

5-2 第一回水理模型実験概要書

水 理 模 型 実 験 概 要 書

(その1)

平成7年度実施

目 次

	頁
第1章 実験概要	1
1.1 実験目的と検討内容	1
1.2 実験内容	2
1.3 実験結果の概要	4
第2章 ミタウン堰の計画諸元	5
2.1 ミタウン堰の設計洪水流量	5
2.2 計画ハイドログラフ	6
2.3 分流計画と分流量	8
2.4 河床粒径	11
第3章 ミタウン地区の地形及び河床変動の特性	12
第4章 模型概要と実験条件	17
4.1 模型概要	17
4.2 相似律	17
4.3 実験条件	18
4.4 実験ケースと検討内容	23
第5章 実験結果と考察	24
5.1 2次元水路抽出実験（予備検討）	24
5.2 現況河道の分流量の検討（固定床実験：ケース1）	30
5.3 ミタウン堰の位置と分流量の検討（固定床実験：ケース2）	35
5.4 ミタウン堰の位置と分流量の検討（固定床実験：ケース3）	39
5.5 ミタウン堰の形状と分流量の検討（移動床実験：ケース4）	43
5.6 分流施設の機能評価の検討（移動床実験：ケース5）	51

	頁
第6章 ミタワン堰及び分流施設の検討	56
6.1 ミタワン堰の構造の基本検討	56
6.2 ミタワン堰の断面形状と分流量の検討（ケース2,3）	57
6.3 ミタワン堰の断面形状と分流量の検討（ケース4）	63
第7章 実験結果のまとめ	65
7.1 実験結果の解釈と今後の課題について	65
7.2 ハドリリバンドの影響と今後の取扱いについて	66
7.3 分流堰の設置位置と形状	67
7.4 施設の安全性	70
第8章 各水路の河床変動の予測検討	71
8.1 検討目的	71
8.2 既存流砂量式を用いての流砂特性の検討	71
8.3 流砂量式の検討	75
8.4 扇状地の河床変動について	76

第1章 実験概要

1.1 実験目的と検討内容

(1) 実験目的

ミタワンパチャド地域は、ミタワンヒルトレントから供給される大量の土砂によって形成された東西約20km、南北約20kmにも及ぶ扇状地である。年間の降雨量は300mm以下であるが、降雨は雨期の7～9月に集中するためその時期に洪水が発生する。

扇状地は、北側の2/3が水利権を持つ灌漑地区であり、南側の1/3は水利権を持たない区域となっている。水利権を持たない区域の水路はエスケープと呼ばれており、扇状地の扇端にはD. G. Khan灌漑水路（カナル）がある（図-1.1参照）。

ミタワン地区では、この洪水により灌漑用水を確保する洪水灌漑が伝統的に行われており、洪水が重要な水資源となっている。一方、この地区では洪水を制御するための施設が完成しておらず、毎年のように洪水による農業の被害が発生しており、地域住民にとって洪水被害は深刻な問題となっている。このため、この広い範囲で洪水を安全に、かつ効率よく分流・導流するための構造物が必要になっており、机上検討では解明が難しい土砂の移動現象を踏まえた構造物の機能と効果を評価することを目的に、水理模型実験による検討を行うものである。

(2) 実験の検討内容

実験の主な検討内容は以下のとおりである。

- ① 分流施設の設置位置の検討
- ② 設計流量時に計画分流比（北側水路：南側水路：エスケープ＝30%:40%:30%）が得られるような分流施設の検討
- ③ エスケープへの流入開始流量の確認
- ④ 河床変動による分流量の変化と施設の妥当性の検討
- ⑤ 既設の水制（ハドワリバンド）の要否の検討
- ⑥ 分流堰から各既存水路への導流方法の検討
- ⑦ 机上検討による河床変動に関する基礎的検討

1.2 実験内容

(1) 実験対象範囲

実験対象範囲は、図-1.1に示すようにミタワン本川とエスケープの分岐点に設置されている既設の水制（ハドワリバンド）を中心とした延長 2.1kmである。

(2) 模型縮尺

模型縮尺は、計画流量、実験精度、実験施設の規模等を考慮して縮尺を $S = 1/50$ とした。

(3) 実験ケース

実験は次の全体実験（5ケース）と予備検討（3ケース）について実施した。

- ① 現況実験（固定床実験；1ケース）
- ② 分流堰の位置と形状検討実験（固定床実験；2ケース）
- ③ 分流堰の機能検討実験（移動床実験；2ケース）
- ④ 2次元水路抽出実験（予備検討；3ケース）

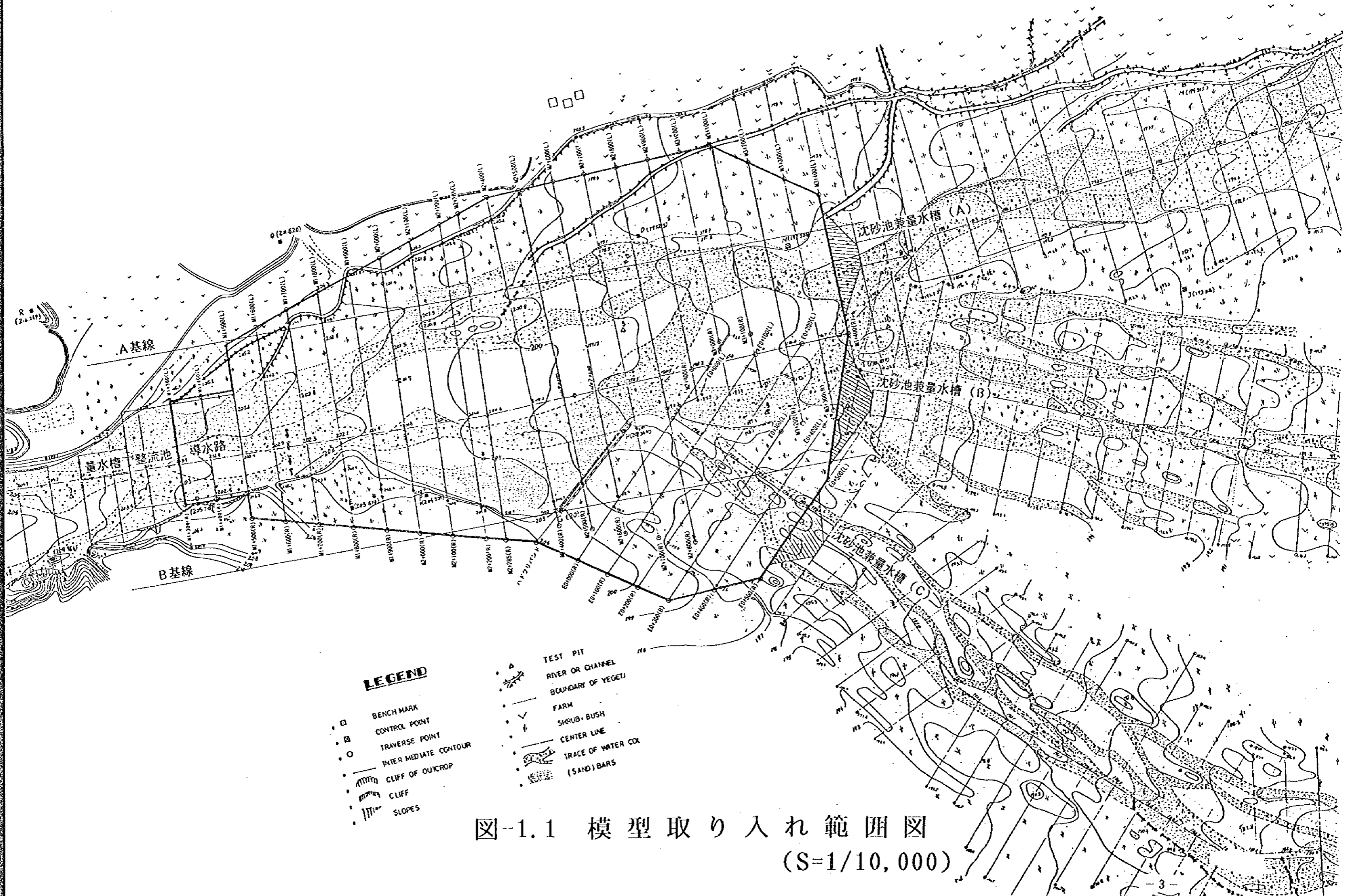


図-1.1 模型取り入れ範囲図
(S=1/10,000)

1.3 実験結果の概要

衛星写真を利用し、耕地面積の確認および各水路（ワ）の流下能力より分流比を1,500m³/sec(5年確率洪水)で北側水路：南側水路：エスケープ=3：4：3に決定して分流比確認実験を行った。エスケープへの流入開始時の流量を毎年発生 と思われる洪水量(400m³/sec)として、その水量以上の出水があった場合はエスケープの流入が開始するように計画を行った。実験結果の概要を以下に示す。

実験検討内容	実験目的	実験結果	実験考察
(1) 分流施設の設置位置の検討 (2) 設計流量時に計画分流比（北側水路：南側水路：エスケープ=30%:40%:30%）得られるような分流施設の検討 (3) エスケープへの流入開始流量の確認 (4) 河床変動による分流量の変化と施設の妥当性の検討 (5) 既設の水制（ハドワリバンド）の要否の検討 (6) 分流堰から各既存水路への導流方法の検討 (7) 机上検討による河床変動に関する基礎的検討	<p>I. 2次元水路抽出実験（予備検討） 下流からの堆積遡上現象を遮断するための堰の機能と確認と、堰の安全性のための堰周辺の局所的な流況状況を把握する。また、現地と河床形態の相似性を検証する。</p>	<p>堰の減勢池の堆砂は、堰の機能を著しく阻害するほどではないことが確認された。堰周辺の上下流では洗掘が発生し、洗掘深は2.500m³/secのときで1.5m~2.0m（現地換算値）であった。河床状態は全流量を通じて水路全面で砂れんの発生が認められた。 現地調査から平坦~堆砂が発生しているとの報告があり、実験で得られた河床形態とは異なることが分かった。</p>	
	<p>II. 固定床実験（ケース1） 既成水制（ハドワリバンド）の要否の検討のため、ハドワリバンドがある場合と撤去した場合の分流割合を確認し、効果的な分流堰の設置位置を決定するために流れの分岐点を把握する。</p>	<p>(1) 計画値；北側水路：南側水路：エスケープ=30%:40%:30% に対しての分流割合 ①ハドワリバンドがある場合 北側水路：南側水路：エスケープ=54%：33%：13% ②ハドワリバンドを撤去した場合 北側水路：南側水路：エスケープ=52%：32%：16% (2) 流れが分岐する位置 ①ハドワリバンドがある場合 流入してから最初に大きく流れが分岐する地点はM2+100~M2+400付近であり、北側水路と南側水路に分岐する地点はM2+100~M3+200付近、南側水路とエスケープに分岐する地点はM2+500~E0+300付近である。 ②ハドワリバンドを撤去した場合 流入してから最初に大きく流れが分岐する地点はM1+900~M2+285付近であり、北側水路と南側水路に分岐する地点はM2+400~M3+300付近、南側水路とエスケープに分岐する地点はE0+000~E0+300付近である。</p>	<p>①現況の河床地形では、ハドワリバンドを撤去することによりエスケープへの流入量が多くなることが分かった。計画では分流割合は、北側水路：南側水路：エスケープ=30%:40%:30% であることから現況よりも多くの流量をエスケープに流入させる必要がある。そのためにも、ハドワリバンドは撤去するほうが望ましい。 ②流れが分岐する断面は、分岐後の流れの方向を制御しやすいため分流堰の設置断面として適当である。また、実験結果から流れが分岐する断面は河床縦断勾配の変化点に位置している。河床縦断勾配の変化点では土砂の堆積や洗掘が発生しやすく、河床変動の支配断面となる可能性が高い。そのため堰の上下流での河床変動を制御しやすく分流堰の設置断面として適当であると考えられる。従って、分流堰を設置する候補地としてM2+100とM2+800付近の2箇所が有力である。</p>
	<p>III. 固定床実験（ケース2、3） 固定床実験の結果を受けて分流堰を設置し、各水路への分流量を確認する。また、エスケープへの流入開始時の流量を確認する。</p>	<p>(1) 各水路への分流割合 ①M2+100に堰を設置した場合 北側水路：南側水路：エスケープ=35%：33%：32% ②M2+800に堰を設置した場合 北側水路：南側水路：エスケープ=45%：39%：16% ③M2+800に堰を設置し、水通し幅を変更した場合 北側水路：南側水路：エスケープ=32%：41%：27%</p>	<p>①各流量への分流割合は計画値（北側水路：南側水路：エスケープ=30%:40%:30%）にほぼ一致することが確認された。 ②エスケープへの流入開始流量はどの場合も通常発生する洪水(300m³/sec~400m³/sec)程度であり、計画値とほぼ一致した。</p>
	<p>IV. 移動床実験（ケース4） 計画洪水波形に対する堰の機能を把握するため、分流量の時間的変化と堰の減勢池への土砂の堆積状況を把握する。また、実験における河床形態についても検討する。</p>	<p>(1) 各水路への分流割合 分流割合は計画値（北側水路：南側水路：エスケープ=30%:40%:30%）にほぼ一致することが確認された。 (2) 堰周辺の状況 堰の減勢池への土砂の堆積状況は、ピーク流量前後に南側水路の堰において土砂の堆積による跳水の消滅が確認された。 (3) 河床形態 一洪水の流下では顕著な流水の集中が見られず、河床形態は河道全面において抽出実験と同様に砂れんが発生した。</p>	<p>①ケース3の実験結果をうけて、M2+800に堰を設置した場合について移動床実験を行った。場所の選定理由としては、この位置が現況の各主水路の分岐点の近くであることと、上流部(M2+100)に設置した場合に比べ各水路の指導壁を短くできることである。実験では、一洪水で北側水路まで土砂が到達していないため、ほぼ計画値に分流量できることが確認されたが、今後河床変動が進んだ場合の分流施設の機能についての確認も必要と考えられる。</p>
	<p>V. 移動床実験（ケース5） 現地において一洪水で流送可能な土砂量を供給し、堰の効果と河床形状の変化を把握するため、一定流量を長時間通水し、各水路への分流量と河床形状の変化について検討する。</p>	<p>(1) 分流割合の変化 時間の経過とともに徐々にエスケープへの流入量が増加し、通水後約3時間（実験時間）後には全流量の87%がエスケープへ流入する。エスケープの主流路内は平坦河床であり現地と同じ状態であった。</p>	<p>①エスケープに流れが集中した原因は、局所的な河床低下から始まった河床変動が侵食路の形成につながり、幅50~75m、深さ4~5mの流路が固定されたためである。現地でも深さ10m規模の侵食路が形成されていることから、現実起こりうる可能性がある現象と考えられる。状況的には、侵食路の形成が明確になる上流側で分流する方が容易と考えられる。</p>

第2章 ミタワン堰の計画諸元

2.1 ミタワン堰の設計洪水流量

現地住民からの聞き取り調査によると、1994年 9月 4日の洪水は1986年以來の洪水規模であり、川幅と水位痕跡からこの時の洪水流量は $2,070 \text{ m}^3/\text{sec}$ と推定されており、この地点の流域面積は 729 km^2 となっている。

ミタワンナラでは、1979～1989年の21個データを統計解析（岩井式）して、超過確率と流量の関係がまとめられている（表-2.1参照）。このデータの中には異常渇水年や測定ミスと思われるデータが含まれており、これらのデータを除いた19個のデータを整理して超過確率と流量の関係についても求めた。

これより、ミタワンナラ（流域面積 729 km^2 ）における25年超過確率流量は約 $2,800 \text{ m}^3/\text{sec}$ となる。しかし、チョティナラの流域変更によって集水面積は 76 km^2 少なくなり 653 km^2 となる。この結果、流域面積比率 ($653 \text{ km}^2 / 729 \text{ km}^2 \times 2,800 \text{ m}^3/\text{sec} = 2,508 \text{ m}^3/\text{sec}$)より、ミタワン堰の設計洪水流量は $2,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ となる。

表-2.1 超過確率と流量の関係

（データ数21個の場合）

データ数 (N)	流 量 Q (m^3/sec)
1	65
2	110
3	232
4	299
5	502
6	518
7	518
8	611
9	729
10	730
11	968
12	1,270
13	1,392
14	1,446
15	1,631
16	1,637
17	1,674
18	1,695
19	2,193
20	2,251
21	2,264

超過確率 (1/N)	流 量 Q (m^3/sec)
2年	916.95
3年	1,257.18
5年	1,657.61
10年	2,187.69
20年	2,721.88
30年	3,040.72
40年	3,271.05
50年	3,450.84
100年	4,027.26
150年	4,375.40
200年	4,625.85

（データ数19個の場合）

超過確率 (1/N)	流 量 Q (m^3/sec)
2年	1,064.78
3年	1,375.99
5年	1,726.18
10年	2,169.12
20年	2,596.86
30年	2,844.84
40年	3,021.00
50年	3,156.92
100年	3,584.10
150年	3,836.42
200年	4,015.55

2.2 計画ハイドログラフ

水理模型実験に用いる基本となるハイドログラフは、パキスタン・イスラム共和国の要請書(PC-1)に記載されているピーク流量 $1,900 \text{ m}^3/\text{sec}$ の計画ハイドログラフをピーク流量が $2,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ となるように引き伸ばして利用することとした。修正後のミタワンナラにおける計画ハイドログラフは表-2.2、図-2.1のとおりで、一洪水の総流量は約 5.9 百万 m^3 となる。

表-2.2 25年超過確率のハイドログラフ

時間 T (hr)	流量 Q (m^3/sec)	区間洪水量 V (m^3)	1洪水累積量 ΣV (m^3)
0	0	0	0
1	224	403,200	403,200
2	373	1,074,600	1,477,800
3	1,567	3,492,000	4,969,800
4	2,238	6,849,000	11,818,800
5	2,500	8,528,400	20,347,200
6	2,388	8,798,400	29,145,600
7	1,940	7,790,400	36,936,000
8	1,436	6,076,800	43,012,800
9	1,045	4,465,800	47,478,600
10	765	3,258,000	50,736,600
11	560	2,385,000	53,121,600
12	410	1,746,000	54,867,600
13	298	1,274,400	56,142,000
14	216	925,200	57,067,200
15	149	657,000	57,724,200
16	104	455,400	58,179,600
17	75	322,200	58,501,800
18	63	248,400	58,750,200
19	41	187,200	58,937,400
20	34	135,000	59,072,400
21	22	100,800	59,173,200
22	15	66,600	59,239,800
23	11	46,800	59,286,600
24	7	21,609	59,308,209
25	4	19,800	59,328,009
26	0	7,200	59,335,209

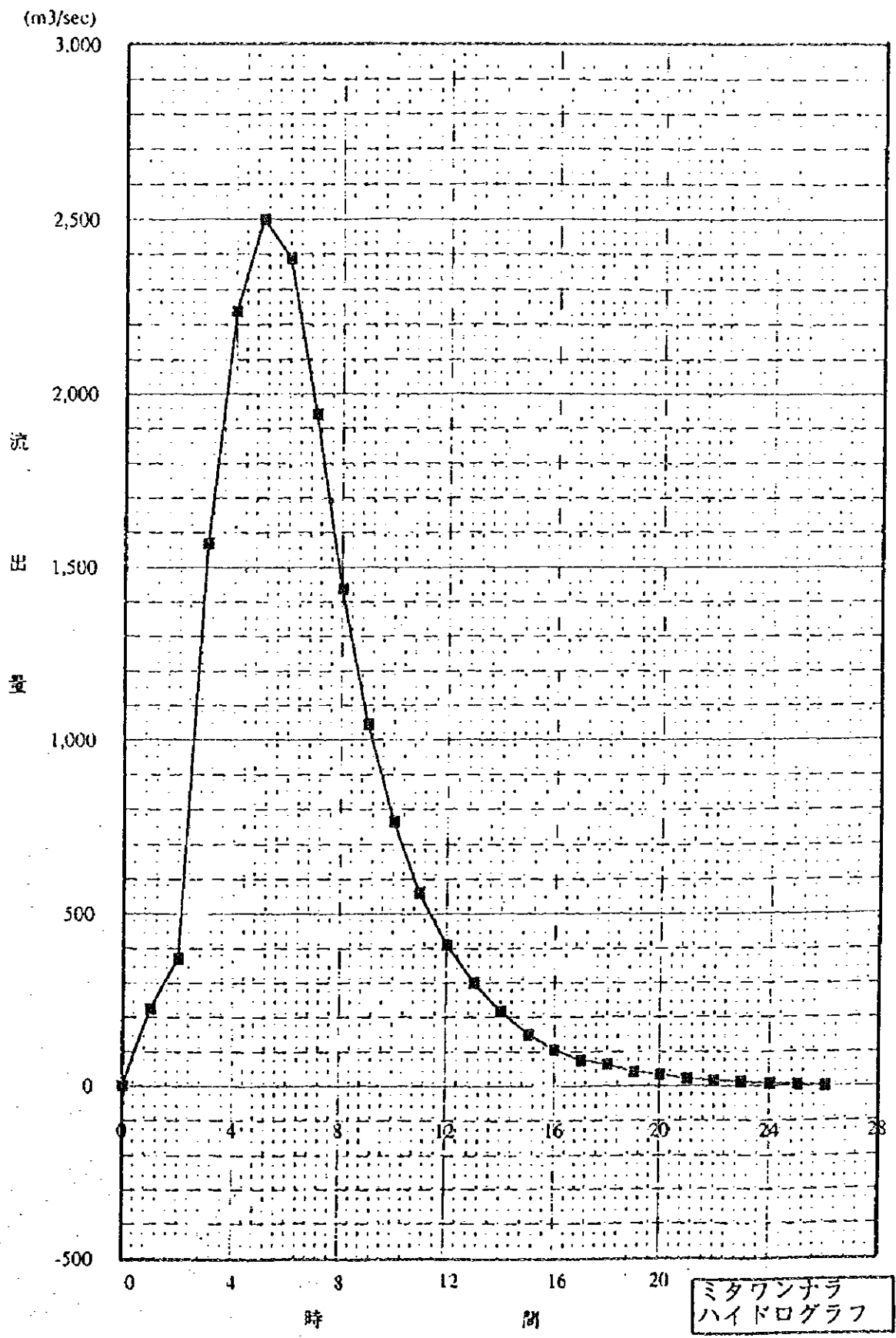


図-2.1 ミタワンナラ計画ハイドログラフ

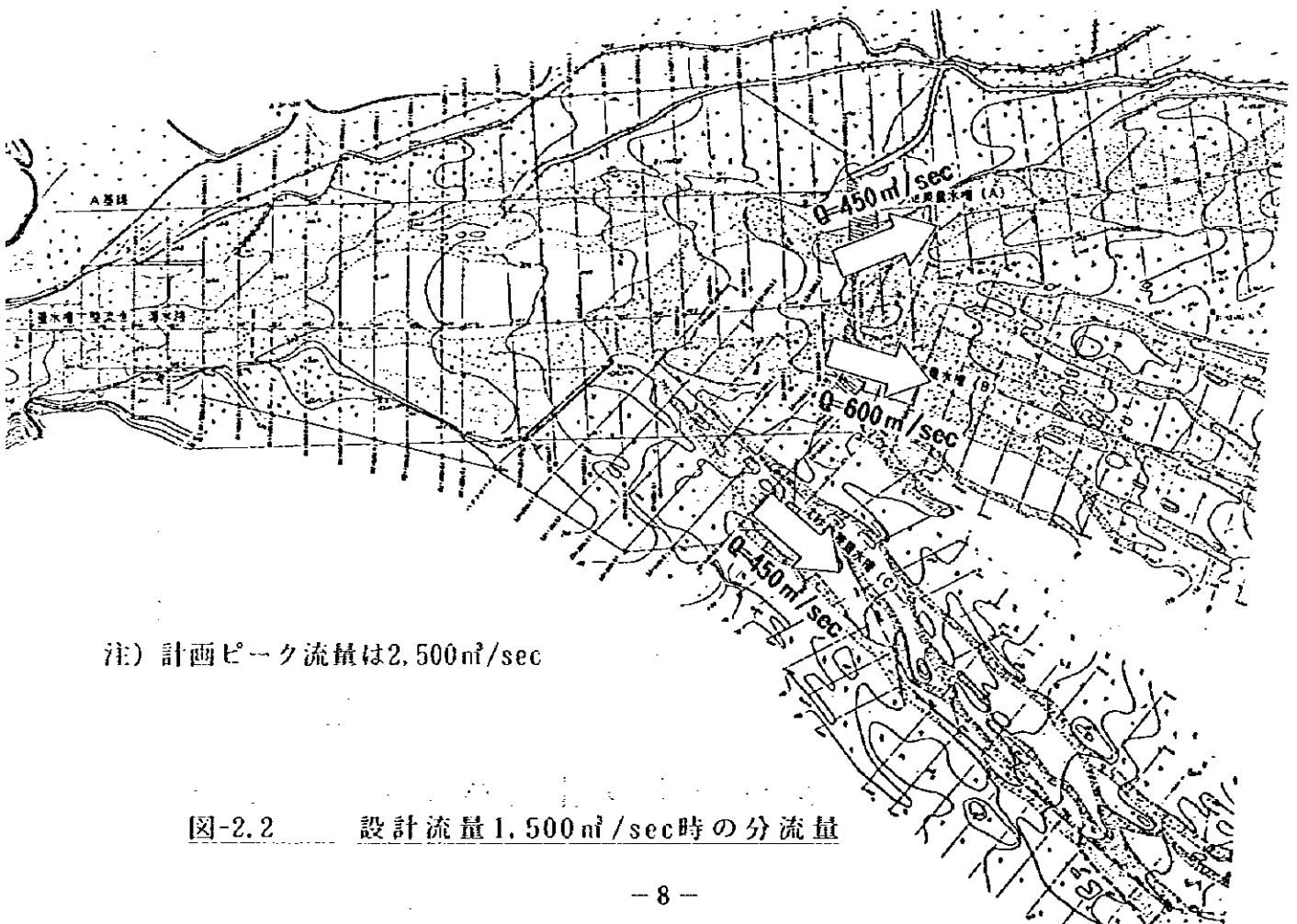
2.3 分流計画と分流量

(1) 分流計画

ミタワン地区では、洪水により灌漑用水を確保する洪水灌漑が伝統的に行われており、洪水が重要な水資源となっている。しかし、この地区では洪水を制御する施設が完成していないため、毎年のように洪水による農業の被害が発生しており、地域住民にとって洪水被害は深刻な問題となっている。

このため、灌漑のための安定した水量の確保と洪水による被害を減少させることを目的に、ミタワン本川とエスケープに洪水を分流させるための構造物を設置して、設計流量時に所定の割合で分流させる計画が検討されている。設計流量及び分流割合は以下のとおりである。

- | | |
|---|-------------------------------------|
| ① 計画ピーク流量 | 2,500 m ³ /sec (25年確率流量) |
| ② 設計流量 | 1,500 m ³ /sec (5年確率流量) |
| 1,500 m ³ /sec時の幹線水路への分流量 | |
| 北側水路 : 南側水路 : エスケープ = 450 m ³ /sec : 600 m ³ /sec : 450 m ³ /sec | |
| = 30% : 40% : 30% | |



(2) 主要支線水路（ワ）の流下能力

現地踏査による主要支線水路の流下能力は表-2.4のとおりで、その水路系統図は図-2.3のようになっている。この結果、北側水路、南側水路、エスケープの各々の流下能力は 500 m³/sec、550 m³/sec、480 m³/secとなり、これ以上の流量が流入すると灌漑地に氾濫が生じる状況にある。

表-2.3 主要水路（ワ）の流下能力の算定

幹線水路名	水路の名称	水路幅 (m)	深さ (m)	河床勾配	マンニングの粗度係数	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)
北側水路	クルハワ	15	1.5	1/300	0.025	2.68	60
	モルデイワ	40	1.5	1/300	0.025	2.88	173
	ベフワ	25	1.5	1/300	0.025	2.81	105
	シャルテイワ	100	0.8	1/300	0.025	1.97	158
南側水路	ダレイルワ	30	1.0	1/300	0.025	2.21	66
	シラージュワ	300	0.8	1/300	0.025	1.98	476
エスケープ	バツカルワ	150	0.8	1/300	0.025	1.98	237
	ガネハルワ	150	0.8	1/300	0.025	1.98	237
合計							1,513

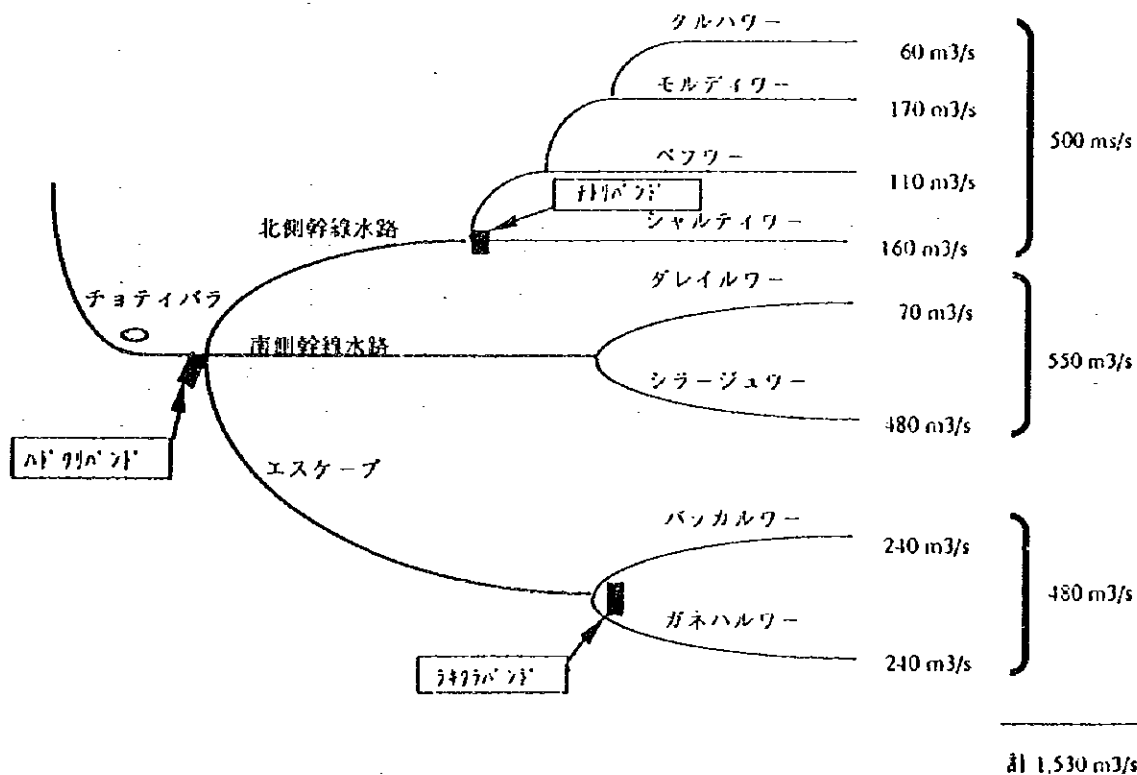


図-2.3 主要支線水路（ワ）の流下能力水系図

(3) 設計流量と分流量

分流量計画が検討された当初は、計画流量が 2,500^m³/sec、分流量割合が北側水路：南側水路：エスケープ＝30%：30%：40%であった。その後の調査により、耕作地面積や各水路の流下能力等を比較検討した結果、分流量割合は北側水路：南側水路：エスケープ＝30%：40%：30%に変更され、分流量の設計流量は各水路の流下能力を考慮して 1,500^m³/sec（5年確率流量）に変更された。

計画流量の 2,500^m³/sec についての変更はないが、2,500^m³/sec が流下すると下流の水路は河積不足のため氾濫が生じることになり、下流の状況から考えて設計流量としては過大であるため、洪水による被害が生じないと推測される最大の流量の 1,500^m³/sec を設計流量にすることとなった。

表-2.4 分流量の割合比較検討表

幹線水路 系 統	主要ワ	①現況の耕作地 面積比		②現況+過去の 耕作地面積比		③ワ-の支配 面積比		④流下能力比		平均割合 (①+②+ ③+④) %
		面積 (ha)	%	面積 (ha)	%	面積 (ha)	%	面積 (ha)	%	
北側幹線 水 路	外ハ	2,112	32.0	2,576	20.8	3,462	14.2	340	22.2	30%
	内ナ			1,314	10.8	2,150	8.8	160	10.4	
	小 計	2,112	32.0	3,890	31.4	5,612	23.0	500	32.6	
南側幹線 水 路	外ハ	938	14.2	938	7.6	970	4.0	70	4.6	40%
	内ナ	2,262	34.2	4,852	99.2	6,783	27.9	480	31.4	
	小 計	3,200	48.4	5,790	46.8	7,753	31.8	550	35.8	
エスケ- プ水路	外ハ	1,247	18.9	1,811	14.6	5,458	22.4	240	15.7	30%
	内ナ	50	0.8	880	7.1	5,530	22.7	240	15.7	
	小 計	1,297	19.8	2,891	21.8	10,988	45.1	480	31.4	
合 計		6,609	100.0	12,371	100.0	24,953	100.0	1,630	100.0	100%

2.4 河床粒徑

現地の河床材料は、図-2.4に示すように平均粒徑 0.3mmの細砂である。大きいもので 200mm程度の礫が含まれているが全体に占める割合は小さく、粒徑加積曲線からはほぼ一樣な粒徑とみなすことができる。写真-①に現地の河床材料の状況を示す。

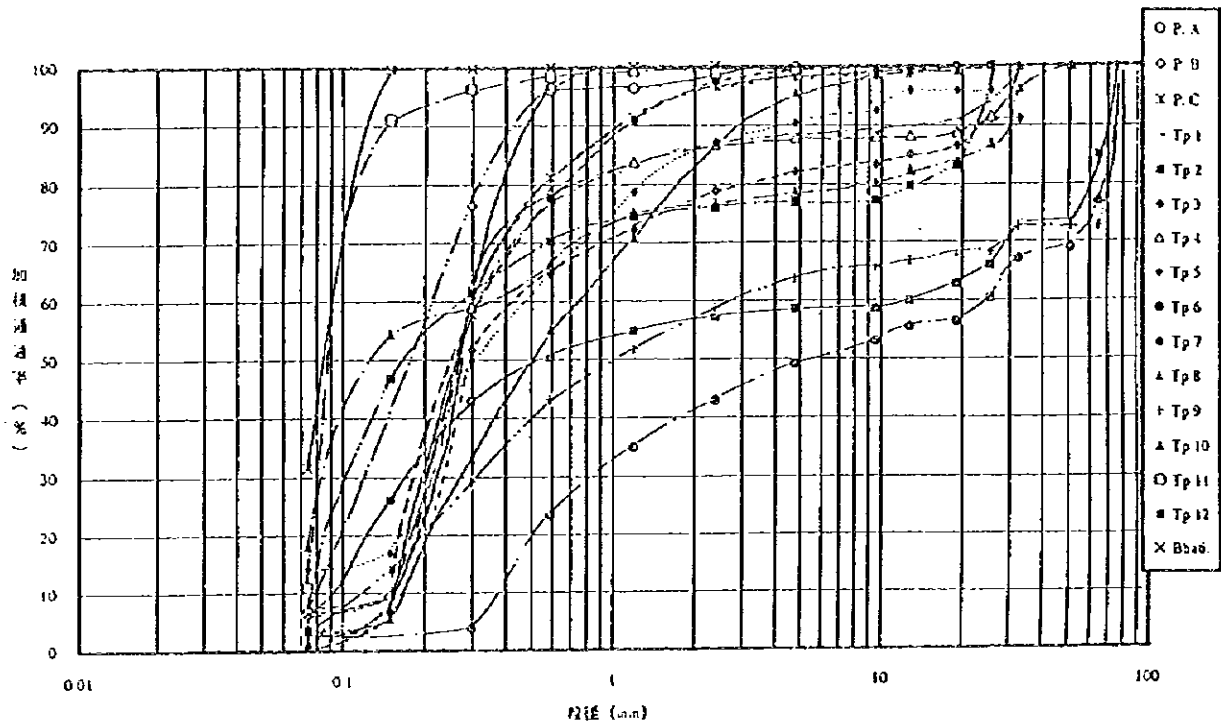
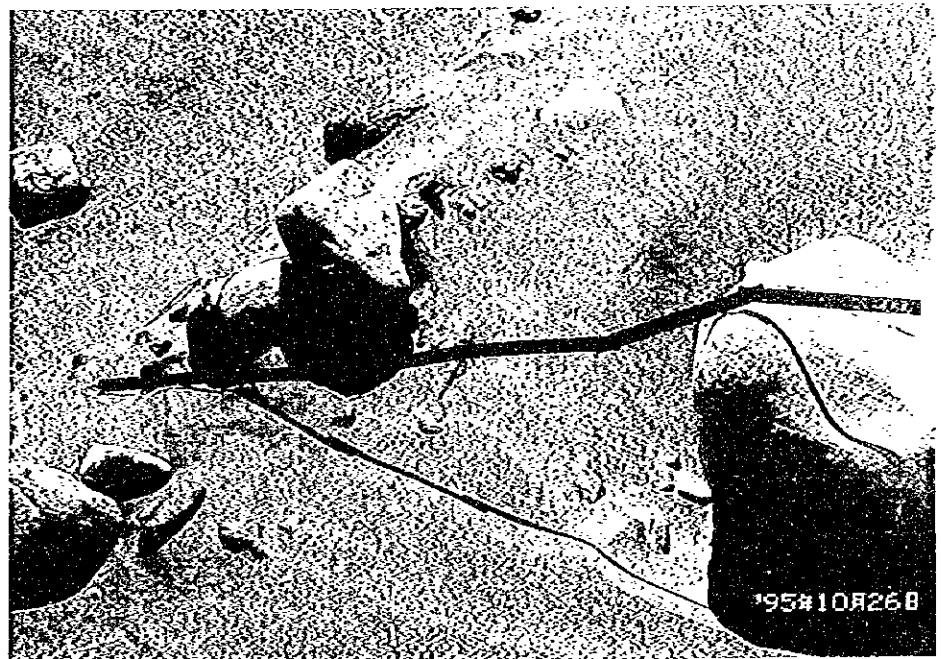


図-2.4 河床材料粒徑分布加積曲線

写真-①

所々に大きな礫が点在するが、大部分は細砂で中間粒徑が少ない。



第3章 ミタワン地区の地形及び河床変動の特性

ミタワン川は扇状地でありながら砂床であることから、速い速度で地形変化を起こす潜在条件を備えている。したがって、堰の設計に当たっては、この扇状地の地形的・土砂水理学的特徴と変化特性の基本を理解することが不可欠である。これまでに得られた河川特性の情報は限られているが、推定できるミタワン川の河道特性は以下のとおりである。

(1) 河道縦断形の特性

図-3.1にミタワン川扇頂部付近の平面図を、図-3.2にミタワン本川とエスケープ(Escape)の最深河床高縦断図を示す。これより、実験対象範囲より上流の山間部の河床勾配は1/240であるが、扇頂部では1/570に緩くなっており、流れが分岐するハドワリバンドの上流付近で再び1/250になっている。また、エスケープの河床勾配はミタワン本川の北側水路や南側水路の河床勾配に比べて急勾配である。

(2) 川幅の特性

山間部の川幅と分岐後のそれぞれの川幅とを比較すると、山間部の川幅の方が大きい。しかし、3か所の分岐後の川幅を全て足すと、山間部の川幅よりも大きくなる。したがって、分岐後の河道全体で考えれば、山間部の川幅よりも扇状地に入ってから川幅のほうが大きいといえる。

(3) 横断形の特性

河床は非常に平坦で、扇状地内の河岸高は低く60cm程度である。一方、洪水が集中して流下した箇所は河床低下によって河岸高が3～4mに達している。このように、流水が集中する区間とそうでない区間とでは、河岸高に違いがある。

(4) ミタワン扇状地の地形及び河床変動の特性について

上記の(1)～(3)の知見から、以下のことが推定できる。

- ① 山間部と扇状地部で河床勾配が異なるのは、両者の川幅が異なるためである。扇状地部の川幅を分岐河道の川幅の総和と考えれば、山間部の方が川幅が小さいことになる。川幅が小さいと同じ流量に対してより多くの流砂量が発生するので、その分勾配を緩くして調整することになる。扇状地部の分岐河道についても同様である。すなわち、川幅が大きいと同じ流量に対してより少ない流砂量しか流せないの、

勾配を急にして調整することになる。以上から、山間部と扇状地部の河床勾配の差は、両者の川幅の違いと流砂量の縦断的な釣り合いから成り立っているようである。

- ② 扇頂部から下流において、流量がそれぞれの分岐河道に均等に分配されている状態では、上記の理由から河床勾配が最も大きくなる。このことは、河床が上昇傾向になることを示す。
- ③ 分岐河道への流水の集中は、扇状地部において川幅が縮小したことに相当する。このため、流れが集中した河道では河床勾配を緩くしようとする力が働くため河床が低下する。
- ④ 一度下がり始めた河道は流水を呼び込むことになるため、河床低下が扇状地末端に届くまで河床低下が続く。その後、扇状地末端から河床上昇が始まり、低下した河床を埋め戻しながら扇頂部まで河床上昇が波及するものと考えられる。
- ⑤ この何年間かはミタワ本川の北側水路と南側水路に洪水が流れやすい状態が続き、結果としてこの2つの河床が上昇してきたものと考えられる。このため、相対的にエスケープの河床が低くなり、場合によっては今後エスケープに洪水が集中して、河床が上昇する状況になる可能性も考えられる。

(5)河床低下した分岐水路の回復方法

流水が集中して大きく河床低下を起こした分岐水路は、原理的には河床低下が扇状地の末端に届き、そこから河床上昇が上流に波及するのを待つことになる。しかし、これには長い年月がかかり非現実的である。河床低下区間の末端に床固工を造っても上流からの流水の集中がある限り、これ以上の河床低下を抑えるだけで根本的な解決にはならない。埋め戻すためには、上流から集中する前と同じような流量と土砂量が流入する仕組み（構造物の設置など）を造るか、河床低下区間の川幅を大幅に広げて土砂を堆積させることが考えられる。

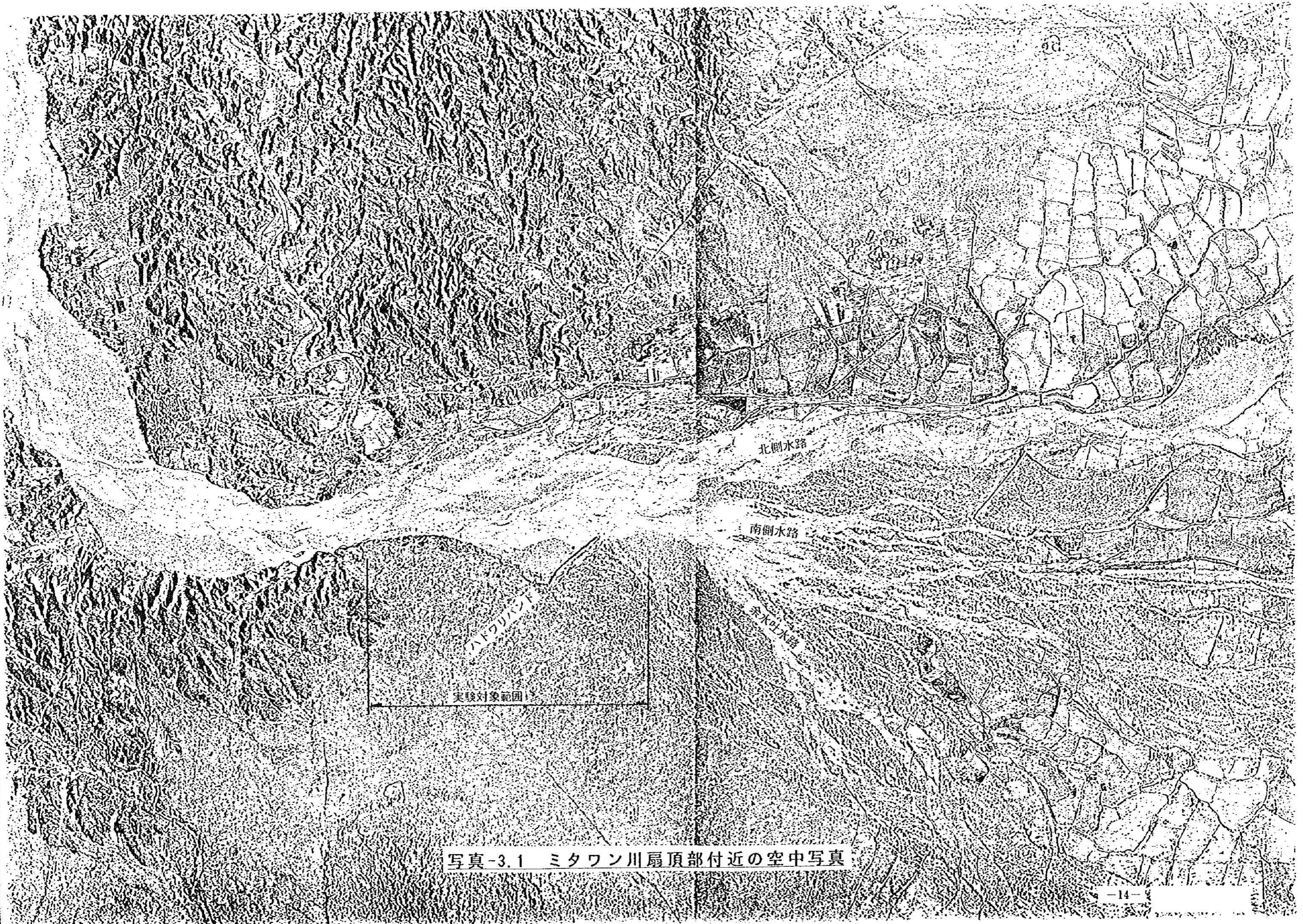
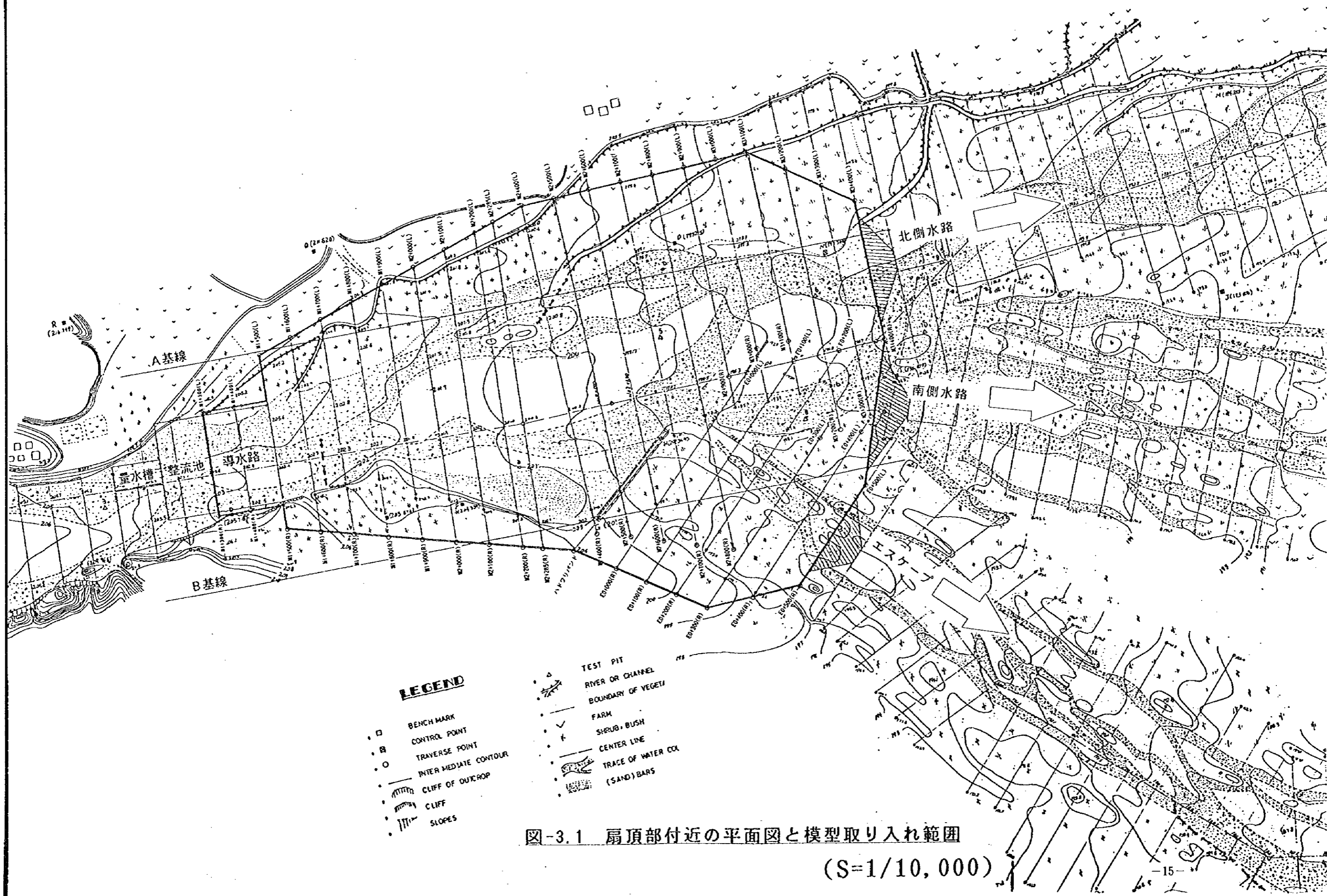


写真-3.1 ミタワン川扇頂部付近の空中写真



LEGEND

- BENCH MARK
- CONTROL POINT
- TRAVERSE POINT
- INTER-MEDIATE CONTOUR
- ▨ CLIFF OF OUTCROP
- ▨ CLIFF
- ▨ SLOPES
- TEST PIT
- ▬ RIVER OR CHANNEL
- ▬ BOUNDARY OF VEGETATION
- ▬ FARM
- ▬ SHRUB, BUSH
- ▬ CENTER LINE
- ▬ TRACE OF WATER COURSE (SAND) BARS

図-3.1 扇頂部付近の平面図と模型取り入れ範囲

(S=1/10,000)

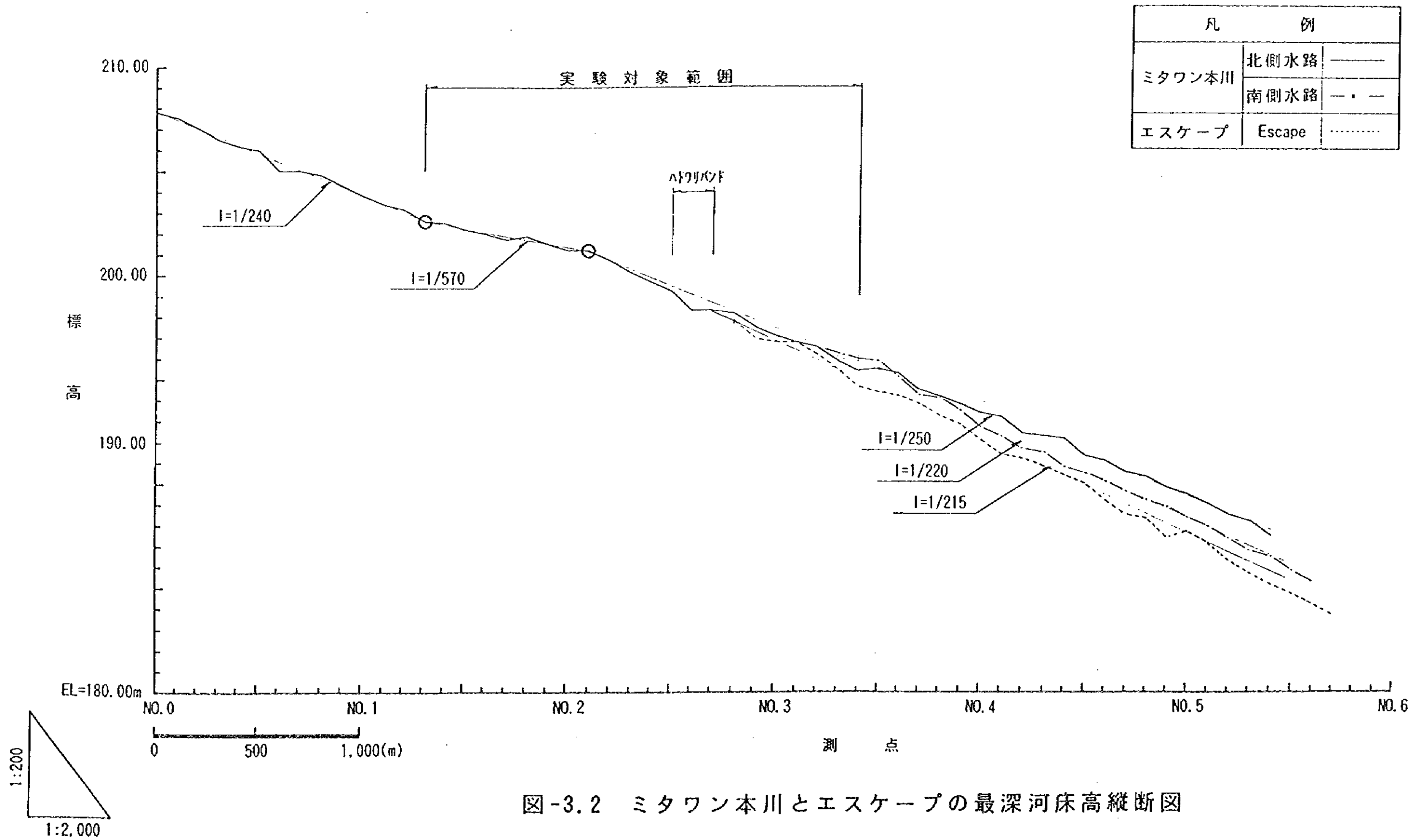


図-3.2 ミタワン本川とエスケープの最深河床高縦断図

第4章 模型概要と実験条件

4.1 模型概要

(1) 模型取り入れ範囲

模型取り入れ範囲は、図-3.1、3.2に示すようにミクワン本川とエスケープ(Escape)の分岐点に設置されている既設の水制(ハドワリバンド)を中心とした延長2.1kmの範囲である。

(2) 模型縮尺

模型縮尺は、計画流量($Q=2,500\text{m}^3/\text{sec}$)、実験精度、実験施設の規模等を考慮して縮尺を $S=1/50$ とした。

4.2 相似律

(1) フルードの相似則による諸量の縮率

本実験では、重力の影響が卓越している流れの場合での運動学的相似律として、フルードの相似則を用いた。フルードの相似則を適用した場合の模型と実物との間には表-4.1に示す関係が成立する。

表-4.1 フルードの相似則による諸量の縮率

諸 量	次 元 (L-F-T)	縮 率		
		比	縮 尺	
幾 可 学 的 な 量	水 平 成 分 (X)	L	X_r	1:50
	鉛 直 成 分 (h)	L	H_r	1:50
	勾 配 (h/X)	————	$H_r \cdot X_r^{-1}$	1:1
	面 積 (A)	L^2	$H_r \cdot X_r$	1:2,500
	体 積 (Vo)	L^3	$H_r \cdot X_r^2$	1:125,000
水 理 学 的 な 諸 量	フルード数 (Fr)	————	1	1:1
	流 速 (V)	$L \cdot T^{-1}$	$H_r^{1/2}$	1:7.07
	流 量 (Q)	$L^3 \cdot T^{-1}$	$X_r \cdot H_r^{3/2}$	1:17,677.7
	時 間 (T)	T	$X_r \cdot H_r^{-1/2}$	1:7.07
	圧力の強さ (P)	$F \cdot L^{-2}$	H_r	1:50
	粗度係数 (n)	$L^{-1/3} \cdot T$	$H_r^{2/3} \cdot X_r^{-1/2}$	1:1.92
	流量係数 (C)	$L^{1/2} \cdot T^{-1}$	$X_r^{-1/2} \cdot H_r^{1/2}$	1:1
	掃流力 (r)	$F \cdot L^{-2}$	H_r	1:50
	エネルギー (E)	$F \cdot L$	H_r^1	1: 6,250,000
	運動量 (m·v)	$F \cdot T$	$H_r^{1/2}$	1: 883,882

4.3 実験条件

4.3.1 全体実験

(1) 流 量

実験で対象とする流量は、25年超過確率流量の $2,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。この $2,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ をピーク流量とする計画ハイドログラフは第2章の図-2.1、表-2.2のとおりである。

実験では、分流量や水位等の定量的な把握に必要な計測時間として、計画ハイドログラフを階段状に分割したものを実験洪水波形とした（図-4.1参照）。

確率年と流量の関係は、第2章の表-2.1で検討されており、この結果を流域変更後の面積で補正 ($653 \text{ km}^2/729 \text{ km}^2 = 0.896$ 倍) したものが表-4.2、図-4.2である。

表-4.2 確率年と流量の関係(岩井法)

確率年	①データ21個の場合	②データ19個の場合	平均値 (①+②)/2
25年	$2,596 \text{ m}^3/\text{sec}$	$2,449 \text{ m}^3/\text{sec}$	$2,523 \text{ m}^3/\text{sec}$
20年	2,439	2,327	2,383
10年	1,960	1,944	1,952
7年	1,716	1,742	1,729
5年	1,485	1,547	1,516
3年	1,126	1,233	1,180
2年	822	954	888
1.1年	202	336	269

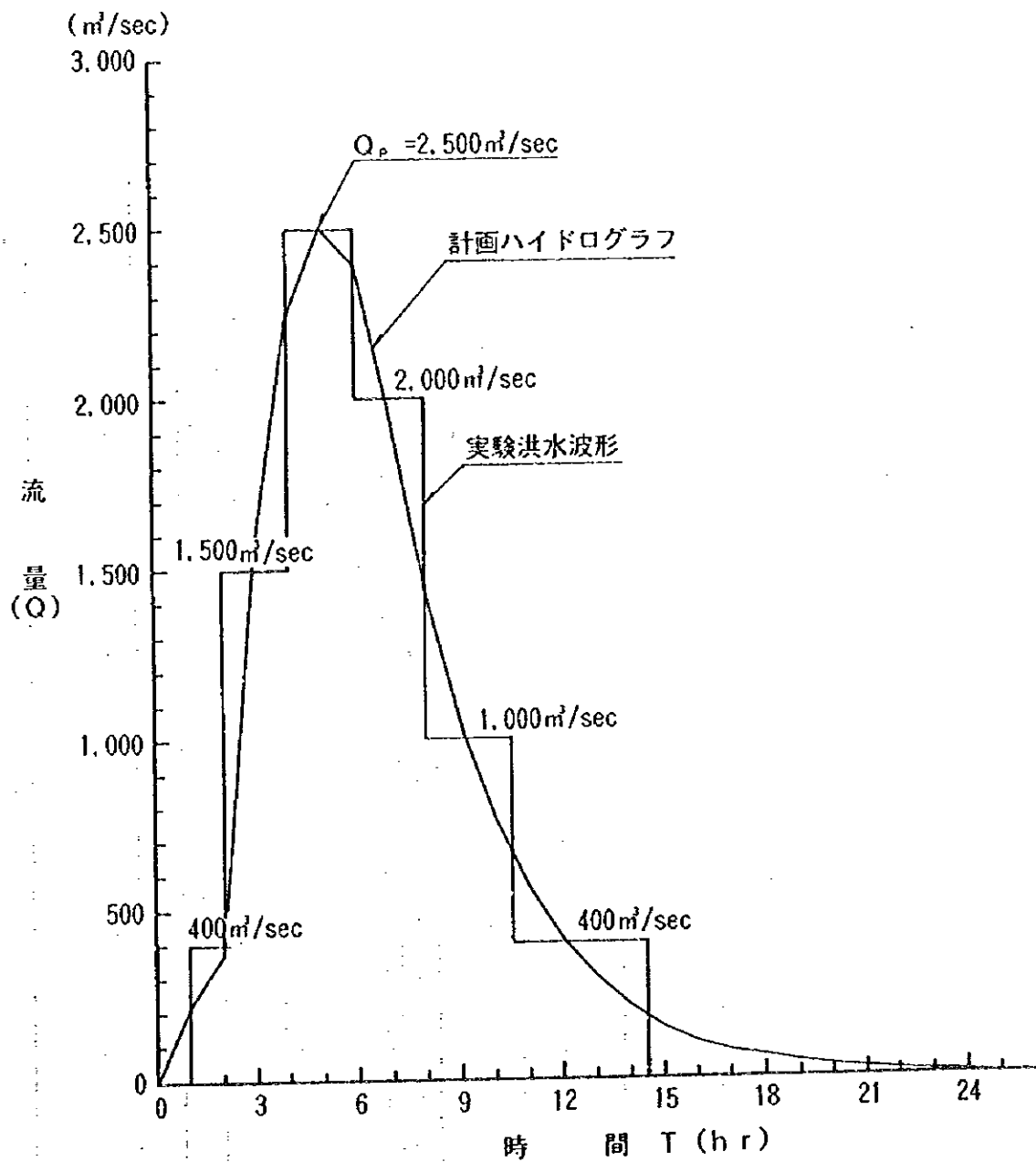


図-4.1 実験洪水波形 (ミタワンナラ地点)

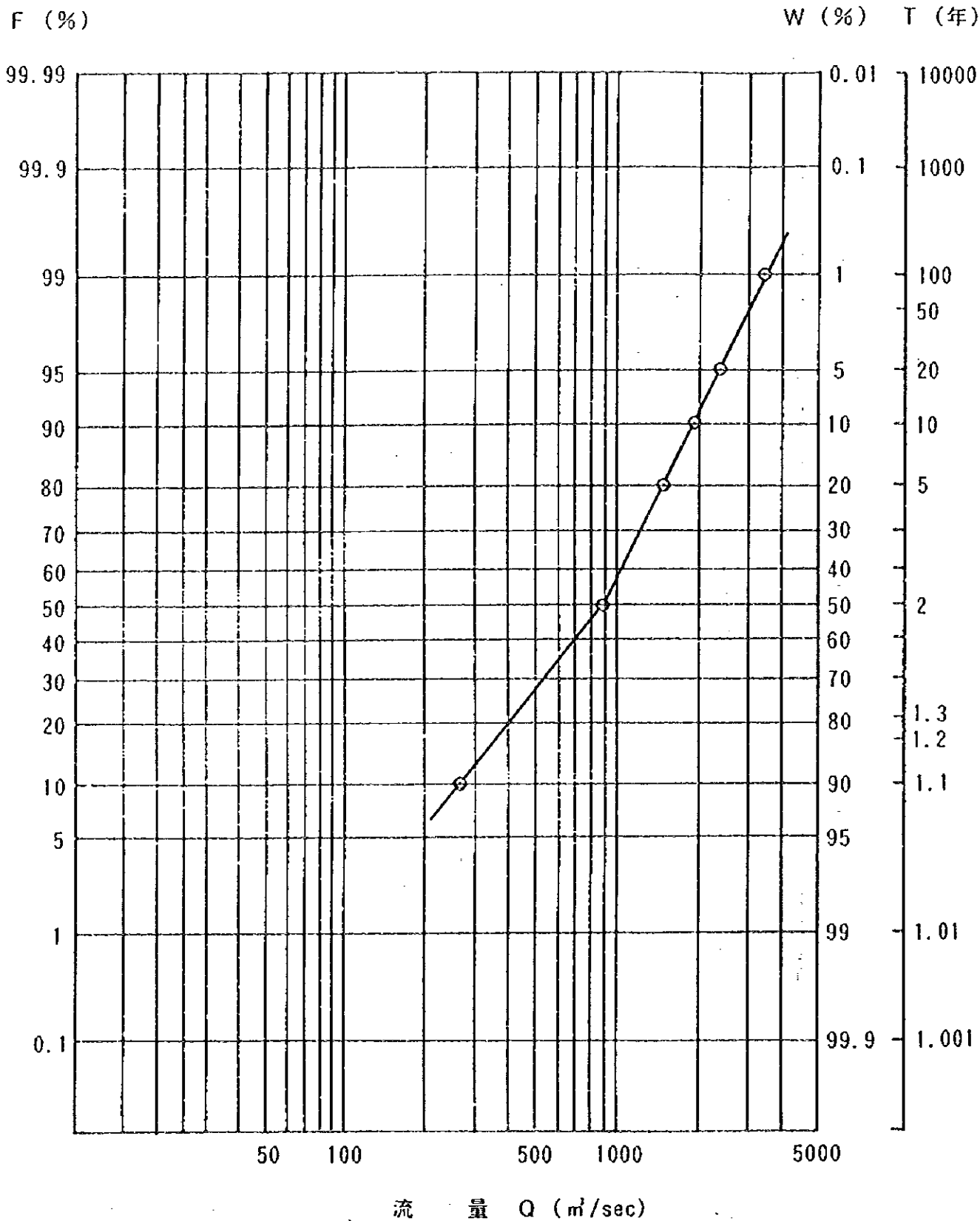


図-4.2 流量と確率年の関係 (ミタワン)

(2) 河床材料

現地の河床材料は平均粒径0.3mmの細砂であり、模型縮尺 $S=1/50$ で現地の河床材料を縮小すると平均粒径は0.006mmとなり、シルトに匹敵する非常に細かい粒径となる。このため、粘性等の影響で実験で現れる河床の現象が現地の状況と異なる可能性がある。河床材料の検討は以下のとおりであり、粒径の調整は難しい状況にあるが、移動床実験の場合には流れの集中や分散によって水理条件が位置や時間によって変化する可能性があり、現れる現象を特定することが難しい。このため、今回の実験では取扱いの容易さと経済的な観点から、入手可能な細かい砂として0~0.2mm(平均粒径0.16mm; 現地換算で8.0mm)の洗い砂を用いることとした。

(3) 給砂量

現地では、河床材料の平均粒径が0.3mmと細かいため、洪水時にはかなりの浮遊砂が発生すると考えられる。このため、無次元掃流力が大きい範囲において浮遊砂量を含む流砂量式であるBrownの公式で給砂量を検討した。粗度係数(n)は、固定床実験における実験値の $n=0.030$ を用いて一洪水の給砂量の計算を行った。

$$q_B / u_* d = 10 \{ u_*^2 / (\sigma / \rho - 1) g d \}^2$$

ここに、 q_B : 単位幅当たりの流砂量 ($m^3/sec/m$)

u_* : 摩擦速度 ($=\sqrt{ghT}$, m/sec)

d : 平均粒径 ($=0.03cm$)

σ : 砂の密度 ($=2.65 g/cm^3$)

ρ : 水の密度 ($=1.00 g/cm^3$)

g : 重力の加速度 ($=980cm/sec^2$)

実験対象範囲の河床縦断形状は図-3.2のとおりで、模型の上流端は河床勾配の変化点になっており、川幅は約600mから約300mにまで縮小した狭窄部となっている。

このため、下流に供給される土砂量はこの狭窄部で調節されているものと考えられる。今回の実験では、河床変動の現象の把握と実験砂の粒径を考慮して、一洪水で流送可能と考えられる最大の給砂量(40,388 m^3)を与えることとする。

表-4.3 一洪水の給砂量の比較

計 算 条 件					
CASE	平均粒径 dm(mm)	川 幅 B(m)	粗度係数 n	一洪水総給砂量 ΣQ_s (m ³)	備 考
I	0.3mm	300m	0.030	689,080 m ³	現地の平均粒径 を使用
II	8.0mm	300m	0.030	25,841 m ³	実験砂を現地換 算した値を使用
III	8.0mm	120 ~ 300m	0.030	28,558 m ³	川幅をW-L則の $\alpha = 6$ を使用
IV	8.0mm	60 ~ 150m	0.030	40,388 m ³	川幅をW-L則の $\alpha = 3$ を使用

<レジーム則>

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2}$$

ここに、B ; 川 幅

Q ; 流 量

α ; 係 数

A ; 流域面積 (ミタワンの場合 653km²)

流域面積 A (km ²)	α の 値
$A \leq 1$	2 ~ 3
$1 < A \leq 10$	2 ~ 4
$10 < A \leq 100$	3 ~ 5
$100 < A$	3 ~ 6

4.4 実験ケースと検討内容

実験は、2次元水路抽出実験（予備検討）、全体模型固定床実験（3ケース）と全体模型移動床実験（2ケース）について行った。各ケースの検討内容は以下のとおりである。

(1) 2次元水路抽出実験

予備検討（移動床実験）

机上検討されたミタワン分流堰の機能と堰周辺の局所洗掘の状況、各流量によって生じる河床形態の状況を把握するため、幅1.0mの直線水路を用いて水理条件の一つである単位幅流量を一致させて検討を行った。

(2) 全体模型実験

ケース1（現況実験；固定床実験）

現況河道における洪水時の分流量の確認を行った。分流量の検討は、ハドワリバンドがある場合と無い場合の2ケースについて行った。

ケース2（分流堰検討実験；固定床実験）

現況実験の結果から、分岐点となっているNo. 2+100地点に分流堰を設置して、計算上の分流量との比較検討を行った。

ケース3（分流堰検討実験；固定床実験）

現在ハドワリバンドが設置されている付近（No. 2+800地点）に分流堰を設置して、計算上の分流量との比較検討を行った。

ケース4（分流堰検討実験；移動床実験）

No. 2+800地点に分流堰を設置したケース3の状態では河床を移動床に変え、河床変動が分流量に及ぼす影響の検討を行った。

ケース5（分流施設の機能検討実験；移動床実験）

ケース4の実験終了後の状態に、定流状態で河床が安定するまで土砂の供給を行い、河床変動状況と分流施設の機能について検討を行った。

第5章 実験結果と考察

5.1 2次元水路抽出実験（予備検討）

5.1.1 2次元実験の意義と目的

現地の河床粒径は、平均粒径 $d_m = 0.3\text{mm}$ の細粒砂で構成されており、場所によってはシルト質も確認されている。このような粒度を有する河川は礫床河川（中規模河床形態）とは異なり、流れの水理量の変化に応じて種々の河床波が発生することが考えられる。この河床波形や大きさは、流れの抵抗と密接な関係があり、これらの点を十分に把握した上で全体実験に着手することが必要である。このため、以下の内容についての検討を行い、実験で確認を行った。

- (1) 机上検討されたミタワン堰の機能の確認
- (2) ミタワン堰直上下流の局所洗掘の状況確認
- (3) 実験使用砂で生じる河床形態の確認

5.1.2 実験水路と実験条件

(1) 実験水路

実験水路は、幅1.0m、高さ0.45m、長さ15.0m、水路勾配 1/250の直線水路を用いた。堰とその上下流については側面から流況が観察できるようにアクリルガラスを使用した。

(2) 模型縮尺

本来、抽出模型は全体模型の縮尺よりも大きな縮尺で検討するのが一般的であるが、ここでは現地の河床粒径が $d_m = 0.3\text{mm}$ の細粒砂であり、全体模型の縮尺1/50に合わせようとする $d_m = 0.006\text{mm}$ のシルトとなるため、自然砂で粒径を合わせることができない。このため、自然砂として入手可能な $0 \sim 0.2\text{mm}$ ($d_m = 0.15\text{mm}$) を実験砂として使用することを考えており、この粒径を使用した場合に現れる河床形態を事前に確認するため、全体実験と同じ縮尺の1/50で検討した。

(3) 実験ケースと条件

- ① 実験ケースは、表-5.1に示す3ケースについて実施した。
- ② ミタワン堰は第6章で検討された図-5.1の形状で検討した。ただし、堰の下流側

の法面は、現地の施工に蛇籠が使用される可能性があることから階段状とした。

③ 2次元水路実験は、単位幅流量を一致させることを前提に行うものであり、ここでは現地の流路幅を500mと仮定して流量条件を設定した。

表-5.1 2次元水路実験条件一覧表

ケース	河床勾配 (I)	確率年 (N)	現地流量 Q_P ($m^3/s/m$)	単位幅流量 q ($m^3/s/m$)	実験流量 Q_M (l/sec)
1	1/250	2年	1,000	2.0	5.66
2		5年	1,500	3.0	8.49
3		25年	2,500	5.0	14.14

注) 実験水路の幅1.0mは、現地で50mに相当する。

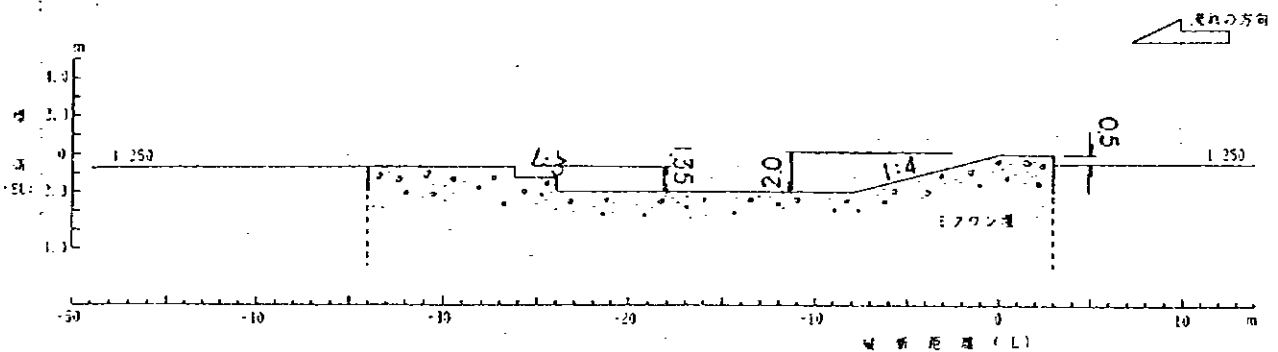


図-5.1 抽出実験のミタワン堰の形状

5.1.3 河床形態の予測

実験砂の粒径と水理諸量の関係から、水路床に形成される河床形態の予測を行った。

流れの抵抗、流砂量、河床形態は、移動床流れの三つの側面であり、流速係数を予測するという事は、同時に河床形態も予測することでもある。そこで2次元実験を実施するに先立ち、流速係数 (ϕ)、無次元掃流力 (τ_*)、水深と粒径の比 (H/d) の関係について机上検討を行い、ミタワンに発生するであろう河床形態を山本等の研究をもとに調べると、ミタワンナラに形成する河床形態は流量が増加するにしたがって、砂蓮、砂堆、遷移河床と変化することが予測される。

各水理諸量は、勾配 $i = 1/250$ 、粒径 $d = 0.3mm$ と $8mm$ (実験砂を現地換算したもの)、粗度係数 $n = 0.025$ (計画値) R (径深) は H (水深)、 S (上砂の水中比重1.6)、重力加速度 g (9.8) と仮定し、次式によって求めた。

摩擦速度 $U_* = \sqrt{g R I}$

水深 $H = \left(\frac{Q n}{B I^{1/2}} \right)^{0.6}$

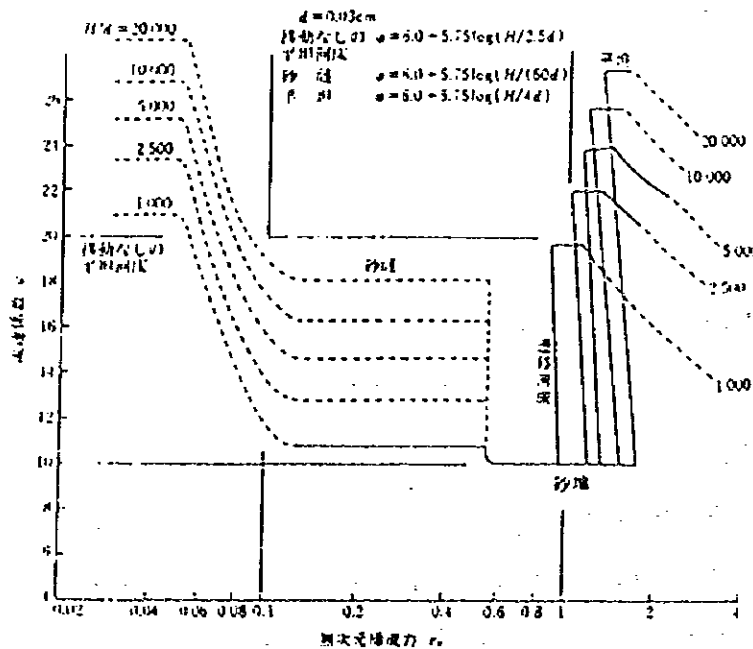
流速 $V = \frac{1}{n} I^{1/2} R^{2/3}$

無次元掃流力 $\tau_* = U_*^2 / s g d m$

流速係数 $\phi = V / U_*$

表-5.2 水理諸元の関係

	Q (m ³ /s)	H (m)	V (m/s)	U _*	φ	τ _*	H/d
現地 0.3mm の場合	2,500	1.50	3.31	0.242	13.68	1.25	5,000
	2,000	1.32	3.04	0.227	13.39	1.10	4,400
	1,500	1.11	2.71	0.198	13.69	0.83	3,700
	1,000	0.87	2.31	0.185	12.49	0.72	2,900
実験砂 8mmの 場合	2,500	1.50	3.31	0.242	13.68	0.47	188
	2,000	1.32	3.04	0.227	13.39	0.41	165
	1,500	1.11	2.71	0.198	13.69	0.31	139
	1,000	0.87	2.31	0.185	12.49	0.27	109


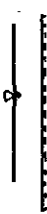




「沖積河川学」
山本晃一 著
山海堂より抜粋

図-5.2 流速係数と無次元掃流力の関係 (d=0.03cm, H/d=1000~2000の場合)

表-5.2、図-5.2より、現地では1,000m³/sec~2,500m³/secの流量条件における河床形態は砂堆~遷移河床の領域となるが、実験砂を現地換算した場合に現れる河床形態の砂蓮領域となり、河床形態が異なることが予測される。

表-5.3 河床波の特徴と定義

河床形態	形状・流れのパターン		移動方向	河床波の特性
	横断面図	平面図		
砂運		直線状 	下流	河床波の移動速度は、流水の速度よりも小さい。砂運の波長は河床材料の粒径の約500~1500倍である。
		曲線状 	下流	
遷移河床				発達の初期階段にある小さな砂運と砂堆が平坦河床の間に広がっている。
平坦河床				多量の流砂が平坦な河床上を流れている。
反堆砂			上流 停止 下流	河床波と同位相の水面波と強い相互干渉を持つ河床波。
交互砂州			停止 下流	水流は水路内を曲がりくねって流れる。交互砂州の波長は水路幅約5~16倍である。
複列砂州			下流	—
うろこ状砂州			下流	うろこ状砂州はB/Hが非常に大きい領域で発生する。それは魚のうろこのように見える。

「沖積河川学」、山本晃一、山海堂より抜粋

5.1.4 実験結果

(1) ミタワン堰の機能

1,000 m³/sec(2年確率流量)、1,500 m³/sec(5年確率流量)時の流れは安定しており、ウォータープール内で十分に減勢されている。計画ピーク流量の2,500 m³/sec(25年確率流量)でも、ウォータープール内の流速は流入部の流速(2.5m/sec程度)程度まで減勢されており、第6章で検討された堰の形状で問題はない(流向写真参照)。

(2) ミタワン堰の直上下流の洗掘深

① 堰直下流の洗掘深

計画ピーク流量時(2,500 m³/sec)の堰直下流の洗掘深は1.5m程度、洗掘長15m程度であり、洗掘深は予想していたよりも小さい。これは、下流の垂直壁の天端長(水平部分)が8m程度あり、この間で流れが整流されて水平方向の流向が鉛直方向の流向よりも卓越したためと考えられる(流向写真参照)。

② 堰直上流の洗掘深

堰の天端は、せき上げ背水を起こして流れを均等化させるため、河床高から0.50m突出させている。このため、堰の直上流側で生じる二次流によって局所的に洗掘が生じ、堰の天端から2m程度の深さまで洗掘される(流向写真参照)。

(3) 河床形態

2次元水路の実験では、流れは全幅をほぼ均等に流下するため、河床形態は5.1.3項で予測したように1,000 m³/sec、1,500 m³/sec、2,500 m³/secの3流量で砂礫が形成された。このため、この実験砂を全体実験に使用すると砂礫が形成されて、現地との状況と異なる現象が現れることが予測されるが、全体実験が2次元実験と異なる点は、流れが縦横断方向に変化する要素が高く、それによって水理条件が変化するため河床形態が変わる可能性がある。特に、計画ピーク流量の2,500 m³/secの水理条件は河床形態が砂礫から砂堆に変わる領域にあるため予測が難しい(流向写真参照)。

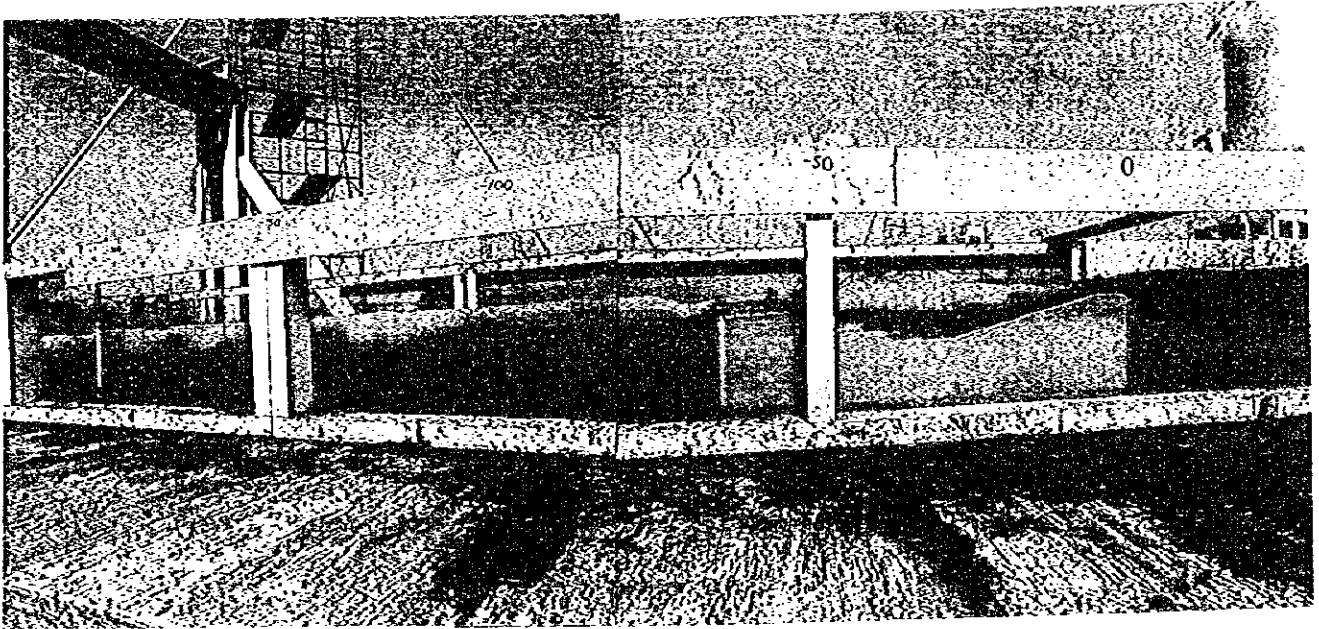


写真-① 堰の近傍の流況を側面から撮影

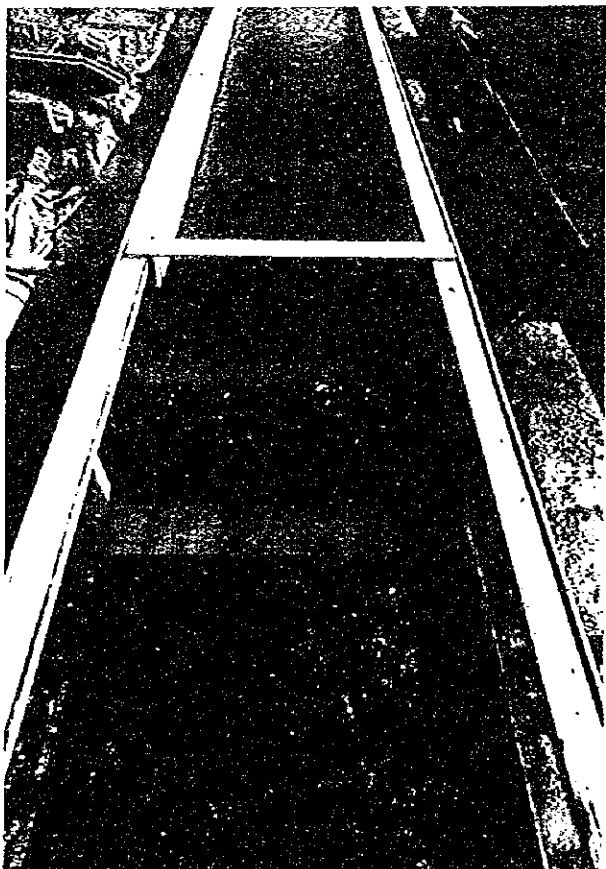


写真-② 堰近傍の平面流況

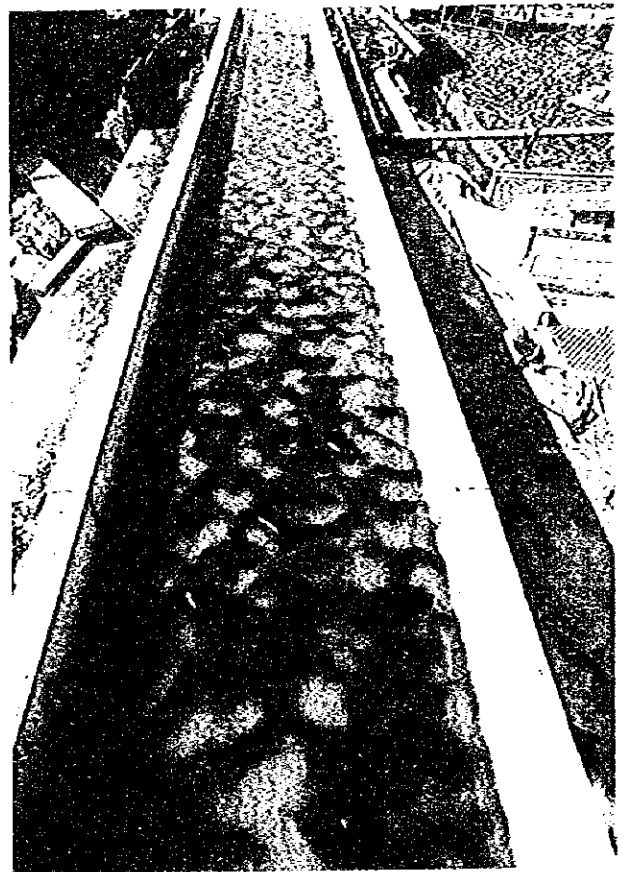


写真-③ 洪水後の河床形状

$Q = 2500 \text{ m}^3 / \text{sec}$ 時の流況写真

5.2 現況河道の分流量の検討（固定床実験；ケース1）

5.2.1 実験目的

- (1) 既設の水制（ハドワリバンド）の要否を検討するため、ハドワリバンドがある場合（現況）とハドワリバンドを撤去した場合の分流量の変化を把握する。
- (2) 効果的な分流堰の位置を選定するため、流れの分岐点を把握する。

5.2.2 実験条件

(1) 実験模型

模型縮尺1/50の現況河道模型（固定床模型）で検討したのち、ハドワリバンドだけを撤去して検討した。

(2) 流量条件

分流量の検討は、400 m^3/sec 、1,000 m^3/sec 、1,800 m^3/sec 、2,000 m^3/sec 、2,500 m^3/sec の5流量について行った。流れの分岐点を把握するに当たっては、フロートを流して軌跡をトレースした。ただし、400 m^3/sec の場合には水深が浅く、フロートが流れないため実施していない。

5.2.3 実験結果

(1) 北側水路、南側水路、エスケープの分流量

表-5.4にハドワリバンドの有無による分流割合（平均値）の比較を示す。

表-5.4 ハドワリバンドの有無による分流割合の比較

	各水路への分流量の割合		
	北側水路	南側水路	エスケープ
ハドワリバンド有り	54%	33%	13%
ハドワリバンド撤去	52%	32%	16%
計画の分流割合	30%	40%	30%

<実験考察>

：ハドワリバンドを撤去することによってエスケープへの流入量が多くなることがわかった。計画の分流割合は、北側水路：南側水路：エスケープ＝30%：40%：30%であることから、北側水路への流入量を減らしてエスケープへの流入量を増加させる必要がある。

表-5.4を見る限りにおいては、ハドワリバンドを撤去したことによる分流割合の変化は2～3%と小さい。これは、現地ではハドワリバンドを設置したことによって上流側に土砂が堆積して河床が高くなっており、固定実験でハドワリバンドを撤去しても河床地形はそのままの高さで残るため、流れが北側水路と南側水路に向かうためと考えられる。しかし、移動床の場合にはこれらの堆積土砂は侵食されることが予測されるため、実際にはエスケープへの流入量は実験値よりも増加するものと考えられる。

(2) 流れの分岐点

分流の分岐点を把握するため、上流からトレーサー（浮子）を流してビデオ撮影を行い、その軌跡を解析することによって流向の変化をとらえた。表-5.5にハドワリバンドの有無による流れの分岐点の比較を示す。

表-5.5 ハドワリバンドの有無による流れの分岐点の比較

	最初に大きく流れが分岐する地点	北側水路と南側水路に流れが分岐する地点	南側水路とエスケープに流れが分岐する地点
ハドワリバンド有り	M2+100～M2+400	M2+100～M3+300	M2+500～E2+300
ハドワリバンド撤去	M1+900～M2+285	M2+400～M3+000	E0+000～E0+300

<実験考察>

流れが分岐する地点は、分岐後の流れの方向を抑制しやすいため、分流堰の設置地点に適している。実験結果から、流れが大きく分岐する地点は河床勾配の変化点付近であることがわかった（図-5.3、図-5.4参照）。河床勾配の変化点では土砂の堆積や洗掘が発生しやすく、河床変動の支配断面となる可能性が高い。このため、分流堰の上下流の河床変動を抑制しやすくする点では、分流堰の設置地点に適していると考えられる。したがって、分流堰を設置する候補地としては、M2+100地点とM2+800地点の2箇所があげられる。

(3) 固定床の粗度係数

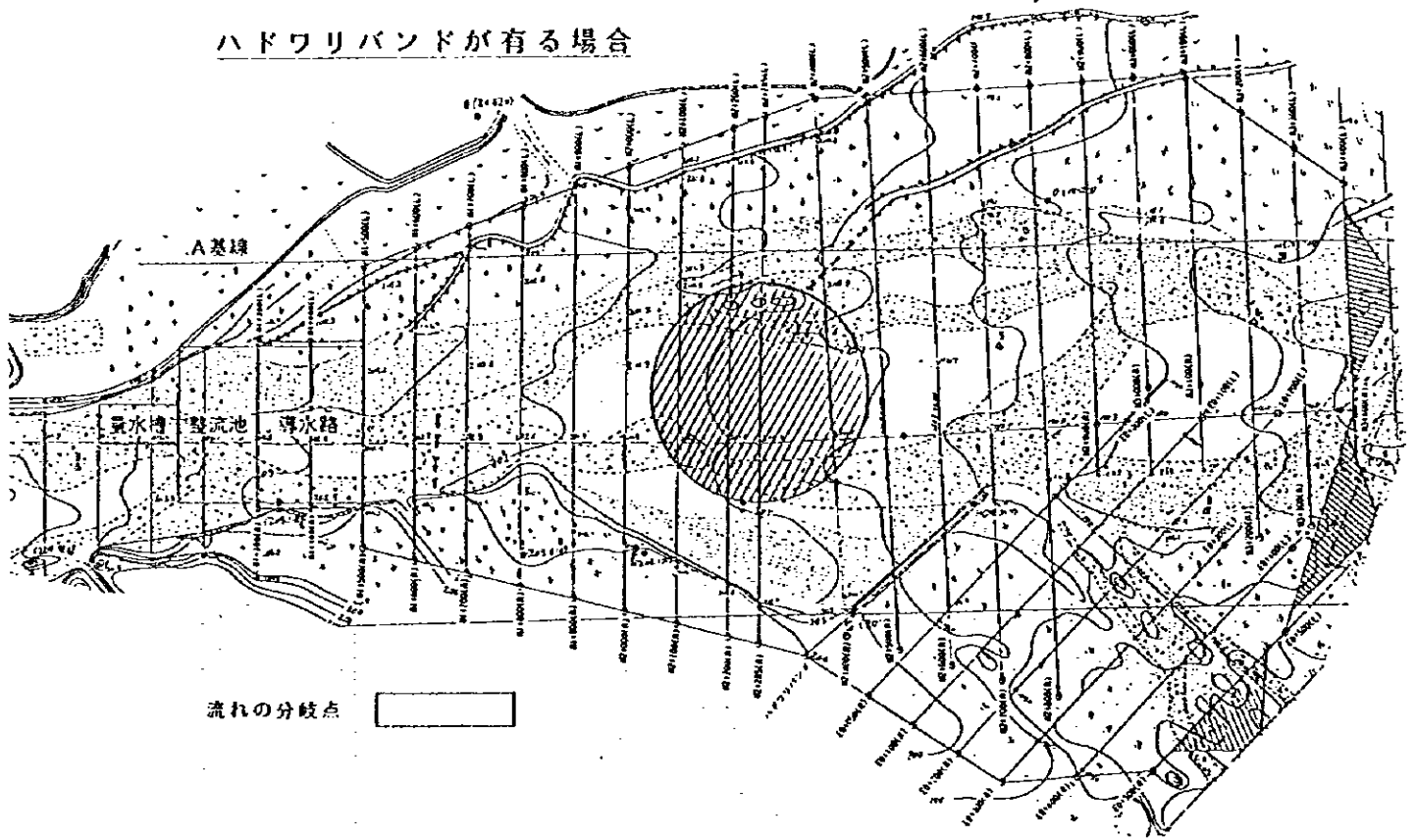
固定床実験では、河床面をモルタルで製作している。粗度係数は流量によって異なり、実験結果では以下のような値になっている。

$$Q = 400 \text{ m}^3/\text{sec時} \quad : n = 0.031 \sim 0.035$$

$$Q = 2,500 \text{ m}^3/\text{sec時} \quad : n = 0.028 \sim 0.033$$

したがって、今後実験による検討を進めるに当たっては、粗度係数を $n = 0.03$ とする。

ハドワリバンドが有る場合



ハドワリバンドが無い場合

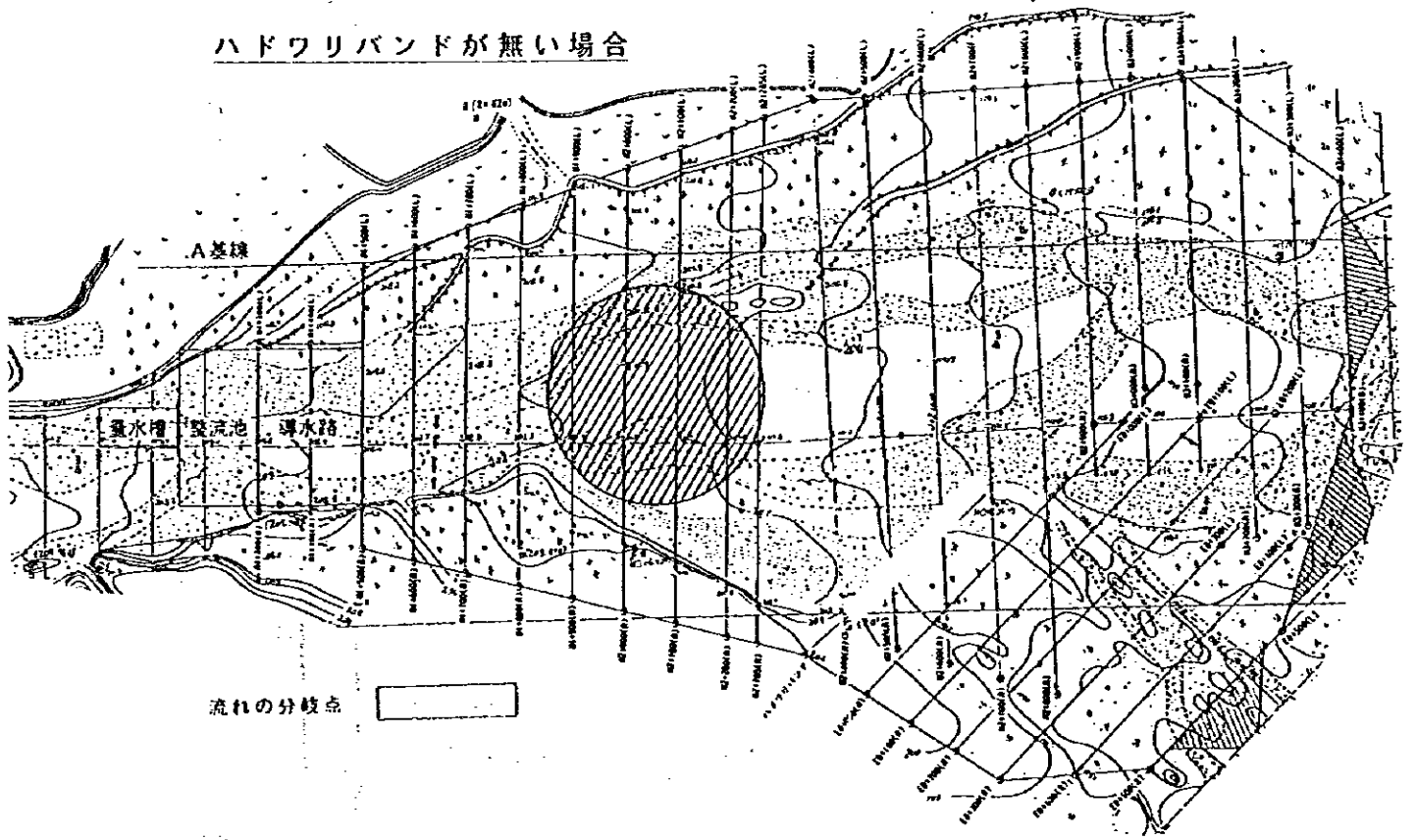


図-5.3 現況河道の流向の分岐点位置図

凡 例	
ミタワシ本川	——
北瀬水路	——
南瀬水路	- · - ·
余水吐水路	Escape

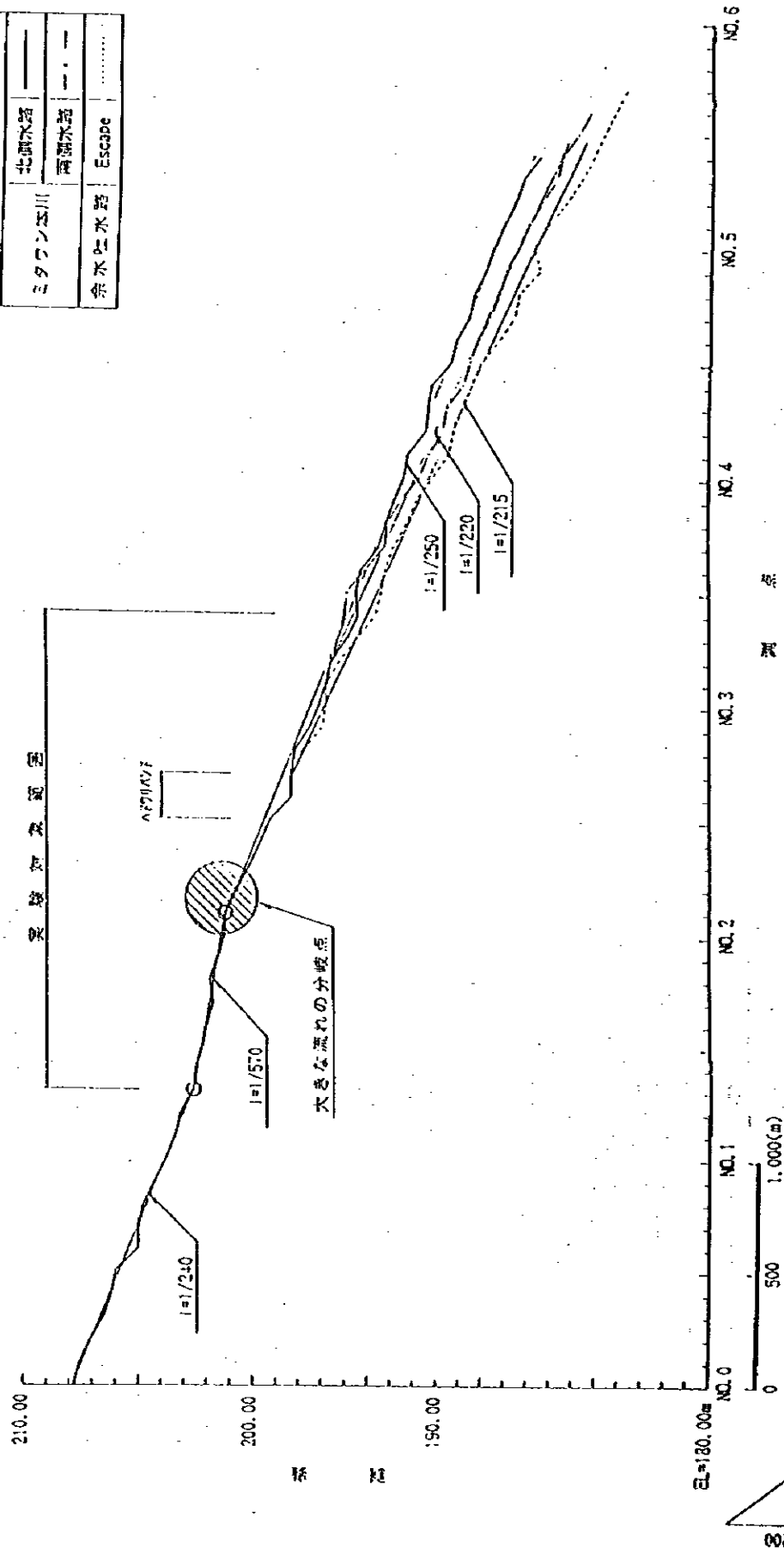


図-5.4ミタワシ本川とEscapeの最深河床高縦断面図

5.3 ミタワン堰の位置と分流量の検討（固定床実験；ケース2）

5.3.1 実験目的

- (1) 現況実験の結果から、流れの分岐点となっているM2+100地点にミタワン堰を設置して、各水路への分流量を確認する。
- (2) 計算による分流量と実験の分流量との比較を行い、施設の機能を評価する。

5.3.2 実験条件

(1) ミタワン堰の形状

第6章で検討された図-6.2.6.3に示す形状で分流量の検討を行った。ミタワン堰は、流れの分岐点であり且つ河床勾配の変化点でもあるM2+100地点に設置した。

(2) 流量条件

分流量の検討は、400m³/sec、1,000m³/sec、1,800m³/sec、2,000m³/sec、2,500m³/secと分流堰の設計流量である1,500m³/secを加えた6流量について行った。

5.3.3 実験結果

(1) 北側水路、南側水路、エスケープの分流量

表-5.6に設計流量時の分流割合の比較を示す。

表-5.6 設計流量時(1,500m³/sec)の分流量の比較

	各水路への分流量の割合		
	北側水路	南側水路	エスケープ
計算値(I案)	35%	35%	30%
実験値(I案)	35%	33%	32%
計画値	30%	40%	30%

- ① ミタワン本川（北側+南側）：エスケープの分流割合は68%：32%であり、計画値に近い割合で分流できることがわかった。しかし、北側水路と南側水路は計画値とほぼ一致しているものの、南側水路への分流量が予想していたよりも少なくなることがわかった。
- ② 設計流量の1,500m³/sec以上の流量では、各水路の分流割合はほとんど変化しないことがわかった。

- ③ 設計流量時に所定の分流割合となるようにするためには、毎年発生するような400m³/sec程度の洪水時には18%前後の流量がエスケープに流入することになる。

<実験考察>

ミタワン木川側（北側水路+南側水路）とエスケープ側の分流割合は68%：32%とほぼ計画値（70%：30%）に近い割合で分流できることが確認された。しかし、北側水路と南側水路の関係については、南側が北側よりも多くなると予測していたが、実験では逆転する結果となった。

考えられる理由としては、南側水路流入部の上流側に形成されている中州によって少なからず流れが阻害されるためと考えられる。ミタワン堰の上流側の河床勾配は1/570程度であることから、地表に突出している堰の高さを0.5mとして水面勾配を水平（たん水域）と仮定すると約300m上流のM1+800付近まで背水の影響が及ぶことになる。このため中州は全て水面下になるが、固定床の場合には移動床のような砂の移動による河床変動が起きないため、平坦河床にはならないでその状態で残ることになる。これが、阻害となって南側水路への流入量が少なくなっているものと考えられるが、その影響は流入量の2～3%程度であることから、北側水路と南側水路に関しては水通し幅と分流量とは相関関係があるようである。

堰の上流側の河床が変化しないものと仮定すると、設計流量時に所定の分流割合で各水路に分流するためには、水通し幅を表-5.7のように修正すればよいことになる。

表-5.7 所定の分流割合にするための水通し幅の修正

堰の位置：M2+100地点の場合

		北側水路	南側水路	エスケープ
実験値 (I案)	水通し幅	172m	172m	265m
	分流割合	35%	33%	32%
修正案	水通し幅	157m	209m	248m
	分流割合	30%	40%	30%

ケース 2

写真-④

M2+100地点に設置したミ
タワン堰と導流堤

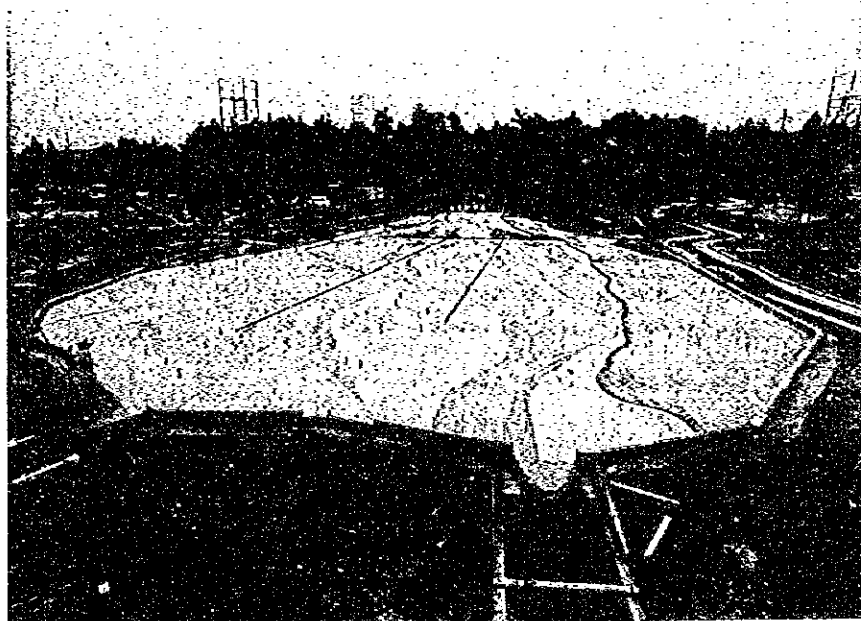


写真-⑤

M2+100地点に設置したミ
タワン堰

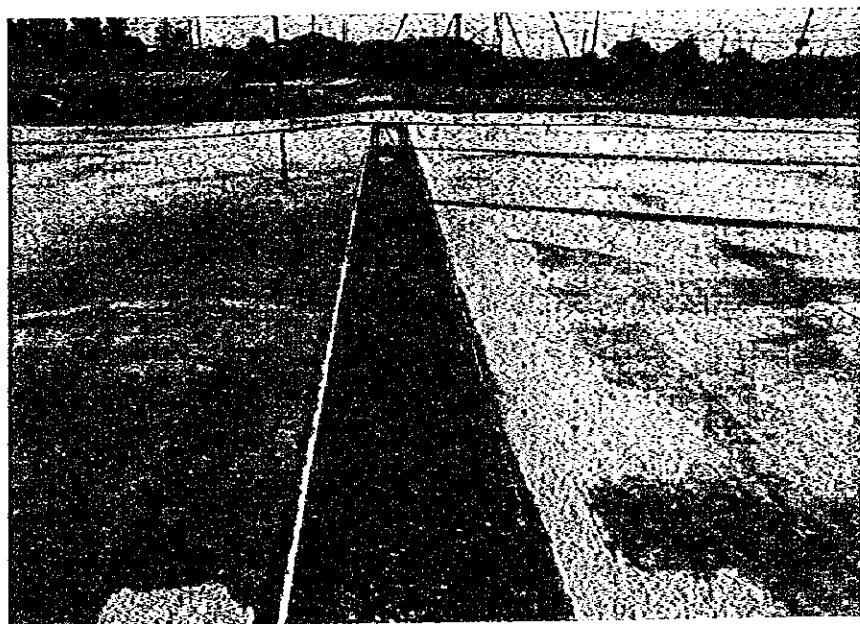


写真-⑥

$Q=2,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時のミタ
ワン堰の流況



Q = 400 m³/sec時の状況



Q = 1,500 m³/sec時の状況



Q = 2,500 m³/sec時の状況



写真⑦ ミタワン堰上流の主流線の変化 (ケース2)

5.4 ミタワン堰の位置と分流量の検討（固定床実験；ケース3）

5.4.1 実験目的

- (1) 流れの分岐点となっているM2+800地点にミタワン堰を設置して、各水路への分流量を確認する。
- (2) 計算による分流量と実験の分流量との比較を行い、施設の機能を評価する。

5.4.2 実験条件

(1) ミタワン堰の形状

第6章で検討された図-6.4～6.7に示す形状で分流量の検討を行った。ミタワン堰は、北側水路と南側水路の分岐点であるM2+800地点（ハドワリバンド付近）に設置した。

(2) 流量条件

分流量の検討は、400 m^3/sec 、1,000 m^3/sec 、1,800 m^3/sec 、2,000 m^3/sec 、2,500 m^3/sec の6流量について行った。

5.4.3 実験結果

(1) 北側水路、南側水路、エスケープの分流量

表-5.8に設計流量時の分流割合の比較を示す。

表-5.8 設計流量時(1,500 m^3/sec)の分流量の比較

		各水路への分流量の割合		
		北側水路	南側水路	エスケープ
計画値		30%	40%	30%
Ⅱ案	計算値	35%	46%	19%
	実験値	45%	39%	16%
Ⅲ案	計算値	24%	48%	28%
	実験値	32%	41%	27%

- ① Ⅱ案では、エスケープ側への流れの集中による流入量の増加を予想して水通し幅を決めたが、エスケープと南側水路への分流量は計画値よりも少なく、北側水路は10%も超過する結果となった。

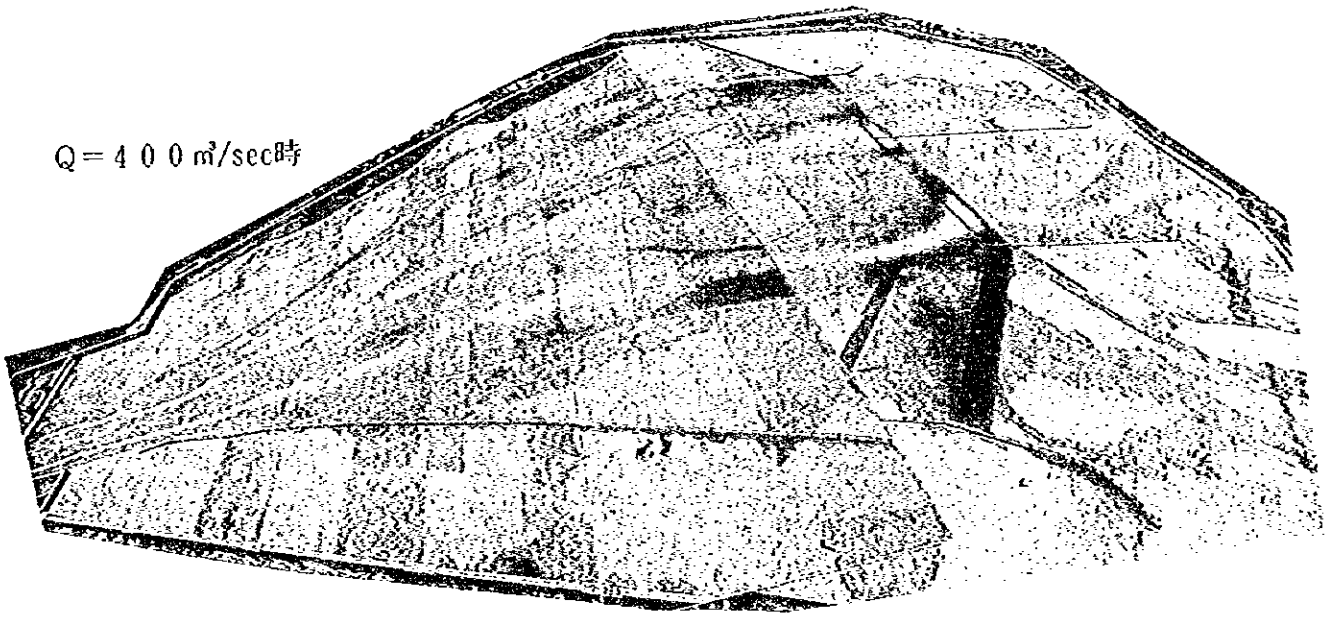
- ② 堰の水通し幅の割合を変えたⅢ案では、計画値に近い割合で分流できることがわかった。
- ③ エスケープの流入量については、計算値と実験値との適合性がよく目安がつきやすいが、北側水路と南側水路については、北側水路側に流れが集中する傾向がある。
- ④ 設計流量の $1,500\text{ m}^3/\text{sec}$ 以上の流量では、各水路の分流割合はほとんど変化しないことがわかった。
- ⑤ 設計流量時に所定の分流割合となるようにするためには、毎年発生するような $400\text{ m}^3/\text{sec}$ 程度の洪水時には12%前後の流量がエスケープに流入することになる。

<実験考察>

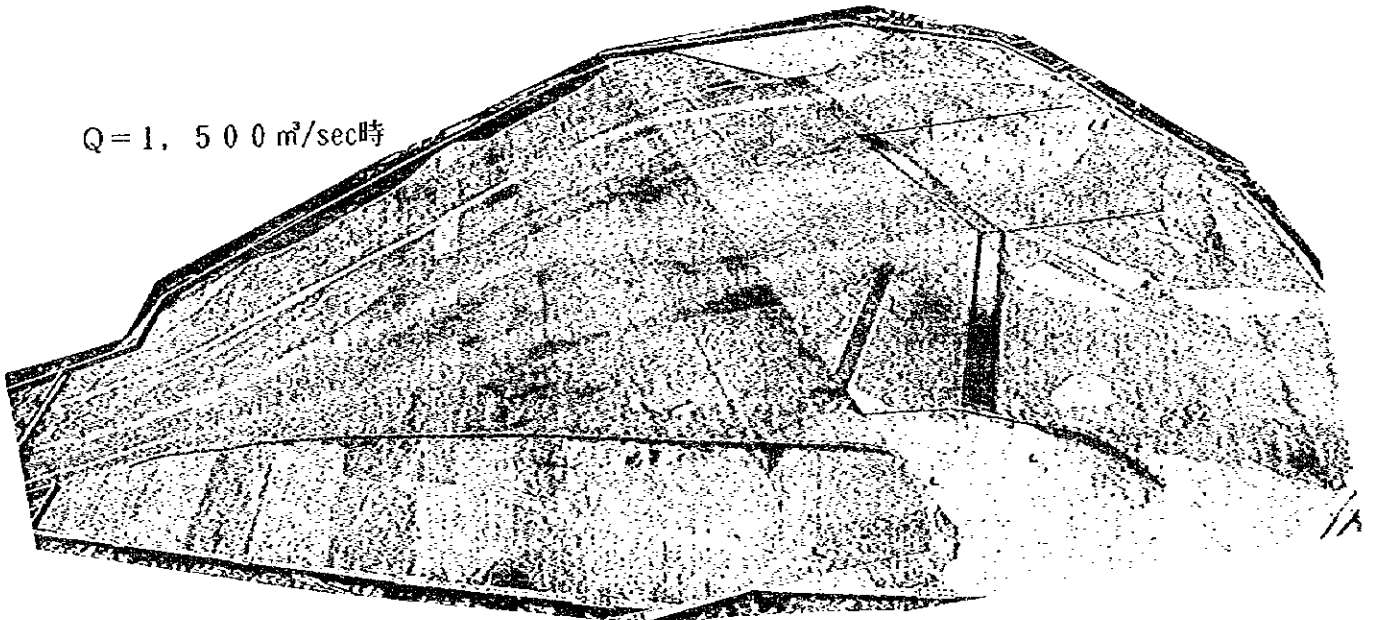
ミタワン本川（北側水路+南側水路）とエスケープの分流割合については、計算で求めた分流量と実験値との適合性が良く、計算による予測が可能であることがわかった。しかし、北側水路と南側水路については計算による予測が難しいことがわかった。

これは、南側水路の上流側に形成されている砂州の影響と考えられる。この砂州の上流端はM2+100地点であり、この地点で主流路は北側水路とエスケープの方向に分岐している。堰の上流側の河床勾配は $1/250$ 程度であることから、地表に突出している堰の高さを0.5mとして水面勾配を水平（たん水域）と仮定すると約125m上流のM2+600～M2+700付近まで背水の影響が及ぶことになるが、上流で分岐した流れをこの背水区間で平均化することができていないことが原因と考えられる。

$Q = 400 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時



$Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時



$Q = 2,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時

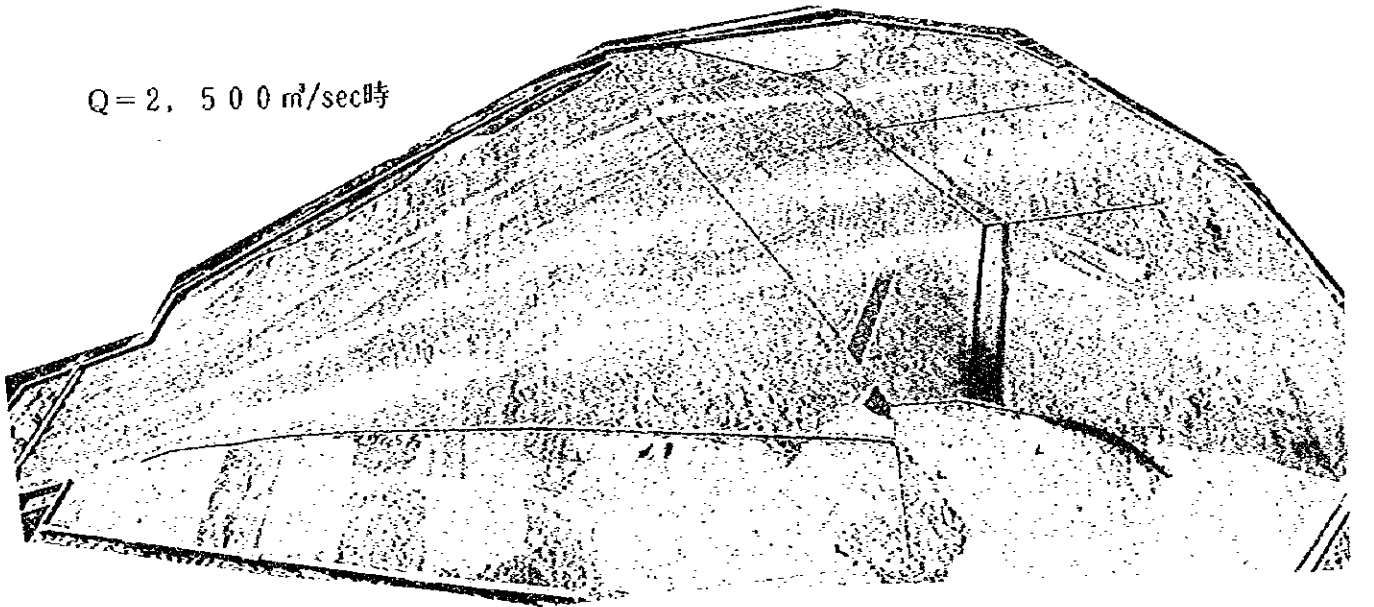
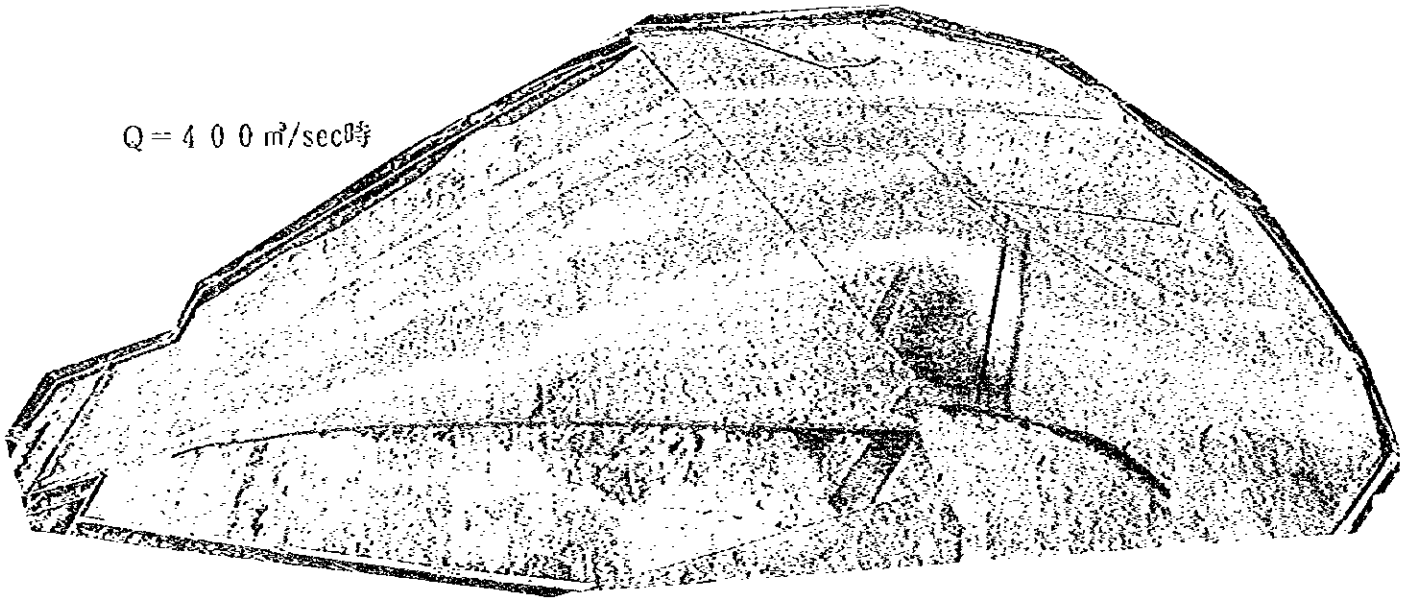
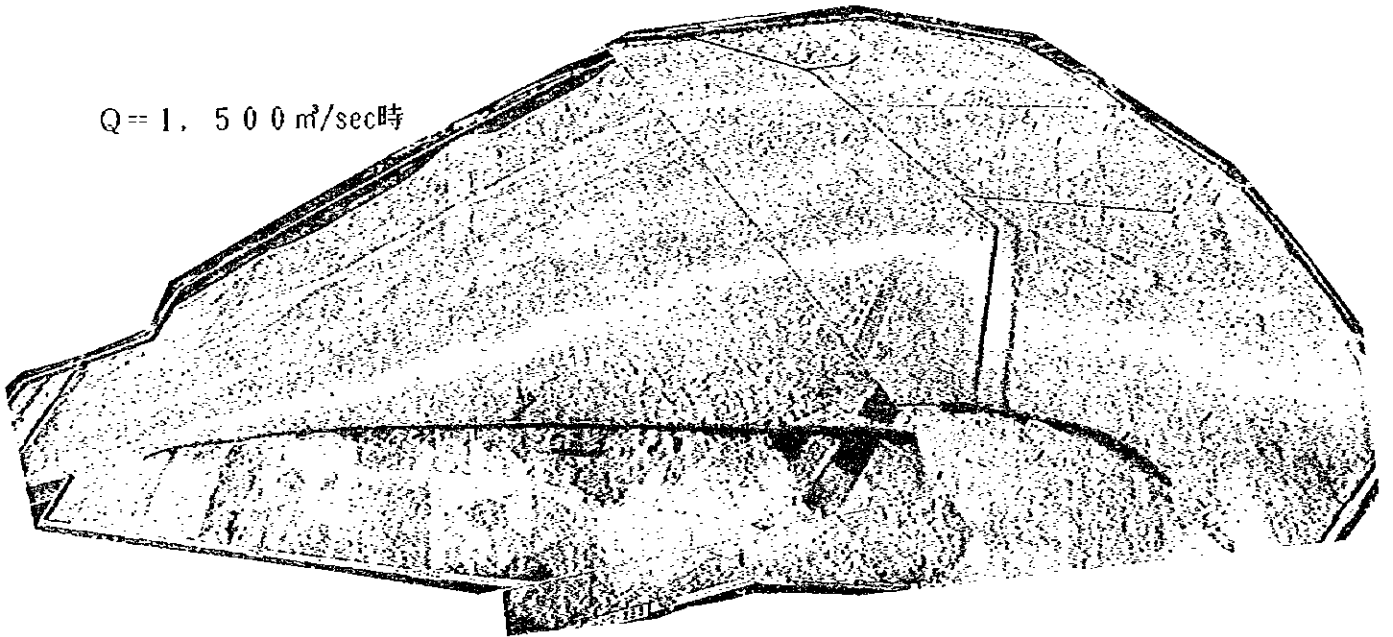


写真-⑧ 流向平面写真 (ケース3 ; II案)

$Q = 400 \text{ m}^3/\text{sec時}$



$Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{sec時}$



$Q = 2,500 \text{ m}^3/\text{sec時}$

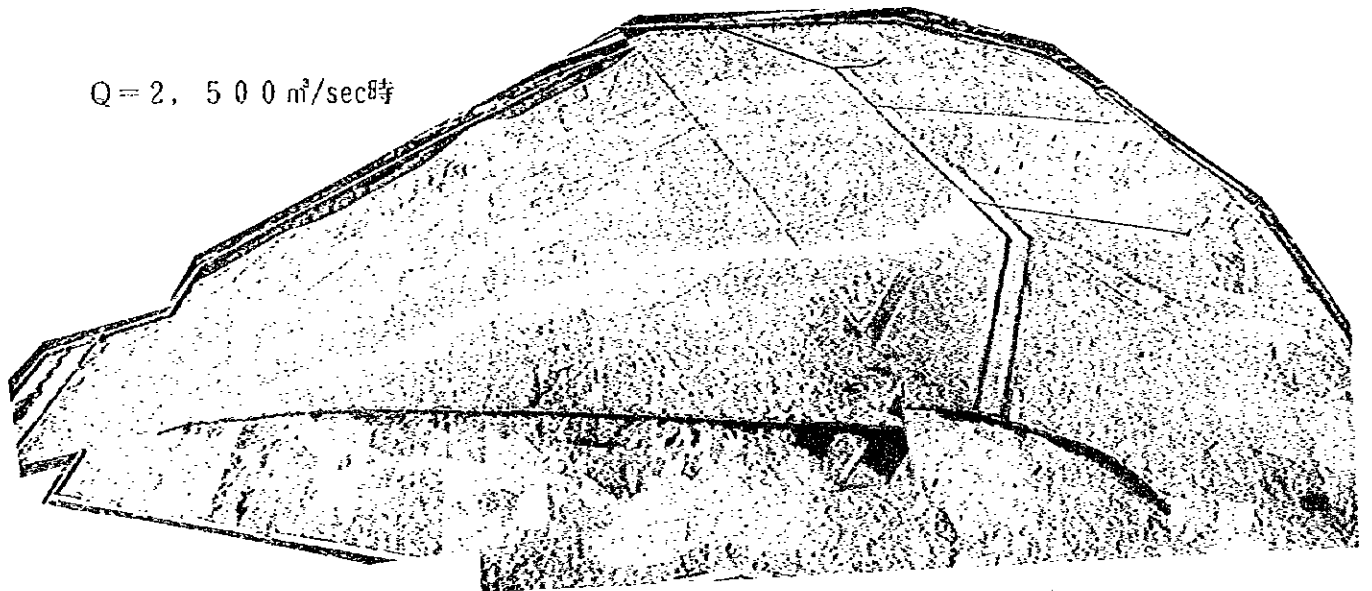


写真 - ⑨ 流向平面写真 (ケース 3 ; III 案)