

ミタワン堰建設計画に関わる洪水分流施設

水 理 模 型 実 験 業 務

(実 験 編)

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	5
第2章 ミタワン堰の計画諸元	6
2.1 ミタワン堰の設計洪水流量	6
2.2 計画ハイドログラフ	7
2.3 分流計画と分流量	10
2.4 河床粒径	14
第3章 ミタワン地区の地形及び河床変動の特性	16
3.1 現地の被災状況とミタワン堰建設に当たって留意すべき事項	16
3.2 ミタワン地区の地形及び河床変動の特性	18
第4章 模型概要と実験条件	23
4.1 模型概要	23
4.2 相似律	27
4.3 実験条件	29
4.4 実験ケースと検討内容	43
第5章 実験結果と考察	44
5.1 2次元水路抽出実験（予備検討）	44
5.2 現況河道の分流量の検討（固定床実験：ケース1）	55
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）	65
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）	71
5.5 ミタワン堰の形状と分流量の検討（移動床実験：ケース4）	79
5.6 分流施設の機能評価の検討（移動床実験：ケース5）	92

	頁
第 6 章 ミタワン堰及び分流施設の検討	98
6.1 ミタワン堰の構造の基本検討	98
6.2 ミタワン堰の断面形状と分流量の検討（ケース2,3）	112
6.3 ミタワン堰の断面形状と分流量の検討（ケース4）	124
第 7 章 実験結果のまとめ	129
7.1 実験結果の解釈と今後の課題について	129
7.2 ハドワリバンドの影響と今後の取扱いについて	130
7.3 分流堰の設置位置と形状	131
7.4 施設の安全性	136
第 8 章 各水路の河床変動の予測検討	137
8.1 検討目的	137
8.2 既存流砂量式を用いての流砂特性の検討	137
8.3 流砂量式の検討	141
8.4 扇状地の河床変動について	142
<巻末資料>	
1. 模型設計・製作資料	D-1
2. 透過型水制の設置による偏流防止対策工の検討資料	D-49
3. 実験終了後計算結果（移動床実験）	D-52
4. 河床高横断図（移動床実験）	D-56
5. 洪水後の河床高縦断測定結果（移動床実験）	D-68
6. 各水路への分流量の時間的变化（移動床実験）	D-72
7. 流出土砂濃度の時間的变化（移動床実験）	D-73
8. 移動床実験の相似法則	D-74

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-1.2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）

(4) 実験のフロー

実験のフローチャートは図-1.3のとおりである。

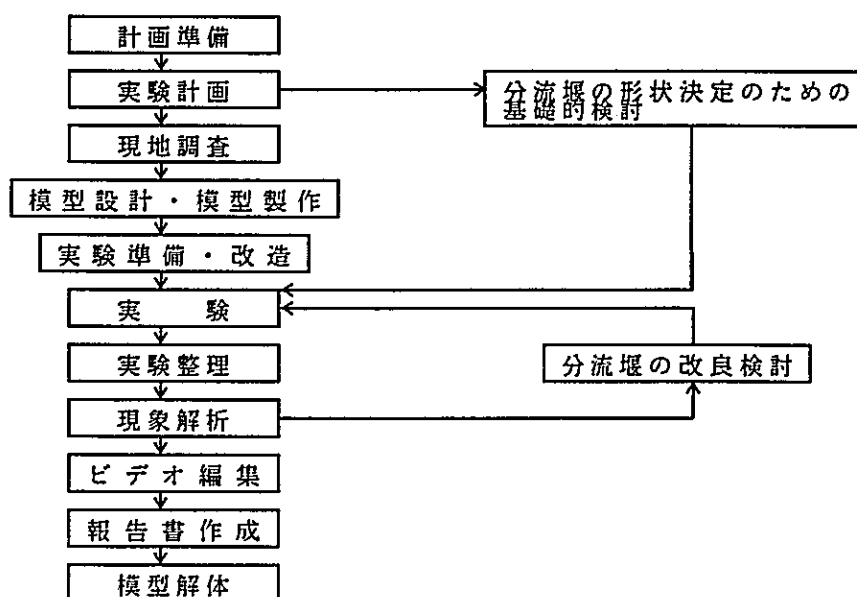


図-1.3 実験のフローチャート

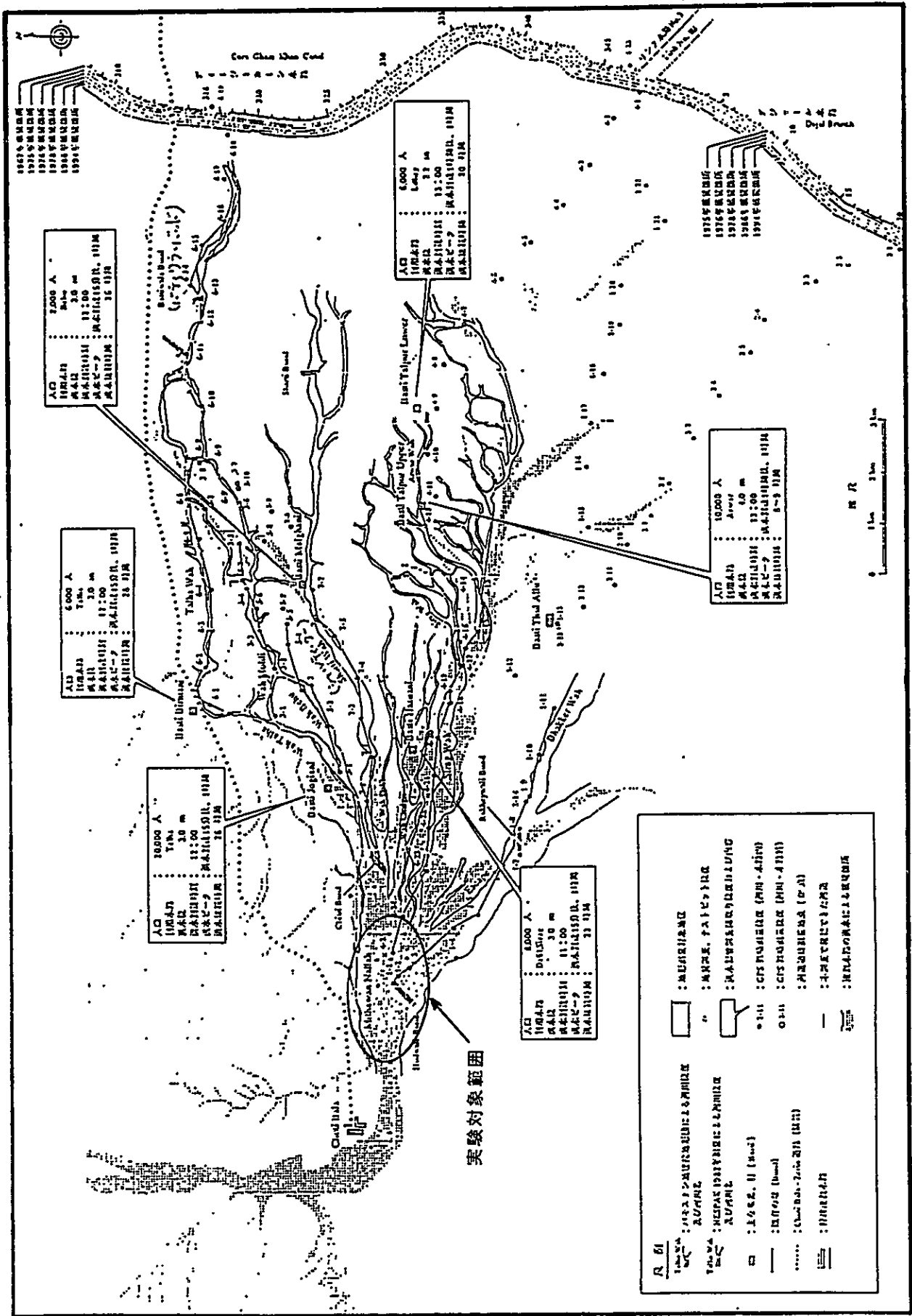


図-1.1 実験対象範囲位置図

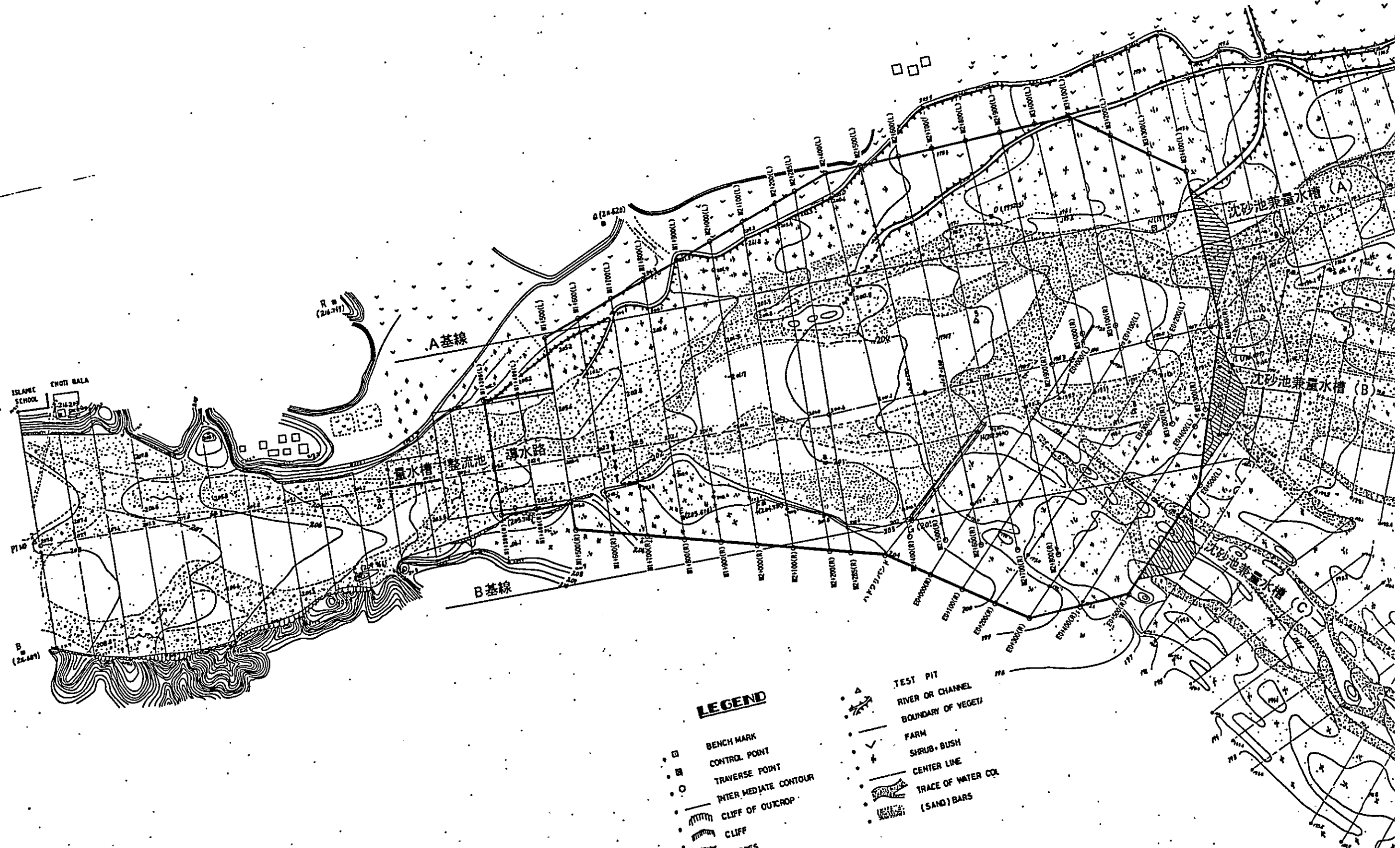
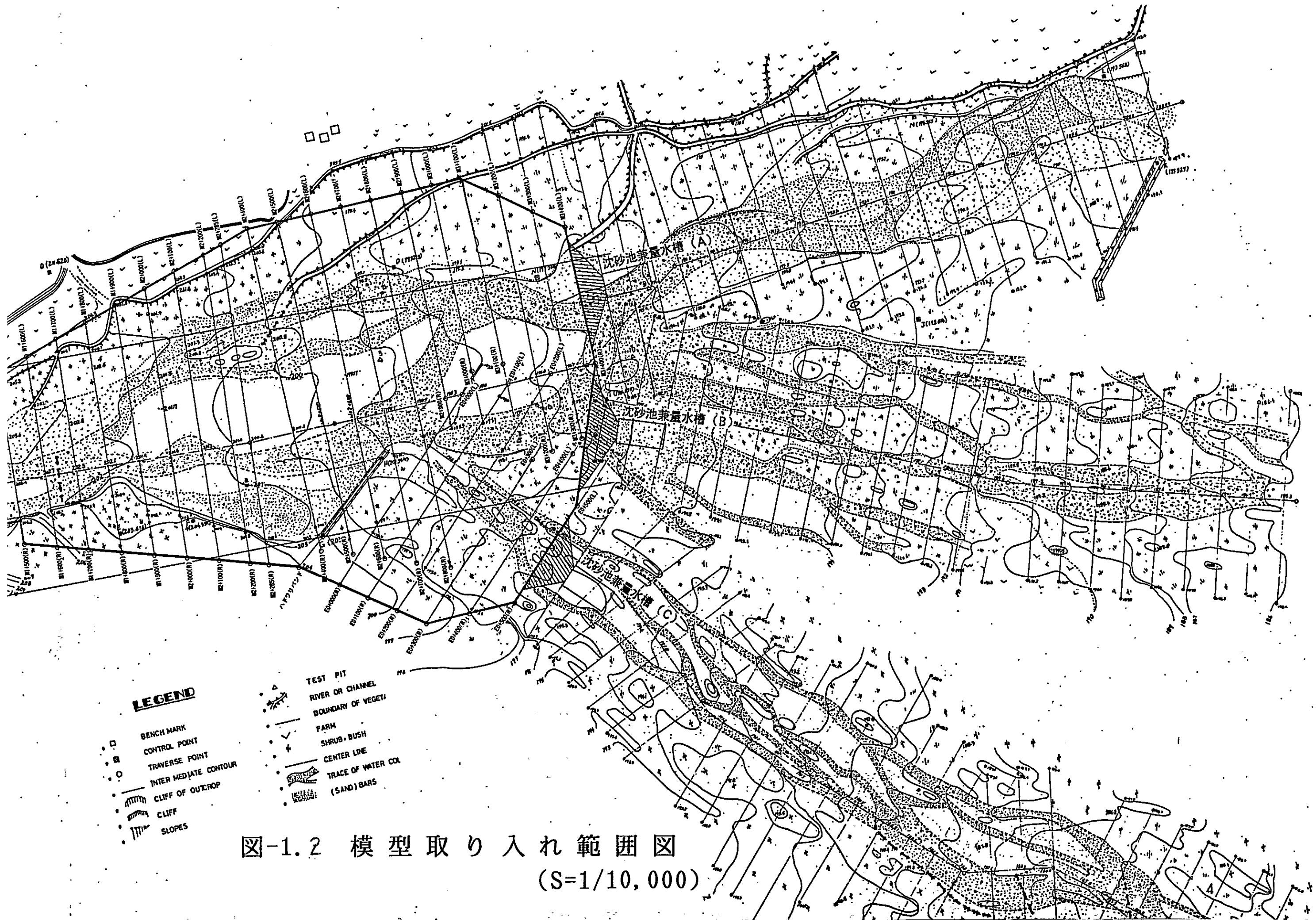


図-1.2 模型取り入れ範囲図
(S=1/10,000)



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 CO.
- (SAND) BARS

図-1.2 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（ワー）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	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。	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2,500m ³ /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。	
(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	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。	(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。	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。
	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。	(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%	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(300m ³ /sec~400m ³ /sec)程度であり、計画値とほぼ一致した。
	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。	(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。	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。
	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生給し、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。	(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。	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。

第2章 ミタウン堰の計画諸元

2.1 ミタウ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年以来の洪水規模であり、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。

一方、チョティナラは流域面積が 76 km^2 であり、PC-1では設計洪水流量は $283 \text{ m}^3/\text{sec}$ となっている。しかし、これに対して1995年 7月の洪水では、サンドポケット水通し部の水位痕跡（越流水深 $h=1.4 \text{ m}$ ）から逆台形堰の越流公式を用いて逆算すると、この時の洪水流量は $240 \text{ m}^3/\text{sec}$ となる。現地住民によると、この程度の洪水は2～3年に一度ぐらいの割合で発生するとのことである。この流量を3年確率と仮定してPC-1のミタウンナラの確率流量から推定すると、25年確率は1.98倍で $475 \text{ m}^3/\text{sec}$ となる。

ミタウンナラでは、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を求めると表-2.2になる。

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 $Q (\text{m}^3/\text{sec})$	超過確率 (1/N)	流 量 $Q (\text{m}^3/\text{sec})$
1	65	2年	916.95
2	110	3年	1,257.18
3	232	5年	1,657.61
4	299	10年	2,187.69
5	502	20年	2,721.88
6	518	30年	3,040.72
7	518	40年	3,271.05
8	611	50年	3,450.84
9	729	100年	4,027.26
10	730	150年	4,375.40
11	968	200年	4,625.85
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		

表-2.2 超過確率と流量の関係（データ数19個の場合）

データ数 (N)	流 量 Q (m ³ /sec)	超過確率 (1/N)	流 量 Q (m ³ /sec)
1	232	2年	1,064.78
2	299	3年	1,375.99
3	502	5年	1,726.18
4	518	10年	2,169.12
5	518	20年	2,596.86
6	611	30年	2,844.84
7	729	40年	3,021.00
8	730	50年	3,156.92
9	968	100年	3,584.10
10	1,270	150年	3,836.42
11	1,392	200年	4,015.55
12	1,446		
13	1,631		
14	1,637		
15	1,674		
16	1,695		
17	2,193		
18	2,251		
19	2,264		

以上より、ミタワンナラ（流域面積 729km²）における25年超過確率流量は約 2,800 m³/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76km²少なくなり653km²となる。この結果、流域面積比率(653km²/729km²×2,800 m³/sec=2,508 m³/sec)より、ミタワン堰の設計洪水流量は 2,500 m³/secとなる。

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 m³/secの計画ハイドログラフをピーク流量が 2,500 m³/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-2.3、図-2.1のとおりで、一洪水の総流量は約 5.9 百万 m³となる。

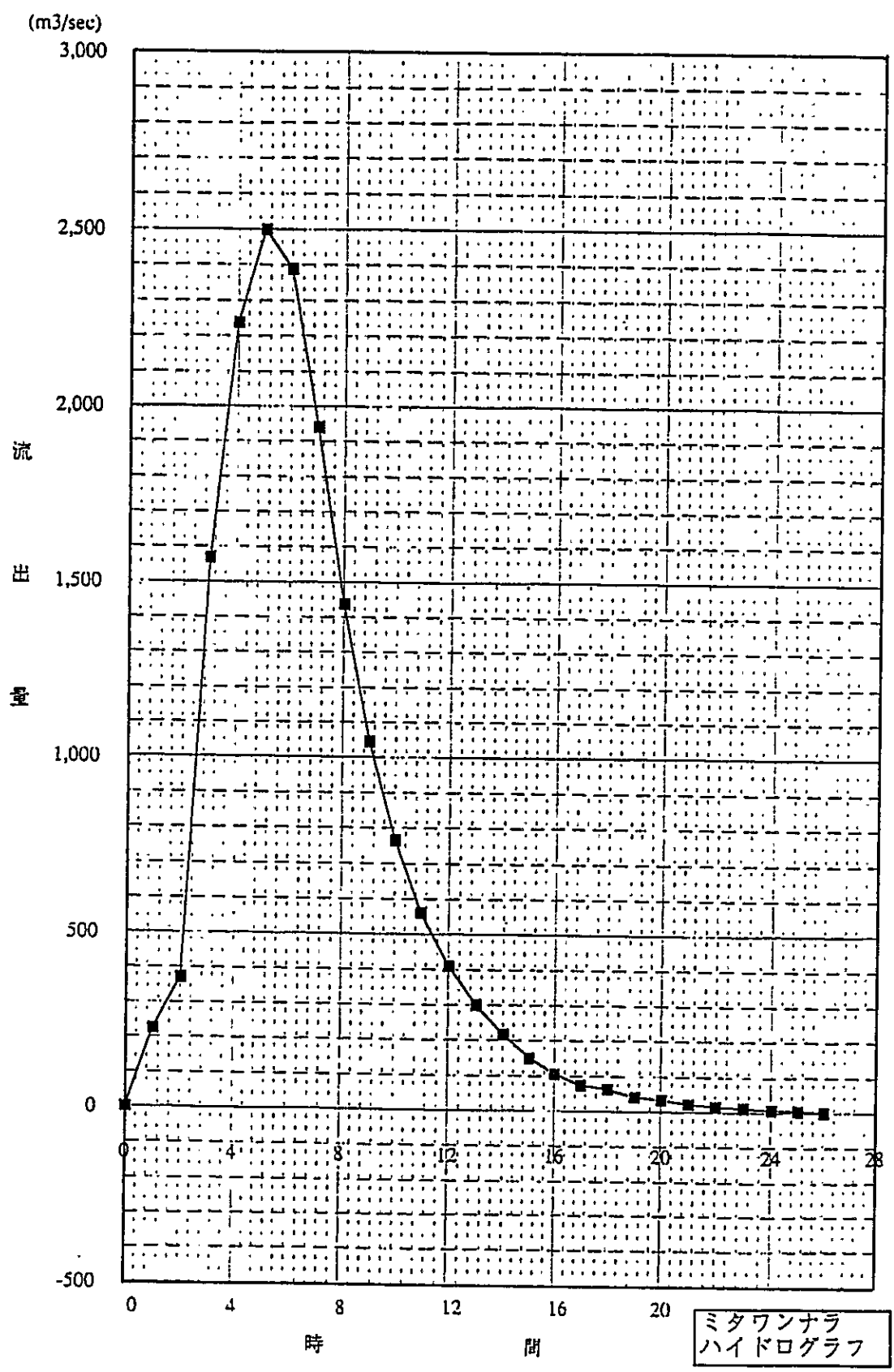


図-2.1 ミタワンナラ計画ハイドログラフ

表-2.3 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)	I 洪水累積量 Σ V (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

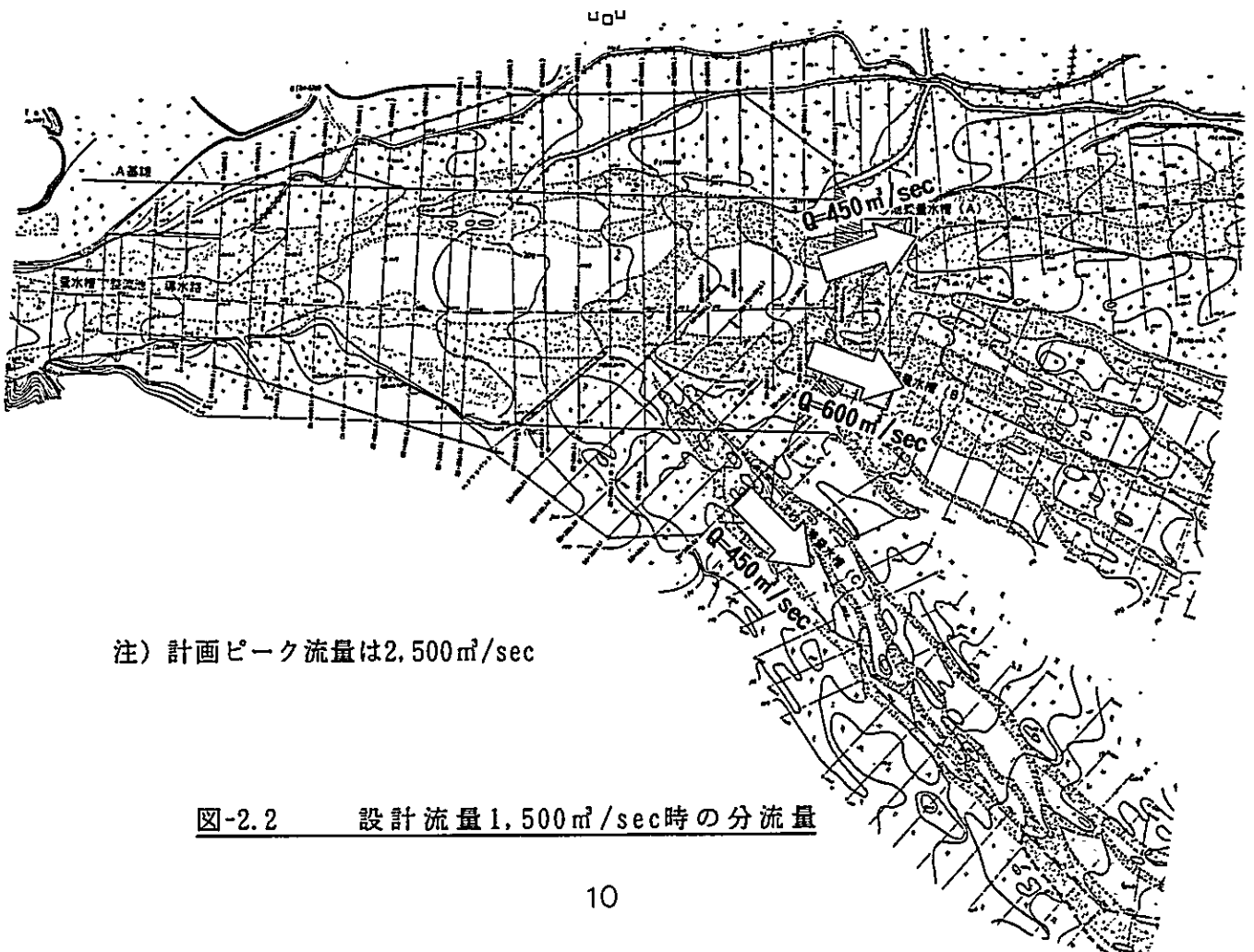
2.3 分流計画と分流量

(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%	



注) 計画ピーク流量は2,500 m³/sec

図-2.2 設計流量1,500 m³/sec時の分流量

(2) 主要支線水路（ワー）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-2.4 主要水路（ワー）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	クルハワー	15	1.5	1/300	0.025	2.68	60
	モルディワー	40	1.5	1/300	0.025	2.88	173
	ベフワー	25	1.5	1/300	0.025	2.81	105
	シャルティワー	100	0.8	1/300	0.025	1.97	158
南側水路	ダレイルワー	30	1.0	1/300	0.025	2.21	66
	シラージュワー	300	0.8	1/300	0.025	1.98	476
エスケープ	バツカルワー	150	0.8	1/300	0.025	1.98	237
	ガネハルワー	150	0.8	1/300	0.025	1.98	237
合 計							1,513

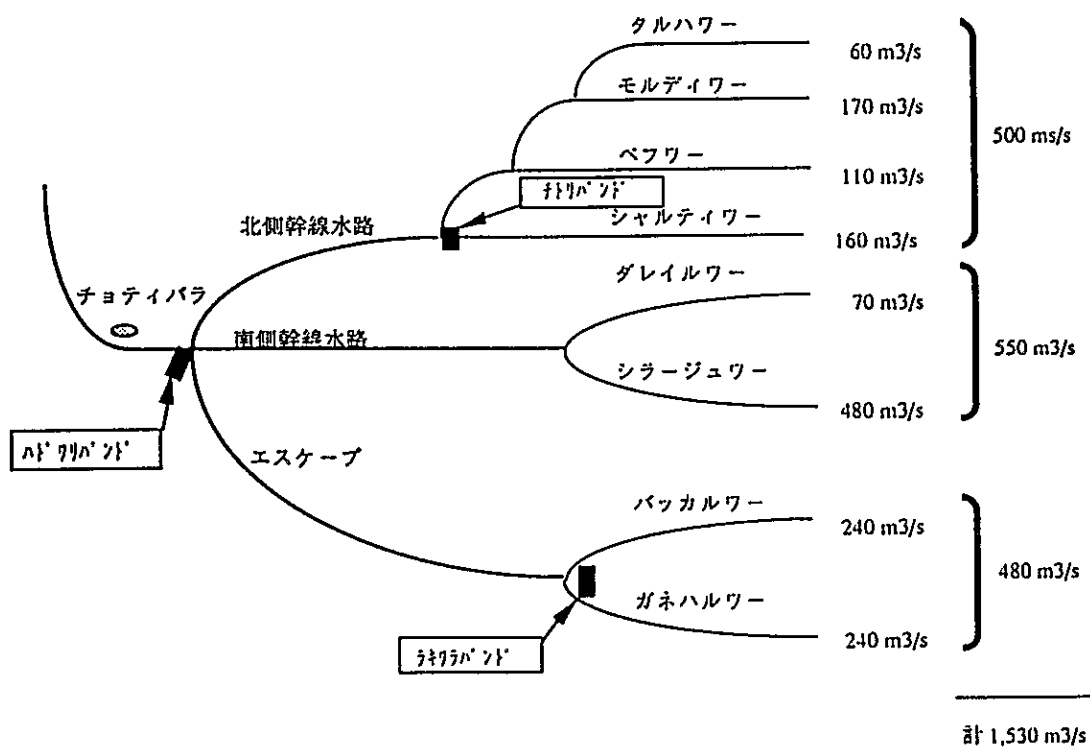


図-2.3 主要支線水路（ワー）の流下能力水系図

(3) 土地利用

1992年撮影の衛星写真判読と現地踏査によってまとめられたミタワンヒルトレントのパチャド地域の土地利用状況は表-2.5のとおりである。

パチャド全域の面積は約24,000haでそのうち 6,600haは現在洪水灌漑の耕作地として利用されており、現在の耕作地とほぼ同程度の 5,800haにおいて過去において耕作地として利用されていた形跡が認められる。この現況の耕作地と過去の耕作地を加えた約12,400haは水さえあれば耕作可能な地域と考えられる。一方 D. Gkhan水路および Dajal Branch水路にそって約 800haのポンプ灌漑地域が連なっている。

表-2.5 ミタワンヒルトレントのパチャド地域土地利用

		土 地 利 用 別 面 積 (ha)				
主要幹線水路	主要ワ-系統	現在の洪水灌漑耕地	過去耕作されていた形跡のある洪水灌漑耕地	ポンプ灌漑耕地	水路または荒れ地	計
北側幹線水路	タルハ・ワ-	2,112	464	210	676	3,462
	シヤルティ・ワ-		1,314	43	793	2,150
	合 計	2,112	1,778	253	1,469	5,612
南側幹線水路	グレイル・ワ-	938			32	970
	シラ-ジュ・ワ-	2,262	2,590	455	1,476	6,783
	合 計	3,200	2,590	455	1,508	7,753
エスケープ水路	ハッカルワ-	1,247	564	125	3,522	5,458
	ガネルワ-	50	830		4,650	5,530
	合 計	1,297	1,394	125	8,172	10,988
総 計		6,609	5,762	833	11,149	24,353

(4) 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 m^3/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 m^3/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-2.6 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	カハ	2,112	32.0	2,576	20.8	3,462	14.2	340	22.2	30%
	ツルヤ			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	タノル	938	14.2	938	7.6	970	4.0	70	4.6	40%
	ツラツ	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	
エスケー プ水路	バツカ	1,247	18.9	1,811	14.6	5,458	22.4	240	15.7	30%
	カネル	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 河床粒径

現地の河床材料は、図-2.4に示すように平均粒径 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、粒径加積曲線からはほぼ一様な粒径とみなすことができる。写真-2.1、2.2 に現地の河床材料の状況を示す。

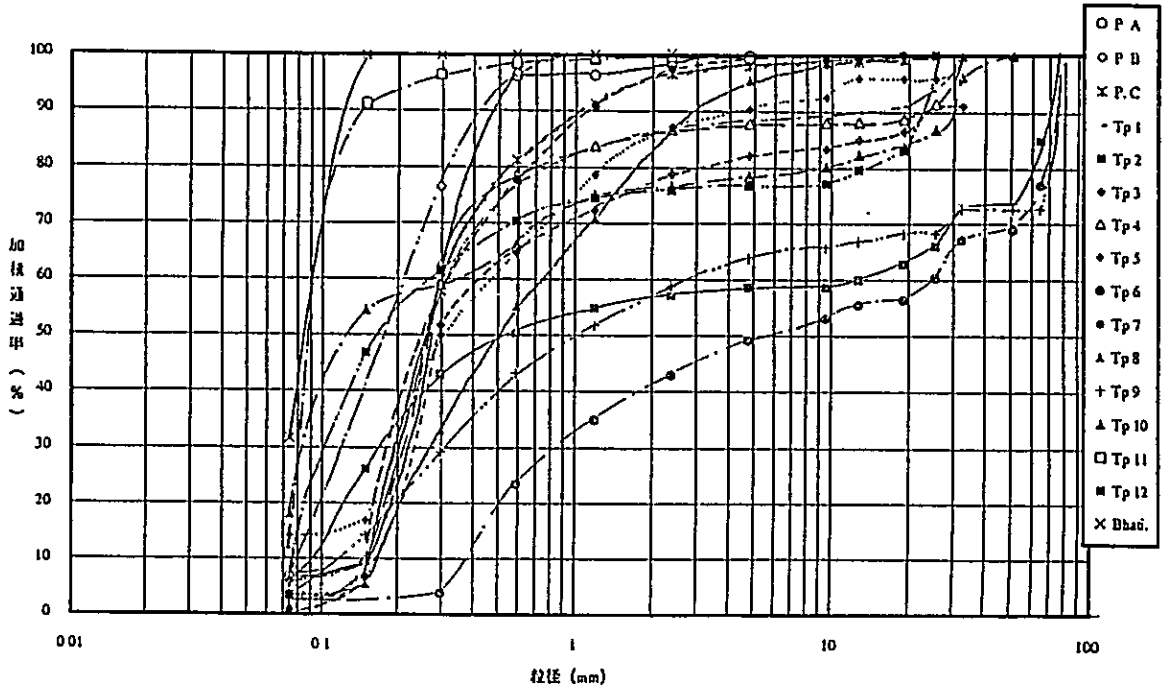


図-2.4 河床材料粒度分布加積曲線

写真-2.1

主流路と思われる所
には大きい礫が点在
している。

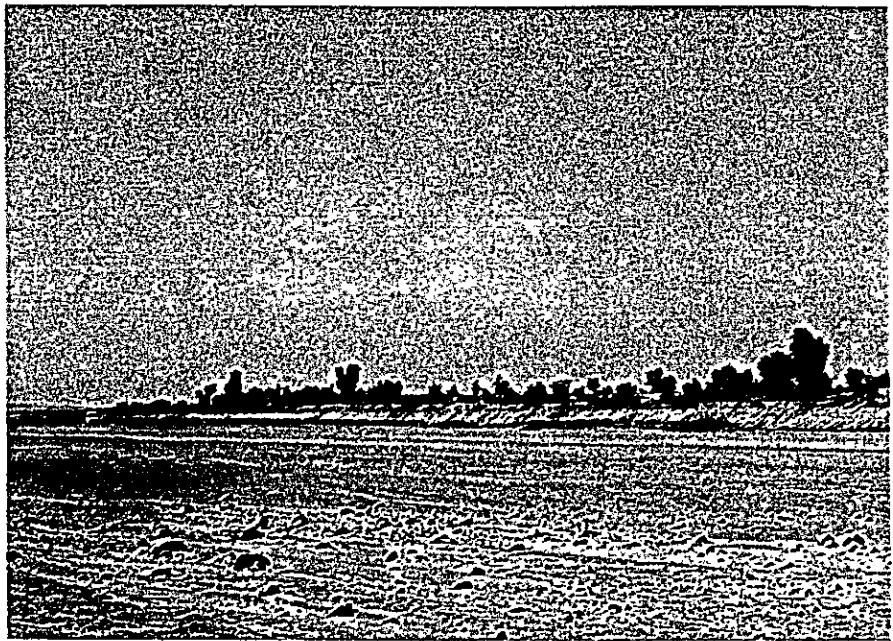
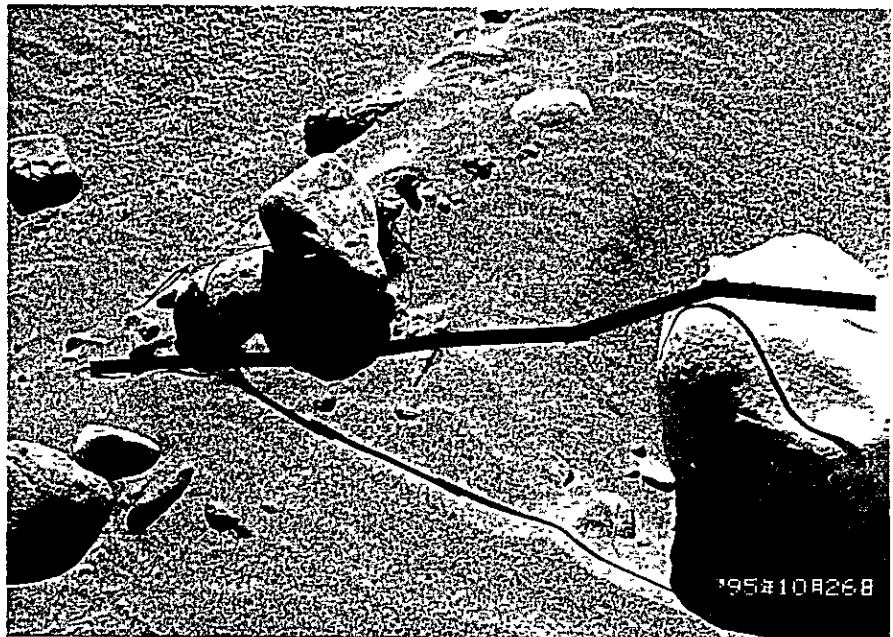


写真-2.2

所々に大きな礫が点
在するが、大部分は
細砂で中間粒径が少
ない。



第3章 ミタワン地区の地形及び河床変動の特性

3.1 現地の被災状況とミタワン堰建設に当たって留意すべき事項

3.1.1 カハ流域の構造物について

ミタワンナラは扇状地で砂床河川であり、ADB（アジア開発銀行）の融資を進めているカハ流域もこれに類似している。カハ流域では、フトン竈を用いた取水堰が施工されている。この取水堰は、1994年9月と1995年7月の洪水によって被災している。その原因としては、以下のことが考えられる。

- (1) フトン竈でできた落差を持つ堰の直下流の砂が吸い出され、損傷した様子が見受けられる。この対策としては、ボルダーコンクリート等を使って吸い出しを防止するか、浸透流を防止するためのフィルター材（ジオテキを含む）を入れることが考えられる。
- (2) 堰からの落下水が堤防の法面を叩き、護岸が破壊されている。この対策としては、落下水が直接護岸法面を叩かないように、水通し部に袖を設けるか直接流水が落下しないように護岸法面を立ち上げることが考えられる。
- (3) 堰高と同一の高さの導流堤（フランク）を有する構造の取水堰では、堰上流の堆砂や堰の背水の影響を考慮していればよいが、堆砂が進むに従って導流堤を越流する流量が多くなり、導流堤の転倒や取水に支障をきたす恐れがある。カハ流域やミタワンナラのように洪水時には急激に増水する所では、堰の上流の堆砂や堰上げ背水を考慮した導流堤の高さが必要と考えられる。
- (4) 現地では、堰の前庭部の洗掘防止対策として捨石がされているが、かなりの捨石が流出しているため、護床工としての機能が失われている。この原因は、①堰の前庭部の河床低下と局所洗掘（堰の上流に土砂が貯まるまでの間の河床低下）、②捨石の粒径が小さいため流出しやすいためと考えられる。この対策としては、蛇竈等の屈とう性のあるものを使用することが考えられる。

3.1.2 チョティナラの施設について

- (1) 砂防ダム下流のフトン竈を用いて施工した副堤（ウォータークッション）は、1995年7月の洪水で破損している。これは、砂防ダムの落差に対して副堤の位置が近いことが原因である。復旧する場合には、総落差の2～3倍の位置に副堤を移すか、撤去する方がよいと考えられる。

- (2) 砂防ダムの下流約 1.2km区間は、河床の固定と河床勾配の緩和を目的に $L/B=1 \sim 1.5$ 倍(100~150m) 間隔に床固工を設置しているが、床固工(落差 0.5~1.5m)は埋塞して河道は平坦になっている。このため、次の洪水時には流向制御の効果が薄れ、砂礫堆が形成されて流路は蛇行し、分流工への影響も考えられる。
- ① 射流河川では、床固工を $L/B=1$ で設置すると段波状の流れになる可能性がある。
 - ② 縦断計画は、上流からの流出土砂量を十分に検討した上で計画する必要がある。
- (3) 分流施設の隔壁の高さ(0.6m)が河床変動高や計画水深に対して小さいため、当初の分流機能を維持することが難しくなる。この対策としては、河床変動や計画水深を考慮した隔壁の高さを確保する必要がある。
- (4) 分流施設の本堤で計画どおりに分流しても、副堤の水通し高が隔壁高と同じ高さで施工されているため、十分な機能が発揮されていない。この対策としては、本堤で分流した流れをそのまま導流させるような隔壁高を確保することが考えられる。

3.1.3 ハドワリバンド先端部の破壊について

ハドワリバンドの先端部は、1994年 9月の洪水によって先端部が十数mに渡って破壊され、復旧されないまま現在に至っている。この原因は、河床の砂を使って盛土したバンドを空石積みで保護しただけの構造であるため、高流速を生じる導流堤の先端部で土砂が吸い出されたものと考えられる。この対策としては、高流速を生じる箇所についてはボルダーコンクリート等を用いて強化することが考えられる。

3.2 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で、

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ン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。

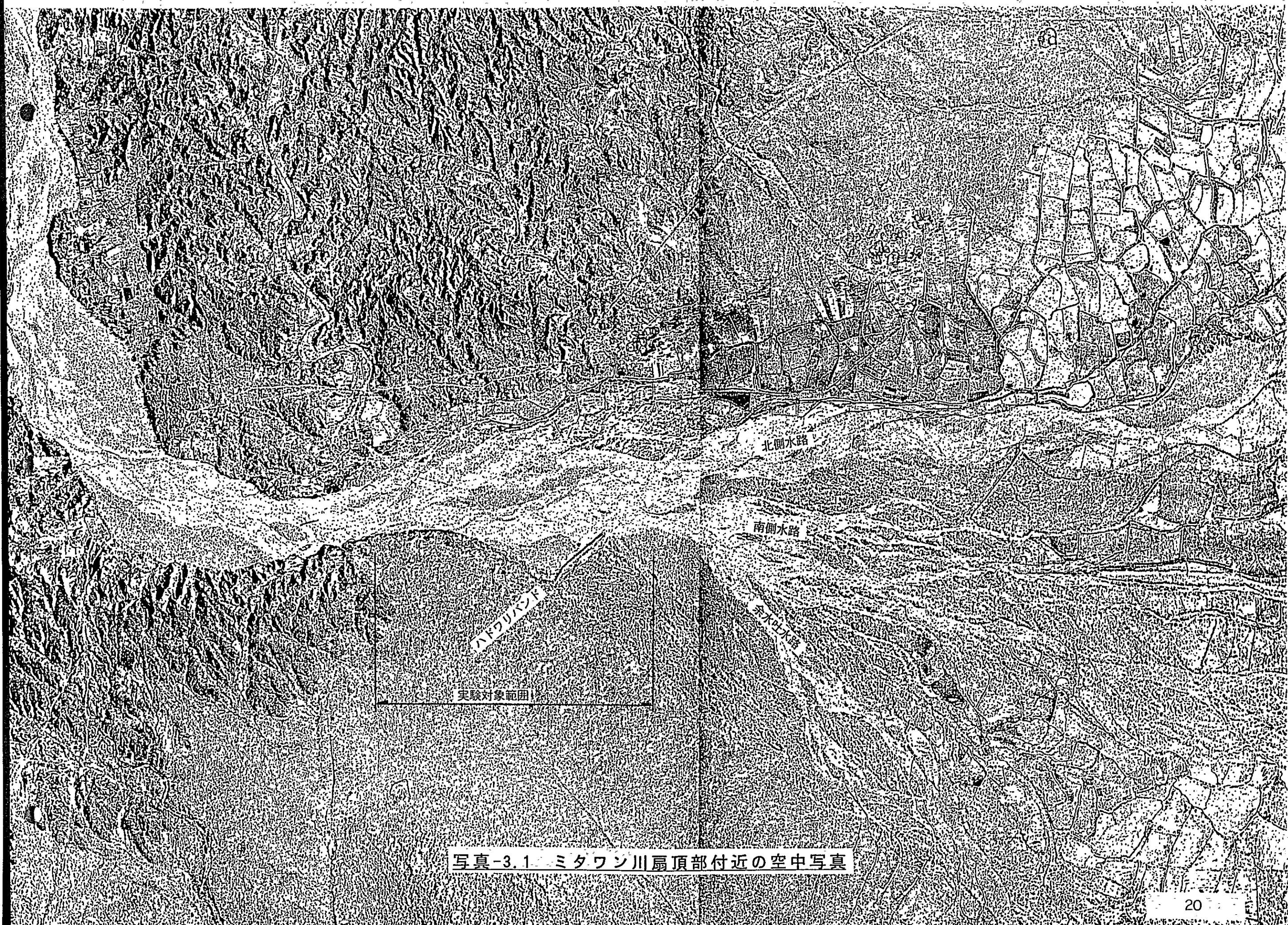
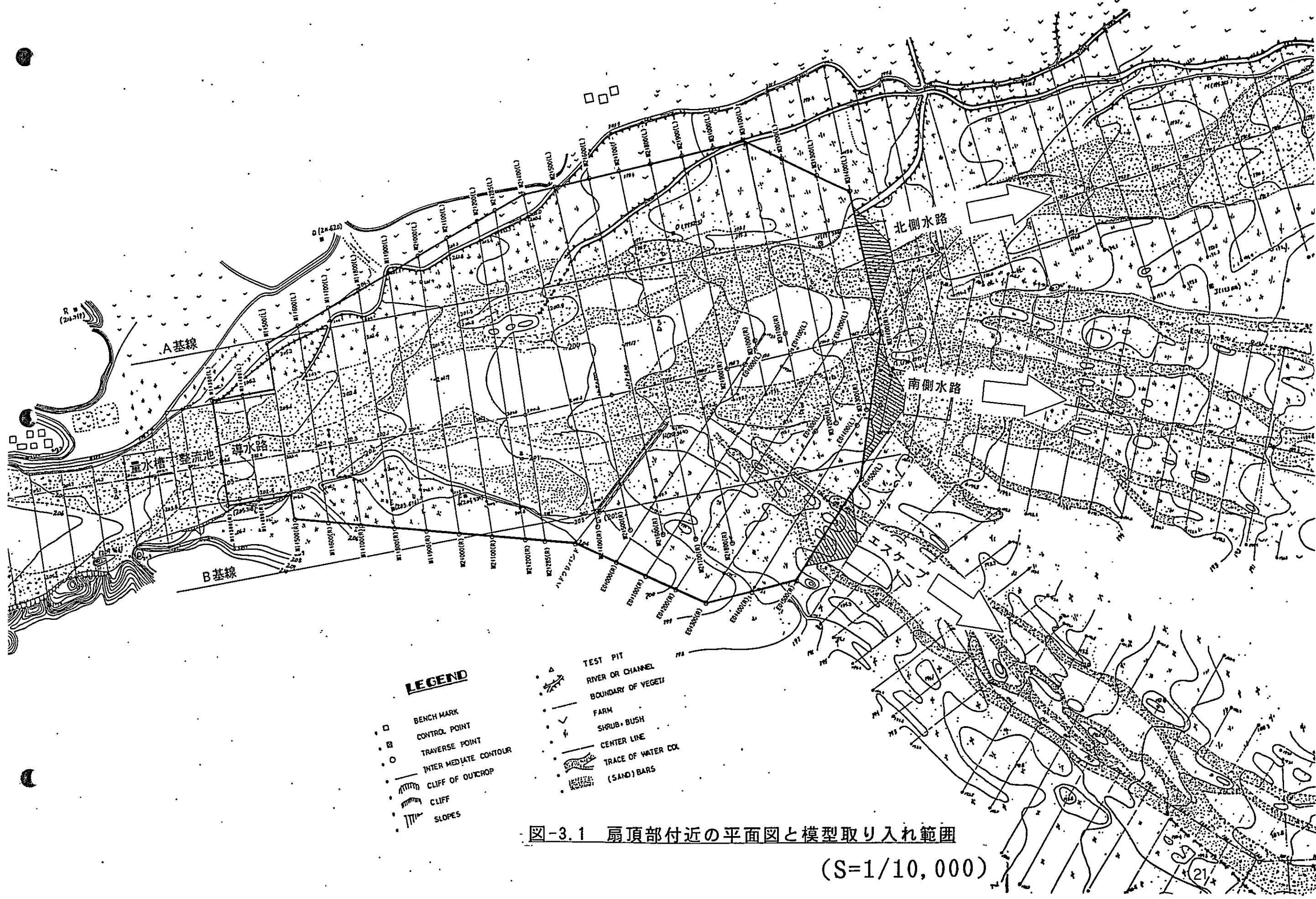


写真-3.1 ミタワン川扇頂部付近の空中写真



LEGEND

- BENCH MARK
- CONTROL POINT
- TRAVERSE POINT
- INTER-MEDIATE CONTOUR
- ⌋ CLIFF OF OUCROP
- ⌋ 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)

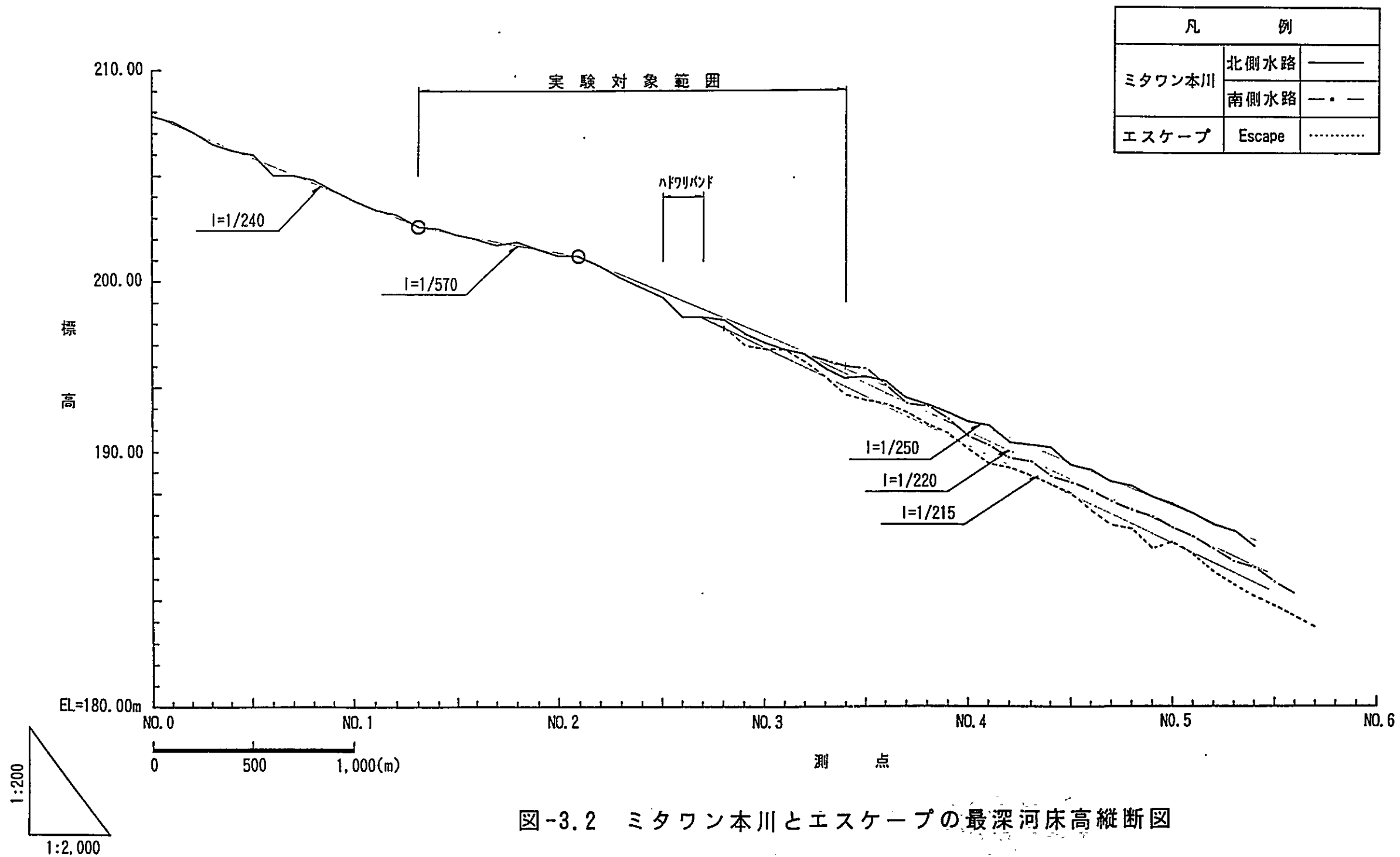


図-3.2 ミタワン本川とエスケープの最深河床高縦断図

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-4.1、4.2に示すようにミタ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。

(3) 模型施設 (巻末の模型製作資料参照)

模型施設は、図-4.3に示すように上流より送水設備、量水槽、整流池、導水路、河道模型、沈砂池から成る。各々の施設は以下のような機能をもっている。

- ①送水設備：塩化ビニールパイプ($\phi=200\text{mm}$)で配管を行い、流量調節バルブ(ゲート式バルブ)の開閉によって流量の調節を行う。
- ②量水槽：流量検定用直角三角堰と越流水深を測るポイントゲージを取り付けた水槽で、所定の越流水深に合わせることで所定の流量を供給することができる。
- ③整流池：量水槽からの落下水流を減勢させて、流れを整流させるプールである。
- ④導水路：模型の流入部に所定の条件で土砂と水を流入させるために必要な直線水路で、この区間から土砂の供給を行う。
- ⑤河道模型：縦・横・高さを縮尺1/50で製作した河道模型とその沿岸の背後地形及び構造物を設置した河道部の模型である。
- ⑥沈砂池：河道部から流出する土砂を沈澱させる役目があり、実験終了時に沈砂池内に沈澱した土砂量を測定することによって、総流出土砂量を把握することができる。
- ⑦排水路：沈砂池と帰還水路を結ぶ水路で、水を帰還水路に返す役目がある。

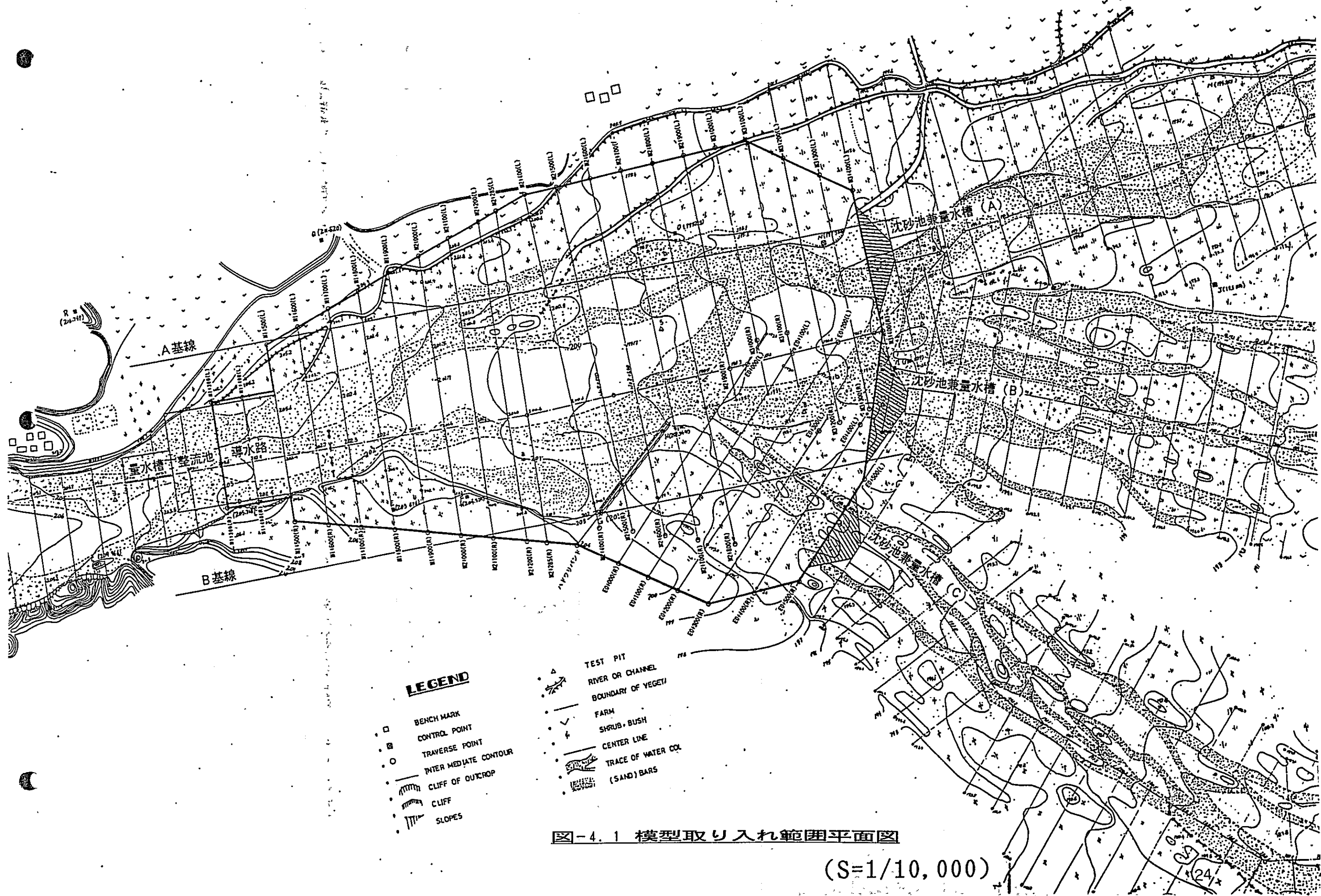


图-4.1 模型取り入れ範囲平面図

(S=1/10,000)

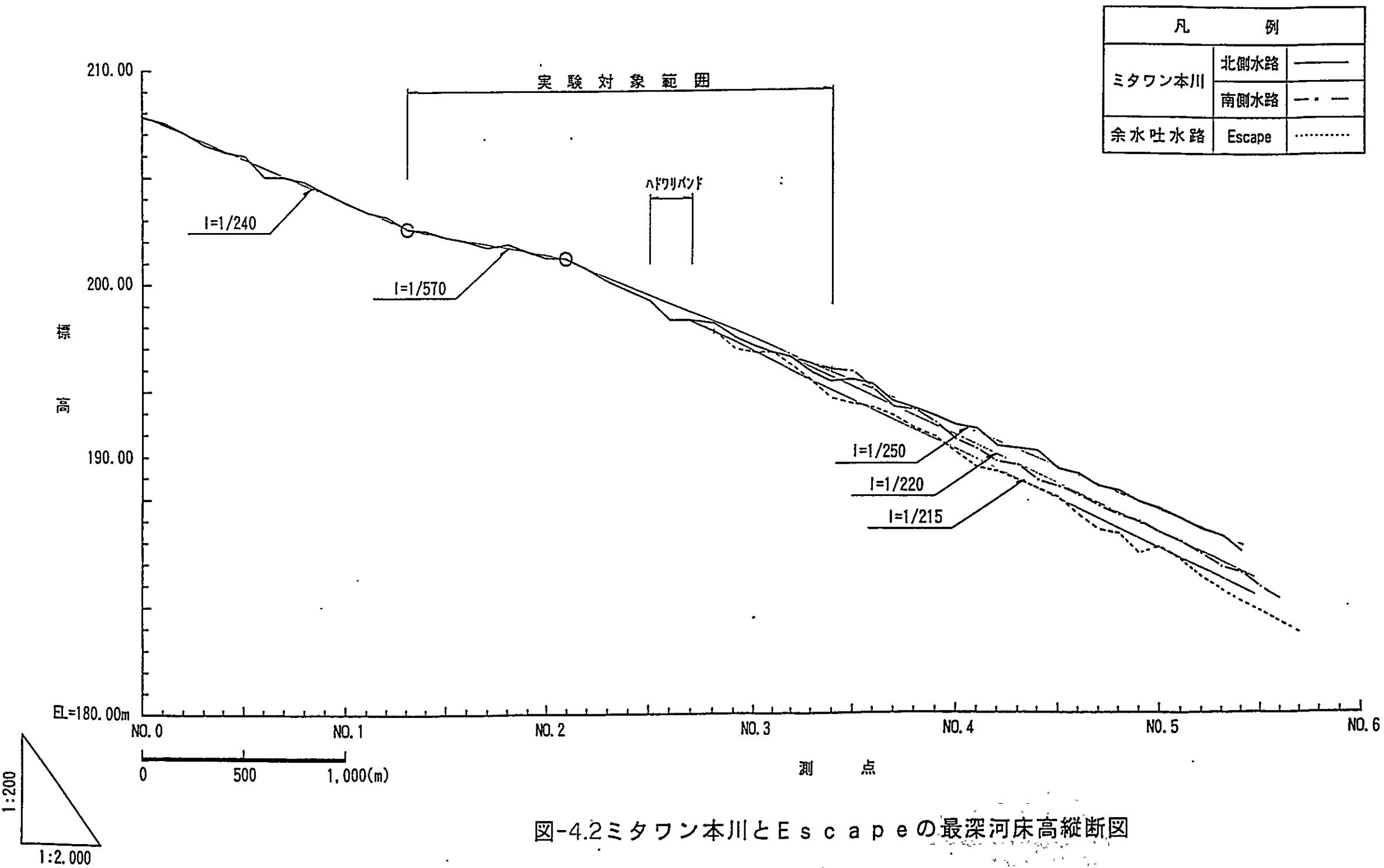


図-4.2ミタワン本川とEscapeの最深河床高縦断面図

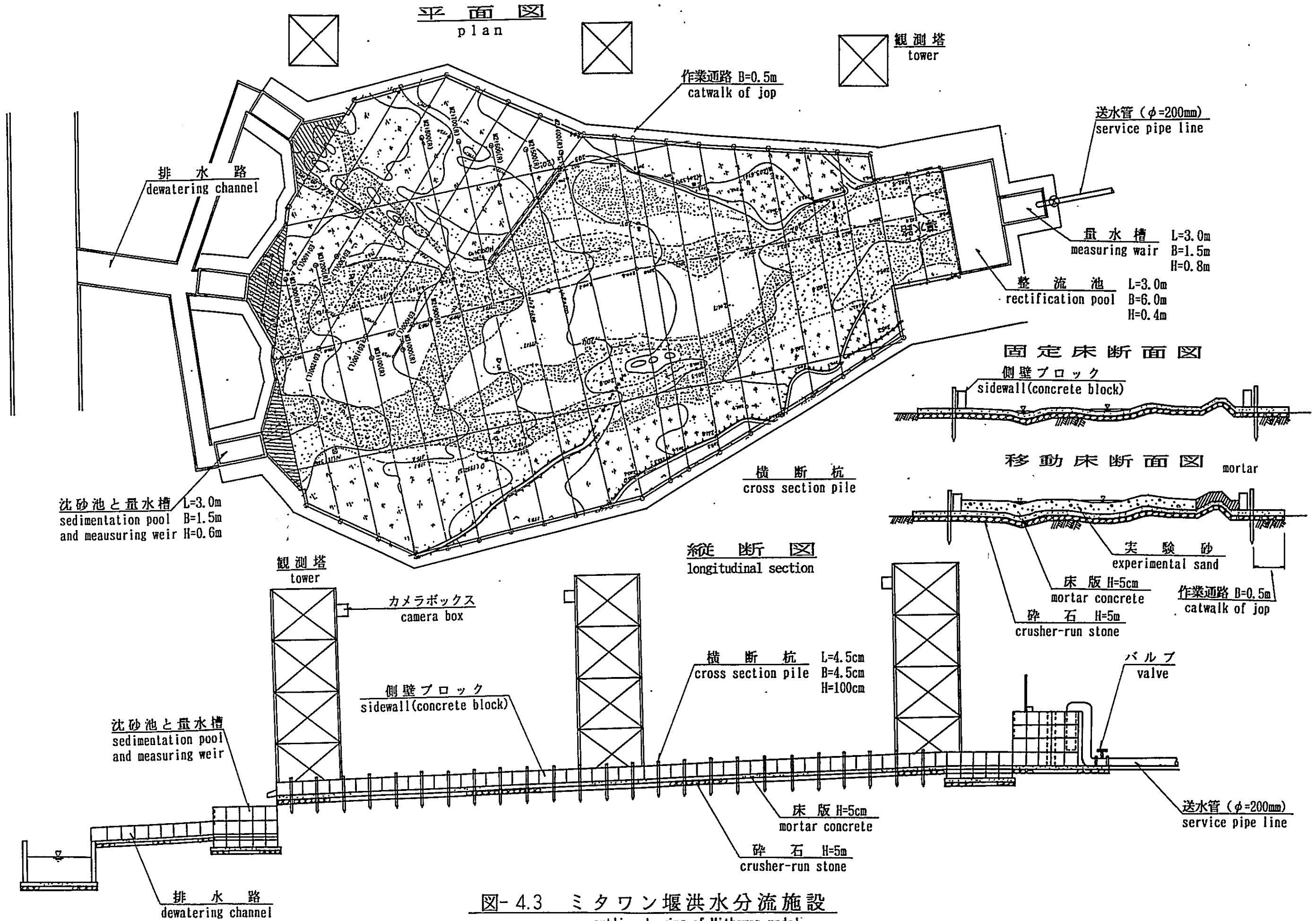


図-4.3 ミタワン堰洪水分流施設
outline drawing of Mithawan model

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での運動学的相似律として、フルードの相似則を用いた。模型形状は、幾何学的に相似に造られているため、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。

ただし、この値は模型と実物の重力は同じと仮定し、実験に使用する流水は実物と同一の密度を有するものと仮定して計算したものである。

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 · X _r ⁻¹	1:1
	面 積 (A)	L ²	H _r · X _r	1:2,500
	体 積 (V ₀)	L ³	H _r · 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 · T ⁻¹	H _r ^{1/2}	1:7.07
	流 量 (Q)	L ³ · T ⁻¹	X _r · H _r ^{3/2}	1:17,677.7
	時 間 (T)	T	X _r · H _r ^{-1/2}	1:7.07
	圧力の強さ (P)	F · L ⁻²	H _r	1:50
	粗度係数 (n)	L ^{-1/3} · T	H _r ^{2/3} · X _r ^{-1/2}	1:1.92
	流量係数 (C)	L ^{1/2} · T ⁻¹	X _r ^{-1/2} · H _r ^{1/2}	1:1
	掃流力 (r)	F · L ⁻²	H _r	1:50
	エネルギー (E)	F · L	H _r ⁴	1: 6,250,000
	運動量 (m·v)	F · T	H _r ^{7/2}	1: 883,882

(2) 移動床実験の相似法則

移動床実験とは、流れや波による砂粒の運動が加わり、境界としての河床や海床の変化が存在する状態の実験をいう。固定床実験では、水路等の境界の初期条件を一定として、水位や流速および波などの水理量のみ注目するのに対して、移動床実験では流れや波による境界の変化、および相似条件としては固定床の相似法則に加えて、河床面と海床面の相似や流砂量の相似の問題が加わる。この場合、移動する砂粒や浮遊する砂粒は水流や波の運動機構に大きな影響を与えないものと仮定して考察を行う。

移動床実験の相似条件等の詳細は巻末資料（8項）に添付してあるので参照されたい。

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-2.3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-4.4に実験洪水波形を、表-4.4に実験流量と実験時間の関係を示す。なお、計画ハイドログラフの1洪水累積量（表-2.3参照）と実験洪水波形の1洪水累積量とは約59百万 m^3 で合わせている。

確率年と流量の関係は、岩井法を用いて1979年～1989年の雨量データ21個と異常気象データ2個を除いた19個の場合について検討されている（表-4.2参照）。

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-4.3、図-4.5である。

表-4.3 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

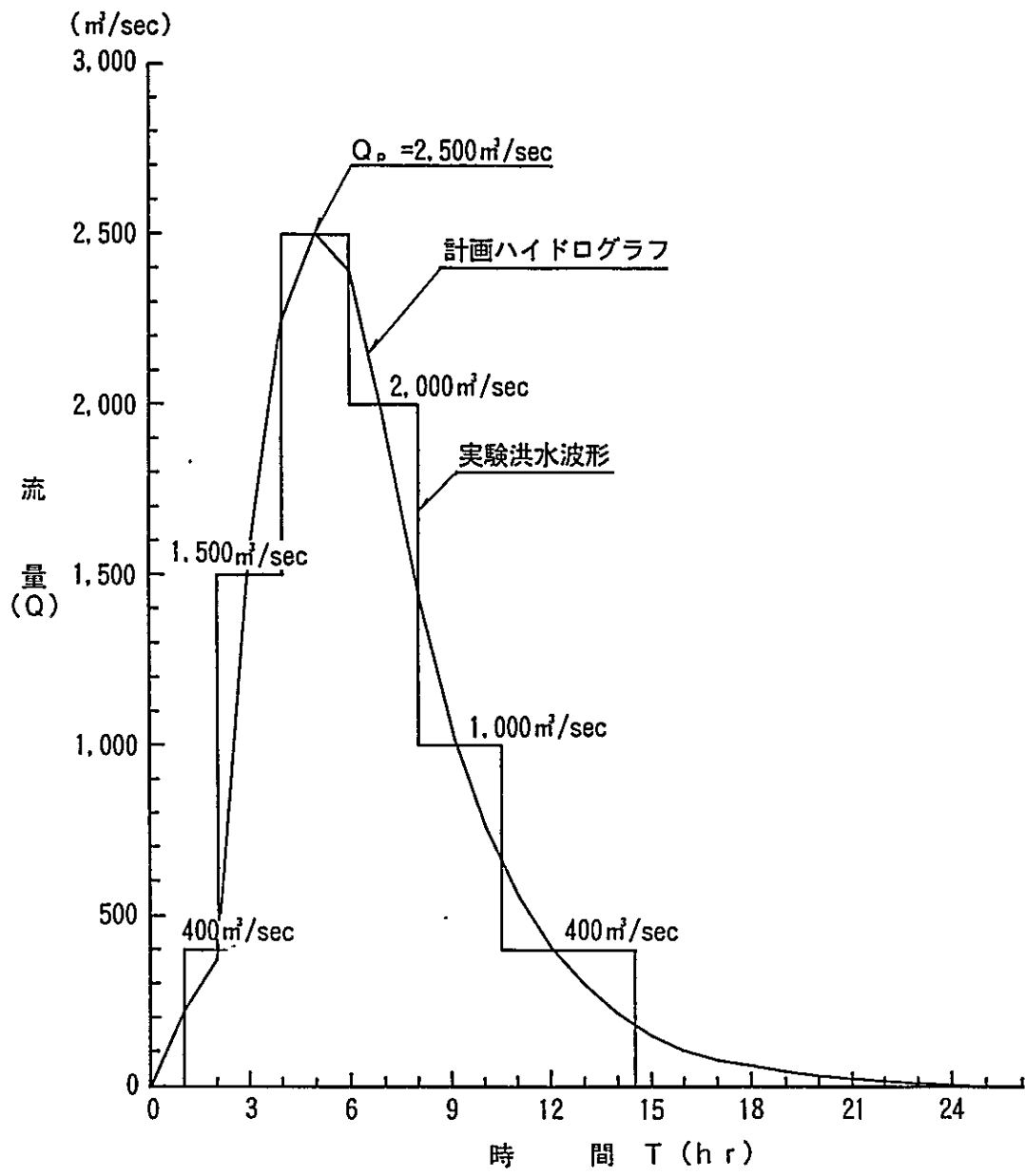


図-4.4 実験洪水波形 (ミタワンナラ地点)

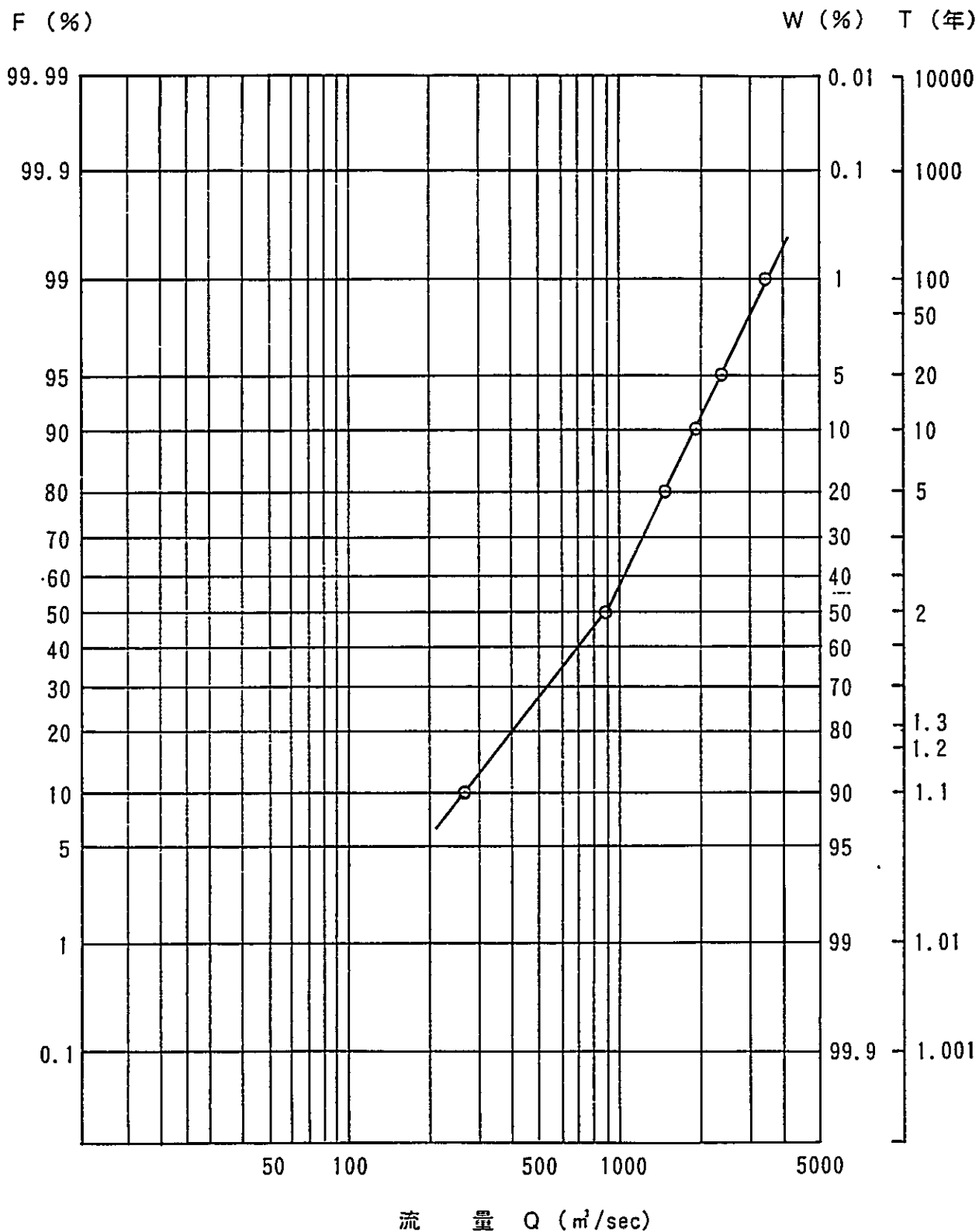


図-4.5 流量と確率年の関係 (ミタワン)

表-4.4 実験流量と実験時間の関係

確率年 N	実物		模型	
	時間 (hr)	流量 (m ³ /sec)	時間 (min)	流量 (ℓ/sec)
1年	1.0	400	8	22.6
8年	2.0	1,500	17	84.9
25年	2.0	2,500	17	141.4
10年	2.0	2,000	17	113.1
2年	2.5	1,000	21	56.6
1年	4.0	400	34	22.6

1洪水の実験時間 1時間54分

・実験波形での1洪水累積量(実物)

$$400 \text{ m}^3/\text{s} \times 1.0 \text{ hr} \times 3,600 \text{ sec} = 1,440,000 \text{ m}^3$$

$$1,500 \text{ m}^3/\text{s} \times 2.0 \text{ hr} \times 3,600 \text{ sec} = 10,800,000 \text{ m}^3$$

$$2,500 \text{ m}^3/\text{s} \times 2.0 \text{ hr} \times 3,600 \text{ sec} = 18,000,000 \text{ m}^3$$

$$2,000 \text{ m}^3/\text{s} \times 2.0 \text{ hr} \times 3,600 \text{ sec} = 14,400,000 \text{ m}^3$$

$$1,000 \text{ m}^3/\text{s} \times 2.5 \text{ hr} \times 3,600 \text{ sec} = 9,000,000 \text{ m}^3$$

$$400 \text{ m}^3/\text{s} \times 4.0 \text{ hr} \times 3,600 \text{ sec} = 5,760,000 \text{ m}^3$$

合計 59,400,000 m³

<実験流量検定>

模型上流端には、四角堰を取り付けた量水槽を、模型下流端には北側水路と南側水路、余水吐水路の分流量を計るため、直角三角堰を取り付けた沈砂池兼量水槽を設置している。各量水槽の越流水深(H)と流量(Q)の関係は表-4.5~4.7のとおりである。

表-4.5 H - Q 関係表 (四角ゼキ)

量水槽
PG=48.0

W,B,D,HSTART,HEND,HSTEP (m)

1.600

0.600

0.482

0.030

0.350

0.001

H(cm)	Q(l/s)	H(cm)	Q(l/s)	H(cm)	Q(l/s)	H(cm)	Q(l/s)	H(cm)	Q(l/s)
7.00	19.941	7.10	20.359	7.20	20.779	7.30	21.202	7.40	21.627
7.50	22.056	7.60	22.487	7.70	22.921	7.80	23.357	7.90	23.796
8.00	24.238	8.10	24.683	8.20	25.130	8.30	25.580	8.40	26.032
8.50	26.487	8.60	26.944	8.70	27.404	8.80	27.867	8.90	28.332
9.00	28.800	9.10	29.270	9.20	29.743	9.30	30.218	9.40	30.695
9.50	31.175	9.60	31.658	9.70	32.143	9.80	32.630	9.90	33.120
10.00	33.612	10.10	34.106	10.20	34.603	10.30	35.102	10.40	35.604
10.50	36.108	10.60	36.614	10.70	37.123	10.80	37.633	10.90	38.146
11.00	38.662	11.10	39.180	11.20	39.700	11.30	40.222	11.40	40.746
11.50	41.273	11.60	41.802	11.70	42.333	11.80	42.866	11.90	43.402
12.00	43.940	12.10	44.480	12.20	45.022	12.30	45.566	12.40	46.112
12.50	46.661	12.60	47.212	12.70	47.765	12.80	48.320	12.90	48.877
13.00	49.436	13.10	49.998	13.20	50.561	13.30	51.127	13.40	51.694
13.50	52.264	13.60	52.836	13.70	53.410	13.80	53.986	13.90	54.564
14.00	55.144	14.10	55.726	14.20	56.310	14.30	56.896	14.40	57.484
14.50	58.075	14.60	58.667	14.70	59.261	14.80	59.857	14.90	60.456
15.00	61.056	15.10	61.658	15.20	62.262	15.30	62.868	15.40	63.476
15.50	64.086	15.60	64.698	15.70	65.312	15.80	65.928	15.90	66.546
16.00	67.166	16.10	67.788	16.20	68.411	16.30	69.037	16.40	69.664
16.50	70.294	16.60	70.925	16.70	71.558	16.80	72.193	16.90	72.830
17.00	73.469	17.10	74.110	17.20	74.752	17.30	75.397	17.40	76.043
17.50	76.691	17.60	77.341	17.70	77.993	17.80	78.647	17.90	79.303
18.00	79.960	18.10	80.619	18.20	81.280	18.30	81.943	18.40	82.608
18.50	83.275	18.60	83.943	18.70	84.613	18.80	85.286	18.90	85.959
19.00	86.635	19.10	87.312	19.20	87.992	19.30	88.673	19.40	89.356
19.50	90.040	19.60	90.727	19.70	91.415	19.80	92.105	19.90	92.796
20.00	93.490	20.10	94.185	20.20	94.882	20.30	95.581	20.40	96.281
20.50	96.984	20.60	97.688	20.70	98.393	20.80	99.101	20.90	99.810
21.00	100.521	21.10	101.234	21.20	101.948	21.30	102.664	21.40	103.382
21.50	104.102	21.60	104.823	21.70	105.546	21.80	106.271	21.90	106.997
22.00	107.725	22.10	108.455	22.20	109.187	22.30	109.920	22.40	110.655
22.50	111.392	22.60	112.130	22.70	112.870	22.80	113.612	22.90	114.355
23.00	115.100	23.10	115.847	23.20	116.595	23.30	117.345	23.40	118.097
23.50	118.850	23.60	119.605	23.70	120.362	23.80	121.120	23.90	121.880
24.00	122.642	24.10	123.405	24.20	124.170	24.30	124.937	24.40	125.705
24.50	126.475	24.60	127.247	24.70	128.020	24.80	128.795	24.90	129.571
25.00	130.349	25.10	131.129	25.20	131.910	25.30	132.693	25.40	133.478
25.50	134.264	25.60	135.052	25.70	135.841	25.80	136.632	25.90	137.425
26.00	138.219	26.10	139.015	26.20	139.812	26.30	140.611	26.40	141.412
26.50	142.214	26.60	143.018	26.70	143.823	26.80	144.630	26.90	145.439
27.00	146.249	27.10	147.061	27.20	147.874	27.30	148.689	27.40	149.506
27.50	150.324	27.60	151.144	27.70	151.965	27.80	152.788	27.90	153.612
28.00	154.438	28.10	155.266	28.20	156.095	28.30	156.925	28.40	157.758

表-4.6 H - Q 關係表

北側水路
PG=47.0
南側水路
PG=47.0

B, D, HSTART, HEND, HSTEP (m) 1.550 0.250 0.100 0.350 0.001

H(cm)	Q(l/s)	H(cm)	Q(l/s)	H(cm)	Q(l/s)	H(cm)	Q(l/s)	H(cm)	Q(l/s)
13.00	8.438	13.10	8.600	13.20	8.763	13.30	8.929	13.40	9.096
13.50	9.265	13.60	9.436	13.70	9.609	13.80	9.784	13.90	9.961
14.00	10.139	14.10	10.320	14.20	10.502	14.30	10.687	14.40	10.873
14.50	11.061	14.60	11.251	14.70	11.444	14.80	11.638	14.90	11.834
15.00	12.032	15.10	12.232	15.20	12.434	15.30	12.638	15.40	12.844
15.50	13.052	15.60	13.262	15.70	13.474	15.80	13.688	15.90	13.904
16.00	14.122	16.10	14.342	16.20	14.564	16.30	14.789	16.40	15.015
16.50	15.243	16.60	15.474	16.70	15.707	16.80	15.941	16.90	16.178
17.00	16.417	17.10	16.658	17.20	16.901	17.30	17.146	17.40	17.394
17.50	17.643	17.60	17.895	17.70	18.149	17.80	18.405	17.90	18.663
18.00	18.923	18.10	19.185	18.20	19.450	18.30	19.717	18.40	19.986
18.50	20.257	18.60	20.531	18.70	20.806	18.80	21.084	18.90	21.364
19.00	21.646	19.10	21.931	19.20	22.218	19.30	22.507	19.40	22.798
19.50	23.092	19.60	23.388	19.70	23.686	19.80	23.986	19.90	24.289
20.00	24.594	20.10	24.901	20.20	25.211	20.30	25.522	20.40	25.837
20.50	26.153	20.60	26.472	20.70	26.793	20.80	27.117	20.90	27.443
21.00	27.771	21.10	28.101	21.20	28.434	21.30	28.770	21.40	29.107
21.50	29.448	21.60	29.790	21.70	30.135	21.80	30.482	21.90	30.832
22.00	31.184	22.10	31.538	22.20	31.895	22.30	32.255	22.40	32.617
22.50	32.981	22.60	33.348	22.70	33.717	22.80	34.088	22.90	34.462
23.00	34.839	23.10	35.218	23.20	35.600	23.30	35.984	23.40	36.370
23.50	36.759	23.60	37.151	23.70	37.545	23.80	37.941	23.90	38.340
24.00	38.742	24.10	39.146	24.20	39.553	24.30	39.962	24.40	40.374
24.50	40.788	24.60	41.205	24.70	41.624	24.80	42.047	24.90	42.471
25.00	42.898	25.10	43.328	25.20	43.761	25.30	44.196	25.40	44.633
25.50	45.074	25.60	45.517	25.70	45.962	25.80	46.410	25.90	46.861
26.00	47.314	26.10	47.771	26.20	48.229	26.30	48.691	26.40	49.155
26.50	49.622	26.60	50.091	26.70	50.563	26.80	51.038	26.90	51.515
27.00	51.996	27.10	52.479	27.20	52.964	27.30	53.453	27.40	53.944
27.50	54.438	27.60	54.934	27.70	55.433	27.80	55.936	27.90	56.440
28.00	56.948	28.10	57.458	28.20	57.971	28.30	58.487	28.40	59.006
28.50	59.527	28.60	60.052	28.70	60.579	28.80	61.109	28.90	61.641
29.00	62.177	29.10	62.715	29.20	63.256	29.30	63.800	29.40	64.347
29.50	64.897	29.60	65.449	29.70	66.005	29.80	66.563	29.90	67.124
30.00	67.688	30.10	68.255	30.20	68.825	30.30	69.397	30.40	69.973
30.50	70.551	30.60	71.133	30.70	71.717	30.80	72.304	30.90	72.894
31.00	73.487	31.10	74.083	31.20	74.682	31.30	75.284	31.40	75.889
31.50	76.497	31.60	77.107	31.70	77.721	31.80	78.338	31.90	78.957
32.00	79.580	32.10	80.206	32.20	80.834	32.30	81.466	32.40	82.101
32.50	82.738	32.60	83.379	32.70	84.023	32.80	84.669	32.90	85.319
33.00	85.972	33.10	86.628	33.20	87.287	33.30	87.949	33.40	88.614
33.50	89.282	33.60	89.953	33.70	90.628	33.80	91.305	33.90	91.985
34.00	92.669	34.10	93.356	34.20	94.045	34.30	94.738	34.40	95.434
34.50	96.134	34.60	96.836	34.70	97.541	34.80	98.250	34.90	98.962

表-4.7 H - Q 關係表

余水吐水路
PG=53.0

B, D, HSTART, HEND, HSTEP (m) 0.760 0.300 0.050 0.250 0.001

H(cm)	Q(l/s)	H(cm)	Q(l/s)	H(cm)	Q(l/s)	H(cm)	Q(l/s)	H(cm)	Q(l/s)
5.00	0.802	5.10	0.842	5.20	0.882	5.30	0.925	5.40	0.968
5.50	1.012	5.60	1.058	5.70	1.105	5.80	1.153	5.90	1.202
6.00	1.253	6.10	1.305	6.20	1.358	6.30	1.412	6.40	1.468
6.50	1.525	6.60	1.583	6.70	1.643	6.80	1.704	6.90	1.766
7.00	1.829	7.10	1.894	7.20	1.961	7.30	2.028	7.40	2.098
7.50	2.168	7.60	2.240	7.70	2.313	7.80	2.388	7.90	2.464
8.00	2.542	8.10	2.621	8.20	2.701	8.30	2.783	8.40	2.867
8.50	2.952	8.60	3.038	8.70	3.126	8.80	3.216	8.90	3.307
9.00	3.399	9.10	3.493	9.20	3.589	9.30	3.686	9.40	3.785
9.50	3.885	9.60	3.987	9.70	4.091	9.80	4.196	9.90	4.303
10.00	4.411	10.10	4.521	10.20	4.633	10.30	4.746	10.40	4.861
10.50	4.977	10.60	5.096	10.70	5.216	10.80	5.337	10.90	5.461
11.00	5.586	11.10	5.713	11.20	5.841	11.30	5.971	11.40	6.103
11.50	6.237	11.60	6.372	11.70	6.510	11.80	6.649	11.90	6.789
12.00	6.932	12.10	7.076	12.20	7.223	12.30	7.371	12.40	7.520
12.50	7.672	12.60	7.826	12.70	7.981	12.80	8.138	12.90	8.297
13.00	8.458	13.10	8.621	13.20	8.786	13.30	8.952	13.40	9.121
13.50	9.291	13.60	9.464	13.70	9.638	13.80	9.814	13.90	9.992
14.00	10.172	14.10	10.354	14.20	10.538	14.30	10.724	14.40	10.912
14.50	11.102	14.60	11.294	14.70	11.488	14.80	11.684	14.90	11.882
15.00	12.082	15.10	12.284	15.20	12.488	15.30	12.695	15.40	12.903
15.50	13.113	15.60	13.326	15.70	13.540	15.80	13.757	15.90	13.975
16.00	14.196	16.10	14.419	16.20	14.644	16.30	14.871	16.40	15.101
16.50	15.332	16.60	15.566	16.70	15.802	16.80	16.040	16.90	16.280
17.00	16.522	17.10	16.767	17.20	17.013	17.30	17.262	17.40	17.513
17.50	17.767	17.60	18.022	17.70	18.280	17.80	18.541	17.90	18.803
18.00	19.068	18.10	19.335	18.20	19.604	18.30	19.875	18.40	20.149
18.50	20.425	18.60	20.704	18.70	20.985	18.80	21.268	18.90	21.553
19.00	21.841	19.10	22.131	19.20	22.424	19.30	22.719	19.40	23.016
19.50	23.315	19.60	23.618	19.70	23.922	19.80	24.229	19.90	24.538
20.00	24.850	20.10	25.164	20.20	25.481	20.30	25.800	20.40	26.121
20.50	26.445	20.60	26.772	20.70	27.101	20.80	27.432	20.90	27.766
21.00	28.103	21.10	28.442	21.20	28.783	21.30	29.127	21.40	29.474
21.50	29.823	21.60	30.175	21.70	30.529	21.80	30.886	21.90	31.245
22.00	31.607	22.10	31.972	22.20	32.339	22.30	32.709	22.40	33.081
22.50	33.456	22.60	33.834	22.70	34.215	22.80	34.598	22.90	34.983
23.00	35.372	23.10	35.763	23.20	36.157	23.30	36.553	23.40	36.952
23.50	37.354	23.60	37.759	23.70	38.166	23.80	38.576	23.90	38.989
24.00	39.405	24.10	39.823	24.20	40.244	24.30	40.668	24.40	41.095
24.50	41.524	24.60	41.956	24.70	42.392	24.80	42.830	24.90	43.270

(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。

<河床材料の検討>

模型縮尺の点から考えると $S=1/50$ の縮尺で現地の河床材料を縮小した場合、その平均粒径は0.006mmであり、シルトに匹敵する非常に細かい粒径になってしまう。そのために、移動床実験における河床形状が現地での河床形状と著しく異なる可能性が考えられる。

そこで、今回の実験ではまず、取扱いの容易さと経済的な観点から、入手可能な限りの細かい粒径の砂を使用することとし、その粒径の河床材料を使用することで河床形状の現地との相似が成立するののかについて検討する。

i) 粒径の細かい砂を使用した場合の河床形状の相似について

流砂現象にともなう河床形状の相似については、流砂形態の違いによって影響してくる因子が異なる。そこで、それぞれの河床形態による相似の成立条件を満足するような実験に使用する河床材料の粒径について検討する。

① 掃流運動による河床変動

砂の移動限界付近の状態での掃流運動による河床変動では、河床材料の限界掃流力 τ_c と、対象としている点での掃流力 τ_o が重要であり、それらの比である τ_o/τ_c を現地と実験とで一致させることができれば実験での流砂現象はほぼ相似であると考えられる。そこで、今回の条件を用いて現地と実験との τ_o/τ_c が一致するような実験使用砂の粒径を計算した。

・計算条件：流量 2,500 m³/sec、河川の幅 B=350m、河床勾配 I=1/300
 水の密度 ρ=1.00g/cm³、現地の河床材料の粒径 (d)_p=0.03cm
 Manningの粗度係数 n=0.025sec/m^{1/4}

等流水深をManningの式から計算すると、

$$(h)_p = 197\text{cm}$$

現地の掃流力 (τ_o)_p は、

$$(\tau_o)_p = \rho g i (R)_p = \rho g i (h)_p = 643.5\text{g/cm}\cdot\text{sec}^2$$

現地河床材料の限界掃流力を岩垣の式から計算すると

$$(\tau_c)_p = \rho \cdot 8.41 (d)_p^{11/32} = 2.52\text{g/cm}\cdot\text{sec}^2$$

$$\frac{(\tau_o)_p}{(\tau_c)_p} = 255 \dots\dots\dots (4.7)$$

実験での水深

$$(h)_m = 3.94\text{cm}$$

実験での掃流力

$$(\tau_o)_m = \rho g i (R)_m = \rho g i (h)_m = 12.87\text{g/cm}\cdot\text{sec}^2$$

実験に使用する河床材料の限界掃流力を式(4.7)の値に一致するように計算する。

$$(\tau_c)_m = 12.87/255 = 0.0505\text{g/cm}\cdot\text{sec}^2$$

この限界掃流力に見合う河床材料の粒径を岩垣の式を用いて計算する。

$$(d)_m = 0.0002\text{cm}$$

② 浮遊運動による河床変動

河床材料の浮遊運動が主たる原因で発生する河床変動では、河床材料の沈降速度 w_0 が重要であり、 w_0 と摩擦速度 u_* の比 w_0/u_* を現地と実験とで一致させることができれば実験での流砂現象はほぼ相似であると考えられる。そこで、今回の条件を用いて現地と実験との w_0/u_* が一致するような実験使用砂の粒径を計算した。なお、沈降速度の式は Rubeyの式¹⁾を使用した。

< Rubeyの沈降速度の式 >

Rubeyが求めた沈降速度の式は

$$w_0 = \sqrt{\sigma / (\rho - 1) g d \cdot F(d)}$$

である。ここに F(d) は粒子の水中比重を $s = \sigma / \rho - 1$ とすると、

$$F(d) = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{s g d^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{s g d^3}}$$

・計算条件：水の密度 $\rho = 1.00 \text{g/cm}^3$ 、現地の河床材料の粒径 $(d)_p = 0.03 \text{cm}$

水の動粘性係数（水温 25°C のとき） $\nu = 0.009 \text{cm}^2/\text{sec}$

上記の条件で現地の河床材料の沈降速度 $(w_s)_p$ を計算すると、

$$(w_s)_p = 4.16 \text{cm/sec}$$

現地の摩擦速度 $(u_*)_p$ は、 $(\tau_o)_p = \rho g i (R)_p = \rho g i (h)_p$

$$(u_*)_p = \sqrt{g i (R)_p} = \sqrt{g i (h)_p} = 25.4 \text{cm/sec}$$

したがって、

$$\frac{(w_s)_p}{(u_*)_p} = 0.164$$

上式の値を一致させるために、実験での河床材料の沈降速度 $(w_s)_m$ を求める。

ここで、実験での摩擦速度は、

$$(u_*)_m = \sqrt{g i (R)_m} = \sqrt{g i (h)_m} = 3.59 \text{cm/sec}$$

$$\frac{(w_s)_m}{(u_*)_m} = \frac{(w_s)_m}{3.59} = 0.164$$

故に、実験での河床材料の沈降速度は、

$$(w_s)_m = 0.59 \text{cm/sec}$$

この沈降速度に見合う河床材料の粒径を Rudey の式から計算すると、

$$(d)_m = 0.008 \text{cm} = 0.08 \text{mm}$$

(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（表-4.8、4.9 参照）。

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

ここに、 q_B : 単位幅当たりの流砂量 ($\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$)

u_* : 摩擦速度 ($= \sqrt{ghI}$ 、 m/sec)

d : 平均粒径 ($= 0.03 \text{cm}$)

σ : 砂の密度 ($= 2.65 \text{g}/\text{cm}^3$)

ρ : 水の密度 ($= 1.00 \text{g}/\text{cm}^3$)

g : 重力の加速度 ($= 980 \text{cm}/\text{sec}^2$)

実験対象範囲の河床縦断形状は図-4.2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 m³) を与えることとする。

表-4.8 一洪水の給砂量の比較

計 算 条 件					
CASE	平均粒径 d _m (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	川幅をレジーム則の α = 6 を使用
IV	8.0mm	60 ~ 150m	0.030	40,388 m ³	川幅をレジーム則の α = 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 ≤ 1	2 ~ 3
1 < A ≤ 10	2 ~ 4
10 < A ≤ 100	3 ~ 5
100 < A	3 ~ 6

表-4.9(1) 一 洪水の給砂量計算結果

C A S E - I (dm= 0.3mm、n=0.030、全幅で流下する場合)

流 量 Q (m ³ /s)	川 幅 B (m)	実験時間 T (h r)	流 砂 量 Q _s (m ³ /s)	土砂濃度 P (%)	流量別総流砂量 Σ Q _s (m ³)
400	300	1.0	1.3834	0.346	8,300
1,500	300	2.0	10.0462	0.670	120,554
2,500	300	2.0	21.6159	0.865	259,391
2,000	300	2.0	15.4671	0.773	185,605
1,000	300	2.5	5.4685	0.547	82,028
400	300	4.0	1.3834	0.346	33,202
合 計					689,080 m ³

C A S E - II (dm= 8.0mm、n=0.030、全幅で流下する場合)

流 量 Q (m ³ /s)	川 幅 B (m)	実験時間 T (h r)	流 砂 量 Q _s (m ³ /s)	土砂濃度 P (%)	流量別総流砂量 Σ Q _s (m ³)
400	300	1.0	0.0519	0.013	311
1,500	300	2.0	0.3767	0.025	4,520
2,500	300	2.0	0.8106	0.032	9,727
2,000	300	2.0	0.5800	0.029	6,969
1,000	300	2.5	0.2051	0.021	3,077
400	300	4.0	0.0519	0.013	1,246
合 計					25,841 m ³

C A S E - III (dm= 8.0mm、n=0.030、川幅はレジーム則のα=6とした場合)

流 量 Q (m ³ /s)	川 幅 B (m)	実験時間 T (h r)	流 砂 量 Q _s (m ³ /s)	土砂濃度 P (%)	流量別総流砂量 Σ Q _s (m ³)
400	120	1.0	0.0820	0.021	492
1,500	232	2.0	0.4284	0.029	5,141
2,500	300	2.0	0.8106	0.032	9,727
2,000	268	2.0	0.6137	0.031	7,364
1,000	190	2.5	0.2577	0.026	3,866
400	120	4.0	0.0820	0.021	1,968
合 計					28,558 m ³

注) 総流砂量には空隙率 (λ=0.4) を加えている。

表-4.9(2) 一洪水の給砂量計算結果

CASE-IV ($d_m = 0.3\text{mm}$ 、 $n=0.030$ 、川幅はレジーム則の $\alpha = 3$ とした場合)

流量 Q (m^3/s)	川幅 B (m)	実験時間 T (hr)	流砂量 Q_s (m^3/s)	土砂濃度 P (%)	流量別総流砂量 ΣQ_s (m^3)
400	60	1.0	0.1160	0.029	696
1.500	116	2.0	0.6058	0.040	7,270
2.500	150	2.0	1.1464	0.046	13,757
2,000	134	2.0	0.8679	0.043	10,415
1,000	95	2.5	0.3644	0.036	5,466
400	60	4.0	0.1160	0.029	2,784
合 計					40,388 m^3

注) 総流砂量には空隙率 ($\lambda = 0.4$) を加えている。

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と $d_m = 0.006\text{mm}$ 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0~0.2mm ($d_m = 0.15\text{mm}$) 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。

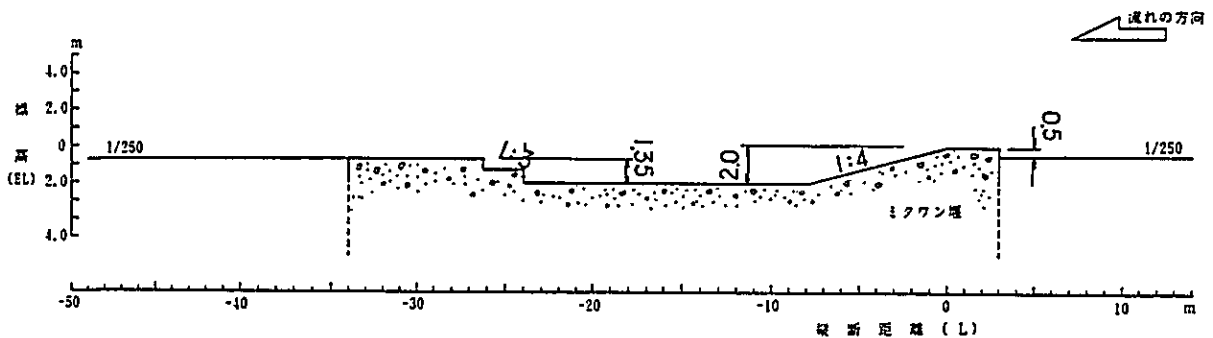


図-5.1 抽出実験のミタワン堰の形状

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 (土砂の水中比重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 $H = \left[\frac{Q n}{B I^{1/2}} \right]^{0.6}$

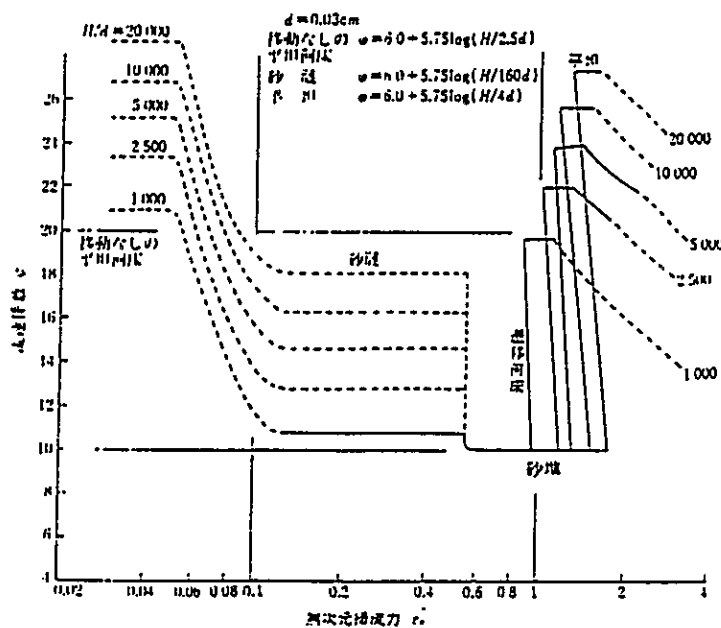
流速 $V = \frac{1}{n} I^{1/2} R^{2/3}$

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


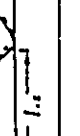



「沖積河川学」
山本晃一 著
山海堂より抜粋

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1,000 m³/sec~2,500 m³/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 河床波の特徵と定義

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					
低水流領域 小規模河床形態		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		
		三日月状 舌状	下流	河床波の上流側斜面は、通常勾配の急な下流側斜面に比べると穏やかに傾斜している。砂堆の波長は水深の約4~10倍である。			
高水敷領域 中規模河床形態			上停 下流	多量の流砂が平坦な河床上を流れている。			
							河床波と同位相の水面波と強い相互干渉を持つ河床波。
		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(図-5.3(1)~(3),流況写真参照)。

(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(図-5.3(3)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(図-5.3(3)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流量で砂運が形成された。このため、この実験砂を全体実験に使用すると砂運が形成されて、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運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)。

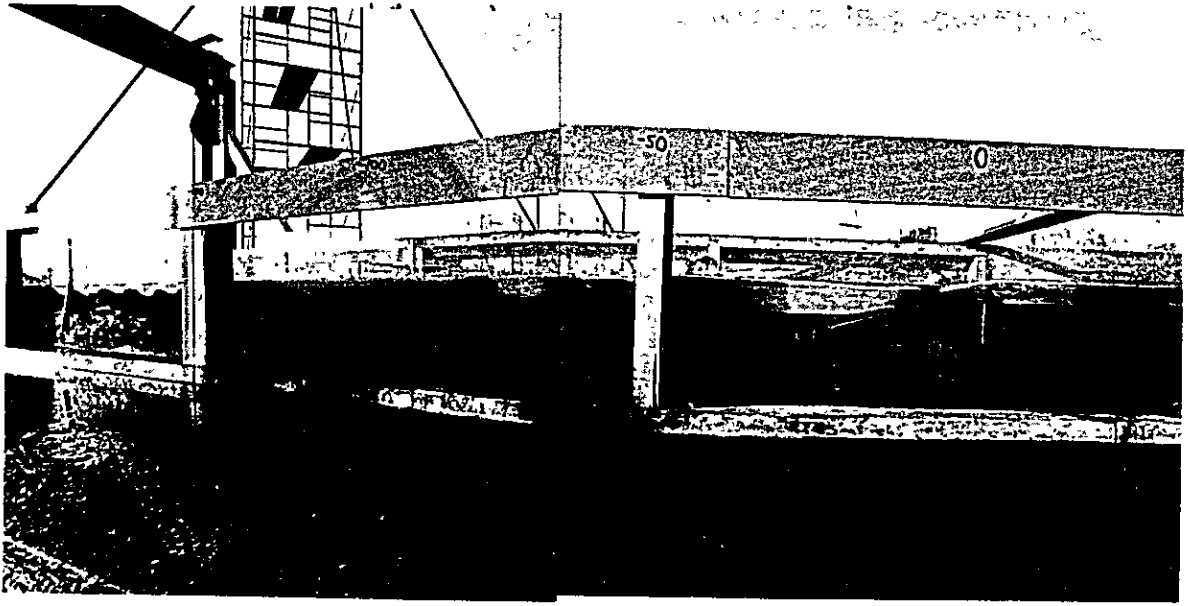


写真-1.1 堰の近傍の流況を側面から撮影

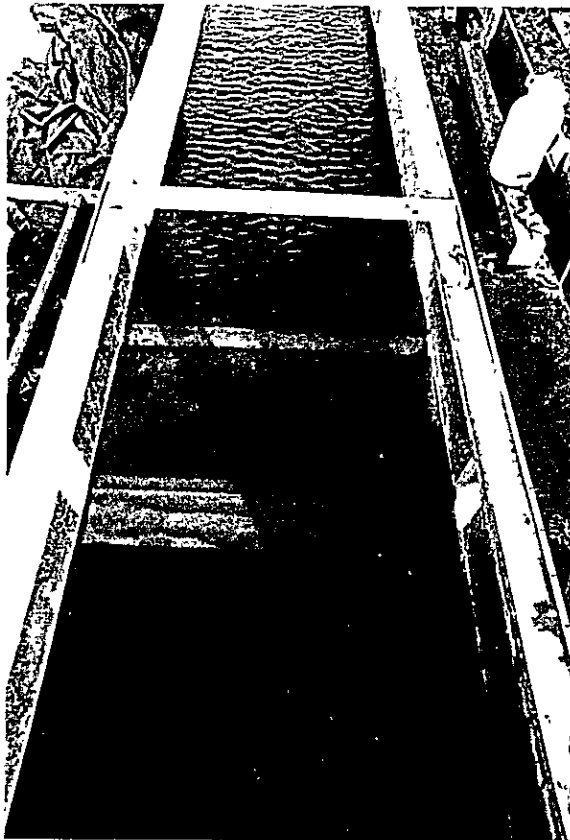


写真-1.2 堰近傍の平面流況



写真-1.3 洪水後の河床形状

Q = 1000 m³/sec時の流況写真 (ケース1)

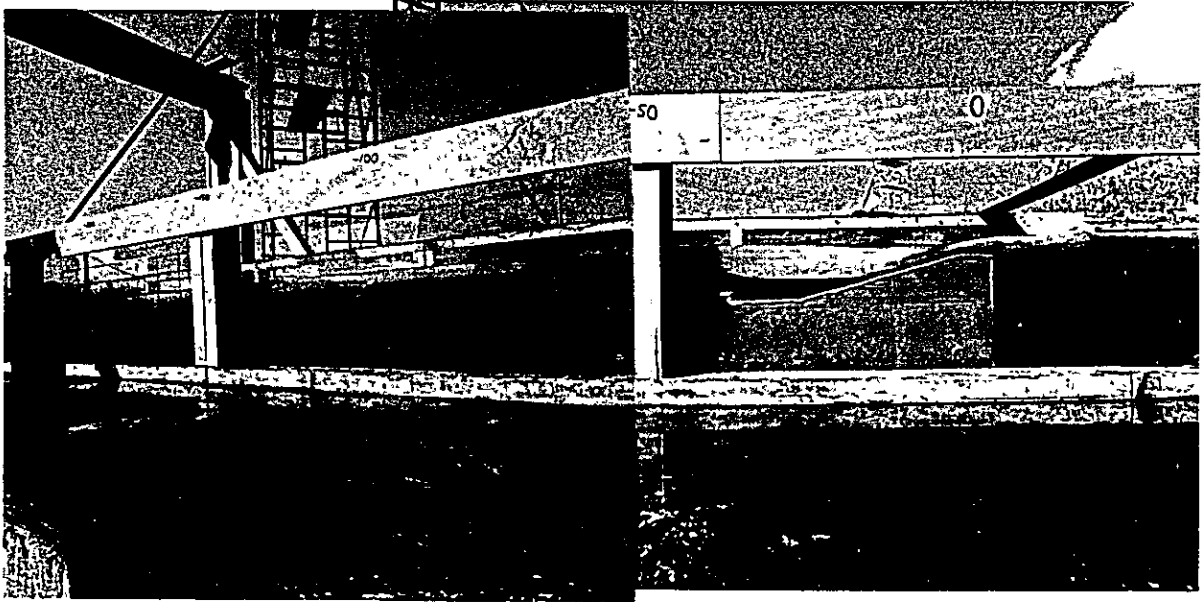


写真-2.1 堰の近傍の流況を側面から撮影

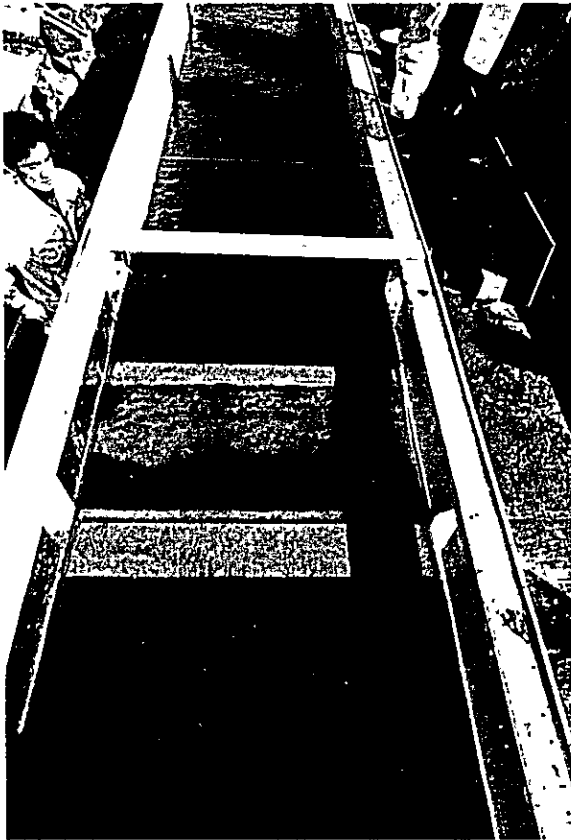


写真-2.2 堰近傍の平面流況

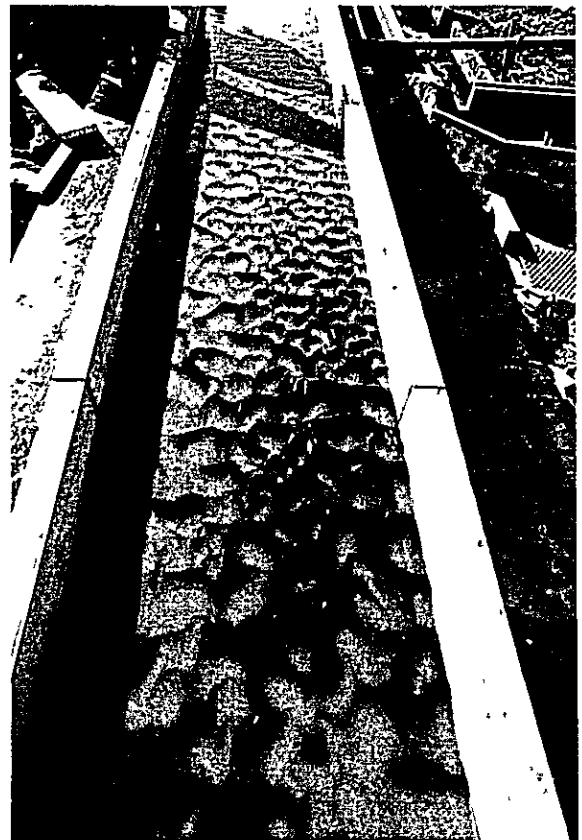


写真-2.3 洪水後の河床形状

$Q = 1500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時の流況写真 (ケース2)

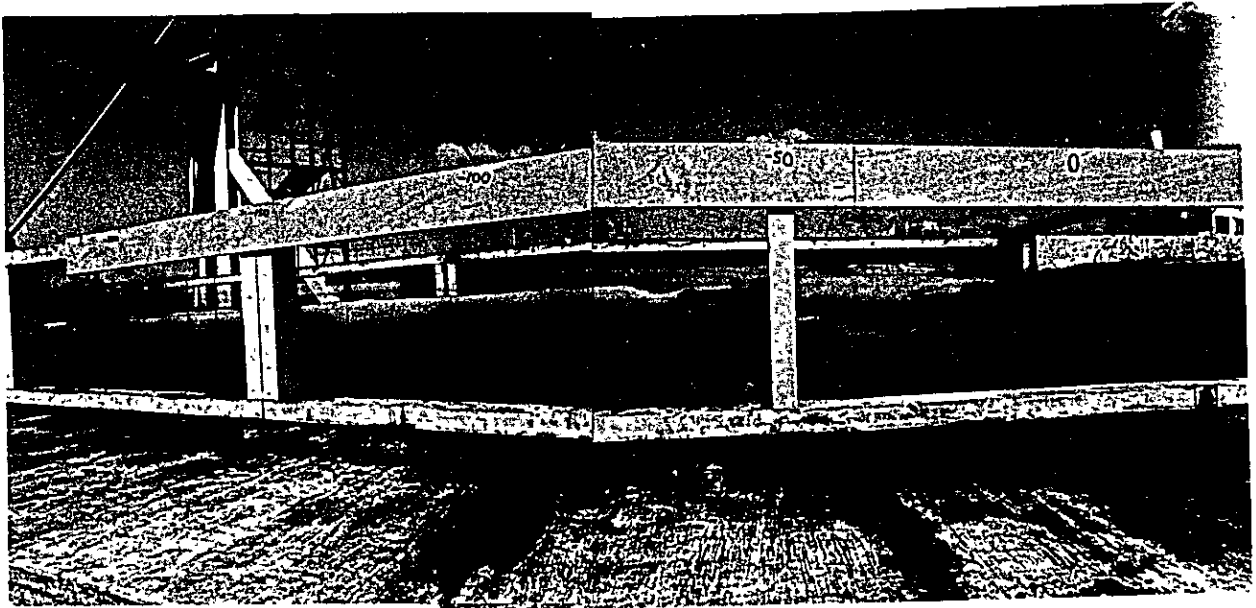


写真-3.1 堰の近傍の流況を側面から撮影

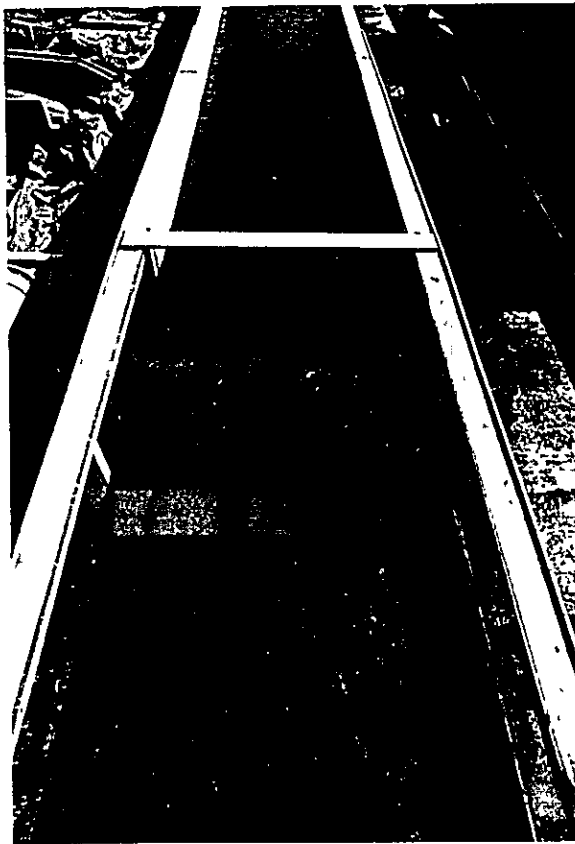


写真-3.2 堰近傍の平面流況

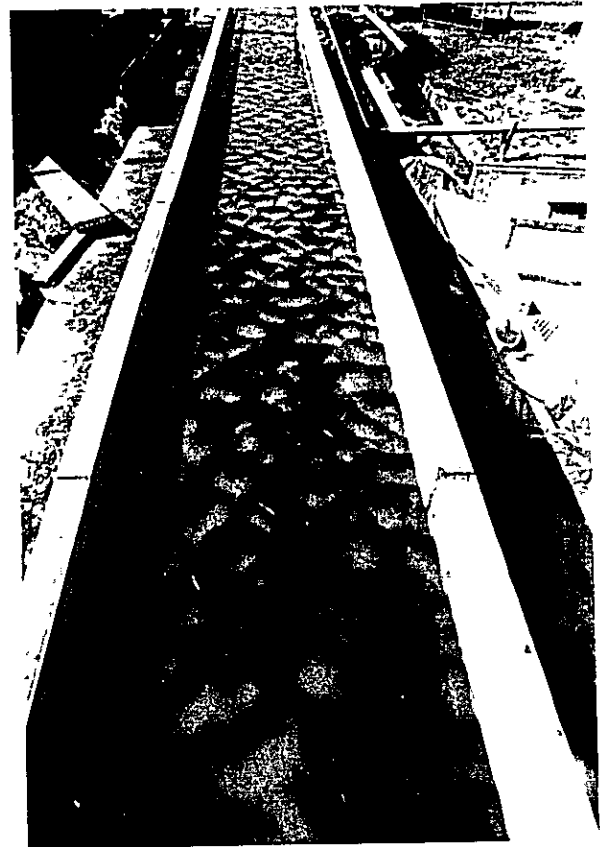


写真-3.3 洪水後の河床形状

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

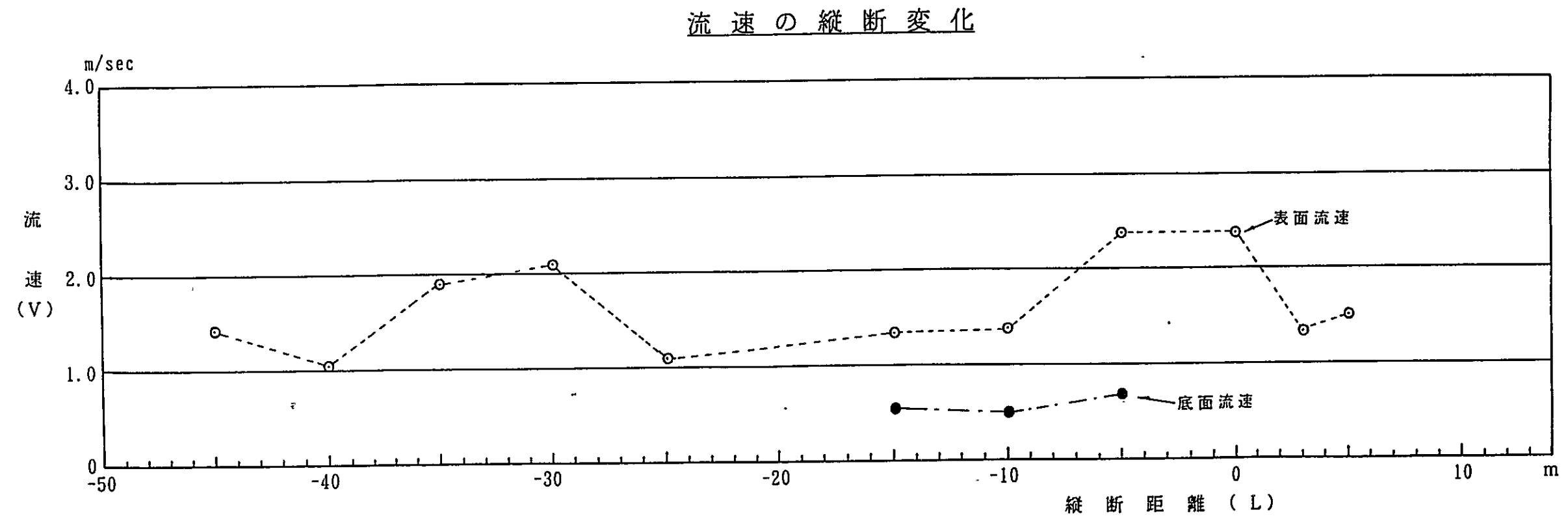
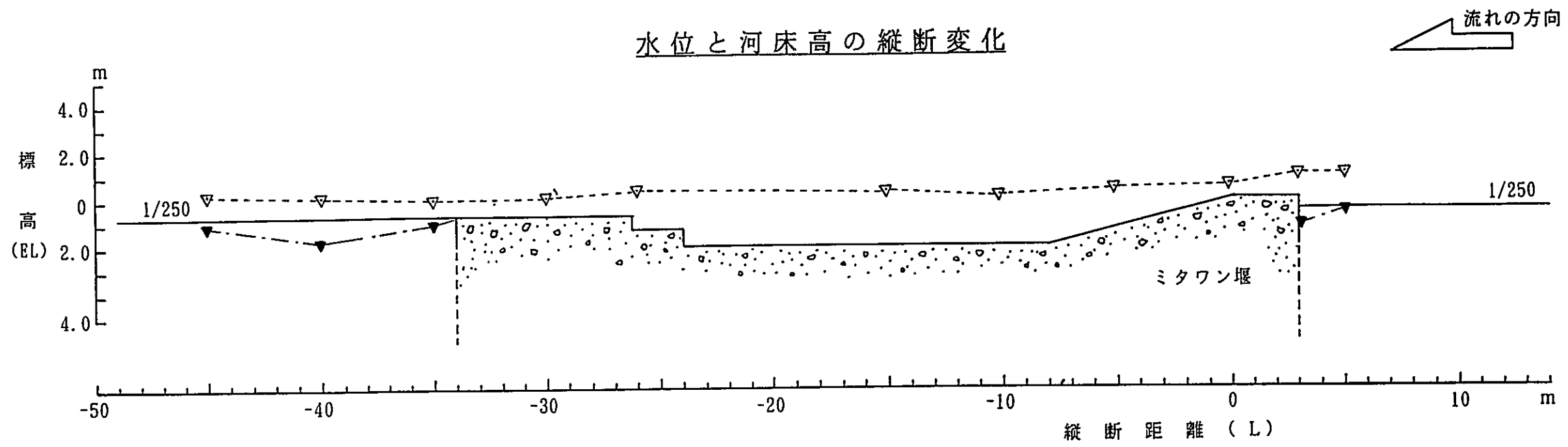


図-5.3(1) 水位・河床高及び流速の縦断変化 (CASE-1 $Q=1,000\text{m}^3/\text{sec}$)

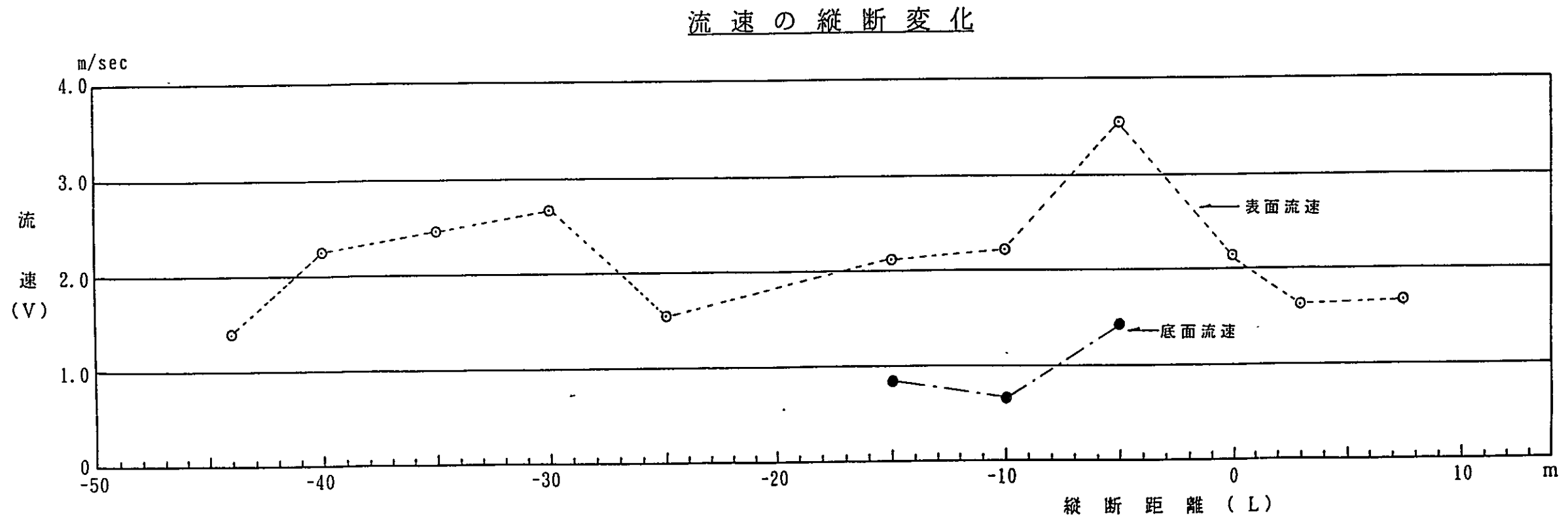
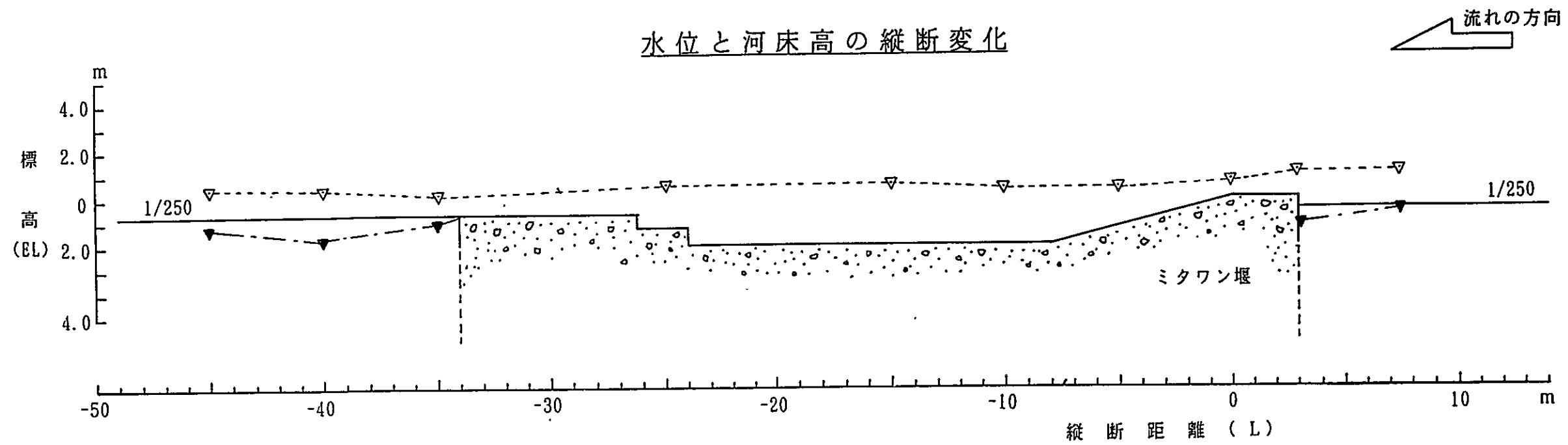


図-5.3(2) 水位・河床高及び流速の縦断変化 (CASE-2 $Q=1,500\text{m}^3/\text{sec}$)

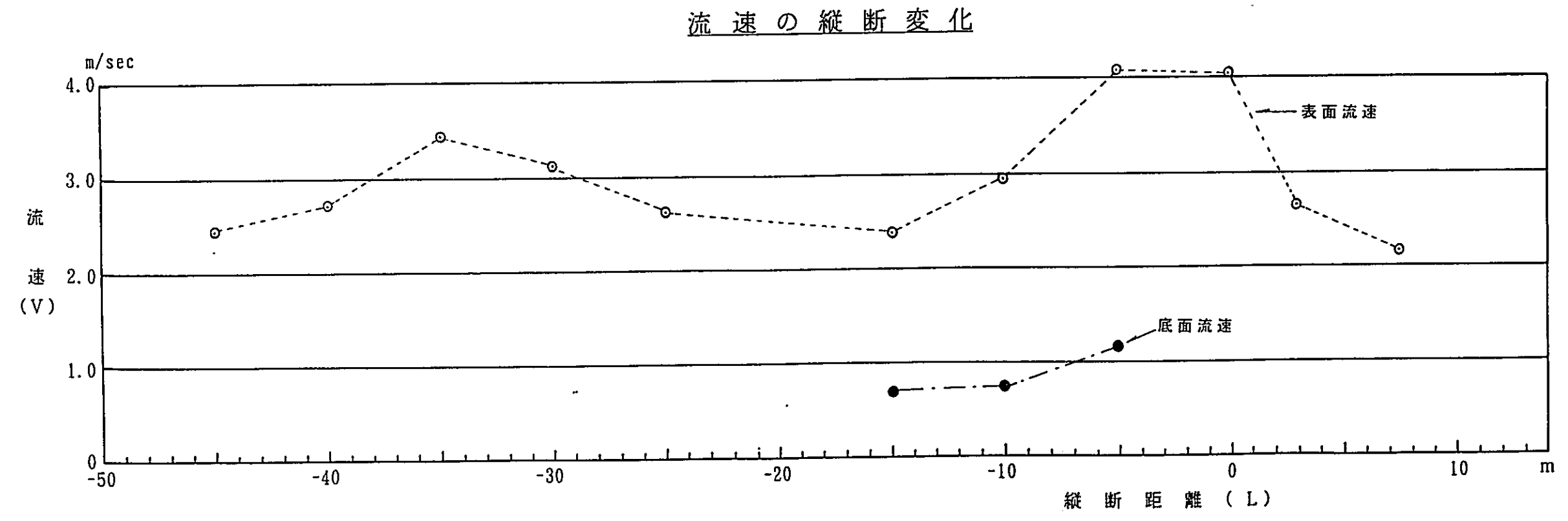
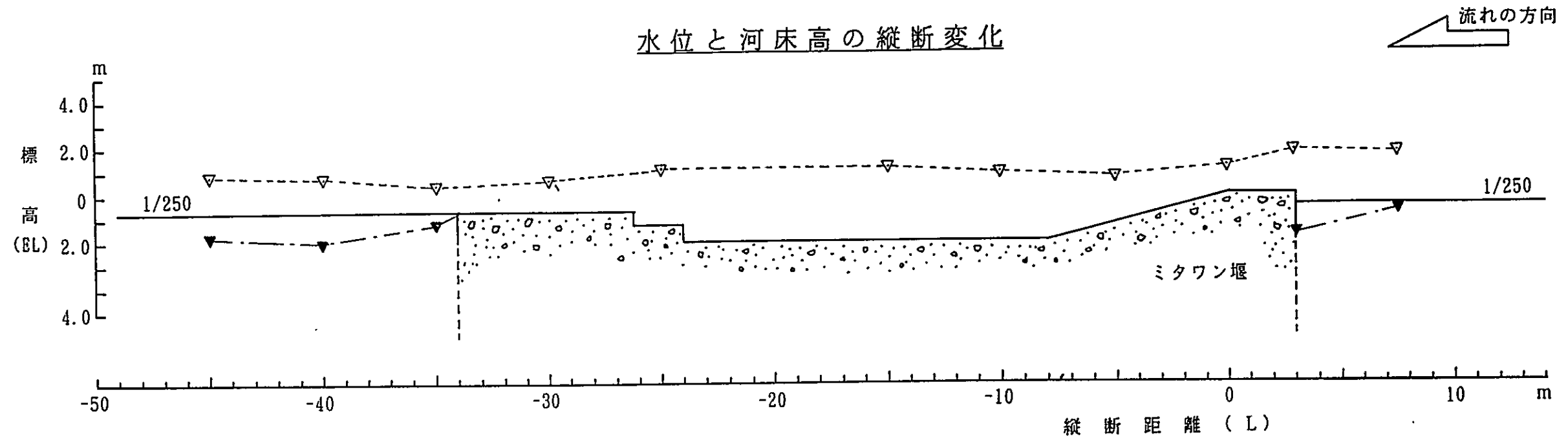


図-5.3(3) 水位・河床高及び流速の縦断変化 (CASE-3 $Q=2,500\text{m}^3/\text{sec}$)

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

図-5.4にハドワリバンドがある場合の各流量ごとの分流量を、図-5.5にハドワリバンドを撤去した場合の各流量を示す。また、表-5.3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-5.3 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-5.3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。図-5.6に流量別の流向平面図を示す。また、表-5.4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-5.4 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-5.7、図-5.8参照）。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。

凡 例	
□	Escape
▨	南側水路
▩	北側水路

現況地形
ハドワリバンドが有る場合

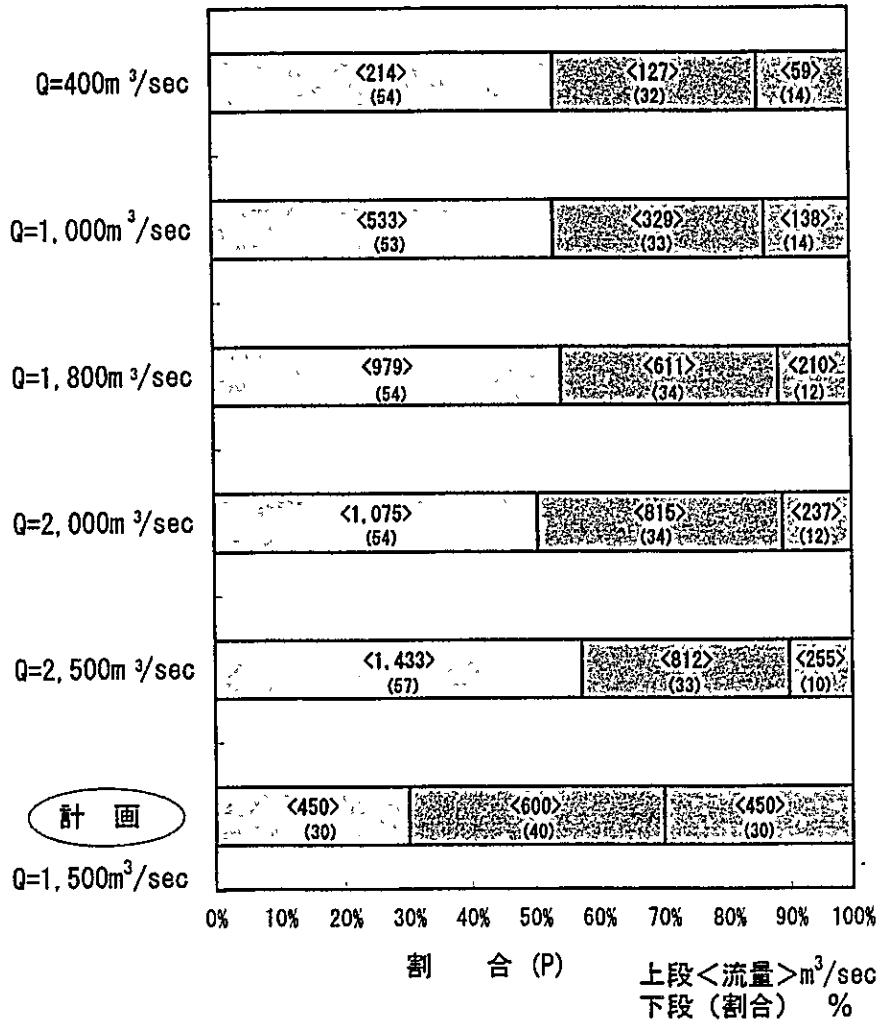


図-5.4 流入量に対する分流量の割合 (固定床実験)

現況地形
ハドワリバンドが無い場合

凡 例	
<input type="checkbox"/>	Escape
<input type="checkbox"/>	南側水路
<input type="checkbox"/>	北側水路

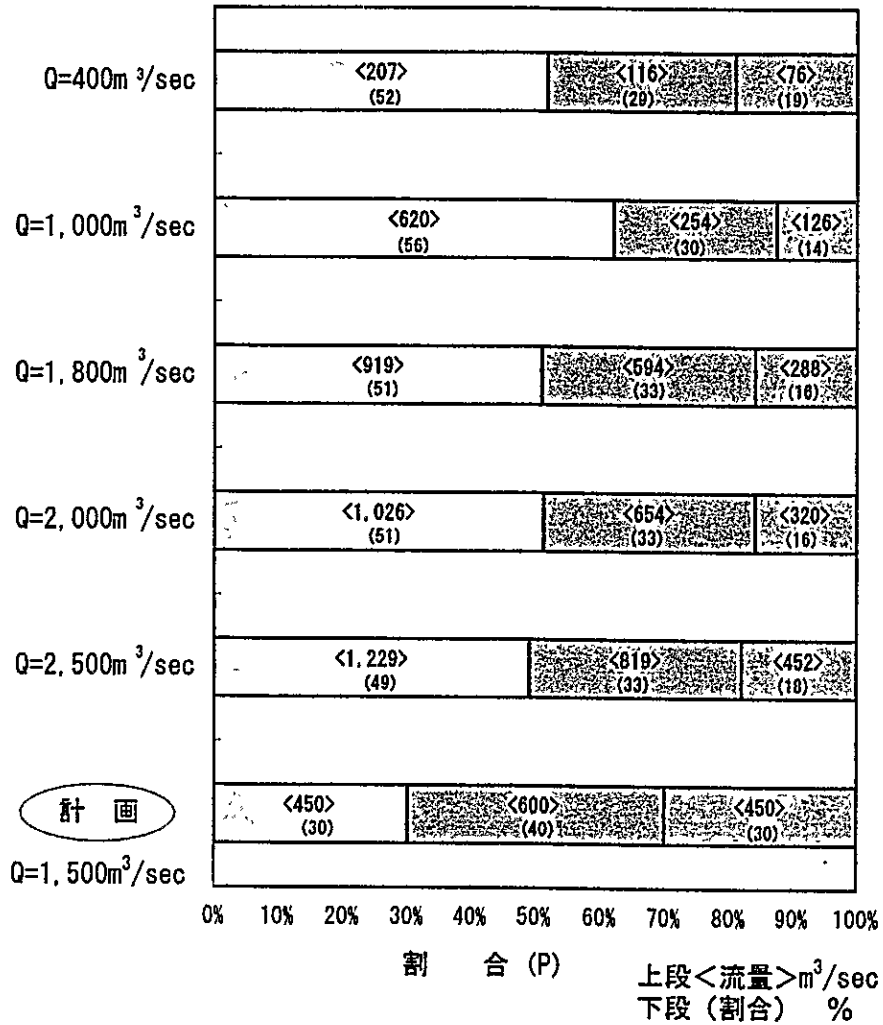
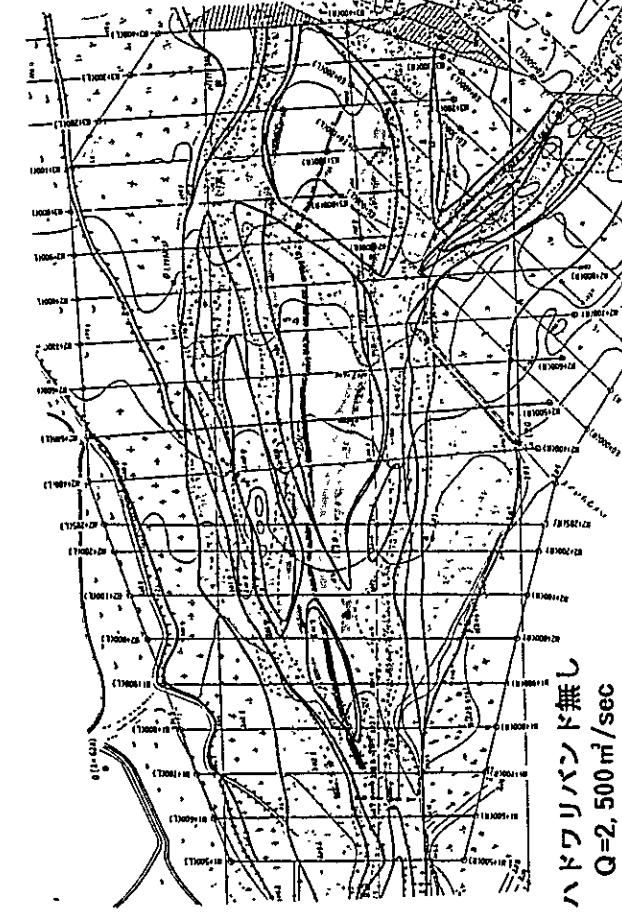
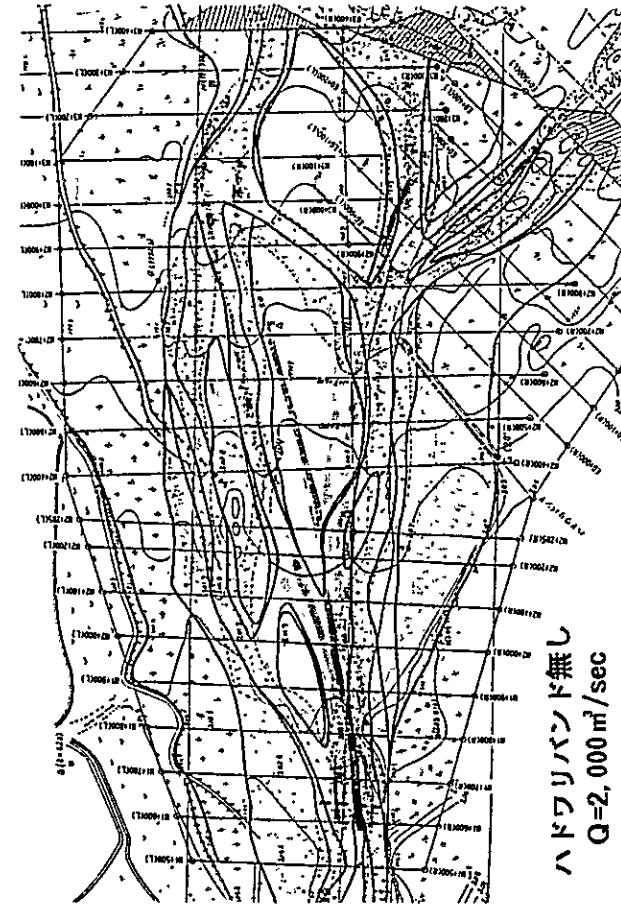
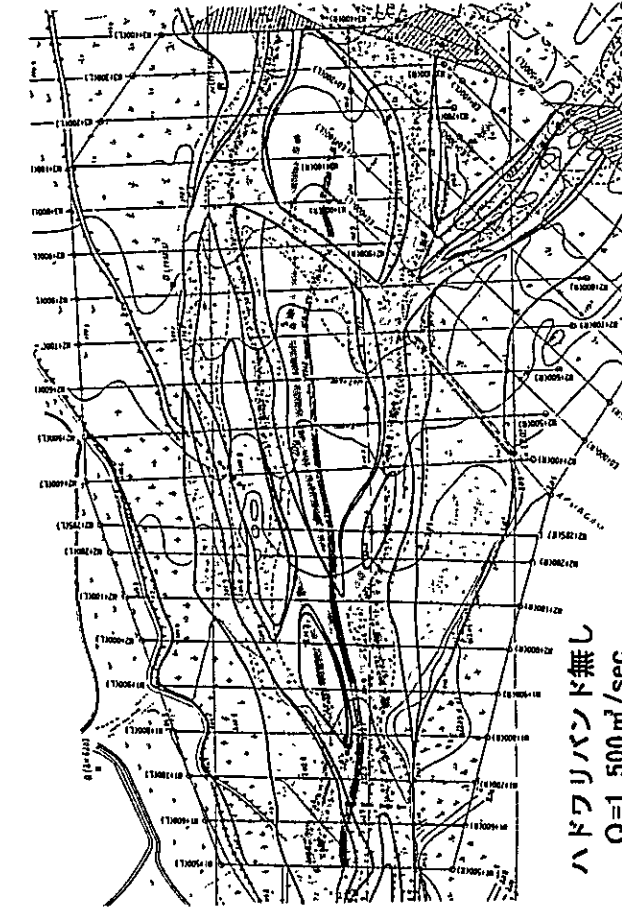
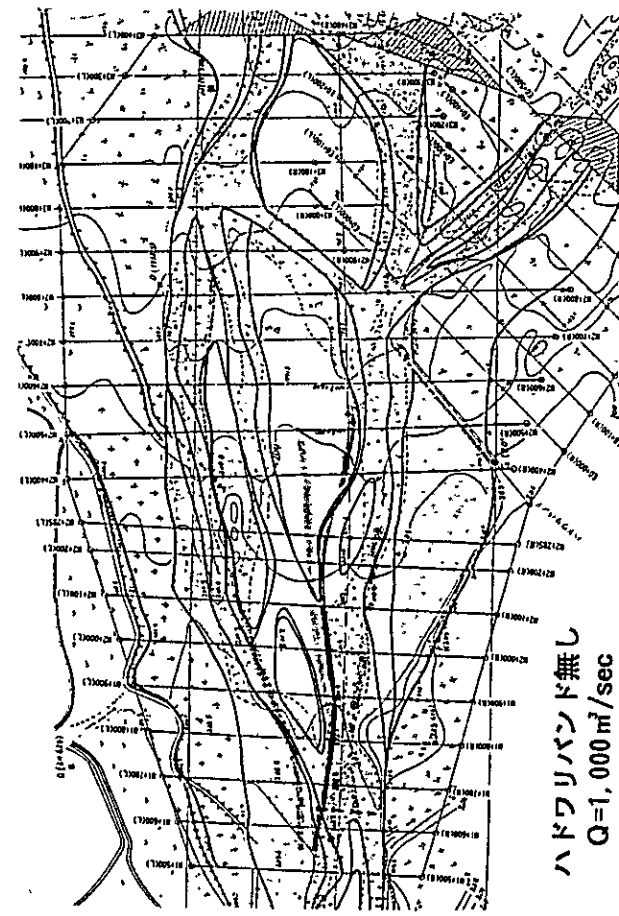
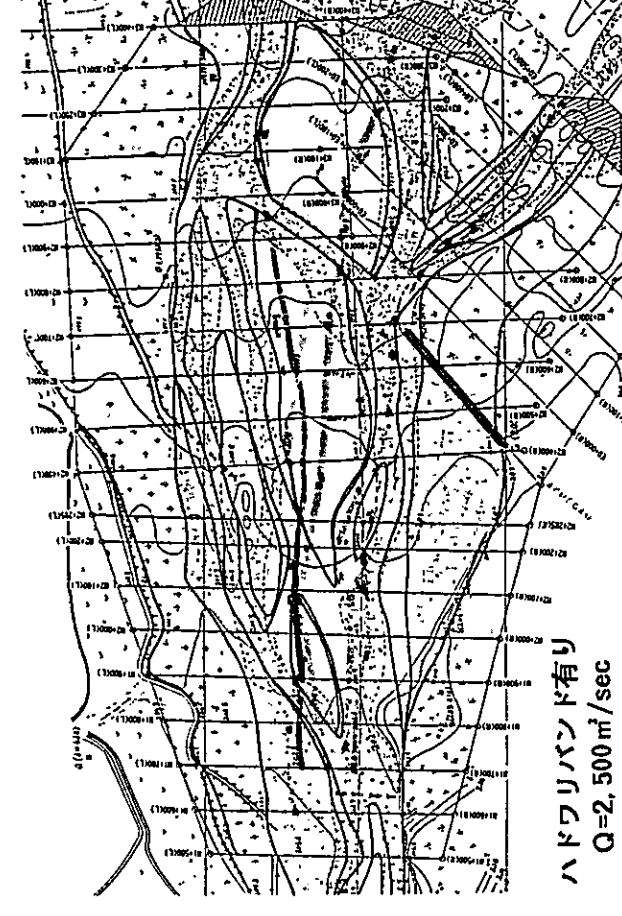
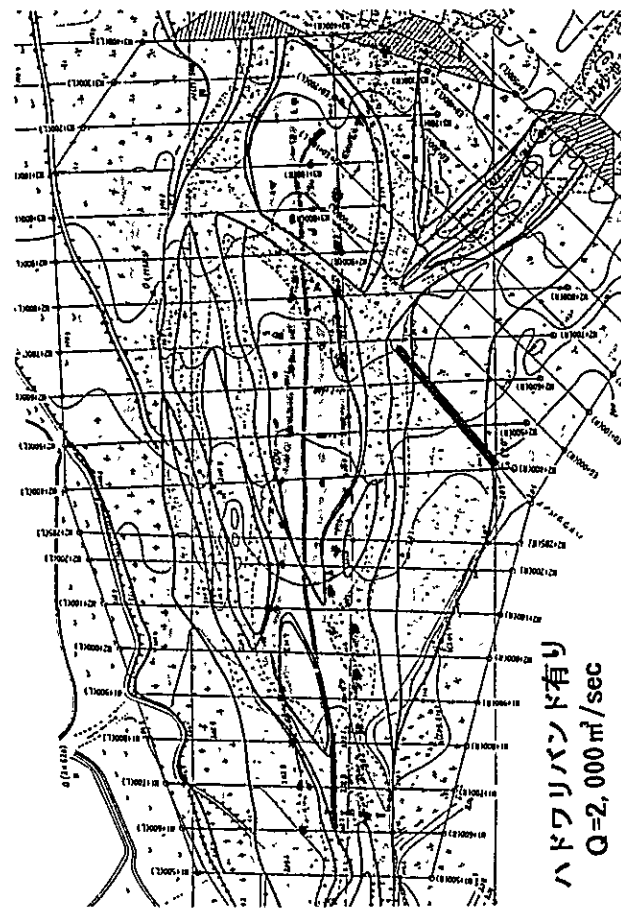
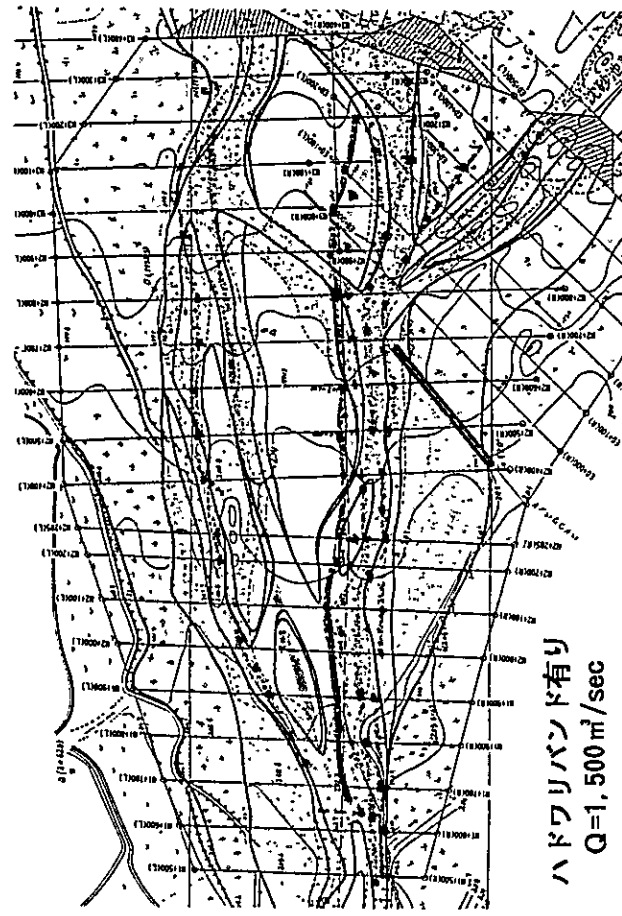
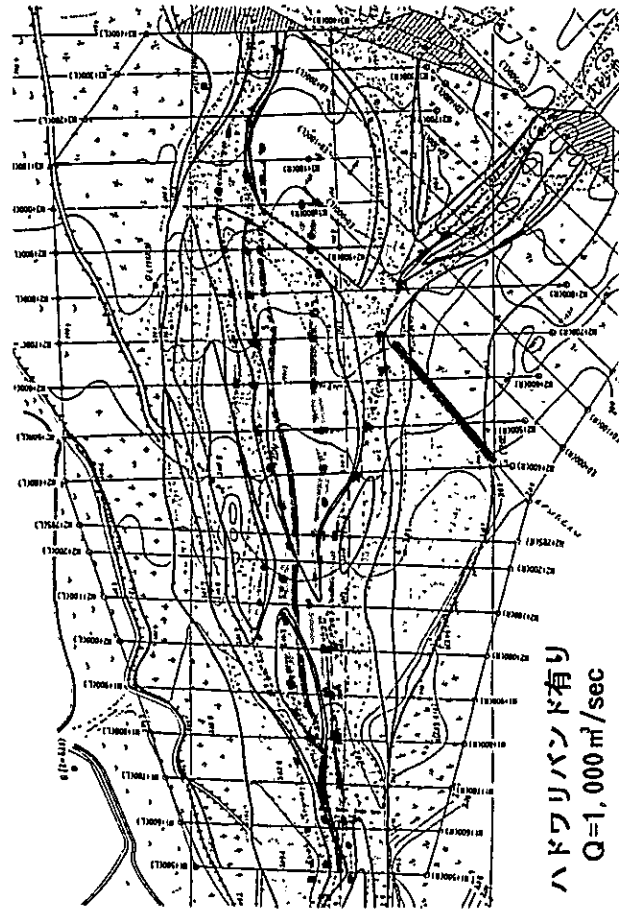
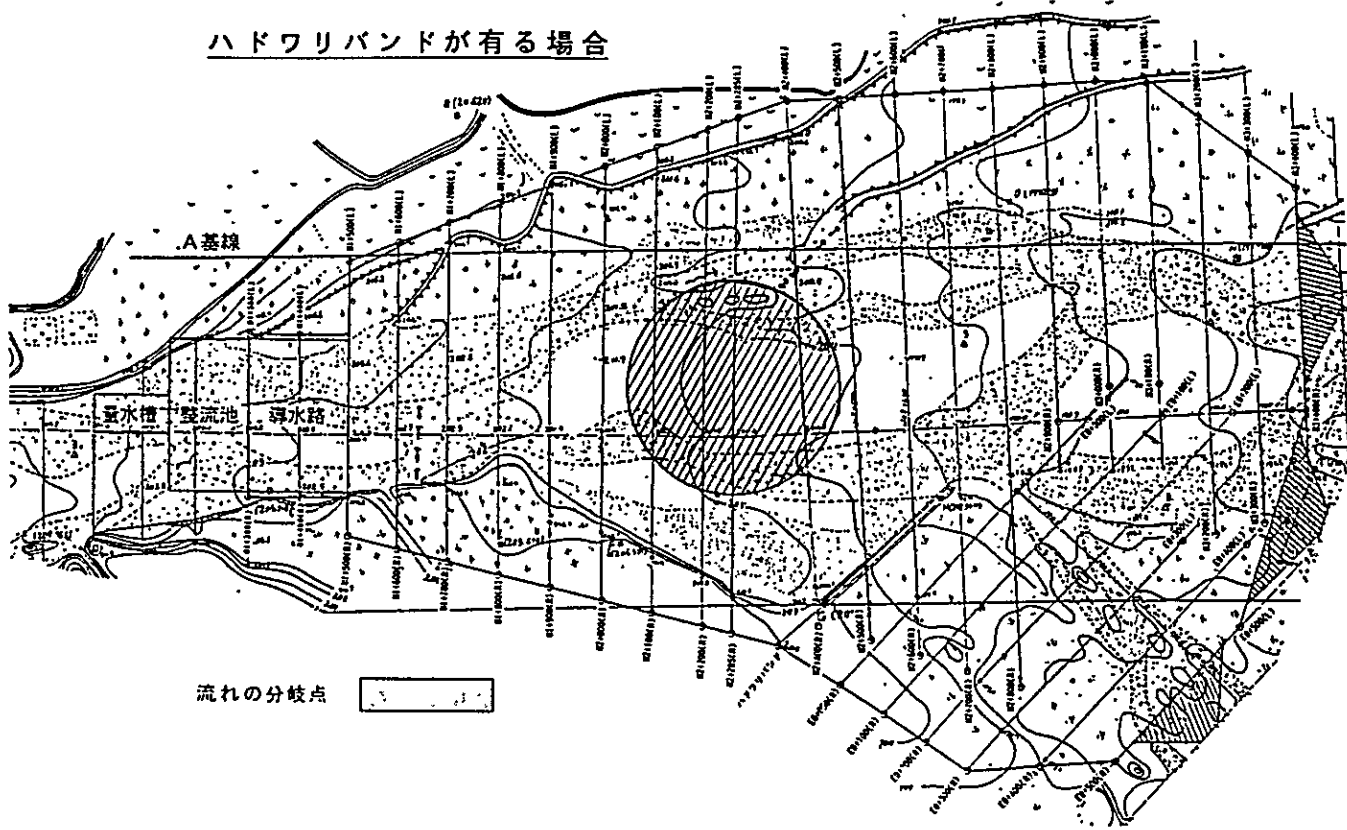


図-5.5 流入量に対する分流量の割合 (固定床実験)



図—5.6 現況河道の流向平面図

ハドワリバンドが有る場合



ハドワリバンドが無い場合

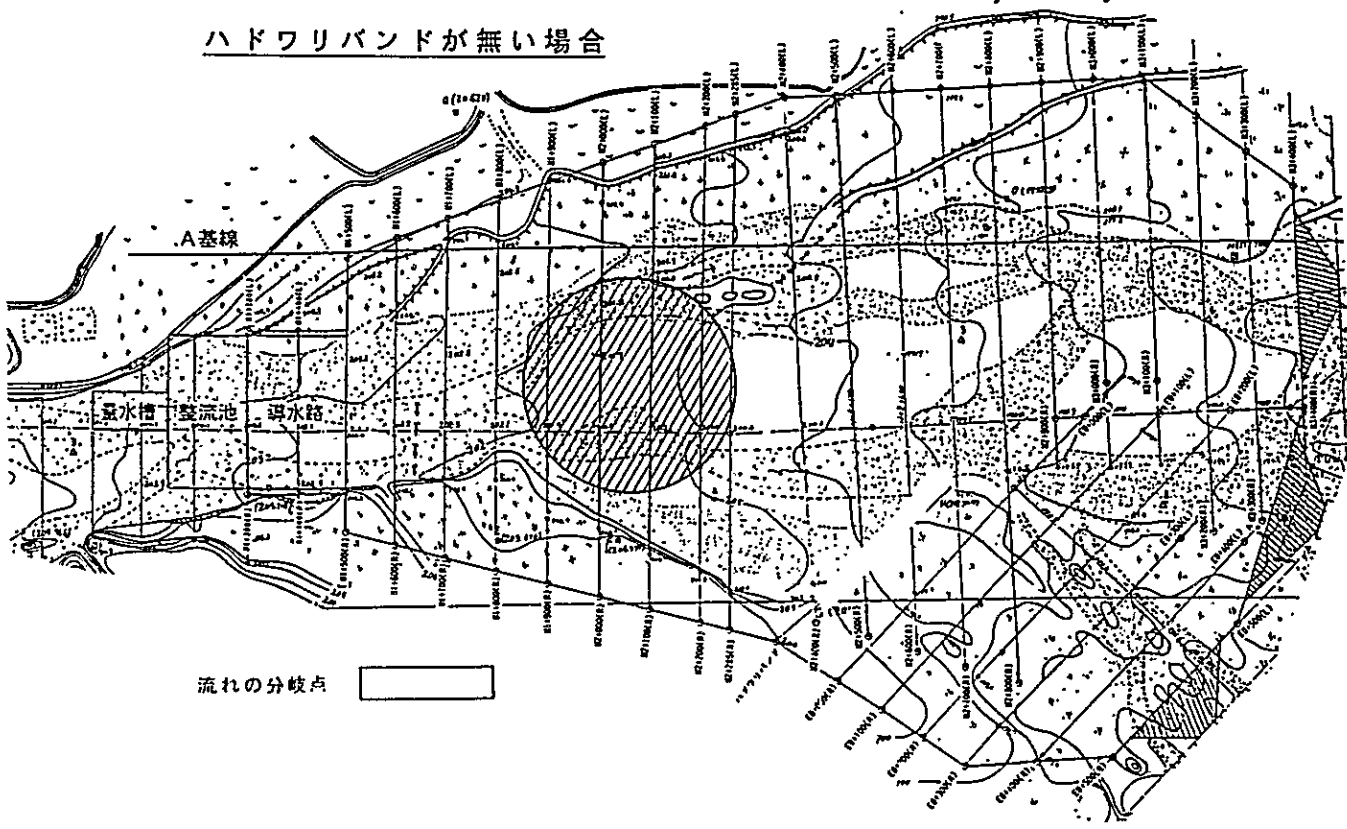


図-5.7 現況河道の流向の分岐点位置図

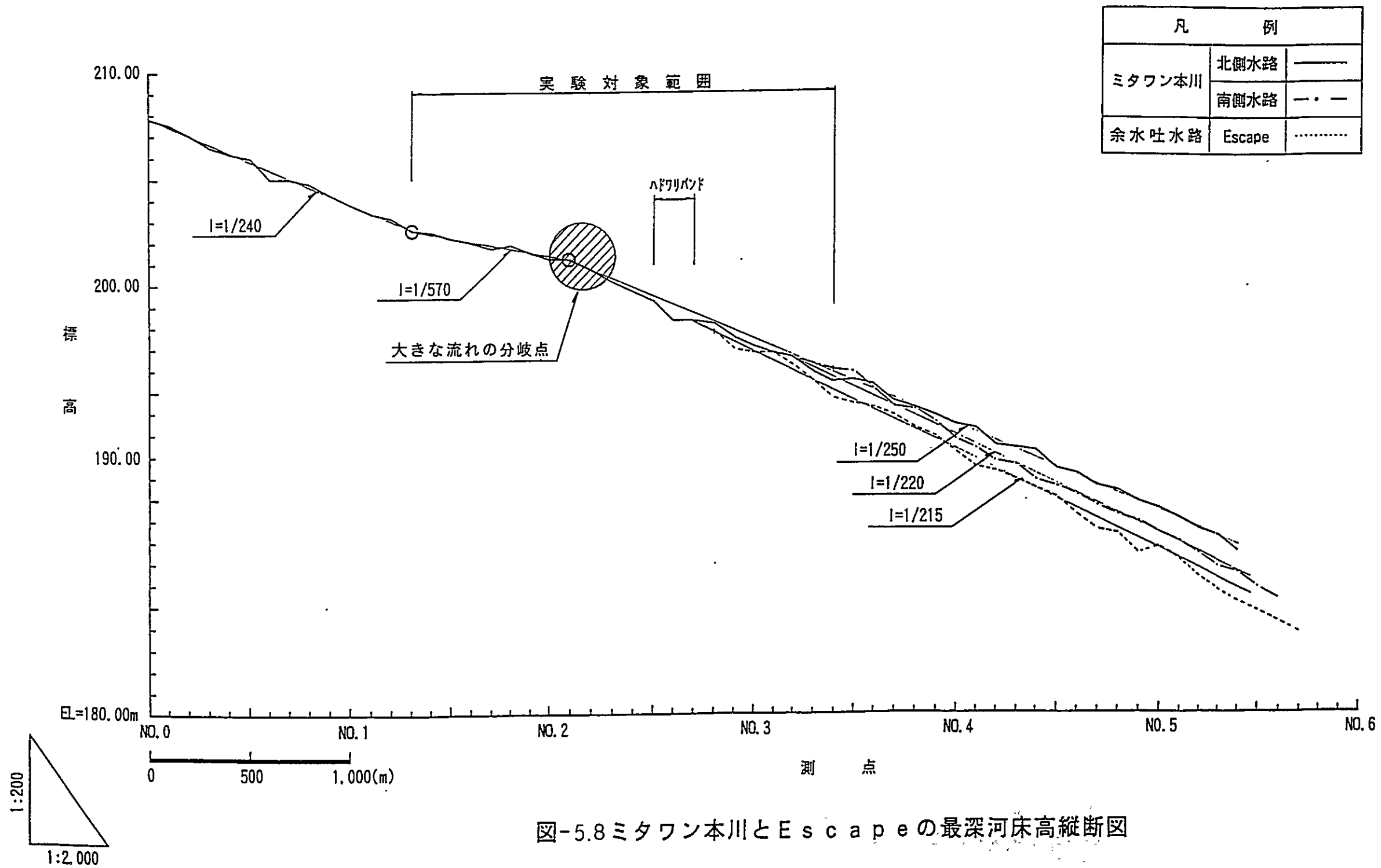
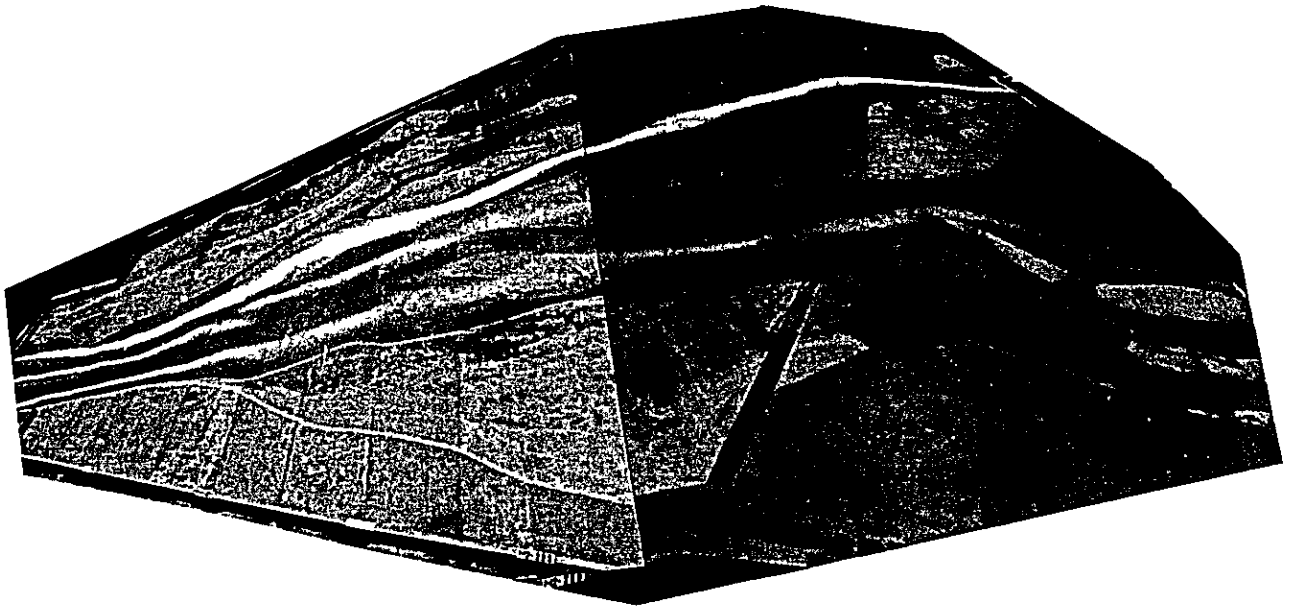
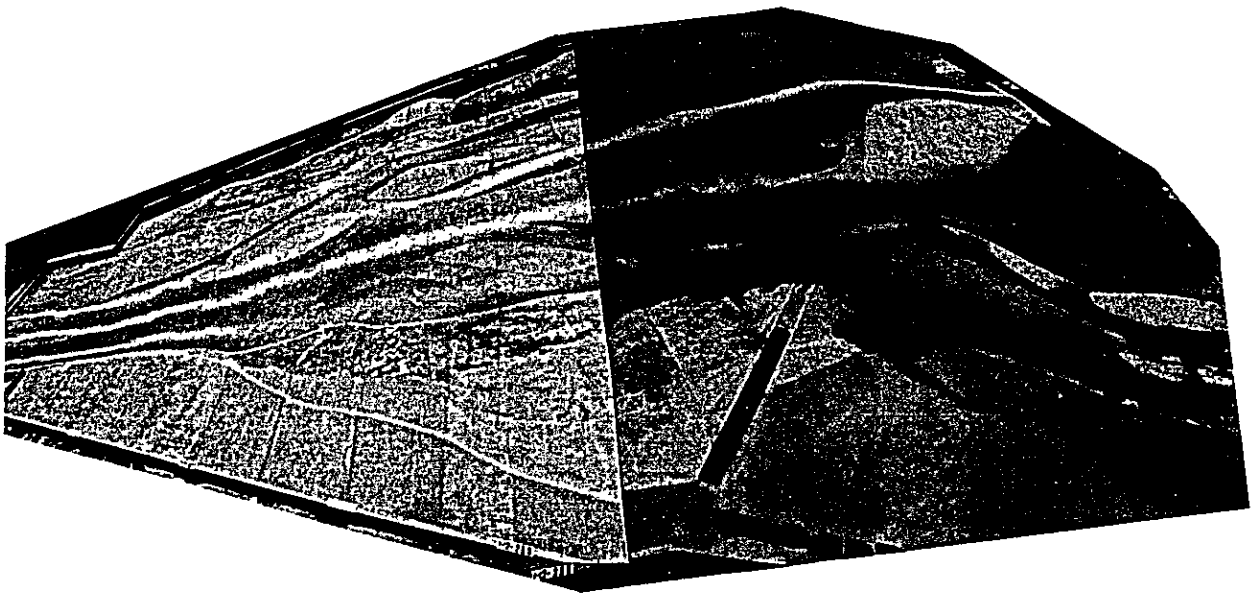


図-5.8ミタワン本川とEscapeの最深河床高縦断図



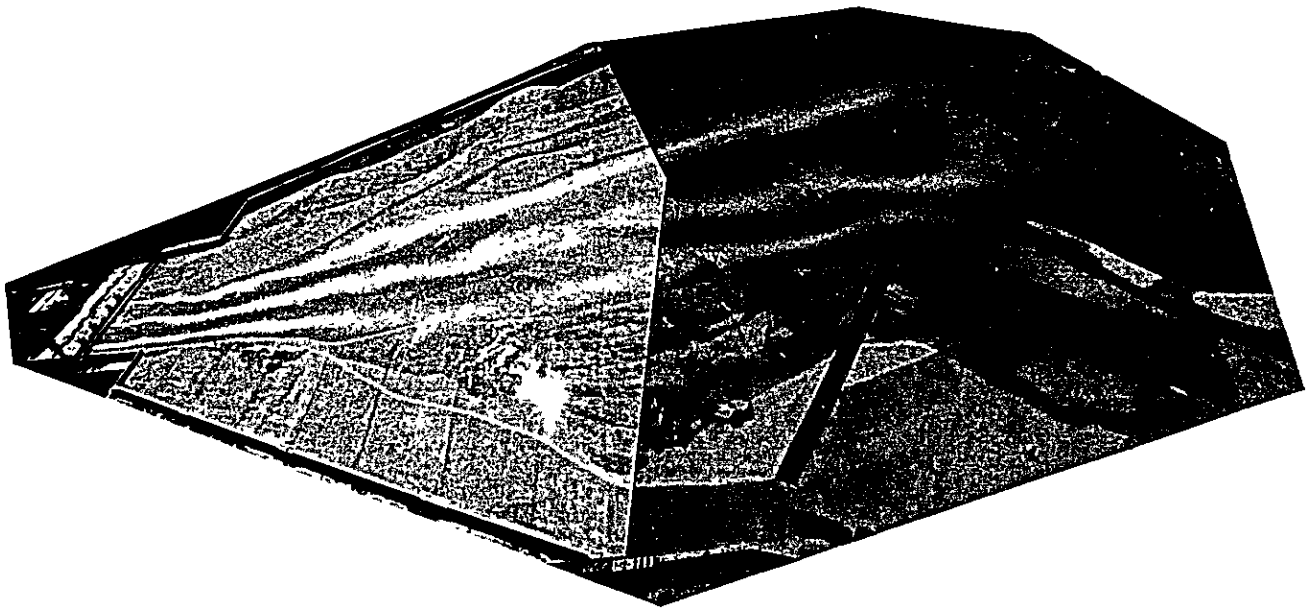
$Q = 400 \text{ m}^3 / \text{sec}$ 時



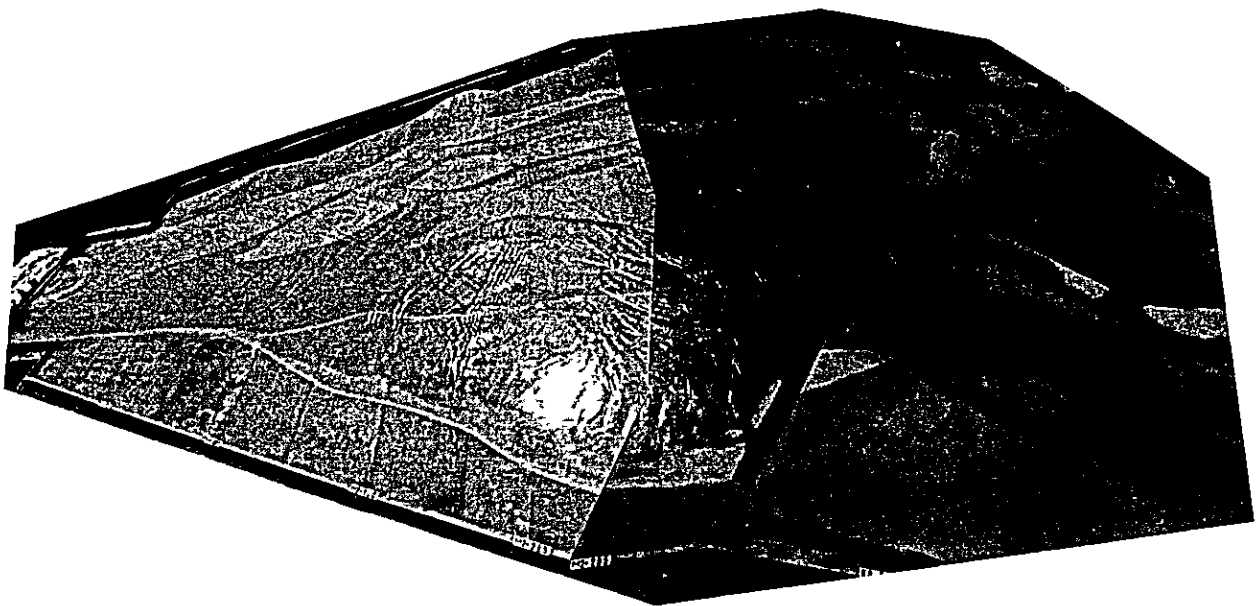
$Q = 1,000 \text{ m}^3 / \text{sec}$ 時

写真-5.1(1)

流向平面写真 (ケース1)



$Q = 2,000 \text{ m}^3 / \text{sec}$ 時



$Q = 2,500 \text{ m}^3 / \text{sec}$ 時

写真-5.1(2)

流向平面写真 (ケース1)

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-5.9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、400 m³/sec、1,000 m³/sec、1,800 m³/sec、2,000 m³/sec、2,500 m³/secと分流堰の設計流量である1,500 m³/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

図-5.10 にミタワン堰設置後の各流量ごとの分流量を、表-5.5に設計流量時の分流割合の比較を示す。

表-5.5 設計流量時(1,500 m³/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1,500 m³/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>

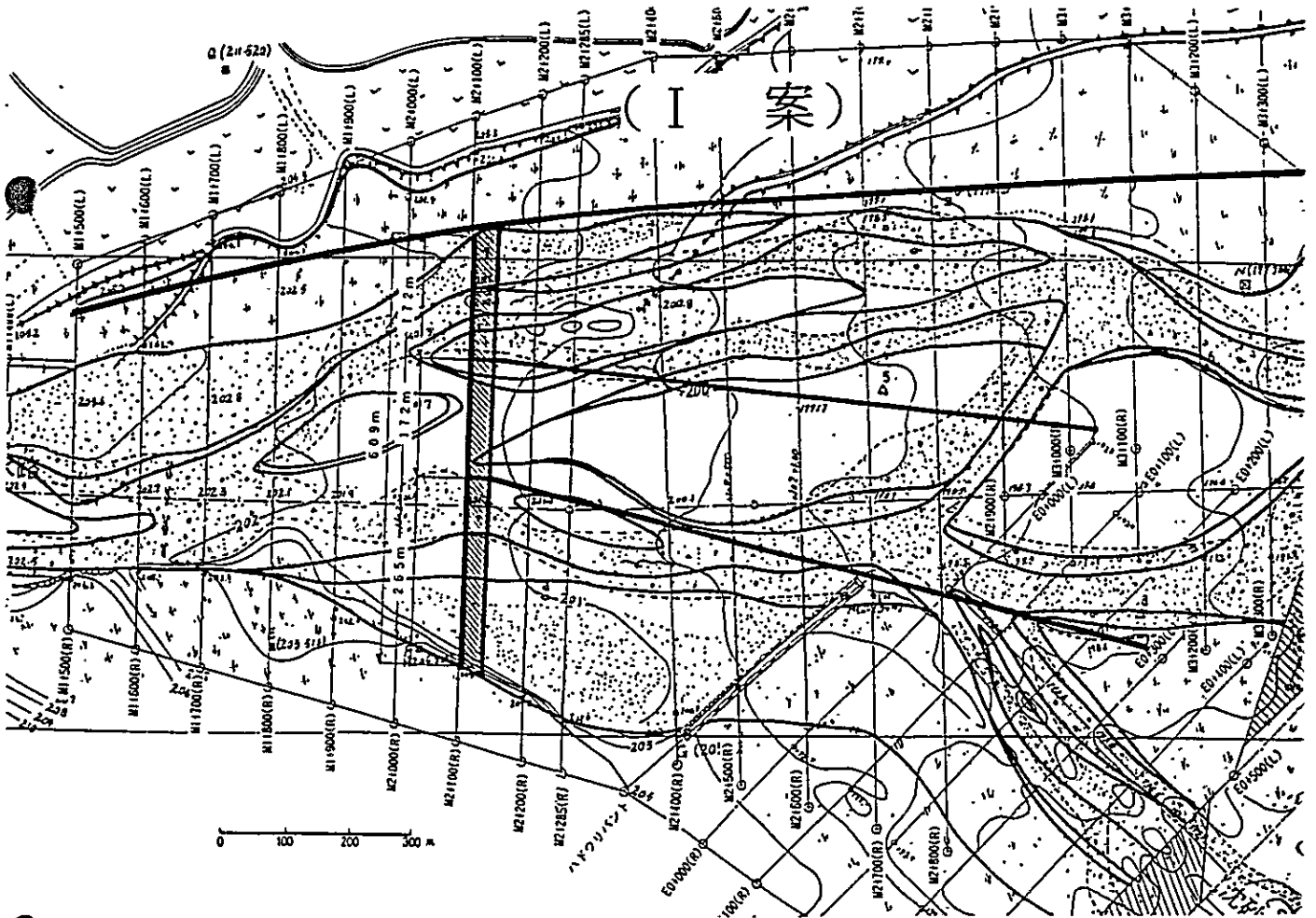
ミタワン本川側（北側水路+南側水路）とエスケープ側の分流割合は68%：32%とほぼ計画値（70%：30%）に近い割合で分流できることが確認された。しかし、北側水路と南側水路の関係については、南側が北側よりも多くなると予測していたが、実験では逆転する結果となった。

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。

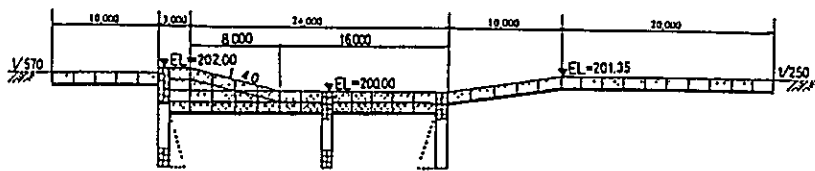
堰の上流側の河床が変化しないものと仮定すると、設計流量時に所定の分流割合で各水路に分流するためには、水通し幅を表-5.6のように修正すればよいことになる。

表-5.6 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%



側面図



横断面図

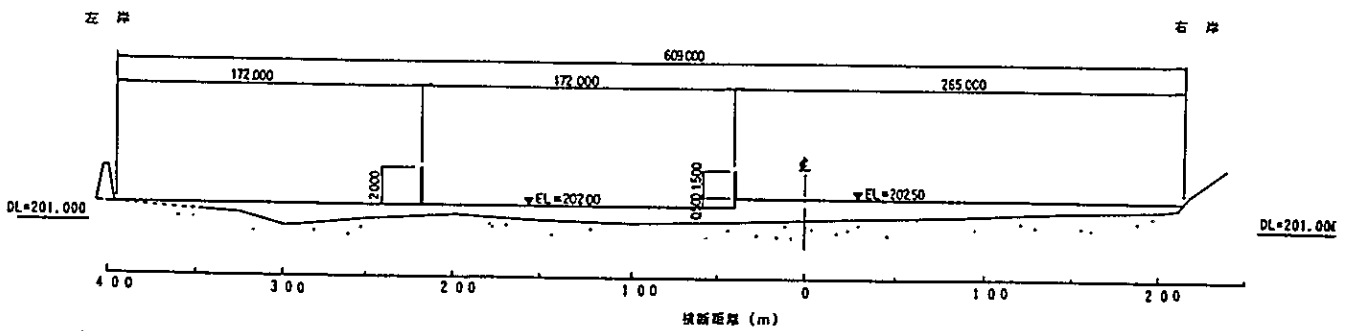
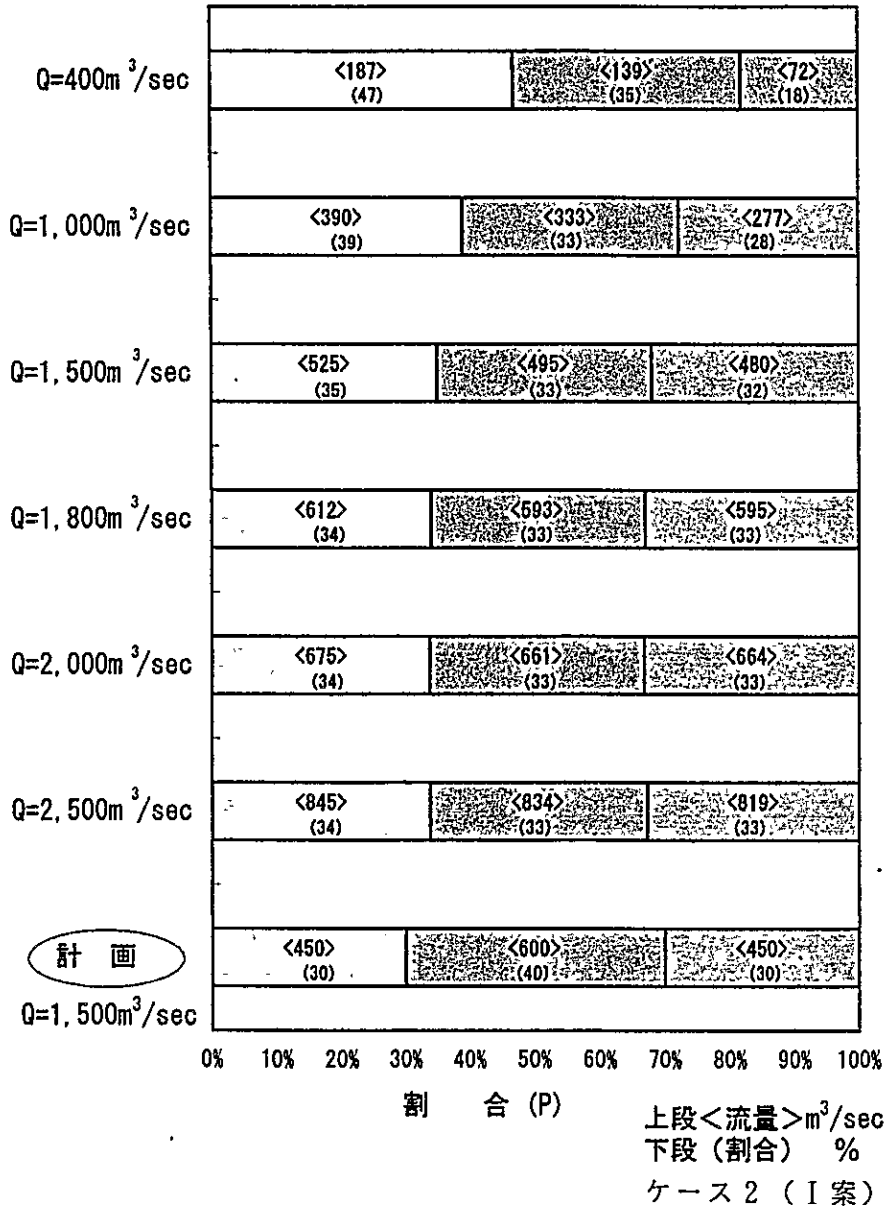


図-5.9 ミタワン堰及び導流堤の形状図 (ケース2 ; I 案)

M2+100に堰を設置
導流堤により河道を3分割
護岸法線を滑らかな放物線
状に施工した場合

凡 例	
<input type="checkbox"/>	Escape
<input type="checkbox"/>	南側水路
<input type="checkbox"/>	北側水路



図一5.10 流入量に対する分流量の割合 (固定床実験)

ケース 2

写真-5. 2

M2+100地点に設置したミ
タワン堰と導流堤



写真-5. 3

M2+100地点に設置したミ
タワン堰

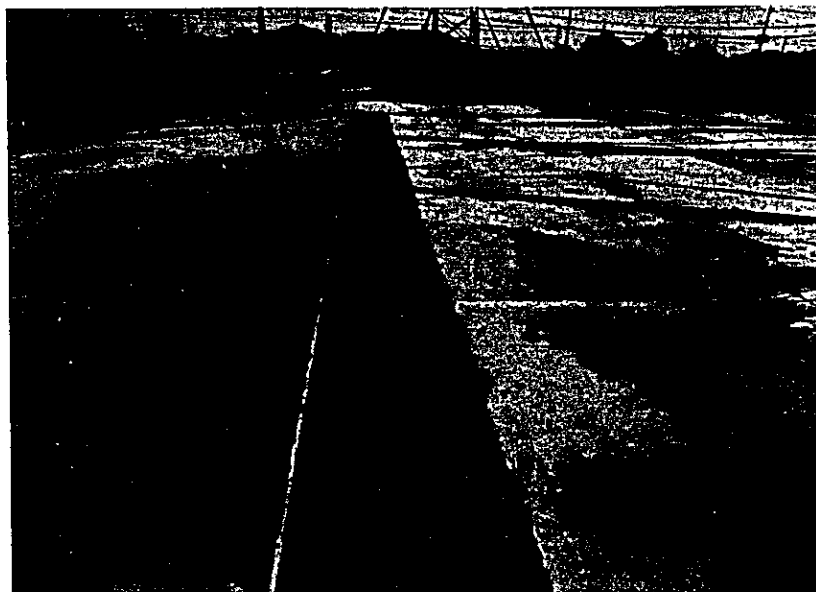


写真-5. 4

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



Q = 4 0 0 m³/sec時の状
況



Q = 1, 5 0 0 m³/sec時
の状況



Q = 2, 5 0 0 m³/sec時
の状況

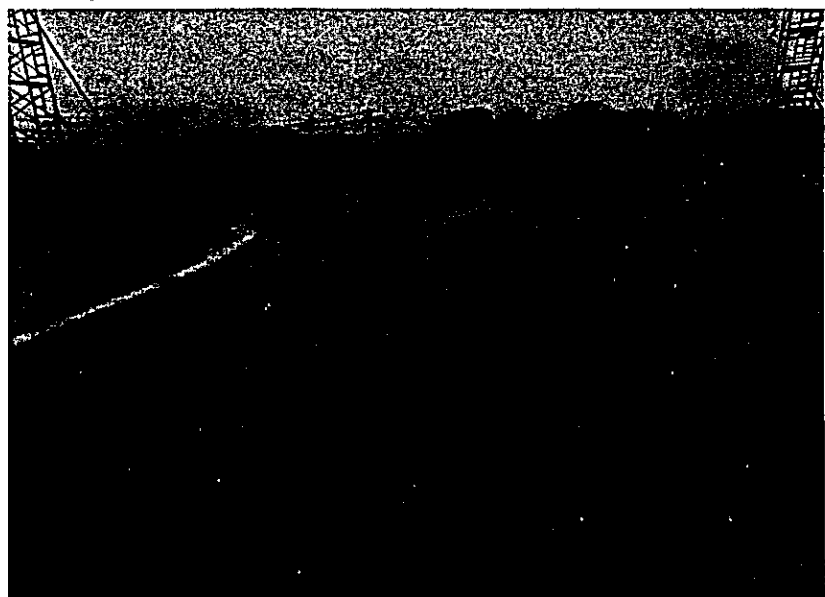


写真-5.5 ミタワン堰上流の主流線の変化 (ケース2)