昭和 52 年
- (2) 第 36 回建設省技術研究会、河川部門指定課題論文集、昭和 57 年
- (3) 橋本規明：「新河川工法」、森北出版、昭和 31 年
- (4) 黒部工事事務所：「黒部川流域土砂計画報告書」、昭和 52 年
- (5) 黒部工事事務所：「黒部川宇奈月ダム貯水池計画」、昭和 52 年