

土 研 資 料 第1392号

蛇尾川流路工水理模型実験報告書(Ⅱ)

昭和53年 3 月

建設省土木研究所

ま え が き

蛇尾川は土砂堆積と流水の乱流による土砂災害を防止する目的で次のような流路工計画が進められている。
①扇頂部より下流、2.25km区間を砂溜工とし、常時河道内の不安定土砂を取り除き、下流への流送土砂を極力低減させる。 ②これにより下流は、計画洪水及び中小洪水流量を安全に流下させるための流路工計画がたてられている。

本実験は、昭和50年度から栃木県の依頼により、流路工計画に対しての検討を進めている。砂溜工計画については、昭和50年度から51年度にかけて実験的検討を終え、土研資料1246号で報告している。本報告書は、砂溜工下流の流路工計画について、実験から検討した法線形状、断面形状、帯工の形状と間隔等の設計形状等について報告するものである。

なお、本文で、過去の災害記録については、木下良作博士の貴重な資料を引用させていただいた。

また、本文をまとめるにあたって、栃木県砂防課ならびに大田原土木事務所の方々や建設省土木研究所、砂防研究室、泉岩男室長には大変お世話になった。

上の方々に深く感謝致し厚くお礼申し上げます。

建設省土木研究所 篠崎試験所

研究員 阿 部 宗 平

上 原 信 司

目 次

まえがき

§ 1 現状河道での問題点	1
1-1 過去の災害の実態	1
1-2 現状河道の実態	2
1-3 蛇尾川はどのような対策が必要か	3
§ 2 模型実験の内容	5
2-1 実験目的	5
2-2 模 型	5
2-3 河床材料	6
2-4 実験条件	6
2-5 実験ケースの内容	7
2-6 実験方法	7
§ 3 流路工計画	13
3-1 現況実験からみた現状河道の問題点と対策	13
3-2 単断面河道	16
3-2-1 流路幅の想定	16
3-2-2 法線計画	16
3-2-3 断面形状	17
3-2-4 流況観察	17
3-2-5 河床変動	22
3-2-6 単断面河道の問題点	23
3-3 複断面河道	24
3-3-1 法線計画	24
3-3-2 断面形状	24
3-3-3 流況観察	25
3-3-4 河床変動	28
3-3-5 複断面河道の問題点	28
3-4 帯工の検討	28
3-4-1 帯工の形状	28
3-4-2 帯工間隔	29
3-4-3 流況観察	29
3-4-4 河床変動	35
3-4-5 帯工の効果と問題点	36

3-5 計画勾配.....	36
3-5-1 護岸と床固工の基礎.....	36
3-5-2 護岸高の検討.....	37
§4 まとめ.....	53
参考文献.....	56

§ 1 現状河道での問題点

1-1 過去の災害の実態

- ① 図-1は蛇尾川河道変遷状況¹⁾を示したものである。同図に昭和13年の大洪水の氾濫範囲が示されている。災害発生点は、塩那橋直上流の測線No.6左岸、流路幅が拡大するNo.10の左岸、及び流路が大きく右岸寄りに弯曲するNo.13の左岸、そして河床勾配が緩に変化するNo.20付近である。このように、災害は流路幅が拡大する地点、流路の弯曲部、河床勾配の変化点等で発生している。
- ② 図-2は、蛇尾川と扇状地地形を示したものである。²⁾同図で(a)(b)(c)(d)の付号はカサリン台風(22年)時の氾濫発生点となった位置を示している。これらの氾濫点は図-1で示した氾濫点とほぼ同じ位置で発生している。
- ③ 図-3は、カサリン、アイオン、キティ等の台風が発生した昭和22年～25年間の河床堆積物の増減の変化³⁾を示したものである。昭和22年のカサリン台風前の河床にくらべると、勾配の変曲点のNo.21～No.25で土砂が異状堆積しているほかは、局所的に堆積する場所が存在する程度で、河道は全体に洗掘されている。この土砂の堆積がおこなわれている場所は過去の氾濫発生点となっている。

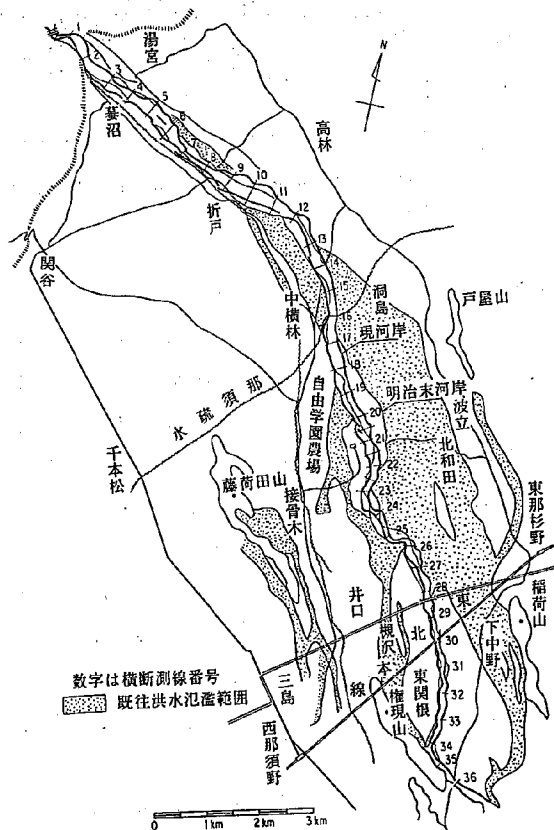


図-1 サビ川河道変遷図(文献1)

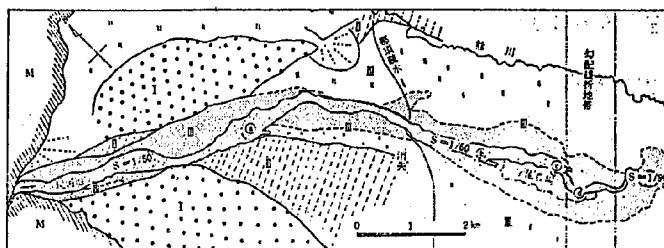


図-2 サビ川と扇状地地形（文献1）

M：山地 I：第1段丘 II：第2段丘 III：第3段丘 河道形状は昭、22カサリン出水後の形状がえがいてある。土地利用状況はI、IIとも主として雑木林、IIIは集落、田畑および林地で、現在もっとも利用度の高い面。IIIの中で川ぞいの着色地域は、近年の河道移動範囲、洪水時の氾濫常習地帯であって、昭、22現在、耕作者がよりついていない範囲である。（この中に芋園農場は、昭和16年より営農を開始している）a⑤⑥⑦はカサリン出水で、氾濫のみならず、大量の土砂の流入、のし上げをみたところ。これらの図により、扇状地の土流の開析と下流への移行、勾配緩折地帯の存在によるその沖潰性と、河状との関係などがよみとられる。

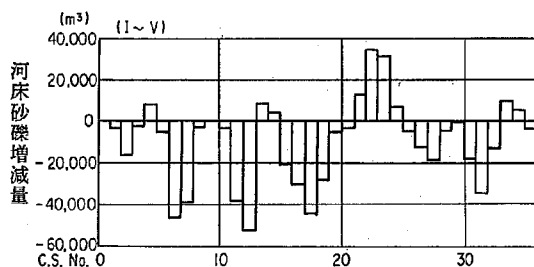
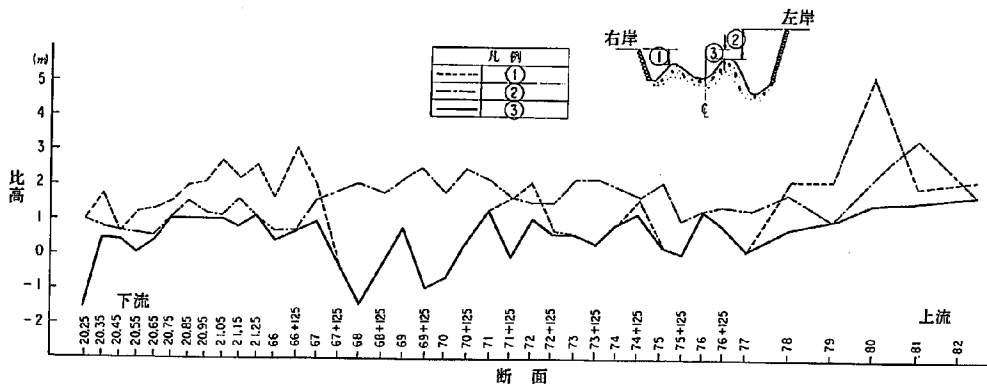


図-3 河床砂礫増減図I)~V)の堆積合計 122,679m³、洗掘合計 458,669m³、差引 335,990m³減（文献1）
（S22～S25年間）の変動量

1—2 現状河道の実態

- 1) 昭和44年撮影の航空写真からみて、河道は砂礫堆や、災害復旧等で施工された護岸で、固定されている。現状河道で大きな砂礫堆が形成されている場所は左岸で塩那橋直上流部のNo.71～No.67であり、右岸でNo.78～No.67の区間であり、特に右岸側に形成された砂礫堆の規模が大きい。これらの砂礫堆はすでに昭和22年（図—2参照）当時に形成されており、固定化されているものが多い。カサリン台風時に、これらの砂礫堆上を流水が冠水し、氾濫常習地帯であったと木下博士が述べている。
- 2) 図—4によって、護岸高（あるいは溪岸高）と最高河床高との関係を見ると次のとおりである。
 - ① 両岸の護岸のうちで、天端標高の低い方の護岸天端高と、同一断面のなかでの最高河床高との比高をみると、全区間に亘り護岸高に余裕がない。特にNo.70よりNo.67+125区間では、河床の方が護岸天端高より高くなり、河床上昇による護岸越水の危険が推定される。
 - ② No.81～No.78、No.67～No.20.25の上流及び下流区間では、右岸側で比高が大きく、No.77～No.67の中流区間で、右岸側の比高が小さい。このことは、土砂の堆積状況を示すとともに、中流区間では右岸側で、また上下流区間は左岸側で護岸越水の危険が高いことが推定される。



注) 下段の断面Noは図-1及び図-3の断面Noに同じ
図-4 最高河床高と護岸天端高との比高の縦断的变化

1-3 蛇尾川はどのような対策が必要か

- 1 図-3で昭和22年~昭和25年間の洪水で生じた河床変動量の収支を示している。これによれば、流路工計画区間を含めたNo.20より上流部で土砂生産源となり、勾配の変化点で土砂堆積して氾濫を生じている。(図-2)

栃木県は、このような土砂災害を防止するために、流路工の上流部に砂溜工を計画し河床洗掘を防止し、土砂を積極的に堆積させる対策をとっているが、これより下流流路工計画区間についても、河床低下を防止するような計画が必要となるだろう。なお、砂溜工の形状については建設省土木研究所が昭和50年度~51年度に亘り水理模型実験から検討し、その結果を土研資料1246号で報告している。

- 2 流水は、砂礫堆や既設護岸により固定される。特に河道内に形成している砂礫堆は、河積を狭めており、護岸沿いの河床低下や、ある洪水に対して洪水氾濫原因となる恐れもある。実際に図-2でみるように、那須疎水の直上流の左岸が氾濫発生点となっている。従って、河道内に堆積している砂礫堆は掘削して取り除く方がよいと考えられる。

また、写真-1で示しているように、No.72~No.71の右岸に施工されている護岸法線は、No.70~No.69の左岸に流水を集中させ、No.70~No.67の左岸護岸法線は、No.66~No.21.15の右岸に流水を集中させるような形状となっており、これらの区間では護岸法線形状を修正した方がよいと考えられる。

- 3 図-4で、護岸と最高河床との比高を示しているが、護岸高より河床の方が高い場所で護岸越水する危険があるほか、全体に護岸高との余裕が小さいので掘込み河道とする必要があるだろう。

§ 2 模型実験の内容

2-1 実験目的

現状河道では、河道内に形成している砂礫堆や既設護岸が流水の流向をきめ護岸沿いに流水を集中させるために、護岸の安全性に乏しいこと、また、護岸と河床との比高が小さい場所で護岸越水する。さらに、洪水があった場合に河床は洗掘されて下流に流送されるので、下流で土砂堆積による災害が想定される等の問題があることがあきらかとなった。そこで、蛇尾川は ①掘込み河道とし砂礫堆を取り除く ②既設護岸はできるだけ利用し、法線の屈曲部を修正する ③河床低下を防止する、等の流路工計画が必要だと考えられた。

本実験は、このような流路計画に対して主に次の内容をあきらかにするために実施した。

① 法線形状の検討

現状河道と護岸法線を修正したことによる流況の相違等を調べる。

② 断面形状の検討

既設護岸を利用した流路幅 200m とする単断面河道と高水護岸は既設護岸を修正した状態で低水路幅 80m とする複断面河道について検討する。

③ 砂礫堆が流況に与える悪影響を防止するために、帯工を計画し、この帯工の形状と間隔について検討する。

2-2 模 型

模型の取り入れ範囲は、写真—1及び図—5に示すように上流端を塩那橋より上流約0.7km、下流端を那須疎水が横断する地点の直下流とする延長約5.1kmとした。

模型縮尺は縦、横共1/100の大きさとした。従って、模型の大きさは、長さ51m、幅4m、勾配1/60の大きさのものとなる。

フルードの相似則で他の諸元に対しては表—1のとおりとなる。

表—1 模型諸量の实物に対する縮率

諸 元	次 元		实物値の模型換算	模型値の实物換算
長さ・水深	L	n	1 : 0.01	1 : 100
勾 配	$L L^{-1}$	1	1 : 1	1 : 1
時 間	T	$n^{\frac{1}{2}}$	1 : 0.1	1 : 10
流 速	$L T^{-1}$	$n^{\frac{1}{2}}$	1 : 0.1	1 : 10
流 量	$L^3 T^{-1}$	$n^{\frac{5}{2}}$	1 : 0.00001	1 : 100,000
粗 度 係 数	$L^{-\frac{1}{3}} T$	$n^{\frac{1}{6}}$	1 : 0.464166	1 : 2.1544
流 量 係 数	$L^{\frac{1}{2}} T$	1	1 : 1	1 : 1
圧 力 強 度	$M L^{-1} T^{-2}$	n	1 : 0.01	1 : 100

2-3 河床材料

蛇尾川は近年砂利採取がおこなわれており、ほとんどの河床が人工的に乱されているので適確な粒度分布を測定することは困難と思われる。そこで、砂利採取がおこなわれる以前の昭和31年に栃木県砂防課が調査した図-6に示す資料を利用した。この河床材料は、砂溜工に関する実験で使用したものと同一材料である。

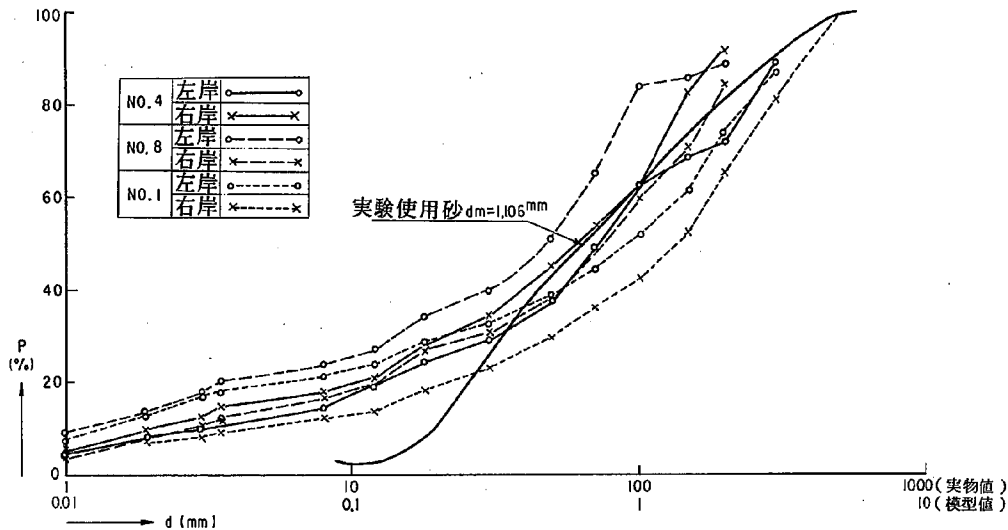


図-6 粒度分布加積曲線

2-4 実験条件

- 1) 流量は、砂溜工に関する実験と同様、計画洪水流量は40～50年確率流量の950m³/secとした。(砂溜工に関する水理模型実験、土研資料1246号、PP17～19)
- 2) 実験時間はやはり、砂溜工に関する実験で検討した60分とした。(土研資料1246号、PP26～30)
- 3) 給砂量は砂溜工に関する実験で、模型末端から流出する土砂量の時間的変化(3分間隔の測定値)を基にして次のような条件を与えた。
 - ① 現況実験では、上流の砂溜工着手前の状態を想定し、流量950m³/sec時に流路工へ流入する土砂量を0.8%として与えた(図-7)。
また、上流の砂溜工が完成した状態では流路工に流入する土砂量が減少し、流量950m³/secに対して平均流出土砂濃度0.5%となることから(図-8)、この値を与えた。同じ条件で流量475m³/secに対する平均流出土砂濃度を0.3%とした(図-9)。
 - ② 流路工計画案の検討は次のような考えの基に条件を設定した。
砂溜工内に堆積した土砂量が計画洪水流量950m³/sec時に洗掘される状態を想定し、この場合、流路工に流入する最大土砂量1.3%を条件として与える。(図-10)また砂溜工が完成した直後に洪水があった場合に流入する土砂量を0.3%として与える。(図-11)

- 4) 以上のようにして決めた実験条件を実験ケース毎に示すと表-2のようになる。

2-5 実験ケースの内容

表-2 実験ケースの内容

実験ケースNo.	流 量	土砂濃度	実験時間	実 験 形 態
1	950(m/sec)	0.8 (%)	60(分)	現況実験
2	"	0.5	"	"
3	"	0	"	単断面河道
4	"	1.3	"	"
5	475	"	"	"
6-1	"	"	30	複断面河道
6-2	950	"	"	"
7-1	"	"	60	帯工の検討
7-2	475	0.3	"	"
7-3	950	"	"	"
7-4	475	1.3	"	"

2-6 実験方法

- 1) 給水) 模型上流端に設けた直角三角堰から表-2に示した所定の流量を1時間流下させた。流水が模型上流端のNo.82地点を流下する時を実験開始時刻とした。
- 2) 給砂) 模型上流端のNo.82地点から容量チェックを1分毎におこないながら、所定の土砂量を人為的に給砂する方法をとった。給砂材料の粒度分布は、河床材料のそれと同一であり、模型値で $dm = 1.1mm$ である。(図-6)
- 3) 通水中及び通水後に測定した項目や方法を列挙すると次のとおりである。
 - ① 流向測定：水性ペイントを流下させ、その流下状態を5分間隔毎に固定カメラで撮影した。
 - ② 流況観察測定：実験中にあらわれる局所洗掘、砂礫堆の形成状況、護岸越水、水衝部、流速等、規模、発生位置、発生時刻を調べた。また、同一断面での水位及び河床高の時間的変動について調べた。
 - ③ 流出土砂量の測定：模型末端で通水中は原則として、底を0.1mm目の金網で製作した採取箱で3分間隔毎の流出土砂量の時間的変化を、また、実験終了後に模型末端に設けてある沈砂池に流出した全量を測定した。
 - ④ 実験終了と同時に各断面の横断測量を実施した。横断測量は各断面に設けた基準高より通水初期の河床に対する変動高を1mm目盛のスケールで読み取るによりおこなった。横断方向の測定間隔は原則として10cm間隔（現地で10m）としたが、砂堆等の状況からうまくあらわせるように工夫した。

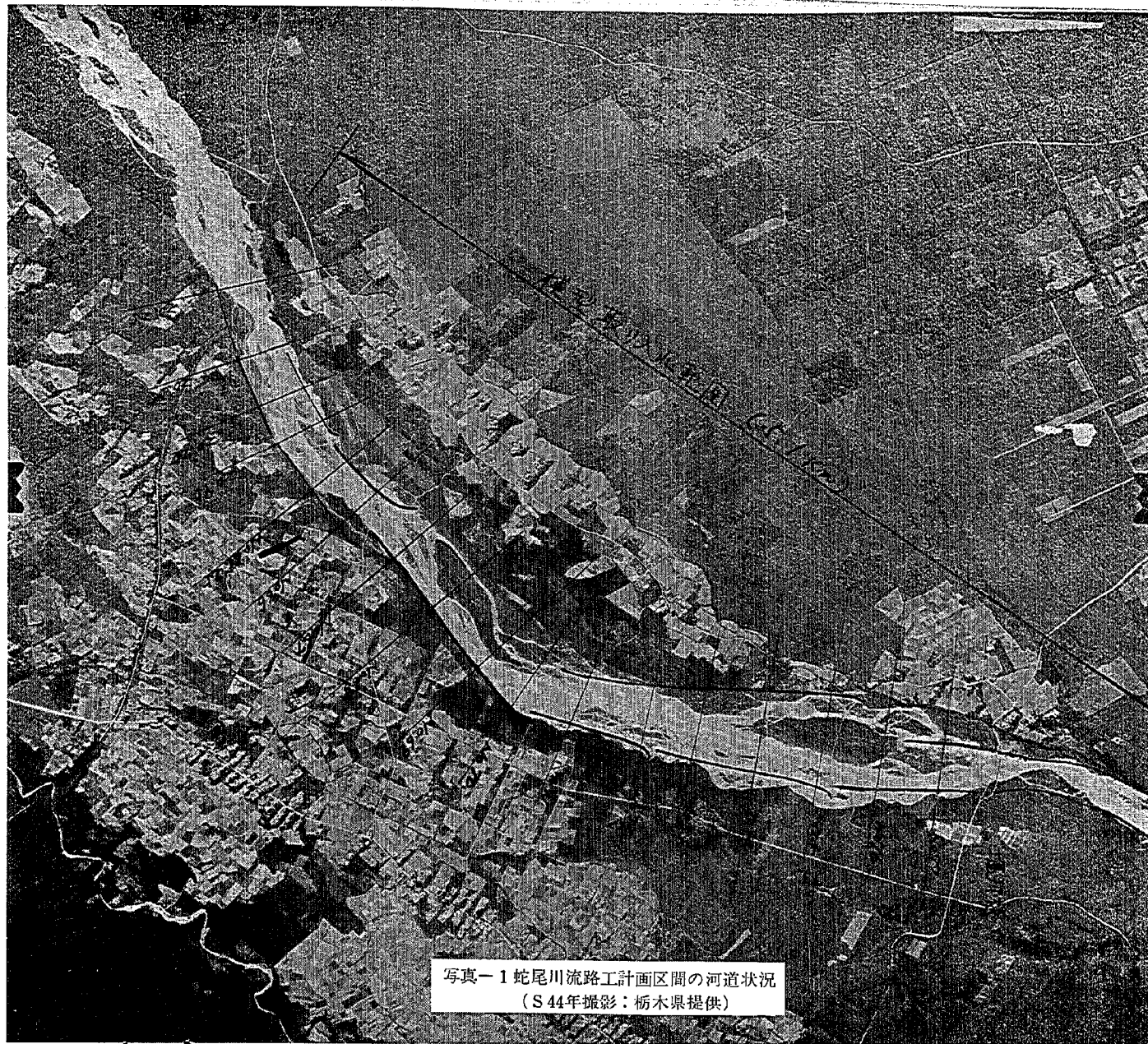


写真-1 蛇尾川流路工計画区間の河道状況
(S44年撮影：栃木県提供)

図-5 実験区間位置図

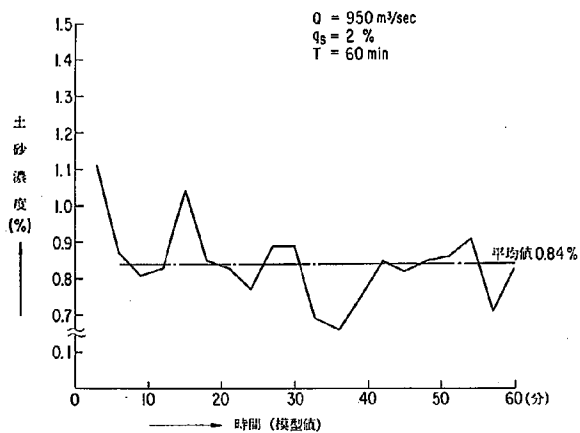


図-7 土砂濃度の時間的变化

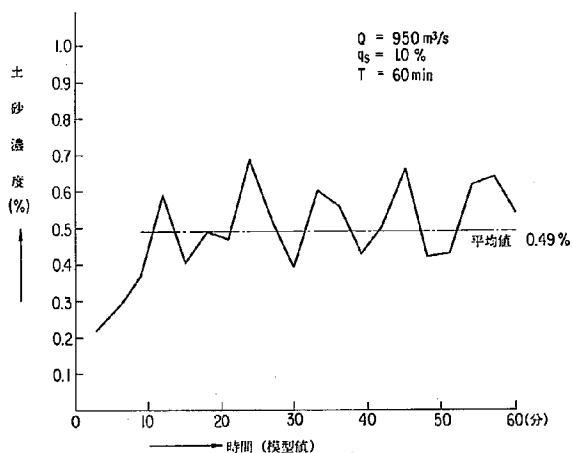


図-8 土砂濃度の時間的变化

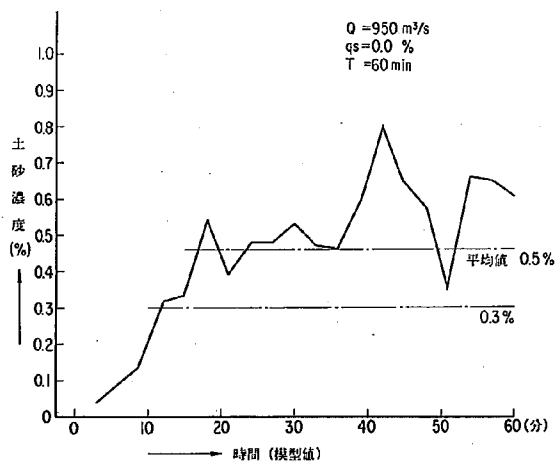


図-9 土砂濃度の時間的变化

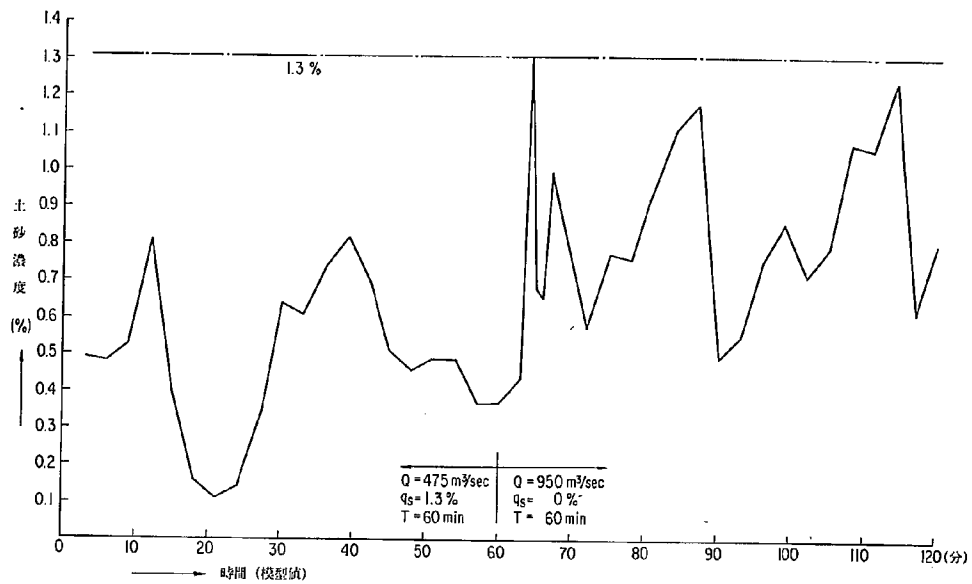


図-10 土砂濃度の時間的变化

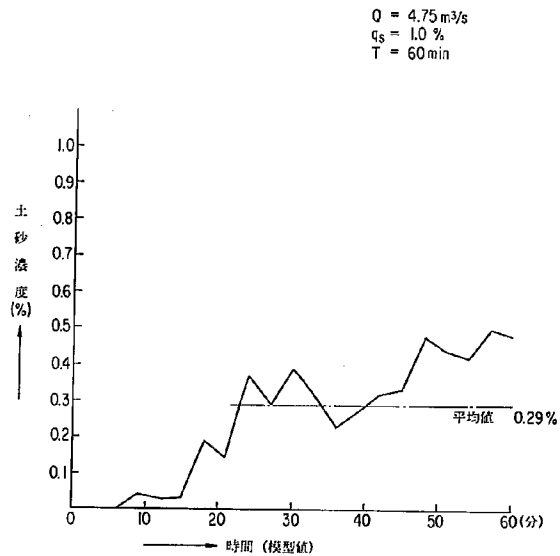


図-11 土砂濃度の時間的变化

§ 3 流路工計画

3-1 現況実験からみた現状河道の問題点と対策

文献や現地資料を用いて現状河道での問題点を § 1 で調べたが、現状河道（昭和47年現在）の基で洪水があった場合に砂礫堆や既設護岸が流況にどのような影響を与えているのか、河床はどのような変動を示すか等を調べ、流路工計画立案のための参考資料とするために現況実験を実施した。実験No.1は昭和47年当時の河道状況での実験であり、実験No.2は塩那橋より上流砂溜工間の工事が完成した場合で、塩那橋より下流部は実験No.1の河道状況と同じである。

1) 流況

(1) 実験No.1

- ① 実験開始直後より21.25 km～20.75 kmの左岸で0.3～0.5mの護岸越水、また、20.85km左岸では1.0mの護岸越水が生じている。

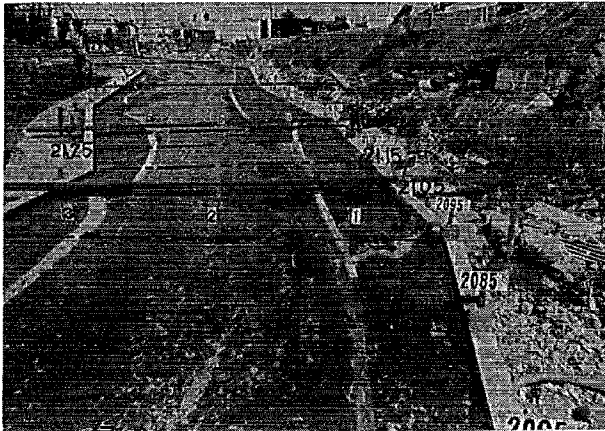


写真-2

No.20.65km地点より上流の護岸越水状況



写真-3

実験開始より20分後のNo.71より上流部の流況を示した。

No.72～No.73間の左岸で越水している。

これらの越水箇所は図-4で示した護岸高に余裕のない箇所である。

- ② 実験開始20分後、塩那橋付近の左岸に砂堆が形成し、流水はNo.81~No.76付近で右岸に集中する。塩那橋右岸沿いでは流路幅が30m程度に狭められている。左岸側ではNo.76~74+125間に流水が集中し、No.75+125付近の護岸沿いで8.7m/secの高流速が生じている。また、No.73~No.72間の右岸で護岸越水する。
- ③ 写真-4は実験開始より30分後のNo.70~No.68の左岸側に流水が集中し、同区間の護岸沿いでの最大流速は9.4m/secと高流速が生じている。この直接原因は現状河道でNo.61~No.67間に形成している砂礫堆に洪水で形成された砂礫堆が移動して、同区間で集結し大単列砂礫堆が形成されるためであり、間接的にはNo.70~No.67間の左岸の護岸法線の屈曲による影響だと考えられる。流線の変動は流向写真-1に示している。

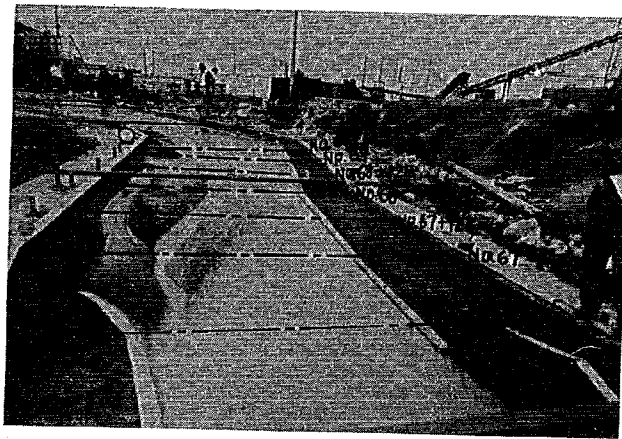


写真-4
No.66より上流の流況を示した。No.67よりNo.71の左岸砂礫堆が形成され流路幅を狭めている。流水は既設護岸によって流向が強制されている。

- ④ 流況の時間的変動（実験開始より10分、30分、60分後）を流向写真-1によって示した。実験開始直後からNo.77より上流の右岸に砂礫堆が形成されNo.79~No.76間の左岸沿いに流水が集中する。No.77~No.73の右岸で昭和47年当時形成している砂礫堆は、時間の経過に従って発達する。砂礫堆の移動によって流水が護岸沿いに集中する区間が変化していくがNo.77~No.73付近の左岸で集中している。No.71~No.67間の右岸の現況河道に形成している砂礫堆はNo.70~No.67の左岸の護岸法線による影響も加わって時間経過に従って発達する。No.70~No.67の左岸の護岸沿いは実験開始直後より流水が集中している箇所であり、砂礫堆の発達により流路幅が徐々に狭められている。
- ⑤ 主な護岸水衝部での流水を表-3で測定位置、時刻別に示した。測定結果は6~11m/secの高流速を生じており、護岸の安全性に乏しい。

表-3

測定位置	測定時刻	流速	測定位置	測定時刻	流速
No.76~75左岸	9分	8.67 m/s	No.67 左岸	40分	10.29 m/s
No.78~77右岸	10	6.36	No.20・95右岸	37	4.08
No.73~72右岸	13	6.30	No.79 右岸	45	7.03
No.78~77右岸	25	5.63	No.69~68左岸	45	9.36
No.70~69左岸	24	6.23	No.71 右岸	48	6.08
No.69~68左岸	22	9.44	No.70~69左岸	50	7.44
No.72 左岸	24	7.14	No.71~70右岸	53	7.35
No.78~77右岸	30	10.42	No.67 左岸	57	7.35
No.77~76右岸	32	8.62	No.77~76右岸	60	8.62
No.69~68左岸	36	11.1			

(2) 実験No.2

実験No.1の流況と大差がない。実験開始より10分、30分、60分後の流況を流向写真-2に示しているが、特徴的な流況現象を整理すると次のようになる。

- ① 砂溜工が完成し、砂溜工流出部の護岸法線が改良されているので No.76 付近より上流の右岸の護岸沿いに流水が集中する度合は弱まる。
- ② No.21.25^kより下流左岸で護岸越水する。
- ③ No.78~No.76の左岸、No.71~No.70の右岸、No.70~No.67の左岸、No.67~No.66の左岸の護岸沿いに流水が集中する。
- ④ 流水の集中する箇所での流速は5~10m/secと高流速が生じており、常時流水が集中する No.69 付近の左岸護岸沿いでは4~5mの洗掘を受ける等、護岸の安全性に乏しい。

2) 河床変動

(1) 流出土砂量

表-4に給砂量と模型末端に流出した全土砂量との関係を示した。いずれの実験でも河道内は洗掘されており、給砂量の多少に関係なく流路工終端より流出する土砂量はほぼ同じ量であり、給砂の少ない実験No.2の方が河道内洗掘量が多い。流路工上流に砂溜工を計画しても流路工計画区間の河床低下を防止しない限り、流路工下流の勾配変化点等で土砂堆積による災害が発生する危険性を示している。

表-4 給砂量と流出土砂量との関係

実験No.	給砂量(A)	流出土砂量(B)	A/B	変動量
1	263,600 ^{m³}	325,000 ^{m³}	1.188	-51,400 ^{m³}
2	171,000	317,000	1.857	-146,000

(2) 河床変動量の縦断的变化

図-12は実験No.2について通水前に対する通水後の河床変動量を縦断的に表わしたものである。河床洗掘はいずれも流水が護岸沿いに集中しており、図-13で示すように護岸沿いで洗掘が著しい場所であることから、護岸法線の改良や砂礫堆が流況に与える影響を小さくし、流水の整流をおこなう等の対策が必要だと考えられる。

(3) 現況実験からの問題点と対策

- ① 現地河道で護岸高に余裕のないNo.21.25^k~20.75^k及び20.85^kの左岸、No.73~No.72の右岸で護岸越水する（図-4、写真-2）ので掘込み河道とする必要がある。
- ② 洪水で形成される砂礫堆は、すでに河道内に形成している砂礫堆に集結され、大きな単列砂礫堆に発達する。これに屈曲する護岸法線の影響も加わって流水を護岸沿いに集中させるので護岸沿いで流速は6~11m/secと大きく、No.69~67間の左岸等では4~5mも洗掘される等、護岸の安全性に乏しい。（流向写真-1）従って、河道内に形成している砂礫堆を掘削し、流況に悪影響を与えるNo.71付近の右岸、No.70~No.67の左岸護岸法線を修正する必要があると考えられる。
- ③ 流路工に流入する土砂量に関係なく表-4、図-12で示すように河床は洗掘されるので、これによって生産された土砂が流路工より下流の勾配変化点等に堆積して災害が発生する等の危険性があるので、河床低下を防止する必要がある。河道内で洗掘される場所は砂礫堆等の影響で流水が集中し、護岸沿いで洗掘量が多い場所である（図-12、図-13）。護岸の安全性からも砂礫堆が流況に及ぼす影響をできるだけ小さくする対策が必要となる。

3-2 単断面河道

3-2-1 流路幅の想定

- 1) 芦田ら⁴⁾は「河床材料及び河床勾配のいかんにかかわらず流路幅と流量は $B = (3.5 \sim 7) Q^{\frac{1}{2}}$ の関係にあり流路工の設計に対してもこの関係式で得られるような流路幅が考慮すべき最大値であろう」と言っている。これによると蛇尾川における流量と流路幅との関係は次のようになる。

表-5

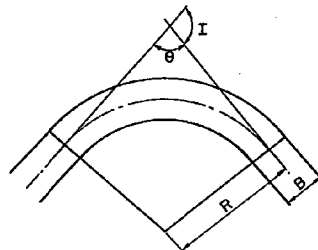
	$Q = 475 \text{ m}^3/\text{sec}$	$Q = 950 \text{ m}^3/\text{sec}$
$B = 3.5 Q^{\frac{1}{2}}$	76m	108m
$B = 5 Q^{\frac{1}{2}}$	109m	154m
$B = 7 Q^{\frac{1}{2}}$	152m	216m

- 2) 現在、蛇尾川は災害復旧工事等で護岸が両岸に施工されており、この護岸を利用した方が経済面からみて有利である。この場合、図-16に示した法線形状の基での流路幅は200mとなり、計画洪水流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ （40~50年確率流量）に対して、適用範囲内にあるので、流路幅を200mとする連続護岸法線を計画する。

3-2-2 法線計画

1) 法線形を計画するに際し、次のことを考慮した。

- (1) 現状河道で流況に悪影響を与えているNo.105の右岸、No.72～No.69の右岸、No.70～No.66の左岸の既設護岸法線を修正する。
- (2) 反曲線部を避ける。
- (3) 曲率半径は流路幅の10～15倍⁵⁾とする。
- (4) 彎曲度は $\theta = 60^\circ$ ⁶⁾とする。
- (5) 既設護岸を利用する。



2) 法線形状

法線形状は図—16に示した。彎曲部の諸元は次の通りである。

表—6 彎曲部の形状

I_p	I	R	$T \cdot L$	$C \cdot L$	θ	B'	R/B'
1	14°	3000m	341.82m	733.05m	166°	200m	15
2	$27^\circ 30'$	2000	489.40	959.94	$152^\circ 30'$	200	10
3	13°	2000	227.88	453.78	167°	200	10
4	$14^\circ 30'$	2000	254.44	506.14	$159^\circ 30'$	200	10

3—2—3 断面形状

連続式とManning式から $R \approx h$ において流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ における水深を求めると次のようになる。

$$Q = A V$$

$$Q = \frac{1}{n} H^{3/2} I^{1/2} B \quad (A = B \cdot h \quad R \approx h)$$

$$H_1 = \left(\frac{n Q}{B \sqrt{I}} \right)^{3/2}$$

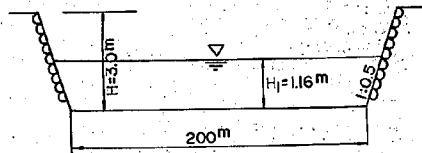
上式に $n = 0.035$ (設計値) $Q = 950 \text{ m}^3/\text{sec}$ $B = 200 \text{ m}$ $I = 1/59$ を代入すると $H_1 = 1.16 \text{ m}$ を得る。

余裕高は河川砂防技術基準によると、計画洪水流量が $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるから余裕深 ΔH は 1.0 m となる。計画水深は 1.16 m であるから $\Delta H/H_1 = 1.0/1.16 = 0.86$ となり、河床勾配 $1/59$ における下限値は 0.25 であることから $0.86 > 0.25$ となり、この計画断面でよいことになる。従って護岸高 3.0 m を想定する。

また、流水が等流状態で流下すると仮定した場合に計画した流路内での平均流速はManning式より、

$$V = \frac{1}{0.035} \times 1.16^{2/3} \times \left(\frac{1}{59} \right)^{1/2}$$

$$= 4.1 \text{ m/sec} \text{ となる。}$$



3—2—4 流況観察

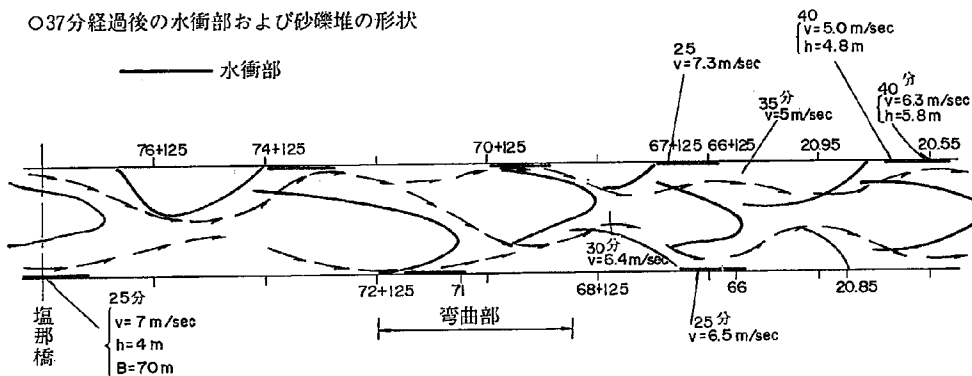
1) 実験No.3の流況(流量 $950 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 0%)

- ① 流向写真—3で示すように実験開始直後は複列に近い網状の砂礫堆が形成されているが、時間の経過とともに砂礫堆が集結し複列砂礫堆に変化し、ついには大きな単列砂礫堆に発達する。
- ② 実験開始後23分後における主流線はNo.78の右岸、No.74の右岸、No.72～69+125の左岸、No.70～69の

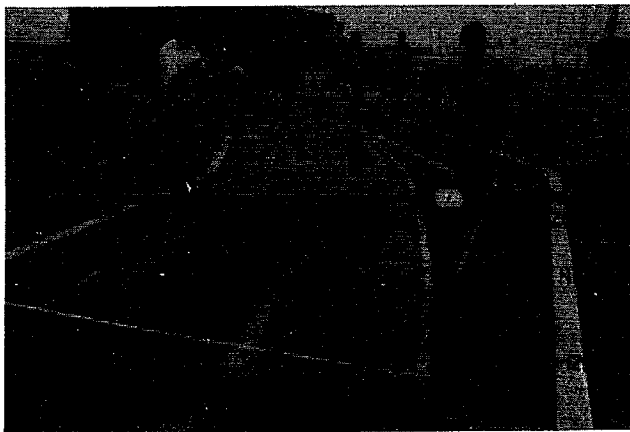
右岸、No.67+125~66+125の左岸、No.21.05k~20.65kの右岸、20.45kより下流の左岸に流心をとる。流水が集中する箇所での流速は、No.68~No.67+125左岸で6.7m/sec、20.65k~20.55kの右岸で6.7m/sec、20.65k~20.55kの右岸で8.3m/secと高流速を生じており、実験No.1やNo.2の場合と大差がない。

- ③ 実験開始より26分後にNo.79~No.75+125(塩那橋付近)の左岸に形成された砂礫堆が発達し、No.78~76の右岸沿いでの流路幅は50m程度となり、8.3m/secの高流速が生じている。
- ④ 実験開始より37分後の流況を模式的に示すと次の通りとなる。

○37分経過後の水衝部および砂礫堆の形状



- ⑤ 写真—5は実験開始より36分後の流況を、写真—6は46分後におけるNo.70付近の流況を示したものである。砂礫堆の移動にともない流水が護岸沿いに集中する箇所も徐々に下流に移行する。しかし、写真—4と同付近の流況を比較すると、実験No.4の場合に護岸法線の屈曲部や砂礫堆によって流水が強制されていることに比べると、実験No.5の方が護岸沿いでの集中力は弱い。



写真—5

実験開始より36分後のNo.70付近の流況

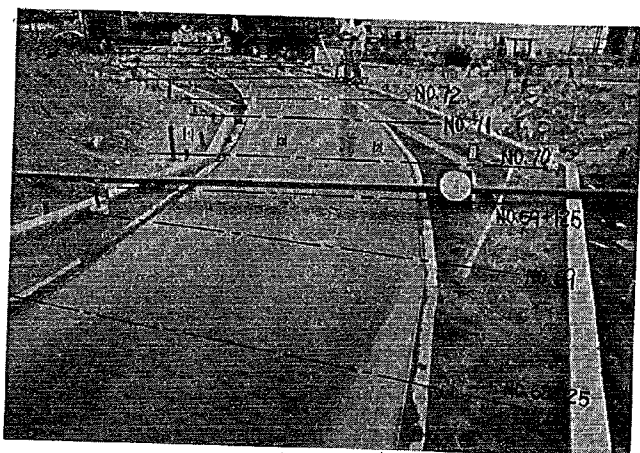


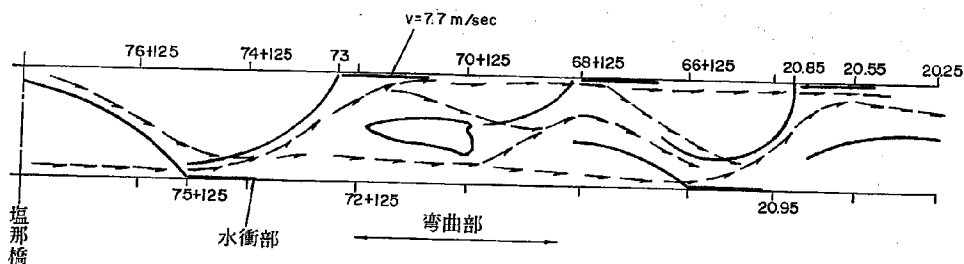
写真-6

実験開始より46分後のNo.70付近の流況

2) 実験No.4の流況 (流量 $950\text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 1.3%)

- ① 実験開始より5分後には2列の砂礫堆が形成されて、半波長 500 m 位で蛇行する。
- ② 実験開始より12分経過後、No.79地点より上流の中央部で砂礫堆が形成され、塩那橋付近で左岸寄りに流心をとる。この流れは実験No.3の場合と異なる。これより下流部はNo.74+125~No.73+125の右岸、No.72+125~72の左岸、No.70+125~69+125の左岸、No.68右岸、20.85~20.75右岸等に流心を取り、交互に蛇行しながら流下している。流速はNo.72で 6.5 m/sec 、No.68左岸の護岸沿いで 7 m/sec の高流速を生じている。
- ③ 実験開始より10分を経過する頃より、流水は右岸寄りに形成される砂礫堆の影響を受けて、左岸の護岸沿いに集中するようになる。(流向写真-4) 30分経過後に流水が集中する箇所で測定した流速は No.73+125の左岸およびNo.69~67左岸の護岸沿いでは流路幅が $25\sim50\text{ m}$ と狭まり、 $8\sim9\text{ m/sec}$ の高流速を生じている。
- ④ 実験開始より37分後の水衝部及び砂礫堆の形状を模式的に示すと次のようになる。

○37分経過後の水衝部および砂礫堆の形状



- ⑤ 写真-7は、実験開始より18分経過後でNo.73左岸に流水が集中している状況を示した。流速は 7.8 m/sec と大きい。
- ⑥ 写真-8は、実験開始より40分経過後のNo.20.55より上流の流況を示した。流向写真-4でも示しているようにNo.66より上流での流水は左岸寄りに流下する傾向を示している。No.66~No.20.95右岸、No.

20.85~20.35左岸で4~5mの局所洗掘を受けている。53分経過後、No.20.55kで9.0m/sec、またNo. 20.95右岸で流路幅が22mに狭まり9.5m/secの高流速を生じている。

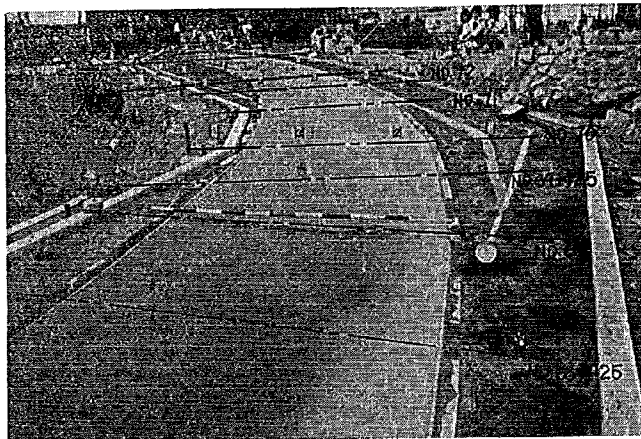


写真-7
実験開始より25分後の流況
No.69付近の左岸に流水が集中する。

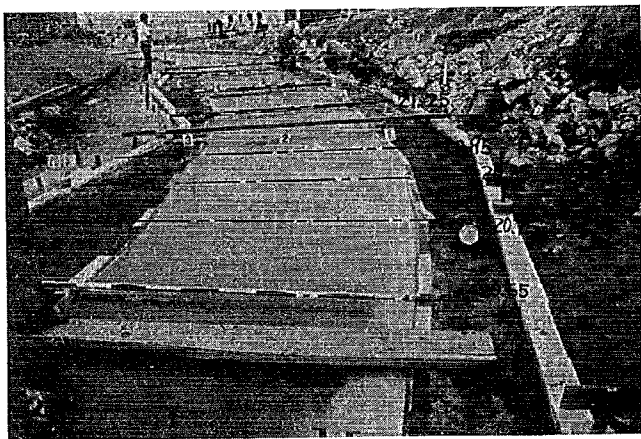


写真-8
実験開始より40分後の流況
No.20.55の左岸護岸沿いで9.0m/secの
高流速が生じている。

3) 実験No.5の流況 (流量475m³/sec、給砂量1.3%)

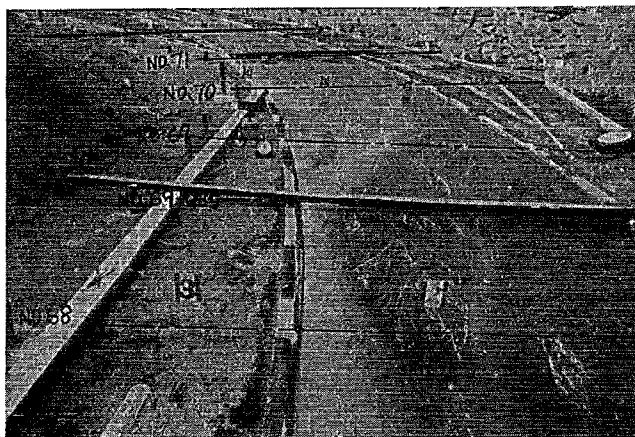
- ① 流向写真-5で示しているように実験開始直後は網流状の流れを示すが、時間の経過に従って複列及び単列状の砂礫堆が形成される。流水は右岸沿いに流下する傾向を示しており、実験No.4で左岸の護岸に沿う傾向を示す流れと異なっている。
- ② 実験開始より21分後の主流線は、No.77~No.76の右岸、No.73~No.72の左岸、No.71~70の左岸、No. 69~68の右岸、No.68~67+125の左岸、No.66+125~21.25kの右岸、20.95k~20.75kの右岸、20.65k~20.55kの左岸等に流心を取り、河道内を蛇行しながら流下する。
- ③ 実験開始より30分後、特に流水の集中が著しい箇所はNo.76+125の右岸、No.68+125の右岸、No.66

の右岸、No.20.55kの左岸であり、これら流水が集中する箇所の護岸沿いの流速は5～6m/secとなっている。

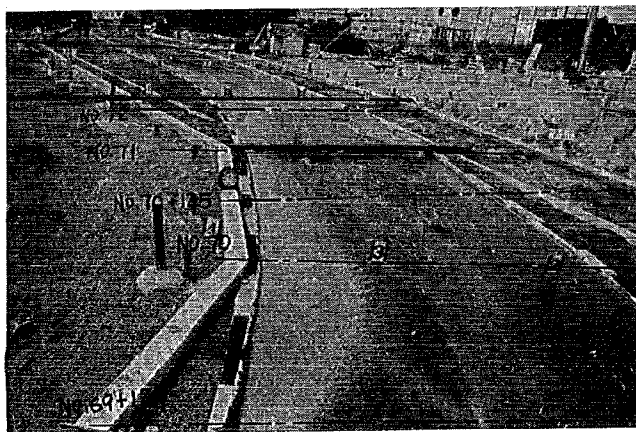
- ④ 流路中央部に形成した砂礫堆は水面上に露出し固定化されるものが多い。

写真－9、10は、水面上に露出した砂礫堆周辺の流況を示したものである。写真－9は実験開始より33分経過後で、No.68付近の流況を示している。砂礫堆によって流路は護岸沿いに、主流路幅は30～40mに狭められ、No.68+125～No.68間で右岸の流速は5m/secである。

写真－10は実験開始より50分経過後で、No.70付近の弯曲部の流況を示している。河道中央部に形成された砂礫堆により流水は右岸に集中し5～6m/secの流速が生じている。



写真－9
実験開始より33分後のNo.68付近の流況



写真－10
実験開始より50分後のNo.70付近の流況

4) 現状河道との流況の相違

- ① 実験No.2、No.3、No.4、No.5について実験開始より60分後に形成された砂礫堆の平面形状、同時刻の主流線及び実験終了直後の洗掘、堆積状況を図－15、図－17～19に整理した。また、各々の実験ケース

について実験開始より10分後、30分後、60分後の流況を流向写真—2、3、4、5で示している。

- ② 実験No.1及びNo.2の結果から現状河道の場合はNo.70～No.66+125間の既設護岸が強制的に流向を変えるような形状で施工されていることや、これに加えてNo.70～No.67間の右岸に現状河道で形成されている砂礫堆に洪水で形成される砂礫堆が集結して大単列砂礫堆に発達し、流路を狭め護岸沿いの河床洗掘を著しくする等の問題が生じた。
- ③ 実験No.3、No.4、No.5の場合に図—16で示した護岸法線を計画すると、現状河道のように護岸が強制的に流向を変えるような問題は解消されるが、河道内に形成される砂礫堆の影響で流水が護岸沿いに集中し、高流速を生じ、護岸沿いでの河床洗掘を著しくする等の問題が残る。
- ④ 図—15～19で示しているように、いずれの場合も洗掘を受けているのは護岸沿いであり、洗掘される区間は砂礫堆の長さによって各々異なっている。図—15（実験No.2）で既設護岸が流向を強制しているNo.71～No.70+125の右岸、No.69～68の右岸での護岸沿いの洗掘深が大きい。
- ⑤ 図—15（実験No.2）と図—18（実験No.4）から護岸法線を修正したことによる護岸沿いでの洗掘状況を比較すると次のようである。

実験No.2の場合にNo.75+125～No.72間の右岸は複列状の砂礫堆が形成され、護岸沿いでの洗掘深は実験No.4にくらべると小さい。実験No.4のように同区間で流路幅を200mに固定し、連続護岸を計画すると同区間は単列砂礫堆が左岸寄りに形成され、右岸で洗掘されるようになり負の効果が生じる。

- ⑥ 実験No.5の場合は、図—19に示しているように網流状の複列の砂礫堆を形成し、砂堆長もこれまでの実験にくらべて短い。護岸沿いでの洗掘深も小さくなる反面、全長に亘り護岸洗掘を受けるようになるのが特徴的である。

3—2—5 河床変動

(1) 流路工から流出する土砂量

- ① 表—7は給砂量と模型末端から流出した土砂量との関係を示したものである。表でA/Bの値は給砂量と流出土砂量との比を示すものであり、A/Bの値が小さい程、河道内に堆積する土砂量が多いことになる。現況実験の実験No.1の場合や計画河道で給砂量が0%の実験No.3の場合に河道は洗掘されるが、実験No.4の場合に給砂量の45.6%が、実験No.5の場合に57.3%が河道内に堆積することになり、それだけ現状河道にくらべて流路工により下流部で土砂堆積による災害の危険性は弱まることになる。これは護岸法線を修正したことや、現河道内に形成している砂礫堆を掘削し、河道整理をおこなったことによる効果とみなすことができるだろう。また、同表で実験No.3とNo.4との流出土砂量を比較すると、ほぼ同値であり河道洗掘量は流入砂量よりも流量の大小による影響を強く受けることがわかる。

表—7

実験No.	給砂量(A)	流出土砂量(B)	A/B	変動量
1	237,600 m ³	325,000 m ³	1.188	— 51,400 m ³
2	0	264,000	—	— 264,000
3	444,600	242,000	0.544	+ 202,600
4	222,300	95,000	0.427	+ 127,300

(2) 河床変動の動向

- ① 図—13は実験No.4、図—14は実験No.5について、各断面間の河床変動量を縦断的に示したものである。河床変動状況は流路工への流入条件や洪水の継続時間によって異なるものと考えられるが、いずれの実験でも現状河道の河床変動状況（図—12）にくらべると、洗掘区間が短い上、洗掘量も小さい。また、図—13、図—14で堆積量は上流程多くなる傾向を示し、特に実験No.5の場合にNo.78より上流部での堆積量が多い。図—13の実験No.4の場合はNo.78～No.73+125間で、全堆積量の47.8%が、また図—14の実験No.5の場合にNo.81～No.78間で60.1%が堆積している。この原因は給砂量（流入条件の最大値）にあると仮定し、同区間を除いた下流で土砂収支をおこなうと、全洗掘量は実験No.4の場合に32,000m³であり、実験No.5の場合に21,000m³と堆積量に対して、わずかな量であることから河道は堆積傾向を示すのみなしてよい。
- ② 図—20は実験No.4とNo.5について通水前に対する平均河床の縦断的变化高を示したものである。実験No.4は護岸沿いの洗掘高が小さい。No.77、No.71+125、No.21.15で1.0m程度の堆積高がある以外は0.5m以下の堆積高である。洗掘高も0.5m以下であり、平均河床の変化高は小さい。実験No.5の場合は、No.81～No.79区間を除いて実験No.4にくらべると堆積、洗掘ともに変化高は小さくなっている。
- ③ 図—21～23で実験No.4、No.5について計画河床高を基準面とした実験終了直後の護岸沿いの洗掘深を左右岸にわけて示した。図—21の実験No.3と図—22の実験No.4の場合は、洗掘深の大きい箇所が左右岸交互に生じており、洗掘深は4～5mと大きく、護岸の安全性に乏しいといえる。図—23の実験No.5の場合はNo.71の左右岸及びNo.66付近より下流部で約3m洗掘されている以外はほぼ1m程度の洗掘深である。すでに述べたように実験No.3、実験No.4は単列蛇行を呈し、砂礫堆が長いのに対し、実験No.5は複列から網状に近い流れを呈し、砂礫堆が短いことから洗掘深を小さくするには単列砂礫堆を複列や網流状にかえられるような工法をとればよいことになる。
- ④ 図—24は、実験No.3、No.4、No.5について各断面の最大河床変動高（実験終了直後の最高河床高と最低河床高との差）を整理したものである。変動高が小さい程、河道は安定することになる。図—24で実験No.3、No.4の場合に3～5mの変動高があり、これら変動高の大きい箇所は図—22、図—23で護岸沿いの洗掘深が大きい。図—24で、実験No.5の場合は3m以下の変動高であり、実験No.3、No.4にくらべて小さい。変動高を小さくするには、護岸沿いの河床洗掘を防止する必要がある。

3—2—6 単断面河道の問題点

- ① 計画洪水流量に対して河道内に単列状の砂礫堆が形成され、護岸水衝部で7～8m/secの高流速が生じ、4～5の洗掘を受けるので、護岸の維持面で問題がある。
- ② 4～5年確率流量の475m³/secに対しては、河道中央部等で砂礫堆が水面上に露出し固定される。このことは、流路が固定され、流水が集中するだけでなく、流水の疎通力を阻害することになる。
また流水が集中する箇所での流速は5～7m/secと大きく、通水中での洗掘量は4～7mとなる箇所もあるので、護岸維持面で問題がある。
- ③ 現状河道のように、既設護岸法線の影響によって流向を強制するような問題は解消される。また、流路工から流出する土砂量を少なくするので、下流で土砂堆積による災害の危険度が弱まること等が利点とし

て挙げられる。

3-3 複断面河道

3-3-1 法線計画

低水路幅を80mとし、図-25のような平面形状の複断面河道を計画した。高水護岸の法線は単断面河道のそれと同一形状であり、低水路護岸法線は高水敷護岸法線と平行になるように計画した。

3-3-2 断面形

(1) 低水路断面の設計

- ① 低水路で流過させる流量を475m³/sec (4~5年確率流量) 以下に計画する。低水路幅は、前述した芦田らの式から $B_1 \div 3.5 Q^{1/2}$ を適用させ、80mとする。
- ② 低水路水深は、連続式とManning式で $R \div h$ 、とみなすと次式によって h_1 が求まる。

$$h_1 = \left(\frac{n \cdot Q}{B_1 \sqrt{I}} \right)^{3/2}$$

ここで、 $n=0.035$ 、 $Q=475\text{m}^3/\text{sec}$ 、 $B_1=80\text{m}$ 、 $I=1/59$ を上式に代入すると $h_1=1.32\text{m}$ となる。複断面河道は、高水敷の保護を特別必要としない形状の方が得策であり、高水敷水深への影響を考慮し、 $h_1=1.5\text{m}$ で計画する。

(2) 高水敷断面の設計

- ① 高水敷幅は、既設護岸を利用することから、200mとする。
- ② 高水敷水深

$$Q_1 = \frac{1}{n} R^{3/2} I^{1/2} B_1 \quad h = \frac{1}{n} h^{5/3} I B_1 \quad (\text{ただし、} h \div R)$$

$$Q_2 = \frac{1}{n} h_2^{3/2} I^{1/2} B_2$$

$$Q = Q_1 + 2Q_2$$

$$h_2 = h - h_1$$

$$2B_2 = B - B_1$$

上式に $h_1=1.5\text{m}$ 、 $B=200\text{m}$ 、 $B_1=80\text{m}$ 、 $n=0.035$ を代入し、 h と Q との関係を試算すると図-26のようになる。

この図から

$Q=950\text{m}^3/\text{sec}$ に対する水深 h_2 は 0.39m を得る。

③ 高水敷の設計

高水敷は特別の保護岸を必要としないことを前提として設計するものとする。そこで、掃流力と岩垣の限界掃流力が等しくなるような高水敷水深を検討する。

$$U_*^2 = U_{*c}^2 \text{ より}$$

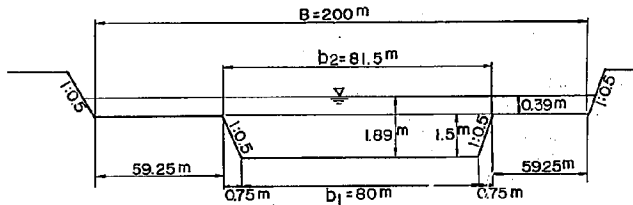
$$gh_2 I = 80.9d$$

$$\therefore h_2 = \frac{80.9d}{g I}$$

ここに、 $dm=10\text{cm}$ (図-6)、 $I=1/59$ を代入すると

高水敷水深は39cmであり、 $h_2 = 49\text{cm}$ より小さいので、高水敷の保護は必要ないことになる。

下図のような断面形状を仮定し、流過能力を検討する。



$$P_1 = 80 + (1.118 \times 1.5) \times 2 = 83.35 \text{ m}$$

$$V_1 = \frac{1}{0.035} \times 1.50 \times 0.13 = 5.57 \text{ m/sec} \quad (Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} = 1.29)$$

$$A_2 = \frac{1}{2}(59.25 + 59.45) \times 0.39 = 23.15 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 59.25 + (1.118 \times 0.39) = 59.69$$

$$R_2 = \frac{A_2}{P_2} = \frac{23.15}{59.69} = 0.39 \quad R_2^{\frac{2}{3}} = 0.534$$

$$V_2 = \frac{1}{0.035} \times 0.534 \times 0.13 = 1.98 \text{ m/sec}$$

$$\therefore Q_2 = 23.15 \times 1.98 = 45.84 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$2Q_2 = 45.84 \times 2 = 91.67 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\Sigma Q = Q_1 + 2Q_2 = 943.4 \text{ m}^3/\text{sec} \div 950 \text{ m}^3/\text{sec}$$

以上の計算結果から、仮定した条件でよいことになる。

また、 $h_2=0.39\text{m}$ は、③項で検討した $h=0.49\text{m}$ よりも小さく、 $d=10\text{cm}$ 粒径以上の砂礫は流送されないことになる。

護岸高は約1.0mの余裕を見込んで1.5mとする。

3-3-3 流況觀察 (実験No. 6-1、No. 6-2)

実験No.6-1は、流量475m³/sec、給砂量1.3%の条件での実験であり、実験No.6-2は、実験No.6-1に継続させ、流量を950m³/secに変化させた場合の実験である。給砂量は1.3%とした。

1) 実験No. 6—1の流況

① 実験開始より 8 分経過頃までは、低水路を満水状態で流下し、流向写真一 6 一(1)でみるように長さ 300～400m の単列の砂礫堆が形成される。No.75+125 右岸、No.73+125 左岸、No.72 右岸、No.70+125 左岸、No.68+125 右岸、No.66 右岸、No.20.95 左岸、No.20.75 右岸、No.20.55 左岸と流水は左右交互に蛇行して流下し、水衝部は砂礫の移動に伴って変化する。

- ② 実験開始後、16分を経過する頃より、弯曲部始端 (No.72) 付近で河床が上昇し、流水は両岸の高水敷上に0.3~0.5m程度冠水する。
- ③ 写真-11は、実験開始より14分経過後のNo.66付近から、上流の流下状況を示したものである。

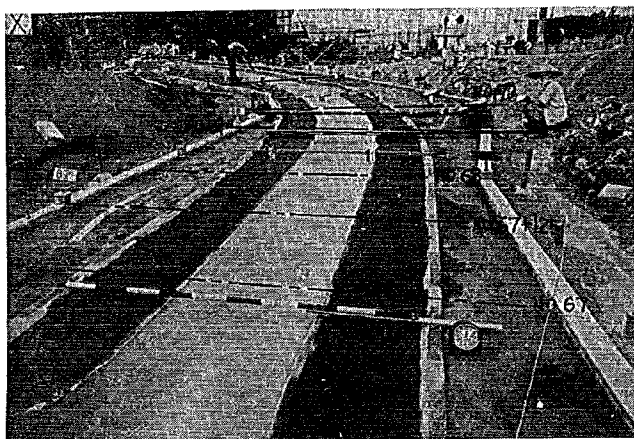


写真-11

低水路内に単列砂礫堆が形成されている。No.66+125左岸護岸沿いで5.5~6.0 m/secの高流速が生じている。

2) 実験No. 6-2の流況

- ① 流向写真-6-2で示すように、流量が多くなると砂礫堆の長さが長くなる。
- ② 写真-12は、No.68付近より上流の弯曲部における流況を示したものである。高水敷水深は0.5m程度である。No.69付近の左岸側低水路護岸沿いで7~8 m/secの高流速が生じ、3m前後河床が洗掘されている。

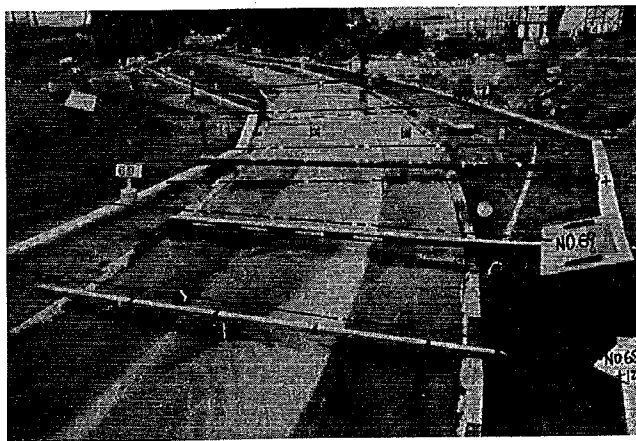


写真-12

実験開始より35分経過の弯曲部の流況

- ③ 写真-13は、No.71付近の実験終了時の状況を示したものである。低水路内は低水路護岸天端まで土砂が堆積し、低水路護岸裏は、洗掘されている。洗掘深は、No.71+125が最大で4 m程度である。No.72~No.70区間の左岸以外は高水敷で大きな洗掘はない。



写真-13

No.71付近の実験終了時の河床状況
低水路は土砂で埋没し、低水路護岸裏
は、No.71+125で4m洗掘されている。

- ④ 実験開始より42分経過後の低水路内の流況を模式図上で示すと次のようになる。各所で6～8 m/secの高流速が生じている。また、No.68の左岸で5.6mの洗掘を受ける等、水衝部地点では3 m以上の河床洗掘が生じている。

○42分経過後の河道内の流下状況 ($Q=950\text{m}^3/\text{sec}$)

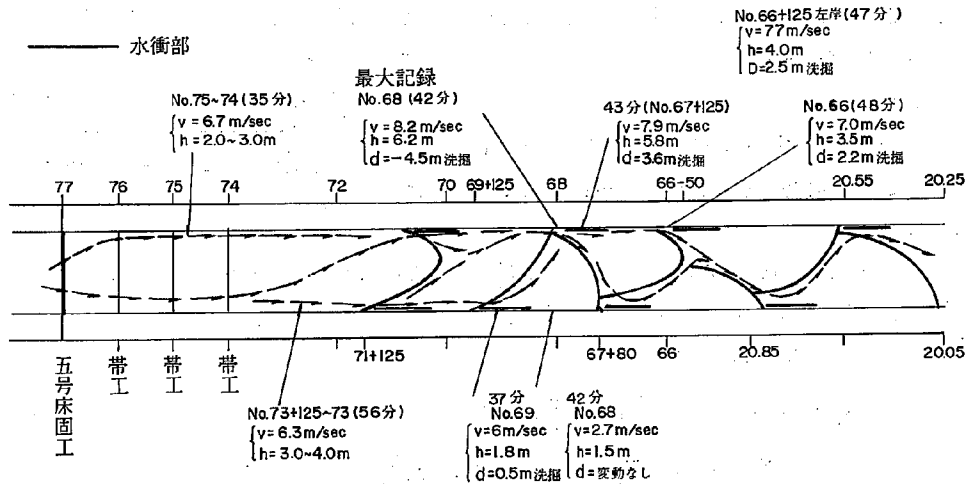


表-8 給砂量と流出土砂量

実験 No.	流 量	A 給砂量	B流出土砂量	B/A	
4	950 (m^3/sec)	12.35	6.72	0.544	単断面河道
5	475	6.175	2.64	0.427	
6-1	475	6.175	4.26	0.690	複断面河道
6-2	950	12.35	7.99	0.647	

3-3-4 河床変動

1) 流路工から流出する土砂量

表-8は給砂量と流出土砂量(模型末端で3分間隔に測定した流出土砂量の平均値)との関係を示したものである。実験No.4とNo.6-2では、実験No.6-2の方が $1.27\text{m}^3/\text{sec}$ の多くの土砂量が、また、実験No.5とNo.6-1では、実験No.6-1の方が $1.62\text{m}^3/\text{sec}$ の多くの土砂量が流路より下流に流出されている。複断面河道は単断面河道よりも流路工より下流に流出する土砂量を多くするが、給砂量の30~35%の土砂量が流路工内に堆積していることになる。

3-3-5 複断面河道の問題点

計画した複断面河道は、No.71付近の弯曲部で低水路護岸天端まで土砂が堆積し、護岸裏の洗掘が著しいことや、低水路は単列砂礫堆が形成され $475\text{m}^3/\text{sec}$ の流量に対しても、低水路護岸沿いで $4\sim 7\text{m}/\text{sec}$ の高速流が生じ $3\sim 4\text{m}$ の洗掘を受ける箇所がある等、低水護岸の維持が問題である。

3-4 帯工の検討

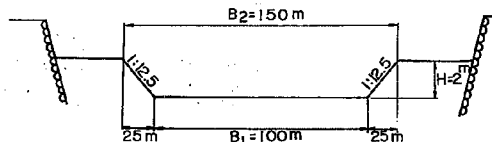
実験No.4及びNo.5で検討した単断面河道は、砂礫堆の影響によって流水が護岸沿いに集中し、護岸維持面で問題があった。また、砂礫堆は時間の経過に伴ない、網状→複列→単列へと形状を変え、単列蛇行護岸沿いの洗掘深が大きくなり、また、洗掘区間は砂礫堆の長さに関係すること等がわかった。そこで、単断面河道に帯工を計画し、砂礫堆が流況に与える影響を小さくし、流水を河道中央部に導びかせることを考えた。

3-4-1 帯工形状

(1) 流路幅

下幅 B_1 は流量 $475\text{m}^3/\text{sec}$ に対して 100m ($B \approx 5Q^{1/2}$)、

上幅 B_2 は流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$ に対して 150m ($B \approx 5Q^{1/2}$)に計画した。



(2) 袖高

袖高 H は、計画した断面幅で計画洪水流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$ を流過できる水深を堰の流量計算式より求め、この水深に等しい袖高を計画する。

堰の流量計算式は次式で示される。

$$Q = \frac{2}{15} u \sqrt{2g} \left[5B_2 \left\{ \left(H + \frac{V_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{V_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right\} - \frac{B_2 - B_1}{H} \left\{ \left(H + \frac{V_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \left(3H - 2 \cdot \frac{V_0^2}{2g} \right) + 2 \left(\frac{V_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right\} \right]$$

ここで、

u ; 流量係数 0.63

B_1 ; 水通し部下幅 100m

B_2 ; 水通し部上幅 150m

H ; 越流水深 (m)

$\frac{V_0^2}{2g}$; 接近流速水頭

である。

$\frac{V_0^2}{2g}$ は次のようにして求めた。

Manningの流速公式は、

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

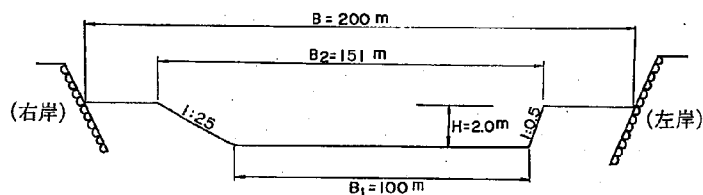
で与えられる。

$R = h$ とみなし、 $n = 0.035$ 、 $h = 1.16 \text{ m}$ (単断面河道の設計値)、 $I = 1/59$ を代入すると

$V_0 = 4.1 \text{ m/sec}$ となり、 $\frac{V_0^2}{2g} = 0.858$ が求まる。

堰の流量計算式に、 $H = 2.0 \text{ m}$ を代入して流量を求めると、計画洪水流量にほぼ等しい $941 \text{ m}^3/\text{sec}$ となることから、袖高は 2.0 m に計画した。

また、No.72、No.70+125、No.69+125、No.68の弯曲部に計画する帯工は、流水が左岸護岸に集中するのを防止するために次の様な形状を考えた。



(2) 護岸高

護岸高は袖高 2 m に余裕 1 m を加えた、 3.0 m に想定する。

3-4-2 帯工間隔

図-27は実験No.4で形成された砂礫堆の平面形状と、帯工の位置をしるしている。帯工の位置は、砂礫堆の平面形状を基に決めており、帯工間隔は図-28に示した通りとなる。図-28で河床縦断勾配は次のような考えの基に次めた。

- ① 流路工下流端の河床基準高は、流路工より、下流部の河床勾配と那須疎水によって制限される。また、上流端は塩那橋や水道橋の基礎高、砂溜工区間の河床勾配等によって制限される。
- ② 帯工の計画勾配は、流路工終端の基準高を出発点とし、No.77地点に計画した床固工の水通し天端を結ぶ $1/59$ とした。この勾配は昭和47年測量結果による最深河床勾配にほぼ等しく、しかも砂溜工の計画河床勾配に等しい。
- ③ ここで、帯工の計画勾配を $1/59$ にすると塩那橋や、水道橋の基礎の根入深が浅くなることから No.77 地点に落差 1.5 m の床固工を計画し、工作物の基礎を保護することにした。

3-4-3 流況観察

(1) 実験No.7-1 ($Q = 950 \text{ m}^3/\text{sec}$ $Q_s = 1.3\%$)

- ① 流向写真No.7-1で実験開始より10分後、20分後、35分後、60分後の流況をみるように、主流線はほぼ河道中央部を流下する傾向を示している。
- ② 写真-13はNo.69付近より上流における実験開始より15分経過後の流況を示した。流路内は複列、あるいは二列の砂礫堆が形成されるが流水は河道中央部を流下している。

③ 写真-14は、No.20.35付近より上流における実験開始より50分経過後の流況を示している。帯工と下



写真-13

河道内に複列の砂礫堆が形成される。護岸沿いに流水が集中することがない。

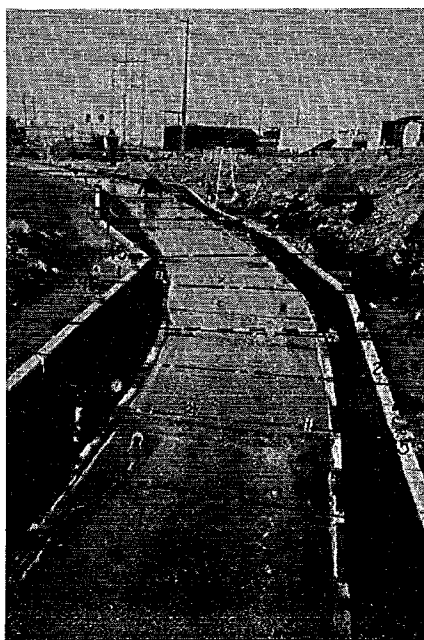


写真-14

帯工と下流帯工間に複列砂礫堆が形成されるが、流水は河道中央部を流下するので、中央部では砂礫堆が崩れ、平坦に近い河床状態を示す。

流の帯工間に複列状の砂礫堆が形成されるが、流水は河道中央部を流下するので、中央部で砂礫堆が崩れ平坦に近い河床状態がみられる。

④ 以上のように、実験No.3、No.4に比べると流水は整流されるようになり、帯工の効果は大きいことがわかる。しかし、次のような問題が残されている。

- ・ 流向写真7-1で実験開始より35分経過後の流線の変動をみるように、塩那橋上流の左岸に単列状の砂礫堆が形成され、No.78の右岸、No.77の左岸、No.74付近の左岸、No.72+125の右岸、No.71の左岸等に流水が集中する単列蛇行が生じている。
- ・ 写真-15で示すように、No.77に計画した落差工直上流の左右岸で土砂が堆積し、左右岸で護岸越水する。

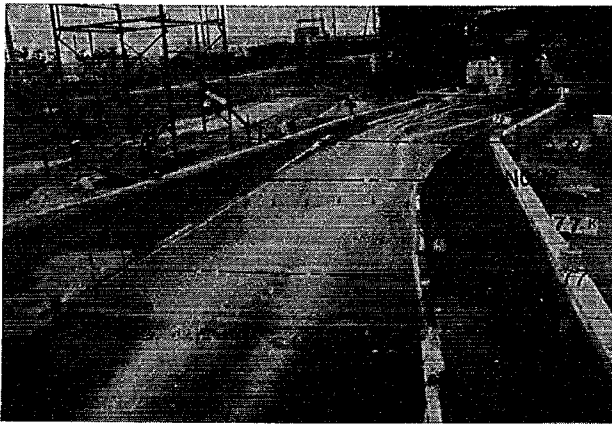


写真-15
床固工直上流の護岸越水状況

(2) 実験No.7-2 ($Q=475\text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $Q_s=0.3\%$)

- ① 実験開始より20分を経過する頃までは、実験No.7-1と同様の流況を呈し、帯工と下流帯工との間に複列状の砂礫堆を形成するが、流水は河道中央部を流下している。
- ② 実験開始より30分を経過する頃より、流向写真7-2が示すように、No.81~No.77の右岸に単列状の砂礫堆が形成し、時間の経過に従って同区間に形成した砂礫堆は左岸に発達する。そして、これより下流、No.71間で単列蛇行を生じるようになる。
- ③ 流向写真7-2で実験開始より60分経過後の流況を示しているように、No.77の左岸、No.76の右岸、No.72+125の右岸、No.71の左岸を水衝部とする単列蛇行が生じている。これらの水衝部は、実験No.7-1とはほぼ同位置である。
- ④ 写真-16はNo.73より上流における実験開始より50分後の流況を示したものである。

(3) 実験No.7-3 ($Q=950\text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $Q_s=0.3\%$)、実験No.7-4 ($Q=475\text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $Q_s=1.3\%$)の流況を流向写真-7-3、7-4で示しているが、これまでと同様の流況がみられる。

写真-17は、実験No.7-3で、No.71より上流部における実験開始より30分経過後の流況を示したものである。河道内は流路中央部に複列の砂礫堆が形成され、流水は左右岸に二分される。護岸沿いでの流速

は最大 5 m/sec 前後である。

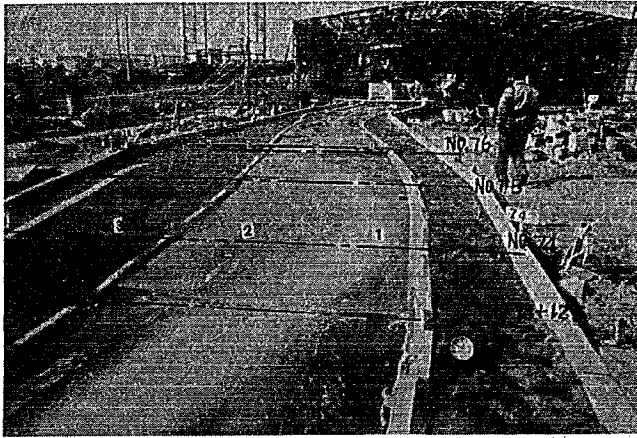


写真-16

No.76の右岸、No.74の左岸が水衝部となっている。これらの水衝部での流速は 5m/sec前後である。

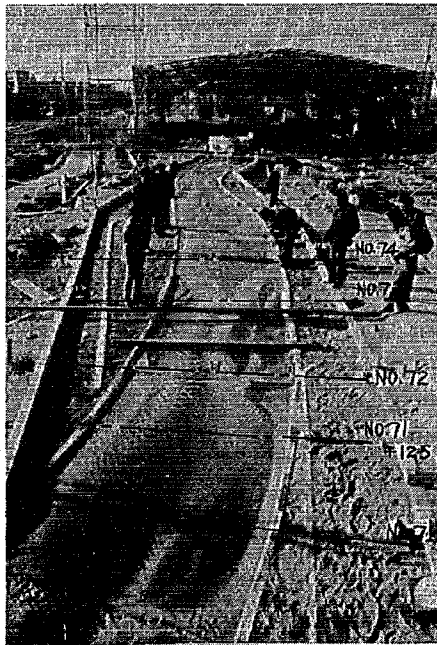


写真-17

実験No. 7-3でNo.71より上流部における実験開始より30分経過後の流況

(4) 流速と局所洗掘

実験No. 7-1、No. 7-2について流水が集中する箇所での流速や局所洗掘等を表-9、表-10で整理している。各々の実験ケースを通じて流速が大きい箇所では 5 ~ 6 m/sec 程度である。また、局所洗掘深は最大 2 m 程度である。

(5) 実験No.4と実験No. 7-1との流況の比較

表-10 流況観察記録表

実験Ⅱ7-2 模型形態 単断面 横工設置 (床固工1棋, 帯工11棋)						実験条件 $Q=475\text{m}^3/\text{s}$, $q_s=0.3\%$, $T_m=60\text{min}$						
測定時間 (min)	測定位置	河床高 $T.P.(m)$	水深 (m)	流路幅 (m)	流速 (m^3/s)	測定時間 (min)	測定位置	河床高 $T.P.(m)$	水深 (m)	流路幅 (m)	流速 (m^3/s)	備考
7	Ⅱ21.05左岸より80m地点	(+0.8)	1.0		3.0	28	Ⅱ67+125左岸より140m地点 (±0)	1.4			2.7	
7	" " 100m地点	(+1.5)	2.0		3.9	30	Ⅱ67左岸より100m地点 (-0.9)	1.7			3.5	
7	" " 140m地点	(+1.2)	1.5		3.8	30	" " 140m地点		1.8		4.2	
9	Ⅱ20.95左岸より80m地点	(±0)	0.7		2.2	32	Ⅱ68+125左岸より40m地点 (-1.3)	1.7			2.3	
9	" " 120m地点	(+0.3)	1.3		3.7	32	" " 100m地点 (-1.3)	1.4			3.9	
9	" " 160m地点	(±0)	1.4		3.4	33	Ⅱ68+125左岸より160m地点	1.4			3.3	
11	Ⅱ67+125左岸より100m地点	(+0.8)	2.0		3.3	34	Ⅱ69左岸より60m地点	1.0			3.4	
11	" " 140m地点	(±0)	2.3		5.0	34	" " 100m地点	1.5			2.8	
11	" " 160m地点	(-0.9)	1.0		3.2	34	" " 140m地点	1.4			3.2	
13	Ⅱ67左岸より100m地点	(-0.1)	1.0		3.4	35	Ⅱ76+125左岸より100m地点	1.5			3.8	
13	" " 120m地点	(+0.8)	2.4		4.7	35	" " 140m地点	2.4			4.9	
13	" " 160m地点	(-0.4)	1.0		2.9	39	Ⅱ76左岸より120m地点	1.5			3.8	
15	Ⅱ68+125左岸より40m地点	(-1.3)	1.0		2.3	39	" " 160m地点	2.0			3.4	
16	" " 100m地点	(-1.3)	0.7		3.1	45	Ⅱ21.05左岸より60m地点	2.5			3.1	
17	" " 140m地点	(-1.0)	0.8		2.5	45	" " 100m地点	1.0			3.8	
18	Ⅱ69左岸より60m地点	(+1.0)	1.4		3.5	45	" " 160m地点	1.0			2.4	
18	" " 100m地点	(+0.7)	1.5		3.5	46	Ⅱ20.95左岸より60m地点	1.8			3.6	
19	Ⅱ69左岸より140m地点	(+1.0)	1.4		2.6	46	" " 100m地点	0.7			2.6	
20	Ⅱ76+125左岸より60m地点	(+1.1)	0.7		3.7	46	" " 200m地点	2.4			4.4	
20	" " 100m地点	(+1.1)	1.8		3.7	49	Ⅱ67+125左岸より80m地点	2.4			4.6	
20	" " 140m地点	(+1.2)	1.7		3.8	49	" " 120m地点	1.2			4.3	
21	Ⅱ76左岸より60m地点	(+1.1)	1.0		3.1	50	" " 160m地点	2.4			4.3	
21	" " 100m地点	(+1.1)	1.8		3.0	51	Ⅱ67左岸より100m地点	2.4			3.3	
22	" " 140m地点	(+1.2)	1.4		3.3	51	" " 160m地点	0.6			3.1	
26	Ⅱ21.05左岸より80m地点	(+0.8)	3.0		4.5	53	Ⅱ68+125左岸より80m地点	2.0			5.6	
26	" " 120m地点	(+1.2)	1.2		3.0	53	" " 120m地点	2.0			3.9	
27	Ⅱ20.95左岸より80m地点	(±0)	2.0		4.8	55	Ⅱ69左岸より60m地点	1.5			3.5	
27	" " 120m地点	(+0.2)	1.0		3.2	55	" " 100m地点	1.4			3.6	
28	Ⅱ67+125左岸より100m地点	(+0.8)	2.0		3.4							

表-9 流況観察記録表

実験No 7-1 模型形態 単断面 横工設置(床固工1根, 帯工11根)						実験条件 $Q=950 \text{ m}^3/\text{s}$, $q_s=1.3\%$, $T_m=60 \text{ min}$						
測定時間 (min)	測 定 位 置	河床高 $T.P.(m)$	水 深 (m)	流路幅 (m)	流 速 (m/s)	測定時間 (min)	測 定 位 置	河床高 $T.P.(m)$	水 深 (m)	流路幅 (m)	流 速 (m/s)	備 考
5	No 74+125左岸	(-0.9)	1.8		2.4	30	No 74+125左岸より50 m地点	(-0.9)	2.8		5.2	
6	" 右岸	(-0.7)	1.4		2.8	30	" " 100 m地点	(-1.0)	2.0		4.5	
6	" 左岸より100 m地点	(-1.4)	2.3		4.9	31	No 74左岸より20 m地点	(-1.5)	3.2		5.2	
6	No 74左岸	(-0.9)	2.4		3.5	32	" " 40 m地点	(-1.0)	1.5		5.0	
6	" 左岸より100 m地点	(-0.7)	2.0		4.2	35	No 73左岸より50 m地点	(± 0)	2.0		3.2	
7	No 74右岸	(-0.5)	1.8		3.5	35	" " 100 m地点	(± 0)	1.5		4.3	
10	No 73左岸より50 m地点	(-1.0)	2.0		4.2	36	" " 150 m地点	(-1.5)	2.6		4.8	
10	" " 100 m地点	(-0.8)	2.0		4.5	37	No 72+125左岸より40 m地点	(-0.5)	2.0		4.3	
13	No 72+125左岸より50 m地点	(-0.5)	1.5		3.5	37	" " 100 m地点	(-0.4)	1.3		3.2	
13	" " 100 m地点	(-1.0)	2.4		4.5	38	" " 180 m地点	(-2.0)	3.2		4.5	
15	No 71左岸より50 m地点	(± 0)	2.0		3.5	38	No 71左岸より50 m地点	(-0.2)	2.0		4.6	
15	" " 100 m地点	(-0.2)	2.0		4.7	38	" " 100 m地点	(-1.3)	2.0		5.0	
15	No 70左岸より10 m地点		3.0		3.5	39	No 69左岸より50 m地点	(-0.5)	1.0		2.4	
15	No 70左岸より50 m地点		1.7		3.8	39	" " 100 m地点	(-1.3)	2.4		5.6	
15	" " 100 m地点		2.0		4.2	40	" " 150 m地点	(-1.1)	2.0		4.1	
19	No 69左岸より70 m地点	(-1.4)	2.4		3.5	41	No 68+125左岸より50 m地点	(± 0)	1.8		4.0	
19	" " 100 m地点	(-1.5)	3.0		4.9	41	" " 100 m地点	(-0.6)	2.0		5.3	
20	No 68+125左岸より50 m地点	(-0.8)	1.8		3.2	42	" " 200 m地点	(-1.3)	2.8		4.4	
20	" " 100 m地点	(± 0)	2.0		4.3	42	No 21.05左岸より50 m地点	(-0.4)	1.8		3.6	
20	" " 150 m地点	(+0.8)	1.0		2.1	42	" " 100 m地点	(-0.5)	2.0		5.2	
24	No 21.05左岸50 m地点	(-0.1)	1.8		4.1	43	No 20.95左岸より50 m地点	(± 0)	1.8		3.8	
24	" " 100 m地点	(-0.1)	1.7		5.2	43	" " 100 m地点	(-0.2)	2.0		4.6	
24	" " 130 m地点	(+0.1)	1.5		4.1	44	" " 150 m地点	(+0.5)	1.4		3.5	
25	No 20.95左岸より50 m地点	(+0.6)	1.4		3.8	45	No 20.75左岸より50 m地点	(-1.4)	2.4		3.2	
25	" " 100 m地点	(± 0)	1.5		4.7	45	" " 100 m地点	(-0.6)	2.0		4.3	
25	" " 130 m地点	(+0.4)	1.4		4.1							
28	No 20.75左岸より50 m地点	(-2.3)	2.4		3.9							
28	" " 100 m地点	(-2.0)	2.5		4.8							
28	" " 130 m地点	(-2.0)	2.4		5.0							

- ① 図-27は実験No.4と実験No.7-1とについて、実験開始より60分後における砂礫堆の平面形状を比較している。実験No.4の場合は長さ900mにも及ぶ単列砂礫堆や長さ600m前後の複列の砂礫堆が形成されているのに対して、帯工を計画した実験No.7-1の場合は帯工と下流帯工間に長さ150m~300m程度の複列の砂礫が形成されており、帯工を計画することにより砂礫堆の長さを短くすることができる。
- ② 流向写真-4と流向写真-7-1で主流線の時間的変動を比較すると、実験No.4の場合は砂礫堆の影響を強く受けて流水が長区間に亘り護岸沿いに集中するのに対して、実験No.7-1の場合は帯工と下流帯工間に複列の砂礫堆が形成されるが、流水はほぼ河道中央部を流下している。ただし、実験No.7-1で塩那橋上流の左岸に単列状の砂礫堆が形成され、No.78の右岸、No.77の左岸、No.74付近の左岸、No.72+125の右岸、No.71の左岸等で流水が集中する巢列蛇行を生じる問題がある。
- ③ 護岸水衝部での流速は実験No.4の場合のように6 m/sec~11m/secの高流速が生じているのに対して、実験No.7-1の場合は3 m/sec~6 m/secと小さい。
- ④ 図-18と図-27で実験終了直後に測定した洗掘、堆積状況を比較しても、実験No.7-1の方が護岸沿いでの洗掘深は小さい。

3-4-4 河床変動

- (1) 表-11で流路工末端から流出した総土砂量を実験No.4($Q=950\text{m}^3/\text{sec}$, $Q_s=1.3\%$)、No.7-1($Q=950\text{m}^3/\text{sec}$, $Q_s=1.3\%$)、No.7-2($Q=475\text{m}^3/\text{sec}$, $Q_s=0.3\%$)、No.7-3($Q=950\text{m}^3/\text{sec}$, $Q_s=0.3\%$)、No.7-4($Q=475\text{m}^3/\text{sec}$, $Q_s=1.3\%$)について比較した。

表-11 流路工から流出する土砂量

	給砂量(A)	流出土砂量(B)	B/A	変動量
実験No.4	444,600 ^{m³}	242,000 ^{m³}	0.544	+ 202,600 ^{m³}
実験No.7-1	444,600	188,000	0.423	+ 256,600
実験No.7-2	51,300	83,000	1.618	- 31,700
実験No.7-3	102,600	163,000	1.589	- 60,400
実験No.7-4	222,300	51,000	0.229	+ 171,300

- ① 実験No.4とNo.7-1を比較することにより、横工を計画すると河道に堆積する土砂量が多くなることわかる。
- ② 実験No.7-1とNo.7-3及び実験No.7-2とNo.7-4を比較することにより、流路工への流入条件で最大土砂量(土砂濃度1.3%)が流入する場合を想定すると計画洪水流量の950^{m³/sec}の場合に流入砂量の約60%、また、4~5年確率流量の475^{m³/sec}の場合に約80%の土砂が河道内に堆積することになる。また、砂溜工が完成した直後や、堆積土砂の掘削をおこなう等の管理がなされている状態を想定した時の最小流入砂量(土砂濃度0.3%)の場合は950^{m³/sec}、475^{m³/sec}のいずれにおいても河道は洗掘され、流入砂量の約1.6倍の土砂量が流路工から流出することになる。
- ③ 流路工から流出する土砂量は、流量が多い方が流出土砂量も多く、流量が同じであるならば流入砂量にあまり影響されないことがわかる。

(2) 河床変動量の縦断的变化

- ① 図-29は実験終了直後に測定した各断面の横断測量結果を基に通水前に対する河床変動量を縦断的にあらわしたものである。図-29が示すようにNo.75付近より上流部に堆積する土砂量が多く、河道内に堆積した総土砂量の約15%がNo.75付近より上流に堆積していることになる。これより下流部は帯工の下流で洗掘されていることを除くと、ほぼ均等に土砂が堆積している。
- ② 図-30は、図-29で示した変動量を平均河床高で表示したものである。No.75+125で平均河床が1.5m上昇するが、その他の断面ではほぼ0.5m程度の河床上昇である。また、帯工より50m下流では約1m程洗掘されている。

3-4-5 帯工の効果と問題点

- (1) 単断面河道に対して、図-27に示したような帯工を計画すると、帯工間で複列状の砂礫堆が形成されるが、単断面河道に形成した大きな単列状の砂礫堆に変化することなく、流水は河道中央部を流下するので護岸沿いの洗掘深は小さくなるのが効果として挙げられる。
- (2) ただし、No.71より上流ではNo.78の右岸、No.77の左岸、No.74付近の左岸、No.72+125の右岸、No.71の左岸等に流水が集中する単列蛇行が生じ流況を乱す等の問題があり、No.71より上流ではさらに流水を整流させるための検討が必要である。

3-5 計画勾配

3-5-1 護岸と床固工の基礎

(1) 静的安定勾配

① 水理式による検討

掃流力と岩垣の式による限界掃流力がつり合う時の勾配を静的安定勾配と考える。

$$U_*^2 = U_{*c}^2 \text{ より}$$

$$ghI = 80.9d$$

$$\therefore I = \frac{80.9d}{gh}$$

上式でdは次のようにして求めた。芦田ら⁷⁾は「与えられた河床材料に対する静的平衡勾配は、それらの粒径に対する限界掃流力の解析によって得られるが、とくに河床材料が一般の溪流のように広い粒度範囲をもった混合粒径の場合には90~95%粒径以下の粒径粒子が河床から選択流出するような状態になっても河床の平均的な低下は僅かであり、河床表面が河床構成材料のほぼ最大粒径の粒子で覆われた状態（アーマ・コート）になって安定する」といっている。これによると蛇尾川の溪床勾配が安定するときの粒径は $d_{90} = 25\text{cm}$ である。従って、粗度係数 $n = 0.035$ (設計値)、 $h = 1.18\text{m}$ (設計値) とするときの安定勾配は

$$I = \frac{80.9 \times 25}{980 \times 118} = \frac{1}{57}$$

となり、ほぼ現河道の河床勾配に近い値となる。

(2) 実験からの検討

- ① 実験No.7-1で実験終了直後に測定した各断面での最低河床高を縦断的に示すと図-28のようになる。

この値を用いて各帯工間の最低河床勾配を求めると次のようになる。

表—12 最低河床勾配

断面 No.	区間距離	最低河床高	高低差	最低河床勾配
76+125	(m)	410.10 ^(m)	(m)	
75+125	250	407.30	2.7	1 : 89.3
75		403.40		
74	250	399.10	4.3	1 : 58.1
73		395.20		
72	250	390.80	4.4	1 : 56.8
71+125		388.90		
71	125	387.00	1.9	1 : 65.8
70		383.20		
69+125	125	381.80	1.4	1 : 89.3
69		379.00		
68+125	125	377.90	1.1	1 : 113.6
68-50		374.40		
67	200	371.40	3.0	1 : 66.7
66+125		366.50		
21.25	220	365.60	0.9	1 : 244.4
21.15-50		362.40		
20.95	149	360.10	2.3	1 : 64.8
20.85-50		356.50		
20.65	150	355.30	1.2	1 : 125.0
20.55-50		350.20		
20.25	248	348.90	1.3	1 : 190.8
			平均勾配	1 : 105.8

最低河床勾配が特に緩となる区間は、図—28と表—11で、5号～6号帯工間、7号～8号帯工間、9号～10号帯工間、10号～2号床固工間等である。これらの区間では床固工の基礎や床固工直下流の護岸基礎根入深は3m以上も必要とする等の問題がある。

3—5—2 護岸高の検討

3—4—1で検討しているように護岸高は計画洪水流量950m³/secに対して堰の流量計算式から、帯工の下幅100m上幅150mとしたときの水深2mを求め、これに余裕高1mを加えた3mを護岸高をしている。図—28に護岸天端高と実験No.7—1で実測した測定新面での最高水位をしるしている。護岸天端高と最高水位との差が小さい帯工上流で約1.0m余裕深があることから、護岸高は3.0mに計画すると安全であると考えられる。

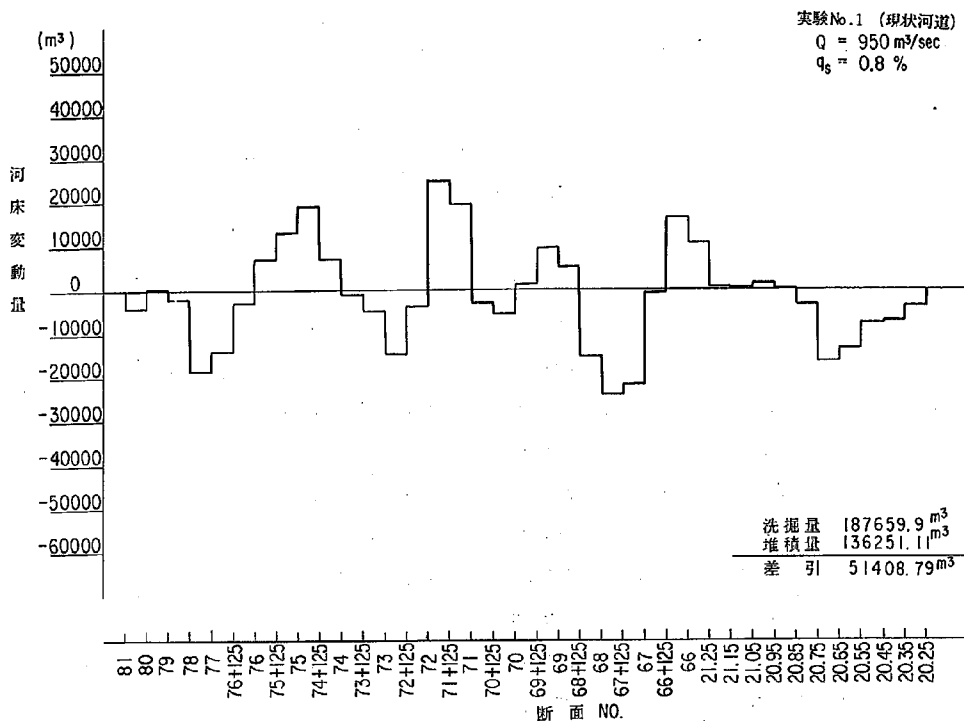


図-12 河床変動量の縦断的变化 (実験No.1)

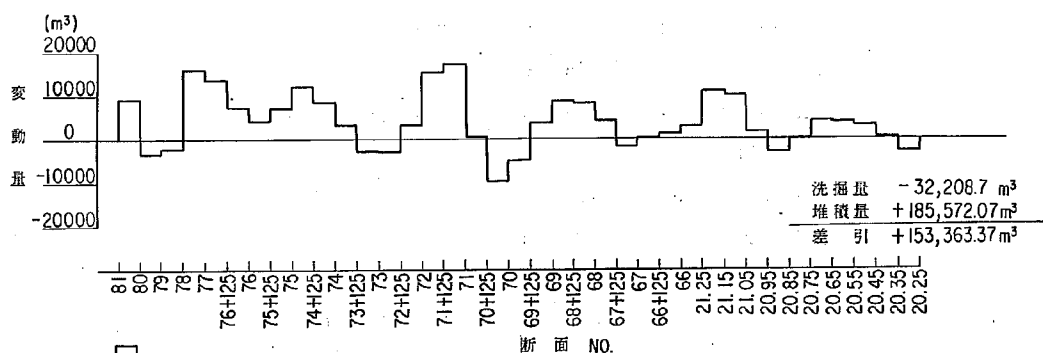


図-13 河床変動量の縦断的变化 (実験No.4)

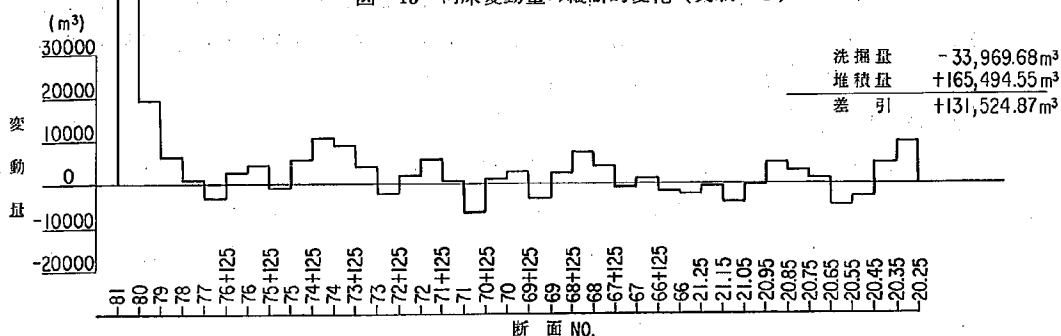


図-14 河床変動量の縦断的变化 (実験No.5)

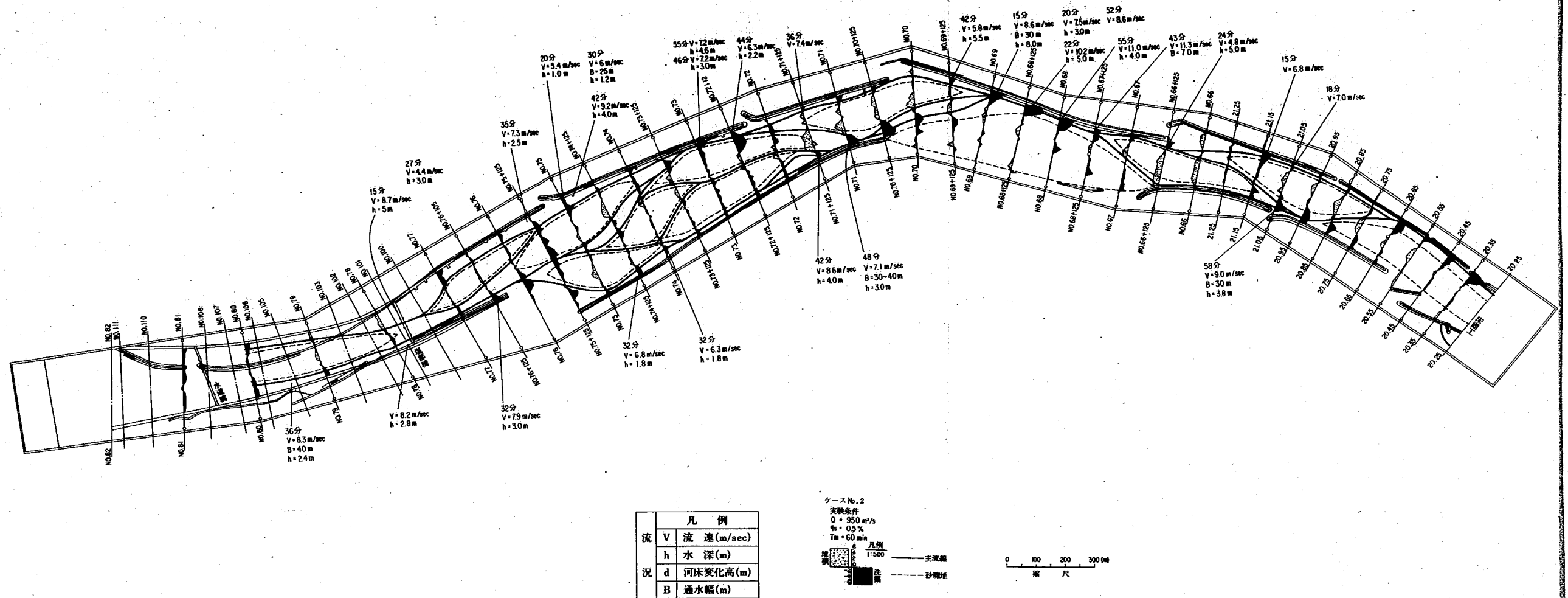
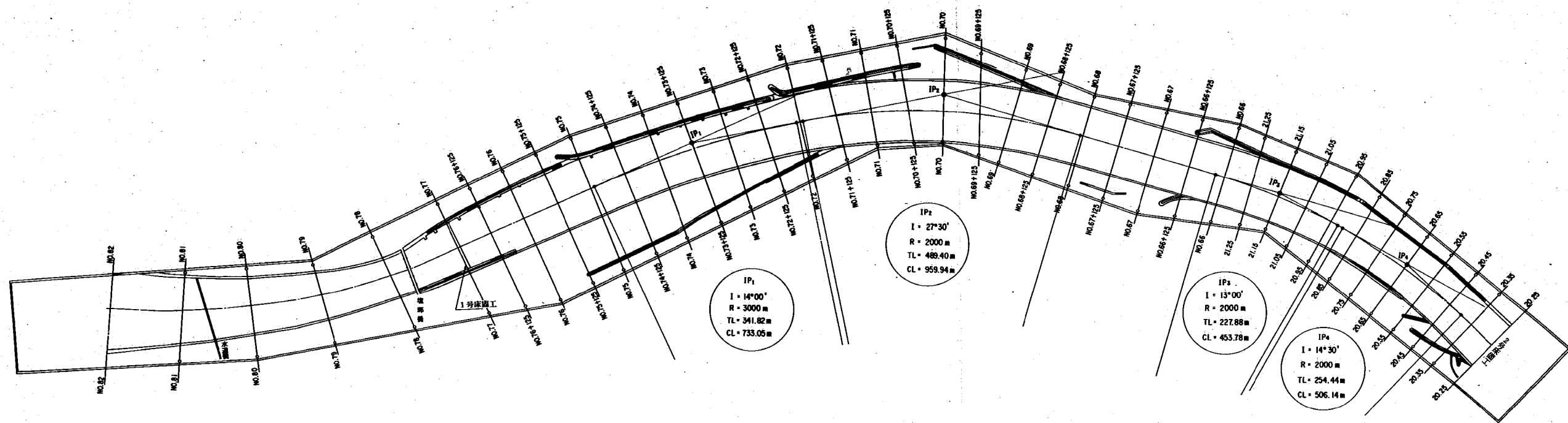


図-15 洗 掘 お よ び 堆 積 状 況



凡 例	
流	V 流 速(m/sec)
h	水 深(m)
况	d 河床变化高(m)
B	通水幅(m)

0 100 200 300 (m)

图-16 流 路 工 法 线 形 状

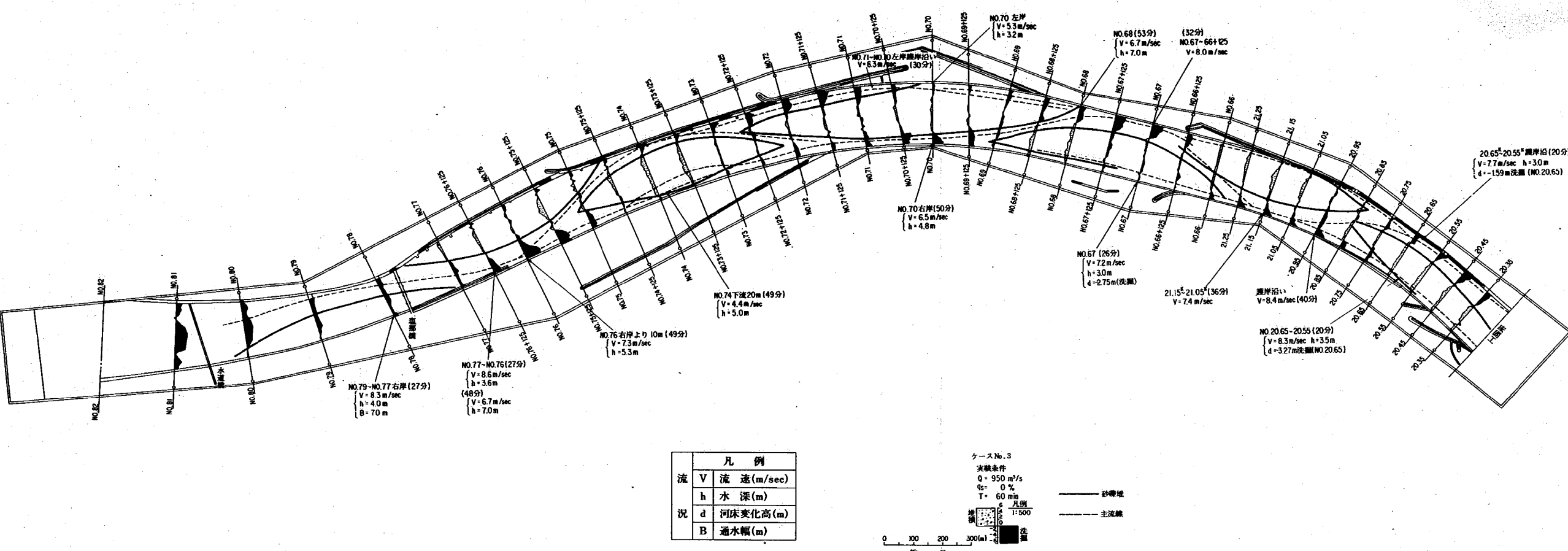
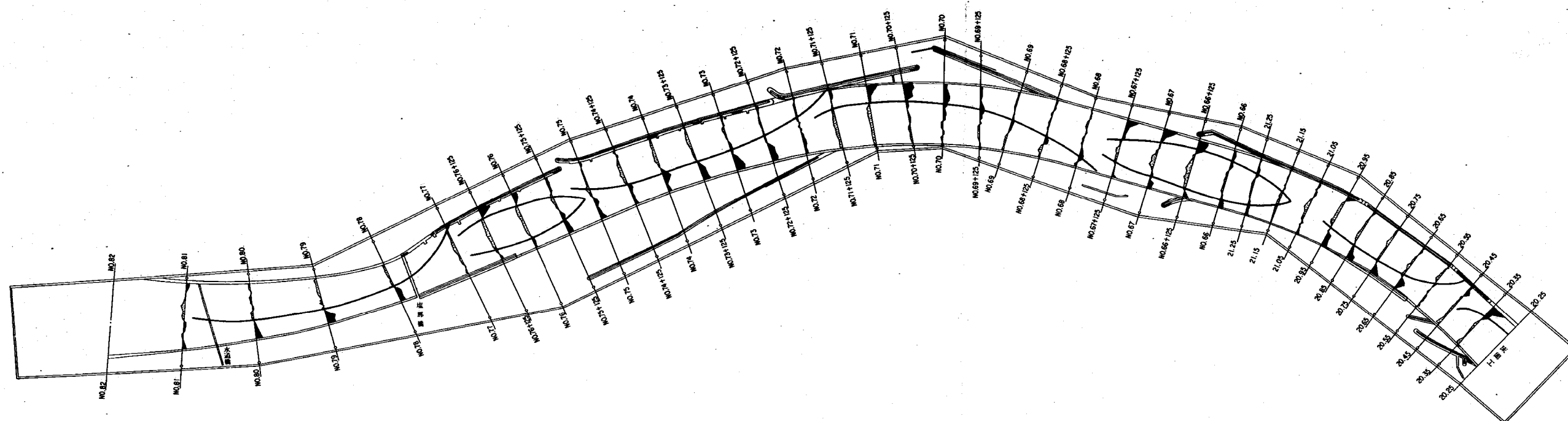


図-17 洗掘および堆積状況



流 况	凡 例	
	V	流 速(m/sec)
	h	水 深(m)
	d	河床变化高(m)
	B	通水幅(m)

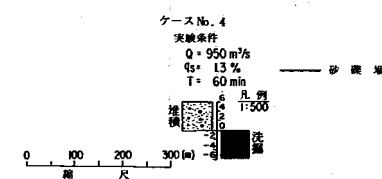
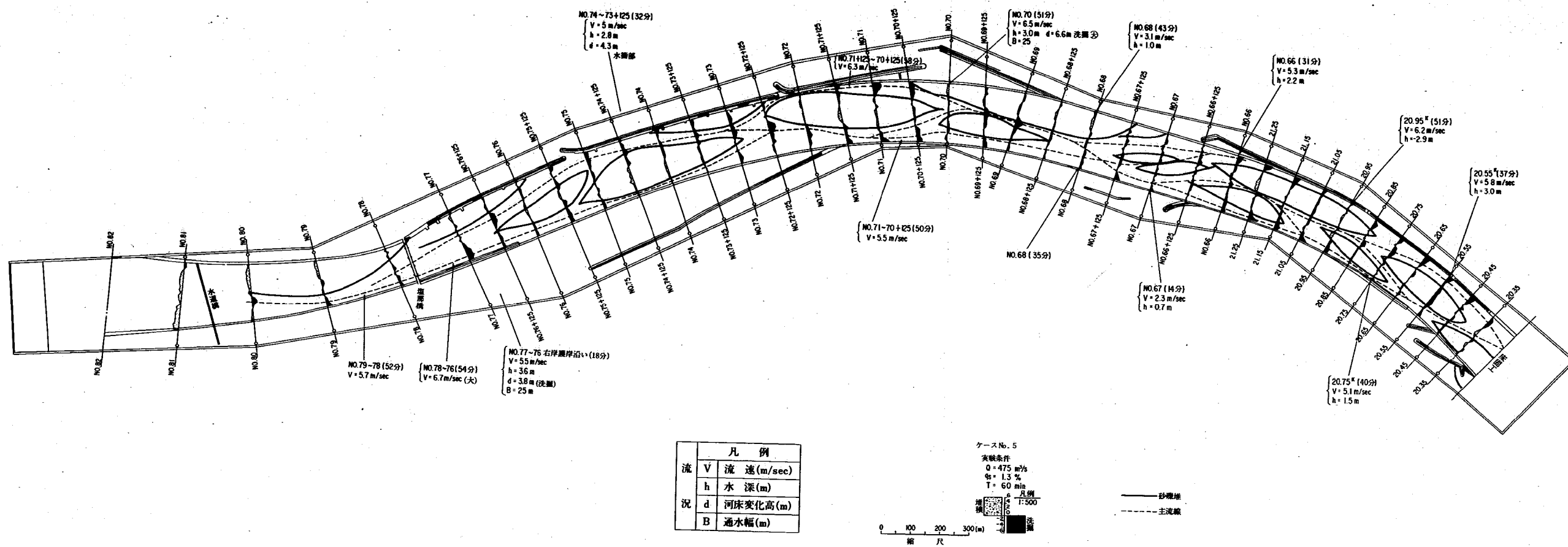


図-18 洗掘および堆積状況



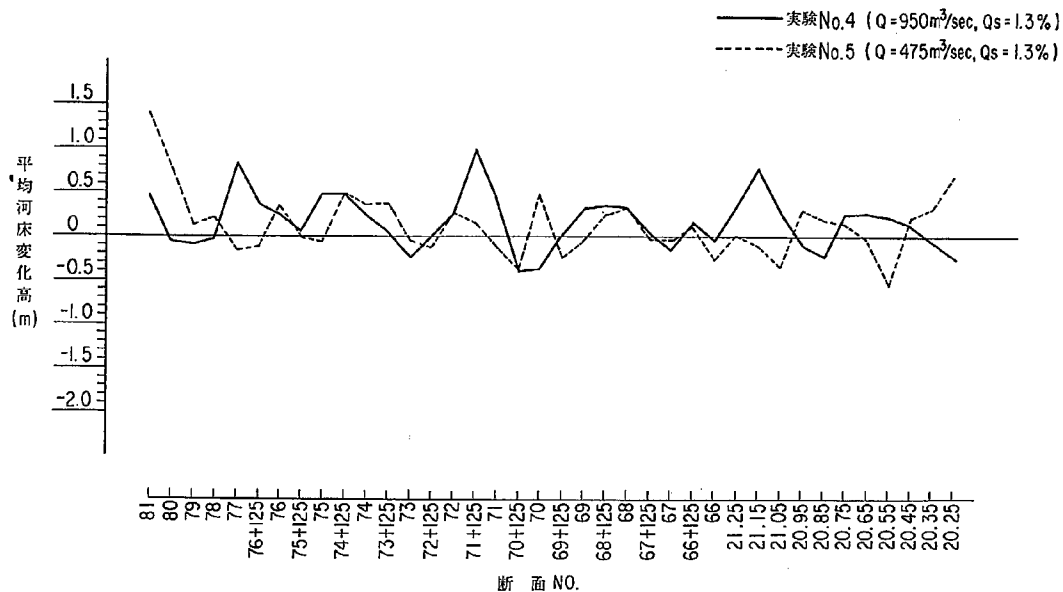


図-20 平均河床の縦断的变化高

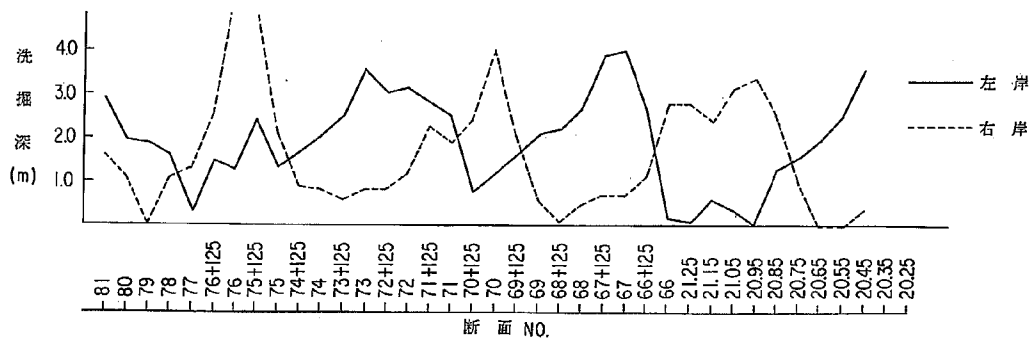


図-21 護岸沿いの洗掘深 (実験No.3)

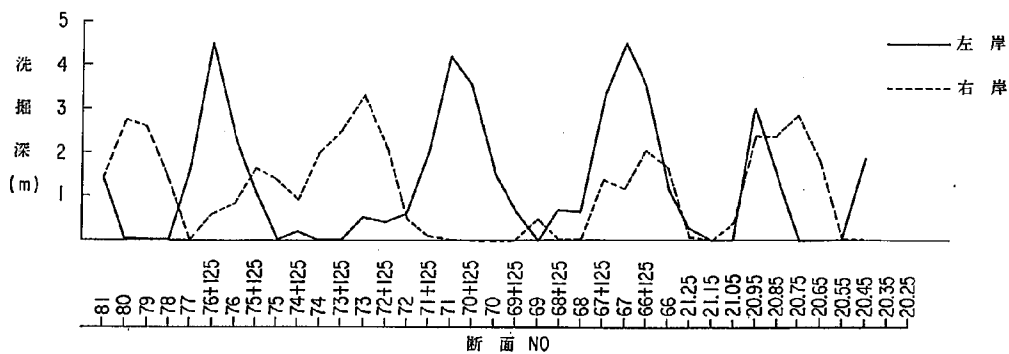


図-22 護岸沿いの洗掘深 (実験No.4)

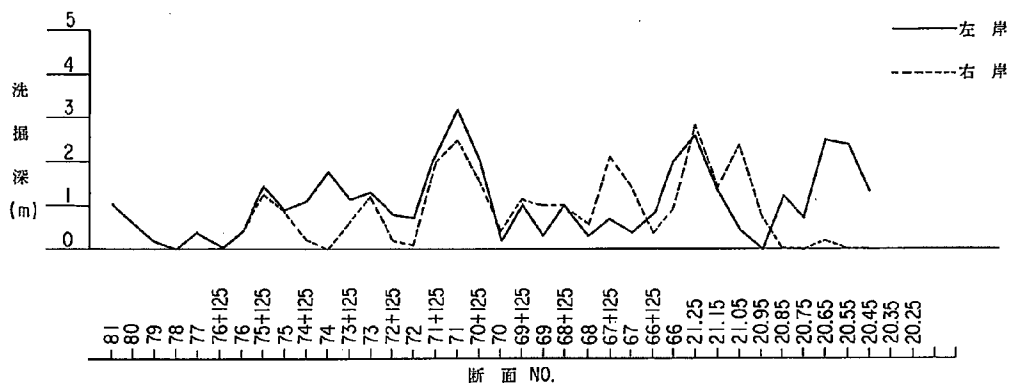


図-23 護岸沿いの洗掘深 (実験No.5)

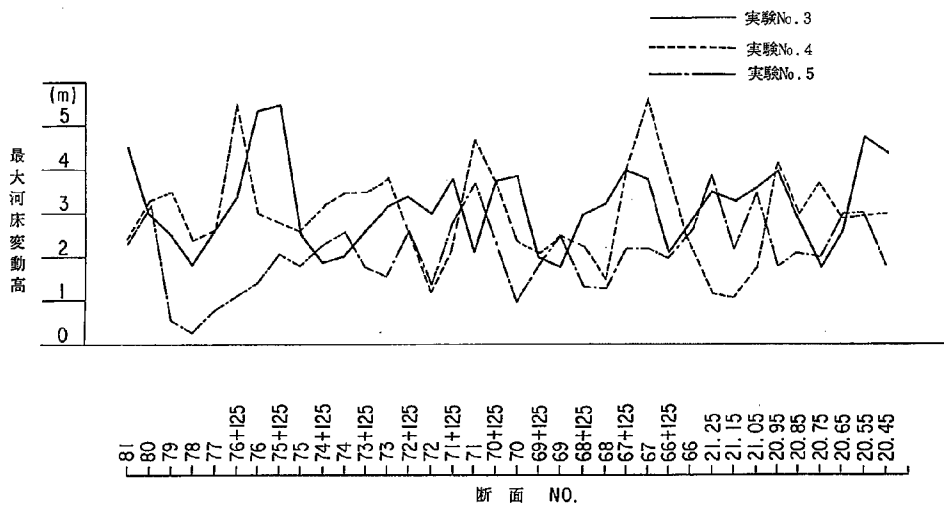


図-24 最大変動高の比較

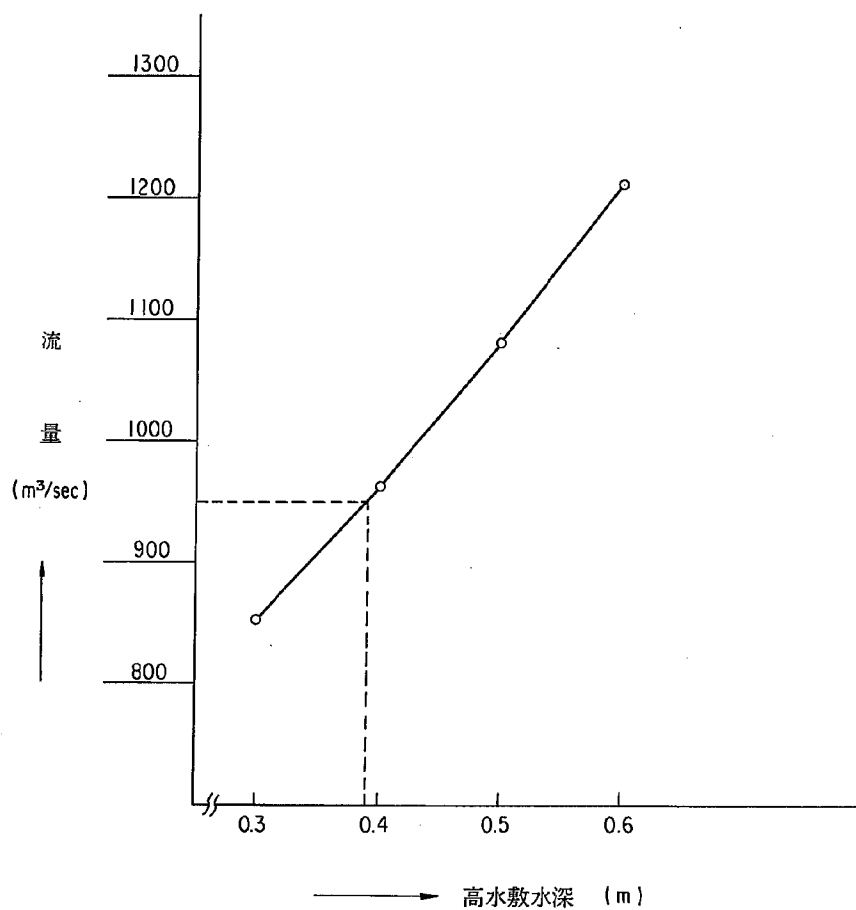


図-26 流量と高水敷水深との関係

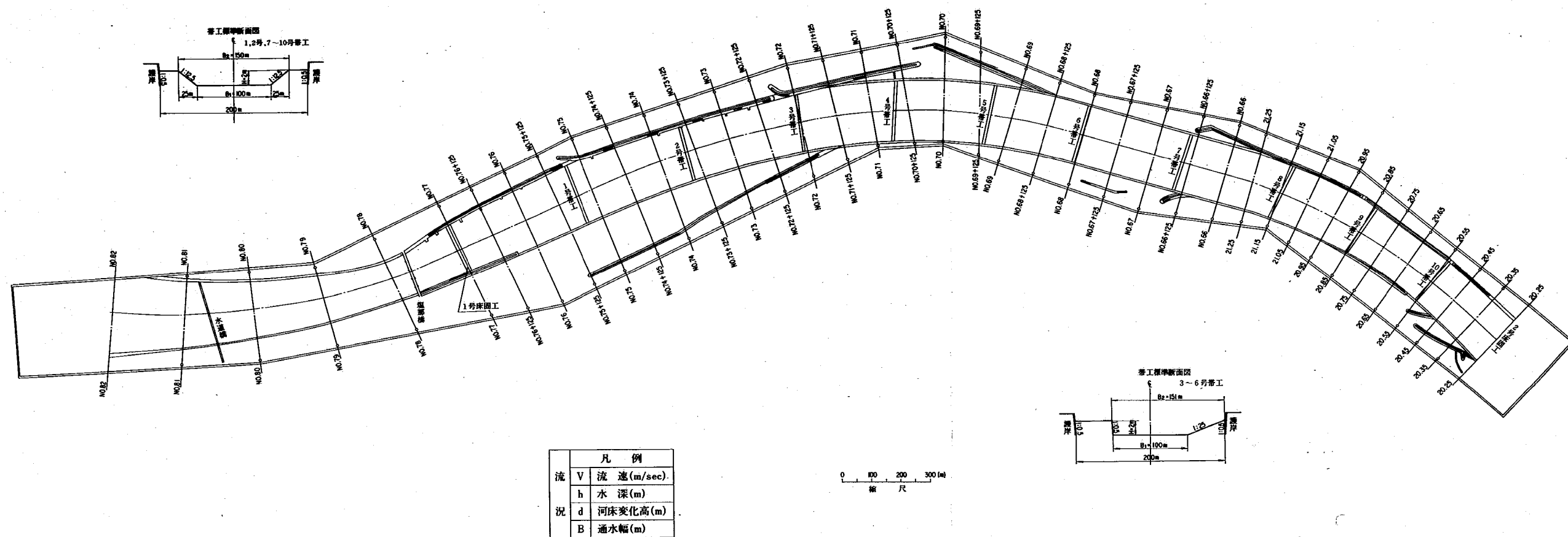


図-31 計画平面および横断形状

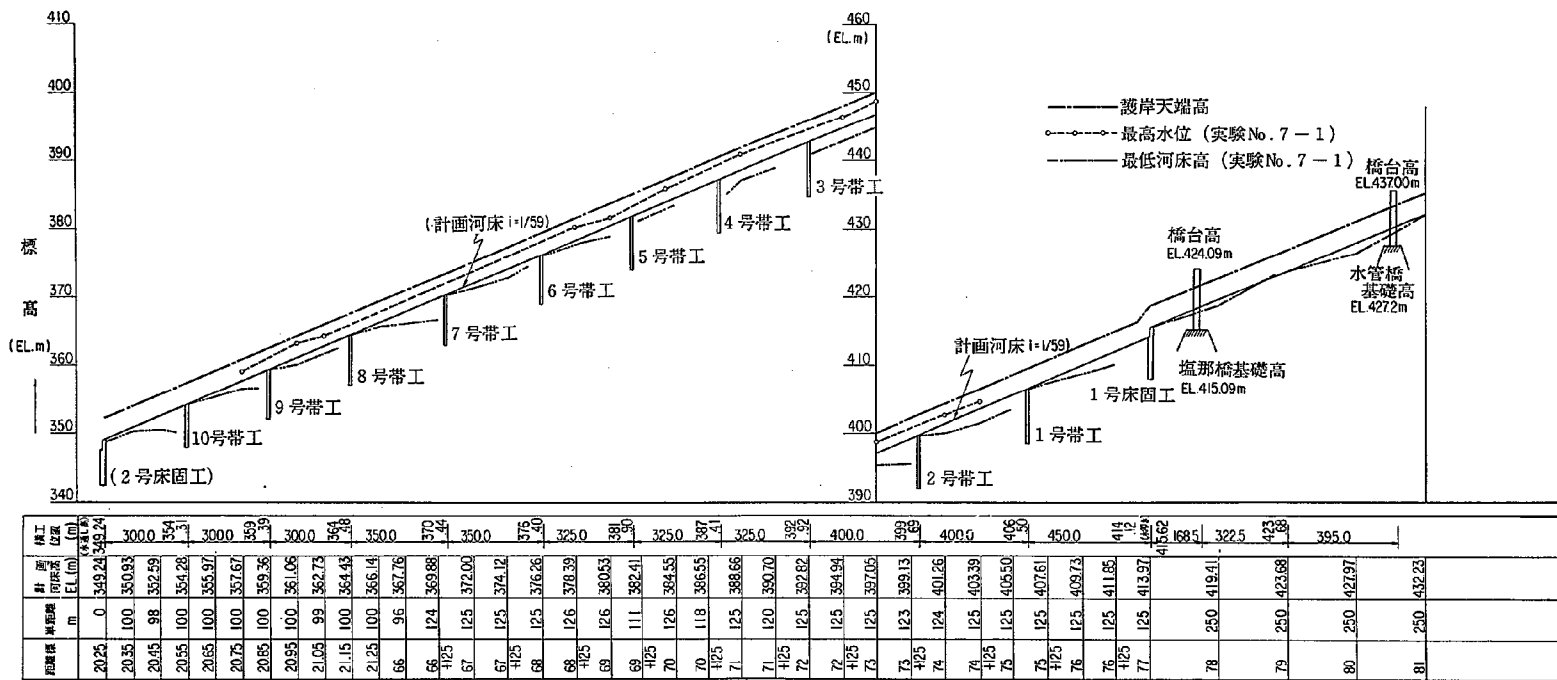


圖-28 計面河床縱斷圖

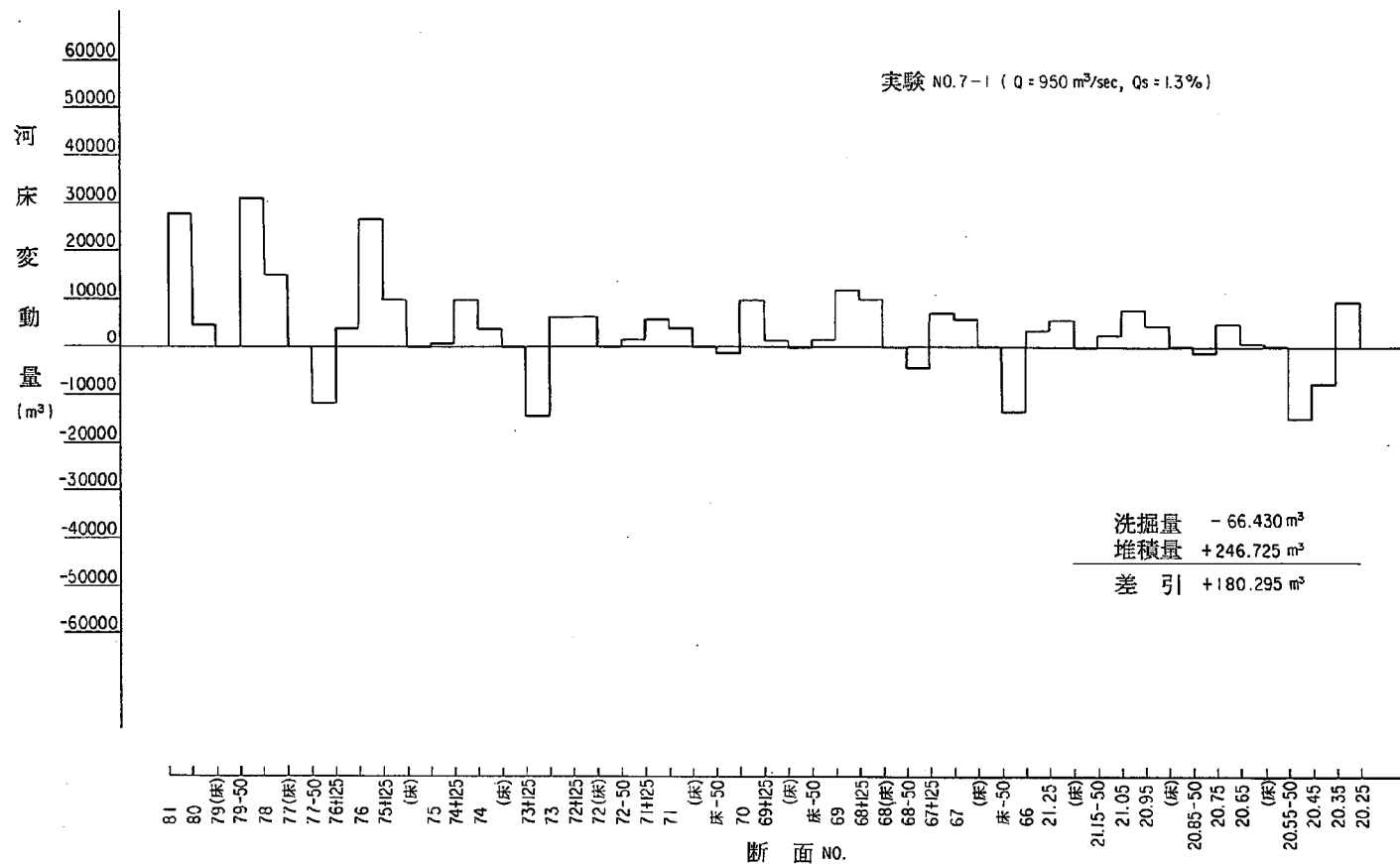


図-29 河床変動量の縦断的变化

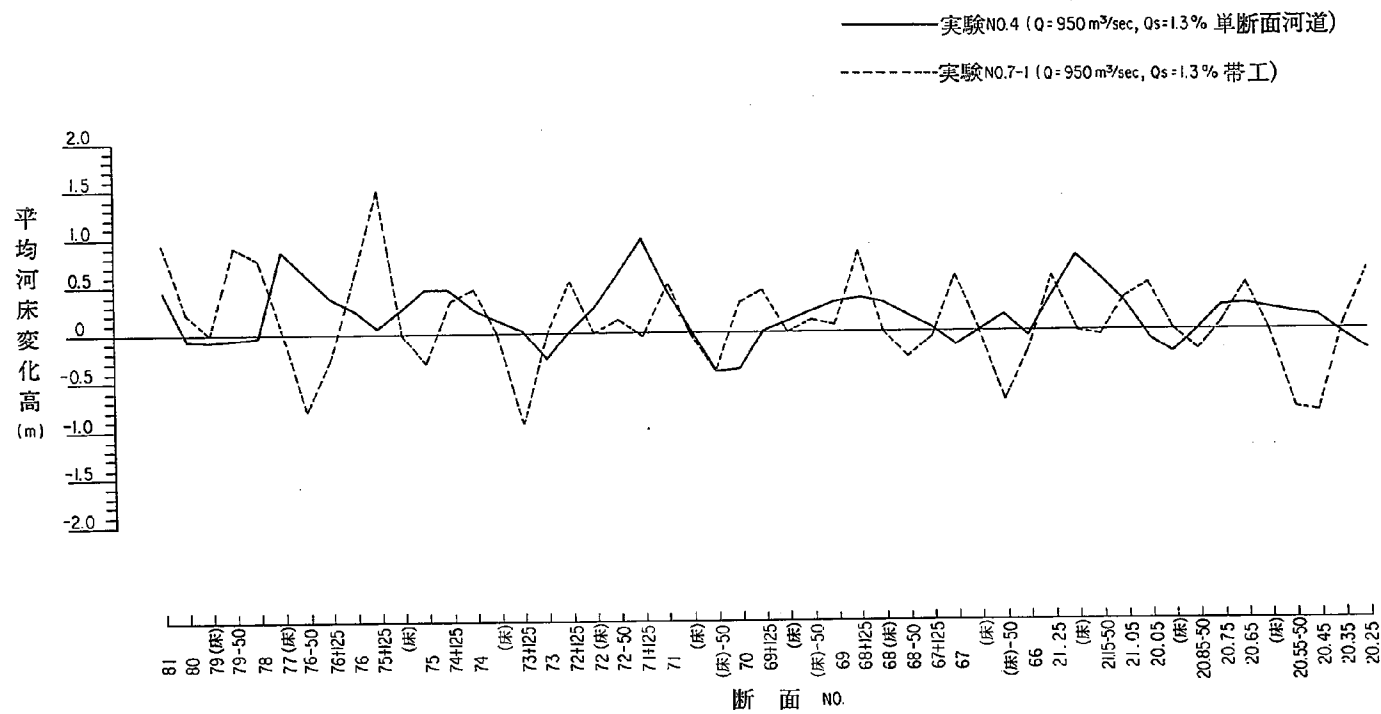


図-30 平均河床の縦断的变化

§ 4 ま と め

1 現状河道での問題点

- 1) 過去の氾濫発生点や被災区域は、自由学園の木下良作博士によって、あきらかにされている。この調査資料（図—1、図—2、図—3）によれば、氾濫発生点は、流路幅や勾配の変化点、河道弯曲部で生じている。
 - ① 図—1は、蛇尾川河道変遷状況を示したものである。同図に昭和13年の大洪水の氾濫範囲が示されている。氾濫発生点は、塩那橋直上流の測線No.6の左岸、流路幅が拡大するNo.10の左岸、流路が大きく右寄りに弯曲するNo.13の左岸、そして、河床勾配が緩に変化するNo.20付近である。
 - ② 図—2は、蛇尾川と扇状地形を示したものである。同図で①②③④の付号はカサリン台風（昭和22年）時で氾濫発生点となった位置を示している。これらの氾濫点は、図—1で示した氾濫点とほぼ同じ位置で発生しており、①はNo.10、②はNo.19、③はNo.22、④はNo.24付近に相当する位置である。
 - ③ 図—3は、カサリン、アイオン、キティ等の台風が発生した昭和22年～25年間の河床堆積物の増減の変化を示したものである。昭和22年のカサリン台風前の河床にくらべると、勾配の変化点のNo.21～25で土砂が堆積するほかは、局所的に堆積する場所が存在する程度で、河道は、全体に洗掘されている。この土砂の堆積がおこなわれている場所は、カサリン台風時の氾濫発生点となっている。
- 2) 昭和44年撮影の航空写真からみて、河道は、砂礫堆や、災害復旧工事等で施工されている護岸で固定されているようである。現状河道で大きな砂礫堆が形成されている場所は、左岸で、塩那橋直上流部のNo.71～No.67であり、右岸でNo.78～No.67区間である。特に右岸側に形成された砂礫堆の規模が大きい。これらの砂礫堆は、すでに昭和22年（図—2）当時に形成されており、固定化されているものが多い。カサリン台風時に、これらの砂礫堆上に流水が冠水し、氾濫常習地帯であったと木下博士が述べている。また、No.70～No.67間の左岸に施工されている護岸は、流水を右岸に強制するような形状となっている。このように、砂礫堆が流水の疎通力を阻害し、極端な屈曲部をもつ護岸法線は、その下流で新たな水衝部を生じさせ、氾濫発生点に結びつく恐れがある。
- 3) 昭和47年現在の護岸高（あるいは溪岸高）との最高河床高との関係をみると、全区間を通して護岸高に余裕がない。特にNo.70よりNo.67+125区間では、河床の方が護岸天端高より高く、護岸越水に対する危険性が強い区間である。左岸では、No.67より下流で比高が小さくなっている（図—4）。
- 4) 計画洪水流量950m³/secを流下させた現況実験から次のような問題点があきらかとなった。
 - ① No.73+50の右岸、No.71の右岸、No.20.15付近の左岸で護岸越水する。
 - ② 主流水の流向は、通水前の砂礫堆や、No.73～No.71の右岸、No.70～No.67の左岸等の既設護岸の影響を受けており、護岸水衝部はほぼ固定される。流水が集中する箇所での護岸沿いの洗掘が著しく、流水が6 m/sec～10m/secと大きい。特にNo.68+125～No.67の左岸の護岸沿いでは9 m/sec～10m/secと高流速が生じており、護岸の安全性に乏しい。（図—13）
 - ③ 洪水があった場合、河道は洗掘されるので、流路工終端より下流部で土砂堆積による災害が想定される（表—4）

5) 以上のような問題点に対して蛇尾川は、

4) 項の①に対しては、掘込み河道とし、河道を整理する。

②に対して、砂礫堆をとり除くほか、流況に悪影響を与えている護岸法線 (No.71+125~No.70+125の右岸、No.72~No.67の左岸を修正した方がよいと考えられる。

③に対して、河床低下を防止し、下流での土砂堆積による災害を防止する。

等の対策を講ずる必要があると考えられる。

2 流路工計画

1) 単断面河道の検討

① 現況実験の結果から考察して、No.71+125~No.70+125の右岸、No.72~No.67の左岸の既設護岸法線を修正し、図-14に示したように、流路幅200mとする護岸法線の単断面河道を計画した。

② 現状河道のように、既設護岸法線が流向を強制したり、護岸越水が生じる等の問題は解消され、護岸沿いの洗掘も現状河道の場合にくらべて小さくできる。(図-17、18、19)。また、流路工から流出する土砂量が少なくなる(表-7)。

③ ただし、計画洪水流量に対して、河道内に単列の砂礫堆が形成され、護岸水衝部で7~8 m/secの高流速が生じ、4~5 mの洗掘を受けるので護岸の維持面で問題が残る(図-17、19)。

4~5年確率流量の475m³/secに対しては、河道中央部等で砂礫堆が水面上に露出し固定化するので、流路を固定し、流水が護岸沿いに集中し、洗掘を助長させることや、流水の疎通力を阻害させる等の問題がある(図-19)。

④ 砂礫堆の形成状況は、実験開始直後に小規模な網流に近い複列の砂礫堆が形成される。時間が経過するにつれ、砂礫堆が移動しながら結集され、小規模な複列から長さの大きい単列砂礫堆に変化していく状況が認められる。そして、この砂礫堆の形成変化にともなって流水が護岸沿いに集中するようになる。従って以上のような砂礫堆の形成変化を止めるような対策が必要となる。

2) 複断面河道の検討

① 低水路幅を80mとし、図-25に示すような複断面河道を計画した。高水護岸法線は、単断面河道のそれと同一形状であり、低水路護岸法線は高水敷護岸法線と平行になるように計画した。

① 実験開始直後より、単列の砂礫堆が形成され移動する。475m³/secの流量に対しても、低水路護岸沿いで4~7 m/secの高流速が生じ、3~4 mの洗掘を受ける箇所がある等低水路護岸の維持が問題である。

② No.71付近の弯曲部で、低水路護岸天端まで土砂が堆積し、護岸裏がNo.71+125で4m洗掘される等の問題がある。No.71付近の弯曲部以外の高水敷は、大きく洗掘されない。

③ 流路工終端より下流へ流出する土砂量は単断面河道にくらべると多くなる。

3) 横工の検討

単断面河道で、図-27の砂礫堆の平面形状を基に帯工(流路幅の1.5~2.0倍)を図-28、図-31のように計画した。帯工の形状は、下幅100m、上幅150mとした。

① 帯工と下流帯工との間に砂礫堆が形成されるが、単断面河道でみられた大きな単列形状の砂礫堆に変化

することなく、流水は河道中央部を流下するので、護岸沿いの洗掘深は小さくなる。

- ② ただし、No.71より上流では、No.78の右岸、No.77の左岸、No.74付近の左岸、No.72+125の右岸、No.71の左岸等に流水が集中する単列蛇行が生じる等の問題があり、今後さらに、水制工法や帯工間隔等の検討が必要となる。
- 4) 帯工の計画勾配は、那須疎水や塩那橋等の工作物によって制限を受けることから、那須疎水を考慮して計画した床固工の水通し天端高を基準点として、砂溜工の流出部とを結ぶ1/59に計画した。なお、この勾配は、水理計算から求める静的安定勾配1/57に近い値である。
- 5) 図一28で、実験結果からの最低河床高を示しているが、5号～6号帯工間、7号～8号帯工間 9号～10号間、10号～2号床固工間等では、床固工の基礎や床固工直下流の護岸根入深は3m～4mも必要となる等の問題がある。
- 6) 図一28で、護岸天端高と実験値の最高水位を記載している。護岸高を3mとすると、護岸天端高と最高水位との差が小さい帯工上流で、約1.0mの余裕深があることから、一応安全であると考えられる。

以 上

参 考 文 献

1), 2), 3) 科学技術庁資源局

石狩川河道変遷調査—参考編—

科学技術庁資源局資料第36号 (1962) PP21~43

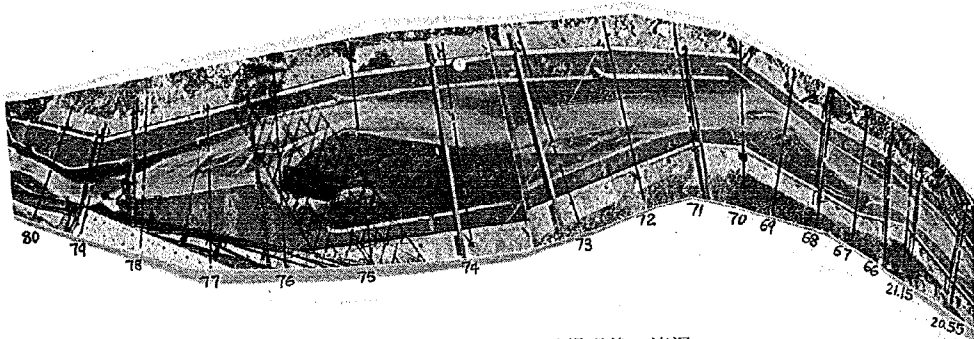
4), 7) 芦田、高橋、水山

流路工計画に関する水理学的研究、新砂防、Vol.28、No.2、砂防学会 PP9~11(1975)

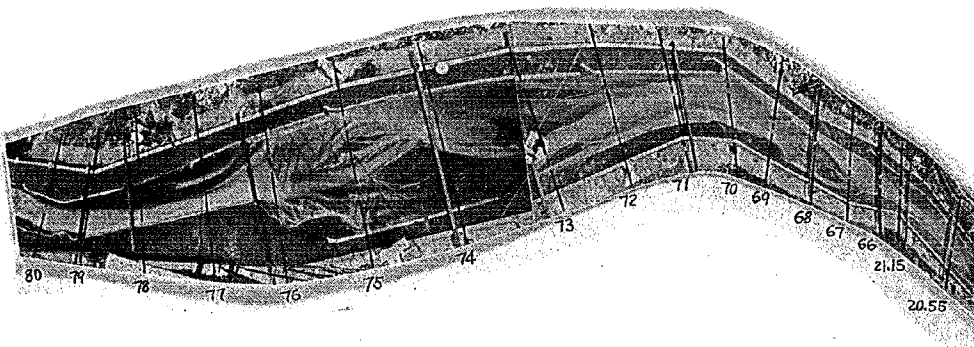
5), 6) 千田 稔

実用河川計画、理工図書、PP134~136(1973)

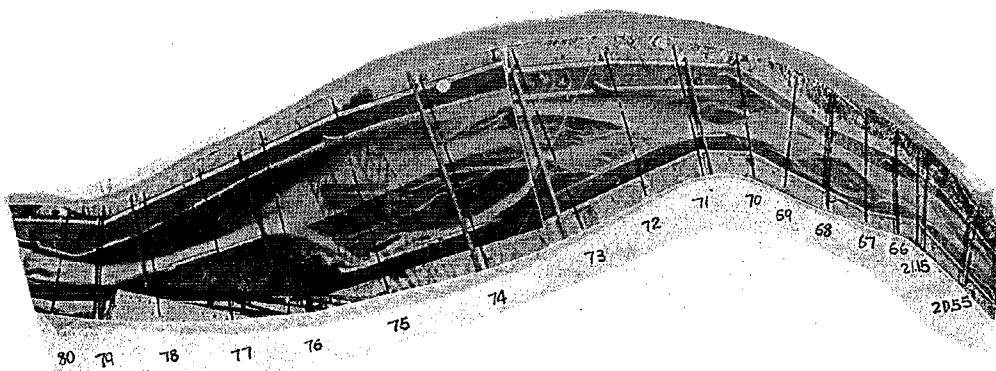
流向写真集



(1) 実験開始より10分経過後の流況

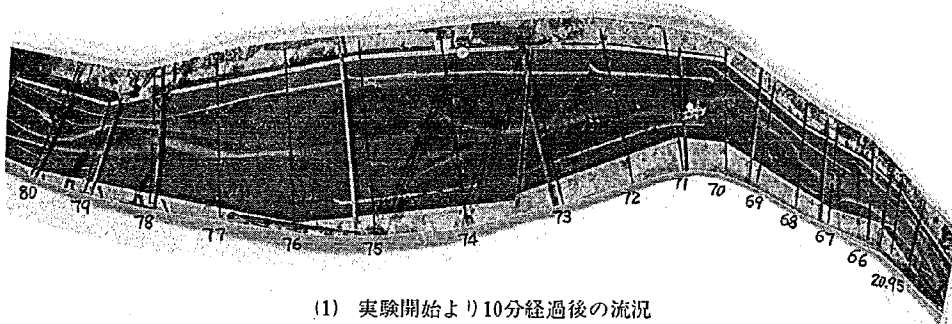


(2) 実験開始より30分経過後の流況

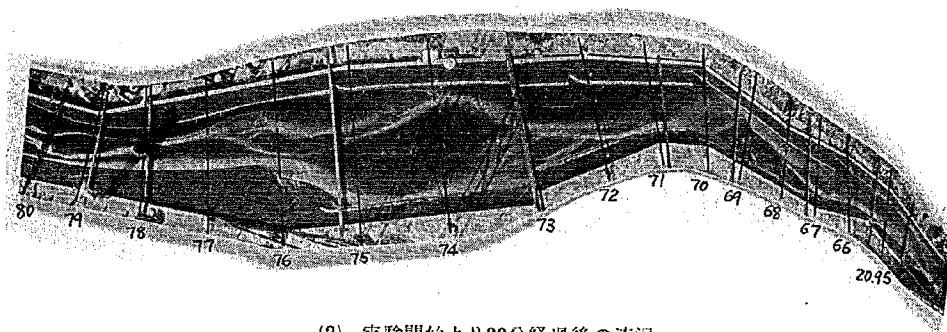


(3) 実験開始より60分経過後の流況

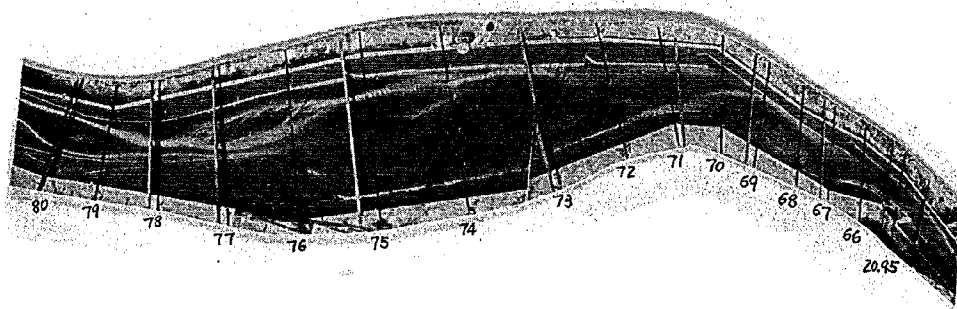
写真-1 実験No.1の流況 (流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$, 給砂量 0.8%)



(1) 実験開始より10分経過後の流況

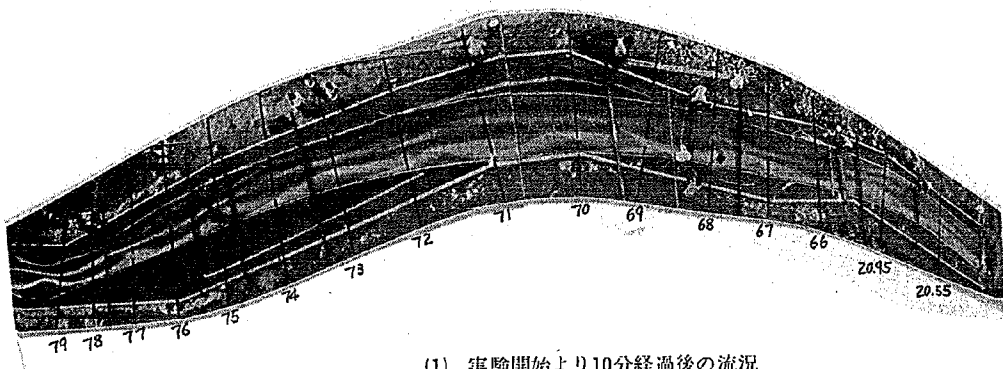


(2) 実験開始より30分経過後の流況

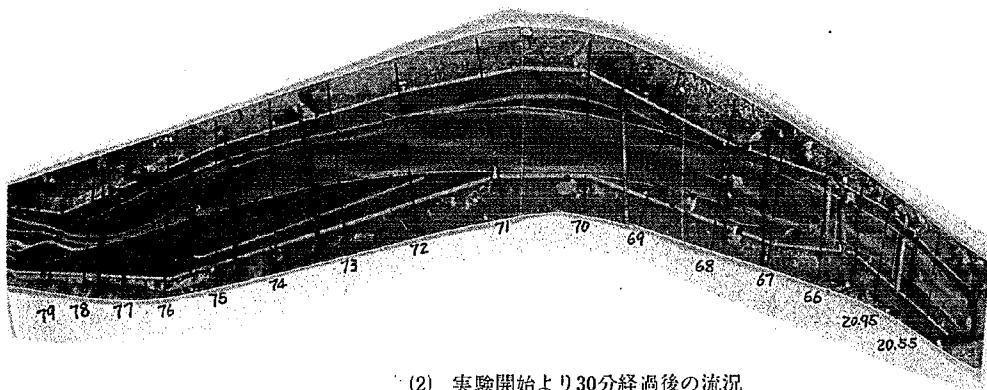


(3) 実験開始より60分経過後の流況

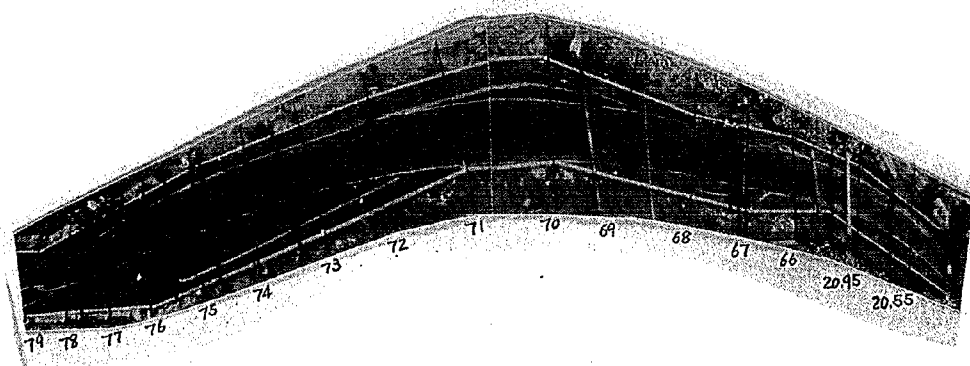
写真一2 実験No.2の流況 (流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$, 給砂量 0.5%)



(1) 実験開始より10分経過後の流況



(2) 実験開始より30分経過後の流況



(3) 実験開始より60分経過後の流況

写真-3 実験No.3の流況 (流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$, 給砂量 0%)

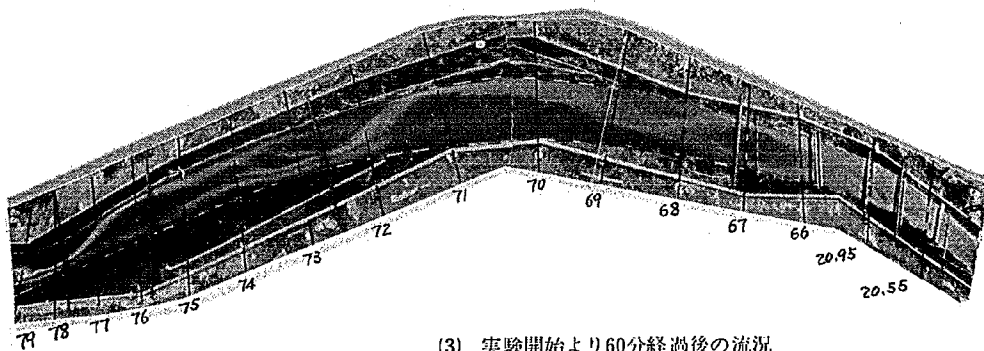
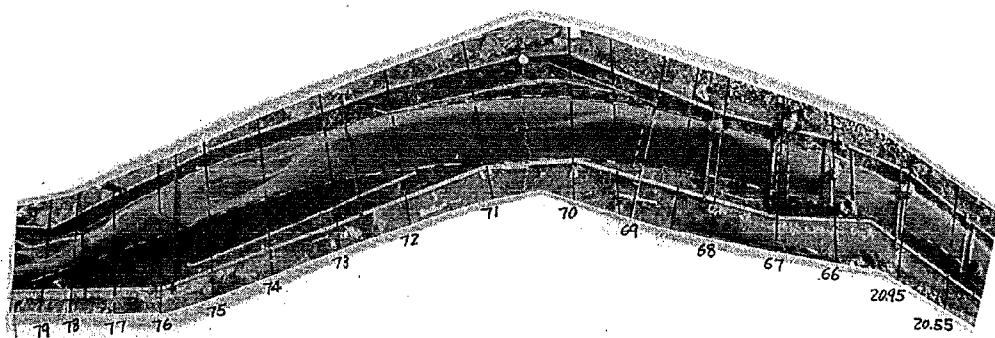
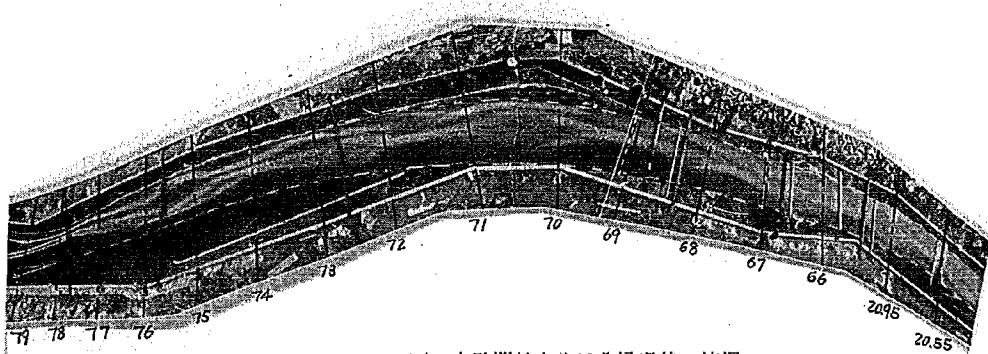
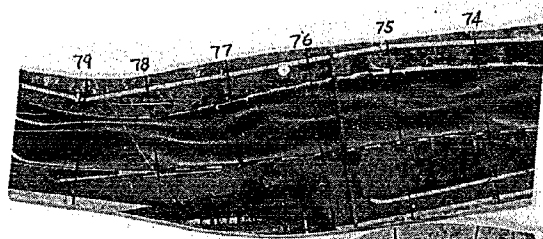
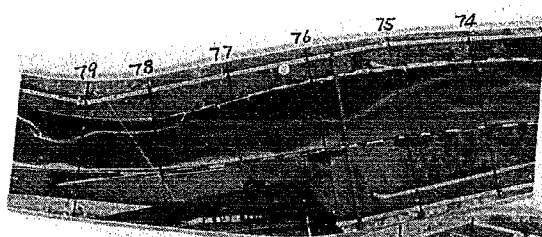
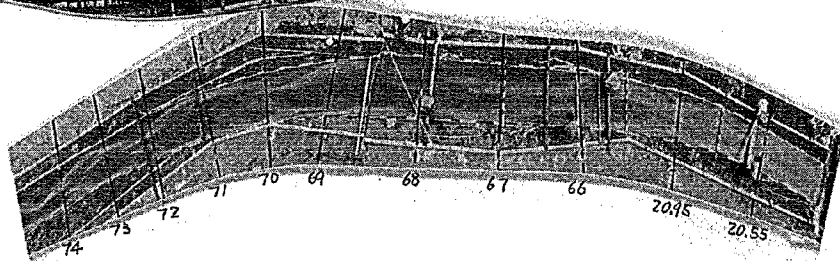


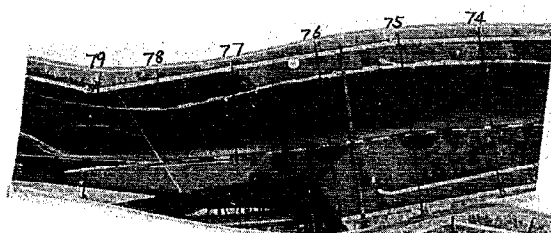
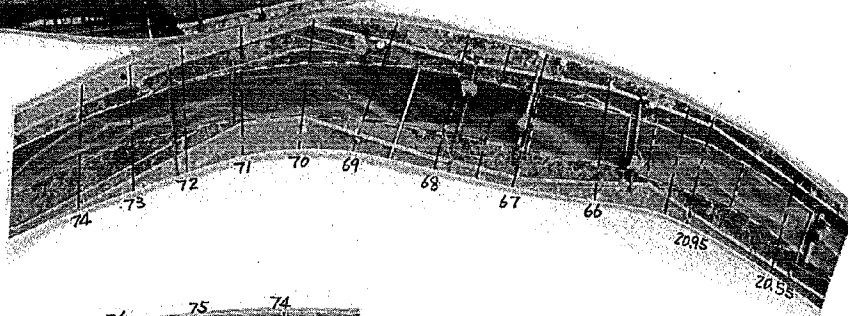
写真-4 実験No.4 の流況 (流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$, 給砂量 1.3%)



(1) 実験開始より10分経過後の流況



(2) 実験開始より30分経過後の流況



(3) 実験開始より60分経過後の流況

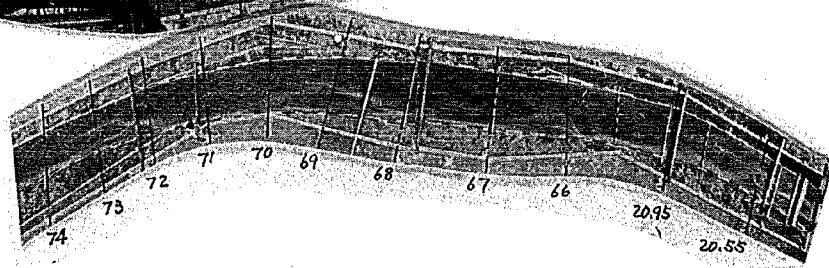
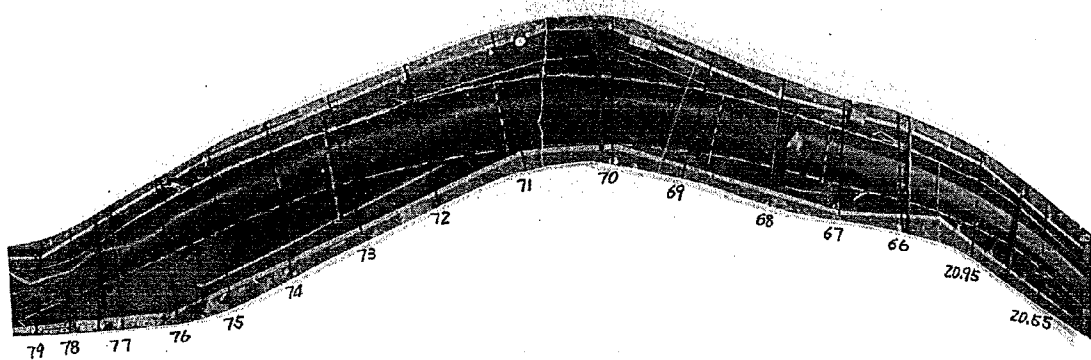
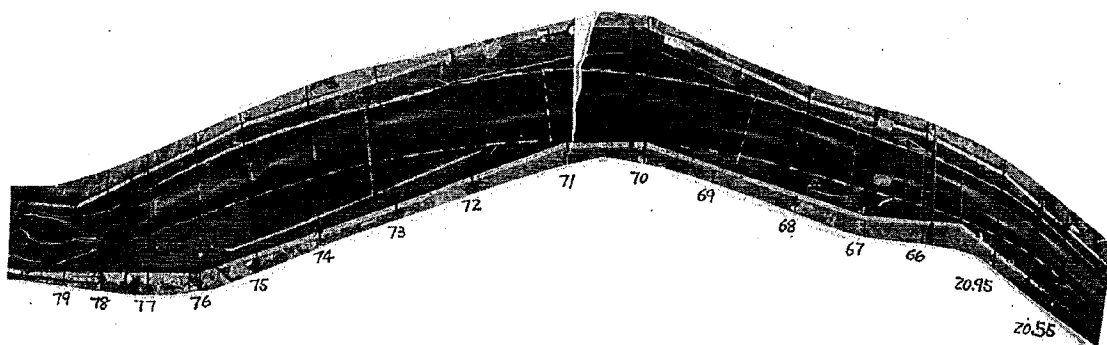


写真-5 実験No.5の流況 (流量 $475\text{m}^3/\text{sec}$, 給砂量 1.3%)

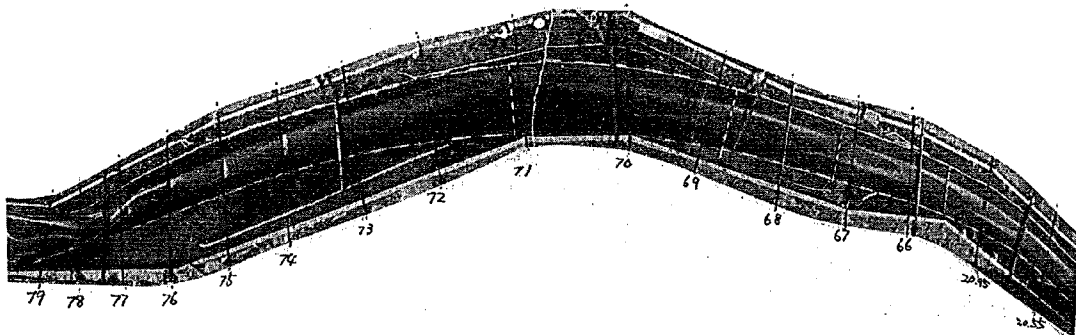


(1) 実験開始より10分経過後の流況

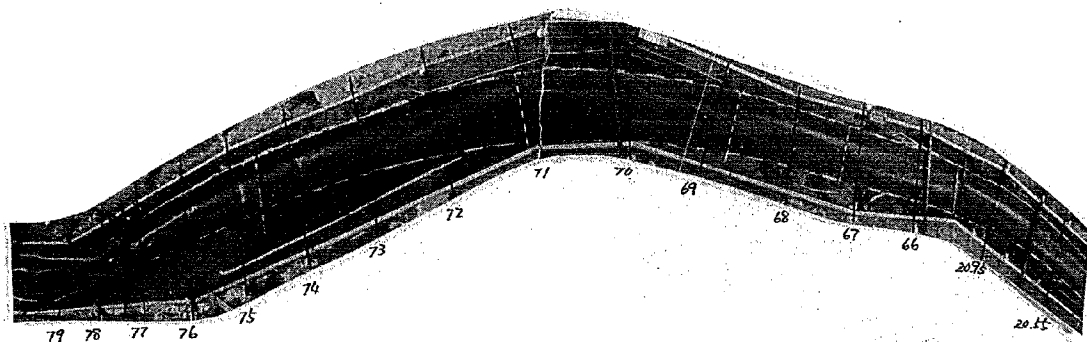


(2) 実験開始より30分経過後の流況

写真一 6 - 1 実験No. 6 - 1の流況 (流量 $475\text{m}^3/\text{sec}$, 給砂量 1.3%)

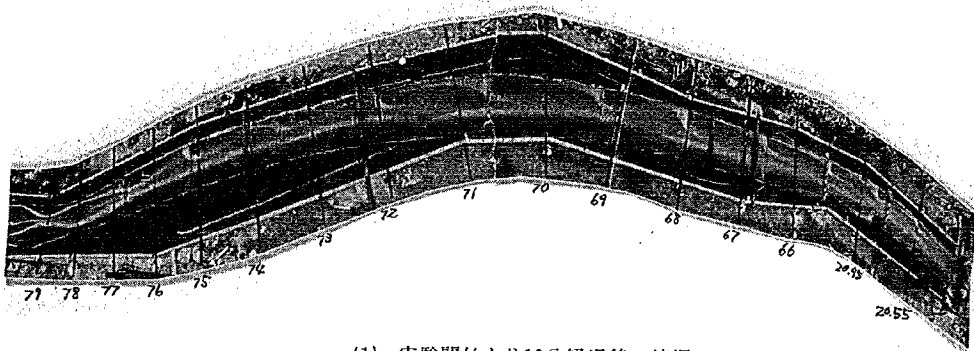


(1) 実験開始より40分経過後の流況

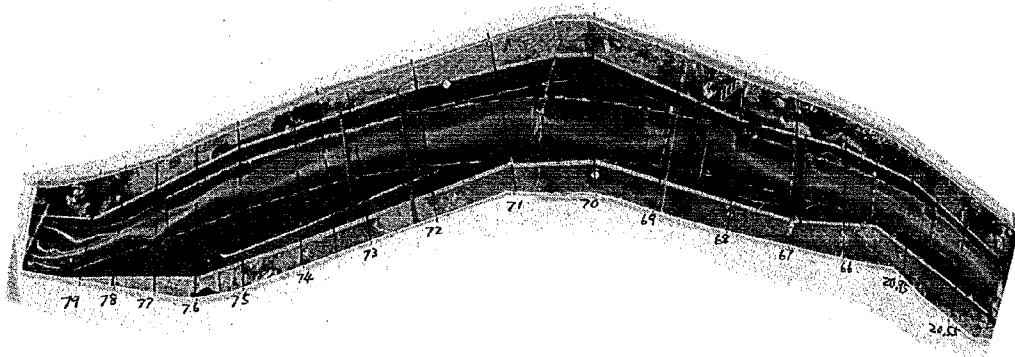


(2) 実験開始より60分経過後の流況

写真一六二 実験6-2の流況（流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$, 給砂量 1.3%）

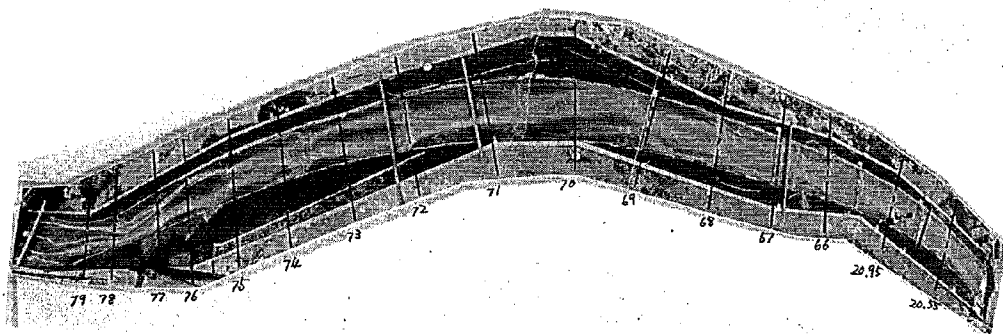
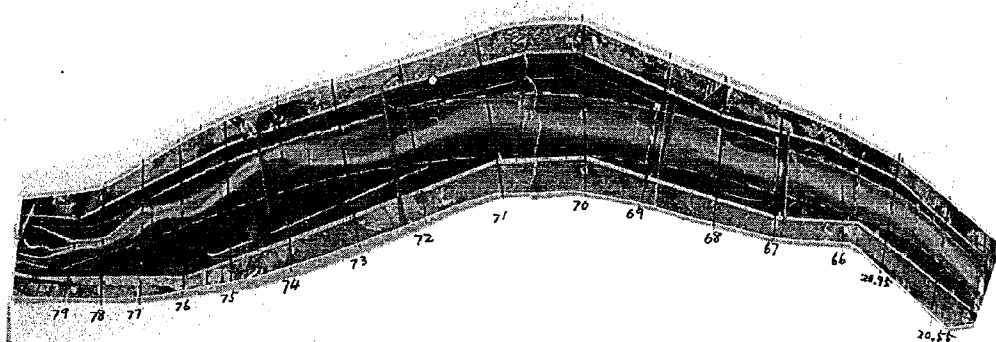


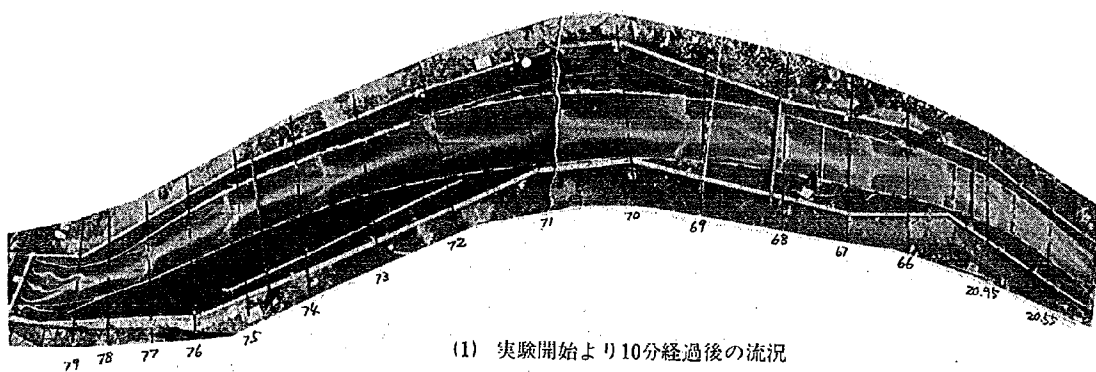
(1) 実験開始より10分経過後の流況



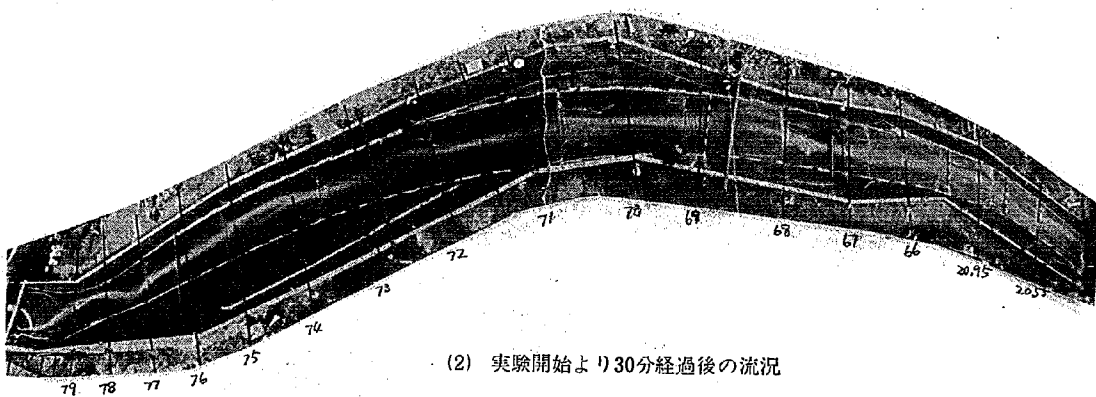
(2) 実験開始より20分経過後の流況

写真-7-1-(1) 実験No.7-1の流況 (流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$, 給砂量 1.3%)

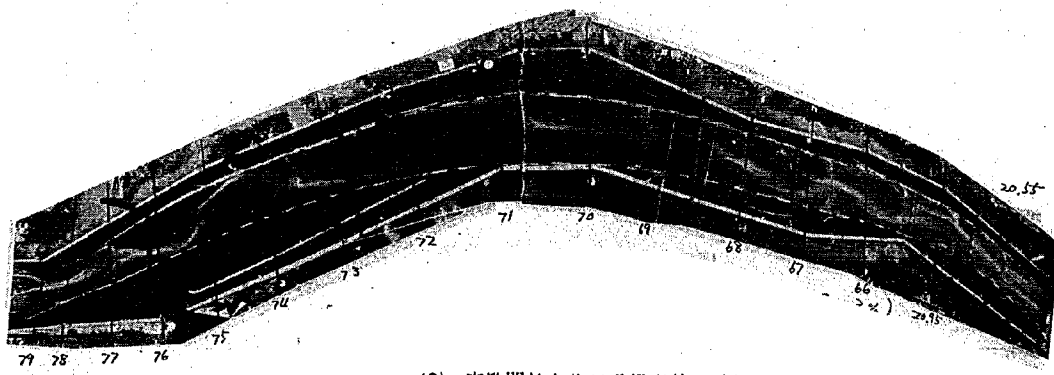
写真-7-1-(2) 実験No.7-1の流況(流量 950m³/sec, 給砂量 1.3%)



(1) 実験開始より10分経過後の流況

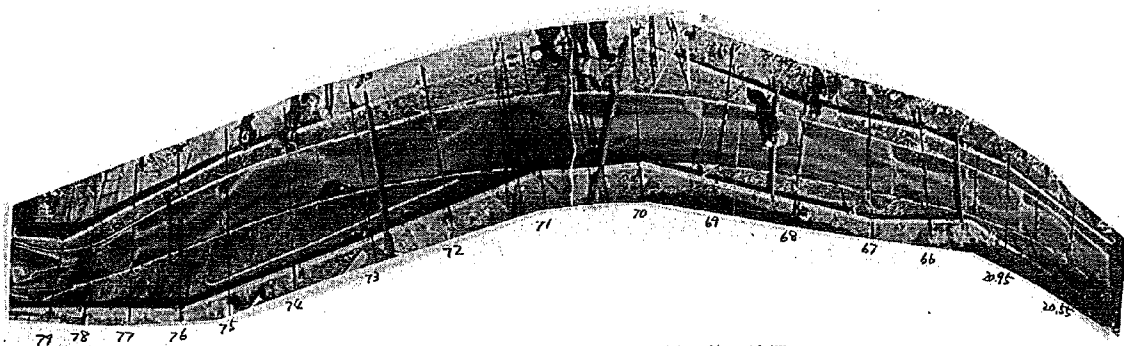


(2) 実験開始より30分経過後の流況

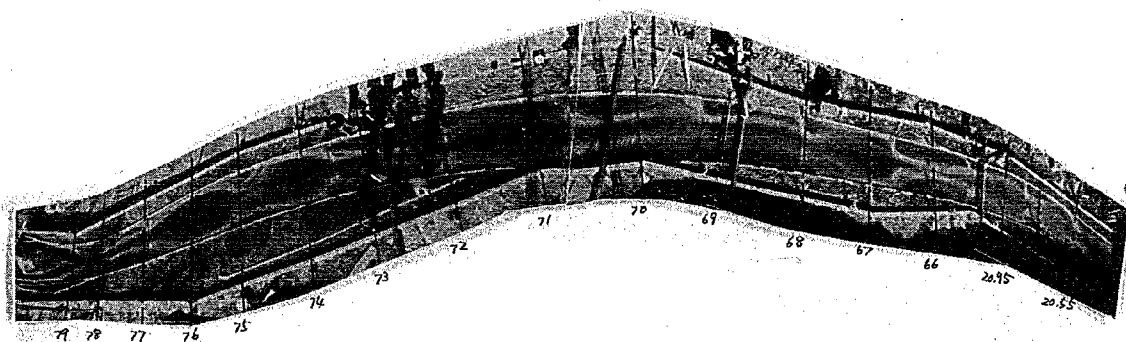


(3) 実験開始より60分経過後の流況

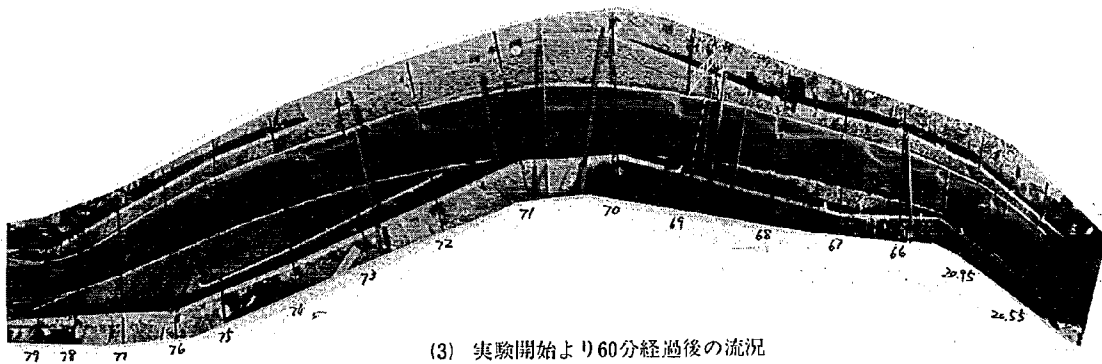
写真-7-2 実験No.7-2の流況 (流量 $475\text{m}^3/\text{sec}$, 給砂量 0.3%)



(1) 実験開始より10分経過後の流況

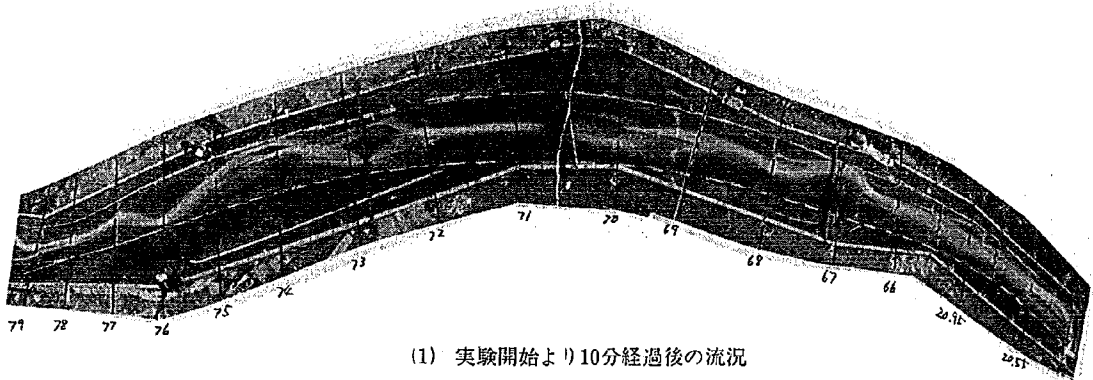


(2) 実験開始より30分経過後の流況

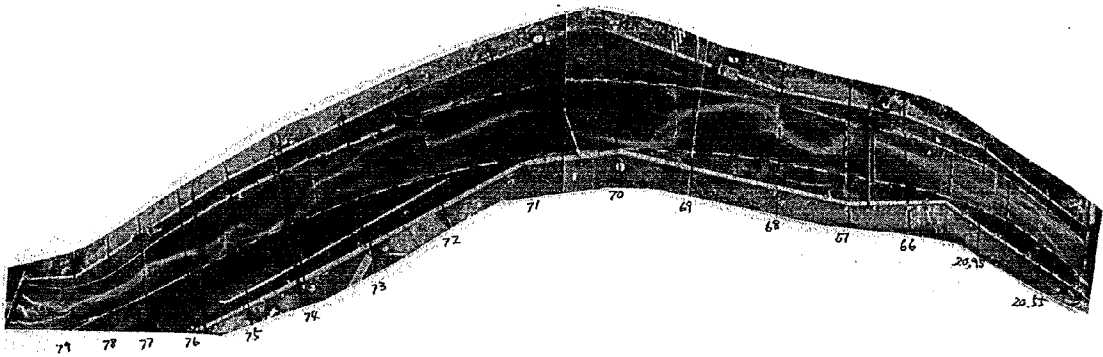


(3) 実験開始より60分経過後の流況

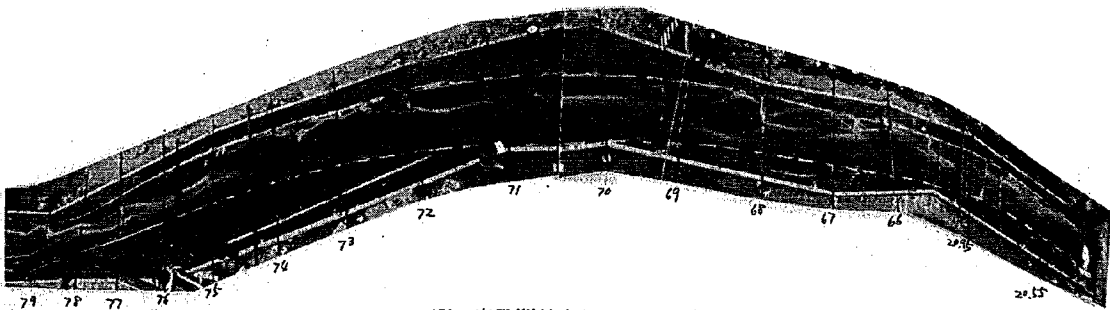
写真-7-3 実験No.7-3の流況 (流量 $950\text{m}^3/\text{sec}$, 給砂量 0.3%)



(1) 実験開始より10分経過後の流況



(2) 実験開始より30分経過後の流況



(3) 実験開始より60分経過後の流況

写真-7-4 実験No.7-4の流量（流況 $475\text{m}^3/\text{sec}$, 給砂量 1.3%）