

5.2.2 分流構造物設置実験（1）（ケース3）

（1）実験内容

分流堰を流路幅が拡幅（ $I=1/570$ 区間）する直上流（M-10地点）に設置し、分流堰から各水路の分岐点まで導流堤を設置した（図-5.7参照）。分流堰地点では、各水路の幅を均等に $1/3$ に振り分けた。

本実験は、分流構造物を設置した場合の各水路への分流量と河床変動への影響を確認するため、次の3条件で検討した。ただし、ケース3-1以降は重ね実験である。

- ①ケース3-1；分流構造物を設置したことによる各水路への分流量と河床変動の影響を把握する。
- ②ケース3-2；エスケープを閉鎖させて、2本の水路に流れが集中した場合の河床変動と分流構造物周辺の局所洗掘の状況を把握する。
- ③ケース3-3；エスケープと南側水路を閉鎖し、北側水路に流れが集中した場合の河床変動と分流構造物周辺の局所洗掘の状況を把握する。

（2）実験結果

1) 流況

写真-5.5～5.8に流況写真を示す。

① ケース3-1

実験開始初期は、3本の水路にほぼ均等に分流されていたが、次第に北側水路へ流れが集中するようになる。河床変動による首振り現象は無施設（ケース2）に比べて緩やかであり、実験の後半には北側水路への流入量は減少し、南側水路とエスケープへの流入量が増加する。北側水路とエスケープの分流堰直下流の洗掘深は約7mで、土砂の流入が多かった南側水路の分流堰直下流の洗掘深は約3mである。

② ケース3-2

実験開始から20分頃までは、分流量はほぼ均等であり、その後一時的に流れが南側に集中するが、再び均等に流れるようになる。北側水路の分流

堰直下流の洗掘深は約 6 m、南側水路の分流堰直下流の洗掘深は約 10 m である。

③ ケース 3 - 3

時間の経過とともに偏流が顕著になり、主流路では次第に河床が低下（初期河床高から 4 ~ 5 m 低下）する。分流堰直下流の洗掘深は約 8 m である。

2) 分流量と流出土砂濃度の変化

図-5.8, 5.10 に分流量の時間的变化を、図-5.9, 5.11, 5.12 に流出土砂濃度の時間的变化を示す。

M-10 地点に分流堰を設置すると、河床変動による流れの首振り現象の周期が長くなる。一つの水路への最大流入量は、全流量の 70% 程度であり、無施設に比べて振幅が小さい。

土砂濃度は分流量の変化に関係なく周期的に変化している。

3) 河床変動

図-5.13, 5.15, 5.17 に実験終了後の最深河床高縦断図を、図-5.14, 5.16, 5.18 に実験終了後の平均河床高縦断図を示す。

① ケース 3 - 1 (3 本の水路に流した場合)

北側水路と南側水路は初期河床勾配よりも緩くなっている。これは、両方の水路を流れる主流路の幅が、設定流路幅よりも狭い幅で流れたため、掃流力が增加して河床が低下したものと考えられる。一方、エスケープは初期河床勾配とほぼ一致している。

② ケース 3 - 2 (2 本の水路に流れが集中した場合)

北側水路の河床勾配は、初期河床勾配とほぼ同じであるが、南側水路は河床勾配が緩くなっている。この原因としては、横断構造物下流の洗掘による河床低下と、エスケープを閉鎖したことによる横断構造物上流の堰上げによる流出土砂量の減少が考えられる。

③ ケース 3 - 3 (1 本の水路に流れが集中した場合)

北側水路は河床勾配が緩くなっている。この原因としては、横断構造物下流の洗掘による河床低下と、エスケープならびに南側水路を閉鎖したことによる横断構造物上流の堰上げによる流出土砂量の減少が考えられる。

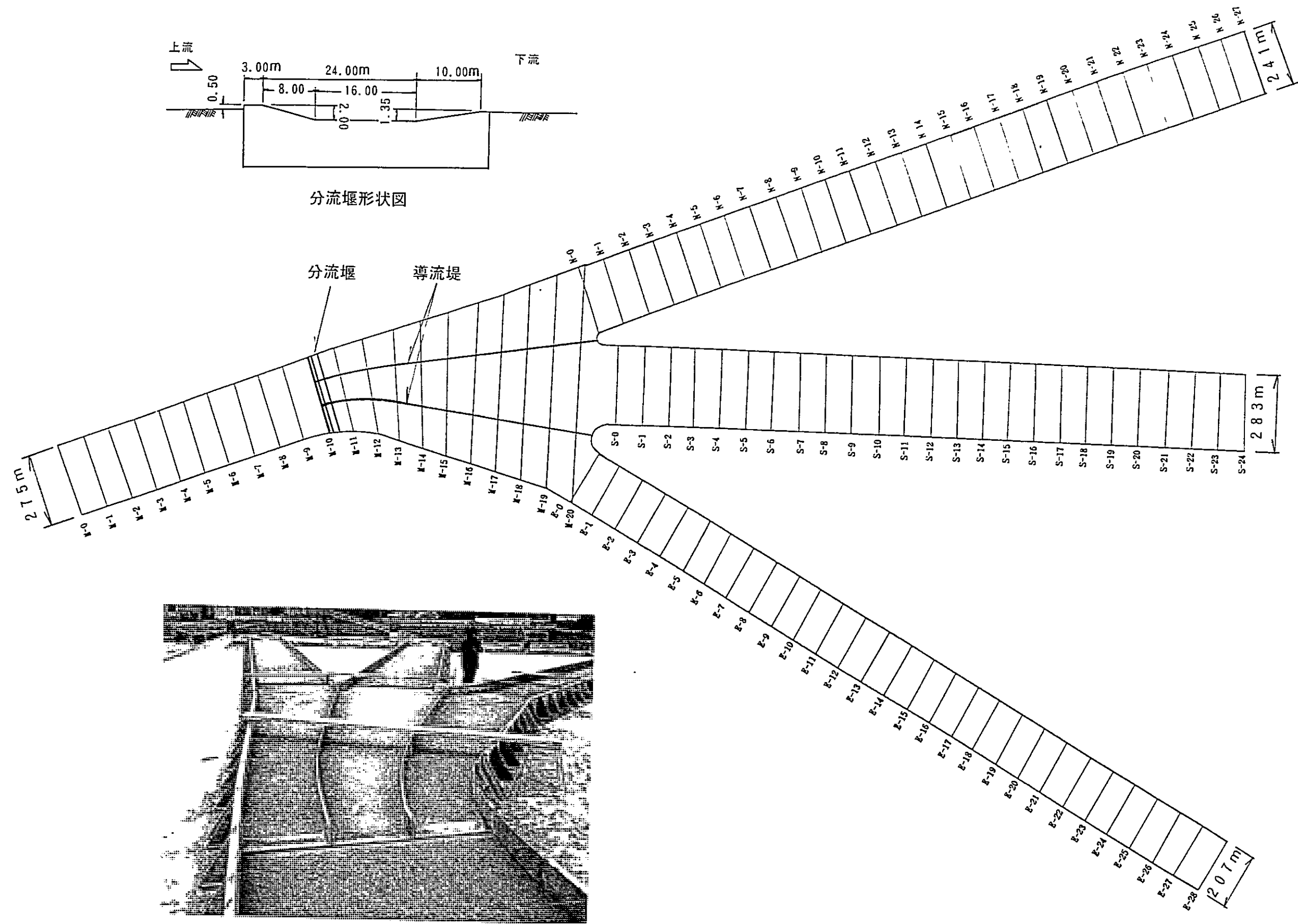
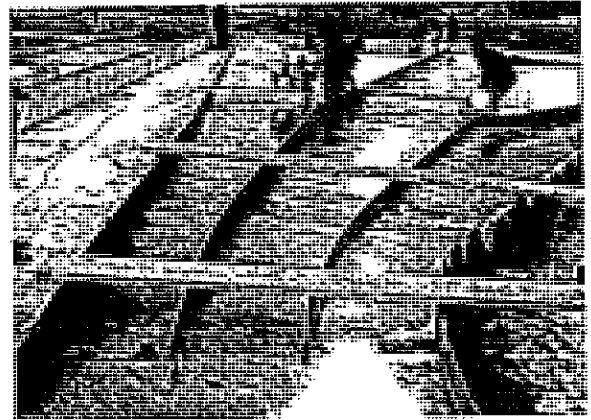


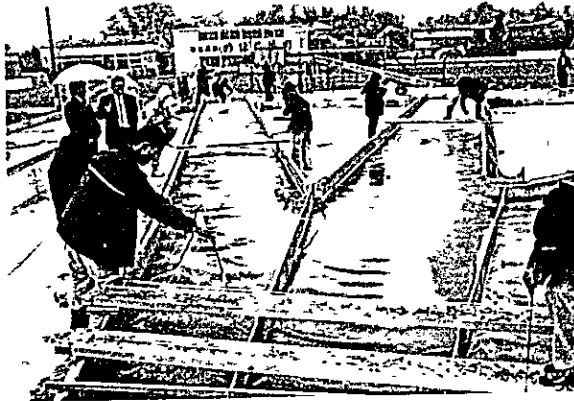
図-5.7 分流構造物設置実験(I) (ケース3) 模型形状



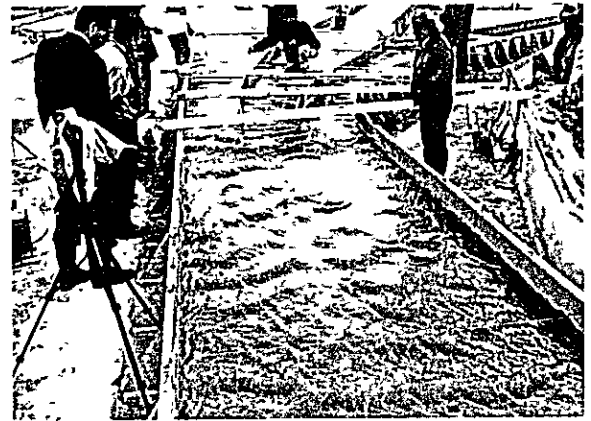
① 5分、3本の水路にほぼ均等に流れる。



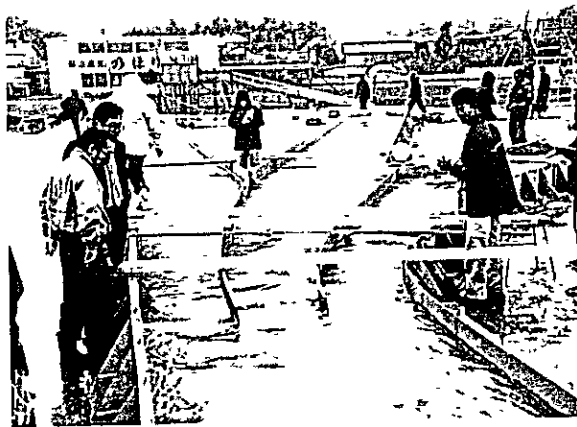
② 10分、エスケープへの流入量がやや少なくなる。



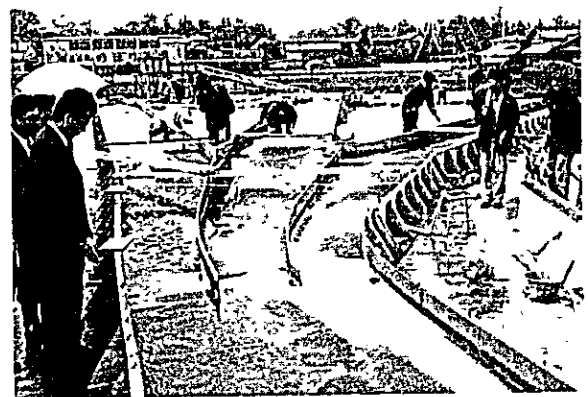
③ 20分、北側水路に流れが集中する。



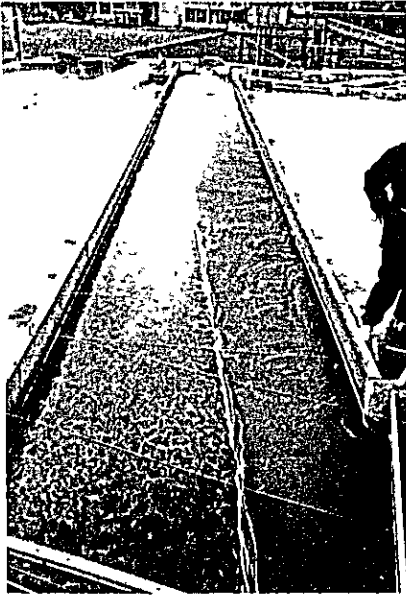
④ 25分、北側水路に流れが集中する。



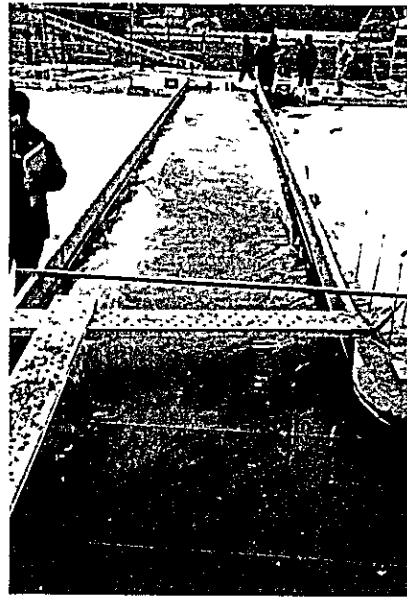
⑤ 39分、エスケープに流れが集中する。



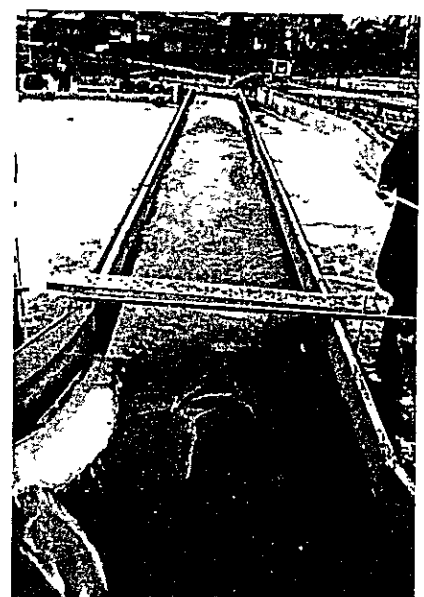
⑥ 実験終了後



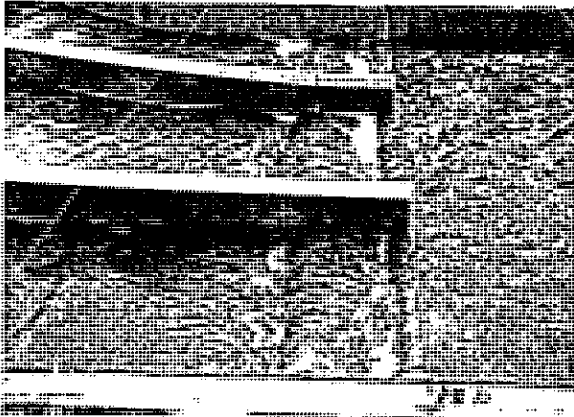
⑦実験終了後、北側水路の河床状況。



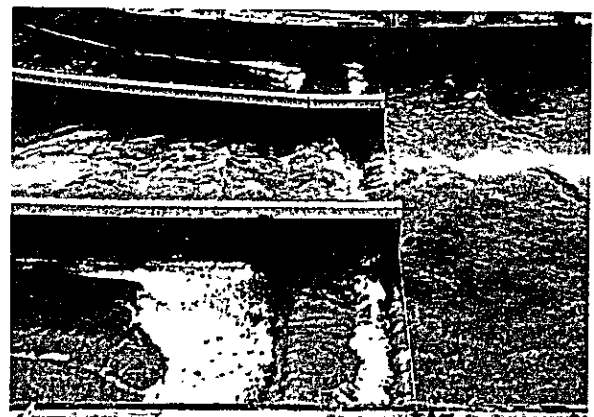
⑧実験終了後、南側水路の河床状況。



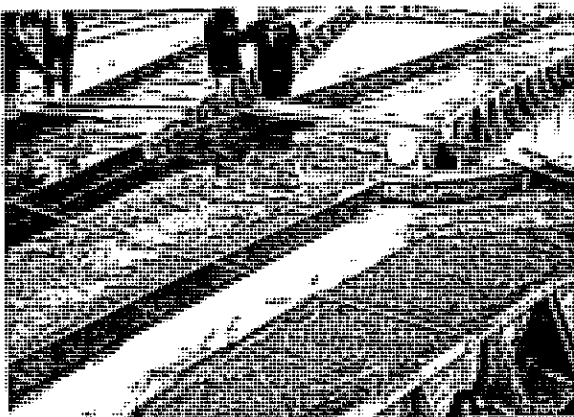
⑨実験終了後、エスケープの河床状況。



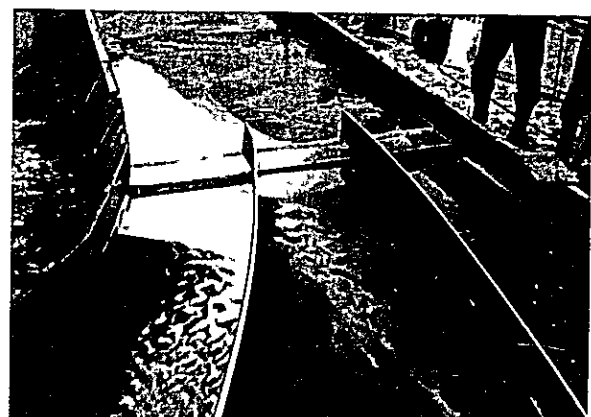
⑩流れが均等な時の分流堰の状況。



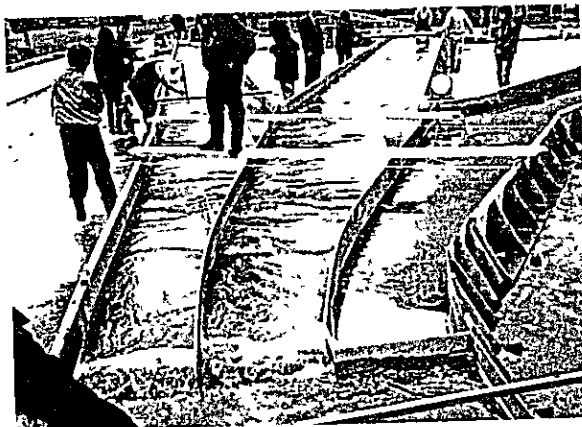
⑪流れが南側水路に集中した時の分流堰の状況。



⑫導流堤沿いで最大3mの洗掘が生じる。



⑬実験終了時の分流堰直下流の洗掘状況。



① 10分、2本の水路にほぼ均等に流れる。



② 35分、2本の水路にほぼ均等に流れる。



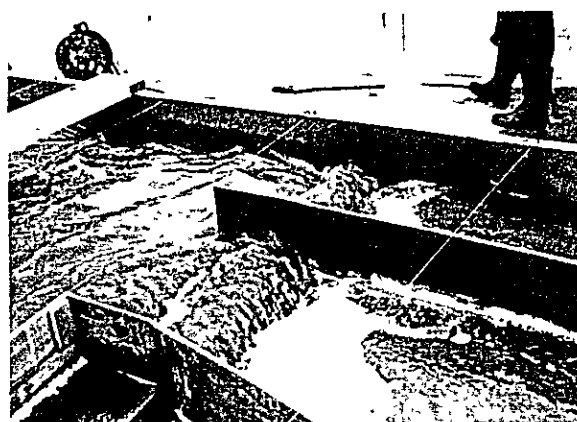
③ 40分、2本の水路にほぼ均等に流れる。



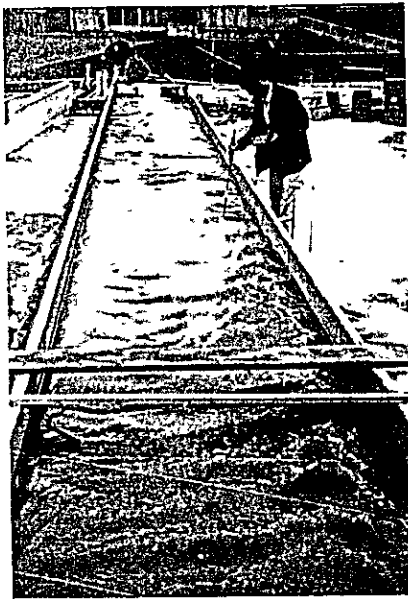
④実験終了後



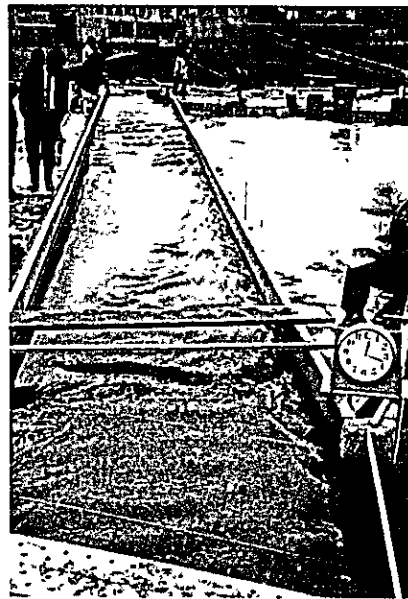
⑤下流水路の河床低下に伴い、分流堰直下流の洗掘が始まる。



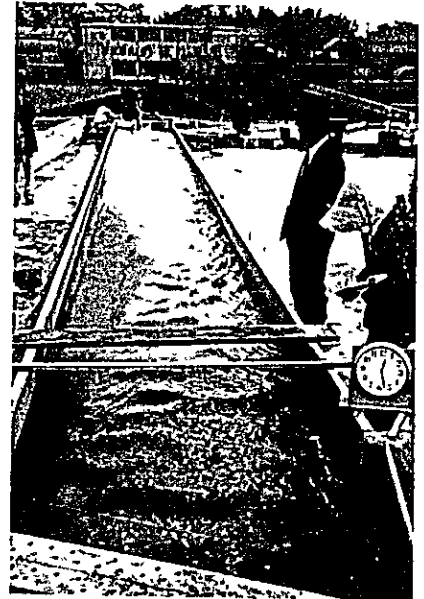
⑥下流水路の河床低下が進むと、分流堰直下流の洗掘深は加速的に大きくなる。



① 10分、水路全幅を流下する。



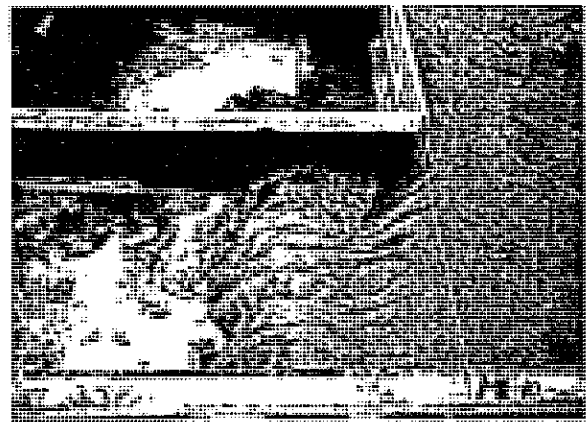
② 17分、砂堆が水面上に現れる。



③ 26分、右岸沿いの河床低下により、砂堆がより明確になる。



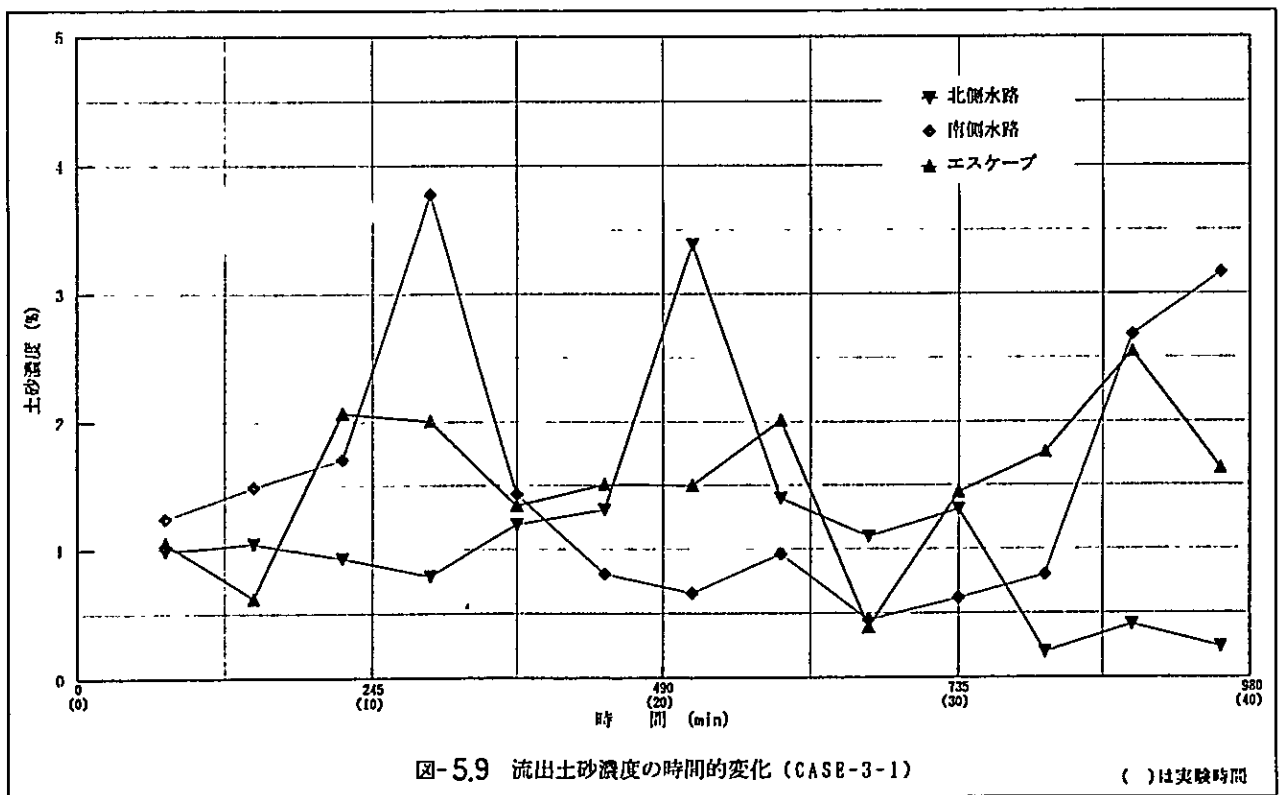
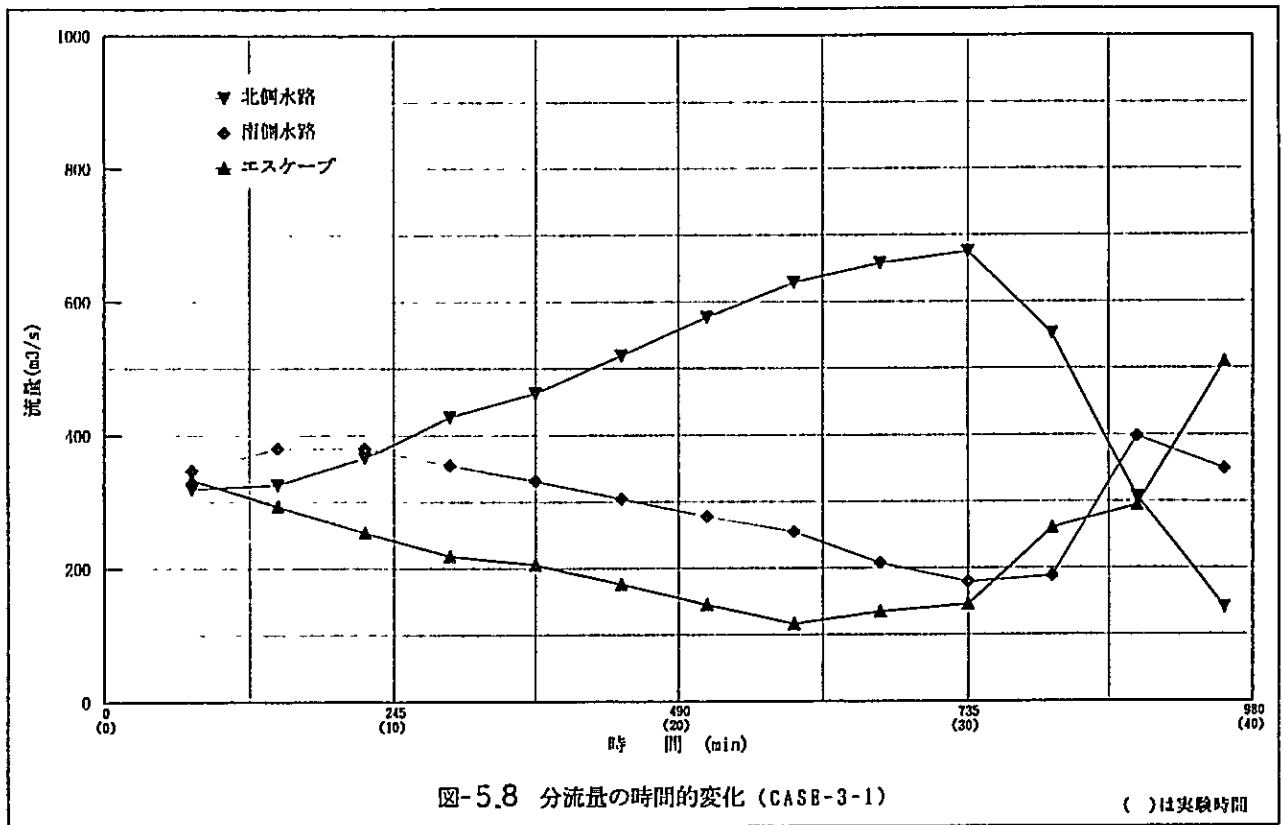
④ 実験終了時の分流堰直下流の洗掘状況。

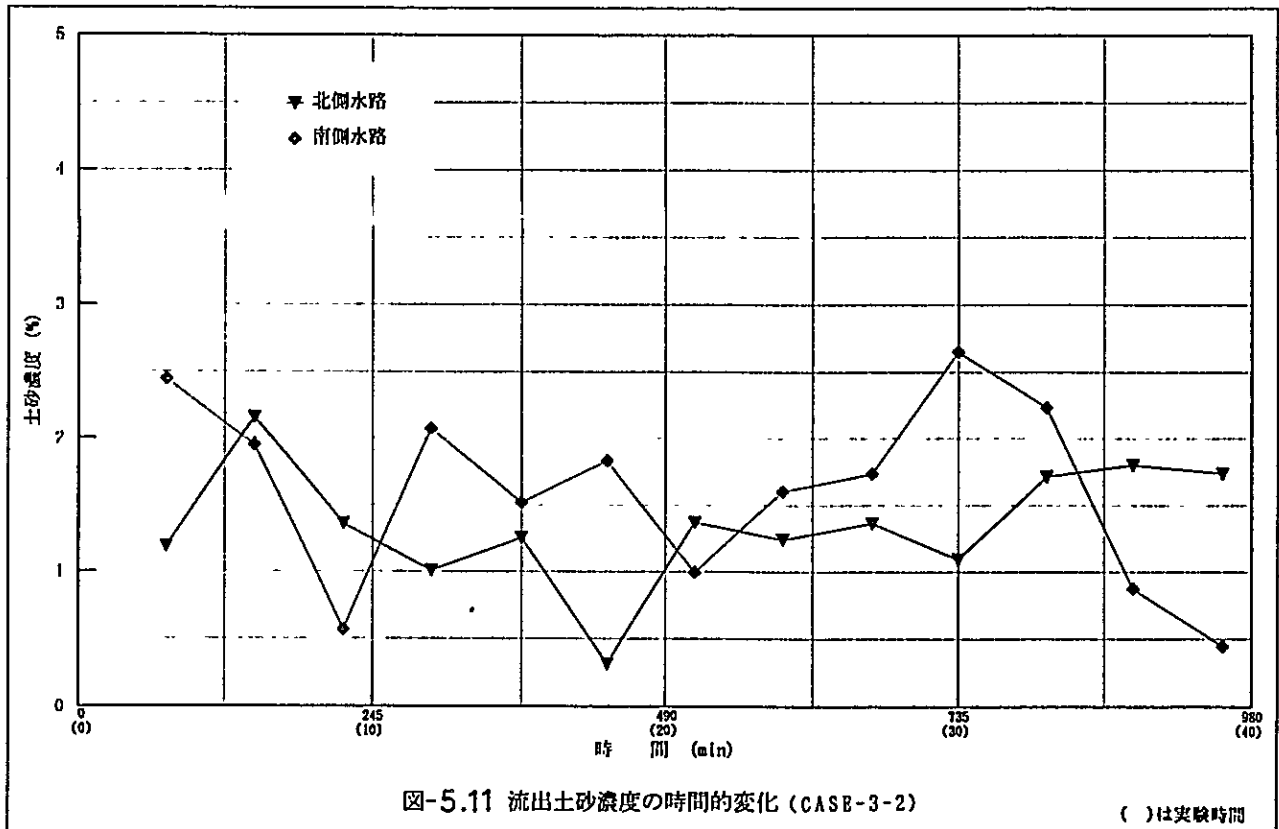
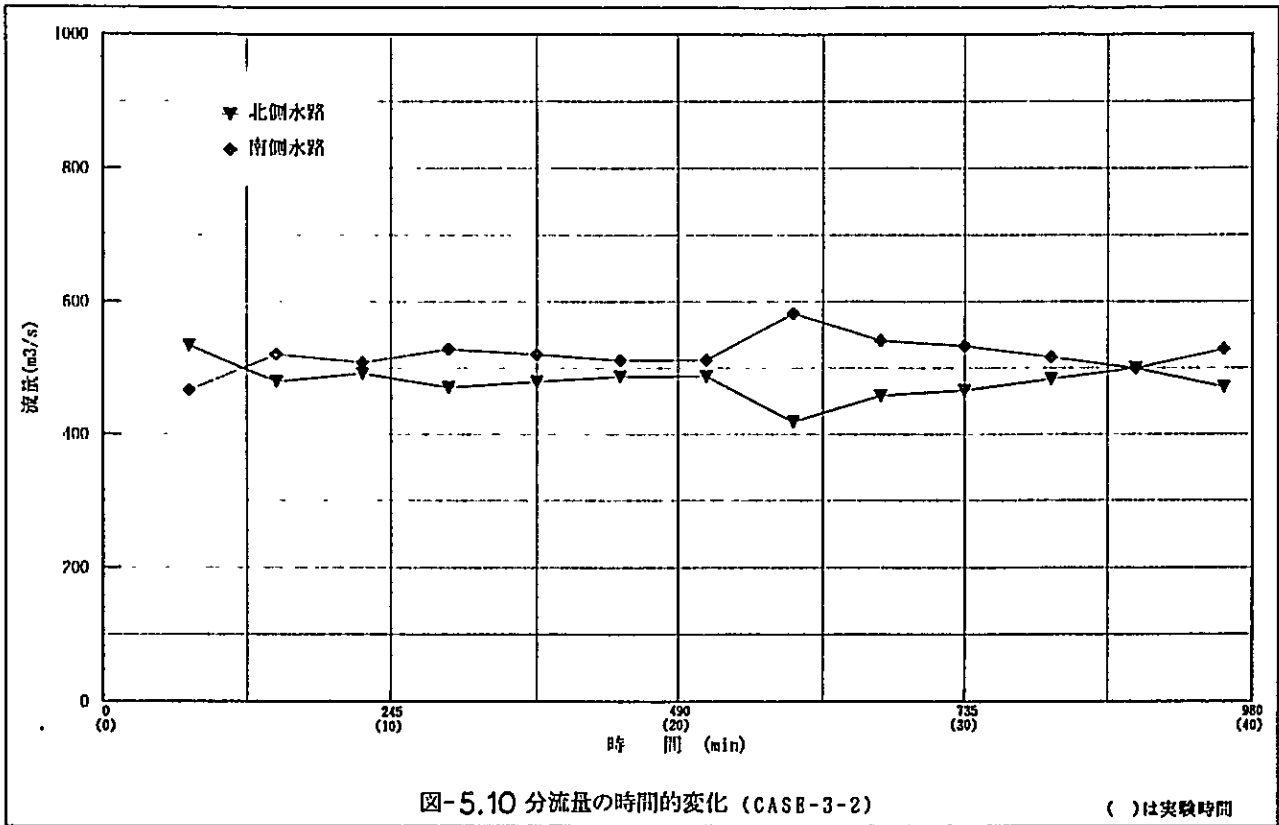


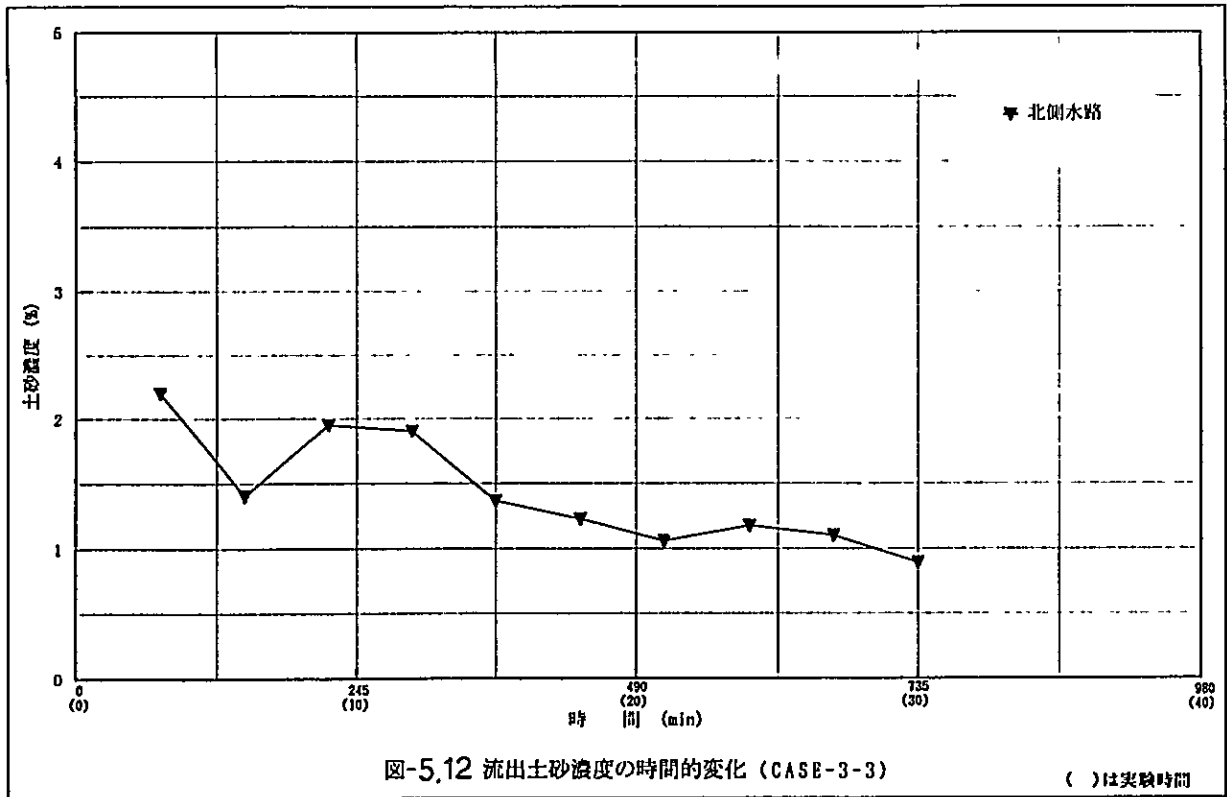
⑤ 分流堰の流下状況。



⑥ 導流堤沿いでは最大3.5mの洗掘が生じる。







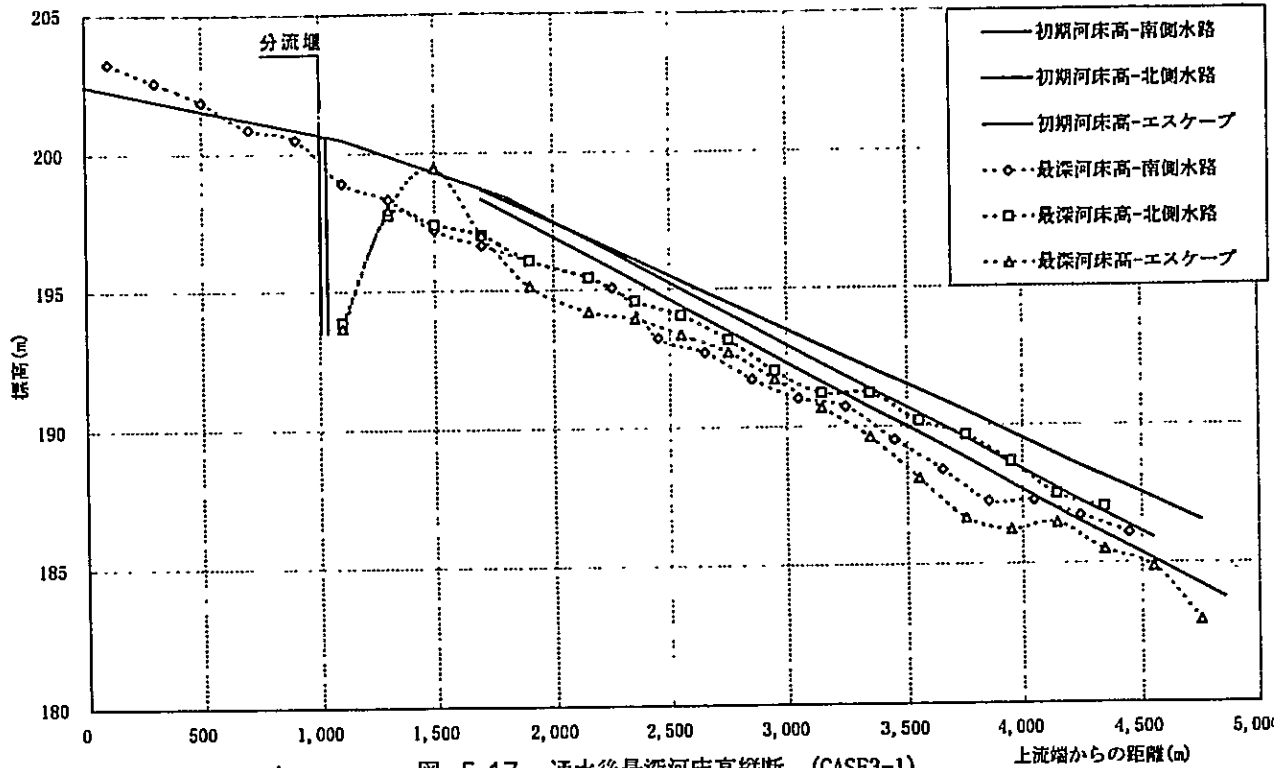


図-5.13 通水後最深河床高縦断 (CASE3-1)

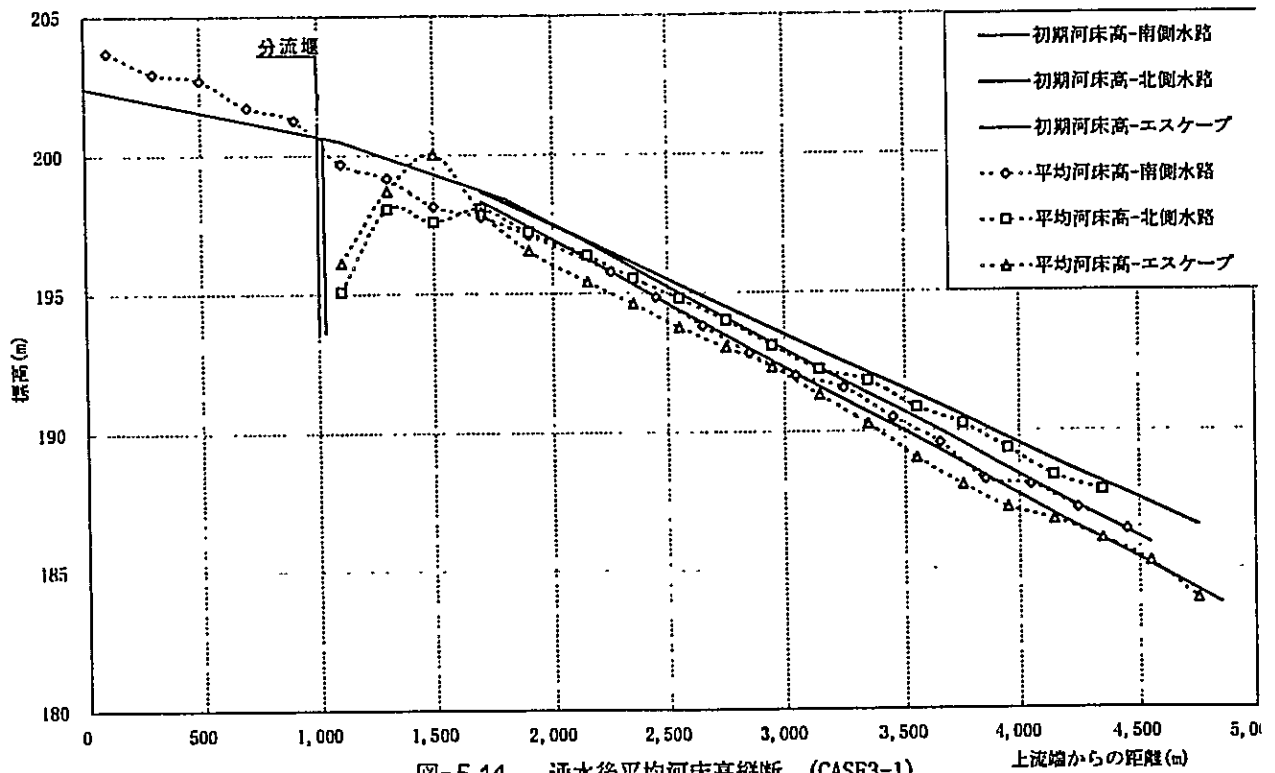


図-5.14 通水後平均河床高縦断 (CASE3-1)

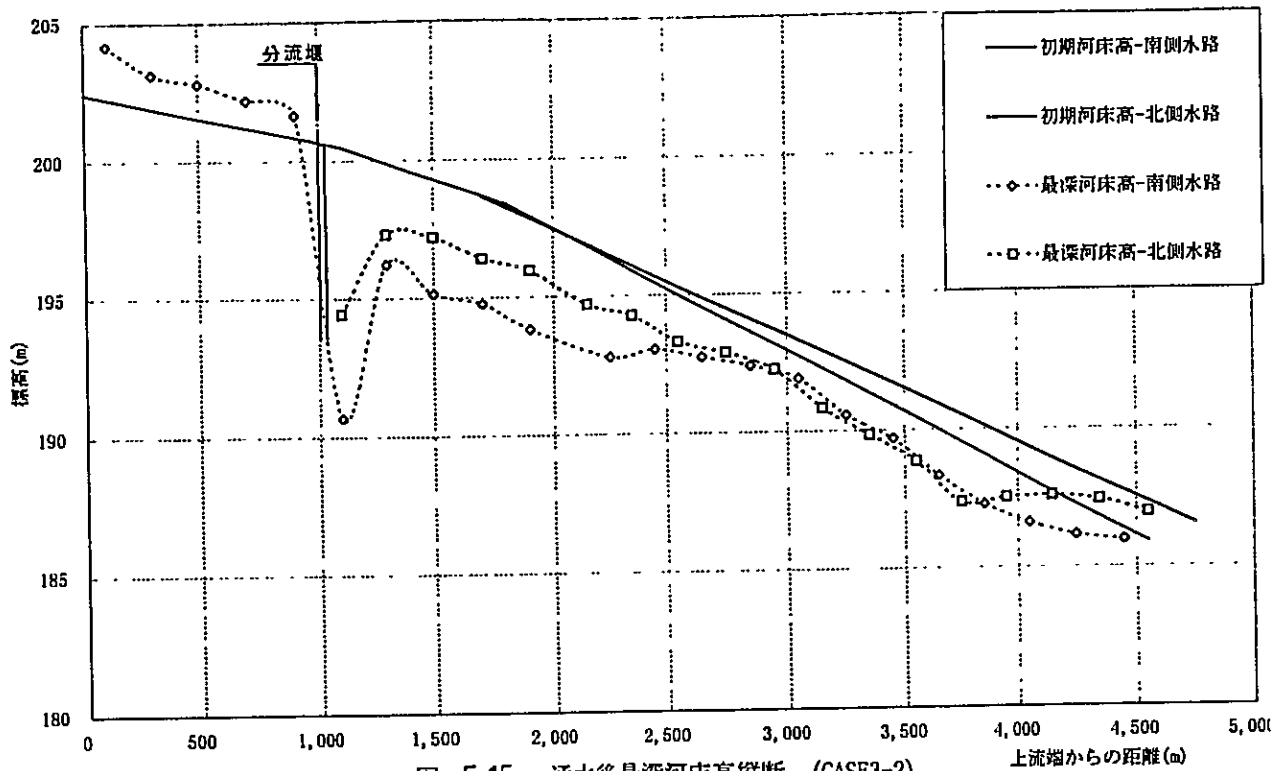


図- 5.15 通水後最深河床高縦断 (CASE3-2)

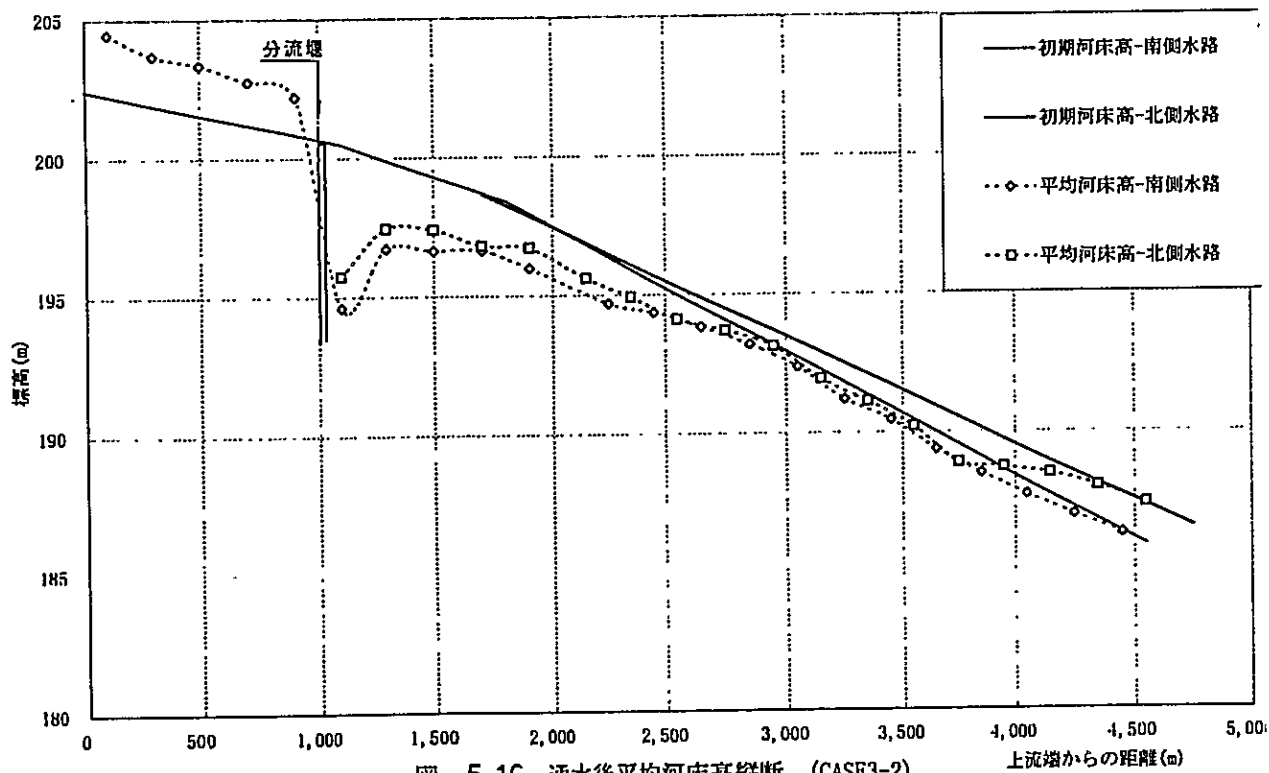


図- 5.16 通水後平均河床高縦断 (CASE3-2)

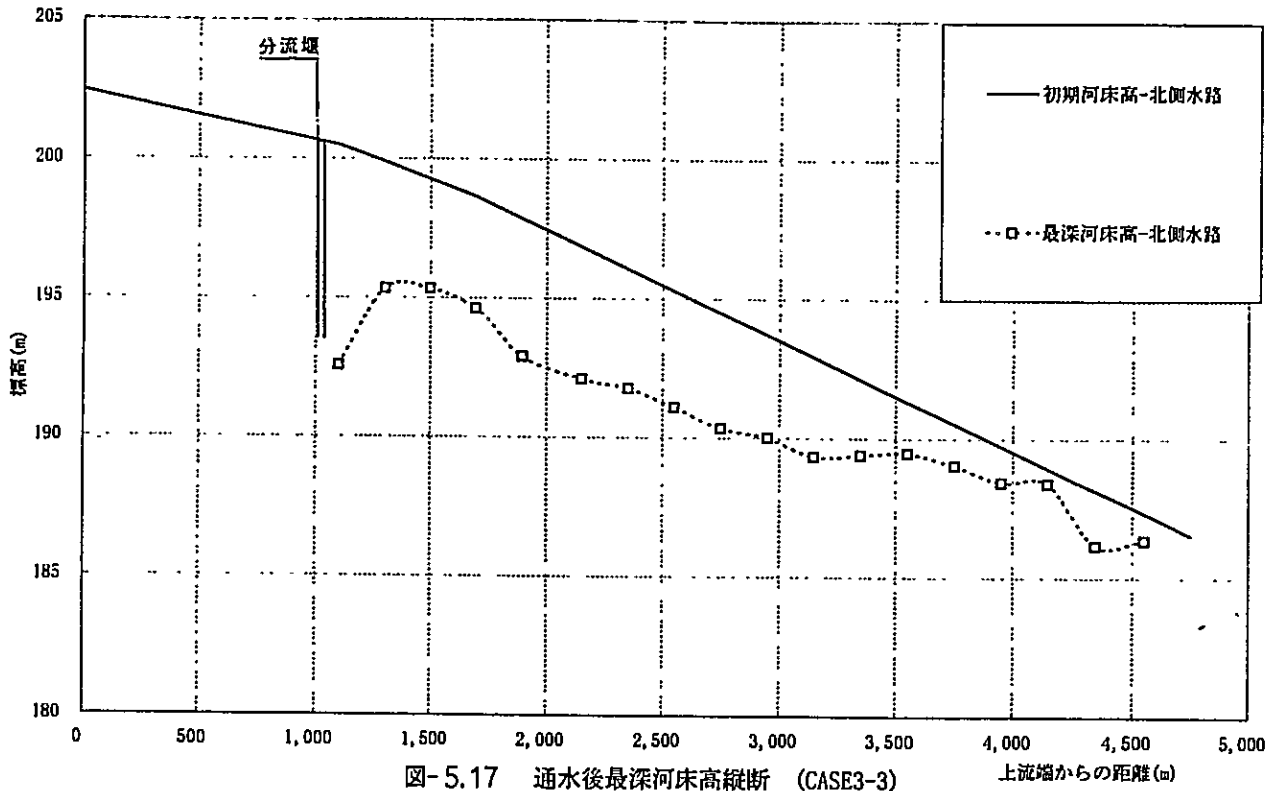


図-5.17 通水後最深河床高縦断 (CASE3-3)

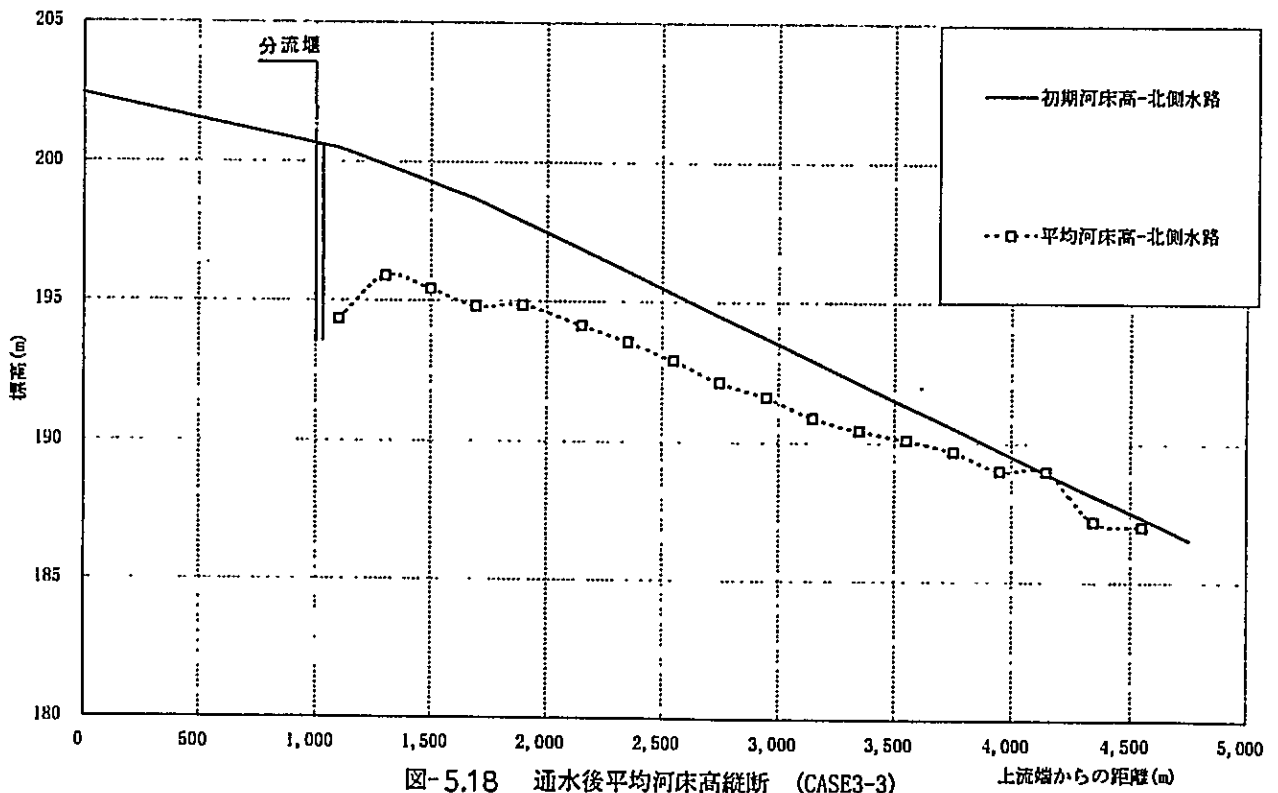


図-5.18 通水後平均河床高縦断 (CASE3-3)

5.2.3 分流構造物設置実験（Ⅱ）（ケース4）

（1）実験内容

ケース3の模型形状から分流堰を撤去し、導流堤だけを設置した場合の各水路への分流量と河床変動、導流堤沿いの局所洗掘状況を把握するために実施した（図-5.19 参照）。本実験では、特に一つの水路の河床変動の影響が他の水路にどのように影響するかに着目した。

（2）実験結果

1) 流況

写真-5.9,5-10 に流況写真を示す。

分流堰を撤去したため、河床変動による流れの首振り周期はケース3-1に比べて短い。流れは北側水路とエスケープ間を周期的に移動し、南側水路への流入量は比較的安定している。北側水路と南側水路を分ける導流堤の先端部では深さ約4mの局所洗掘が生じる。

2) 分流量と流出土砂濃度

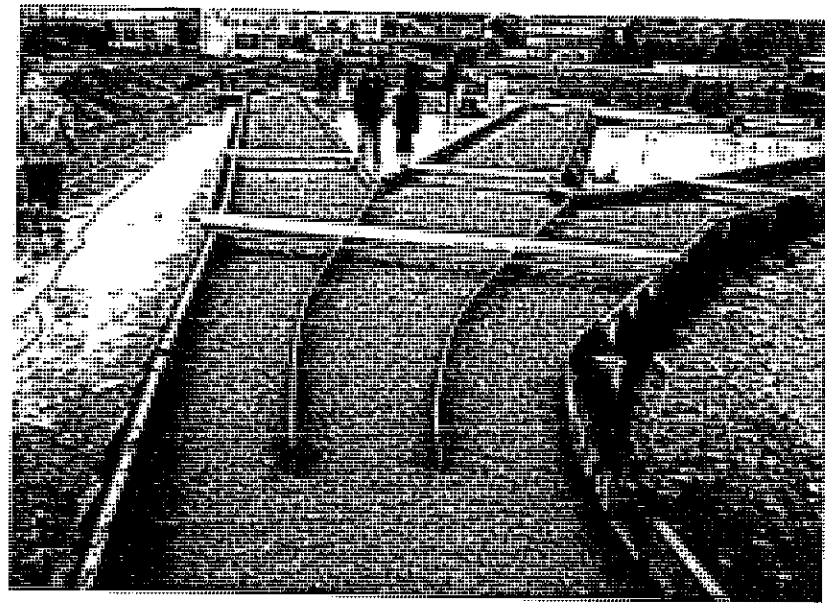
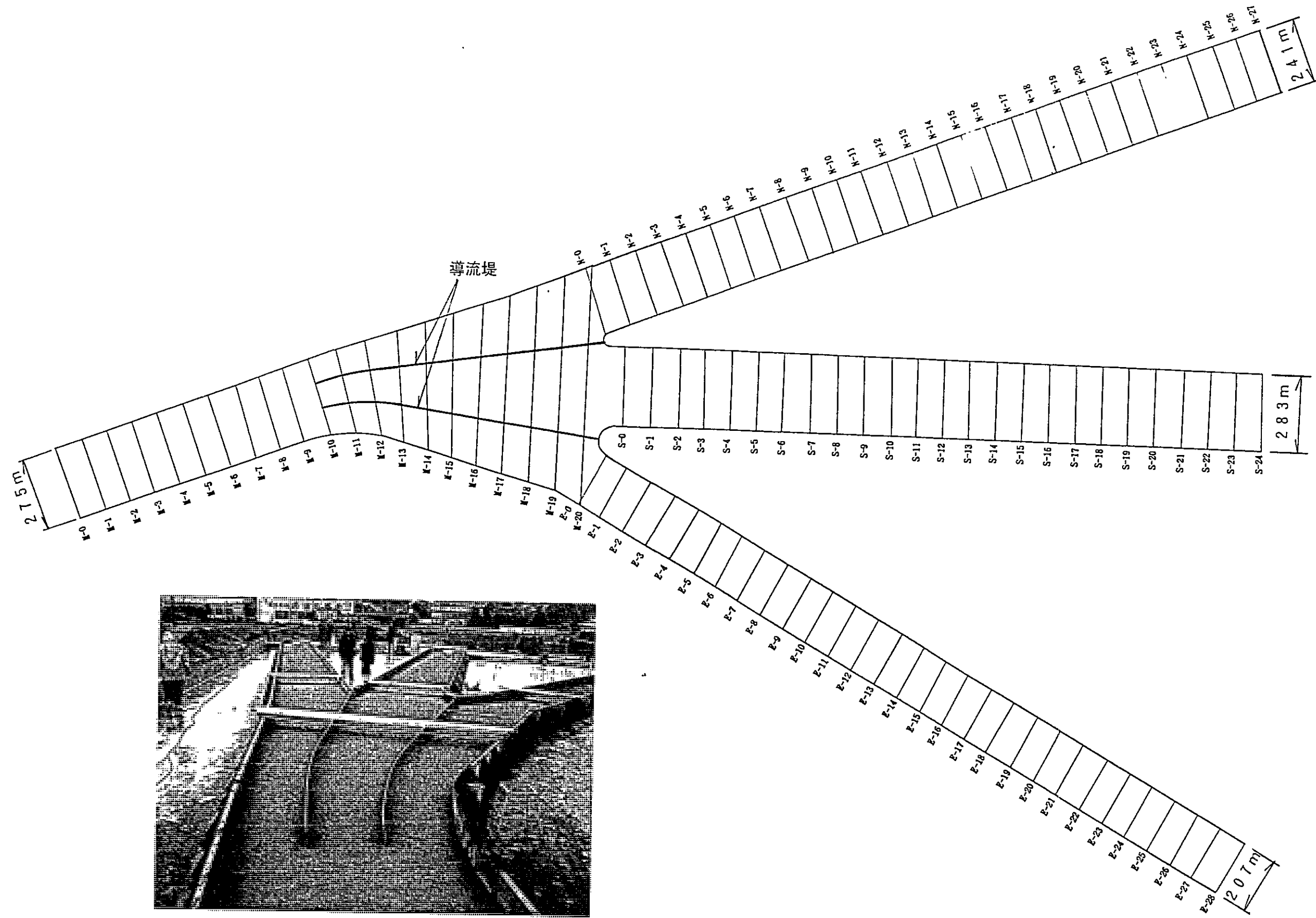
図-5.20に分流量の時間的変化を、図-5.21に流出土砂濃度の時間的変化を示す。

分流量は北側水路とエスケープ間で周期的に変化するが、南側水路の変動幅は比較的小さい。流れの首振りの周期は無施設（ケース2）時とほぼ同じで約20分程度である。一つの水路への最大流入量は、全流量の約70%弱である。

3) 河床変動

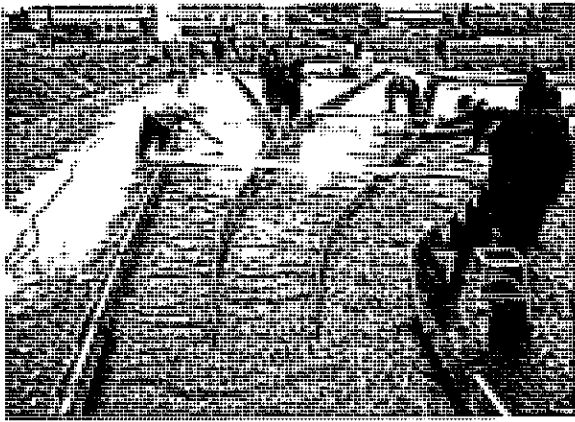
図-5.22に実験終了後の最深河床高縦断図を、図-5.23に実験終了後の平均河床高縦断図を示す。

3本の水路とも、洪水後の河床勾配は初期河床勾配とほぼ一致している。

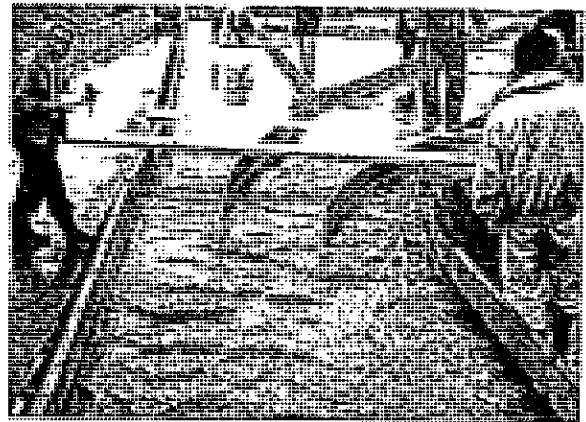


模型形状写真

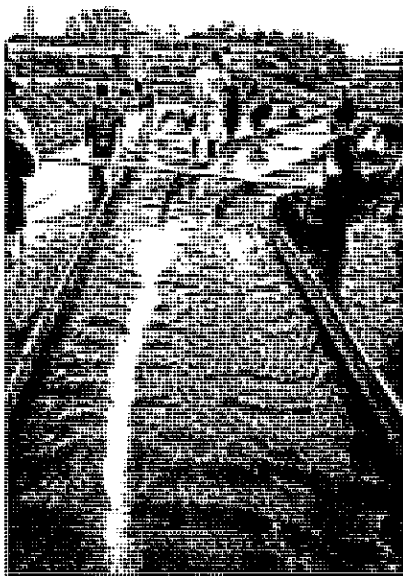
図-5. 19 分流構造物設置実験(Ⅱ)(ケース4)模型形状



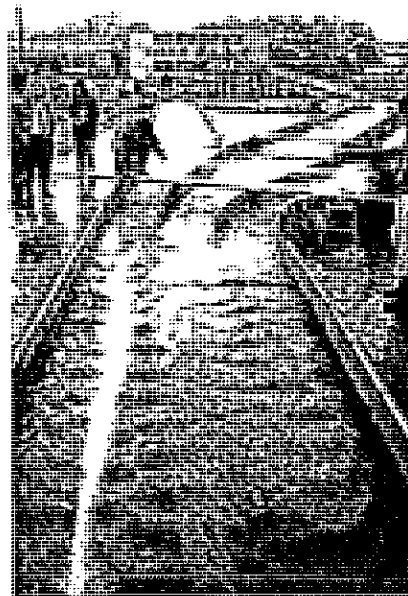
① 5分、エスケープに流れが集中する。



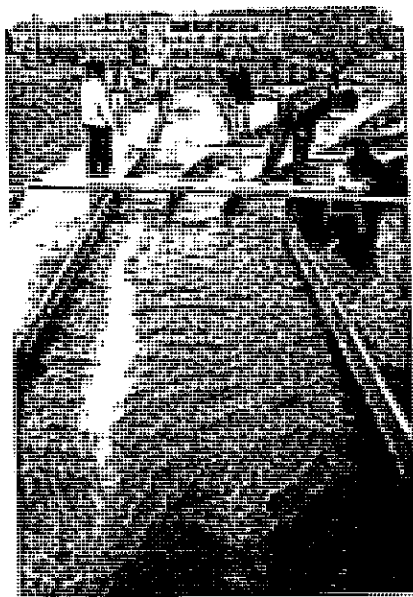
② 10分、エスケープに流れが集中する。



③ 15分、北側水路と南側水路への流入量が多くなる。



④ 30分、北側水路とエスケープの流入量が多い。



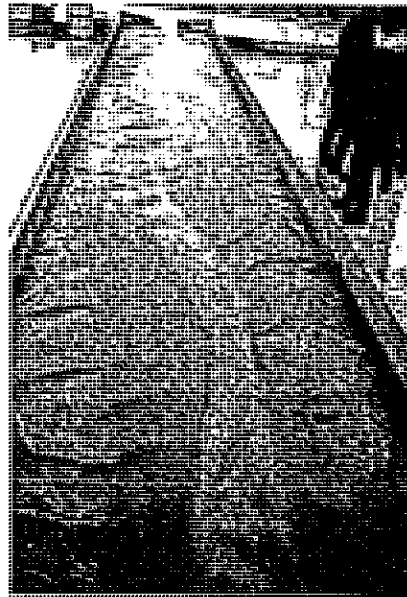
⑤ 37分、南側水路への流入量が多くなる。



⑥ 実験終了後



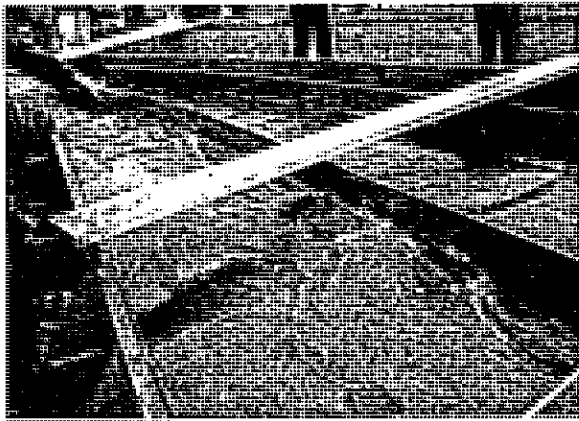
⑦10分、北側水路の河床状況。



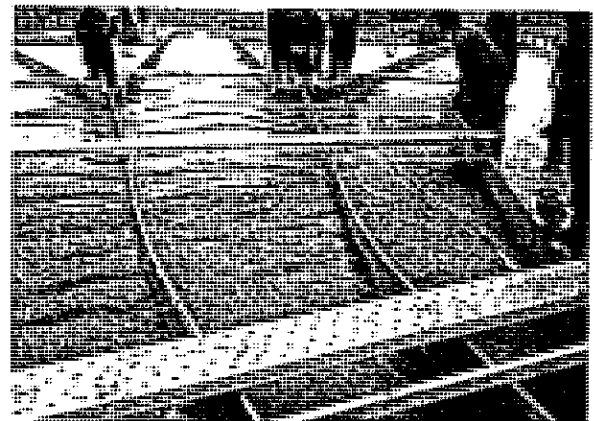
⑧10分、南側水路の河床状況。



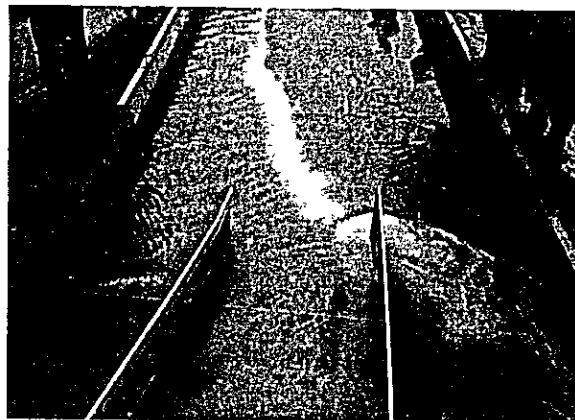
⑨10分、エスケープの河床状況。



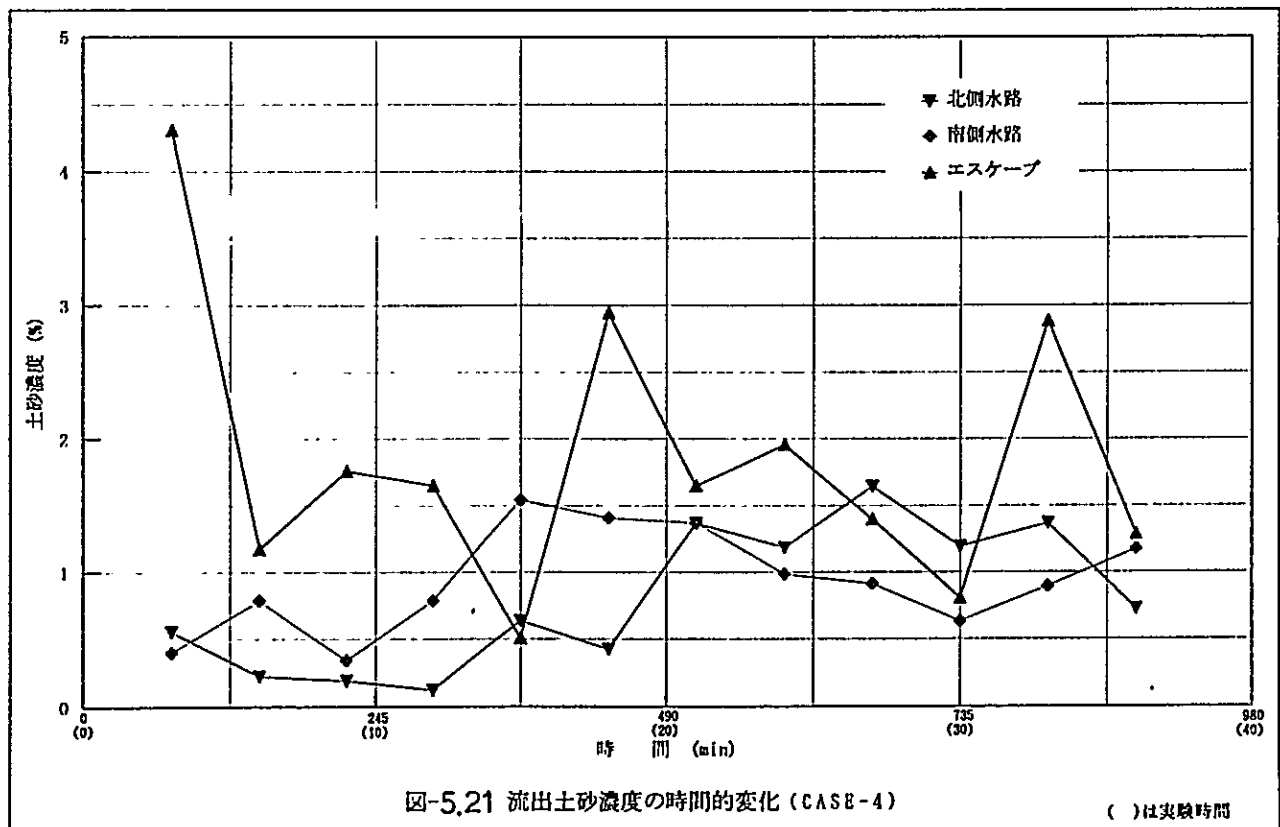
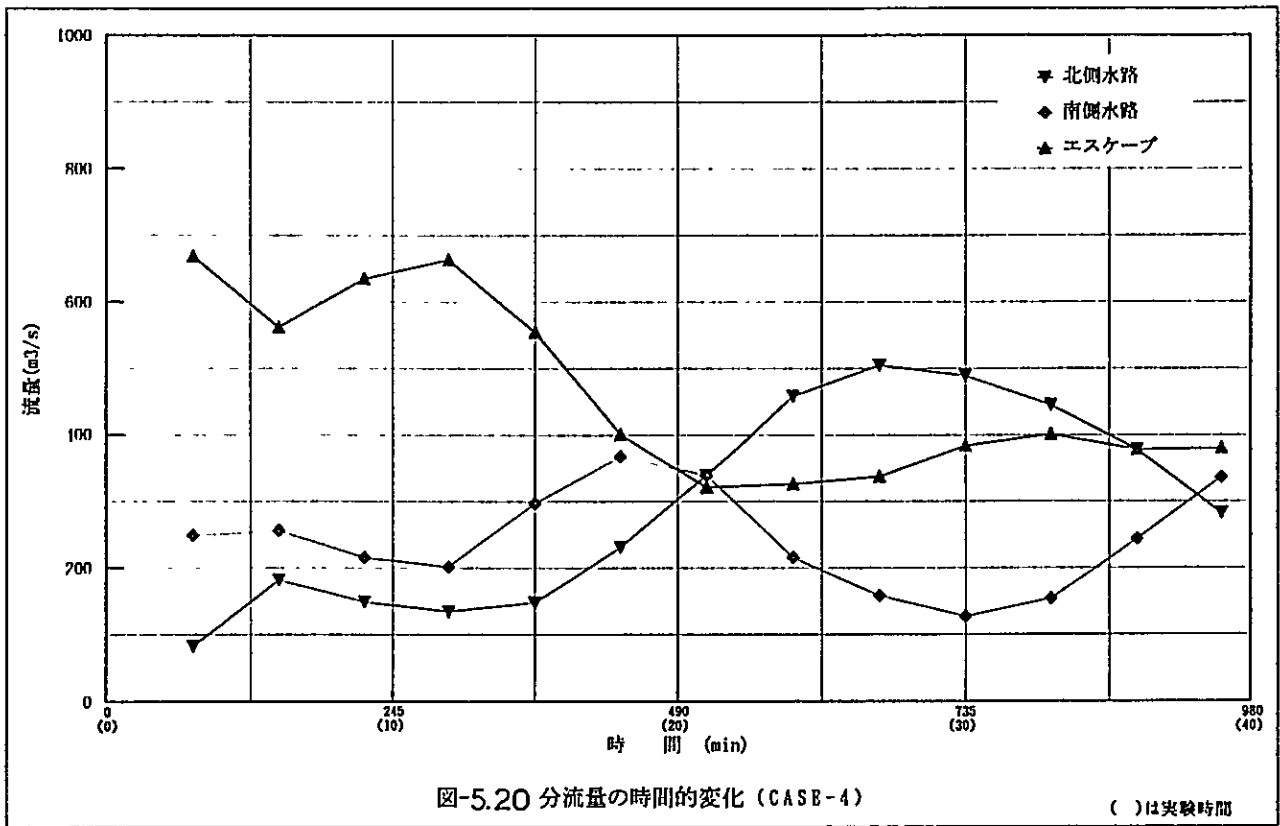
⑩導流堤沿いに流れが集中し、最大3mの洗掘が生じる。



⑪エスケープの内湾側（右岸）には砂堆が固定される。



⑫導流堤の先端部で約4mの洗掘が生じる。



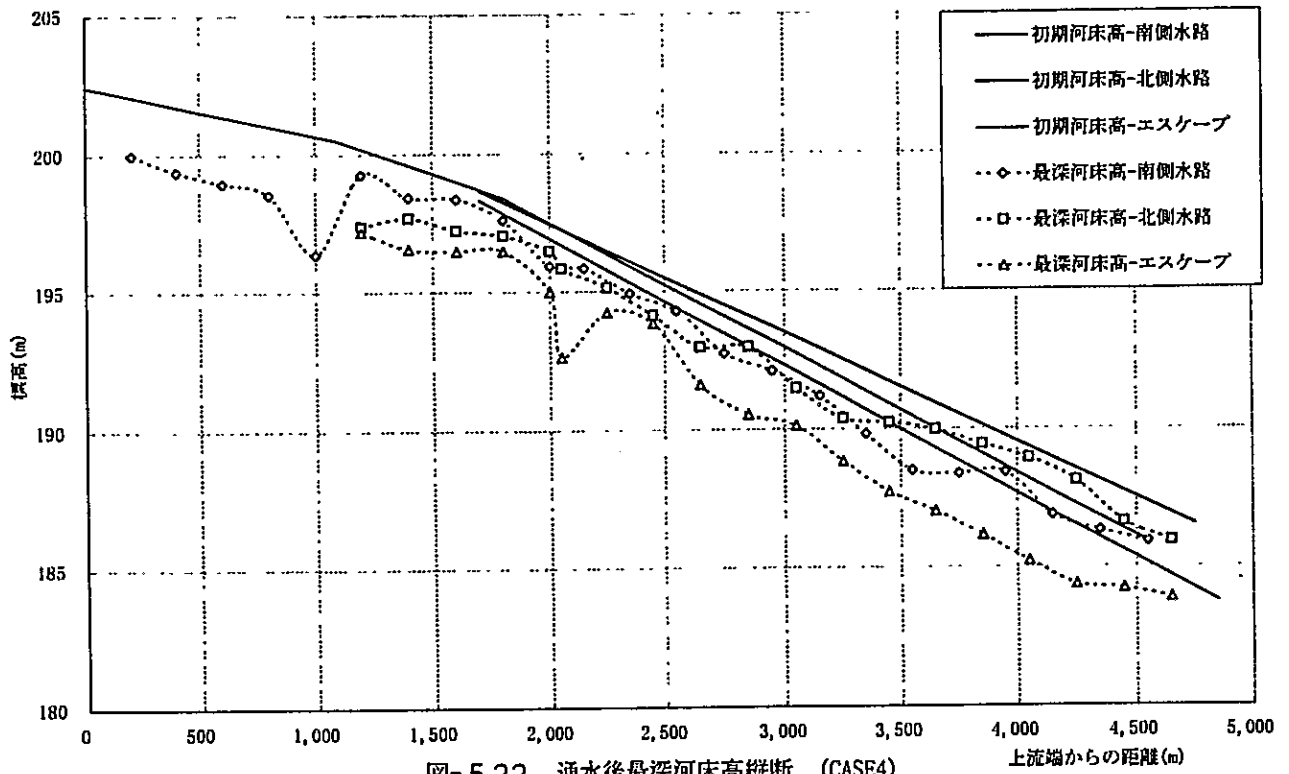


図- 5.22 通水後最深河床高縦断 (CASE4)

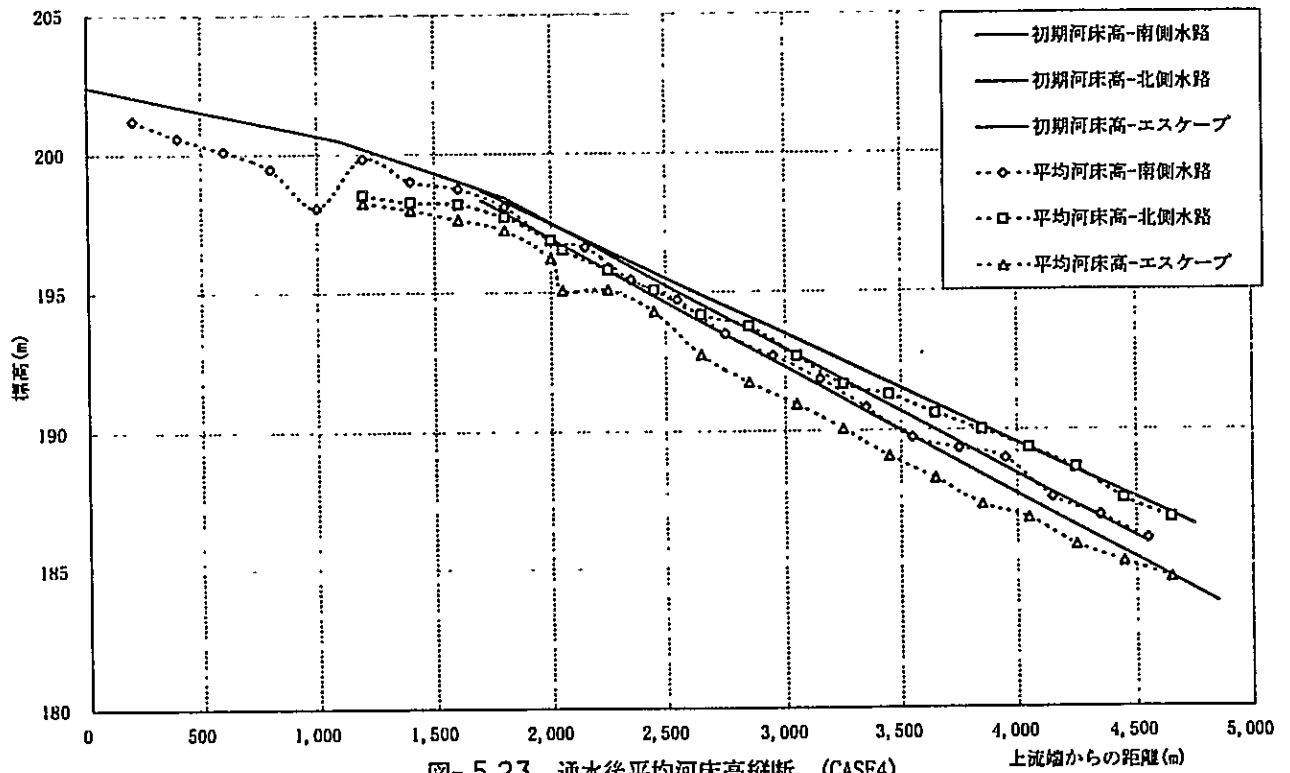


図- 5.23 通水後平均河床高縦断 (CASE4)

5.2.4 分流構造物設置実験（Ⅲ）（ケース5）

（1）実験内容

分流堰を3本の水路の分岐点に設置し、分流量と河床変動、分流堰及び導流堤周辺の洗掘状況を把握するために実施した（図-5.24 参照）。

（2）実験結果

1) 流況

写真-5.11, 5.12に流況写真を示す。

分流堰上流側の拡幅部で生じる河道変動は、この地点の分流堰では制御することができない。したがって、流れの首振りの周期は無施設（ケース2）に近い。分流堰の直下流では深さ3～5mの局所洗掘を生じる。

2) 分流量と流出土砂濃度

図-5.25に分流量の時間的変化を、図-5.26に流出土砂濃度の時間的変化を示す。

一つの水路への最大流入量は、全流量の約80%弱であり、無施設（ケース2）の状態に近い。12分前後でエスケープへの流入量が一時的に増加しているが、これを除けば実験の後半にエスケープの流入量が増加するパターンは無施設時と類似している。

3) 河床変動

図-5.27に実験終了後の最深河床高縦断図を、図-5.28に実験終了後の平均河床高縦断図を示す。

北側水路の洪水後の河床勾配は初期河床勾配とほぼ一致しているが、南側水路とエスケープは初期河床勾配よりも緩くなっている。

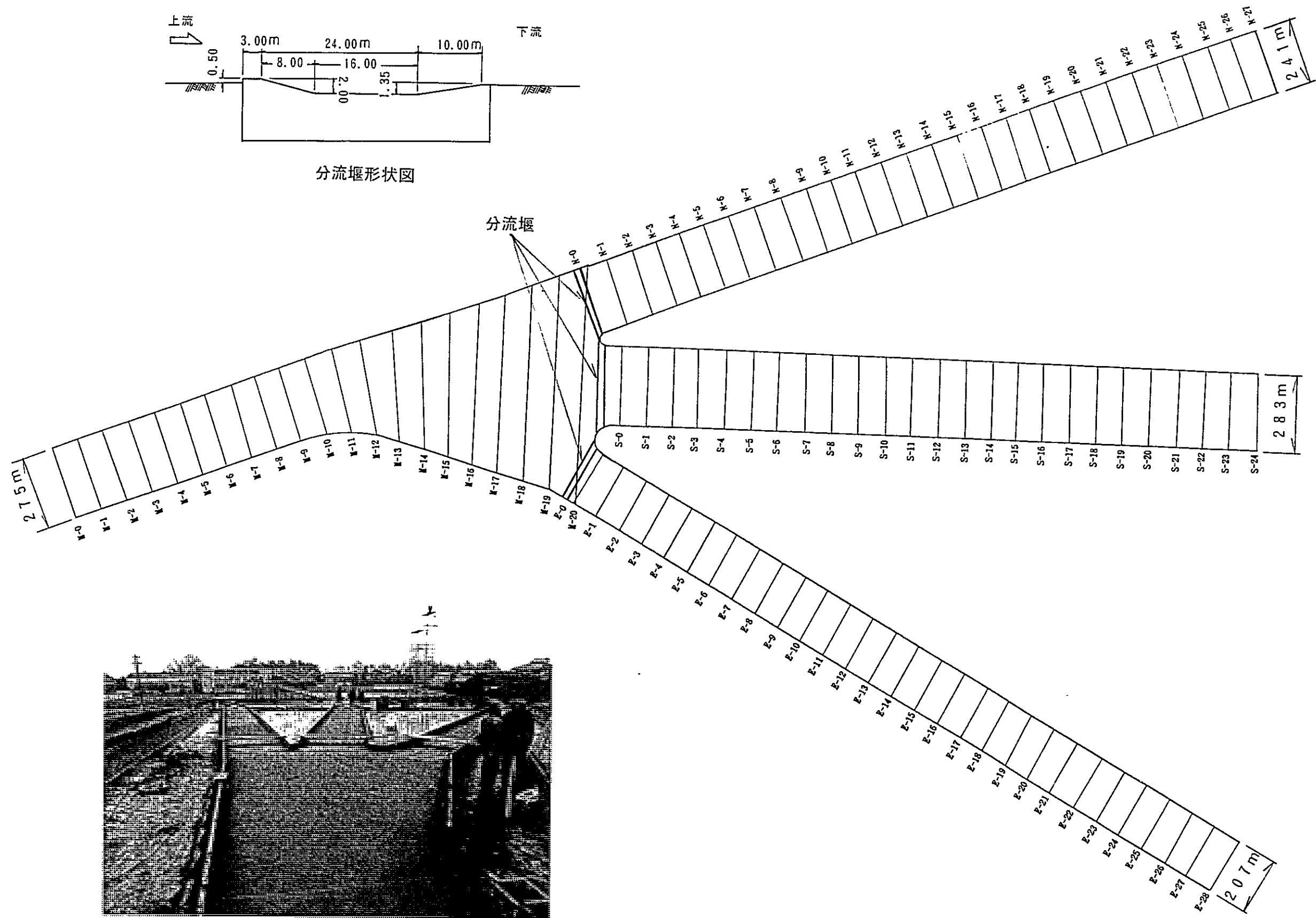
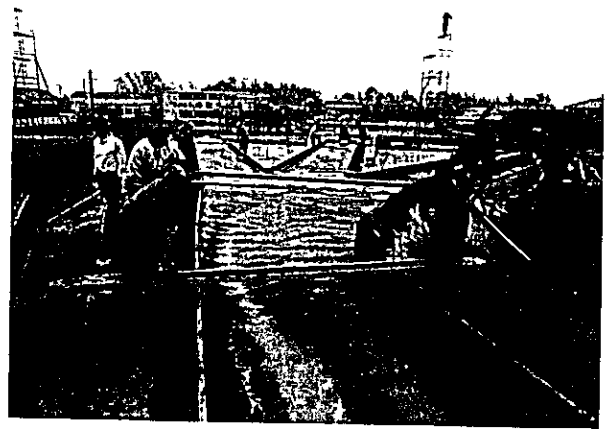


図-5. 24 分流構造物設置実験(Ⅲ)(ケース5)模型形状



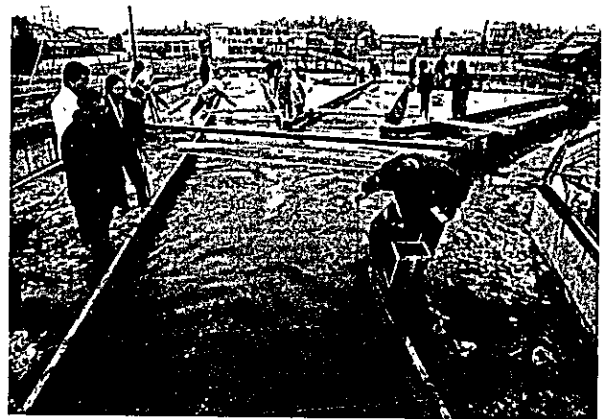
① 5分、エスケープに流れが集中する。



② 14分、エスケープに流れが集中する。



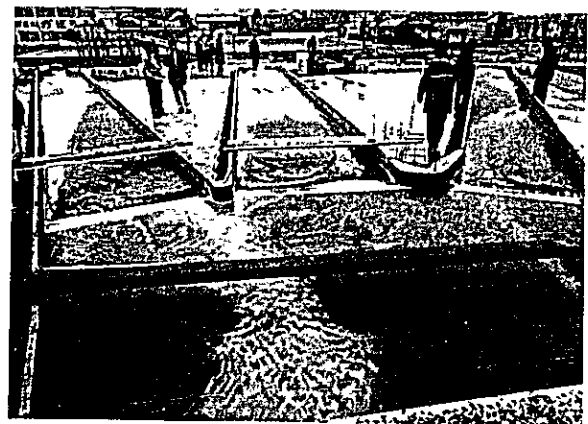
③ 25分、北側水路に流れが集中する。



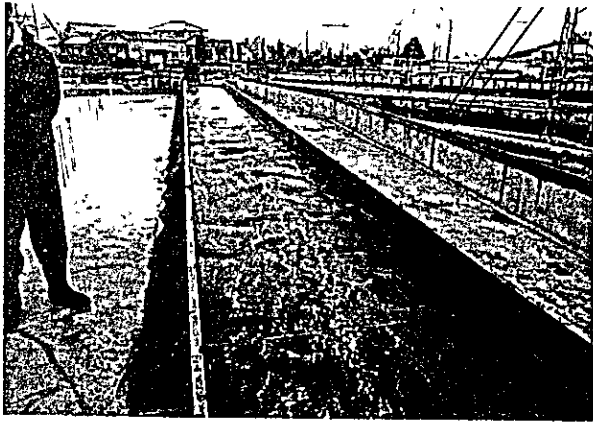
④ 35分、北側水路とエスケープに流れが集中する。



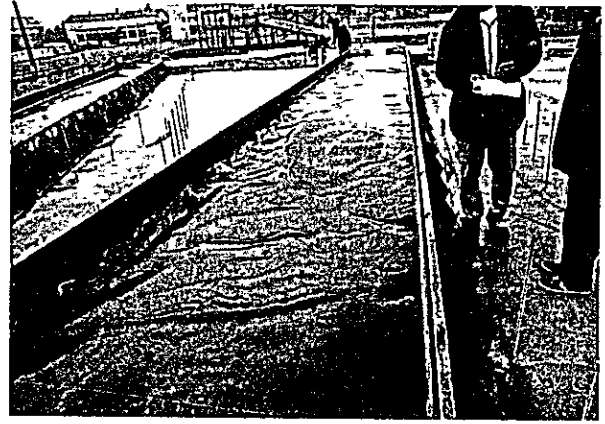
⑤ 実験終了後



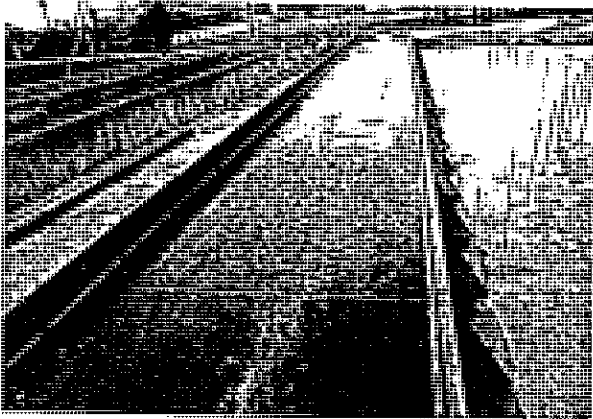
⑥ 実験終了後



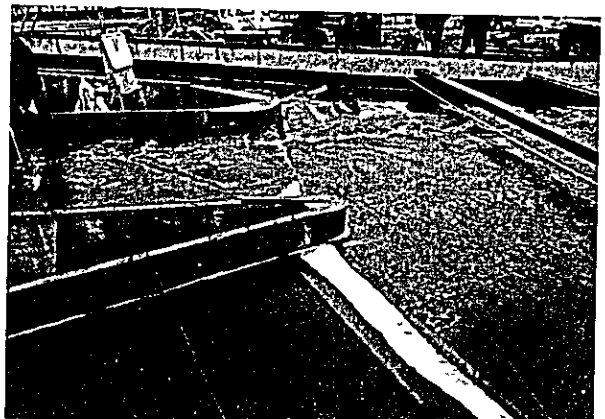
⑦ 10分、エスケープの状況。



⑧ 10分、南側水路の状況。



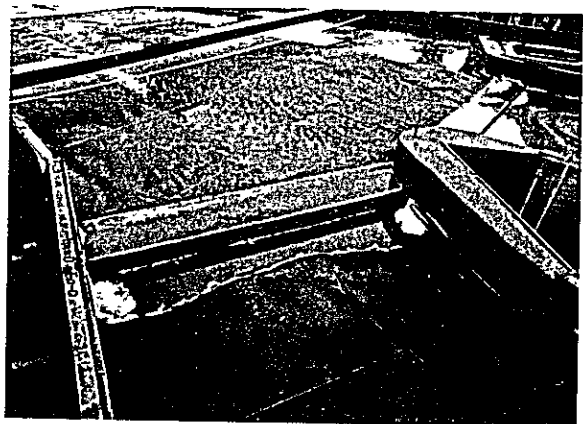
⑨ 10分、北側水路の状況。



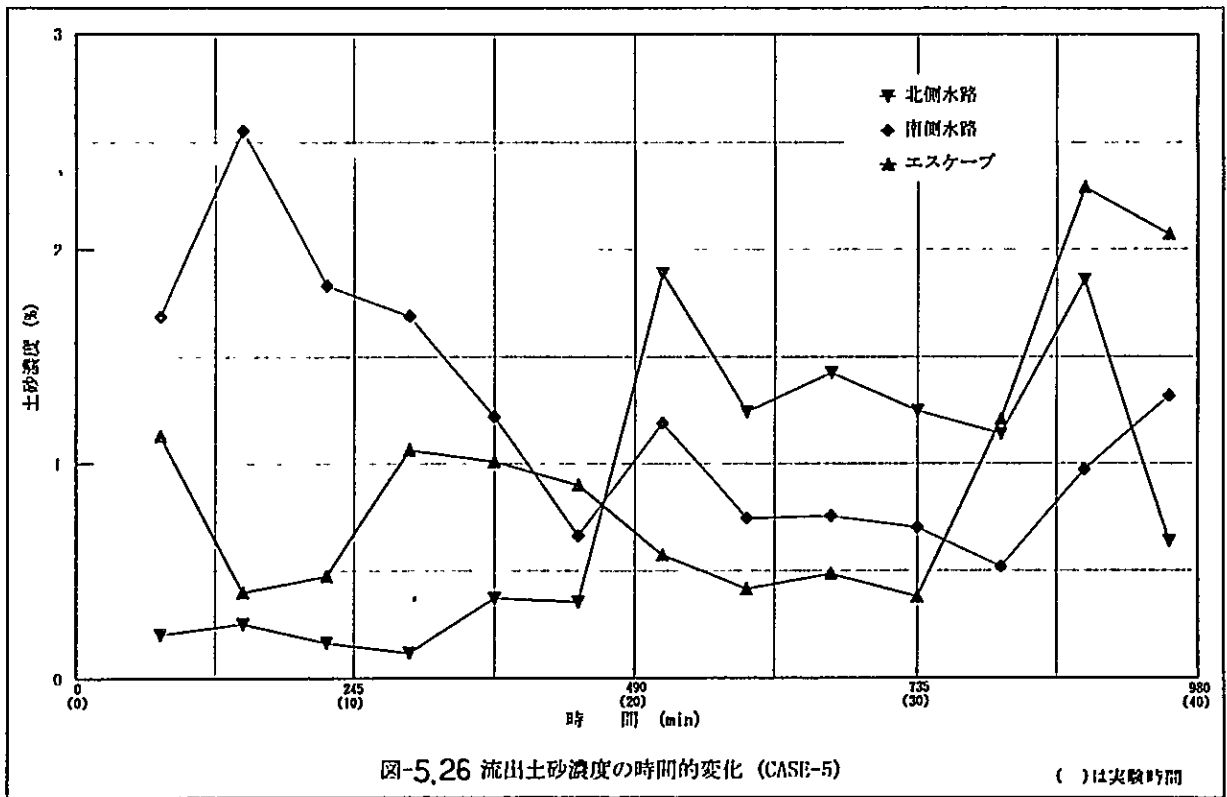
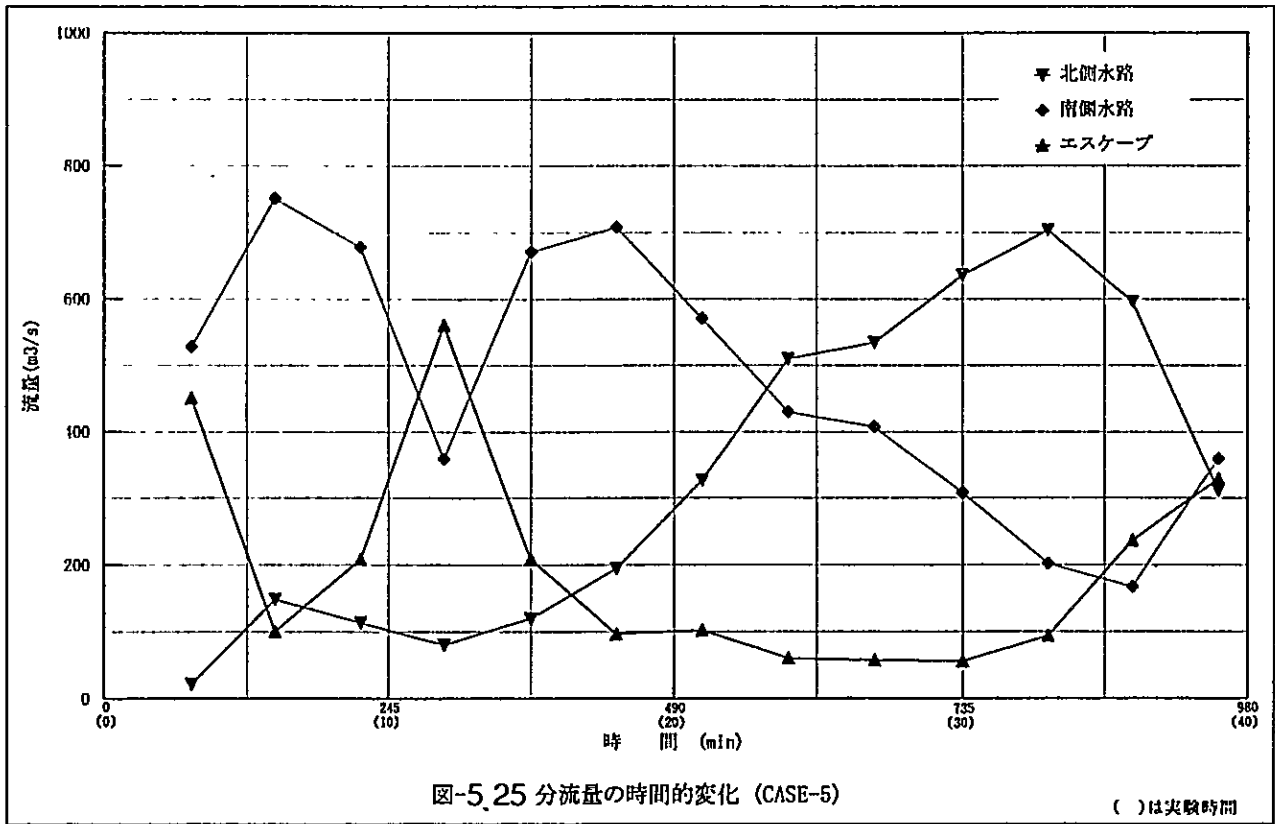
⑩ 5分、北側水路にはほとんど土砂の流入がない。



⑪ 18分、北側水路に大量の土砂が流入する。



⑫ 実験終了時の分流堰直下流の洗掘状況。



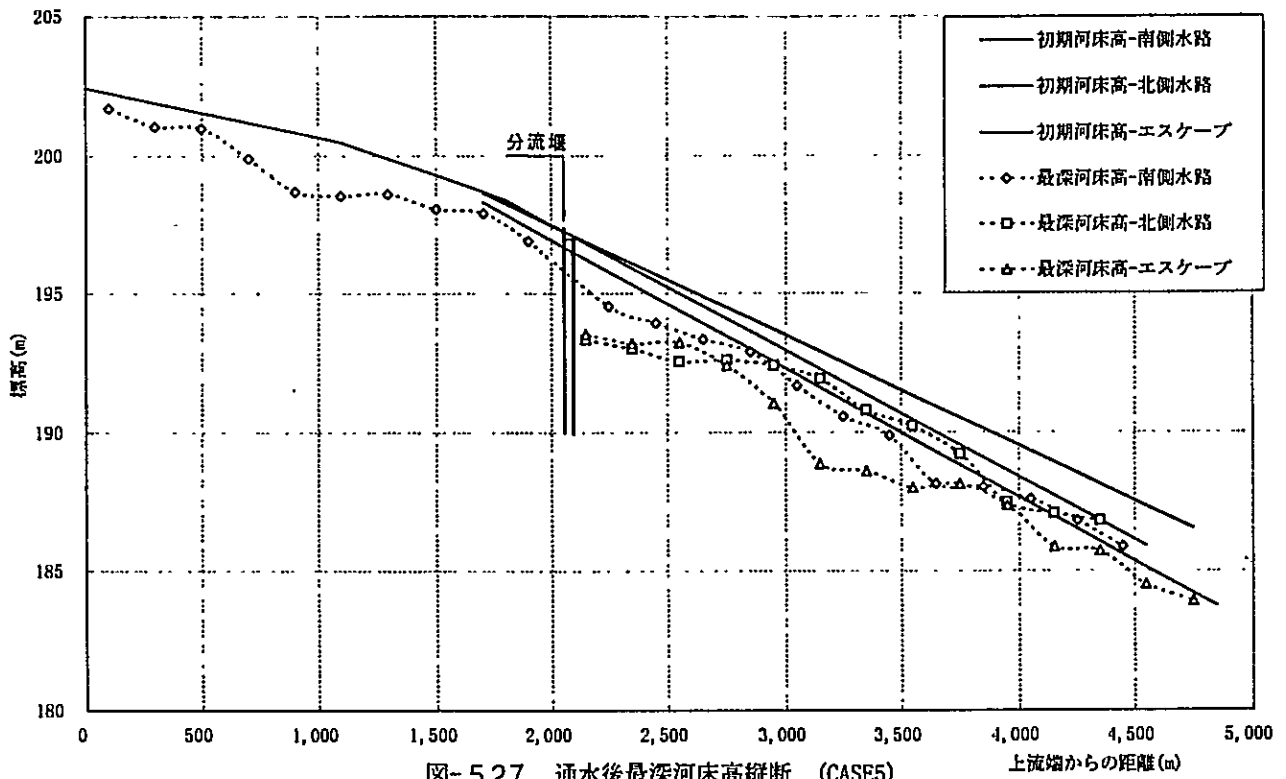


図- 5.27 通水後最深河床高縦断 (CASE5)

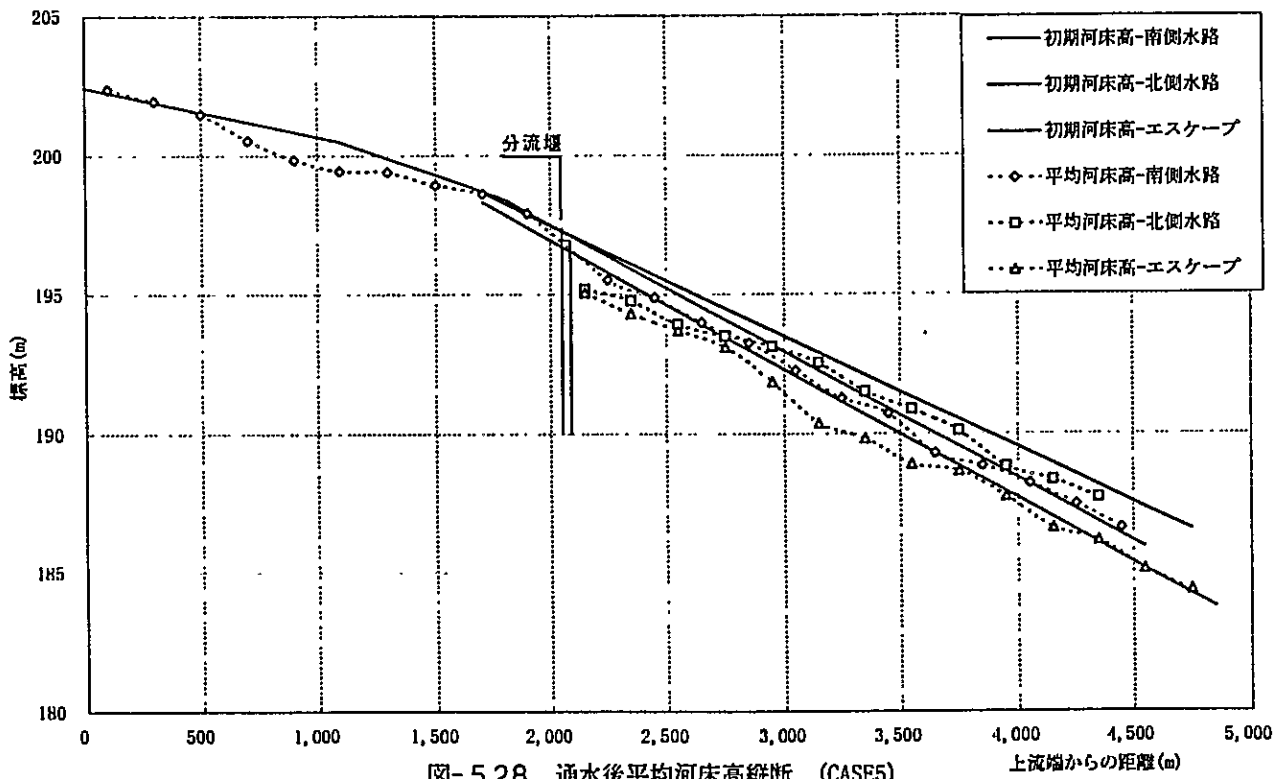


図- 5.28 通水後平均河床高縦断 (CASE5)

5.3 抽出実験

(1) 実験内容

本実験は、3次元歪み模型実験で観察された分流堰周辺の洗掘規模を定量的に把握し、構造物を設計する際の根入れ深や護床工の長さを決める際の検討資料とするため、縮尺1/75の無歪み模型で検討した。実験は、分流堰上下流の最大洗掘深と洗掘長の時間的変化と分流堰下流の河床が低下した場合の洗掘規模の変化の確認を行った。

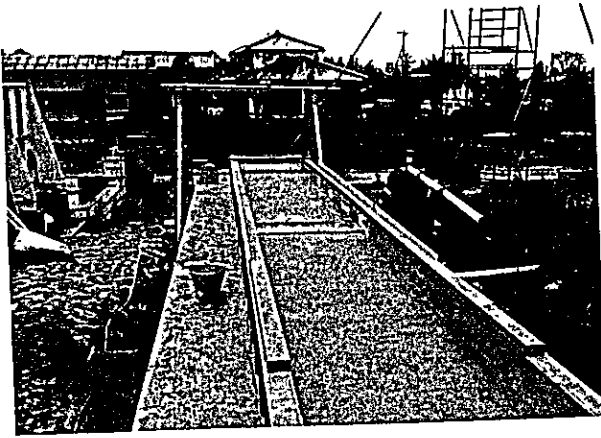
(2) 実験結果

各ケースの実験結果は表-5.3のとおりである。

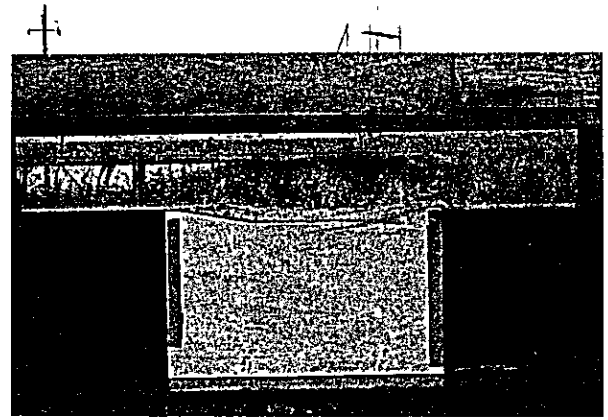
表-5.3

分流堰の抽出実験結果

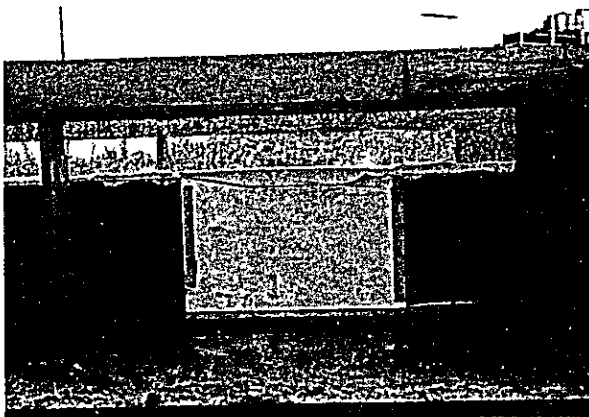
ケース番号	実験名	検討形状	実験結果	流況写真
1	予備実験		無給砂時の 400 m ³ /secでは堰上下流とも顕著な洗掘は発生しなかった。徐々に流量を増加させたところ、1,500 m ³ /secで堰の上下流に 1.5~2.25m の洗掘が見られた。ピーク流量相当時(2,500 m ³ /sec)は堰上流側の洗掘深は最大で約 6.25m、洗掘長は約 15m、堰下流側では洗掘深は最大で約 2.25m、洗掘長は約 30mとなった。その後、給砂を開始したところ、堰上流側の河床上昇に伴って堰上下流の洗掘は減少する状況が観察された。この結果から、対象流量は当初の予定通り設計ピーク流量の70%の流量 1,750 m ³ /secとし、現地の状況と洗掘深が安定するまでの時間を考慮してすべて給砂実験とした。	写真-5.13 参照
2	横断構造物周辺の 洗掘特性把握実験		通水開始直後、堰下流では1.5mの洗掘が観察され、通水開始10分後(現地換算で1.44時間に相当)には堰上流側の洗掘深は最大で約 2.25m、洗掘長は約 2.25m、堰下流側では洗掘深は最大で約 2.25m、洗掘長 13mとなった。その後、堰上流側の河床上昇に伴って堰上下流の洗掘は減少する傾向となり、通水開始20分後(現地換算で2.88時間に相当)には堰内部に砂が堆積する状況が確認された。	写真-5.14 参照
3			通水開始直後から堰下流での洗掘深の発達が著しく、通水開始5分後(現地換算で43分に相当)には堰下流では初期河床面から約11.25mの洗掘が生じていた。その後も洗掘深は増加し、通水開始25分後(現地換算で3.6時間に相当)には最大で約 16.5m、洗掘長は約 41mとなった。その後の堰下流の洗掘深は多少の増減を繰り返しながら減少傾向となり、通水後1時間(現地換算で8.66時間に相当)ではほぼ安定となった。そのときの堰下流の洗掘深は初期河床面から約 9.75m、洗掘長約 37.5mであった。	写真-5.15 参照
4			通水開始直後から堰下流での洗掘深の発達が著しく、通水開始2~3分後(現地換算で17~26分に相当)には堰下流は初期河床面から約10~15mの洗掘が生じていた。その後も洗掘深は増加し、通水開始5分後(現地換算で43分に相当)には水路底面まで洗掘が達し、洗掘深の測定は不能となった。その後の堰下流の洗掘長は発達し、通水後20分(現地換算で2.88時間に相当)では洗掘長は約45m(最長)となった。その後は堰下流の洗掘長は減少傾向となり、通水後1時間10分(現地換算で10.1時間に相当)ではほぼ安定となった。そのときの堰下流の洗掘長は約 37.5mであった。	写真-5.16 参照
5			通水開始直後から堰下流に設置した蛇籠下流端での洗掘深の発達が著しく、通水開始2~3分(現地換算で17~26分に相当)には初期河床面から約 3.75mの洗掘が生じており、蛇籠の下も同程度に洗掘されていた。最下流端の蛇籠が傾斜した後に、沈下した蛇籠の直上流の蛇籠が沈下し始める様子が観察され、蛇籠の沈下にしたがって蛇籠下の砂が移動し洗掘は上流へと拡大していく。しかし、洗掘深は増加せず、洗掘対策工としての蛇籠の設置は良好であると考えられる。	写真-5.17 参照
6	横断構造物の形状 検討実験		堰の内部に砂が著しく堆積した場合は横断構造物としての安定した流量の配分効果が薄れると思われることから、堰の形状を変更して堰内の砂の堆積軽減効果について観察した。堰上流側の河床上昇にともなって、堰下流の河床も上昇し、堰内には砂の堆積が見られた。堰下流の河床が上昇傾向にある場合は堰内に砂が堆積することは予想されるが、そのような状況下では堰の形状を変えるだけでは堰内の砂を排除することは困難であることが分かった。	写真-5.18 参照
7	横断構造物周辺の 洗掘特性把握実験		本ケースでは上流からの給砂を無くして堰下流の河床が低下傾向にある場合を想定した堰内の砂の堆積状況把握実験を実施した。堰上流からの砂の流入が減少したために、堰内の砂の堆積は見られなくなったが堰の上下流で洗掘が発生する様子が観察された。洗掘深の最大値は、堰上流で約 3.75m、堰下流で約1.8mであった。したがって、堰内の砂の堆積が少ない状況では堰周辺の洗掘が発達することが観察され、洗掘対策工の必要性が改めて確認された。	写真-5.19 参照
8	洗掘特性把握実験		本ケースでは上流からの給砂を無くして堰下流の河床が既にある程度低下した状態での洗掘実験を実施した。河床低下量は実験No 3と同様に初期河床から 3.75mである。堰下流での初期河床面からの洗掘深は実験終了時で約 13.5m、洗掘長は約 53mであり、河床が低下した状態で給砂量が減少した場合の堰下流の洗掘はかなり大規模になると予想される。	写真-5.20 参照



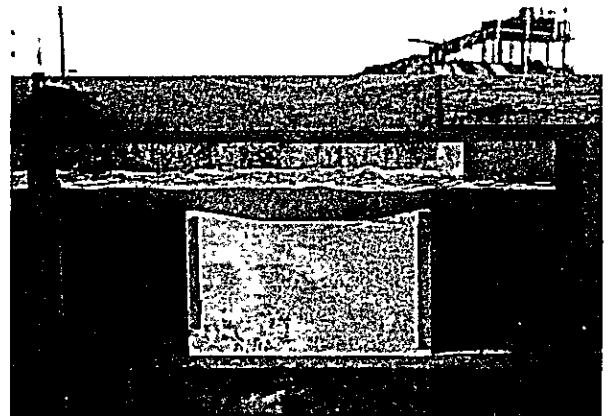
①抽出実験水路



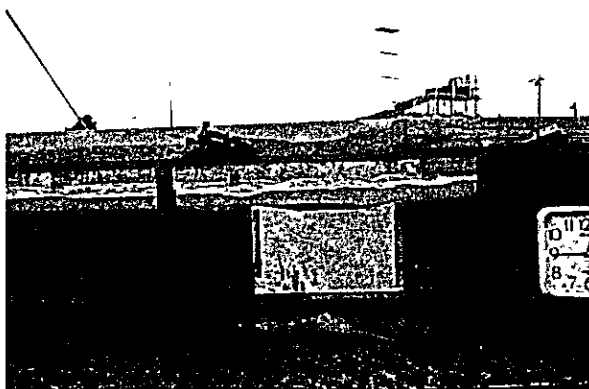
②分流堰の側面



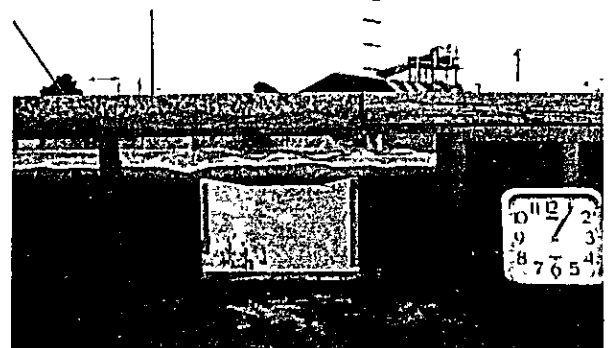
③ $Q = 400 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時



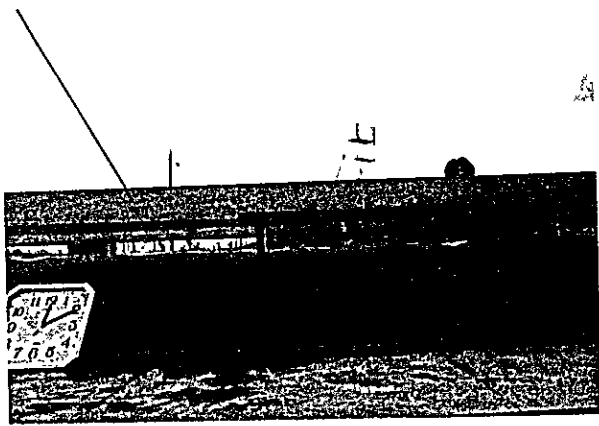
④ $Q = 1,530 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時



⑤ $Q = 2,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時、堰の直上流で洗掘が生じる。



⑥ $Q = 2,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時、堰の直上流の洗掘は埋め戻される。



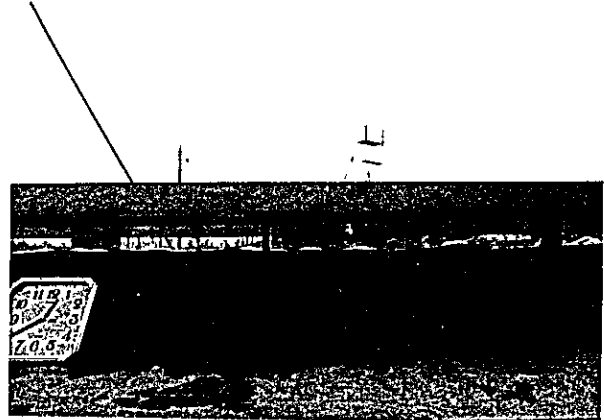
① 10分経過時



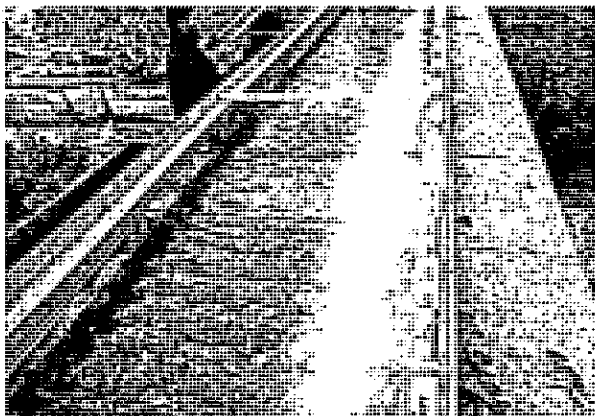
② 20分経過時



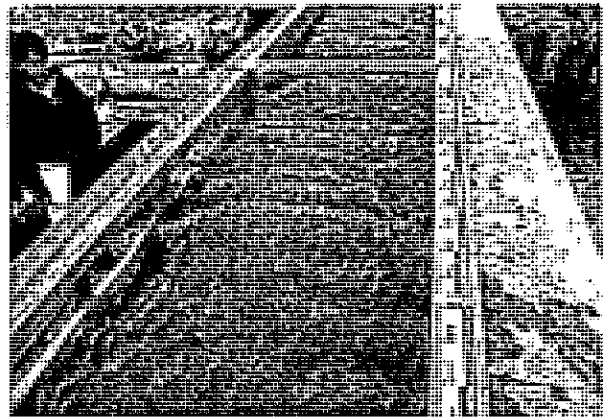
③ 30分経過時



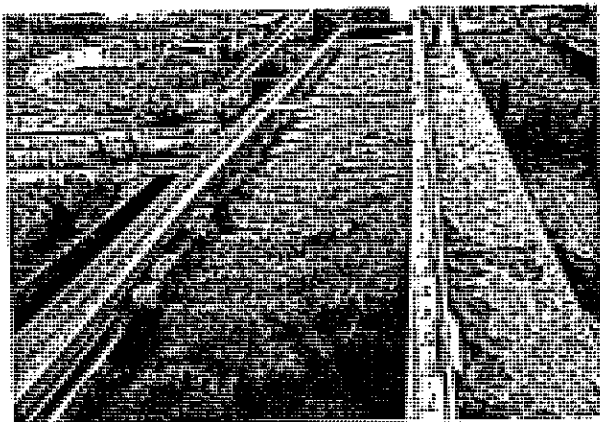
④ 40分経過時



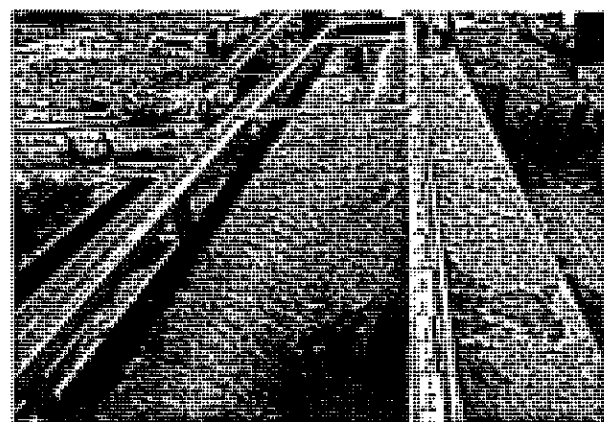
⑤ 10分経過時



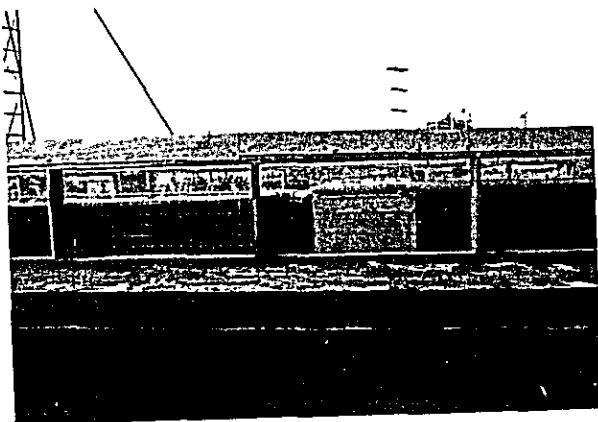
⑥ 20分経過時



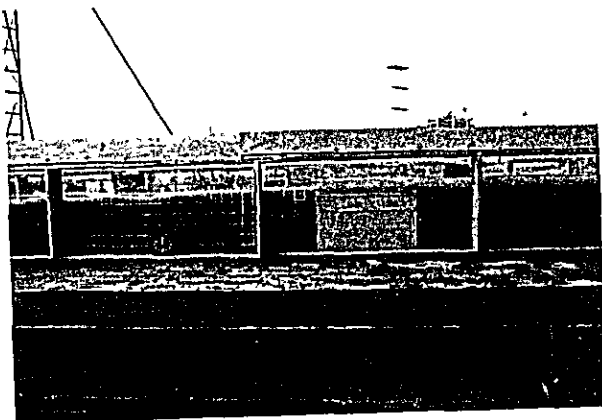
⑦ 30分経過時



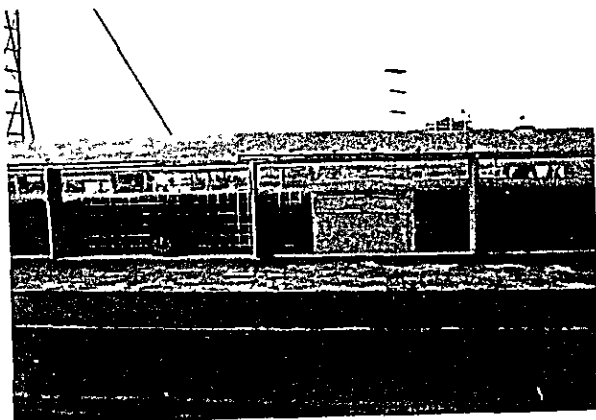
⑧ 実験終了後



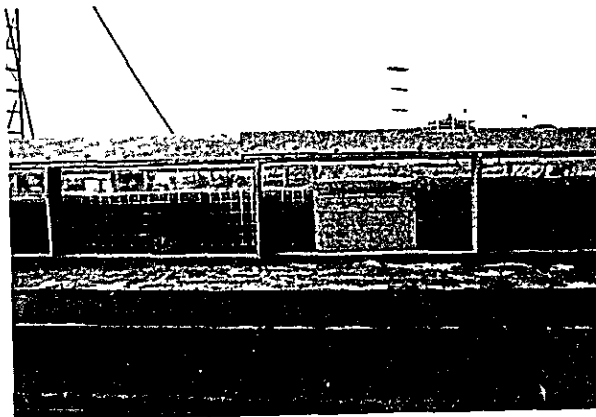
① 30秒経過時



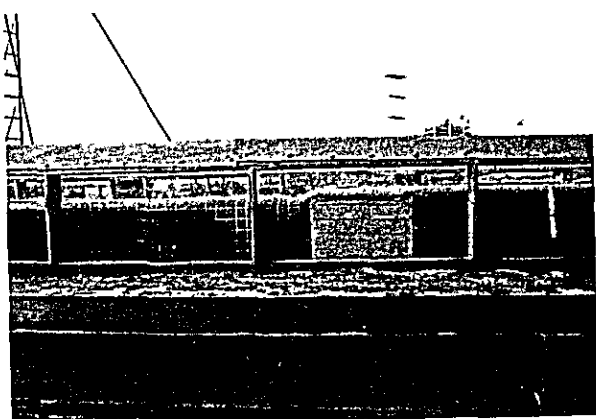
② 1分経過時



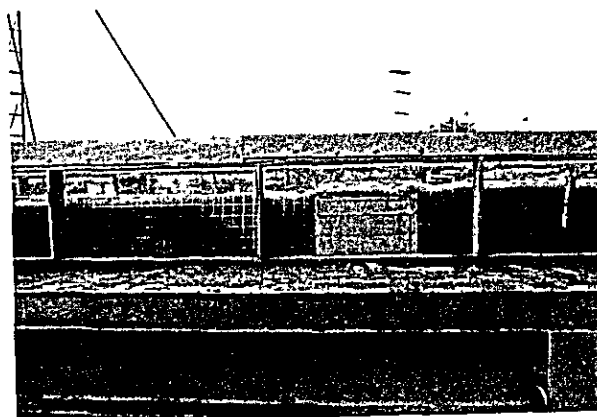
③ 2分経過時



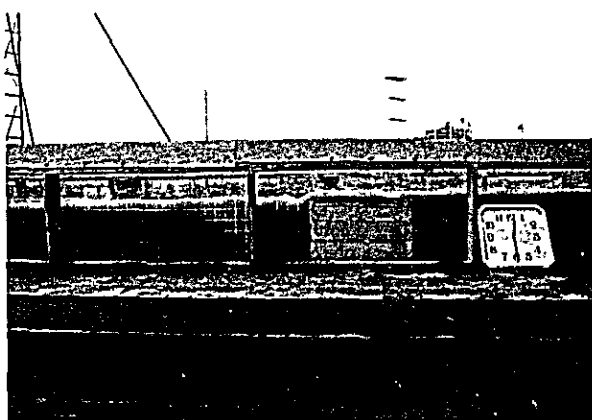
④ 5分経過時



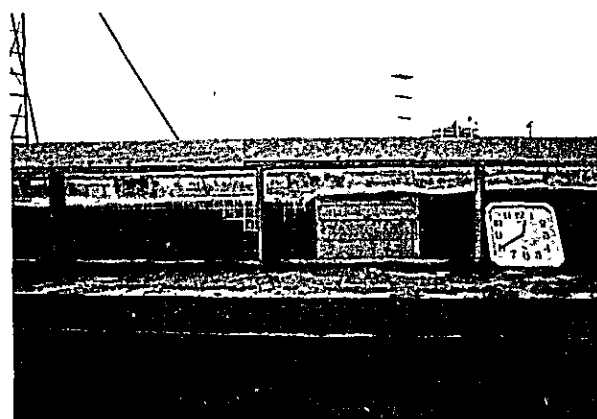
⑤ 10分経過時



⑥ 20分経過時

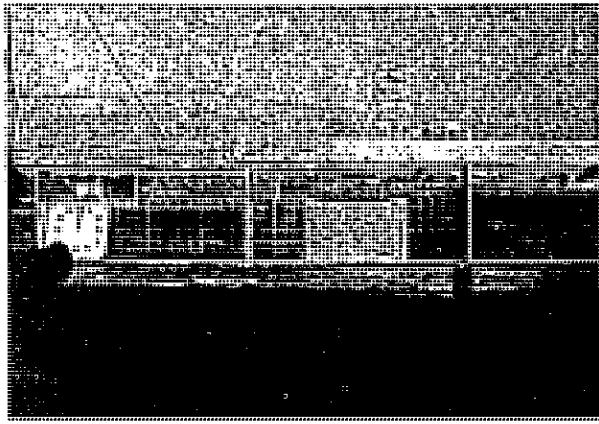


⑦ 30分経過時

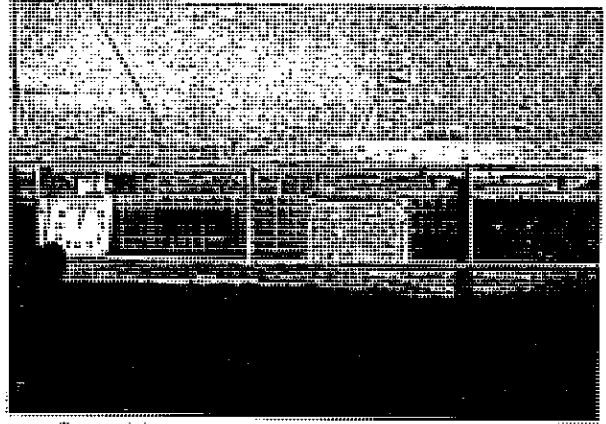


⑧ 40分経過時

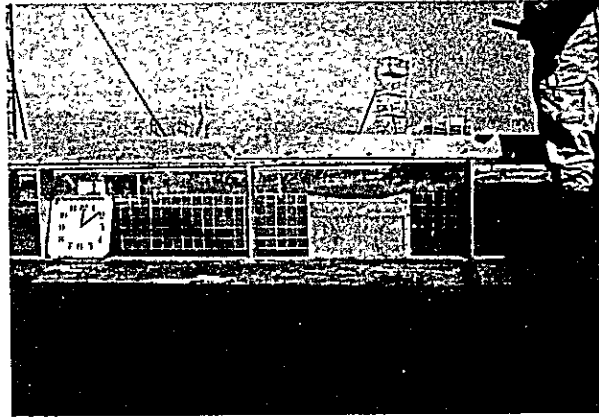
写真 - 5.16 抽出実験 (ケ-73) 流況写真



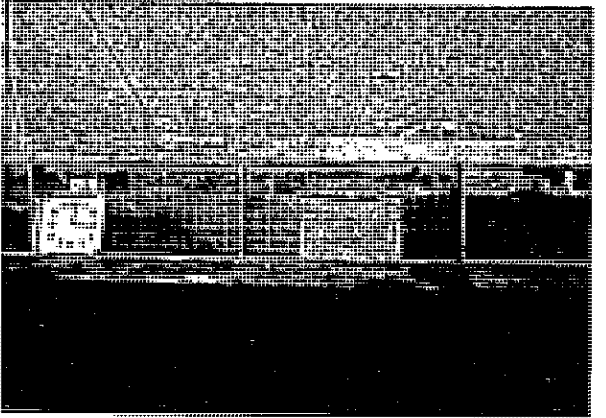
① 1分経過時



② 2分経過時



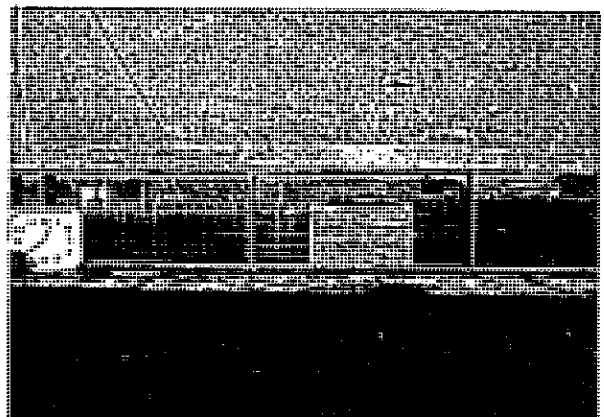
③ 9分経過時



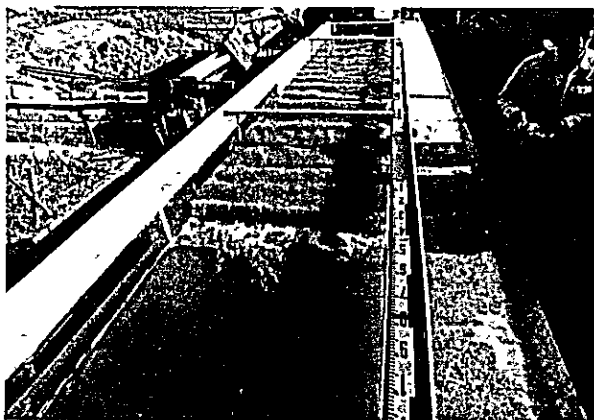
④ 15分経過時



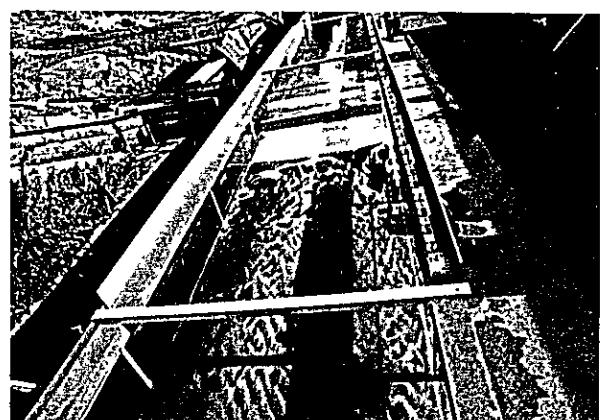
⑤ 30分経過時



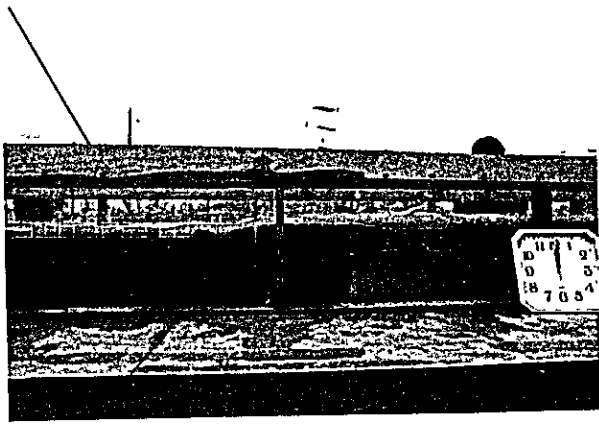
⑥ 40分経過時



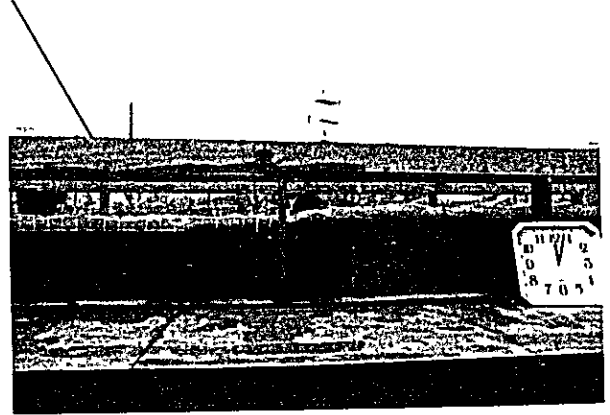
⑦ 15分経過時



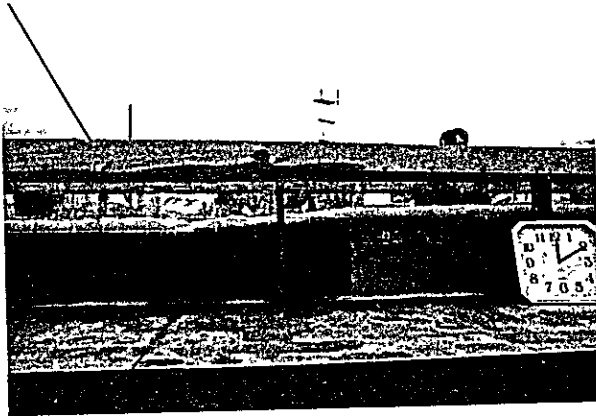
⑧ 実験終了後



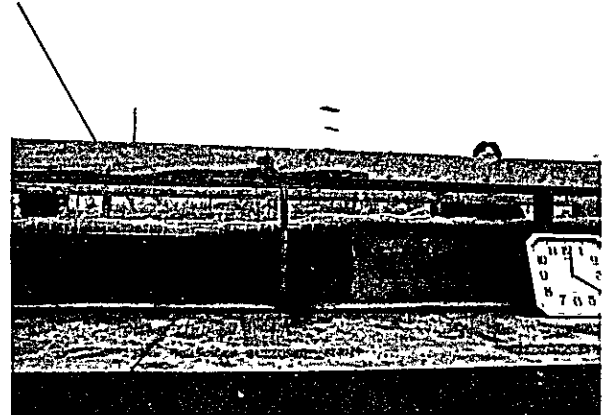
① 1分経過時



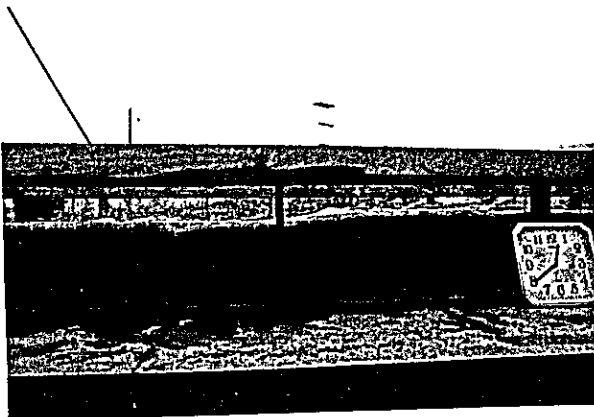
② 3分経過時



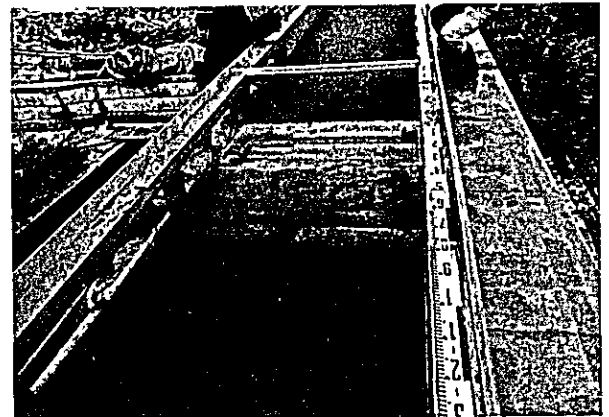
③ 10分経過時



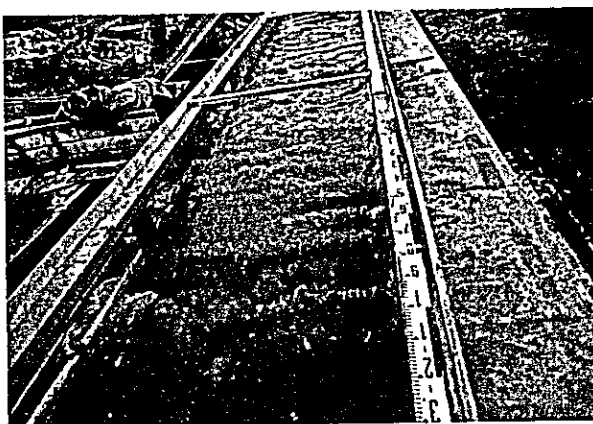
④ 20分経過時



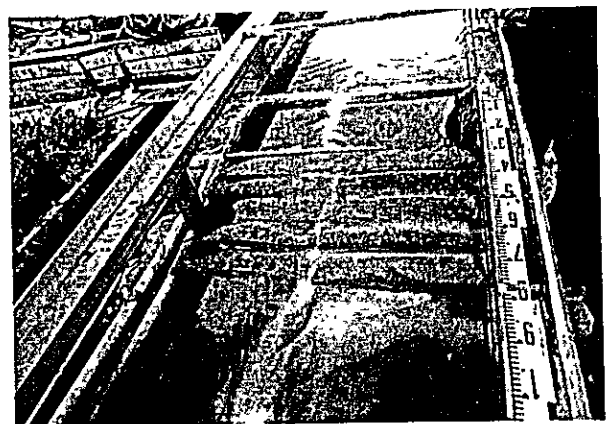
⑤ 40分経過時



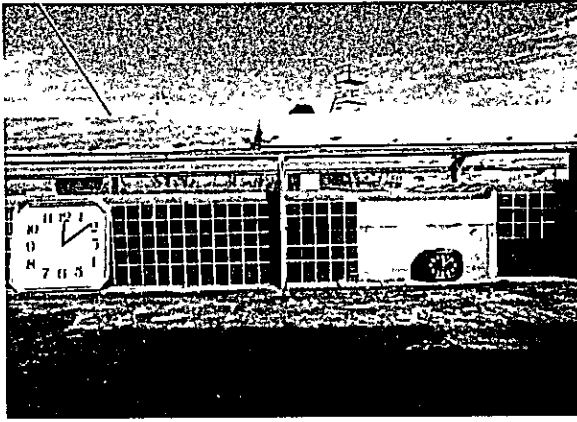
⑥ 実験开始前



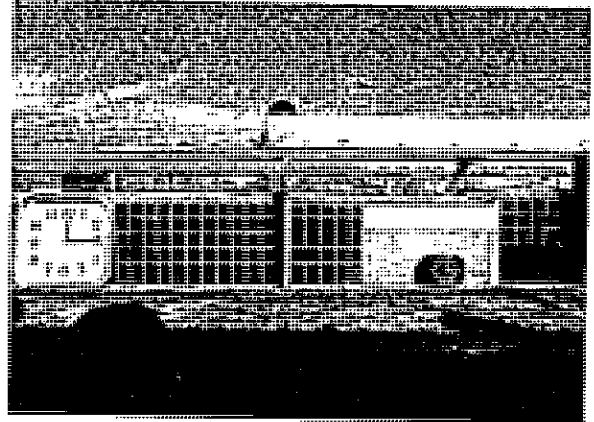
⑦ 15分経過時



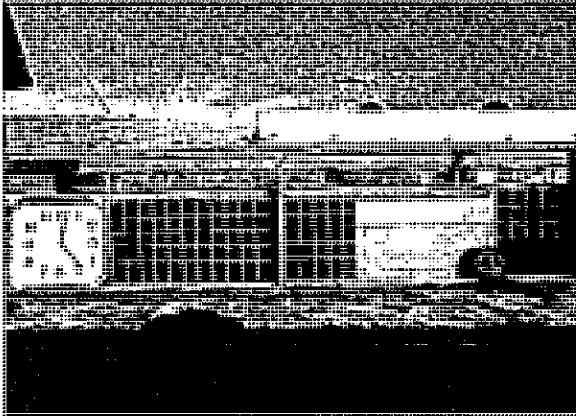
⑧ 実験終了後



① 9分経過時



② 15分経過時



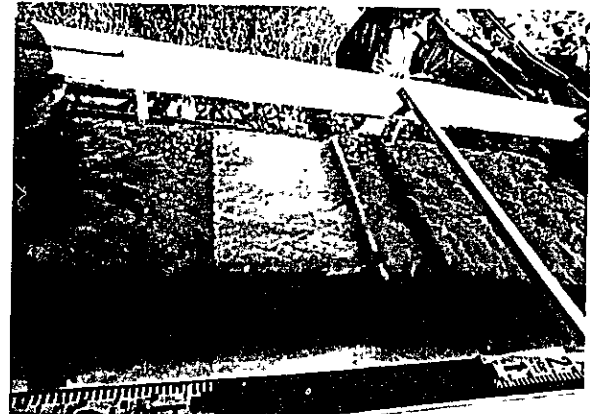
③ 23分経過時



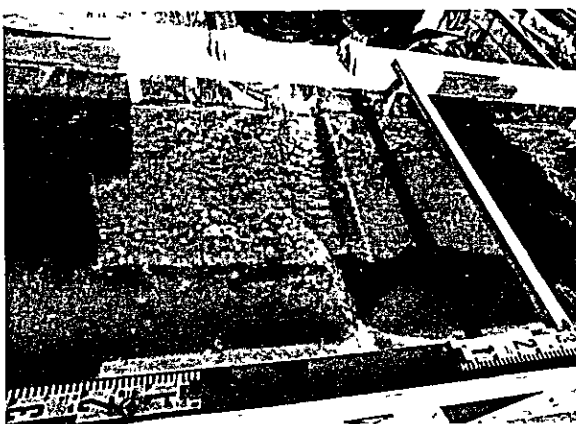
④ 40分経過時



⑤ 実験開始前



⑥ 10分経過時

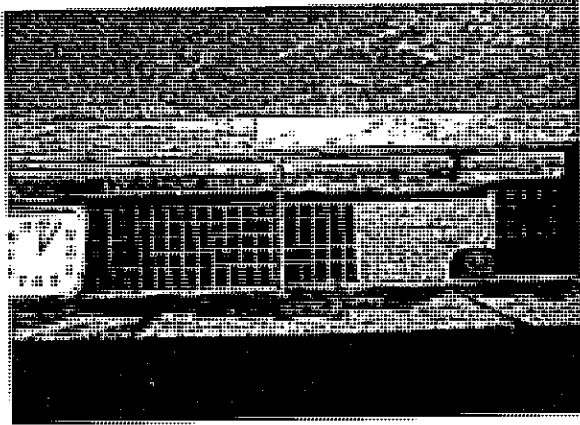


⑦ 30分経過時

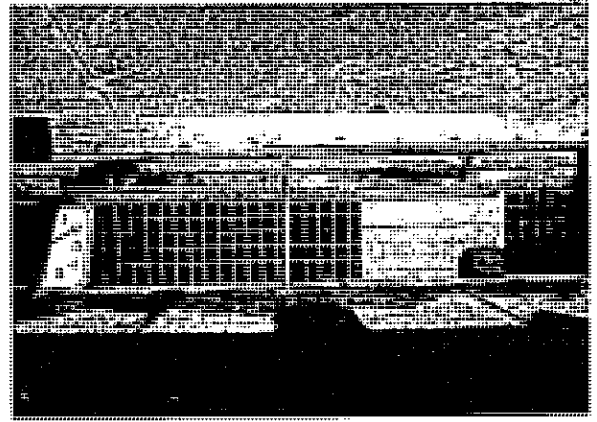


⑧ 40分経過時

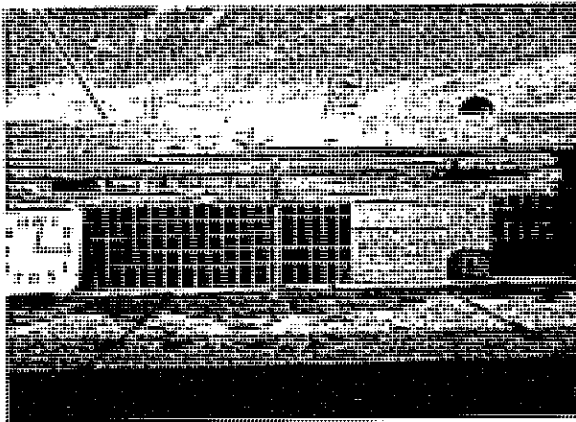
写真 - 5.19 抽出実験 (ケ-76) 流況写真



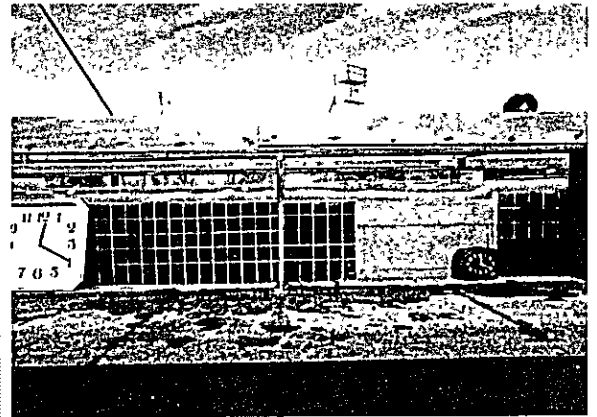
① 5分経過時



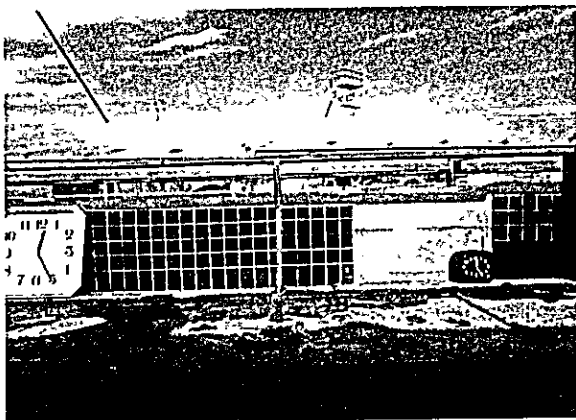
② 10分経過時



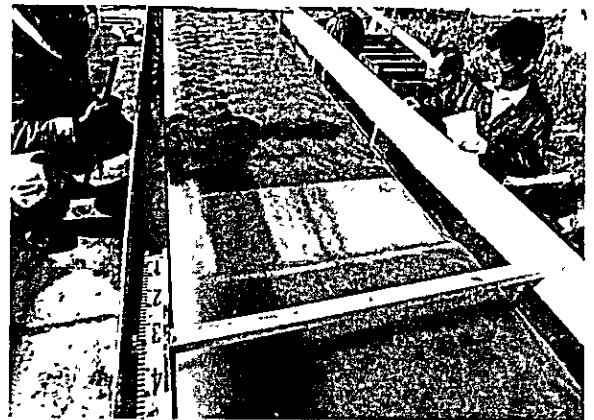
③ 15分経過時



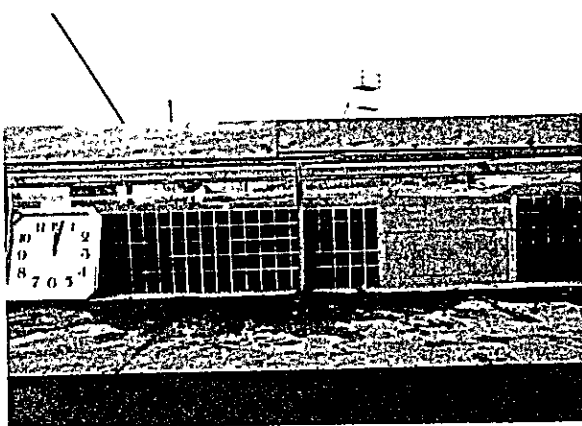
④ 20分経過時



⑤ 25分経過時



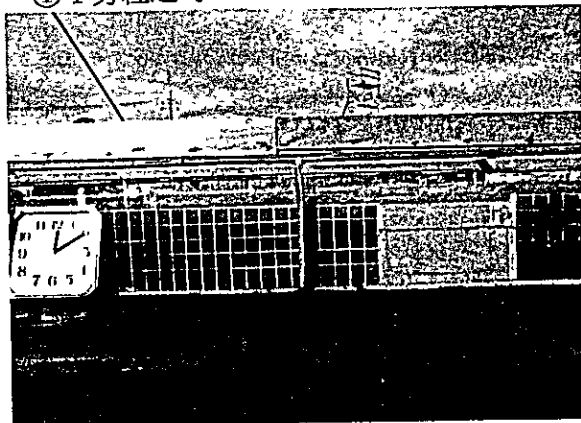
⑥ 10分経過時



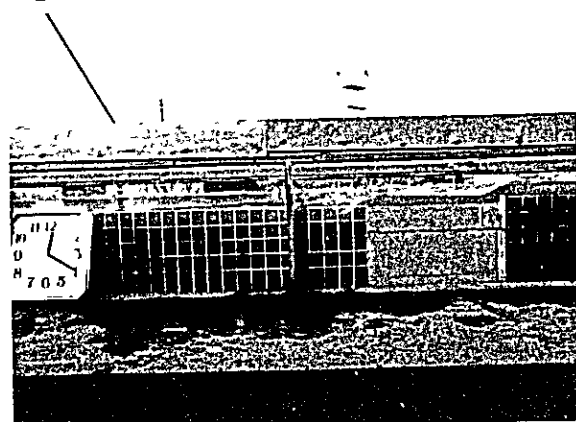
① 1分経過時



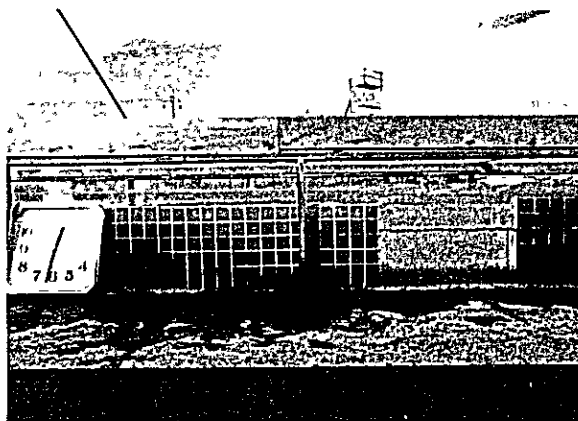
② 5分経過時



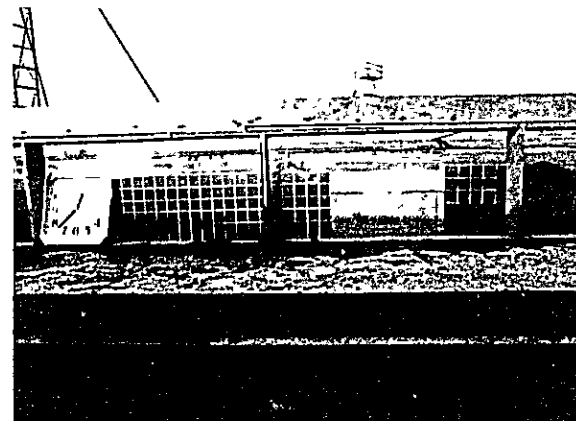
③ 10分経過時



④ 20分経過時



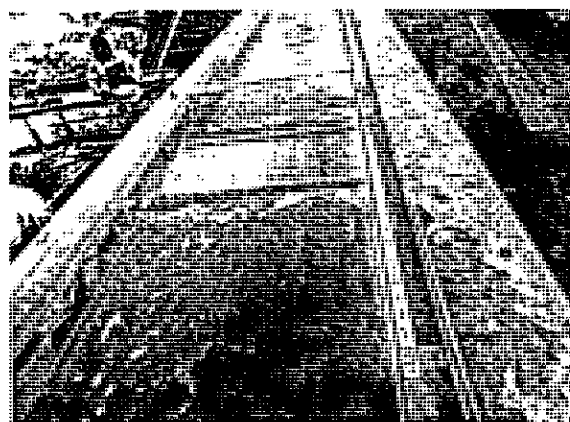
⑤ 32分経過時



⑥ 38分経過時



⑦ 10分経過時



⑧ 38分経過時

写真 - 5.21 抽出実験 (ケ-78) 流況写真

第 6 章 考 察

6.1 歪み模型に適用する流砂量式に関する考察

流砂量式の検討実験（ケース）結果から、河床が動的平衡状態になる給砂濃度は表-6.1に示す値をとるものと推察される。

表-6.1 河床が動的平衡状態になる給砂濃度

河 床 勾 配		流 量		河床が動的平衡状態になると推察される給砂濃度（模型値）
現地	模型値	現地	模型値	
			単位幅流量	
1/570	1/143	1,500 m ³ /sec	17.41 lit/s	1.3%
1/240	1/60	1,000 m ³ /sec	14.5 lit/s	5.0%

この結果に基づいて、歪み度4（水平縮尺=1/50,鉛直縮尺=1/37.5）、粒径歪み1.875（0.3 mm / 0.16mm）に適用する流砂量式を検討してみる。

ミタワン実験では、浮遊砂を含む流砂量式としてBrown 式を基本にしていることから、基本式は（6.1）式のようになる。

$$q_s / (u_* \cdot d) = \alpha \cdot \tau_*^\beta \text{-----} (6.1)$$

① I=1/143、Q=17.39 lit/s、 $\rho=1.3\%$ の場合

$$\begin{aligned} \text{土砂量は、} q_s &= 0.01739 \times 0.013 &= 0.000226 \text{ m}^3/\text{sec} \text{ (空隙含む； } \lambda = 0.45) \\ & &= 0.000124 \text{ m}^3/\text{sec} \text{ (実体積)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{等流水深は} h &= \{n \cdot Q / (B \cdot I^{0.5})\}^{0.6} = \{0.03 \times 0.0174 / (1.0 \times (1/143)^{0.5})\}^{0.6} \\ &= 0.049 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{摩擦速度は} u_* = (g \cdot h \cdot I)^{0.5} = (9.8 \times 0.049 \times 1/143)^{0.5} = 0.0581 \text{ m/sec}$$

$$\text{無次元掃流力は } \tau_* = h \cdot I / (\sigma_s / \rho - 1) = (0.049 \times 1/143) / (1.65 \times 0.00016) = 1.30$$

$$q_s / (u_* \cdot d) = 0.000124 / (0.0581 \times 0.00016) = 13.37$$

空隙率 λ は、対象粒径が小さい場合には幅があるので、次の式で求めた。

$$\lambda = 0.245 + 0.0864 \cdot d_{50}^{-0.21} = 0.245 + 0.0864 \times 0.016^{-0.21}$$

土砂水理学 1、森北出版、河村三郎（1982）p15

② $I=1/60$ 、 $Q=14.5 \text{ lit/s}$ 、 $\rho=5.0\%$ の場合

$$\begin{aligned} \text{土砂量は、} q_s &= 0.0145 \times 0.050 &= 0.000725 \text{ m}^3/\text{sec} \text{ (空隙含む； } \lambda=0.45) \\ & &= 0.000399 \text{ m}^3/\text{sec} \text{ (実体積)} \end{aligned}$$

$$\text{等流水深は} h = \left\{ (0.03 \times 0.0145) / (1.0 \times (1/60)^{0.5}) \right\}^{0.6} = 0.034 \text{ m}$$

$$\text{摩擦速度は} u_* = (9.8 \times 0.034 \times 1/60)^{0.5} = 0.075 \text{ m/sec}$$

$$\text{無次元掃流力は } \tau_* = ((0.034 \times 1/60) / (1.65 \times 0.00016)) = 2.17$$

$$q_s / (u_* \cdot d) = 0.000399 / (0.075 \times 0.00016) = 33.25$$

したがって、上記の2点の $q_s / (u_* \cdot d)$ と τ_* の関係から係数 α と β を求めると、

$$\beta = (\log 33.25 - \log 13.37) / (\log 2.17 - \log 1.30) = 1.78, \alpha = 8.37$$

となり、修正流砂量式 (6.2) 式を得る。

$$q_s / (u_* \cdot d) = 8.37 \cdot \tau_*^{1.78} \quad \text{----- (6.2)}$$

この修正流砂量式 (6.2) 式を用いて、各条件における実験の土砂濃度との比較を行つてみる。

計算結果は表-6.2のとおりである。

表-6.2 修正流砂量式を用いた各条件における土砂濃度の比較

河床勾配		流量		流路幅		土砂濃度	
現地	模型値	現地	模型値	現地	模型値	空隙率	実体積
			単位幅流量			$\lambda = 0.45$	
1/570	1/143	1500 m ³ /sec	17.4 lit/s	375 m	2.5 m	1.30 %	0.71 %
1/570	1/143	2000 m ³ /sec	23.2 lit/s	375 m	2.5 m	1.47 %	0.80 %
1/240	1/60	1200 m ³ /sec	17.4 lit/s	300 m	2.0 m	5.10 %	2.80 %
1/240	1/60	1000 m ³ /sec	14.5 lit/s	300 m	2.0 m	5.00 %	2.70 %

図-6.1に修正流砂量式から求めた土砂濃度と実験の土砂濃度の比較を示す。

図より、修正流砂量式から求めた土砂濃度は実験値との対応がよく、歪み模型への適用が可能であると考えられる。

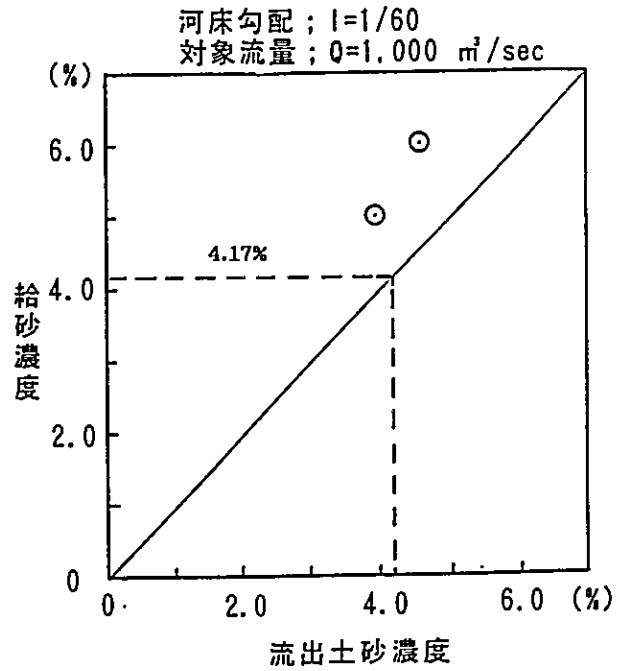
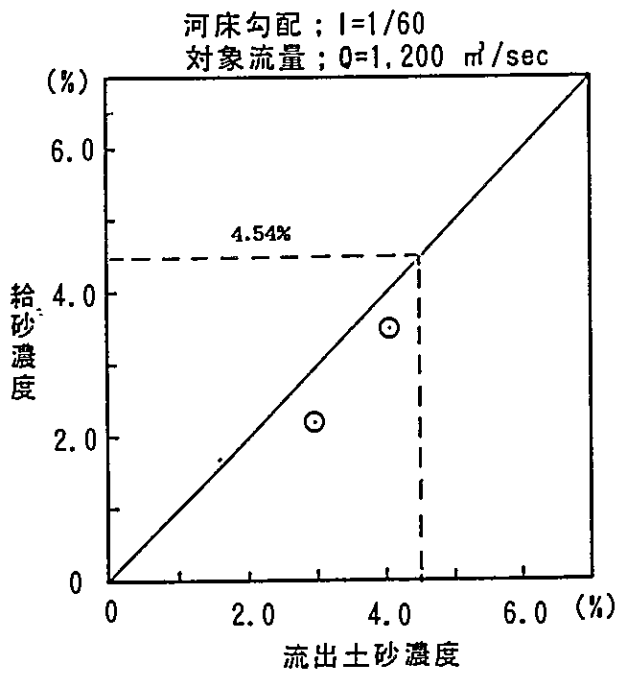
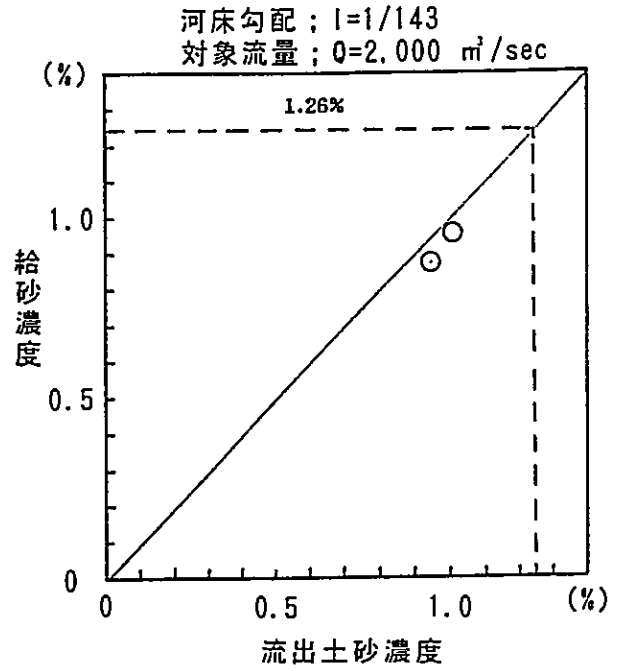
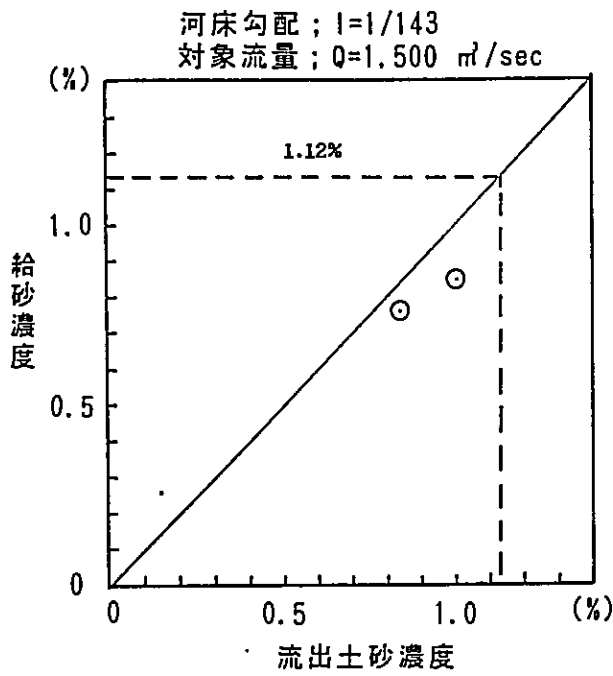


図-6.1 修正流砂量式による土砂濃度と実験値の比較

6.2 河床変動（流路幅）に関する考察

3次元歪み模型上で再現される河床変動の現象を説明するため、修正流砂量式を用いた簡易的な手法で考察を行う。対象とする流路は北側水路、南側水路、エスケープの3本の流路とする。

検討の手順は、実験終了後の平均河床低下量と河床勾配、平均分流量を用いて各流路の主流路幅を検討する。その結果、計算値と実験値とが一致すれば本検討は妥当であると考えられ、ミタワン流域の河床変動の概略の予測が、修正流砂量式を用いた簡易的な手法によって可能となる。流路幅の検討のフローを図-6.2、計算条件を表-6.3に示す。

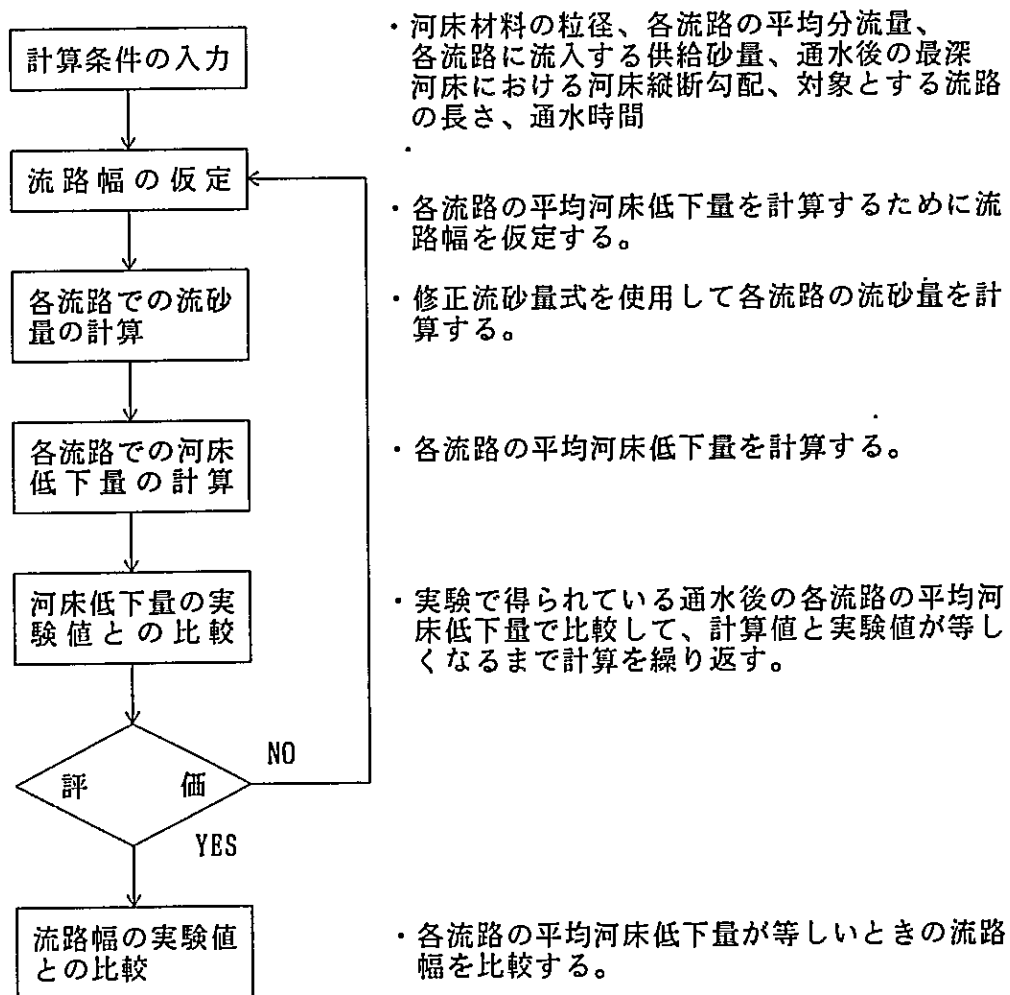


図-6.2 流路幅の検討のフロー

表-6.3 流路幅の検討計算条件

項 目		ケース 2 無 施 設	ケース 3 - 1 横断構造物 + 縦断構造物	ケース 4 縦断構造物
河床材料の平均粒径		0.00016m	0.00016m	0.00016m
通 水 時 間		2,400 sec	2,400 sec	2,400 sec
平 均 分 流 量	北側流路	0.00886 m ³ /s	0.0133 m ³ /s	0.00853 m ³ /s
	南側流路	0.0164 m ³ /s	0.00882 m ³ /s	0.00705 m ³ /s
	エスケープ	0.00375 m ³ /s	0.00688 m ³ /s	0.0134 m ³ /s
流 路 長	北側流路	17.33 m	14.67 m	17.33 m
	南側流路	14.67 m	14.67 m	14.67 m
	エスケープ	17.33 m	16.00 m	17.33 m
実験終了後 の最深部で の河床縦断 勾配	北側流路	1/68	1/65	1/66
	南側流路	1/62	1/61	1/58
	エスケープ	1/56	1/64	1/74
実験終了後 の最深部で の平均河床 低下量	北側流路	-0.038 m	-0.034 m	-0.033 m
	南側流路	-0.033 m	-0.037 m	-0.027 m
	エスケープ	-0.022 m	-0.031 m	-0.056 m

各流路に流入する土砂量は水路上流端の河床が平衡状態となる給砂量（修正流砂量式より計算した値）を分流量の比にしたがって配分した値である。また、通水後の河床縦断勾配と平均河床低下量には実験の最深河床の値を使用している。これは、横断方向には水が流れていない部分（最高河床高）も含まれていることから流路としては最深河床の値を使用した。

図-6.3、表-6.4に流路幅の検討結果（計算値）と実験値との比較を示す。図より、ケース2の南側流路とケース3-1の北側流路で計算値と実験値との違いが示されている。これらのケースの共通点は、分流量の時間的変化が大きいケースに相当していることが図-6.4からわかる。今回検討した流路幅は分流量の平均値を使用しており、流量によって流路幅は影響される。これらのことを考えると、流路幅の計算値が実験値よりも大きくなった原因として、今回の検討では①流量の変化を無視している、②通水後の河床縦断勾配を使用している、

の2点が考えられる。

しかし、それ以外のケースについては計算値と実験値はほぼ一致しており、本検討の妥当性が示されたと考えられる。したがって、流量の変化が著しくない場合は、修正流砂量式を用いた簡易的な手法によりミタワン流域の河床変動の大まかな予測が可能であると考えられる。

表-6.4 流路幅の計算値と実験値の比較

対象流路		ケース2 無施設	ケース3-1 横断構造物 + 縦断構造物	ケース4 縦断構造物
北側流路	実験値	0.79 m	0.90 m	0.92 m
	計算値	0.71 m	1.33 m	0.77 m
南側流路	実験値	1.16 m	1.00 m	0.99 m
	計算値	1.82 m	0.93 m	0.98 m
エスケープ	実験値	0.66 m	0.79 m	0.79 m
	計算値	0.57 m	0.72 m	0.72 m

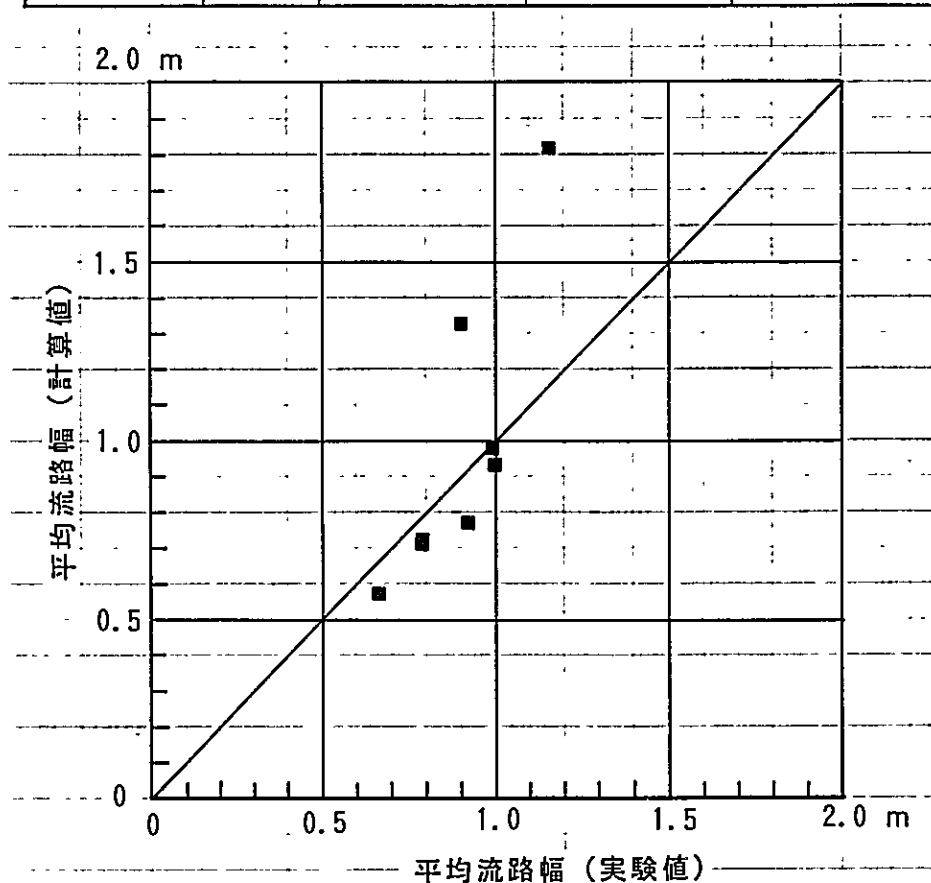
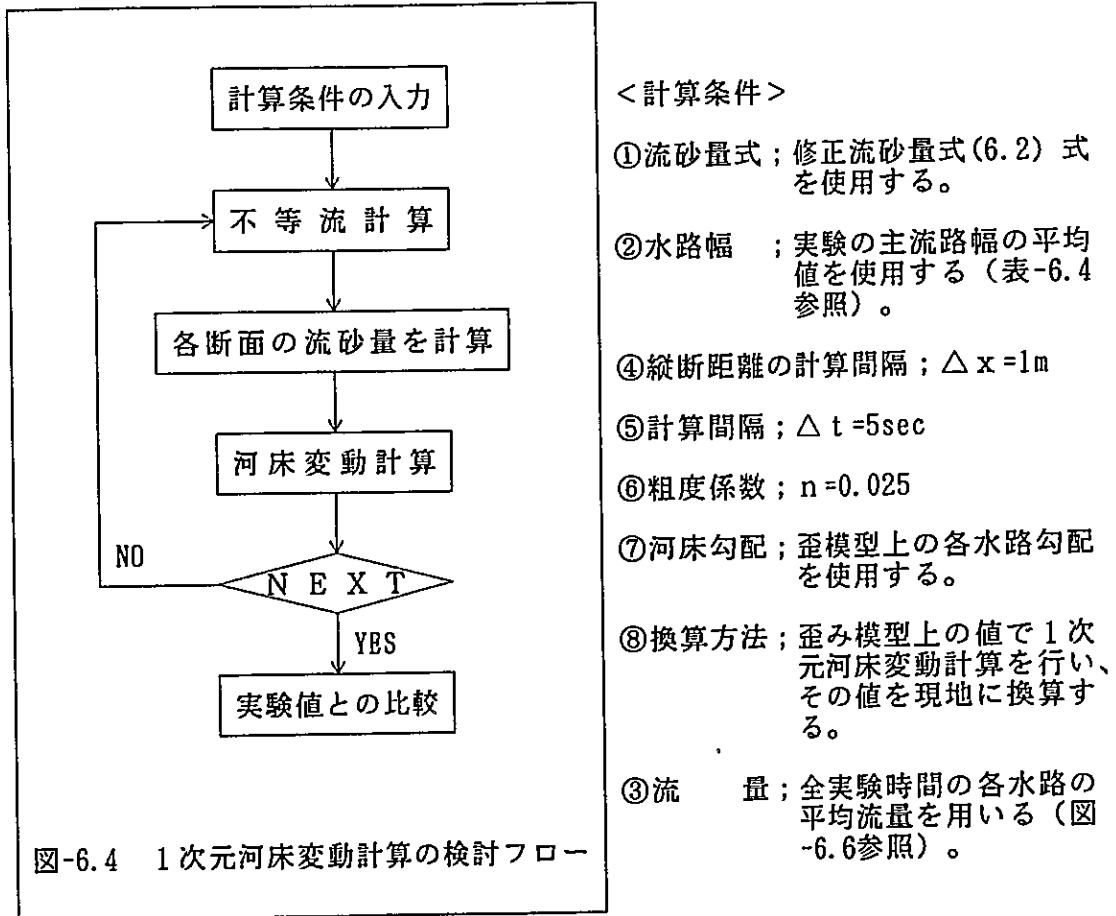


図-6.3 流路幅の計算値と実験値の比較

6.3 1次元河床変動計算による考察

ここでは、3次元歪み模型実験の結果から、現地の河床変動の予測を簡易的な手法（1次元河床変動計算）によって予測が可能か否かの検討を行った。

検討の対象は、CASE-2（無施設）である。1次元河床変動計算の検討フローを図-6.4に示す。



以上の手順に従って各水路の1次元河床変動計算を行った。検討結果を表-6.5、図-6.5に示す。

これより、実験値と1次元河床変動計算とはほぼ一致しており、計算条件が妥当であればミタワン流域の河床変動の概略予測は可能であると考えられる。

表-6.5 1次元河床変動計算結果 (CASE-2対象)

北側水路

現地量 追加距離 m	現地量 初期河床高 m	計算値 河床低下量 m	現地換算値 河床低下量 m	現地換算値 河床高 m
2200	196.7	0.05	1.875	194.825
2350	196.10476	0.044	1.65	194.45476
2500	195.50952	0.039	1.4625	194.04702
2650	194.91429	0.034	1.275	193.63929
2800	194.31905	0.03	1.125	193.19405
2950	193.72381	0.026	0.975	192.74881
3100	193.12857	0.023	0.8625	192.26607
3250	192.53333	0.02	0.75	191.78333
3400	191.9381	0.017	0.6375	191.3006
3550	191.34286	0.014	0.525	190.81786
3700	190.74762	0.012	0.45	190.29762
3850	190.15238	0.01	0.375	189.77738
4000	189.55714	0.009	0.3375	189.21964
4150	188.9619	0.007	0.2625	188.6994
4300	188.36667	0.006	0.225	188.14167
4450	187.77143	0.004	0.15	187.62143
4600	187.17619	0.003	0.1125	187.06369
4750	186.58095	0	0	186.58095

南側水路

現地量 追加距離 m	現地量 初期河床高 m	計算値 河床低下量 m	現地換算値 河床低下量 m	現地換算値 河床高 m
2300	196.14818	0.087	3.2625	192.88568
2450	195.46636	0.079	2.9625	192.50386
2600	194.78455	0.071	2.6625	192.12205
2750	194.10273	0.063	2.3625	191.74023
2900	193.42091	0.056	2.1	191.32091
3050	192.73909	0.05	1.875	190.86409
3200	192.05727	0.044	1.65	190.40727
3350	191.37545	0.038	1.425	189.95045
3500	190.69364	0.033	1.2375	189.45614
3650	190.01182	0.028	1.05	188.96182
3800	189.33	0.023	0.8625	188.4675
3950	188.64818	0.018	0.675	187.97318
4100	187.96636	0.014	0.525	187.44136
4250	187.28455	0.01	0.375	196.90955
4400	186.60273	0.006	0.225	186.37773
4550	185.92091	0	0	185.92091

エスケープ

現地量 追加距離 m	現地量 初期河床高 m	計算値 河床低下量 m	現地換算値 河床低下量 m	現地換算値 河床高 m
2200	196.05	0.04	1.5	194.55
2350	195.35223	0.033	1.2375	194.11483
2500	194.65465	0.028	1.0875	193.56715
2650	193.95698	0.023	0.8625	193.09448
2800	193.2593	0.021	0.7875	192.4718
2950	192.6163	0.016	0.6	191.96163
3100	191.86395	0.015	0.5625	191.30145
3250	191.16628	0.01	0.375	190.79128
3400	190.4686	0.01	0.375	190.0936
3550	189.77093	0.006	0.225	189.54593
3700	189.07326	0.08	0.3	188.77326
3850	188.37558	0.002	0.075	188.30058
4000	187.67791	0.005	1.875	187.49041
4150	186.98023	0.001	0.0375	186.94273
4300	186.28256	0.004	0.15	186.13256
4450	185.58488	-0.001	-0.0375	185.62238
4600	184.88721	0.002	0.075	184.81221
4750	184.18953	0	0	184.18953

注) 河床低下量のり(-)は堆積を示す。

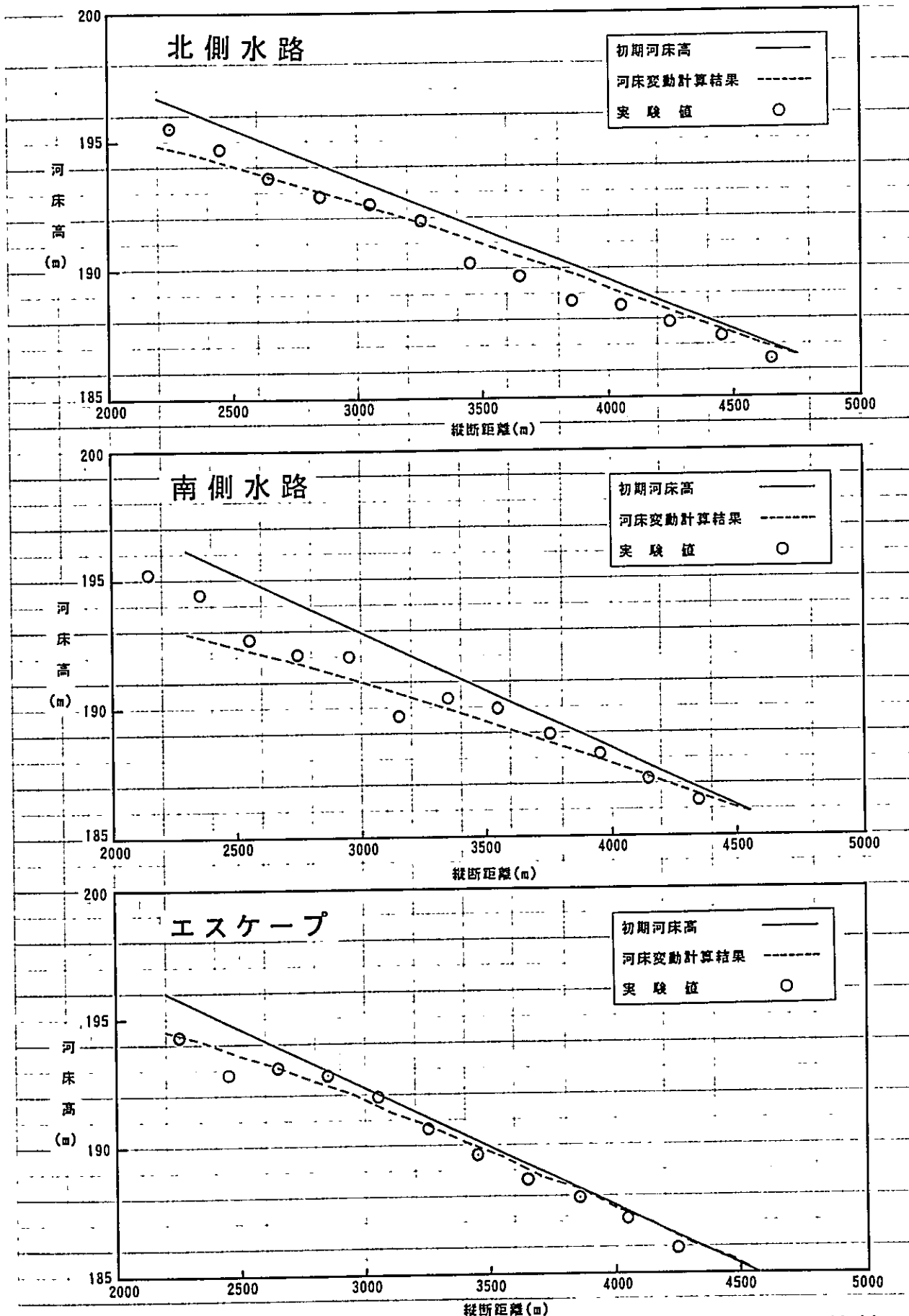


図-6.5 1次元河床変動計算結果と実験値の河床縦断形状の比較

6.4 分流施設の効果と分流量に関する考察

図-6.6に分流量の時間的変化の比較を、図-6.7に分流施設の平面形状比較図を示す。

分流施設は、洪水を一つの水路に集中させることなく、北側水路と南側水路の灌漑に必要な水量を安定的に供給するために設置するものである。平成7年度の実験においては、河床変動が緩やかな条件下では各水路の分流量は、机上検討された計算値に近い値をとることが確認された。しかし、この実験で現れた河床形態、河床変動、流砂現象が現地と異なることが明らかになった。この原因は、現地ではシルト分が多いため、洪水時にはシルト分が濁水となって浮遊しながら流下するため、砂の水中比重が相対的に小さくなり、土砂が流れやすくなっているものと思われる。

今年度は、実験上の河床形態と流砂現象を現地と相似させるため、歪み模型を製作し、河床変動が分流量に及ぼす影響の確認を行った。

(1) 分流堰の設置位置の比較

分流堰を設置する候補地としては、①河床変動の首振り地点（ケース3）と②流路が3本に分かれる地点（ケース5）があげられている。図-6.6より、ケース3（分流堰+導流堤）は初期の段階では比較的均等に分流されており、分流量の変化の周期が長いのが特徴である。しかし、ケース5（分流堰）はケース2（無施設）と同じような変化を示し、分流量の変動幅も大きい。

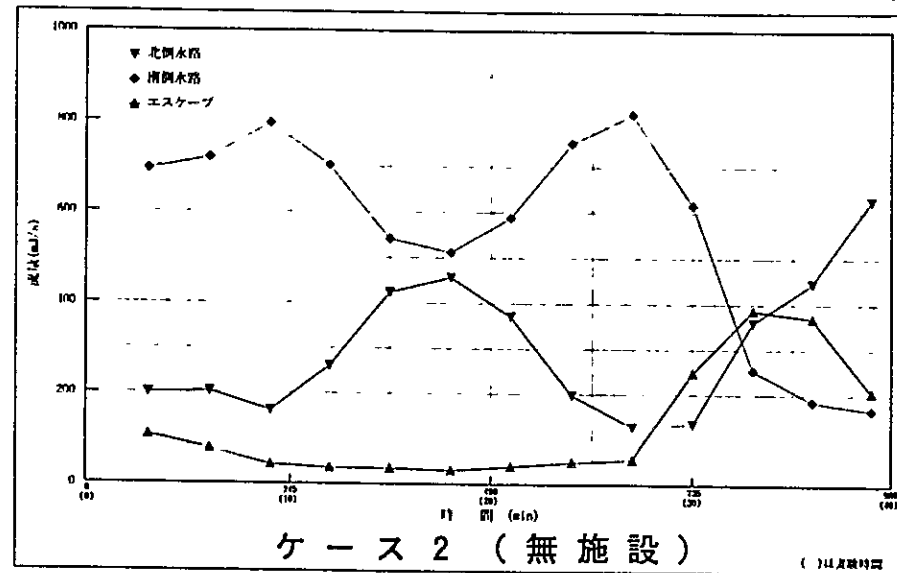
このことから、各水路への分流量は、M-10地点付近を首振り地点とする河道拡幅部の河床変動に左右されるため、ケース5で検討した位置では十分な分流量の制御ができないようである。この結果、ケース3とケース5を比較した場合、分流堰を設置する位置はケース3で検討した扇頂部に設置するが、機能性、経済性からみて効果的といえる。ただ、無施設の状態ではM-10付近が首振り地点となっているが、分流堰を設置することによって上流側では河床が0.5m程度上昇するため、首振り地点はさらに上流側に移ることになる（図-6.8参照）。

したがって、M-10地点に分流堰を設置しても流れを完全に平均化することは難しいが、この地点より約1km上流の狭窄部（川幅約300m）で流れは集約されて流下してくることが予測されることから、下流側（河道拡幅部）の河床変動に比べると変化は小さいと考えられ、比較的流向が制御しやすい位置といえる。

フルード相似則
対応時間
河床変動相似則
対応時間

2年超過確率洪水 2.5回分に相当

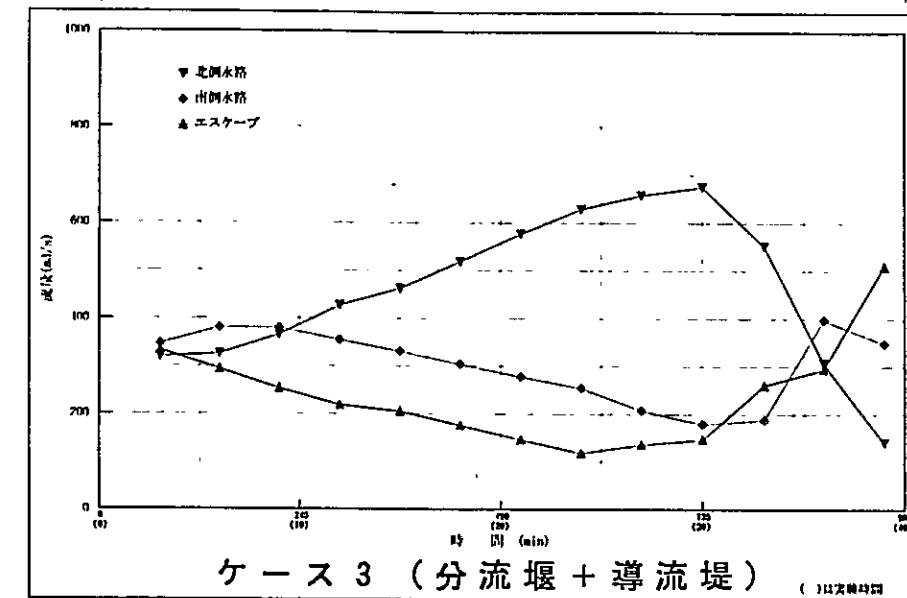
2年超過確率洪水 6.25回分に相当



フルード相似則
対応時間
河床変動相似則
対応時間

2年超過確率洪水 2.5回分に相当

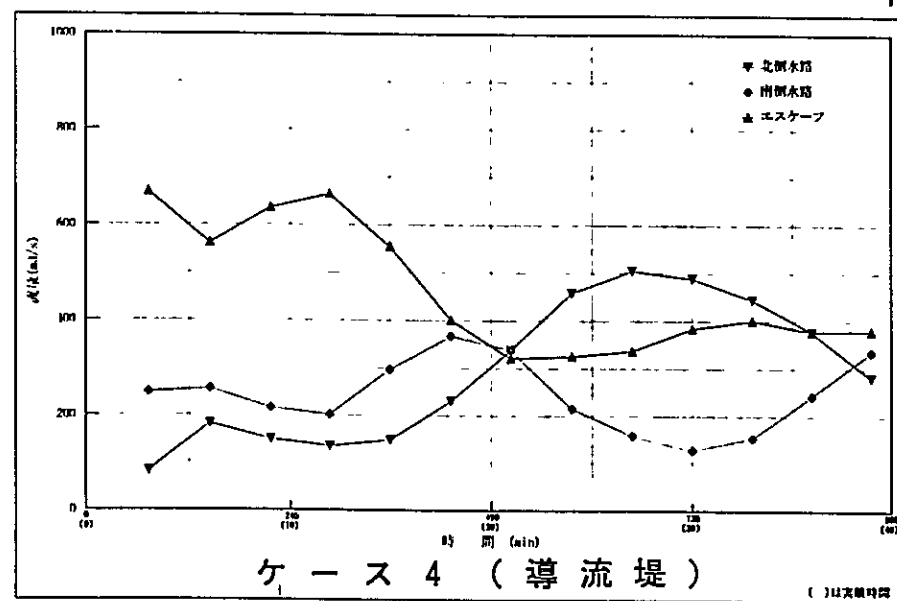
2年超過確率洪水 6.25回分に相当



フルード相似則
対応時間
河床変動相似則
対応時間

2年超過確率洪水 2.5回分に相当

2年超過確率洪水 6.25回分に相当



フルード相似則
対応時間
河床変動相似則
対応時間

2年超過確率洪水 2.5回分に相当

2年超過確率洪水 6.25回分に相当

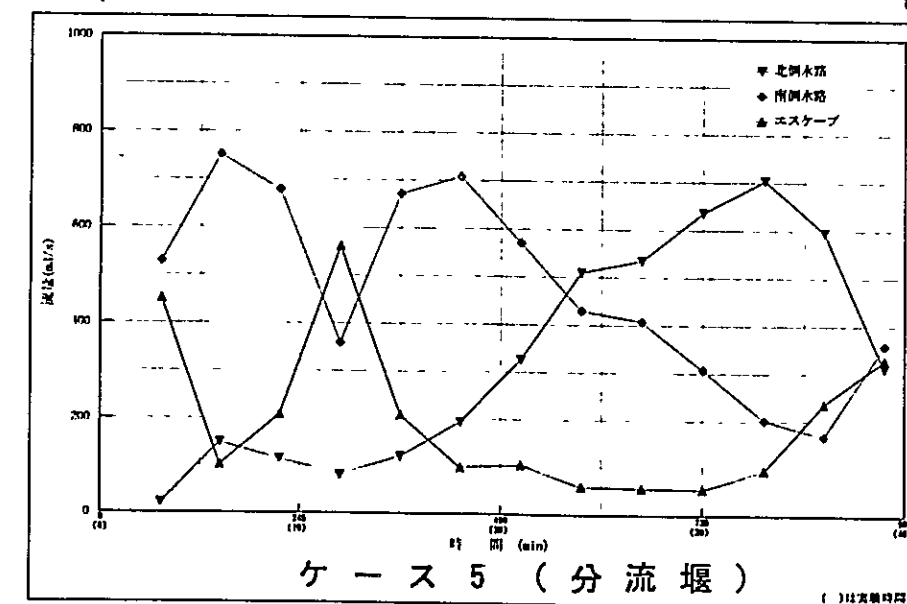
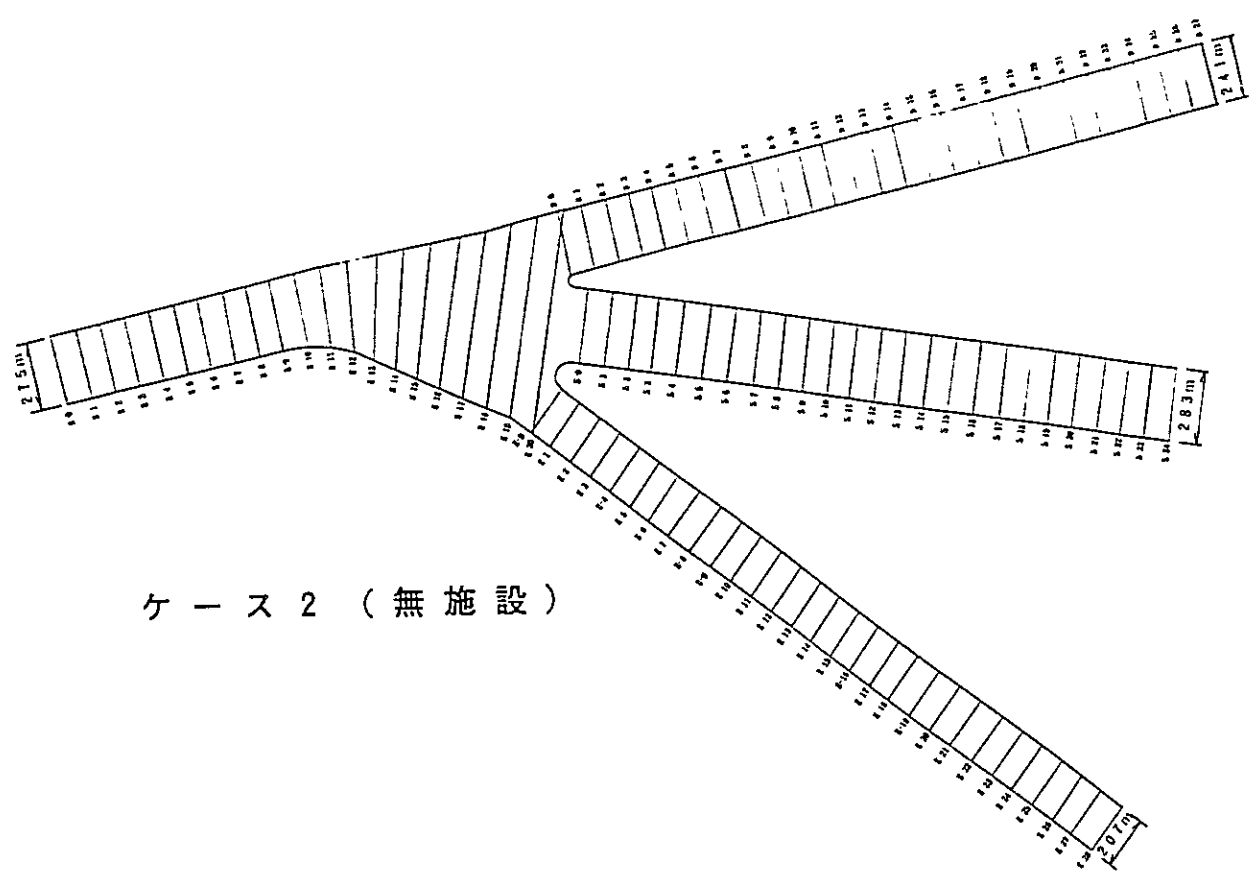
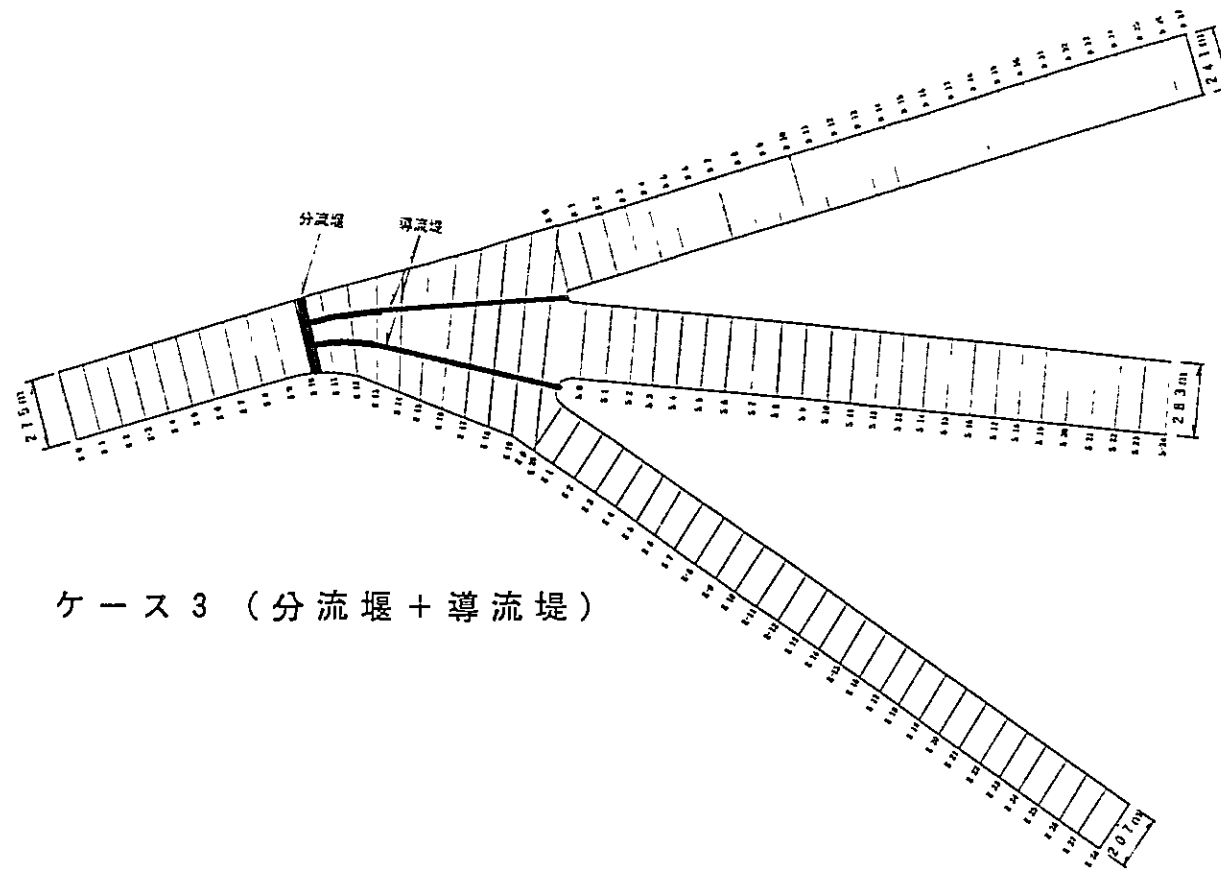


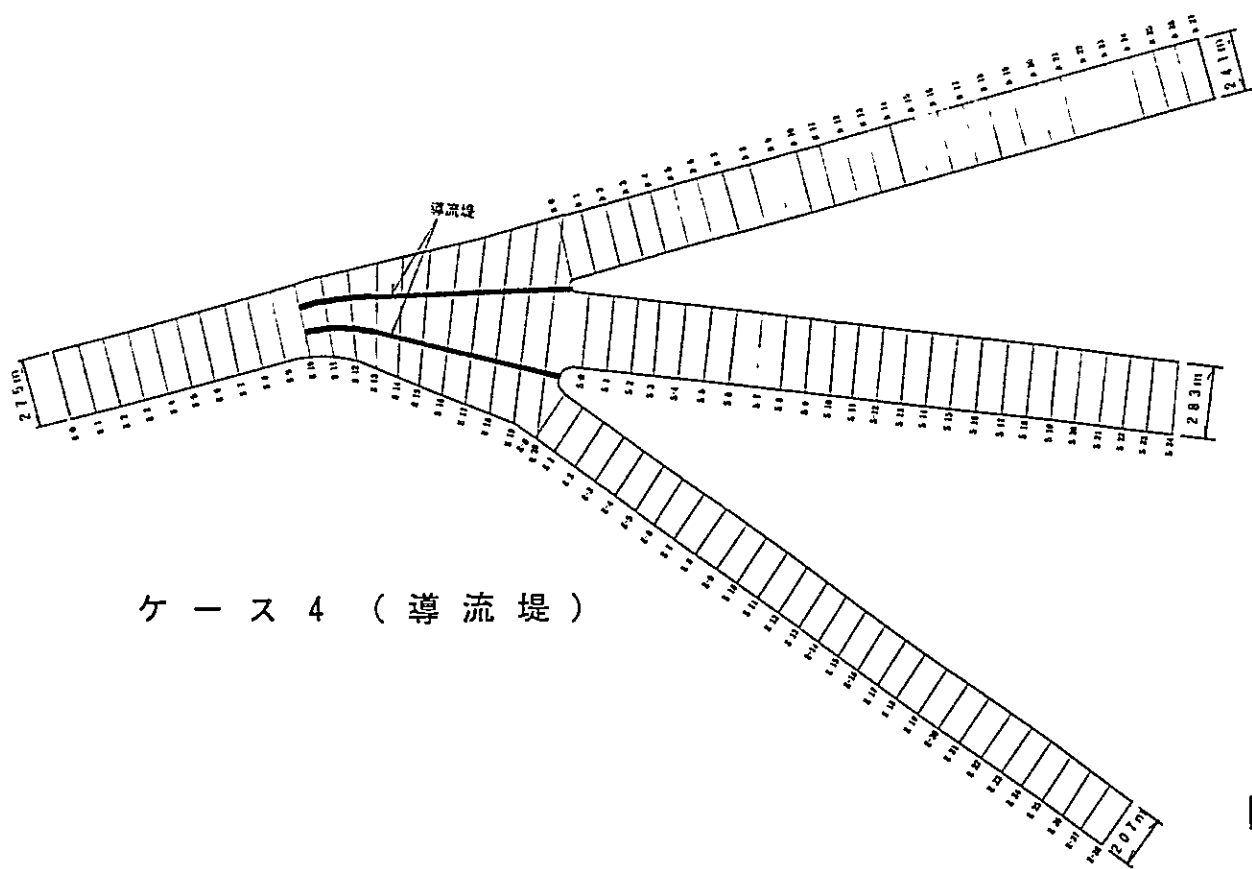
図-6.6 分流量の時間的変化の比較 (1,000 m³/sec定流実験)



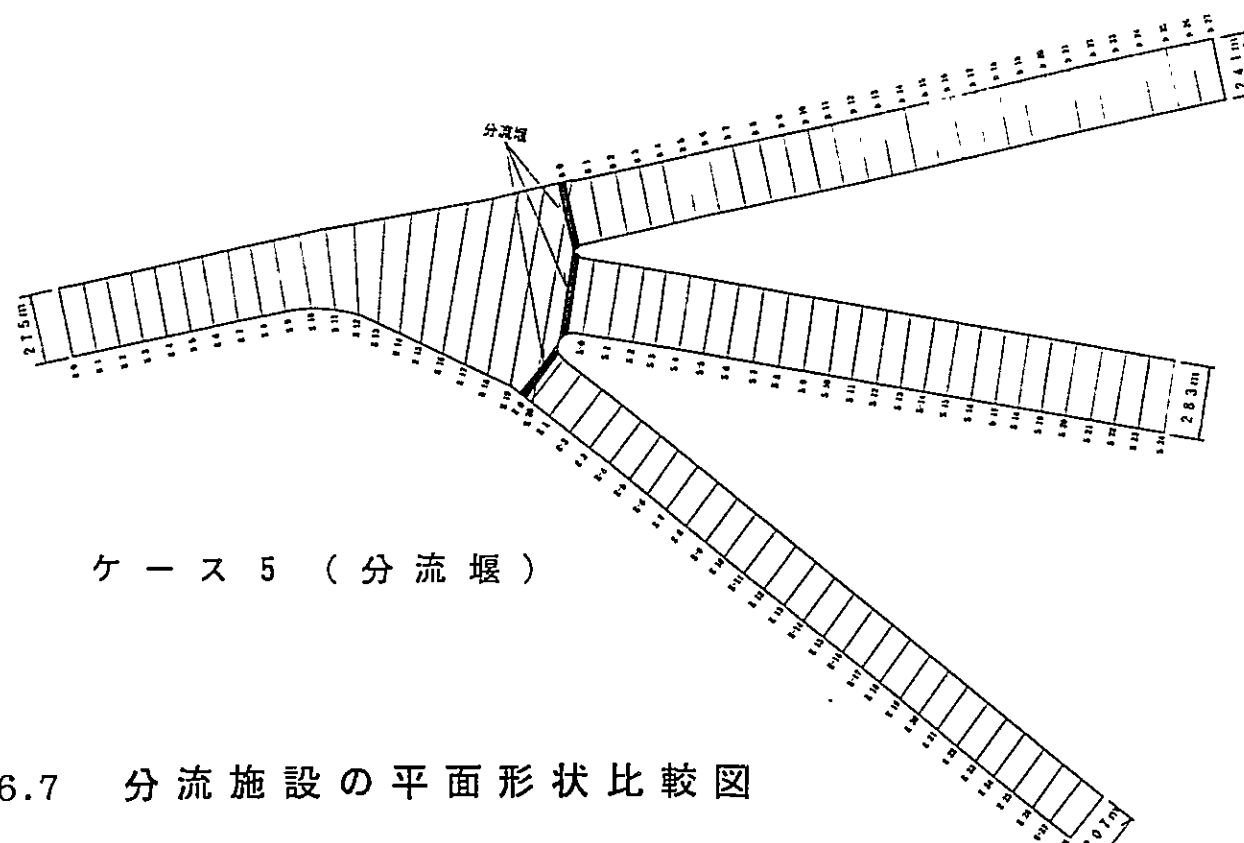
ケース 2 (無施設)



ケース 3 (分流堰 + 導流堰)



ケース 4 (導流堰)



ケース 5 (分流堰)

図-6.7 分流施設の平面形状比較図

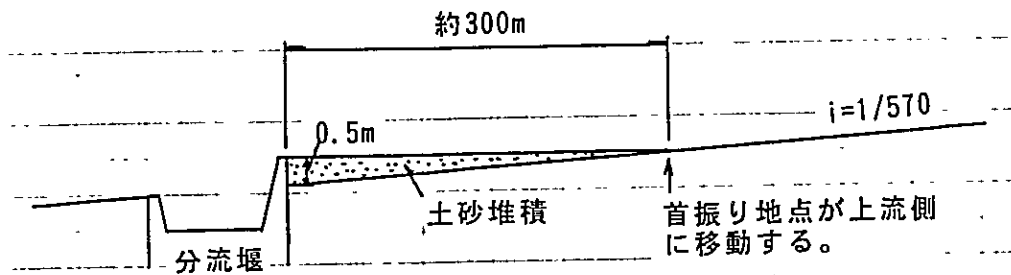


図-6.8 分流堰上流側の堆砂形状の模式図

(2) 洪水時間及び河床変動対応時間からみた分流量の比較

ミタワンの計画流量は $2,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ (25年超過確率流量) であるが、本検討では灌漑を考えた場合発生頻度の高い $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ (2年超過確率流量) 程度を対象とした方が現実的であると考えて検討を行った。

表-6.6より、 $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ をピーク流量とする一洪水の総流量は、計画洪水の約 $1/2.5$ に相当する。実験は、河床変動を定性的に把握するため、流量を $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の定流とした。実験時間は計画洪水の総流量を基準に決めており、フルードの相似則を用いると40分となる。これは、2年超過確率流量の洪水2.5回分に相当する。一方、歪み模型として河床変動や土砂の移動現象を合わせた河床変動対応の相似則で考えると、この実験時間は2年超過確率流量の洪水6.25回分に相当することになる。このような状況を踏まえて分流量について検討してみた。表-6.6に洪水別の平均分流割合の変化を示す。

表-6.6 歪み模型 (水平縮尺=1/150、鉛直縮尺=1/37.5)の時間比較

対象流量	一洪水の総流量	洪水時間	模型時間	相似則
$2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ をピーク流量とするハイドログラフ	(A) $59,335,209 \text{ m}^3$	26 hr	64 min	フルード相似則
$1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ をピーク流量とするハイドログラフ	(B) $23,738,800 \text{ m}^3$	26 hr	64 min	フルード相似則
(C) $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流	—	$A/C=59,335\text{sec}$	40 min	フルード相似則 (縮尺=1/24.5)
		$\approx 16.5\text{hr}$	16 min	河床変動対応 (縮尺=1/64.1)

表-6.7 洪水別平均分流割合の変化

ケース	フルード相似則				河床変動相似則			
	洪水	北側水路	南側水路	エスケープ	洪水	北側水路	南側水路	エスケープ
2	1回	25%	69%	6%	1回	20%	71%	9%
					2回	21%	74%	5%
					3回	38%	59%	3%
	2回	27%	59%	14%	4回	34%	62%	4%
					5回	15%	74%	11%
					6回	31%	35%	34%
3	1回	38%	36%	26%	1回	32%	36%	32%
					2回	37%	37%	26%
					3回	47%	33%	20%
	2回	60%	24%	16%	4回	57%	28%	15%
					5回	65%	21%	14%
					6回	51%	25%	24%
4	1回	14%	24%	62%	1回	13%	25%	62%
					2回	15%	22%	63%
					3回	17%	29%	54%
	2回	41%	23%	36%	4回	34%	31%	35%
					5回	48%	17%	35%
					6回	44%	17%	39%
5	1回	10%	60%	30%	1回	8%	64%	28%
					2回	11%	60%	29%
					3回	13%	58%	29%
	2回	48%	44%	8%	4回	34%	57%	9%
					5回	56%	38%	6%
					6回	65%	23%	12%

分流量は河床変動の影響を受けて絶えず変化するため、表-6.7の分流量の割合は洪水発生時の河床状態によって、どの水路に流れが集中するかを予測する

ことは難しい。この点では、ケース3は初期の洪水段階の分流量は他のケースに比べて安定しており、また河床変動の周期が長いことため洪水時の分流量を把握する（どの水路への流入量が多いかを調べる）ことによって、将来の分流量の予測が他のケースに比べて容易であると考えられる。したがって、分流施設完成時において効果を発揮する位置はケース3で検討した位置が適切であると思われる。

(3) 下流水路の現況の流下能力と分流計画からみた分流量の比較

ミタワン地区の分流計画は、下流水路の流下能力と灌漑の利用度に応じて表-6.8のように計画されている。

表-6.8 ミタワン地区の分流計画

計画流量	2,500 m ³ /sec (25年超過確率流量)		
設計流量	1,000 m ³ /sec (5年超過確率流量)		
	北側水路	南側水路	エスケープ
下流水路の流下能力	500 m ³ /sec	550 m ³ /sec	480 m ³ /sec
分流計画	450 m ³ /sec (30%)	600 m ³ /sec (40%)	450 m ³ /sec (30%)

表-6.7は 1,000 m³/sec (2年超過確率流量) 時の各洪水別の分流量の割合を示しているが、フルード相似則と河床変動相似則の各々の1回目の洪水で比較すると、ケース3を除く全てのケースで3本の水路のいずれかの流入割合が60%を超えており、2年超過確率規模の洪水が発生すると、3本の水路のいずれかで氾濫が生じる恐れがあると言える。この点では、ケース3の分流施設は他のケースに比べて安定していると考えられる。

6.5 各水路の河床低下量の予測

分流施設の安全性を考えた場合、構造物を設計する上で河床低下量を予め予測しておく必要がある。ここでは、水平縮尺1/150、鉛直縮尺1/37.5（歪み度4、粒径歪み1.835）の条件の流砂量式の検討実験で得られた修正流砂量式を用いて、各水路の河床低下量の予測を行った。対象流量は、3次元歪み模型の実験から得られた最大の分流量（約70%）に基づき、計画流量 2,500 m³/secの70%流量（1,750 m³/sec）とした。対象流量の継続時間は一洪水の総量（現地量:約60,000,000 m³）を対象流量で除した時間として各流路の河床低下量について計算した（対象流量の継続時間は現地量で34,300sec、歪み模型上で1,400secに相当する。ただし、時間縮尺はフルードの相似則を使用しており $t_r = \alpha h_r^{1/2} = 24.5$ である）。なお、本計算に使用する流砂量式は上記の歪み模型上で成立する式であるので、計算はまず歪み模型上での河床低下速度ならびに河床低下量を求めて現地量に換算した。計算条件は表-6.9のとおりである。

表-6.9 計算条件

対象水路	対象流量	流路幅	流路長	河床勾配
北側水路	50.8 ℓ/s (1,750 m ³ /s)	1.60m (240m)	18.0m (2.7km)	1/63 (1/250)
南側水路	50.8 ℓ/s (1,750 m ³ /s)	1.88m (282m)	16.0m (2.4km)	1/55 (1/220)
エスケープ	50.8 ℓ/s (1,750 m ³ /s)	1.38m (207m)	18.67m (2.8km)	1/54 (1/215)

下段の（ ）内は現地量を示す。

<計算条件>

- ①各流路の河床低下量は、対象流量が1本の流路に集中した場合を想定する。
- ②各流路に流入する流砂量は、模型取り入れ範囲上流端の流路において動的平衡河床が再現できる流砂量とし、下に示す予備実験から得られた修正流砂量式からの流砂量とする。

$$q_s / u * d = 8.37 \tau *^{1.78}$$

- ③計算に使用する流路の幅は、北側流路と南側流路は対象とする流量50.8 ℓ/s（現地流量 1,750 m³/s）が上流から流下したときに、流量と流砂量が均等に各流路へ流入した場合に平衡河床が維持できる幅（計算値）とし、エスケープは

現況の流路幅を用いる。

④流路長は各流路が分岐する断面から模型取り入れ範囲の各流路下流端までの距離とする。表-6.9に示す条件と上記の仮定から各流路に流れが集中した場合の河床低下量を表-6.10に示す。なお、流入砂量と流出砂量は空隙率 $\lambda = 0.4$ を考慮した値である。

表-6.10 河床低下量

対象水路	流入砂量	流出砂量 ¹⁾	河床低下速度 ²⁾	河床低下量 ³⁾
北側水路	0.66 l/s 空隙を含む砂の量	3.03 l/s	-0.0067cm/sec	9.4cm (3.5m)
南側水路		3.03 l/s	-0.0067cm/sec	9.4cm (3.5m)
エスケープ		3.50 l/s	-0.0110cm/sec	15.4cm (5.8m)

¹⁾本検討では、仮定の③で記したように北側流路と南側流路は河床の平衡を維持するように各河床勾配に見合った幅を設定した。そのために北側流路と南側流路での摩擦速度は、流量が等しければ等しくなる。したがって今回の検討では流出砂量は等しくなっている。

²⁾河床低下速度は下記のように計算した。

$$(\text{河床低下速度}) = \{ (\text{流入砂量}) - (\text{流出砂量}) \} / (\text{流路面積})$$

³⁾河床低下量は下記のように計算した。

$$(\text{河床低下量}) = (\text{河床低下速度}) \times (\text{対象流量の継続時間:1,400sec})$$

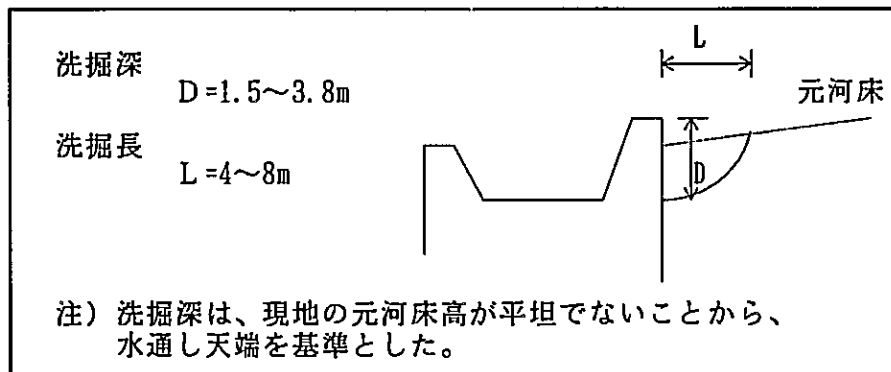
⁴⁾下段の()内は現地量。

6.6 分流施設周辺の洗掘対策に関する考察

(1) 分流堰直上流側の局所洗掘

分流堰の本堤は、流れを均等化するために越流部は元河床よりも平均で0.5m突出するように計画されている。このため、堰の直上流では二次流が発生して局所的に洗掘が生じる。この洗掘は全幅で生じるのではなく、堰上流の水力条件によって異なり、また洗掘の規模も場所によっても異なるため、洗掘範囲を予測することは難しい。この洗掘は、上流から土砂が到達した時点で埋め戻され、その後は堰上流側の洗掘は消える。

堰上流側の洗掘規模は次のとおりである。



(2) 分流堰直下流の局所洗掘

図-6.9に堰下流での最大洗掘深の時間的变化を、図-6.10に堰下流での最大洗掘長の時間的变化を示す。

図より、洗掘深と洗掘長は分流堰の下流側の河床低下量に伴って大きくなる傾向が認められる。分流堰の下流側で河床低下が生じない条件では、最大洗掘深は2.5m程度、最大洗掘長は15m程度であるが、水路内の河床変動によって河床低下が進行すると、洗掘深と洗掘長は急激に増加する。しかし、前庭部に護床工（蛇かご）を設置すると、河床低下量が同一条件（3.75m）の場合、最大洗掘深は1/2以下、最大洗掘長は1/6以下（ただし、護床工の長さ35mを加えると大差はない）となる。

分流堰下流の河床低下が進行すると洗掘規模が大きくなる原因は、分流堰通水後の流向ベクトルが河床低下によって鉛直方向に変わる（落水水となる）ため

である。したがって、分流堰を守るためには護床工を設置して流向ベクトルをなるべく水平方向に維持することが必要となる。しかし、下流の河床低下や局所洗掘によって屈とう性のある護床工は沈下するが、その影響が分流堰に及ばないような護床工の長さが必要となる。

ここでは、必要な護床工の長さを次のように考えた。

図-6.11 は最大洗掘深が生じる地点と分流堰の越流部を結んで流向ベクトルを示したものである。図より、河床低下が生じていない状態では、流向ベクトルは水平方向が鉛直方向に比べて卓越した形になっているが、河床低下が生じると流向ベクトルは鉛直方向が卓越するため洗掘深が大きくなる。このことから、護床工の長さは下流側で河床低下が生じて護床工が沈下したとしても、河床低下前の流向ベクトルと交差する長さ以上に取っておけば安全と思われる。したがって、6.5項で検討した最大の河床低下量を5.8mとすると、護床工の長さは18mとなるが、さらにその直下流で2m程度河床洗掘が予測されるため、護床工の長さは最低25mは必要となる。

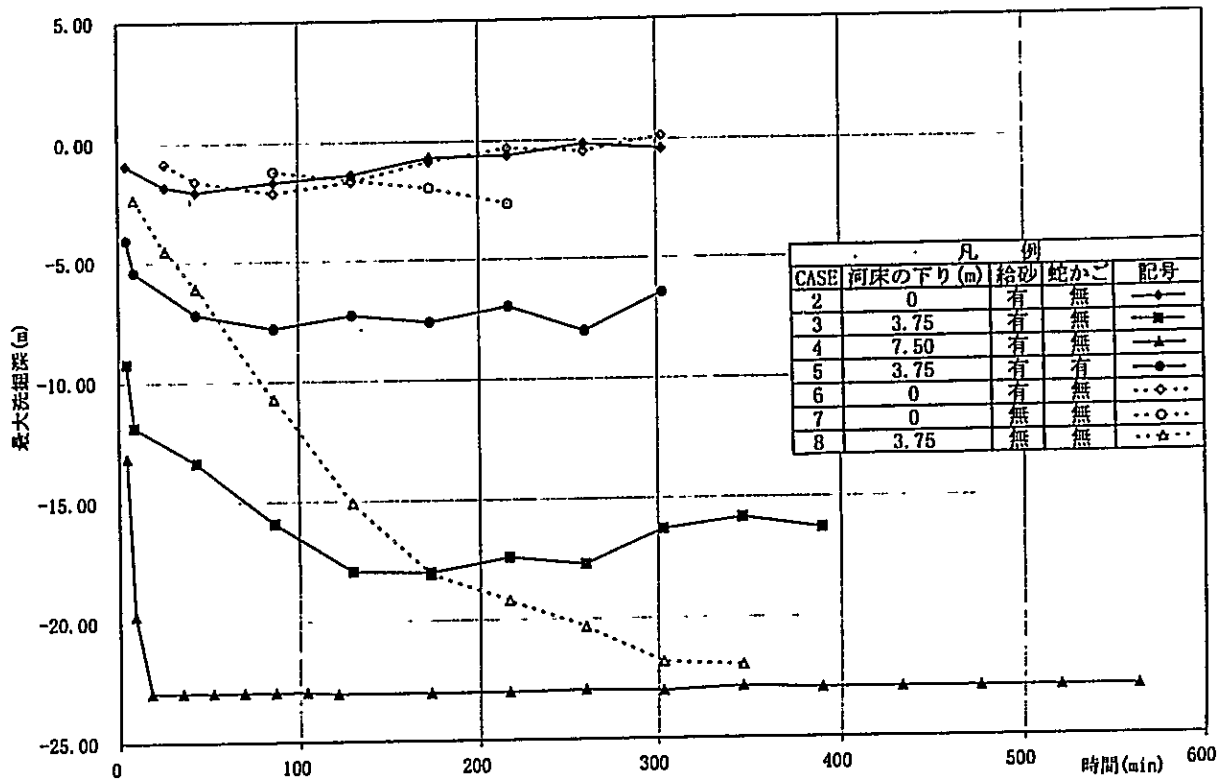


図-6.9 堰下流での最大洗掘深の時間的变化

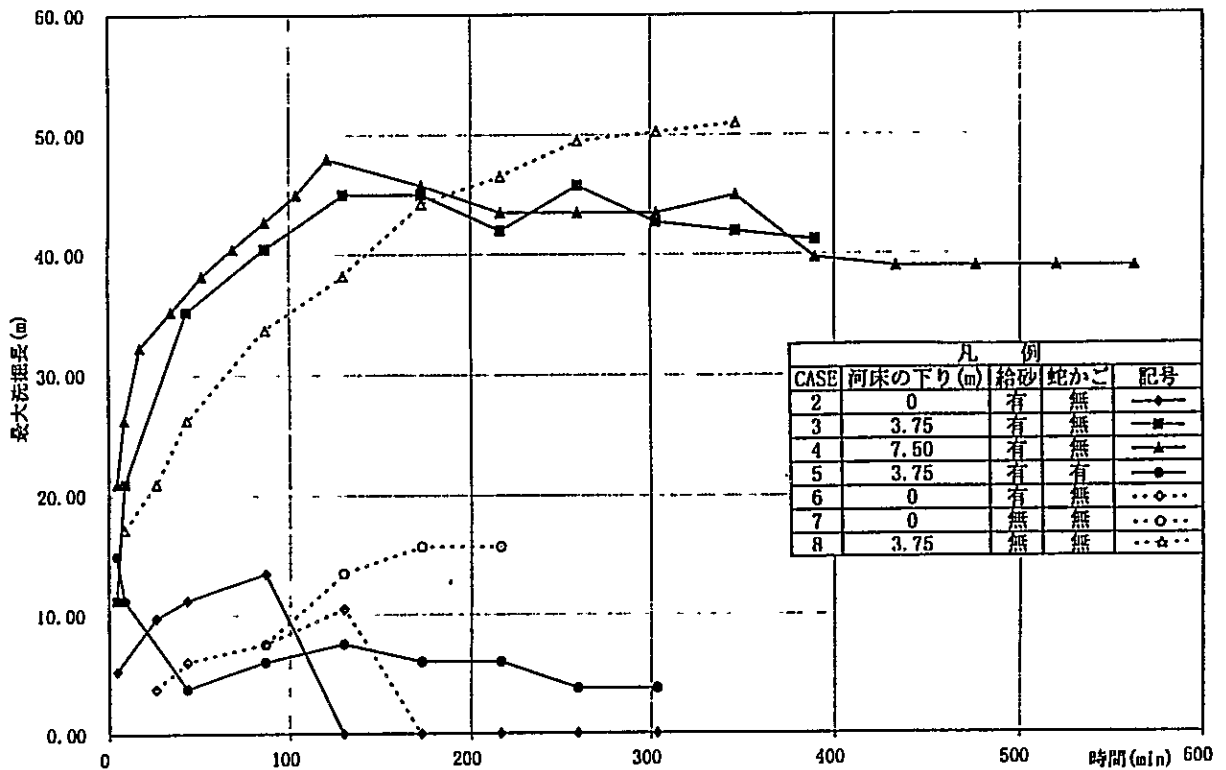


図-6.10 堰下流での最大洗掘長の時間的变化

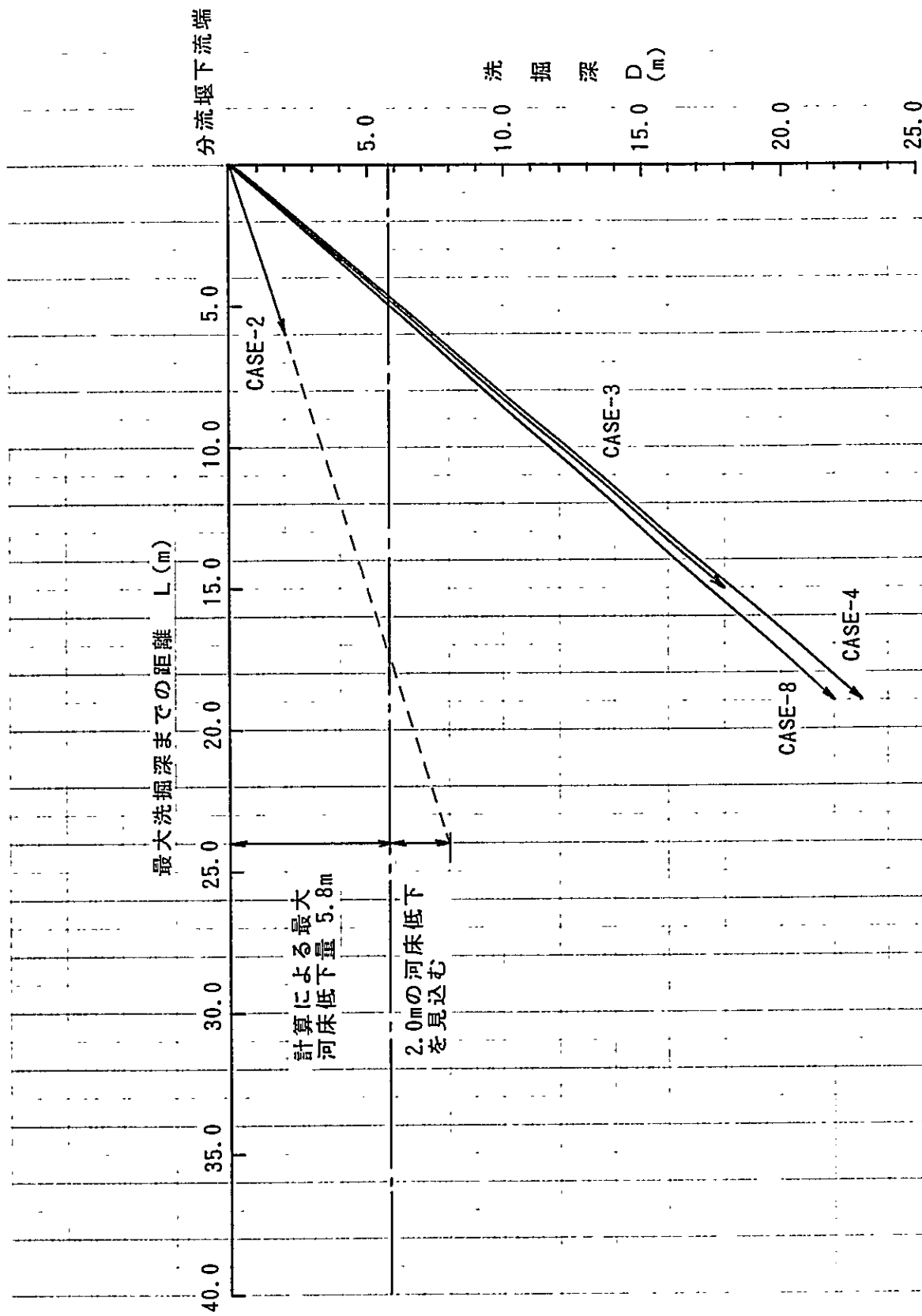


図-6.11 分流堰直下流の流向ベクトルの比較

