

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第2760号

土木研究所資料

床止め工に関する調査

報告書

平成元年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1989) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

床止め工に関する調査 報告書

河川研究室 室長 山本 晃 一
高橋 晃
長谷川 賢 市

要 旨

本報告書は、床止め工の水理機能の検討および模型実験による水理的諸問題の把握とその対策案に関する検討を行ない、これより床止め工の設計に際して留意すべき事項等について、とりまとめた結果について述べたものである。

キーワード：床止め工，水理機能，床止め形状，河床変動

目 次

はじめに

第1章 序 論	1-1
1-1 調査目的	1-1
1-2 床止め工の定義	1-1
第2章 床止め工の水理機能	2-1
2-1 床止め工の水理機能	2-1
2-2 床止め工設置後の流れ及び河床の変化	2-2
第3章 床止め工に関する水理模型実験	3-1
3-1 実験目的及び実験の概要	3-1
3-1-1 実験の目的	3-1
3-1-2 実験水路の概要	3-1
3-1-3 実験ケース及び実験方法	3-5
3-2 床止め工の平面形状に関する検討	3-10
3-2-1 概 要	3-10
3-2-2 実験結果	3-10
3-2-3 ま と め	3-23
3-3 取り付け擁壁形状に関する検討	3-24
3-3-1 概 要	3-24
3-3-2 実験結果	3-28
3-3-3 ま と め	3-53
3-4 高水敷保護工の検討	3-54
3-4-1 概 要	3-54
3-4-2 実験結果	3-55
3-4-3 ま と め	3-65
3-5 落差工群の配置に関する検討	3-67
3-5-1 概 要	3-67
3-5-2 実験結果	3-68
3-5-3 ま と め	3-80
3-6 帯工による湾曲部の河床変動防止効果の検討	3-81

3-6-1 概 要	3-81
3-6-2 実験結果	3-82
3-6-3 ま と め	3-97
第4章 床止め工の設計について	4-1
4-1 床止め工の設計に当って検討すべき事項	4-1
4-2 床止め工の縦断配置計画	4-5
4-2-1 河床変動計算	4-5
4-2-2 ケーススタディによる緩流及び急流河川の河床変動形態について	4-9
4-2-3 床止め工の配置の考え方	4-11
4-3 河道に対する床止め工の平面配置	4-14
4-4 複断面河道に床止め工を設ける場合の河道処理について	4-15
4-5 構造物の設計	4-17
4-5-1 構造物の設計上の留意点	4-18
4-5-2 本 体	4-22
4-5-3 水 叩 き	4-28
4-5-4 護 床 工	4-35
4-5-5 取付擁壁および根固め工	4-38
4-5-6 高水敷保護工および根固め工	4-39
4-5-7 護 岸	4-42
4-6 床止め工の設計に必要な資料	4-45

あとがき

は　じ　め　に

床止め工に関しては、従来より水理模型実験・既往の施工例等からそれぞれの河道状況に応じた諸元が検討されている。しかし、床止め工の設計に関する水理的観点からの一般的かつ具体的な設計基準はまだ確立されていない。

本報告書は、河道の状態に対応した床止め工の水理設計基準の確立を目的とし、既設床止め工の事例調査による実態把握、及び模型実験による水理諸問題の把握とその対策案について検討を行い、これより床止め工の設計に際して留意すべき事項等についてとりまとめた結果について述べたものである。

第1章 序 論

1-1 調査目的

近年、河床の安定を目的として設置されている床止め工が老朽化して改築が必要となっているものや、新たに床止め工の設置計画を検討している河川が見られる。しかし、その構造、機能について十分な研究が進んでおらず、設計方針や維持管理方針が確立されていないため、問題点も多く残されている。床止め工の多くは、個々の河川における施工事例に基づいて設計されており、新たに設置される場の河道特性に対応した設計とは言いがたい河川もある。そこで、河道状態に応じた床止め工の水理設計基準の確立を目的としてまず本調査を開始することにした。本調査が対象とする設計項目は、床止め工の配置、水叩き、護床工、平面形状、高水敷保護工等であり、これらの最適な諸元と設計条件との関係について検討を行うものである。

調査を進める上での検討内容の一連の流れを図-1.1.1に示す。

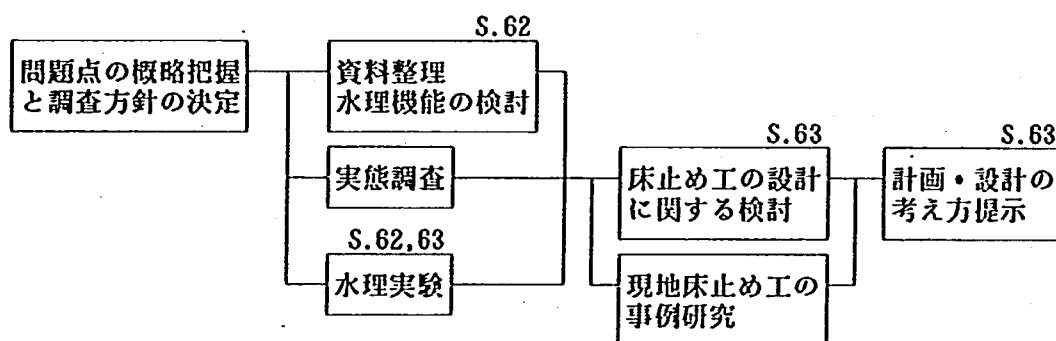


図-1.1.1 調査の流れ図

検討に当たっては、まず、

- ① 床止め工について行われた既往検討内容から、床止め工の水理機能について再整理を行う。
- ② 床止め工の実態を調査する。
- ③ 水理的な検討を要する項目について模型実験を行う。

この3項目は、おのおの相互に関連し、補完し合って、設計に対する考え方や床止め工の構造諸元の検討を進める上での基礎資料を得る事を目的とする。

1-2 床止め工の定義

床止め工とは、河床の洗掘を防いで河道の勾配等を安定させ、河川の縦断又は横断形状を維持するために、河川を横断して設けられる施設をいう。砂防工学の分野では、床止め工のことを「床固め工」と称している。河川工学の分野でも、床止め工のことを床固め工と称している図書等も少なくない。しかし、河川法上の用語としては、河川法第3条（河川及び河川管理施設）第2項において河川管理施設の例示として「床止め」という語が使用されていることもあり、「河川管理施設等構造令」（以下、「構造令」と呼

ぶ)では、床固めも含めて床止めと称している。しかし、目的別に分類すれば、床固め工は、砂防を目的とするものであり、縦侵食を防止して溪床を安定させることによって、溪床堆積の再移動、溪岸の崩壊等を防止するものである。床止め工は、河床の安定を目的としており、床固め工と求めるその水理機能は異なる。本研究は、河床安定工法としての床止め工を研究対象とするものである。

「構造令」では、床止め工を構造的に落差がある物を「落差工」、落差がないか又はあっても極めて小さい物を「帯工」と称している。本研究では、事例調査等でこの使い分けを明確にする必要があり、落差が50cm以上であるものを「落差工」、落差がないか又あっても50cm以内であるものを「帯工」と定義し、使い分けた。

第2章 床止め工の水理機能

2-1 床止め工の水理機能

洪水流を安全に流下させ、かつ河川構造物の維持管理を容易であるためには、河道は計画縦断形状が維持され、安定していることが望ましい。

河道が安定するには流れにより土砂の流送能力と上流からの供給土砂量のバランスがとれなくてはならない。床止め工無しにこのような河道が形成できれば良いが、以下に述べる状況にある河川では、床止め工あるいは床止め工に替わる工作物を設置して、人為的に流砂能力と掃流力を調節して河道の安定を図る必要がある。

(1) 河川の付替工事や下流部で大規模な浚渫が行われ、河床の平衡が破れて河床低下が生ずる場合

河川の付替や浚渫により上流と下流の河道とで河床勾配に変化が生ずる場合がある。勾配の変化が大きくて河床低下が予想される場合には、床止め工を設置して河床を安定させる。このとき、上下流の河道の掃流力に比べて、床止め工の周辺で掃流力が増加して河床の維持が図れない場合があり、この区間の河床の保護を行い、河床の安定を図る必要がある。

(2) 上流からの供給土砂量が減少して、河床低下が生ずる場合

上流からの供給土砂量が減少した場合、河床は供給土砂量変化に見合うまで低下する。この河床の低下量が多い場合、床止め工を設置して流れの掃流力を減少させ、河床の低下を防止する。

(3) 流水が1箇所に集中して河床が局所的に深く掘れる場合

湾曲部等の局所洗掘対策として、帯工を適切に配置して流水の集中や乱流を防止を図り、この整流効果によって局所洗掘を防止させる方法がある。他に局所洗掘を防止する工法は水制工やベーン工があり、河道条件や流況に応じて工法を選択する必要がある。

以上を整理すると床止め工の機能としては、以下の項目があげられる。

- ① 河床洗掘の防止……………河川の付替え（捷水路・放水路など）や本川河床切下げ時の支川処理、等においては、河床勾配や川幅の変化により掃流力が増大し、河床の平衡が破れ河床洗掘が生じることがある。これを防止するため、床止め工を設置し、河床の低下を防止する。
- ② 河床低下の防止……………上流からの供給土砂量が減少すると河床低下が生じる。これを防止するため、床止め工を設置し勾配を緩和して平衡河床を形成することにより、河床の安定を図る。
- ③ 整流効果……………床止め工を適切に配置することにより流水の集中や乱流を防止し、局所洗掘を防ぐ。
- ④ その地……………橋脚等の河川構造物の保護、高水敷の洗掘等を防ぎ、高水敷の維持を図る。

床止め工は、設置目的に応じ、床止め工に求める水理機能及び配置計画は異なるため、床止め工の水理機構を充分把握して設計すべきである。

床止め工は河床安定の目的のほかに、固定堰として古くから取水や洪水流の分派に用いられてきている。固定堰は、都市用水、かんがいおよび発電用水等を取入れるため、河流をせき上げたり河水を計画的に分流したり、または舟運の便を図るため水深を維持し、あるいは塩害を防止する等の目的で治水、利水の両面から用いられている。なお、本報文では河床安定を図るための床止め工の設計について述べるものであり取水を目的とした固定堰に関しては別途検討を行なう必要がある。

2-2 床止め工設置後の流れ及び河床の変化

一般に床止め工は、維持しようとする河床の高さと同程度の高さに天端高が設定される。しかし、河床低下傾向にある河川では、床止め工周辺の河床が設置前よりも低下して床止め工が河床より突出した状態となり、設置当初想定していた河床高を保てなくなる場合がある。とくに、緩流部に設置されている床止め工に、この傾向が見られる。その例として図-2.2.1に信濃川の大河津分水路の平均河床の縦断形状を示す。なぜこのように低下するのか以下に述べる。

図-2.2.2に示すように、床止め工上で限界水深が生じる場合、その上流の広い区間で水面は低下背水となる。低下背水が生ずると水面勾配は大きくなり、落差工設置前よりも比較的大きな流速が発生し、河床に働く掃流力も大きくなる。このため、床止め工周辺では上流からの供給土砂よりも土砂流送能力が大きくなり、河床材料が流送され、河床は洗掘を受けて低下する。このような落差工設置前後の水面勾配及び掃流力の変化を計算により示す。図-2.2.3は河床勾配1/2000、粗度係数0.03を持つ一樣幅の矩形河道に単位幅流量 $q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ 相当の流量が流れた場合の摩擦速度の縦断変化を示したものである。図は落差が生じる前の場合と落差工の設置によって縦断距離0のところで限界水深が生じる場合の2つの摩擦速度を比較している。この図より、落差が生じる事により、落差工よりかなり上流の範囲で摩擦速度の大きな増加が見られることがわかる。落差工上流河床の低下は摩擦速度の増大により生じたものである。

次に、同じモデル河川で河床勾配だけを変えた場合の摩擦速度の縦断変化を図-2.2.4に示す。先の図-2.2.3と比較すると、河床勾配の小さい河川ほど床止め工設置による摩擦速度の増加量及びその範囲は多くなることがわかる。このことは、河床材料が細かい河川ほど床止め工上流の河床が低下傾向となり、河床維持が困難となることを意味している。一方、河床勾配の大きい急流河川は、床止め工設置による摩擦速度の変化量及びその範囲が小さく、河床維持が比較的容易となることがわかる。これに加え、勾配の大きい急流河川では、摩擦速度が増加してもアーマリング効果により、粒径の大きい河床材料が河床面上を覆って、河床低下を防止するので河床維持が比較的容易となる。

以上のような結果より、緩流河川における床止め工上流部の河床低下を防止するにはどのような方法が考えられるか次に述べる。1つは床止め工上流の河床低下が防止できるように、床止め工天端高を予め高く突出させる方法がある。もう1つは川幅を広げて落差工設置による摩擦速度の増加量を減少させる方法である。以下、拡幅による摩擦速度の軽減効果について例を上げて説明する。図-2.2.5は図-2.2.4に示した勾配1/2000の河道において、落差工設置時の川幅を2倍、4倍に広げた場合の計算結果を重ねて示したものである。図より、川幅を広げると、落差工設置による摩擦速度の増加量及びその範囲が減少することがわかる。よって緩流河川では川幅を広げる事により、河床維持が可能となる場合も考えられる。

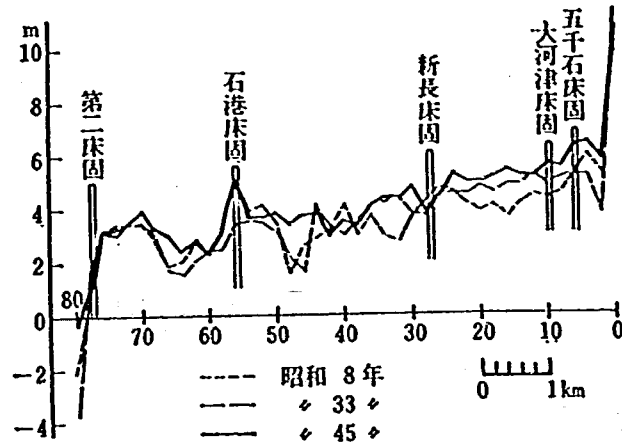


図-2.2.1 信濃川，大河津分水路

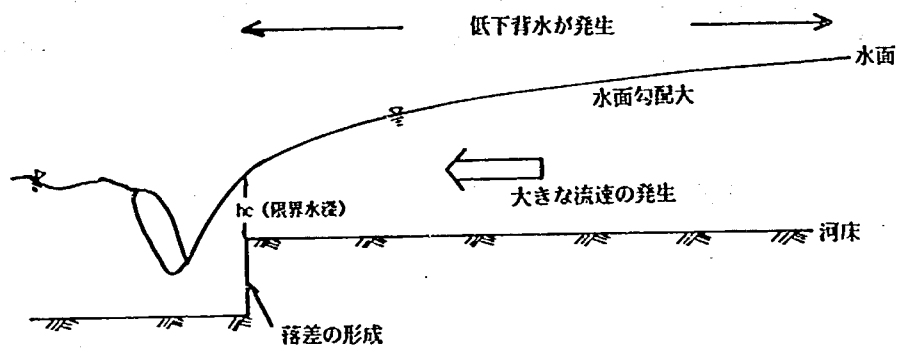


図-2.2.2 河床に落差がある河道の水理特性

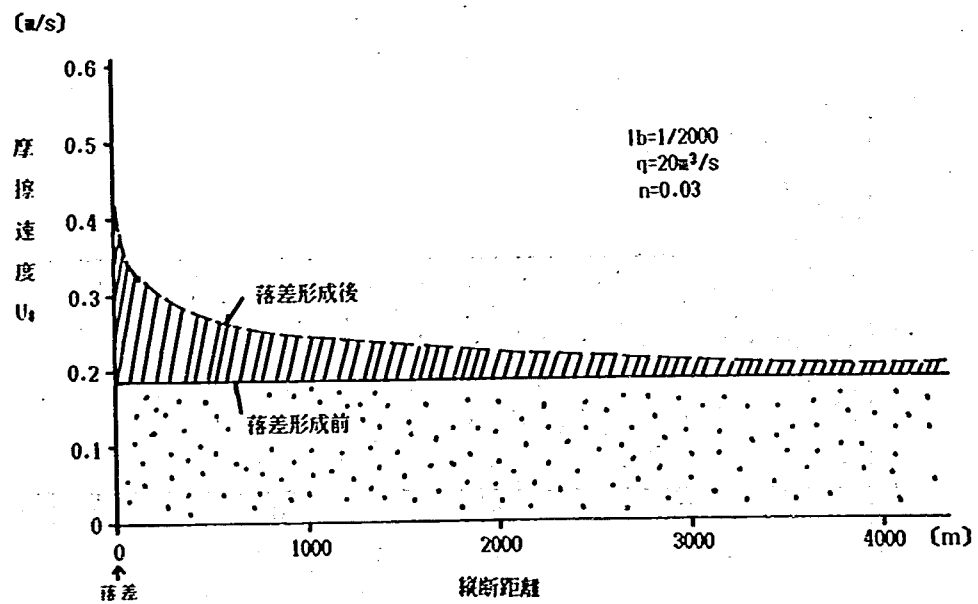


図-2.2.3 モデル河道における摩擦速度 U^* の縦断変化

a) 河床勾配1/4000の場合

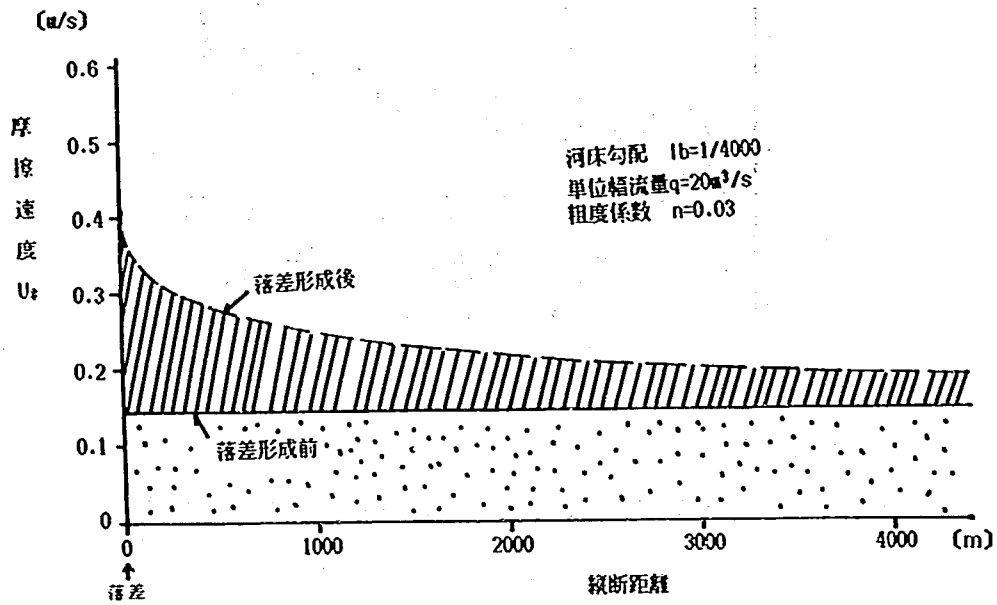


図-2.2.4(a) モデル河道における摩擦速度 U_* の縦断変化

b) 河床勾配1/500の場合

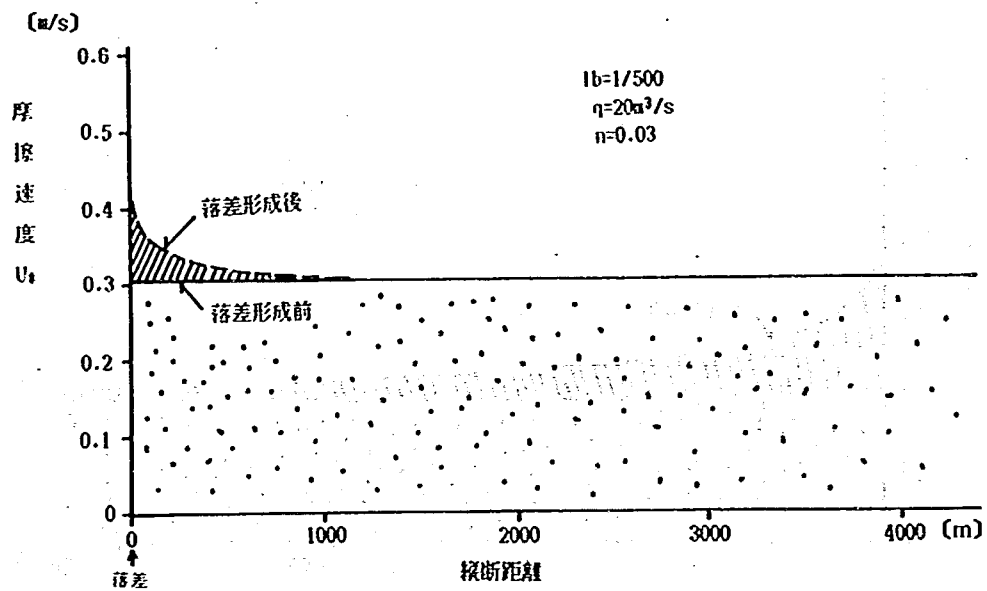


図-2.2.4(b) モデル河道における摩擦速度 U_* の縦断変化

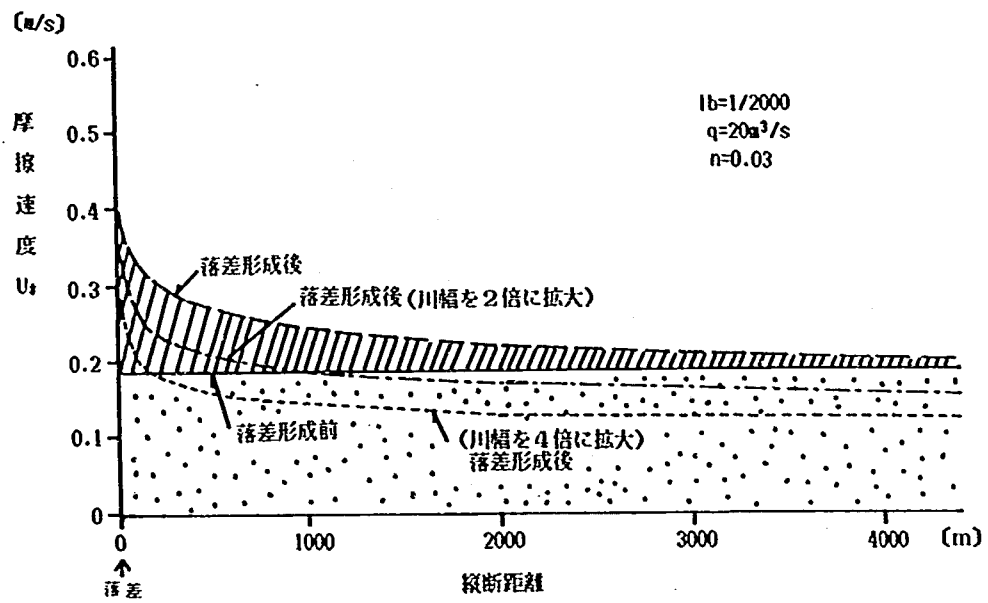


図-2.2.5 落差形成後川幅を広げることが U_* の縦断変化特性に与える影響

第3章 床止め工に関する水理模型実験

3-1 実験目的および実験の概要

3-1-1 実験の目的

床止め工は「構造令」,「建設省河川砂防技術基準(案)」(以下,「技術基準(案)」と呼ぶ。)で設置基準が定められている。しかし,これまで,床止め工の水理的な検討が必ずしも十分行われていないこと,床止め工の建設当時に比して,河川改修の進捗や河床低下によって当初の設計条件が変更となっているもの等,近年,床止め工の維持,設計等に関して水理的な検討がさらに必要となっている。本実験は,これら諸問題のうち,下記の5項目について検討を行った。

- ① 床止め工の平面形状
- ② 取り付け擁壁形状
- ③ 高水敷保護工形状
- ④ 落差工群の配置
- ⑤ 帯工による湾曲部の洗掘対策

なお,河道は,一般に山地河道,扇状地河道,中間地河道および最下流部のデルタ地河道等に分れ,それぞれの河道が固有する特性(例えば流量,河床勾配,河床材料等)も大きく異なる。したがって,このような河道特性の異なる様々の条件下に設置される床止め工を一律に論ずることは難しい。しかし,日本の河川は,一般的には礫を主成分とする急流河川,砂を主とする緩流河川に大きく分けられ,床止め工の設計基準を検討する上で,ある程度,河道諸元を考慮した床止め工の設置条件を整理することができるものと考えられる。よって,ここでは礫あるいは砂利河川を対象とした急流河川および砂河川を対象とした緩流河川に分類し,検討を行うこととした。

今回は,②については急流河川,緩流河川の両者に対して検討を行い,①,③,④,⑤について急流河川を対象とした検討を行った。

3-1-2 実験水路の概要

1) 急流及び緩流水路について

(I) 検討対象とする河道地形の分類および対象河川の選定

実験は,急流河川および緩流河川に分類し,これを対象とした水理的な検討を行うこととした。

- ・急流河川～河床材料はれきを主体とし,河床勾配が大略1/500より急な河道を対象とする(砂利河川)
- ・緩流河川～河床材料は砂を主体とし,河床勾配が大略1/500以下の河道を対象とする(砂河川)

ここでは,急流河川の代表的河川として常願寺川等を対象とし,緩流河川は赤川等の砂河川を対象として,実験水路の諸元を設定した。河床勾配は緩流水路と急流水路の河床勾配比が10程度となるように下記の通り設定した。

$$I = 1/2000 \quad (\text{緩流水路})$$

$$I = 1/200 \quad (\text{急流水路})$$

さらに急流水路では、河床勾配 $I = 1/500$ の河川を対象とした実験も実施した。

(2) 模型縮尺の設定

模型は、縮尺 $1/50$ の相似性をほぼ満足する条件で行うこととし、急流水路は図-3.1.1に示すような粒度特性の平均粒径 $d_m = 0.8 \text{ mm}$ の混合粒径砂（現地相当粒径 $d_m = 40.0 \text{ mm}$ ）を用い、緩流水路は図-3.1.2のような粒度特性の $d_m = 0.3 \text{ mm}$ の石炭粉（現地相当粒径 $d_m = 2.0 \text{ mm}$ ， $S = (\rho_s - \rho)/\rho = 0.5$ ）を使用した。なお移動床流れでは、模型河道と実河道における河床変動量が相似となる必要がある。この河床変動量が相似となるために、河床形態、流砂量、流砂形態が現地と相似であることが望ましい。これらのうち、流砂量に関しては、時間縮尺を変えることによって調整することができる。残りの河床形態と流砂形態のうち、河床形態を重視する場合には、現地と模型における無次元掃流力 τ_* を一致させること、流砂形態を重視する場合には、現地と模型における摩擦速度と河床砂の沈降速度との比 $(u_*/w_o)_r$ を一致させることが重要な条件となる。急流河川では、これらをほぼ満足する条件で実験を実施した。しかし、緩流河川では現地粒径が小さく、模型の河床材料の粒径も微細となり、この場合流れの抵抗に大きく関係する小規模河床波が卓越し、河床形態の相似を必ずしも満足することができない。このため、ここでは石炭粉を用いて、流砂形態の相似を重視した実験を行った。なお、縮尺 $1/50$ とした場合の各物理諸量の縮率は次のようになる。

$$\begin{aligned} x_r &= h_r = 50 & t_r &= x_r \cdot h_r^{1/2} = 7.07 \\ A_r &= x_r \cdot h_r = 2,500 & i_r &= h_r \cdot x_r^{-1} = 1 \\ Q_r &= x_r \cdot h_r^{3/2} = 17,678 & n_r &= h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} = 1.92 \\ u_r &= h_r^{1/2} = 7.07 \end{aligned}$$

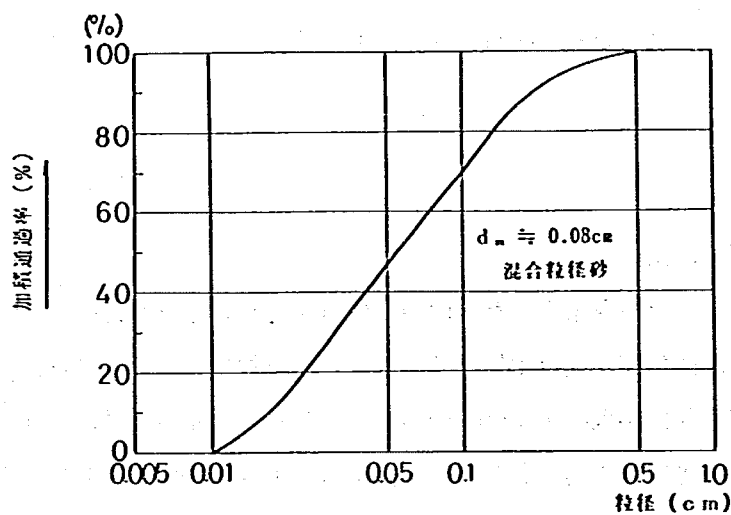


図-3.1.1 粒度分布図

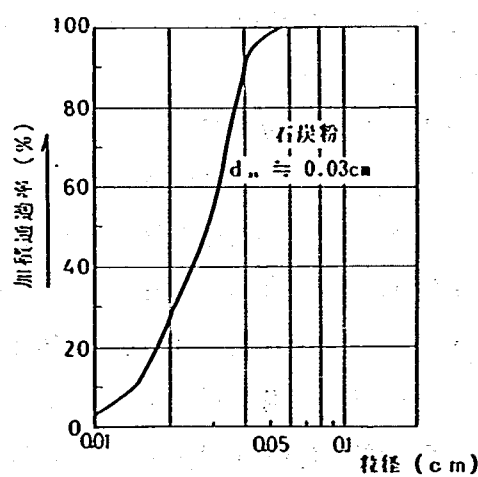


図-3.1.2 粒度分布図

(3) 水路の概要

実験水路は、急流および緩流水路ともに長さが30 mである。この水路の平面図を図- 3.1.3に示す。護岸等は木材、碎石、モルタル等によって製作した。なお、急流水路は、低水路および高水敷とも移動床とした。これに対し、緩流水路の高水敷は、植生等によって河床変動が防止されると考えられるので、モルタル固定床とし、低水路部のみを移動床とした。移動床部の河床材料敷厚は低水路ではほぼ10cmである。

(4) 河道断面の設定

河道断面形は、縮尺 1/50 とした次のような設定を行った。なお、急流水路では対象河床勾配として 1/200 の河床勾配を持つ河道断面を A 型断面、1/500 の河床勾配を持つ河道断面を B 型断面と呼ぶこととした。水路の断面形を図- 3.1.4 に示す。

・水路幅

急流河川は水路幅を 3.0 m (150 m) とし、緩流河川は高水敷が広くなることを勘案して、水路幅を 4 m (200 m) とした。

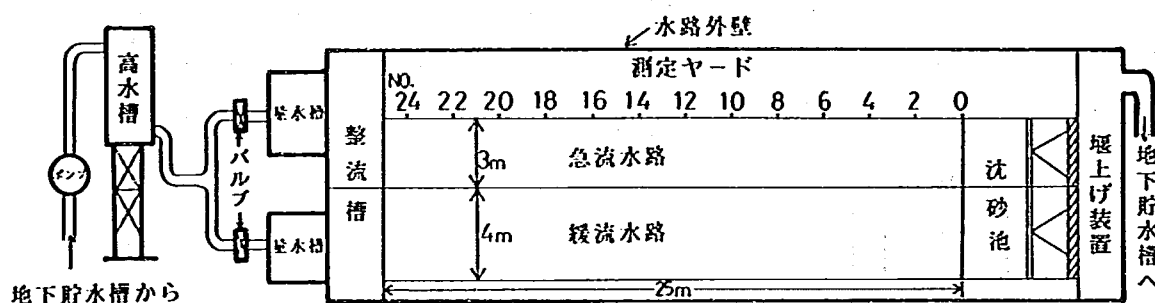


図- 3.1.3 実験水路の状況 (急流・緩流水路)

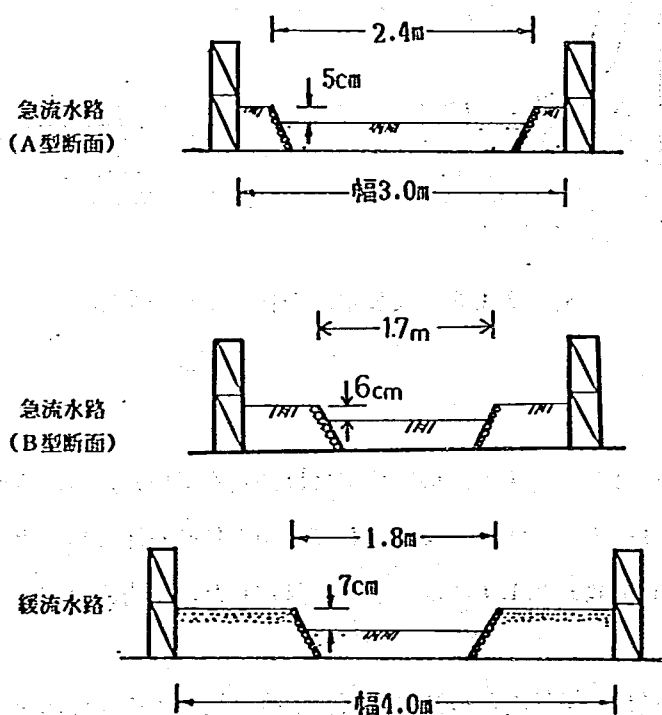


図- 3.1.4 水路の断面形状

・低水路幅

全国の河川の河道幅と低水路幅の比の関係を調べ、これより低水路幅を決定した。河床勾配が1/200の急流河川の場合、低水路幅と河道幅の比は0.8～0.9の範囲にあり、ここではこの値を参考にして、河道幅と低水路幅の比を0.80とし、急流水路の低水路幅は2.4 m (120 m)とした。同様に河床勾配が1/500の場合、低水路幅と河道幅の比は、平均値が0.55程度であることから、低水路幅は1.6 m (80 m)とした。緩流河川では、河道幅と低水路幅の比の平均値が0.45付近であり、これより低水路幅は1.8 m (90 m)とした。

・低水路水深

低水路水深は、全国の一級河川の単位幅流量と河床勾配の関係およびmaning式より設定した。水深は、河床勾配が1/200の場合、5 cm (2.5 m)、河床勾配が1/500の場合は、6 cm (3.0 m)、緩流水路は、7 cm (3.5 m)である。

2) 湾曲水路について

湾曲水路は、帯工による洗掘対策効果の検討に用いた。水路の平面図を図-3.1.5に示す。この水路は、幅1 m、曲率半径5 m、湾曲各90°の湾曲部とその上流側14 m、下流側に6 mの直線部を有する基礎実験用のものである。実際に用いた河床材料は平均粒径1.0 mmのほぼ均一のものである。

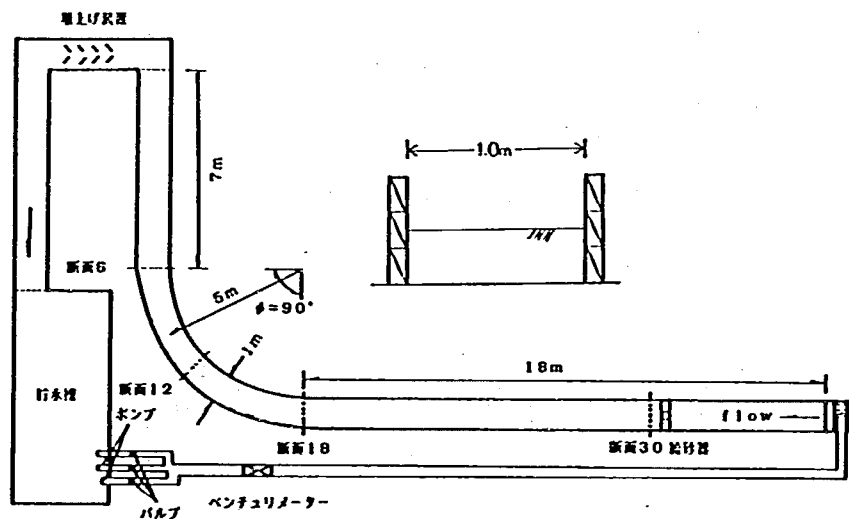
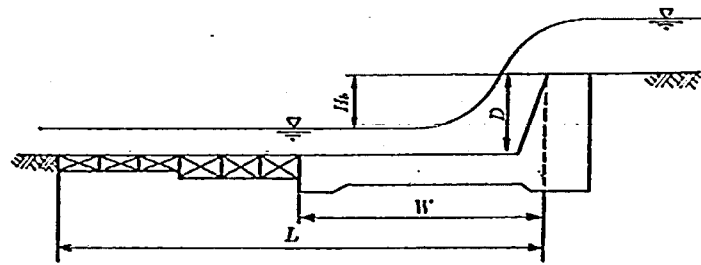


図-3.1.5 実験水路の状況(湾曲水路)

3) 床止め工について

床止め工は、木材にて製作し、護床工、根固め工には碎石を用いた。急流水路における床止め工の水叩き長さ及び護床工長は、(3-1, 2)式を参考にして水叩き長を一律20 cmとした。下流側護床工長は、各落差及び流量条件に応じて表-3.1.1に示すように設定した。上流側護床工は、下流側護床工の1/2の長さとした。

なお、緩流水路の護床工長は、予備実験の結果、落差工直下流の河道中央部が堆砂傾向となったため、護床工長を、(3-2)式より得られた値より短かくし、流量規模にとらわれず一律30 cmとした。



$$W = 0.6 C_s \sqrt{D} \quad (3-1)$$

$$L = 0.67 C_s \sqrt{H_s \cdot q} \quad (3-2)$$

W: 水叩きの長さ (m)

L: 水叩きの長さ+下流側の護床工の長さ (m)

C_s : 浸透係数 (砂, 砂利混合物 $C_s = q$)

D: 水叩き天端高から本体頂までの高さ (m)

H_s : 洪水時下流側水位から本体頂までの高さ (m)

一般に水叩き天端高から本体頂までの高さを取り, $H_s = D$ とする。

q: 単位幅流量 (m^3/s)

図-3.1.6 (技術基準(案)計画編(1)を参照)

表-3.1.1 落差工下流側護床工長について

落差	m	1.0	2.0			
単位幅流量	m^2/s	10	10	13	15	20
下流護床工長	m	9	17	21	23	28
下流護床工長 (模型値)	cm	18	34	42	46	56

3-1-3 実験ケース及び実験方法

1) 実験ケースについて

実験は, 表-3.1.2 に示すケースについて実施した。これら各実験の概要を以下に記す。

(1) 床止め工の平面形状に関する検討(実験ケース I-1)

本実験は, 落差工の平面形状を, 直線形状やアーチ形状及び菱形形状としたときの流況, 河床変動状況を調べ, 床止め工の平面形状が河道に与える影響について検討を行った。実験は, 急流水路の A 型断面を用い, 床止め工は落差 4 cm とし, No. 7 および No. 17 の 10 m 間の 2 ケ所に設置し, 落差工間の河床勾配は 1/200 とした。

(2) 取付け擁壁形状に関する検討(実験ケース I-2~3)

実験ケース I-1 の実験結果より, 床止め工の平面形状は, 直線タイプが他の形状より河道及び構造物の維持からも有効であることがわかった。しかしながら, この場合でも床止め工直下流の河岸部に流水が集中して局所洗掘が生じる傾向があり, 構造物の安全性に問題が残されていることが明らかとなった。

そこで, 河岸部に生ずる流れの集中とこれに伴う局所洗掘を軽減させるため, ここでは床止め工の取付け擁壁形状について検討を行った。実験は取付け擁壁部の形状を修正して流水をなめらかに流してやるこ

表-3.1.2 実験ケース一覧表

ケースNo.	水 路	床 止 め 工			単位輸送量 (m^3/s)	給砂	対策工及びその他	検 討 内 容
		位 置	形 状	落 差				
I-1-1-a	急流水路 A型	No.7,17	直線タイプ	D=4cm	10 15	あり		床止め工の平面形状に関する検討
2-a		〃	アーチタイプ	〃	〃	〃		
3-a		〃	変形タイプ	〃	〃	〃		
I-2-1-a		〃	緩和タイプ	〃	〃	〃		床止め工の取付けヨウ壁形状に関する検討
2-a		〃	直壁Aタイプ	〃	〃	〃	高水敷法肩工	
3-a		〃	直壁Bタイプ	〃	〃	〃	〃	
I-3-1-a	緩流水路	〃	緩和タイプ	〃	6 10			
2-a		〃	〃	〃	〃		根固め工設置	
II-1-1	急流水路 B型	No.12	直線タイプ	〃	13	あり	高水敷保護工（法肩のみ）	高水敷保護工の検討
2		〃	緩和タイプ	〃	13	〃	〃（スロープ部緩和）	
3		〃	直壁Aタイプ	〃	13	〃	〃（スロープ部緩和）	
2-1		〃	緩和タイプ	〃	13.20	〃	高水敷固定床（一様勾配）	
2		〃	〃	〃	13.15	〃	〃（スロープ形状）	
III-1-1	急流水路 A型	No.7,17	直線タイプ	D=4cm	10	あり		落差工群の配置に関する検討
2		No.7,12,17	〃	D=2cm	〃	あり		
2-1		No.7,17	〃	D=4cm	〃	1/2		
2		No.7,12,17	〃	D=2cm	〃	1/2		
3-1		No.7,17	〃	D=4cm	〃	なし		
2		No.7,12,17	〃	D=2cm	〃	なし		
III-1-1	湾曲水路				Q=24.6 l/s			格工による湾曲部の河床変動防止効果の検討
2		No.12	格工 $\theta=90^\circ$		〃			
3		〃	〃 $\theta=70^\circ$		〃			
4		〃	〃 $\theta=45^\circ$		〃			
5		No.10,14	〃 $\theta=70^\circ$		〃			

とにより洗掘の軽減を図ることとした。

実験ケース I-2 は、急流河川における取付け擁壁形状について検討した。実験条件は、先の実験ケース I-1 と同様である。

実験ケース I-3 は、急流水路で得られた取付け擁壁形状をもとに緩流河川における効果的な形状を検討し、更に、河岸部の局所洗掘対策として根固め工を設置したときの対策効果について検討を行ったものである。床止め工は落差 4 cm とし、No.12 地点に 1 基設置し、上下流の河床勾配は 1/2000 とした。

(3) 高水敷保護工の検討（実験ケース II-1～3）

複断面河道に落差工が設置されている河川では、落差工の直上流から直下流付近にかけて高水敷上の流れが低水路内へ落込む現象が生じ、落差工下流では反対に低水路から高水敷へ乗り上げる流れが生ずる。このため、落差工周辺の高水敷は侵食を受けやすく、高水敷形状の維持が困難であるだけでなく、床止め工自体の維持にも問題が生ずる場合がある。そこで高水敷の洗掘対策について検討を行った。

実験ケース II-1 は、高水敷を移動床として保護工の最適形状（敷設範囲）を求めた。実験ケース II-2 は、高水敷を固定床として、そのときの水理諸量より対策工諸元の指標を求めた。このとき、高水敷の縦断形は、床止め工の落差分を床止め工本体および護床工間ですり付ける形状とした。しかし、実際の河川

では、高水敷の縦断形が一樣勾配となっている河川も少なくない。そこで、実験ケースⅡ-3では、高水敷上を一樣勾配の固定床として流況及び低水路内の河床変動状況を調べてこの場合の問題把握を行った。

実験は急流水路（B型断面）を用い、床止め工は落差4cmとし、No.12地点に1基設置し、落差工間の河床勾配は1/500とした。

(4) 落差工群の配置に関する検討（実験ケースⅢ-1～3）

急流河川を対象とした水路（A型断面）に落差工の落差を2cmとし、5m間隔に設置したケースと、落差4cmで間隔を10mとした場合について流況、河床変動状況を比較し、これにより河床洗掘の防止、河床安定、落差工周辺の洗掘防止に効果的な落差工群の配置、間隔について検討を行った。

実験ケースⅢ-1は、通常の土砂供給がある場合の水理諸量と河床変動状況を検討した。

実験ケースⅢ-2は、給砂量を半分とした場合であり、さらに実験ケースⅢ-3は、給砂を行わない場合であり、土砂供給量の変化が河道に与える影響について検討した。落差工間の河床勾配は両ケースとも1/200である。

(5) 帯工による湾曲部の河床変動防止効果の検討（実験Ⅳ-1）

河道湾曲部では、外岸側に流れが集中し、局所洗掘が生ずる。また反対に内岸側は堆積状態となり、横断的な変化が著しくなる。そこで、湾曲水路に帯工を設置し、その帯工の設置角度を変えた場合の水理現象と河床変動状況を調べ、洗掘防止対策としての帯工の効果について検討を行った。

実験は、水路の最大曲率部となる断面No.12地点に帯工を1基設置した。さらに、断面No.10およびNo.14地点に帯工（ $\theta = 70^\circ$ ）を2基設置した場合の河床変動防止効果も検討した。

2) 実験方法について

(1) 流量及び下流端水位の設定

通水流量は、現地河川の単位幅流量 q と河床勾配の関係より設定した。下流端水位は、湾曲水路の場合、等流水深となるように設定した。急流及び緩流水路では水路区間を落差工群として想定したため、下流端水位は自由流下状態とさせ、特に設定は行っていない。

(2) 給砂・通水時間について

・急流水路の場合

床止め工は、流砂量と掃流力のバランスを人為的に調節して河道の安定を図るものであると1章で述べた。図-3.1.6に示すように、上流からの供給土砂量が減少すると、河床は供給土砂量に見合うまで低下して、河床勾配は緩くなる（②の線）。初期河床（①の線）に比べて河床の低下量が大きい場合、護岸や橋脚等の河川構造物の維持が困難となるため、床止め工は河床低下量を捕う形で③の線のように河道に設置される。

実験は、河床低下後の勾配を設定し、その河床勾配と単位幅流量に対する流砂量（②の線がこれに相当する）を土研式より求め、これを基に予備実験によって給砂量を決定した。

給砂は、水路上流部の河床高が変化しないように定時的に投入した。

通水時間は、河床波の形成流下及び局所洗掘深等がほぼ安定状態となる2時間を通水した検討を行った。

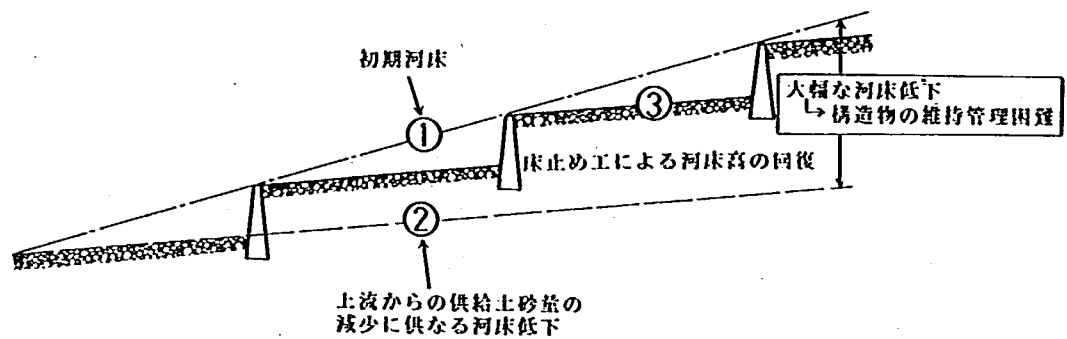


図- 3.1.6

・緩流水路の場合

緩流水路では、浮遊砂が卓越し、河床は短時間で安定状態となる。このため、給砂は行わず、通水時間を1時間として実験を行った。

・湾曲水路の場合

湾曲水路の場合、上流区間が長いことからここを給砂区間として給砂は行っていない。実験は、限界掃流力付近で実施したため、通水時間は河床がほぼ安定状態に達するまで8時間を要した。

3) 測定及び資料整理

水理諸量の測定は河床変動及び床止め工周辺の局所洗掘がほぼ安定した時点で行った。

(1) 水 位

水位の測定は、1mm読みのスケールの先に、ポイントゲージ用の針先を取り付けたスタッフを用いて、模型周辺に設置した基準高と水面との差をレベルで測量する方法とした。計測箇所は、原則として水路上流端から5m下流の地点より2m間隔の各断面と床止め工の上流、直上、下流の各断面の河道中央部とした。測量結果は、水位縦断図としてとりまとめた。

(2) 流 速

流速の測定は、床止め工周辺と床止め工間の河道の流況特性が把握できるように、流速の横断分布及び横断分布及び横断変化を電磁流速計を用いて測定した。測定結果は流向・流速とも流況図に併記した。

(3) 流 況

流況観察は、河床形態が安定したところで上流より染料を投入し、主流線流向等の流れの状況、跳水の発生位置や規模、河床変動の様子及び砂れき堆の形成、移動状況などについて観察し、流況図を作成した。なお、同時に各床止め形状の比較ができるように、初期形状、初期河床、流況、河床変動を写真撮影した。

(4) 河床高

河床高測定は、原則として水路上流5m地点より2m間隔に各断面の河床高を測定するとともに、砂れき堆形状や床止め工による局所的な洗掘箇所の測定も合せて行った。測定は、目盛の付けた鋼材を測定断面

の側壁上において横断方向の距離を求め、縦断方向の距離は、水位の測定と同様に模型周辺に設置した基準高との差より河床高を求めた。測定結果は、河道内の堆砂、洗掘状況および床止め工周辺の局所洗掘、堆積状況がわかるように河床コンター図を作成した。なお、水位縦断図には河床高の平均、最深縦断も併記した。

なお、本章で用いる数値は単位幅流量のみ現地相当で記述することとし、他の実験結果の水理諸量は、原則として模型値を用いることとし、必要に応じて実際河川に相当する値を（ ）書きにした。

3-2 床止め工の平面形状に関する検討

3-2-1 概要

実験は急流河川を対象とした水路に、落差 4 cm (2 m) の落差工を No 7 および No 17 地点の 10 m 間に 2 箇所設置した。落差工間および上下流河道の河床勾配は、1/200 に設定して整形した。高水敷は、落差工上流河道と下流河道のすり付けを落差工下流の護床工区間で行い、この高水敷のすり付け部には洗掘防止のための保護工を設けている。河道断面は 3-1 に述べた A 型断面を使用している。実験は図-3.2.1 に示すように、床止め工の平面形状を直線タイプ (ケース I-1-1)、アーチタイプ (ケース I-1-2) 及び菱形タイプ (ケース I-1-3) の 3 タイプを設定し、各平面形状における流況、河床変動状況を調べ、落差工形状が河道に与える影響について検討を行った。通水流量は、低水満杯流量相当の単位幅流量 $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ と高水流量に相当する $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ の 2 種類を用いた。流量値は、既設床止め工の現況調査結果より単位幅流量 q と河床勾配の関係 (高水流量は計画流量に相当) を求めて設定した。通水時間は河床がほぼ安定状態に達する 2 時間を標準とした。

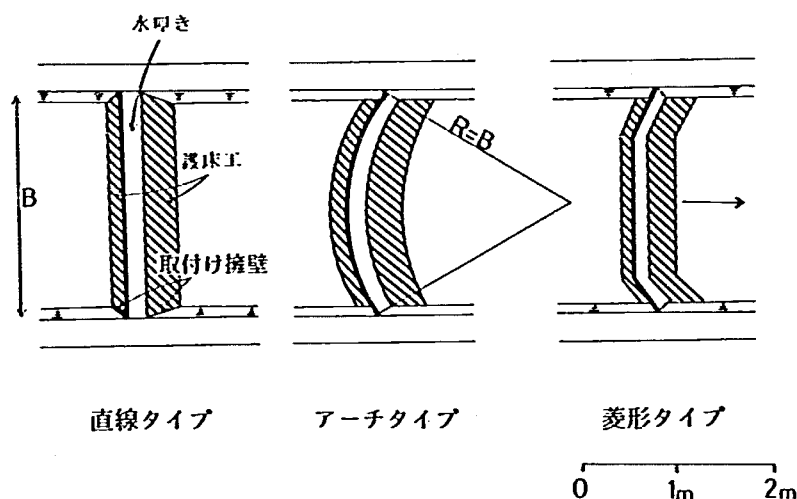


図-3.2.1 検討に用いた床止め工の河道横断形状

3-2-2 実験結果

(1) ケース I-1-1 (直線タイプ, $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)

ケース I-1-1 では、従来用いられている一般的な形状の直線タイプについて流況及び河床変動状況を調べた。直線タイプは、河岸部が直壁となっており、この取付け擁壁は水叩きを含む落差工本体と低水護岸法尻とを護床工間で結ぶ形で設けている。

・水位、流況について

$q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の水位・河床縦断を図-3.2.2 に、流況を図-3.2.3 に示す。落差工の天端では限界水深となっており、この落差工上下流の水位差は 5.5 cm と落差より大きい。このため、落差工間の水面勾配は、約 1/235 と初期河床勾配より少し緩い。落差工間の流況は、低水路内をほぼ一様に流れているが、落差工天端から水叩き上では射流が生じ、護床工部において波状跳水が現われている。波状跳水による水面波は、減勢しつつも下流の落差工まで続いている。さらに、低水路には、高流速によ

って反砂堆の河床波が形成され、そのための水位変動が断続的に生じている。低水路内の流速は、落差工間で60 cm/s程度であり、落差工天端上で約90 cm/s、水叩き上で約125 cm/sである。このときの落差工直下流河岸部の流速ベクトルを図-3.2.4に示す。護床工末端から跳水が発生し、取付け擁壁部ではこの射流の流れが擁壁によって河道中央に向かって曲げられる。このため流れは、落差工から直進する流れと複合し、流水が集中する。この影響によって、低水護岸の前面は剥離域となって写真-3.2.3に示すようにもどり流れが生ずる。

・河床変動状況について

河床高コンターを図-3.2.5に、河床縦断を先の図-3.2.2に示す。落差工間においても掃流力が大きいことから、河床面はUpper regimeの領域となり、平坦で様な河床を形成している。平均河床は、初期河床より約1.0 cm (0.5 m) 低下しているものの、落差工間の河床勾配は、ほぼ初期勾配を保っている。しかしながら、落差工直下流の河岸部では取付け擁壁に沿った流れと直進してきた流れが一緒となって流水が集中した影響により局所洗掘が生じている。4.0 cm (2.0 m) 以上の洗掘領域は、左右岸とも護床工直下流から約50 cm (25 m) 間の低水護岸前面に生じ、その最大洗掘深は8.1 cm (4.05 m) であった。縦断図を見ると、落差工直下流の洗掘の影響は、下流5 m (250 m) のNa12地点まで達していることがわかる。なお、下流側Na7地点の落差工下流の局所洗掘は、上流側落差工直下流より若干小さい。これは上流側落差工周辺の洗掘土砂による供給土砂量が多いことによって、河床が完全に平衡状態となっていなかったためと考えられる。

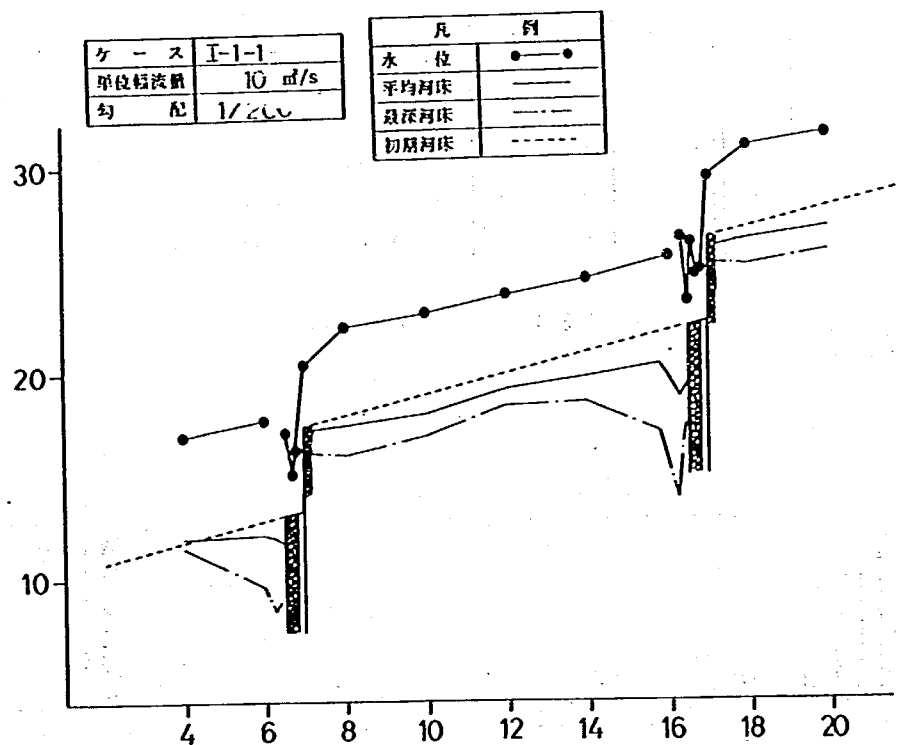
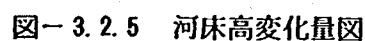
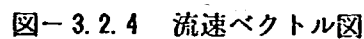
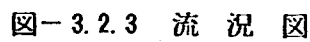
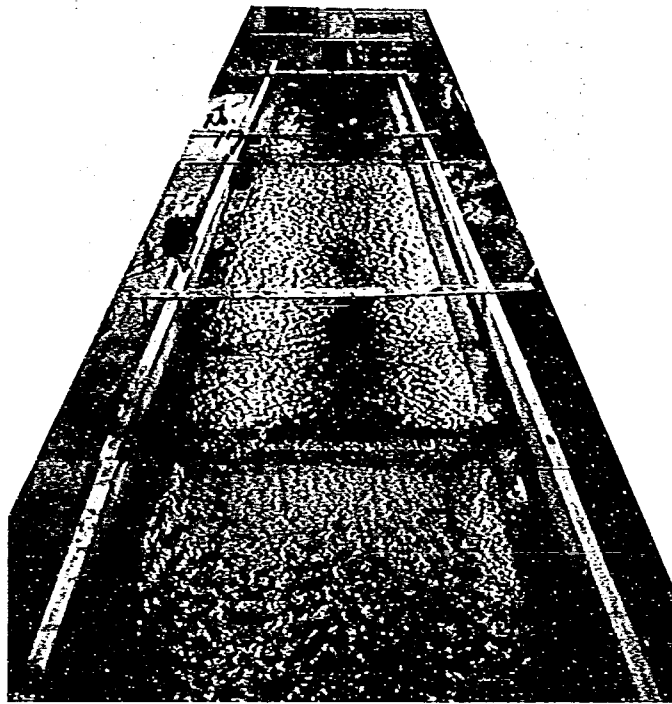
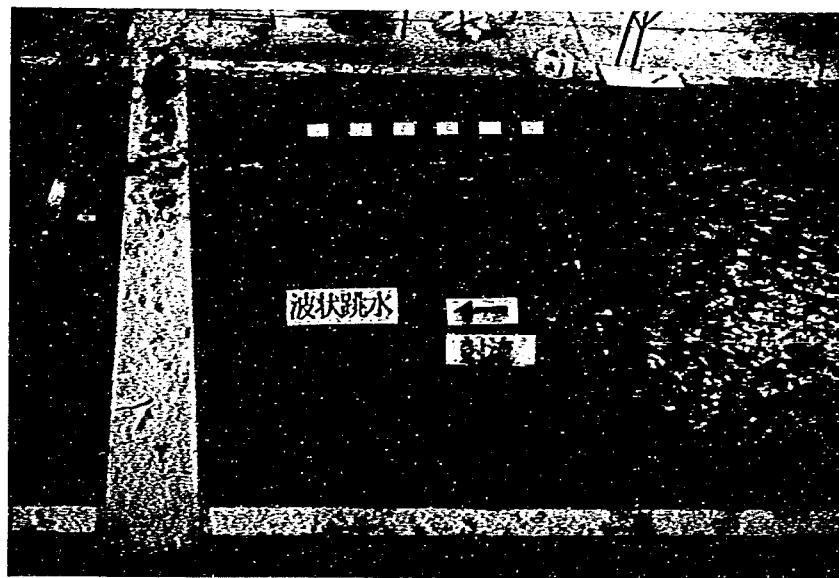


図-3.2.2 水位・河床高縦断図





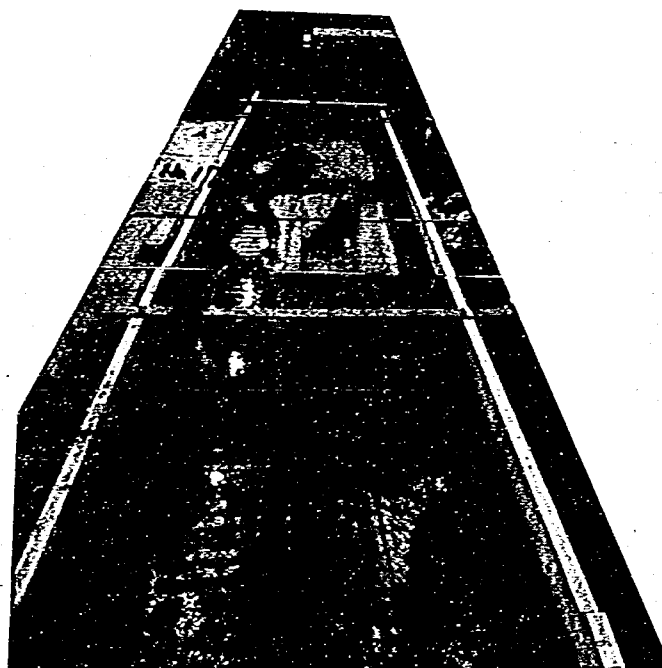
写真－ 3. 2. 1 通水状況（直線タイプ， $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ ）



写真－ 3. 2. 2 №17地点落差工周辺の流況（直線タイプ， $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ ）



写真－ 3. 2. 3 擁壁部周辺の流況（直線タイプ、 $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ ）



写真－ 3. 2. 4 通水後の河床状況（直線タイプ、 $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

(2) ケース I-1-1 (直線タイプ, $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)

・水位、流況について

$q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ の水位・河床縦断を図-3.2.6に、流況を図-3.2.7に示す。10 m^3/s と同様に落差工の天端で限界水深が発生する。落差工直下流付近の洗掘が先の $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合より増大したため、落差工間の水面勾配は約 1/450 と緩くなっている。落差工間の低水路内は、ほぼ一様な流れとなっているものの、護床工縦断の中央部付近より波状跳水が生じ、その水面波が下流に続き、また反砂堆による水位変動が断続的に生じている。高水敷上の流れは、落差工天端が限界水深となることから、落差工周辺で低水路へ落込む流れとなり、その後、落差工下流で跳水を生じた後、低水路の水位が高くなることから、再び高水敷に乗り上がる流れとなる。落込み流れは、落差工上流 2 m 地点の Na19 付近より落差工下流 0.5 m 位置の Na16.5 の区間で発生し、高水敷へ再び乗り上がる流れは落差工下流 Na16~14 の区間で生ずる。この落込み及び乗り上がり流れのため、落差工直下流の Na16.5 ~ 15.5 の区間の高水敷は死水域となっている。低水路内の流速は、落差工間で 95 cm/s 程度であり、落差工天端上で約 125 cm/s、水叩き上で約 150 cm/s である。高水敷上の流速は、約 40 cm/s 程度である。

・河床変動状況について

河床高コンターを図-3.2.8に、河床縦断を先の図-3.2.6に示す。低水路内の河床状況は、ほぼ平坦な河床が形成されているものの、縦断的には落差工直下流の河床が大きく洗掘されて低下し、この影響が Na12 地点付近まで及んでいる。Na12 地点から下流の河床は、平均河床高で 0.5 cm ほど低下して

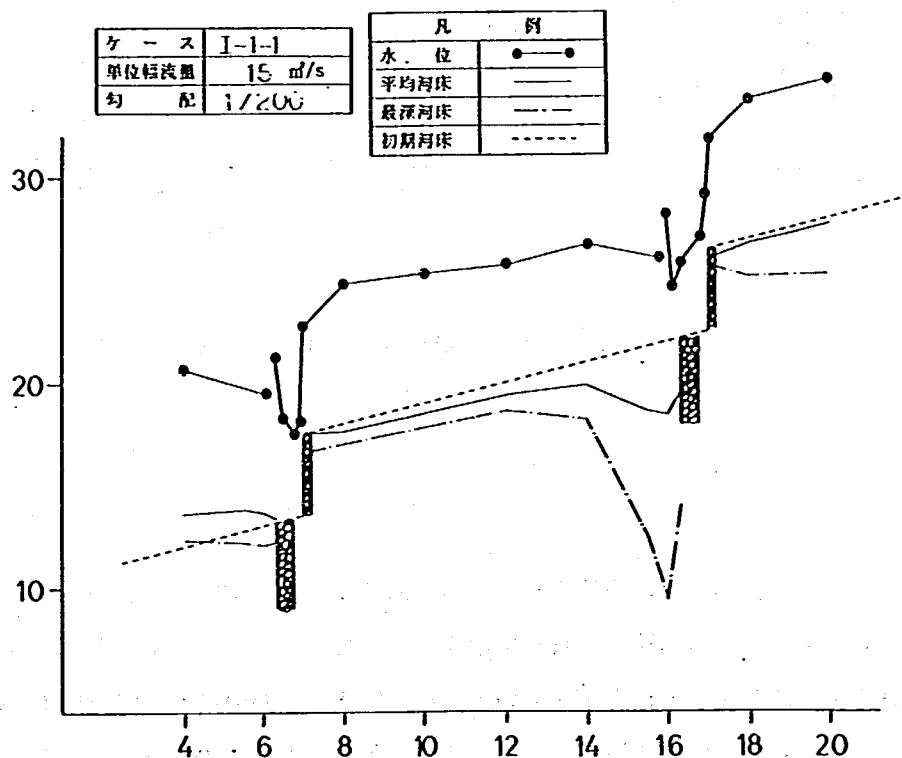


図-3.2.6 水位・河床高縦断図

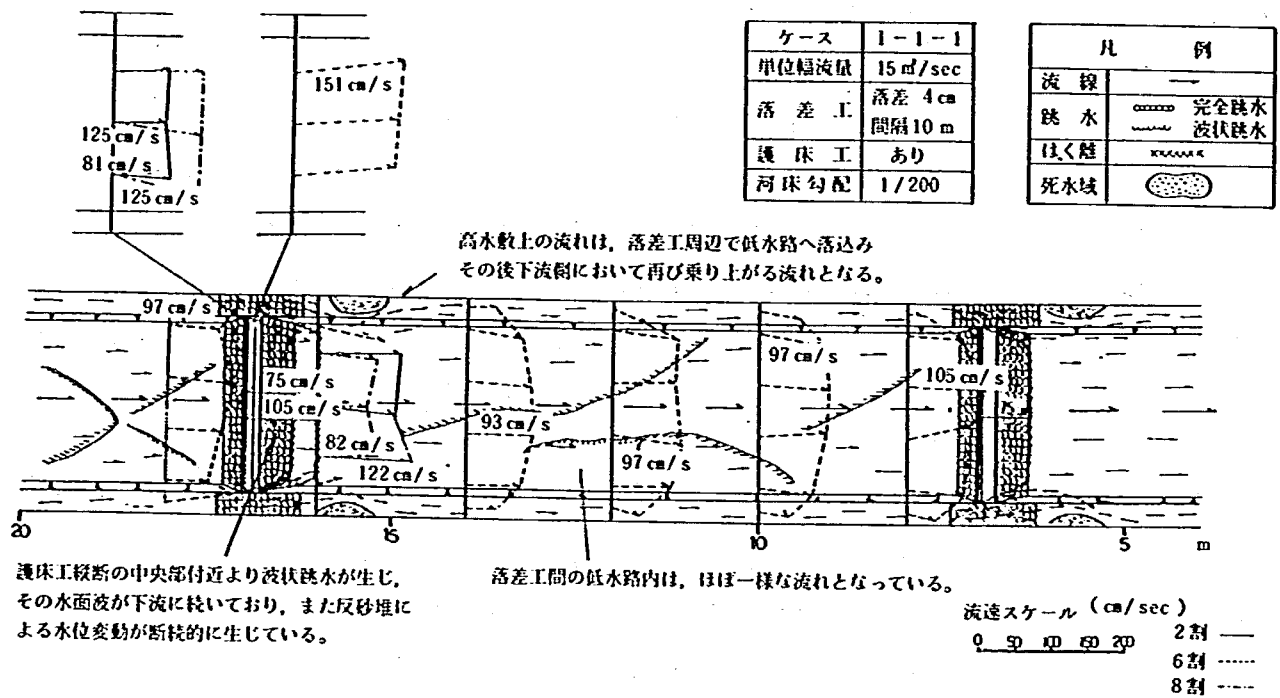


図-3.2.7 流況図

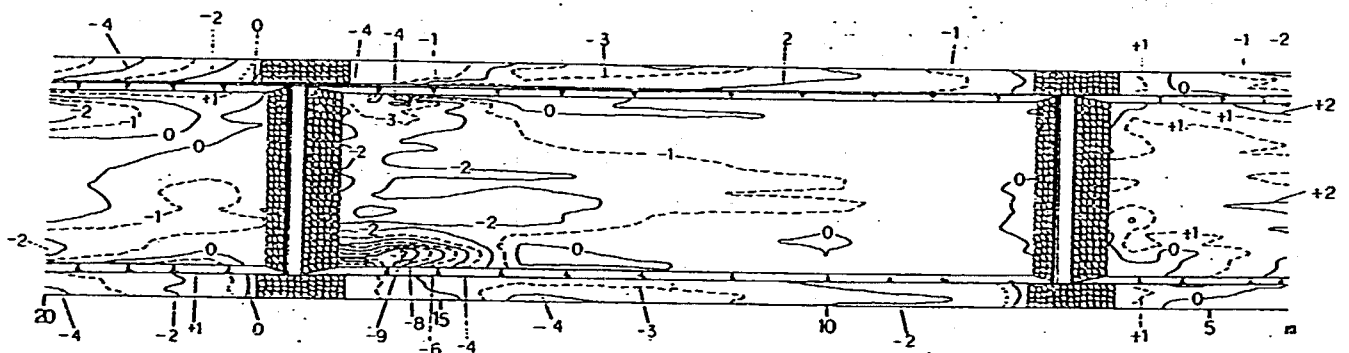


図-3.2.8 河床コンター図(直線タイプ $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$)

いるものの、河床勾配は初期勾配が維持されている。落差工直下流河岸部の局所洗掘は、流量規模が大きくなり、かつ落差工周辺で低水路へ流れが集中する影響によって、 $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ よりも局所洗掘の範囲が増大し、護床工下流 2 m までに広がっている。この局所洗掘部の最大洗掘深は 12.5 cm (6.25 m) となっている。なお、右岸側の局所洗掘が大きいのは、落差工上流で主流がやや右岸側に寄ったためである。高水敷上へ乗り上がる流れが生じた No 16~14 の区間の法肩部には局所洗掘が生じることから、この低水護岸の法肩にも保護工が必要である結果が得られた。

(3) ケース I-1-2 (アーチタイプ, $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)

本ケースは、落差工直下流の河岸沿いに生ずる局所洗掘を軽減させることを目的とし、アーチタイプについて検討した。落差工は、半径 $R = \text{低水路幅 } B$ のアーチ形状とした。また、前ケースで低水護岸の法肩部に洗掘が生ずることが分かったため、本ケースでは法肩に直径 1 cm の 6 号碎石（現地で約 0.5 t ブロックに相当）を法肩工として幅 5 cm、敷厚 2 cm で設置した。

・水位、流況について

$q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の水位・河床縦断を図-3.2.9 に、流況を図-3.2.10 に示す。水位は落差工形状の違いによるものか、前ケース比べて下流ほど高く、No 7 地点の落差工より 1 m 上流の水位は、約 0.8 cm 高くなっている。落差工間の水面勾配は 1/385 である。落差工天端上の流れは、アーチの接線に直角方向に流向を変える。このため、落差工直下流では河道中央部へ集中する流れが生じ、その影響で河岸部に剥離域が発生している。落差工天端から水叩き上では射流が生じ、波状跳水が護床工上でアーチ状の平面と同じ形状で現われている。このときの落差工直下流の河岸部の流速ベクトルを図-3.2.11 に示す。落差工直下流の流れは、河道中央部は下流へ直進する。しかし、落差工地点の河岸部寄りの流水は、落差工の平面形状の影響を受け、河道中央へ向う傾向が強くなる。このため、護床工直下流では河道中央に流れが集中する傾向が見られ、河岸部は剥離域となってもどり流れが生じている。低水路内の流速は、全体に河道中央部の流速が速くなる傾向を示す。この河道内の流速は、落差工間で 60 cm/s 程度、落差工天端上で約 80 cm/s、水叩き上で約 120 cm/s である。

・河床変動状況について

河床高コンターを図-3.2.12 に、河床縦断を先の図-3.2.9 に示す。落差工間の河床状況は、アーチ状の落差工による河道中央への流水の集中のため、落差工下流の護床工を底辺とした扇状に河道中央部が低下し、この洗掘が下流へ続いている。縦断的な平均河床高でも No 16 ~ No 10 間の河床が低下しており、河床勾配は初期河床より緩くなっている。しかしながら、流れがほぼ一様となる No 10 ~ No 7 地点の間は、初期河床が保たれている。落差工直下流に生ずる局所洗掘は、護床工下流が全面的に低下して、護床工自体に沈下及び崩落が生ずる状況となっている。局所洗掘部の最大洗掘深は 6.0 cm であり、その位置は左岸寄りとなっている。その一方で剥離域となる河岸部には、護床工端から約 2 m、幅は最大で 25 cm の範囲に土砂が堆積する結果が得られた。

(4) ケース I-1-2 (アーチタイプ, $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)

本実験では、高水敷上の流況を把握することを目的として、流況観察のみを行った。この結果は、下記に示すとおりである。落差工周辺の流況は、先の $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合と同様に、落差工直下流部で河道中央へ集中する流れとなる。落差工天端から水叩き上で射流が発生するため、高水敷上の流れは、落差工直上流付近から直下流付近で低水路内に落込む流れが生じ、その後落差工下流で再び高水敷へ乗り上がる現象が見られる。落差工直下流では、先に述べたように流水が河道中央へ集中するため、高水敷へ再び乗り上がる位置は前ケースよりもやや下流へ移動し、No 15.5 ~ No 14 地点の区間で生ずる。跳水位置及びその形状は $10 \text{ m}^3/\text{s}$ とほぼ同様の規模である。

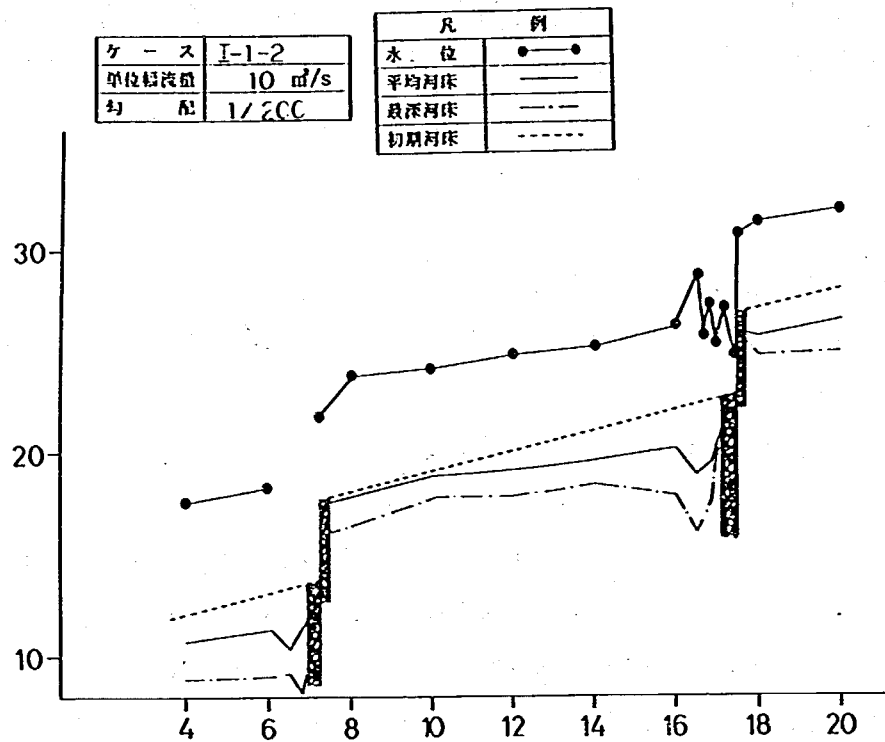


図- 3.2.9 水位・河床高縦断面図

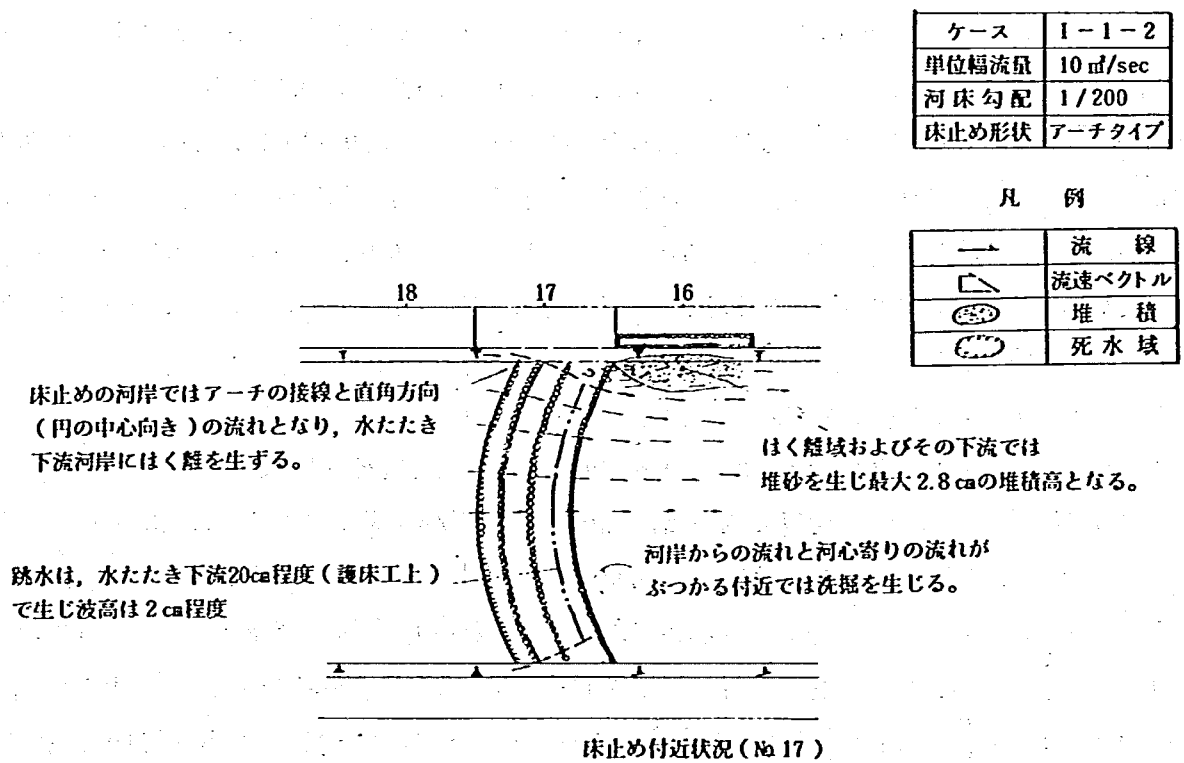


図- 3.2.10 流 況 図

ケース	1-1-2
単位幅流量	10 m ³ /s
河床勾配	1/200
床止め形状	アーチタイプ

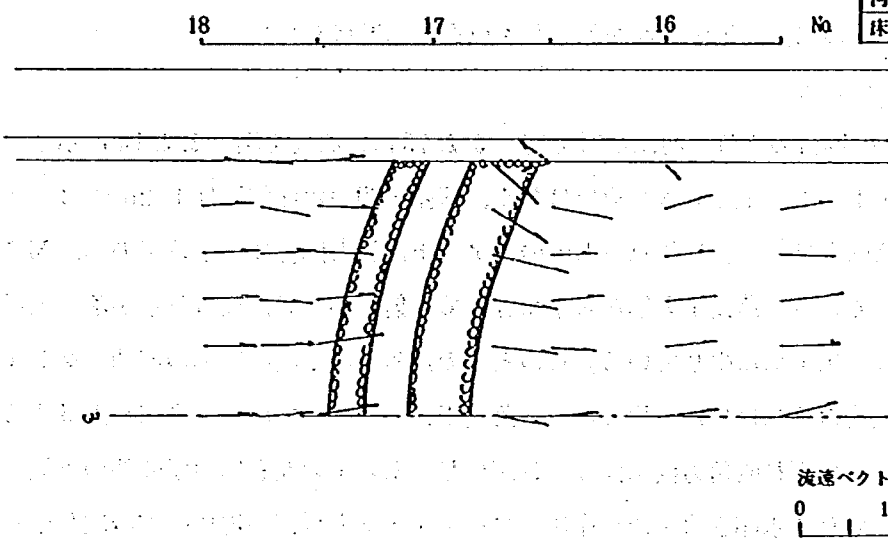


図- 3.2.11 流速分布図

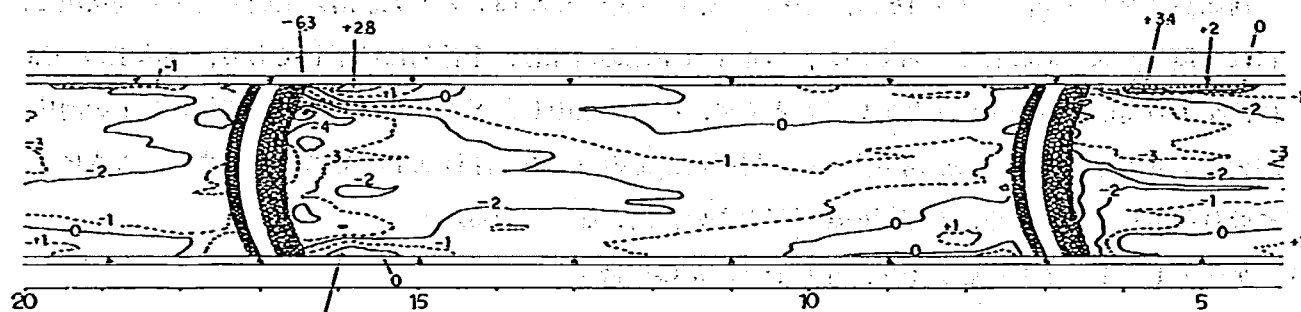


図- 3.2.12 河床コンター図 (アーチタイプ, $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$)

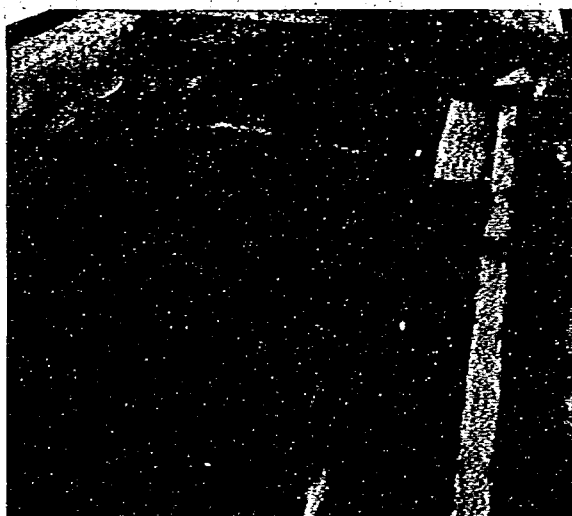


写真- 3.2.5 河岸部の流況 (アーチタイプ, $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$)

(5) ケース I-1-3 (菱形タイプ, $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)

ケース I-1-3 では菱形タイプとした場合の流況及び河床移動状況について調べた。落差工は $R = B$ の弧を 4 等分した点の内、河道中央部を除いた 4 点を結ぶ形状とした。

・水位、流況について

$q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の水位・河床縦断を図-3.2.13 に、流況を図-3.2.14 に示す。河道中央部の水位は先のケース I-1-1 と大きな違いはなく、落差工間の水面勾配は $1/260$ であった。落差工間の流れは、低水路内をほぼ一様に流れるものの、アーチ形状と同様に、落差工の下流部で河道中央に集中する流れが生じている。落差工天端から水叩き上では射流が生じ、波状跳水が落差工平面形状と同じような菱形形状で護床工部に生じている。このときの落差工直下流河岸部の流速ベクトルを図-3.2.15 に示す。落差工上流の流れはほぼ一様であり、落差工天端において河道中央部を直進する流れと河岸部の屈曲した部分にそれぞれ直角方向に向う流れが生じ、落差工の左右岸の屈曲部の下流で河道中央に流れが集中する。このため水叩き直下流河岸に、アーチタイプとはほぼ同規模の剥離域が生じている。低水路内の流速は落差工間で 60 cm/s 程度、落差工天端上で約 85 cm/s 、水叩き上で約 130 cm/s であった。

・河床変動状況について

河床高コンターを図-3.2.16 に、河床縦断を先の図-3.2.13 に示した。落差工間の河床変動状況は、ほぼ平坦な河床を形成しているものの、落差工直下流の河床は、全体的に低下しており、護床工の一部には沈下や崩落する現象が生じている。とくに、流水が集中した落差工の屈曲部の下流側延長上の河床が大きく低下し、護床工の崩落も大きい。局所洗掘部の最大洗掘深は 9.1 cm であった。また、流水にやや偏りが生じていたため、左岸側の洗掘が大きい傾向となっている。

(6) ケース I-1-3 (菱形タイプ, $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)

本ケースは、アーチ形状と同様に高水敷上の流況を把握することを目的として、流況観察のみを行った。これによると、落差工直下流で河道中央へ集中するものの、No. 15.5 地点付近から下流ではほぼ一様な流れとなって流下する。高水敷上の流れは、ケース I-1-3 の $15 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合と同様に落差工直上流付近から低水路内へ落込む流れが生じ、落差工下流側で再び高水敷へ乗り上がる流れが生ずる。この落込み及び乗り上がりが生ずる位置は、ほぼアーチタイプと同様である。跳水は、 $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ とほぼ同様の規模及び位置で生じていた。

ケース	I-1-3
単位幅流量	10 m ³ /s
勾配	1/200

凡	例
水位	●—●
平均河床	—
最深河床	- - -
初期河床	· · ·

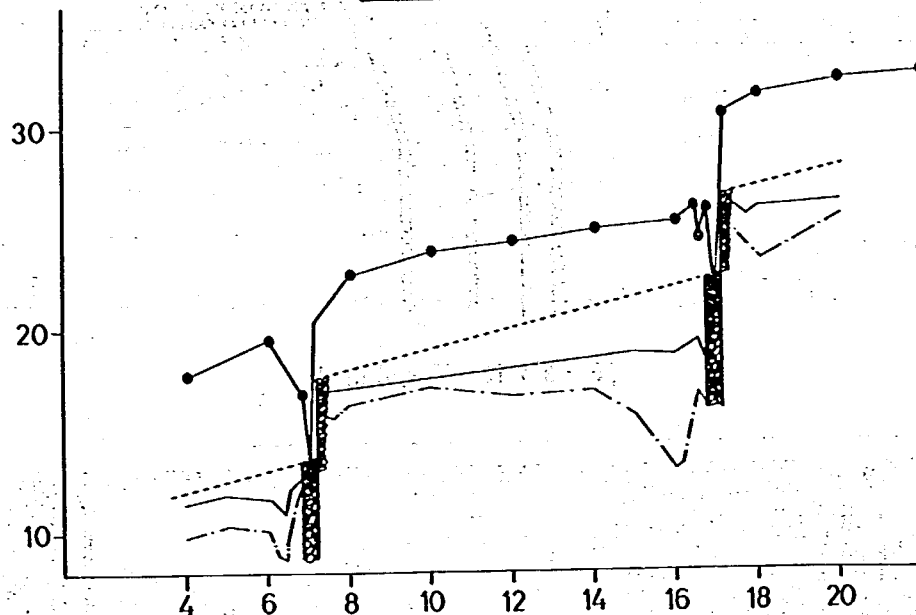


図- 3.2.13 水位・河床高縦断面図

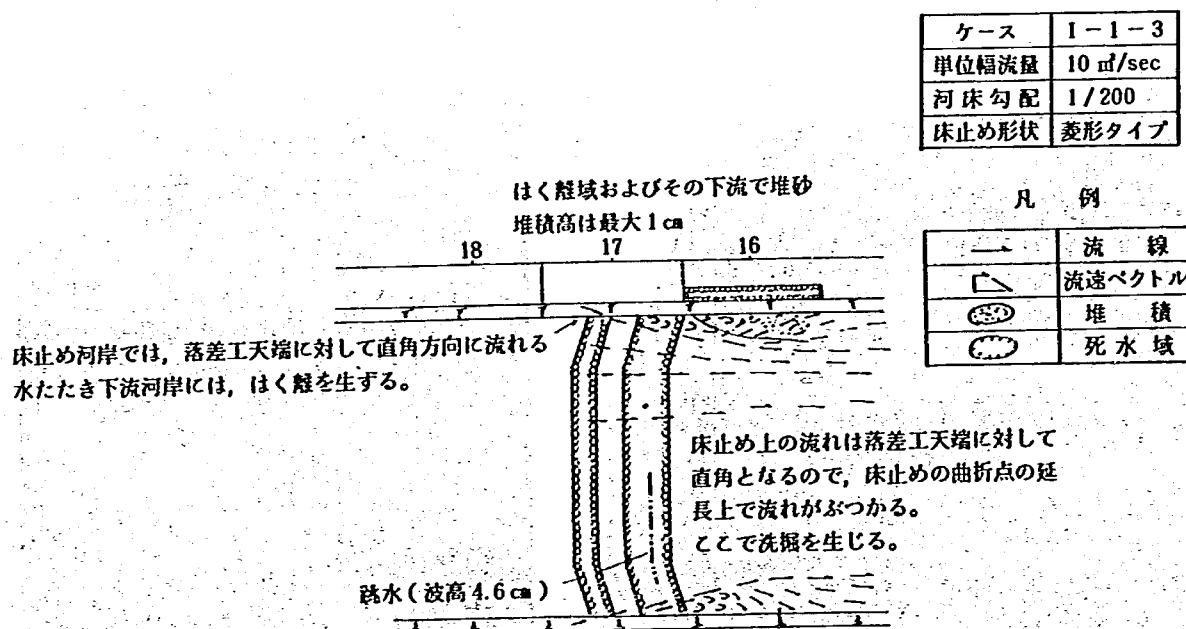


図- 3.2.14 流況図

ケース	1-1-3
単位幅流量	10 m ² /sec
河床勾配	1/200
床止め形状	菱形タイプ

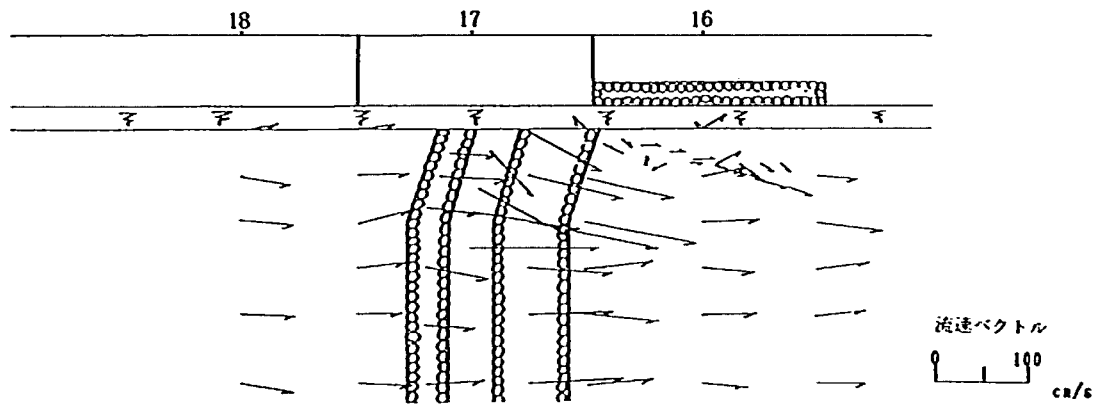


図- 3. 2.15 流速分布図

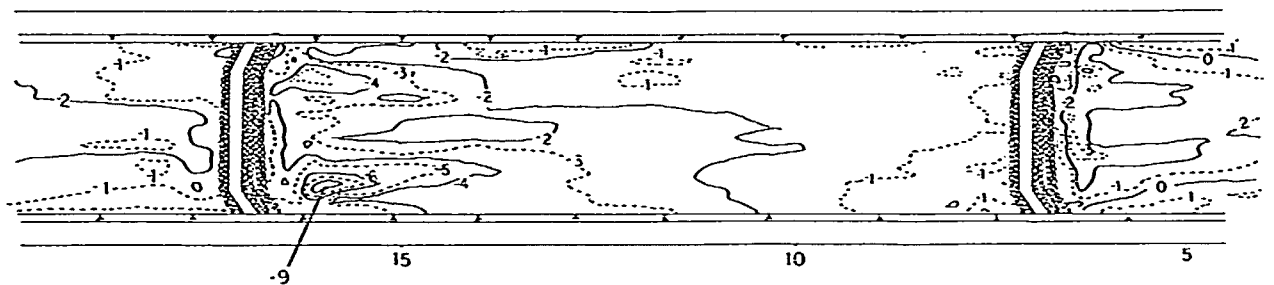


図- 3. 2.16 河床コンター図(菱形タイプ, $q = 10 \text{ m}^2/\text{s}$)

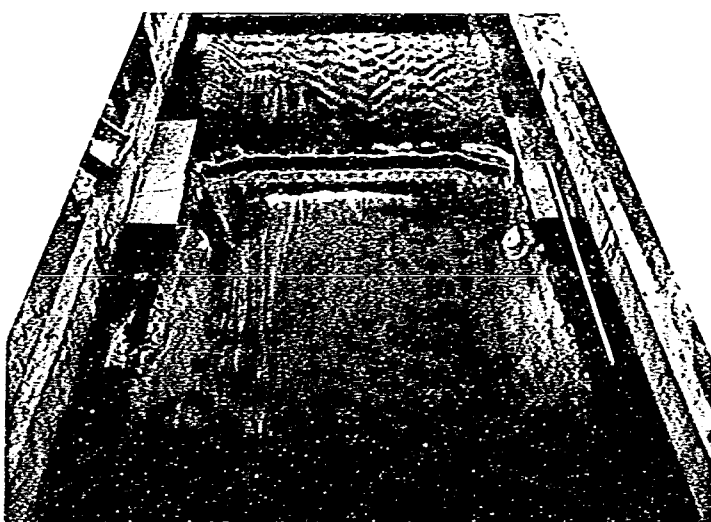


写真- 3. 2. 6 落差工下流の流況
(ヒシ形タイプ, $q = 10 \text{ m}^2/\text{s}$)

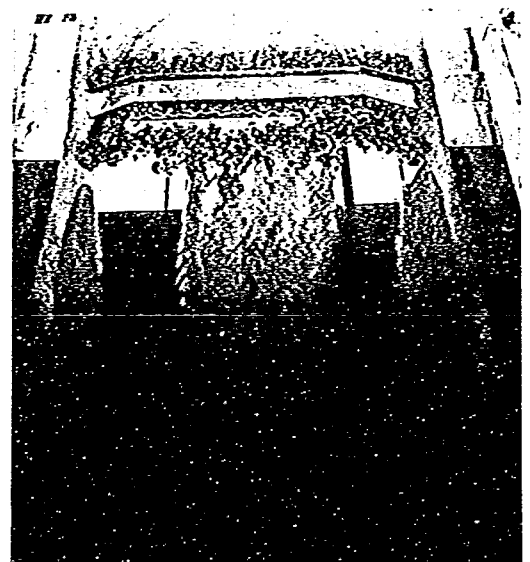


写真- 3. 2. 7 通水後の河床状況
(ヒシ形タイプ, $q = 10 \text{ m}^2/\text{s}$)

3-2-3 実験結果のまとめ

床止め工周辺の局所洗掘を軽減させるための効果的な平面形状について検討した。しかしながら、各形状とも落差工直下流で局所洗掘が生じ、維持管理等の面で問題が残されていることが明らかとなった。これらの主要な結果をまとめると以下のようである。

- (1) 直線タイプは、河岸の取付け擁壁の取付け角に沿って河道中央へ向う流れと落差工を直進する流れが集中することにより、落差工直下流の低水護岸前面に局所洗掘が生ずる傾向となる。
- (2) アーチタイプは、流水を落差工天端上でアーチの接線に直角方向に流向を変える作用が生ずる。このため、落差工を流下した流れは、河道中央へ集中することにより、この地点の洗掘が増大し、とくに護床工の維持に問題があることが明らかとなった。
- (3) 菱形タイプは、アーチタイプと同様に、河岸部の落差工天端上で流向を変えるため、左右岸の河岸沿いの屈曲部の下流側に流れが集中し、ここに局所洗掘が生じる。よって、アーチタイプと同様に護床工の維持が問題となろう。
- (4) 以上の結果より、直線タイプは河岸部が局所洗掘を受ける傾向にあり、アーチタイプ・菱形タイプは河岸部の洗掘は防止されるものの、河道中央部の洗掘が増大し、護床工の維持に難点があることが明らかとなった。このため、一般的な落差工の場合、アーチタイプ、菱形タイプは広範囲な護床工の布設を必要とするため得策でないと考えられる。

3-3 取付け擁壁形状に関する検討

3-3-1 概 要

床止め工の平面形状に関する検討結果より、落差工間の河床変動が少なく、かつ護床工直下流付近の局所的な河床変動も比較的少ない平面形状は、直線タイプであることが明かとなった。しかしながら、この直線タイプにおいても取付け擁壁に沿う流れにより、落差工直下流の河岸部に流れが集中して洗掘が生じ、護岸や護床工の維持等に依然として問題が残されている。そこで、取付け擁壁周辺における流水の集中や乱れを少なくし、かつ局所洗掘が軽減される取付け擁壁形状について検討を行った。実験は、取付け擁壁部の形状を修正して、流水をなめらかに流してやることにより、洗掘の軽減を図ることとした。この際に施工性や経済性を考慮することにした。

実験は、先のケースⅠ-1-1と同じ水理条件のもとで行った。実験に用いた取り付け擁壁形状とその諸元は、図-3.2.19、表-3.2.1に示すように、まず取付け擁壁の取付け角度を小さくした緩和タイプ（ケースⅠ-2-1）について調べた。次に、直壁区間を長くして流水の減勢を図った直壁Aタイプ（ケースⅠ-2-2）について調べ、さらに、直壁タイプを改良して、取付け擁壁前面に根固め工を設けた直壁Bタイプ（ケースⅠ-2-3）について調べた。これらの結果より、急流河川に適した取り付け擁壁形状について検討を行った。

いっぽう、急流河川の実験結果をもとに、緩流河川に適した取り付け擁壁の形状についても検討した。実験は緩流水路を用い、先の急流河川で検討した緩和タイプの落差工を設置した場合（ケースⅠ-3-1）について検討した。さらに、これらの実験結果をもとに、河岸部の洗掘防止対策として、根固め工を設置した場合（ケースⅠ-3-2）の効果について検討を行った。実験は $q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ と $10 \text{ m}^3/\text{s}$ の2種類を通水して検討を行った。

なお、落差工本体と低水護岸のすり付け部に直立の擁壁を用いた理由は以下による。

安芸、佐藤は、鴨川に設ける落差工下流の河岸部の形状を改良し、河岸部の洗掘軽減を図った模型実験を行っている。この実験は、3種の流量（低水、中水、高水）について、5種類の平面形状の異なる落差工上下流の洗掘状況について調べている。各形状の実験結果は、表-3.2.2~3のようにまとめられ、河道部の洗掘を軽減するには、落差工下流の河岸部に生ずる渦動流を減少させれば良いとしている。そして、落差工地点において、2割勾配で上下流護岸を徐々に垂直にさせてすり付けたタイプⅥが、河岸部の洗掘を最も少なくさせることが実験によって明らかにされている。しかし、この形状は施工性、経済性の検討が不足しており、一般的に広く普及しなかったようである。

「構造令」は落下水による護岸の破壊を防止する観点から、取付け擁壁形状をタイプⅥの護岸と直壁のすり付けを単純化した形状（ケースⅠ-1-1で採用）とタイプⅣの2種類を設定している。ただし、タイプⅣでは流量規模が大きい場合、かえって河岸部の洗掘を助長するため、中小河川での適用としている。

以上より、水叩き上河岸部の擁壁は直立擁壁とした。なお、低水護岸とのすり付けは、図-3.2.20に示すように斜面状にすることができる。しかし、この場合落差工直下流で生ずる高速流がこの斜面を登って低水護岸に沿って流れ、長い区間で高流速が生ずる可能性があるため、構造物の安定性に不安が残る。よ

って、低水護岸とのすり付けも直立擁壁を基本とし、実験はこの擁壁の設置位置の改良を行う形で行った。

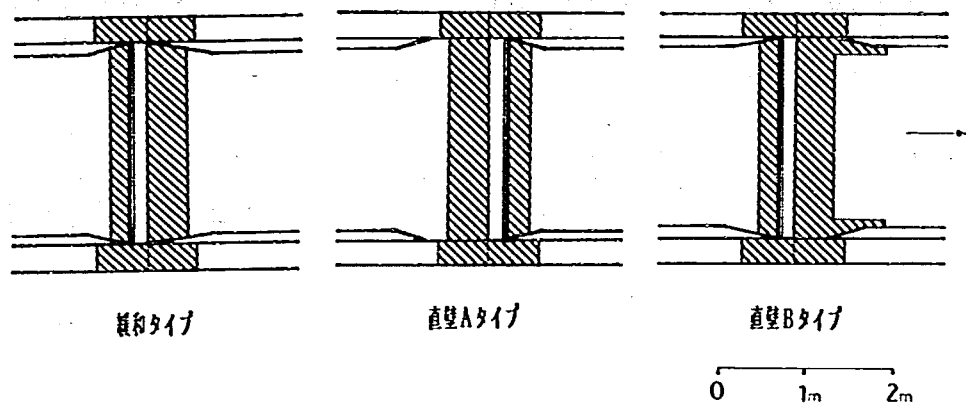


図- 3.2.19 検討に用いた床止め工の形状

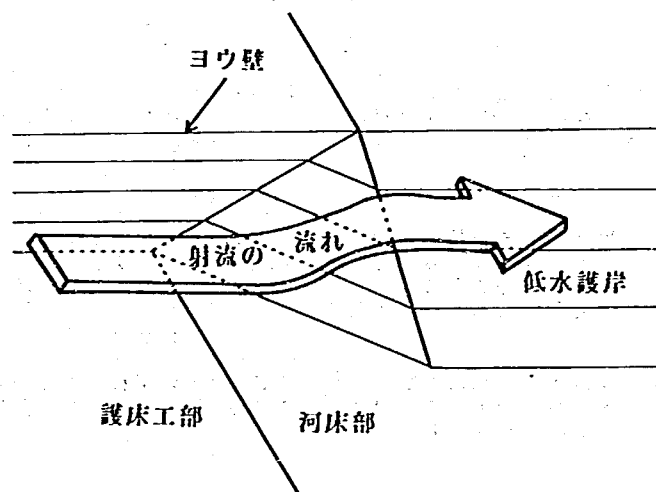


図- 3.2.20

表- 3.2.1 床止め工の諸元

ケースNo.	落差工形状	流量 m ³ /s	水叩き長 cm	上流護床 工長 cm	下流護床 工長 cm	ヨウ壁取 付け角	直壁長 cm
I-2-1-a b	緩和タイプ	10	20	34	17	12°	20
		15	20	46	23	12°	20
2-a b	直壁Aタイプ	10	20	34	17	30°	90
		15	20	46	23	30°	90
3-a b	直壁Bタイプ	10	20	34	17	12°	54
		15	20	46	23	12°	66
I-3-a b	緩和タイプ	6	20	20	30	12°	20
		10	20	20	30	12°	20

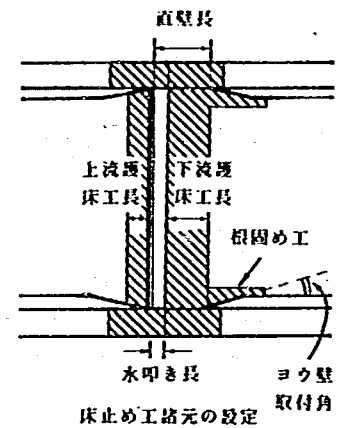
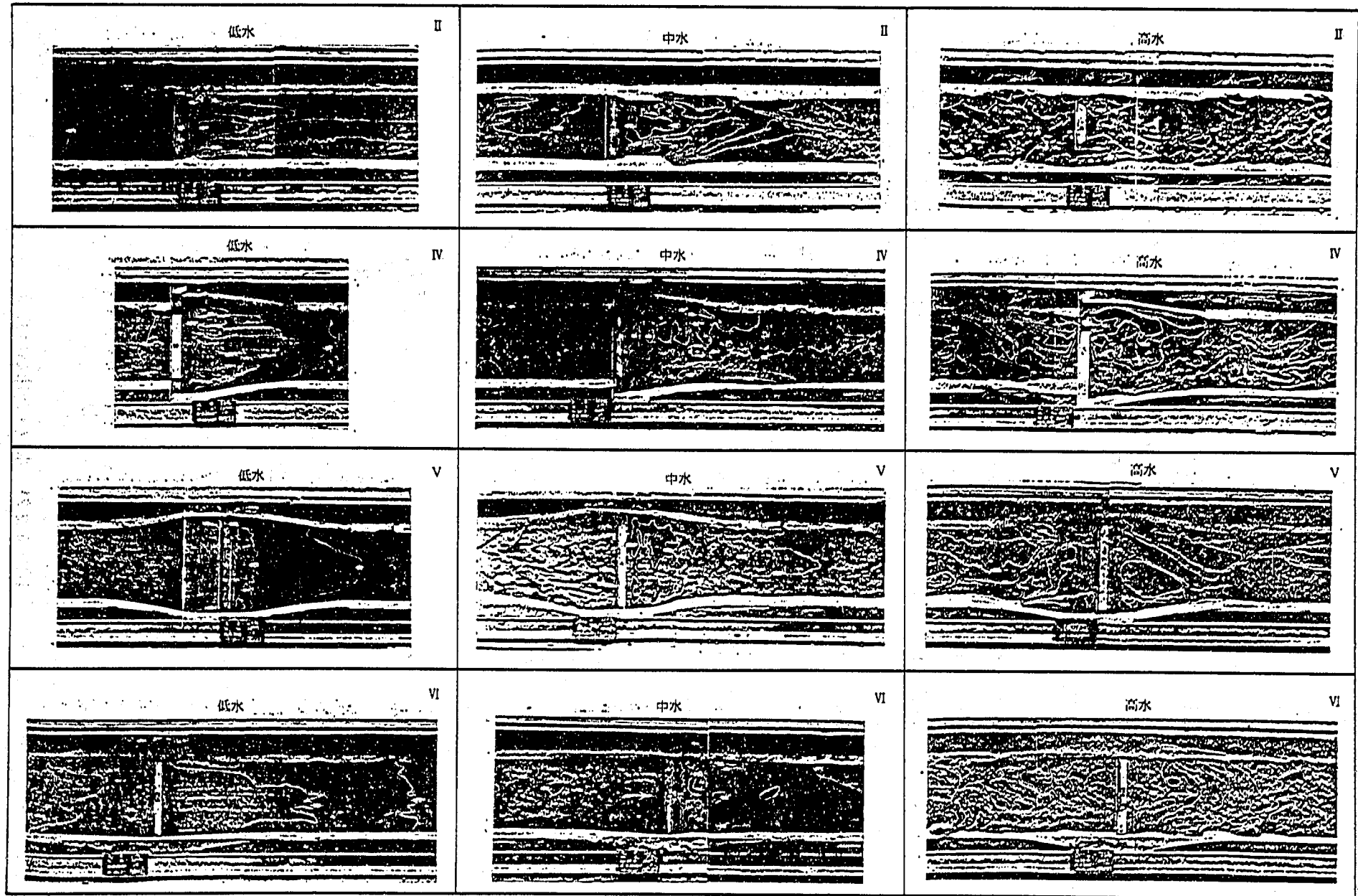


表- 3.2.2 実験結果のまとめ

低水3.9 l/sec 中水33.8 l/sec 高水101.5 l/sec

	平面形状	水 流 の 状 態	洗 掘 の 状 態
II		- 床止め工のところで護岸が1:2 (緩傾斜) なので渦動流 (水平渦) を生じ、直下流の淵部侵食の原因となる。(中・低水) - 高水るとき渦はなくなる。	- 中・低水るとき淵部洗掘が著しい、床止直下の護岸が洗われる恐れあり。 - 高水るときは、洗掘の心配はあまりない。
IV		- 段落ヶ所で不連続に河幅増大するため水流も不連続となり大きな渦動流を生じ、淵部洗掘を起こす。 - 高水でもなお水流は乱される。	- 中水以下では上流護岸延長上に洗掘穴を生ずる。 - 水叩下流部沈床下部に洗掘の恐れあり。 - 高水でも沈床の下部洗掘。
V		水深はあまり乱れない。ただし、床止のある場所で射流の勢は小さくなるが下流部に堆積を生じる。	- いずれの水位でも洗掘穴は生じない。 - 床止下流中央部に土砂の堆積の恐れあり。
VI		水深はあまり乱れない。	- いずれの水位でも洗掘穴は生じない。 - Vに比べ単位幅当りの射流の勢力が強く、沈床下流部は洗掘される。但し、下流部護岸は洗われない。

表-3.2.3 河床の変動状況



3-3-2 実験結果

1) 急流河川に対する検討

(1) ケース I-2-1・a (緩和タイプ, $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)

先のケース I-1-1 の実験結果より、護床工直下流河岸沿いの局所洗掘は、取付け擁壁の取付け角度が大きいため、取付け擁壁に沿った流れと直進してきた流れが護床工直下流付近で集中するために生じることが明らかとなった。そこでケース I-2-1 では、上下流の取付け擁壁の取付け角度を小さくして、流水の集中を緩和させる案 (緩和タイプ) の検討を行った。擁壁の取付け角度は、ケース I-1-1 ($q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$) の取付け角の半分の 8 度とした。

・水位、流況について

$q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の水位・河床縦断を図-3.2.21 に、流況を図-3.2.22 に示す。落差工間の水位及び水面勾配は、先のケース (I-1-1・a) と大差ない。また、落差工間の流れもほぼ一樣な流れとなっている。落差工地点では、落差工天端から護床工の縦断方向中央付近にかけて射流が生じている。このため河岸部では先のケースと同じように取付け擁壁によって、河道中央の方向に向う流れが依然として生じ、低水護岸沿いには剥離する状況が見られる。剥離域の長さは、先のケースと同様に約 0.8 m (40 m) 程度見られ、河岸沿いの剥離域内には、逆流が生じている。取付け擁壁の取り付け角度が変わったことにより、跳水位置が全体にやや下流へ移動している。落差工間の流速は約 60 cm/s であり、上流側落差工地点では主流がやや右岸側によっている。しかし、落差工を流下した後は、整流されてほぼ一樣な流れとなっている。

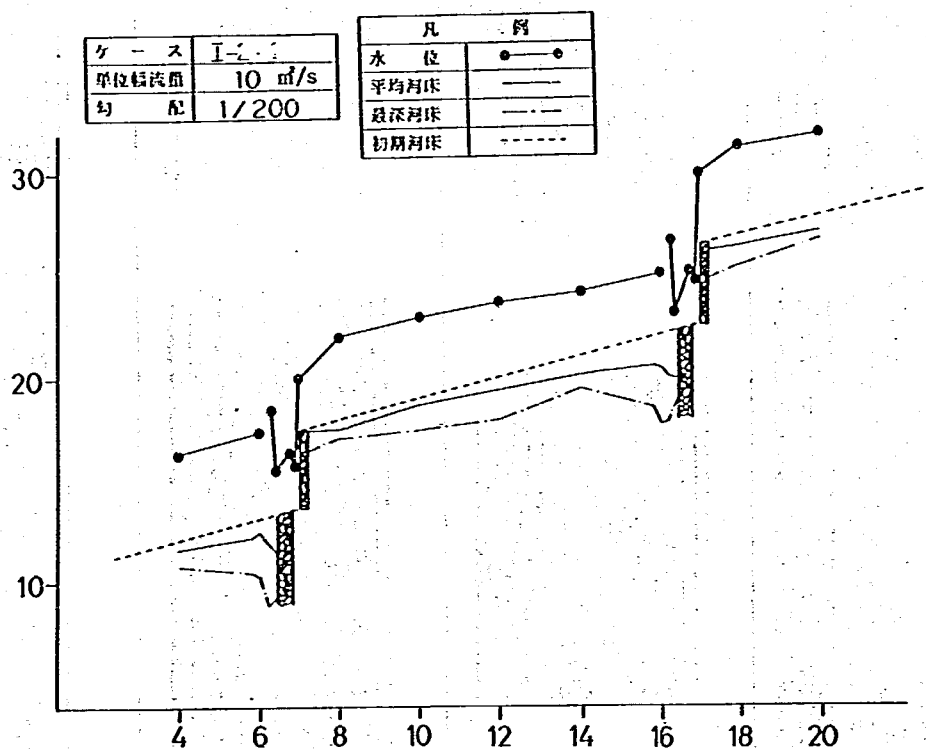


図-3.2.21 水位・河床高縦断図

・河床変動状況について

河床高コンターを図-3.2.23に、河床縦断を先の図-3.2.21に示す。落差工間の河床は、先のケース(1-1-1・a)と同様にほぼ平坦な河床を形成している。落差工間の河床勾配及び平均河床高も、先のケースと同様である。落差工直下流の洗掘領域は、落差工上流で主流がやや右岸側へ偏ったため、この右岸側に洗掘が大きく生じている。また、取付け擁壁に沿った流れと、落差工から直進してきた流れが集中する位置に局所洗掘が発生している。局所洗掘の生じた範囲は先のケースより軽減され、最大洗掘深も4.8cm(2.4m)と半減したものの、依然として河岸部に局所洗掘が生ずる結果となった。

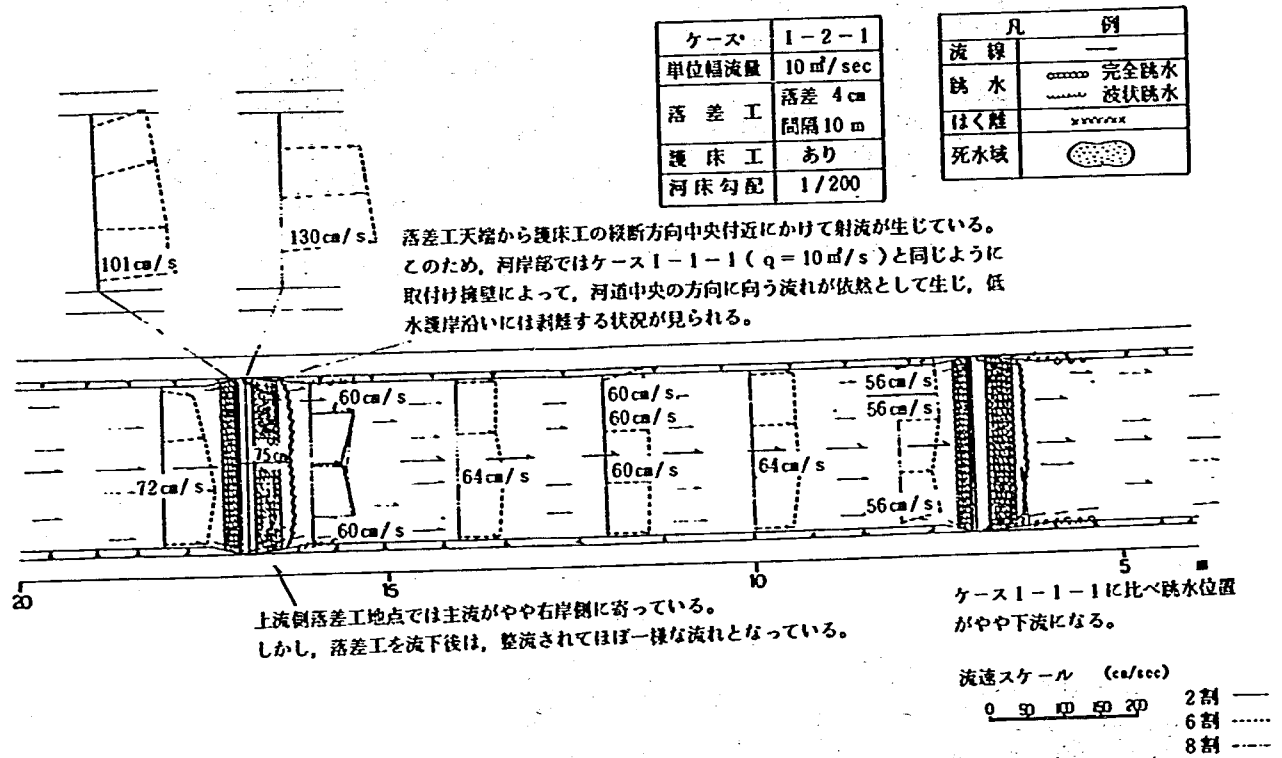


図-3.2.22 流況図

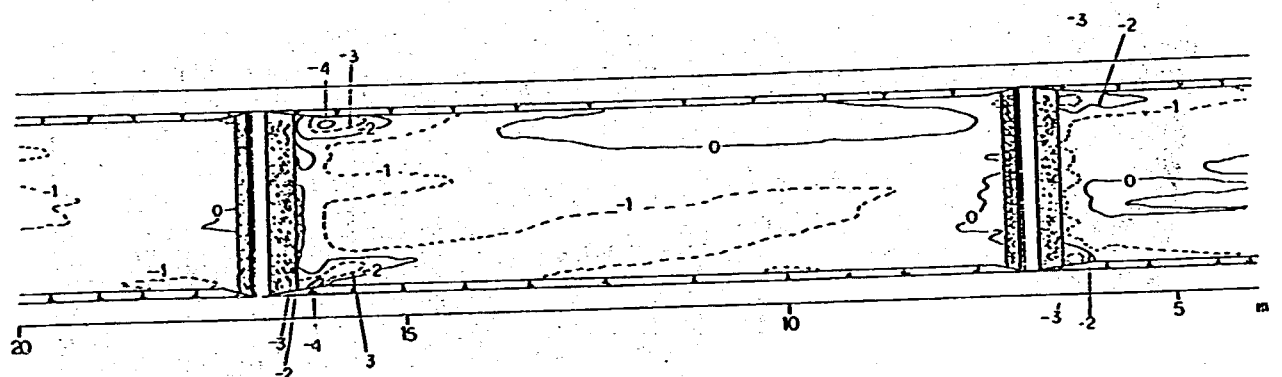
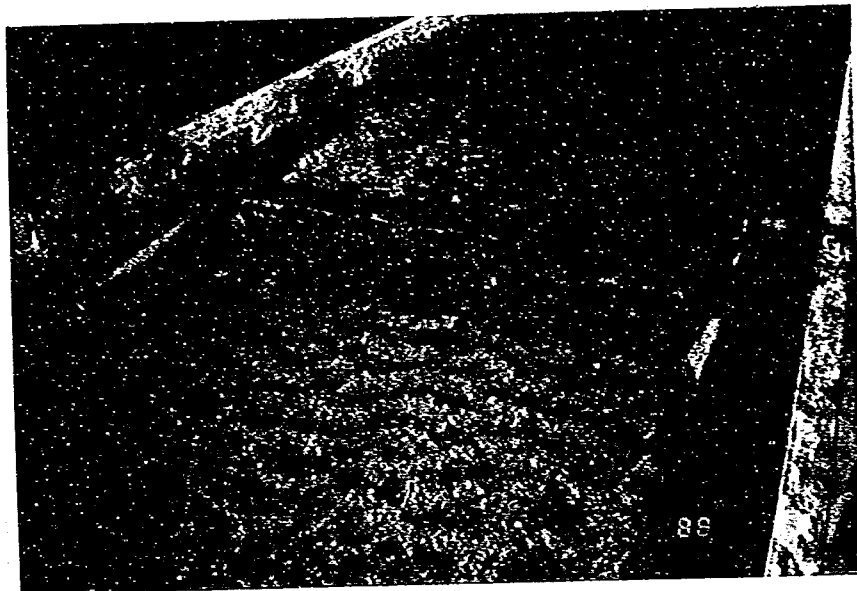
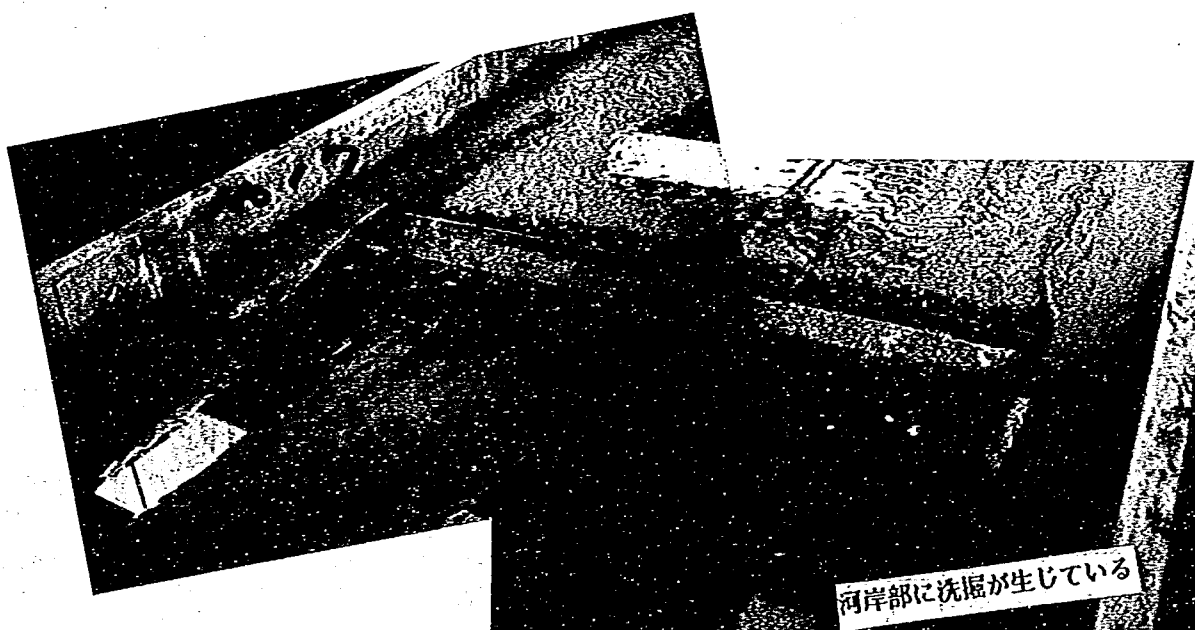


図-3.2.23 河床コンター図(緩和タイプ, $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$)



写真－3.2.8 落差工周辺の流況（緩和タイプ， $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ ）



写真－3.2.9 通水後の河床状況（緩和タイプ， $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

(2) ケース I-2-1・b (緩和タイプ, $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)

・水位、流況について

実験結果の水位・河床縦断を図-3.2.24に、流況を図-3.2.25に示す。落差工間の水面勾配は1/250であり、この水位及び水面勾配は先のケース(I-1-1・b)とほぼ同じである。落差工間の流れは、先のケースとほぼ同様の流況を示し、低水路内をほぼ一様に流れている。高水敷上の流れは、落差工地点上流付近から低水路内へ落込む流れが見られ、落差工下流で再び乗り上がる現象が生ずる。落込み及び乗り上がりが生ずる位置は先のケースと変らない。低水路内の流速は、落差工天端上で約130 cm/s、落差工間で85 cm/s程度となっている。

・河床変動状況について

河床高コンターを図-3.2.26に、河床縦断を先の図-3.2.24に示す。落差工間の河床は、護岸工直下流で一様に深く掘れ、さらに左右河岸沿いに洗掘が生じている。落差工間の河床勾配は、No 8~No 12の間で約1/250と先のケース(I-1-1・b)と大差無いものの、平均河床高は先のケースより若干低い。落差工直下流河岸部の局所洗掘は、取付け擁壁の取付け角度を緩和させたことによって、洗掘範囲が減少した。しかし、最大洗掘深は12.6 cm (6.3 m)と先のケースと変りなかった。よって、 $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ と同様に取付け擁壁部直下流の河岸沿いに局所洗掘が生じ、護岸及び護床工の維持に問題が残されるようである。

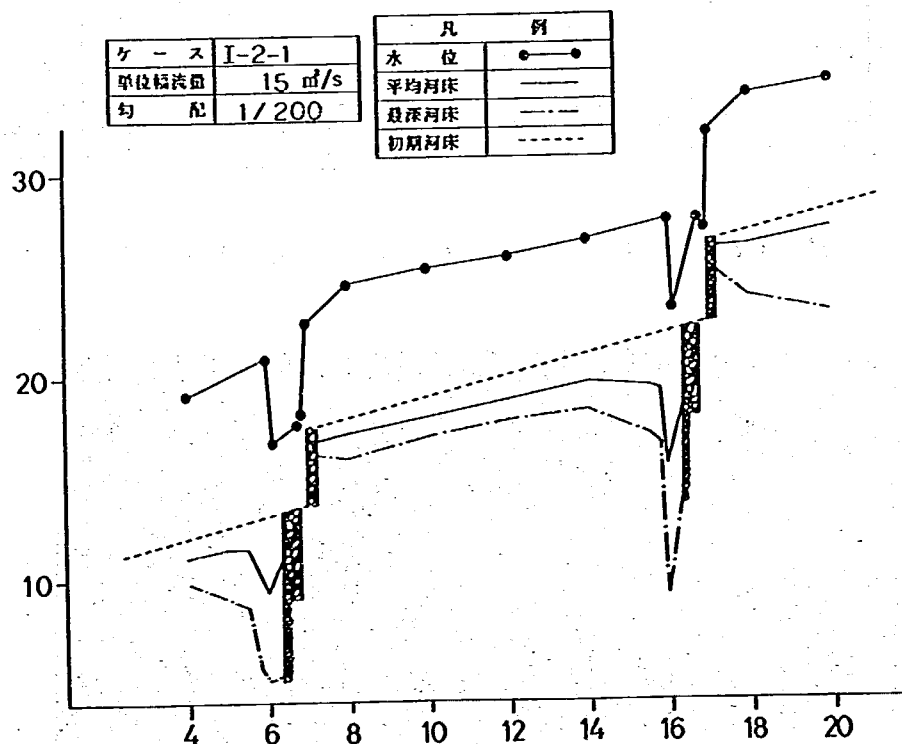


図-3.2.24 水位・河床高縦断図

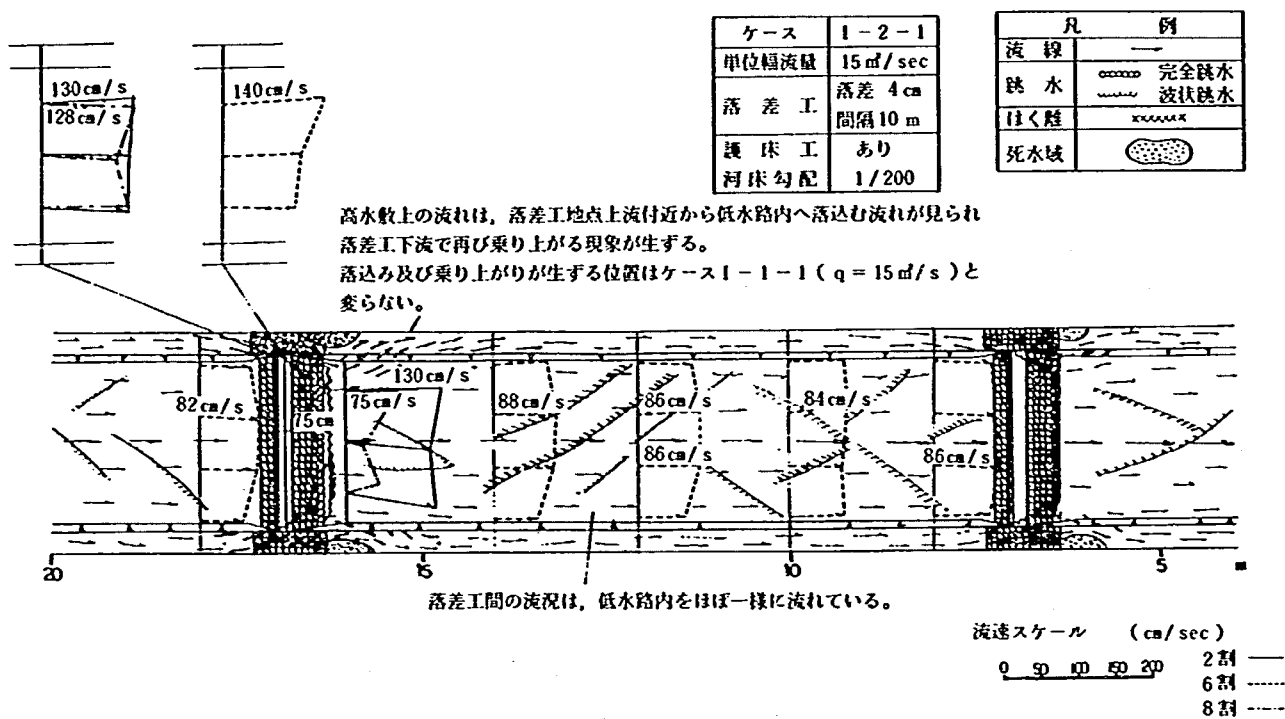


図-3.2.25 流況図

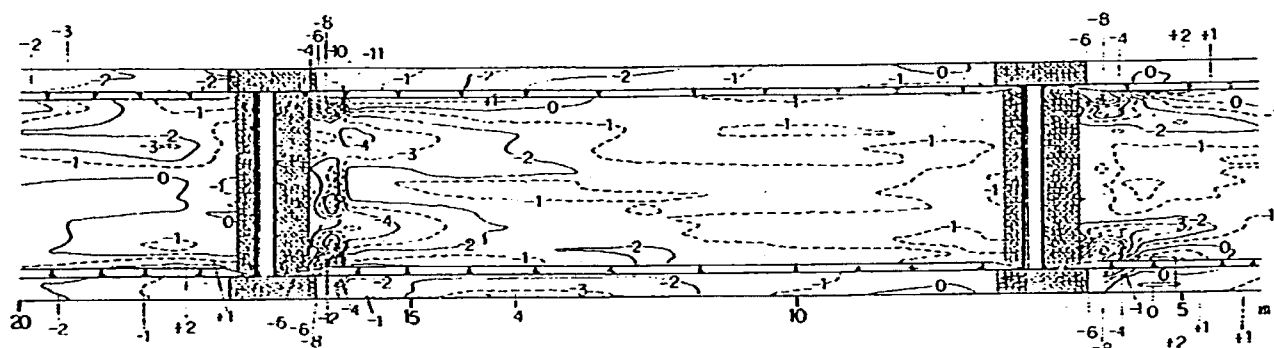
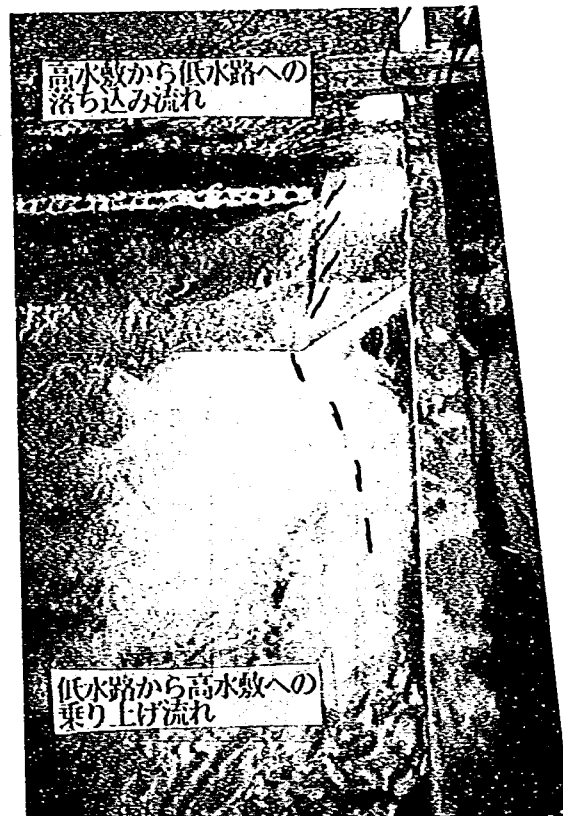


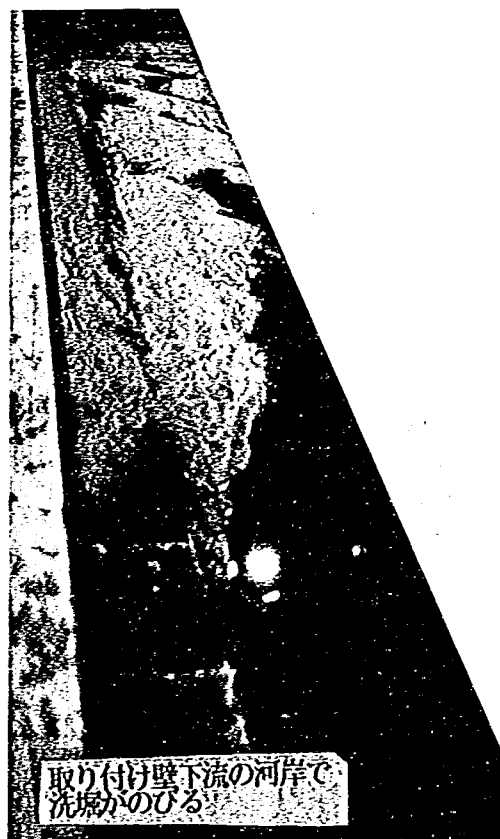
図-3.2.26 河床コンター図(緩和タイプ, $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$)



写真-3.2.10 落差工周辺の流況(緩和タイプ, $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$)



写真－ 3. 2.11 落差工周辺の高水敷上の流況（緩和タイプ， $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ ）



写真－ 3. 2.12 通水後の高水敷状況（緩和タイプ， $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

(3) ケース I-2-2・a (直壁Aタイプ, $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)

護床工直下流の河岸沿いに生じる局所洗掘は、取付け擁壁に沿った流れと、落差工から直進してきた流れが落差工下流で集中し、そこに局所洗掘を生じさせることがこれまでの実験より明らかとなった。そこで、本ケースでは水叩き河岸部の直壁を下流に延ばすことにより、河岸部の流れを滑らかに流下させ、かつ断面内で一様な跳水を起こさせ、護床工下流河岸沿いの局所洗掘を軽減させようとした検討を行った(直壁Aタイプ、図-3.2.27参照)。なおここでは、直壁の効果を見るため、直壁の長さを水叩き長の4.5倍とした。

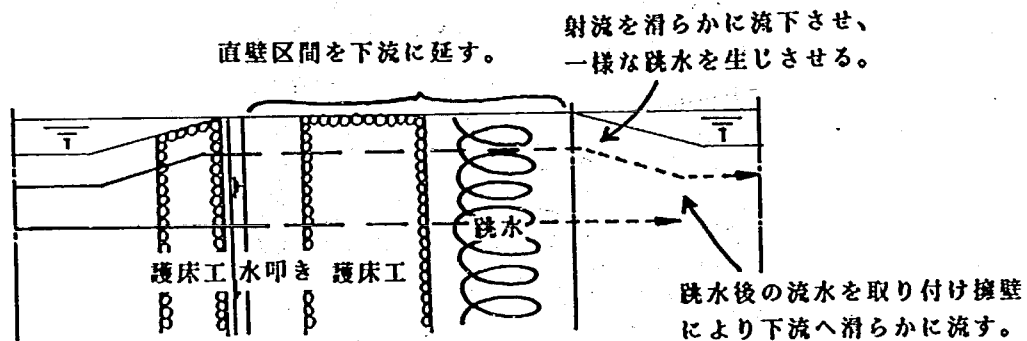


図-3.2.27 直壁タイプ、洗掘防止と流況改善のための改良案

・水位、流況について

水位・河床縦断を図-3.2.28に、流況を図-3.2.29に示す。水位及び水面勾配は前ケース(I-2

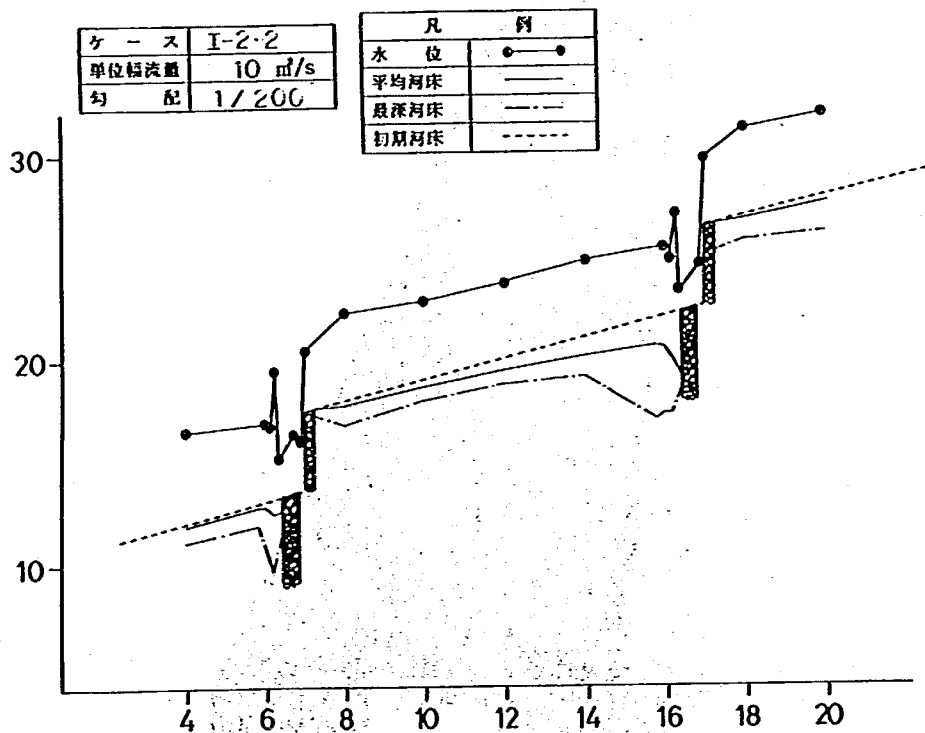


図3.2.28 水位・河床高縦断図

－1・a）とほぼ同様で変りない。落差工間の流れもほぼ前ケースと同様であるものの、落差工直下流の流れや跳水の形状に若干の変化が生じている。すなわち、水叩き上の河岸部直壁が下流に延びたことにより、跳水は護床工の河岸部まで横一線状に発生し、取付け擁壁直下流の低水護岸前面に生ずる剥離域の範囲が減少している。流速および流速分布は、前ケースとほぼ同様となっている。

・河床変動状況について

河床高コンターを図－3.2.30 に、河床縦断を先の図－3.2.28 に示す。落差工間の河床は平坦で、平均河床高の勾配は、No 8～No 14 の間で約 1/250 と河床高、勾配とも前ケース（I－2－1・a）とほぼ同じである。落差工直下流河岸部には従来生じていたような局所洗掘は生じておらず、形状を改良した効果が現われている。しかし、取付け擁壁の先端部で擁壁に沿って若干の洗掘が生じる結果が得られた。

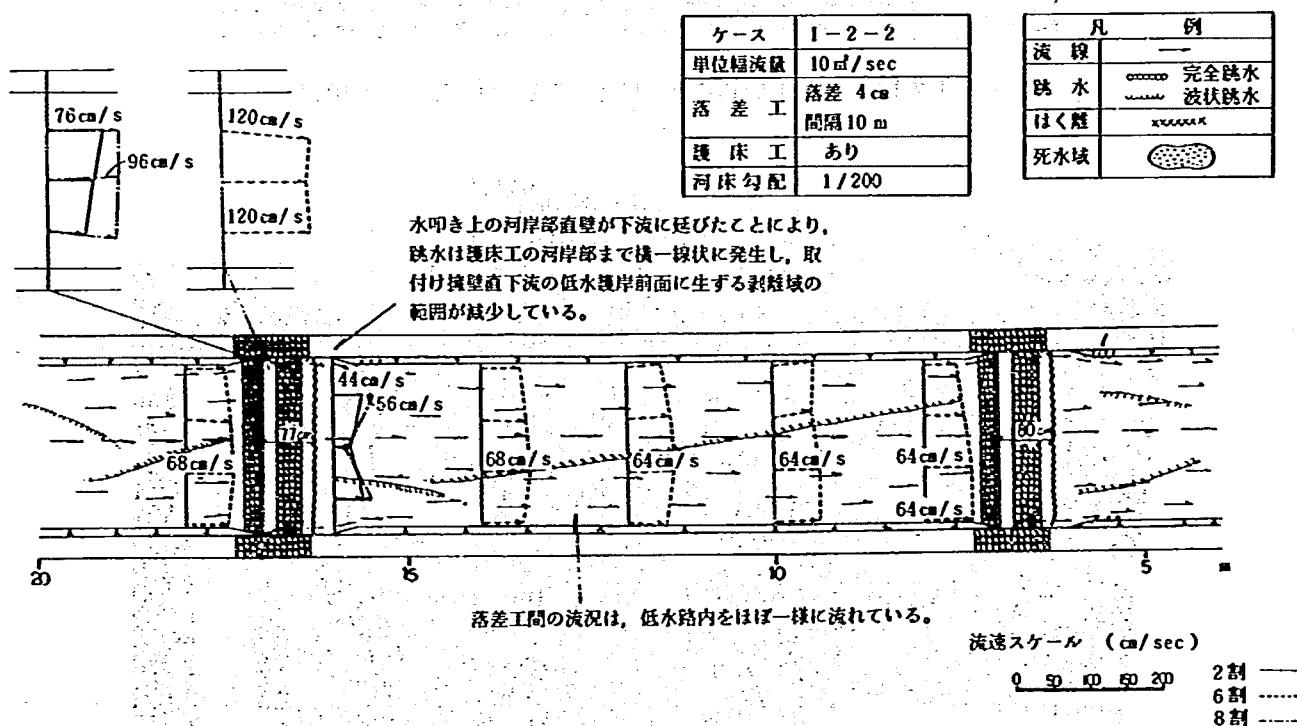


図 3.2.29 流 況 図

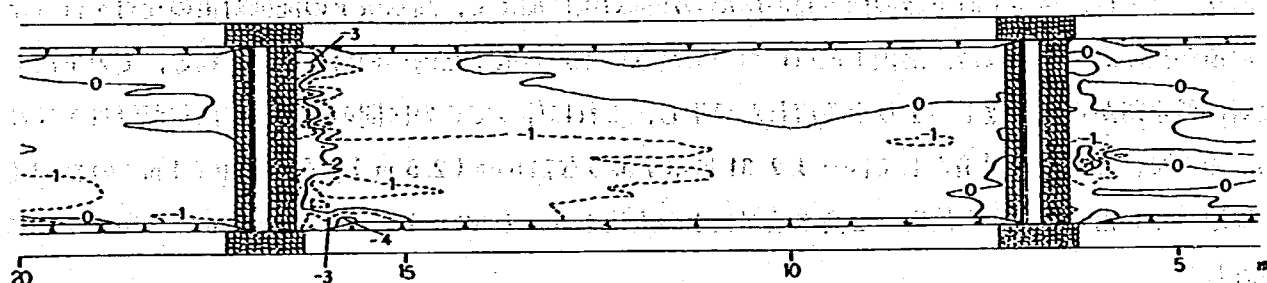


図 3.2.30 河床コンター図 (直壁 A タイプ, $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$)

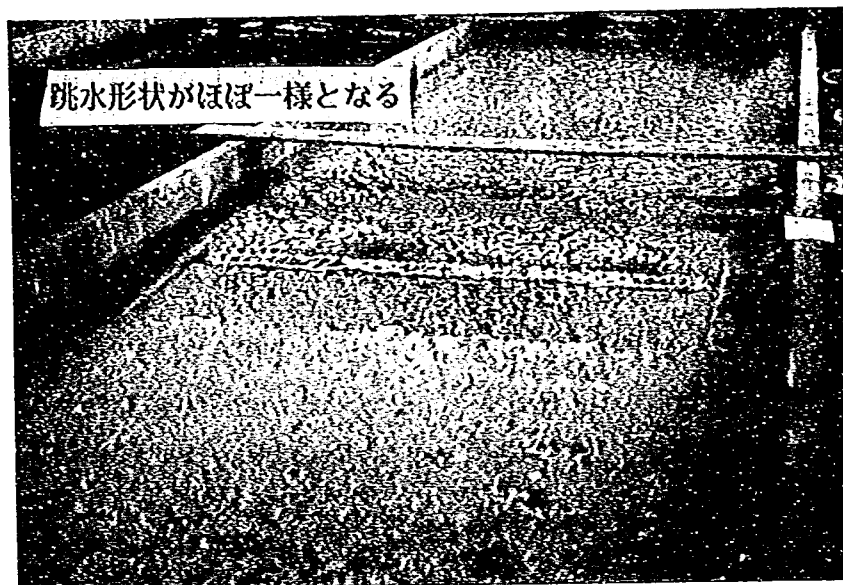


写真-3.2.13 落差工周辺の流況（直壁Aタイプ、 $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ ）



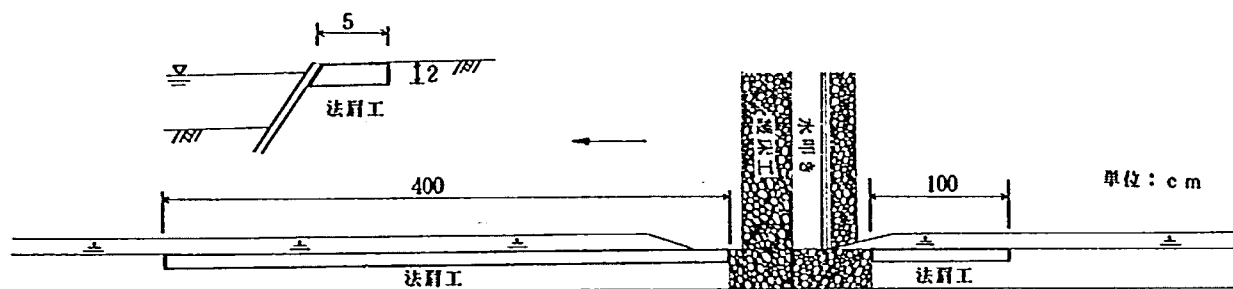
写真-3.2.14 通水後の河床状況（直壁Aタイプ、 $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

(4) ケースI-2-2・b（直壁Aタイプ、 $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合）

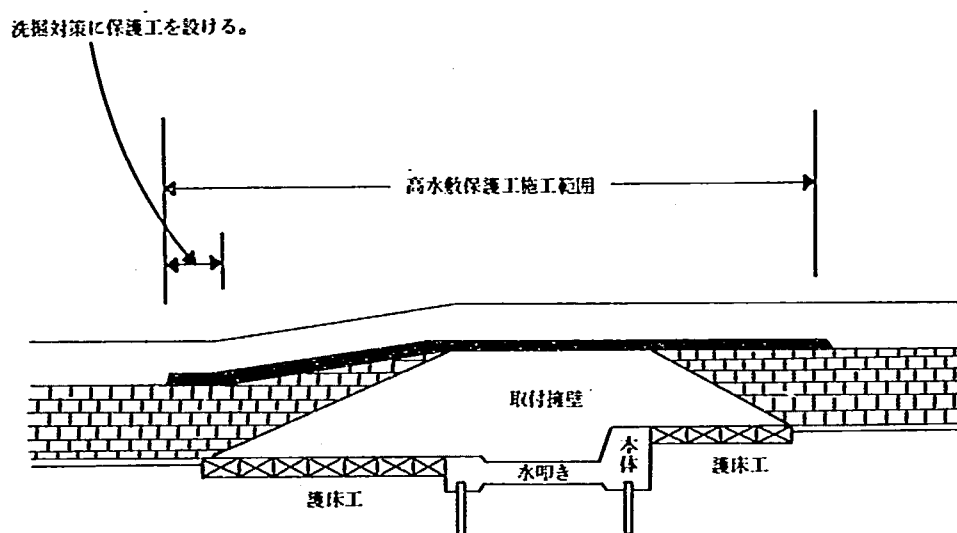
本ケースでは、落差工直下流の低水路河岸部の洗掘対策に加えて、高水敷上の洗掘対策の検討を行った。河道が複断面形状の場合、落差工地点において高水敷上から低水路内への落ち込む流れと、その下流で反対に低水路から高水敷上へ乗り上げる流れが発生し、これに伴ってこの区間の低水護岸法肩が侵食を受ける。そこで、この侵食対策として図-3.2.31に示すような幅5cm（2.5m）、敷厚2.0（1m）の法肩工（現地0.4t相当の碎石を使用）を高水敷保護工の上流1.0m（50m）、下流側4.0m（200m）間に設置した。

落差工地点の高水敷のすり付けは、図-3.2.32に示すように、落差工の水叩き下流から護床工端までの区間を直線で結ぶ形状としている。しかし、この急勾配となるすり付け部を流下する流れにより、すり

付け部の下流勾配変化点で洗掘が生じることが明かとなった。そこでこの洗掘対策として、高水敷保護工を下流勾配変化点から下流の高水敷へ10cm(5m)延して設置した。



図－ 3. 2. 31 法肩工配置及び横断面図



図－ 3. 2. 32 落差工の縦断形状

・水位、流況について

実験結果の水位・河床縦断を図－ 3. 2. 33 に、流況を図－ 3. 2. 34 に示す。河床変動状況等の違いによって、水位は前ケース(I - 2 - 1・b)より若干高く、水面勾配が約 $1/280$ と緩くなっている。いっぽう、この時の流況は、落差工間では前ケースと変らないものの、落差工直下流の取り付け擁壁部では、直壁区間が延びたことによって、跳水位置が前ケースより約 15cm 下流に移動している。なお、高水敷上の流れは、前ケースと同じく No 17.5 ～ 16 の区間で低水路内へ落込む流れが生じている。

・河床変動状況について

河床高コンターを図－ 3. 2. 35 に、河床縦断を先の図－ 3. 2. 33 に示す。落差工間の河床は前ケース(I - 2 - 1・b)と同様である。落差工直下流部では、直壁区間を延したことによって河岸沿いに生ずる局所洗掘箇所の最大洗掘深は、7.2cm(3.6m)と半減したものの、洗掘領域は前ケースとほぼ同じであった。

いっぽう、高水敷の保護工を増設したことによって、高水敷すり付け部の勾配の変化する法尻部に生じた洗掘は防止され、また、低水護岸の法肩部の洗掘も法肩工によってほぼ防止され、高水敷上の洗掘

が大幅に減少する効果が得られた。

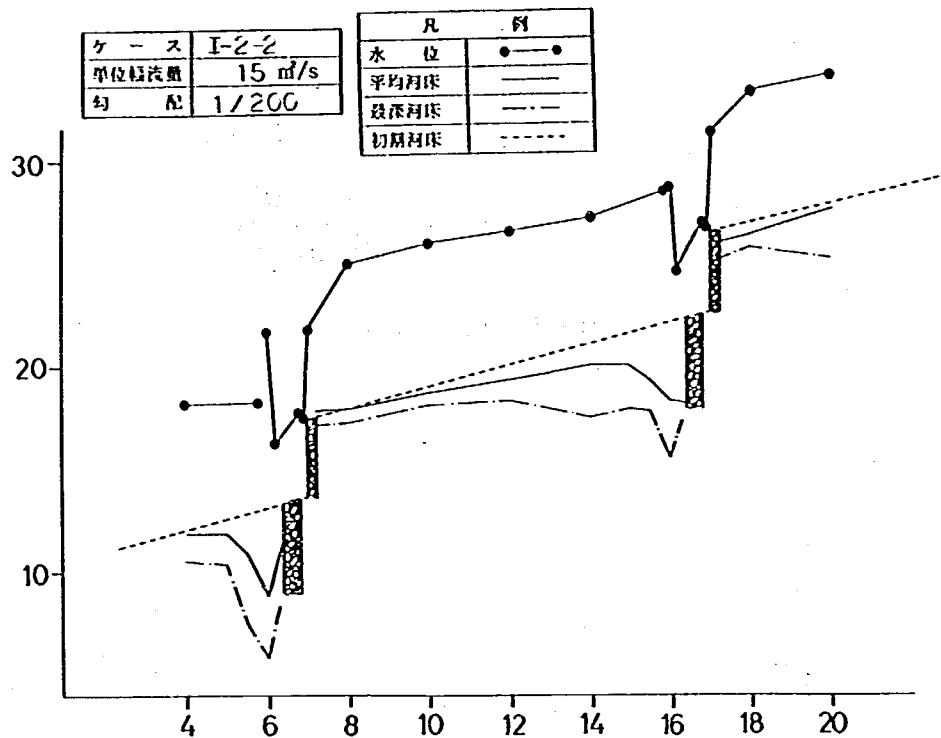


図 3.2.33 水位・河床高縦断面図

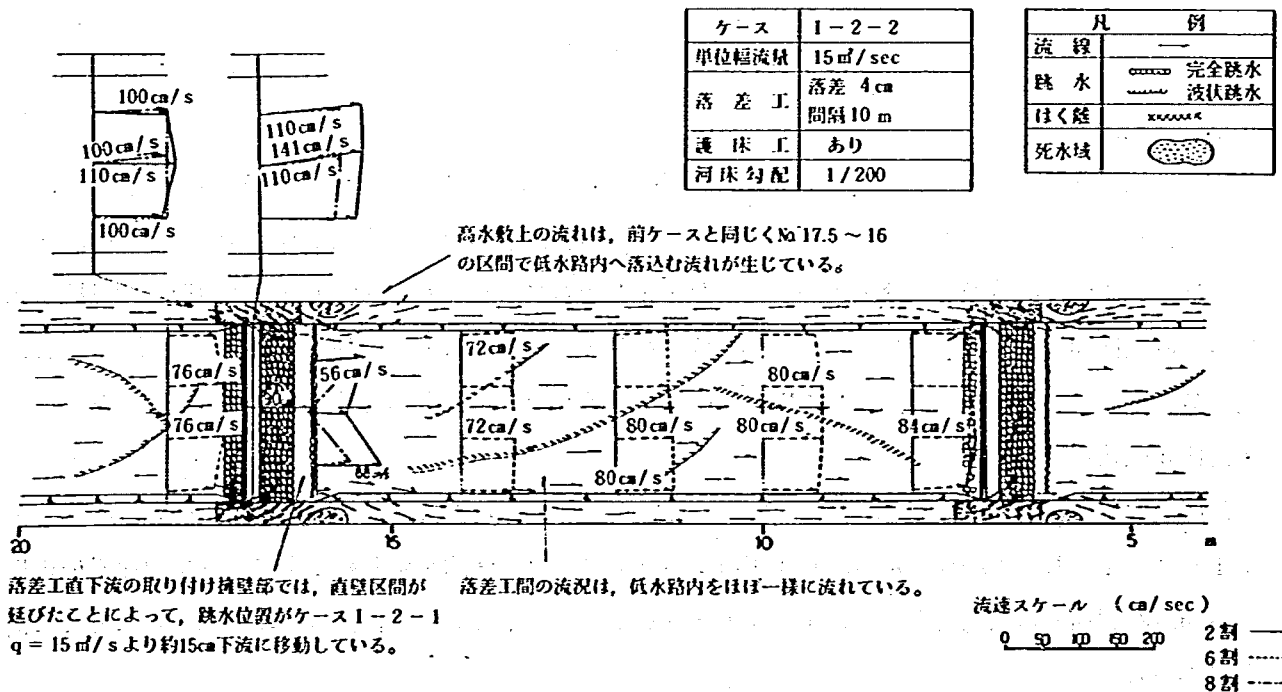


図 3.2.34 流況図

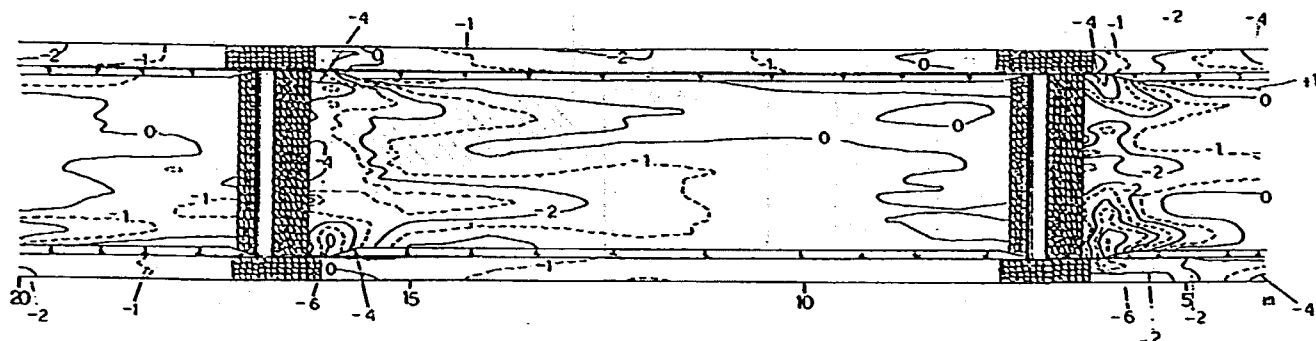


図 3. 2.35 河床コンター図(直壁Aタイプ, $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$)

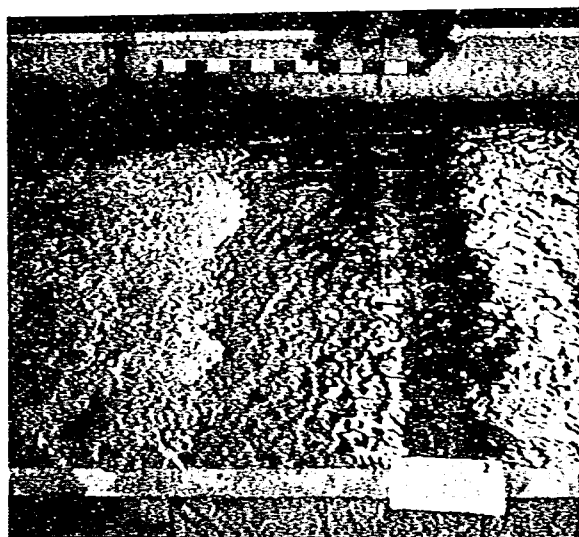


写真- 3. 2.15 落差工周辺の流況(直壁Aタイプ, $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$)

(5) 直壁Aタイプに根固め工を設けた場合の予備的検討

取付け擁壁の形状を改良することによって、洗掘範囲及び洗掘深をかなり軽減させることができた。しかしながら、落差工直下流の河岸部には依然として洗掘が生ずる傾向が見られる。このため、ここでは先の直壁Aタイプの形状に河岸部の洗掘防止対策として、根固め工を併用した場合の効果について予備的な検討を行った。

根固め工は護床工端から取付け擁壁と低水護岸のすり付け箇所より下流 20 cm (10 m) の低水護岸の前面までに設置した。根固め工の形状を図- 3. 2.36 に示す。

この結果、根固め工によって河床の洗掘防止効果が得られただけでなく、根固め工上では跳水や渦流の発生を防ぐことより、流水を一様に流下させる流況改善効果もあることがわかった。(写真- 3. 2.18 参照)

(6) ケース I-2-3・a (直壁Bタイプ, $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)

予備実験の結果から、取付け擁壁前面に根固め工を設けることによって洗掘防止、流況改善が図られることが明かとなった。経済性、施工性のうえからは、直壁区間が短い方が良い。そこで、図- 3. 2. 19 に示すように、根固め工を併用して直壁区間を短くした直壁Bタイプの検討を行った。

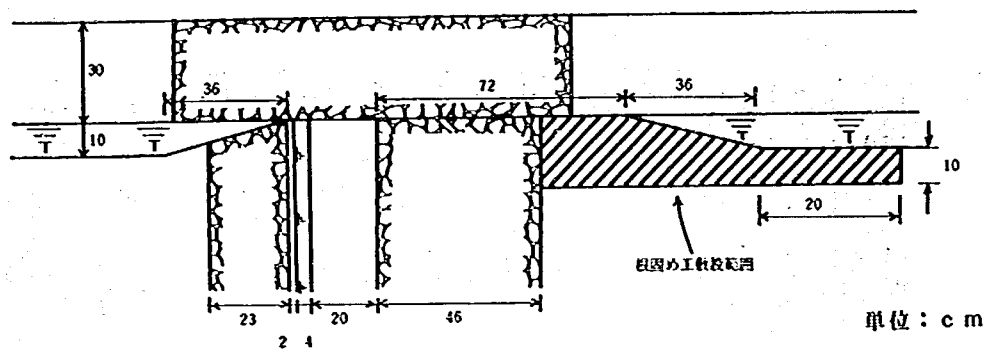


図 3.2.36 根固め工の形状

直壁区間は、直壁Aタイプの2/3の長さで護床工端までとし、擁壁の取付け角は、擁壁からの流れが剥離しない程度の角度（12度）とした。根固め工は、護床工端から取付けヨウ壁の下流20cm（10m）の低水護岸の前面までに設置した。根固め工の幅は、低水護岸の前面で10cm（5m）、敷厚は4cm（2m）である。

・水位、流況について

実験結果の水位・河床縦断を図-3.2.37に、流況を図-3.2.38に示す。水面勾配は約1/250とこれまでのケースとほぼ同じである。しかし、落差工間の水位は、河床変動が少ないためか、全体に約0.8cm上昇している。落差工下流の河岸部の流れは、根固め工による洗掘防止効果によって、下流に向かって直進する。このため、取り付け擁壁直下流の低水護岸前面には、いままでのケースで生じてた剥離

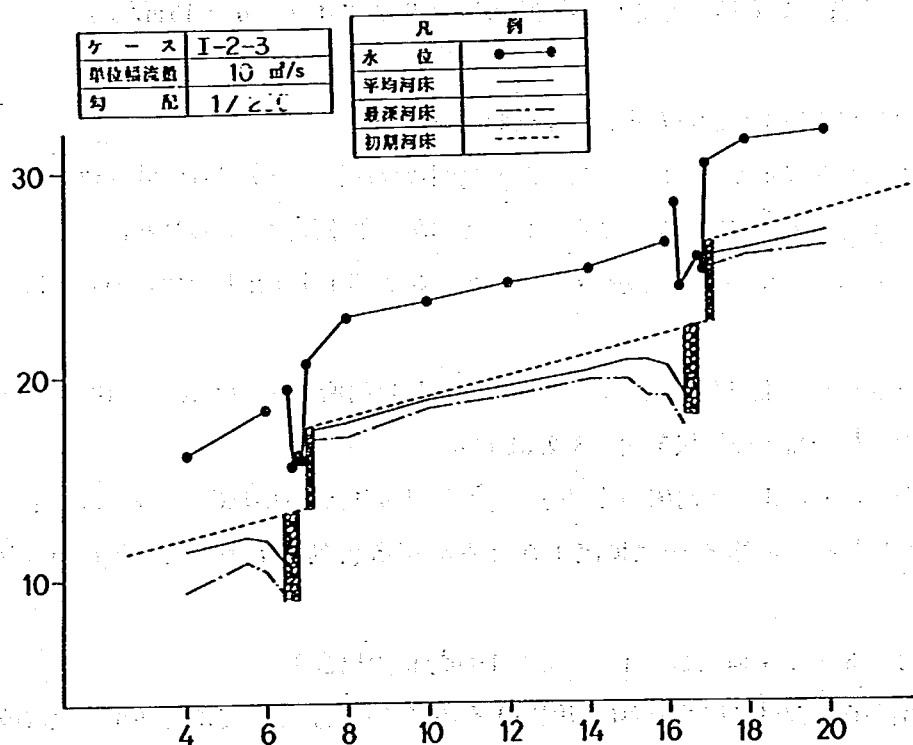


図 3.2.37 水位・河床高縦断図

域が消滅している。また、護床工端で跳水が横一線上に生じているものの、根固め工により河岸部では跳水による水面波が生じていない。流速分布を見ると、No 12 地点で右岸側にやや速い流れが現われており、洗掘深が減少したためか平均流速も上流のNo 18 地点と比べると幾分速い。

・河床変動状況について

河床高コンターを図-3.2.39 に、河床縦断を先の図-3.2.37 に示す。河床変動状況は、護床工端部に若干の洗掘が生じているものの、特に問題はなく、他はほぼ平坦な河床を形成している。この結果より、急流河川においては、取り付け擁壁の形状を改良し、護床工直下流の河岸部に根固め工を設置することによって、落差工直下流河岸部に生じる局所洗掘をかなり防止できることが明らかとなった。

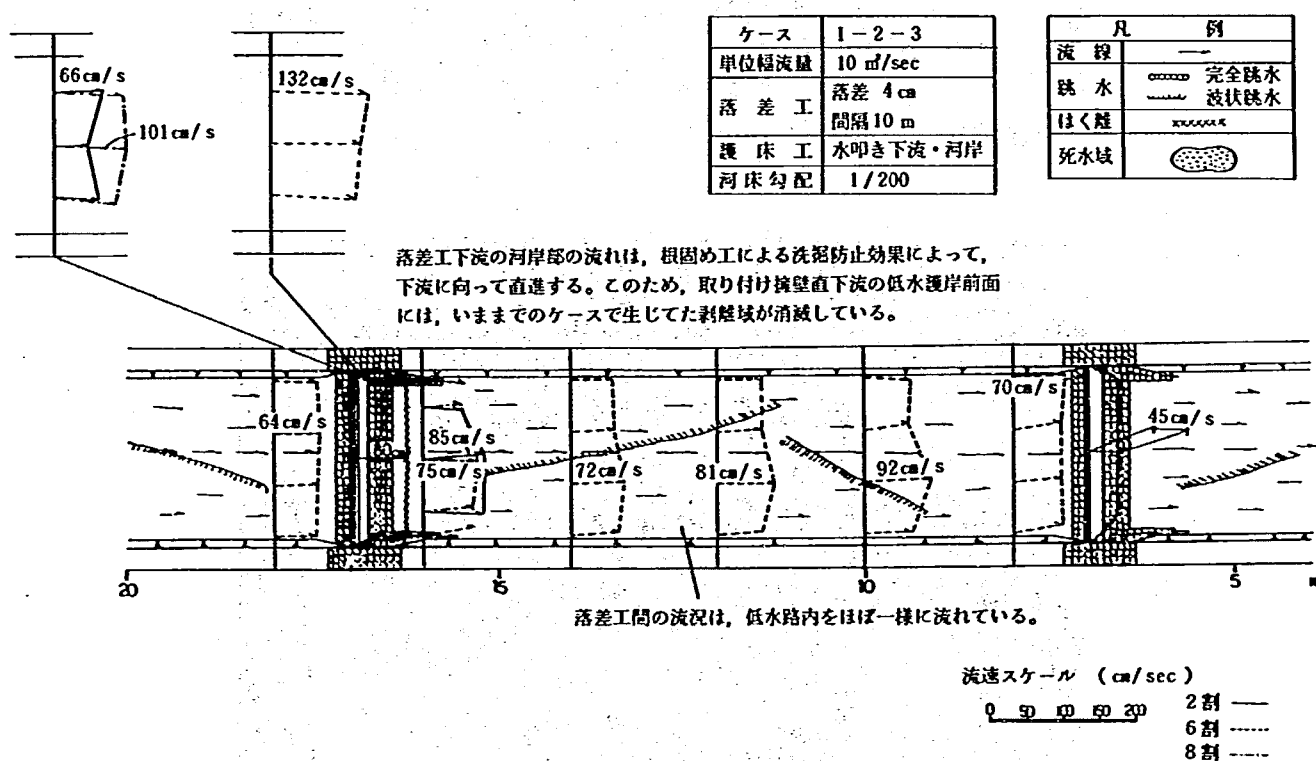


図 3.2.38 流況図

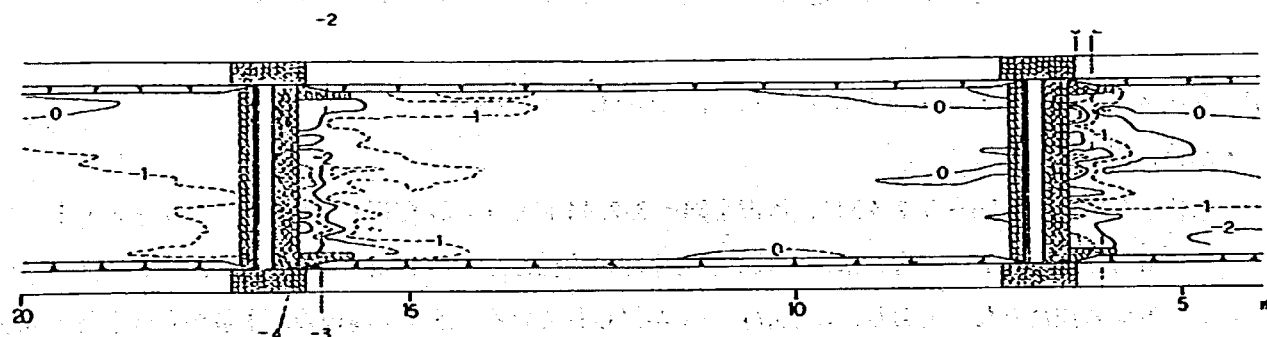


図 3.2.39 河床コンター図(直壁Bタイプ, $q = 10 \text{ m}^2/\text{s}$)



写真- 3. 2.16 落差工周辺の流況 (直壁Bタイプ, $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$)

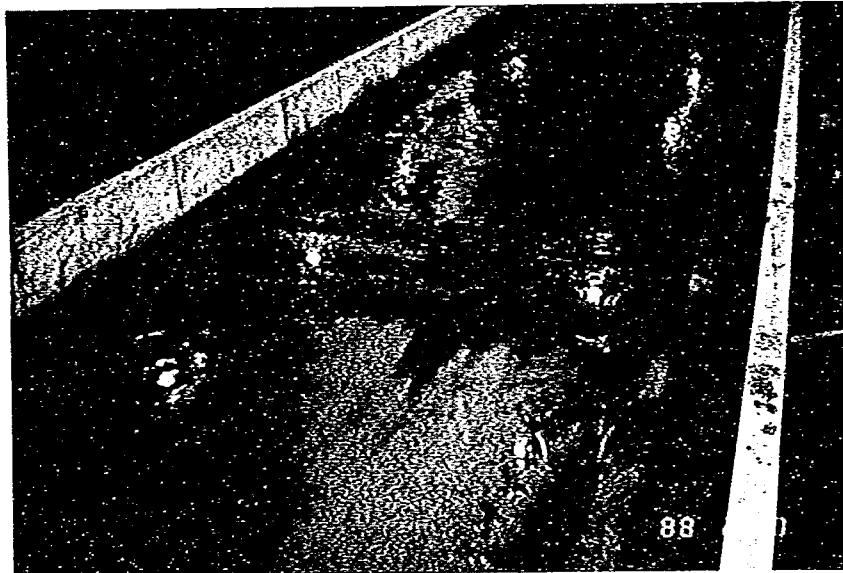


写真- 3. 2.17 通水後の河床状況 (直壁Bタイプ, $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$)

(7) ケース I-2-3・b (直壁Bタイプ, $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)

・水位, 流況について

水位・河床縦断を図- 3. 2. 40 に, 流況を図- 3. 2. 41 に示す。落差工間の水位は, 前ケース (I-2-2・b) とほぼ同様である。落差工直下流河岸部の流況は, $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合と同様に, 下流に向かって直進する流れとなっており, 流況改善効果が得られている。落差工周辺の高水敷から低水路へ落ち込む流れや, その下流の低水路から高水敷へ乗り上がる流れが生ずる位置は, 前ケースと変わらない。しかし, 根固め工により, 落差工直下流河岸部の洗掘が防止され, このため河岸部の水位が高くなり, 落差工下流での高水敷へ乗り上げる流れの勢いが弱くなる傾向となった。

・河床変動状況について

河床高コンターを図-3.2.42に、河床縦断を先の図-3.2.40に示す。 $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合と比べて $15 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、流量の増大によって落差工付近では、高水敷の流れが低水路内へ落込むことや、掃流力も大きいことから、護床工直下流で局所洗掘が生じている。ただし、洗掘箇所は河岸から離れており、

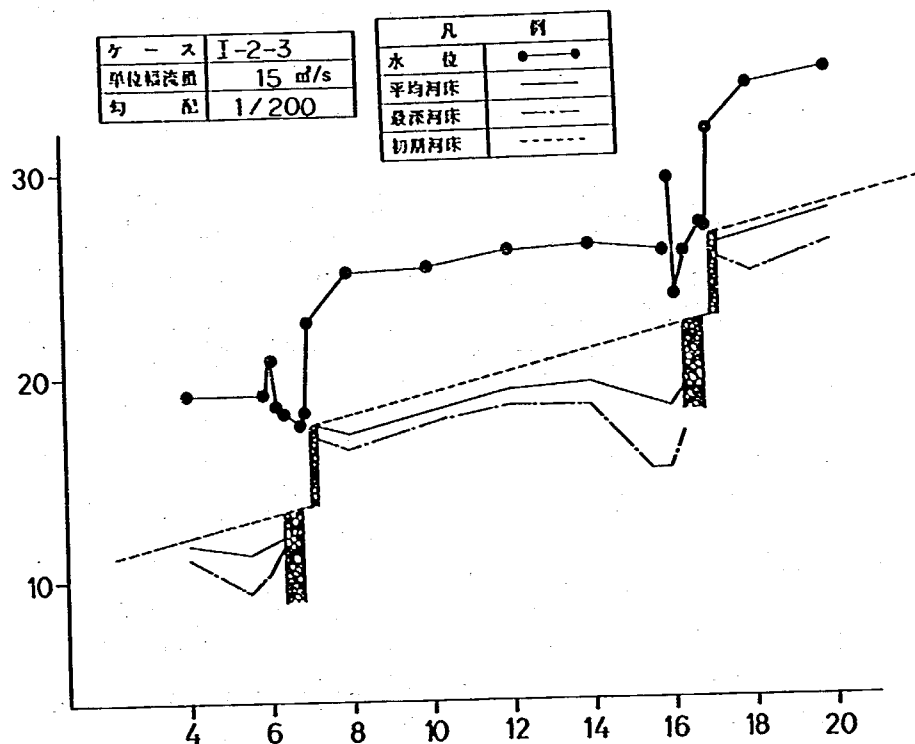


図 3.2.40 水位・河床高縦断図

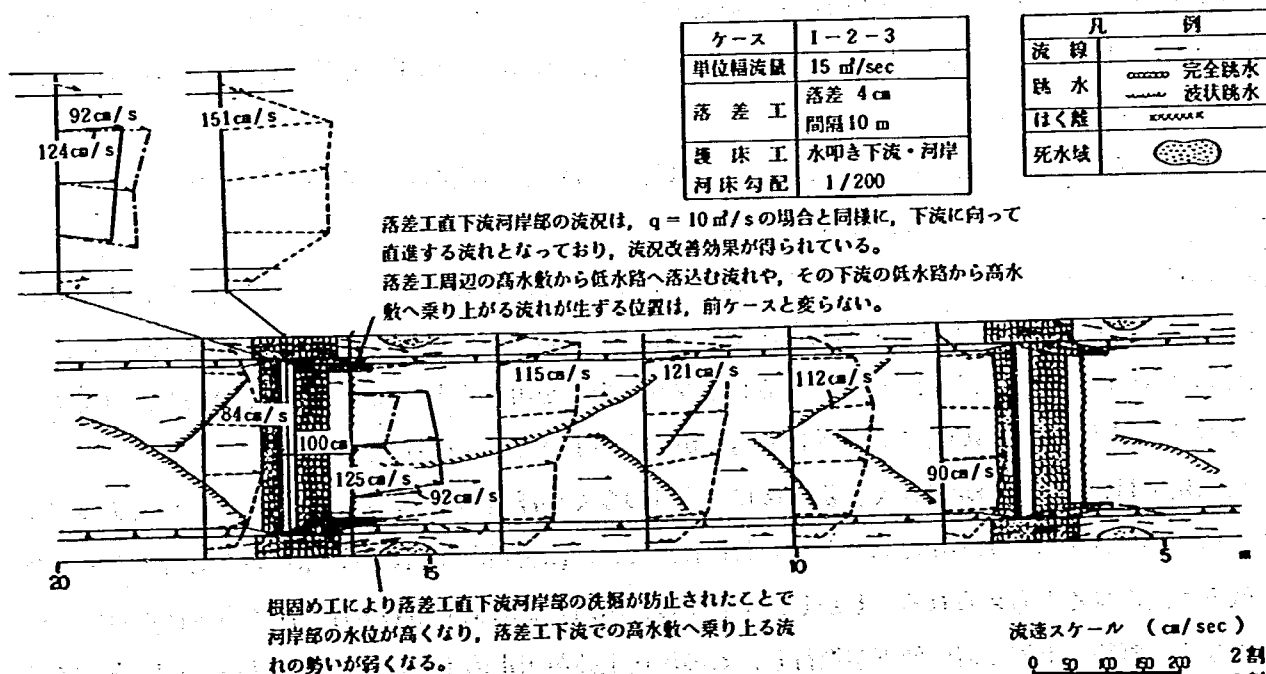


図 3.2.41 流況図

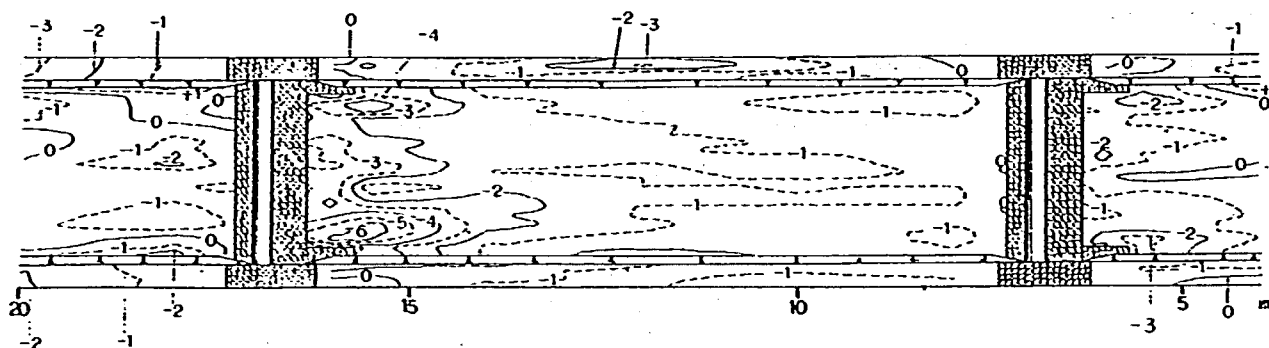
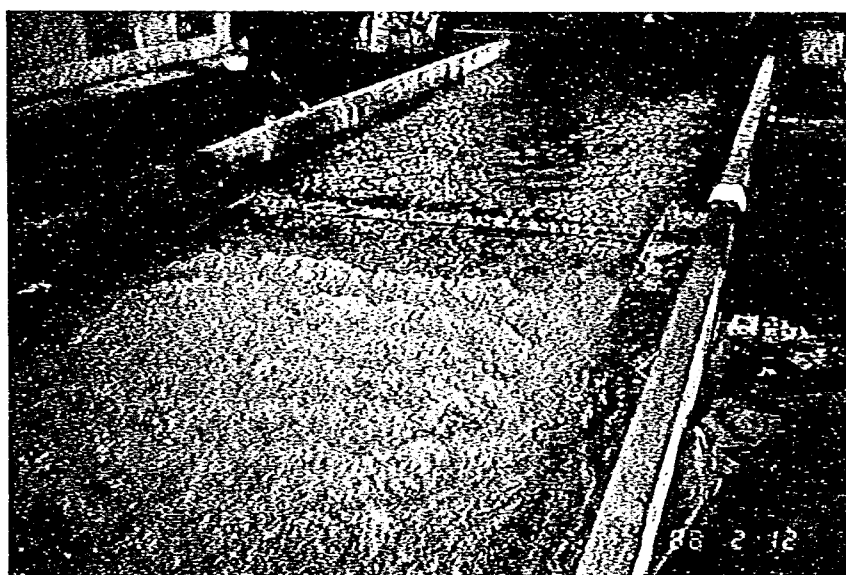


図 3.2.42 河床コンター図(直壁Bタイプ, $q = 15 \text{ m}^2/\text{s}$)

写真-3.2.18 落差工周辺の流況（直壁Bタイプ、 $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

最大洗掘深も従来の擁壁形状が 12.5cm (6.25m) であったのに対し、6.6cm (3.30m) と半減する結果が得られた。また、根固め工により、根固め工下流の低水護岸沿いが若干堆積傾向となる効果も得られた。

2) 緩流河川に対する検討

急流河川を対象とした実験結果をもとに、緩流水路を用いて、緩流部の砂河川に対する床止め工の平面形状について、ここでは検討を行った。

落差工は落差を4 cm (2 m) とし、No. 12 地点に1基設置した。落差工上下流の河床勾配は、1/2000 とし、高水敷上は植生等によって河床変動が少ないと考えて固定床とした。落差工の水叩き長は急流水路と同様に20 cm (10 m) とした。護床工長さは、ブライの式を用いると、 $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、54 cm (27 m) となる。緩流河川においてこの長さに妥当性があるか予備実験を行った。

緩流河川では、河床材料が細かく、洪水時には土砂の多くが浮遊形態で流送される。床止め工を設置すると、床止め工周辺の掃流力が増大する。これに伴って、河床材料が流送され、床止め工周辺の河床は全体に低下傾向となると考えられる。しかし、実験では、水路の制約上（給砂条件、沈砂池）長時間の通水ができなく、落差工上流の河床低下が進行し、この流送土砂が床止め工下流側河道に堆積した段階で終了している。このため、落差工直下流の河道中央部は堆積傾向となる。実際河道においては、この堆積土砂

も長期的には流送され、かつ上流からの土砂供給が少なくなるとさらに河床低下が進行するものと考えられる。よって、下流側護床工は、このような河床低下に伴う長さの検討も必要であるが、ここでは護床工直下流の局所洗掘に対する必要長の検討しか行えなかった。したがって、このような状態での護床工長は、それほど長くは必要ないようであり、ここでは護床工の長さを 30 cm (15 m) として検討を行うことにした。

さらに、予備実験では、床止め工の取付け擁壁部の形状を変えて河床変動状況を調べた。しかし、緩流河川は河床材料が細かいため、いずれの場合も河岸部の広範囲に洗掘が生ずる結果となり、床止め工の擁壁形状による洗掘量の差異は認められなかった。この原因は、緩流河川の水深が比較的大きいことによって、跳水は水叩き上で生ずる。このため、床止め工の取付け擁壁形状は、急流河川のように直壁区間を護床工端まで延ばす必要はなく、取付け擁壁の取り付け角度を小さくした緩和タイプで良いものと考えられる。しかしながら、落差工直下流の河岸部には、広範囲に局所洗掘が生じ、この対策を行う必要性が認められた。そこで、本実験では、落差工直下流河岸部の局所洗掘に重点を置くこととした。

本実験に用いた落差工諸元を表-3.2.1に示す。通水流量は、 $q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ と $10 \text{ m}^3/\text{s}$ の2種類を用いた。

(1) ケース I-3-1-a (緩和タイプ, $q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)

予備実験より、落差工周辺で高水敷から低水路へ落込む流れにより落差工直下流河岸部の広範囲に洗掘が生ずることが明らかとなった。ここでは、落差工周辺の河床変動状況について調べた。床止め工の取付け擁壁の形状は緩和タイプである。

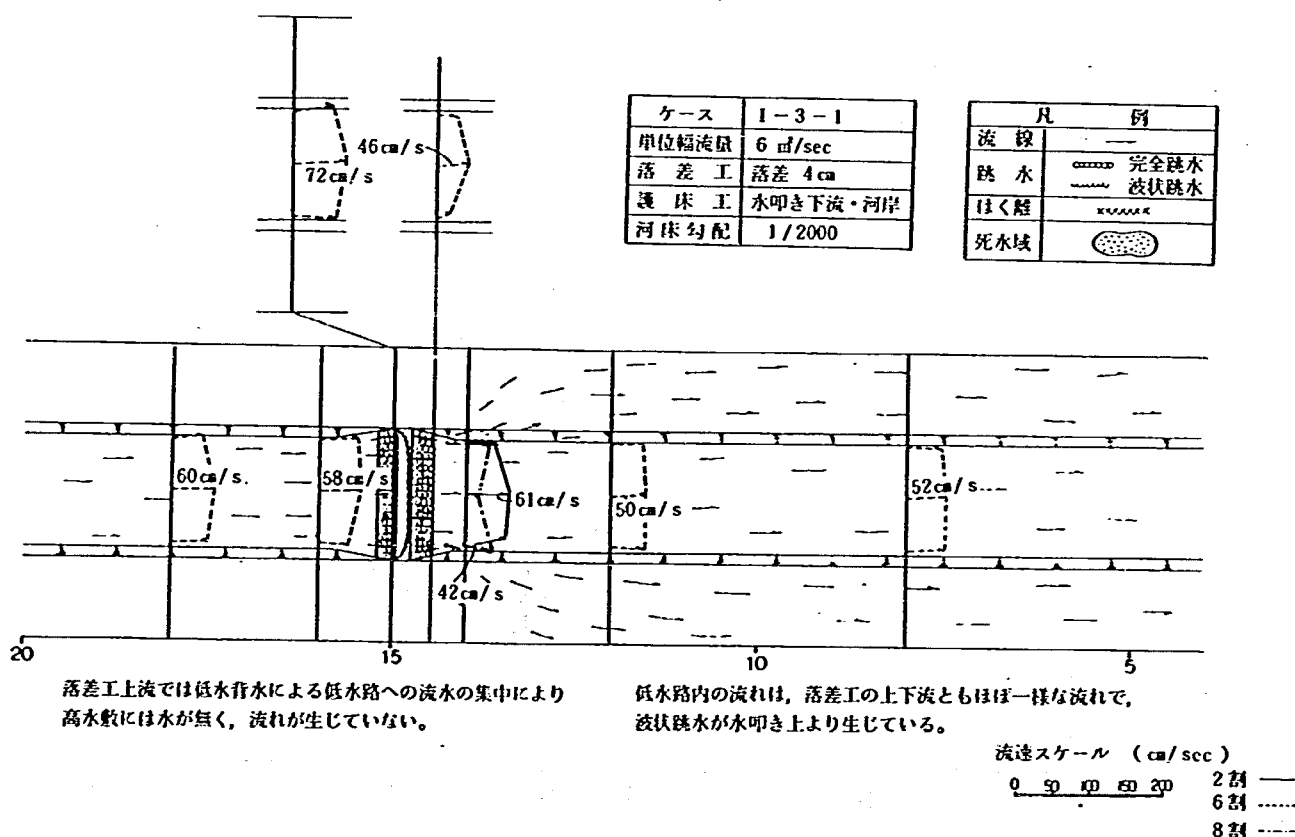


図 3.2.43 流 況 図

・流況について

流況を図-3.2.43に示す。低水路内の流況は、落差工の上下流ともほぼ様な流れであり、跳水が水叩き上より生じている。いっぽう、落差工下流では、高水敷上に流れが生ずるものの、落差工上流は低水背水によって高水敷には水が乗っていない。

・河床変動状況について

河床高コンターを図-3.2.44に、河床縦断を図-3.2.45に示す。落差工上流側の低水路内河床は、ほぼ一様に低下しており、平均河床で約1.7 cm (0.85 m) 下っている。いっぽう、落差工下流の低水路は、上流からの流送土砂が落差工下流2 mのNo 10付近を中心に堆積し、平均河床高が初期河床よりも高くなっている。落差工直下流の取り付け擁壁前面には、取付け擁壁に沿った流れと落差工から直進する流れにより、局所洗掘が生じている。この洗掘領域は、護床工直下流から約0.8 m (40.0 m) 下流

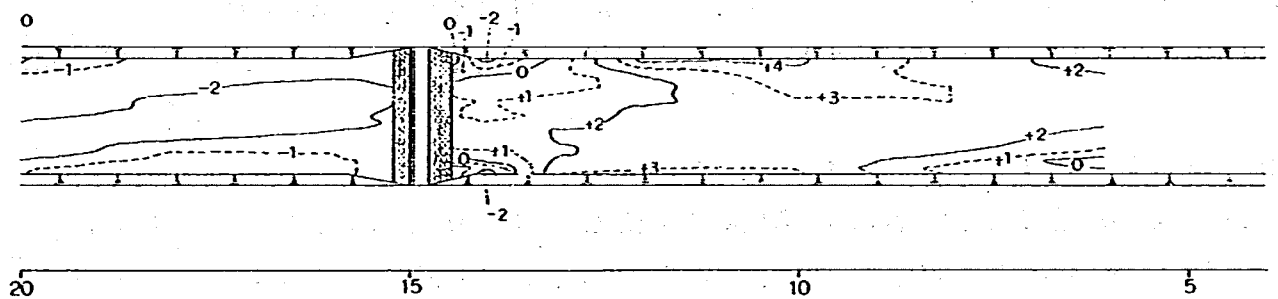


図 3.2.44 河床コンター図 ($q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$)

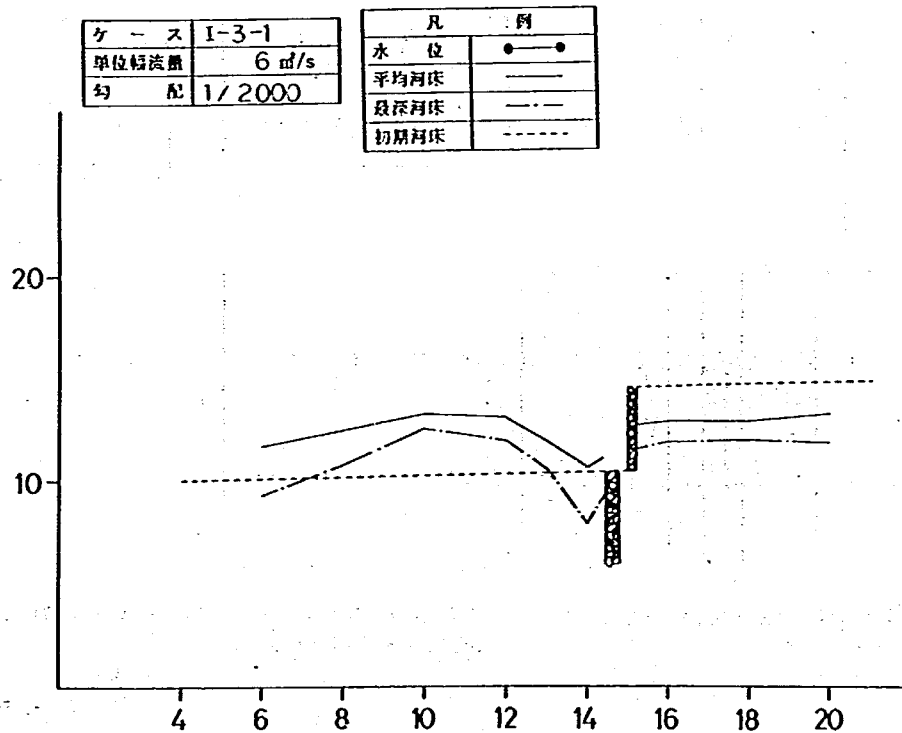


図 3.2.45 河床高縦断図

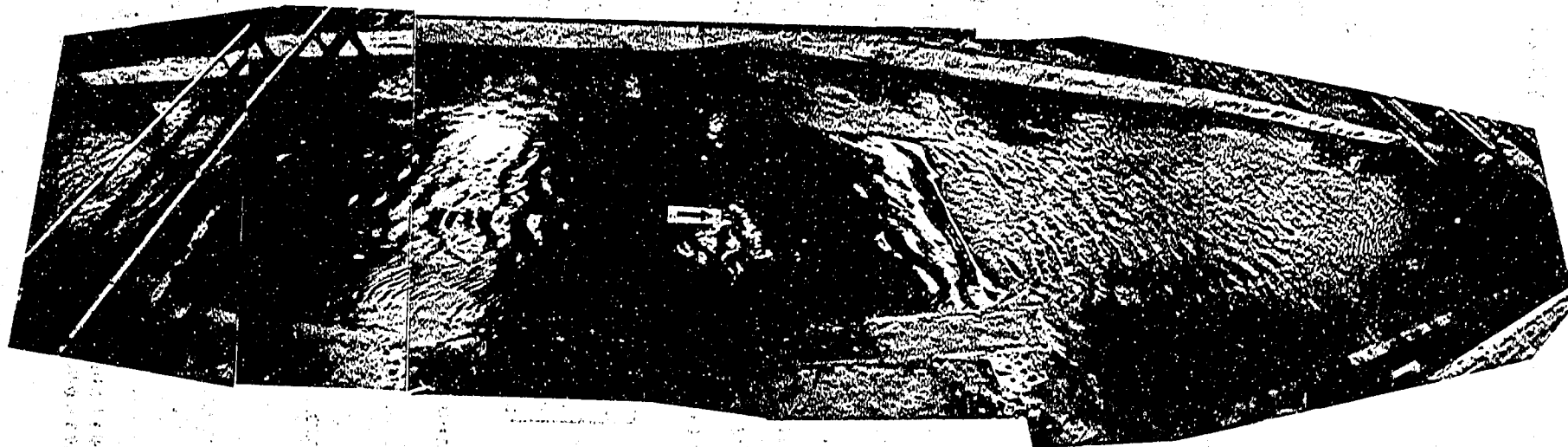


写真- 3. 2.19 通水状況 ($q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$)

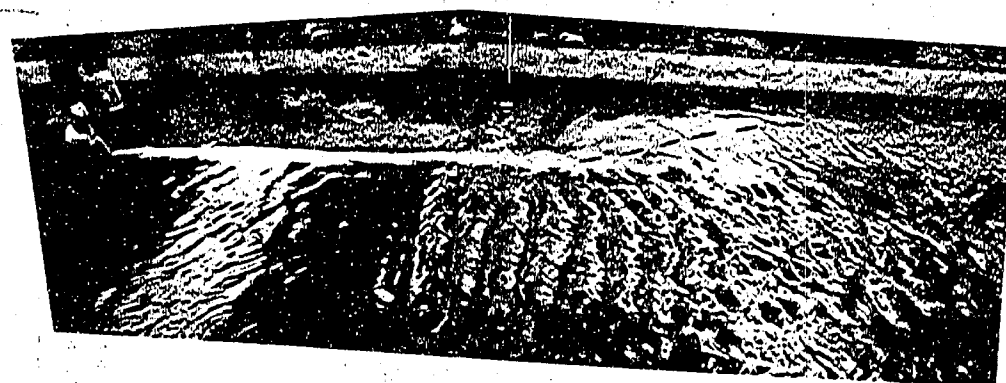


写真- 3. 2.20 高水敷上の流況 ($q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$)

間の低水護岸前面に幅約 0.2 m (10.0 m) の範囲に見られ、最大洗掘深は、約 2.6 cm (1.3 m) となっている。高水敷上は、低水路から高水敷へ乗り上がる流れにより、浮遊した土砂が高水敷上へ流送されて堆積している。

(2) ケース I-3-1・b (緩和タイプ, $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)

・流況について

流況を図- 3.2.46 に示す。低水路内の流れおよび跳水の発生位置等は先のケース I-3-1・a と同様であり、跳水による水面変動が落差工下流 3 m 地点の No 12 付近まで続いている。高水敷上は、落差工地点上流 50 cm 付近から落差工地点の下流 1.5 m 付近の区間の河岸部で低水路内へ落込む流れが生じている。上下流高水敷のすり付け部下流側では跳水が生じ、その下流の高水敷上は死水域となっている。落ち込み流れがなくなる落差工下流 1.5 m 付近の河岸部より、再び高水敷へ乗り上がる流れが生ずる。その後、高水敷上の流れは落差工下流 5 m 付近よりほぼ一様となる。

・河床変動状況について

河床高コンターを図- 3.2.47 に、河床縦断を図- 3.2.48 に示す。落差工上下流の河床は、 $q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ とほぼ同様の変動状況であり、落差工上流で平均約 3.0 cm (1.5 m) の河床低下が生じている。落差工下流の河床は、上流からの流送土砂が No 10 付近を中心に堆積する状況となっている。取り付け擁壁周辺の洗掘は、流水の集中と高水敷上からの落ち込み流れによって先のケース I-3-1・a より増大し、低水護岸前面に幅約 0.3 m (15.0 m)、護床工直下流から約 1.1 m (55.0 m) 下流間の広い範囲で局所洗掘が生じる結果が得られた。最大洗掘深は、約 8.6 cm (4.3 m) である。なお、落差工下流の高水敷上には、低水路から高水敷へ再び乗り上がる流れにより、浮遊土砂が堆積し、この土砂が落差工下流 2 m 付近の死水領域に近い箇所に多く堆積している。

ケース	I-3-1
単位幅流量	$10 \text{ m}^3/\text{sec}$
落差工	落差 4 cm
護床工	水叩き下流・河岸
河床勾配	1/2000

凡 例	
流線	—
跳水	完全跳水 波状跳水
はく離	~~~~~
死水域	⊖

上下流高水敷のすり付け部では、跳水が生じ
その下流の高水敷上は、死水域となっている。

低水路内の流れは、落差工の上下流ともほぼ一様な流れとなる。

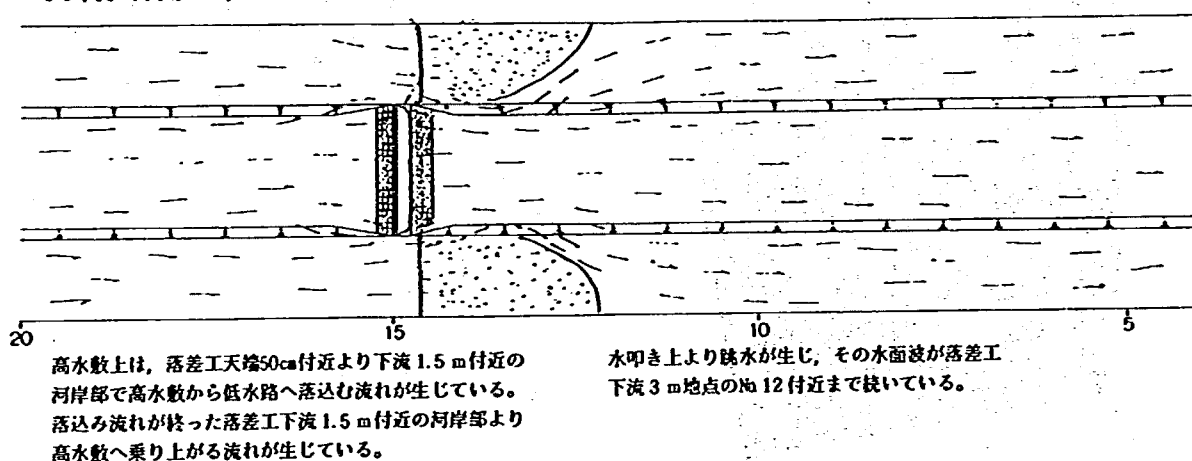


図 3.2.46 流 況 図

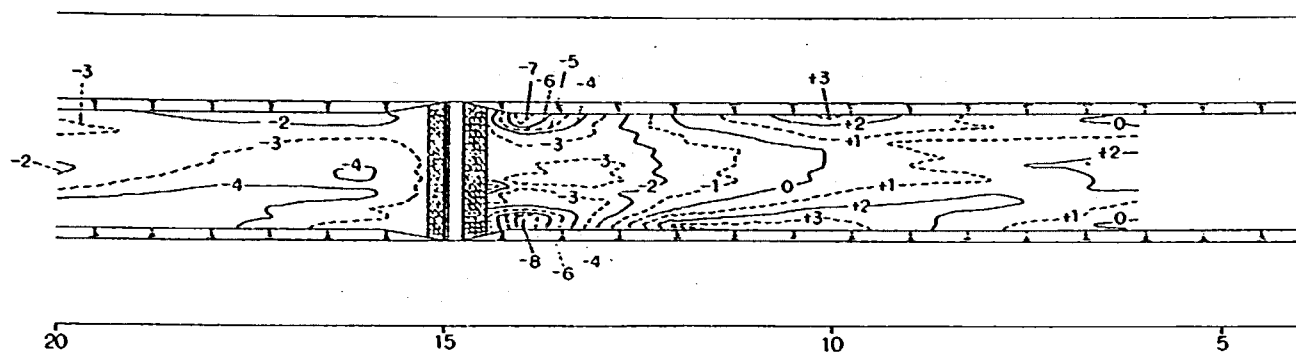


図 3.2.47 河床コンター図 ($q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$)

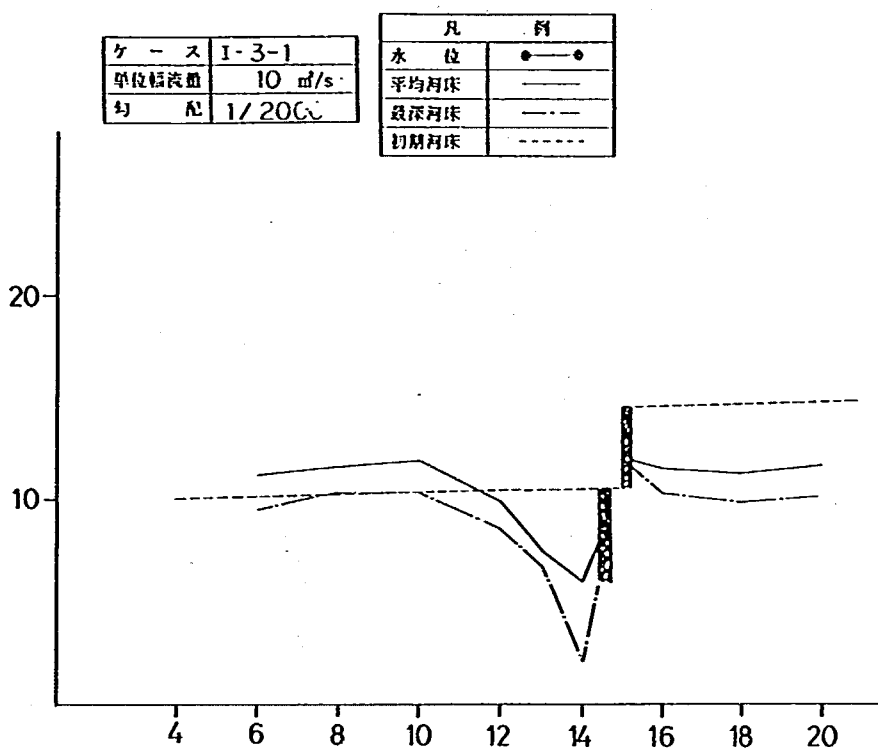


図 3.2.48 河床高縦断図

(3) ケース I-3-2・a (根固め工を設けた場合, $q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$)

先のケース I-2-1 の結果より、護床下流の河岸部で広範囲に局所洗掘が生ずることが明らかとなった。そこで、本ケースでは、この洗掘防止対策として根固め工を設置した場合の対策効果と、とくに流況について詳細に調べた。

根固め工は、護床工末端から低水護岸の前面縦断方向に 1.0 m (50.0 m) 設置した。根固め工の幅は、低水護岸の前面で 0.1 m (5.0 m)、敷厚は 4.0 cm (2.0 m) とした。根固め工には、現地換算で 1.2 t 相当の砕石を用いた。

・水位、流況について

水位、河床縦断を図-3.2.49に示す。落差工上流の水位は、約1/600の水面勾配となっている。落差工下流の水位は、直下流部の土砂の堆積により、水面勾配が緩くなる傾向となり、堆積部より下流では、水面勾配が約1/750となっている。河道の平均水深は、上下流とも約9.0cm(4.5m)である。いっぽう、流況は、先のケースI-3-1.aと比べ根固め工の有無の違いであるため、低水路内に生じる跳水および高水敷上からの落込み、乗り上がり流れのいずれにも大きな差が見られなかった。

・河床変動状況について

河床高コンターを図-3.2.50に、河床縦断を先の図-3.2.49に示す。落差工直下流の河岸部は、根固め工の設置によって洗掘位置が河岸から離れた位置に移行し、護床工直下流および低水護岸近傍の洗掘が防止される結果が得られた。なお、測定の都合上、通水時間が前ケースよりやや長かったため、上下流の河床高は前ケースよりも低下する結果となった。

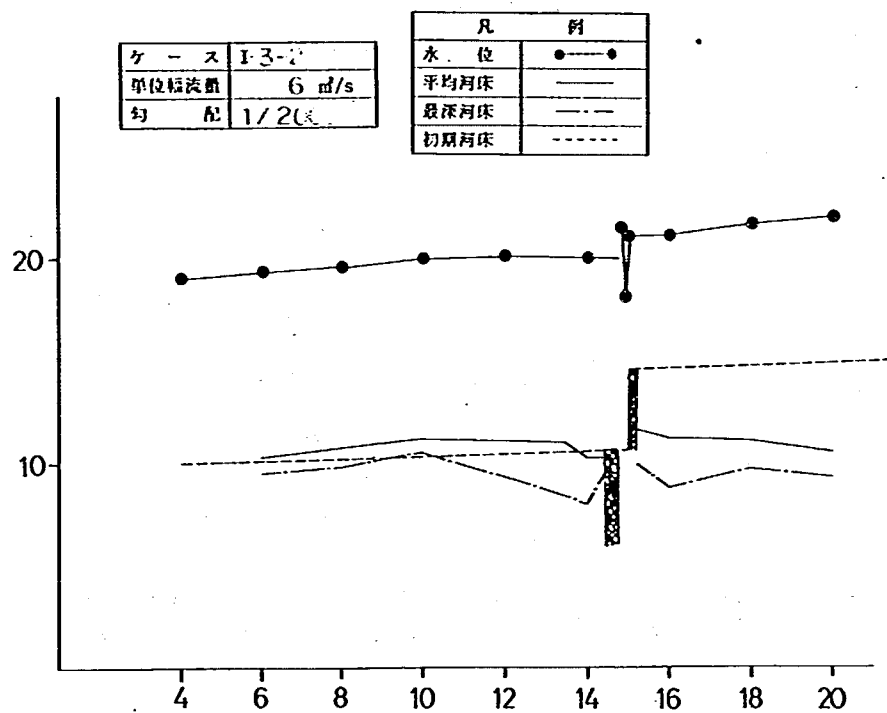


図 3.2.49 水位・河床高縦断図

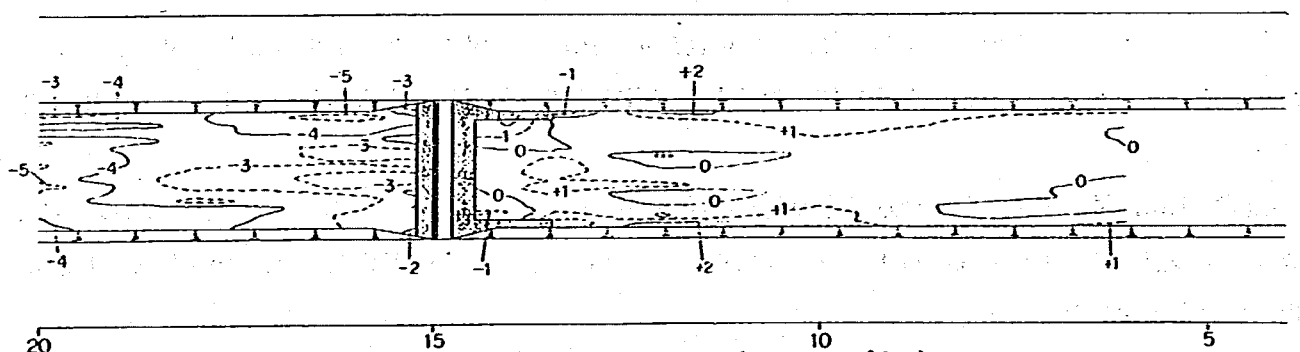


図 3.2.50 河床コンター図 ($q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$)

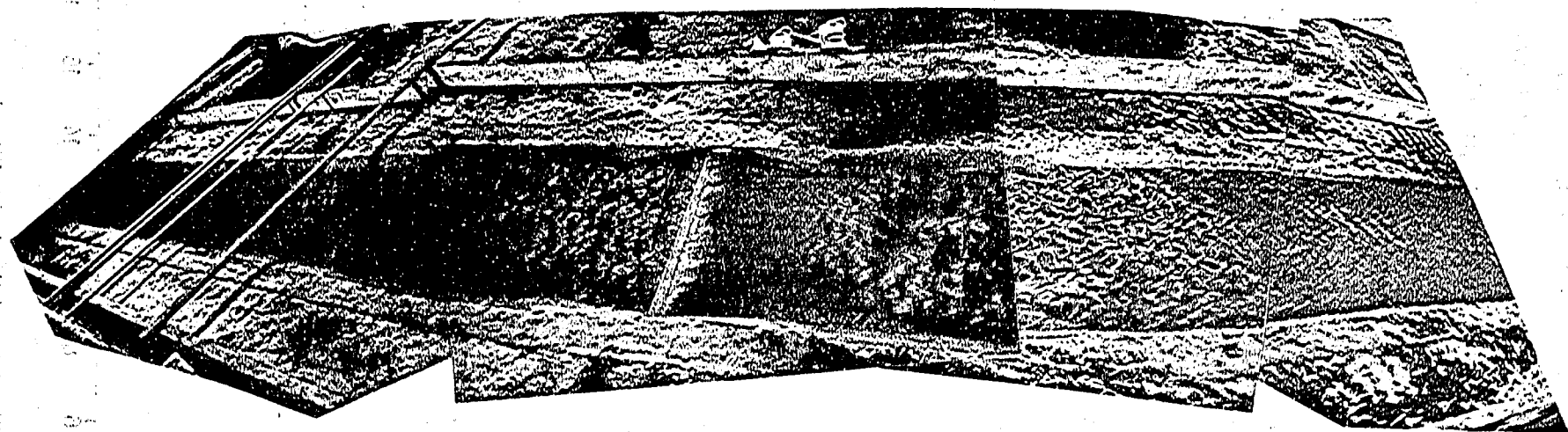


写真-3.2.21 通水後の河床状況 ($q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$, 根固め工有)

(4) ケース I-3-2・b (根固め工を設けた場合), $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$)

次に $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の落差工下流河岸部に根固め工を設置した場合の対策効果について調べた。

根固め工は、先のケース I-3-1・b で洗掘領域となる護床工末端から低水護岸の前面の縦断方向に 2.0 m (100.0 m) 設置した。根固め工の幅は、 $6 \text{ m}^3/\text{s}$ と同様に低水護岸の前面で 0.1 m (5.0 m), 敷厚 4.0 cm (2.0 m) である。

・水位、流況について

水位・河床縦断を図-3.2.51に示す。落差工上流の水位は、水面勾配が約 $1/500$ となり、落差工下流の水面勾配も上流と同じ約 $1/500$ となっている。平均水深は落差工上流で約 12.0 cm である。なお、流況は先のケース I-3-1・b とくに有意な差は見られなかった。

・河床変動状況について

河床高コンターを図-3.2.52に、河床縦断を先の図-3.2.51に示す。落差工直下流の河岸部は、根固め工の設置効果により、洗掘位置が根固め工の前面に移行し、かつ洗掘領域が軽減している。最大洗掘深も根固め工がない場合に約 8.6 cm (4.3 m) であったものが、 6.2 cm (3.1 m) と減少している。またこの洗掘によって根固め工自体に崩落が生ずるような現象も見られなかった。以上の事より緩流河川の場合、根固め工を設けることによって護床工直下流および低水護岸の前面の洗掘を防止できることが明らかとなった。この他に、洗掘防止効果によって高水敷上の土砂堆積量を減少させる効果がある結果も得られた。

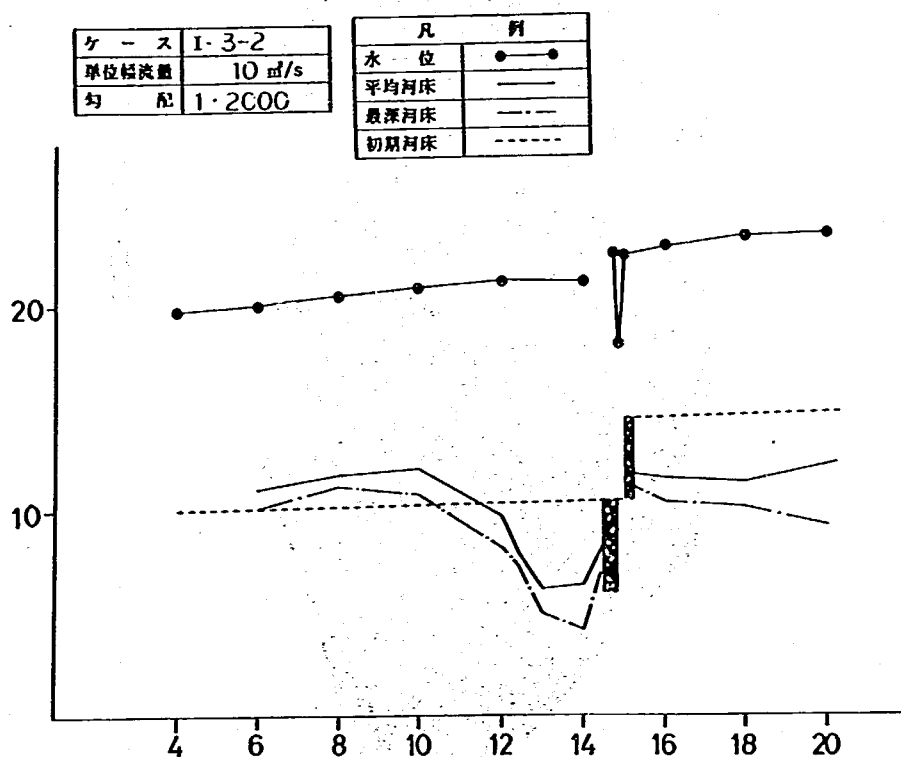


図 3.2.51 水位・河床高縦断図

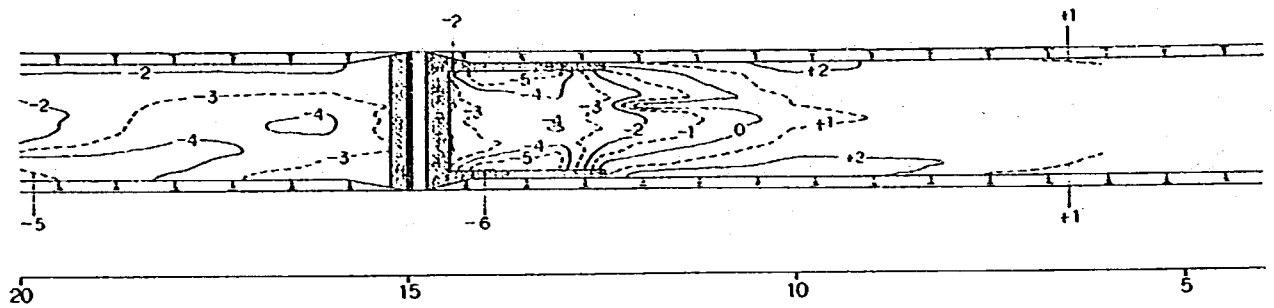


図 3.2.52 河床コンター図 ($q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)

3-3-3 実験結果のまとめ

床止め工直下流河岸周辺の局所洗掘を軽減させるための取り付け擁壁形状について検討した。本検討で得られた主要な結果をまとめると以下のようである。

- (1) 床止め工直下流河岸部においては、取り付け擁壁に沿う流れと床止め工を直進してきた流れが集中することによって局所洗掘が生ずる。この対策として、取り付け擁壁の直壁部を延ばし、さらに取り付け擁壁の取り付け角度を緩くすることによって、河岸沿いに生ずる局所洗掘を軽減できることが明らかとなった。これは、水叩き河岸部の直壁を下流に延ばすことにより、河岸部の流れを滑らかに流下させ、かつ断面内で一様な跳水を発生させ、護床工直下流河岸沿いの局所洗掘を軽減させようとしたものである。
- (2) 取り付け擁壁の直壁区間を護床工端までとし、根固め工を併用した急流河川の検討（直壁Bタイプ）では、根固め工の洗掘防止効果によって河岸沿いに生ずる剥離域が消滅して直進する流れとなる。よって流況改善効果が得られ、また、落差工直下流河岸部の洗掘が防止され、かつその前面の洗掘も半減する効果が得られた。
- (3) 緩流河川では、水深が比較的大きいことによって、跳水是水叩き上で発生する。このため、取り付け擁壁形状は、急流河川のように直接区間を護床工端まで延ばす必要はなく、取り付け擁壁の取り付け角度を小さくした緩和タイプで良いものと考えられる。
- (4) 緩流河川においては、落差工下流の河岸部で広範囲に局所洗掘が生ずる。このため、護床工末端から低水護岸前面には根固め工による洗掘対策を行う必要があり、これによって、洗掘防止が可能である結果が得られた。
- (5) なお、河床低下防止等を目的として床止め工を設置した場合、その直下流では必ず低水路内に流れが集中する。したがって、床止め工直下流で洗掘が生じ、一旦河床が低下すると流れがよりそこへ集中し、洗掘が増大する。このため、床止め工を設置する場合、洗掘防止のための対策を十分配慮する必要がある。これを怠ると、維持対策が困難となったり、当初の目的が得られないこともあると考えられる。

3-4 高水敷保護工の検討

3-4-1 概要

複断面河道における落差工周辺の流れは、前節の3-3における実験結果の中で述べたように、落差工の上流で高水敷から低水路内へ落込む流れが生じ、落差工下流では反対に低水路から高水敷上へ乗り上がる流れが生ずる。このため、落差工周辺の高水敷は侵食を受けることもあり、高水敷および床止め工自体の維持にも問題が生ずる場合がある。ここではこのような高水敷上の水理的な諸問題の把握と対策工について検討を行った。

実験は急流水路を用い（水路断面はB型断面を使用）、落差4cm（2m）の落差工をNo.12地点に1基設置した。落差工の本体は側壁まで嵌入を行っている。落差工の上下流河道の河床勾配は1/500とした。高水敷の縦断形は、低水路と同一勾配とし、落差工本体と護床工間で勾配を急にさせた形状としている。実験は、まず通常施工されている一般的な保護工の場合（ケースⅡ-1-1）の流況、河床変動状況を調べた。その後、保護工をすり付け部全面に布設した場合（ケースⅡ-1-2）、すり付け部の勾配を緩くして河床変動を防止させようとした案（ケースⅡ-1-3）について調べ、効果的な高水敷保護工の布設範囲等について検討した。検討に用いた床止め工の形状を図-3.3.1に示す。なお、取り付け擁壁形状については、前節で検討を行い最良案を求めている。しかし、低水路および河床勾配が異なっても、この擁壁形状が適用するか確認するために、各ケースで形状を変えた実験を行った。通水流量は、現地単

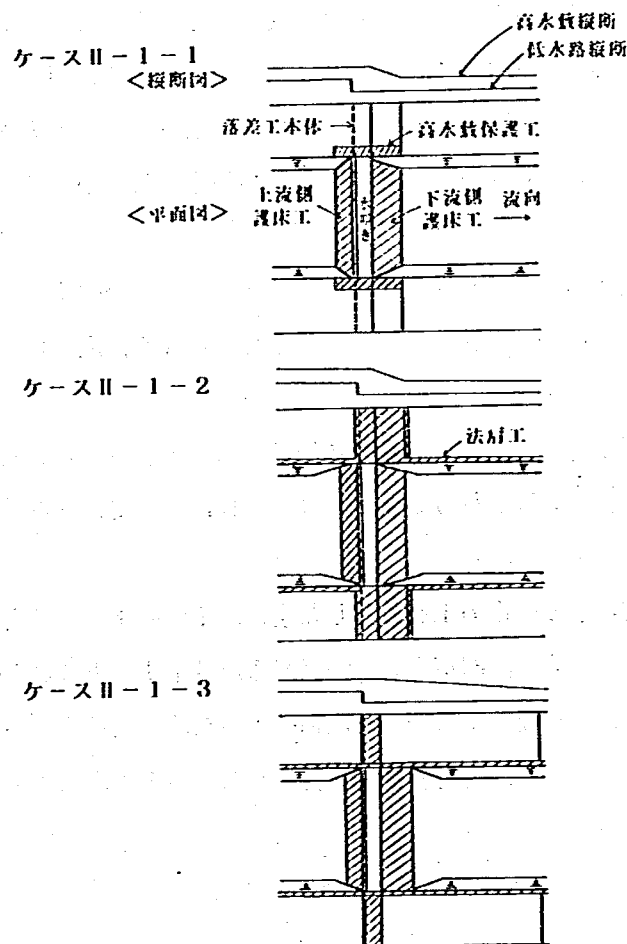


図-3.3.1 高水敷保護工形状図

位幅流量 $q = 13 \text{ m}^3/\text{s}$ 相当とした。

次に、高水敷上を固定床とし、このときの流況および水理諸量を調べ、これより高水敷保護工の水理的な設計諸元について検討を行った（ケースⅡ-2-1）。なお、実際河川の高水敷は、落差工地点で急勾配の縦断形状となっておらず、一様勾配の河川もある。そこで図-3.3.2に示すように、高水敷上を一様勾配の固定床として、このときの流況及び低水路内の河床変動状況を調べた（ケースⅡ-2-2）。通水流量は、ケースⅡ-2-1で、 $q = 13, 20 \text{ m}^3/\text{s}$ の2種類とし、ケースⅡ-2-2では、落差工部の高水敷の敷高が低くなることから流量規模を下げて、 $q = 13, 15 \text{ m}^3/\text{s}$ の2種類を通水した。なお、落差工の擁壁形状は緩和タイプとして、河岸部には10cm（5m）、敷厚4cm（2m）の根固め工を設けた。

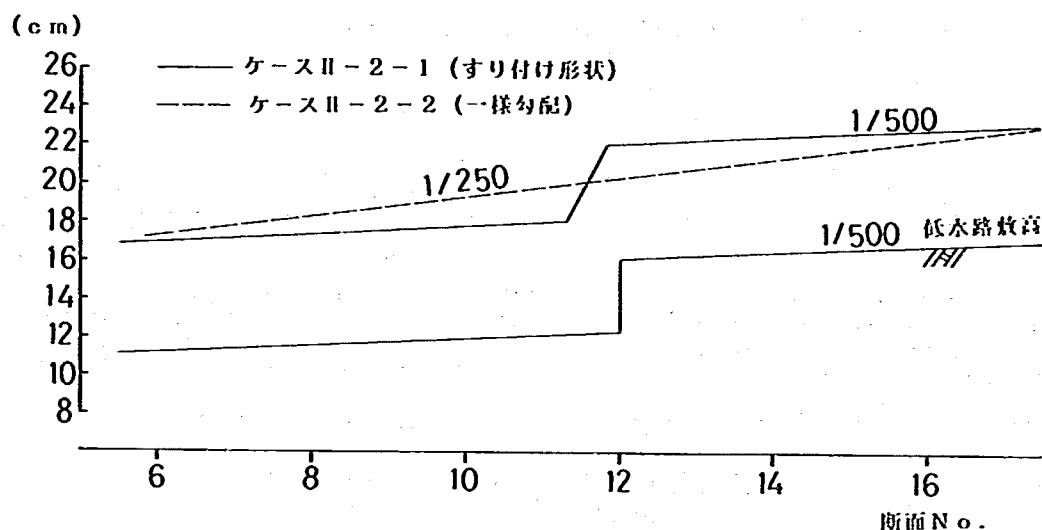


図-3.3.2 高水敷形状図

3-4-2 実験結果

(1) ケースⅡ-1-1（一般形状タイプの場合）

本ケースは、通常施工されている保護工形状について、流況及び河床変動状況を調べ、その問題点について検討した。

高水敷は、図-3.3.1に示すように、落差工の下流側護床工区間で上下流をすり付ける形状とし、さらに、落差工の上流側護床工より10cm（5m）上流地点から下流側護床工端の10cm下流の区間の低水路法肩に幅15cm（7.5m）、敷厚2cm（1.0m）で保護工（5号碎石、現地1.2tブロックに相当）を布設した。

・流況について

流況を図-3.3.3に示す。落差工上流の高水敷上の流況は、落差工から3.0m上流のNo.15付近まではほぼ一様な流れである。しかし、同地点より下流では、緩やかなカーブを描きながら高水敷から低水路内へ落ち込む流れが生ずる。落差工周辺の高水敷上では、通水後短時間に、高水敷のすり付け部上流側の勾配変化点付近から洗掘が生じ、その流出土砂が下流側高水敷上に堆積する。このため高水敷上の流れは、すり付け部下流付近から低水路内へ落込む状況となる。いっぽう、落差工下流の高水敷上は、堆積土砂と低水路内へ落込む流れによって死水域となり、低水路へ落込んだ流れがNo.8地点から再び高

水敷上へ乗り上がり高水敷上を流れる。低水路内の流れは、落差工上下流ではほぼ一樣な流れであり、落差工下流護床工端付近より波状跳水が生じている。

・河床変動状況について

河床コンターを図-3.3.4に示す。落差工地点のすり付け部では、高水敷上を流下する流れにより、嵌入されている落差工本体の直下流に大きな洗掘が生ずる。この洗掘土砂は、下流側の高水敷上や低水路へ流送されて堆積している。落差工上下流の低水路内は、dumeが形成されており、そのための河床の変動が見られる。また、落差工直下流の河岸部には、高水敷から落込む流れと取付け擁壁等の影響によって、若干の洗掘が生じている。

以上の結果より、嵌入されている落差工本体直下流の高水敷すり付け部全面に洗掘が生ずることが明らかとなった。したがって、これらの保護対策が必要と考えられる。

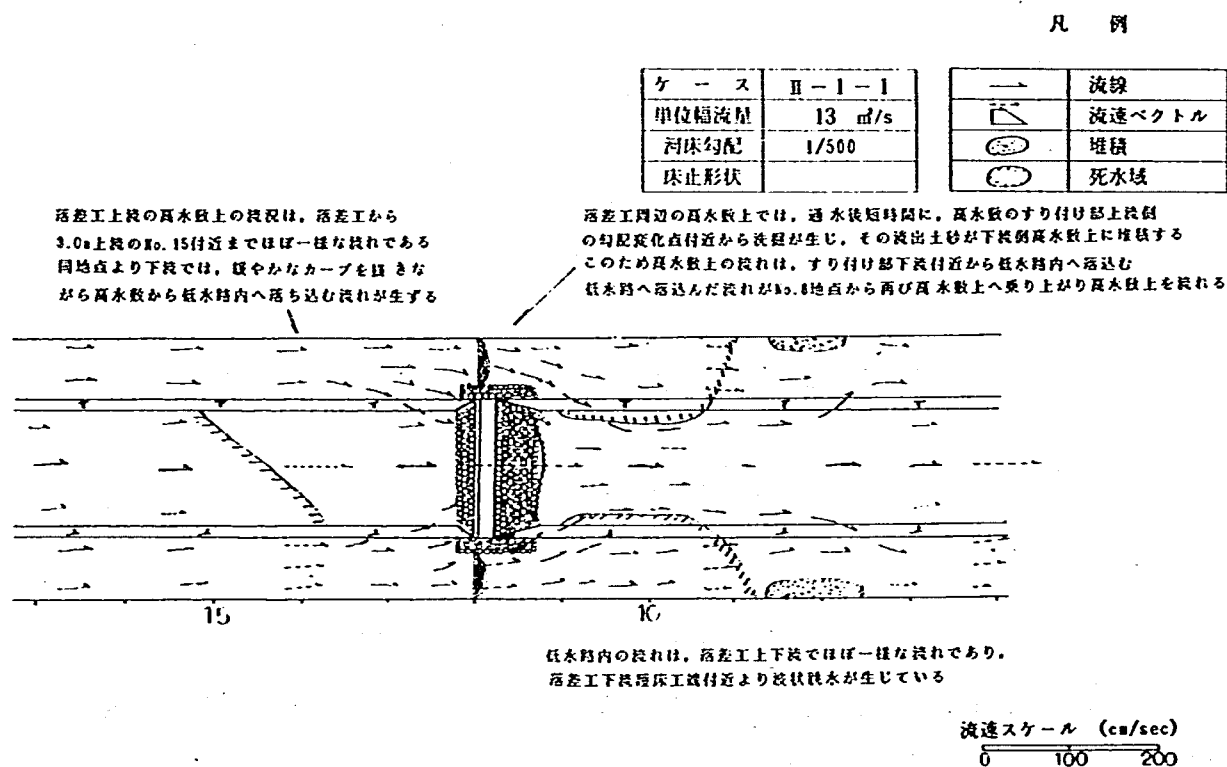


図-3.3.3 流況図

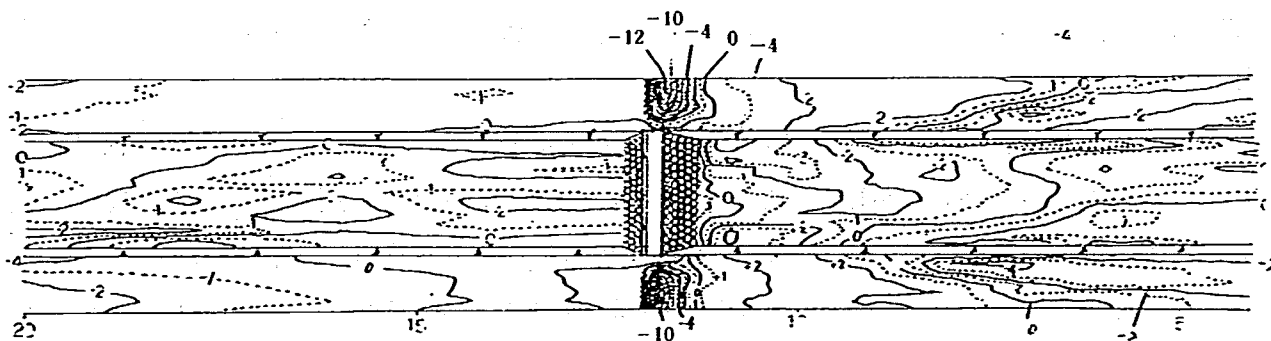
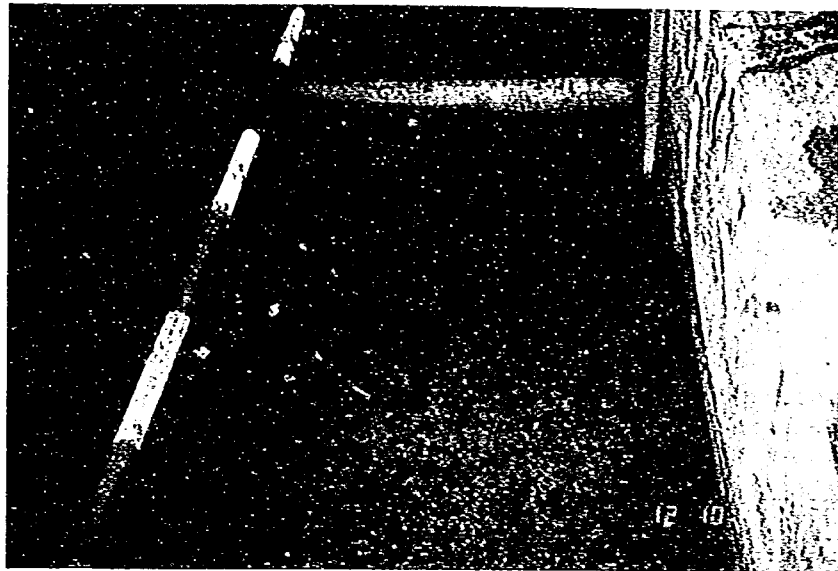


図-3.3.4 河床コンター図



写真－3.3.1 通水後の高水敷の洗掘状況（ケースⅡ－1－1）

(2) ケースⅡ－1－2（高水敷保護工をすり付け部の全面に敷設した場合）

前ケースでは、高水敷上に嵌入される落差工本体の直下流で洗掘が生じ、高水敷の維持が困難であることが明らかとなった。そこで本ケースでは、図－3.2.1に示すように保護工を高水敷のすり付け部全幅に敷設した案の検討を行った。加えて、床止め工下流側で再び高水敷を乗り上げる流れによって、低水路法肩に洗掘が生ずることから、この洗掘防止対策として、低水路法肩に法肩工を設けた。法肩工は直径約1 cmの6号碎石（現地0.5 tブロックに相当）を用い、幅5 cm（2.5 cm）、敷厚2 cm（1.0 m）で敷設した。なお、取付け擁壁は緩和タイプとして検討を行った。

・流況について

流況を図－3.3.5に示す。これまでのケースと同様に、落差工上下流の低水路内はほぼ一様に流れる。落差工上流の高水敷から低水路へ落込む流れも、前ケースと同様に落差工3 m上流のNo15地点から始まり、高水敷上を直進してきた流れが緩やかなカーブを描きながら低水路内へ落込む。落差工地点の高水敷上の流れは、高水敷保護工の全面布設により、落差工本体直下流では前ケースで見られた落込み流れが生じなく、すり付け部を緩やかなカーブを描きながら流下する。しかし、その下流の高水敷上が死水域となるため、すり付け部を流下した流れは、下流勾配変化点付近で低水路内へ落込む。その後、低水路の流れは、落差工下流2 m地点より再び高水敷上へ乗り上がる。この高水敷上へ乗り上げる流れは、落差工下流5 m地点付近まで続き、その後高水敷上の流れはほぼ一様となる。

・河床変動状況について

河床コンターを図－3.3.6に示す。高水敷保護工の下流末端部で若干の洗掘が生じたものの、他の高水敷上には前ケースのような大きな変動は生じておらず、保護工により高水敷を維持することができた。落差工下流4～5 m地点付近では、高水敷上に乗り上がる流れによって、若干の洗掘が生じている。しかし、前ケースに比べてその洗掘量は大幅に減少しており、法肩工が洗掘軽減に有効である結果が得られた。以上の結果より、高水敷を維持するには、高水敷すり付け部全面にわたって保護工を敷設

し、さらに法肩工を設ける必要があることが明らかとなった。

なお、低水路内の河床は、前ケースおよび3-3の検討で得られた結果と同様に、高水敷から低水路への落ち込む流れにより、落差工直下流の河岸部に深掘れが生じている。

凡 例

ケース	Ⅱ-1-2
単位幅流量	13 m^3/s
河床勾配	1/500
床止形状	

→	流線
↗ ↘	流速ベクトル
⊖	堆積
⊕	死水域

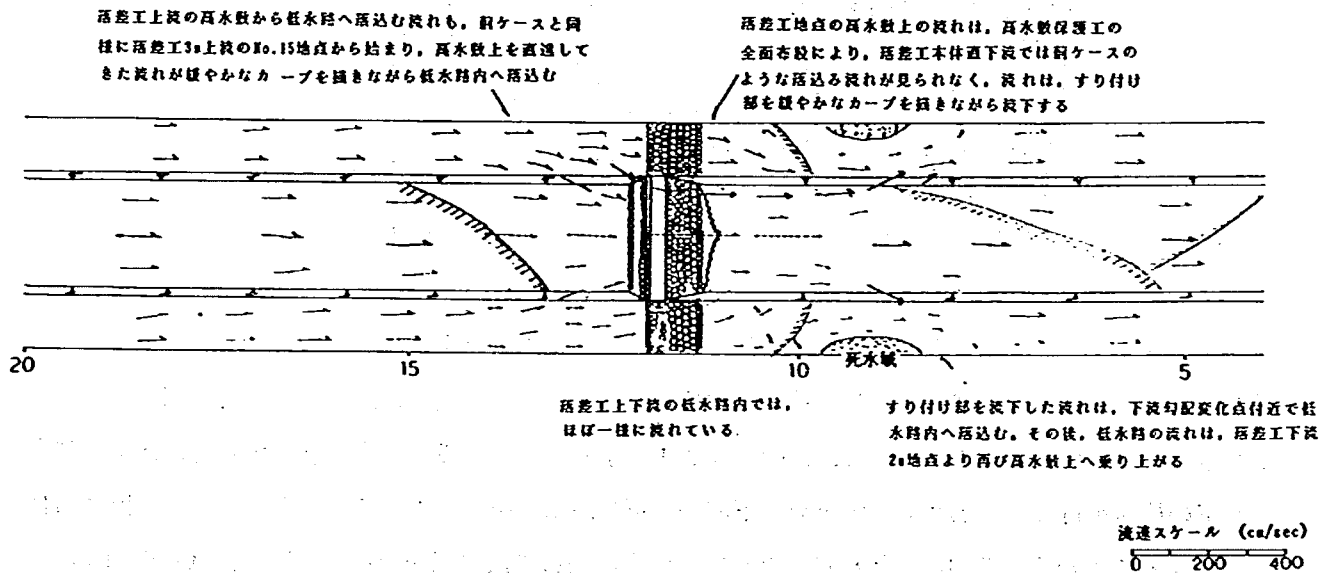


図-3.3.5 流況図

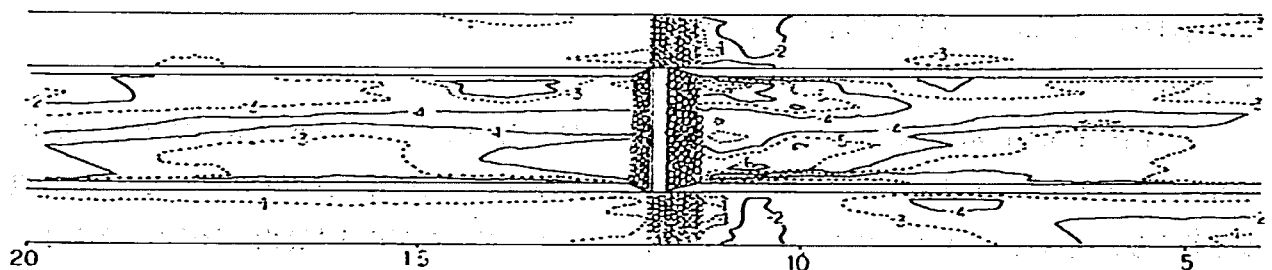


図-3.3.6 河床コンター図

(3) ケースⅡ-1-3 (高水敷すり付け部を緩勾配とした場合)

前ケースⅡ-1-2の実験結果により、高水敷すり付け区間の全面に保護工を敷設することによって、高水敷上の洗掘が防止され、高水敷の維持が可能であることが明らかとなった。しかし、すり付け区間全面を保護するにはその範囲が広いという問題が残る。そこで本ケースでは図-3.2.1に示すように、すり付け区間長を延長して勾配を緩和し、高水敷上の掃流力を軽減させようとする案の検討を行った。勾配は、1/50として下流高水敷へすり付けた。高水敷保護工は、縦断方向には落差工の水叩きと床止め本体区間の範囲に、横断方向には高水敷の全幅に敷設した。法肩工は前ケースと同じとした。なお、床止め工の取り付け擁壁は直壁Aタイプとして検討を行った。



写真-3.3.2 通水状況(ケースⅡ-1-2)

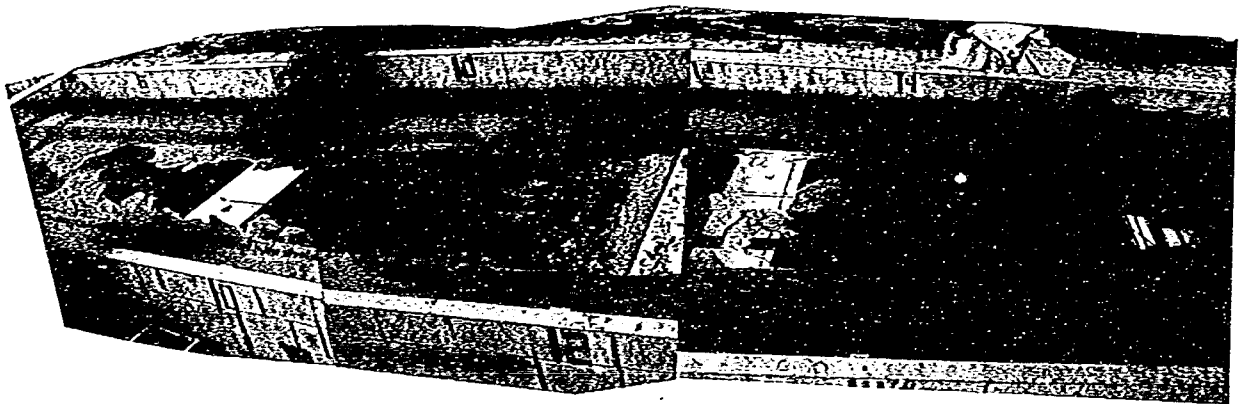


写真-3.3.3 通水後の河床状況(ケースⅡ-1-2)

・流況について

高水敷上の流れは、図-3.3.7の流況図に示すように、前ケースと同様に落差工部で低水路へ落込む流れが生ずる。しかし、すり付け区間が延びたことにより、この区間では直進する流れが見られる。通水を開始して短時間の内に、すり付け部上流側の勾配変化点付近より洗掘が進行し、高水敷の落差工本体直下流付近に、落込み流れが生ずるようになる。

・河床変動状況について

河床変動状況を図-3.3.8に示す。高水敷すり付け部の勾配を緩くして洗掘防止を図ろうとしたものの、結果的には先に述べたように、すり付け部上流側の勾配変化点付近より洗掘が生じ、高水敷を維持することができなかった。このため、実験は1時間の通水で終了させている。

凡 例

ケ ー ス	Ⅱ-1-3	→	流線
単位幅流量	13 m ³ /s	→	流速ベクトル
河床勾配	1/500	○	堆積
床止形状		○	死水域

通水後短時間に、すり付け部上流側の勾配変化点付近より洗掘が進行し、高水敷の落差工本体直下流付近には落込み流れが生ずる

前ケースと同様に落差工部で低水路へ落込む流れが生ずるもののすり付け区間が延びたことにより、この区間では直進する流れが見られる

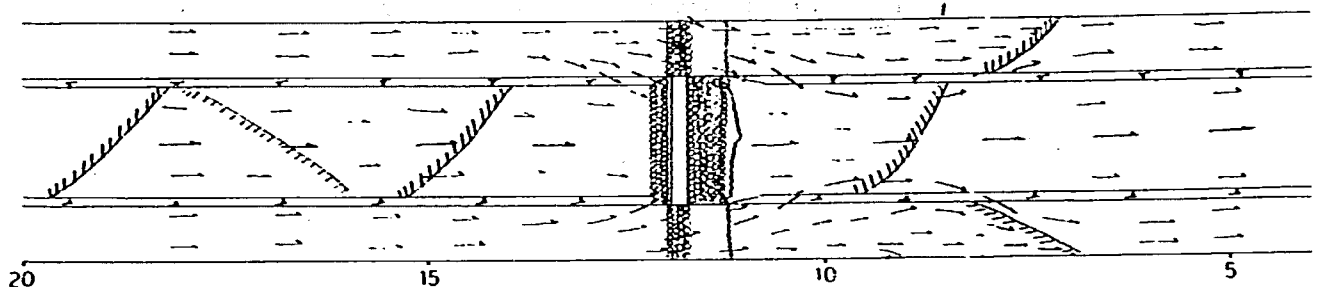


図-3.3.7 流況図

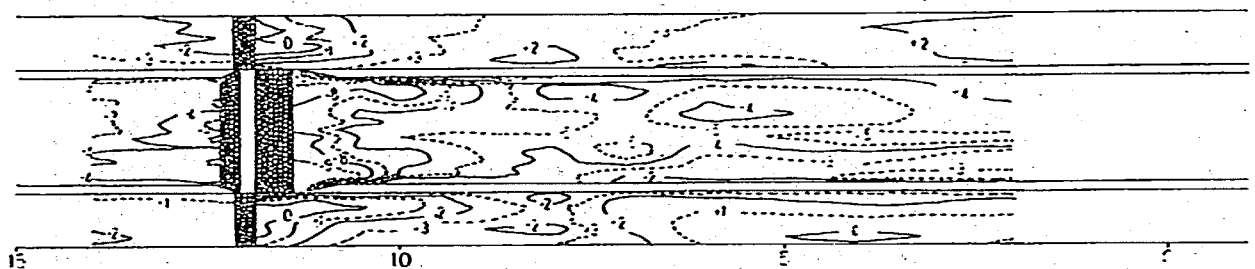


図-3.3.8 河床コンター図

(4) ケースⅡ-2-1 (高水敷すり付け部を固定床とした検討)

以上の実験結果より、高水敷を維持するためには、すり付け区間全面に保護工が必要であることが明らかとなった。そこでこのような対策工の具体的な諸元と、そのために必要な水理諸量を把握することを目的とし、高水敷を固定床とした検討を行った。なお、高水敷すり付け部はケースⅡ-1-1と同じ形状とした。固定床区間は、No 4～No 12.5の区間とし、他の高水敷上は、前ケースで河床変動量が少なかったため移動床のままとした。なお、実験は単位幅流量 $q = 13 \text{ m}^3/\text{s}$ および $20 \text{ m}^3/\text{s}$ 相当の流量を通水した検討を行った。

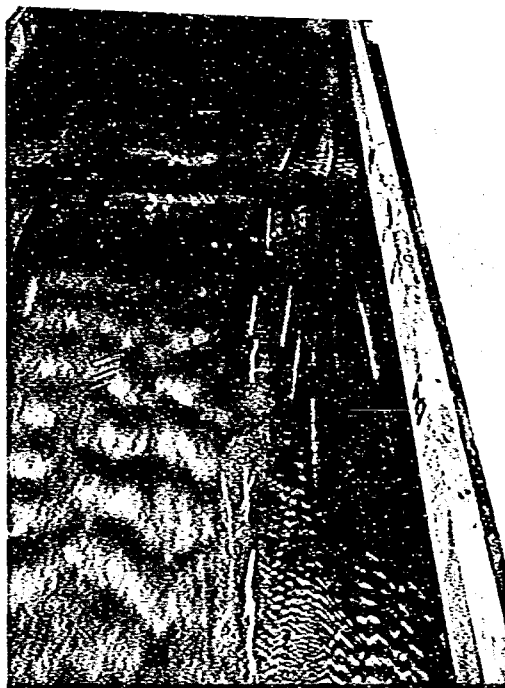


写真- 3. 3. 4 通水状況
(ケースⅡ- 1- 3)

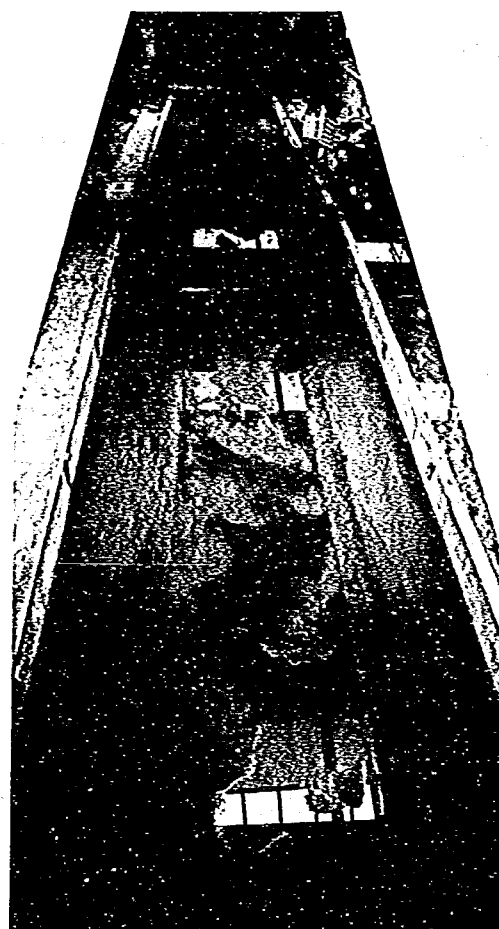


写真- 3. 3. 5 通水後の河床状況
(ケースⅡ- 1- 3)

この実験結果の水位縦断を図- 3. 3. 9 に、流況を図- 3. 3. 10 に、高水敷上の最大流速の縦断変化を図- 3. 3. 11 に示す。水位測定は、 $q = 13 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、低水路中央と高水敷部の水位について測定間隔密に行っているが、 $q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、測定間隔を広くしている。

高水敷上から低水路内へ落込む流れは、落差工による低下背水を受ける所から始まる。しかし、低水路と高水敷の水位は、落差工の 0.5 m 上流位置付近から上流側ではほぼ等しく、低水路へ落込む流れは非常に緩やかである。落差工の 0.5 m 上流付近より下流では、落差工の影響によって、低水路と高水敷で水位差が生じ、高水敷から低水路内へ落込む現象が顕著となる。高水敷上の流れは、すり付け部の上流側勾配変化点ではほぼ限界水深となってすり付け部を流下する。このときの流速は、落差工上流 1 m 付近より増大する傾向となり、すり付け部で流速が最大となる。この流速は、高水敷上の水深（流量）が多いほど大きく、反対に高水敷上の流速に対するすり付け部の流速の増大する割合は、高水敷上の水深が小さい方が大きい。なお、実験結果のすり付け部の最大流速は、落差工上流の高水敷上における流速の約 1.7 ～ 2.4 倍に増大している。しかし、すり付け部下流勾配変化点付近では跳水現象が生じ、高水敷上の流速が低減する。よって、すり付け部下流の高水敷保護工は、跳水区間まで設ける必要があるものと考えられる。

水位
(cm)

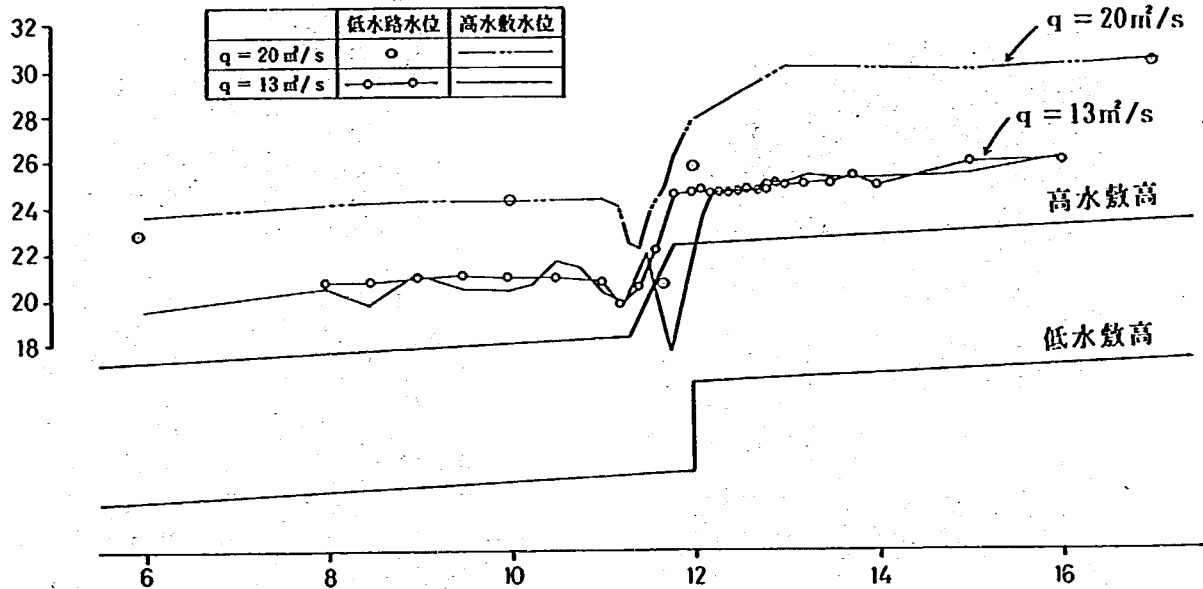


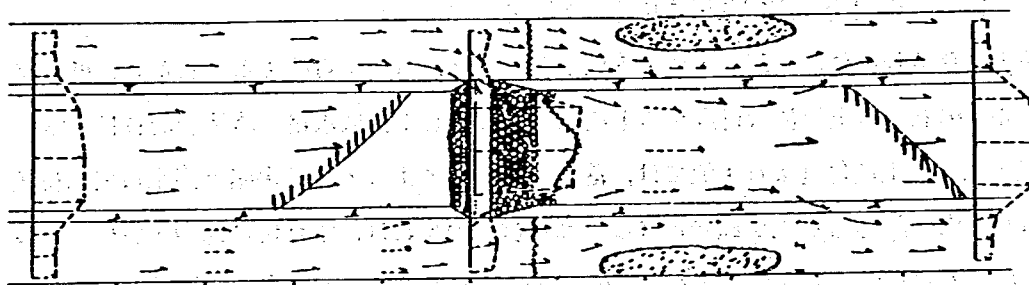
図-3.3.9 水位縦断面図

凡 例

ケース	Ⅱ-2-1
単位幅流量	13 m^3/s
河床勾配	1/500
床止形状	

→	流線
→	流速ベクトル
○	堆積
○	死水域

高水敷から低水時への落込み流れは、落差工上流3a付近から落差工下流8a地点の広範囲で生じており、その下流の高水敷上は死水域となっている。



通水当初は、激状洪水が水叩き上より生じていた。しかし、通水開始から2時間ほど経ると、低水時への洪水の集中の影響により落差工下流河床が低下し、洪水位置が下流へ移動した。これに伴い、落差工末端部の円石が流され、悪床工が崩れてゆくのが確認された。

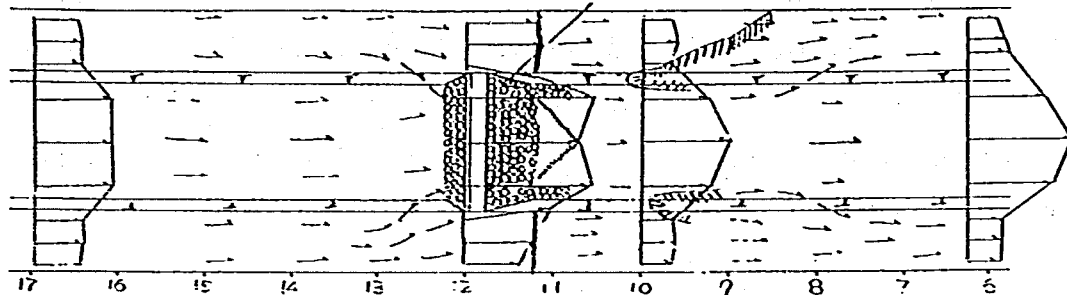
流速スケール (cm/sec)
100 200

図-3.3.10a 流況図

ケース	II-2-1
単位幅流量	20 m^3/s
河床勾配	1/500
床止形状	

凡 例	
→	流線
	流速ベクトル
	堆積
	死水域

高水敷から低水路への落ち込む流れは、落差工上流3a付近から落差工下流3a地点の広範囲で生ずる。



過水当初は、波状流れが水面上より生じていた。

しかし、過水開始から2時間ほど過ぎると、低水路への流れの集中の影響により落差工下流河床が低下し、流れ位置が下流へ移動した。これに伴い、護床工末端部の砕石が露され、護床工が隠れていくのが確認された。

流速スケール (cm/sec)
100 200

図-3.3.10b 流況図 ($q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$)

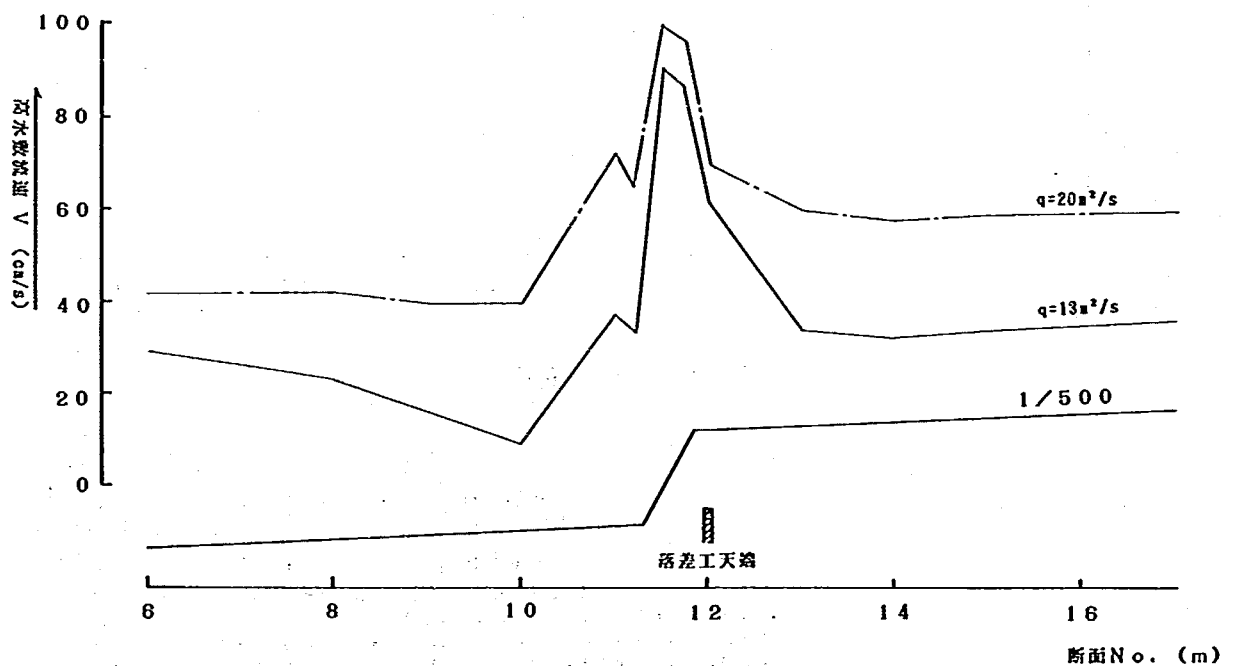


図-3.3.11 高水敷流速縦断面図

(5) ケースII-2-2 (高水敷を一樣勾配の固定床とした場合)

実際河川の河床低下現象は、多くが低水路内で進行する。したがって、このような場所の河床維持等を目的とした床止め工は、高水敷を以前のまの一樣勾配とした形状で設けられている場合もある。ここでは、このような床止め工を想定し、図-3.3.2に示すような高水敷上を一樣勾配の固定床としたときの水理現象を把握し、急勾配ですり付けた場合との差異を検討した。実験は、単位幅流量 $q = 13 \text{ m}^3/\text{s}$ および $15 \text{ m}^3/\text{s}$ 相当を通水した検討を行った。

この実験結果の水位縦断を図-3.3.12に、流況を図-3.3.13に、高水敷上の最大流速の縦断変化を図

— 3.3.14 に示す。これによると、高水敷上の水位は、高水敷から低水路内へ落ち込む流れにより、落差工地点から下流約 1 m の範囲で急に低下する。高水敷上の流れもこの地点で速くなり、流速は落差工上流に対して約 1.5 倍となる。流速が増加する割合は、高水敷部を急勾配ですり付ける形状の場合よりも小さい。高水敷から低水路内へ落ち込む流れは、落差工下流高水敷の広範囲で生じる。しかし、落ち込み流れにより高水敷上の流量が減少するため、高水敷上の流速は落差工上流の流速に比べ小さい。よって、高水敷保護工は、護床工区間程度で良いと考えられる。なお、落差工周辺から下流側の広範囲に高水敷から低水路内へ落ち込む流れが生ずるため、落差工下流部で低水路から高水敷へ乗り上がる現象は生じない。また、高水敷上の流れは、水深が小さい場合、落差工周辺ではほとんどが低水路内に落ち込む流れとなるが水深が大きい場合の河岸近傍では、高水敷上を真っ直ぐ下流に向う流れとなることが認められた。

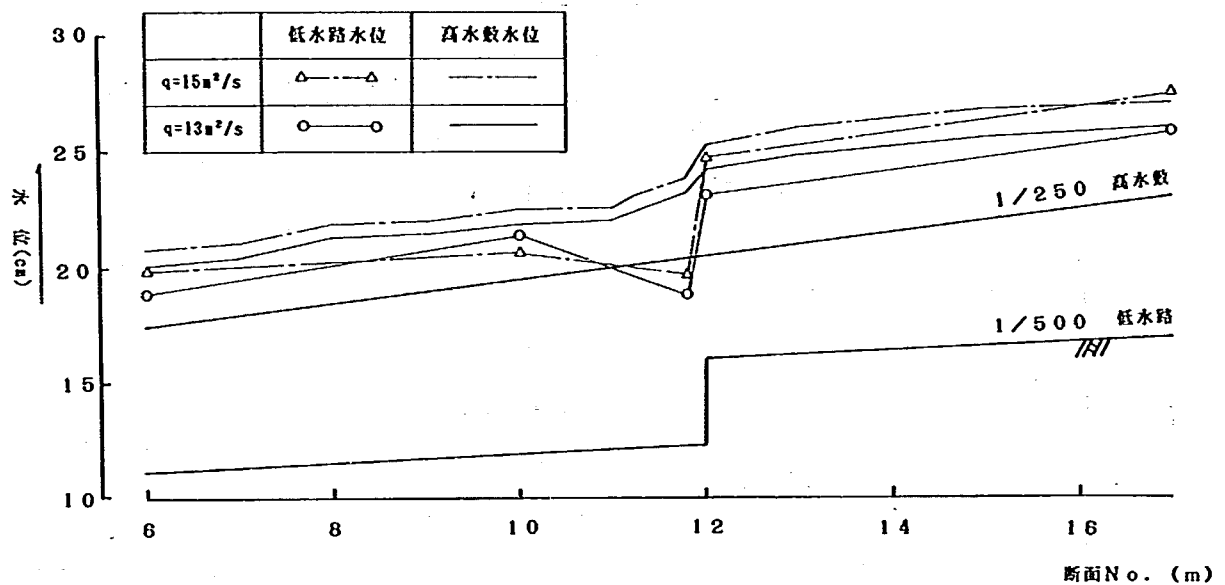


図- 3.3.12 水位縦断面図

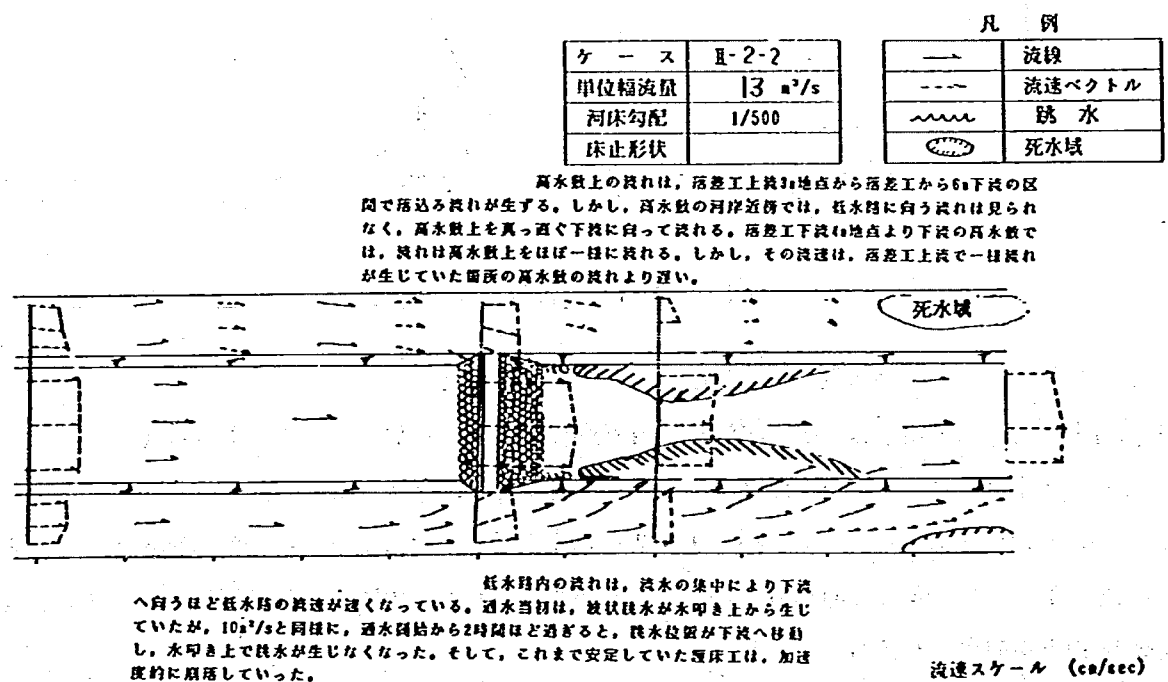
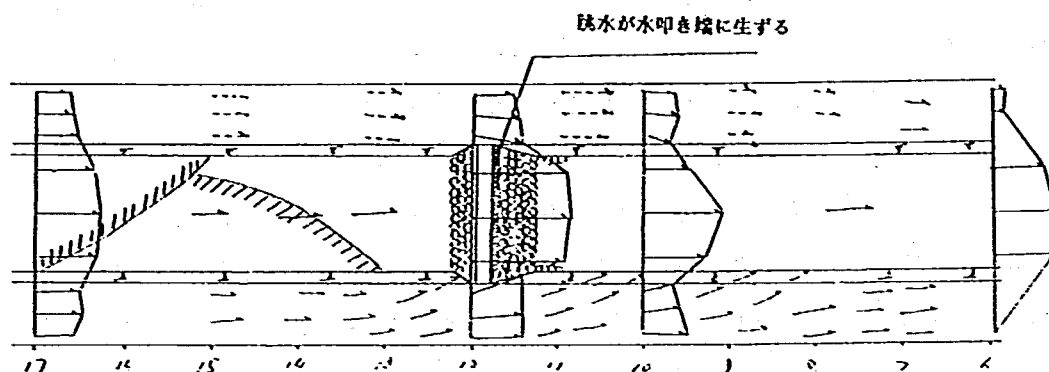


図- 3.3.13a 流況図 ($q = 13 \text{ m}^3/\text{s}$)

凡 例

ケース	R-2-2
単位幅流量	15 m ³ /s
河床勾配	1/500
床止形状	

——	流線
---	流速ベクトル
~~~~	跳水
⊙	死水域



高水敷から低水敷内へ落ち込む流れは、落差工下流高水敷の広範囲で生じる。しかし、落ち込み流れにより高水敷上の流量が減少するため、高水敷上の流速は落差工上流の流速に比べ小さい。よって、高水敷保護工は、護床工区間程度で良いと考えられる。なお、落差工周辺から下流側の広範囲に高水敷から低水敷内へ落ち込む流れが生ずるため、落差工下流側で低水敷から高水敷へ乗り上がる現象は生じない。また、高水敷上の流れは、水深が小さい場合、落差工周辺ではほとんどが低水敷内に落ち込む流れとなるが水深が大きい場合の河岸近傍では、高水敷上を真っ直ぐ下流に向う流れとなることが認められた。

流速スケール (cm/sec)  
100 200

図-3.3.13b 流況図 ( $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ )

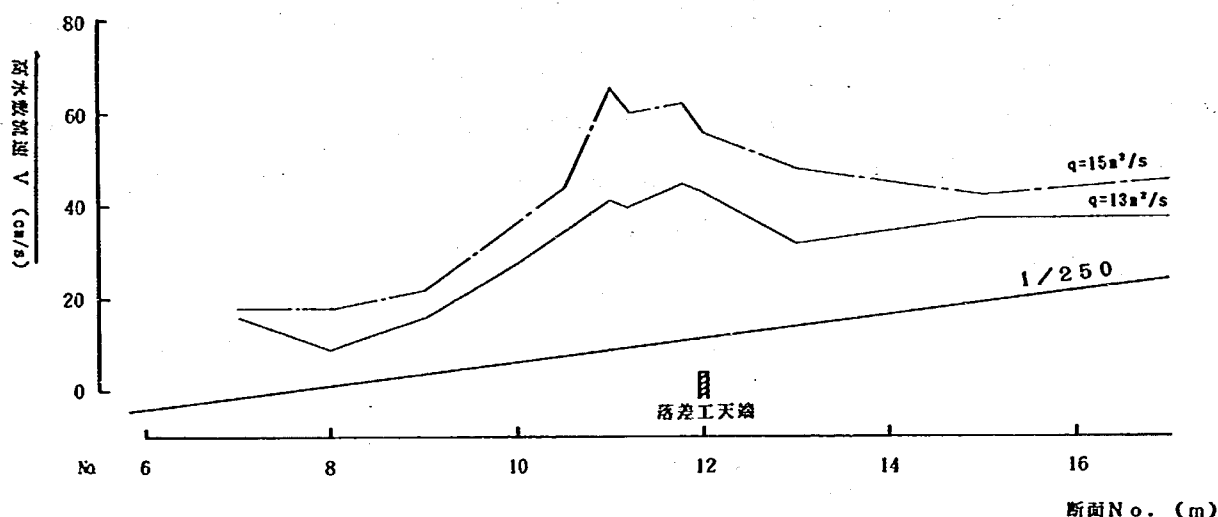


図-3.3.14 高水敷流速縦断図

### 3-4-3 実験結果のまとめ

複断面河道における落差工周辺の高水敷上の洗掘対策として、高水敷保護工の必要範囲等について検討を行った。この結果から以下の事項が明らかとなった。

- (1) 落差工の落差分を高水敷上ですり付ける形状とした場合、高水敷上の流速は、急勾配となるすり付け部周辺で増大し、この高水敷上に洗掘が生じる。よってこれを防止するため、高水敷のすり付け部に保護工を敷設する必要があることが明らかとなった。
- (2) 高水敷の保護工敷設範囲は、急勾配となるすり付け部全面とともに、落差工本体が高水敷に嵌入されている場合、落差工本体の洗掘を防止するうえから、すり付け部の勾配変化点の上流側を含め、落差工本体の上流 5 m 範囲に保護工が必要であった。さらに、すり付け部の下流側勾配変化点付近では、小規模な

跳水が生じて流速が低減する。よって、すり付け部の勾配変化点下流の10m範囲に保護工を敷設した結果、洗掘が防止できることが明らかとなった。

(3) 高水敷の縦断形状が一樣勾配であっても落差工地点から下流付近で高水敷上から低水路内に向う流れが生じ、流速が増大する。このため、取り付け擁壁および護岸の法肩付近は広範囲に高水敷保護工が必要である。保護工範囲は、落差工の上下流護床工位置程度の長さとし、幅については、急流河川の高水敷は全幅が望ましく、緩流河川においても10m程度以上は必要と考えられる。

(4) 高水敷から低水路へ落ち込む流れは、落差工上流の低下背水を受ける所から始まる。しかし、その流れは緩やかであり、落差工天端直上流より流れが早くなる。よって、落差工上流の法肩工は、上流護床工の位置程度まであれば良いと考えられる。落差工下流の法肩工については、高水敷を急勾配ですり付ける形状とした場合、急流河川では、落差工下流の低水路から高水敷上に乗り上がる流れによって河岸部の法肩に洗掘が生ずる。今回の実験では、落差工地点から下流250mの範囲に幅2.5mの法肩工が必要であった。

(5) 高水敷が一樣勾配の場合の高水敷上の流れは、落差工周辺から低水路内へ落ち込む流況を呈するものの、下流側で反対に高水敷に乗り上がる顕著な現象は見られない。よって、この場合は、通常の護岸に施工される法肩工でよいと考えられる。

(6) 落差工の落差分を高水敷上ですり付ける形状とした場合、高水敷上の流れは、落差工周辺で低水路内へ集中し、その後落差工下流側で高水敷へ再び乗り上がる流れが生ずる。これに対し、高水敷が一樣勾配の場合、落差工下流の広範囲において高水敷から低水路へ流れ込む現象が生ずる。このため、低水路内の掃流力が大きくなる傾向となり、かつ河床変動も大きい。よって、河床維持の観点からは高水敷を急勾配ですり付ける形状とした方が良いものと判断される。

### 3-5 落差工群の配置に関する検討

#### 3-5-1 概要

急流河川では、落差工群によって河床縦断勾配を緩和させ、かつ流路の安定を図ったりしている。しかし、落差工群の配置に関する水理的検討例は少なく、また、近年河床低下等により、落差工の維持が困難なことから、落差工群の統廃合の計画や検討が行われている。ここではこの落差工群の適正な配置間隔、および上流からの土砂供給量が減少した場合の問題点把握の検討を目的とした実験を実施した。

水路は先の図-3.3.13に示した急流水路を使用し、水路断面はA型を用いた。床止め工を連続して設置するときの間隔は、川幅が広い河川の場合、川幅の1.5～2.0倍としている場合が多いとされている²⁾。そこで第1案の落差工群の配置は、間隔を川幅2.4m(120m)の約2倍の5.0m(250m)とし、落差を2cm(1m)に設定した。以下、これをタイプAと呼ぶ。さらに落差と間隔の値を倍に設定し、間隔を10m(500m)、落差は通常認められている最大の4cm(2m)とした案をタイプBとした。両ケースとも落差工の天端を結んだ勾配は約1/100と同じであり、落差工間の河床勾配は1/200である。各タイプの落差工の配置を図-3.4.1に示す。

実験は、2つのタイプの落差工群の水理諸量と河床変動状況を調べ、落差工群の配置の在り方について検討を行った(ケースⅢ-1)。なお、タイプAの上流から土砂供給がある場合については先の床止め工の平面形状の検討で用いたケースⅠ-1-1と実験条件が同じであり、ケースⅢ-1-1はケースⅠ-1-1の実験結果を用いている。このほかに、供給土砂量をケースⅢ-1の半分の139cm³/secとした場合(ケースⅢ-2)と給砂を行わない場合の実験(ケースⅢ-3)を実施し、給砂量が河道に与える影響に

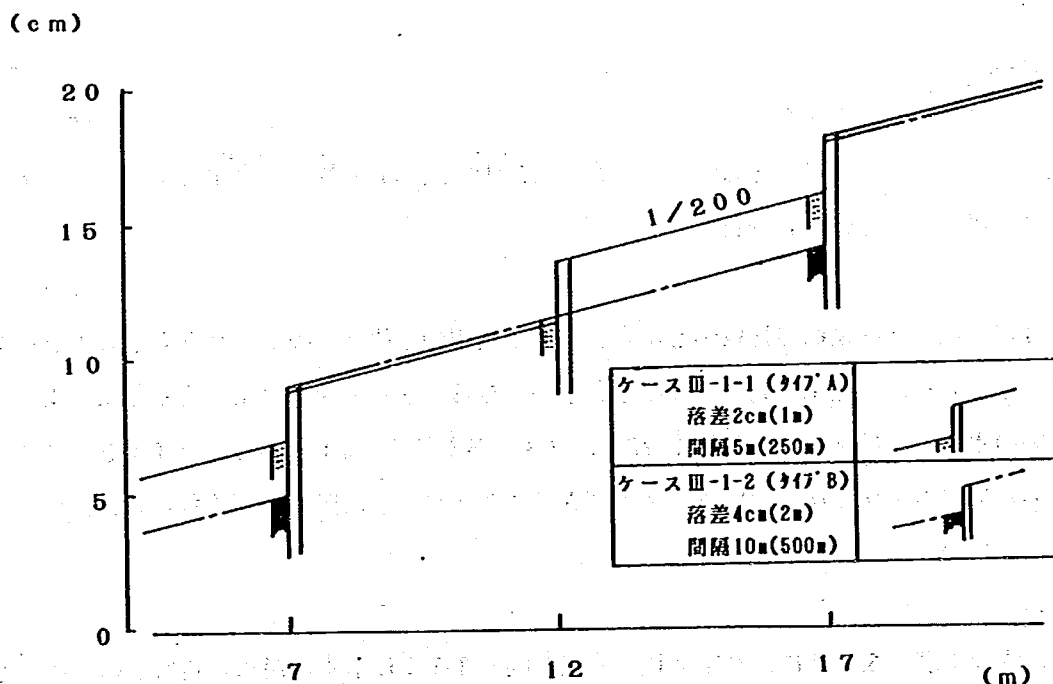


図-3.4.1 落差工の配置

について検討を行った。なお、本実験は、前述した落差工の平面形状等に関する検討に先行して実施したため、落差工の形状は従来用いられている一般的な形状（実験ケースⅢ-1-1で採用）としている。水叩き長、護床工長はブライの式を参考に設定した。落差工の形状を図-3.4.2に示す。護床工には直径約2cmの碎石（現地換算で1.2tブロックに相当）を用いて厚さ4cmで敷設した。流量は、ほぼ低水路満杯に相当する単位幅流量  $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$  を通水した検討を行った。

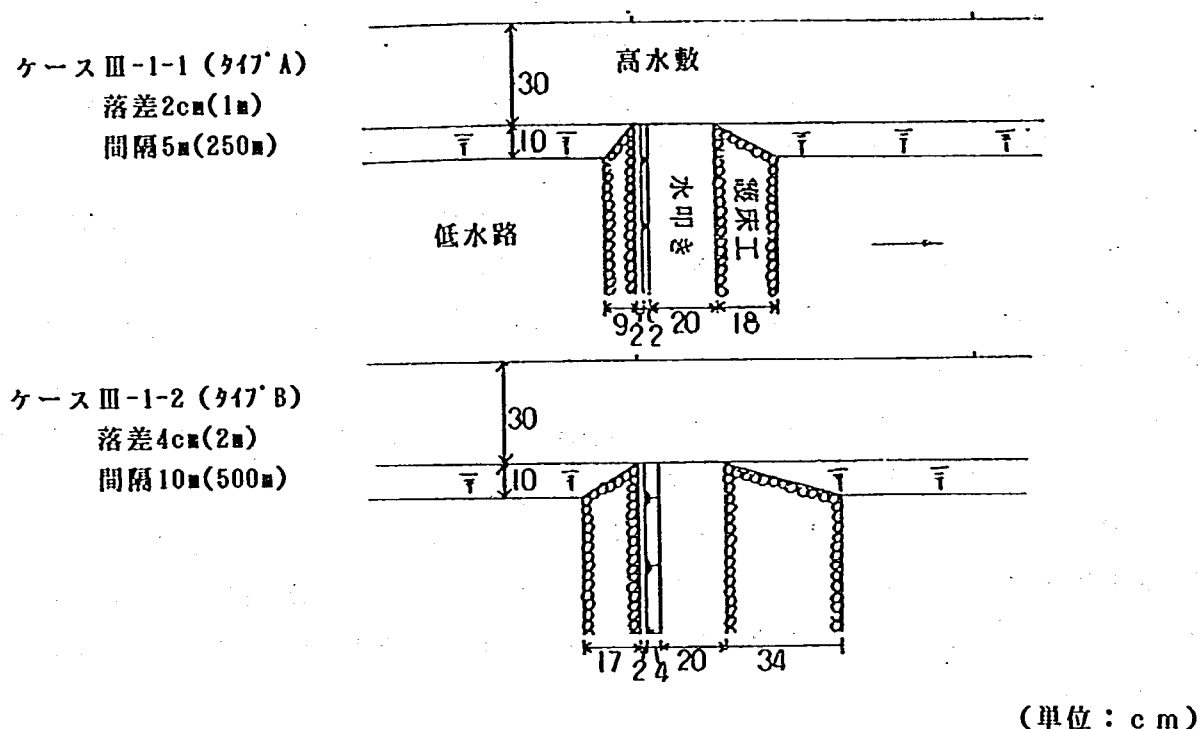


図-3.4.2 落差工の形状

### 3-5-2 実験結果

#### (1) 上流からの土砂供給が有る場合

本実験結果のタイプAの現象は、先の3-3-2, 1), (1)で述べており、重複するがここではタイプBの結果とともに、各測定項目に比較を行う。

##### ・水位について

図-3.4.3に水位・河床縦断の比較図を示す。落差工周辺の水位は、両タイプとも落差工上流1m付近から低下背水となり、落差工の天端上では限界水深となる。落差工間の水深は約9.5cm(4.8m)となり、同区間の水面勾配はタイプAが約1/200、タイプBが約1/250である。タイプBが落差工の間隔が長いので勾配が若干緩くなっている。タイプAは落差工により河床高が高くなるため、No.12~17の区間で水位が高い。

##### ・流況について

タイプAの流況を図-3.4.4に、タイプBの流況を図-3.2.1に示す。通水当初は、両タイプとも流れが射流のまま水叩き上を流下し、護床工上で波状跳水が生ずる。しかし、護床工直下流が洗掘を受けて河床が低くなるにしたがって、跳水位置が下流に移り、通水後40分程度経過した時点では、護床工

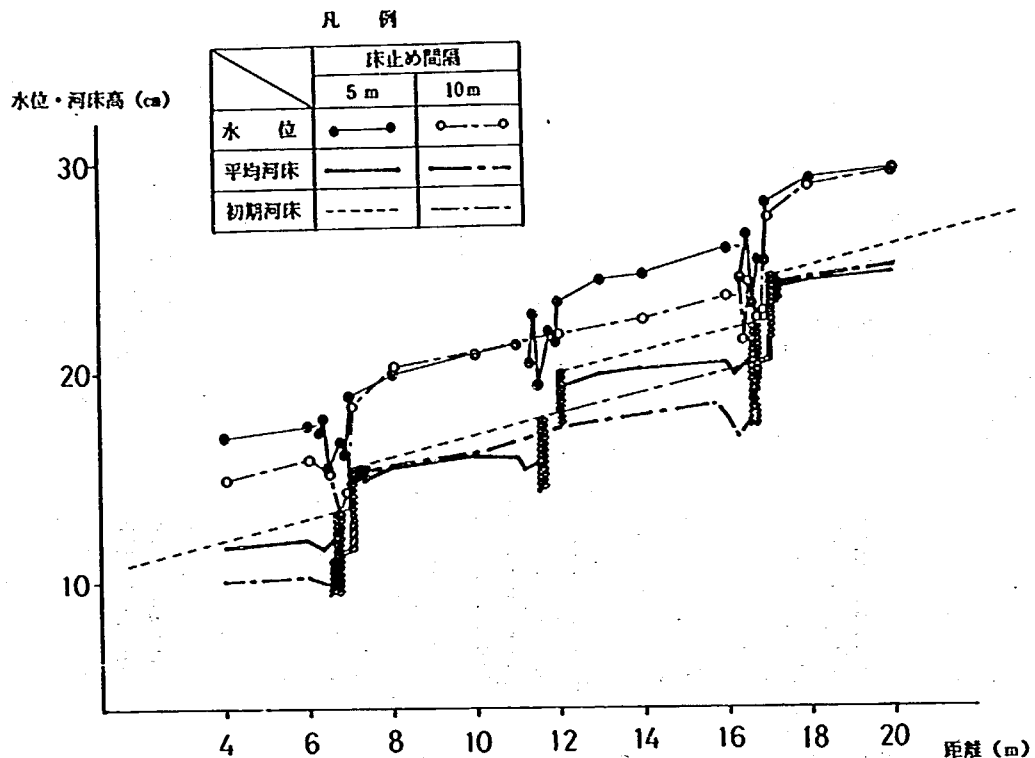


図-3.4.3 水位・河床縦断比較図

末端部で横一線上に跳水が生じ、ほぼ安定した状態となった。

落差工間の流れは、両タイプとも低水路内をほぼ一樣な流れとなって流下するものの、落差工下流の波状跳水の影響により水面波が生じている。

なお、先の3-3で述べたように、落差工直上流の河岸部で取り付け擁壁に沿った流れと護床工上を直進してきた流れが一緒になって、落差工直下流の河岸部に流れの集中が生ずる。この取り付け擁壁に沿う流れのため、取り付け擁壁に接続する低水護岸の近傍では剥離が生じている。この剥離域はタイプAの場合、取り付け擁壁から下流50cmの間で生じ、タイプBの場合は80cmの範囲で生じている。

#### ・流速について

落差工間の流れはほぼ一樣であり、その流速は60～65cm/sである。落差工天端上での流速はタイプAが2割、8割水深の流速差がほとんどなく約75cm/sである。しかし、タイプBでは落差が大きいことによって、2割水深で約70cm/s、8割水深で約95cm/sと表層流速より河床近くの流速が速い。水叩き上ではタイプAが約95cm/s、タイプBは、天端部と同様に落差が高いことによって、約120cm/sと落差工間の約2倍の流速となっている。

#### ・河床変動状況について

タイプA、Bの河床コンターの比較を図-3.4.5に示す。落差工間の河床は、両タイプとも落差工直下流を除いてほぼ平坦である。局所洗掘が両ケースともに落差工直下流の河岸沿いで生じているが、両者を比較すると落差工間隔が広く、かつ落差が大きいタイプBのほうが落差工直下流の局所洗掘深およびその範囲も大きい。No 17の落差工地点下流において3.0cm(1.5m)以上河床が低下している範囲を

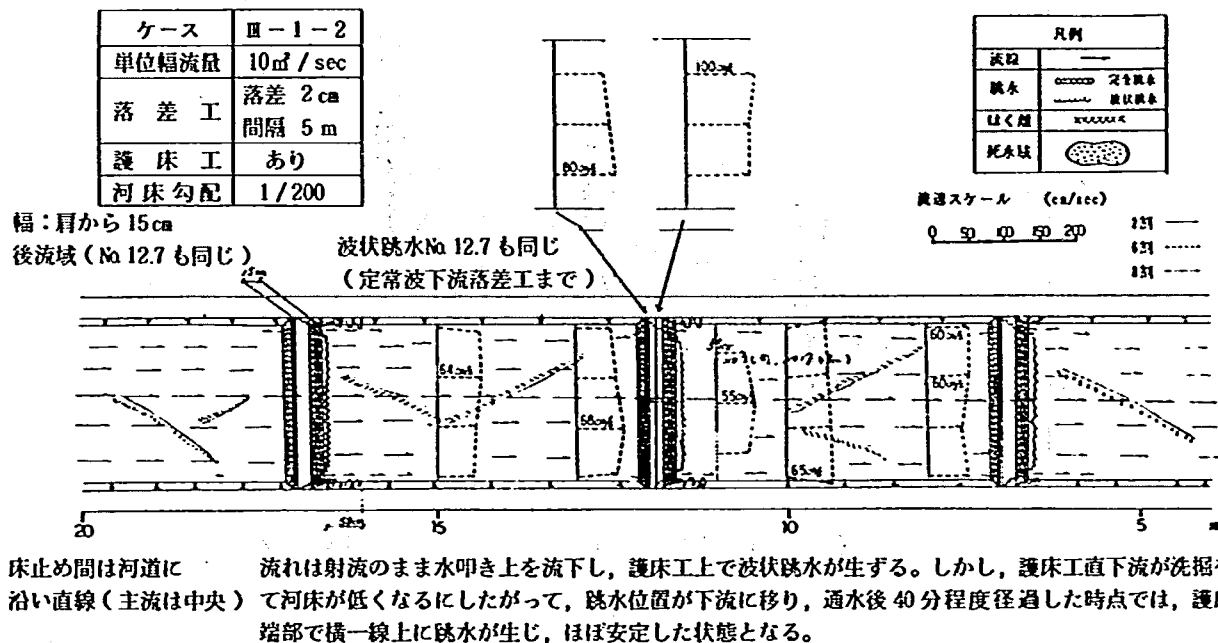


図-3.2.1 流況図

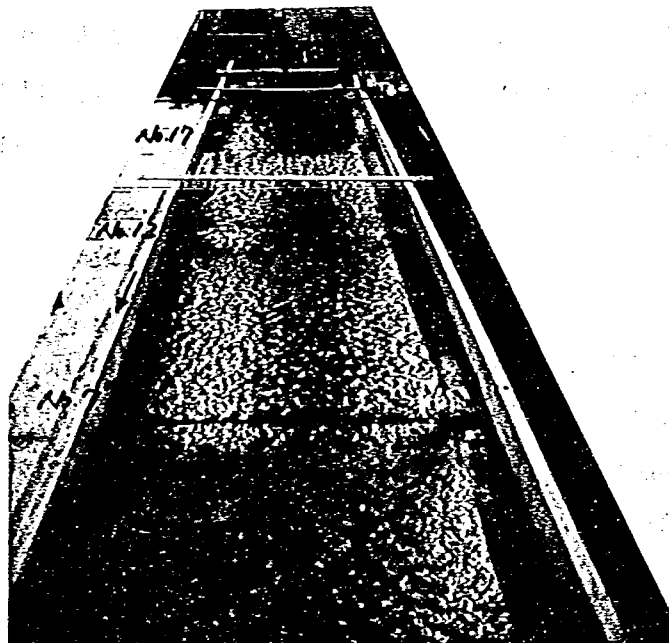
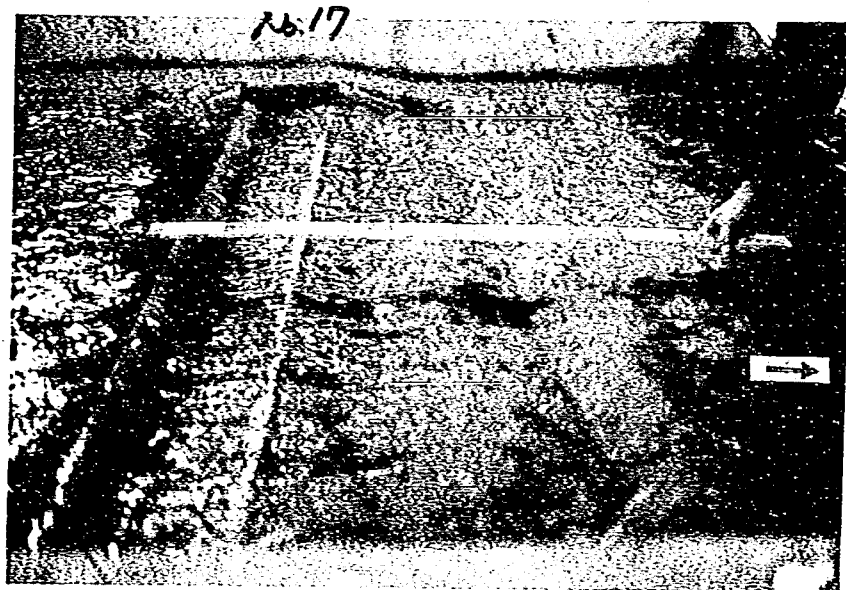
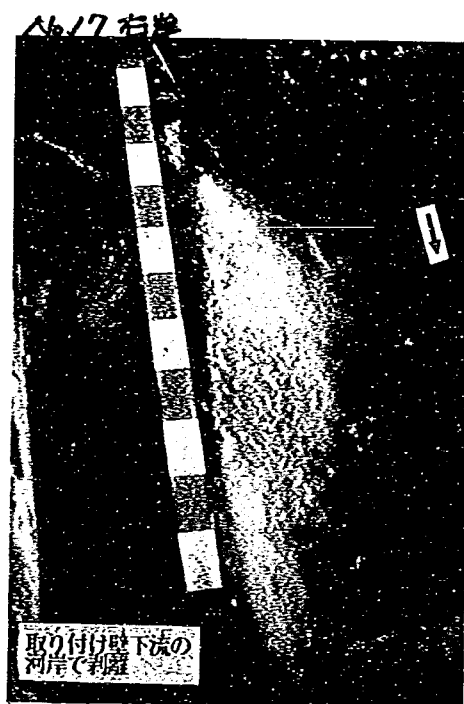


写真-3.4.1 通水状況(タイプA・給砂あり)



写真－ 3. 4. 2 落差工周辺の流況（タイプB・給砂あり）



写真－ 3. 4. 3 河岸部の剥離の状況（タイプB・給砂あり）

洗掘領域として調べてみると、タイプAでは左右岸の取り付け擁壁下流の20～40 cm間の低水護岸前面に幅約20 cmの範囲で局所洗掘が生じている。これに対し、タイプBでは右岸側で護床工直下流から1.8 m下流間の低水護岸前面に幅50～30 cmの範囲に洗掘が生じ、左岸では護床工直下流から50 cm下流間の低水護岸前面に幅約30 cmの範囲で局所洗掘が生じている。局所洗掘部の最大洗掘深は、タイプAが7.2 cm、タイプBが8.4 cmである。

いっぽう、河床縦断は先の図－ 3. 4. 3に示したように、落差工間の河床勾配がタイプAで約1/400、タイプBが約1/250 となっており、タイプBの河床勾配が緩い。この原因は落差工間隔が狭いことに

よって、河床低下が防止されるためである。

以上の結果より落差工によって河床高を維持し、さらに河床低下防止および落差工全体の維持管理を行なうには、落差工間隔は、河床低下量が少なく、落差工直下流の局所洗掘深およびその範囲も小さいタイプAの方が問題点が少ないと考えられる。

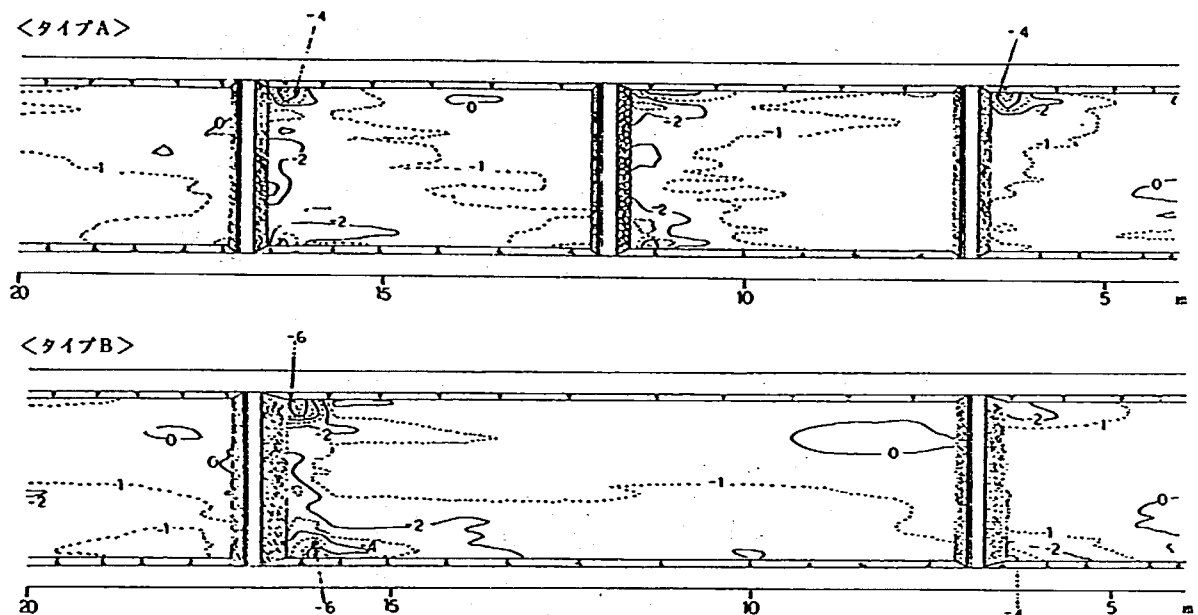


図-3.4.5 河床変動状況図

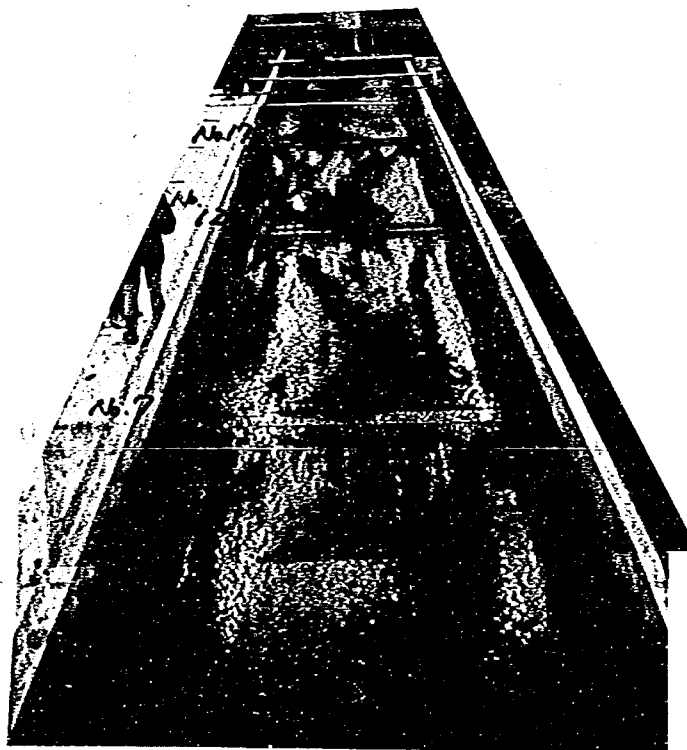


写真-3.4.4 通水後の河床状況（タイプA・給砂あり）

## (2) 土砂供給が少なくなった場合

土砂供給が少なくなった場合の落差工群に与える影響及び河床変動状況を調べ、問題点に対する対策工について検討した。

### ・水位について

図-3.4.6に通常の給砂量がある場合と、給砂量が1/2の場合、及び給砂量がない場合の水位・河床縦断比較を示す。タイプAの場合、給砂量が1/2およびない場合とも河床低下に伴い、水位は全体に低

水位・河床高 (cm)

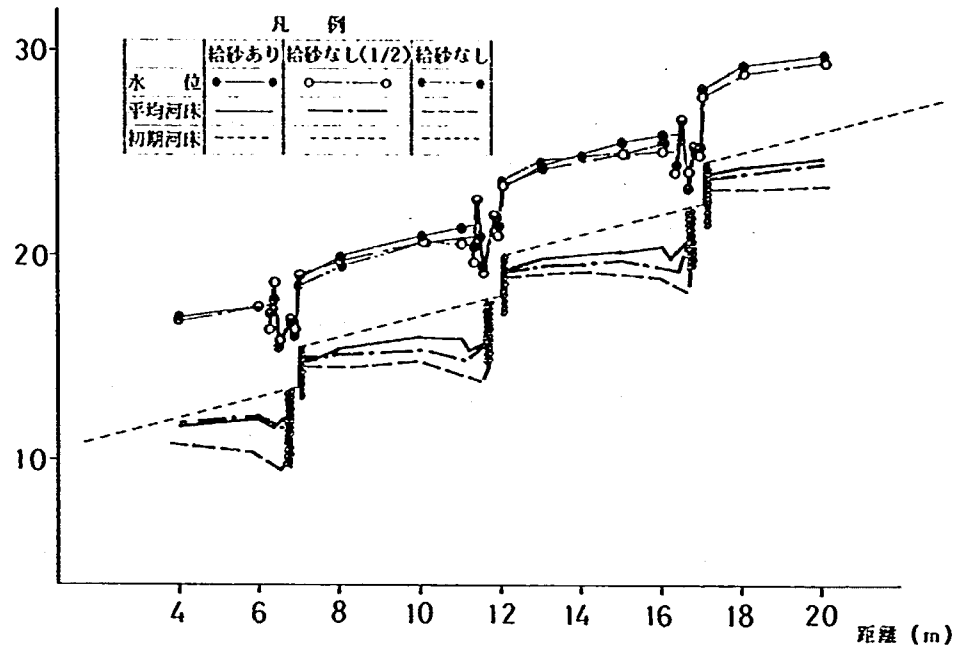


図-3.4.6(a) 水位・河床縦断比較図(タイプA)

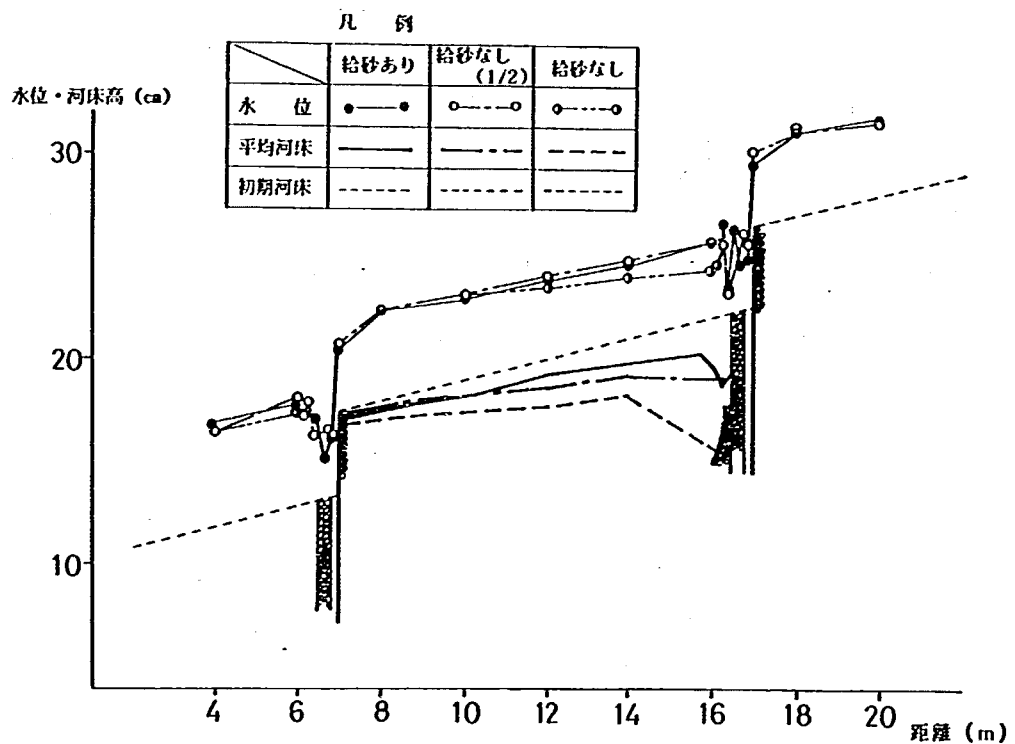


図-3.4.6(b) 水位・河床縦断比較図(タイプB)

下傾向となる。タイプBの場合には、落差工直下流から落差工の中間付近において、供給土砂が減少すると水位低下が顕著となる傾向が見られ、このため水面勾配も緩くなる。

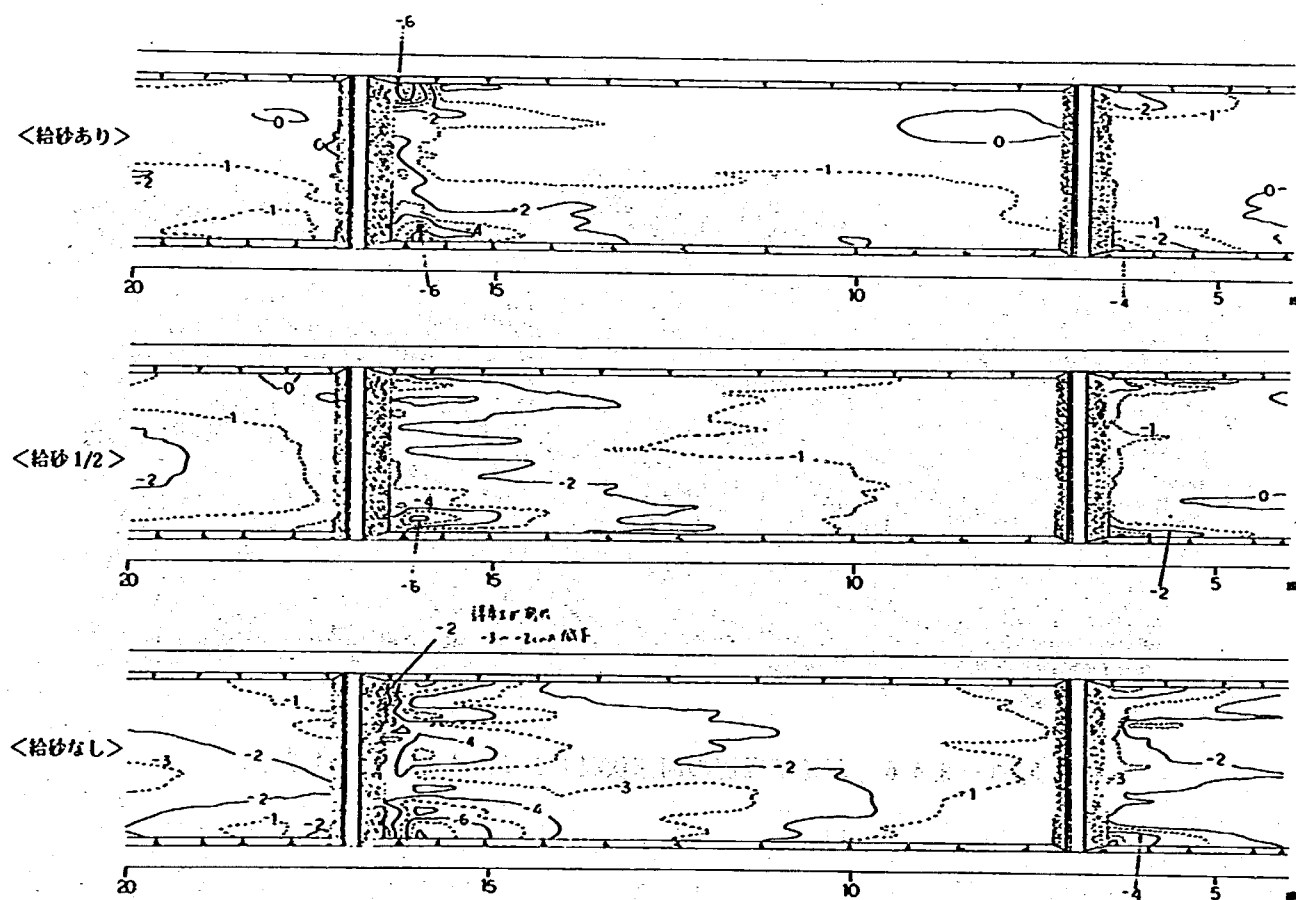
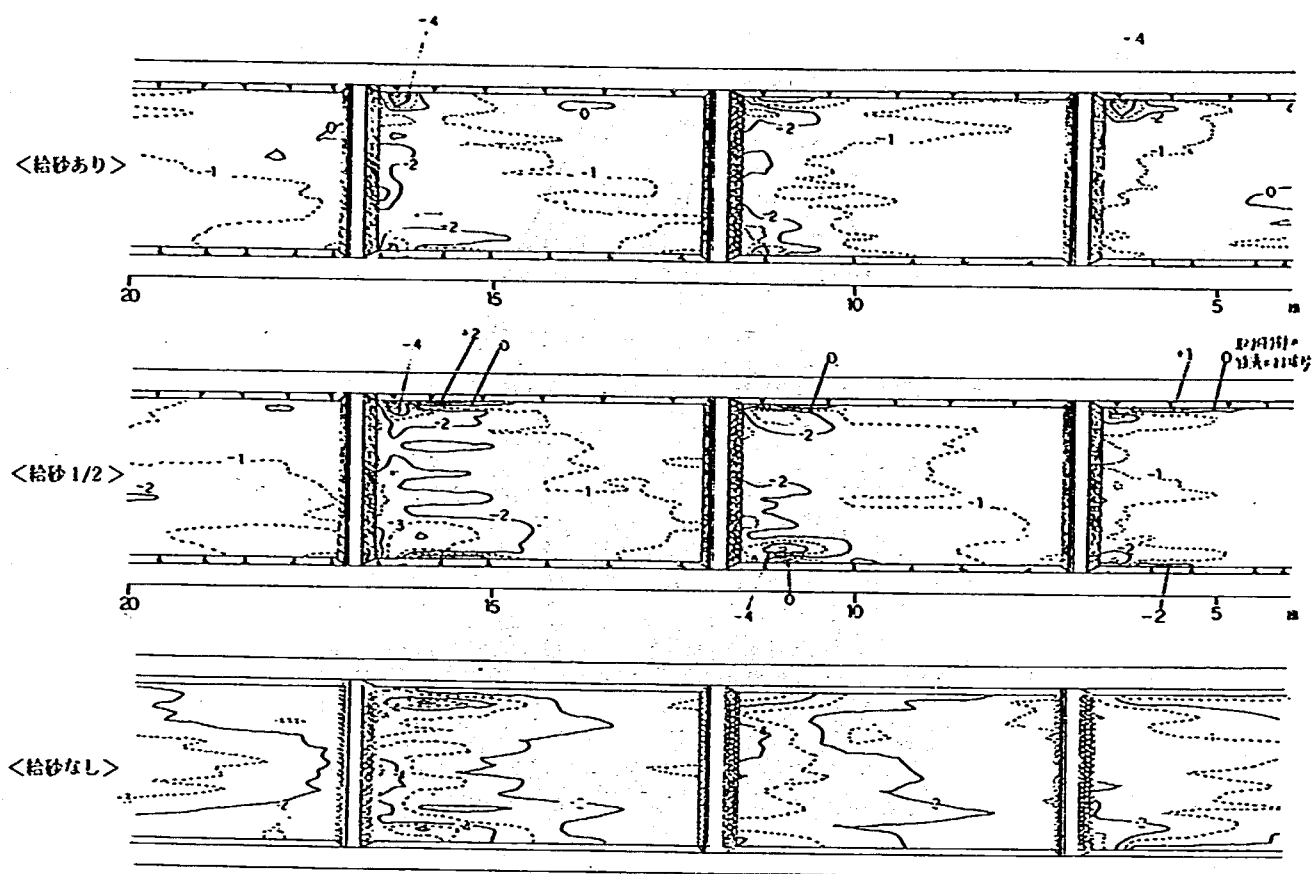
・流況について

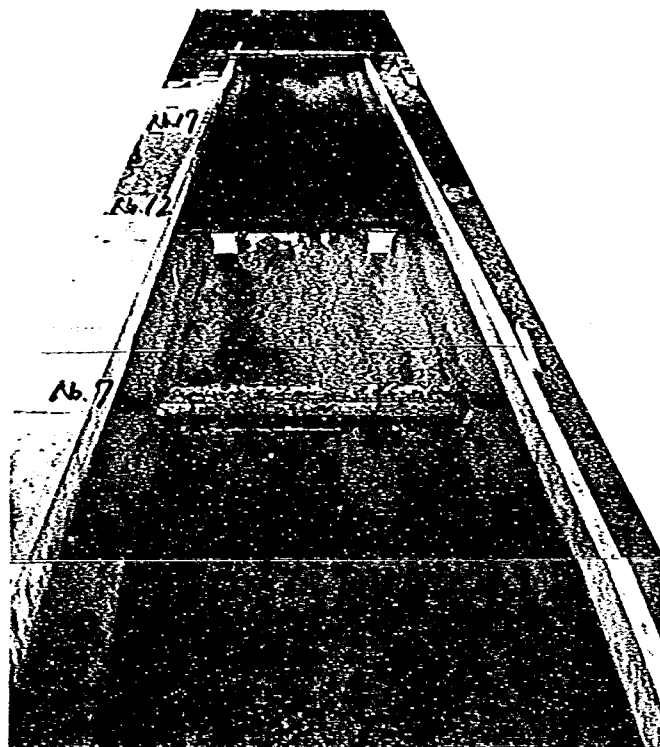
落差工間の流れは、供給土砂量が減少しても大きな変化が見られない。しかし、落差工直下流では、河床低下によって落差工下流の水位が低下して跳水位置が下流へ移動する。このため、護床工部の流れは、下流河床の低下と跳水位置の移動により低水路へ落込むように生じる。また、跳水位置が下流へ移動して射流域が伸びたことにより、取り付け擁壁により河道中央へ向う流れはさらに河道中央付近へ集中するようになり、河岸部の剥離域が下流へ広がる傾向となる。

・河床変動状況について

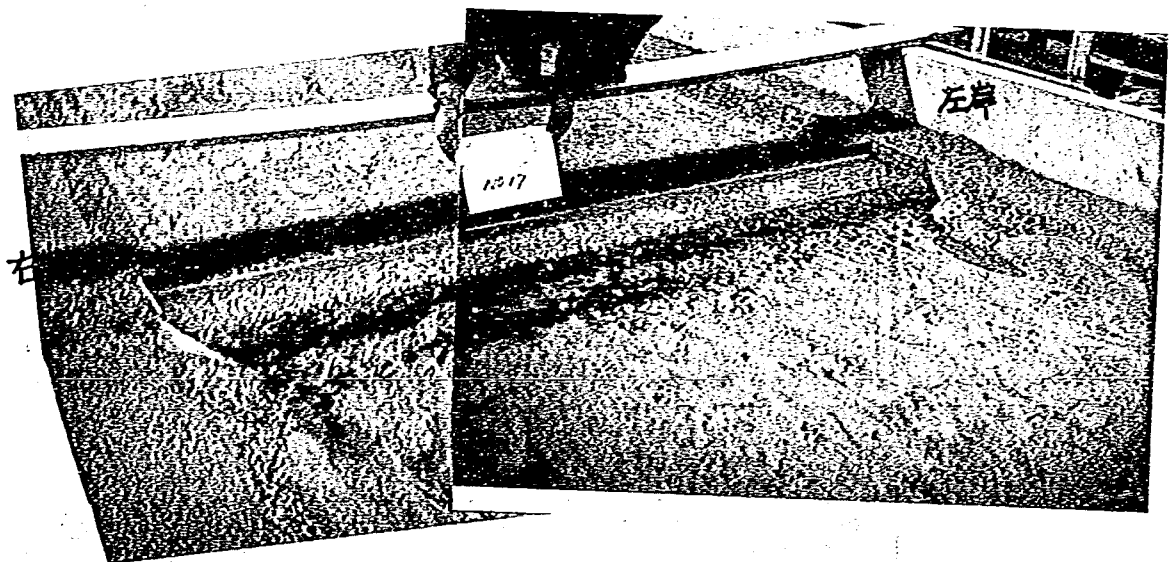
各給砂条件での河床コンターを図-3.4.7に示す。落差工間の河床には、各ケースともほぼ平坦な河床が形成される。しかし、落差工直下流および河岸部の局所洗掘は土砂供給量が減少するにしたがって、その洗掘範囲が下流へ拡大し、最大洗掘が生ずる位置も下流へ移動している。最大洗掘深は、落差工の間隔が狭いタイプAの場合、給砂量が1/2となっても給砂ありのケースとほぼ同様の6.8cmであり、給砂なしの場合でも6.4cmと有意な差が生じなかった。落差工間隔が広いタイプBの場合、給砂量が1/2となっても最大洗掘深は、給砂ありのケースとほぼ同様の6.9cmであった。しかし、給砂なしの場合は、落差工直下流の河床が全体に低下したため、最大洗掘深が8.4cmに増大する結果となった。護床工は、各ケースとも下流河床の低下に伴って一部に崩落や流失が生じたが、直径約3cmの碎石（現地で3～4tブロックに相当）を用いたケースⅢ-3-1では、護床工末端で吸出しによって碎石が沈下する現象が生じただけで碎石の流失はなかった。

いっぽう、先の図-3.4.6の平均河床縦断の比較図を見ると、落差工間の河床は、給砂量の減少に伴って、落差工直下流の河床が低下し、落差工間の河床勾配が緩くなる傾向となる。タイプAで給砂量が1/2の場合、落差工間の河床縦断は、ほぼ水平状態となっており、河床低下量は、給砂ありのケースと比べて約1cmの低下となっている。給砂なしの場合では、給砂量1/2に比べさらに河床が全体に約1cm低下し、河床縦断は落差工直下の洗掘により逆勾配となる。タイプBでは、給砂量が1/2の場合、落差工下流3.0m付近までの河床はほぼ水平な状態となり、その下流の河道は約1/380と初期勾配の約1/2となっている。給砂なしの場合では、河床低下が落差工の直上流でも生じ、落差工直下の河床低下が大幅に増大している。

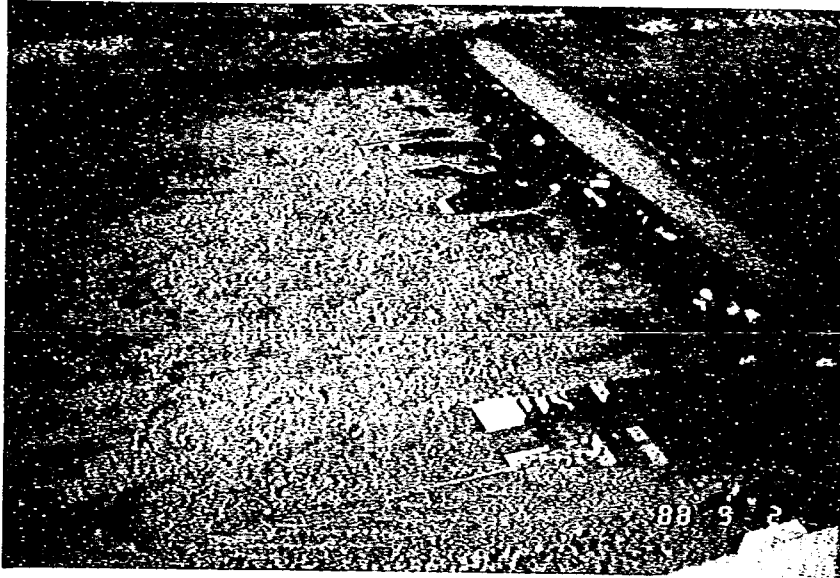




写真－ 3. 4. 5 通水後の河床状況（タイプA・給砂量 1/2 ）

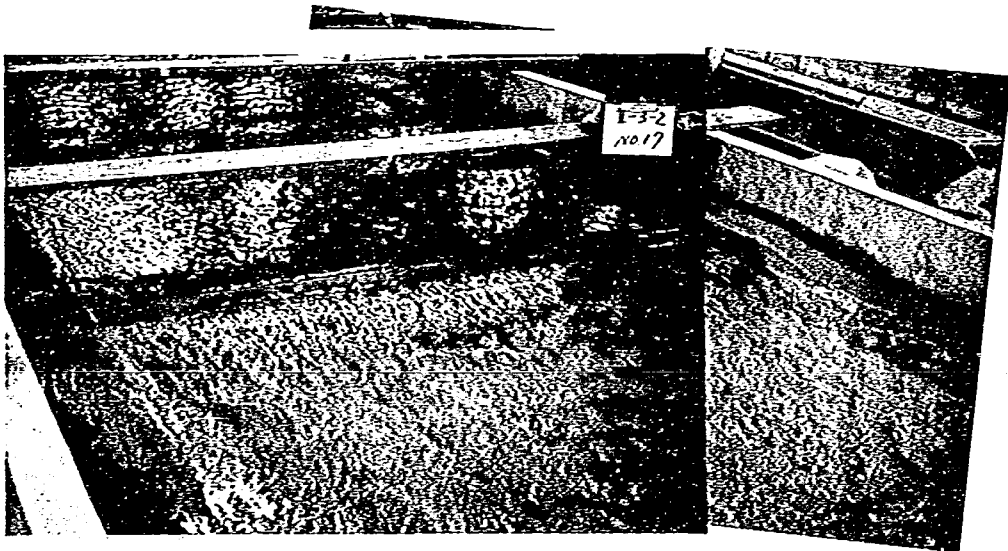


写真－ 3. 4. 6 落差工周辺の河床状況（タイプA・給砂量 1/2 ）

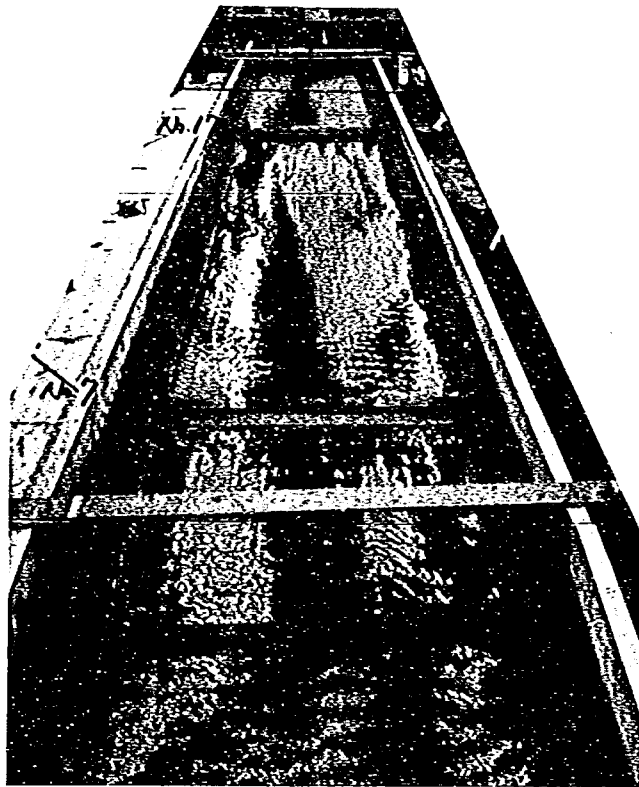


現地で3～4 tブロックに相当する砕石を用いたことにより、護床工の流失が防止されている。

写真－ 3. 4. 7 落差工周辺の河床状況（タイプA・給砂なし）



写真－ 3. 4. 8 通水状況（タイプB・給砂量1/2）



写真－ 3. 4. 9 通水後の河床状況（タイプB・給砂量 1/2 ）



写真－ 3. 4. 10 落差工周辺の河床状況（タイプB・給砂量 1/2 ）

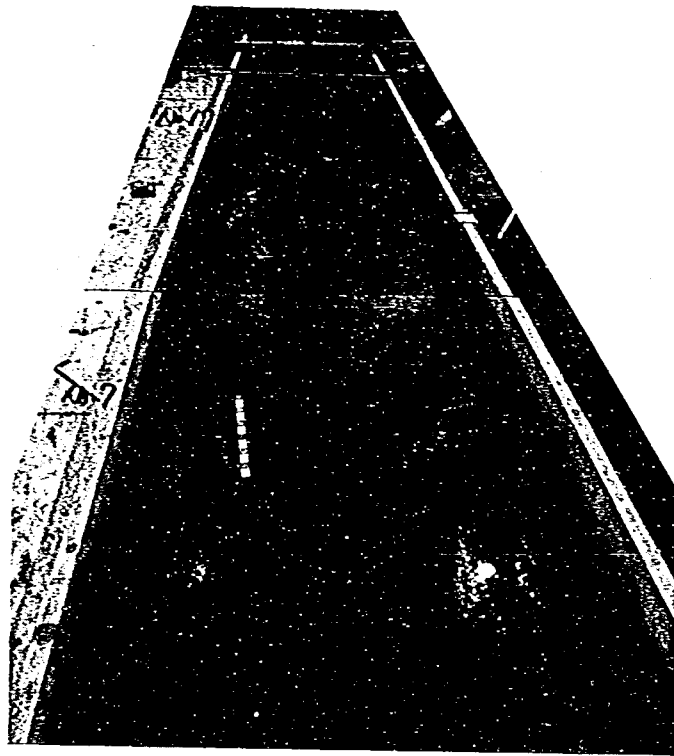


写真- 3. 4.11 通水後の河床状況 (タイプB・給砂なし)



写真- 3. 4.12 落差工周辺の河床状況 (タイプB・給砂なし)

### 3-5-3 ま と め

ここでは、落差工群の配置間隔を変えた場合、および上流からの土砂供給量が減少した場合の水理現象と河床変動状況を把握し、その問題点等について検討した。これらの主要な結果をまとめると以下のようである。

- (1) 落差工間隔を広くした場合は、落差も大きくなる。このため、落差工直下流に生ずる局所洗掘深およびその範囲も落差工間隔が広がるにしたがって増大する。よって、河床高を維持し、かつ河床低下を防止させるための落差工間隔は、あまり広くない方が良くと考えられる。実験では川幅の2倍程度が良い結果であったが、この落差工間隔は、河床勾配によってもその効果が異なるものと思われ、今後さらに検討が必要とされる。
- (2) 急流河川では、土砂供給量が極端に減少しない限り、床止め工直上流の河床高が維持される。しかし、落差工下流では土砂供給量が減少すると局所洗掘深はさほど変らないものの、落差工下流の河床が全体に低下して、その洗掘範囲が増大する。落差工間の間隔が長いとその洗掘範囲はさらに大きくなり、構造物や河床の維持に支障を来し、対策を必要とすることが明らかとなった。
- (3) 上流からの供給土砂量が減少して河床低下が生じて、落差工の間隔が短い場合水位はある一定量の低下が生じた後には、落差工の天端高が変わらない限り、それ以上低下しない。反対に落差工間隔が長いと落差工直下流の水位の低下量は大きくなり、跳水位置が下流へ移動して河床を洗掘させ、構造物や河床の維持に支障を来させてしまうことがわかった。
- (4) 上流からの土砂供給量が減少し、落差工直下流で一旦洗掘が生ずると流れが結局そこに集中して急激に河床低下が進行する。このため、河床低下傾向の河川では落差工自体の維持が困難になるので対策等も含め留意する必要があることが本検討より明らかとなった。

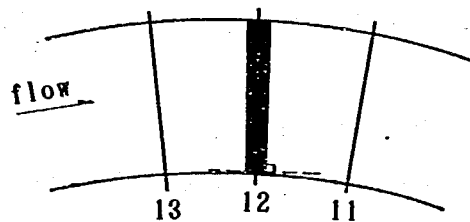
### 3-6 帯工による湾曲部の河床変動防止効果の検討

#### 3-6-1 概 要

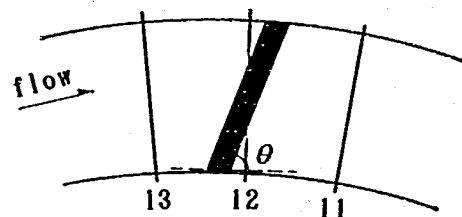
河道湾曲部では、外岸側に流れが集中し、局所洗掘が生ずる。また反対に内岸側は堆積状態となり、横断的な変化が著しくなる。

本実験では、このような湾曲部に帯工を設置し、その帯工の設置角度を変えた場合の水理現象と河床変動状況を調べ、洗掘防止対策としての帯工の効果について検討を行った。

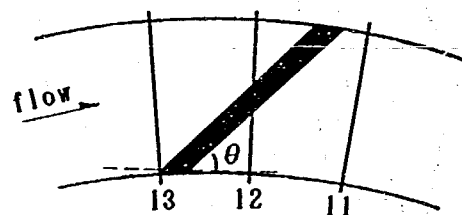
実験は、湾曲水路を用いて湾曲部に帯工を設置しない場合（ケースⅣ-1-1）と帯工を河道法線形状に対してそれぞれ $\theta = 90^\circ$ （ケースⅣ-1-2）、 $70^\circ$ （ケースⅣ-1-3）、 $45^\circ$ （ケースⅣ-1-4）の角度で1基設置し、その設置角度の違いによる水理現象と河床変動防止効果について検討を行った。帯工は湾曲の最大曲率部である断面No 12に設置した。さらに、角度を付けた帯工（ $\theta = 70^\circ$ ）を2基設置して湾曲部の河床変動の抑制を試みた。（ケースⅣ-1-5）帯工は断面No 10、14に設置した。帯工の幅は10cmとし、合板で製作してその上に粒径 $d_m = 5\text{mm}$ の豆砂利をシリコンで接着した。通水流量は $Q = 24.61/\text{s}$ とした。



(1) 設置角度  $\theta = 90^\circ$



(2) 設置角度  $\theta = 70^\circ$



(3) 設置角度  $\theta = 45^\circ$

検討に用いた帯工の形式

### 3-6-2 実験結果

#### (1) ケースⅣ-1-1 (帯工がない場合)

ケースⅣ-1-1では帯工の洗掘軽減効果の比較のために、湾曲部に帯工を設置しないときの流況及び河床変動状況について調べた。

##### ・水位、流況について

帯工を設置しない場合の水位縦断と流速ベクトルを図-3.5.1, 3.5.2に示す。水位縦断は、河床勾配とほぼ同じ水面勾配となっており、縦断的には顕著な変化は認められない。しかし横断的には湾曲部となる断面No 18～No 6で外岸側に流れが集中することによって外岸側の水位が約0.4 cm内岸より高くなる。

このときの流況は、湾曲部上流ではほぼ様な流れとなっているものの、湾曲部入口の断面No 15付近で主流部が水路中央に寄り、その後外岸側に流れが集中する。とくに最大曲率断面No 12における流速は外岸側で38～40 cm/sと大きく、内岸では20～30 cm/sと外岸に比べ小さい。また同断面での表面の流速ベクトルは外岸向きに、底面の流速ベクトルは内岸向きに働いている。このことから湾曲部では流水方向に対して反時計回りの二次流が発生していることがわかる。このため断面No 12～No 10付近の外岸側に水衝部が形成され、また、この外岸側に集中した流れは断面No 6付近の下流まで及んでいる。

##### ・河床変動状況について

河床変動状況を図-3.5.3に、河床縦断を先きの図-3.5.1に示す。二次流による外岸側への流水の集中により断面No 14～No 7付近の外岸側に局所洗掘が生じ、反対に内岸側には上流からの洗掘土砂によって堆積状態となっている。とくに断面No 13～No 10の外岸で洗掘が著しく、断面No 11付近で通水前の河床

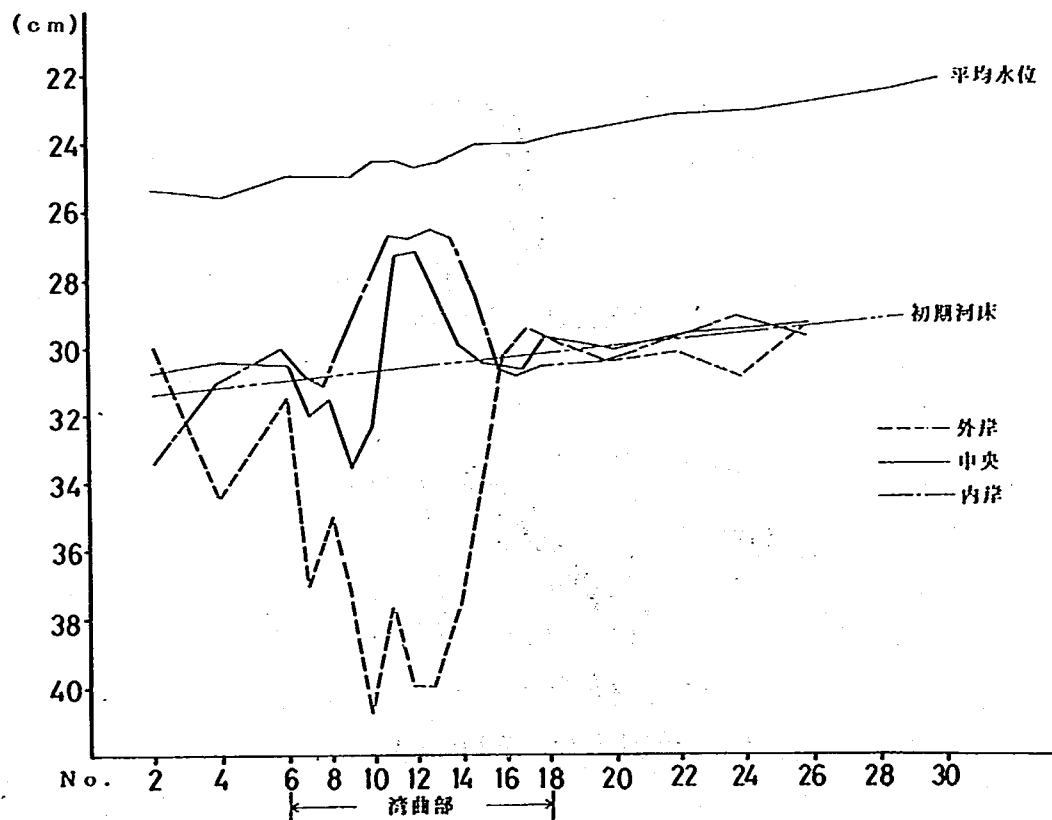


図-3.5.1 水位・河床高縦断図(帯工なし)

より 13.6 cm の深掘れが生じている。反対に内岸における土砂の堆積は断面 No 15 ~ No 9 で著しく、断面 No 11 で最大約 4.7 cm の堆積が生ずる結果となった。

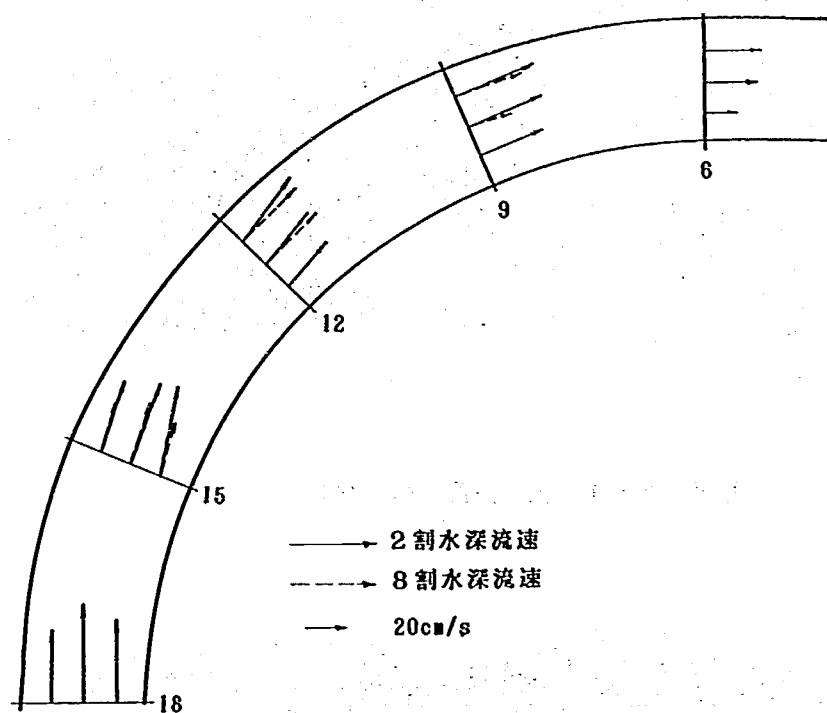


図-3.5.2 流速ベクトル図(帯工なし)

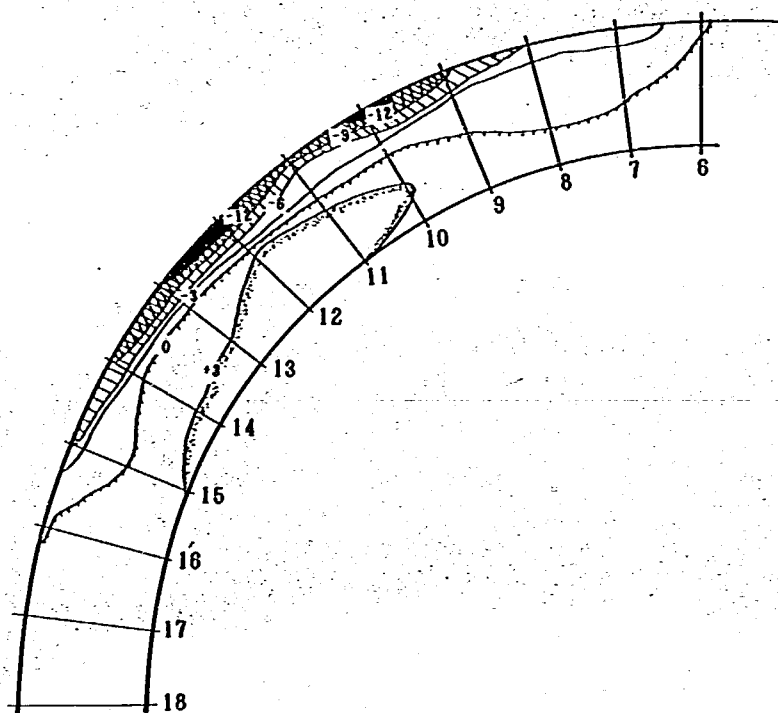
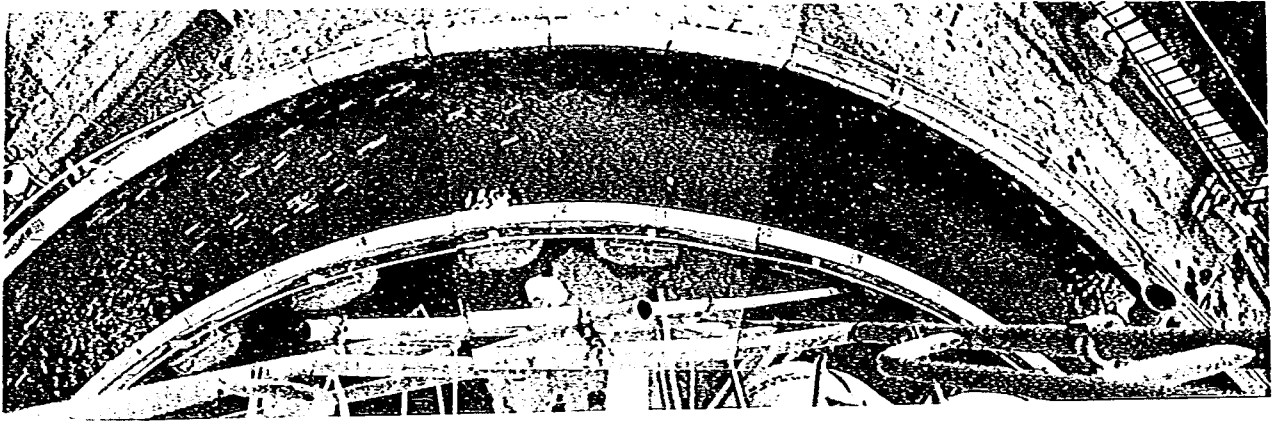
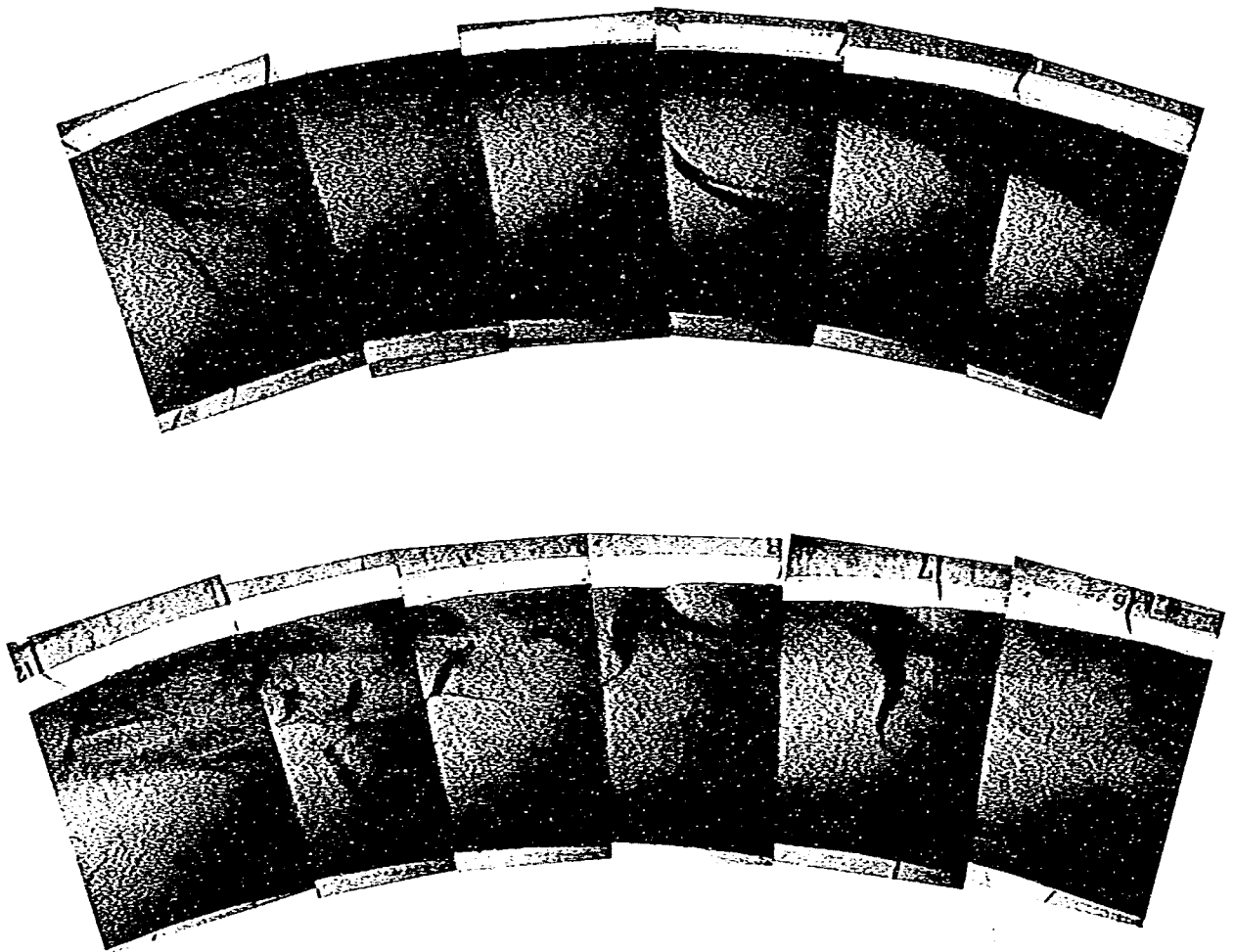


図-3.5.3 河床変動状況図(帯工なし)



写真－3.5.1 表面流況（帯工なし）



写真－3.5.2 河床変動状況（帯工なし）

(2) ケースⅣ-1-2 (設置角度が $\theta = 90^\circ$ の場合)

ケースⅣ-1-2では、帯工を河道法線形状に対して直角( $\theta = 90^\circ$ )に設置した場合の流況及び河床変動状況について調べた。

・水位、流況について

$\theta = 90^\circ$ の場合の水位縦断及び流速ベクトルを図-3.5.4, 3.5.5に示す。水位縦断の水面勾配は河床勾配とほぼ同じであるが、帯工設置地点では横断方向的に外岸から中央部付近で顕著な流水の堰上げが生じており、この影響で、外岸側で表面流が乱れて帯工下流で波立ちが生ずる。他の場所の水位縦断は、帯工を設置していない時とあまり変わらず、外岸側の水位がやや高くなっている。

この時の流況は、湾曲始点となる断面No 15 付近まで帯工を設置していないときとほぼ同様である。しかし、その下流では帯工の効果によって流れの外岸側への集中は緩和されている。断面No 15の流速ベクトルを見ると、帯工なしのケースに比べて表面流は外岸側への集中が緩和し、とくに内岸側の流速ベクトルが、大きく内岸側へ流向を変えて河道に沿っている。また、前ケースでは各測線でみな外岸側へ向っていた底面流は、帯工の設置により河道中央から外岸側の流水が流向を変え、河道に沿って流れる。No 18 ~ No 12の区間の湾曲により、外岸側へ寄りかけた流水は、No 12 地点の帯工により内岸側へ流向を転じ、帯工上を流れる。帯工上の流速は外岸側で約 55 cm/s、内岸で約 45 cm/sと大きいものの、極端に外岸側が速いこともなく、整流効果が得られている。

しかし、帯工下流の断面No 11 付近では再び外岸側に流れが集中し、そのまま下流の断面No 6 付近まで影響が及んでいる。

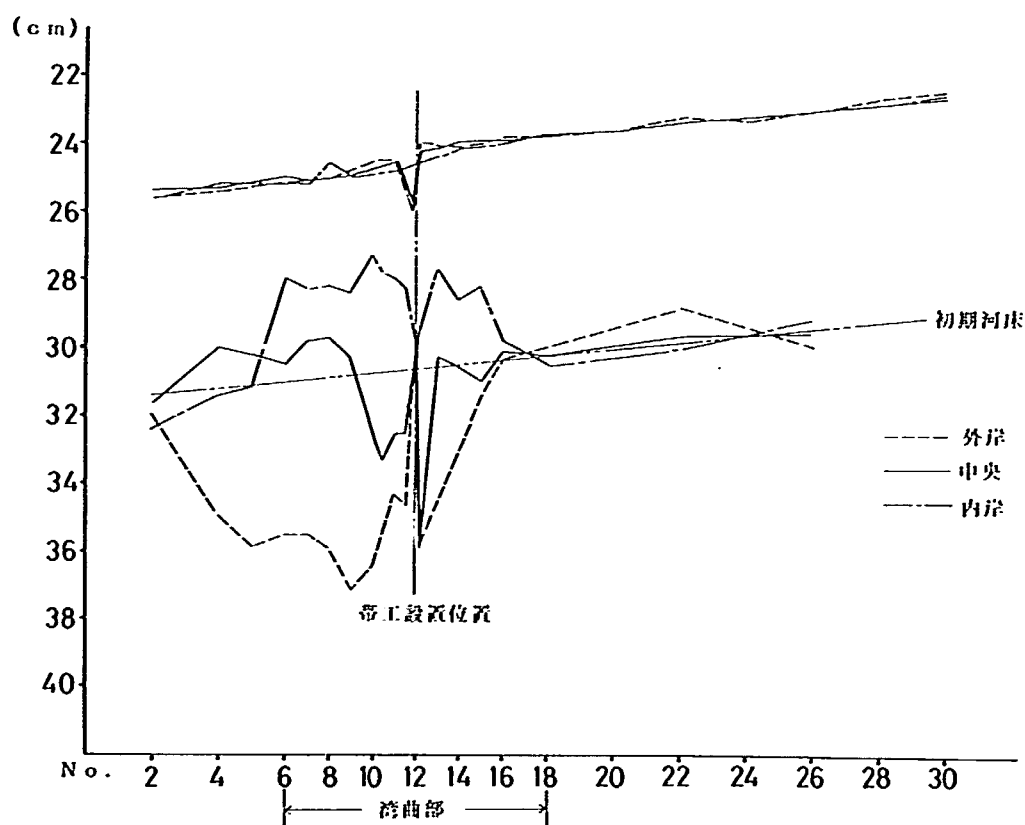


図-3.5.4 水位・河床高縦断図( $\theta = 90^\circ$ )

・河床変動状況について

河床変動状況を図-3.5.6に、河床縦断を先きの図-3.5.4に示す。帯工の設置により外岸側の洗掘は減少し、最大洗掘深も6.4cmと帯工がない場合と比べて半減している。帯工が無い場合時に、断面No.15～10の区間の内岸側に発生していた州は、帯工の設道により横断面方向の堆積量が減少したものの、下流側の内岸沿いに州が伸び、断面No.6まで達している。帯工の直下流には外岸に寄った流水が帯工に当たった影響で外岸側から河道中央にかけて最大8.3cmの局所洗掘が生じている。

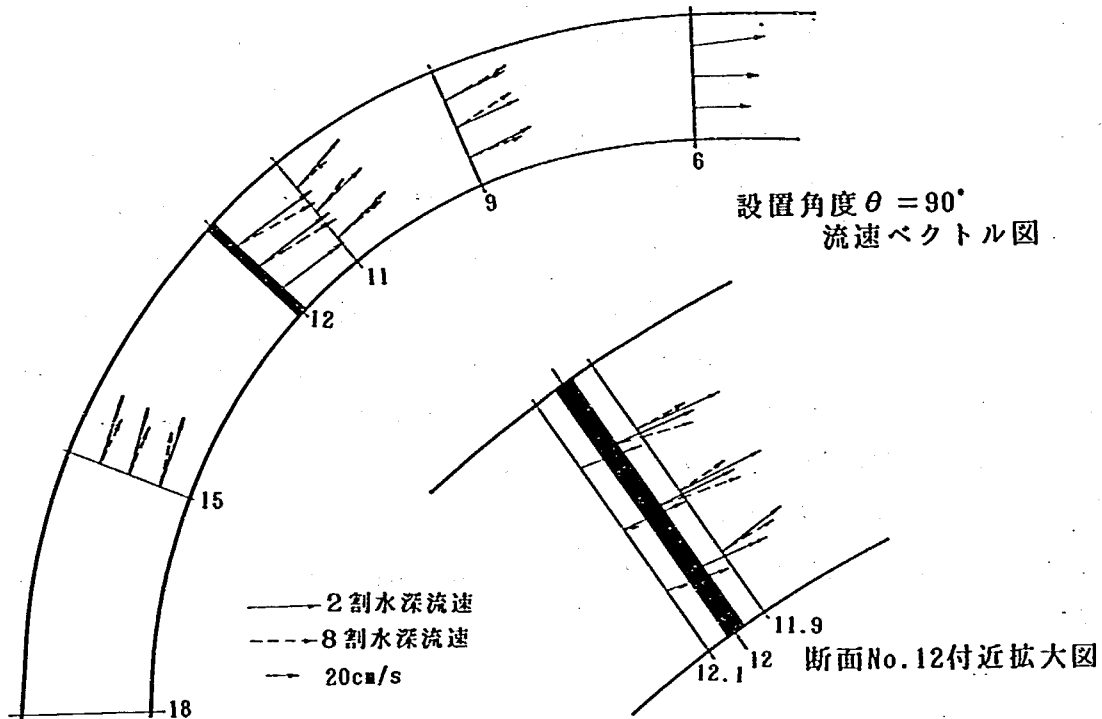


図-3.5.5 流速ベクトル図 ( $\theta = 90^\circ$ )

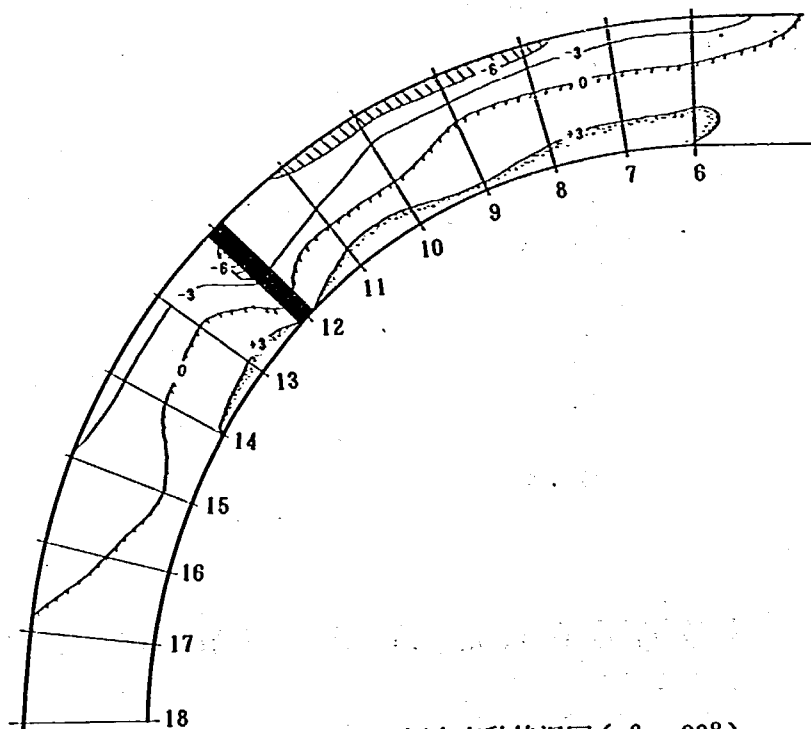


図-3.5.6 河床変動状況図 ( $\theta = 90^\circ$ )

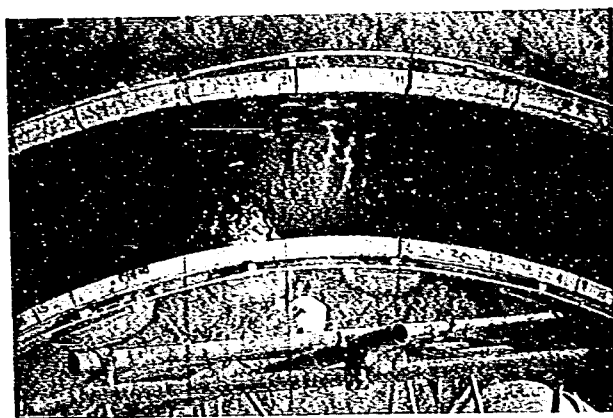


写真-3.5.3 表面流況 ( $\theta = 90^\circ$ )

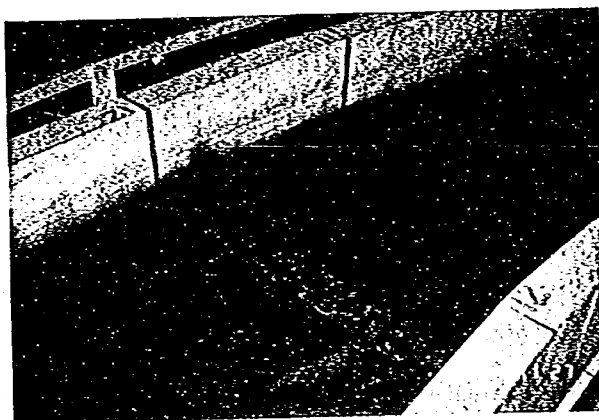


写真-3.5.5 帯工前面の局所洗掘の状況 ( $\theta = 90^\circ$ )

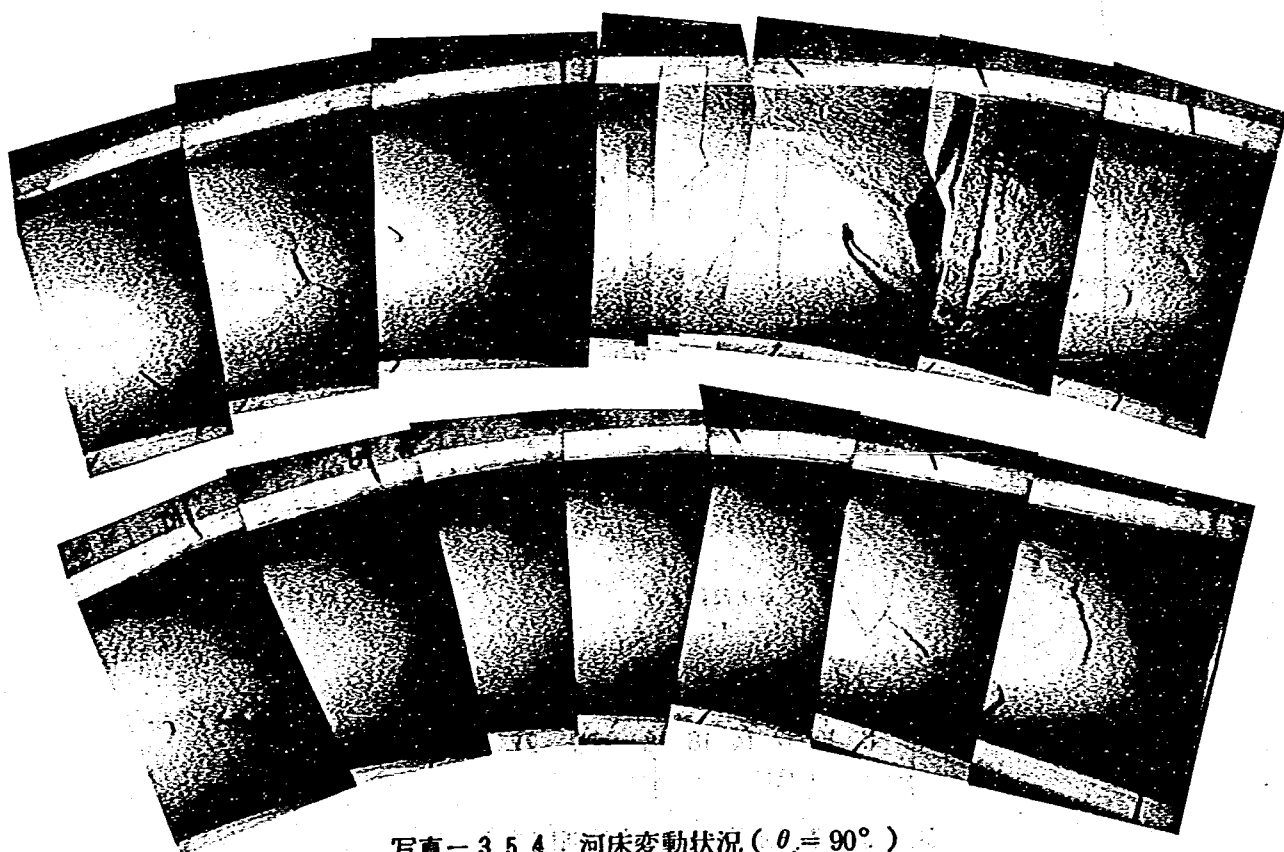


写真-3.5.4 河床変動状況 ( $\theta = 90^\circ$ )

### (3) ケースⅣ-1-3 (設置角度が $\theta = 70^\circ$ の場合)

ケースⅣ-1-3は、帯工の設置角度を $\theta = 70^\circ$ としたときの流況及び河床変動状況について調べた。なお、測定は3時間ごとに、水位、流速、河床変動を測定し、経時的な変化を求めた。

#### ・水位、流況について

$\theta = 70^\circ$ の場合の水位縦断及び流速ベクトルを図-3.5.7, 3.5.8に示す。水面勾配はこれまでの実験とはほぼ同様の傾向となる。縦断的には帯工の直上流で水位の堰上げが生じているが、設置角度 $\theta = 90^\circ$ のときほど堰上げは顕著ではない。横断的には帯工直上流とも先の実験と同様に外岸側が内岸に比べ高くなっており、著しい経時変化も認められなかった。

この時の流況は先の $\theta = 90^\circ$ の実験と同様に、湾曲部始点の断面No.15付近まではとくに変化は見られず、その下流では帯工によって外岸側への流れの集中が緩和している。帯工上では、流向が帯工に対して直角方向に整流される。このときの流速は、外岸で約40cm/s、内岸で約30cm/sとなる。この帯工の整流効果により、帯工直下流では主流部がほぼ水路中央に移動している。この影響で水衝部が下流の断面No.8付近に生じている。

#### ・河床変動状況について

河床変動状況を図-3.5.9に、河床縦断を先の図-3.5.7に示す。帯工の設置角度を $\theta = 70^\circ$ としたことによって $\theta = 90^\circ$ の場合より整流効果が減少して河床変動量が増している。外岸側の6cm以上の洗掘が生じている範囲は、 $\theta = 90^\circ$ の場合に断面No.11～No.8の区間で生ずる、これに対して、 $\theta = 70^\circ$ の場合には、帯工直下流の外岸側に土砂が堆積して、洗掘が軽減されたものの、6cm以上の洗掘は断面No.10～6の下流へ

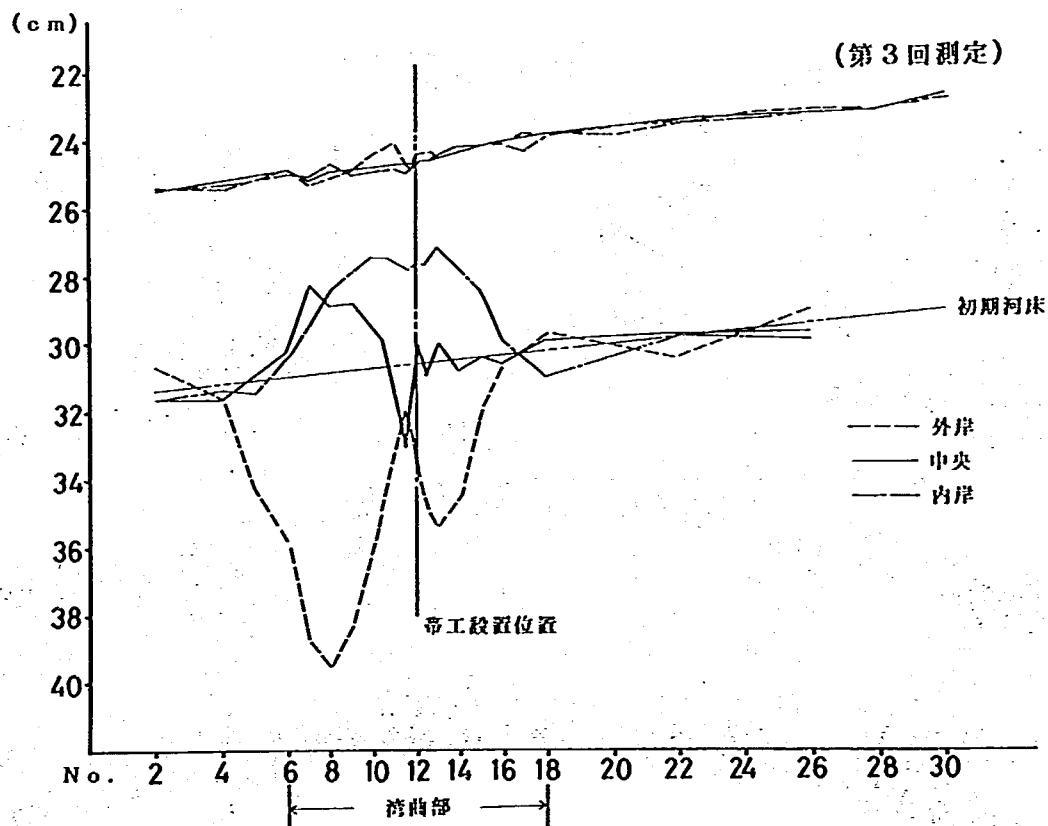


図-3.5.7 水位・河床高縦断図 ( $\theta = 70^\circ$ )

拡大移動し、帯工上流の断面No 14付近でも洗掘が生じている。洗掘深は断面No 13で5 cm, No 8で8.8 cmである。 $\theta = 90^\circ$  の場合、内岸に寄っていた州が、断面No 10～7にかけて河道中央部で生じている。帯工前面に局所洗掘は生じていないものの、内岸側の砂州により帯工の約40%が埋っている。

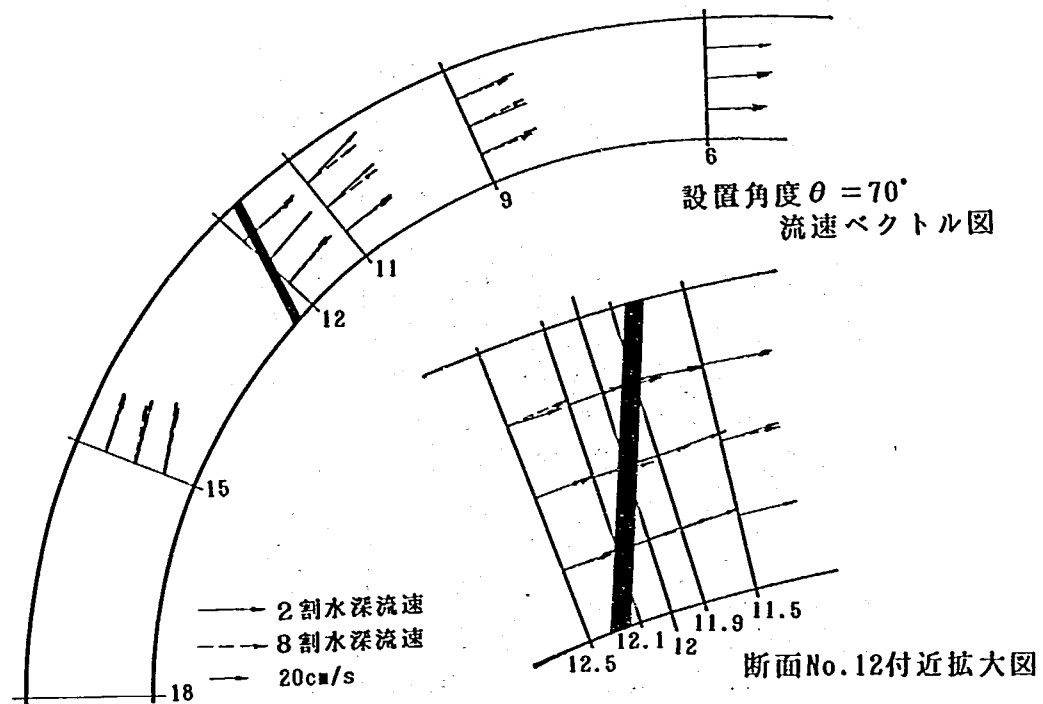


図-3.5.8 流速ベクトル図 ( $\theta = 70^\circ$ )

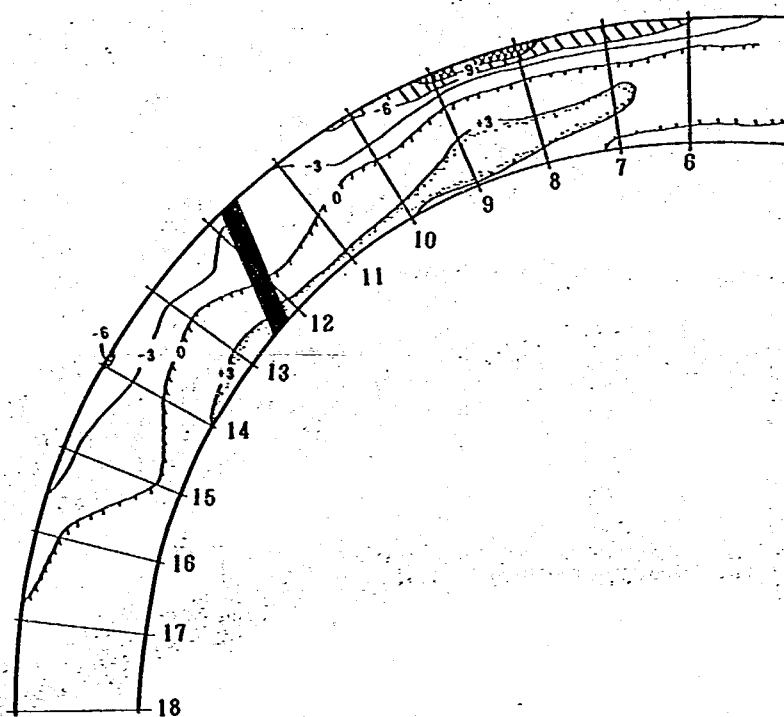


図-3.5.9 河床変動状況図 ( $\theta = 70^\circ$ )

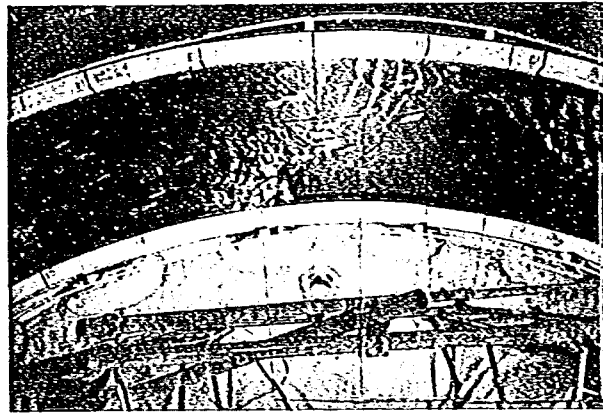


写真- 3. 5. 6 表面流況 (  $\theta = 70^\circ$  )



写真- 3. 5. 8 帯工周辺の河床変動状況 (  $\theta = 70^\circ$  )

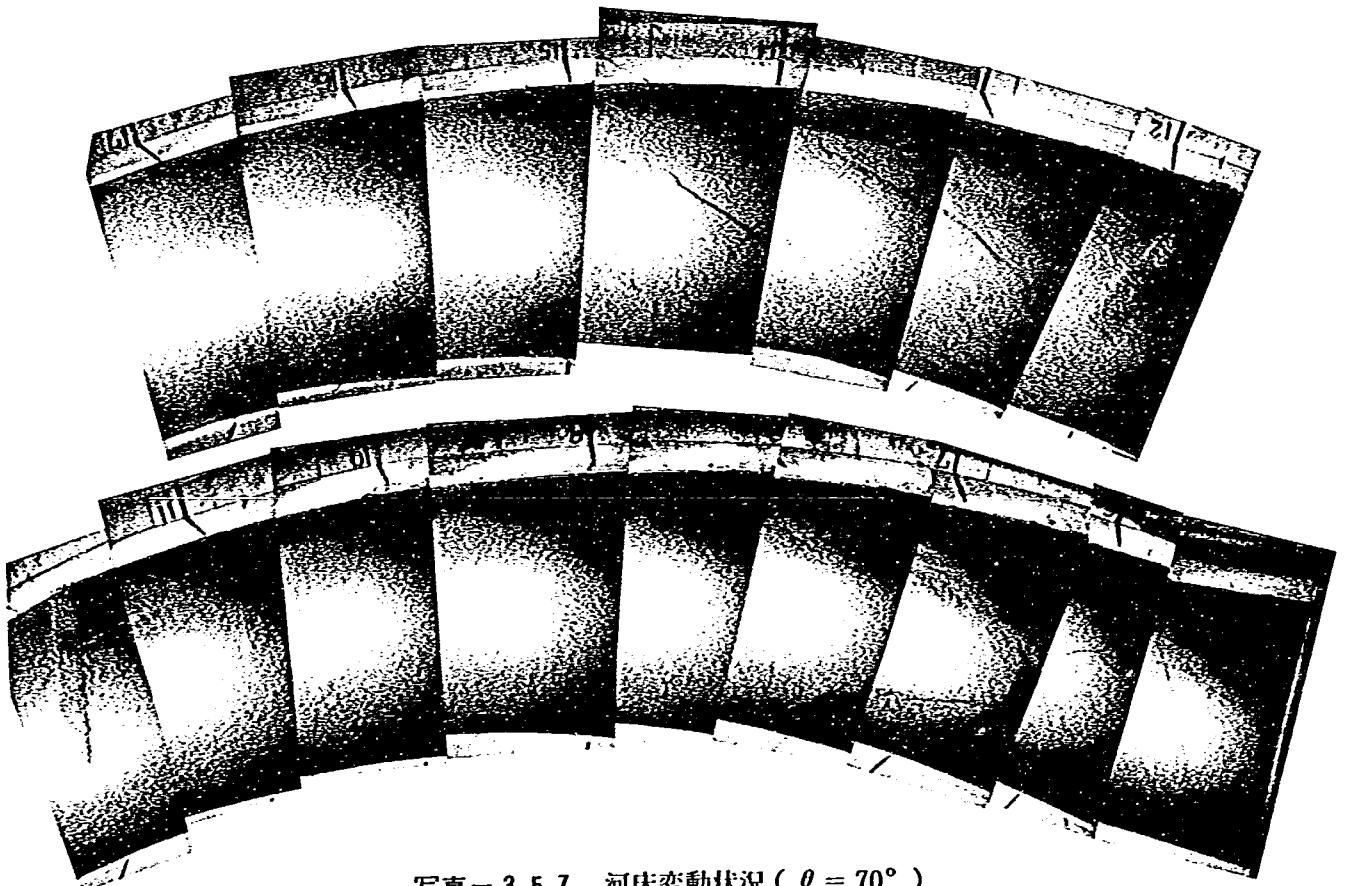


写真- 3. 5. 7 河床変動状況 (  $\theta = 70^\circ$  )

(4) ケースⅣ-1-4 (設置角度が $\theta = 45^\circ$ の場合)

ケースⅣ-1-4は、帯工の設置角度を $\theta = 45^\circ$ として流況及び河床変動状況について調べた。

・水位、流況について

$\theta = 45^\circ$ の場合の水位縦断及び流速ベクトルを図-3.5.10, 3.5.11に示す。縦断的な水面勾配に変化はないが、横断的に見ると帯工直下流断面No. 11における水面形は水路中央で水位が外岸・内岸に比べ0.5 cmほど高くなっている。

この時の流況は、湾曲部始点の断面No. 15付近ではとくに変化は見られず、その下流では外岸側へ流れが集中する傾向となっている。しかし、帯工上では流向が帯工に対して直角に整流される。この時の流線の変化は $\theta = 70^\circ$ の時より顕著であり、帯工上での流速は40~50 cm/s と大きい。この整流効果により帯工直下流では主流部が外岸から水路中央に移動し、水衝部は $\theta = 70^\circ$ のときよりさらに下流の断面No. 7付近に移っている。

・河床変動状況について

河床変動状況を図-3.5.12に、河床縦断を先の図-3.5.10に示す。6 cm以上の洗掘が生じている範囲は前ケースよりさらに拡大し、帯工上流では断面No. 14~No. 11.5の範囲で生じている。帯工下流の洗掘部は、さらに下流へ移動して断面No. 9.5~No. 5の範囲で生じている。洗掘深は断面No. 13で7.9 cm, No. 7で9.6 cmである。また、帯工で整流されることによって、断面No. 10~11の区間の河道中央部で洗掘が生じており、内岸側の州も拡大し、さらに下流へ伸びている。帯工は、この砂州によって約45% が土砂に埋まっている。

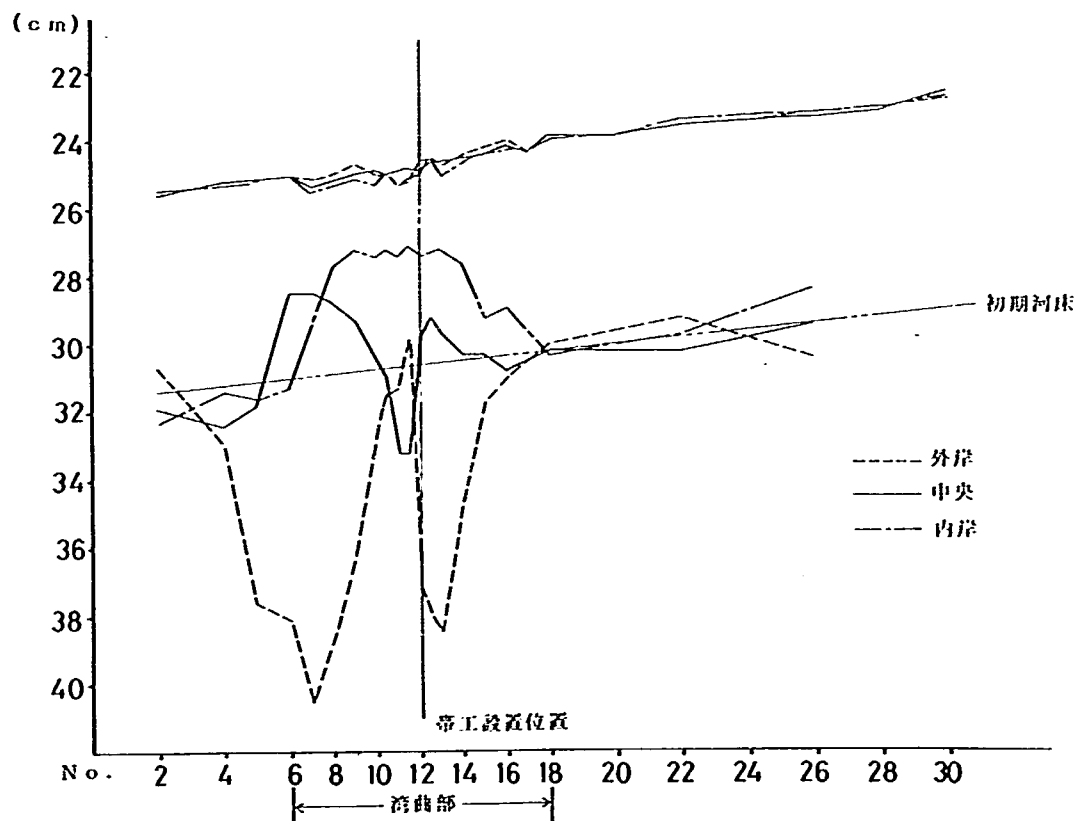


図-3.5.10 水位・河床高縦断図 ( $\theta = 45^\circ$ )

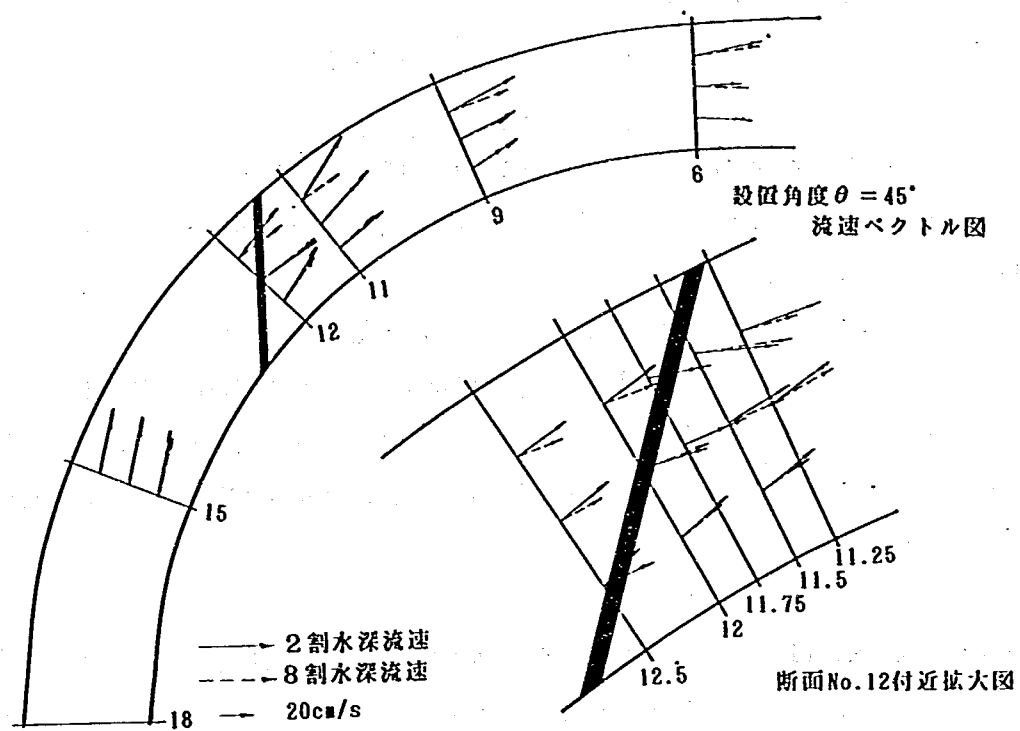


図-3.5.11 流速ベクトル図 ( $\theta = 45^\circ$ )

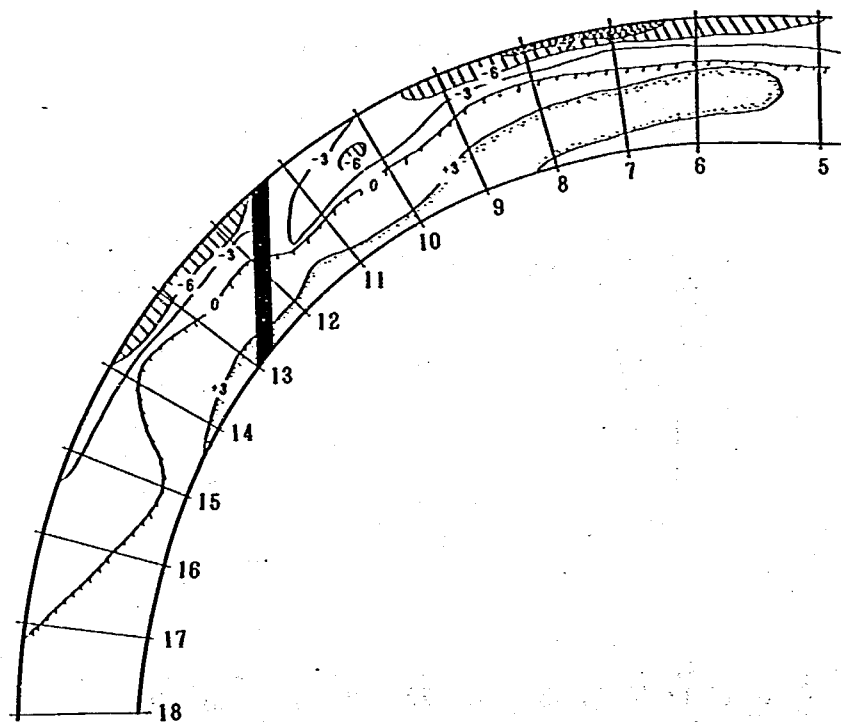


図-3.5.12 河床変動状況図 ( $\theta = 45^\circ$ )

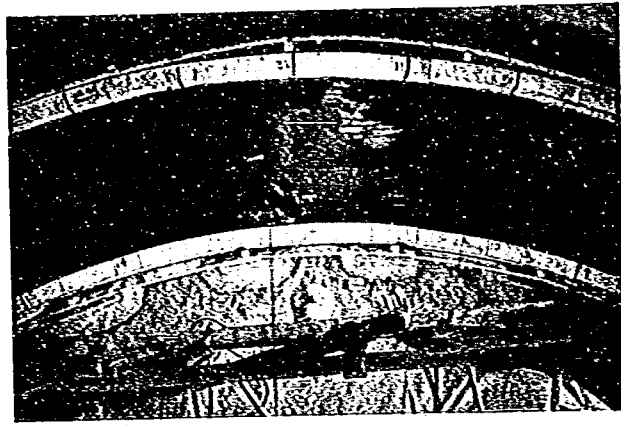


写真- 3. 5. 9 表面流況 (  $\theta = 45^\circ$  )

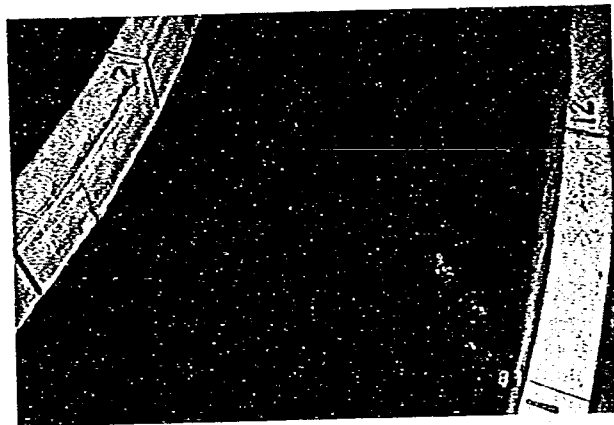


写真- 3. 5. 11 帯工周辺の河床変動状況 (  $\theta = 45^\circ$  )

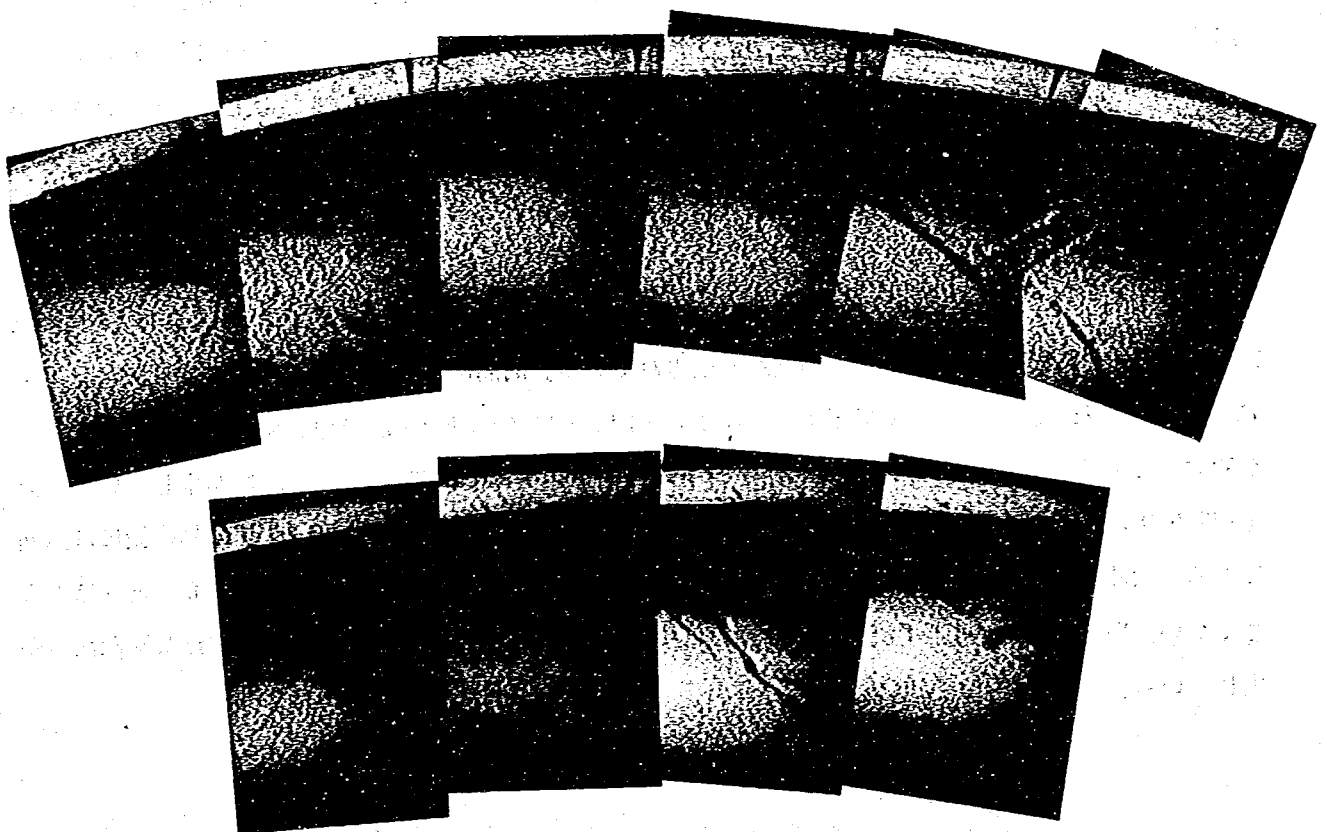


写真- 3. 5. 10 河床変動状況 (  $\theta = 45^\circ$  )

(5) ケースⅣ-1-5 (帯工を2基設置した場合)

帯工を河道法線形状に対して直角に設置した場合、その整流効果により河床変動、および外岸側の洗掘が少なくなるものの、帯工前面に局所洗掘が生じ、維持の面で問題があると思われる。一方、帯工に角度を持たせた場合、帯工前面に局所洗掘は生じないものの、その下流に新たな洗掘を生じさせることがわかった。そこでこれらの問題を解消させることを目的とし、ここでは、角度を付けた帯工を2基設置して湾曲部の河床変動の抑制を試みた。帯工の設置角度は、全体的な河床変動の軽減に効果が得られた  $\theta = 70^\circ$  とした。帯工は、河道の曲率とケースⅣ-1-3 ( $\theta = 70^\circ$ , 帯工1基)での河床変動を考慮して断面No. 14 と No. 10 に設置した。

・水位、流況について

帯工を2基設置した場合の水位縦断及び流速ベクトルを図-3.5.13, 3.5.14に示す。水位縦断図に示されるように、2基の帯工の上流外岸側において顕著な水位の堰上げが起っており、下流部に設置した帯工の下流側では波状に水面が変動する。横断的に見ると湾曲部上流側に設置した帯工下流の水位は、断面No. 13及びNo. 12では中央部で高くなる。また下流側に設置した帯工の下流でも同じく、断面No. 9及びNo. 8で、中央部の水位が高くなっている。

湾曲部の流れについて述べる。湾曲部入口の断面No. 18付近より外岸に集中し始めた流れは、帯工によって緩和される。帯工上における流線は今までのケースとほぼ同様に流れ、著しい変化は生じなかった。その帯工上の流速は外岸で  $36\text{ cm/s}$ 、中央で  $39\text{ cm/s}$ 、内岸で  $25\text{ cm/s}$  となっている。断面No. 14地点から帯工の直下流では、整流効果により流れの主流がほぼ中央に集中する。そして断面No. 12からNo. 11にかけて再び湾曲の影響で外岸側に流水の集中が起ろうとする。しかし、下流側に設置した帯工の効果により、流水の集中は再び緩和される。下流側に設置した帯工上の流向は、上流側と同様に著しい変化はなかったものの、上流側の帯工上の流速に比べ、速い流れが生ずる。また帯工直下流では主流がほぼ中央に生じている。この結果により、帯工直下流から断面No. 8付近の外岸では、洗掘が防止されている。しかし、水衝部はその下流、断面No. 6付近の外岸に依然として生じている。

・河床変動状況について

河床変動状況を図-3.5.15に、河床縦断を先きの図-3.5.13に示す。上流から流速された土砂によって、湾曲部入口の断面No. 16~11にかけて砂礫堆が形成されている。湾曲部入口で外岸側へ集中した流れは帯工により整流される。この影響で帯工上流のNo. 15~14区間で砂礫堆の前縁線をえぐるような形で河床が変動している。このためNo. 14地点の帯工直上流の河道中央部では若干の局所洗掘が生じている。No. 14地点の帯工は内岸側の砂州により、約40%が埋没している。No. 14とNo. 10地点の外岸側には湾曲による二次流の影響で外岸側に洗掘が生じている。しかし、洗掘深は断面No. 10.5で  $3.6\text{ cm}$ とさほど大きくない。No. 10地点の帯工下流の河床変動量は少ないものの、湾曲部地点下流側に新たな洗掘領域が生じている。

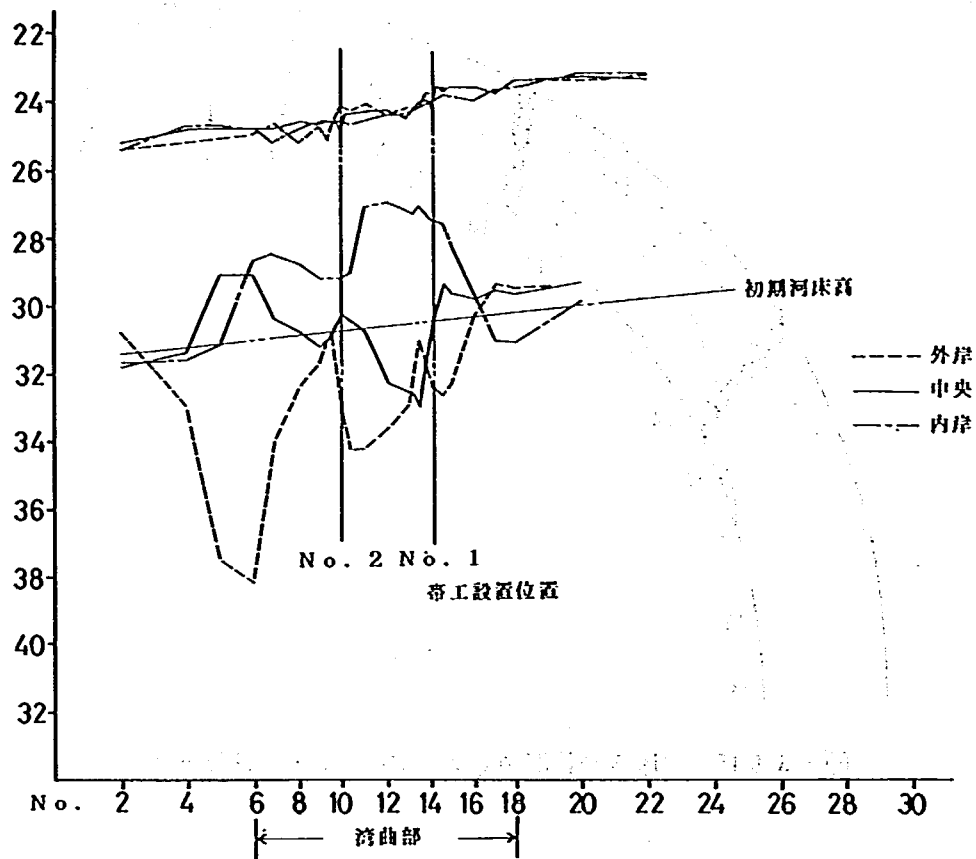


図-3.5.13 水位・河床高縦断面図 ( $\theta = 70^\circ$ , 帯工2基設置)

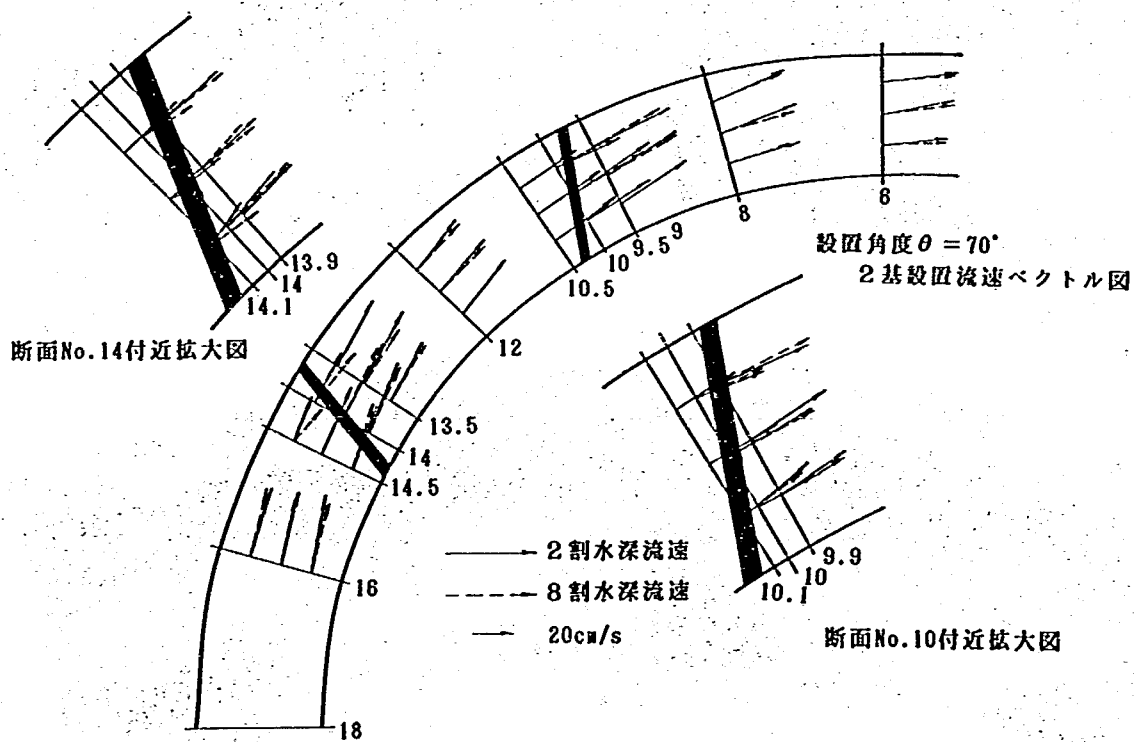
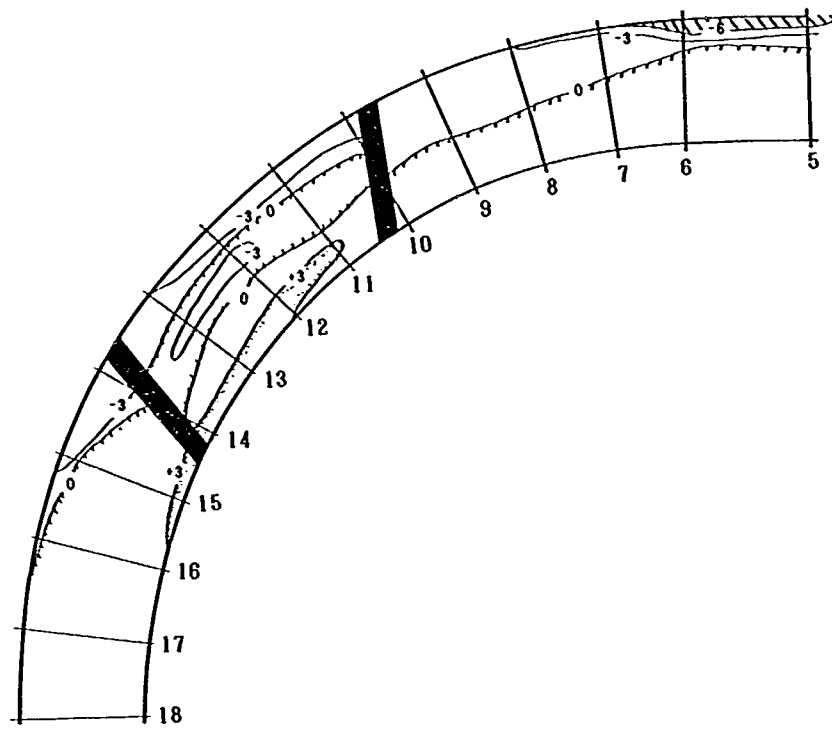
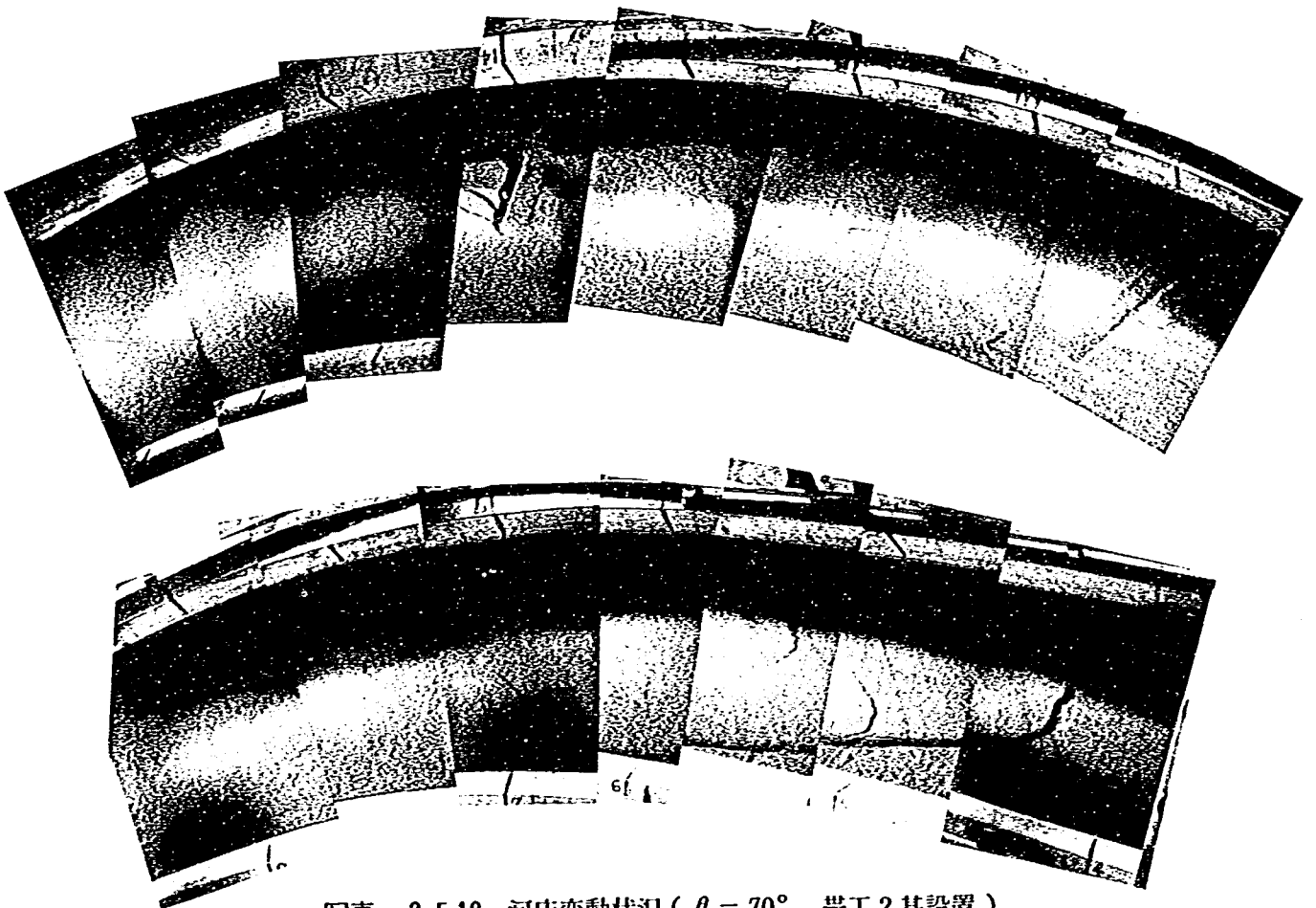


図-3.5.14 流速ベクトル図 ( $\theta = 70^\circ$ , 帯工2基設置)



図一 3.5.15 河床変動状況図 ( $\theta = 70^\circ$ , 帯工 2 基設置)



写真一 3.5.12 河床変動状況 ( $\theta = 70^\circ$ , 帯工 2 基設置)

### 3-6-3 ま と め

#### 1) 湾曲部における帯工の設置角度について

帯工の設置角度と最大洗掘深及び最大洗掘が生じている位置の関係を図-3.5.16に示す。この図より、帯工を $\theta = 90^\circ$ に設置した場合が最も洗掘が軽減され、設置角度が緩くなると軽減効果が少なくなることがわかる。帯工設置地点である断面No.12の断面形状を図-3.5.17に示す。設置角度が緩くなるにつれてNo.12での帯工の支配面積が減少し、二次流による外岸側の洗掘、内岸側の堆積が増加することがわかる。支配面積の減少が、帯工の整流効果を減少させたものと考える。

また、図-3.5.16より、帯工の設置角度を緩めると帯工直下流外岸側の洗掘は軽減されるが、洗掘部が下流に移動する現象が認められた。なぜこのような現象が生ずるのか。著者らは別の直線広幅水路に、帯工を $45^\circ$ で設置したときの帯工下流の河床変動を調べている。この実験結果を用いて説明する。

実験は図-3.5.18に示すように長さ30cm、幅1.2m深さ20cm水路勾配1/550の長方形断面水路内に、 $d_m = 0.8\text{mm}$  ( $\sigma = 2.3$ )の混合砂を敷厚10cm厚に敷きつめ、湾曲水路と同じ形式の帯工を $\theta = 45^\circ$ で設置して行った。帯工は、河床高と同じ高さにして上流から給砂がある場合と、河床高より帯工を2cm高くして上流からの給砂が生じない場合の2ケースについて調べた。通水時間は2時間として通水流量は22.3 l/sで水路内を水深5cmの等流状態で流れるように設定している。

帯工を河床高と同一に設置した場合、水面が帯工上で若干変化する以外は、流況及び河床変動状況は、帯工がない状態とほとんど変わらず、帯工の設置効果は見られなかった。帯工を2cm高くして設置した場合の流況は次の通りである。このときの流況を図-3.5.19に、河床変動状況を図-3.5.20に示す。上流から一様に流れてきた流水は帯工上の粗度と河床の粗度の違いにより整流され、帯工の河道横断方向とほぼ直角方向に帯工上で流れの向きを変えられる(写真-3.5.13)。帯工を通過後、流水は再び河道に沿って流れるが、この帯工による流れの変化のため水路の右岸側に流れの集中が生じる。流水の集中は帯工直下流において表面流を右岸向きの、また底面流を左岸向きの二次流とさせる。このため、右岸側には局所洗掘が生じ、右岸側で洗掘された土砂は二次流により帯工に沿って左岸側に流送され、護床工下流の左岸側に堆積する現象が生ずることがわかった。

湾曲水路でも帯工の直下流で内岸側から外岸側へ土砂の流送現象は見られ、帯工の設置角度が緩くなるほど土砂の移送は顕著に見られた。すなわち、この土砂の移送現象が、洗掘部を下流に移動させたものと考ええる。

河床の変動量が少なく、外岸側の洗掘を軽減させる観点からとらえると、河道法線形に対して帯工を $\theta = 90^\circ$ に設置したケースが、最良案といえる。しかし、 $\theta = 90^\circ$ の場合、帯工前面には局所洗掘が生じており、帯工の維持管理が困難となることを物語っている。帯工を河道法線形状に対して角度を付けて設置した場合、帯工の前面には局所洗掘が生じなく、また帯工の土砂の移送効果により、帯工直下流の外岸側の洗掘は軽減される結果が得られた。しかし、その下流の外岸側に水衝部が形成され、新たな洗掘領域を発生させることが本実験より明らかとなった。

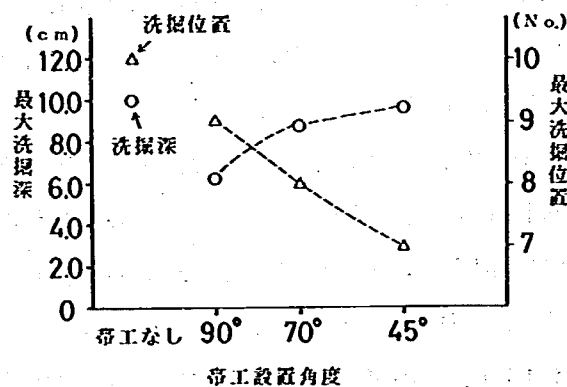
#### 2) 帯工を2基設置した場合の河床変動防止効果について

帯工を2基設けたことによって湾曲部外岸側での洗掘、および反対側内岸の堆積はかなり軽減できるも

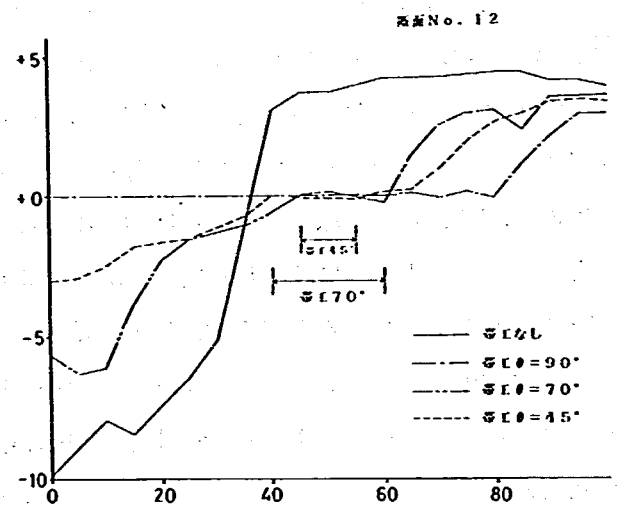
の、その下流側付近に新たな洗掘が生じてしまった。この洗掘を防止するには、①根固め工の設置、②帯工の増設、③配置位置の改置の改良の3つの方法が考えられるものの、洗掘領域が下流側に移動する傾向となることを考慮すると①による対策が得策と考える。

以上の検討結果より、湾曲部の河床変動を抑制するには、帯工を河道法線形状に対して $70^\circ$ に設置し、河道の曲率に応じて帯工を湾曲部に等分して設置すればよいことがわかった。しかし、今回の実験は単湾曲河道での実験であり、蛇行河川での帯工の配置までは考慮されていない。また、湾曲部の曲率がさらに大きい場合や、砂河川に対する帯工の洗掘軽減効果は明らかではなく、これらについては今後さらに検討する必要がある。

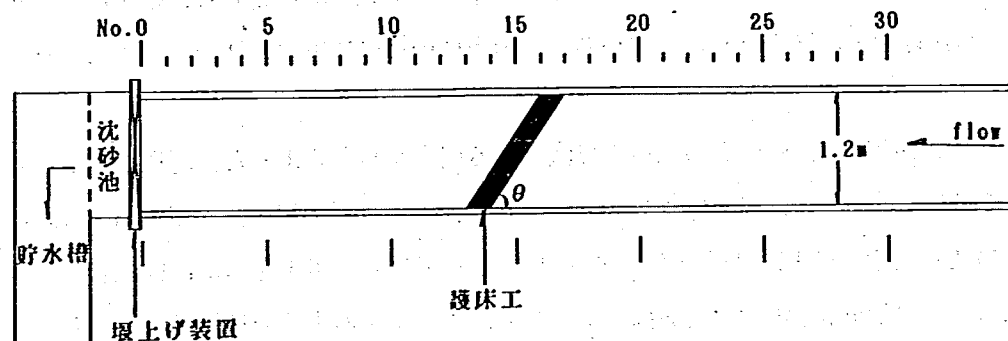
なお、同水路ではベーン工を用いて洗掘軽減を図った検討も行っており、帯工とはほぼ同様な洗掘軽減効果が得られ、設計法の研究が進められている。(くわしくは、土研資料第2644号参照の事)



図一 3. 5.16 帯工設置角度と最大洗掘深、洗掘位置の関係



図一 3. 5.17 断面No. 12の横断形状



図一 3. 5.18 直線水路平面図

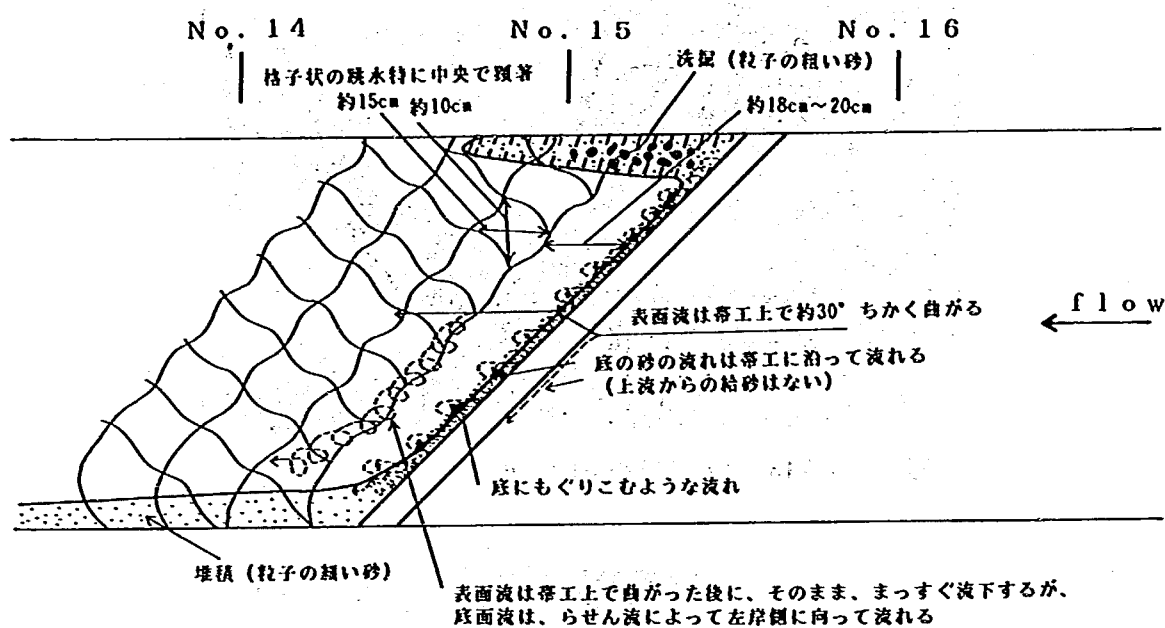


図- 3. 5. 19 直線水路, 流況図

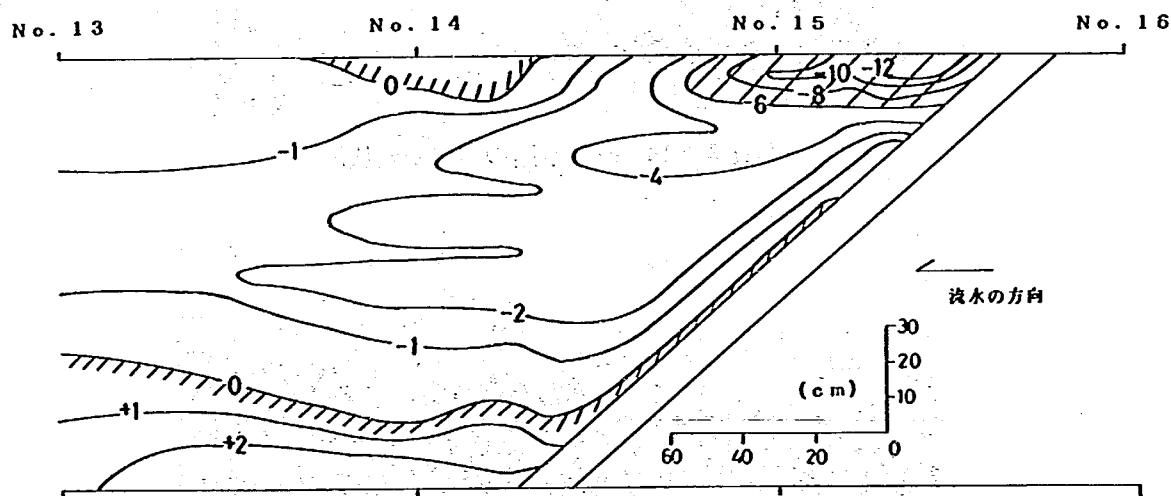


図- 3. 5. 20 直線水路, 河床変動状況図

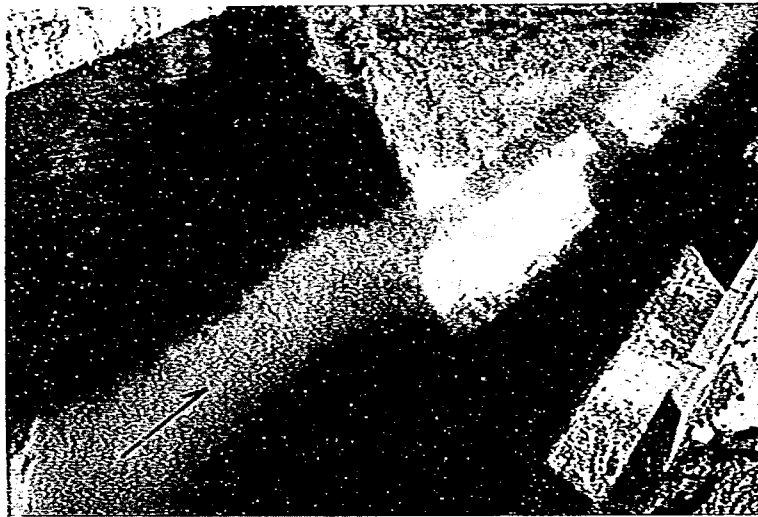


写真- 3. 5. 13 直線水路の流況 ( $\theta = 45^\circ$ , 2 cm堰上げ)

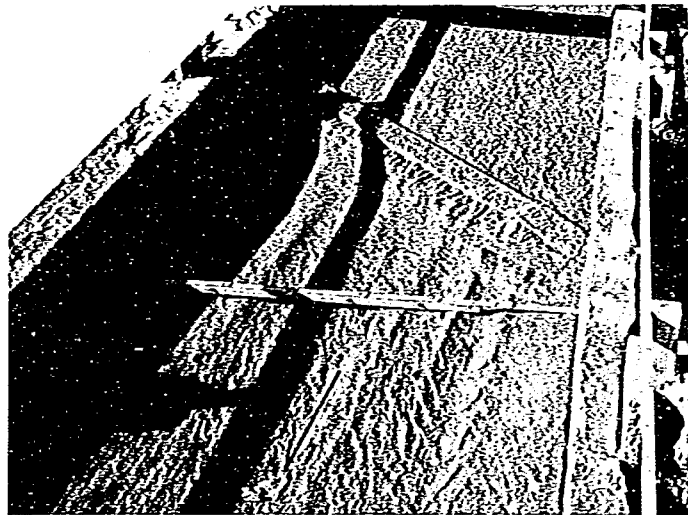


写真 3. 5. 14 直線水路の河床変動状況



写真 3. 5. 15 直線水路右肩側の局所洗掘の状況

## 第4章 床止め工の設計について

これまでの検討によって得られた結果から、河床低下を防ぐための床止め工（局所洗掘防止のための帯工は含まない）の設計に当たって留意すべき項目について述べる。ただし、ここで述べる事項は実際河川に対する施工上等の検討はなされておらず、今後の課題として残されており、以下の事項は筆者らの私見であることをここに記しておく。

### 4-1 床止め工の設計に当たって検討すべき事項

床止め工の設計に当たっては、第1に床止め工が本当に必要であるか、他の代替案が無いか、その必要性について良く検討する必要がある。

図-4.1.1に示すような原因によって、河床低下が進行している河川や河床低下が予測される河川においては、河床が計画河床高を大きく下回って低下すると、既設の河川構造物の基礎が露出し、構造物の安定性が脅かされる事態が生ずる。よって、図-4.1.2に示すような何らかのしかるべき対策をとらなければならない。

河床低下対策工としては、一般に床止め工が挙げられる。しかし、床止め工は、建設費が高いこともさることながら、床止め工で河床の一部を固定するため、将来計画流量が変更されて河積を抬げる必要が生じた場合には床止め工を全面的に改築せねばならない。このため、改築に多大な費用を要したり河道計画そのものを硬直させてしまうことがある。したがって床止め工の建設はなるべくさけて、他の対策工で構造物の保護を図れるかどうかを十分に検討する必要がある。

対策工は、河床変動計算によって将来の河床の変化量を把握することにより評価することができる。これによって、河床低下が今後どの程度続くものか、その低下量が分かり、床止め工の設置が必要となるか判断する材料となる。河床変動計算により将来の河床が計画河床高を維持できると判断される場合には、特に対策工を設ける必要はない。しかし、計画河床高もしくは管理河床高（ここでは管理河床高を河川構造物の維持・管理に支障をきたさないために、将来にわたり維持すべき河床高と定義づける。）を大きく下回り、構造物の安全性が脅かされる場合は、対策工を設ける必要がある（図-4.1.3参照）。

計算により、将来の河床が大きく低下すると判断される場合には、床止め工を設けて河床低下の進行を防止しなければならない。河床低下が生ずる理由は、その場の流れによって定まる流送土砂量と上流からの供給土砂量との釣り合いがとれていないためである。一般的には、河床低下の進行に伴って河床勾配が緩くなり、掃流力が弱まることで河床は安定した状態となる。よって、床止め工を設けなくとも、構造物はこの新たな安定河床に対応できるように、構造物基礎部の補強を行えば良いこともある。また場合によっては、河道計画の改定を行なうことが経済的なこともあろう。

河床が計画河床高を大幅に下回り、河川構造物等の補強や対策では安全性が脅かされる場合や、費用が多くかかる場合には、床止め工により河床低下量の抑制を図る必要がある。床止め工設置後の河床状況は、後述する河床変動計算により概略把握することができる。ここで留意しておかなければならないことは、

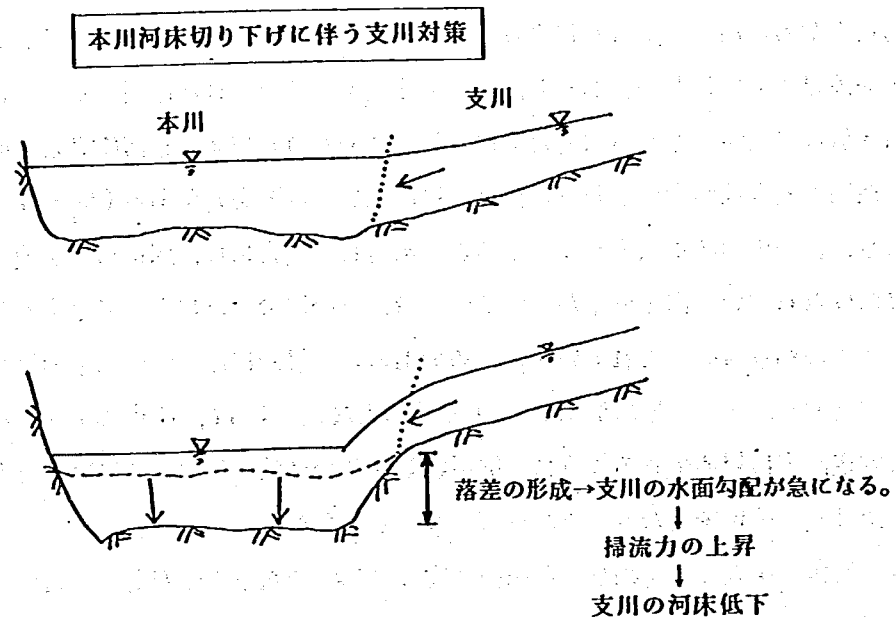
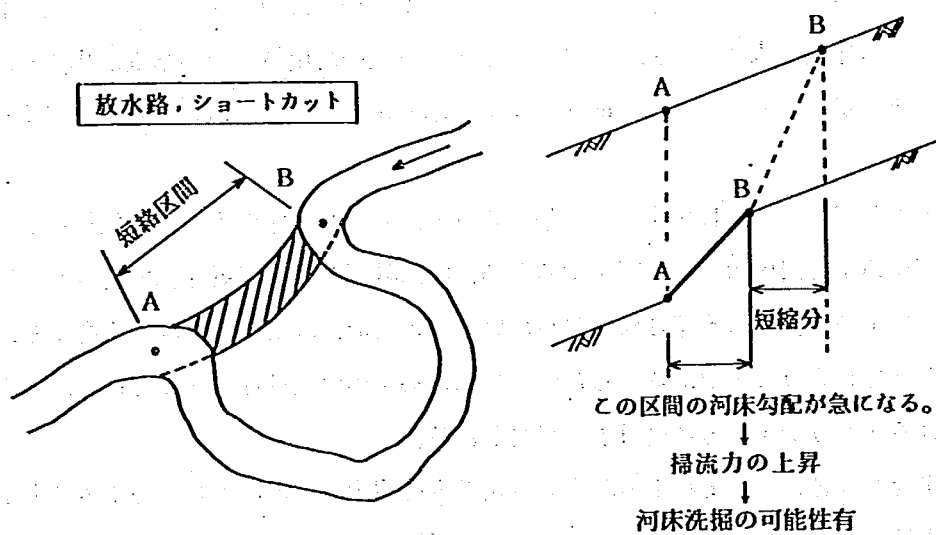
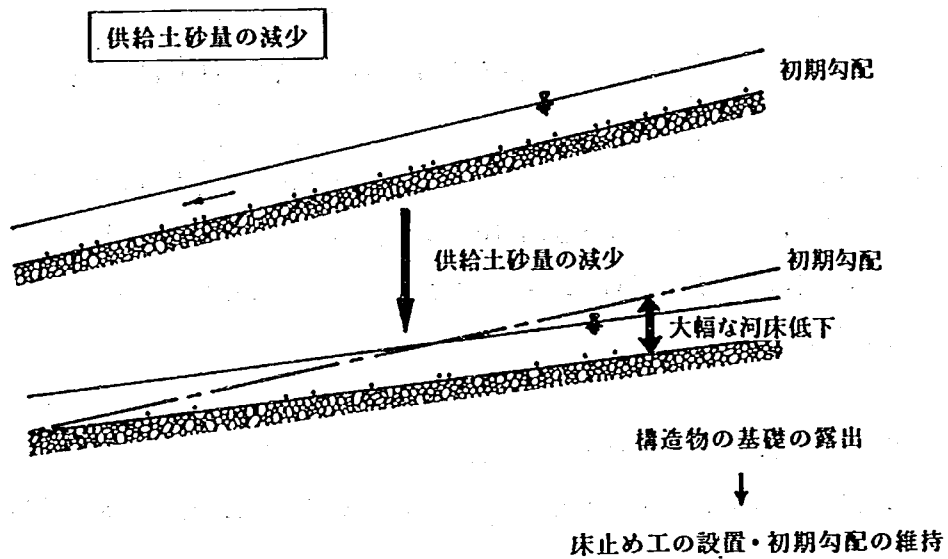


図-4.1.1 河床低下の原因

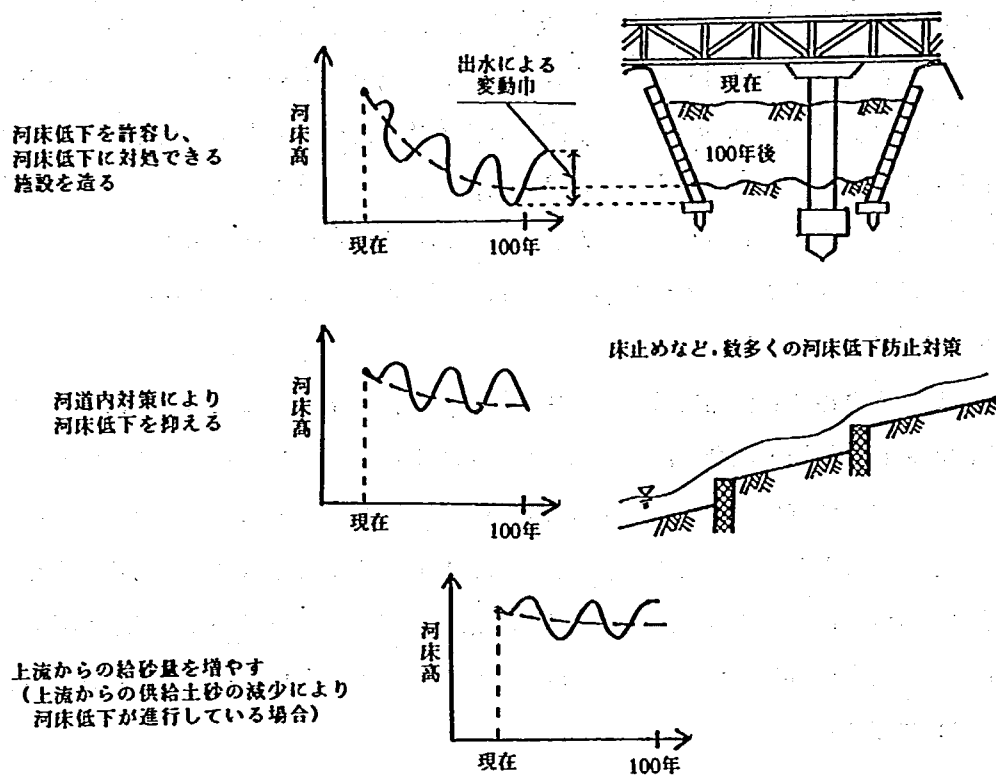


図-4.1.2 河床低下対策の方法

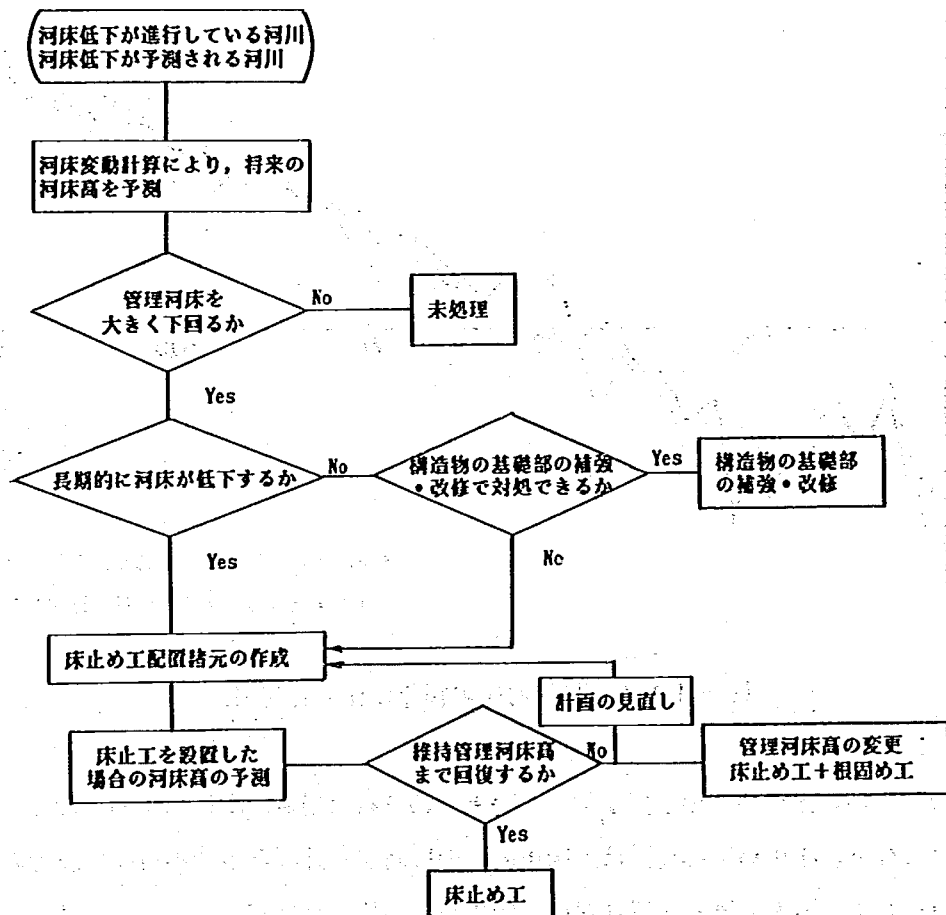
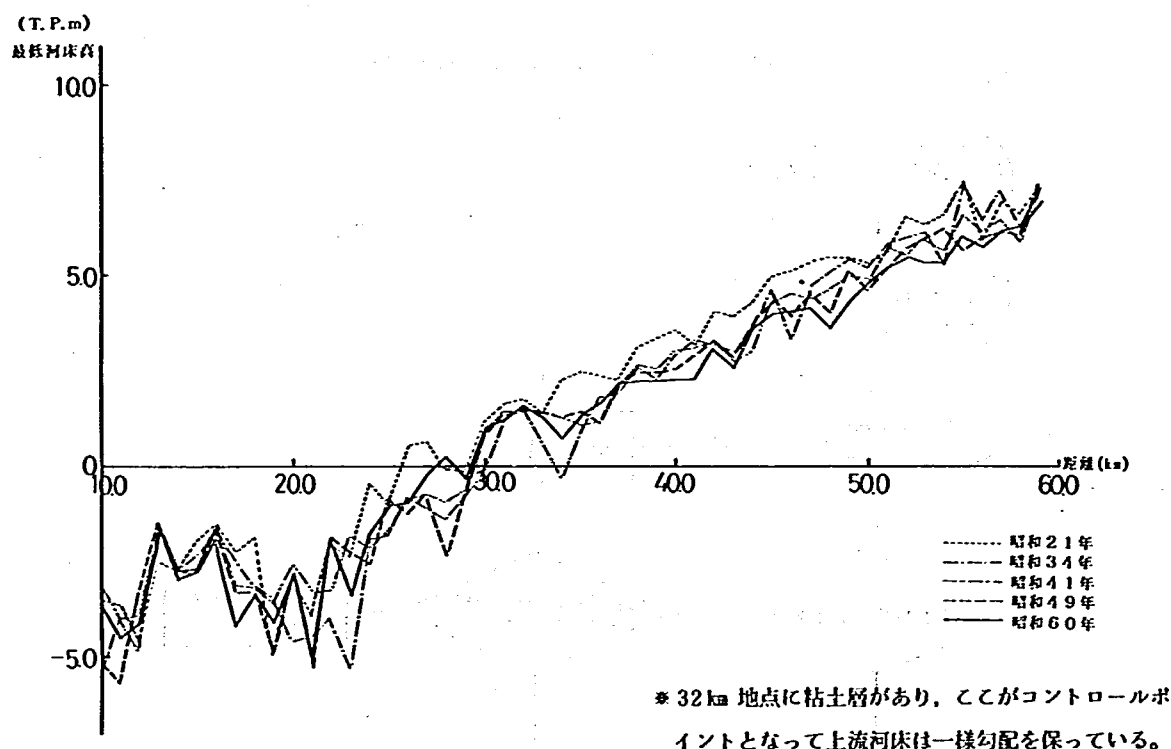


図-4.1.3 河床低下対策工の選択

床止め工を設けても床止め工直上流の河床は、床止め工の天端高で安定せず、一般的にはこれより低い所で安定するということである。砂礫河川の場合、床止め工の天端高と床止め工直上流の河床高の差は少ないが、砂河川の場合では、この差は大きくなって床止め工本体が河道に大きく突出したような状態となる。このため、床止め工の天端高を計画河床高に合せても、緩流河川では天端高より低い所で河床が安定するため、床止め工の設置効果が得られない場合がある。このような場合には、床止め工の天端高を治水・上支障のない範囲内で計画河床高より高くするか、または、川幅を拡幅することで床止め工上流の掃流力を低下させて河床高の維持を図る必要があろう。

なお、河床変動計算により得られた結果は平均河床高を表わし、局所洗掘による最深河床高までは評価できない。流路が固定された河川の場合、河床低下の進行はミオ筋部に集中して起こる傾向がある。計算結果はこの点が反映されていないことを留意する必要がある。また、河床低下の進行とともに、河床にアーマコートが形成されることがあり、河床変動計算はこれを考慮することも必要である。また、河床に岩盤や粘土層が露出する場合には、これが床止めの役割を果たして河床高が維持される場合がある（図－4.1.4 参照）。よって河道周辺のボーリングデータの収集を図り、このような箇所が認められた場合は、これを考慮した検討が必要である。



図－4.1.4 最深河床の経年変化（E河川）

図－4.1.3 の検討から床止め工の設置が望ましいと認められた場合、次に床止め工の詳細設計の検討を行わなければならない。床止め工の設計は、床止め工の縦断配置計画と構造物自体の設計の大きく2つに分かれる。このうち床止め工の縦断配置計画は、床止め工の位置及び高さを仮定して数ケースの河床変動計算を行い、河床が安定となる床止め工の位置、高さを決定する必要がある。上流からの流砂の補給が

期待できないような場合には、アーマリングを考慮した静的平衡状態の河床を想定して床止め工の配置を計画する必要がある。

床止め工は、以下のような点を考慮して配置計画を策定する必要がある。

- ① 床止め工の天端高は、上流側の水位が計画安全範囲内になるように決める。
- ② 床止め工は、維持すべき河床高を確保できるように配置しなければならない。
- ③ 一つの床止めの段落差を大きくして箇所数を少なくするか、あるいは段落差の小さいものを数多く設けて河床を安定させるかは選択の問題である。一般に、段落差の小さいものを数多く設けるよりも段落差の大きいものを少なく設置した方が工費が安く、かつ床止め下流で確実に跳水を起こさせることができる。しかし、落差が大きいと下流河床の安定が危ぶまれるため、上下流の高低差は2 m以内を標準とし、河状に応じて上記の条件を充たす配置計画をつくることが望ましいとされている。
- ④ 河道が複断面形状を有する場合、高水敷の縦断形状を床止め工に関係なく一様勾配とすると、床止め工により高水敷上の冠水が不連続となるだけでなく、床止め工の下流で低水路内に流水が集中し、下流河道に大きな河床低下を生じさせる場合があるので注意する必要がある。

なお、構造物自体の設計を行なうに当っては、洪水流を安全に流下させ、かつ洗掘を防止する構造とすることや、沈下、洗掘、滑動、転倒などに対して安全となるように設計する等、様々な制約があるが、これらについては4章の5節で述べる。

#### 4-2 床止め工の縦断配置計画

床止め工の配置を計画する場合、『どこに、何基、どの高さのものをどの間隔で配置すべきか』が問題となる。このような問題に対する設計法の答えは現在のところ明確にはないが、河床洗掘を防止し、かつ維持すべき河床高を保つように床止め工の配置を考えなければならない。

床止め工の配置計画は、先に述べたように上流側の水位上昇を安全な範囲に抑え、かつ既設河川構造物の基礎を守ることが出来るように何ケースか仮定し、河床変動計算を行なって河床高の維持可能な床止め工の縦断配置を求める。次に河床高の維持可能な各ケースの施工費等を検討し、最終的な床止め工の縦断配置を決める。

ここでは、河床変動計算についてその手法を説明し、さらに河道形状に対する床止め工の配置方法について述べる。

##### 4-2-1 河床変動計算

河床低下が進行している河川、あるいは河床低下の予想される河川において、河床低下の防止を目的とする床止め工を設置しようとする場合には、将来の河床高を予測して床止め工の配置、構造設計を行なう必要がある。床止め工設置後の河床変動状況は、河床変動計算で概略評価できる。

以下に河床変動計算のシミュレーションモデル等について示す。

##### (1) 基礎方程式

河床変動の1次元解析法の基礎方程式は、流れの運動方程式と連続式及び流砂の連続式と流砂量式の4式である。

以下に各基礎式について簡単に説明する。

## ① 流れの基礎式

(連 続 式)

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

(運動方程式)

$$\frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{2g} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \cdot \left( \frac{Q}{A} \right)^2 + \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} = 0$$

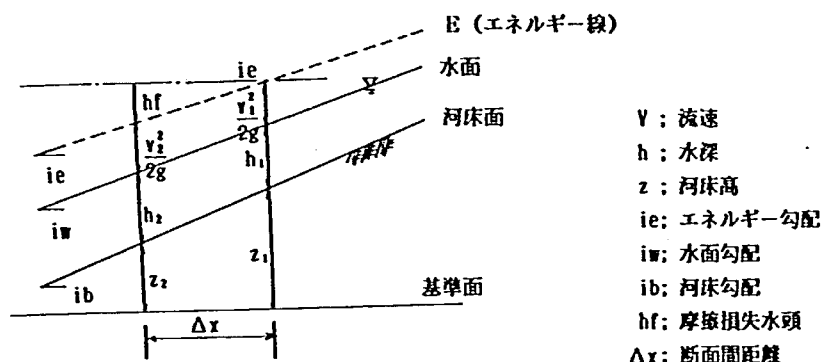


図-4.2.1

ここに,

$A$ : 流積 (㎡),  $S$ : 潤辺 (m),  $h$ : 水深 (m),  $Z$ : 河床高 (m),  $H$ : 水位 (m),

$v$ : 流速 (m/s),  $R$ : 径深 (=  $A/S$  (m)),  $x$ : 距離 (m),  $Q$ : 流量 (㎡/s),

$n$ : マニングの粗度係数

## ② 流砂の基礎式 (連続式と流砂量式)

(連 続 式)

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \cdot B \cdot \frac{\partial}{\partial x} \cdot (q_B \cdot B) = 0$$

(流 砂 量 式)

$$\frac{q_{Bi}}{u_{*di}} = f\left(\tau_{*i}, \frac{H}{d_m}, \frac{u_{*dm}}{r}, \frac{d_i}{d_m}, \sigma\right)$$

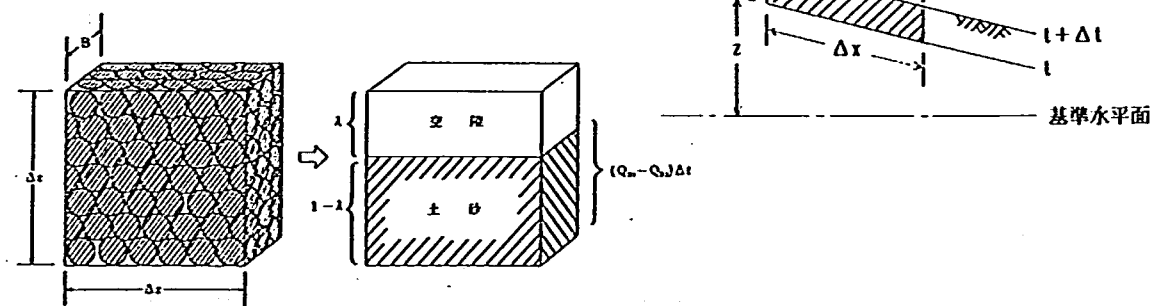


図-4.2.2

ここに,

$B$ : 河幅 (m),  $u_*$ : 平均摩擦速度,  $q_B$ : 掃流砂量,  $Z$ : 河床高 (m),  $t$ : 時間,  
 $\tau_*$ : 無次元掃流利,  $\lambda$ : 河床砂の空隙率 (一般に計算には 0.4 を用いる.),  
 $q_{Bi}$ : 粒径  $i$  の単位幅流砂量,  $\tau_{*i}$ : 粒径  $d_i$  に対する無次元掃流利,  $d_m$ : 平均粒径,  
 $\sigma$ : 河床材料の混合を表わす無次元指標,  $d_i$ : 代表粒径

河床変動に直接関連を持つものは流砂量であり, この掃流砂量を導く式が幾つか提唱されている。しかし, 河床砂礫の運動は極めて複雑であり, 特に移動河床で形成される河床波上の砂礫の運動特性を完全に記述するまでには至っていない。流砂量公式の選択に当っては, 検証計算等を行なって十分に検討する必要がある。なお, 均一砂の流砂量については, 最近の研究成果を巻末の補足資料に掲載したので参照されたい。

## (2) 河床変動計算フロー

河床変動計算の概略フローは, 図-4.2.3 に示すとおりであり, 流砂量計算の詳細フローは図-4.2.4 に示すとおりである。

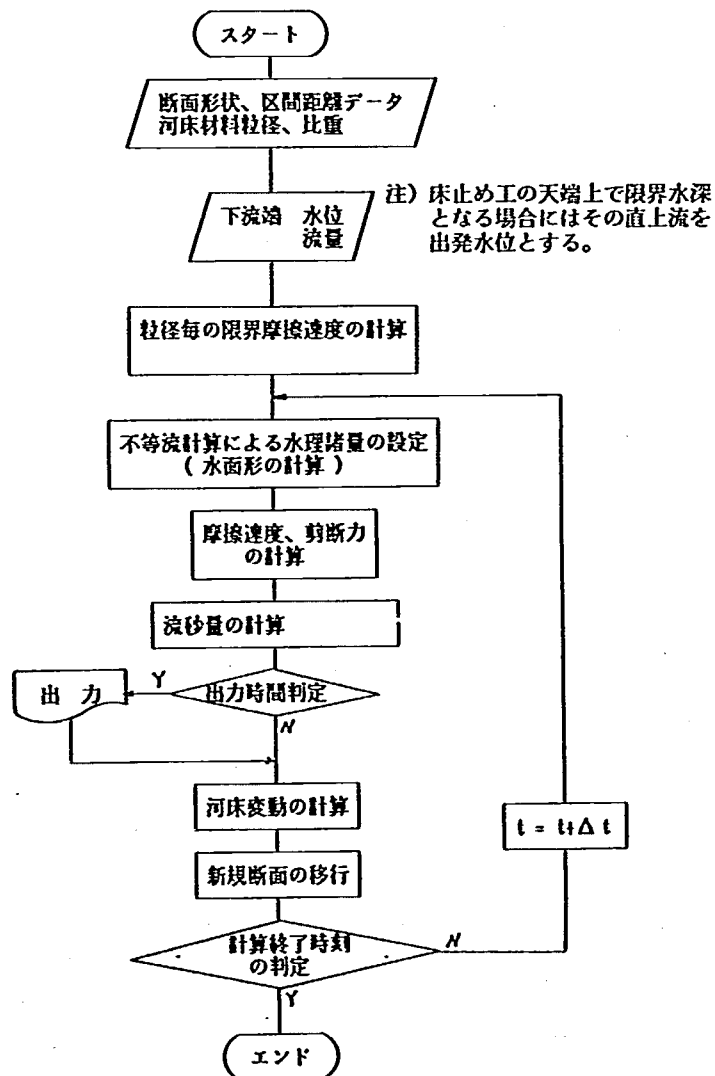


図-4.2.3 河床変動計算のフロー

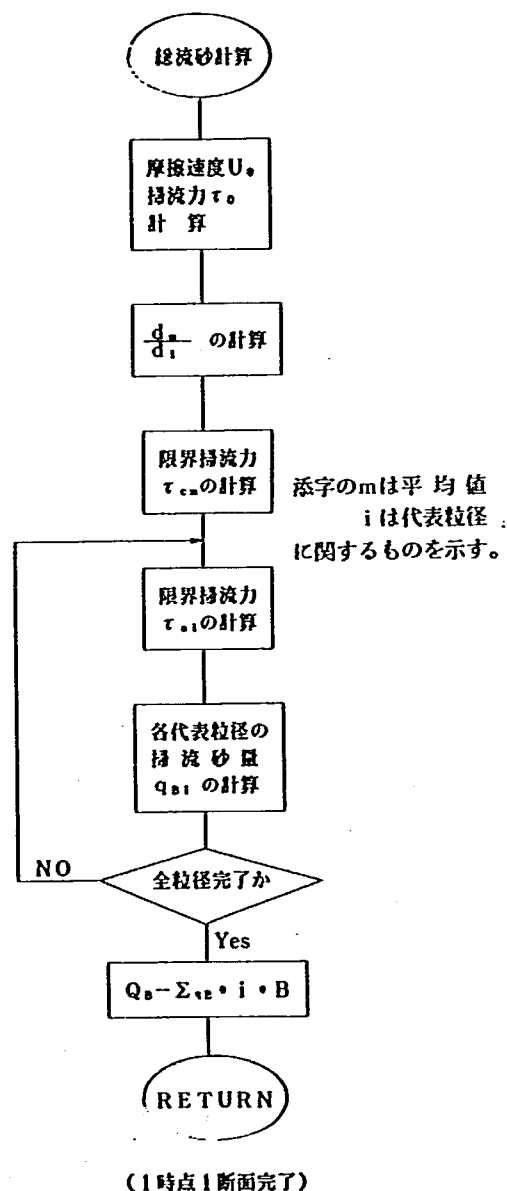
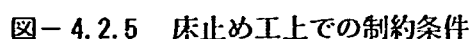


図-4.2.4 流砂量計算のフロー

床止め工等の横断工作物がある場合の河床変動計算においては、次のようなことを考慮して行う必要がある。

仮に、断面  $i$  に床止め工があり、河床変動量  $\Delta z$  が負（洗掘）になる場合には強制的に  $\Delta z = 0$  とし、 $q_b(i, t) = (B(i - \Delta x) / B(i)) \cdot q_b(i - \Delta x, t)$  のように、断面  $i$  の流砂量を設定し直す必要がある。つまり、床止め工高が初期値と同一ならばそれ以上河床低下はなく、一つ上流の流砂量が全量通過するという収支関係を設定することとなる。



④ 混合粒径河床では、アーミングを生じて河床低下量が軽減される場合がある。このような現象については、現在のところ充分な予測評価手法が確立されておらず、今後の研究課題として残されている。

#### (4) 河床変動計算を実施する場合の留意事項

ここでは、河床変動計算を行なうに当たっての計算上の留意点を述べる。

① 計算を行なうに当たっては、河川の河道状況、流況を極力再現するようにする必要がある。特に流況を時系列で表わす場合には通常日流量を用いることが多いが、洪水時のハイドログラフについては必ず時間単位で流量値を設定して河床の変動量を適切に評価する必要がある。

② 上流からの給砂量の取り扱いは床止め工の設置条件によって異なる。上流からの供給土砂量が減少している河川や土砂量の減少が想定される河川では、現在の流砂量より少ない流砂量を計算式に与えて計算を行なうが、ショートカットや浚渫（掘削）に伴って勾配変化点に床止め工を設置する場合には、床止め工により上流河道の水理量に変化が生じて上流からの供給土砂量は変わらない。よって、上流河道の流砂量は変わらないものとして扱う必要がある。計算に組み込む上流区間はなるべく長く設定しておくが良い。

③ 実際河川で床止め工が設けられた後の河床変動状況を調べると、急流河川等では、河床がほぼ安定状態となるまでに数十年の月日を要し、その間、床止め工周辺で河床が洗掘、堆積を繰返し、著しく変動することがわかっている。従って、河床変動計算は、最終的な安定河床の状況を求めるだけでなく、時系列での河床変動も把握しておく必要がある。とくに計画流量規模の出水時には、床止め工の上下流の河床が大きく変動する場合があるので、計画流量時の河床変動状況を把握、検討する必要がある。

#### 4-2-2 ケーススタディによる緩流及び急流河川の河床変動形態について

前節まで述べてきた河床変動計算を用いて床止め工を設置したときの砂および砂利河川の典型的な河床変動状況を検討する。

##### (1) 計算条件

各条件は、以下に示すとおりである。

##### ① 河道横断形状

急流・緩流各河川の横断形状は、全国代表河川を急流・緩流各河川に区分けし、その平均的な値を用いることとした。

各河川の横断形状は、図-4.2.6に示すとおりである。

なお、河床の変動は、低水路内のみと考えた。

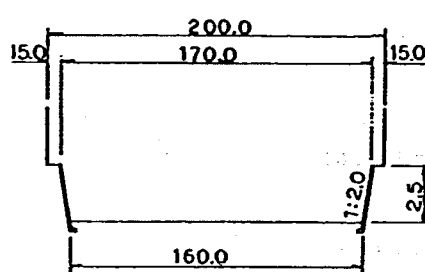


図-4.2.6(a) 急流河川横断形状

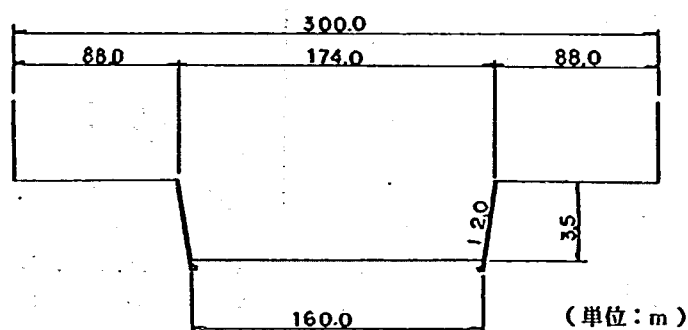


図-4.2.6(b) 緩流河川横断形状

## ② 河道縦断形状

急流、緩流各河川の低水路河床は、図－4.2.7に示すような縦断形状として、数箇所にて床止め工を配置した形で設定した。

## ③ 流 量

流量は、単位幅当り  $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$  の定常流量を計算式に与えた。

## ④ 河床材料

河床材料は急流、緩流各河川の平均的な値を参考とし、急流河川は混合砂を、緩流河川は均一砂を対象として下記のように設定した。

- ・急流河川……平均粒径： $d_m = 40 \text{ mm}$ （混合砂）
- ・緩流河川……平均粒径： $d_m = 2 \text{ mm}$ （均一砂）

なお、急流河川に用いた河床材料の粒度分布形は先に示した図－3.1.1に示す形を用いた。

## ⑤ 下流端水位

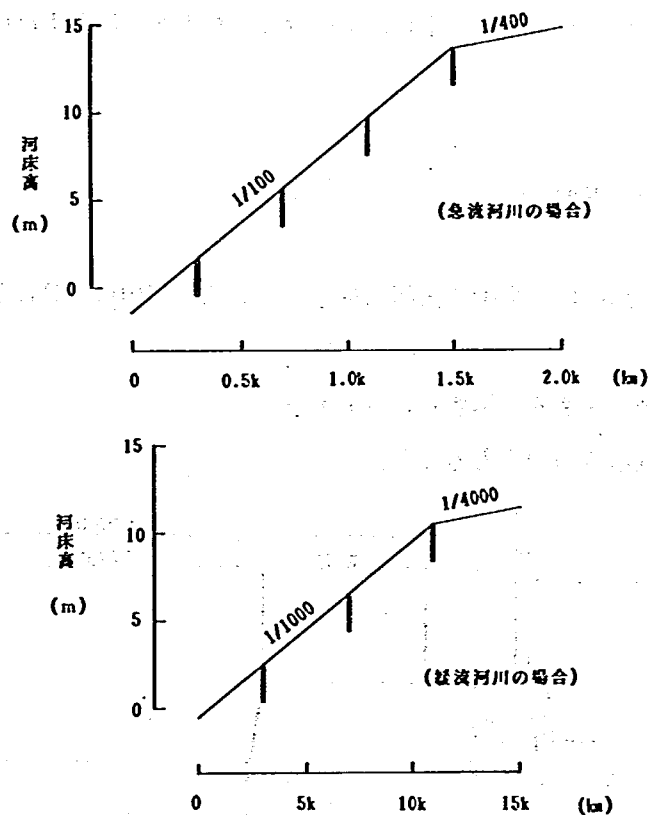
ここでは下流端水位をT.P.3mと設定した。

## ⑥ 給 砂 量

本計算では流砂量式に土研式を用いた。

## ⑦ 計 算 時 間

河床変動計算の計算時間は、河道がほぼ安定するまでの時間とした。



図－4.2.7 河道縦断形状

## (2) 計算結果

急流河川の計算結果を図-4.2.8に、緩流河川の計算結果を図-4.2.9に示す。

急流及び緩流河川の各床止め工間の河床縦断は、いずれも初期勾配を保たずに階段状の河床となって床止め工の上下流に落差が生じている。計算結果の河床は、上流から徐々に安定し、上流の河床勾配と等しい勾配となって安定している。ここで問題なのは、床止め工直下流の河床が天端高よりも低い所で安定していることである。とくに緩流河川の河床低下量が大きく、河床材料が細かい砂河川になるほど天端高で河床を維持することが困難であることがわかる。床止め工を設計する場合には、この点に注意して河道縦断形の設定を行なう必要がある。

### 4-2-3 床止め工の配置の考え方

床止め工の縦断配置計画は、河川構造物の維持が可能となるように決定する必要がある。したがって、各種河川構造物の基礎高を縦断図に重ね書きしておき、計算結果と照し合せて構造物の維持が可能であるか判断する必要がある。河床高が構造物の基礎より低くなる場合には、床止め工の天端高を高くしたり、床止め工の配置間隔を短くするか、もしくは低水路幅を広くする等の方法により配置計画の変更を行なう。

部分的に河床高が確保できない場合には、構造物に対する根継ぎを行なうことも考える必要があろう。

床止め工を設けても既設構造物の維持が困難な場合には改修計画の見直しを行ない、新たな維持管理河床高を設定してこの河床高に対応できるように構造物の根継ぎや改築を行なう必要もあろう。

なお、ショートカットを行なった区間の落差工間の河床は、粒径やアーミング効果および地質によって違いが生ずるが、一般的には上流河道と川幅が同じ場合には、上流河道の初期勾配とほぼ等しい勾配で安定する。よって、ショートカット区間等に設ける床止め工の設置基数 $N$ は次式により概略表わされる(図-4.2.10参照)。

$$N = \frac{L(I_1 - I_0)}{D} \quad (\text{ショートカット等に伴う床止め工の設置基数})$$

ここに、 $L$ ：上流河道と下流河道のすり付け区間、 $I_1$ ：すり付け区間の勾配、 $I_0$ ：上流河道の河床勾配、 $D$ ：許容落差工(現地の河道状況により異なる)。

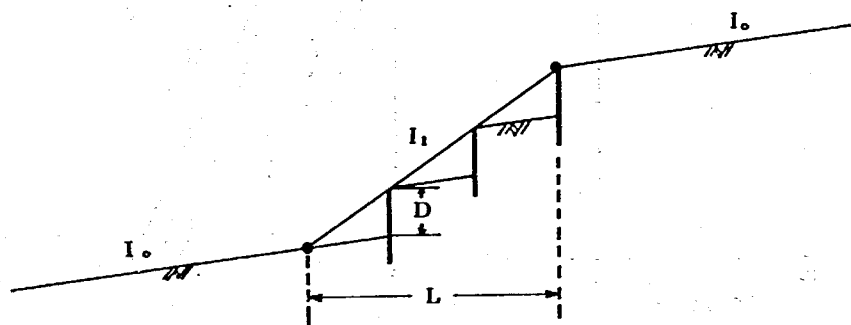


図-4.2.10 ショートカット等における床止め工の配置

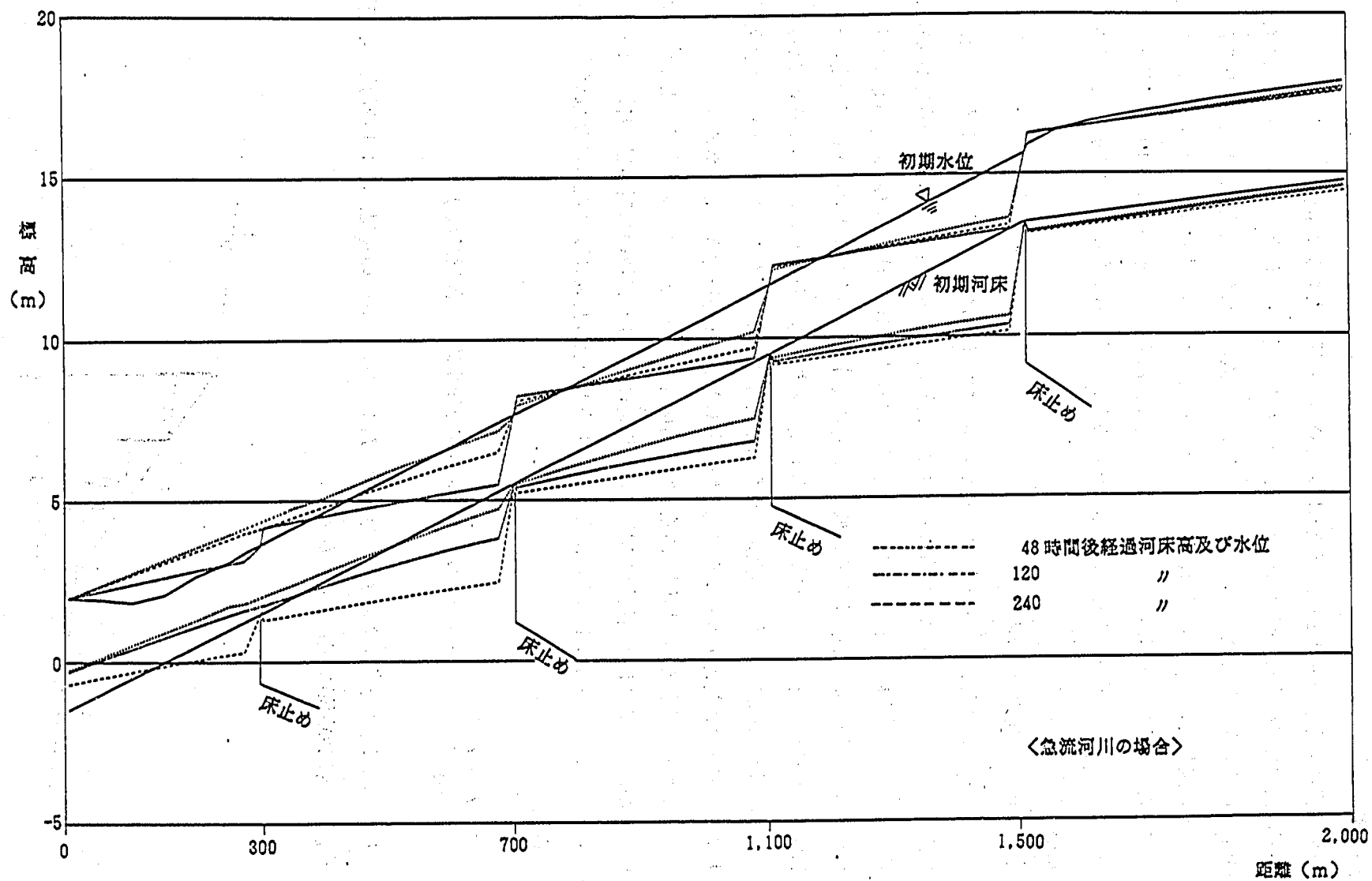


図-4.2.8 急流河川の計算結果

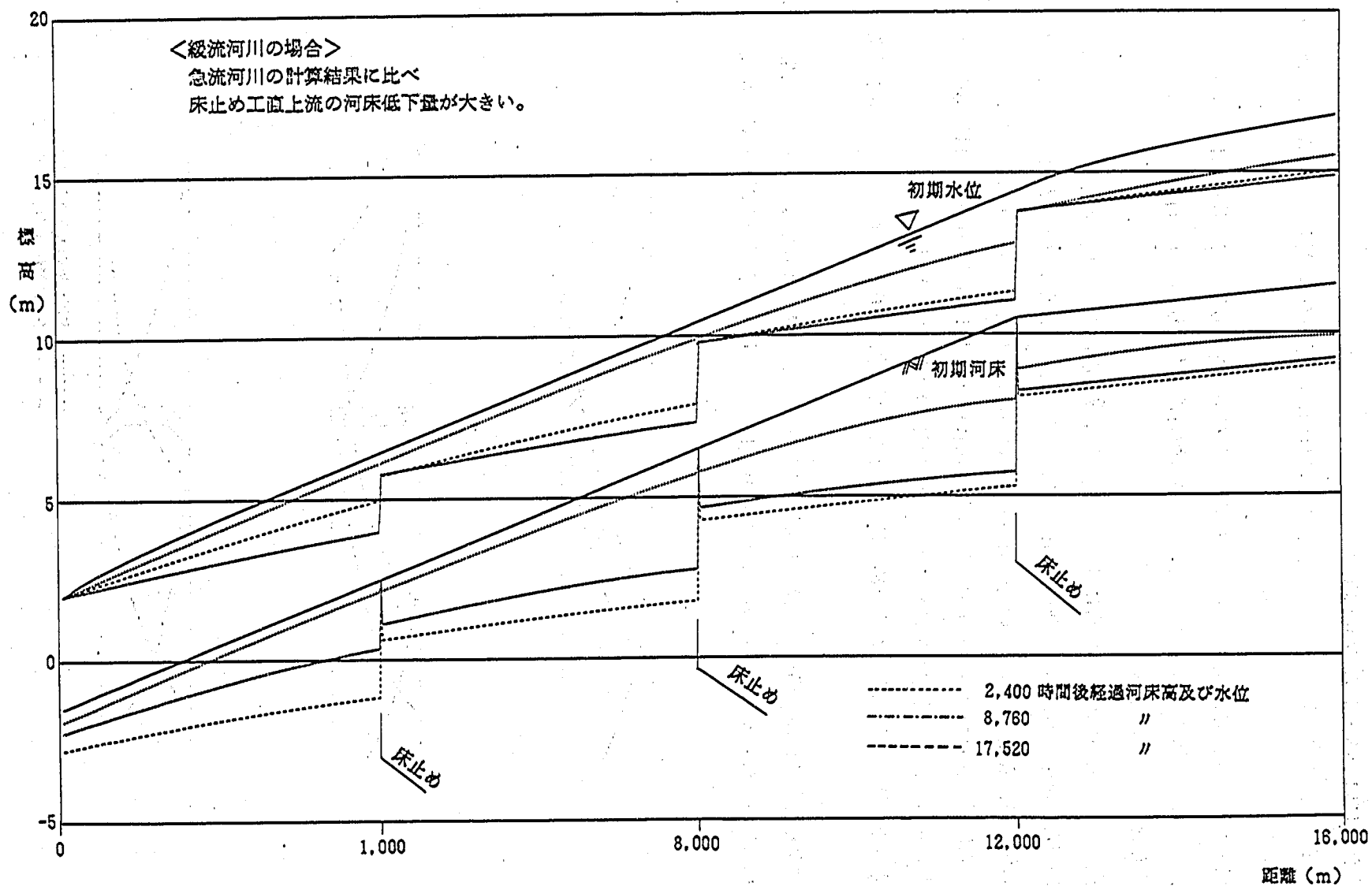


図-4.2.9 緩流河川の計算結果

#### 4-3 河道に対する床止め工の平面配置

床止め工は河道を横断して設置されるが、ここでは床止め工を河道に対してどの方向に配置すれば良いかを述べる³⁾。

- (1) 砂礫堆が形成されている河道では、砂礫堆が横断構造物を乗り越えて、連続的に形成されようとする。しかし、高さのある横断構造物では、そこで流れの蛇行性が大なり小なり蛇行特性が変わる場合があるのでこの変化に対する配慮が必要である。
- (2) 床止め工が斜め方向にある場合には、下流側で流れが河岸に集中して河岸沿いが水衝部となり、かつ局所洗掘などが生じるため、横断構造物は河道に直角に設けるほうが良い。ただし、高さの低い取水堰のような場合は、安定した砂礫堆の前縁沿い（通常は湾曲部に生じる）の河床の高い所に設置されている。このような場所は流れが発散する所で、かつ河床が高いため、比較的簡単な構造で目的を達することができる。したがって、古い取水堰では湾曲部に斜め堰が設置されている事例がある。
- (3) 河床低下の防止を目的とした床止め工は、堤防法線と低水路法線が平行な箇所へ設置することが望ましい。
- (4) 河道が蛇行して砂礫堆の移動が停止している場合には、図-4.3.1に示すように、横断形状がほぼ長方形形状となる蛇行の転向点（砂礫堆上の流れの折返す地点）に床止め工を設置したほうが良い。

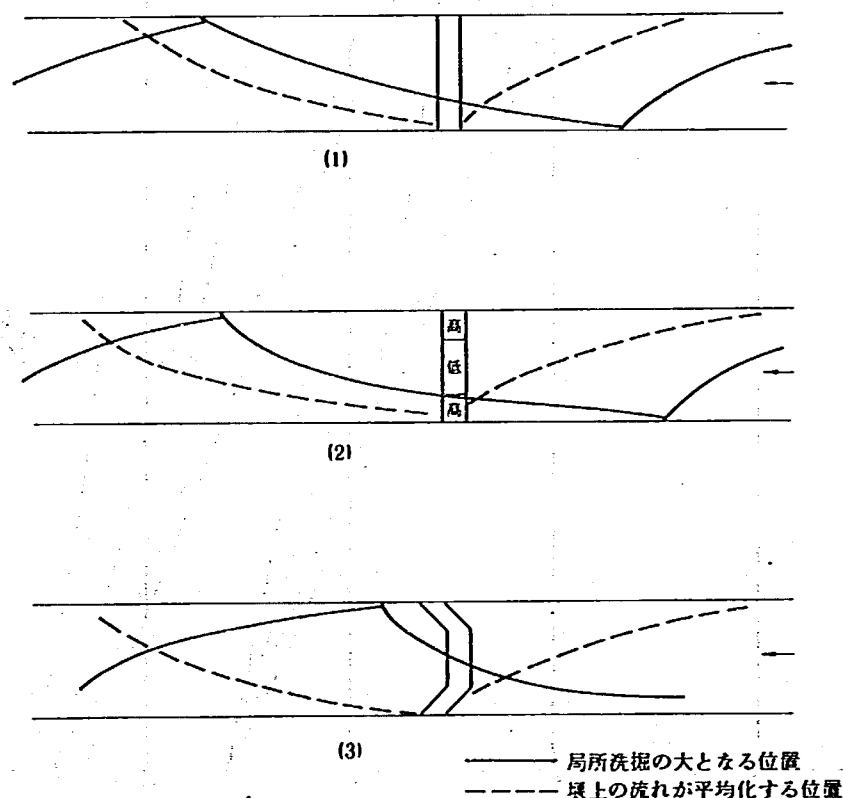


図-4.3.1 砂礫堆上の直角堰の位置

#### 4-4 複断面河道に床止め工を設ける場合の河道処理について

河道計画を立案する際に、床止め工を設置するときの高水敷の縦断形状およびその保護対策をどのようにすれば良いかが問題となる。ここではこれらの問題について以下に検討する。

低水路の河床低下対策として床止め工を設置すると、一般に河床は床止め工地点を境に階段状の縦断形状となって安定し、床止め工設置前に一様勾配であった水面形は低水路河床と同様に階段状の水面形となる。高水敷を床止め工設置前と同様の縦断形状としておくと、落差工間で高水敷上に流れが生じる所と生じない所が発生して落差工間の流れが一様でなくなり、高水敷上の流れが低水路へ落込んだり再び高水敷へ乗り上がる流れが生じる場合がある。このため、高水敷に侵食が生じたり、反対に土砂が堆積し、また低水路では流水が集中して深掘れが生じる等、河川管理を行なう面で幾つかの問題が生じてくる。この対策として高水敷も低水路と同様に階段状として落差工間の流れの一様化を図る方法が考えられる。高水敷の縦断形状を変えた場合には、高水敷から低水路へ流水が落ち込む区間を減少させて流速が速くなる範囲が少なくなる利点がある。しかしながら、落差工部で流速が速くなって堤脚や高水敷の安全性が脅かされたり、高水敷の整正に費用が多くかかるなど問題点も多い。高水敷の縦断形状を一様勾配とした場合と階段状とした場合の差異を表-4.4.1及び図-4.4.1に示す。

表-4.4.1 高水敷縦断形による差異

	高水敷が一様勾配の場合	高水敷が階段状の場合
落差工間河床	・一定勾配の河床を維持できない	・一定勾配の河床高を保つ
落差工周辺の 高水敷	・高水敷の流速は比較的大きくない ・流速の速くなる範囲が広い	・すり付け部で流速が大きくなる ・すり付け部周辺だけで流速が速くなる
工事費	・高水敷の改修必要なし	・大規模な高水敷の整正が必要

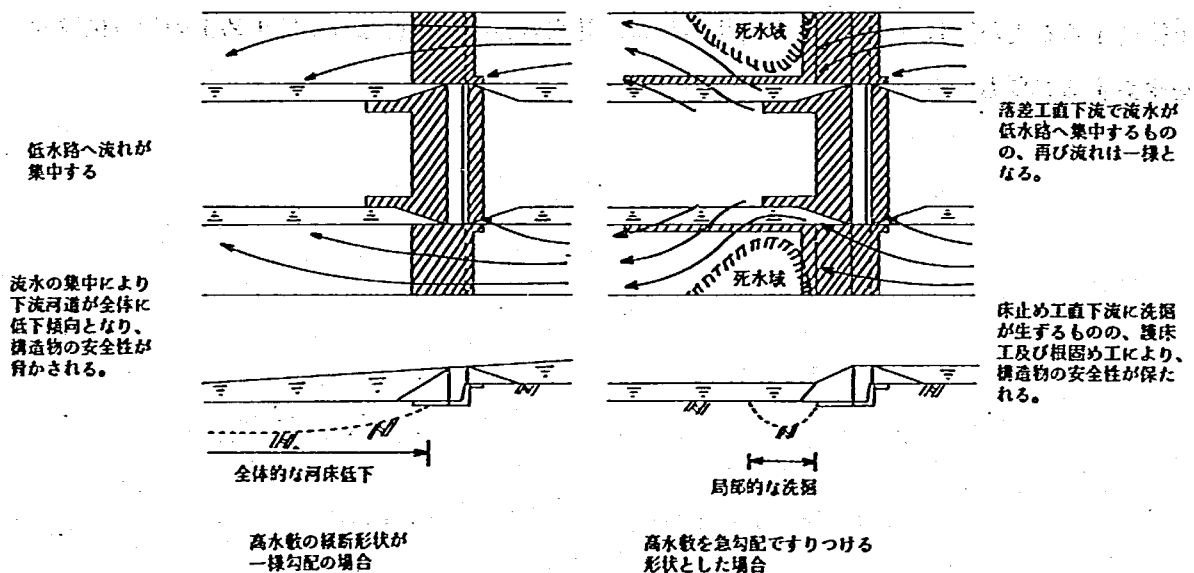


図-4.4.1 高水敷形状による流況の違い

両者にはそれぞれ一長一短があり、優劣の判定がつかない。高水敷の処理はその川の河道状況に応じて選択すべきであると考え。しかし、高水敷処理の方針としては、

- ① 高水敷や堤脚部に侵食が極力生じないようにする。
- ② 比較的安価な方法で低水路及び高水敷の維持を図る。

の2点を念頭に入れて計画を立てる必要がある。

検討対象とする流量は計画流量だけでなく、中規模出水も含めて検討する必要がある。

河床勾配が1/200以上となる急流河川に床止め工を設ける場合には、流路工形式の床止め工（袖部の上を流水が流れない）として堤脚の侵食を防止させることか、単断面对応の床止め工形式とすることが望ましい。急流河川で複断面河道を維持しようとする場合には、かなり強固な高水敷保護工が必要となると考えられる。河積に余裕がある場合には高水敷を高くして流水が流れないようにする改修も検討する必要がある。いずれにおいても、急流河川で床止め工が河道の維持管理において重要と判断される場合には、模型実験により詳細な検討を行なった方が良いと考えられる。

いっぽう、緩流河川において、高水敷が一様勾配の複断面河道に床止め工を設けた場合、落差が小さいときや洪水時に下流水位が高いとき、また高水敷上の流量が少ないときには高水敷の侵食が生じにくいと考えられ、特に保護工を設ける必要はないと考えられる。しかし、落差が大きい場合や落差工天端で限界水深となって高水敷の流れが低水路へ多く集中する場合には、高水敷からの流水の落込みによる低水路流量の増加に伴って落差工間の河道に深掘れが生じる可能性がある。このような場合の検討は、低水路水面形から高水敷からの落込み流量の増加分を加味した河床変動計算を行なって落差工間の概略の河床縦断を求める必要がある。この計算より得られた河床縦断で計画河床高や既設の構造物の維持が可能と判断され、かつ高水敷上の耐侵食が得られる場合には、高水敷の縦断形状は一様勾配で良いと考えられる。部分的に河床高が維持できない区間がある場合には、根固め工を用いることで工費の軽減が図れる場合もある。高水敷の縦断形を一様勾配とした場合の高水敷保護工の敷設方法については本章4-3-6を参照されたい。

なお、高水敷の広範囲で侵食が生じる可能性がある場合や、落込み流れによる低水路の深掘れを根固め工で維持することが難しいと判断される場合には、計画の見直しを行なって床止め工の設置位置や全体計画を変更する必要もあろう。

#### 4-5 構造物の設計

ここでは、床止め工各部（床止め工本体、水叩き、護岸工、取り付け擁壁等）の設計の考え方及び設計方法について述べる。

床止め工各部の名称は、図-4.5.1に示すように定義する。

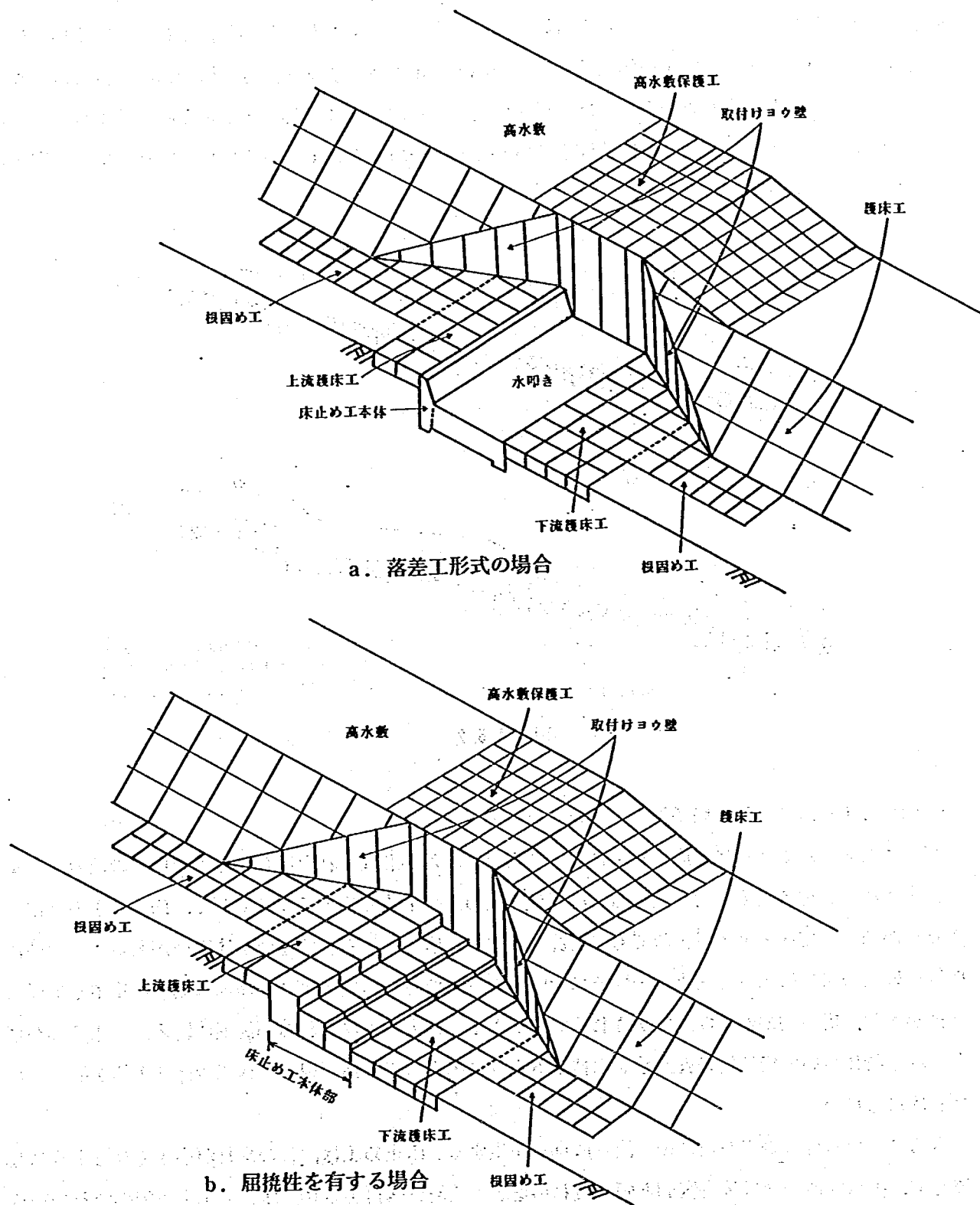


図-4.5.1 床止め工の名称

#### 4-5-1 構造物の設計上の留意点

構造物の設計に当たっていくつかの留意点を述べる。

##### ① 水叩き及び護床工の敷高について

先の床止め工の配置計画で述べたように河床は従来の河床勾配より緩くなって安定する（図-4.5.2 参照）。従って、水叩きや護床工は河床変動計算で得られた安定後の河床に設置しなければならない。従来の床止め工は、これを考慮せずに現況の河床上に設置されてきた。しかし、これらの床止め工は、下流河床の低下に伴って護床工の流失及び護岸や床止め工本体の崩壊を招き、構造物の維持管理に多大な費用を要してきた。水叩きや護床工は、将来想定される河床高に対応できるように敷設を行なうことで（特に下流側護床工は連結や屈撓性等を考慮して流失を防ぐことで）従来生じていた大半の災害が防止できると考えられる。

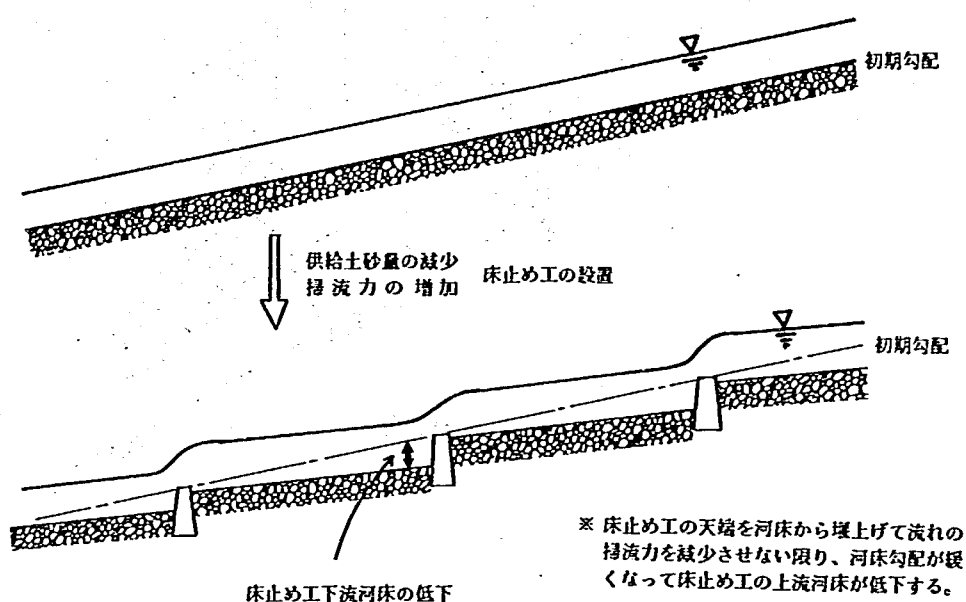


図-4.5.2

##### ② 床止め工周辺で生じる局所洗掘の防止、流れの一様化

図-4.5.3 に示すように、床止め工によって河道に落差が形成された場合にはその周辺の流れが急変し、床止め工周辺の河床変動が生じる。洗掘は床止め工直下流で生ずるだけでなく、床止め工の突出により渦が発生して床止め工直上流でも局所洗掘が生じ、構造物の安全性を脅かす場合がある。この他に、蛇行や砂州の影響によって流水が一箇所に集中したり、取付け擁壁により河岸部に流水が集中して局所洗掘が生じ、構造物の安全性が脅かされる場合がある。床止め工はこれらの洗掘に耐え、河床変動が著しい洪水時において構造物の安定性を保持するように床止め工本体周辺に護床工や保護工等を配置しなければならない。

さらに、流水は落差工を通過後、流れに乱れを生ずる。床止め工は、この乱れが小さくなるように整流して、上流河道のほぼ等流区間と同じ流れの場を下流河道へ再現させ、床止め工上下流の流れの一様化を図る機能も兼ね供えなくてはならない。よって、下流護床工は流水の減勢を図るため減勢効果が高

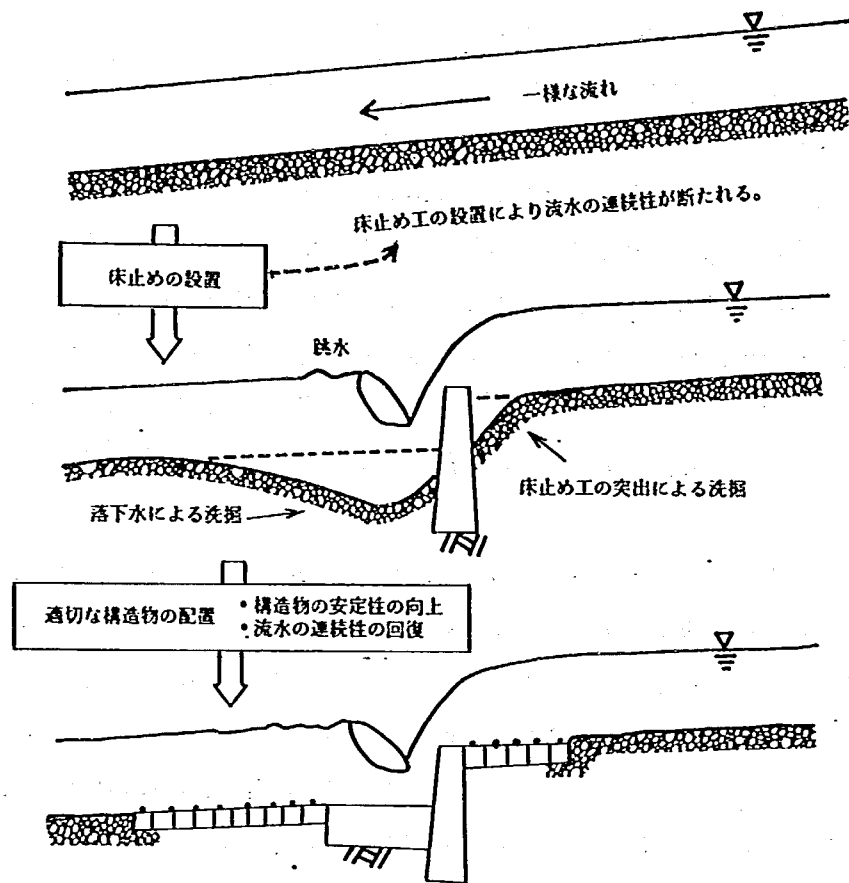


図-4.5.3

いものが望まれる。

### ③ 屈撓式床止め工について

床止め工の構造は、床止め工本体が落差を有し、水叩きと一体となった、一般に落差工といわれる形状とコンクリートブロックを組み合わせる屈撓性をもたせた形状の2つに大別される。屈撓性をもつ床止め工は揚水圧力がかからないことや床止め工が一体となって河床になじむこと⁴⁾から近年数多く設置されてきている。しかし、この中には洪水時の河床変動や河床低下に伴って、床止め工の本体部そのものも低下し、天端高を維持できない床止め工が見られる。河道の維持を図るためには、護床工部は河床変動によって屈撓が生じても本体部は沈下せずに天端高をある程度一定に保つ必要がある。屈撓性をもつ床止め工を作る場合においても、落差工形式と同様に河床変動計算によって下流河床の低下量を予測して、安定後の河床に床止め工を設置することが構造物の安定性を保持する上で望ましい。

現況河床上に屈撓式の床止め工を設ける場合には護床工部の長さを河床低下量に見合った充分な長さとし、また床止め工が屈撓した後の斜面上でのブロックの安定性も踏まえて床止め工の諸元を決める必要がある。

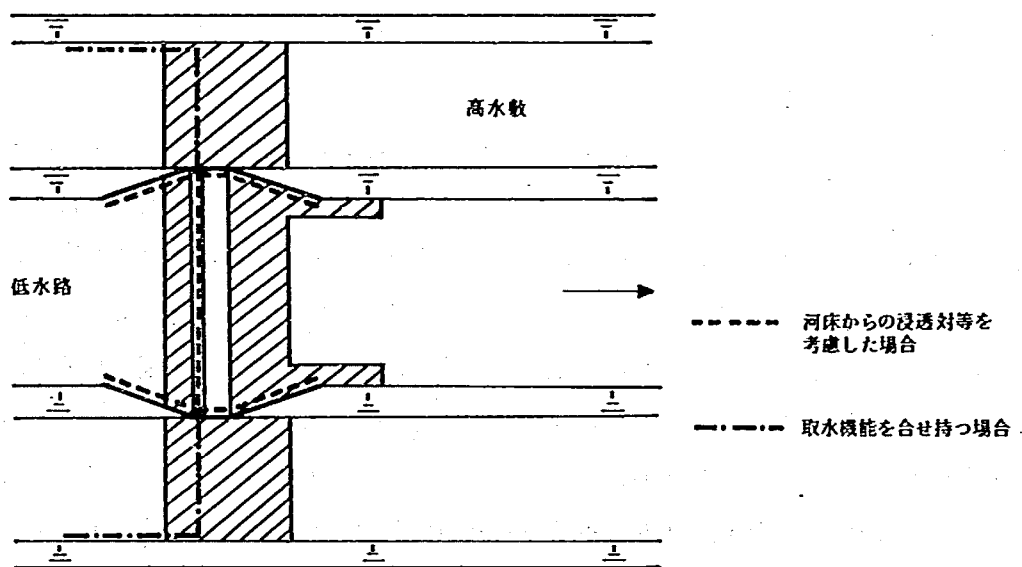
床止め工に用いるブロックは、洪水時の河床状況を河床変動計算より求めて床止め工周辺で生じる流速を調べ、この流速に流されない重量のものを使用する（ブロックの重量については、4-3-4、(3)、④を参照の事）。ミオ筋等の主流部での床止め工に当る流速は河床変動計算より求めた流速値より速くなるため、この部分の流速は割増して評価すべきであろう。流路が定まらない河川では河道横断面全

てで流速の割増しを行なった方が良いと思われる。天端部での流速が大きくてブロックの安定性が保てない場合には、床止め工本体を一体構造とした落差工形式で床止め工を設けるべきであろう。

#### ④ 高水敷への床止め工本体の嵌入及び遮水工について

洪水時に高水敷が侵食を受けると判断される場合には、コンクリートブロックの敷設等による保護工を設けて高水敷の侵食を防ぐ必要がある。高水敷の流速がかなり大きく、ブロック等では高水敷の維持が困難であると判断される河床勾配が1/200以上の河川では、流路工形式の床止め工を設置するか、あるいは高水敷のない単断面とした床止め工を設ける必要がある。この場合には堤脚保護を目的として、必ず低水路部の本体と高水敷部の本体は絶縁状態とする。床止め工周辺の堤脚及び高水敷には必ず強固な護岸（擁壁）や保護工を設ける。また、浸透水による堤防の破壊が想定される場合には堤脚部に止水壁を設ける必要がある。

遮水工は一般的に床止め工本体の下部からのパイピングを防止するために設けられる。しかし、高水敷の地質状況によっては、床止め工の河岸部からも浸透水が回り込む場合がある。よって、床止め工周辺の高水敷の地質状況を調べてパイピングが生じる可能性がある場合には、これを防止するために河岸部にも遮水工が必要となる。複断面河道で河岸部からのパイピングを防止する場合には、堤脚周辺での洗掘を防止することを目的として遮水工を高水敷部に設けずに低水路河岸の取付け擁壁下部に設ける。取水機能を合せ持つ場合には、床止め工と同じ横断面の高水敷内と床止め工天端上流の堤脚部にも止水壁を設けてパイピングを防止したほうが良いと考えられる（図－4.5.4 参照）。



図－4.5.4 遮水工の配置

#### ⑤ 景観への配慮について

床止め工は、流れに変化を与えるため人々が集まり、河川景観上重要なポイントとなる。したがって、床止め工の設計に当たっては、周辺の景観との調和や安全性に充分配慮する必要がある。床止め工の景観向上策としては、石張りや自然色を用いる等が考えられる。

図－4.5.5 に示す床止め工は、中小河川の単調な流れを変化させて河川景観および魚類の生活環境の

向上させることを目的として提案されたものである。しかし、図を見て分かるように床止め工の基礎部は玉石を置いただけの簡易なものとしている。河床が動かないような河川では、流速に耐え得る巨石を置くことで床止め工の維持は可能である。しかし、河床低下の防止を目的とした場合には、下流河床が洗掘を受ける可能性が高く、洪水流にこの形式の床止め工が耐え得るか疑問が残る。河床低下対策の床止め工は第一に構造物の安定性が得られるものでなくてはならない。図-4.5.5の形状を用いるとした場合は、河床が侵食を受けないように三面張りにして、その上に玉石を張るかとか、図-4.5.6に示すような強固な基礎を持たせた構造とする必要がある。

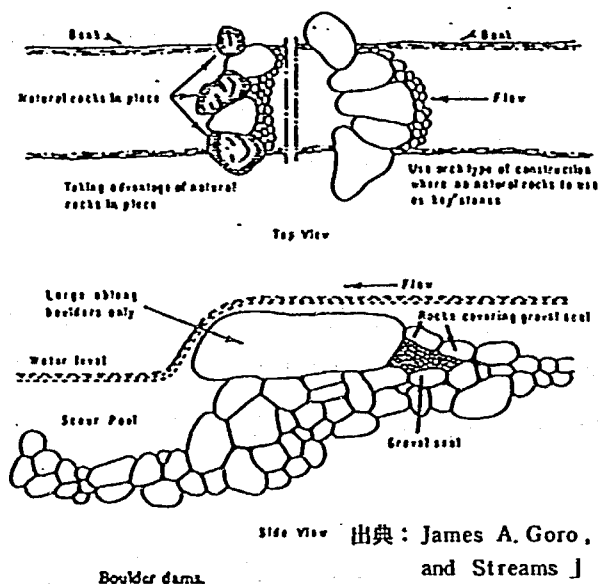
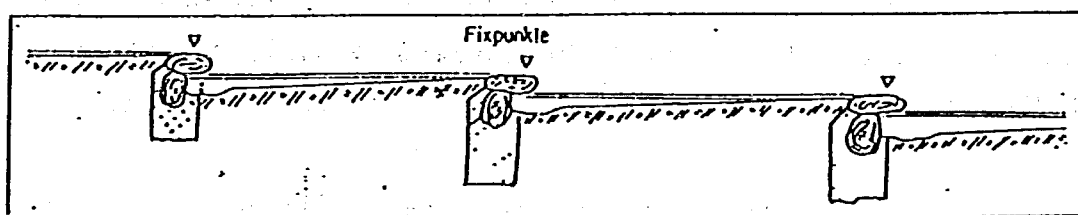


図-4.5.5



出典: クリスチャンゲルディー「河川における自然形成のための基本概念と実例」

図-4.5.6 固定点の縦断面

#### ⑥ 本設計試案（構造物）の適用について

本節で提示している床止め工の設計方針は、河川が移動床であることを想定した流れの場に、床止め工を設けることを想定して、構造物の施設計画を検討したものである。したがって、河床が粘土層で構成している場合や、岩が露出するような河川で構造物周辺が洗掘や侵食を受ける可能性が少ないと判断されるときは、本節で示すような構造とせずに比較的簡易なものとする事が可能である。

#### 4-5-2 本 体

床止め工は、先に述べたように、屈撓性を持つ構造のものもある。しかし、この場合においても、床止め工の本体部は、洪水流に対して天端が沈下しないものとして河道維持を図る必要がある（前節参照）。河道の維持を目的とした床止め工の本体は、原則として以下で述べる構造を標準とする。

##### (1) 機 能

床止め工の本体は、上流河道の河床高を維持するために設けられる。

##### (2) 構 造

床止め工の本体は、護床工と一体となって天端高を維持できる構造のものとする。

床止め工の本体はコンクリート構造としたものと、コンクリートブロック構造としたものがある。コンクリートブロック構造の場合は必ず連結構造として本体に撓みが生じないように設計する必要がある。施工事例では、基礎の安定性の向上及び施工性を考えて本体をコンクリートケーソンとしたものもある。

##### (3) 諸 元

###### ① 落 差

床止め工本体の受持つ落差は、標準として、上流と下流河道の高低差が2 m以内となるようにすることが床止め工本体を維持する上で望ましい。これ以上となる場合は、十分な水理検討を行なって、床止め工が維持されるように、本体の根入れや水叩きおよび護床工を強固なものとする必要がある。特に落差が大きい場合は、模型実験を行なって床止め工の諸元を決める必要があろう。

###### ② 安 定 性

床止めの本体（水叩きを除く）は、転倒、滑動、基礎支持力に対する所要の安全性が確保されるよう設計するものとする⁵⁾

河床は、洪水時に大きく変動し、一定のものでない。また、上流からの土砂供給が減少すると、床止め工直下流の河床が大きく低下し、床止め工の基礎が脅かされるといった事態が生ずる。よって本体と水叩きが一体構造となっていて、不測の事態を考慮して、図-4.5.7のように本体単独で安定計算を行うものとする。

転倒については、本体底面について検討する。滑動及び支持力は、直接基礎にあっては、地盤と底面との摩擦抵抗力及び地盤支持力について検討し、杭基礎等である場合は鉛直支持力と水平支持力につい

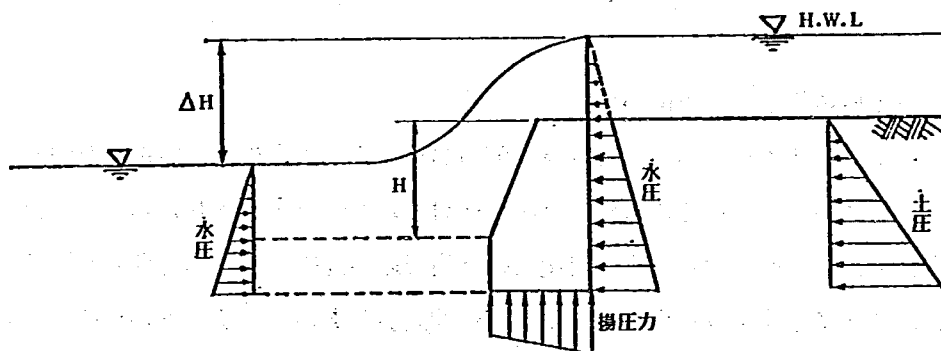


図-4.5.7 床止め本体に作用する荷重

て検討する。

構造物に対する設計荷重，許容応力度及び安全率の取り方は「技術基準（案）・設計編」を準用する。

床止め工の本体をコンクリートブロックで製作する場合には個々のブロックが流されないように，断面形状は台形形状とする。ブロックは連結構造としても摩耗や腐食により連結が外れて単体となる可能性がある。よって，本体の設計はブロックが連結されていないものとして扱う。

＜技術基準（案）設計編（Ⅰ）より＞

#### 本体の安定計算

計算は，常時及び地震時について次に従い行う（直接基礎の場合の例）。

##### 1. 形状寸法の仮定

落差をもとに主要寸法を仮定する。

##### 2. 荷重の計算

(1) 自重 仮定した形状寸法よりコンクリート重量を計算する。

（コンクリートの単位体積重量  $2.30 \text{ t/m}^3 \sim 2.35 \text{ t/m}^3$ ）

(2) 地震時慣性力 自重に設計震度を乗じて地震時慣性力を計算する。

（「技術基準（案）・設計編」5.3.1 参照）

(3) 土圧 土圧は原則としてクーロンの式により常時，地震の計算をする。

なお，水中における見掛けの震度は  $K' = \frac{\gamma_b}{\gamma_b - 1} \cdot K$  とする。

(4) 水圧 常時においては，上流側は計画高水位，下流側水位から床止めの落差を差し引いた水位での水圧とする。地震時は平水位での水圧とする。

(5) 揚圧力は，[本章 4-5-3，(3)，②] で決定された水叩きの長さとして上下流水位差とにより，次式により計算するものとする（図-4.5.8）

$$U_{px} = (h_2 + \Delta h \frac{\sum l - l_x}{\sum l} + d) \cdot W_0$$

$U_{px}$ ：任意の点の揚圧力 ( $\text{t/m}^2$ )

$\Delta h$ ：上下流水位差 (m)

$l_x$ ：任意の点までの浸透経路長 (m)

$\sum l$ ：全浸透経路長 ( $= L + l_1 + l_2 + l_3 + l_4$ ) (m)

$W_0$ ：水の単位体積重量 ( $\text{t/m}^3$ )

$d$ ：下流側河床高と本体底面高の差 (m)

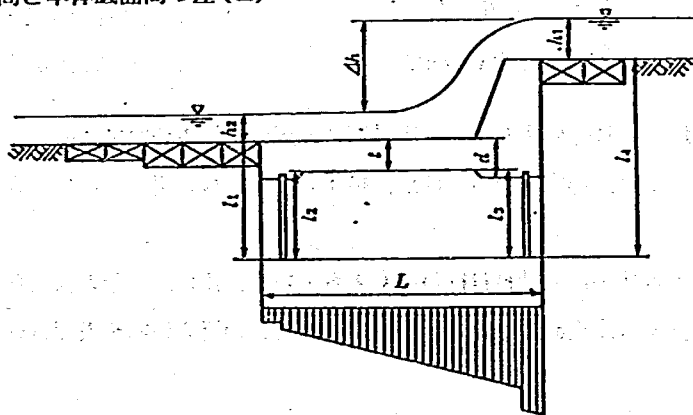


図-4.5.8

### 3. 転倒に対する検討

底面下流端部に関する常時、地震時のモーメントを計算し、合力の作用点を次式により計算して次図に示す偏心距離  $e$  を求め、転倒に対する安全率が「技術基準(案)・設計編」〔参考 1.8.3〕の規定以上になるよう設計するものとする(図-4.5.9)。

$$x = \frac{M}{N}$$

$x$  : 底面に作用する力  $R$  の作用する点と  
底面下流端部との距離

$$e = \frac{B}{2} - x$$

$e$  : 偏心距離

$M$  : 底面下流端部に関するモーメントの  
和 ( $R$  によるモーメント)

$N$  : 底面に作用する鉛直荷重の和 ( $R$  の鉛直成分)

$B$  : 底面幅

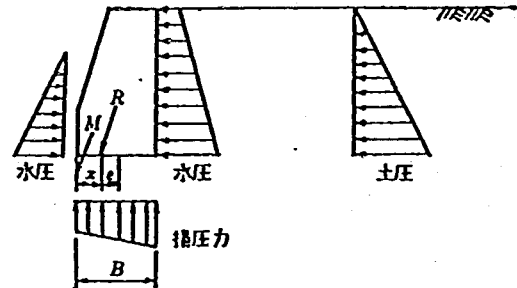


図-4.5.9

### 4. 滑動に対する検討

直接基礎の場合、滑動に対して次により計算を行い、その安全率が「技術基準(案)・設計編」〔参考 1.8.3〕の値以上となるよう設計するものとする。なお、突起による抵抗は考慮しないものとする。

直接基礎

$$F_s = \frac{N \cdot f}{H}$$

$F_s$  : 安全率

$N$  : 底面に作用する鉛直荷重の和

$f$  : コンクリートと地盤との摩擦係数(「技術基準(案)・設計編」〔参考 1.8.1〕による)

$H$  : 底面に作用する水平荷重の和

### 5. 地盤支持力に対する検討

直接基礎においては、「技術基準(案)・設計編」〔参考 1.8.1〕に示す地盤許容支持力度が次式により得られる鉛直最大反力以上でなければならない。

$$P = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$P$  : 鉛直最大反力 (t/m²)

$B$  : 底面幅 (m)

$N$  : 底面に作用する鉛直荷重の和 (t/m)

$e$  : 3 で求めた偏心距離 (m)

安定計算は、重力擁壁としての安定計算法を用いて枠内の順序に従って行えばよい。なお、地盤支持力に対する検討としては、枠内の内容のほか、揚圧力が生じない場合(水位が底面以下の場合)のチェックをしておく必要がある。

コンクリート本体の応力計算は行わなくてもよいが、比較的地盤の軟弱な箇所や、背後地に及ぼす影響の大きい箇所に設置する床止めについては、鉄筋直径13mmの用心鉄筋を表面付近に30cm間隔程度で配筋をする場合もある。

### ③ 低水路部の平面形状

低水路部の床止め工の平面形状は、原則として河道に直角方向に設置するものとする。

床止め工で想定される平面形状は図-4.5.10に示すようなものがあるが、各形状において以下に示す問題点がある。

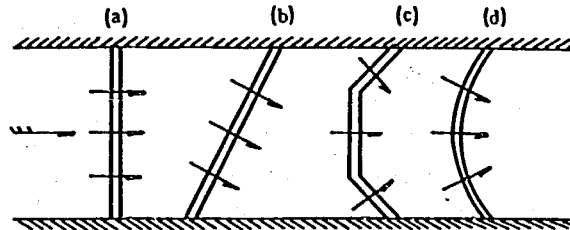


図-4.5.10 床止めの平面形状

(a)は、床止め工直下の河岸部に洗掘が生ずる場合があるものの、他の形状に比べ河道形状を維持するのに最も有効な形状であり、治水上の支障が少なく工費も安い。

(b)は、河川の湾曲部で流心を下流法線に添わせる場合に用いられる。直線部に用いると下流右岸に流水が集中する傾向となり、場合によっては、河岸侵食や右岸側の床止め工直下で深掘れが生ずるため、設置には注意を要す。このタイプの床止め工は、中国地方を中心によく見受けられる。しかし、これらは、取水及び維持の容易性の向上を図るために、湾曲部の固定した砂州の前縁線上に設けられたものであり、河床管理を行なう床止め工と性格を異とする。

(c)は、流心を川の中央部に向かわせ、床止め工直下流兩岸の洗掘を防止することを目的としている。しかし、この場合、反対に河道中央へ流水が集中して河道中央部の洗掘が増大し、下流河床及び護床工の維持が難しく、さらにその下流には洗掘土砂の堆積が生じて河道の維持が難しくなる場合がある。

(d)は、(c)と同様に河岸部の洗掘軽減を図ったものである。しかし、この形状も天端屈曲点の下流方向に流水が集中して洗掘が生じ、護床工の維持や下流河道の断面形の維持が難しくなる場合がある。

よって、床止め工の平面形状は、総合的に判断して維持が容易である(a)タイプの床止め工を用いることが原則とされる。

### ④ 横断形状

床止め工の横断形状は、原則として水平とする。

床止め工の横断形状の中には、床止め工の河岸部近くで床止め工の天端を高くして、河岸部の侵食を防ぐことを目的とした形状がある。しかし、この場合床止工周辺の流れは袖部と通水部境界の下流側に、平面軸を有する渦流が発生する。渦流は左右岸とも境界よりも外側に接して生じ、渦の範囲内における高水敷の側方侵食と、河床面に“すりばち”状の局所洗掘孔(写真-4.5.2)を形成する⁶⁾ことがある。よって、模型実験等により、最適形状が得られている場合以外は、床止め工本体の横断形状は水平とした方がよい。

この他に、魚道、舟通しや取水維持のため土砂吐きを有し落差工本体に切り欠きが入ったような形状の床止め工がある。このような床止め工の場合には、この切り欠き部に流水が集中するため、下流河床に洗

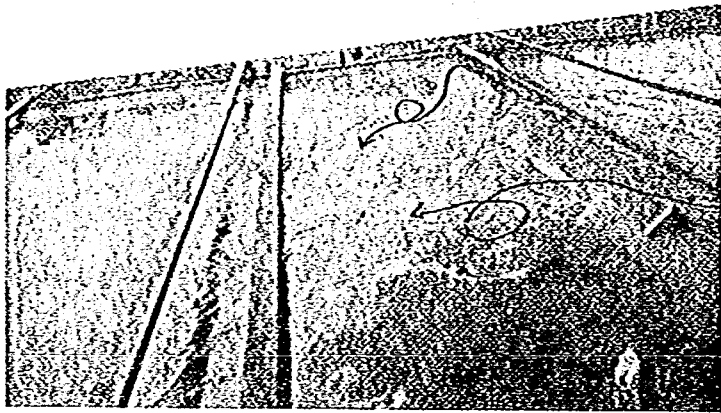


写真-4.5.1 模型実験での床止め工周辺の流況

床止め工上流側高水敷は冠水、下流側は非冠水で、跳水位置より流れが河道中央に集まっている点に注目された。

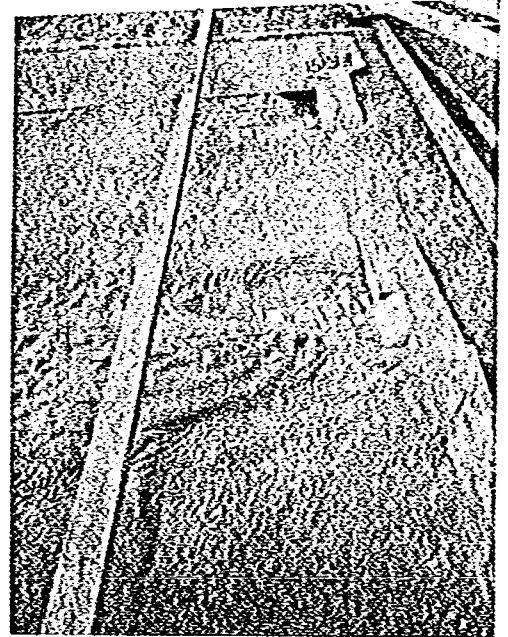


写真-4.5.2 模型実験での床止め工周辺の局所洗掘

左岸側の下流が“すりばち”状の局所洗掘が生じている。砂州の移動状況によっては、高水敷がさらに侵食される。

いずれの写真も「S 54.3 牧田川床止群模型実験報告書」より

掘を生じさせて構造物の維持に支障を招くことがある。このような場合は、コンクリートの一体構造とし、その下流側護床区間を他の部分よりも広く設けて洗掘対策を図る必要がある。

#### ⑤ 縦断形状

床止め工の天端幅は今回とくに調査を行っていないが、床止め工の本体をコンクリートで一体構造とした場合には、文献によると最小限1 m以上とし⁷⁾、下流側のり面勾配は1:0~1:0.5にするとされている⁸⁾。なお、落下水による騒音防止のため、本体の下流側のり面勾配をさらに緩くする場合がある。この場合、落差が大きいと流速の範囲が落差工下流の河床底面に生じ、河床洗掘を増大させる恐れがあるので注意を要する。床止め工上流側のり面勾配は下流と同様に1:0~1:0.5で良いであろう。

床止め工の本体をブロック構造とした場合には、法面のブロックが流水に流されないようにブロックの安定性を考慮して縦断形状を決める必要がある。

#### ⑥ 遮水工

遮水工は、上下流の水位差で生じる恐れのある揚圧力やパイピング作用を減殺するために設けるものである。基盤が強固でパイピング作用の心配がない場合には、遮水工を設けなくてもよい⁹⁾。

遮水工としては、一般にⅡ型の鋼矢板を用いる場合が多いが、土質等によって、打込み困難等の場合にはⅢ型以上の鋼矢板を使用する場合もある。遮水工の根入れ長は次式(レインの式)のほか、過去の事例等から総合的に検討して決めるものとする。

図-4.5.12のように本体（嵌入部を含む）及び水叩き端部に設けられる遮水工は、取付擁壁及び護岸の基礎とを連続させるものとする。また、取付擁壁基礎の矢板は、遮水矢板と同規模とすることが望ましい。

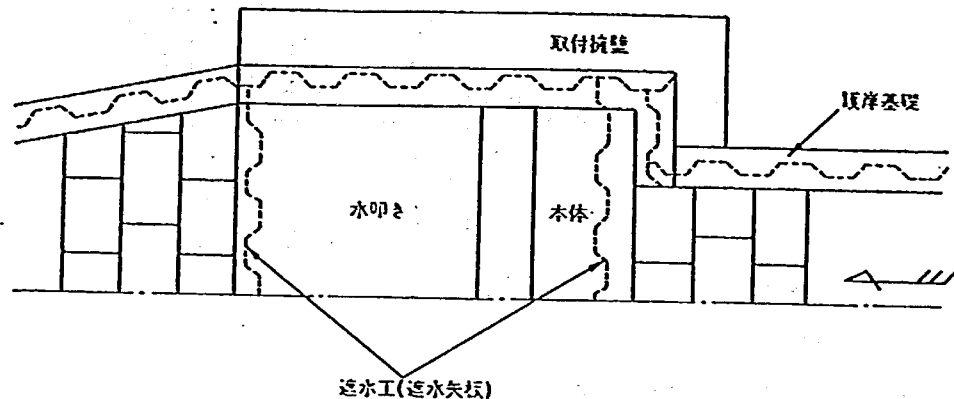


図-4.5.12 遮水工

#### ⑦ 基礎

床止め工の基礎は、上部荷重を、良質な地盤に安全に伝達する構造として設計するものとする。¹⁰⁾

基礎には、直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎がある。

直接基礎は、地盤が良好な岩、砂礫又は砂等の場所で、十分な地耐力が得られる場合に採用する。

杭基礎には、既製杭と場所杭がある。既製杭としてRC、PC杭等を採用する場合は、水平力による曲げ抵抗と継手の強度について検討するものとする。また、鋼杭を採用する場合は、先端閉塞効果も検討する。なお、将来も不同沈下の生ずるおそれのないと判断される場合は、摩擦形式の杭基礎とすることができる。

ケーソン基礎は、オープン及びニューマチック方式がある。

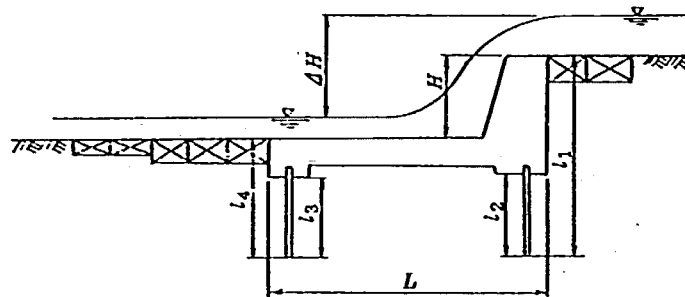
基礎の種類を選定に当たっては、必要工期、作業場面積の大小、環境面の制約、施工機械の保有量等を考慮するものとする。

本体部分の基礎は、原則として水平変位については考慮する必要はないが、軟弱地盤上に設ける場合や大型の構造物となるときは、必要に応じ、施工時における本体の水平変位について考慮するものとする。

地盤沈下が生ずる恐れがある場合には沈下に追随するような基礎構造とする。

遮水工の設計

遮水工の根入れ長は、次式（レイノの式のほか、過去の事例等から総合的に検討して決定するものとする。



$$C \leq \frac{\frac{L}{3} + \Sigma l}{\Delta H}$$

$C$  : クリープ比（下表による）

$L$  : 本体及び水叩きの長さ (m)

$\Sigma l$  : 鉛直方向浸透経路長 (m) ( $l_1 + l_2 + l_3 + l_4$ )

$\Delta H$  : 上下流最大水位差 (m)

ク リ ー プ 比  $C$

区 分	$C$	区 分	$C$
極めて細かい砂又はシルト	8.5	細 砂 利	4.0
細 砂	7.0	中 砂 利	3.5
中 砂	6.0	栗石を含む粗砂利	3.0
粗 砂	5.0	栗石と砂利を含む	2.5

根入れ長は、原則として遮水工間隔の 1/2 以内の長さとし、1/2 以上の長さとなる場合は、水叩き長さを延ばすなどの処置をするものとする。

なお、鋼矢板の場合の長さは最低 2 m とする。

#### 4-5-3 水 叩 き

##### (1) 機 能

跳水を生じさせることにより適切な流水の減勢が図れる場合には、原則として水叩きを設ける。

水叩きは、流水が射流状態で床止め工直下流を流下する場合に、跳水を生じさせ、流水の減勢を図ることを目的として設ける。

流水の減勢方法には、跳水方式の他に護床工の粗度効果による流速低減策が考えられる。しかし、この場合には護床工が跳水方式よりもかなり長く必要となることが考えられる。減勢方式の選択に当っては、模型実験や経済比較等により、どの減勢方式が望ましいか検討すべきであろう。

## (2) 構 造

水叩きは、コンクリートブロック構造としても良いが、跳水が生じる際に流水の乱れが大きく、かつ高流速が生じるため、床止め工本体と一体のコンクリート構造を標準とし、本体を越流する流水の侵食作用及び下面から働く揚圧力に耐えるように設計する。

## (3) 諸 元

### ① 減 勢 工

減勢工は、上流河道の落差から生ずるエネルギーを緩和させるために設置する。減勢工の機能の評価は、常に下流河道との関係で行なわれるものであるから、通常下流河道を抜きにその議論をすることはできない。しかし、下流河道は床止め工を設置しても河道内の掃流力と上流からの供給土砂量とが均り合うまで低下し、これと共に水位も設置当初より低くなる傾向がある。このため、設置当初は、水叩き上で跳水が生じていたものが、下流河道の水位の低下に伴って水叩き上で跳水が形成されなくなり、減勢効果が得られなくなる場合がある。よって減勢工を設ける場合は、下流水位が長期的に見てどのように変化するか第1に把握しておく必要がある。

減勢工は跳水式、スキージャンプ式、自由落下式の3種類があるが、普通床止め工では落差が低いため跳水式の減勢工が用いられる。跳水式減勢工は、水平水叩き、傾斜水叩き、ローラーバケット型に細分され、これらの減勢工の型式は、床止め工の型式および下流河道の特性（水位、河道状況）を考慮して選択される。

減勢工の研究は、発電等に使用した高速流を河川等に放出する際の減勢方法の検討から生れたものであり、その対象とする流れは、 $Fr$  数にして2.0以上の領域である。よって、このダムの減勢方式を床止め工の設計に直接適用して良いかは疑問であり、洪水流に対する減勢工の効果については、今後さらに検討する必要がある。なお、ダムにおいては、減勢工の設計要領を以下のように定めている。¹⁾

跳水の対応水深に対する下流水位  $h_j$  と減勢工下流における自然河川の水位  $h_r$  が一致する場合、水叩きは一般的な水平形式のもので良いが、水位の対応が取れない場合は他の減勢工を設ける。

Case 1（流量にかかわらず  $h_j$  が  $h_r$  より大きい場合）：急流河川で最もよく見られる状態である。この場合は、跳水を発生させるのに必要な水深を自然に確保できるように、水叩き面の敷高を下げる方法があるが、シル、バップル・ピアなどによる強制跳水型減勢工も有効である。水叩き面を低下させる場合は自然跳水、段上がりによる跳水および強制跳水型により検討するが、流量のある範囲に対して  $h_r$  が  $h_j$  より大きくなり、もぐり跳水となる場合には、高速潜流が下流まで残存するので、段上がりあるいはエンドシルが必要となる。

Case 2（流量にかかわらず  $h_j$  が  $h_r$  より小さい場合）：この場合は順傾斜水叩きが用いられる。また段落ちも有効である。

Case 3（小流量時には  $h_r < h_j$  である場合）：この場合は順傾斜水叩き型減勢工が適している。

Case 4（小流量時は  $h_j > h_r$  で大流量時には  $h_r < h_j$  である場合）：Case 3と反対の場合で大流量時に下流水位が低くすぎるのでCase 3と同様な方法をとる。しかし、小流量時にはもぐり跳水となるので、順傾斜水叩きやシュート・ブロックの併用も考慮する。

a. 水平水叩き型減勢工 ( $h_j = h_r$ )

流量にかかわらず  $h_j$  と  $h_r$  が一致する場合は、以下の式により水叩き長  $L_1$  が求まる。

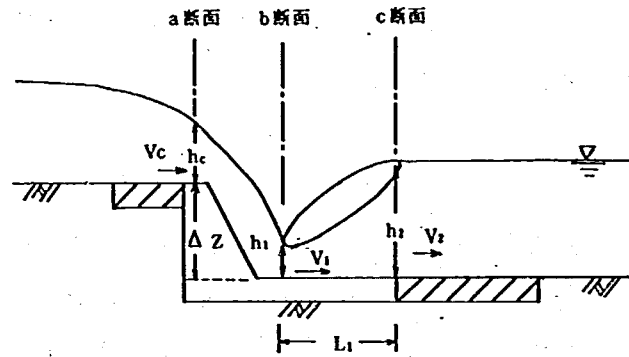


図-4.5.13

図-4.5.13より、a-b断面間の関係は運動量の式により

$$\frac{V_c^2}{2g} + \Delta Z + h_c = \frac{V_1^2}{2g} + h_1 \quad (4-1)$$

ここに、 $V_c$ ：限界水深時の流速、 $g$ ：重力加速度、 $h_c$ ：限界水深

となり、 $V_1 = q/h_1$  を代入してトライアル計算を行なうことにより  $h_1$ 、 $V_1$  が求まる。

このときの  $h_1$  を  $h_{1a}$  とする。

b-c断面間の跳水は(4-2)式より求められ、

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \cdot F_2^2} - 1) \quad (4-2)$$

ここに、 $F$ ：フルード数

この式より、 $h_1$  が求まる。このときの  $h_1$  を  $h_{1b}$  とする。

$h_{1a} = h_{1b}$  のときは、落差工本体直下流より跳水が生ずる。水叩き長は下流水深  $h_2$  の4.5～6倍とされており、¹²⁾ 水叩き長  $L_1$  は次式により求まる。

$$L = (4.5 \sim 6) h_2 \quad (4-3)$$

$h_{1a} > h_{1b}$  の場合は、もぐり跳水となるため、他の形状の減勢工を用いる。

$h_{1a} < h_{1b}$  の場合は、跳水が生ずる位置は下流へ移動し、この分水叩きが長く必要となる。(図-4.5.14参照) この増加分の長さ  $L_2$  は次式より求まる。

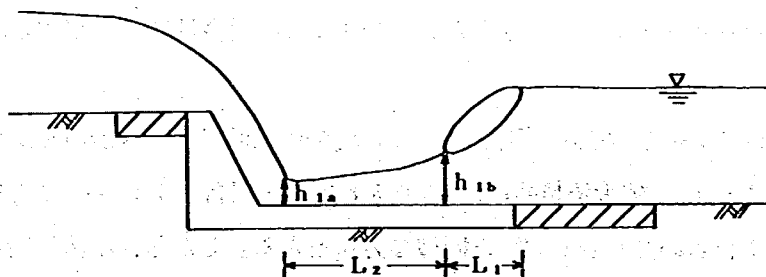


図-4.5.14 下流水位が低く、水叩き上で射流が生ずる場合

$L_2$  は、 $h_{1a}$  が  $h_{1b}$  の水位まで上昇する間の長さであるから、(4-5) 式の水面形を求める式により求められる。

$$-\frac{q^2}{C^2} = \frac{dh}{dx} \cdot (h^3 - h_c^3) \quad (4-4)$$

$$-\frac{q^2}{C^2} x + a = \frac{1}{4} h^4 - h_c^3 \cdot h \quad (4-5)$$

ここに、 $q$  : 単位幅流量、 $C$  : シュージーの定数 ( $= h^{1/6} / n$ )、 $x$  : 区間長、 $a$  : 定数

この式に初期水深  $h_{1a}$  ( $x=0$ ) を代入して定数  $a$  を求めた後に  $h_{1b}$  を代入することで区間長  $x=L_2$  が求まる。

計算はあらゆる流量時に対して行ない、最長となる長さを水叩き長とする。ただし、底面に高速流が生ずる場合は、摩耗により水叩きが損傷を受ける可能性があるので注意を要する。

天端及び水叩き形状が一様でなかったり、減勢工の平面形状が湾曲している場合は、減勢工内の流れの二次元性が保たれなくて跳水が発生せず、減勢機能が十分に働かないことがある。この流況改善の方策としては、図-4.5.15に示すような減勢池内にエンドシルあるいはシュートブロック、バップルピア等の補助構造物の設置が考えられる。シュートブロックは、減勢工入口に設置され、特に減勢工内水深が大きい場合に床止め工本体に沿って流下してきた水脈を強制的に上下2層に分け、水脈を混合させて、水叩き面上を噴流が走るのを防止することを目的として用いられる。バップルピアは水叩きの中間部に設置され、流入水脈が水叩き面上を走る場合に水脈の一部を分散させる効果がある。¹³⁾

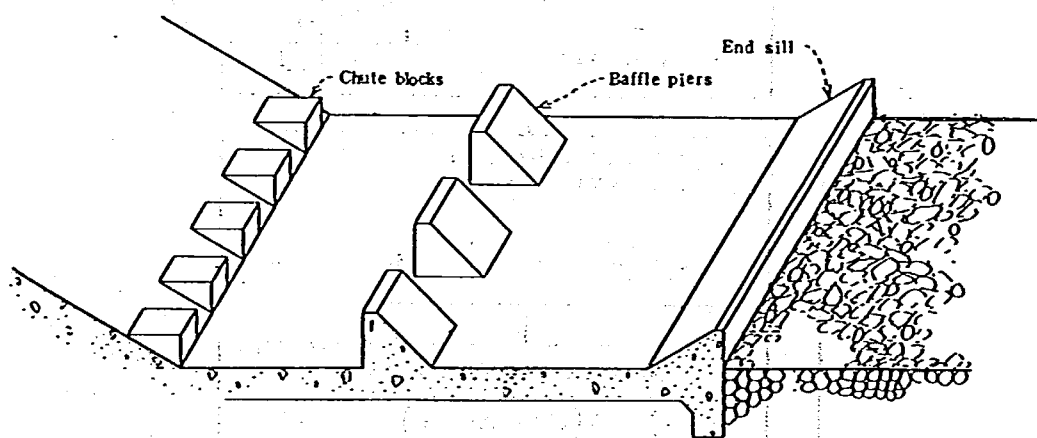


図-4.5.15 補助構造物の設置例

#### b. シルを有する減勢工 ( $h_j > h_r$ )

下流水位が低いために水平水叩き型では、水叩き長が長くなり、不経済となる場合がある。この場合は、下流にシルを設けて跳水を生じさせる。シルの位置は、跳水長  $L$  に加えて  $\Delta L$  分下流に設置する。 $\Delta L$  は跳水の対応水深  $h_2$  分の流さを設ければよい。

シルは、台形せき、本間の式(4-6, 7)より設計する(図-4.5.16参照)。

$$Q = \mu B h_1 \sqrt{2 g h_1} \quad (4-6)$$

$$\mu = 0.31 + 0.23 \frac{h_1}{W} \quad (4-7)$$

ここに,  $\mu$ : 流量係数,

(但し, 上流面勾配, 鉛直 $\sim 3/4$ ,

下流面勾配,  $3/5$  以下)

側壁高は, 水面の乱れやしぶき等を考慮して, 共役水深を(4-8)式に示す余裕高を加えた高さとする。

$$\Delta h_2 = 0.1 (V_1 + h_2) \quad (4-8)$$

シルが高くなり下流水位との落差が大きくなると二次減勢が必要になる。この場合は, エプロン敷高を掘下げ, 下流との水位差を小さくする工夫が必要である。¹⁴⁾ なお, 参考の下流水位が低く, 跳水の対応水深が得られない場合の水叩き敷高の算出方法のフローを図-4.5.17に示す。

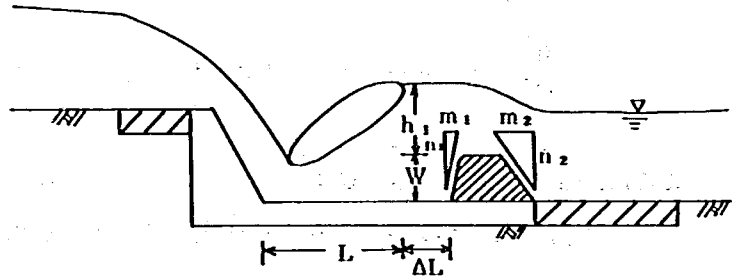


図-4.5.16

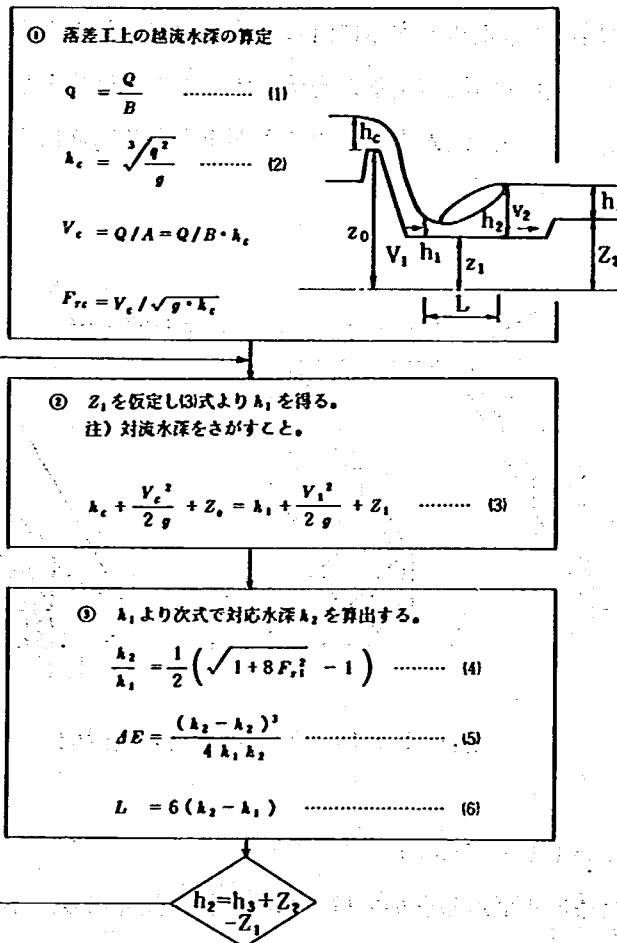


図-4.5.17 水叩き敷高の算出方法

c. 逆傾斜水叩き型減勢工 ( $h_j > h_r$ )

副ダム形式の他に、下流水位が低い場合は、この形式により流水の減勢を図ることができる。水理設計法は、水理公式集に掲載されているので参照されたい。

d. 順傾斜水叩き及びローラーバケット型減勢工 ( $h_j < h_r$ )

この2つの形式は、床止め工下流の水位が水平水叩きにおける跳水に必要な水深を常に上回っている場合に適当な減勢工形式である。これらの水理設計法は、cと同様に水理公式集に掲載されているのでこちらを参照されたい。なお、順傾斜形式で水叩き底面に高速流が走る場合は、水叩き先端部にシュートブロックを設け、これを防止する等の処置が必要となる。

② 敷 厚

コンクリートにより一体構造とした水叩きの厚さは、次式により揚水圧に耐え得るだけの重量をもつように設計する。¹⁵⁾

<技術基準(案)設計編(I)より>

水叩きの厚さ

水叩きの厚さは、次式により決定するものとする。ただし、水叩きの最小部材厚は35cmとする。

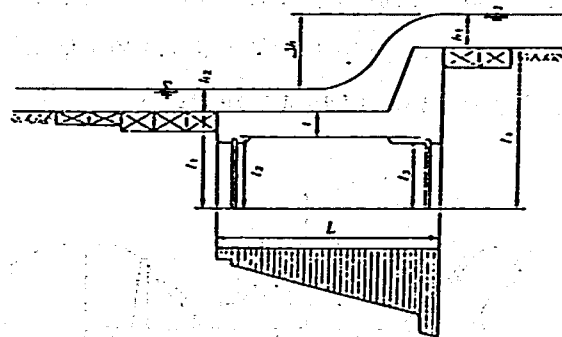
$$t = F_s \cdot \frac{u_{pm} - h_2 \cdot W_0}{\gamma_c - 1}$$

$t$  : 水叩きの必要厚 (m)

$u_{pm}$  : 水叩きに作用する揚圧力のうち最大の値 (t/m²)

$\gamma_c$  : コンクリートの単位体積重量 (2.30~2.35t/m³)

$F_s$  : 安全率 (安全率  $F_s$  は、一般に 4/3 が用いられている。)



$$u_{px} = \left( h_2 + dh \frac{\sum l - l_x}{\sum l} \right) \cdot W_0$$

$u_{px}$  : 任意の点の揚圧力 (t/m²)

$dh$  : 上下流水位差 (m)

$l_x$  : 任意の点までの浸透経路長 (m)

$\sum l$  : 全浸透経路長 ( $= L + l_1 + l_2 + l_3 + l_4$ ) (m)

$W_0$  : 水の単位体積重量 (t/m³)

また、流砂量の多い急流河川では、摩耗により水叩きが損傷する可能性があるため、耐摩耗性の高いコンクリートを使用したり、あらかじめコンクリートの摩耗量（速度）といったものを予測してコンクリートの厚さを厚くする等の対策が必要となる。コンクリートの摩耗厚は、土石流が生じるような山地河川の砂防ダムで評価されており、次式より概略求められる。⁶⁾

$$D = C \cdot V^4 \cdot T$$

ここに、 $D$ ：コンクリートの摩耗厚 (cm)

$C$ ：コンクリートの耐摩耗性及び流砂量に関する定数などの合成された定数

（通常コンクリートの場合、 $C = (4.0 \sim 5.5) \times 10^{-5}$ とされている。今後は、一般河川での定数値を調べてゆく必要がある。）

$V$ ：流速 (m/s)

$T$ ：砂礫による衝撃の継続時間 (hr)

水叩き厚は、これらを参考に総合的に判断して決める必要がある。

水叩きをブロック構造とした場合の水叩きの厚さは、本章 4-3-4, (3), ③を参照のこと。

### ③ 河岸部擁壁

水叩き上河岸部の擁壁形状は、原則として直立擁壁とし、水叩きと一体構造とする。河岸部擁壁が低水護岸と同様に傾斜していると上流からの落下水により擁壁がたたかれ破損が生じたり、また、河岸部の流水が床止め工天端を通過後河岸の擁壁に沿って流れ、天端からの落下水と擁壁の法尻部で流れが集中し、床止め工直下流の河岸部に洗掘を生じさせてしまう場合がある。よって、水叩き上河岸部の擁壁は、原則として直立擁壁とする。なお、「構造令」では中小河川で流量規模（単位幅流量）が小さい場合は、落下水により擁壁がたたかれないように擁壁の法尻を床止め工低水路部の天端より河岸寄りに引いて設置した形状としても良いとされている（図-4.5.18参照）。

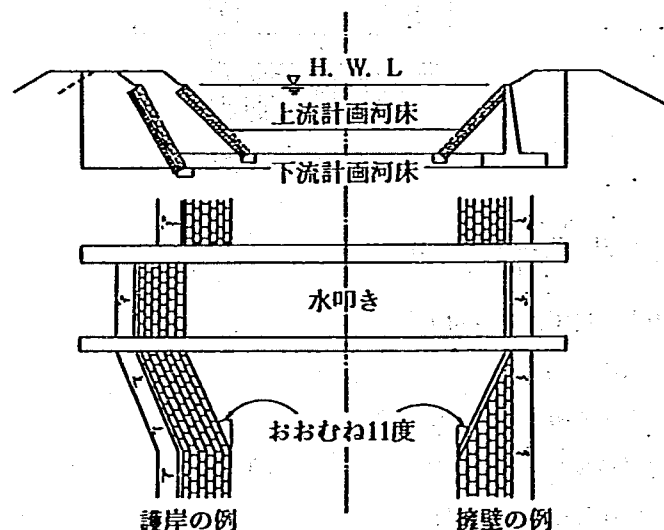


図-4.5.18 床止めの取付護岸の例

#### ④ 基 礎

コンクリートで一体構造とした水叩き及び河岸部擁壁は、本章4-3-2の(3)、⑦に準じたものとする。

#### 4-5-4 護 床 工

##### (1) 機 能

床止め工上流側の護床工は、床止め直上流で生ずる局所洗掘を防止し、床止め工本体及び河岸部の取付け擁壁の破壊を防止することを目的とする。

床止め工の下流側に設ける護床工に求める機能は以下のものが考えられる。

- ① 床止め工通過後の流水の乱れを整流して下流河道の局所洗掘を防止し、本体及び水叩きを保護する。
- ② 洪水時の下流河道の変動に応じて屈撓し、本体及び水叩きを保護する。
- ③ 下流河道の河床低下に伴う構造物敷高と河床高の高低差を緩和する。

この内、③は下流河道の低下量を予測して、構造物の施設計画を行なうことで解消できると考えられる。ここでは、①、②を目的とした護床工について考察する。

##### (2) 構 造

河状等を考慮して必要がないと認められる場合を除き、原則として床止め本体の上下流には、護床工を設けるものとする。

護床工は原則として屈撓性を有する構造として設計を行なうものとする。近年、護床工にはコンクリートブロックを使用する事例が多い。この場合ブロックは連結させるが、流失しないように一体構造とすることが望まれる。また、ブロック形状は流水の減勢効果が高いものが必要である。

屈撓性を有する護床工を設ける場合には、例えば、図-4.5.19のようにコンクリートの水叩き、コンクリート根固めブロック、ふとん籠等逐次現地河床材料になじむように変化させたほうが効果的である。このほかに、護床工の末端を河床に潜り込ませて、護床工末端が洪水流によりあおられるのを防止するのも、災害防止の面で効果的である。

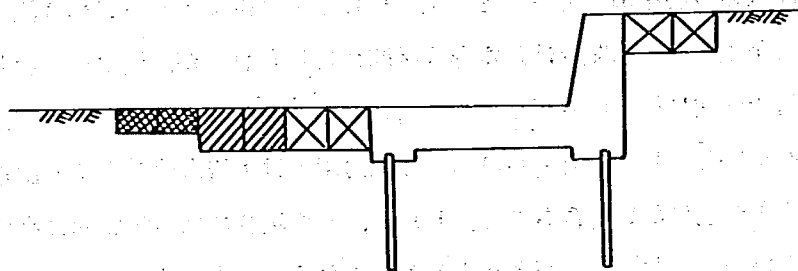


図-4.5.19 護 床 工

##### (3) 諸 元

###### ① 敷 高

護床工は、河床低下による護床工自体の崩落を防止する立場から、水叩きと同様に将来の下流河床の低下量を見込んだ上で、想定される安定後の河床高に敷設する。なお、将来の安定後の河床高に敷設を

行なうことによって、床止め工建設時に、現況の河床が護床工の敷高より高くなる場合には、特に下流河床の掘削は行なわず、護床工端から適当な区間で掘削を行なって現況河床にすり付けておけば良いと考えられる（後の掘削は自然の河床低下にまかせる）。

## ② 護床工長

護床工は、床止め工周辺上下流の局所洗掘を防止し、計画河道に準じた平坦な河道を形成させるために設置する。床止め工下流の洗掘は、河道中央部より河岸部で深く掘れる傾向があることが模型実験や事例調査より分かっている。河岸部の洗掘は、後述する取り付け擁壁と根固め工で対処することが可能と判断される。以下では、床止め工上下流の河道に敷設する護床工の長さについて述べる。

### a. 上流側護床工長

床止め工上流側の護床工は、床止め工直上流で生ずる局所洗掘を防止し、本体及び河岸部の取り付け擁壁を保護するために設ける。一般に、床止め工直上流の河床高は、床止め工の天端高より低い高さで安定する。この高さは2～3年毎の洪水に対して安定となる河床高と言われている。しかし、これを上回るような出水時には床止め工上流の河床は更に低下することもあると考えられる。このように床止め工が上流河道より大きく突出した状態になると、床止め工の上流側に渦流が発生し、局所洗掘がさらに増大するような場合もある。したがって、床止め工上流の局所洗掘を防止するための護床工長は、この洗掘深を予測できれば、決定することが可能と考えられる。しかしながら、現在のところこれらについてはまだ明確ではなく、さらに検討が必要とされる。ただし、今回検討した水理実験や既設事例によれば渦流による局所洗掘深は水深程度である。したがって、水深規模の護床工長があれば洗掘は防止できると考えられる。

### b. 下流側護床工長

下流側護床工に求める機能は、流水の整流、屈撓性の2点となることを(1)で述べた。この内、屈撓性は、護床工の構造により対応が可能と考える。ここでは、整流機能に必要な護床工長について検討する。

水叩きを設けて流水の減勢を図っても、護床工を設けずに直接に下流河道へ放流すると水叩き直下流の河床に大きな洗掘が生ずる。水叩きは跳水形成区間に設けられるが、跳水後の流れの流速縦断分布はほぼ一様となり、河床底面に速い流れが生ずる。このため、河床底面に大きなせん断力が働き、水叩き直下流の河床に洗掘を生じさせると考えられる。緩流河川では下流水位が高くて洪水時に潜り跳水となりやすいために水叩きを設けない場合もある。しかし、この場合には河床底面に高流速が走りやすいため、洗掘が生じやすい傾向となることが考えられる。これらを防止するには、水叩きと下流河道の間に粗度の大きい緩衝物（護床工）を適当な区間に設けて河床底面に働くせん断力 $\tau$ を下流河道のせん断力 $\tau_0$ の値まで低減させればよいと考えられる。 $\tau$ は、護床工上の粗い面を流下する間に乱流境界層の発達に伴って減少する。従って、護床工上の流下に伴うせん断力の低減量が求まれば、護床工長は計算により求まる。しかしながら、現在のところこの値が明確でないため、整流に必要な護床工の長さは解明されていない。この整流に必要な護床工の長さの決定手法の解明は今後の検討課題であるが、水理模型実験や既設事例から判断すると、自然河川では水深の5～7倍程度の長さ（減勢方式や河床材料に

より異なる)があれば良いのではないかと考えられる。この場合、急流河川の場合では等流水深が通常約4～5m程度となるため護床工長は20～35m程度となり、緩流河川の場合には等流水深が通常約5～7m程度となるため護床工長は25～50m程度となる。通常はこの程度の護床工長があればその機能が維持されるのではないかと考えられる。

以上、護床工の長さを決定するための概略の考え方を述べたが、単位幅流量が大きく、また落差が大きくなる場合は、この設計方法で対応が図れるか定かでない。よって、川幅、河床材料、流量等の諸元や河道特性がほぼ同じ河川における事例によりその妥当性を確かめたり、重要な構造物については模型実験を行ない、これらを総合的に検討して護床工長を決める必要があると考えられる。

### ③ 吸出し防止工

一般に砂やシルトが主体となる河川では、コンクリートブロック下から土砂が吸出されてブロックが沈下し、護床工が破壊される恐れがある。よって、このような河川ではブロック下に吸出し防止工を設ける必要があると考えられる。砂利河川では、吸出し防止工はとくに設けなくとも良いと考えられるが、護床工上で高流速が生じる可能性がある場合には防止工を設ける必要があろう。吸出し防止工には捨石による置換や沈床、蛇籠、マットの敷設などが考えられる。しかし、これら吸出し防止工の効果については現在定量的には評価されておらず今後の検討課題である。

### ④ 護床工ブロック重量

護床工ブロックは、連結構造としても、摩耗や腐食により連結が外れて個々のブロックが単体となる場合もある。よって、護床工はブロックが単体となっても、移動しないだけの重量が必要である。ブロックの単体としての移動限界流速は、ブロックの形状と重量および河床の状況等により異なる。図-4.5.20はブロックの代表的な形状を大別し、そのときの移動限界流速と重量の関係を示したものである。

実験は、模型ブロックが移動する限界時の流速をブロック柱頭部で測定し、その結果を実物大のブロックに換算し直したものである。この図を参考にして、単体ブロックの移動限界流速を求め、敷設する地点の流速と比較し、ブロック重量の選定に用いることができる。¹⁷⁾

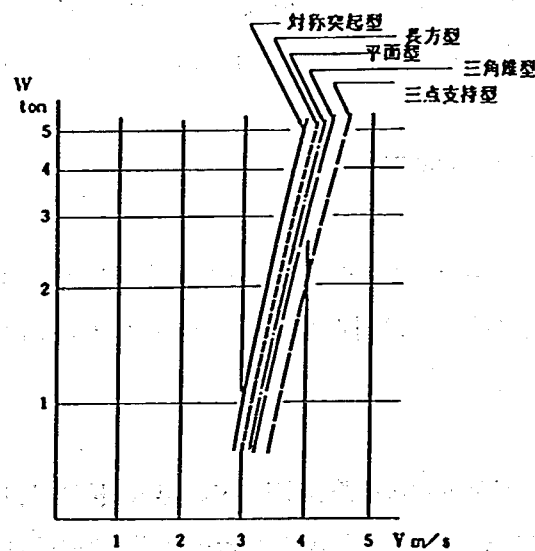


図-4.5.20 ブロック単体の移動限界(今後の実験の増加によって変わる可能性あり)

ブロックの敷設地点の流速としては、水叩き上で跳水が生ずる場合、上下流河道の断面平均流速の約1.5倍程度の流速となり、また、水叩き上で跳水が発生せず、護床工上にも射流が生ずる場合には、平均流速の約2.5倍程度の流速となることが今回の水理実験より明らかとなっている。よって、ブロック重量を決める場合は、この値を参考に求めると良いであろう。

なお、ブロックは、通常一層あるいは二層に敷設され、群として用いられる。この場合、群としてのブロックの移動特性は、ブロック相互間のかみ合せ効果や、ブロックによるしゃへい効果があるため、単体ブロックとしての、移動限界流速よりも大きな流速でなければ移動しなくなる。この場合の許容流速の割増しを考えるものとして実験に基づいて得た結果を示したものが表－4.5.1である。（つまり、三点支持型の場合は、2 t ブロック単体の移動限界流速は4.0 m/sであるが、群として用いると  $4.0 \text{ m/s} \times 2.3 = 8.6 \text{ m/s}$  の流速まで耐えることができることになる。）

表－4.5.1 ブロック群の流失に対する許容係数

型	単 体	群
平 面 型	1	2
長 方 型	1	2.8
対 称 突 起 型	1	1.5
三 点 支 持 型	1	2.3
三 角 錐 型	1	1.4

（参考資料、今後の実験によって変わることもありうる）

なお、実際の設計に際しては、ブロックによる流速の減効果やブロック周辺の洗掘の特性には十分考慮する必要がある。すなわち、ブロックが流失する原因には、ブロックの単体としての重量不足によるものと洗掘が生じ2次的に流出するものがあり、後者についてはブロック形状による影響が存在するものと考えられる。しかし、現段階では明瞭な結論が得られておらず、さらに今後の調査検討が必要とされる。

#### 4－5－5 取付け擁壁および根固め工

##### (1) 機 能

床止め工の落差が大きく、流量規模（単位幅流量）が大きいほど、床止め工下流の河岸部に深掘れが生ずる危険性が高くなる。取付け擁壁と根固め工は、この床止め工直下流河岸部の洗掘を防止し、かつ同部の流水を整流するために設ける。

##### (2) 構 造

取付け擁壁周辺は、局所洗掘が生ずる危険性が極めて高い。擁壁は自立擁壁とし、擁壁の基礎は水叩きや護床工の底面より1 m程度底い所に設け、さらに護床工下流の擁壁および護岸前面には根固め工を設けて、洗掘に対して万全の備えとする必要がある。

### (3) 諸 元

#### ① 配 置

原則として取付け擁壁は直立擁壁とし、上下流の低水護岸と接続させる。取付け擁壁及び根固め工の諸元は以下の手順で設計する。

- a. 取付け擁壁は水叩きを含む床止め工本体の上下流に設け、低水護岸と接続させる。取付け擁壁の取付け角度は剥離が生じないとされている角度（約11度程度）で設置する。
- b. 床止め工下流の水位が低く、護床工上で射流が生じてしまう場合には、水叩き上河岸部の直壁を護床工端まで延した後に、擁壁を低水護岸と接続させる。ただし、このような場合には護床工上で射流の流れが生じないように水叩き上で跳水を生じさせる設計を行うのが原則であろうと考えられる。
- c. 床止め工下流の取付け擁壁前面には根固め工を設ける。
- d. 緩流河川では河岸部の洗掘が床止め工から下流の長い区間で生ずるため、下流護岸には必ず根固め工を設ける。（床止め工の上流河道の河床低下量が大きくなる場合は上流護岸に対しても根固め工を設ける。）

#### ② 根固め工

取付け擁壁前面には図-4.5.21に示すように、根固め工を設け、河岸部の洗掘を防止する。模型実験によると河道縦断方向の根固め工の敷設区間は、下流側護床工末端から最低でも取り付け擁壁と下流の低水護岸法尻との接続点の下流10m付近まで設ける必要がある。根固め工の幅は下流の低水護岸前面で最低約5m程度の幅が必要であろうと考えられる。根固め工の構造は、護床工に準じたものとする。

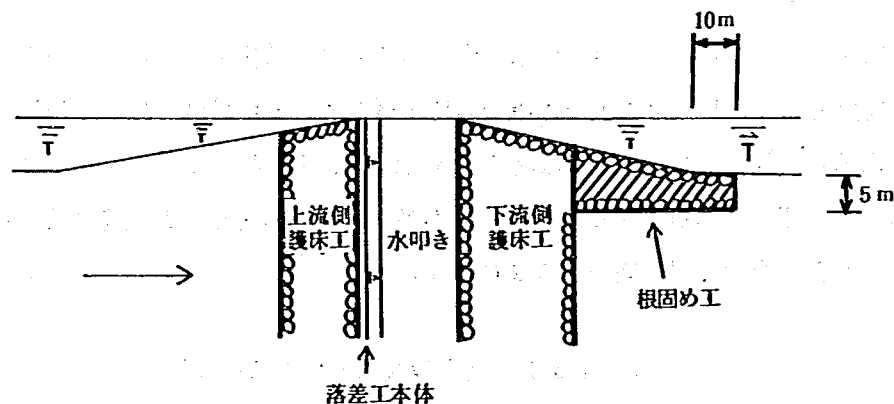


図-4.5.21

#### ③ 遮 水 工

取付け擁壁下に設ける遮水工の設計は、本節4-3-2, (3), ⑥に準ずる。

### 4-5-6 高水敷保護工および法肩工

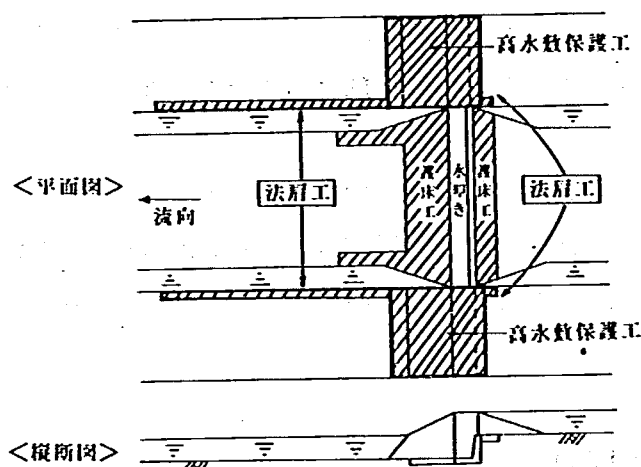
#### (1) 機 能

高水敷保護工は、高水敷の侵食を防止するために設けられる。法肩工は、落差工周辺で生ずる高水敷上

から低水路内へ落込む流れや、落差工下流で再び低水路から高水敷へ乗り上がる流れによる低水護岸法肩部の洗掘を防止するために設けるものである。

## (2) 構 造

護床工と同様に、原則として保護工周辺の洗掘に応じて屈撓し、かつ流水を減勢させるため適当な粗度を持つ構造が望ましい。しかし、落差工周辺には人が多く集る傾向がある。保護工は親水性を増すために表面を土砂で覆って芝張とする等環境面も考慮する必要がある。



図－4.5.22 高水敷を急勾配ですり付ける形状とした場合の保護工の敷設例

## (3) 諸 元

### ① 高水敷の縦断形状

複断面河道に落差工を設置する場合、低水路内の掃流力の一様化を図るため、高水敷の縦断形状を、低水路の河床勾配と同一とし、落差工の下流側護床工区間で落差に見合う分を急勾配ですり付ける形状とする方法がある。しかし、この場合には落差工部で流速が速くなって堤脚や高水敷の安全性が脅かされたり、高水敷の整正に費用がかかるなど問題点も多い。高水敷の縦断形状を変えずに一様勾配とした場合と階段状とした場合の差異を表－4.5.2に示す。

表－4.5.2 高水敷縦断形による差異

	高水敷が一様勾配の場合	高水敷が階段状の場合
落差工間河床	・一定勾配の河床を維持できない	・一定勾配の河床高を保つ
落差工周辺の高水敷	・高水敷の流速は極端には大きくならない ・流速の速くなる範囲が広い	・すり付け部で流速が大きくなる ・すり付け部周辺だけで流速が速くなる
工事費	・高水敷の改修必要なし	・大規模な高水敷の整正が必要

両者にはそれぞれ一長一短があり、優劣の判定がつかない。高水敷の処理はその川の河道状況に応じて選択すべきであると考え。しかし、高水敷処理の方針としては、

- ① 高水敷や堤脚部に侵食が極力生じないようにする。
- ② 比較的安価な方法で低水路及び高水敷の維持を図る。

の2点を念頭に入れて計画を立てる必要がある（くわしくは本章4-4参照の事）。

## ② 高水敷保護工の敷設範囲

### a. 高水敷の縦断形状が一様勾配の場合

高水敷上の流水は、一様勾配であっても落差工地点から下流付近で高水敷上から低水路に向う流れが生じ、流速が増大する。このため、取り付け擁壁および護岸の法肩付近は広範囲に高水敷保護工が必要となる。保護工範囲は、河道形状が湾曲している等の特別の場合を除き、落差工の上下流護床工の位置までの長さが必要である。幅については、明確な結果が得られていないが、砂利河川の高水敷は、全幅が望ましく、砂利河川においても10m程度以上は必要と考えられる。

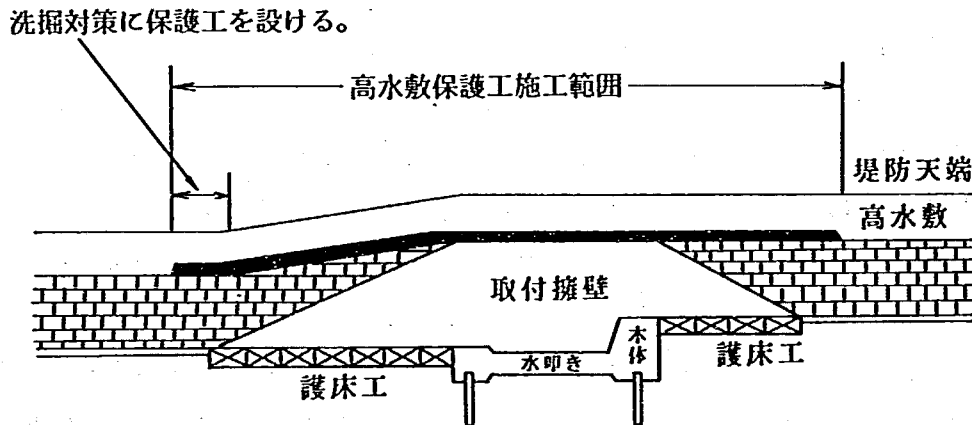


図-4.5.23

### b. 高水敷を急勾配ですり付ける形状とした場合

高水敷上の流速は、急勾配となるすり付け部周辺で増大し、この高水敷上に洗掘を発生させる場合がある。よってこれを防止するため、高水敷のすり付け部に保護工を敷設する必要がある。このほかに、高水敷の保護工敷設範囲は、落差工本体が高水敷に嵌入されている場合に落差工本体の洗掘を防止するうえから、すり付け部勾配変化点の上流側を含め、落差工本体の上流5m範囲に保護工が必要であることが模型実験より明らかになっている。この保護工範囲は、すり付け勾配、すなわち、落差や流量によって変わるものと考えられるが、ここでは、計画流量規模程度の実験から得られた結果をそのまま用いている。いっぽう、すり付け部の下流側勾配変化点付近では、小規模な跳水が生じて流速が低減する。跳水現象は、射流の流れが勾配の変化や障害物があると射流から常流に不連続に遷移するときに生ずる。この跳水前後の水深は、次式で表わされる。

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 F r_1^2} - 1 \right)$$

ここに、 $h_1$ ：跳水前の射流水深、 $h_2$ ：跳水後の常流水深、 $Fr_1$ ：跳水前のフルード数である。

跳水の長さ  $L$  は、通常  $L \approx (4.5 \sim 6.0) h_2$  とされており、¹²⁾ 高水敷すり付け部の下流側勾配変化点から下流の保護工は、この跳水長程度を考慮すれば良いと考えられる。なお、急流河川における計画流量規模の高水敷水深は、多くは約 3 m 程度であり、これを  $h_2$  と仮定すると、 $L \approx 15$  m 前後となる。実験結果では、高水敷すり付け部下流にこの値とほぼ等しい 10 m の範囲を保護すれば、洗掘防止が可能であった。この保護工範囲は、先に述べたように流量や落差によって決定されるべきものと考えられる。実験結果によると落差の約 5 倍の長さが一つの目安と考えられる。ただし、この保護工と水理諸量の関係は、今後さらに検討が必要である。

### ③ 法肩工の敷設範囲

高水敷から低水路へ落ち込む流れは、落差工上流の低下背水が生じる所から始まる。この流れは緩やかであるが、落差工天端直上流より急に速くなる。したがって、落差工上流の法肩工は構造物の保護を考えて上流側取り付け擁壁の 5 m 上流地点付近より設けておけば良いと考えられる。なお、法肩工の幅は、約 2.5 m 程度あれば侵食が防止されるようである。

落差工下流の法肩工については、以下のように敷設範囲を考える。

急流河川では、高水敷の維持が難しく、高水敷を設けることは好ましくないが、高水敷を設けるとした場合には、低水路から高水敷へ乗り上がる流れにより法肩部が侵食を受けやすいので法肩工を設けてこれを防止しなければならない。法肩工の必要範囲は高水敷の高さや水理量によって変るものと考えられ、今後更に検討する必要があるものの、今回の高水敷を落差工部で急勾配ですり付ける形状とした実験では、幅約 2.5 m の法肩工が落差工天端から下流 250 m 程度の範囲で必要であった。

緩流河川では、高水敷から低水路へ落ち込む流れや反対に低水路から高水敷へ乗り上げる流れは比較的緩やかであり、法肩部は高水敷上の植生や粘性土による保護効果等により侵食を受けにくいと考えられる。よって、緩流河川では、特別に法肩工を設ける必要はなく、従来護岸に施工されている法肩工で充分であろうと判断される。

### ④ 保護工重量

高水敷保護工および法肩工は、蛇籠やフトン籠、連接ブロック等の屈撓性がある構造が望ましい。なお、保護工の重量は、掃流力に耐えるだけの重量を有している必要がある。

## 4-5-7 護 岸

### (1) 機 能

床止め工の周辺では、高水敷からの流れが低水路へ落ち込み、その下流では再び高水敷へ乗り上げる流れが生ずる。さらに取り付け擁壁周辺における流れの集中等によって、河岸や堤脚に侵食が生じる恐れがある。よって、この対策として護岸を設ける必要がある。

### (2) 構 造

護岸前面には、堤脚部に局所洗掘が生じやすいので必ず根固め工を備える。

### (3) 諸 元

#### ① 河道計画との整合について

護岸の敷設位置は河道計画によって決っている護岸の敷設計画と整合させて計画するものとする。

#### ② 床止め工上流側の護岸の敷設範囲

床止め工上流の高水敷上の流れは、床止め工近傍で急に低水路へ落ち込む流れとなり、この流れによって河岸が侵食を受ける恐れがある。この侵食範囲は、地質状況や高水敷から落ち込む流量の規模によって異なるため、現在のところ明確ではない。しかし、直線河道の場合、取り付け擁壁から上流 5 m 程度の範囲に護岸を設けることで対処できるのではないかと考えられる。

#### ③ 床止め工下流側の護岸の敷設範囲

上流側の護岸と同様に、護岸の敷設範囲については河道特性によって異なるものと考えられ現在のところ明確ではない。しかし、模型実験の結果等より判断すると、急流河川で床止め工を群として設ける場合には、その全区間に設けることが望ましく、単独で設ける場合には、法肩工の必要範囲と同様に、床止め工の天端から下流 250 m の範囲に必要であると考えられる。緩流河川では取り付け擁壁による流水の集中と高水敷からの落ち込み流れによって河岸法尻が洗掘を受けやすい。これを防止するには、取り付け擁壁から下流 100 m の範囲程度に護岸を設ける必要があると考えられる。

なお、床止め工の下流で高水敷上から低水路へ流水が落ち込む可能性がある場所では、護岸、根固め工を設けて洗掘防止を図る必要がある場合も生ずる。

床止め工の下流が湾曲部となっている場合は、外岸側の広範囲で洗掘が生ずる恐れがあるため、護岸や根固め工の敷設範囲は模型実験等により慎重な検討が必要である。模型実験による緩流河川の湾曲部外岸側の洗掘対策事例を図-4.5.24～25に示す。

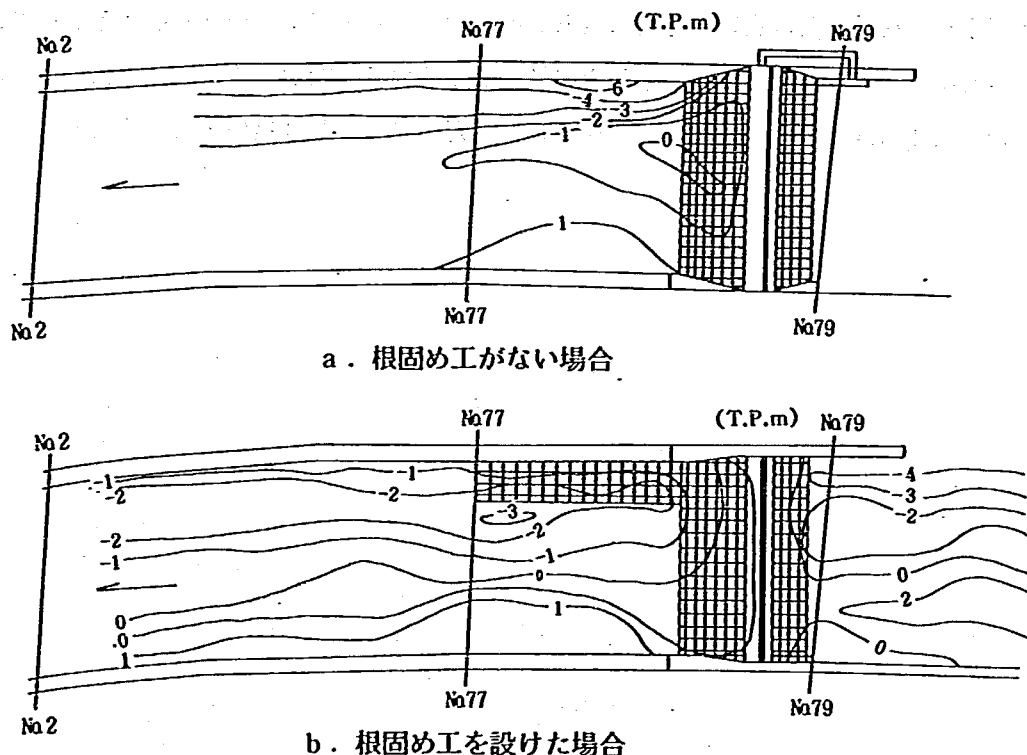


図-4.5.24 河床高コンター図

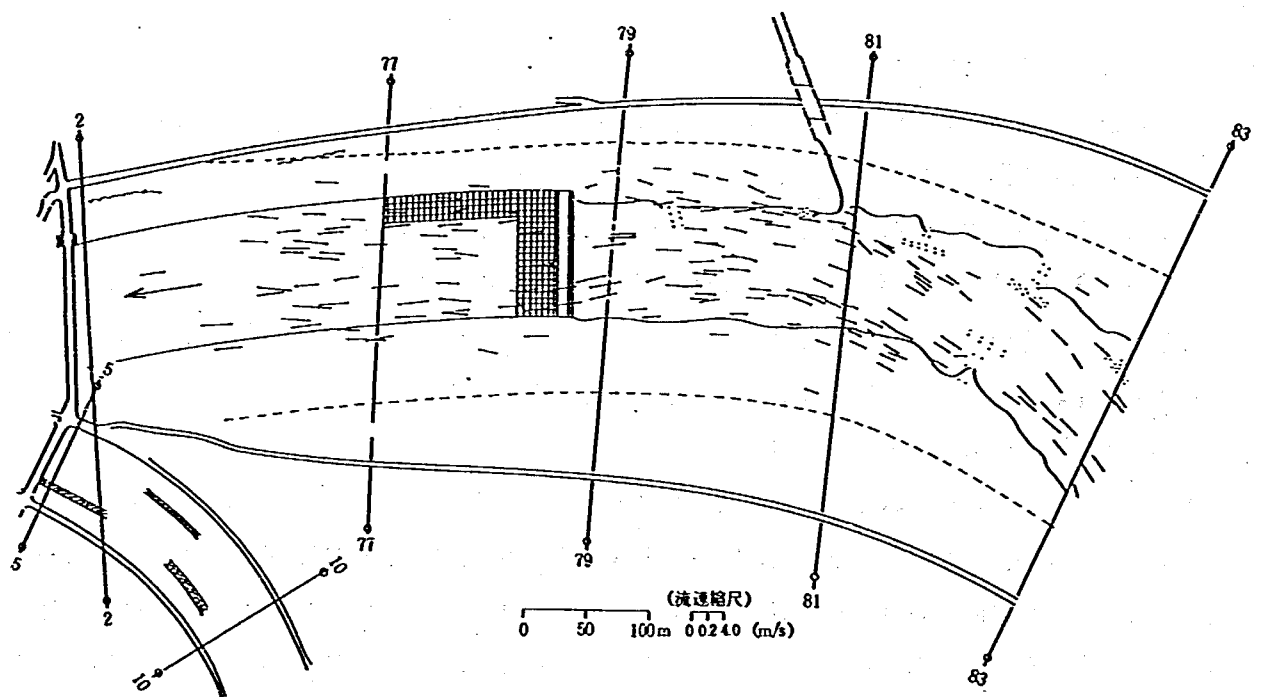


図-4.5.25 床止め工周辺の流況（流速ベクトル図）

いずれも「S 63.赤川新川床止め工水理模型実験報告書」より

#### ④ 高水護岸

高水護岸は、堤脚部の流速より侵食が生じる恐れがあるか判断して敷設範囲を決めれば良いが、目安として、以下で述べる範囲に護岸を設けることで堤脚の侵食を防止できるのではないかと考える。高水敷の縦断形を落差工部で急勾配ですりつける形状とした場合には、前節で述べた高水敷保護工と同じ範囲に高水護岸を設ければ良いと考えられる。高水敷を急勾配ですりつける形状とした場合よりも高水敷を一樣勾配とした場合のほうが高水敷上の流速が早くなる範囲が下流に向って広がる傾向がある。この場合、高水護岸は低水路の取り付け擁壁と同じ範囲に設ければ良いと考えられる。

#### 4-6 床止め工の設計に必要な資料

床止めの設計に際して考慮すべき事項を明らかにするために必要な資料としては次のようなものがある。

##### (1) 地 形

平面図、縦横断形状、ボーリング資料、航空写真

##### (2) 水理資料

イ. 高水流量、高水位、水面勾配、流速、水深（主として河道を支配するもの）

ロ. 計画高水流量、計画高水位

ハ. 低水流量、渇水流量、平均水位、平均低水位、渇水

ニ. 既往洪水資料

##### (3) 河床変動

イ. 経年的な平均河床高、最深河床高、河積の変動量

ロ. 河床の土質ならびに粒度

ハ. 流送土砂量

##### (4) 河道計画関係資料

イ. 河道特性資料

上記にあげるデータのうち、地形及び水理資料の収集は、一般に行われているけれども、河床変動関係の資料が不足するケースが多々ある。河床材料の粒度分布資料は、平衡河床勾配を推定し、床止めの高さ、位置を決定する河床変動計算に必要である。河床材料調査は、頻繁に行う必要はないけれども、河道特性を知る上でも重要であり、ある程度定期的に行い、資料収集を図るべきである。

## 補 足 資 料

河床変動に直接関連を持つものは流砂量であり、この掃流砂量を導く式が幾つか提唱されている。しかし、河床砂礫の運動は極めて複雑であり、特に、移動河床で形成される河床波上の砂礫の運動特性を完全に記述するまでには至っていない。流砂量式の選択に当っては、適用の妥当性についての検討が必要であるが、山本は、流砂形態を考慮に入れた流砂量の算出を提案している。¹⁸⁾ 以下に、その内容を述べる。

移動床流れを規定する物理量相互の関係は、次式に示す無次元量間の関係により一般的に示すことができる。

$$qs/U_*d = f(Re_*, \tau_*, H/d)$$

ここに、 $U_*$  : 摩擦速度 ( $\sqrt{gHI}$ ),  $g$  : 重力加速度,  $H$  : 水深,  $I$  : 勾配

$d$  : 粒 径

$Re_*$  : 粒子レイノルス数 ( $=U_*d/r$ ),  $r$  : 水の動粘性係数

$\tau_*$  : 無次元掃流力 ( $U_*^2/sgd$ )

山本は、この関数関係を求めるために、数種の粒径からなる均一砂、および数種の粒度特性を持つ混合砂について、上式の無次元量間の関係、特に無次元流砂量  $qs/U_*d$  と他無次元量との関係を実験に基づいて調べている (図-1~11参照)。さらに、得られた流砂量に関する表示式を実河川の流砂量予測に適用する際の留意事項を明らかにしている。

流砂量式の選定に当っては、このような手法も用いて流砂量の検討を行ない、各河川に適合した流砂量式を用いてもらいたい。

<均一粒径砂の場合>

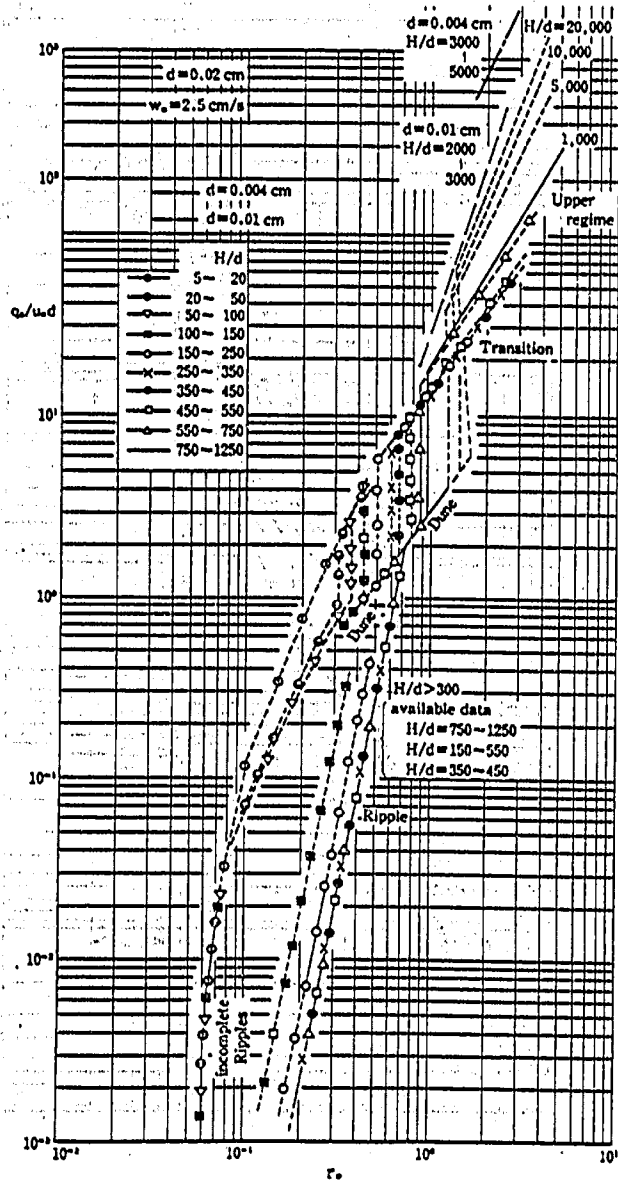


図-1  $q_s/u_*d$  v.s.  $\tau_*$ ,  $d = 0.02$  cmの場合

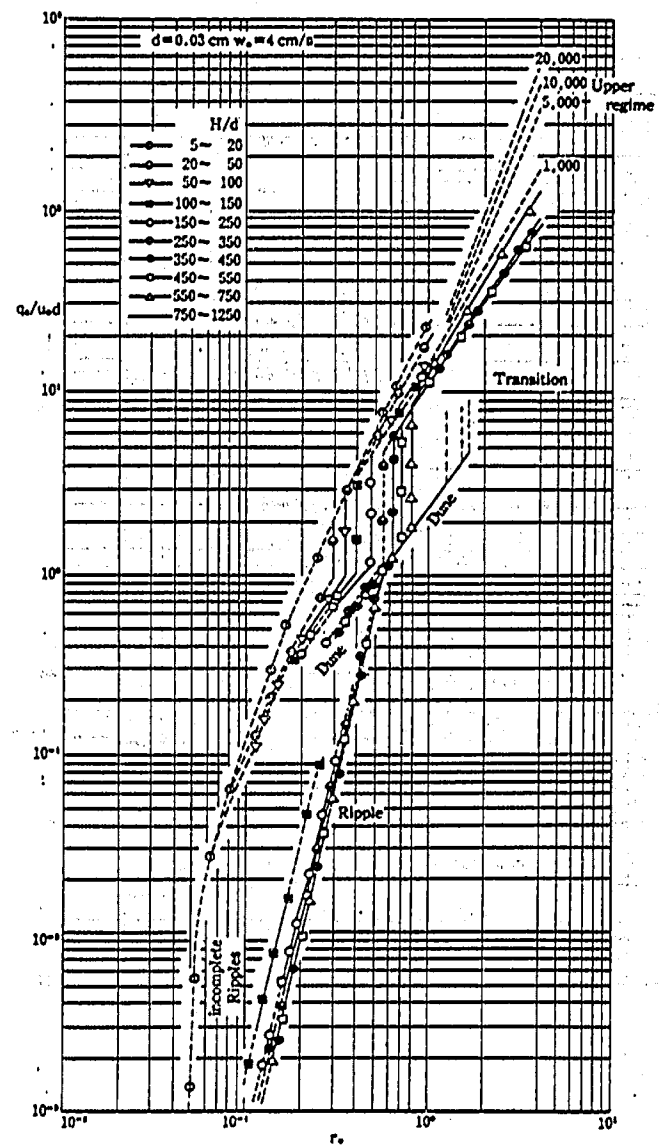


図-2  $q_s/u_*d$  v.s.  $\tau_*$ ,  $d = 0.03$  cmの場合

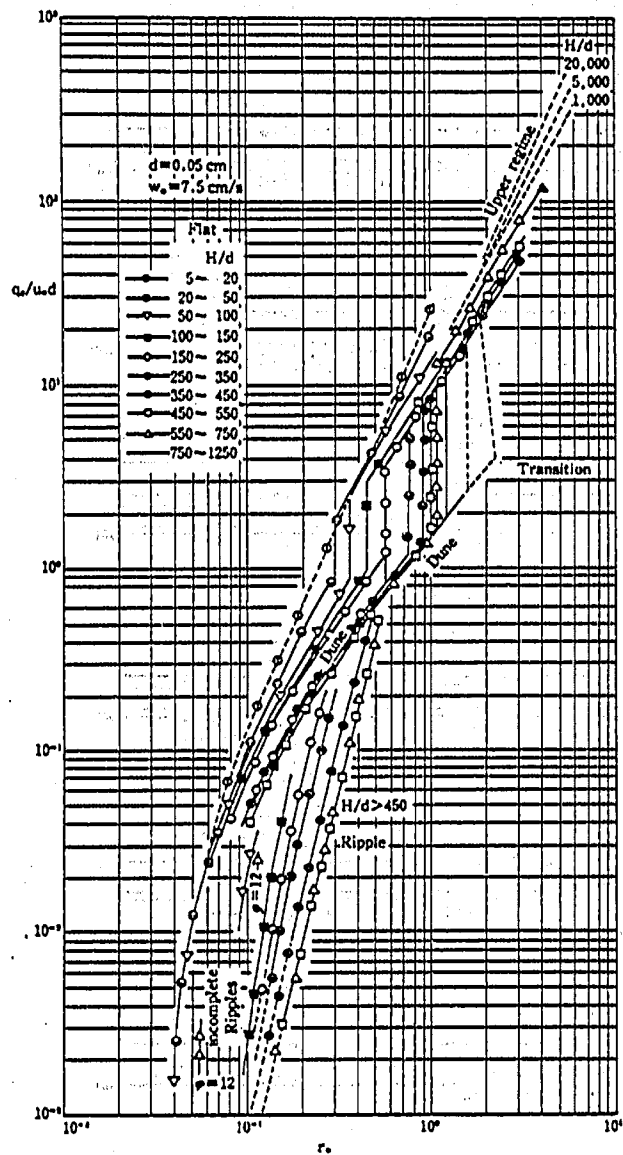


図-3  $q_s/u_*d$  v.s.  $\tau_*$ ,  $d = 0.05$  cmの場合

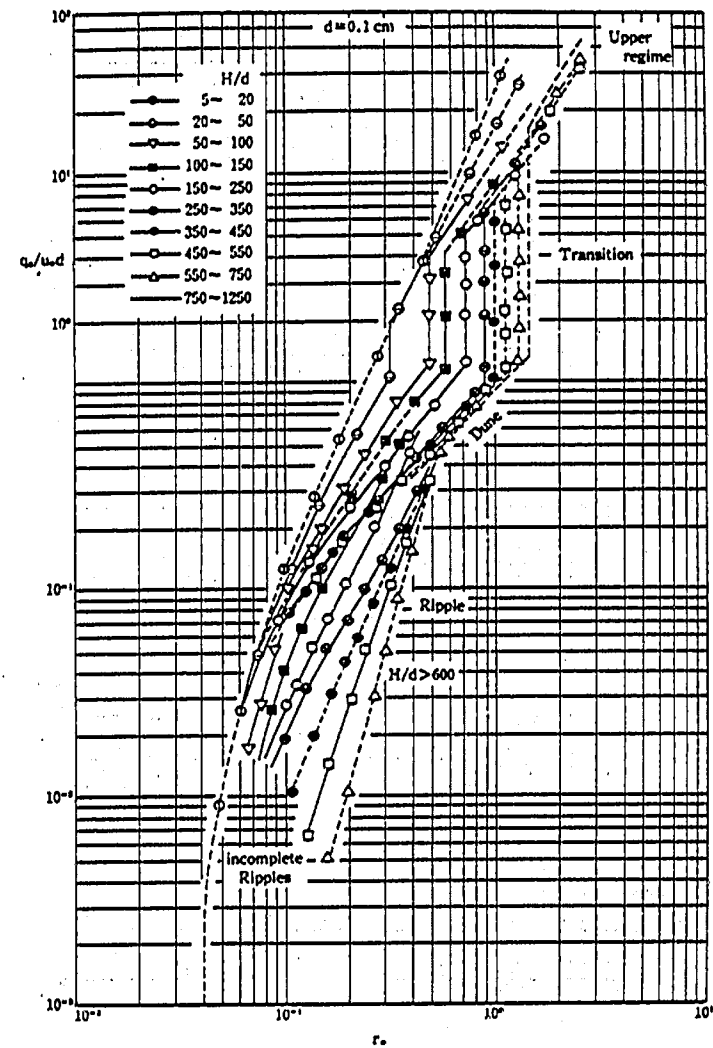


図-4  $q_s/u_*d$  v.s.  $\tau_*$ ,  $d = 0.1$  cmの場合

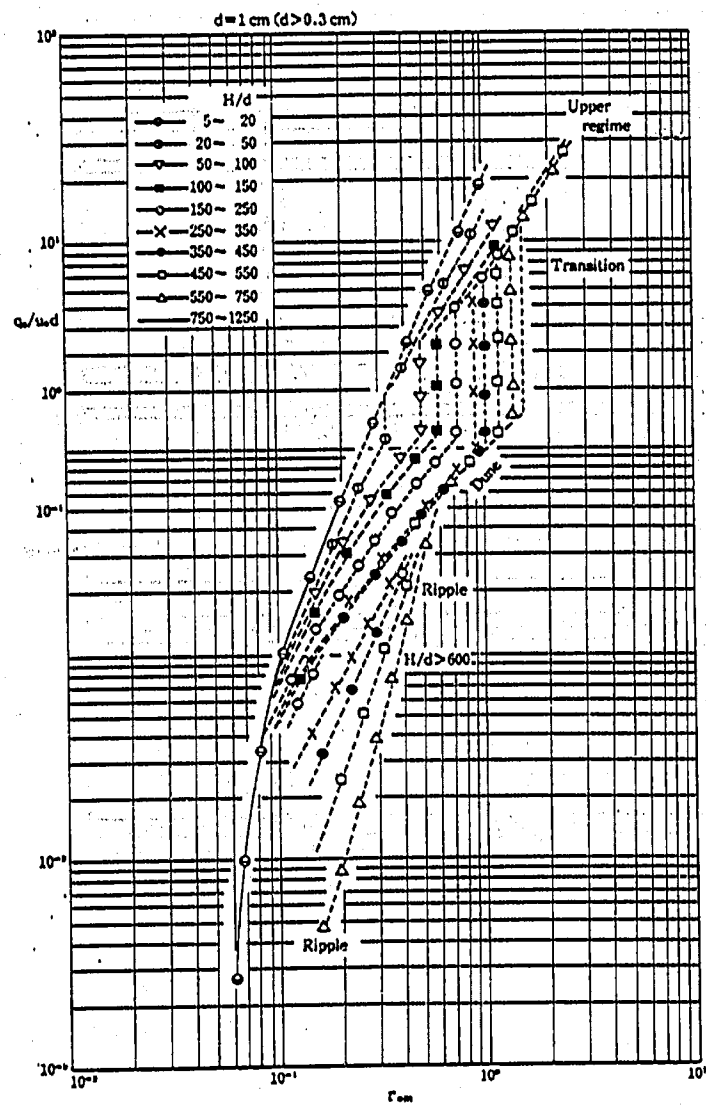


図-5  $q_s/u_*d$  v.s.  $\tau_*$ ,  $d = 1 \text{ cm } (d > 0.3 \text{ cm})$  の場合

＜混合粒径砂の場合＞

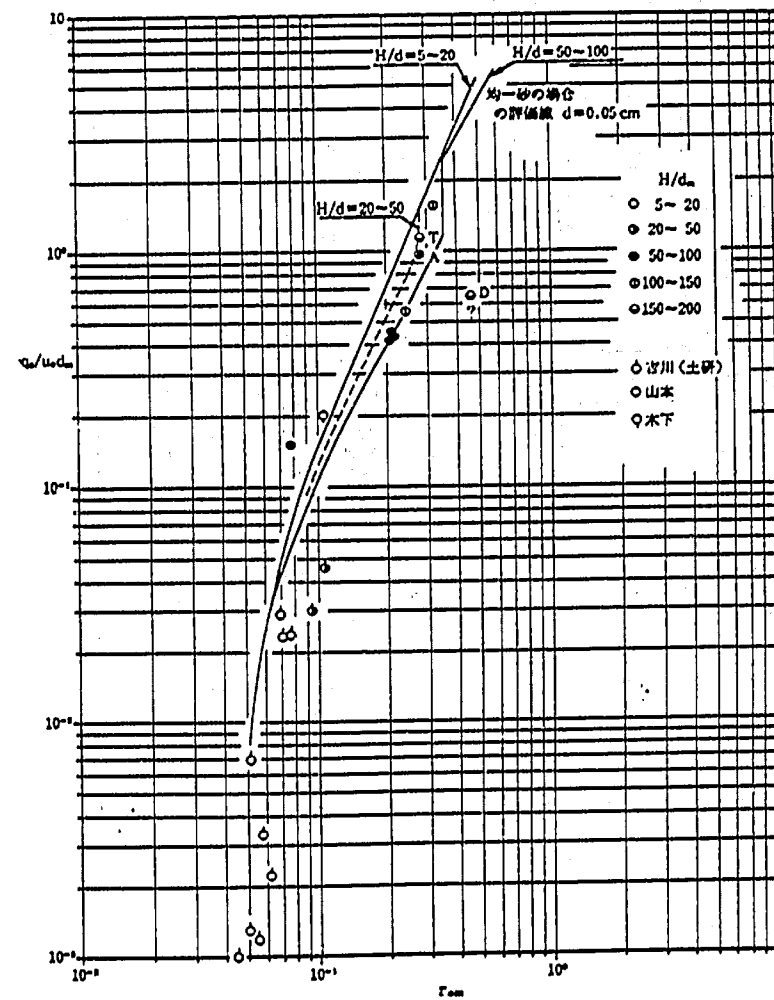


図-6  $q_s/u_*d_m$  v.s.  $\tau_*$ ,  $d_{84}/d_{16} = 2 \sim 5$  の場合

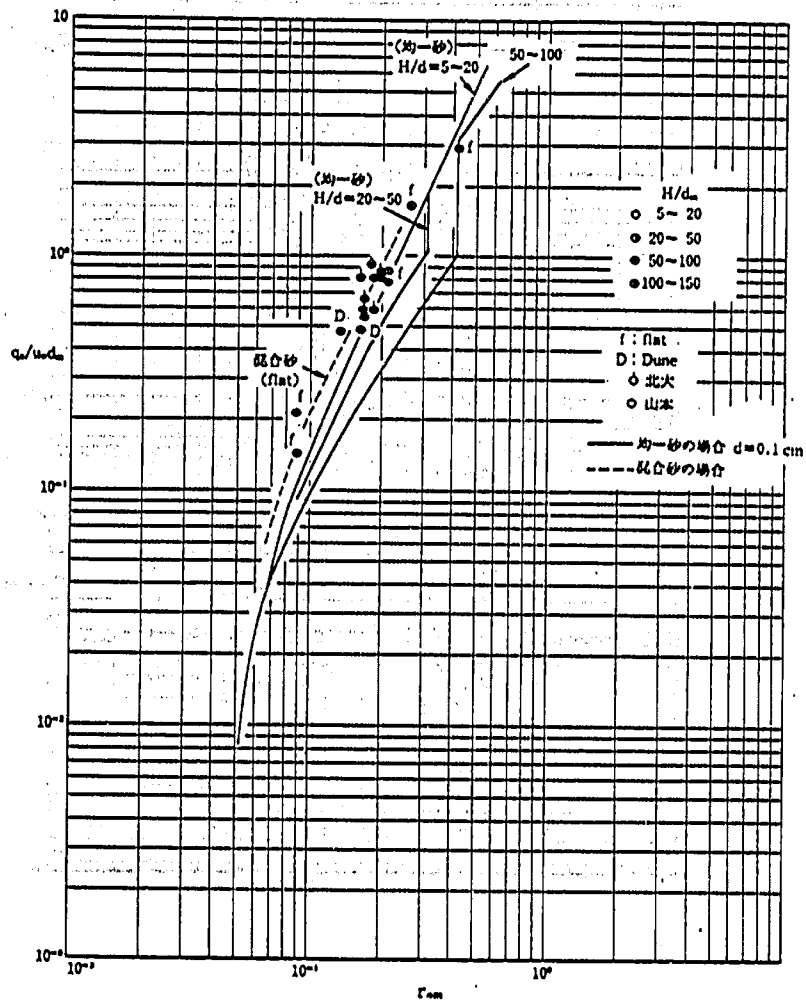


図-7  $q_s / u_* d_m$  v.s.  $\tau_{*m}$ ,  $d_{84}/d_{16} = 5 \sim 7$  の場合

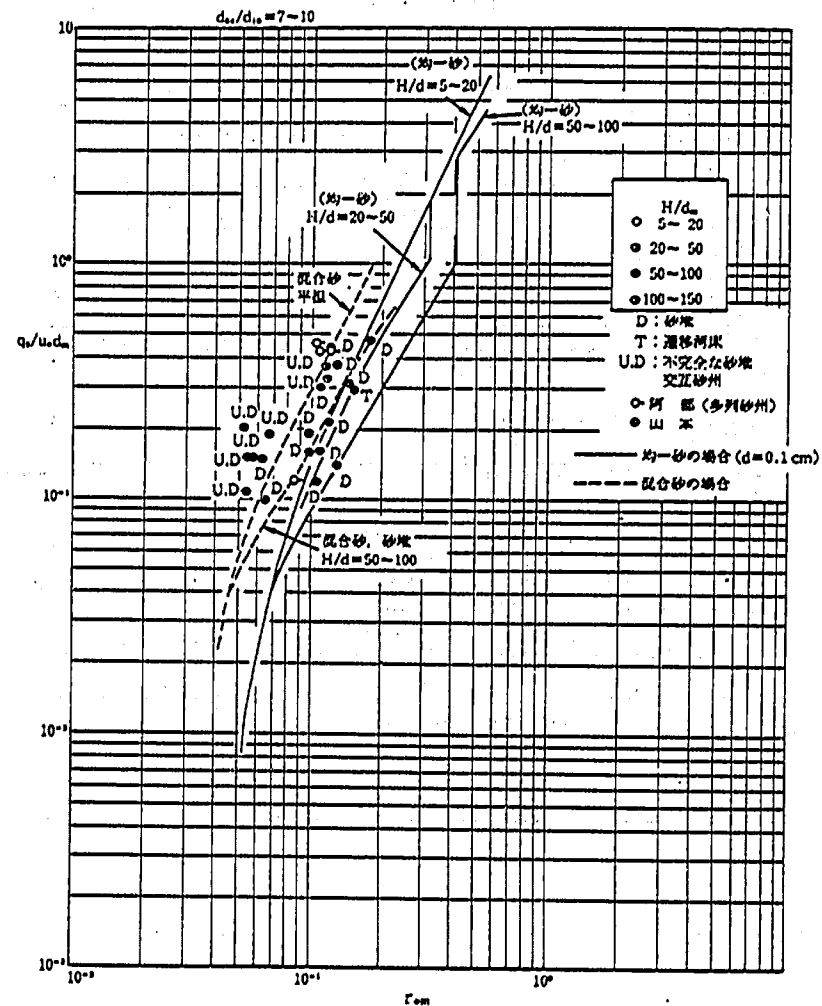


図-8  $q_s / u_* d_m$  v.s.  $\tau_{*m}$ ,  $d_{84}/d_{16} = 7 \sim 10$  の場合

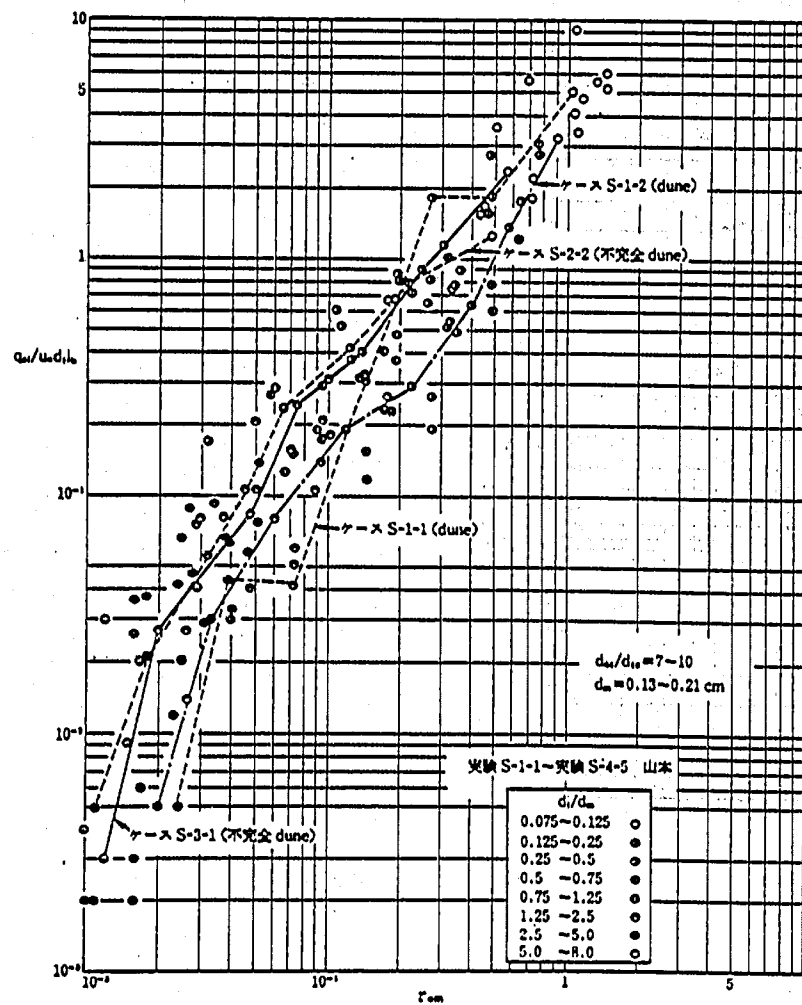


図-9  $q_s / u_* d_{16}$  v.s.  $\tau_{*m}$ ,  $d_{84}/d_{16} = 7 \sim 10$  の場合

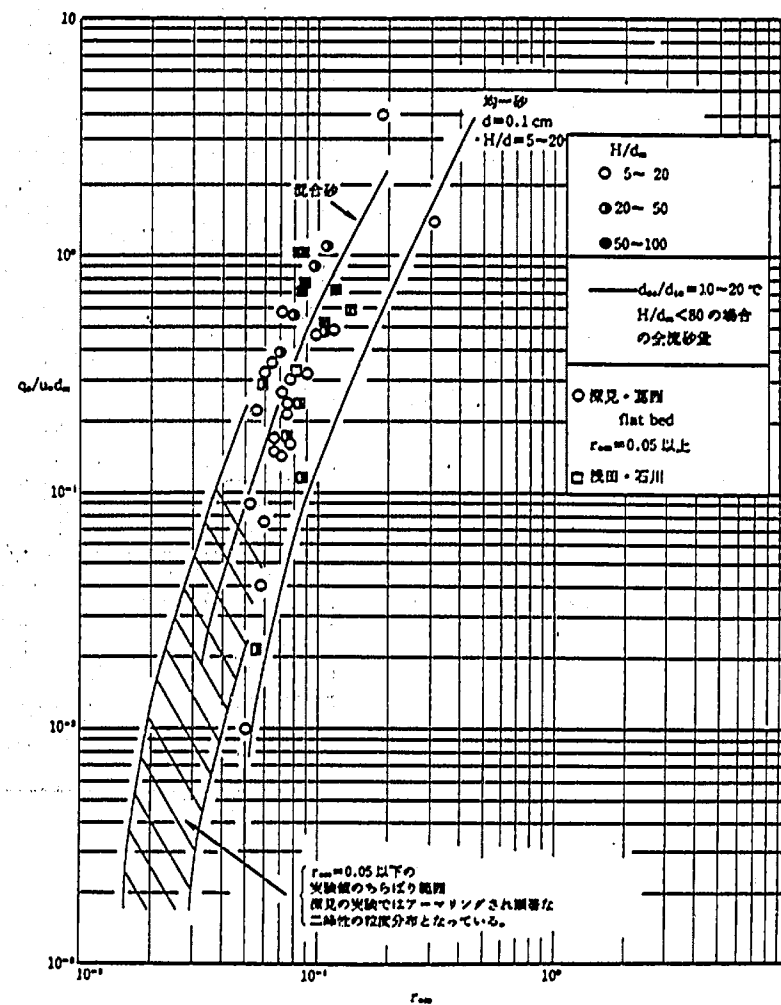


図-10  $q_s / u_* d_m$  v.s.  $\tau_{*m}$ ,  $d_{84}/d_{16} = 10 \sim 20$  の場合

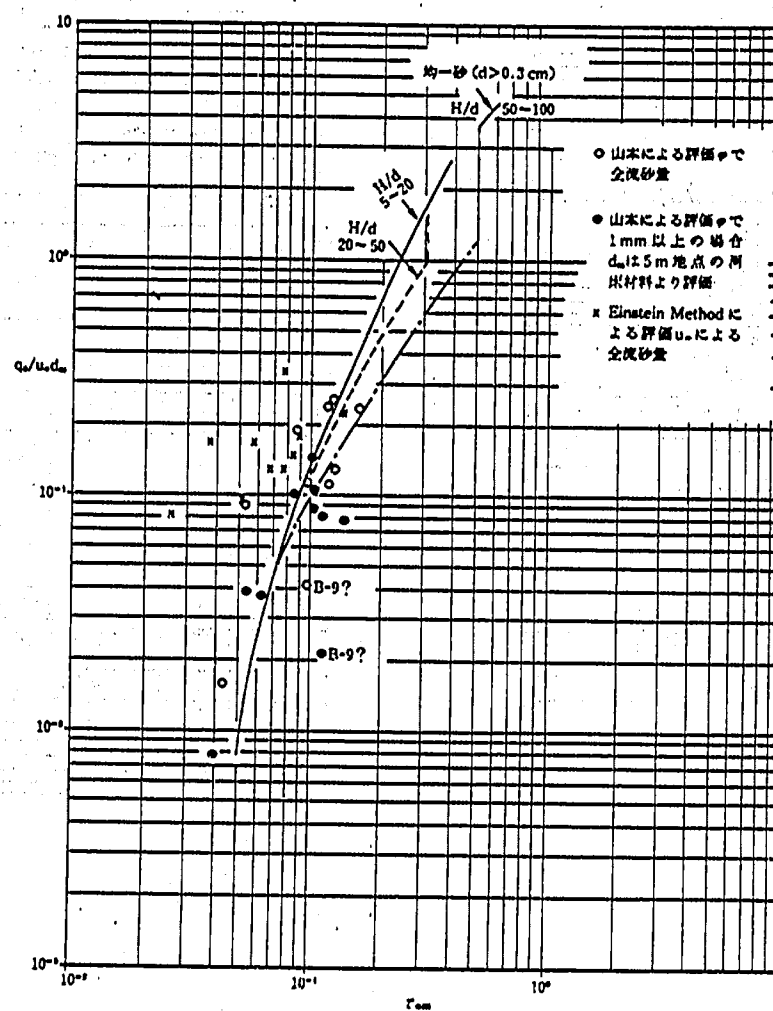


図-11  $q_s / u_* d_m$  v.s.  $\tau_{*m}$ , 実験Bの場合

## 参 考 文 献

- 1). 安芸咬一, 佐藤清一: 急流河川の床上堰堤下流の洗掘に関する模型実験, 土木試験所報告第49号, 1940.
- 2). 建設防災ハンドブック編集委員会編: 防災ハンドブック, 1983.
- 3). 建設省河川局治水課, 土木研究所: 蛇行現象と河道計画, 土木研究センター, 130-131, 1982.
- 4). 河川管理施設等構造令研究会編: 解説・河川管理施設等構造令, 日本河川協会, 山海堂, 160, 1978.
- 5). 日本河川協会編: 建設省河川砂防技術基準設計編(I), 山海堂, 19~23, 41~49, 1985.
- 6). 建設省土木研究所河川研究室: 牧田川床止群模型実験報告書, 土木研究所資料第1459号, 114-115, 1977.
- 7). 古賀雷四郎: 護岸・水制・床固めの工法と設計例, 土木学会, 水工シリーズ, 1965.
- 8). 日本河川協会編: 建設省河川砂防技術基準設計編(I), 山海堂, 15, 1985.
- 9). 日本河川協会編: 建設省河川砂防技術基準設計編(I), 山海堂, 17, 1985.
- 10). 日本河川協会編: 建設省河川砂防技術基準設計編(I), 山海堂, 17, 72, 1985.
- 11). 土木学会編: 水理公式集, 昭和60年版, 土木学会, 309-311, 1985.
- 12). 例えば, 藤田 豊, 安田禎輔, 中川桂一: 跳水長の定義に関する文献調査結果, 土木学会第43回年次学術講演会概要集, 第2部, 434-435, 1988.
- 13). 高須修二, 中西 徹: 水理模型実験(その3)減勢工と下流河道, ダム技術, Vol. 5-2, 1987.
- 14). 土木学会編: 水理公式集, 昭和60年度版, 土木学会, 309-311, 1985.
- 15). 日本河川協会編: 建設省河川砂防技術基準設計編(I), 山海堂, 15, 26, 1985.
- 16). 大野善雄, 林 栄港: コンクリート河川構造物の摩耗予測の一手法, 電力土木, No 211, 1987.
- 17). 建設省土木研究所: 関東地建における一日土研資料, 土木研究所資料第2680号, 167-171, 1988.
- 18). 山本晃一: 河道特性論, 土木研究所資料第2662号, 1988.

## あ　と　が　き

本調査は、河道の状態に対応した床止め工の水理設計基準の確立をすることを目的として調査、研究を行ってきたが、検討不足の箇所が多々あり、床止め工の設計にあって十分満足なものとならなかったことを反省している。この報告書が契機となり、床止め工の設計に対する調査、研究がより多くされることを望むものである。

本調査の実施にあたっては、以下の方々が関係した。

・東京工業大学 工学部

福 岡 捷 二（昭和62年：室 長）

（附）アイ・エヌ・エー新土木研究所

小 谷 裕 司（昭和62年：部外研究員）

福岡氏にあっては、昭和62年度に河川研究室長として調査方針の決定及び研究の遂行にあたって指導していただいた。小谷氏は、昭和62年に部外研究員として本研究室に在籍時に既設床止め工の調査資料の取りまとめを行なってもらった。

さらに、調査の実施にあたっては本省治水課および中部地建をはじめとする各地方建設局の関係各位に多くの労があった。

この他にも研究室の方々から様々な助言をいただいた。ここに記して、以上の方々に深く感謝するものである。

なお、本調査は中部地方建設局依頼の直轄河川改修費「床止め設計法に関する調査」により行なったものである。

1989年 3 月

床止め工に関する  
調査報告書

ISSN 0386-5878

土木研究所資料 第2760号

平成元年3月(1989年)

河川研究室 室長 山本 晃一  
高橋 晃  
長谷川賢市

要 旨

本報告書は、床止め工の水理機能の検討および模型実験による水理諸問題の把握とその対策案に関する検討を行ない、これより床止め工の設計に際して留意すべき事項等について、とりまとめた結果について述べたものである。

キーワード：床止め工，水理機能，床止め形状，河床変動

郵便はがき

305-□□

切手をは  
いて下さ

建設省土木研究所

河川研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2760号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

土木研究所資料第2760号

