

土 木 研 究 所 資 料

百間川分水路模型実験報告書〔Ⅱ〕

— 百間川分水路低水路法線形状と保護工等に関する検討 —

昭和53年 3 月

建設省土木研究所

鹿 島 試 験 所

正 誤 表

ページ	行	誤	正
23	下から 5 行目	一 同	一 様
35	(5-11) 式の下	湿潤温度である	湿潤密度である。
36	図 5-1	V_m	U_m

— ま え が き —

百間川分水路は旧幕時代に岡山城下の洪水防禦のため開削された(1686年),巾100間,流程3里の人工河川である。この分水路は開削当初においては当時の土木技術の粋を集めて築造したものといわれており,今日に至る約300年間,岡山市の洪水の安全弁として幾多の洪水を防いできた。しかし,昭和9年9月の室戸台風をはじめ,昭和20年枕崎台風等の大洪水では堤防各所で欠潰し,市街地,農地に大被害を与えたにもかかわらず,百間川の改修は災害復旧程度にすぎず,今日でも旧幕時代の原形をとどめている。こうした背景のもとに,いくつかの改修計画(案)の変遷をたどってきたが,今日に至っては計画流量の見直しとともに改修工事が待たれる段階となった。

百間川分水路の現計画流量は $Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$ であるが,将来計画として $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ 案もある。しかし現在の百間川分水路の疎通能力は陸間までの水位をとると $Q=200\sim300\text{ m}^3/\text{s}$ で,堤防高までとつてもせいぜい $Q=800\text{ m}^3/\text{s}$ 前後であることから,現河道(短形断面)の高水堤防の旧堤拡築を行い,さらに河道を掘削し低水路を設けた複断面河道とし,疎通能力の増大を計ろうとするものである。

土木研究所・鹿島試験所ではこの河道計画を実施するにあたって,中国地建,岡山河川工事事務所より依頼をうけ模型実験により検討したものであり,本報告書は昭和50~51年度にかけて実施してきた模型実験の成果をまとめたものである。

模型実験では低水路法線形状の検討を主とし,また低水路および高水敷の保護工について,その位置および規模の検討を行った。従来からこうした複断面河道にあつての低水路法線形状の決め方には

1. センターライン方式
2. 洪水主流部流線方式
3. 高水敷の利用,構造物,取水等の他の条件を優先させるもの

等が挙げられる。こうした考え方にはそれぞれ一長一短があり,堤防の安全,高水敷の維持,水衡部位置の固定と局所洗掘等を考慮し決定する必要がある。ここでは石炭粉による移動床実験を実施し,前記1~3の法線形を適当に組合せたものを数ケース設定して,流れの状況や河床変動状況等を観察し,実験結果を比較しながら低水路法線形を検討した。そして水衡部には保護工を設置し河道計画を立案するうえでの基礎資料を得た。

本報は第1章に百間川分水路の概要を述べ,第2,3章で実験方法等について説明し,第4章では実験結果をのせた。そして第5章では実験結果をまとめ,その考察を行い,第6章は実験結果より得られた結論部よりなる。巻末には参考資料として土木研究所で実施した水理計算結果を添付する。

なお,本報に用いられている数式等の記号は断わりがないかぎり一般に河川水理学で用いられる慣用語の意味をもつ。

目 次

まえがき

第1章 百間川分水路の概要	1
1-1 百間川分水路とその河道計画	1
1-2 百間川分水路の自然条件	5
1-2-1 地質構造	5
1-2-2 河床材料	5
第2章 実験の目的	8
第3章 模型実験について	9
3-1 模型実験の相似率	9
はじめに	9
3-1-1 三次元流れの相似条件	9
3-1-2 Froudeの相似則	10
3-1-3 河床変動の相似	11
3-2 模型製作とその縮率	12
3-2-1 模型製作	12
3-2-2 模型縮率	13
3-3 実験の進め方と実験ケース	13
3-4 実験方法	17
3-4-1 実験条件の設定	17
3-4-2 水位測定	17
3-4-3 流況および河床変動状況測定	17
3-4-4 流速測定	17
3-4-5 河床高測定	18
3-4-6 局所洗掘測定	18
第4章 実験条件と実験結果	19
4-1 低水路法線形第1案に関する実験結果	19
4-1-1 実験条件	19

4-1-2	水 位	19
4-1-3	流 況	20
4-1-4	河床変動状況	20
4-2	低水路法線形第2案に関する実験結果	21
4-2-1	実験条件	21
4-2-2	水 位	22
4-2-3	流 況	23
4-2-4	河床変動状況	24
4-3	低水路法線形第3案に関する実験結果	25
4-3-1	実験条件	25
4-3-2	流 況	25
4-3-3	河床変動状況	26
4-4	低水路法線形第4案に関する実験結果	26
4-4-1	実験条件	26
4-4-2	水 位	26
4-4-3	流 況	27
4-4-4	河床変動状況	29
4-5	低水路法線形第5案に関する実験結果	29
4-5-1	実験条件	29
4-5-2	流 況	30
4-5-3	河床変動状況	30
第5章	実験結果のまとめとその考察	31
5-1	本実験の粗度の相似性について	31
5-2	流砂現象の相似性について	32
5-3	実験水位について	33
5-4	流況について	34
5-5	流速分布について	35
5-6	河床変動について	36
5-7	河床形態について	38
5-8	わん曲部の流れについて	40
5-9	ピアー周辺の流れについて	50

第6章 百間川分水路河道計画(案) —実験結果より—	53
6-1 低水路法線形状	53
6-2 河川構造物の施工位置について	54
6-2-1 護岸工法	54
6-2-2 ピアーの配置とその周辺の工法	54
あとがき	58
参考文献	59
参考資料	61
I 百間川分水路の水理的検討	63
はじめに	63
I-1 複断面河道の水理	63
I-2 粗度係数について	64
I-3 河床材料の流送形式について	67
I-4 複断面計算結果と単断面計算結果について	67
I-5 低水路内の粗度係数と高水敷上の粗度係数が異なる時	67
I-6 出発水位が河道内水位に与える影響について	68
I-7 粗度係数と水位について	68
I-8 低水路流量の検討	68
I-9 断面縮少(低水路巾縮少)に関する検討	69
I-10 河床高を変えた時の検討	69
I-11 平衡河床に関する検討	70
II 低水路巾についての留意点	70
III 河床条件からみた河道計画上の留意点	71

一 図 目 次 一

図 1 - 1	百間川分水路位置図	1
図 1 - 2	百間川分水路平面図	2
図 1 - 3	流量配分図	3
図 1 - 4	現河道での疎通能力	3
図 1 - 5	百間川分水路計画縦断面図	4
図 1 - 6	標準断面図	4
図 1 - 7	地質縦断面図	6
図 1 - 8	河床材料 (粒径 d_{60}) 縦断分布図	7
図 3 - 1	模型製作断面図	13
図 3 - 2	低水路法線形	15
図 4 - 1	実験水位縦断面図 (実験ケース A - 1 ~ 2)	19
図 4 - 2	" (実験ケース B - 1 ~ 3)	22
図 4 - 3	" (実験ケース C - 1 ~ 6)	27
図 5 - 1	流量配分および流速変化図	36
図 5 - 2	河床変動縦断面図	38
図 5 - 3	中規模河床形態模式図	39
図 5 - 4	わん曲部の流況図 (実験ケース C)	41
図 5 - 5	わん曲部の砂州	42
図 5 - 6 (a)	わん曲部の水面形 (実験ケース C - 4 , 実験開始直後)	45
図 5 - 6 (b)	" (実験ケース C - 4 , 実験終了前)	46
図 5 - 6 (c)	" (実験ケース C - 6 , 実験開始直後)	47
図 5 - 6 (d)	" (実験ケース C - 6 , 実験終了前)	48
図 5 - 7	わん曲部の流速分布	49
図 5 - 8	百間川分水路ピア敷高調査	51
図 6 - 1	百間川分水路河道計画 (案)	55

一 表 目 次 一

表 1 - 1	土粒子の比重および単位体積重量	5
表 1 - 2	河床材料の代表値	5
表 3 - 1	百間川分水路の川巾と高水敷巾	12
表 3 - 2	実験ケース一覧表	14
表 5 - 1	流 況 観 察	34
表 5 - 2	水衝部の位置	34
表 5 - 3	河床変動状況	37
表 5 - 4	河 床 形 態	39
表 5 - 5	7.5 K 附近のわん曲部諸元	43
表 5 - 6	わん曲部の流速分布	44
表 5 - 7	百間川分水路架橋調査表	50
表 5 - 8	ピアーの流水接触面積	52
表 5 - 9	橋脚周辺の水理	52

— 参 図 目 次 —

参図-1	ϕ と H/d , τ_x の関係図 (山本の方法)	65
参図-2	篠原・椿の曲線	65
参図-3	芦田の曲線	66
参図-4	掃流・浮遊の境界	67
参図-5	河床高を変えたときの河床勾配の与え方	69
参図-6	〃 の低水路巾の与え方	70

— 参 表 目 次 —

参表-1	低水路河床形態と粗度係数	73
参表-2	粘性土河床と非粘性土河床の流送特性の比較	71

— 附 図 目 次 —

附图1-(a)	流況図 (実験ケース A-1)	77
附图1-(b)	〃 (〃 A-2)	79
附图1-(c)	〃 (〃 B-1)	81
附图1-(d)	〃 (〃 B-2)	83
附图1-(e)	〃 (〃 B-3)	85
附图1-(f)	〃 (〃 C-1)	87
附图1-(g)	〃 (〃 C-2)	89
附图1-(h)	〃 (〃 C-3)	91
附图1-(i)	〃 (〃 C-4)	93
附图1-(j)	〃 (〃 C-5)	95
附图1-(k)	〃 (〃 C-6)	97
附图2-(a)	流速測定結果 (実験ケース C-2)	99
附图2-(b)	〃 (〃 C-4)	100
附图2-(c)	〃 (〃 C-6)	101
附图3-(a)	河床変動測定結果 (実験ケース C-2~5)	102
附图3-(b)	〃 (実験ケース C-6)	103
附图3-(c)	河床変動図 (実験ケース C-6)	105

附図 4 - (a)	ピアー周辺の流況と洗掘 (山陽新幹線)		107
附図 4 - (b)	" (山陽本線)		108
附図 4 - (c)	" (百間川橋)		109
附図 4 - (d)	" (原尾島橋)		110

第 1 章 百間川分水路の概要¹⁾

1-1 百間川分水路とその河道計画

現在の百間川分水路は旭川 1.3 Km 地点で分派し、分派した流れは途中 2ヶ所の大きなわん曲部をとり、3.8 Km 地点で砂川（左支川）と合流して河口に至る。河口部には河口水門（現状 6 門）が設けられており、そこより児島湾に注ぐ流程 1.3.0 Km の単断面河道である。図 1-1 に百間川分水路の位置図を、図 1-2 に旭川および百間川分水路の平面図を示す。

旭川の改修基本計画は基本高水ピーク流量が $Q=8000\text{ m}^3/\text{s}$ で、上流ダム群（湯原ダム、旭川ダム）により $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ 調節し、基準地点下牧における計画高水流量を $Q=6000\text{ m}^3/\text{s}$ とし、旭川 1.1.3 Km では本川に $Q=4000\text{ m}^3/\text{s}$ 、百間川分水路に $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ の洪水量を分派させるものである（図 1-3）。しかし百間川分水路の現況河道では最大 $Q=800\text{ m}^3/\text{s}$ の疎通能力しかないため（図 1-4）、百間川分水路の河道計画は、こうした現河道の高水堤防の旧堤拡築を行い、低水路掘削および護岸、根固め工等的施工し、複断面河道とするものである。また、橋梁・樋門（管）等の改築および内水対策を進め、計画高水流量の流下に必要な河道を完成させるものである。図 1-5, 6 に計画縦断面図と標準断面図を示す。

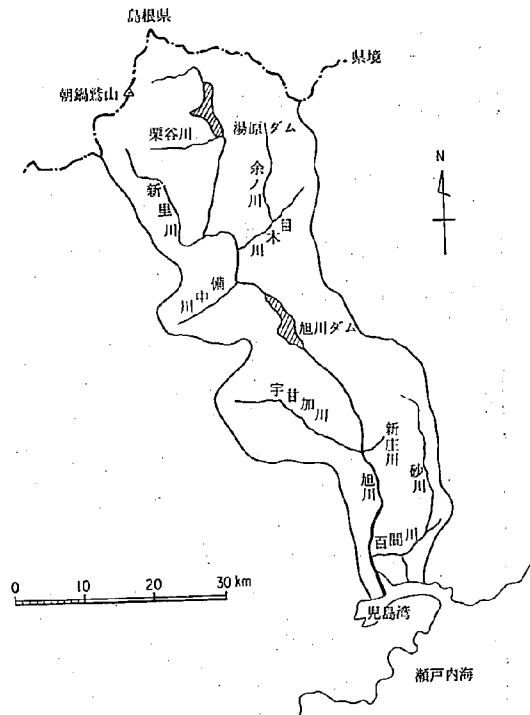


図 1-1 百間川分水路位置図

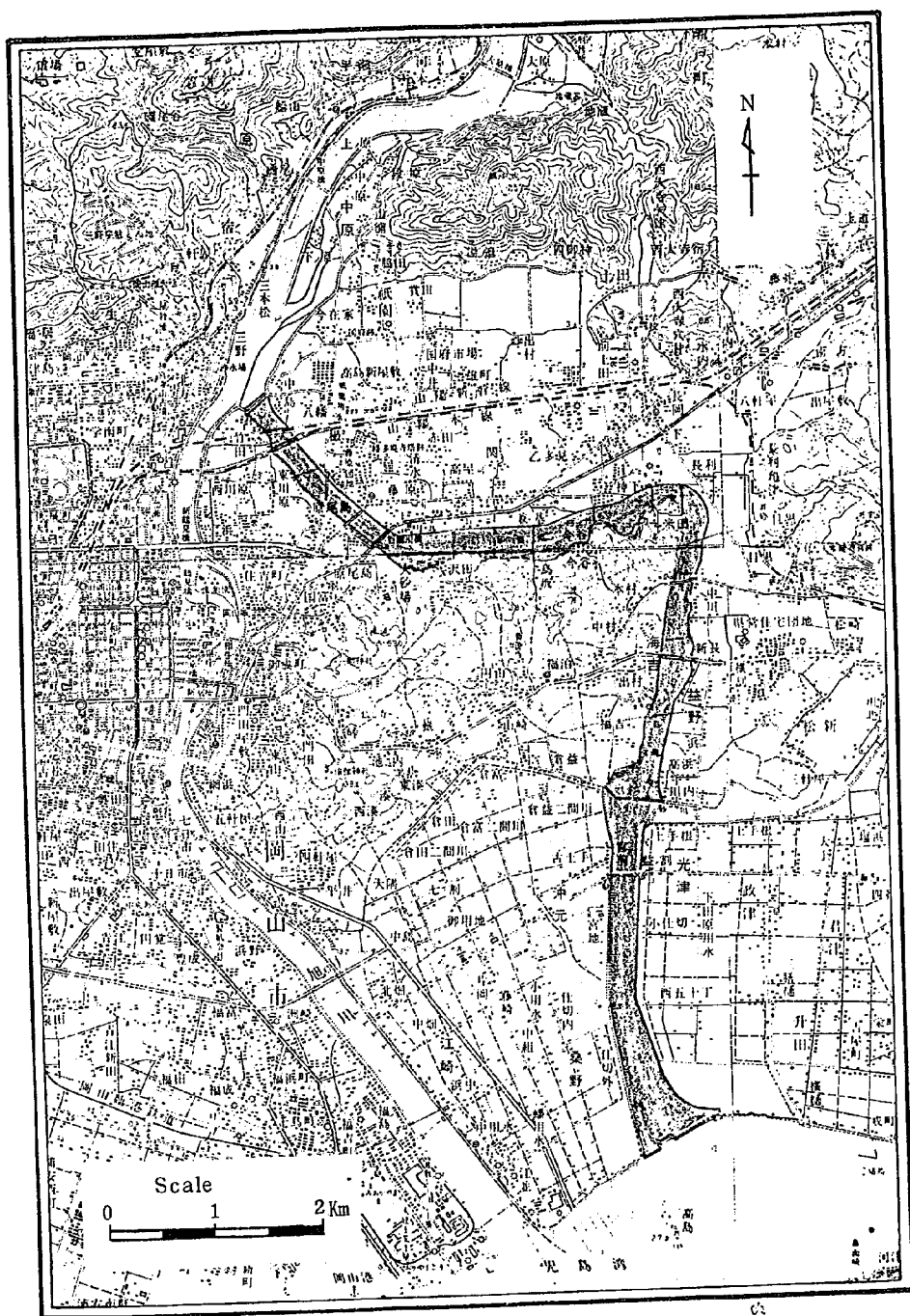


図 1-2 百間川分水路平面図

	百間川分水路 疎通能力と流量配分	
現 況	$Q \approx 200$ $\downarrow$ $800 \text{ m}^3/\text{s}$	
五ヶ年計画 (昭和52 ~56年度)	旭川 4800 $\downarrow$ 4000	百間川分水路 800 $\rightarrow$
現 計 画	5000 $\downarrow$ 3800	1200 $\rightarrow$
将来計画	6000 $\downarrow$ 4000	2000 $\rightarrow$

図 1 - 3 流量配分図

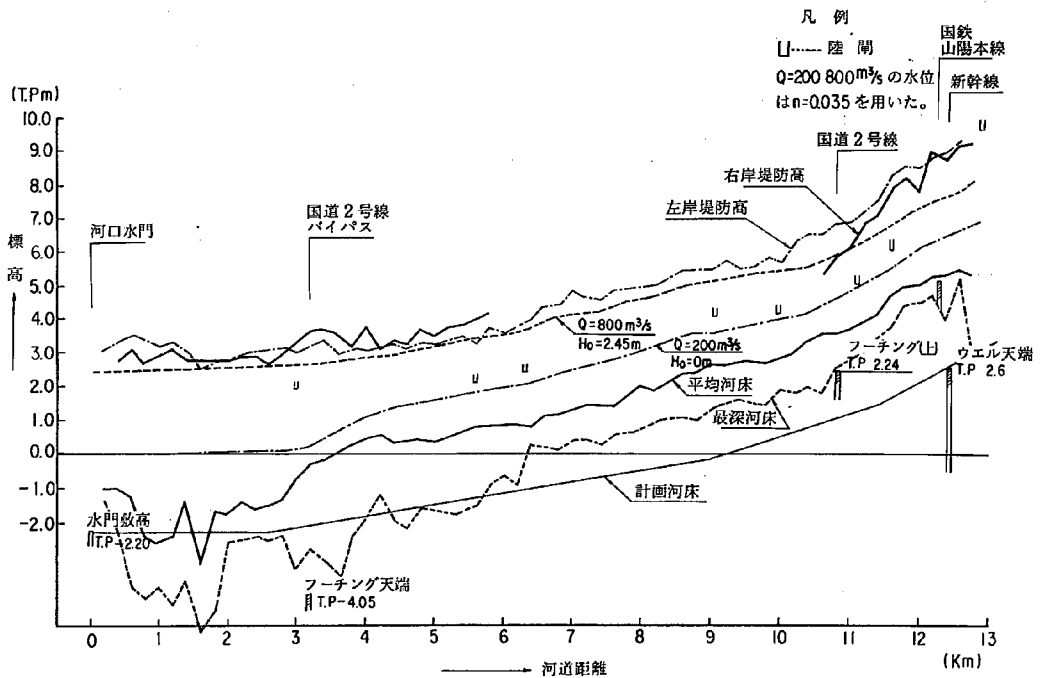


図 1 - 4 現河道での疎通能力

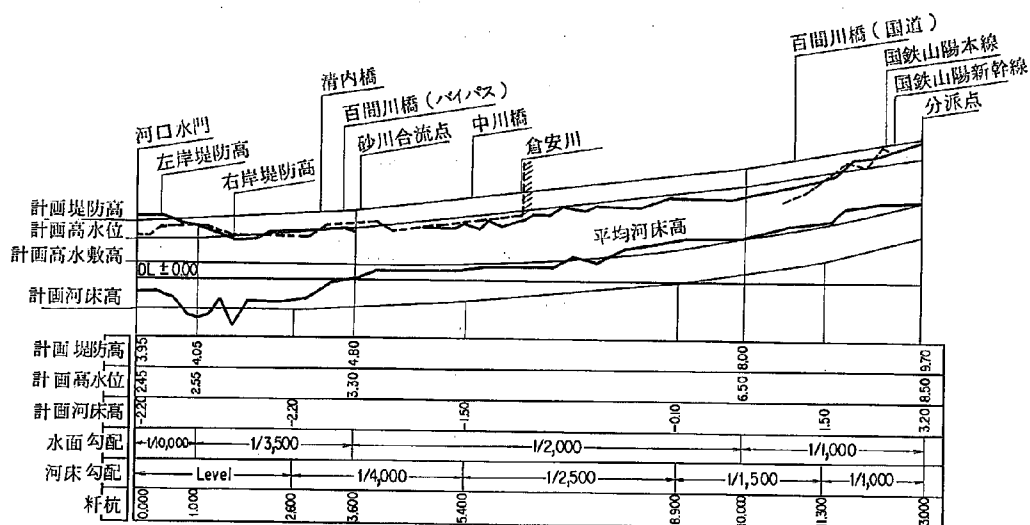


図 1 - 5 百間川分水路計画縦断面図

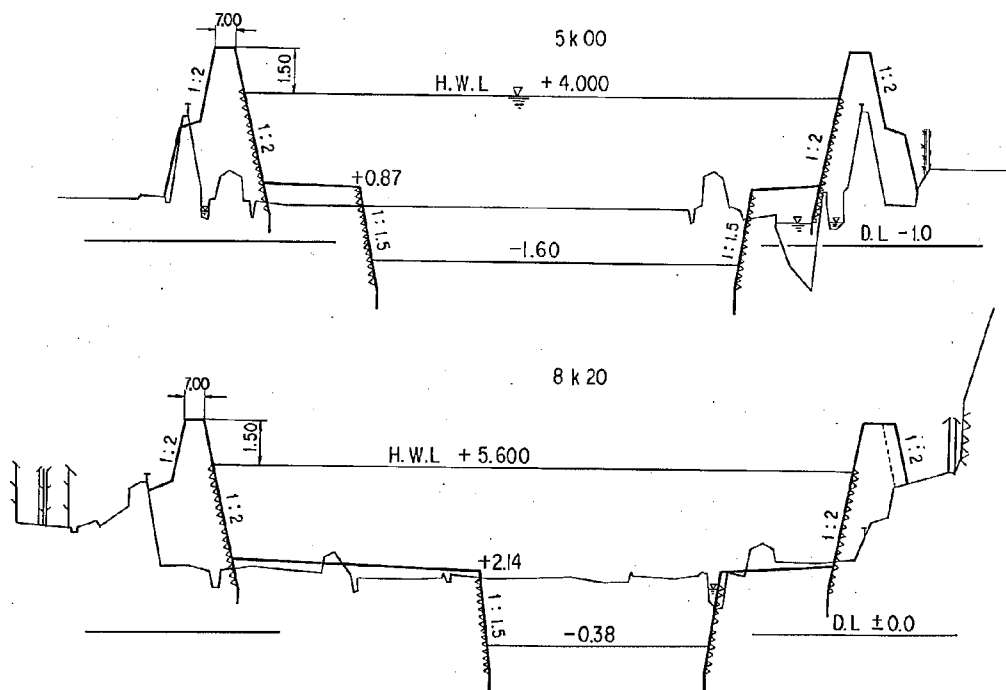


図 1 - 6 標準断面図

1-2 百間川分水路の自然条件

1-2-1 地質構造

旭川は古くは山間部を出て海に注いでおり、平地はわずかに河岸洪積地の狭少なものであったものが、後にここから流出土砂の堆積によって広大な沖積平野を形造ったようである。しかしその流路は安定せず東に西に変動していたようであり、百間川はちょうど東を流れていた時の旧河道を利用し計画されたものであるといわれている。こうしてできた百間川分水路のボーリング調査結果によると、図1-7のようになり、表層より約5mは沖積層で構成されている。百間川分水路の計画河床高は沖積粘土あるいは沖積砂上に位置するため、河道計画上、粘性上河床としての要素も留意すべき点である。巻末に参考資料Ⅲとして、「河床材料からみた河道計画上の留意点」を添付する。

1-2-2 河床材料

百間川分水路のボーリング調査結果から、表層より1mごとに5mまでの各深度に対する60%粒径を示すと図1-8の縦断分布がえられている。同図より全区間の60%粒径は $d_{60}=0.006\sim 3\text{mm}$ の範囲にあり、0.0~8.0K区間の深さ2~3mの粒径は $d_{60}=0.1\sim 0.8\text{mm}$ と他の深さの粒径に比べて粗い。

そして、8.0~11.0K区間の粒径は $d_{60}=0.007\sim 0.1\text{mm}$ の範囲にあって、深さ2~3mの粒径は約 $d_{60}=0.008\text{mm}$ ととっても小さい。11.0~12.8K区間の粒径は0~2mの粒径で平均約0.6mmである。また土粒子比重および単位体積重量は表1-1のとおりである。これらの調査結果にもとづき、河道計画を立案するうえでは、計画河床高に位置する深度2~3mのところの数値を重視し表1-2のように設定した。

表1-1 土粒子の比重および単位体積重量

項 目	表 層	0~1 m	1~2 m	2~3 m	3~4 m	4~5 m	平 均
比 重	2.68	2.68	2.66	2.65	2.67	2.67	2.67
単位体積重量	—	—	1.71	1.73	1.75	1.66	1.71

表1-2 河床材料の代表値

項 目	代 表 値
代表粒径 d_m mm	0.25
比 重 σ/ρ	2.65
単位体積重量 t/m^3	1.70

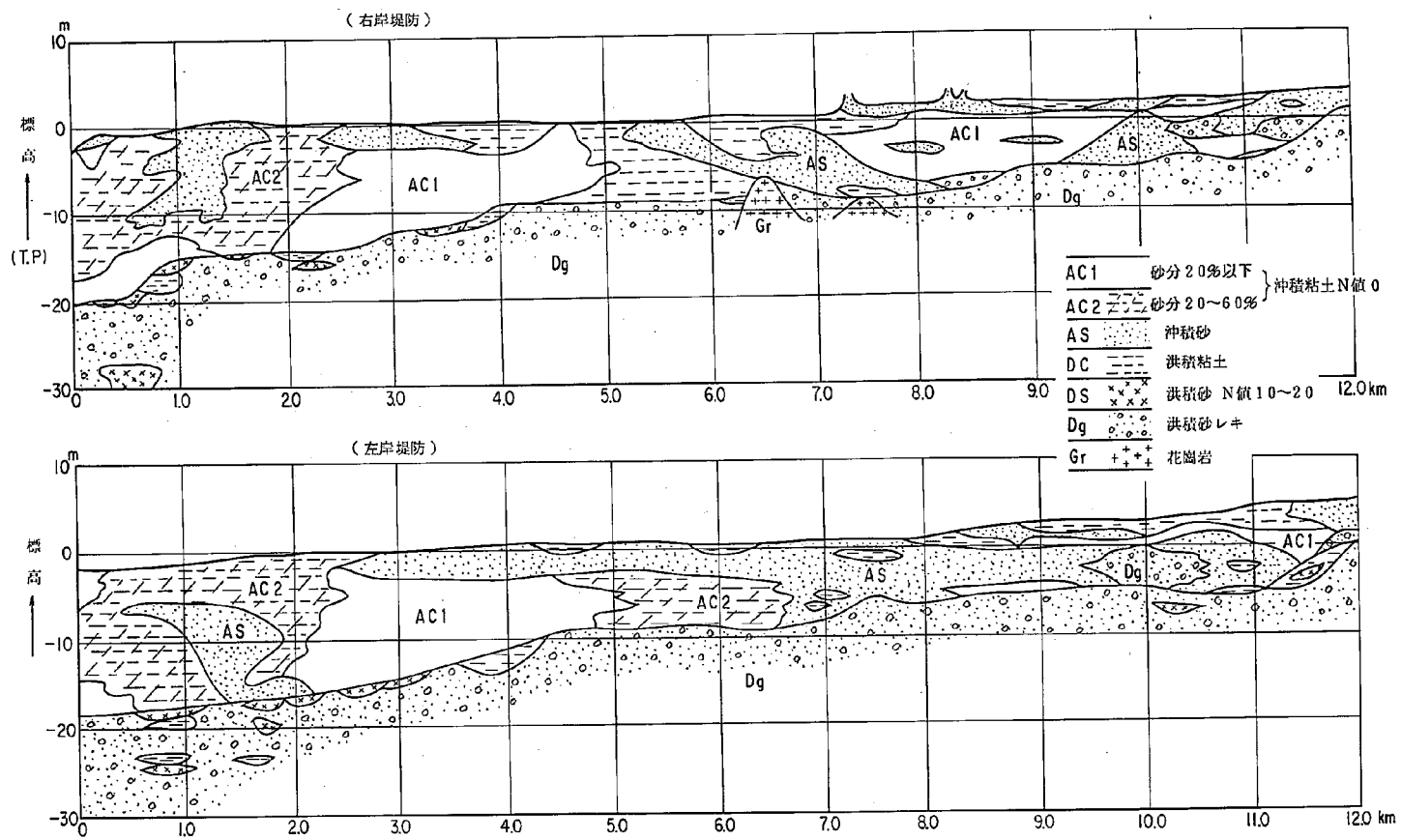


図1-7 地質縦断面図

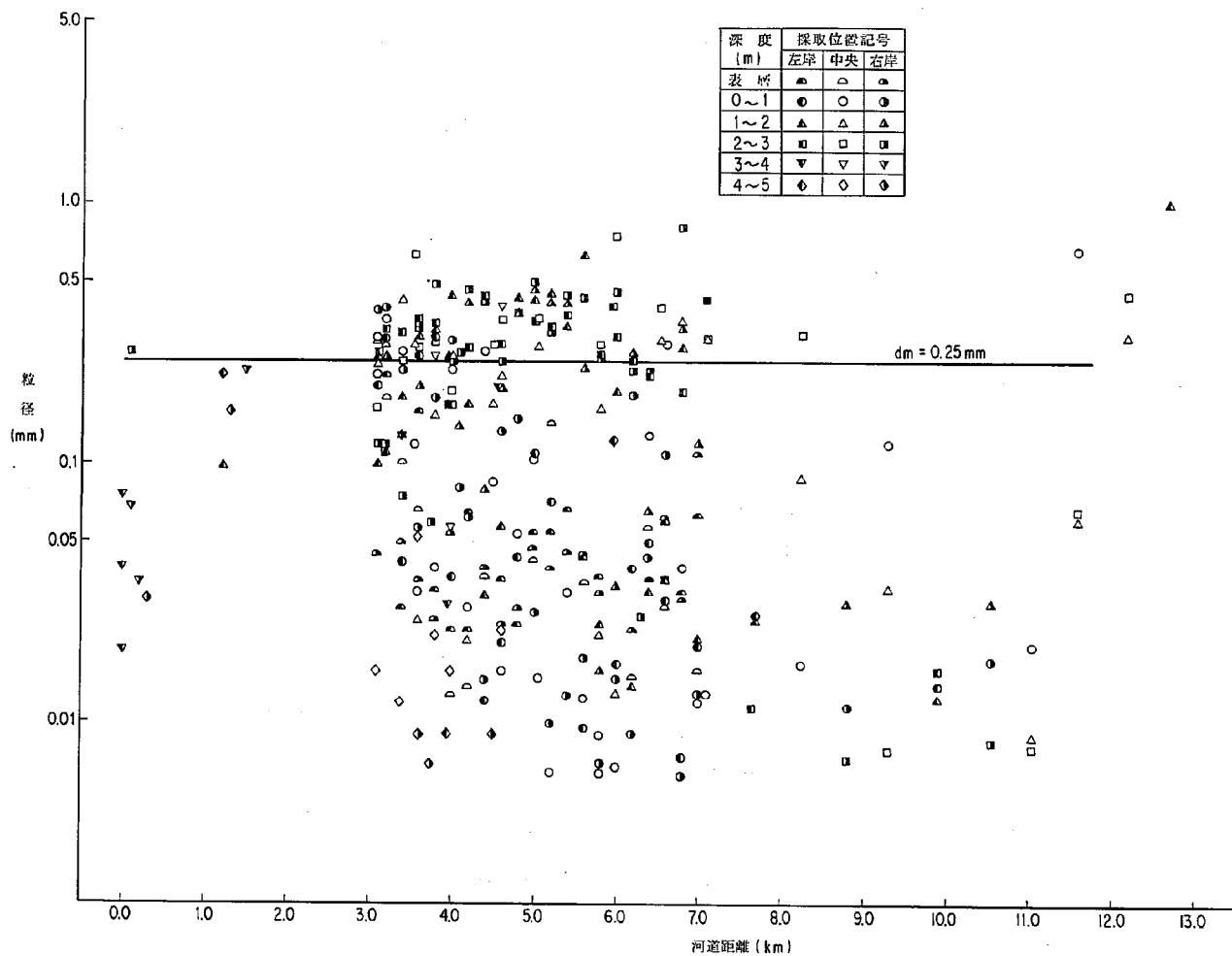


图 1—8 河床材料（粒径 d_{60} ）縦断分布図

第 2 章 実験の目的

実験の主目的を低水路法線の適切な有り方と、それに附随する河川構造物（保護工等）の施工位置および布設規模等の検討においた。

低水路法線の与え方²⁾には大別して

- 1) 低水路を高水堤防間の中央にもってくるセンターライン方式
- 2) 洪水の主流部（みお筋）と低水路を合致させ、安定的な河道を目指すといった洪水主流部流線方式
- 3) その他（高水敷利用、構造物、取水等の他の条件を優先させたもの）がある。

それぞれについて、その特徴的長所および短所を述べると、センターライン方式では一定の高水敷巾を確保することができるが、高水敷に乗り上げる流れと、低水路に戻る流れにより高水敷の荒廃を招き、河道全体の粗度も大きくなる恐れがある。一方洪水主流部流線方式は洪水流に対しては合理性がみられるが、洪水の規模により法線形が多少変化すること（蛇行特性が異なる）と低水路が堤防に近づく恐れがある。また百間川分水路では、高水敷をレクリエーションの場として利用する計画もあることから、これらのことを考え合わせ、模型実験を実施して、適切な低水路法線形を求めようとするものである。

また、洪水時には低水路法線形状とその水量に見合った水当り部が生じる。こうした水当り部の保護を必要とする箇所についても検討する。

実験ではこれらの問題に対して、低水路法線の後退、局所的洗掘箇所、河床変動の著しい箇所、河床面の荒廃の程度等を種々の流量下のもとで検討し、低水路法線形の手直し、および保護工等の増設を実施し、最終案に近づけた。

第 3 章 模型実験について

3-1 模型実験の相似率³⁾

はじめに

模型実験は模型 (Model) の流れや力を測定して原形 (Prototype) に起こる現象を把握しようとするものである。

一般的には流れの境界を幾何学的に相似にすれば、流れを規定する基礎方程式が同一であるので、相似な力学的現象が生ずるという原則が用いられる。

3-1-1 三次元流れの相似条件

直交座標系における三次元流れの場合、運動方程式に Navier-Stokes の式を適用し、ベクトル表示すると次式で表わされる。

$$\frac{D\mathbf{w}}{Dt} = \frac{\partial \mathbf{w}}{\partial t} + (\mathbf{w} \cdot \nabla) \mathbf{w} = -\text{grad } P + \nu \Delta \mathbf{w} \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

ここで $D\mathbf{w}/Dt$, $\mathbf{w}$, P は外力, 流速および圧力を示し, ρ は密度, ν は動粘性係数をあらわす。

(3-1) 式を無次元化し (中略) 書き改めると

$$\frac{\partial \mathbf{w}'}{\partial t'} + (\mathbf{w}' \cdot \nabla') \mathbf{w}' = -\text{grad}' \left(\frac{gL}{U^2} \frac{Z^*}{L} + \frac{P}{\rho U^2} \right) + \frac{1}{UL/\nu} \Delta'^2 \mathbf{w}' \dots\dots (3-2)$$

$$\text{div}' \mathbf{w}' = 0$$

となり, U および L は流れを特徴づける代表的な流速および長さであり, Z^* は基準面からの高さである。

(3-2) 式中 2 個の無次元パラメータ

$$\text{Re} = U \cdot L / \nu \quad (\text{Reynolds 数})$$

$$\text{Fr}^2 = \frac{U^2}{gL} \quad (\text{Froude 数})$$

が含まれており, 結局力学的相似 ($P/\rho U^2$, $\tau/\rho U^2$ が同一) が成立するためには, この Re 数と

Fr 数が模型と実物量で一致しなければならない

模型と実物量で Re 数と Fr 数を共に一致させるためには, 実物量に Subscript p , 模型値を m で表わせば

Reynolds の相似条件から

$$\frac{U_m \cdot L_m}{\nu_m} = \frac{U_p \cdot L_p}{\nu_p} \quad \text{よ} \quad \frac{U_m}{U_p} = \frac{\nu_m}{\nu_p} \cdot \frac{L_p}{L_m} = \frac{\nu_m}{\nu_p} \cdot \frac{1}{S} \quad \dots\dots\dots (3-3)$$

Froude の相似条件から

$$\frac{U_m^2}{g \cdot L_m} = \frac{U_p^2}{g \cdot L_p} \quad \text{よ} \quad \frac{U_m}{U_p} = \frac{1}{\sqrt{S}} \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

ここで S は縮率を示す。

(3-3), (3-4) 式より $S = (\nu_m / \nu_p)^{2/3}$ となるため, $S \ll 1$ の模型実験ではこの条件を満足させることは事実上不可能である。

通常, 河川の模型実験では Re 数が十分大きく, 完全流体の流れに近く, 粘性項を省略できるので, Fr 則に従って縮率を決めればよい。さらに境界条件が幾何学的に相似であれば(歪1)
(3-2) 式より力学的相似が満たされることになる。

3-1-2 Froude の相似則

現地と模型の流れを支配している基礎方程式(3-2) 式を一次元的なものとみなせば, 次式で示される。

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial U_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial X_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial X_p} \left(\frac{U_p^2}{2g} \right) + \frac{np^2 U_p^2}{hp^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial X_p} + \frac{\partial A_p}{\partial t_p} = 0$$

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial U_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial X_m} - i_m + \frac{\partial}{\partial X_m} \left(\frac{U_m^2}{2g} \right) + \frac{nm^2 U_m^2}{hm^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (3-6)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial X_m} + \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0$$

ここで現地の流れと模型の流れが相似であるためには(3-5), (3-6) 式の各項の比が一定でなければならない。

$$\frac{\frac{1}{g} \frac{\partial U_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g} \frac{\partial U_m}{\partial t_m}} = \frac{\frac{\partial h_p}{\partial X_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial X_m}} = \frac{-i_p}{-i_m} = \frac{\frac{\partial}{\partial X_p} \left(\frac{U_p^2}{2g} \right)}{\frac{\partial}{\partial X_m} \left(\frac{U_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{np^2 U_p^2}{hp^{4/3}}}{\frac{nm^2 U_m^2}{hm^{4/3}}} = \text{const} \dots\dots (3-7)$$

$$\text{ここで } \frac{U_p}{U_m} = U_r, \quad \frac{t_p}{t_m} = t_r, \quad \frac{h_p}{h_m} = h_r, \quad \frac{X_p}{X_m} = X_r, \quad \frac{n_p}{n_m} = n_r, \quad \frac{-i_p}{-i_m} = i_r$$

とおくと (3-7) 式は (3-8) 式となる。

$$\frac{U_r}{t_r} = \frac{h_r}{X_r} = i_r = \frac{U_r^2}{X_r} = \frac{n_r^2 U_r^2}{h_r^{4/3}} = \text{const} \quad \dots\dots\dots (3-8)$$

(3-8) 式で物理量は 6 個あり関係式は 4 個ある。そのうちふたつを選べばあとはおのずと決まる。水平縮尺 X_r , 鉛直縮尺 h_r を選べば (3-8) 式より

$$\begin{aligned} U_r &= h_r^{1/2} \\ t_r &= X_r \cdot h_r^{-1/2} \\ i_r &= h_r \cdot X_r^{-1} \\ n_r &= h_r^{2/3} \cdot X_r^{-1/2} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3-9)$$

となる。なお断面積と流量の縮尺はそれぞれ

$$\begin{aligned} A_r &= X_r \cdot h_r \\ Q_r &= U_r \cdot A_r = X_r \cdot h_r^{3/2} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3-10)$$

となる。

3-1-3 河床変動の相似

移動床模型実験の河床変動状況をより現地の現象に近づけるためには、河床面の形状や変形速度が模型と現地で同一でなければならない。そのためには、流砂の時間縮尺を求める必要があり、その河床変化の時間縮尺は (3-9) 式で求めたものとは異なる。

通常これら両方を同時に満足できないのが普通であり、流れの不定流効果があまり大きくなければ、河床変化の相似性より求めた時間縮尺を模型に使った方が、より現地の現象にあった結果を得ることが期待できる。

流砂の連続式は次式で与えられる。

$$\frac{\partial z}{\partial t_s} + \frac{1}{B(1-\lambda)} \cdot \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (3-11)$$

ここに λ ; 空隙率を 100 で割った値, Q_s ; 流砂量 (川巾当り) t_s ; 流砂に対応する時間,

(3-11)式より流水に関する相似率を求めたのと同様な方法で

$$tsr = (1-\lambda)r \cdot Xr \cdot hr \cdot qsr^{-1} \quad \dots\dots\dots (3-12)$$

qsr : 単位巾流砂量

となる。つぎに現地河床材料の粒径が細かい時は、浮遊砂あるいは浮遊砂と掃流砂の混合型の流送形式が考えられ、(3-12)式の qs にBrown型の流砂量式を用いると

$$qs = 10 \frac{U_*^5}{g^2 (\rho_s/\rho - 1)^2 dm} \quad (\text{Brown式}) \quad \dots\dots\dots (3-13)$$

qsr および tsr は次式で表わされる。

$$qsr = \frac{1}{(\rho_s/\rho - 1)^2 r} dmr \cdot \frac{hr^5}{Xr^{5/2}} \quad \dots\dots\dots (3-14)$$

$$tsr = (1-\lambda)r (\rho_s/\rho - 1)^2 dmr \cdot \frac{Xr^{7/2}}{hr^4}$$

また流砂現象の相似にとって重要な要素としては、移動限界附近の現象と浮遊砂の現象がある。河床材料の移動限界附近の流砂の相似には、その河床材料の限界掃流力の影響が大きい。したがって、その地点の掃流力 τ_o と限界掃流力 τ_c の比 τ_o/τ_c が指標として重要であり、この τ_o/τ_c が実物と模型で同一ならば、流砂条件はほぼ相似と考えられる。

一方浮遊している土砂の運動には砂粒の沈降速度 W_o と流速 U の比 W_o/U が同一であることが望ましい。また掃流砂量と浮遊砂量の比が同一であることも望ましく、 W_o/U はこの条件を満たす一つの重要な指標ともなる。

3-2 模型製作とその縮率

3-2-1 模型製作

本実験では低水路法線の位置によって流れが影響をうける範囲として、下流4.0 Km～13.0 Kmを実験対象区間とした(表3-1)。模型は歪1、縮尺 $1/50$ の移動床用模型である。図3-1にその断面図を示す。

表3-1 百間川分水路の川巾と高水敷巾

区 間	川 巾 (m)	高 水 敷 巾 (m)	高水敷巾 川巾
0.0～4.0	300～650	80	0.12～0.27
4.0～13.0	200	100～120	0.50～0.60

河道内には山陽新幹線をはじめとし計画架橋も含めた10本の橋梁があり、模型ではクリアランス分を除く下部工のみ設置した。ピアーの総数は51本である。

模型上流端には量水槽および整流装置を、また下流端には、沈砂池および水位調節用ゲートを設置した。

3-2-2 模型縮率

模型は無歪の縮尺 $1/50$ で製作した。
したがって (3-9), (3-10) 式より

$$X_r = h_r = 50$$

$$U_r = 50^{1/2} = 7.07$$

$$t_r = 50 \times 50^{-1/2} = 7.07$$

$$i_r = 50/50 = 1.0$$

$$n_r = 50^{2/3}/50^{1/2} = 1.92$$

$$A_r = 50 \times 50 = 2500$$

$$Q_r = 50 \times 50^{3/2} = 17680$$

となる。

流砂量および流砂の時間縮尺は、現地砂と実験で用いる石炭粉の空隙率を同じとし、 $S_p = (\rho_s/\rho - 1)p = 1.65$, $S_m = (\rho_s/\rho - 1)m = 0.5$, $S_r = \frac{S_p}{S_m} = 3.3$, また粒径を平均粒径 (d_{50}) で代表させると、 $d_{mp} = 0.25mm$, $d_{mm} = 0.21mm$ となり $d_{mr} = 1.19$ となる。したがって (3-14) 式より

$$q_{sr} = 1364$$

$$t_{sr} = 1.83$$

を得る。

したがって、実験で2時間通水したときの河床変動量は現地で約3.7時間に相当する。

3-3 実験の進め方と実験ケース

実験はまず始めに岡山河川工事事務所で作成された低水路法線形に若干の修正を加えた第1案と、土木研究所で作成した第2案についてそれぞれ通水実験を行い、その実験結果を比較検討し、低水路法線形の第3案を作成し、さらに通水実験を行い、逐次低水路法線形状を手直しし、最終法線形状に近づけた。

実験では主に流況観察 (流線追跡, 水衝部, 河床変動局所洗掘, わん曲部の流れ, ピアーによる流れの影響等の現象観察) に重点をおき、低水路法面の崩壊および後退箇所には保護工を設置していく方法をとった。実験では保護工に3~4号碎石を用いた。これら全ての実験では上流からの補給砂は無いものとした。(分流方式については確定していないが、仮に固定堰等が設置された場合には百間川分水路への流入土砂が期待できないと考えられる。)

下流端水位は河床変化が顕著に現われ、現象の把握が容易でかつ、もっとも河床変動の著し

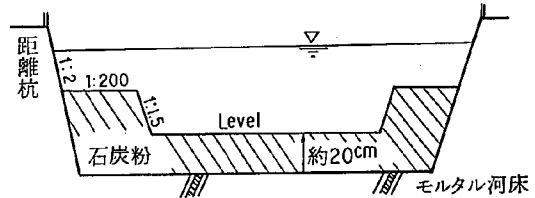


図3-1 模型製作断面図

表 3 - 2 実 験 ケ ー ス - 覧 表

No.	実験 case	低水路 法線形状	流 量 Q(m³/s)	下流端水位 H _{4.2} (T.P.m)	通水時間 T(hour)	測 定 項 目					実 験 仕 様					特 徴 的 な 実 験 結 果	
						流況	水位	流速	河床 変動	局所 流況	低水路巾	法線形状略	法 面 保 護	高水敷保 護	根固め工		
河 床 整 形											100 m 案	センターラ イン方式	保 護 工 無 し			case1-1 低水路法線形に沿って流 下。 case1-2 保護工がないため若しい 河道の荒廃が見られる。	
1	A-1	第1案	300	-0.04	2	○	○										
2	A-2	"	2000	3.08	2	○	○										
河 床 整 形											100 m 案	上流部 左岸沿い	10.65~8.35 K 右岸	7.25~6.6 K 左岸	7.25~6.6 K 左岸 (巾50m)	河床波の発生が顕著 一部、低水路法面の崩壊が見られる。	
3	B-1	第2案	300	-0.04	2	○	○						7.25~6.6 K 左岸				
4	B-2	"	1200	1.98	2	○	○						11.1~10.6 K 左岸	10.2K~10.0 K 右岸	ピア-周辺		
5	B-3	"	2000	3.08	1+1=2	○	○				中流部 右岸沿い						
河 床 整 形												80 m 案	下流部 センターラ イン方式	ピア-の位置する ところ(構造令) 12.4~10.5K 左岸	上流 7.25 K を 7.2 K まで縮少 し、高水敷全部 覆う様にした。	7.25~6.6 K 左岸根固 め工巾を 12 m に縮 少	保護工の設置に伴い、かなり河道が維持 される様になった。 低水路放線形に沿った流れとなり 低水路法面の崩壊箇所もかなり少ない。
6	C-1	第3案	2000	2.96	2	○								10.8~7.5K 右岸 7.3~6.1K 右岸			
河 床 整 形																	
7	C-2	第4案	200	-0.33	2	○	○	○	○		原尾島橋~百間 川橋間右岸			10.2~9.9 K 右岸			
8	C-3	"	600	0.72	2	○	○			○	6.1~5.0K 右岸 5.2~4.2K 右岸			8.8~8.4 K 右岸			
9	C-4	"	1200	1.84	2	○	○	○	○								
10	C-5	"	1600	2.42	2	○	○			○							
河 床 整 形											7.5 K まで 延長						
11	C-6	第5案	2000	2.96	2	○	○	○	○	○							

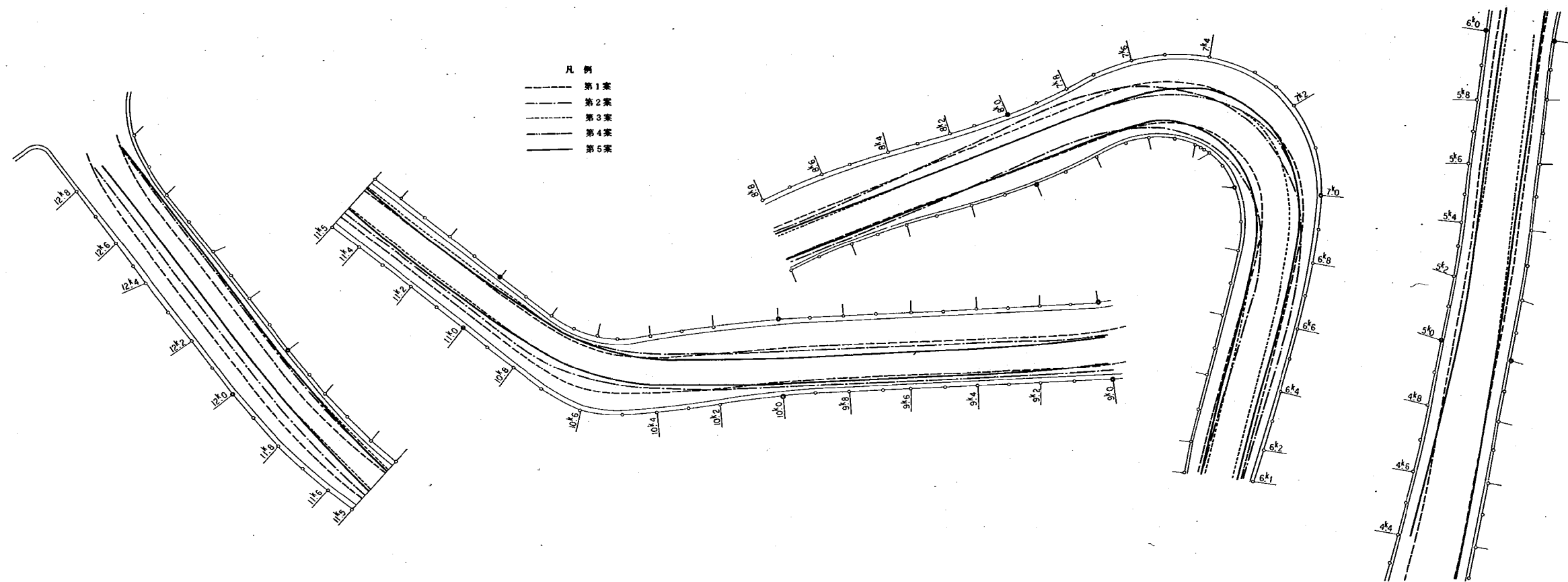


图 3-2 低水路法線形

い場合を想定し、河口水位の低い場合をもとに、等価粗度係数 $n_0 = 0.030$ (計画粗度係数) として、井田の方法による不等流計算結果によって得られた 4.2 K 地点の水位を下流端水位として与えた。

実験ケースの一覧表を表 3-2 に示す。また各案に対する低水路法線形を図 3-2 に示す。

3-4 実験方法

3-4-1 実験条件の設定

所定の法線形状に河床を整形後、通水初期における異常変動を防止するために模型下流端より湛水させ、充分湛水した後所定の流量を通水する。流量は模型の上流に設けられている量水槽 (全幅堰) により設定した。実験流量を与えた後下流端水位 (4.2 K 地点) を水位調節ゲートにより徐々に合わせた。この時点をもって実験開始時間とし、これより 2 時間の通水実験を行った。この間流量および下流端水位は定期的にチェックを行い精度を保つようにした。

3-4-2 水位測定

水位測定は通水開始直後と実験終了直前の 2 回実施した。測定断面は原則として 4.5 ~ 12.5 K までを 500 m 毎にとり、わん曲部についてはそのつど必要と思われる箇所を測定した。横断方向には低水路流量の時 ($Q = 200 \sim 300 \text{ m}^3/\text{s}$) 低水路 2 点、他の流量の時は ($Q > 300 \text{ m}^3/\text{s}$) 低水路 1 点、左右岸高水敷上 2 点の計 3 点について測定した。測定は数台のポイントゲージにより行い、移動させながら測定した。

3-4-3 流況および河床変動状況測定

流況は通水中に染料を投入して流線、渦の発生、死水域、剝離領域等について観察・スケッチし、合せて写真撮影による観察も実施した。写真撮影は地上からのものと、気球によるものとを併用し、気球による測定は当該模型上空約 15 m の高さに気球を上げ、それにカメラを吊り下げて写真撮影をするものである。カメラは 90 度広角レンズを付けたモータードライブカメラである。

通水後は河道内にある水を徐々に抜き、河床変動状況 (洗掘・堆積の位置、低水路法線の変化、局所洗掘の場所、水衝部の位置) を観察し、スケッチおよび写真撮影によって示した。

3-4-4 流速測定

流速測定は、測定箇所の水深に応じて、鉛直 1 点法、2 点法、3 点法を用いた。

測定には電界型小型プロペラ流速計を用い、各点において 2 回づつの側定を行い平均値をとった。なお流速測定時に各点の流向も測定した。流向は流速計の先端に白糸を付け、断面に直角下流方向を 0° として右回りに角度をとった。しかし流量が大きい場合は石炭粉のにごりが強いと

め糸が見えなくなり、測定出来ない場合もあった。

3-4-5 河床高測定

河床高の測定方法は横断方向に設置したピアノ線より河床面までの高さをスケールで読み取った。測定断面は200m断面毎に、横断方向には5m間隔（現地値）で測定した。

3-4-6 局所洗掘測定

局所洗掘はわん曲部およびビアーの周辺について測定した。測定はレベルを用い任意点の高さをとった。

第 4 章 実験条件と実験結果

4-1 低水路法線形第1案に関する実験結果 (附図1-(a). (b)参照)

4-1-1 実験条件

低水路巾を100m案として、低水路法線形は基本としてセンターライン方式とした。そして保護工は一切設けず、低水路は築堀りの状態である。

4-1-2 水位

実験ケースA-1, A-2の水位測定結果を図4-1に示す。同図よりケースA-1では、実験開始当初の水位より実験終了前の水位が約20~40cm高い値を得た。これは通水直後平坦河

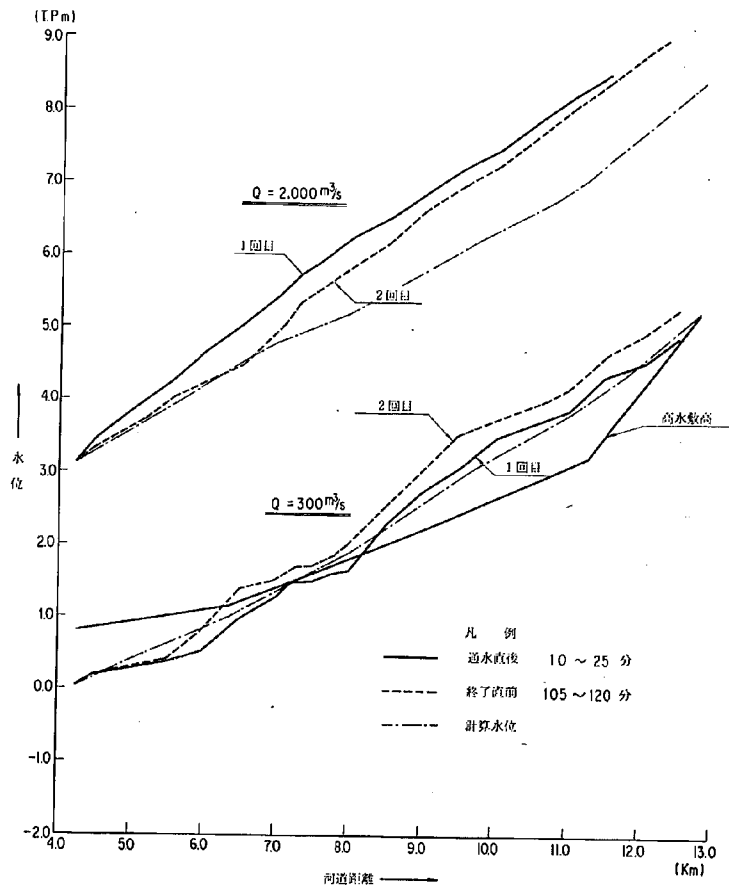


図 4-1 実験水位縦断面図 (実験ケース A-1 ~ A-2)

床であったものが、通水中低水路内に砂レンが発生し、河床粗度が大きくなったために水位が上昇したものと考えられる。一方、等価粗度係数 $n_0 = 0.030$ を用いて不等流計算した計算水位と実験水位とを比較すると、実験開始当初の水位の方が計算値に近い値を示すことから、その時の粗度が $n_0 = 0.030$ 程度と考えられる。

実験ケース A-2 は前回とは逆に実験終了前の水位の方が低くなった。この原因として考えられるのは河道内に保護工を設置していないために、河床変動が著しく有効河積が大きくなったためと思われる。また、実験開始当初の測定水位は計算水位よりかなり高い水位が測定された。このことは実験開始直後の水位測定時には、すでにその水理条件下に見合った河床波が形成され、模型上での河床粗度が大きくなったためと考えられる。

4-1-3 流 況

$Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には、7.5 K 附近のわん曲部下流左岸側で弱い水当たり部ができ、低水路法面が若干崩壊する程度であり、大きな後退等は観察されなかった。全体的に低水路法線形に沿った流れを呈する。

$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水すると、河道全巾を流下し低水路法線形を無視した流れとなる。これはこの流量になると水位が高くなることによって高水敷高と低水路敷高の差が相対的に小さくなり、流れに直進性が出てくるためと考えられる。また、この実験ケースでは保護工を設けていないうえに掃流力が大きいため、低水路法面が容易に後退することにも起因すると考えられる。上流より詳しくみると、1.25 ~ 1.07 K 間では大体真直ぐ流下してくるが、これより下流では、1.05 K 附近のわん曲部の影響で右岸側へと寄り、1.00 ~ 1.02 K 右岸堤防へと激しく当る。これに対してわん曲部左岸側の流れは、1.06 K 附近より剝離し流れがかなり遅くなっている。1.05 ~ 9.5 K 附近の流れは、このわん曲部の影響により主流部は右岸寄りになっている。また 9.0 K 附近にも小さなわん曲部があるため右岸沿いに流下し 7.5 K 附近のわん曲部へと進入してくる。そして 7.2 ~ 6.9 K 左岸堤防へと激しく当り、主流部は極端に左岸側へ寄っている。このわん曲部の右岸側の流れは 7.5 K 附近から剝離しはじめ、7.0 K 河道中央部附近に向けて流れる。左岸側にあった流れは、そのまま 6.5 K 附近まで進むが、これより下流ではいくぶん向きを変え、河道中央部に向い、そして 6.0 ~ 5.9 K 附近の右岸側へと向かっている。これより下流部では主流がだいたい河道の中央部を流れ、特に水衝部になっているところはなかった。

4-1-4 河床変動状況

$Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した場合、河床変動といえる程の変化は認められず、低水路河床の一部に砂レンが発達した程度であり、ほとんど河床整形のままであった。特に変化したと思われる地点をひろってみると、8.0 K より上流部において左右岸共に低水路法面の崩れが見られたが

法線の位置が変化するほどでなく、法面勾配が整形時よりもゆるくなる程度であった。また 7.5 K 附近のわん曲部では 7.25 ~ 7.1 K 右岸側に幾分かの堆積傾向が観察され、わん曲部の下流 6.8 K 左岸附近では低水路法線の崩れが認められたが、これも法線の位置が変化するほどでもなく低水路の洗掘も観察されなかった。

つぎに $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水すると河床はかなり荒廃した。詳細にみると、まず上流部から 1.10 K 附近までは流れが直進的であるため左右岸とも比較的高水敷の形状が残っていたが、1.10 K より 7.6 K 附近までは主流が右岸に寄っているために右岸側の高水敷が全て流失してしまい、低水路と高水敷の区別ができない状態であった。この区間で特に河床変動の著しい箇所は 1.05 ~ 1.00 K 附近で、わん曲部の下流に位置するところである。ここでもっとも洗掘が大きいのは、1.02 K 右岸堤防沿いで、その洗掘深は計画低水路高よりも 3 m 以上も低くなっていた。そして一方では 1.06 K 左岸側から馬の背状に堆積し、これが 1.00 K 附近まで延びており、その堆積高は高水敷高よりも約 2.5 m 高くなっていた。7.5 K 附近のわん曲部では、7.5 K より上流の左岸側高水敷は比較的良く残っていたが、そこより下流部では急に高水敷を洗掘しはじめ、7.1 K 附近では完全に高水敷が流失した状態であった。このわん曲部でもっとも洗掘が大きいのは 7.0 ~ 6.9 K 左岸堤防沿い附近であり、最大洗掘深は計画低水路高よりも約 7 m 低くなっていた。そして逆に右岸側では 7.5 K 附近から堆積が見られ、7.0 K 断面における最大堆積高さは計画高水敷高よりも 3 m も高い状態であった。このわん曲部より下流では上流わん曲部の影響を強く受け、流れがその反動によって 6.0 K 附近右岸側へと向かうため、その附近の高水敷はほとんど流失してしまった。しかしその洗掘高は上流わん曲部の洗掘に比べてそれほど小さくなく、低水路河床高よりも 1 m 程度低いくらいであった。またその反対側の左岸法面沿いには若干の堆積が観察された。

4-2 低水路法線形第2案に関する実験結果（附図1-(c)~(e)参照）

4-2-1 実験条件

1.30 ~ 1.06 K 間の低水路法線形は、その下流に位置する 1.05 K 附近のわん曲部への流入条件を考え左岸堤防沿いに寄せた。この法線形は低水路法線を右岸堤防沿いに寄せた場合に比較して、わん曲部内の低水路法線形の曲率半径が小さくなるため、わん曲部外岸側での局所的洗掘深が大きくなると考えられるが、反面水衝部位置の安定化を計するという利点もある。9.8 ~ 8.5 K 間の2つのわん曲部の間は第1案の流れの状況を考慮し、洪水主流部流線方式（最小高水敷巾を 10 m とした）とし右岸堤防沿いに寄せた。7.5 K 附近わん曲部の呑口部の法線形は、わん曲部への流入角度を小さくする目的で 8.0 K 附近で左岸側に寄せてみた。7.5 K 附近のわん曲部の右岸側に法線を寄せ、そこより下流部では第1次案と同様センターライン方式をとった。

保護工は水当り部にあたる10.65～8.35K右岸側と7.25～6.6K左岸側の両わん曲部に設置した。7.25～6.6K間の高水敷上の保護工および低水路内の保護工の中を最大50mとし、深掘れに対処するよう試みた。

また全部のピアの周囲を保護した。その保護範囲は第1案の実験資料をもとに、比較的ピア断面積の大きい山陽新幹線と百間川橋のピアについて周囲7.5m、山陽本線はじめ他のピアについては周囲5.0mの保護をした。

この実験で実験ケースB-2, $Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$ を通水したときに11.1～10.6K左岸高水敷が流失され、また10.2～10.0K右岸高水敷の洗掘が著しかったため、それぞれ保護工を設置しもとの状態に戻して、実験ケースA-3, $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ の通水実験を行った。

4-2-2 水 位

実験ケースB-1～3の水位測定結果を図4-2に示す。

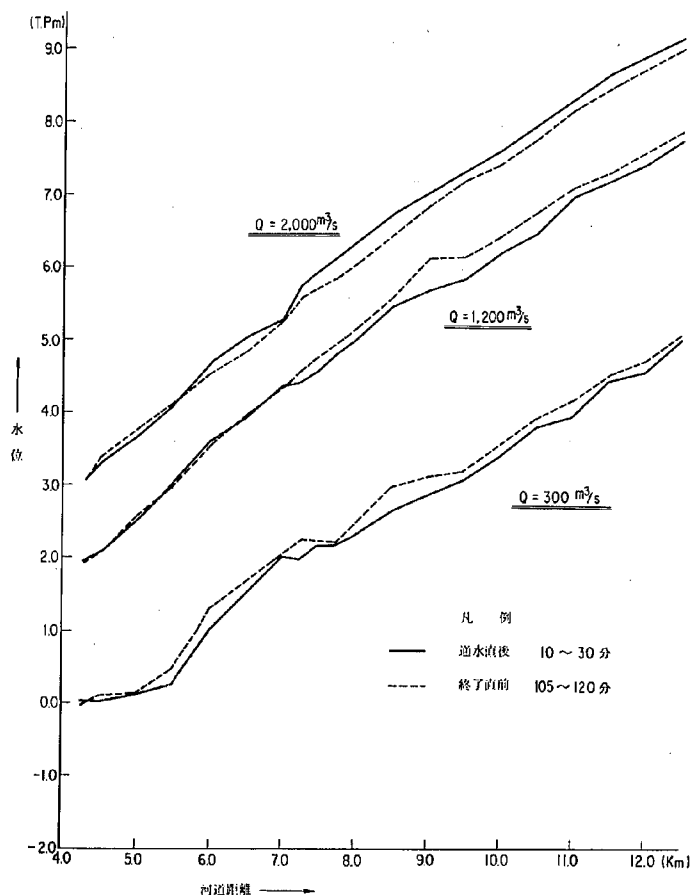


図4-2 実験水位縦断図(実験ケースB-1～3)

$Q=300\text{ m}^3/\text{s}$ 流下時には実験ケース A-1 の時と同様に実験開始当初の水位に比べ実験終了前の水位の方が高くなっており、やはり河床波の発生によるものと考えられる。しかし A-1 の場合にくらべてこのケースの実験結果の方が水位上昇分は少なくなっている。このことは 7.5 K 附近わん曲部に保護工を設置したために石炭粉のみの河床粗度より大きくなり、この附近の水位が高くなり、そこより上流部の水面勾配がゆるくなったため、河床波による河床粗度が小さくなったものと考えられる。

$Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$ を通水しても実験終了前の水位の方が高くでた。この水位結果には河床粗度の発達もさせることながら、逆に水位を下げる要素としての河床低下の影響も含まれる。特にこの流量の場合には砂礫堆の発生が顕著で低水路内での蛇行現象が見られた。そしてこの砂礫堆は、10.5~7.5 K 間の両わん曲部間に目立ち、水位の上昇分もこの附近が大きいようである。

$Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ を通水すると実験ケース A-2 と同様、実験終了前の水位の方が実験開始当初の水位よりも低くなった。この原因はやはり河床変動（河床低下および低水路法面の後退）によって有効河積が大きくなったためであろう。しかし実験ケース A-2 の場合と比較すると、この実験ケースの水位の方が若干高い傾向を示しており、これは水衝部となり洗掘が大きいと予想される地点に保護工を設置したために前回ほど洗掘が進まなかったためと考えられる。

4-2-3 流 況

$Q=300\text{ m}^3/\text{s}$ 流下時には実験ケース A-1 と同様、やはり低水路法線形状にそった流れ方をする。

$Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$ になると 2 つの大きなわん曲部以外ではおおむね低水路法線に沿って流れるが、特徴としては砂礫堆による流れの蛇行現象も見られた。詳細にみると 10.5 K 附近わん曲部より上流では大体低水路に沿って流下し、これよりわん曲部に入り、10.6 K 附近から左岸側に流れの剥離がみられ、10.1 K 附近右岸側へと当る。これより 7.5 K 附近わん曲部間は低水路内に出来た砂礫堆の影響で蛇行しているようである。そして 7.8 K 附近から 7.5 K 附近わん曲部へと流入してくる。わん曲部では 7.6 K 右岸附近から流れの剥離が目立ち、左岸への集中が強く 6.9~6.7 K 左岸附近へと当たっている。これより下流部では、上流わん曲部の影響が残り 6.0 K 附近までは左岸沿いの流れが速いが、わん曲部の水はね作用によって幾分か右岸へ寄り、5.5 K 附近では右岸側に洪水の主流部（みお筋）がある。

$Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ を流すとやはり高水敷上の洗掘はあるが、実験ケース A-2 の場合よりは保護工を設けたことによって低水路の効果が残る流れになっている。上流部からの流れを詳しくみると、10.5 K 附近わん曲部より上流では大体無理なく流下しているようである。このわん曲部での左岸側の流れは 10.8 K から剥離して右へ向った流れは 10.2 K 河道中央へと回り込む。そして低水路の右岸沿いからの流れは右岸高水敷に上がり 10.2~10.0 K 附近へと集中する。これより下流では、8.5 附近までそのまま右岸沿いに洪水の主流をおく流れとなる。8.5 K より下

流は、わん曲部への流入条件を良くする目的で、河道を斜めに横切るようにして8.0 K左岸へと低水路を向けているが、この効果はあまり期待できなく堤防法線に沿ってほとんど真直ぐに7.5 K附近わん曲部へと流入してくる。このわん曲部での流況は、第1案と比べると流れの集中度はかなり軽減されていると思われる。わん曲部による左岸寄りの速い流れは、下流の6.3 K附近にまで続いているが、この附近から下流の流れは幾分か右へ寄り、5.6～5.5 K右岸側へと集中している。

4-2-4 河床変動状況

$Q=300\text{ m}^3/\text{s}$ 通水後の河床を調べてみると、特に大きな河床変動箇所はみられず、ほとんど河床整形時のままであった。

$Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$ を通水すると、まず上流部では12.0～10.5 K左岸側高水敷の洗掘が目立ち、特に10.7～11.0 Kでは全く残っていない状態であった。それに比べ右岸側高水敷は一部洗掘されている所もあるがだいたい残っていた。10.5 K附近わん曲部では10.4～9.9 K右岸低水路沿いに約3 m程度の洗掘が見られ、さらに10.2～10.0 Kの右岸高水敷上は水当りが強く保護工を施しているにもかかわらず深掘れをうける箇所であった。反対に左岸側には、10.6 Kから堆積が見られた先端は9.8 K附近まで達していた。この堆積の高さは1～3 m程度であった。2つの大きなわん曲部間では砂礫堆が顕著にあられていた。この砂礫堆の前縁線ははっきりと確認出来るものでは、9.2～9.0 K, 8.8～8.5 K, 8.2～8.0 Kにあり、これに対して9.5～9.2 K, 8.7～8.5 K, 8.0～7.8 Kの低水路が砂礫堆の淵になっており洗掘の傾向にあった。この附近の高水敷は左右岸ともだいたいの形は残っていた。7.5 K附近のわん曲部では7.5 K右岸からの堆積が6.6 K附近まで達し、その堆積高は約3 mであった。一方左岸側では、低水路内の保護工の右側に最大約2.5 mの洗掘が、そして高水敷上の保護工と堤防との間に最大約5 mの洗掘がみられた。またこのわん曲部より下流の左岸高水敷の洗掘がひどく、6.5～6.1 K間ではほとんど残っていない状態であった。なお、橋脚の周囲に設置した保護工の効果は大きく、もっとも影響が大きいと思われる山陽新幹線の場合でも、ピアーの周囲はほとんど洗掘されておらず、ピアーとピアーの間が約2.5 m洗掘されている程度であった。そして他の橋では完全に保護されていた。

$Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ 通水したときの特徴としては、保護工の設置効果が大きく第1案に比べて低水路がかなり維持されていたが、しかしその反面、わん曲部を固定した事によって両わん曲部の堆積および深掘れ箇所がともに第1案に比べて下流にまで影響をおよぼしていた。

10.5 K附近のわん曲部では、10.7 K左岸から堆積が始まり、これが9.1 K附近にまで達しており、その堆積高も最大で約5.5 mあった。一方7.5 K附近わん曲部では、7.5 K右岸から堆積が始まり6.1 Kにまで達した。深掘れの箇所をみると、上流のわん曲部では第1案のように堤防沿いではなく低水路法面に沿ってみられた。そして下流わん曲部では、やはり $Q=$

1200 m^3/s の場合と同様に、7.2～6.8 Kで保護工と堤防の間に極端な深掘れ部がみられ、低水路の保護工沿いには約3 mの深掘れが生じ、また保護工布設地点よりも下流の左側高水敷上もかなりの洗掘をうけていた。

4-3 低水路放線形第3案に関する実験結果（附図1-(f)参照）

4-3-1 実験条件

低水路巾を80 m案とし、第2案法線形にそった第3法線形を求めた。法線形は基本的には堤防沿いの法線を重視し、低水路巾の縮少分はその反対側の法線をよせた。前回の実験で特に9.8～8.6 K間の高水敷の荒廃度が著しかったため、流れを緩和する目的でやや堤防間との距離を大きくした。10.5 K附近わん曲部の法線は上流からの法線とその下流部の法線とをスムーズにすりつけるようにし、この時10.6 K附近左岸堤防に高水敷の最小限巾をとった。8.6～7.5 K間の左岸寄りの法線は、 $Q=2000 m^3/s$ 流下時には洪水流を左岸側に寄せる効果がないため、洪水の主流部を重視して右岸堤防沿いにした。7.5 K附近わん曲部では第2案法線の内岸（右岸）側を一致させ、6.6 Kより下流のセンターライン方式の部分とスムーズにすりつけた。このわん曲から下流の低水路巾は、5.2 K附近まで80 m案とし、これより下流部は100 m案とし第12法線形と一致させている。

低水路の保護は、まず「河川管理施設等構造令（案）、第68条第1項 橋梁設置に伴う護岸」にしたがい、各ピアの位置する低水路に保護工を設置した。保護長は $L=35\sim40 m$ である。また前ケースで $Q=2000 m^3/s$ 流下させたときに低水路法面の崩壊および後退等の荒廃が著しかった12.4～10.5 K左岸側と10.8～7.5 K右岸側を延長した。7.5 K附近わん曲部の左岸側は6.1 Kまで延長したが、低水路内の保護工を巾50 mから12 mに縮少し、さらに高水敷の保護工を7.2 Kまで縮少し、そして左岸高水敷全巾を覆うようにした。

4-3-2 流況

上流からみると、河道全体が11.8 K附近からゆるく左へカーブしているために、右岸よりの流れが左岸側に比べてやや速く、右岸側の高水敷上は保護工を設けていないために実験中徐々に洗掘が進行していった。10.5 K附近のわん曲部では堤防法線形と低水路の法線形が異なるところであるが保護工の設置によって比較的低水路法線の影響が残る流れになっている。10.8 K附近低水路左岸沿いの流れは、わん曲の影響をうけて10.7 K附近から剥離し、10.2 K低水路中央に回り込み、右岸沿いの流れは右岸低水路法面に沿って流れ、10.2 K附近にもっとも集中する。この附近では低水路から高水敷への流れののり上げもみられるが、逆に10.2 K附近から下流では高水敷から低水路への落込みもみられた。左岸高水敷の流れは左岸側の堆積によって、10.6 K附近から低水路へ落ち込む流れと、堆積範囲のさらに左岸側へと拡散する流れがあり、この部分は非常に

流速が遅くなる。右岸高水敷は、高水敷巾が広いので、流速はかなり小さいが、1 0.4 Kから下流は高水敷巾が狭くなり、かつ流れがのり上がってくるため流速が大きくなる。両わん曲間では、上流部と同様にゆるい左カーブになっているために右岸側の流れが速い傾向にある。7.5 K附近のわん曲部でもっとも流れが集中し水衝部となるのは7.0～6.6 Kの左岸低水路沿いであり、そのやや上流部の7.3～6.8 K附近の左岸低水路法面沿いではまき上げるような二次流が発生している。そして7.4 K附近からは低水路内から高水敷上への流れが多くなり、流速もかなり大きくなっている。わん曲部右岸の流れは、7.6 K附近から剥離を始め6.7 K左岸低水路沿いへ向う流れと、右岸堤防沿いへ向うふたつの流れにわかれる。わん曲部の下流ではその水はね効果によって、6.4 K附近では横断方向に様な広がりを見せ、5.8～5.6 K右岸側へと流れが向う。これより下流部では5.8～5.6 K右岸への当りが5.0 Kから下流左岸への当りとなっている。

4-3-3 河床変動状況

この実験ケースでも、まだ高水敷上の荒廃箇所が何箇所かみられた。それらは、1 1.7～1 0.8 K右岸、1 0.4～9.8 K右岸、9.1～8.5 K右岸、5.6～6.0 K附近左右岸の高水敷上である。これらの地点は保護工を設置していないが、あるいは高水敷上に流れが集中してくる地点である。7.5 K附近わん曲部は第2案に比較して、その局所的な洗掘範囲はかなり狭くなっていたが、洗掘深や堆積高にはそれほど違いはなかった。

4-4 低水路法線形第4案に関する実験結果(附図1-(g)～(j)参照)

4-4-1 実験条件

低水路法線形は1 0.5 K附近のわん曲部に流れがスムーズに入り込むよう1 1.8～1 0.8 K間の左岸堤防沿いにあった法線にややふくらみをもたせた。また、ほんのわずかであるが9.0～8.4 K間の法線をやや内側(左岸)に寄せた。7.5 K附近のわん曲部では、7.2～6.8 K間の低水路巾を拡巾し水衝部の緩和を試みた。このわん曲部より下流についても、わん曲部での拡巾分がスムーズに下流法線にすりつくようにし、5.0 Kで第3案法線形と一致させている。

河道の保護工は原尾島橋～百間川橋を、さらに6.1～5.0 K右岸、5.2～4.2 K左岸に設けた。高水敷上は、1 0.2～9.9 K右岸、8.8～8.4 K右岸を保護した。また1 2.0～1 1.0 K附近右岸高水敷の床止めとして、1 1.9 Kと1 1.4 Kの右岸高水敷上に横断方向の帯工(巾1 0 m)の設置を試みた。

4-4-2 水位

実験ケースC-1～6の水位測定結果を図4-3に示す。

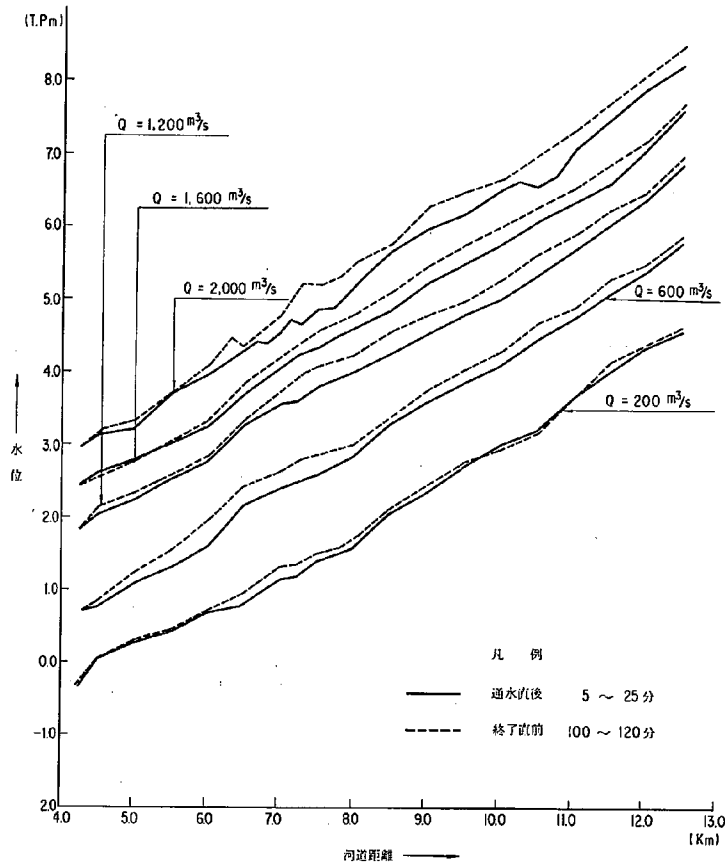


図 4-3 実験水位縦断面図 (実験ケース C-1 ~ 6)

$Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水すると、実験開始当初と実験終了前の水位に大きな差はみられなかった。
 $Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ にすると、7.5 ~ 6.0 K 附近の水位が他の区間に比べ水面勾配が異なっている。これは、わん曲部でのロスその他、局所的な洗掘（堆積）が著しい他、保護工を多く設置しているため、河床面粗度が大きくなったものと考えられる。実験中の水位の変動をみるとやはり通水終了前の水位が高く現われた。このことはやはり河床面に河床波が発生したことに起因すると考えられる。 $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$ および $Q = 1600 \text{ m}^3/\text{s}$ ，流下時にも通水終了前の水位が高くなっている。

4-4-3 流 況

$Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水すると両わん曲部でいくぶん流心の片寄りがみられ、また直線部に

においても幾分かの蛇行現象が認められる。

$Q=600\text{ m}^3/\text{s}$ 流下させると高水敷上をも流下するようになるが、高水敷上は水深も浅いため高水敷を洗掘させるほどではなく、ほとんど低水路法線形に支配された流況をとる。詳細にみると、上流から10.8 K附近まではおおむね低水路法線に沿った流れを示しているが、流速は低水路右岸沿いがやや速くなっている。そして高水敷上の流速も左岸より右岸の方が速く、全体として流心はやや右岸よりの傾向がある。そのため11.8～11.7 K附近では低水路から右岸高水敷へ上る流れが認められた。10.8 K附近からのわん曲部では、低水路中央附近にあった流れは、10.5 K附近で右岸から低水路巾の約 $\frac{1}{3}$ 附近にまで寄ってきて、さらに10.4 K右岸低水路法面へと当って来る。そのため10.6～10.2 K附近の右岸低水路沿いは流れが速い。

7.5 K附近わん曲部での流れは、7.8 K附近から左岸へ寄る傾向が見られ、ゆるくカーブしながら7.1～7.0 K左岸低水路法面へと集中し水衝部となっている。そしてその流れはそのまま法面沿いに6.4 K附近まで流下し、この附近から右岸へと流心が移り、5.6 K附近では右岸沿いが流心になっている。また、さらに流心は左へと移り、5.0～4.8 K附近では流れが左岸側に寄っている。

$Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$ になると高水敷上の水深も大きくなり、低水路内と高水敷上の流れの交換が場所によって起こる。上流からの流れは低水路に沿って流下してくるが、11.7 K附近の流心は右岸低水路法面沿いになる。そのため11.7 K附近では高水敷上へののり上げもみられ、11.8～11.7 K右岸法面の崩壊の原因になっている。11.5～11.0 K間では多少右岸沿いが速いようであるがあまり大きな差はない。10.5 K附近のわん曲部では、低水路左岸沿いの流れが10.7 K附近から剥離し始め10.4 K河道中央附近へと進むため、左岸高水敷上の流速は非常に小さい。11.0 K低水路中央からの流れは10.4 K低水路右岸へと向い、11.0 K低水路右岸の流れは10.6 K附近で一部高水敷上への流れと変わる。このために10.6～10.5 K右岸低水路内で洗掘が見られ保護工の崩れも多少みられた。10.6～10.2 K右岸沿いに集中した流れはよこより9.0 K附近までは右岸寄りであった。7.5 K附近のわん曲部へは、ほぼ一樣な流れで流入して来る。そして低水路左岸沿いの流れは7.2 K附近まで低水路法面に沿って流下するが、7.25 K附近からは高水敷上へのり上る。低水路中央附近からの流れは、7.25 K附近で左岸低水路法面に当り、7.2 K附近から高水敷上へ上る流れも見られる。一方右岸沿いの流れは7.5 K附近から剥離し始め6.8 K左岸低水路法面へと集中して来る。そしてその流れはそのまま流下し6.4 K附近から徐々に右側へと広がり始め、5.8～5.6 K附近で流心は右岸沿いになる。そして5.4 K附近からまた広がり始め、だいたい一同な状態で流下する。

つぎに $Q=1600\text{ m}^3/\text{s}$ 流下すると高水敷上の水深も比較的大きく流速も速くなり、低水路から高水敷へののり上り、あるいは逆に高水敷から低水路への落ち込みがみられる。上流部では12.2 K右岸と11.8 K右岸で低水路内から高水敷上への流れがみられ、この附近の高水敷上の流速も大きくなる。また百間川橋下流地点から10.4 K附近でもこうした流れが観察される。10.0 K附近

の右岸低水路法面沿いの流れはこの附近から徐々に左岸へと広がり、9.6 K附近ではほぼ一樣な流れに近くなる。9.2 K附近からはまた少しづつ右岸寄りの傾向が強まり、8.6 K附近での流心は完全に右岸沿いになっている。8.2 K附近からはまた左への広がりを見せ横断方向にはほぼ一樣な流れでつぎのわん曲部へ流入していく。このわん曲部では上流からの流れがそのままほぼ直線に近い状態で7.6 Kまで流下して来る。そして左岸低水路法面に押えられるようにして右へ曲り、低水路法面に沿って流下していく。そのため左岸側では7.5 K附近から高水敷上への流れがみられ、法面を激しく洗掘して低水路を広げているようであった。右岸側の流れは7.3 K附近までは堤防に沿って流下しているが、これより下流では堆積の影響を受けて堤防へ沿う流れと低水路中央附近に落ち込む流れがある。7.3～7.0 K左岸低水路法面沿いに集中した流れはそのまま6.5 K附近まで進み、これより少しづつ拡散し、6.0 K地点で大体一樣になり5.4 K附近では右岸寄りに流心が移行する。

4-4-4 河床変動状況

$Q=200\text{ m}^3/\text{s}$ が流下しても、低水路の一部に砂レンができる程度で、ほとんど河床整形時のままであった。

$Q=600\text{ m}^3/\text{s}$ になると、両わん曲部では局所洗掘がみられるが、それ以外のところでは、 $Q=200\text{ m}^3/\text{s}$ のときよりも砂レンの発達域が広がった程度であり大きな変化はない。

$Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$ を通水すると低水路内に洗掘、堆積が起こり砂礫堆もその形がはっきりしてくる。しかし高水敷上では水衝部となる附近、あるいは堆砂傾向の強い地点を除いてはあまり大きな変動はなかった。ここで特に低水路法面の崩壊が進行したのは、11.8～11.6 K左岸、10.6～10.5 K右岸、7.5～7.3 K左岸であった。

また10.0～8.0 K間の直線部においても砂礫堆の淵にあたるところに水衝部ができ、所々に法面の崩れが見られたが、それらはあまり大きなものではなかった。10.5 K附近のわん曲部では堆積高が約2 m、洗掘深も約4 mに達し右岸側低水路法面の崩れも一部でみられた。7.5 K附近のわん曲部では、堆積高が約3.5 m、洗掘深が約3.0 mに達しており、低水路左岸に設置した保護工が崩れた。

$Q=1600\text{ m}^3/\text{s}$ 流下時で最も低水路洗掘が著しかったのは、7.5～7.2 K左岸であった。この附近は法面が10 mも後退し、洗掘深も約3 mに達した。また9.8～9.2 K左岸高水敷上がかなり洗掘されていた。10.5 K附近わん曲部の洗掘状況は最大4 m以上になり、10.6～10.4 K右岸附近では保護として用いた碎石も崩れた。

4-5 低水路法線形第5案に関する実験結果（附図1-(K)参照）

4-5-1 実験条件

低水路法線は第4案に関する実験結果より、特に法線の後退が著しかった7.8～7.1 Kの左岸低水

路法線をやや左岸側に寄せた。また保護工についてもこの附近を増設し7.5 Kまで延長した。他の区間の保護工の設置条件は第4案の場合と同様である。またピアの周辺の深掘れを調査する目的で、山陽新幹線、山陽本線、原尾島橋、百間川橋について橋脚各1本について保護工を設置しないで実験を行った。

4-5-2 流 況

1 1.5 K附近ではやや低水路右岸沿いに流心があり、このような状態で1 0.5 K附近のわん曲部に流入してくる。そして右岸堤防と低水路法面に押えられるようにして徐々に左へと曲がる。このため低水路内から右岸高水敷上への流れも多い。1 0.5~1 0.2 K右岸に当たった流れは1 0.0 K附近から左へ広がりを見せ直線部へと流下する。ここからつぎのわん曲部までは幾分右岸寄りの傾向はあるが無理なく流下しているようであった。7.5 K附近のわん曲部では7.6 K附近まで直進してきた流れが、この附近から左岸堤防および左岸低水路法面に押えられるようにして徐々に右へ回り込む。そして流れが左岸へ集中する一方右岸側には大量の堆積が生じる。このため右岸沿いの流れは非常に小さくなり極端な横断方向の流速の片寄りがみられた。こうして左岸に集中した流れは6.4 K附近まで進み、この附近から右へ広がり少しづつ流心が右岸へと移る。そして5.8~5.6 Kまでの流心は右岸沿いになり、そこからまた左岸へと移り5.2~5.0 Kでは左岸側に流心があった。

4-5-3 河床変動状況

この実験でも特に河床変動の大きかった区間はやはり両わん曲部であり、1 0.5 K附近のわん曲部の左岸側低水路内での堆積高は最大3.0 mとなり高水敷との区別がつかないような場所もあった。それに対して洗掘は最大4 mに達し、1 0.6~1 0.2 Kの保護工は崩れ、また高水敷上の洗掘もかなりあった。7.5 K附近のわん曲部での低水路内の洗掘深は約7 mで、堆積高は約4.5 mであった。しかし保護工の効果が大きく、法尻が洗掘されたことによって法面が少し崩れた程度で、高水敷上が洗掘されるようなことはなかった。その他に河床変動の目立った地点は、6.6~6.4 Kの左岸高水敷上と1 1.0 Kより上流の右岸高水敷上がある。上流部については1 1.9 Kに設置した帯工によって床止めをしようとした地点であり、これより下流側はだいたい維持されており帯工の効果があるように思われた。しかしその上流側は山陽本線のピアの影響のためか若干の洗掘がみられた。

第 5 章 実験結果のまとめとその考察

5-1 本実験の粗度の相似性について⁴⁾

百間川分水路には過去数回分派しているが、水位、流速、流況、河床形態、河床変動等の観測例は無く、そのうえ計画河道では実験を実施するための水位の検証（粗度の調整）はじめ諸水理現象について、模型上での適合性を検討することができない。したがってここでは計画粗度係数 $n_0 = 0.030$ （等価粗度係数）としたときの不等流計算結果に基づく水位と実験水位とを比較してその相似性を検討してみる。

移動床模型実験での実験水位は通常現地の痕跡水位あるいは計算水位等よりも大きくでる傾向があり、粗度係数の相似がうまくいかない例が多い。今回の実験でも図4-1にみられるように実験水位が計算水位よりも高い結果が得られた。このことは（3-9）式によって与えられる n_r に一致しないことを意味する。固定床実験の場合、 n_r は河床面に粗度石等をあてて合わせることができるが、移動床実験の場合は流れによって河床形態を変化させるため、そこに完全な相似が得られずおのずとそこに模型実験の限界が生じる。それではどのような条件下で粗度の相似性が成立するか考えてみる。

河床の抵抗を表わす n の代わりに摩擦損失係数 f で検討すると、 f は次式で表わされる。

$$f = 8 \left(\frac{U_m}{U_*} \right)^{-2} = \frac{8 g n^2}{h^{1/3}} \quad \dots\dots\dots (5-1)$$

そこで f_r を求めると

$$f_r = \frac{n_r^2}{h_r^{1/3}} \quad \dots\dots\dots (5-2)$$

となる。ここで（3-9）式 $n_r = h_r^{1/6}$ の条件を満足する f_r は1となり、模型と現地で f_r が同じならば河床粗度が同じであるといえる。したがって（5-1）式より、平均流速と摩擦速度の比が同一なら粗度の相似が成立していることになる。

$\frac{U_m}{U_*}$ は平均流速公式として対数公式を用いれば次式で表わされる。

$$\frac{U_m}{U_*} = 6.25 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{K_s} \quad \dots\dots\dots (5-3)$$

ここに $(U_m/U_*)_r = 1$ であるためには、 $(R/K_s)_r = 1$ つまり $K_{s,r} = h_r$ でなければならない。ここで K_s は相当粗度である。河床が Flat Bed なら $K_s \doteq d_m$ であり $d_{m,r} = h_r$ とすれば粗度を合わせることができる。今回の実験では Flat Bed は低水路流量を流下させた時の初期の時期に現われるくらいであるが、 $d_r \ll h_r$ の関係にあるため水位の一致はみられなかった。そしてほと

んどの実験ケースでは石炭粉の移動限界（限界掃流力＜掃流力）を越えており河床波を発生させていた。このような場合には Flat Bed の時の砂粒による抵抗以外に河床形態（河床の状態）を決める無次元量が模型と現地で同一となる必要がある。河床形態の分類法にはいくつか数えるが「山本の方法」⁴⁾によれば、次元解析より

$$\pi\lambda = f(U_* d / \nu, U_* / s \cdot g \cdot d, H/d, B/H, S, d/\sigma) \dots\dots\dots (5-4)$$

ここに $S = (\rho_s/\rho - 1)$ 、 σ は河床材料の混合度合を示すもの。

で表わされるとし、さらに均一粒径の場合 $dm > 0.02 \text{ cm}$ であれば $U_* d / \nu$ の影響は小さく

$$\pi\lambda = f(U_*^2 / s \cdot g \cdot d, H/d, B/H, S) \dots\dots\dots (5-5)$$

で表わされるとした。(5-5)式の意味するところは S が同じならば、Flat Bed の時と同様、無歪の模型ならば粒径を長さスケールの縮尺によって縮めた河床材料を用いれば粗度、河床変動、流れの相似性が成立することになる。

本実験では $dr = 1.19$ であり $Xr = hr = 50$ であることから、かなり大きな粒径を用いていることになる。したがってここでは水位および流速値等よりも河床変動状況を重視することによって、あえて水位の一致は期待しなかった。

5-2 流砂現象の相似性について

流砂現象の相似については(3-1-3)で述べた様に現地と模型で次の関係が成立しなければならない。

$$\frac{\tau_{om}}{\tau_{cm}} = \frac{\tau_{op}}{\tau_{cp}} = 1 \dots\dots\dots (5-6)$$

および

$$\frac{W_{om}}{U_{mm}} = \frac{W_{op}}{U_{mp}} = 1 \dots\dots\dots (5-7)$$

ここで限界掃流力に岩垣公式を、沈降速度に Stokes の式を用いると⁵⁾

$$\frac{\tau_{om}}{\tau_{cm}} = \frac{R_m \cdot I_m}{0.05 \cdot S_m \cdot g \cdot d_{mm} \cdot \rho_m} = 1 \dots\dots\dots (5-8)$$

$$\frac{\tau_{op}}{\tau_{cp}} = \frac{R_p \cdot I_p}{80.9 \cdot d_{mp} \cdot \rho_p}$$

$$\frac{\frac{W_{om}}{U_{mm}}}{\frac{W_{op}}{U_{mp}}} = 7.07 \frac{\sqrt{\frac{4}{3} S_m \frac{g}{C_{Dm}} \cdot d_{mm}}}{\sqrt{\frac{4}{3} S_p \frac{g}{C_{Dp}} \cdot d_{mp}}} = 1 \quad \dots\dots\dots (5-9)$$

となり、 W_o はレイノルズ数 $Re = W_o d_m / \nu > 1$ の関係にあるとした時の粒子の沈降速度であり

$$\text{ここに } d_{mp} = 0.025 \text{ cm} \quad S_p = 1.65, \quad I_p = I_m, \quad \rho_p = \rho_m, \quad \frac{R_m}{R_p} = \frac{1}{50}, \quad \frac{U_m}{U_p} = \frac{1}{7.07}$$

とすると、実験に使用する河床材料の土粒子比重と粒径の関係は次式で表わされる。

$$S_m \cdot d_{mm} = 0.000826 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots (5-10)$$

本実験は石炭粉による移動床実験であり $S_m = 0.50$ とすると $d_{mm} = 0.00165 \text{ cm}$ でなければならない。しかしこうした河床材料の入手は不可能であり、 $d_{mm} = 0.021 \text{ cm}$ の石炭粉を用いることから現地河川よりも流送されにくく（限界掃流力が大きい）流送土砂量も少なく出ることが予想される。したがって河床形態あるいは河床変動、局所洗掘等の量的なものに対する実験結果にはこれらのことを考えに入れる必要があるため、実験結果の考察には定性的な判断にゆだねるところが多かった。

5-3 実験水位について

実験上で水位を支配する要素は河床材料の大きさの他に、わん曲部等による形状ロス、河床波の発生状況、河床変動による断面形状の変化および保護工設置に伴う粗度変化等が挙げられ、通水中これらの相互関係によって水位が決まる。実験ケースCの実験では比較的良く計算値と一致しているが必ずしも計画粗度と一致しているとはいえない。事実通水後の河床を観察すると Ripples あるいは Dunes が形成されていたり、法線の後退あるいは河床洗掘等により断面形が変化したところも多々あった。実験ケースA・Bの実験水位と実験ケースCの実験水位とを比較検討すると、実験ケースCの実験では低水路巾を縮小したにもかかわらず 150 cm 以上の水位低下がみられる。また通水開始後（1回目）と通水終了前（2回目）との水位を比較しても、その差は実験ケースA・Bの結果に比べいくぶん小さくなっている。 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ になると、実験ケースA・Bの実験で1回目の水位より2回目の方が低かったものが、実験ケースCの実験では2回目の方がやや高くなった。以上のことから河床波の発生範囲が低水路巾の縮小とともに制限されたことと、また法線形の是正と保護工設置に伴って断面形状がかなり安定したものと考えられる。

5-4 流況について

全体的な流況は低水路法線形状によってあまり大きな変化はなく、だいたい同じ様な流況を呈する。実験ケースC-2, C-6までの流量の大きさによる特徴的な流況を表5-1にまとめた。

表5-1 流況観察

ケース	$Q(m^3/s)$	特徴的流況
C-2	200	若干流心の片寄りもみられるが、流速が小さいため流況としてはほとんど問題はない。
C-3	600	低水路法線に沿った流況を呈する。高水敷上の流れは非常にゆるく荒廃箇所はない。
C-4	1200	一部低水路内から高水敷上に乗り上がることもある。
C-5	1600	低水路内と高水敷上の流量交換が盛んになる。
C-6	2000	〃

つぎに河道区間別にみると次の様なことがいえる。

イ) 1.0.8 Kより上流部(1.0.5 K附近わん曲部より上流)はやや右岸寄りであるが、特に大きな水衝部となるところはない。

ロ) 1.0.8~1.0.0 K(1.0.5 K附近のわん曲部)は右岸側が水衝部となり、低水路内と高水敷上に流れの交換がある。

ハ) 1.0.6~7.6 K(両わん曲間)はやや右岸沿いを流れるが、上流わん曲での水衝部に対するハネ返りで1.0.0 K附近で横断方向に拡散する傾向にあるため(砂礫堆の安定)、それ程流れに大きな片寄りはみられない。

ニ) 7.6~6.6 K(わん曲部)はやはり左岸沿いの流れが強(ロ)と同様な現象が観察される。

ホ) 6.6 Kより下流では、上流のわん曲部の影響が非常に強く、流れの蛇行現象がはっきりしている。

つぎに水衝部となる箇所および低水路内から高水敷上への乗り上げ箇所をひろってみると表5-2のとおりである。ここでランクA~Cは水衝部の度合の程度を記号で示してみたものである。

表5-2 水衝部の位置

No	区間(低水路法面)	ランク
1	1.1.8~1.1.6 K 右岸	C
2	1.0.8~1.0.0 K 右岸	B
3	8.6~8.4 K 右岸	C
4	7.5~6.6 K 左岸	A
5	5.6~5.4 K 右岸	C
6	5.2~4.8 K 左岸	C

5-5 流速分布について

附図2-(a)~(c)に主要断面の流速測定結果を添付する。

第4案低水路法線形で低水路流量 $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下させた時の流速分布について検討してみる。計算(井田の方法による不等流計算, ただし $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o = T.P. 0.20 \text{ m}$, $n_o = 0.030$)では $U_m = 0.7 \sim 1.4 \text{ m/s}$ を得, 実験では $0.65 \sim 1.28 \text{ m/s}$ と若干少な目の流速が記録されたが, 精度的には良い効果といえよう。ここで護岸の必要の有無を考える時, 許容流速の概念を用い検討してみる。吉川によれば⁶⁾ 許容平均流速は, 非粘着土と粘着土, また水深および曲度によって決まるとしている。百間川分水路の場合には河床材料の単位体積重量が $\gamma_w = 1.7 \text{ g/cm}^3$ (この時含水比は約50%といわれている), 比重 $\rho_s/\rho = 2.65$ であることから間隙比 e は次式であらわされ

$$e = \frac{\gamma_w \rho_s / \rho (1 + w / 100)}{\gamma_t} - 1 \quad \dots\dots\dots (5-11)$$

$e = 1.34$ を得る。ここに w ; 含水比, γ_t ; 湿潤温度であるこの値は河床の締り具合がわるい状態に区分され, さらに砂分50%以下の砂質粘土とすると, その許容平均流速は 0.45 m/s である。またその時の水深を 2.0 m とすると補正係数 1.1 を掛けて, 結局 0.50 m/s を得る。わん曲部ではさらに小さく 0.78 掛けとすると 0.39 m/s となる。以上のことを考えれば, 低水路流量 $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時ではすでに低水路法面は洗掘されることを意味し, 最終的には低水路全面に保護工が必要とも言える。しかし工法的には河床材料の間隙比を小さくする(含水比を下げるか, あるいは単位体積重量を上げる)工法をとれば許容平均流速が大きくなるため, $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ だけを考えた場合, わん曲部を除いて護岸の必要もなからう。 $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ の時の低水路内の流速はおおよそ $2.0 \sim 2.5 \text{ m/s}$ 程度である。一方高水敷上の流れは低水路流速の $5 \sim 7$ 割位で, 低水路内の流れと高水敷上の流れがはっきり区別できる。7.5 K 附近のわん曲部より下流時では低水路巾も広がるため 2.0 m/s を下回り高水敷流速と低水路流速にはそれほど差がない。

$Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ を対象に実験結果と計算結果(低水路巾 80 m 案, $n_1 = 0.025$, $n_2 = 0.040$ とし井田の方法で断面形の補正をし不等流計算した結果)を比較すると, 高水敷上の流れと低水路内の流れは図5-1のようになる。同図は低水路内と高水敷上の流量配分, 単位巾流量および平均流速の縦断変化を計算値と実験値で示したものでありつぎの事がいえる。

- イ) 低水路内の流量は全体の $6 \sim 7$ 割程度である。また大曲りわん曲下流の $6.5 \sim 6.0 \text{ K}$ は計算値よりも実験値の方がやや大きな値を示す。このことは上流に比べて低水路巾(河床変動した後の有効河積)が広がったことと, 高水敷からの落ち込みが予想以上に多いことを示す。
- ロ) 低水路内および高水敷上の流量の変化は複断面河道の流量交換現象を示すものと考えることができ。図の低水路内流量で右下りは高水敷上から低水路内への落ち込み, また逆に右上

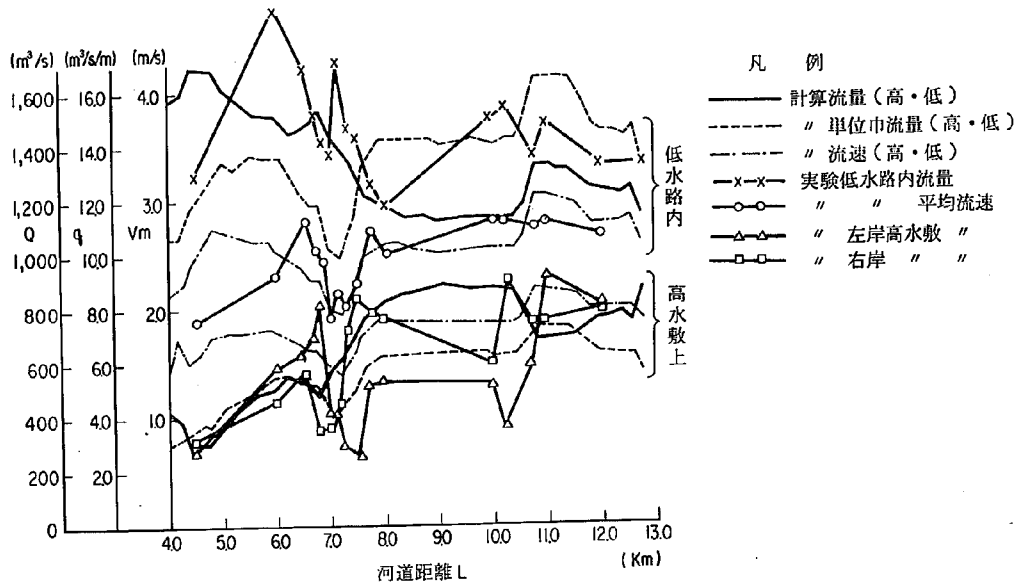


図 5-1 流量配分および流速変化図

りは高水敷への乗り上げを示し、勾配はその交換度合を意味するものとすれば、1 2.8 ~ 1 0.8 Kと8.0 ~ 6.0 Kは低水路内への落ち込み、1 0.4 ~ 7.4 Kは高敷上への乗り上げがあるものと判断される。

ハ) 単位巾当りの流量の計算結果(川巾の大小によって決まるものであり、流心の片寄り等は考慮されない)によれば、1 1.0 K附近で低水路内 $16 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 、高水敷上 $7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ と各々最大値を示す。なおこの地点はもっとも川巾の狭い所である。

ニ) 低水路内平均流速は計算値と実測値がほぼ似かよった値を示しており、高水敷上の実測値の流速は低水路内に比べて2 ~ 3割小さい結果を得た。また U_{max} は1 1.0 K附近低水路内で約 $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。

5-6 河床変動について

実験ケースCの実験結果より附図3-(a)(b)に主要断面の河床変動測定結果を示す。また附図3-(c)に実験ケースC-6のときの各断面における河床変動図を示す。

流量の大小による特徴的な河床変動状況を示すと表5-3のとおりである。流量が増加するに

表 5-3 河 床 変 動 状 況

Q	特 徴	荒 廃 箇 所
200	低水路内に一部砂レン	—
600	法面の崩壊箇所はみられるがその量は僅か	12.1 K 右岸, 11.8 ~ 11.7 K 右岸 10.0 K 左岸
1200	低水路内のみ河床変動	11.8 ~ 11.6 K 左岸, 10.6 ~ 10.5 K 右岸高, 7.5 ~ 7.3 K 左岸
1600	わん曲部外岸側法面の保護工の崩壊沈下がみられる。	9.6 ~ 9.2 K 左岸高
2000	高水敷上にも荒廃箇所が観察される。	12.4 ~ 11.9 K 右岸高, 10.2 ~ 10.0 K 右岸, 6.6 ~ 6.4 K 左岸

つれ荒廃の程度は大きくまた範囲も広がる。しかし実験ケース A, B の実験結果に比べその規模はかなり縮小されており, 保護工の設置および法線形状の是正によってその効果が現われていると言えよう。

次に河床変動量について検討してみる。図 5-2 は河床変動縦断面図を示したものであり, 同図よりつぎのことがわかる。

- イ) 高水敷上で特に洗掘の著しい箇所は 12.0 K より上流右岸, 10.8 ~ 10.2 K 右岸および 8.6 ~ 8.4 K であり, 前者は上流からの補給砂が無いため起る現象と考えられ, 後者の 2 ケ所はわん曲部の外岸側で保護工を設置していない箇所である。逆に堆積は 10.4 ~ 10.2 K 左岸および 7.2 ~ 7.0 K 右岸に見られ, これらの箇所はいずれもわん曲部の内岸側やや下流に位置する。
- ロ) つぎに低水路内の変動高についてみると 9.6 ~ 9.0 K, 7.2 ~ 6.8 K および両わん曲間に堆積現象がみられる。両わん曲間についてはその原因としてふたつ考えられる。そのひとつは下流に位置する大わん曲部の形状ロスや堆積による河積の減少, および保護工による河床粗度の増加によりわん曲部の水位が上昇したため, その上流部の水面勾配が小さくなり掃流力が減少し堆積したものと考えられる。またひとつは上流わん曲部での洗掘土が流れの安定するこの区間で堆積したものと考えられる。7.2 ~ 6.8 K の場合は最深河床高を見ても判る様に極端な深掘れが観察されるが, それ以上にわん曲部内岸側での堆積土が多いと言える。
- ハ) 流量別にみると流量が増加するにつれてその変動量は大きくなる(振巾が大きくなる)。
- ニ) 深掘れの著しいところは 10.6 ~ 10.0 K, 8.8 ~ 8.6 K および 7.4 ~ 6.6 K で, やはりわん曲部の位置するところであり, 二次流の強いところといえる。

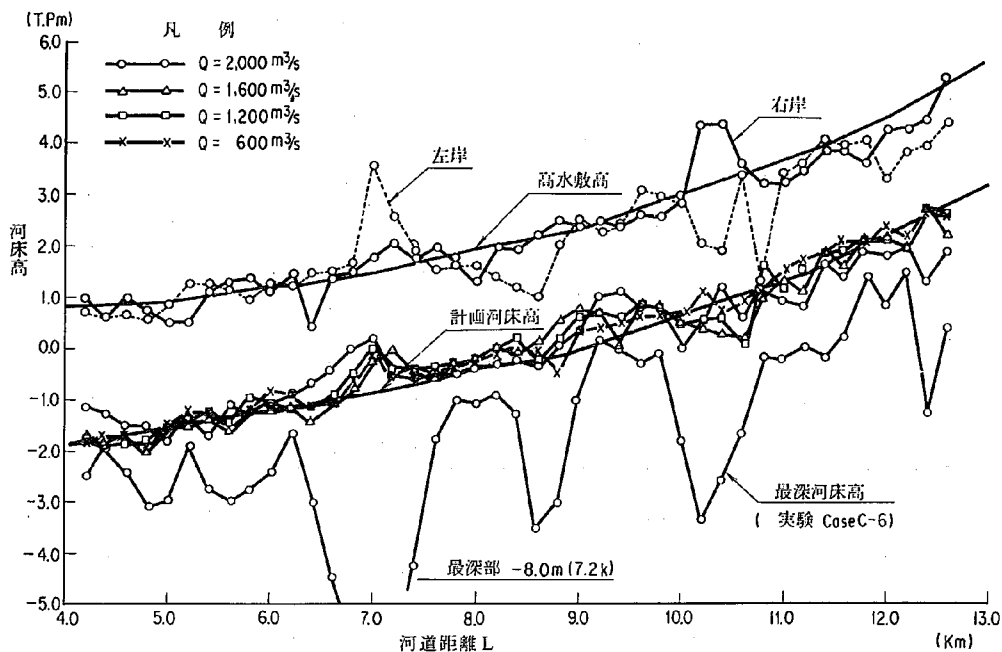


図 5-2 河床変動縦断面図

以上の結果から、実験ケース C-6 で設置した保護区に更に 1 0.6 ~ 1 0.2 K 右岸高水敷上の保護と各々わん曲部の外岸側低水路内に保護工を設置した方がより変動量の少ない結果が得られると推測される。

補 足

河床構成材料の粒径が細かい時は浮遊砂と掃流砂の混合型で流送される。一般にこうした浮遊砂を対象として河床変動を扱う場合、浮遊砂が掃流力の縦断変化に対応するにはある程度の時間が必要であり、区間距離が短い時には浮遊砂の非平衡状態が存在すると考えられる。実際模型実験においても気球による流況の写真撮影を行うと、色素は上流側ではっきりあられ下流にいくにしたがって不鮮明となる。これは掃流力が一様と考えた場合、石灰粉の非平衡状態を意味するものであり、流砂の連続式が成り立たないので、ここでは河床変動計算は省略した。

5-7 河床形態について

小規模河床形態は河床粗度の変化をうながし、中規模河床形態は水衝部をつくり出水後は水留

表 5-4 河 床 形 態

Q (m^3/s)	小 規 模 河 床 形 態	
	低 水 路 内	高 水 敷 上
200	一部 Ripples	
600	Ripples 一部 Ripples or Dunes	Flat
1200	Ripples or Dunes	一部 Ripples
1600	"	Ripples の発生域が広範囲
2000	"	Ripples or Dunes

り部と化す。

実験結果を流量別に整理したのが、表 5-4 および図 5-3 であり、表 5-4 は小規模河床形態を、図 5-3 は砂礫堆の前縁線を図式化したものである。表 5-4 よりつぎのことがいえる。

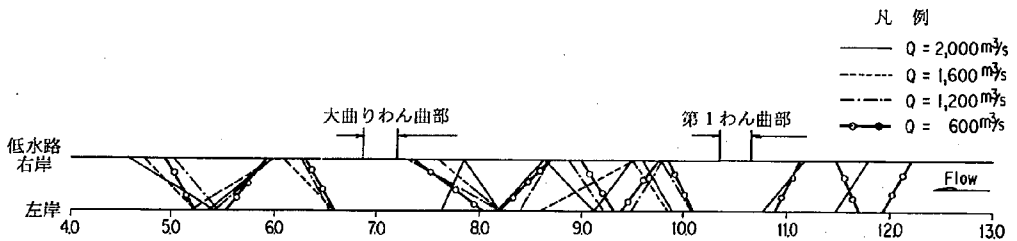


図 5-3 中規模河床形態模式図

高水敷上の荒廃は $Q = 1200 m^3/s$ 流下時ではさほど心配されないが、 $Q = 1600 m^3/s$ になると激しくなることから、 $Q = 1200 m^3/s$ 通水時の高水敷上の流れは限界掃流以下、あるいはそれに近い値と推察される。

また図 5-3 より砂礫堆についてつぎのことがわかる。

- イ) 10.5 K 附近のわん曲部よりも上流部ではあまり顕著に現われないが、各々のわん曲部下流では規則的なものが観察される。
- ロ) 砂礫堆の発生位置は、7.5 K 附近のわん曲部より下流部の方が 10.5 K 附近のわん曲部の下流部に比べて一定している。(各々のわん曲部のわん曲度の違い)。
- ハ) 砂礫堆の波長は、7.5 K 附近のわん曲部より下流部の方が他の区間に比べて長く、低水路巾に関係していることを示している。また、流量別にみると流量が多くなるにつれて波長も長くなるようであるがあまり顕著ではない。
- ホ) 砂礫堆の淵は 6.5 K 左岸、5.8 K 右岸、5.2 K 左岸にあり水衝部にあたる。

5-8 わん曲部の流れについて

百間川分水路には7.5 K附近と、10.5 K附近にわん曲部を有している。特に7.5 K附近のわん曲部はわん曲角も大きく、出水時には河道全体を通してもっとも懸念される所であり、こうしたわん曲部の合理的な河道設計を行う上で水理的検討を行う。

7.5 K附近のわん曲部の流況は図5-4となる。同図は流量の増減によって流況がどのように変化していくか示したものであり、同図より流量が増加するにしたがって流れに直進性があらわれ、低水路法面への水当たり部も上流へ移るようである。また内岸側の剝離も同様に流量が増えると上流に移行するようである。詳しくみると、一様に流下してきた流れがわん曲部に入ると、左岸高水敷上を流れていた流れは7.2 K附近左岸堤防に当たる。そして低水路内の流れは7.2 K附近で高水敷に乗り上がる流れと、低水路法面沿いに流れるふたつの流れに分かれる。高水敷上への乗り上げた流れは直接堤防附近まで行き、そこで上流より流れてきた高水敷上の流れと相互に干渉し合い、堤防近傍ではかなり減速されている。一方右岸沿いの流れは7.5 K附近より徐々に剝離し、右岸堤防沿いに流れる流れと低水路中央附近に向う流れとに分かれる。高水敷上への乗り上げ量は、保護工の設置や低水路法線形の検討によってかなり少なくなったように思われる。高水敷あるいは高水堤防の維持という点からみると好結果を得たといえよう。また7.15 K附近まで流れは自由渦的であり、そこより下流に進むにしたがって徐々に強制渦への移行がみられた。そして7.0 K附近では完全に流速分布形が強制渦になっている。6.8 Kより下流では徐々に横断方向に一様な流れに近づこうとする傾向が見られた。こうした水当たり部の位置は流量が増加するにしたがって上流へと進む傾向がある。

砂州の発達過程を調べると、図5-5のようになる。同図より流量が増えるにつれて上流部は外岸側へ向けて、また下流部は逆に内岸側に向う傾向がある。また砂州の発生始点および終点の位置は流量にはさほど関係がない。(注、実験ケースB-3およびC-6の $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ のときはかなり下流にまでおよんでいる。)

低水路内の保護工の影響を調べてみると、保護工の狭い場合(実験ケースC)の方が広い場合(実験ケースB)に比べて砂州巾は広くなる傾向があった。これはわん曲部の外岸側の洗掘量(洗掘深、洗掘巾、洗掘範囲)が大きくなったためと思われる。

つぎに下記ⅰ)～ⅲ)に挙げる項目について検討してみる。⁷⁾

ⅰ) わん曲部の形状損失による水位上昇量

ⅱ) わん曲部の水面形

ⅲ) 横断流速分布

以上の項目について検討するために、つぎの仮定をもうける。

a) 実際は複断面河道であるが、計画高水流量相当の流下時には洪水流の直進性が目立つことから低水路と高水敷上の流れを区分せず、計算の煩雑さもあることから単断面扱いとする。

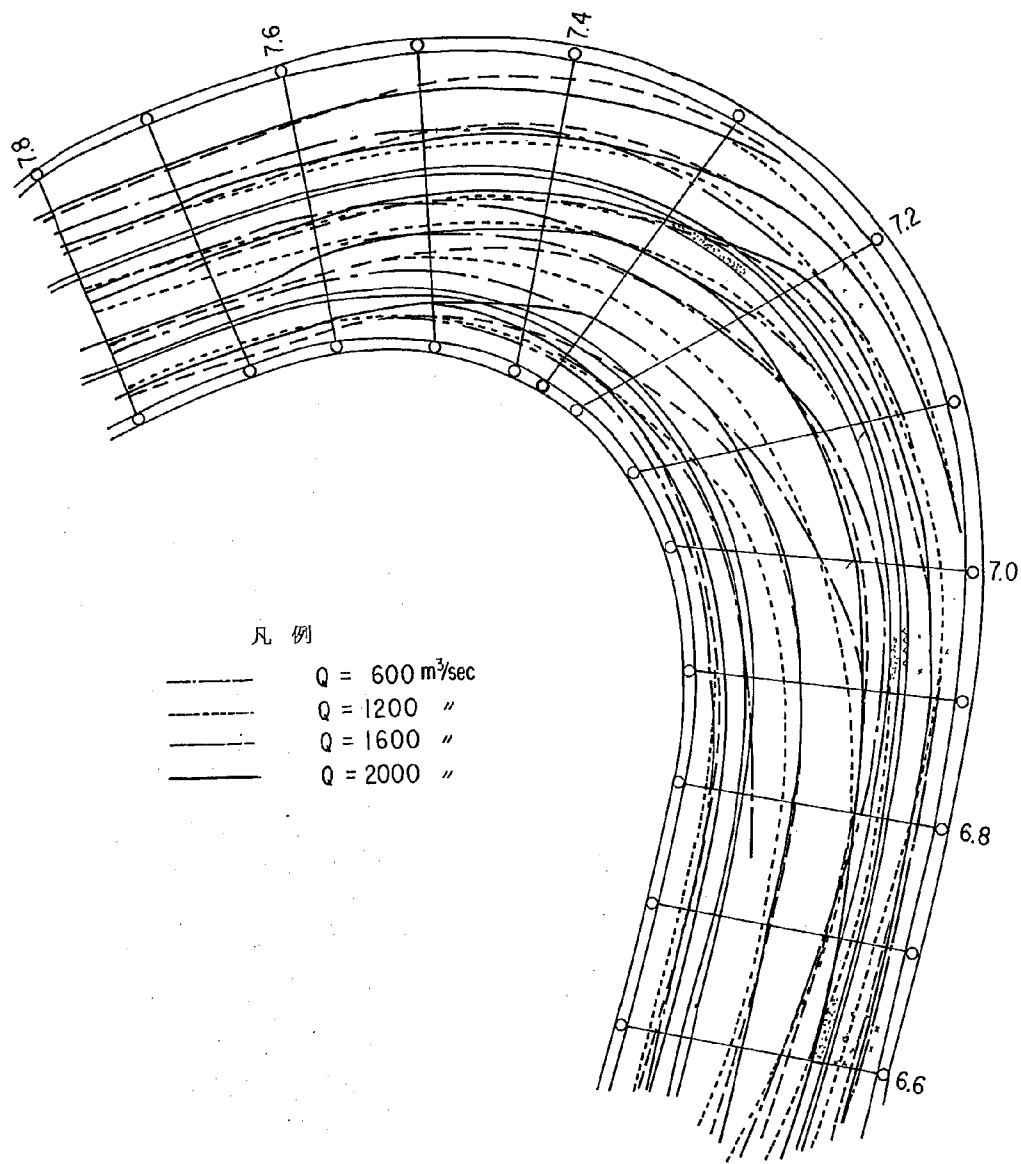


図 5-4 わん曲部の流況図 (実験ケース C)

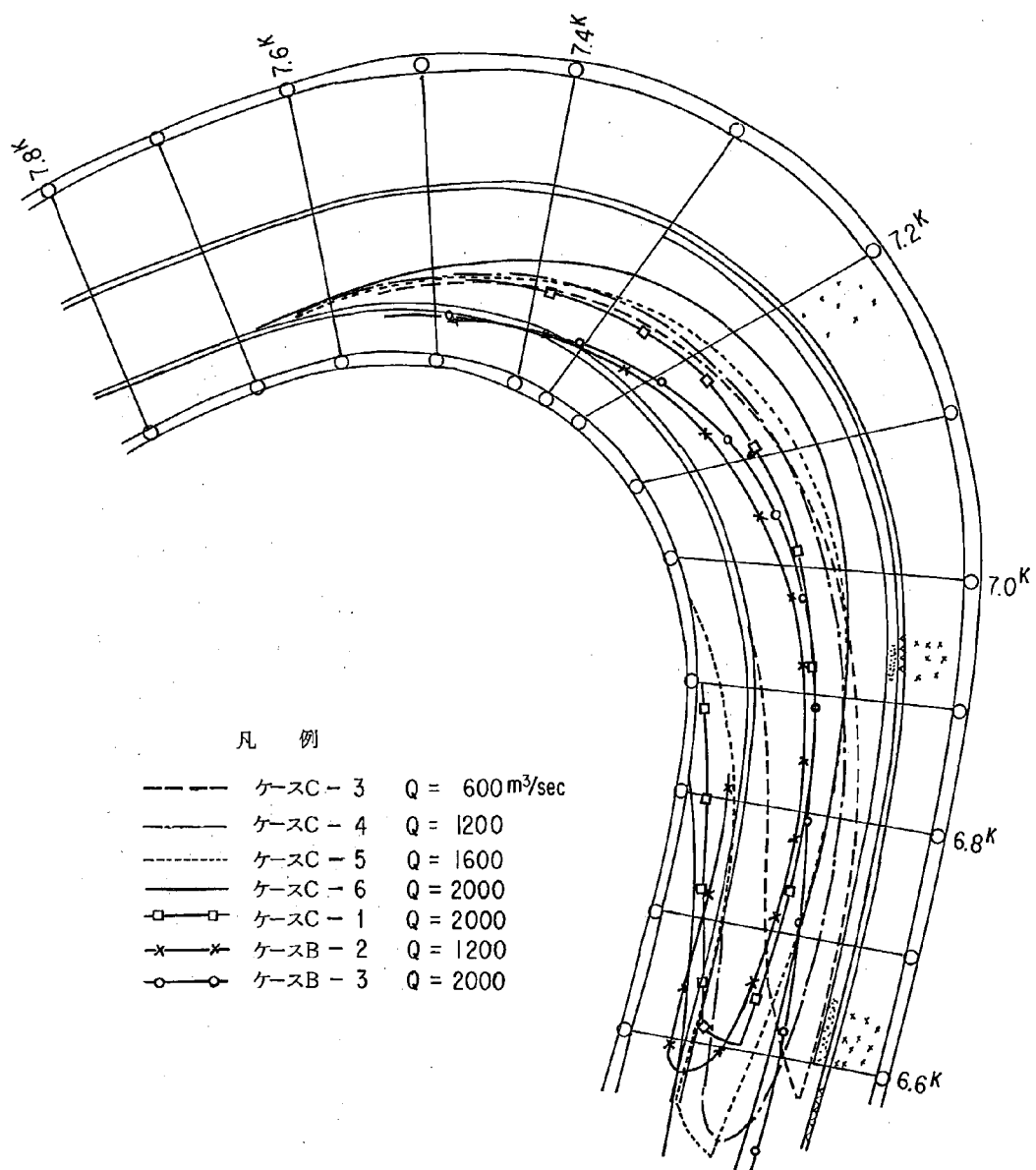


図 5 - 5 砂州の発達過程

b) 解析にあたっては他者の実験結果等を参考にするが、わん曲角 90 度あるいは 180 度の実験結果を応用しここで適用する。

c) 流れの蛇行現象を無視し、わん曲部には一様な流れで流入してくるものとする。

d) わん曲部の河床変動は行らないものとし断面形状は常に一定する。

ここでは 7.5 K 附近のわん曲部について検討するものとしてのわん曲部の諸元を表 5-5 の様に定めた。

表 5-5 7.5 K 附近のわん曲部諸元

曲率半径 $r_c(m)$	平均川巾 $B(m)$	B/r_c	$\alpha = r_c/B$	わん曲角 θ (度)
360	264	0.73	1.36	126

i) わん曲部の形状損失による水位上昇量

わん曲による形状ロスを

$$\Delta H_b = f_b \frac{U m^2}{2g} \dots\dots\dots (5-12)$$

で定義すれば、 f_b は管路の曲りの損失係数とほぼ等しいといわれている。そこで $f_b = 0.2$ とすると、おおよそ $\Delta H_b \div 0.03 \sim 0.04 m$ が計算される。実験では実験終了前の水位測定結果をみると明らかにわん曲部より上流で水位の上昇がみられるが、これは河床変動に伴う流積の変化や保護工による河床粗度の変化等も考えられることから形状ロス分のみによる水位上昇分についてははっきりしない。また量的にみても僅かのものであることから無視してもさしつかえないと考える。

ii) わん曲部の水面形

横断水位については自由渦区間と強制渦区間によって区分され、それぞれ次式で表わされる。

$$\Delta h = \frac{U m^2}{2g} \cdot \frac{2B}{r_c} \cdot \left(\frac{1}{1 - \frac{B^2}{4r_c^2}} \right) \quad (\text{自由渦}) \dots\dots (5-13)$$

$$\Delta h = \frac{U m^2}{2g} \cdot \frac{2B}{r_c} \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{B^2}{12r_c^2}} \right) \quad (\text{強制渦}) \dots\dots (5-14)$$

この式に基づいて数値を代入すると、自由渦で $\Delta h \div 0.28 m$ 強制渦で $\Delta h \div 0.23 m$ の計算結果を得る。

わん曲部の水面形について実験結果をまとめたものを図5-6(a)~(d)に示す。

実験ケースC-6で $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ 通水したときの最初の水位測定結果では、自由渦区間(7.30, 7.15 K)で $\Delta h \approx 0.40\text{ m}$ 強制渦区間(7.0, 6.85 K)で $\Delta h \approx 0.16 \sim 0.20\text{ m}$ を得た。

以上の結果より同一の洪水疎通能力をもたせるには、高水堤防高は内岸側に比べて外岸側を安全側をみて約0.40 m高くする必要があると考える。また図5-6より実験開始当初と実験終了前の水面形を比較すると、実験中徐々に断面に平行になろうとする傾向があり、そして外岸側と内岸側での水位差が小さくなるようである。これはわん曲部での河床変動(局所洗掘)が安定河道に近づこうとする(変動速度がにぶる)ためと考えられる。

また流量が大きくなると等水位線の密度が細くなる(水位差が大きくなる)。また二次流の強さも大きくなるようであり、特に $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ の通水初期では低水路法面付近で水面形の変形がみられる。

iii) 横断流速分布

二次流が十分発達したところでは近似的に等流状態が形成されるとし、「村本」は次式を導いている。

$$\frac{U}{U_c} = \frac{t^3 + \alpha \sqrt{(a^2 + 1/40)(a^2 - 1/4)}}{a^3 + \alpha \sqrt{(a^2 + 1/40)(a^2 - 1/4)}} \cdot \frac{\alpha}{t} \quad \dots\dots\dots (5-15)$$

ここに U_c : 水路中央における流速, t ; $t = \frac{r}{B}$

ここで $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$, $A=1115\text{ m}^2$ とし計算すると表5-6の様な結果を得る。

表5-6 わん曲部の流速分布

r	$r_1=250\text{ m}$	$r_2=310\text{ m}$	$r_3=364\text{ m}$	$r_4=420\text{ m}$	$r_5=475\text{ m}$
U/U_c	0.94	0.94	1.00	1.12	1.27
U	1.70 m	1.70 m	1.80 m	2.02 m	2.29 m

この表の意味するところは、河道中心部の流速を1とした時に外岸側では1.27倍、内岸側では0.94倍の流速を生じ、したがって外岸側は内岸側の1.35倍の流速が生じることになる。実験ケースC-6で実測した流速分布によれば、(図5-7にその流速分布図を示す)その値は7.0 Kおよび6.85 K付近では完全に自由渦より強制渦へ移行しており、この地点では内岸側に比べ水路中央部では約3倍程度の流速が測定されている。そして外岸は内岸側よりは早い、河道中央部より約 $\frac{1}{2}$ に減速されている。このことは明らかに高水敷によって流速が減衰していることを示している。

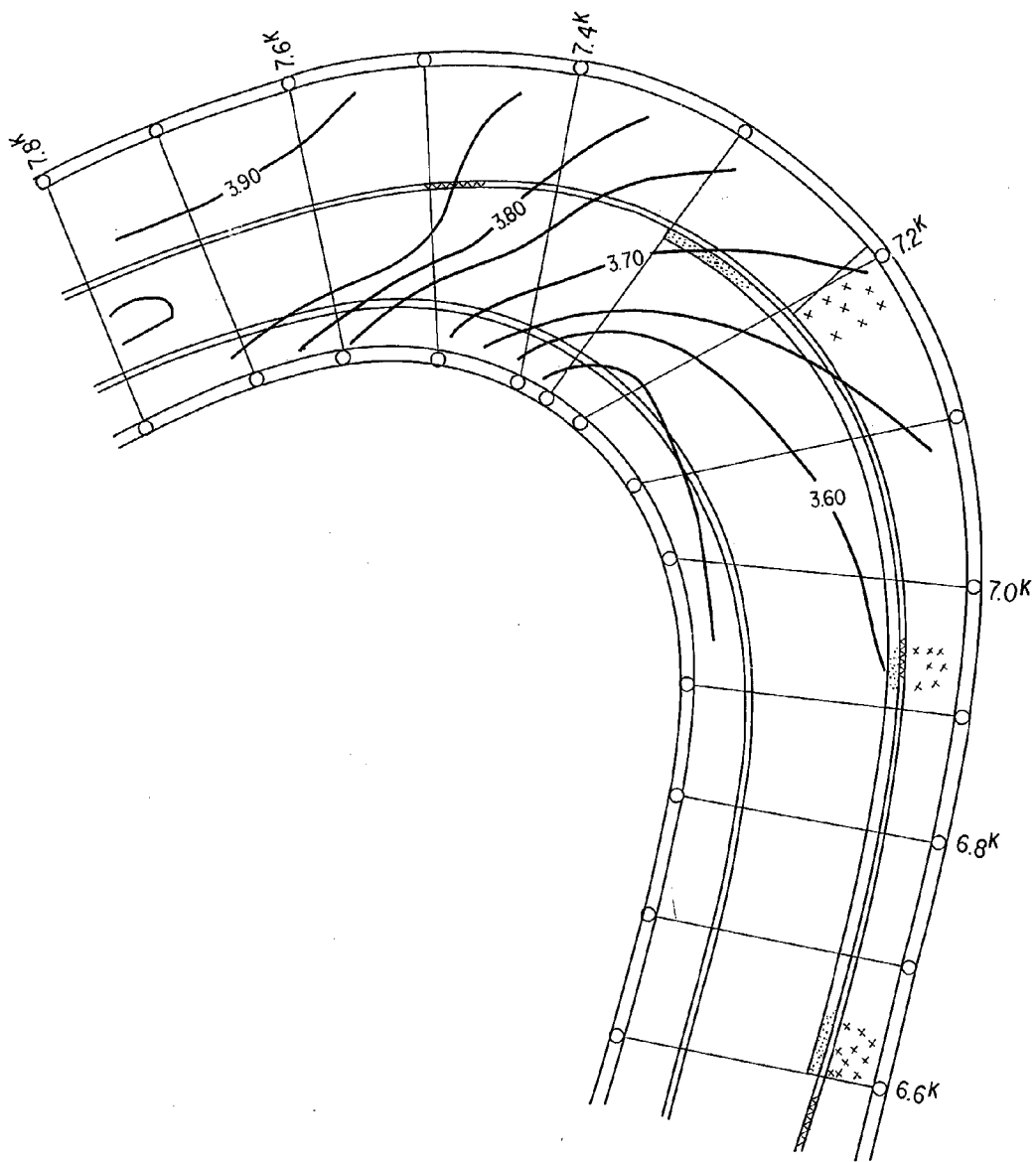


図 5 - 6(a) わん曲部の水面形
 (実験ケース C - 4 , $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$, 実験開始直後 , 単位 T.Pm)

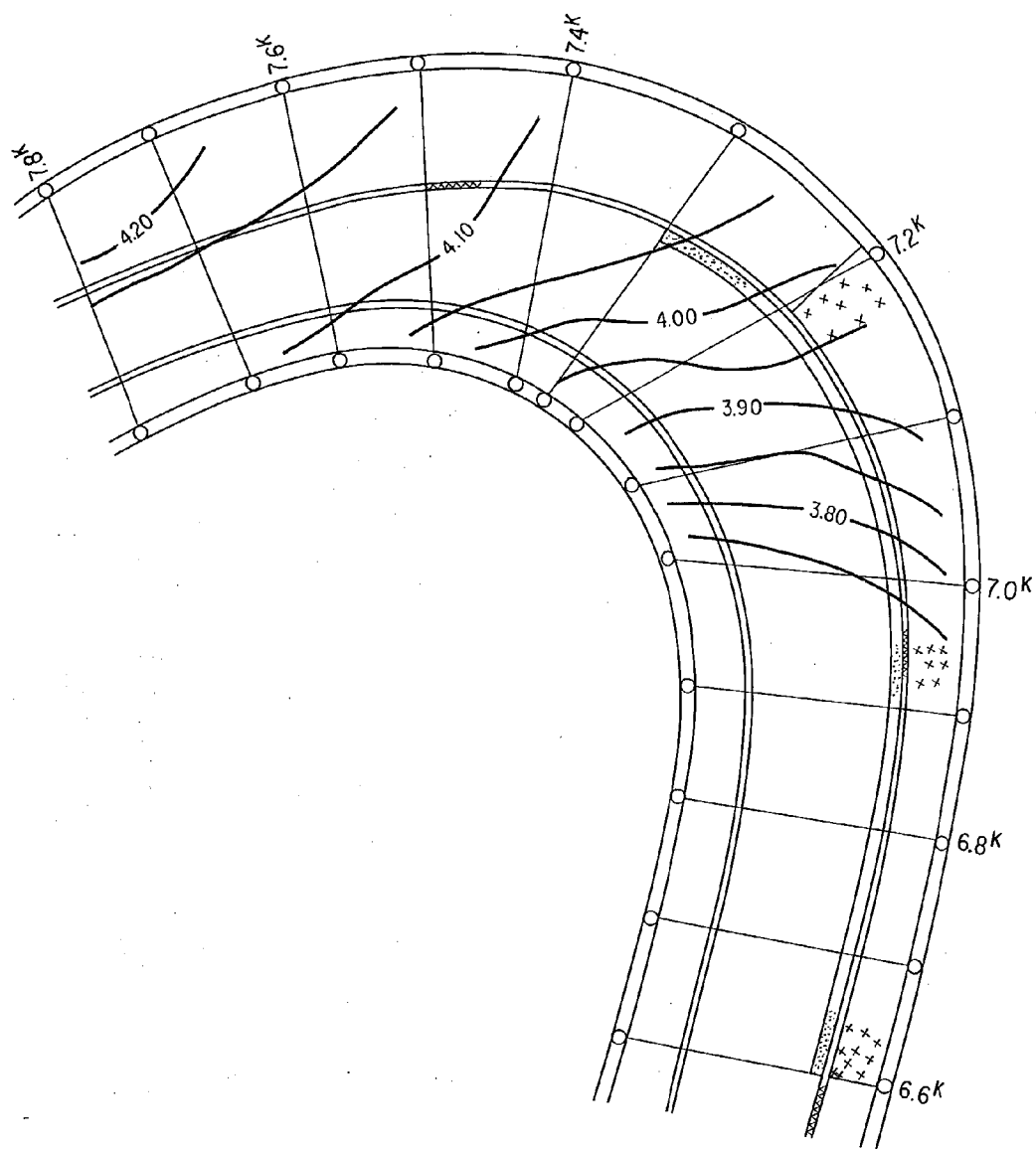


図 5 - 6(b) わん曲部の水面形
 (実験ケース C - 4, $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$, 実験終了前, 単位 T.Pm)

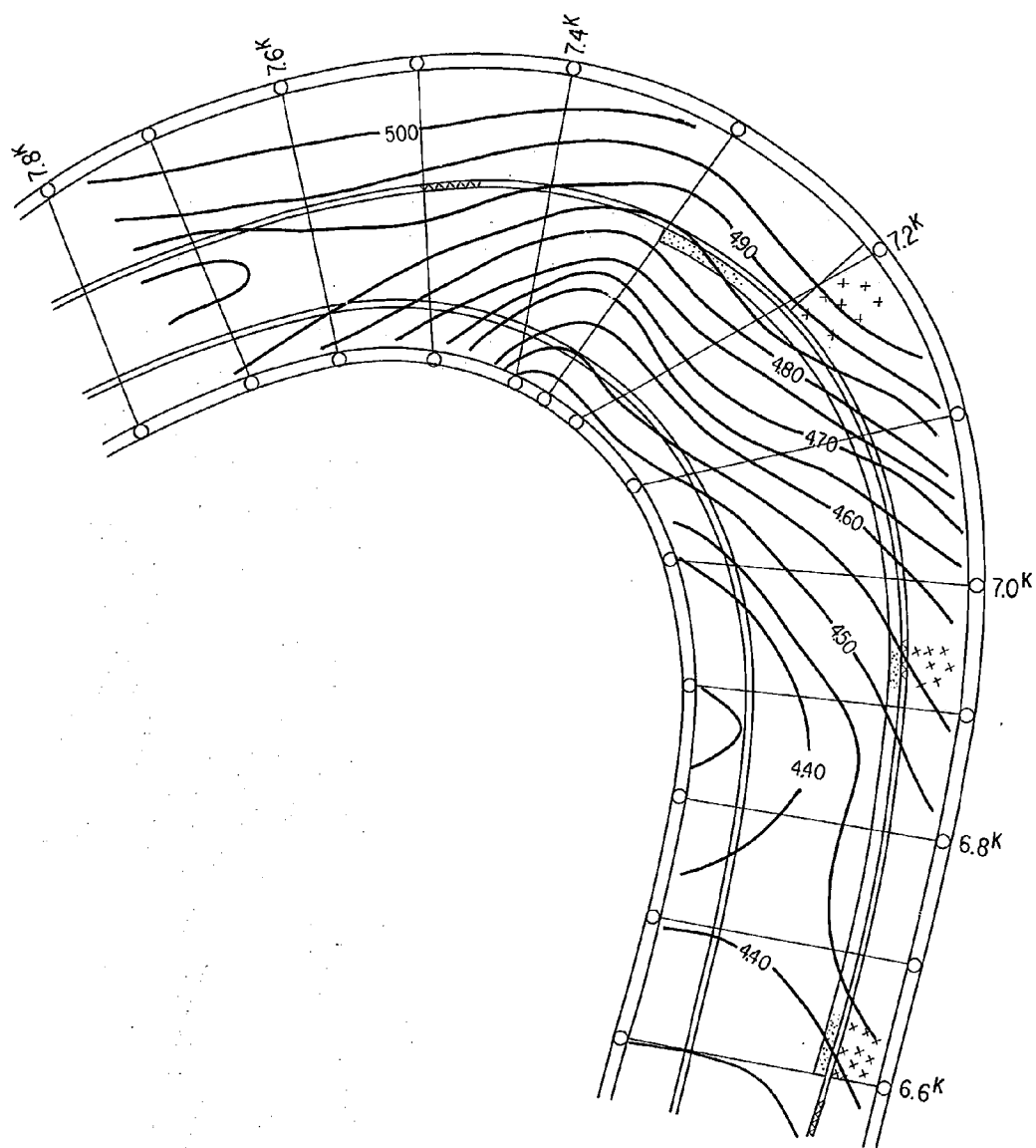


図 5 - 6(c) わん曲部の水面形
 (実験ケース C - 6, $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$, 実験開始直後, 単位 T.Pm)

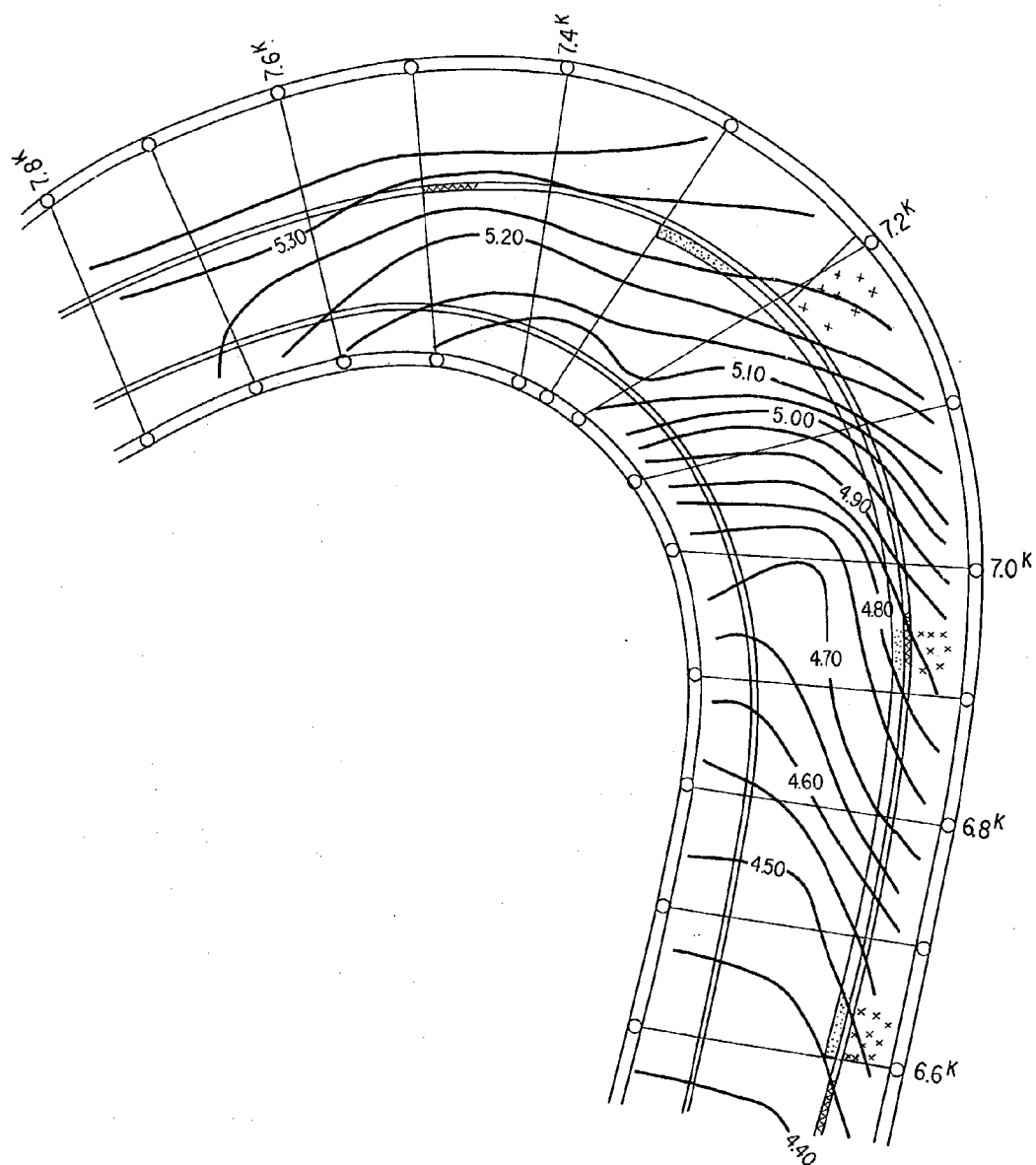


図 5 - 6(d) わん曲部の水面形

(実験ケース C - 6 , $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$, 実験終了前 , 単位 T.P.m)

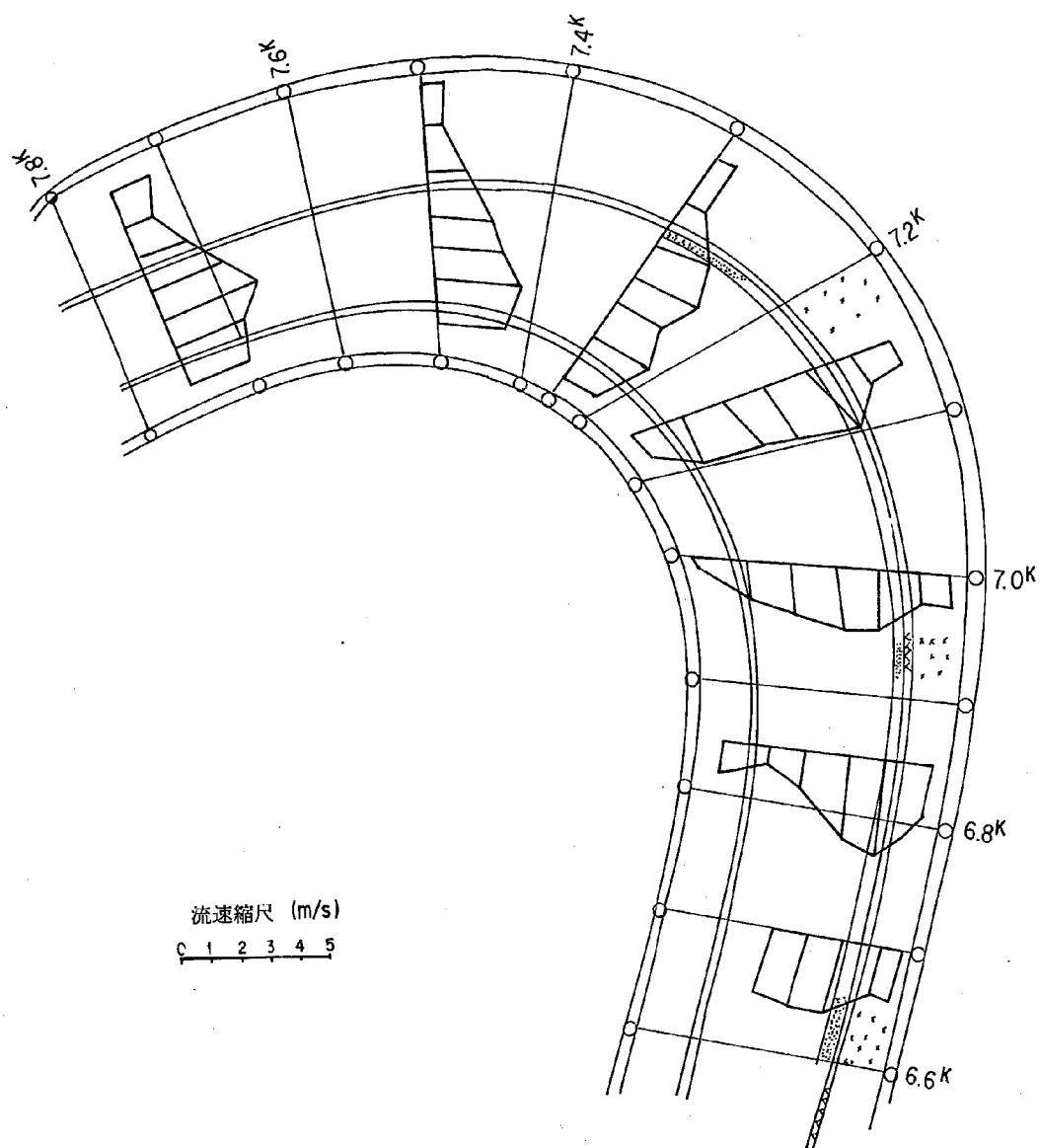


図 5-7 わん曲部流速分布

5-9 ピアー周辺の流れについて

百間川分水路の模型には山陽新幹線をはじめとする3本の架橋があるほか、さらに7本の計画橋があり、ピアース総数は53本にもおよぶ。ピアーに関する一覧表を表5-7に示す。また各ピアースの敷高を図5-8に示す。

附図4-(a)~(b)に代表的ピアースの周辺の流れと洗掘状況の実験結果(実験ケースC-6)を示す。

こうしたピアースによる水理的検討⁸⁾としては

i) ピアースに作用する力

ii) ピアースによるせき上げ量

iii) ピアース周辺の局所洗掘深

があり、特にii)については水位上昇による上流への影響とクリアランスに、またiii)についてはピアース周辺の根固め工法等に関するものであり、それぞれ模型実験および水理計算により検討した。

表5-7 百間川分水路架橋調査表

(単位 m)

番号	橋名	位置	橋長(堤防間距離)	橋脚配置		形状及び寸法			設置高	備考	ピアース数
				現地	模型	形状	現地	模型			
1	中川橋	k 5.50	215	@5×45	@5×0.9		a=5.0 b=1.75	a=0.7 b=0.035	T.P -3.50	計画	本 4
2	海吉橋	6.40	227	@5×45	@5×0.9	同上	a=4.5 b=1.75	a=0.09 b=0.035	T.P -3.10	計画	6
3	米田橋	7.75	222	@5×45	@5×0.9	同上	a=4.5 b=1.75	a=0.09 b=0.035	T.P -2.50	計画	4
4	今谷橋	9.10	226	@5×45	@5×0.9	同上	a=4.5 b=1.75	a=0.09 b=0.035	T.P -2.00	計画	4
5	沢田橋	9.95	227	@5×45	@5×0.9	同上	a=4.75 b=1.75	a=0.09 b=0.035	T.P -1.50	計画	4
6	百間川橋	左岸10/8-15 10/8+20	185	@5×30	@5×0.6 + @2×0.35	同上	a=12.6 b=1.6	a=0.252 b=0.032	T.P -0.63	既設	6
7	藤原橋	11.25	183	@5×40	@5×0.8	同上	a=3.0 b=1.75	a=0.06 b=0.035	T.P -0.60	計画	4
8	原尾島橋	11.70	195	@5×40	@5×0.8	同上	a=4.5 b=1.75	a=0.09 b=0.035	T.P -0.10	計画	4
9	国鉄山陽本線	左岸12/3 右岸12/3+20	218	@13× 168	@13× 0.336		d=3.8	d=0.076	T.P +0.20	既設	12
10	国鉄山陽新幹線	左岸12/4 右岸12/5	248	@4×48	@ 4×0.96		d=3.8	d=0.076	T.P -1.14	既設	5

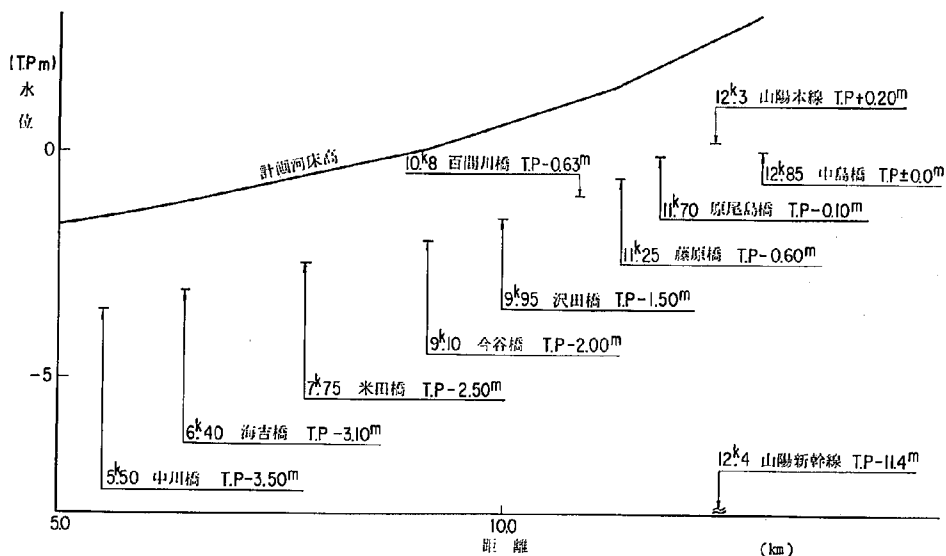


図 5-8 百間川分水路ピア敷高調査

ここで水理計算についてはピア前面で一様に流れているものとし、またピア周辺の局所洗掘についても無視した。

i) ピアに作用する力

ピアには形状抗力と造波抗力が作用するとして次式で表わされるとする。

$$F_D = \frac{1}{2} \rho C_D A_D \cdot U^2 \quad \dots\dots\dots (5-16)$$

ここで $C_D = f(Re)$

ii) ピアによるせき上げ量

Yarnell の修正公式、Rehbock の公式を用いると

$$\Delta h = [\delta_0 - \alpha(\delta_0 - 1)] \cdot (0.4 + \alpha + 9\alpha^2) \cdot \alpha(1 + 2\ell) \cdot \frac{U^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (5-17)$$

ここで $\alpha = f(w)$, $w = \frac{Fr^2}{2}$

ℓ ; 橋脚総巾

で表わされる。

iii) ピア周辺の洗掘量

Laursen の堆定法によれば次式で表わされる。

$$\frac{ds}{b} = f(h/b) \quad \dots\dots\dots (5-18)$$

ここに b : 橋脚純巾

以上の計算を行うにあたっては水理条件を11.0 K地点の水理量をもって代表させ、つぎのような数値をとった。

流量 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (計画高水流量)

粗度係数 $n_0 = 0.030$ (m-sec)

川巾 $B = 170 \text{ m}$

水深 $h = 6.70 \text{ m}$

流速 $U = 2.70 \text{ m/s}$

エネルギー勾配 $I_e = 0.000816$

したがって

$$Fr = U / \sqrt{gh} = 0.33$$

$$Re = Uh / \nu = 180.9$$

$$U_*c = \sqrt{8.41 d^{11/32}} / 100 = 0.015 \text{ m/s} \quad (d = 0.025 \text{ cm とした時の岩垣公式より})$$

が計算される。

ここで代表的なピアーを選定しそれぞれの流水接触面積を表5-8のとおりとした。(5-16~18)式の計算結果は表5-9のとおりとなる。

表5-8 ピアーの流水接触面積

$A_D = \text{ピアー巾} \times \text{水深}$

ピアー名	新幹線ピアー	山陽本線ピアー	百間川橋ピアー	原尾島橋ピアー
$A_D \text{ (m}^2\text{)}$	25.5	10.1	10.7	11.8

表5-9 橋脚周辺の水理

	新幹線	山陽本線	百間川橋	原尾島橋
作用力 $F_b \text{ (ton)}$	10.5	3.8	2.8	3.1
せき上げ量 $\Delta h \text{ (m)}$	0.063	0.060	0.019	0.013
洗掘深 (m)	7.39 (4.1)	3.73 (3.5)	3.97 (2.7)	4.16 (1.4)

以上の結果を実験値と照らし合せてみると、ピアーによるせき上げ量は模型ではほんの僅かであり(仮に現地で6cmとすると模型では0.12cmとなる)水面の乱れ等により詳細な測定は不可能であった。洗掘量については、ケースC-6でそれぞれのピアーの低水路内の保護工をとりはずして実験を行っており、その値と比較すると、新幹線ピアー周辺最大洗掘深はピアー前面で4.1m、同じく山陽本線ピアーでピアー後方3.5m、百間川橋ピアー後方で2.7m、原尾島橋ピアーは1.4mであり、いずれも計算値よりは小さめの値がでた。(ここで実験におけるピアーの洗掘深は全体的な河床変動分も入っている。)結局この相違は実験上の相似則の問題(5-2参照)もあることから、計算上の値を用いることが安全側とみて良からう。

第 6 章 百間川分水路河道計画（案）－実験結果より－

6-1 低水路法線形状

- 1) 1 3.0～1 0.6 K間の低水路法線は左岸堤防沿いとし、上流からは直線状にし、1 1.5 K 附近のゆるいわん曲部より下流では河道中央部寄りに若干ふくらませぎみにし、1 0.6 K 附近のわん曲部に流れ込むようにする。

説 明

1 3.0～1 0.6 K間は百間川分水路内でも最も市街地に近い区域（後案圖より1 Km未満）であり河川公園として利用しやすいところである。この時、右岸高水敷巾は最大1 0 0 mにも及び十分レクリエーションの場として活用できる。また流況的に見れば、低水路法線を左岸堤防沿いにしても低水路内に洪水の主流部があり、高水敷上への乗り上げ量は少ない。左岸側堤防には、特に強い水当たり部が生じず、低水路の保護工を必要箇所に設けておけば高水敷上および堤防は維持できると考えられる。

- 2) 1 0.6～7.6 Kの両わん曲間では洪水主流線方式にもとづき右岸堤防沿いとする。

説 明

上流わん曲部を通った洪水流は低水路法線の位置に関係なく右岸堤防沿いを流れる。こうした時に洪水の主流部を低水路内に導くことによって高水敷上への洪水流の乗り上げ量も少なくなることから、低水路法線は右岸堤防沿いが適当と考える。低水路法線が堤防に近づくが、この区間の右岸側には操山および笠井山を控え、計画規模以上の出水があった場合でも被害を最小限に食い止めることが可能である。

- 3) 6.7～0.0 K間（7.5 K附近わん曲部より下流部）ではセンターライン方式とする。

説 明

6.7 K附近では洪水の主流がわん曲部の影響を受けて左岸低水路沿いにあるが、6.5 K附近に来ると一様な流れに近くなる。そしてそこより下流では砂礫堆の発達とともに低水路法面に水当たり部を設けるが、その強さは上流部ほど強くなく、さらに河床勾配がゆるくかつ河積が大きいため相対的に流速も小さく必要な保護工さえ設ければ十分センターライン方式で安全であろう。

- 4) 1 0.5 K附近わん曲部の低水路法線形は、その上流の低水路法線とその下流の低水路法線とをスムーズに結びつける様にする。この時1 0.6 K左岸で流入条件を良くする意味（流入角を大きくする）で左岸堤防沿いに最小高水敷巾をとる。

- 5) 7.5 K附近わん曲部の低水路巾は、他の区間より2～3割広くとる。そして低水路法線は左岸高水敷上に保護工を設ける必要があることから、その施工面積をできるだけ小さくし工費の節減を計る、一方堤防への水当たり度を弱める意味で大きくとるということを考慮した上で低水路法線を決める。

6-2 河川構造物の施工位置について

6-2-1 護岸工法

1) 低水路護岸（構造令で示す位置の他）

実験では低水路法面の崩壊および後退等の著しい箇所より保護工を設けた。その順序は工法的にはその重要度および必要度を示すものである。その順序と工法の概略について列記する。

a) 7.4～6.6 K左岸

ここはわん曲部の外岸側に位置するところであるため、二次流による洗掘が考えられるので、この区間には十分な法留め工（根止め工および法覆基礎工）が必要である。その根入れ深さは7 m以上必要であろう。（実験では最大6～7 mの深掘れが生じた。）根固め工の布設巾は12 m程度（低水路巾の12 %程度）とし、洗掘に応じて滑動できる構造のものとし（滑動式根固め工法）まき込みは十分行う必要がある。

b) 10.5～9.9 K右岸

c) ケースC-6で示した上記のa.bを除く他の区間

2) 高水敷上の保護

実験での高水敷上の保護は、わん曲流によって二次流が発生し、高水敷上の荒廃（洗掘）の著しい箇所に設けた。それは10.2～9.9 K右岸および7.2～6.6 K左岸高水敷全面と8.8～8.4 K右岸高水敷上である。工法的には低水路内よりはかなり流速（掃流力）が小さいことから比較的簡易な工法でしかも流速の減勢効果を有する方法が適当と考える。

3) 高水堤防護岸（構造令で示す位置の他）

実験では高水堤防をモルタルにより固定してあるため、洗掘度については判らないが、実験ケースB-3で見られる様にわん曲部の高水堤防前面に大きな深掘れが生じることから、高水敷を保護したところと同一箇所に設ける必要があると思われる。

6-2-2 ピアーの配置とその周辺の工法

第5低水路法線形を計画案とするならば、計画のピアーで特に米田橋の右岸より1番目のピアーが低水路法面に位置するため、スパン是正の必要がある。（実験では計画ピアーのスパン長を等間隔として決めた。）ピアー周辺の保護工についてみると、5.5 Kの中川橋、6.6 Kの海吉橋ピアーについてはこの区間が河床低下の傾向にあるうえ局所洗掘を考慮すると2 m以上の洗掘が予想されるので比較的中規模な保護工が必要であろう。逆に7.75 Kの米田橋から9.95 Kの沢田橋のある区間については河床上昇にあり、局所洗掘分を見込んでもウエル天端まで約2 m位あるので比較的小規模の保護でよいと考える。百間川橋を含むこれより上流のピアーについては著しい河床低下をきたす恐れがあるため、局所洗掘分を考えると5～6 mの深掘れが予想されるため、

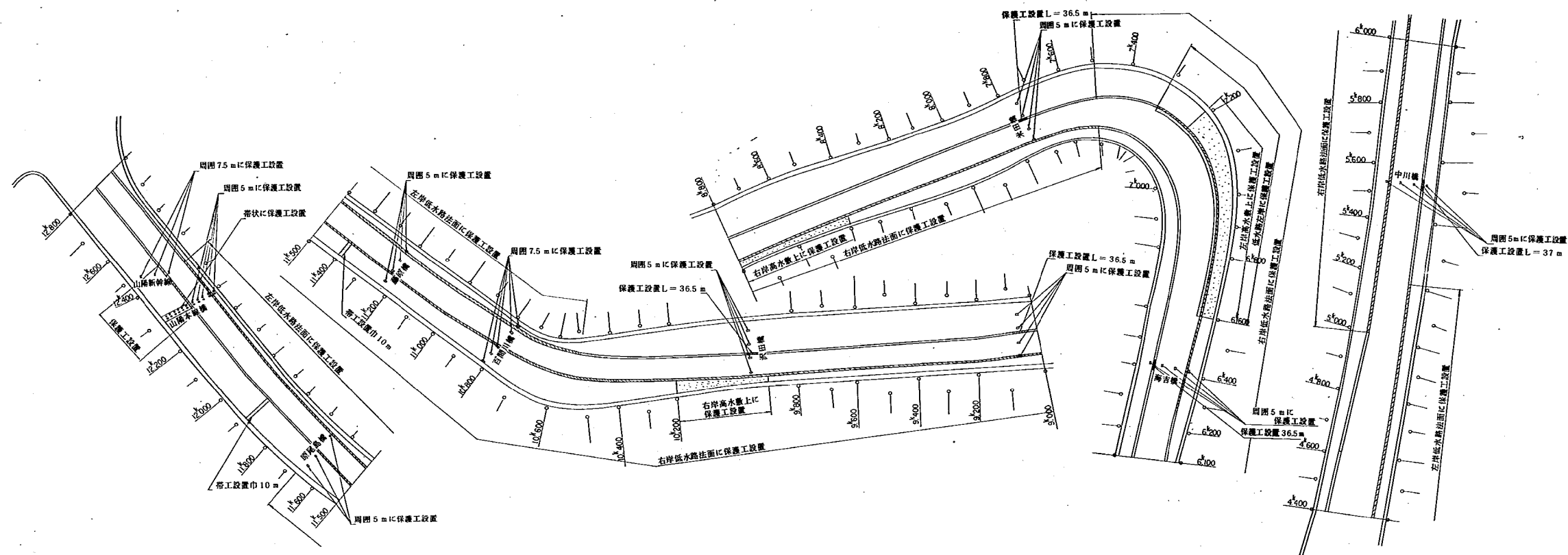


図 6 - 1 百間川分水路河道計画 (案)

新幹線ピアを除く他のピアでは比較的大規模な保護工が必要と思われる。新幹線ピアについては十分な根入れ深さがあるため安全と考えるが、重要度を考慮した場合やはりピア周囲に大規模な保護工が必要であろう。

あ と が き

本報告書は昭和50年度より2ケ年にわたって実施してきた模型実験の成果をまとめたものであり、主に低水路法線の検討と保護工の布設規模について検討してきたものである。この模型実験では現地データとの検証が行えず、そういう意味では実験結果の考察・適要範囲について不安をのこすところもある。今後百間川分水路に出水があった場合には詳細な観測を続け、この報告書と比較検討し意義ある活用を期待したい。

本実験を実施するにあたっては、法線形の決め方等に御意見を提供して下さった木下良作先生実験の指導から実験結果の判断まで御指導願った当土木研究所土屋河川部長、須賀河川研究室長、そして直接実験を担当され多くの労力をかけた国建設技術研究所の大迫蕃朗氏、またこうした問題点の提起と資料の提供をして下さった中国地建岡山河川工事事務所の関係諸氏に深く謝意を表す。

昭和53年3月

鹿島試験所 所 長	馬 場 洋 二
	佐々木 重 義 (文責)
前所長	馬 場 亨

参 考 文 献

- 1) 中国地建 「直轄河川改修計画調書(旭川)」昭和49年
岡山河川工事事務所 「百間川の河道計画(その1)」 昭和52年6月 他
- 2) 木下良作 「河道平面計画試論」 建大河川構造物科研修テキスト 昭和47年度
- 3) 須賀堯三 「河川水理模型実験の最近の進歩」 土木学会 第10回水工学に関する夏期研修会講義集 Aコース 1974年度
- 4) 山本晃一 「相似率の観点から見た移動床流れの水理」 I, II, III, 土木研究所資料第1059号, 1074号, 1154号 昭和50年10月, 昭和51年2月, 昭和51年8月
- 5) 応用水理学中I 丸善
- 6) 吉川秀夫 「護岸水制, 床固めの水理機能」 水工学シリーズ 65-06 土木学会 1965年
- 7) 岸力 「弯曲水路の流れ」 水工シリーズ 65-07 土木学会 1965年
- 8) 土屋昭彦 「橋脚に関する水理計算」 一実際に役立つ水理計算例一 山海堂
- 9) 水理公式集他

参 考 资 料

参 考 資 料

I 百間川分水路の水理的検討

は じ め に

洪水の疎通能力を検討することは河道計画上欠くことの出来ないものである。ここではいろんな角度から百間川分水路に対して水理的検討を行った。

I-1 複断面河道の水理※

複断面あるいは複々断面の河道では通常の不等流計算で計算すると実際面と違った計算結果を得ることがある。これは横断面平均の流速水頭の補正係数 α の影響、水位が低水路から高水敷にあがるとき径深が急変することによる影響、低水路と高水敷の粗度の影響、その他流れの三次元性に基づく影響によるもので、複断面および複々断面河道ではこれらに対する補正を行う必要がある。井田はこうした問題に対し流れが二次元的であるとみなせる場合、鉛直方向の流速分布の補正項は全断面を通じて一定であり、水位および水面勾配は断面全巾にわたって同一であるという仮定のもとに、つぎのような断面形の補正式を導いている。

$$\frac{dH}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{U^2}{2g} \right) D + \frac{N^2 U^2}{R^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (I-1)$$

$$D = \alpha_2 \frac{A^2 \int_0^B \frac{H^3}{n^3} d\zeta}{\left(\int_0^B \frac{H^{5/3}}{n} d\zeta \right)^3}$$

$$N = \frac{\int_0^B H^{5/3} d\zeta}{\int_0^B \frac{H^{5/3}}{n} d\zeta}$$

$$R = \left(\frac{1}{A} \int_0^B H^{5/3} d\zeta \right)^{3/2}$$

ここで D : 断面の補正係数

N : 断面を代表する粗度係数

R : 断面を代表する径深

※ 須賀堯三「複断面の水理特性」土木技術資料 vol. 6, 45

※ 土木学会・水理公式集

I-2 粗度係数について※, 4)

河道計画をたてる場合に不等流あるいは不定流計算にしろ、流砂および河床変動計算他種々の水理計算例にみられるように、粗度係数は計算の便利さから良く用いられる。しかし百間川分水路のように出水記録の無い場合、あるいは新規掘削および嵩上げ等によって河床構成材料が変化する場合の粗度係数の値については不明確な点が多い。こうしたときには通常、類似河川の粗度係数を用いるか、また表面粗度を対象とした粗度係数の適用、あるいは両者併用型が考えられるが、粗度係数の見積り誤差による工事費の増大（堤防の敷設高等による水路専有面積の増大等）また逆に小さく見積ったことにより思わぬ水位の上昇が生じることもある。ここでは従来の経験をもとに合理的な粗度係数の推定について検討する。

粗度係数はもっとも多く用いられるマニング型の粗度係数によって代表されるが、近年多くの研究者により理論が発達してきている。これらの考え方の基礎理論は、主に表面粗度に流速分布形と流砂をともなう流れについて考察されたもので、流速分布形や流砂関数の複雑さとともに、固定化理論がなく粗度係数の推定法に多くを数える。

マニングの粗度係数は平均流速公式と流速分布公式より

$$n = R^{1/6} / (g^{1/2} \cdot \varphi) \quad \dots\dots\dots (I-2)$$

平均流速公式 $U_m = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$

流速分布公式 $\frac{U_m}{U_*} = \varphi = A_s - \frac{1}{\kappa} + \frac{1}{\kappa} \cdot \ln \frac{h}{K_s}$

となる。(I-2)式より、粗度係数 n は断面形状や水理量 (R, h, I)、浮遊砂濃度の変化に伴うカルマン常数の変化 (κ)、および河床形態 (K_s) によって変化することがわかる。

ここでは、粗度係数推定法の代表的な「山本の方法」⁴⁾「篠原・椿の方法」^{※※※}「芦田の方法」^{※※※※}について述べ、百間川分水路で適用を試みる。

山本の方法は河床形態に着目し、 H/d_m をパラメータとし τ_* と φ の関係を求めた。(参図-1)

篠原・椿は有効掃流力 τ_* と φ の関係を(参図-2)、芦田は $d_m/R \cdot I_e$ と φ の関係を(参図-3)それぞれ示した。

百間川分水路の粗度係数の推定にあたっては、複断面河道であることから低水路粗度 $n_1 = 0.025$ 、高水路粗度 $n_2 = 0.04$ と仮定し、流量を $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ の時の不等流計算した結果から水理量 (h, I_e) を求め、参図1~3より φ を読みとり (I-2) 式を計算した結果、参表一

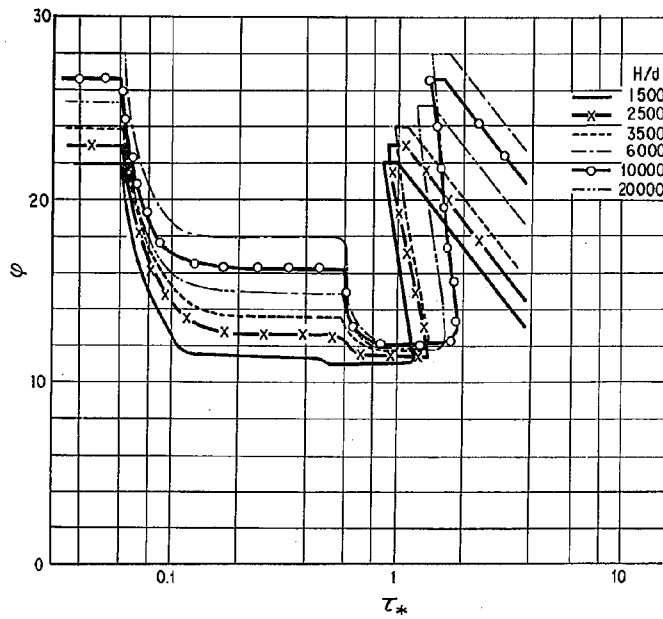
※ 須賀堯三「河川の粗度に関する雑考」土木技術資料 Vol. 7, № 6

4) 参考文献 4) 参照

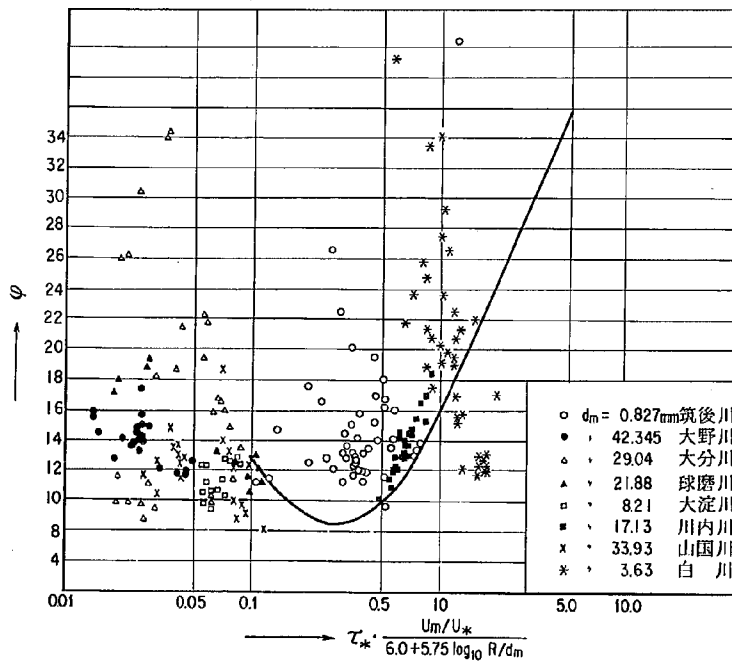
※※ 建設省「全国河川粗度係数資料集」

※※※ 篠原・椿「移動河床の粗度」第2回水理研究会講演集 昭和32年

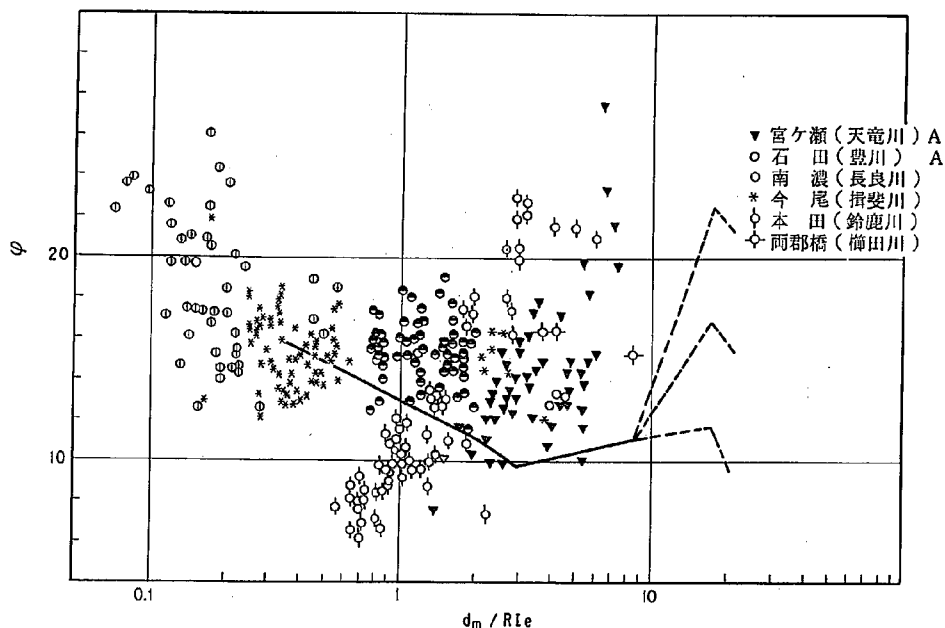
※※※※ 芦田「河道の設計法(4) 河川の粗度について」土木技術資料1-7, 1959年



参図-1 ϕ と H/d , τ_* の関係図 (山本の方法)



参図-2 篠原・椿の曲線



参図-3 芦田の曲線

1を得た。ここに h は低水路水深, $d_m = 0.025 \text{ cm}$ を用いた。

低水路内の粗度係数について考察すると, 平均的に「山本の方法」と「芦田の方法」は似かよった値が計算され「篠原・椿の方法」は約その $1/2$ とかなり小さな値を得た。「篠原・椿の方法」では河床面粗度のみを対象にして比べてもやや小さすぎると考えられ, 「山本の方法」と「芦田の方法」を尊重するならば, 全体的に低水路内の河床粗度は $n_1 = 0.021 \sim 0.025 (m-s)$ であり, このことは先に仮定した低水路粗度 $n_1 = 0.025$ に比較的近い値を示している。また全体的に下流部は粗度が大きく, 上流部にゆくにしたがって減少する傾向がある。これは主に水理量に関係するため, $(h \cdot I e)$ が下流部より上流の方が大きいことを示すものである。

つぎに $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時よりも小さい流量の時どのような傾向になるかみると, $h \cdot I e$ の値が小さくなることによってRipple 領域が存在する(山本の方法)ならば, 粗度係数はさらに大きくなることが予想される。また河口水位の低い条件のもとで同様の計算を行うと下流部で2割程度大きな河床粗度が計算された。

以上の結果から, 理想的には流下能力等の検討には等価粗度係数 $n_0 = 0.030$, 河床変動を対象とする場合は $n_0 = 0.025$ を用いるのが適当と考える。(低水路内粗度と高水敷上の粗度の違いによる等価粗度に与える影響については後述する。)ただしこれらの結果はすべて非粘性土河床を対象としたものであり, 実際問題として粘性土河床の場合でも非粘性土河床と同様な河床形態が

存在するか否か疑問である。今後、こうした粘性度河床の調査研究が望まれる。

I-3 河床材料の流送形式について

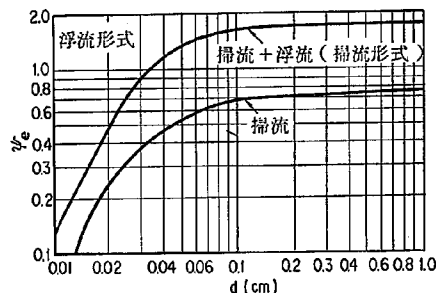
河床材料の流送形式の判別は篠原・椿の研究によれば、河床代表粒径（平均粒径 $d_m = d_{60}$ ）と有効掃流力 ψ_e との関係で表わされるとした。（参図-4）ここに ψ_e は次式で示される。

$$\psi_e = \frac{\varphi}{\varphi_0} \psi \dots\dots\dots (I-3)$$

$$\psi = \frac{U_*^2}{\{(\sigma/\rho)-1\} \cdot g \cdot d_m}$$

$$\varphi = \frac{U_m}{U_*}$$

$$\varphi_0 = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h}{d_m}$$



参図-4 掃流，浮流の境界

ここで流量 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ ，河床粒径を $d_m = 0.025 \text{ cm}$ とし（I-3）式の計算を行った。

その結果河道全体を通して ψ_e の値は 0.4 ～ 4.0 程度の値を示すことから、流送形式は主として浮遊形式と思われる。

この結果は最も掃流力の大きい条件下で検討したものであり、中小洪水時や河口水位の高い場合は掃流力が減じ ψ_e が小さくなることが考えられる。

I-4 複断面計算結果と単断面計算結果について

$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき、複断面としてあつた場合と単断面としてあつた場合の水位縦断を比較すると、高水敷巾が相対的に広がる 3.0 K 附近より徐々に水位差が現われ、4.0 K より上流は約 10 cm の水位差をもって複断面計算の水位が低く出た。実際問題として複断面計算の方が合理的と考えられることから、以後の検討は断わりがないかぎり全て井田の方法によって考察する。

I-5 低水路内の粗度係数と高水敷上の粗度係数が異なる時

低水路内の粗度係数 $n_1 = 0.025$ ，高水敷上の粗度係数 $n_2 = 0.040$ とし $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の水位計算を行った。

その結果 3.4 K までは等価粗度係数 $n_0 = 0.025$ と全く同じ値を得、それより上流に至っても

最高 $n_0 = 0.028$ 程度であり高水敷上の粗度係数をかなり大きくとったにもかかわらず、低水路粗度の与える影響が支配的であった。したがって低水路粗度係数を推定して1~2割増の等価粗度係数を用いることにより、疎通能力の検討にはあえて高水敷上の粗度と低水路粗度係数とを区分する必要はないと思われる。ここで注意しなければならないのは高水敷巾と低水路巾との関係によってその影響度合が当然のことながら異なるわけであり、低水路巾を縮小した時は高水敷粗度の与える影響も大きくなると考えられる。

I-6 出発水位が河道内水位に与える影響について

出発水位が河道内水位にどの程度の影響をおよぼすかについて検討したものである。計算は $Q = 500, 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、等価粗度係数 0.030 として出発水位 H_0 は高い場合 ($H_0 = T \cdot P$ 2.72 m , $T \cdot P$ 2.29 m) と低い場合 ($H_0 = T \cdot P$ 2.06 m , $T \cdot P - 0.5 \text{ m}$) について与えた。その結果、流量が大きくなると出発水位の影響範囲は少なくなり、 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時では6 K附近で15 cm程度の水位差があるが、上流にいくに従って徐々に水位差は縮小される。一方流量の小さい時には河道内に与える水位差は大きく、同じ6.0 K附近でも1 m以上の水位差があらわれる。その水位差は上流にいくに従って縮まるが、10.0 K附近でも10 cm以上の水位差が生じる。ここに挙げた計算例は河口水位の最も高い場合と最も低い場合を想定したものであるが、河口部の高水敷上のかん水頻度は河口附近の水位の影響が大きいことを意味している。

I-7 粗度係数と水位について

$Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ の条件で粗度係数をいくつか仮定して、水位計算すると河口部 (0.0~4.0 K) を除く中流および上流部では、粗度係数の変化量 $\Delta n = 0.002 \sim 3$ につき約10~20 cmの水位差が生じる。

I-8 低水路流量の検討

低水路流量を検討するため、流量に $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ と $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ を与え水位計算を行った。

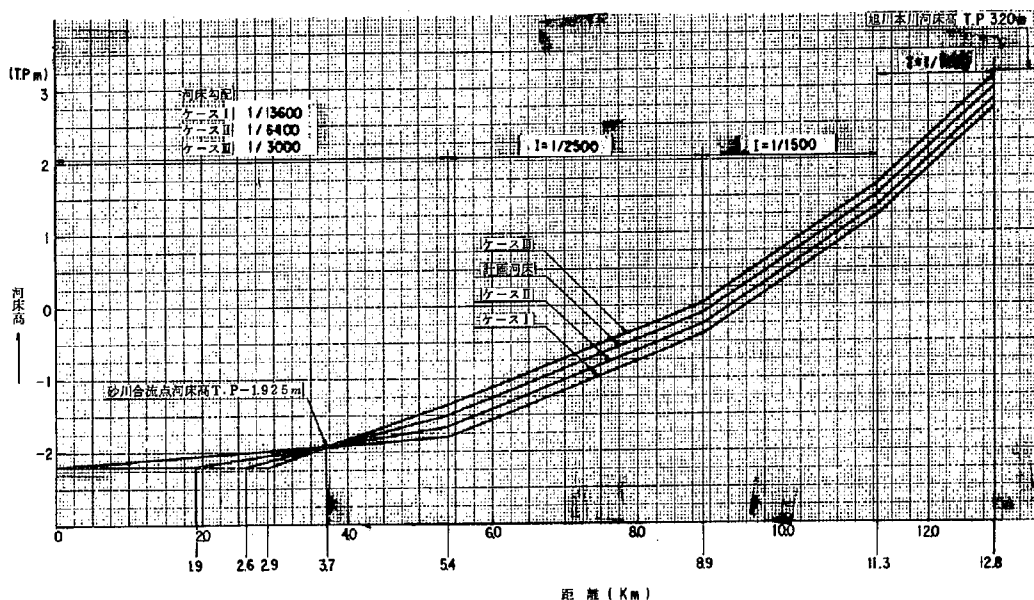
その結果、 $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時では平均的な河口水位を与えた時 ($H_0 = T \cdot P$ 0.20 m) でも上流部の所々で計画高水敷高を超える。そして $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ のときは高水敷高に約30~40 cmの余裕があることから、低水路の最大疎通能力は $Q = 250 \sim 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度であろう。ただしここで検討した低水路巾は100 m案であるため低水路巾を縮小することによって低水路流量はさらに小さくなる。

I-9 断面縮小（低水路巾縮小）に関する検討

低水路巾を100m（案）とすると $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ 時でも $H \cdot W \cdot L$ に約30～40cmの余裕がある。そこで低水路巾を縮小して $H \cdot W \cdot L$ に近づけようとするものであり、低水路巾を80m案にして計算した結果、縮小案でも $H \cdot W \cdot L$ 以下になることがわかった。

I-10 河床高を変えた時の検討

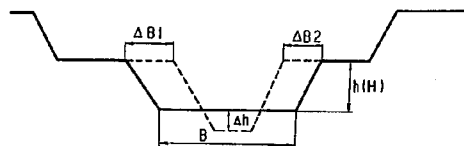
河床勾配は河口および分派点における河床高である程度限定されるため、おのずと変化させる範囲が制限されてくる。そこで3.7K地点の砂川の合流点を基準（合流点の河床高を変えることは合流部の水理機構が変ってくるため）にして、計画河床勾配の変化点がある5.4K地点で、計画河床高よりも、それぞれ-3.0m；-0.16m；+0.14mの河床高を与えた。そして河口の河床高T.P-2.20mと結び河口部の河床勾配を得た。5.4Kより上流部については計画勾配を用いた。（参図-5），さらに低水路河積を同一とさせるため低水路巾を参図-6より求めた。



参図-5 河床高を変えたときの検討図

$$\left. \begin{aligned} \Delta h \cdot B &\div (\Delta B_1 + \Delta B_2) \cdot h_{(II)} \\ \Delta B &= \Delta B_1 + \Delta B_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (I-4)$$

このように設定した断面形状で計算すると、
 $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ では全く水位の差違が見られ
 なかった。したがって洪水の疎通能力という観点
 からのみ考えると、ケースⅠのように河床高を現
 計画よりも30cm下げることにより、低水路巾は
 12~13m程度縮少できる。しかし、実際問題
 として河床を下げることは水深を増大させ、掃流



参図-6 河床高を変えたときの低水路巾の与え方

力が増すことになり、河床低下をまねく恐れがある。また河川構造物に与える影響も大きく、
 ピアー等については根入の深さにも関係してくる。逆に河床高を上げることは内水排除の問題
 等に支障を起たすことになる。そして一般的には河床勾配の連続性が保てなくなり接続点(ex
 ここでは本川河床高等)での不連続性が生じることになる。

I-11 平衡河床に関する検討

平衡河床の考え方にはふたつあり、ひとつは支配流量において河床砂礫が限界掃流力に均合っ
 た状態の静的平衡状態と、河道縦断的に流砂量が一定とした動的平衡状態である。百間川分水路
 では河床構成材料が非常に細かいために限界掃流力が小さく、かつ上流からの流入土砂が期待
 できないことから、平衡河床を維持することは不可能であることは明らかである。それでは現状
 の河床勾配で静的平衡にするにはいか程の河床材料が必要かについて検討してみる。

百間川分水路で $U_*^2 = 0.005 \sim 0.04 \text{ m}^2/\text{sec}^2$ の値を得ることから、これを岩垣の限界掃流力
 (下流)(上流)
 の式にあてはめてみると、下流部で0.6cm、上流部で5cm程度の河床材料が必要である。(置換
 工法)ただし流れの偏りによる深掘れおよび局所洗掘分は考慮していない。

II 低水路巾についての留意点

低水路巾は洪水の疎通能力を絶対条件として(低水路巾を狭くすることによって河積を減少さ
 せ水位が $H \cdot W \cdot L$ を超えないものでなければならない)さらに百間川分水路の場合には土量
 の均衡(掘削土量=盛土量)も計ることができれば有益である。ここで低水路巾の狭い場合と広
 い場合についてその長所・短所を調べてみると、狭い場合い広い場合に比べてその利点として

1. 高水敷上の利用観点からするとレクリエーションの場として有益である。
2. 掘削土量が少なくて済み工事費の削減が計れる。

が考えられ、一方欠点としてはつぎのものが挙げられる。

1. 高水敷上への冠水頻度が高くなる。
2. 低水路内の流量が減り、さらに高水敷上への乗り上げとともに高水敷流量が多くなり、高
 水敷上の荒廃が懸念される。

3. 砂礫堆の発生周期は川巾（低水路巾）に比例するといわれ、こうした場合、砂礫堆による水当り部が多くなる。

河道計画のうえではこれらのことを考え合せ検討すべきである。

III 河床条件からみた河道計画上の留意点

百間川分水路は沖積粘土および沖積砂で、代表粒径（60%粒径）が非常に小さい（粒度分布をみると土質学的には、砂，シルト，粘土で構成される）ところに立地するため、土砂水理学をあつかううえでは粘性土河床として考える方がより Better な結果が得られる。粘性土河床上における流れの特性（土砂水理含む）についてはいくつかの報文があるが、現在のところ十分な成果を収めるに至っていない。粘性土河床の洗掘機構についての研究成果を、非粘性土河床の流送特性と比較し整理すると参表-2 のようになる。

参表-2 非粘性土河床と粘性土河床の流送特性の比較

	非 粘 性 土 河 床	粘 性 土 河 床
流 砂 形 式	掃流力および河床材料特性（粒径，比重）によって掃流砂および浮遊砂が存在する。	限界掃流力以上になると河床は断片的に剝離浮上し，主に浮遊形式で流送される。掃流砂は無いが，またはあっても浮遊砂に比べほんの僅かである。
限 界 掃 流 力	土粒子1個に加わる力の均り合い関係より求められる。 ex 岩垣公式 シールズの式 他 多 数	非粘性土に比べると粒子間引力が強く剝離しにくい。同一粒径で比較した場合限界掃流力は大きい。
流 砂 量	ex 土研公式 Brown 式 他 多 数	浮遊砂の平衡状態（ $\varepsilon_z dC/dZ + W_oC = 0$ ）はミクロ的にみれば存在しないようであり（マクロ的にみれば，Rouse 分布で近似出来る）浮遊砂理論に立脚すれば，基底濃度が非常に高いともいえる。こうした意味から通常，洗掘率あるいは洗掘速度の概念が用いられ，そしてその値は一定とも報告されている。

粘性土河床の研究は近年になって行なわれ、Partheniades[※]が San-Francisco Bay Mud を用いた実験報告と、日本では北海道に多く散在する泥炭を用いた実験結果の報告他数編^{※※}しかない。将来はこうしたことを考え河道計画を実施することが望まれる。

※ Partheniades, E 「Erosion and Depsition of Choeseive Soils」
Journal of the Hydraulics Division Proceeding of the A·S·C·E Jan
1965

※※ 小川芳昭ら「粘性土河床の洗掘機構について」北海道開発局土木試験所月報第176号
昭和43年1月

参表-1(a) 低水路河床形態と粗度係数

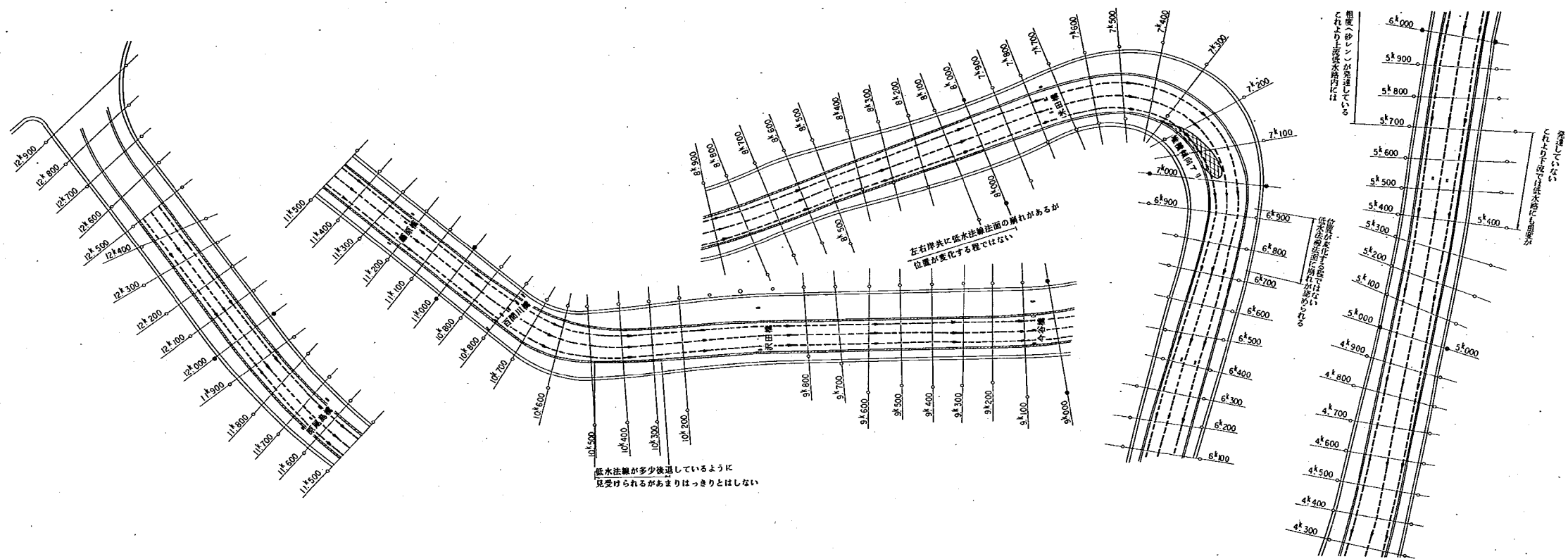
断面 番号	距 離 (Km)	水 深 h (m)	h %	山 本 の 方 法					芦 田 の 方 法						篠原・椿の方法		
				h/dm	τ_*	領域区分	ϕ	n	dm/hle	ϕ	Um	K	ϕ_c	h	τ_e	ϕ	n
1	0.2	4.26	1.273	17040	0.802	Dune	12.2	0.033	0.756	13.6	0.827	0.23	17.4	0.023	0.384		
2	0.4	4.25	1.273	17000	0.800	Dune	12.4	0.033	0.758	13.6	1.020	0.28	15.8	0.026	0.475		
3	0.6	4.26	1.273	17040	1.171	Transition	12.2	0.033	0.518	14.6	1.213	0.27	17.5	0.023	0.692		
4	0.8	4.27	1.274	17080	1.525		12.2~28.0	0.033~0.015	0.398	15.3	1.345	0.23	20.3	0.020	0.858		
5	1.0	4.29	1.275	17160	1.757				0.345	15.7	1.407	0.27	19.2	0.021	0.968		
6	1.2	4.32	1.276	17280	1.926		27.1	0.015	0.315	15.9	1.478	0.27	19.5	0.021	1.064	16.7	0.024
7	1.4	4.35	1.278	17400	2.106	Anti dune	26.5	0.015	0.288	16.2	1.543	0.19	24.7	0.017	1.157	17.7	0.023
8	1.6	4.39	1.280	17560	2.243		26.1	0.016	0.270	16.3	1.578	0.19	24.9	0.016	1.225	18.4	0.022
9	1.8	4.43	1.282	17720	2.275		26.0	0.016	0.267	16.4	1.574	0.16	28.3	0.014	1.227	18.4	0.022
10	2.0	4.48	1.284	17920	2.243		26.1	0.016	0.270	16.3	1.566	0.19	24.9	0.016	1.206	18.2	0.023
11	2.2	4.52	1.286	18080	2.233		26.1	0.016	0.272	16.3	1.582	0.19	24.9	0.016	1.223	18.4	0.022
12	2.4	4.55	1.287	18200	2.255		26.1	0.016	0.269	16.4	1.592	0.19	25.1	0.016	1.235	18.5	0.022
13	2.6	4.59	1.289	18360	2.287		26.0	0.016	0.265	16.4	1.599	0.19	25.1	0.016	1.245	18.6	0.022
14	2.8	4.59	1.289	18360	2.295		26.0	0.016	0.264	16.4	1.601	0.19	25.1	0.016	1.249	18.7	0.022
15	3.0	4.57	1.288	18280	2.337		25.8	0.016	0.260	16.4	1.633	0.19	25.1	0.016	1.309	19.2	0.021
16	3.2	4.56	1.288	18240	2.433		25.6	0.016	0.249	16.6	1.670	0.19	25.6	0.016	1.348	19.6	0.021
17	3.4	4.56	1.288	18240	2.500		25.4	0.016	0.243	16.6	1.670	0.18	26.5	0.016	1.361	19.7	0.021
18	3.6	4.52	1.286	18080	2.896		24.4	0.017	0.209	17.0	1.928	0.20	25.5	0.016	1.690	22.3	0.018
19	3.8	4.48	1.284	17920	3.861		22.4	0.018	0.157	17.8	2.231	0.17	30.4	0.013	2.266	25.8	0.016
20	4.0	4.49	1.284	17960	4.851		20.9	0.020	0.125	18.4	2.409	0.15	26.4	0.016	3.707	31.6	0.013
21	4.2	4.46	1.283	17840	6.064		19.4	0.021	0.100	19.0	2.692	0.13	40.8	0.010	3.431	30.7	0.013
22	4.4	4.49	1.284	17960	7.574		17.9	0.023	0.080	19.6	3.026	0.10	52.9	0.0078	4.296	33.4	0.012
23	4.6	4.46	1.283	17840	7.896		17.6	0.023	0.077	19.7	2.993	0.10	53.3	0.0077	4.364	33.6	0.012
24	4.8	4.71	1.295	18840	7.723		17.7	0.023	0.079	19.6	2.890	0.10	52.9	0.0078	4.139	32.9	0.013
25	5.0	4.79	1.298	19160	7.327		18.1	0.023	0.083	19.5	2.873	0.10	52.5	0.0079	3.999	32.5	0.013
26	5.2	4.88	1.302	19520	7.104		18.3	0.023	0.085	19.4	2.803	0.10	52.1	0.0080	3.818	32.0	0.013
27	5.4	4.94	1.305	19760	6.832		18.6	0.022	0.089	19.3	2.803	0.10	51.7	0.0081	3.761	31.8	0.013
28	5.6	4.98	1.307	19920	6.782		18.6	0.022	0.089	19.3	2.785	0.10	51.7	0.0081	3.711	31.6	0.013
29	5.8	5.02	1.309	20080	6.559		18.9	0.022	0.093	19.2	2.718	0.10	51.3	0.0082	3.568	31.2	0.013
30	6.0	5.04	1.309	20160	6.460		19.0	0.022	0.094	19.2	2.752	0.10	51.3	0.0082	3.566	31.2	0.013
31	6.2	5.09	1.312	26360	6.337		19.1	0.022	0.095	19.1	2.660	0.10	50.9	0.0082	3.415	30.7	0.014

参表-(b)

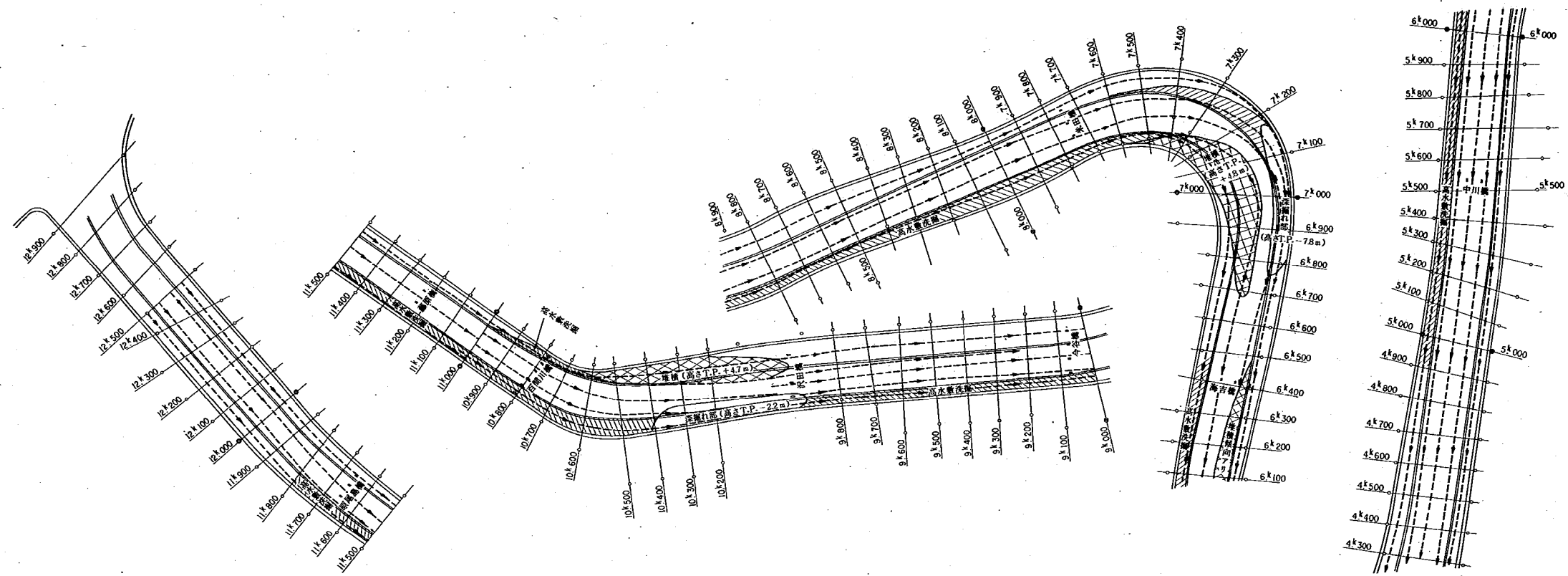
断面 番号	距 離 (Km)	水 深 h (m)	h %	山 本 の 方 法					芦 田 の 方 法						篠原・椿の方法		
				h/dm	τ_*	領域区分	φ	n	dm/h $\cdot$ le	φ	Um	K	φ_c	n	φ_e	φ	n
32	6.4	5.11	1.312	20440	6.238	Anti dune	19.2	0.022	0.097	19.1	2.712	0.12	4.38	0.0096	3.463	30.8	0.014
33	6.6	5.15	1.314	20600	6.238		19.2	0.022	0.097	19.1	2.650	0.11	4.70	0.0089	3.382	30.5	0.014
34	6.8	5.11	1.312	20440	6.782		18.6	0.023	0.090	19.3	2.945	0.14	3.94	0.011	3.919	32.3	0.013
35	7.0	5.24	1.318	20960	6.510		18.9	0.022	0.093	19.2	2.505	0.10	5.13	0.0082	3.318	30.3	0.014
36	7.2	5.27	1.319	21080	6.297		19.1	0.022	0.114	18.6	2.402	0.10	4.89	0.0086	3.342	30.4	0.014
37	7.4	5.24	1.318	20960	6.173		19.3	0.022	0.117	18.6	2.509	0.10	4.89	0.0086	3.487	30.9	0.014
38	7.6	5.20	1.316	20800	6.842		18.6	0.023	0.104	18.9	2.742	0.10	5.01	0.0084	4.021	32.6	0.013
39	7.8	5.21	1.317	20840	6.460		19.0	0.022	0.094	19.2	2.795	0.12	4.42	0.0095	3.629	31.4	0.013
40	8.0	5.23	1.317	20920	6.782		18.6	0.023	0.089	19.3	2.906	0.12	4.45	0.0095	3.875	32.2	0.013
41	8.2	5.24	1.318	20960	7.079		18.3	0.023	0.086	19.4	2.919	0.19	3.14	0.0134	3.976	32.5	0.013
42	8.4	5.25	1.318	21000	7.896		17.6	0.024	0.077	19.7	3.121	0.16	3.65	0.0115	4.485	33.9	0.013
43	8.6	5.30	1.320	21200	8.342		17.2	0.025	0.073	19.8	3.122	0.10	5.37	0.0079	4.589	34.2	0.012
44	8.8	5.37	1.323	21480	8.119		17.4	0.024	0.075	19.8	3.064	0.11	4.96	0.0085	4.440	33.8	0.013
45	9.0	5.38	1.324	21520	7.723		17.7	0.024	0.078	19.7	3.012	0.12	4.58	0.0092	4.249	33.3	0.013
46	9.2	5.36	1.324	21440	7.772		17.7	0.024	0.078	19.7	2.955	0.12	4.58	0.0092	4.200	33.1	0.013
47	9.4	5.15	1.314	20600	7.550		17.9	0.023	0.080	19.6	3.028	0.14	4.02	0.0104	4.241	33.2	0.013
48	9.6	5.31	1.321	21240	8.045		17.5	0.024	0.075	19.8	3.220	0.12	4.62	0.0091	4.660	34.4	0.012
49	9.8	5.30	1.320	21200	8.490		17.1	0.025	0.071	19.9	3.185	0.11	5.00	0.0084	4.726	34.5	0.012
50	10.0	5.33	1.322	21320	9.342		16.5	0.026	0.073	19.8	3.069	0.10	5.37	0.0079	5.049	35.3	0.012
51	10.2	5.34	1.322	21360	7.624		17.8	0.024	0.080	19.6	2.937	0.12	4.55	0.0093	4.120	32.9	0.013
52	10.4	5.29	1.320	21160	7.723		17.7	0.024	0.079	19.6	3.088	0.14	4.02	0.0105	4.374	33.6	0.013
53	10.6	5.31	1.321	21240	7.277		18.2	0.023	0.083	19.5	2.874	0.10	5.25	0.0080	3.956	32.4	0.013
54	10.8	5.16	1.315	20640	8.119		17.4	0.024	0.075	19.8	3.363	0.24	2.73	0.0154	4.903	35.0	0.012
55	11.0	5.16	1.315	20640	10.099		15.9	0.026	0.060	20.4	3.479	0.10	5.61	0.0075	5.640	36.6	0.011
56	11.2	5.20	1.316	20800	10.396		15.7	0.027	0.058	20.5	3.483	0.10	5.65	0.0074	5.738	36.8	0.011
57	11.4	5.20	1.316	20800	10.223		15.8	0.027	0.059	20.4	3.464	0.10	5.61	0.0075	5.393	30.6	0.014
58	11.6	5.18	1.315	20720	9.975		16.0	0.026	0.061	20.3	3.406	0.10	5.57	0.0075	5.506	36.3	0.012
59	11.8	4.96	1.306	19840	9.381		16.4	0.025	0.065	20.2	3.289	0.10	5.53	0.0075	5.164	35.6	0.012
60	12.0	4.94	1.305	19760	9.035		16.7	0.025	0.067	20.1	3.124	0.12	4.72	0.0088	4.827	34.8	0.012
61	12.2	4.87	1.302	19480	8.936		16.8	0.025	0.068	20.0	3.196	0.13	4.39	0.0095	4.890	34.9	0.012
62	12.4	4.83	1.300	19320	9.134		16.6	0.025	0.066	20.1	3.215	0.13	4.42	0.0094	4.985	35.2	0.012
63	12.6	4.75	1.297	19000	9.505		16.3	0.025	0.064	20.2	3.484	0.14	4.19	0.0099	5.312	35.9	0.012
64	12.8	4.83	1.300	19320	9.183		16.6	0.025	0.066	20.1	3.069	0.10	5.49	0.0076	4.772	34.6	0.012

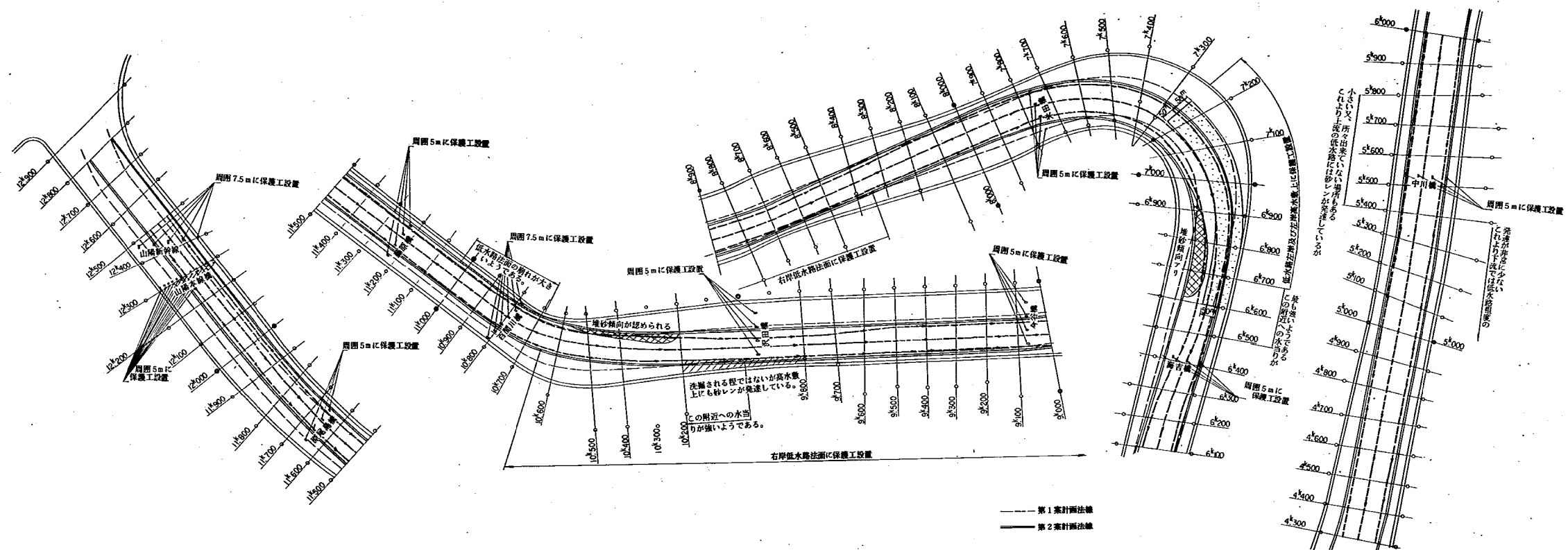
附

☒

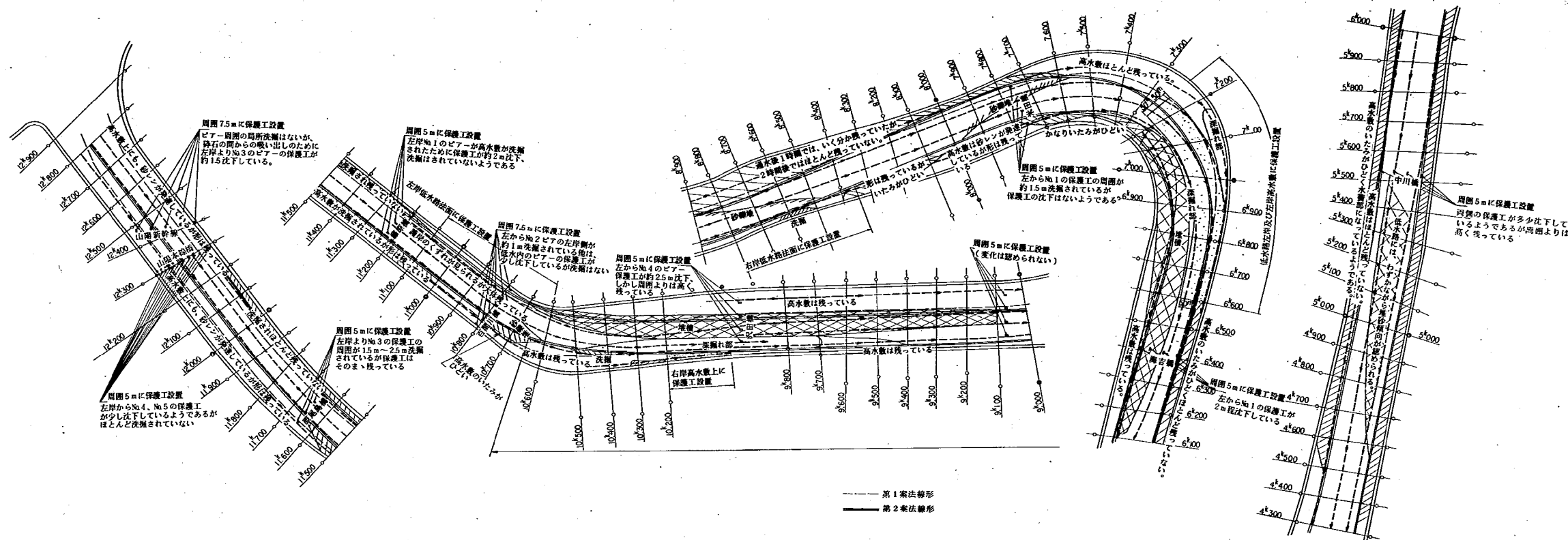


附図1-(a) 流況図 (実験ケースA-1, $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$)

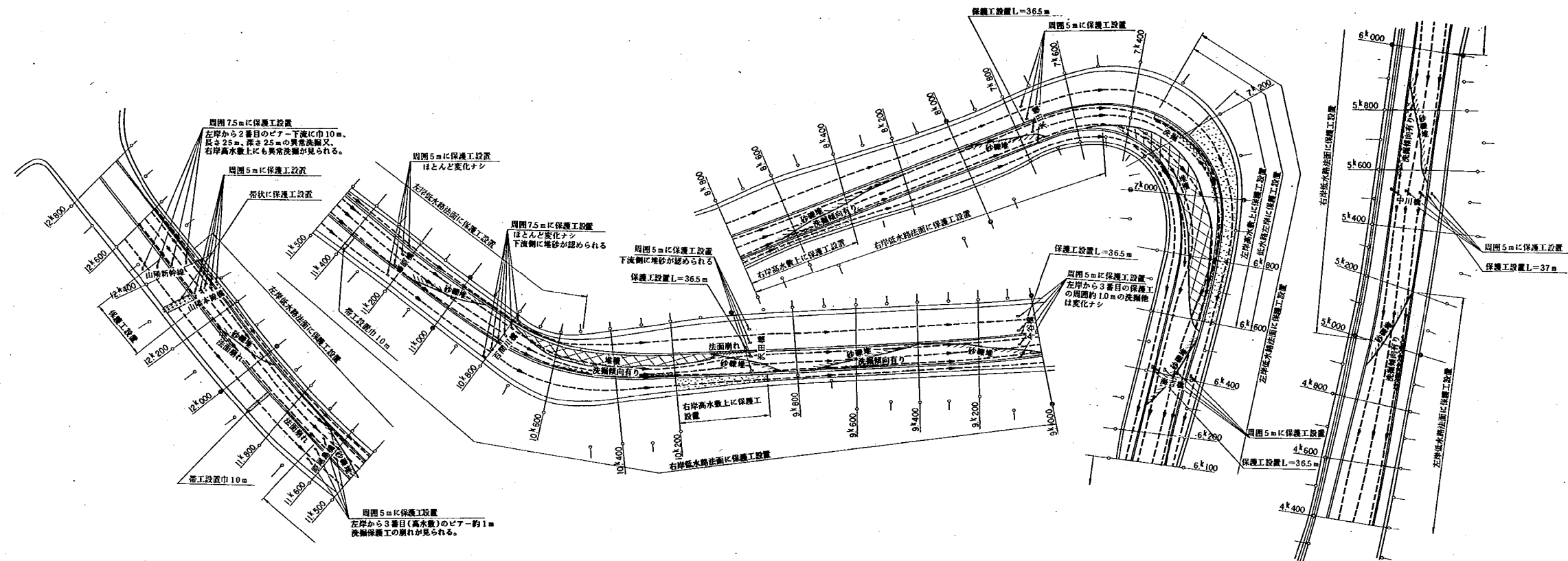




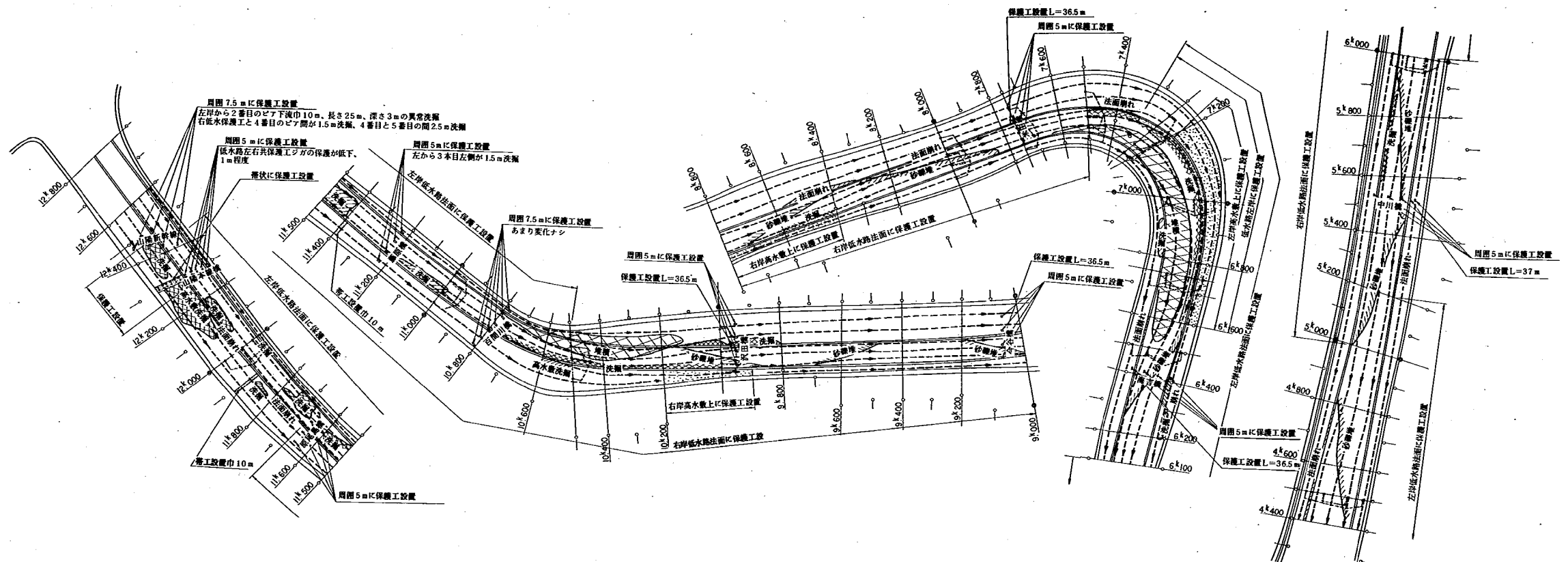
附図1-(c) 流況図 (実験ケースB-1, $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$)



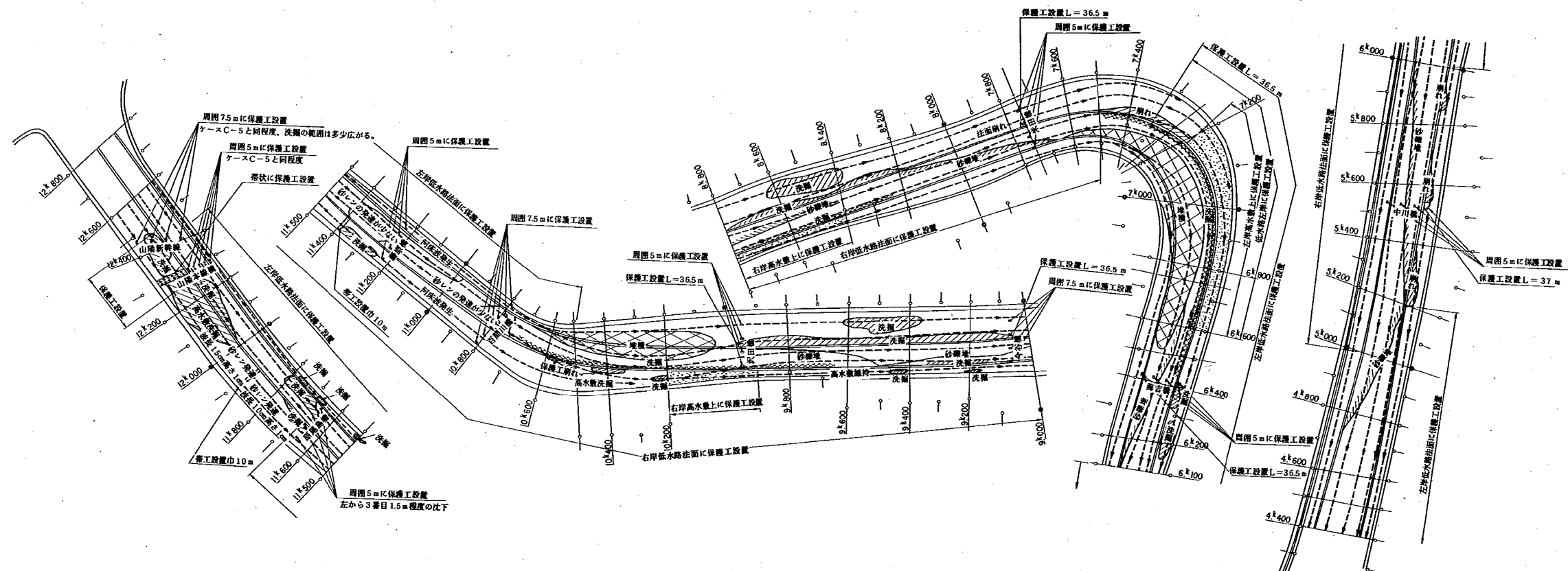
附図1-(e) 流況図 (実験ケースB-3, $Q = 1600 \text{ m}^3/\text{s}$)



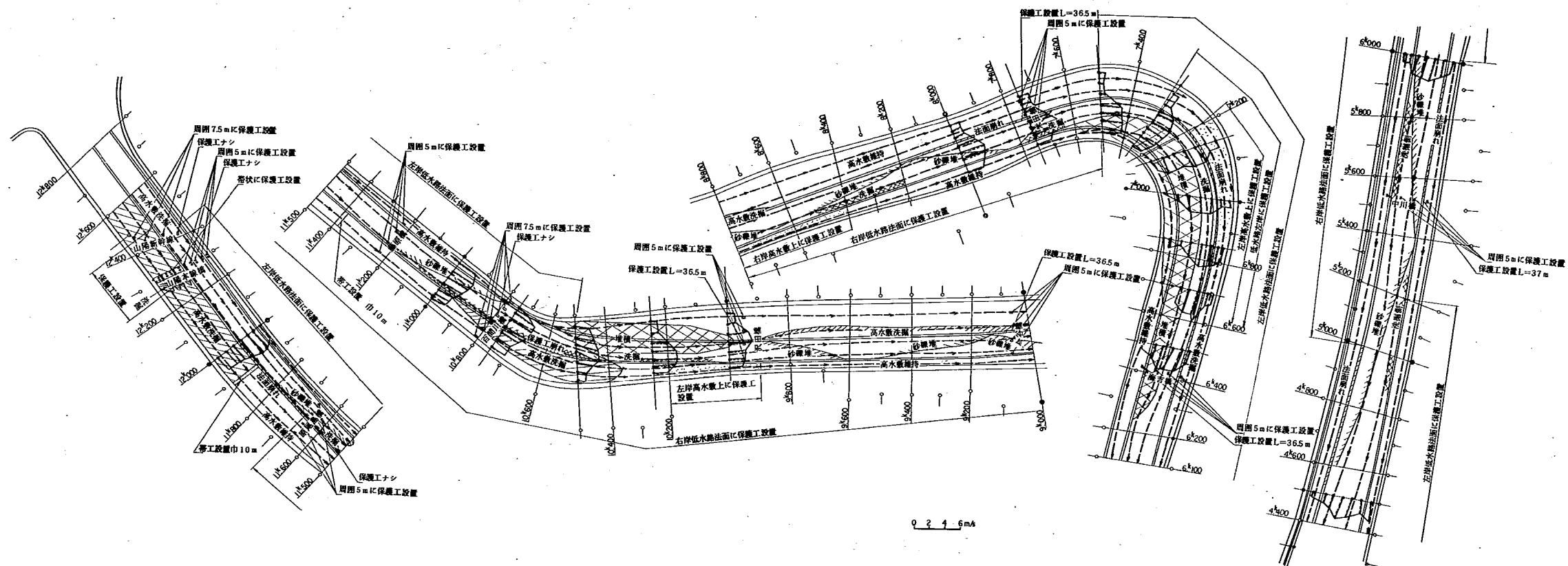
附図1-(h) 流況図 (実験ケースC-3, $Q=600\text{m}^3/\text{s}$)



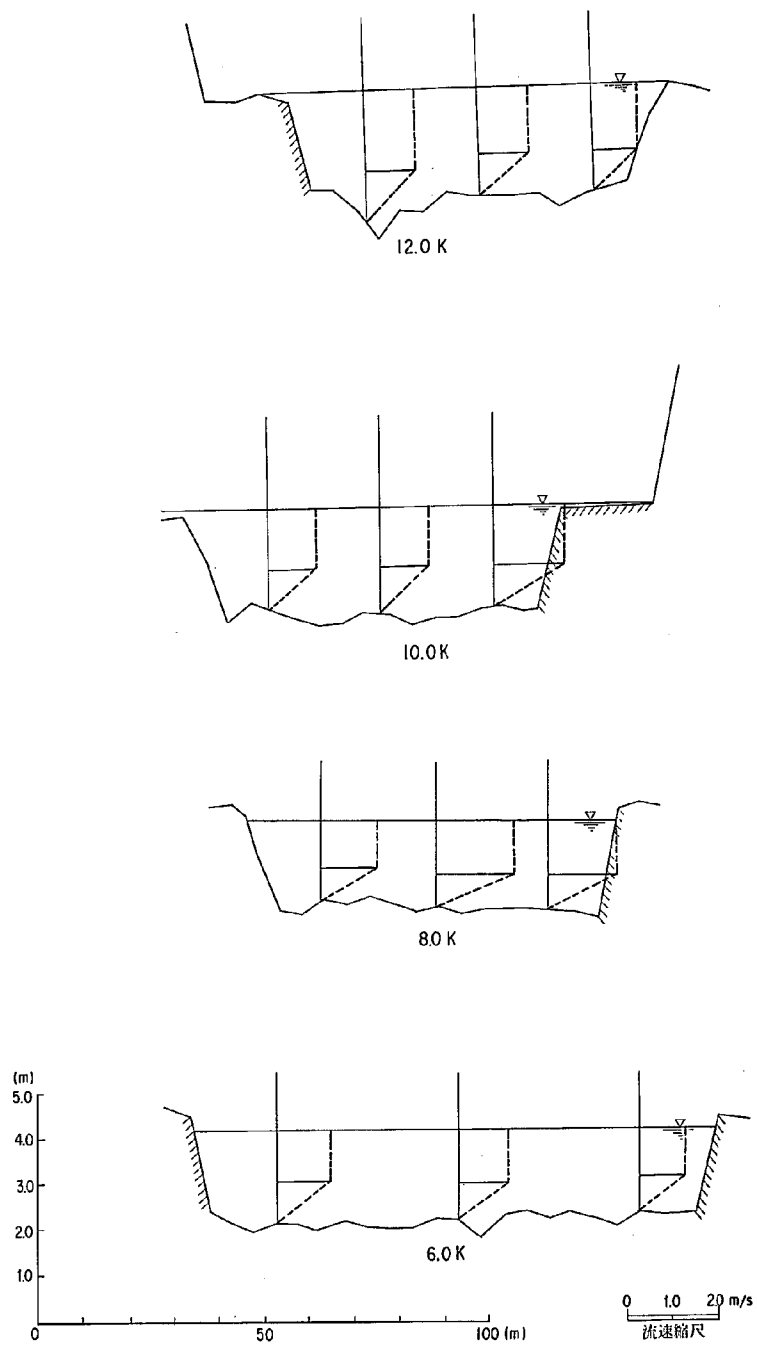
附図 1-(i) 流況図 (実験ケース C-4, $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$)



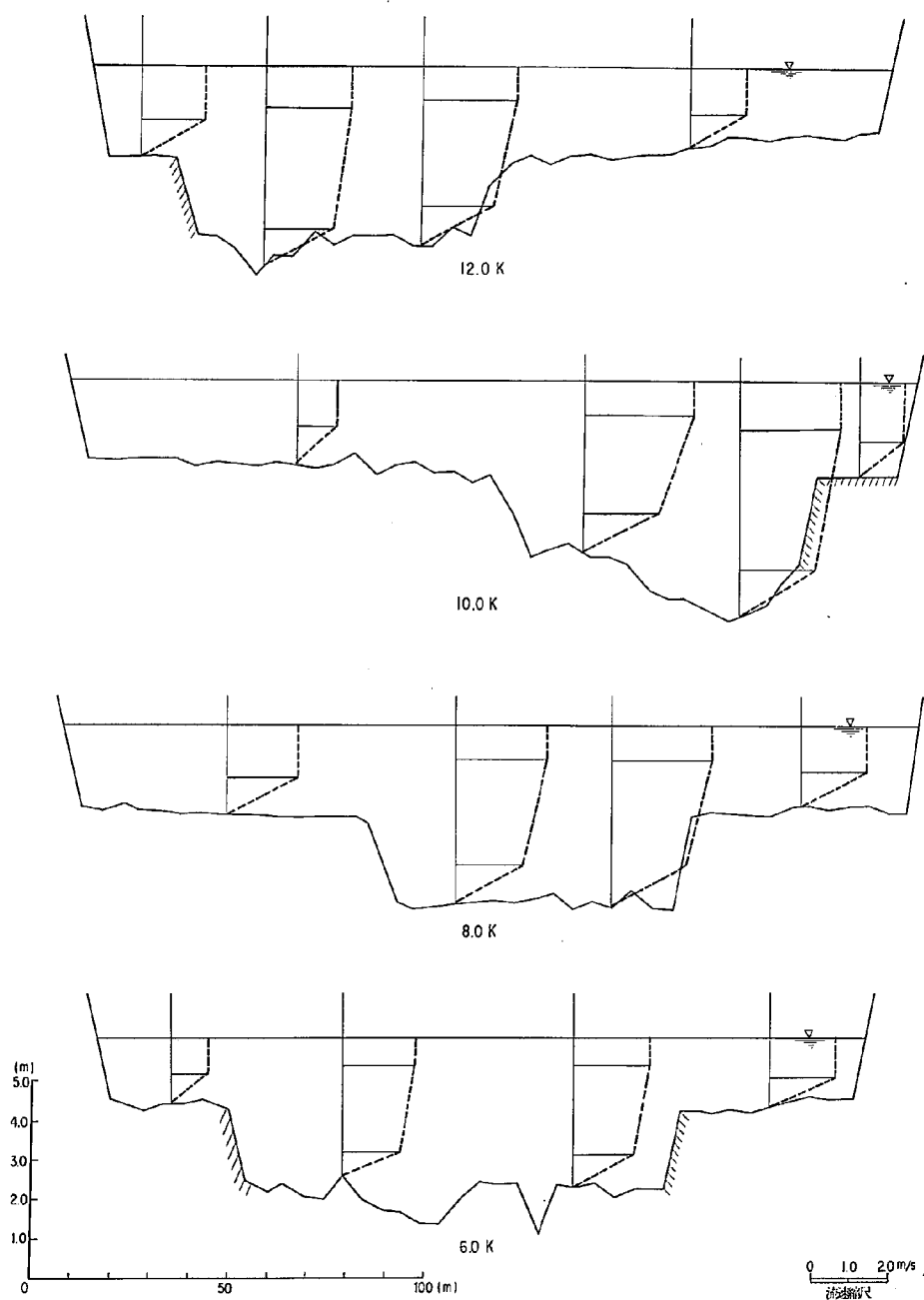
附図 1-(j) 流況図 (ケースC-5, $Q=1600 \text{ m}^3/\text{s}$)



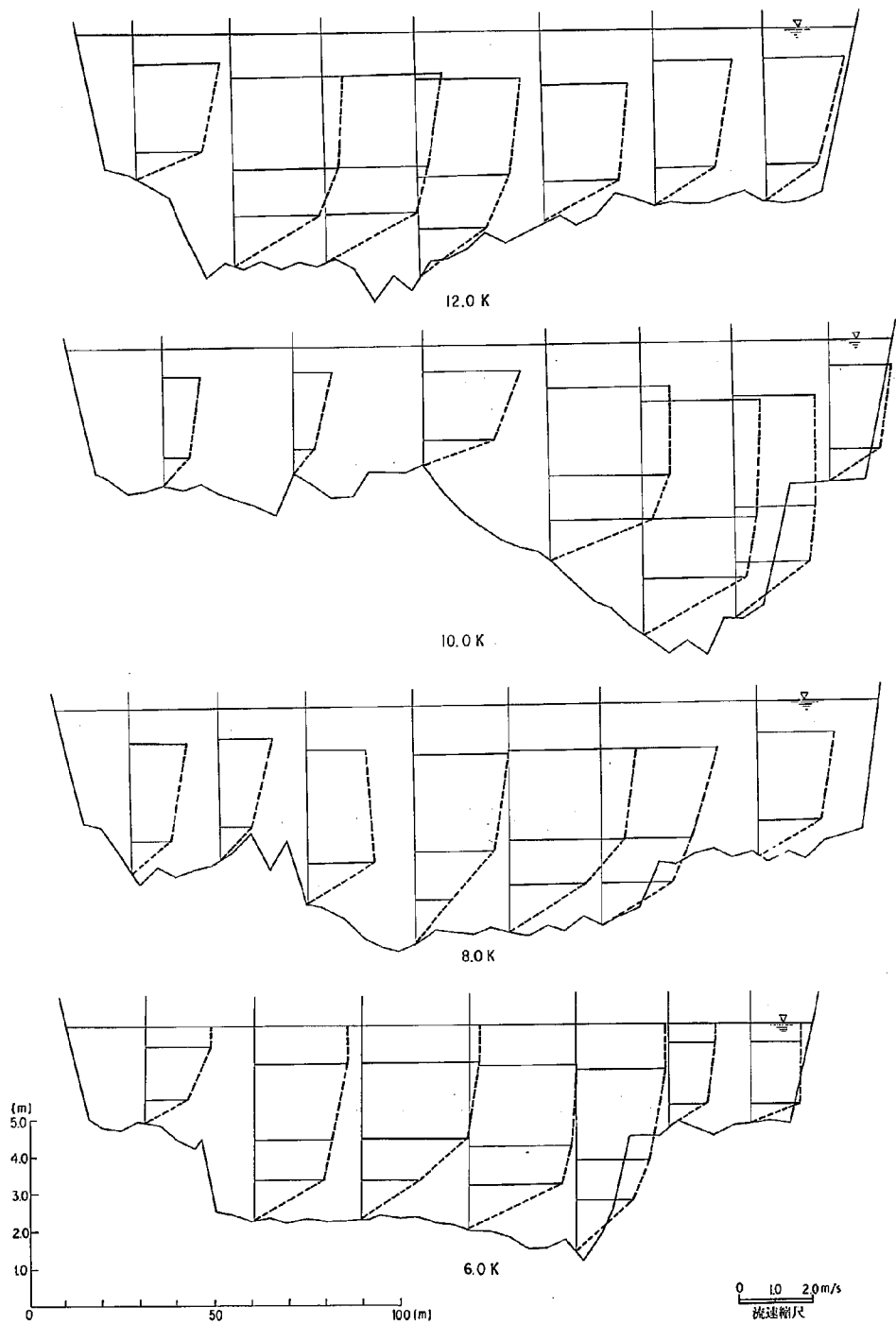
附図1-(k) 流況図 (実験ケースC-6, $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$)



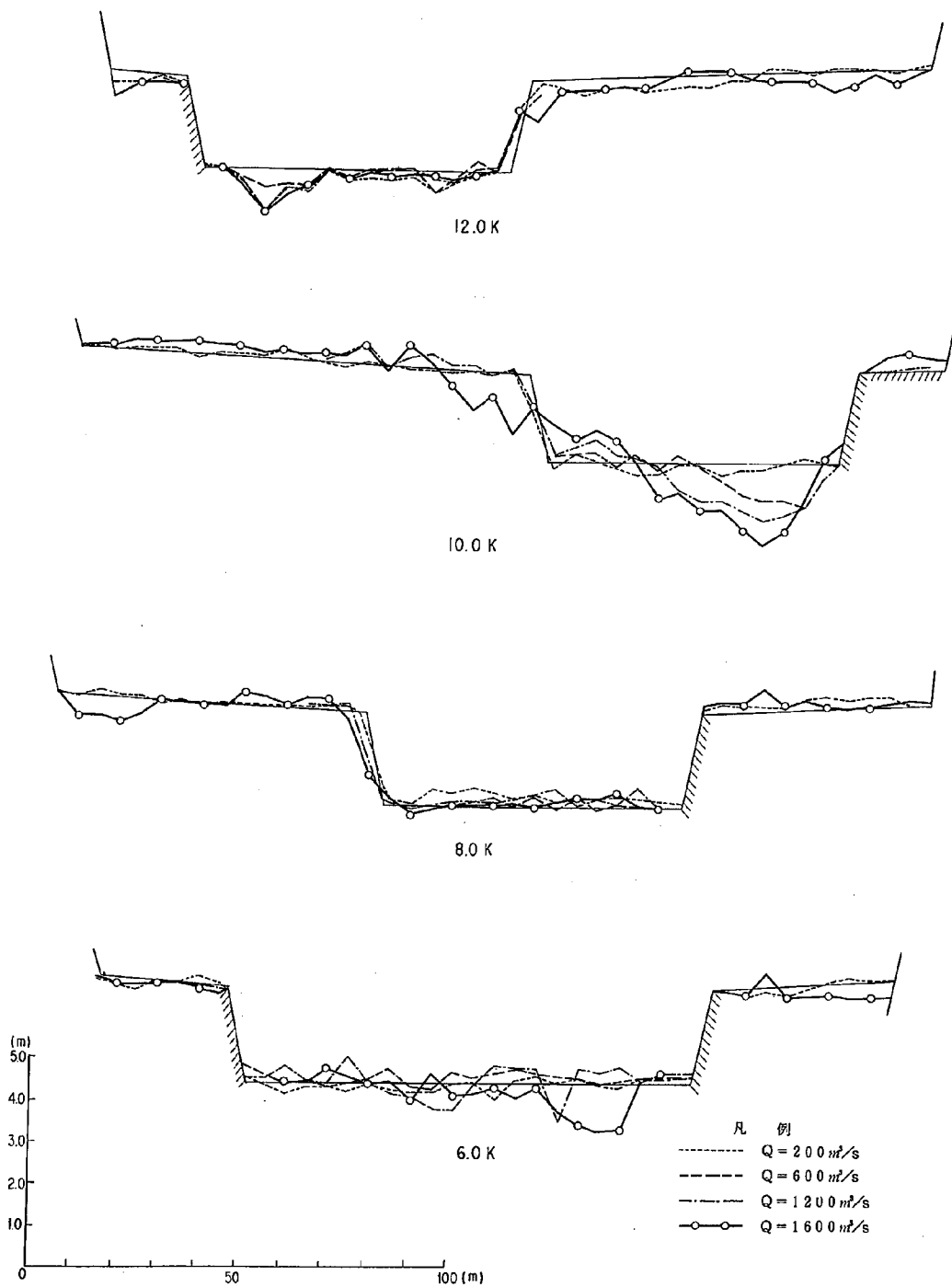
流速縮尺 附図 2-(a) 流速測定結果 (実験ケース C-2, $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$)



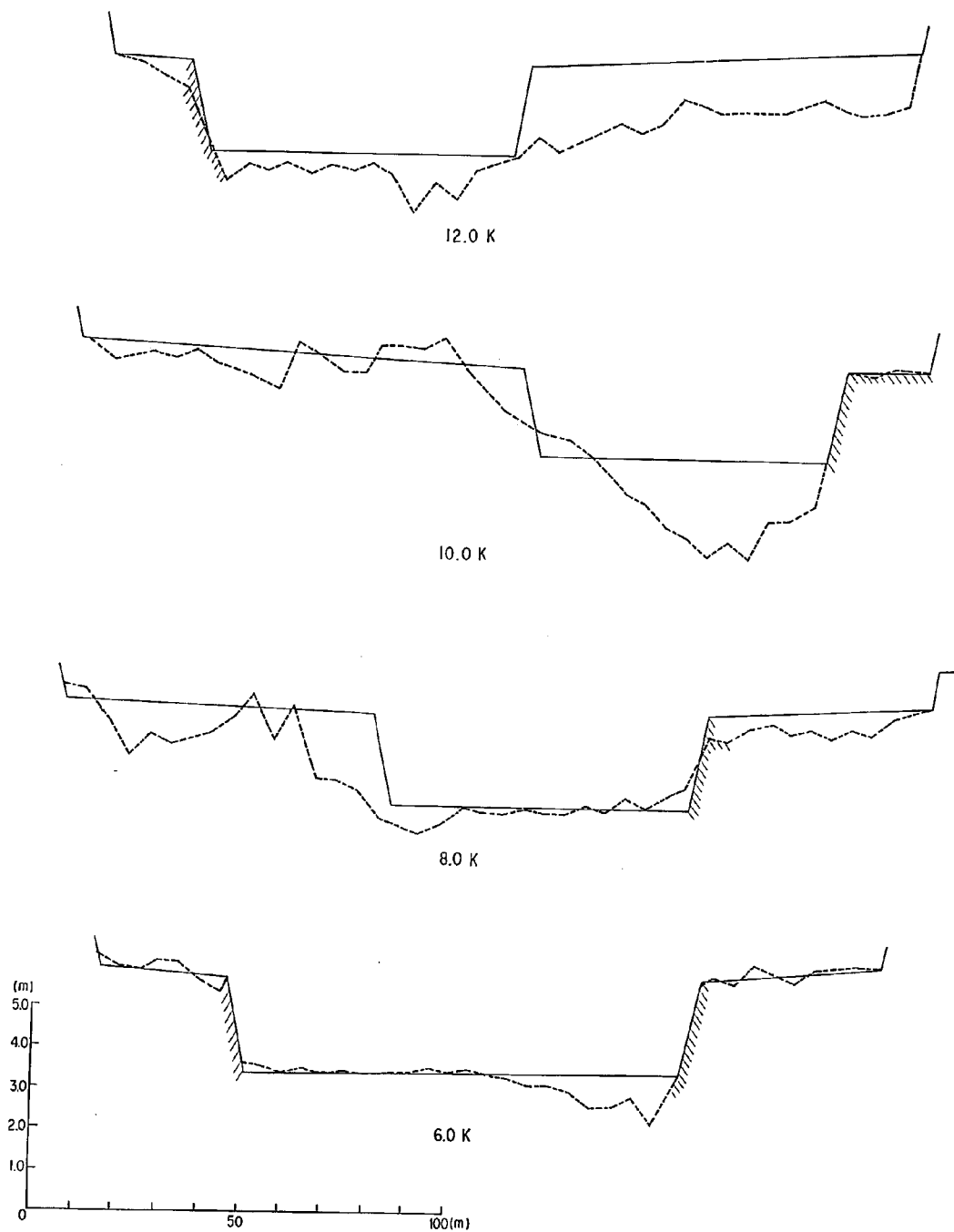
附図 2-(b) 流速測定結果 (実験ケース C-4, $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$)



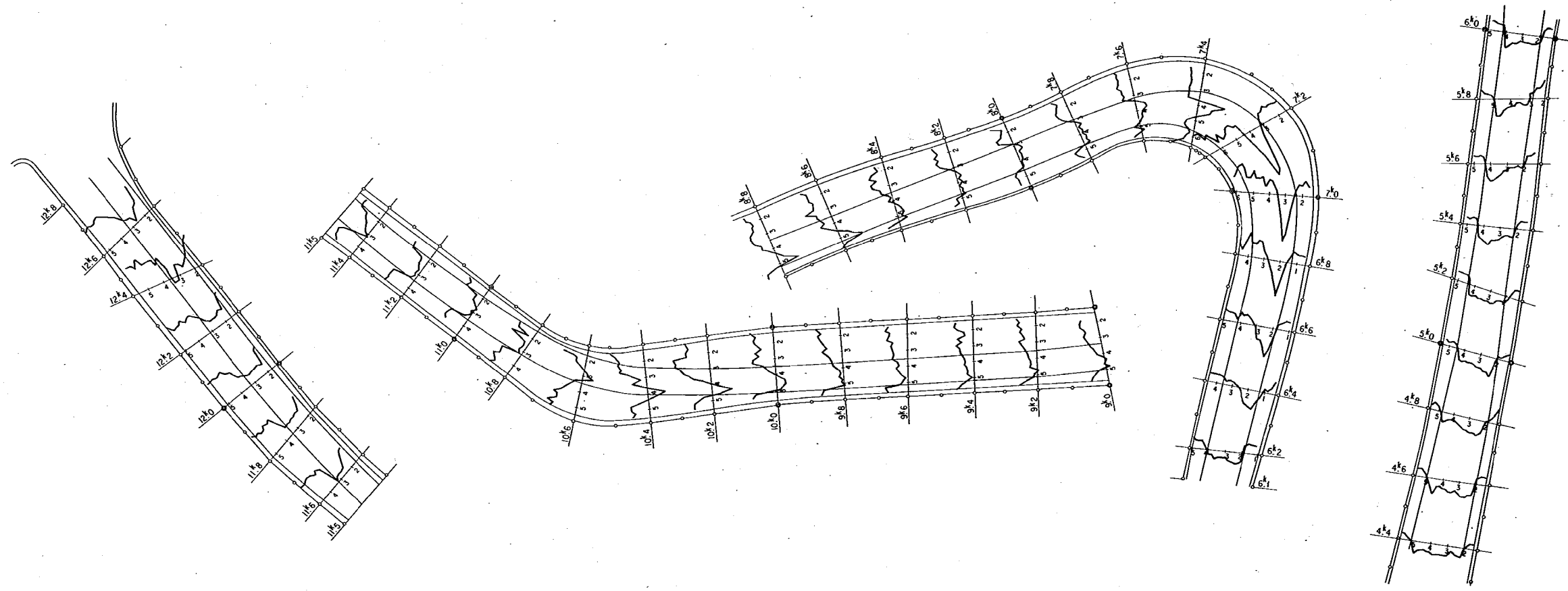
附図 2 -(c) 流速測定結果 (実験ケース C-6, $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$)



附図 3-(a) 河床変動測定結果 (実験ケース C-2~5)



附図 3 -(b) 河床変動測定結果 (美験ケース C-6)



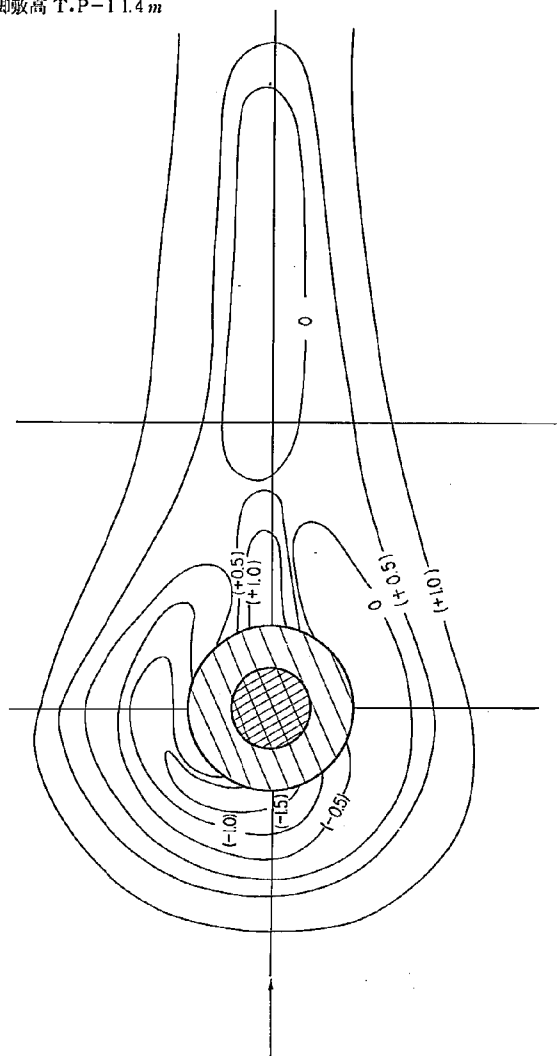
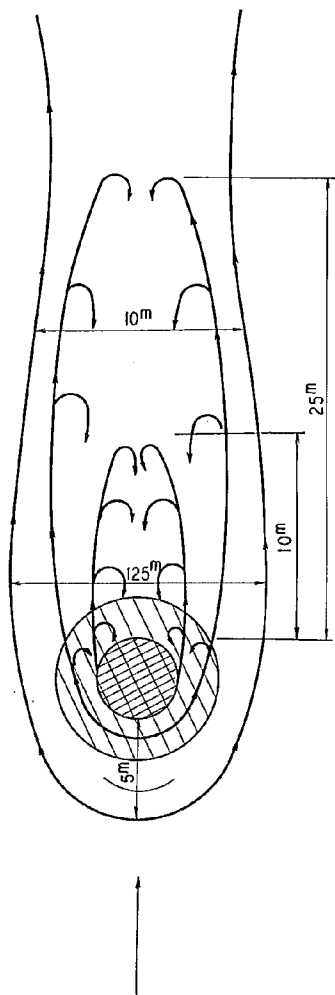
附図 3-(c) 河床変動図 (実験ケース C-6, $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

流況

洗掘状況 単位 T.Pm

計画河床高 T.P+2.6m

橋脚敷高 T.P-1.4m



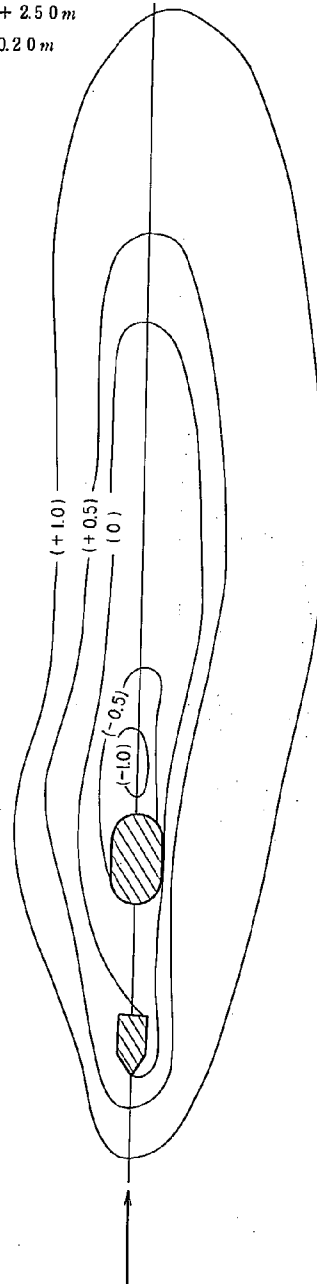
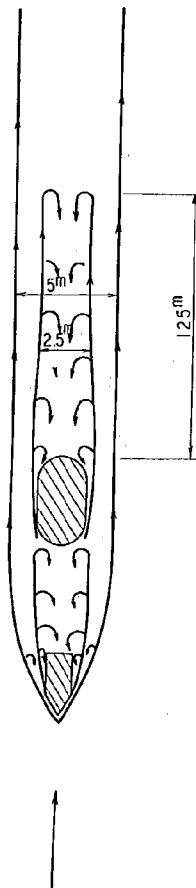
附図 4-(a) ピアー周辺の流況と洗掘(山陽新幹線)

洗掘状況 単位 T.P.m

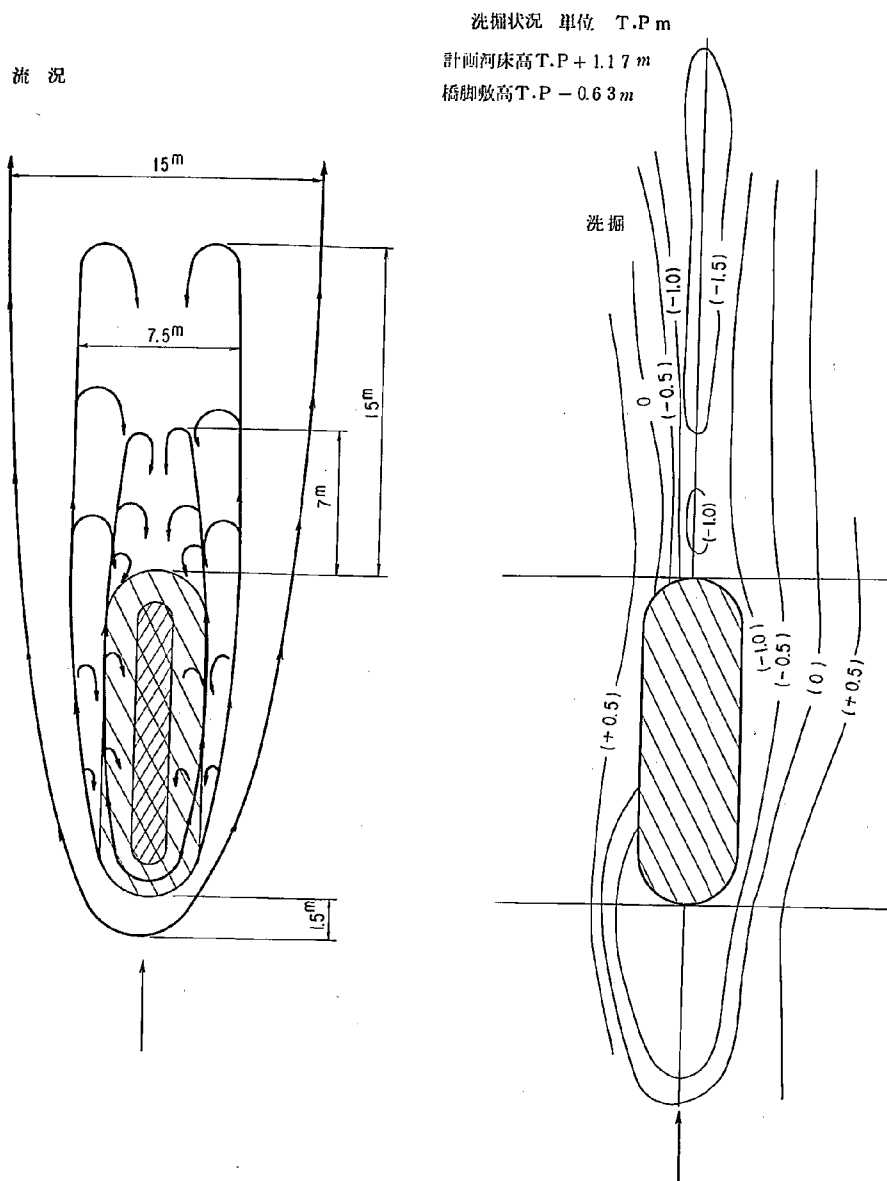
計画河床高 T.P + 2.50 m

橋脚敷高 T.P + 0.20 m

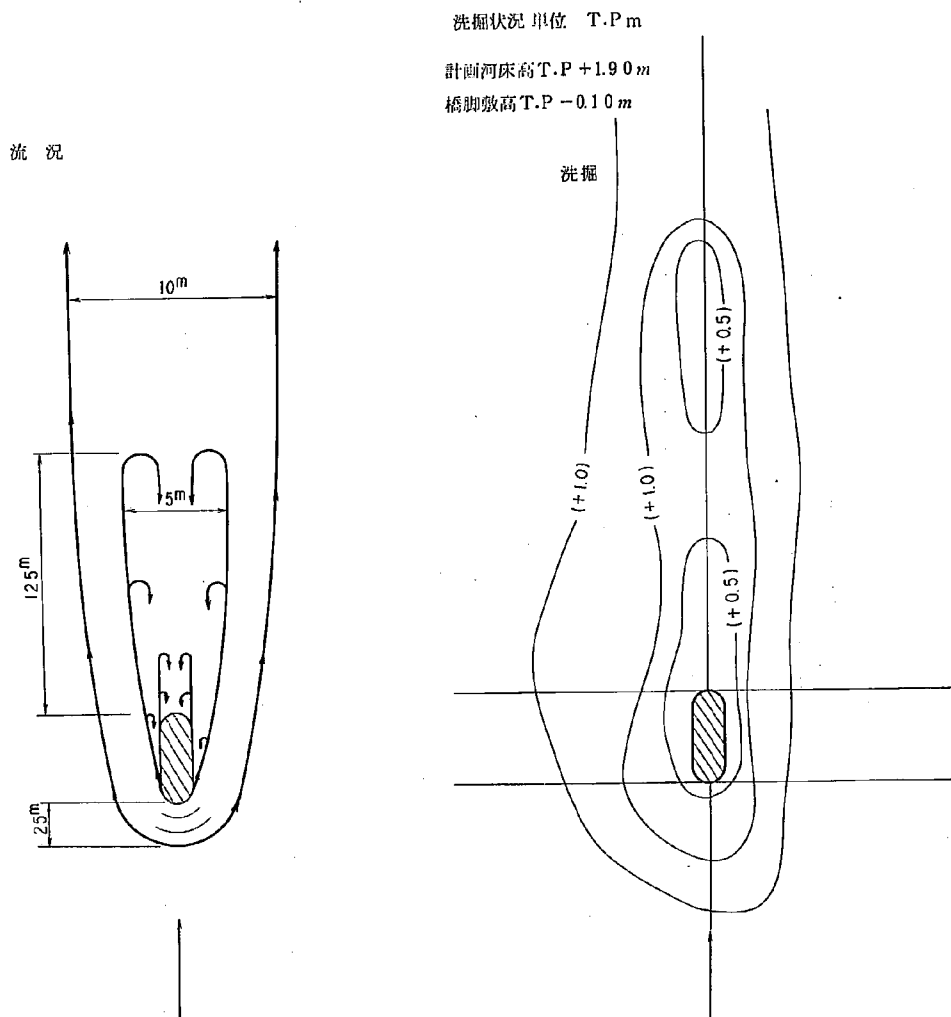
流況



附図4-(b) ピアー周辺の流況と洗掘(山陽本線)



附図 4 - (c) ピアー周辺の流況と洗掘 (百間川橋)



附図4-(d) ピアー周辺の流況と洗掘(原尾島橋)