ＩＳＳＮ　0386－5878
土木研究所資料第2895号

土 木 研 究 所 資 料

涸沼川洪水観測所レポート〔1〕
1988～1989

平成２年10月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright ©(1990)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。

土木研究所資料
第2895号　1990年10月

涸沼川洪水観測所レポート〔1〕
1988～1989

河川研究室　室　　長　山本晃一
主任研究員　高橋　晃
研　究　員　藤田光一[1)]
〃　渡辺明英
〃　平林桂
〃　諏訪義雄
加賀谷均[2)]
林　正男
長谷川賢市[3)]
西尾正博
大森徹治
鈴木一孝[4)]
小池康雄
山本信二[5)]
佐藤英治[6)]

要　旨

本報告書は，涸沼川の洪水観測所において1988年～1989年の間に観測し得られた成果についてまとめたものである。1988年度よりは，調査の重点を「洪水時における土砂の動態および河道の変化」に移し，その実態把握および機構の推定に努めている。

キーワード：洪水流，現地観測，涸沼川

[1)] 現 財団法人総合研究開発機構研究員
[2)] 現 東北地方建設局北上川下流工事事務所
[3)] 現 北陸地方建設局信濃川工事事務所
[4)] 現 近畿地方建設局大滝ダム工事事務所
[5)] 現 大日本コンサルタント株式会社(当時河川研究室部外研究員)
[6)] 現 日本建設コンサルタント株式会社(当時河川研究室部外研究員)

土木研究所資料第2895号

「涸沼川洪水観測レポート〔1〕 1988～1989」正誤表

頁	誤	正
p. 1	上から4行 常盤高速道路インターチェンジより JR常盤線笠間駅より	 常磐高速道路インターチェンジより JR常磐線笠間駅より
p. 36	図-2.2.11の凡例が不明瞭	先新第三紀岩類 新第三紀・第四紀堆積物 新第三紀深成岩類（主に珪長質岩） 中新世後期以降の隆起帯の主軸 摺曲地帯と摺曲軸の方向 グリーンタフ地域の分布限界
p. 79	下から4行 桜川流域の宙岩を含み	 桜川流域の砂岩を含み
p. 101	表-4.1.2 低抗の分担	表-4.1.2 抵抗の分担
p. 103	図-4.4.14	図-4.1.14 一般的なH-Q曲線ループ
p. 113	図-4.2.2 計測時の水位	図-4.2.2 計測時の水位(8/11)
p. 118	図-4.1.12 流束生データ（	図-4.2.12 流速生データ（
p. 119	図-4.2.14 流速生データ	図-4.2.14 流速生データ(No. 2，水面下－40 cm，増水期)
p. 120	図-4.2.15 流速生データ	図-4.2.15 流速生データ(No. 2，水面下－40 cm，減水期)
p. 121	図-2.18 流速のパワースペクトル	図-4.2.18 流速のパワースペクトル
p. 225	図番，表題なし	図-8.2.2 河床最深線図 ※平成元年7月定期横断測量結果より ※各断面の数値は最深部河床高（T. P. m）
p. 253	表-9.2.2 撮影装置の構成と諸元より スチールカメラ4ˢ×5ˢ判 施回範囲 手動360ᵛ＆リモートコントロール180ᵛ 撮影抑府角 水平一垂直90ᵛ	 スチールカメラ4″×5″判 旋回範囲 手動360°＆リモートコントロール180° 撮影抑俯角 水平一垂直90°
p. 266	図-9.4.2 バブル開度と吸い上げ速度の関係	図-9.4.2 バルブ開度と吸い上げ速度の関係
p. 266	下から7行 取出し口前でのバブルの開閉角度	 取出し口前でのバルブの開閉角度
p. 324	上から8行 本報告書は，河川研究室の参加のもとで	 本報告書は，河川研究室全室員の参加のもとで

ま　え　が　き

本報告書は，測量および試験費による研究「河川における現地観測手法と計測器の開発」の，1988年～1989年の間に得られた成果を記したものである。

1986年に涸沼川に洪水観測所を設置して以来，洪水のたびごとに現地調査が行われ，この結果をもとに種々の成果をあげることができた。1986年度から1987年度の間には，主として洪水時における流れの抵抗に関する調査に重点を置き，その実態と流れの抵抗の評価法に関する重要な成果を上げることができた。これについては土木研究所報告180号「涸沼川における洪水流と河床変動の研究」にとりまとめた。

1988年度からは調査の重点を洪水時における土砂の動態および河道の変化に移し，その実態把握および機構の推定に努めている。

本報告書をまとめるに際しては，現地観測の結果を後世に正確に伝えることに留意した。よって，まとめる際には観測結果をありのままに記録し，測定したデータはなるべく切捨てることなく記述するようにした。しかし，測り取ったデータを整理するだけでは現地観測手法の向上，河道に関する新しい情報の獲得はないので，観測により明らかとなった種々の現象に対して，原則としてその物理機構を推定することにした。

また，本観測では，現在一般にはあまり行われていない河道特性調査や河岸侵食・河畔堆積調査等も行っている。これらの調査は河川の将来の姿を予測するうえで欠かすことのできない調査であり，その必要性は今後増すと考えられるので，他の河川で調査を行うときの参考となるよう調査方法については詳細に記すものとした。

本報告のとりまとめに際しては全体の総括を山本が行い，各章については以下の班が担当した。

高橋班：第1章1－4，第2章，第5章5-1～5-2，第6章，第9章9-5，

渡辺班：第1章1-1，1-3，第3章，第4章，第9章9-4，第10章，

平林班：第1章1-2，1-5～1-7，第5章5-3，第7章，第9章9-6～9-7，

諏訪班：第8章，第9章9-1～9-3，付録

目　　次

まえがき
第1章　涸沼川洪水観測施設の概要と調査内容 ……(1)
1-1　涸沼川洪水観測所の位置……(1)
1-2　涸沼川洪水観測所の設置目的……(2)
1-3　涸沼川洪水観測所における施設の概要……(2)
1-4　涸沼川観測区間の特性……(8)
1-4-1　高水敷の微地形について……(8)
1-4-2　植生の状況……(9)
1-4-3　低水路内の砂利層厚について……(10)
1-4-4　高水敷上の流向と強さ……(12)
1-5　1988年～1989年の調査内容 ……(13)
1-6　観測・調査手法……(14)
1-6-1　洪水観測……(14)
1-6-2　洪水後調査の方法……(15)
1-7　観測体制……(16)
第2章　涸沼川の河道特性 ……(19)
2-1　調査の目的……(19)
2-2　涸沼川流域の地形と河道状況……(19)
2-2-1　流域の概要……(19)
2-2-2　地形・地質……(20)
2-2-3　地形発達史……(32)
2-2-4　河道変遷史……(38)
2-2-5　河道改修状況……(38)
2-2-6　河道の利用状況および施設……(39)
2-3　水文特性……(42)
2-3-1　降雨特性……(42)
2-3-2　降雨規模と生起確率……(45)
2-4　河床材料特性……(46)
2-4-1　供給土砂の岩質，粒度特性と涸沼川の河床構成材料……(46)
2-4-2　河床材料の縦断方向の変化と粒径集団……(50)
2-5　現況河道のSegment区分と河道特性 ……(69)
2-5-1　本節の目的……(69)

2-5-2　河道特性量の算出法……(69)
2-5-3　低水路満杯流量……(71)
2-5-4　Segment 区分と河道特性 ……(71)
第3章　1988～1989 年の洪水と流況 ……(81)
3-1　目的と方法……(81)
3-1-1　調査目的……(81)
3-1-2　調査方法……(81)
3-1-3　H-Q 関係 ……(81)
3-2　1988～1989 年の流況 ……(82)
3-2-1　1988～1989 年の流況 ……(82)
3-2-2　出水状況（1988～1989) ……(86)
3-2-3　洪水観測時の気象概要と降雨量……(86)
第4章　洪水時の流れの水理量 ……(93)
4-1　洪水特性（一般観測項目について) ……(93)
4-1-1　調査目的と方法……(93)
4-1-2　流速流量測定結果および問題点……(95)
4-1-3　洪水時の H-Q 関係 ……(101)
4-1-4　洪水時の水位縦断図……(102)
4-1-5　洪水時の流況……(105)
4-1-6　観測方法・整理方法の改善……(110)
4-2　洪水流の観測と乱れの特性……(112)
4-2-1　調査目的……(112)
4-2-2　調査方法……(113)
4-2-3　調査結果……(114)
4-2-4　今後の課題……(122)
4-3　浮遊砂の観測と浮遊砂特性……(123)
4-3-1　調査目的……(123)
4-3-2　調査方法……(123)
4-3-3　調査結果……(123)
4-3-4　今後の課題……(126)
4-4　痕跡水位調査と調査方法の改善……(127)
4-4-1　痕跡調査の目的とその方法……(127)
4-4-2　各出水の痕跡記録と左右岸水位の違い……(128)
4-3-3　左右岸の水位差の原因推定……(131)
4-4-4　痕跡誤差の原因と精度向上方法……(134)

第5章　河床材料粒度分布の経年変化と分級作用 ……(137)
5-1　調査目的と概要……(137)
5-2　河床材料の経年変化特性……(137)
5-2-1　河床材料の経年変化および経年変化特性……(137)
5-2-2　河床材料の平面分布特性……(144)
5-3　模型実験に見る土砂の分級特性の解明……(148)
5-3-1　実験の目的……(148)
5-3-2　模型の概要……(148)
5-3-3　実験内容と実験条件……(150)
5-3-4　実験結果と現象の考察……(151)
5-3-5　まとめ……(161)
5-3-6　今後の課題……(161)
第6章　河床波の観測とその特性 ……(163)
6-1　洪水時の河床波観測……(163)
6-1-1　概要……(163)
6-1-2　観測内容……(163)
6-1-3　観測結果……(164)
6-1-4　観測結果のまとめと今後の課題……(168)
6-2　平水時の河床波観測……(169)
6-2-1　平水時の河床波観測……(169)
6-2-2　観測内容……(169)
6-2-3　観測結果……(170)
6-2-4　観測結果のまとめ……(180)
6-2-5　河床波観測の今後の課題……(180)
第7章　高水敷の特性とその形成 ……(183)
7-1　高水敷上の土砂の堆積厚と粒径……(183)
7-1-1　調査目的……(183)
7-1-2　調査内容と方法……(183)
7-1-3　調査結果……(184)
7-1-4　堆積条件の推定……(195)
7-1-5　まとめ……(197)
7-2　低水路内の堆積について……(197)
7-2-1　調査目的……(197)
7-2-2　調査方法……(197)
7-2-3　調査結果……(199)

7-2-4 植生の土砂捕捉効果について……(216)
第8章 高水敷の侵食および河岸の侵食 ……(217)
8-1 高水敷の侵食……(217)
8-1-1 調査目的……(217)
8-1-2 高水敷の地被状態と侵食状態……(217)
8-1-3 摩擦速度の計算方法……(218)
8-1-4 計算結果および考察……(218)
8-1-5 まとめと今後の課題……(222)
8-2 河岸侵食……(222)
8-2-1 調査目的……(222)
8-2-2 河岸侵食発生条件……(222)
8-2-3 河岸侵食の量と進行速度……(231)
8-2-4 河岸侵食機構……(239)
8-2-5 河岸侵食が平面形に与える影響についての考察……(245)
8-2-6 河岸植生が侵食・洗掘に与える影響について……(249)
第9章 涸沼川観測を通じて開発した現地観測手法と計測器 ……(252)
9-1 概要……(252)
9-2 模型ヘリコプターによる空中写真撮影……(252)
9-2-1 はじめに……(252)
9-2-2 模型ヘリコプターの概要……(253)
9-2-3 撮影結果……(254)
9-2-4 まとめ……(260)
9-3 簡易型最深河床高計開発……(261)
9-3-1 はじめに……(261)
9-3-2 簡易型最深河床高計に概要……(261)
9-3-3 予備テストの目的と結果……(264)
9-3-4 現地への設置と結果……(264)
9-3-5 まとむ……(265)
9-4 浮遊砂採取装置の試験……(265)
9-4-1 はじめに……(265)
9-4-2 採砂装置の概要……(265)
9-4-3 今後の課題……(267)
9-5 小型ボートによる河床高計測……(267)
9-5-1 はじめに……(267)
9-5-2 河床高計測器の概要……(267)

9-5-3　測定精度の調査……(268)
9-5-4　測定精度調査結果のまとめ……(270)
9-6　高水敷の土層構造・河畔堆積物調査法……(270)
9-6-1　調査の意義……(270)
9-6-2　調査方法……(270)
9-7　現地調査の進め方……(272)
9-7-1　準備調査……(272)
9-7-2　調査計画の立案……(273)
9-7-3　本調査における注意事項……(276)
9-7-4　整理方法……(276)
9-7-5　成果の保管……(278)
第10章　今後の観測計画……(279)
付　録　涸沼川舟下り調査……(281)
あとがき
添付資料

第１章　涸沼川洪水観測所の概要と調査内容

1-1　涸沼川洪水観測所の位置

涸沼川観測所とは，茨城県中部を流れる那珂川の右支川涸沼川の 27.9 km～28.9 km 区間のことを指す(図-1.1.1 参照)。同地点は常盤高速道岩間インターチェンジより車で約５分，JR 常盤線笠間駅より車で約 15 分のところにある（図-1.1.2 参照)。同地点周辺は人家もまばらな田園地帯である。

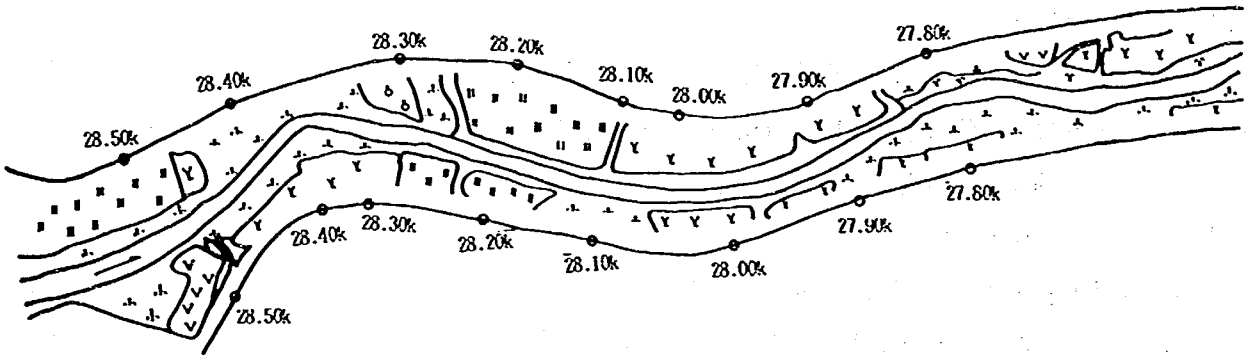


図-1.1.1　涸沼川洪水観測所の概要

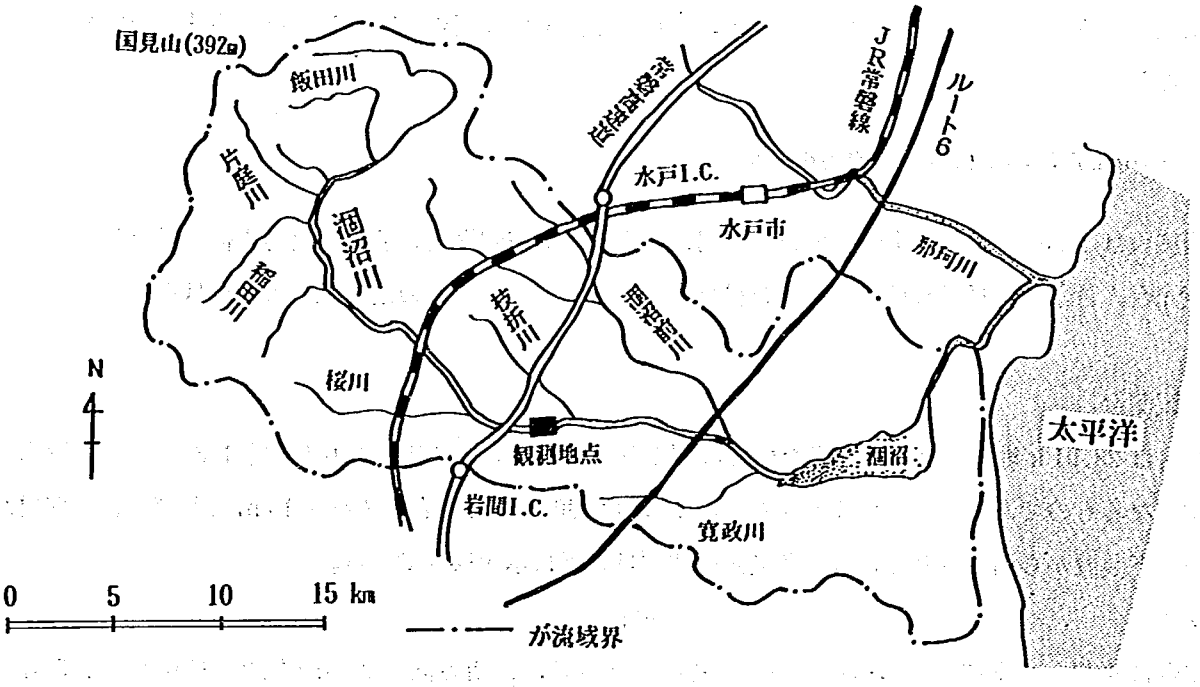


図-1.1.2　涸沼川洪水観測所の位置

1-2 涸沼川洪水観測所の設置目的

土木研究所河川研究室では 1986 年より涸沼川に洪水観測所を設置し，現地調査を行っている。同観測所の設置目的は以下に示す通りである。

1) 洪水流と洪水時河道の実態把握

洪水流の内部構造，河床状況を調査し，洪水時に生じる現象の実態を明らかにする。

2) 洪水観測技術の修得

河川技術者がみずからの手で洪水流を観測することにより，観測技術の修得，観測精度の実態把握，実河道に生じる現象を把握する。

3) 洪水観測手法の改良

流量，水位，痕跡水位，河床高，流砂量などの洪水観測を精度よく行うためには対象河道の河道特性を十分に把握するとともに，目的に応じた観測方法をとる必要がある。涸沼川の洪水観測を通じ，河道特性や観測目的に応じた合理的な洪水観測手法を確立する。

4) 洪水観測機器の改良・開発

観測機器の改良・開発は，洪水観測の精度向上にとって欠くことのできないものである。しかし，開発段階において，水路等における実験では有効に機能しても，実河川に用いたときにはうまくいかない場合が多い。開発された機器を実用的なものにするためには，実河川における試験使用を行い，改良を積み重ねることが大切である。流砂量，浮遊砂量，流速等の観測を通じ，種々の観測機器の開発，改良を進める。

5) 河道特性調査手法の開発

河道特性調査は河川の将来の姿を推定するうえで非常に大切な調査である。河道特性は川ごとに異なるために調査方法もおのずから川ごとに異なる。このため，すべての河川に共通の河道特性調査手法は確立しにくい状況にある。そこで，涸沼川において多岐にわたる河道特性調査を実施し，その手法についてまとめ，河道特性調査手法の代表例とする。

1-3 涸沼川洪水観測所における施設の概要

観測施設は 1986 年 12 月に全国の地方建設局，および北海道開発局の多大な協力を得て設置した。観測所は，観測台，量水標，見通し杭，および資材倉庫からなる。それぞれの観測施設の概要は以下に示す通りである。

(1) 観測台

観測台は 28.01 k 地点に低水路をまたいで設置された橋梁状の構造物であり (写真-1.3.1 参照)，洪水観測の拠点となるものである。観測台は大きく分けてスパン 30 m の支持台，スパン 15 m の昇降台，管理橋および浮子投下装置から構成されている。各装置の概要は以下に示す通りである。

1) 支持台

支持台は観測台を支持する構造物である。その大きさは，横断方向良 30 m×幅 2.485 m×高さ 5 m である。観測台を支持しているフーチング自体が，洪水によって洗掘され倒壊することのないように杭及び基礎

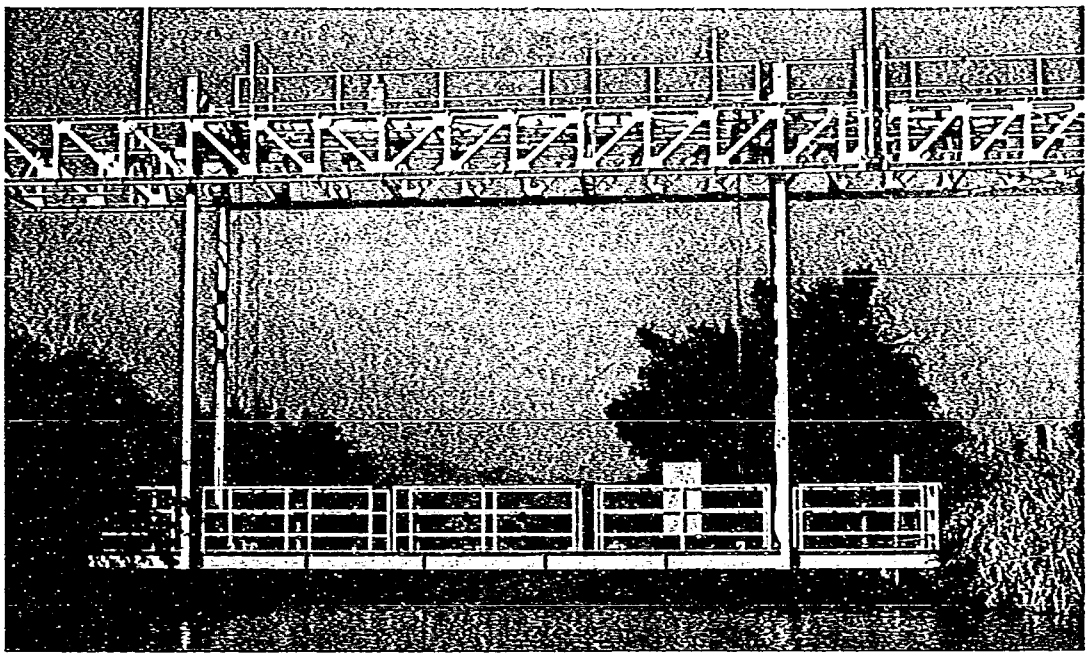


写真-1.3.1　観測所

を設けている。杭はPHCパイル300 ϕ×13 m（打込み長さ13 m）を使用し，基礎は鉄筋コンクリート構造である。支柱はH型鋼を主要材料として使用し，支柱のフーチングからの高さは右岸では4700 ㎜，左岸では5700 ㎜である。この高さが水位がH.W.L.に達しても昇降台が流水に接しない高さである。支持台の梁は図-1.3.1に示すラチス構造とし，上弦材，下弦材，ラチスともH型鋼を主要材料とし施工されている。なお上部には幅60 cmの歩廊を設け，安全面を考慮して両側に110 cmの手すりを設置している。支持台の梁は上部，下部ともH型鋼を使用している。

2)　昇降台

昇降台は洪水時に観測員が水面近傍まで近付き観測を用意にするために設けられた観測台の主構造物である。15 mの長さを有し，4本の支柱により支持台と連結している。支柱間は10 mである。支柱(150×150×6 t型鋼)は支持台フレームの支柱ガイド（175×175×6 t型鋼）の内部をスライドしている。また，支柱ガイドには昇降がスムーズになるようにローラを設置している。上部梁には昇降台を吊り下げる900 kg吊電動チェーンブロックが設置されており，これを4台同期運転させることにより6 mの範囲内で昇降が可能である（図-1.3.2参照）。昇降台の許容重量は500 kgであり，観測機器（重量110 kg程度）を載せれば，搭乗できる人間は5人程度である。昇降支柱には上昇・下降の各表示ボタン式の操作盤が設けられており，これには同期運転と単独運転スイッチを設けている。また，電動装置が故障した場合を考慮し，手動チェーンブロックを設置している。なお，非観測時には昇降台は当該地点の計画高水位に余裕高を加えたT. P. 13.2 mに停止させ，電動ブロックのブレーキに負担がかからないように支柱と支柱ガイドにピンを差込み固定している。昇降台の底板はH型鋼を使用し，ブルースはL 50×50×60を使用し，床はエキスナンドメタル，XS-63を設けている。さらに，計測機器用のネジやピンを水中に落とすことのないように鉄製のあみを張っている。昇降台の端部には安全面を考慮して高さ110 cmの手すりを設置している。手すりには電磁流速計を固定す

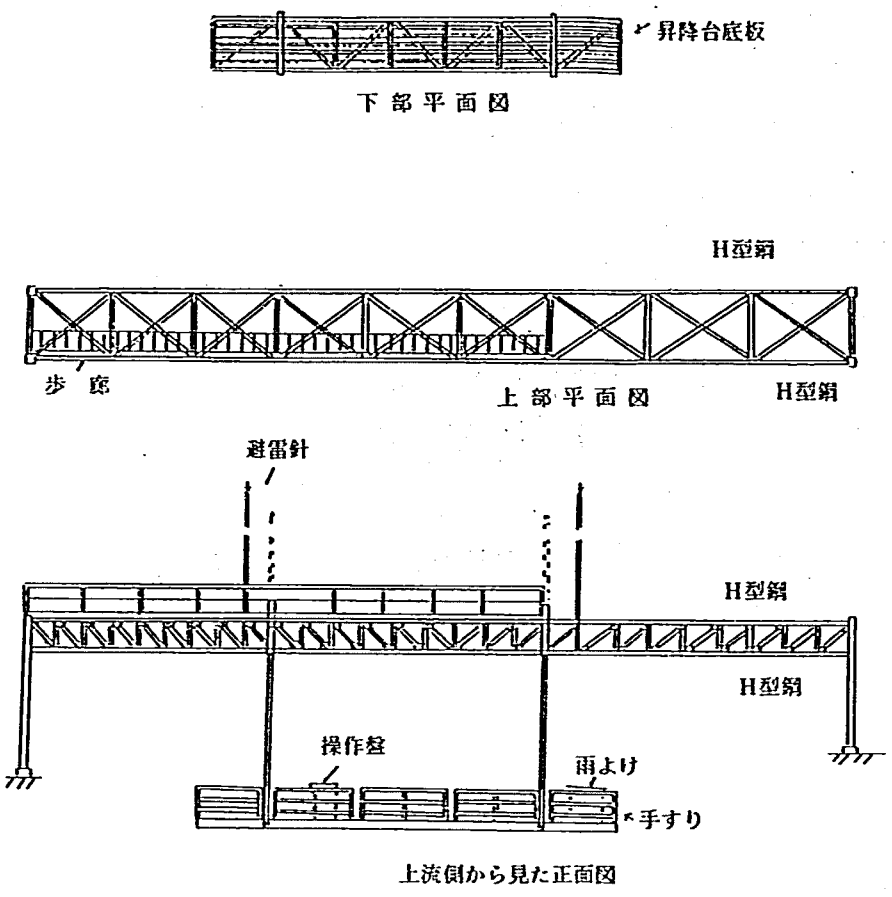


図-1.3.1　支持台および昇降台の構造

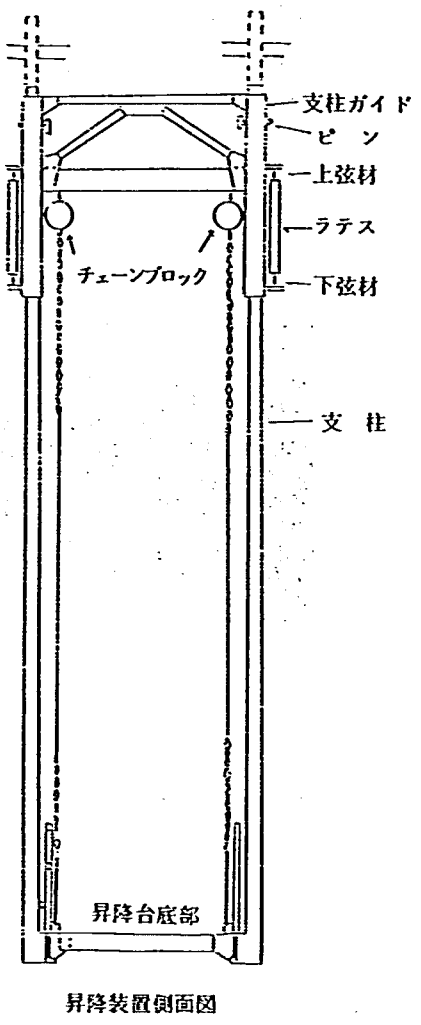


図-1.3.2　昇降装置

るロット（ステンレス製の角柱）を水深方向に容易に可動できるように流速用ロッド取り付けローラを設置している。このローラは，浮遊砂採取器のノズルを固定するロットの取り付けにも兼用できる。図-1.3.3に各種測官装置の設置位置および浮子の投下位置を示す。台の右岸側の端部には，電磁流速計や音響測器等の精密機器の雨水による漏電対策として雨避けを設置している。雨避けは，観測作業に支障が無いように高さを調節することができる。

3)　管理橋

管理橋は，支持台と堤防とを連結させ観測員の移動を可能とした構造物である。その大きさは全長20.5 m，幅2.485 mであり，主要構成部材はH型鋼である。橋梁部の上には形鋼及びエキスパントメタル材料を使用し，幅80 cmの歩廊を設け，両端に高さ1.1 mの手すりを設けている。管理橋の高さはT. P. 13.32 mであり，支持台との接続は短い階段による。管理橋を施工するために右岸裏法に腹付け盛土を行うとともに，表法には構造令にのっとり延長22.7 mにわたり平張りブロックを設置している。管理橋上部には，1.5 m×4 m×高さ2.4 mの倉庫を据え付けており，水位計および雨量計を常設している。水位計および雨量計により得られたデータは電話回線を通じて研究室に送られてくる。水位計および雨量計の形式，性能等の詳細については1-6を参照されたい。

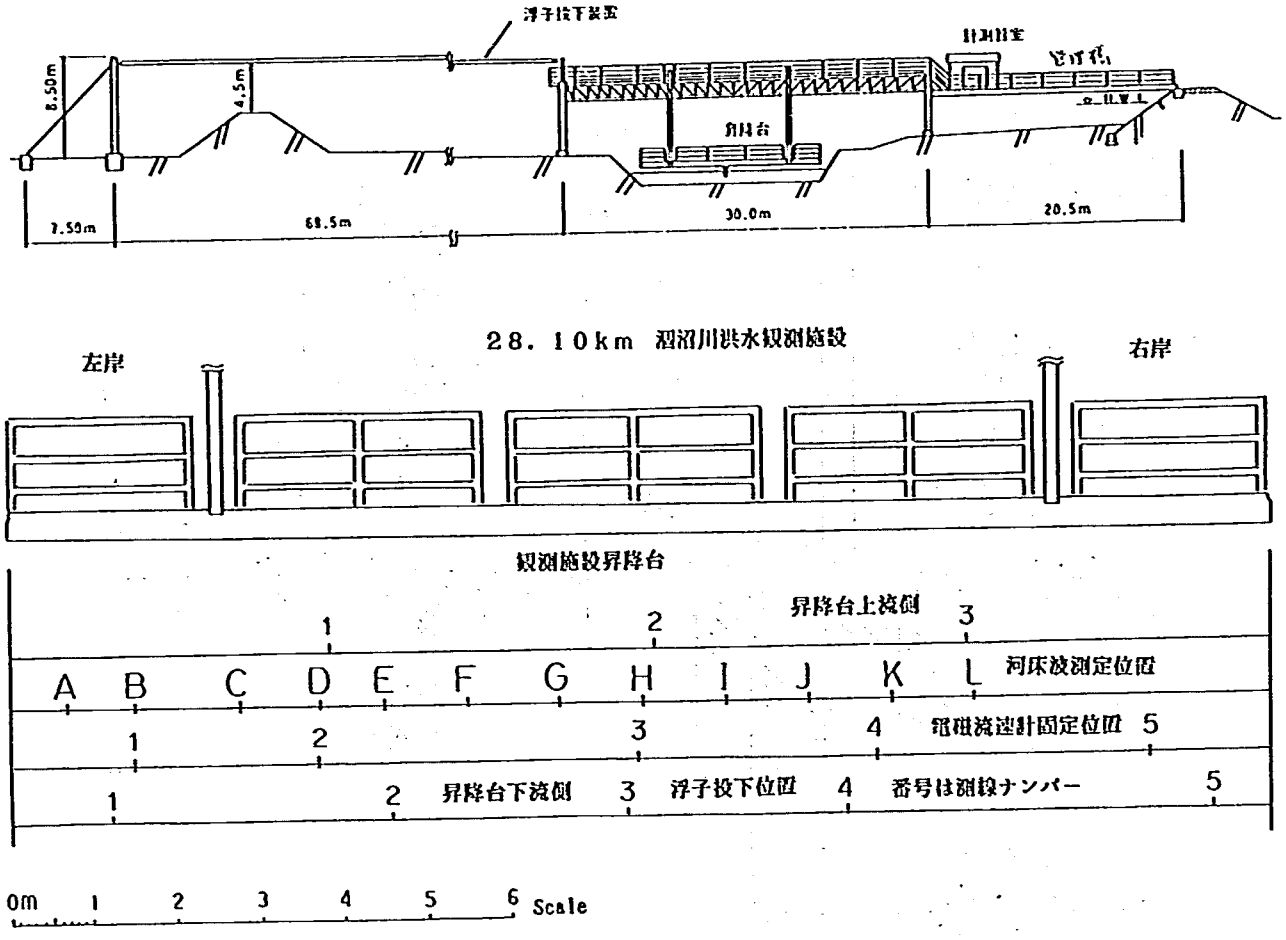


図-1.3.3　各種測定装置の設置箇所および浮子の投下位置

4)　浮子投下装置

浮子投下装置は左岸側の高水敷上の流量を測定するために設置されている。本装置は既設施設から左岸堤防にわたって浮子が投下できる装置で，支柱，ワイヤーロープ，ワイヤーロープ操作部，ナイロンロープ，投下装置本体，フック，および操作部から構成されている。ワイヤーロープの設置高さは左岸側堤防天端から4.5m以上である。図-1.3.4はワイヤーロープ操作部を示したものである。ワイヤーロープは直径6㎜のステンレスワイヤーロープで，ハンドルの操作により繰り出し，引き込みが可能な構造となっている。また，投下装置本体はナイロンロープの操作により直径30㎜の円筒形の浮子をつかむことができる構造であり，所定の位置までワイヤーロープで移動後ナイロンロープを操作して浮子を投下できる。

5)　その他

落電対策として避雷針を2本設けている。施設の電源設置は発動発電機を使用し，上弦材部のコンセントに配管，配線を行っており，夜間の照明に使用している。管理橋の出入口周辺には有刺鉄線を用いたバリケードを設けてある。バリケードの一部は開閉でき，観測員が出入りするが，非出水時には施錠し，許可なきものの侵入を防いである。

(2)　量水標

量水標（水位標）は，量水板（目盛）とそれを支える支柱（H鋼）よりなるもので，涸沼川観測所では，

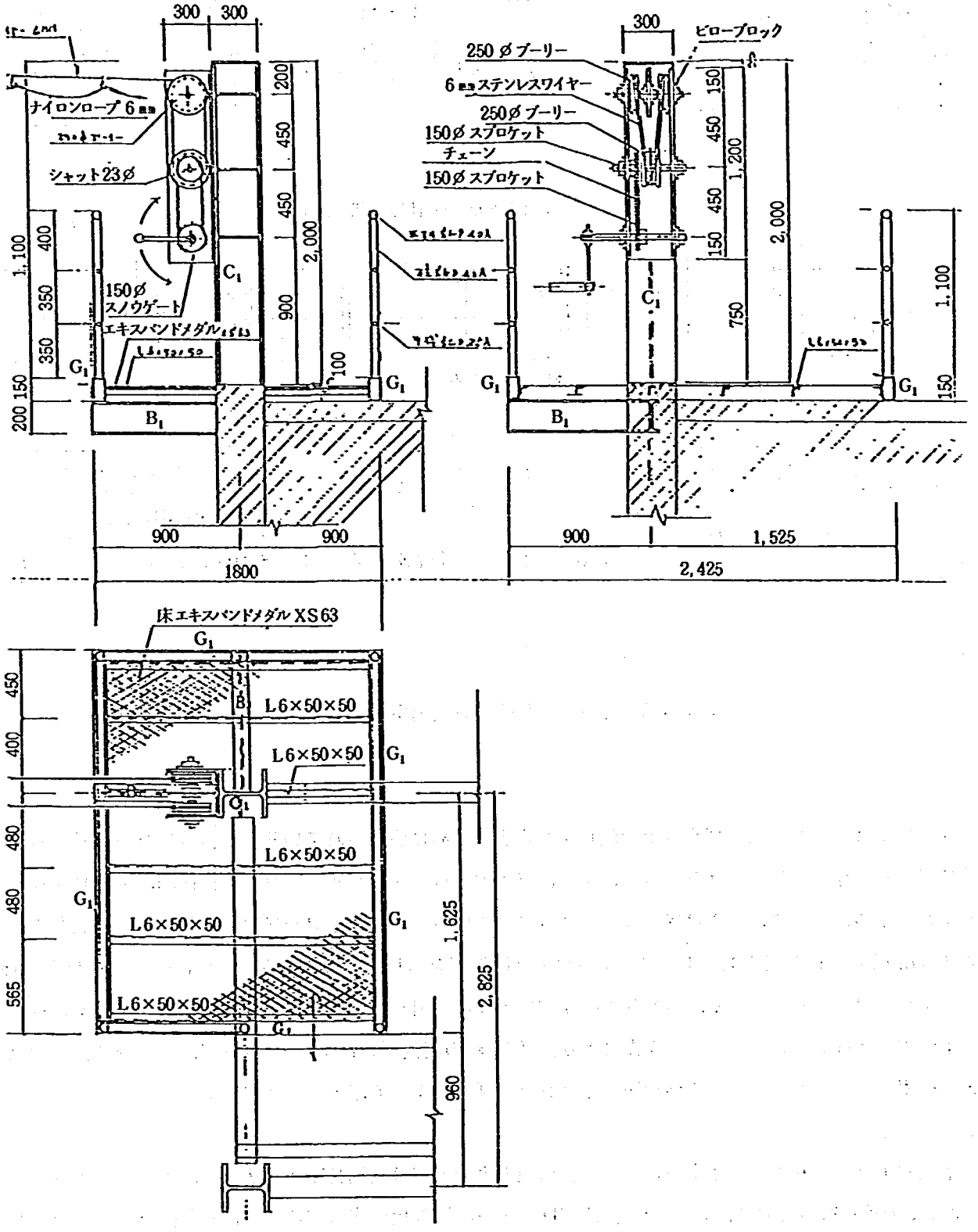

300
300
ナイロンロープ 6
シャット23Ø
150Ø
スノウゲート
エキスパンドメタル
C1
G1
B1
200
450
450
2,000
900
100
1,100
400
350
350
150
200
900
900
1800
300
ビーブロック
250 Ø ブーリー
6 ステンレスワイヤー
250Ø ブーリー
150Ø スプロケット
チェーン
150Ø スプロケット
150
450
1,200
450
150
2,000
750
1,100
150
900
1,525
2,425
床エキスパンドメタル XS63
L6×50×50
L6×50×50
L6×50×50
L6×50×50
L6×50×50
450
400
480
480
565
1,625
2,825
960

図-1.3.4　浮子投下装置

水位縦断用（各断面の水位変動，および間接的に観測区間の水面勾配を求めるのに用いられる）として，観測者が目視による水位の読取りが可能になるように，27.8 km から 28.5 km までの区間について 100 m ピッチに左岸の低水路と高水敷上に量水標が設置されている（図-1.1.1 参照)。

(3) 見通し杭

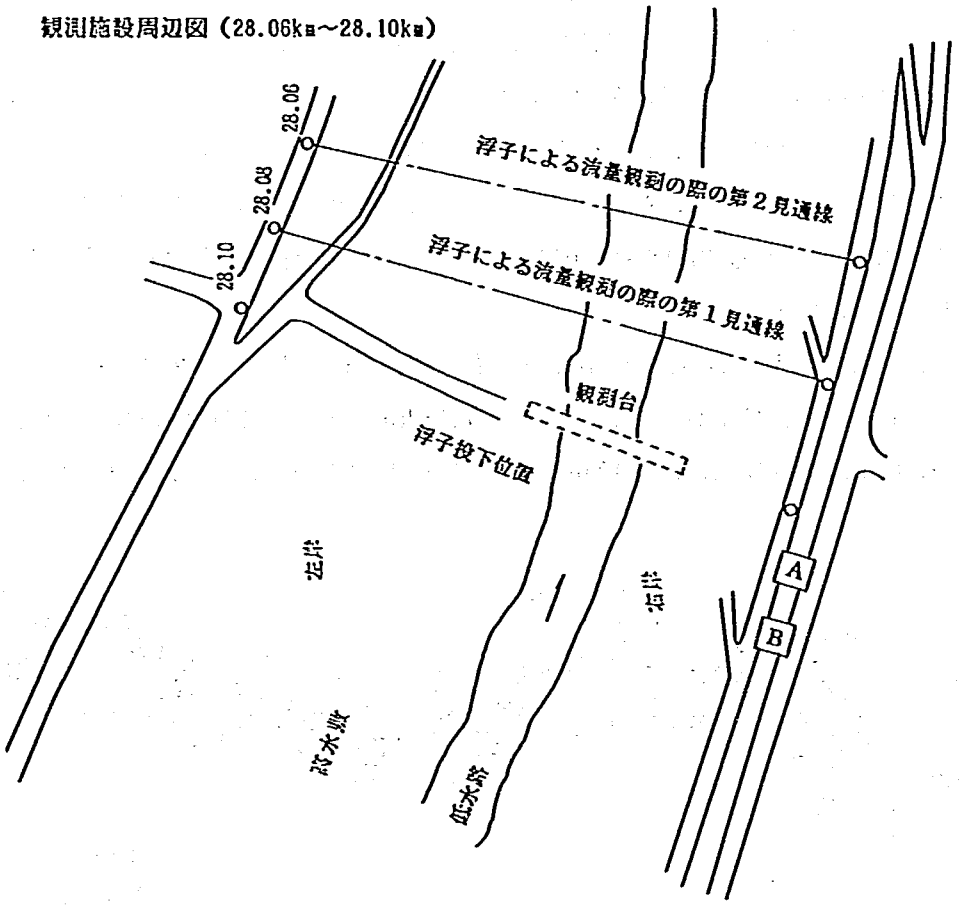
見通し杭は浮子による流速観測に必要となるもので，第 1 見通し断面(28.08 km)，第 2 見通し断面(28.06 km）の両岸に設けられているものである。なお，両地点とも量水標が設置されている（図-1.3.5 参照)。

(4) 資材倉庫

右岸の堤防天端上に 2 基，左岸堤内地に 1 基 1.5 m×4 m×高さ 2.4 m の倉庫を据え付けている(図-1.3.5 参照)。倉庫の許容重量は 360 kg である。右岸堤防天端の 2 つの倉庫のうちの一つと左岸堤内地の倉庫は資材置場，兼観測時休憩場として使用している。倉庫内には洪水観測に必要な表面および棒浮子，測量用ポール，照明，救命胴衣，雑器材がストックされている。なお，観測時に資材が不足しないよう出水期には月に 1 回，観測施設の保守，点検をかねて資材チェックを行っている。

(5) 発動発電機

右岸堤防上のもう一基の倉庫には観測台の昇降台を可動させる発動発電機がある。発動発電機の容量は 500 cc であり，電力は 100 W である。倉庫には発電機の排気ガスを換気するために換気扇が設置されている。



A：観測台用の電源置場
B：観測施設の機器置場

図-1.3.5 見通し線，資材倉庫の位置

1-4　涸沼川観測区間の特性

1-4-1　高水敷の微地形について

高水敷に見られる地形の特徴としては，図-1.4.1に示すように高位，中位および低位の3段の平坦面が見られる。特に上流部（28.38 km付近）で明瞭に認められ，それぞれの面の標高は高位（以後A面と称す）がT. P 10.3 m～T. P 11.0 m，中位（以後B面と称す）がT. P 9.3 m～T. P 9.8 m，そして低位（以後C面と称す）がT.P 8.0 m～T. P 8.6 mである。下流になるにしたがってA面は徐々に標高が下がっていく傾向にあり，一方，B面･C面は不明瞭になる。また桑畑や水田が広がる区域も多少人工的に造成された可能性があり，不明瞭なところが多い。

最も顕著に見られるのが28.28～28.48 kmの右岸部で，A～Cの3段面が堤防から河床に向って見られる。その対岸（左岸）ではA面は認められるが，B・C面は小規模で右岸部ほど明瞭ではない。

27.90～28.16 kmの右岸部でらはA面とB面が認められる。しかしA面・B石の境界は緩い斜面からなり，漸移関係にある。その対岸（左岸）ではA面は認められるが，B・C面は不明瞭である。

27.90 kmより下流の右岸部ではいずれの面も不明瞭である。また左岸部ではA面とB面が下流に向って徐々に標高を下げ分布するが，C面は不明瞭となっている。

高水敷には，いたるところに溝状の細長い凹地が見られる。これは過去洪水時に水が通った跡（みお筋）と推定され，今回の調査範囲においては左岸部にやや多く見られる。

28.38～28.44 kmの左岸部では，A面とC面の境に旧河道の流路跡が見られる。これは28.42 km付近にある排水路を横切って延びるが，排水路より上流ではやや不明瞭となる。

28.28～28.32 kmの岸部では，A面とB面の境に旧河道の流路跡が見られるが，やや不明瞭で28.28 kmより下流では認められない。27.88～28.04 kmの左岸部でも細長い旧河道の流路跡が見られる。ただし上流になるほど不明瞭になる。

27.64～27.74 kmおよび27.72～27.78 kmの右岸部に平行するように2本のみお筋が見られる。前者は堤防に切られそれより上流は不明となり，後者は27.78 kmより上流では地形的に不明瞭になる。

27.58～27.62 kmの左岸部には幅10 mで旧河道の流路跡が見られるが，仁古田橋より上流では不明瞭になる。

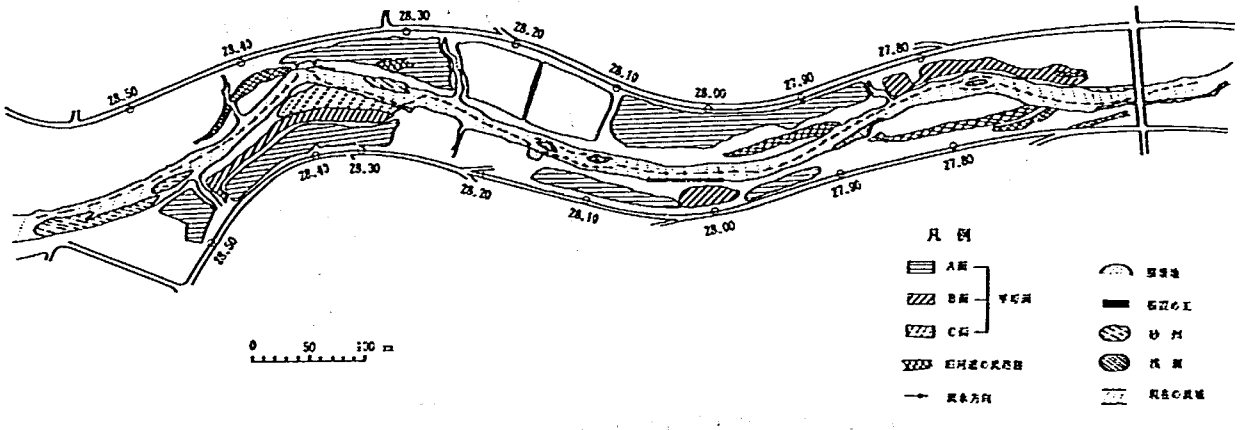


図-1.4.1　低水路の平面形状・侵食形態

1-4-2　植生の状況

高水敷の植生は次の７つに区分することができる。

①　篠竹および雑草

②　竹林

③　桑畑

④　水田

⑤　畑地（桑畑以外）

⑥　樹木

⑦　芝

このうち多く見られるのが①篠竹および雑草と③桑畑である。これらの分布状況を図-1.4.2に示す。以下各植生の分布状況を説明する。

①　篠竹および雑草

ほぼ全域に分布する。とくに低水路河岸沿いおよび水田や畑地等人工的な手が加わっていない箇所は，ほとんど篠竹・雑草が分布していると言ってよい。

②　竹林

27.8ｋより下流左岸部の高水敷上に広く分布する。また28.12～28.16 km左岸の低水路の河岸沿いおよび28.48 km付近右岸部にも分布する。

③　桑畑

高水敷上に多く見られる。分布は地形区分でＡ面に分類した範囲にある。

④　水田

洪水観測施設より上流部に見られる。左岸部と右岸部に見られるが左岸部の水田が規模は大きい。

⑤　畑地

桑畑以外の畑地でおもに野菜畑として利用しているようである。規模は小さい。今回の調査範囲の上流右岸と下流左岸に見られる。

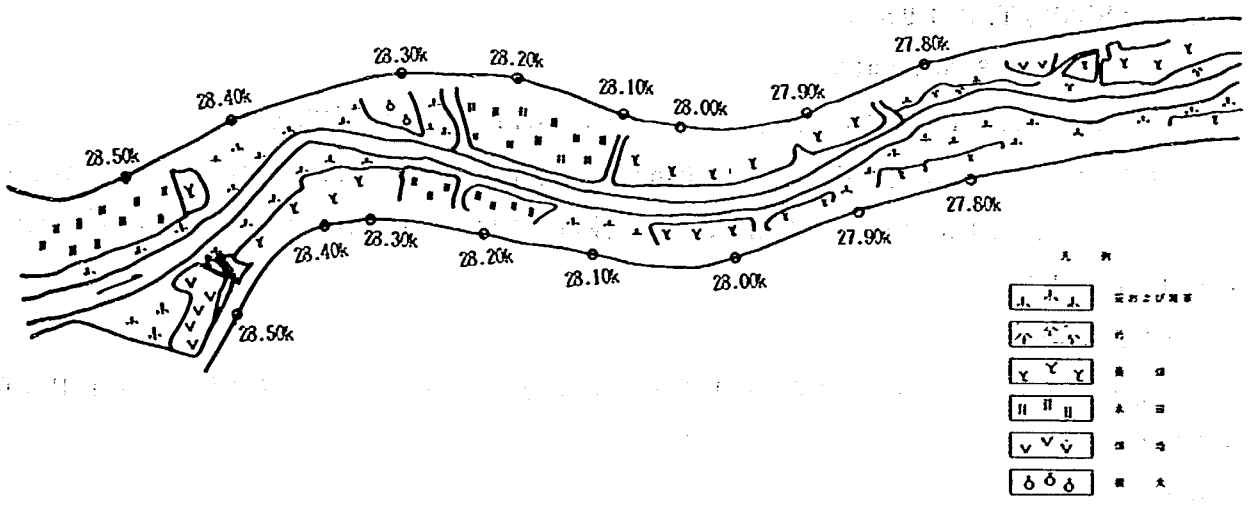


図-1.4.2　高水敷の植生状況

⑥ 樹木

28.30 km の左岸部に小規模に見られるだけで，桐の木が植えられている。

⑦ 芝

背たけの低い雑草を含め芝と称する。河川堤防の堤防斜面に見られる。

以上のように洪水流観測区間の高水敷上は一部の独立樹や竹林を除き，大半が草地（篠竹を含む）または畑地となっていることが特徴としてあげられる。

1-4-3 低水路内の砂利層厚について

涸沼川の洪水観測区間における河床変動の可能性とその地質構造を把握するため，低水路内の河床材料について調査した。調査方法は，横断方向に測線を設定し，ハンドオーガーによるボーリングまたは検土丈によって砂利層の厚さを調べた。調査断面は，28.4 km 地点，28.2 km 地点，28.1 km 地点，28.08 km 地点，28.06 km 地点，27.9 km 地点の 6 断面である。

砂利層の厚さが 1.0 m 以下の地点では，検土丈により比較的簡単に調べることができた。しかし，検土丈は長さが 1.0 m であるため，それ以上の深さの場合はハンドオーガーを用いて調査した。ただし，ハンドオーガーによる調査は，砂利層が非常に締め固まっているため，掘削および採取が困難であった。河床材料厚さの調査結果を図-1.4.3 に示す。

(1) 28.4 km 地点

この断面は，砂利層の厚さがほぼ一定であり，約 60～70 cm となっている。砂利層の下は粘土層またはシルト層となっており，その標高は約 T. P. 5.3～5.4 m である。

(2) 28.2 km 地点

この地点は，低水路中央部で砂利層の厚さが約 80 cm であり，その左右岸側では 1.0 m 以上となっている。粘土層またはシルト層が約 T. P. 5.0 m 付近から下に存在する。

(3) 28.1 km 地点

観測サイト地点は，右岸側の約 5.0 m の範囲は固結した粘土層が露出しており，低水路中央部付近より左岸側は砂利層の厚さが 1.0～1.2 m となっている。粘土層の標高は右岸側約 T. P. 5.0 m，中央部付近より左岸側で約 T. P. 4.9 m である。

(4) 28.08 km および 28.06 km 地点

この地点は浮子の第 1 および第 2 見通し断面であり，28.1 km と同様に右岸側は固結した粘土層が非常に浅い位置にある。右岸側の河岸より約 5.0 m 範囲は約 T. P. 5.7～5.8 m，低水路中央部付近から左岸側では約 T. P. 4.8 m より下が粘土層であり，砂利層の厚さは右岸側で約 20～40 cm，左岸側で 1.0～1.2 m である。

(5) 27.9 km 地点

この断面は，砂利層の厚さが全体的に約 1.0 m であり，粘性土あるいはシルト層の位置は約 T. P. 5.0 m 付近となっている。

(6) その他

観測サイトの上流側の 28.14 km 地点付近までは右岸側の浅い位置に固結した粘土層があり，洪水時

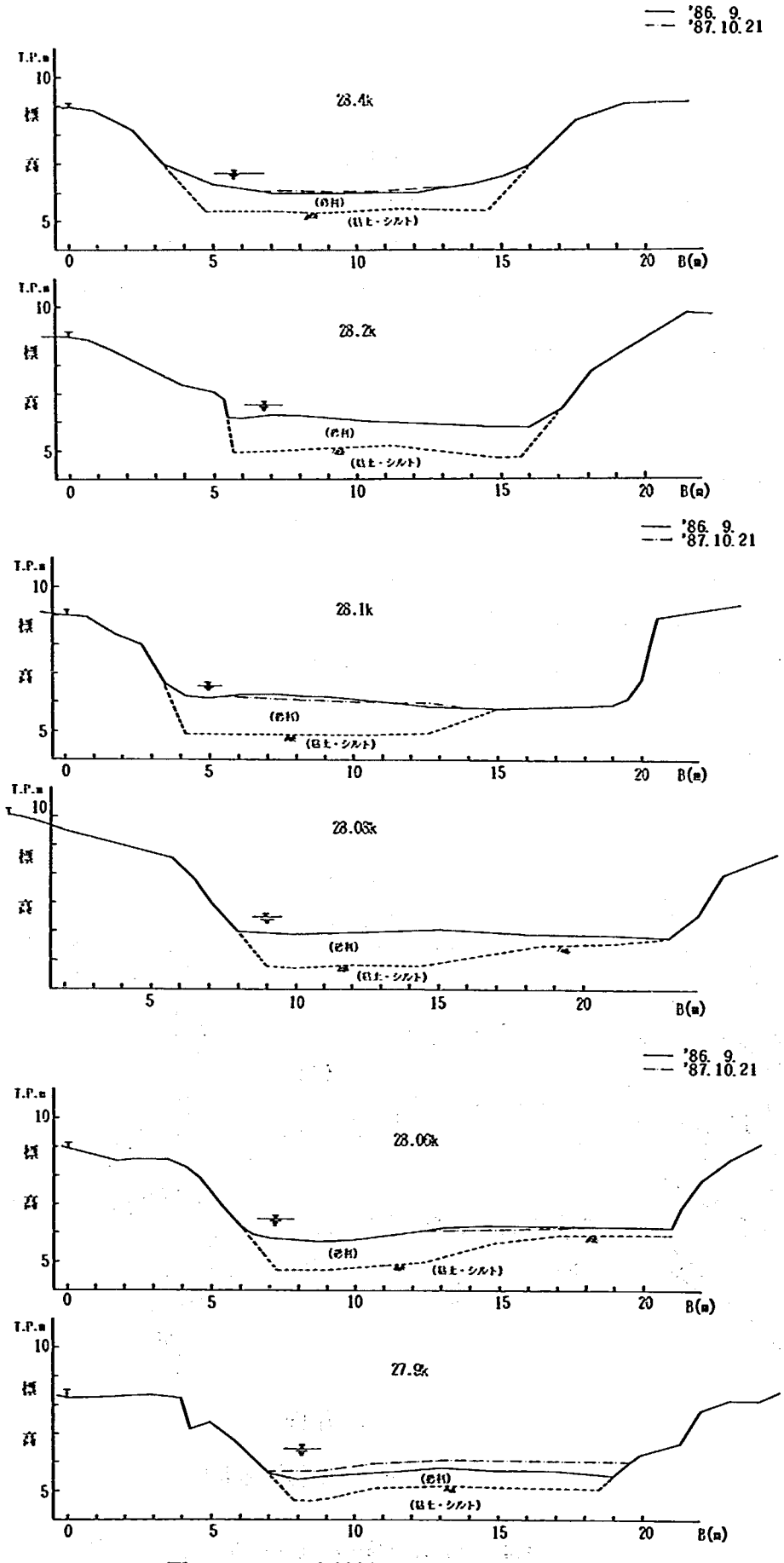


図-1.4.3　河床材料厚さの調査結果

にはこの粘土層が露出するものと考えられる。

以上の調査結果より次の事が明らかとなった。

涸沼川の観測区間の 28.2 km 付近より下流では約 T. P. 5.0～4.8 m 以下に粘土層またはシルト層が存在する。また，観測サイトを中心とした 28.08 km～28.14 km 間付近の右岸側には固結した粘土層が特に浅い位置の約 T. P. 5.8 m 付近に存在する。上流の 28.4 km 地点付近では，粘土層あるいはシルト層の位置が 28.2 km 地点の下流より若干高くなり，約 T. P. 5.3～5.4 m となっている。

なお，この固結した粘土層は，洪水観測区間の 28.1 km 付近，川根橋付近(30 km)，32.0 km 地点，33.0 km 地点および常盤線鉄橋付近 (35 km) で見ることができ，段丘の下層にこの層があることから洪積層と判断される。

1-4-4　高水敷上の流向と強さ

図—1.4.4 は 1988 年 8 月洪水後に撮影した写真，航測による空中写真および現地踏査結果をもとに高水敷上の植生の倒れている方向を示したものである。写真より植生の倒れている方向が同一地点で一定であることより，植生は流れに沿って倒れたものであると考えられる。つまり，同図は高水敷上の流向を示しているものと考えられる。これより，流水は 28.46 km 右岸付近で高水敷上に乗り上げ，28.40 km で低水路に落込み，さらに，28.40 km 左岸で高水敷上に乗り上げ，28.38 km で低水路へ落込み，28.38 km 右岸で高水敷上に乗り上げ，28.30 km 付近で低水路へ落込んでいる。また，28.22 km 左岸で高水敷上に乗り上げ，28.10 km で低水路内へ落込んでいる。乗り上げ位置は高水敷でも高水敷高が低い地点や低水路へ落込んでいる地点の対岸であることがわかる。

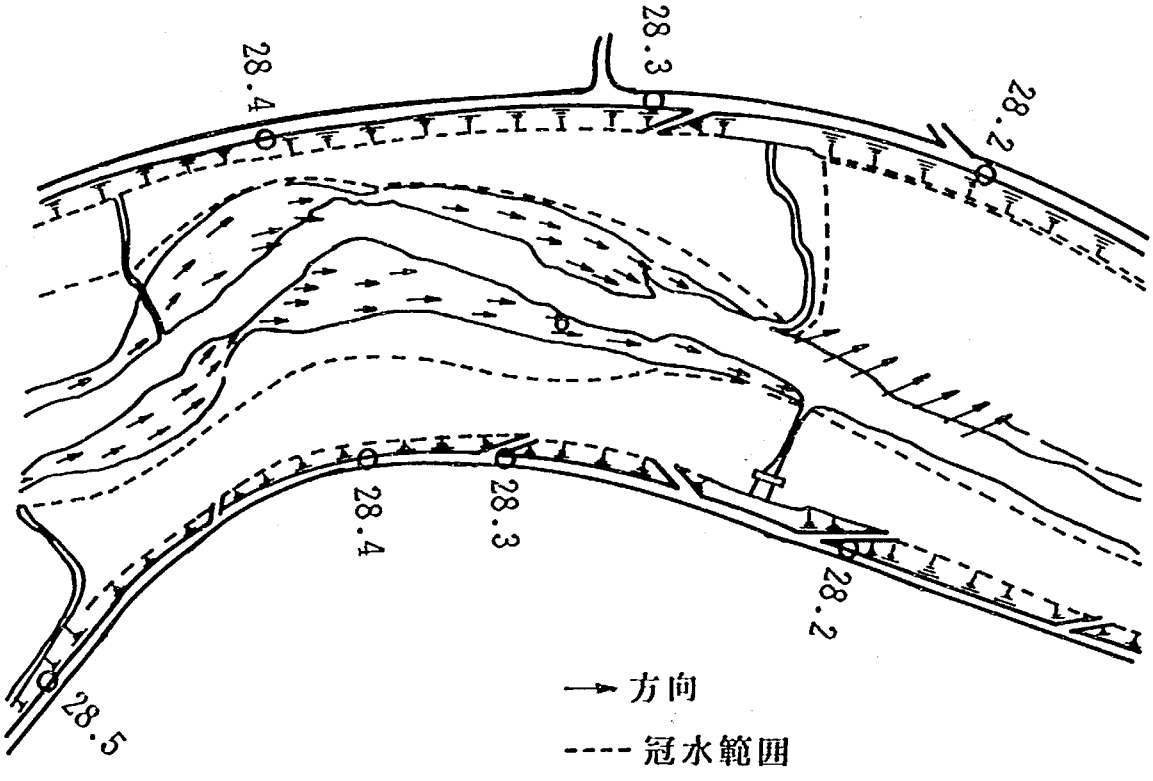


図-1.4.4　たおれた植生の向きから推定した流向

1-5　1988年～1989年の調査内容

1986年～1989年の調査項目および実施期間を表-1.5.1に示す。

表-1.5.1　調査項目および実施期間

調査項目	1986	1987	1988	1989
粗度係数	←	→		
痕跡水位	←		→	
河床波	←			→
洪水航測		←		→
侵食			←	→
堆積物			←	→
浮遊砂量				← →

1)　粗度係数

洪水中の水位，流速等の測定結果より低水路内，高水敷それぞれの粗度係数を求めた。求めた粗度係数と河床波の関係，粗度係数と高水敷の地被状態との関係についての検討を行った。

2)　痕跡水位

洪水後に痕跡水位を求め，ピーク水位の推定に役立てている。また，痕跡水位のもつ誤差や，精度よく痕跡水位を測定する方法について検討している。

3)　河床波

洪水時，および平水時において，音響測深機，および航測により河床波のスケール，移動速度を測定している。この結果をもとに，流量規模と河床波の関係，洪水時および洪水後の河床波の挙動，河床材料と河床波の関係等の検討を行っている。

4)　洪水航測

洪水時および洪水後の河道を航空機や模型ヘリコプターにより写真撮影し，この写真をもとに洪水解析および河床波の発生状態を調べた。また，洪水写真撮影手法の改良についても検討している。

5)　河岸侵食

洪水後に河岸侵食，高水敷表面の侵食の調査を行い，侵食の発生条件およびその機構の推定を行っている。また，河岸侵食の顕著な地点においては侵食速度の検討を行っている。

6)　河畔・低水路内堆積物

高水敷上の河畔堆積物と低水路内の堆積物を対象として調査している。調査結果をもとに洪水時の水理量と浮遊砂の堆積との関係を調べ，堆積環境および機構の推定を行っている。

7)　浮遊砂量

洪水時，浮遊砂量の測定を行う。測定結果をもとに，流量規模と浮遊砂量との関係，洪水時および高水敷に乗り上げる浮遊砂量，粒径等について検討する。また，浮遊採砂器の精度向上を目指し，装置の改良・開

発を試みている。

1986年～1987年は主として洪水流の挙動に主眼を置いて調査を行った。それにより高水敷上の地被状態，粗度係数との関係や流量の推定法，植生の繁茂する河道の不等流計算法の開発，洪水解析の精度向上のための航測の改良等の成果を挙げることができた。1988～1989年は主として土砂動態，分級に着目して調査を行った。調査結果を正しく解釈し，土砂の動態を正確に把握するためには涸沼川全体の河道特性を知る必要があるので，調査範囲は河道全域に広げた。

1-6 観測・調査手法

涸沼川観測は，洪水観測と洪水後の調査の2本の柱からなる。

1-6-1 洪水観測

1) 観測項目

観測項目は，降雨量，流速及び流量，水位縦断，河床横断形状の変化，河床波の移動状況，浮遊砂である。

2) 観測方法

① 降雨量

雨量の測定には，観測台上の資材小屋に設置した転倒升型自記雨量計を用いている。転倒升型雨量計の原理は以下の通りである。受水口(20 cm)より入った雨水は金網および水タンクによって塵等を濾過し転倒升に運ばれる。雨水が0.5㎜に達すると転倒升が一回転倒，その情報が電気信号に変換され記録される。本雨量計にはトランスミッターが付いており，無電圧パルス信号を発信するので屋内で観測できるようになっている。

雨量に関する情報としては，本装置以外にも，㈱河川情報センターの端末機を用い，涸沼川上流域(徳蔵，真壁等)の雨量データの収集も合わせて行っている。

② 流速および流量

本観測では流速測定法としてつぎに示す2法を条件により使い分けている。

・浮子観測

低水路を横断的に5つの区間に分け，それぞれの区間に観測台より浮子を投入し，1-3で示した2つの見通し線を通過する時間を測定することによって流速を求める。同時に測定時刻，水位を測定する。使用する浮子は表-1.6.1に従う。夜間には発光浮子を用いる。

表-1.6.1 浮子の選択（建設省河川砂防技術基準(案)調査編より）

浮子番号	1	2	3	4	5
水深(m)	0.7以下	0.7～1.3	1.3～2.6	2.6～5.2	5.2以上
吃水(m)	表面浮子	0.5	1.0	2.0	4.0
更正係数	0.85	0.88	0.91	0.94	0.96

・電磁流速計を用いた場合

図-1.3.3に示す昇降台の5側線（低水路幅の1，3，5，7，9割）より電磁流速計を用い，流速を各側線において鉛直方向2～3点測定している。なお，平均サンプリングタイムは約20秒で，その平均値を流速値としている。測定結果は河川砂防技術基準（案）調査編を参考に整理している。

③ 水位縦断

28.50 km～27.82 km区間の左岸高水敷および低水路に設置している量水標を用いて水位縦断を測定している。水位は目測で読取るため，観測値には観測者の錯誤や水面波の影響により±数cm程度の誤差が含まれていることがある。水面勾配を求めるときは区間を長くとることで精度を上げることができるが，長すぎると局所性が薄れ得られた水面勾配の物理的意味が曖昧になる。また，これらの量水標とは別に28.1 kmには自記による水位測定装置があり，水位変動による圧力変化を水晶式センサーで感知し水位に変換できるようになっている。

④ 河床横断形状の変化

流量を精度よく把握するためには洪水時における河床横断形状の変化を十分に知らなくてはならない。そこで，洪水時に音響測深機を用いて河床高の測定を行っている。

⑤ 流況の把握

流況については観測台もしくは堤防上からビデオ撮影している。また，ラジオコントロールによる模型ヘリコプターを用いて航空写真を撮影している。得られた航空写真は写真解析により，流向，流速などの基礎資料を提供している。

⑥ 河床波の移動状況

音響測深機を縦断方向に適当な間隔をあけて2基連続して設置し，得られる波形および時刻の位相を読取って河床波の移動速度を推定している。

⑦ 浮遊砂量

ポリビンで水面付近の水を直接すくうことにより流水を採取し，のちに分析して粒度分布等を求めている。また，採取装置の開発にも努めている。

1-6-2 洪水後調査の方法

洪水後に実施する調査は，洪水痕跡調査，河畔堆積物調査，河岸侵食調査，河床材料調査である。洪水後調査の方法についての詳細は3章以降に述べることとし，ここでは各調査の概要のみを述べる。

① 洪水痕跡調査

洪水後，河道内に残された痕跡（泥，ごみなど）を探し，水準測量を行い痕跡の標高（最高水位）を求めている。

② 河畔堆積物・低水路内堆積物調査

高水敷などに残された河畔堆積物や低水路内に形成された堆積物を探し，その形状を横断測量により求めるとともに，堆積物の厚さ，土層構造，粒径を測定している。

③ 河岸侵食調査

河岸侵食の形状を横断測量により求めるとともに，侵食発生地点の平面的な位置，土質，周辺の植生

の繁茂状況等を測定している。なお，河岸侵食の発生位置は比較的固定しているので，いくつかの代表的な地点を選び，洪水のたびごとに侵食量を測定し，侵食速度の推定に役立てている。

④ 河床材料調査

洪水・平水による河床材料の分級について調べるために河床材料調査を行っている。

⑤ 模型実験

模型実験は現地調査ではないが，現地河道の現象解明を目的とする点では現地調査と同等の位置づけができるのでここに記す。

現地観測によって河床材料の分級，河床波の挙動など河床変動に関する現象の解明を行うのは，流水が濁るので河床の状況が把握しにくくなったり，長時間の観測を要したりするので難しい面がある。その点模型実験は水深が小さいので河床の状態が良く見えること，通水時間が現地洪水よりもかなり短くてすむことから，現地に発生する流砂に関する現象を解明するのに大いに役立つ。

模型は 27.8 km～28.5 km 区間を 1/15 の縮尺で製作した無歪模型であり，以下の検討を行った。

・洪水時における土砂の分級現象の解明
・平水時における河床波の移動現象の解明

1-7 観測体制

洪水は突発的に生じるので，あらかじめ観測体制を確立しておかないと合理的な観測は望めない。そこで，1988 年～1989 年には以下のような観測体制を敷いた。

1) 責任分担

測定項目は多岐にわたるため，測定時間や測定方法の間違いなどが生じやすい。また，得られたデータの管理が悪いと紛失してしまうこともある。そこで，観測項目ごとに数名の責任者を決め，与えられた測定が能率よくかつ正確に行われるように責任者が体制の組織，観測の指導，得られた成果のまとめを担当するものとした。河川研究室では観測全体の総括を山本室長が行い，各観測および調査項目についての研究を班体制で進めているので，責任者の単位を研究班とし，各班の研究テーマになるべく即するように調査項目を分担した。班の構成員と責任を負うべき調査課題はつぎのとおりである。

・高橋班（高橋，加賀谷[1989年]，林，長谷川）……河道特性
・渡辺班（渡辺，大森，山本信二[1989年]）……洪水流の挙動
・平林班（平林，鈴木，佐藤[1989年]）……河畔堆積物調査
・諏訪班（藤田[1988年]，諏訪，西尾，小池）……河岸侵食調査

なお，観測・調査は必要人員の関係により全員で行っている。

2) 観測マニュアル

洪水観測は通常以下に示す手続に沿って実施される。すなわち，降り始めた雨が涸沼川に洪水をもたらしすかを予想し，人員を収集し，必要器材を集め，涸沼川に移動し，観測を行う。この一連の作業を迅速かつ合理的に行わないと，洪水に関する貴重なデータ，特に洪水増水期のデータを取れなくなってしまう。そこで，河川研究室では次に示すような観測マニュアルを設け，研究室員はこれを沿って行動するものとした。

降雨に関する情報の収集

現在までの降雨状況，今後の降雨予想，湯沼川の水位変動状況に関する情報を収集する。収集の方法は以下の通りである。

- 降雨に関しては……テレビ・ラジオ等の天気予報に注意を払う。
  研究室備え付けの端末器より，(財)河川情報センターの情報を収集する。
  水戸気象台に直接電話して今後の降雨予想について問い合せる。
- 湯沼川水位に関しては……テレメータ（NTT回線使用）により水位～時刻関係を調べる。

↓

出動の判断

- 収集した情報を総合的に調べ，高橋・渡辺が判断する。判断のひとつの目安としては，徳蔵雨量観測所（河川情報センター端末機で把握可能）での直前3時間雨量が30㎜以上となったらであり，この条件に達した場合には原則的に出動するものとする。
- 高橋・渡辺が観測の必要ありと判断した場合は室長に連絡し，室長が出動の最終判断を行う。

↓

研究室員の召集

観測を行うと判断した場合，研究室員を召集する。

↓

出動準備

- 観測器材の準備……責任者が主となり行う。
- 車の確保
- 出動のための事務手続き……出張申請，高速道カードの借受
- 器材の積み込み……（表－1.7.1を積み込み器材のチェックに用いる）
- 業者への連絡……観測等を行う場合には，受注業者に連絡する。

↓

出動

↓

観測準備

現地に到着したら直ちに観測準備を行う。

- 必要器材の昇降台への運搬
- 発動発電機の運転
- 昇降台のピン抜き
- 照明の準備
- 観測分担の確認

↓

観測

↓

観測終了・撤退

室長もしくはそれに代わるものの判断により観測を終了し，後片付けを行い，撤退する。

↓

野帳の整理・データの交換

野帳に記した情報は走り書きにしたものが多いので，日数が経つと記入者でも記したことの内容がわからなくなるときが多い。そこで，なるべく早いうちに野帳を整理し，解析担当者間で情報の交換を行う。

↓

洪水後調査

洪水後調査を行う。調査方法については1－5参照のこと。

↓

解析・とりまとめ

3) 日常からの準備

前記のマニュアルに沿って行動するためには，常日頃から資材等の準備・チェックをしておく必要がある。

① 計測機器の充電，燃料補給，性能チェック

② 現地に据え置きの資材の定期的な保守点検

4) 観測員の心構え

・洪水は自然現象であり，観測はいつも行えるものではないので，洪水が発生したときには観測員は，洪水時に発生する現象の解明，測定すべき項目などについて常に考えながら行動しなければならない。

表-1.7.1　観測準備チェックリスト

品　　目	所 在 地	最低必要数	チェック	備　　考
河床高計	河川水理中央	2		
流速計	河川水理中央	2		
音響測深器	河川水理中央	2		
カメラ	研究室	2		
ビデオ	研究室	1		
時計	研究室	3		
トランシーバー	研究室	3		
双眼鏡	研究室	2		
発電機	河川水理北側	1		
フィルム	研究室	多数		
ビデオテープ	研究室	多数		
電話	研究室	1		
雨具	研究室	各自		
長靴	研究室	各自		
水筒	研究室	—		
高速カード	事務係	2		

・観測は長時間におよぶので，肉体的・精神的にも負担がかかり，事故にもつながりやすい。観測員はベストの体調に望めるよう常日頃から摂生しなければならない。

・涸沼川洪水観測は，研究者が直接観測を行う点で特異な位置付けをされ，そのデータは他の研究者によって活用されることも多い。このため，観測員は最高の測定精度を常に追及しなければならない。

・涸沼川洪水観測は，全国の地建のバックアップのもとで成り立っている。観測員は，観測を通じ，全国的に役立つ情報を得，いずれ地建に還元しなければならない責務を背負っていることを常に自覚しなければならない。

第2章　涸沼川の河道特性

2-1　調査の目的

第1章に述べたような涸沼川洪水観測所における調査，観測にあたっては，観測所区間のみの河道状況やその特性の理解と認識だけでは不十分であって，その川全体の河道特性を把握しておく必要がある。よって，ここでは涸沼川流域の種々の特徴や河川の全体像を明確にし，かつこれらを洪水観測および調査結果の解釈に役立てるための基礎的情報とすることを調査目的として河道特性調査を行う。

2-2　涸沼川流域の地形と河道状況

2-2-1　流域の概要

涸沼川は茨城県の中央部に位置する流域面積459 km²，流路延長65 kmを有する那珂川水系に属する1級河川である。

流域は，東西に細長い形状を呈し，西部（上流部）は標高300～500 mの山地であり，東部は平坦な台地によって形成されている（図-2.2.1参照）

涸沼川は水源を笠間市国見山（標高391.7 m）に発し，東流した後，流向を西南に転じ，右支川である飯田川，間黒川，片庭川および稲田川を合流して笠間市の西側を流下した後，下市毛地先の水戸線交又地点下流で二反田川を合流した後流向を東南に転じて流下し，JR常磐線を経て桜川を合し，流向を東にとって流下する。

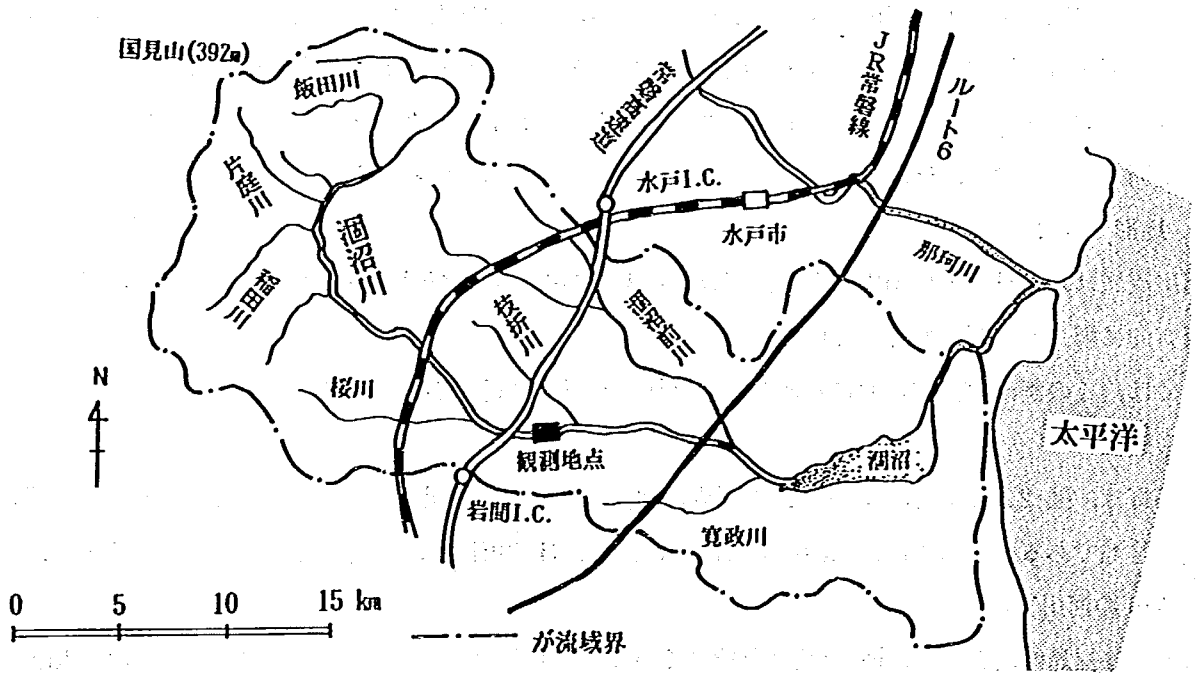


図-2.2.1　流域概要図

この付近より流域の地形は，山地から平坦な台地に様相を変え，河道も提防によって形成され，左支川枝折川合流後は，勾配も緩やかとなり国道6号線を経て涸沼川最大の支川涸沼前川を合流し，汽水湖である涸沼（湖面積9.38 km²）に流入する。さらに，涸沼では周辺台地流域の雨水を集めた後，本川である那珂川の河口海門橋地先の右岸に合流している。涸沼川流域は，平地および平地に隣接した丘陵・丘陵性山地から構成される〝里山〟である。このため全域にわたって人手の入った状況にあり，いわゆる天然林・自然植生は現存しないといっても良い。山地・丘陵地における林相は二次林としての松・コナラを主とする混交林であり，谷部を中心とした杉の植林地が大部分を占める。友部丘陵から東茨城台地部における林相もこれに準ずるが，地形が緩やかであるため，果樹林などとして利用されている所も少なくない。また畑作地としても古くから利用されてきたものと考えられる。低地（笠間盆地・涸沼川下流の沖積低地）では，明治初期に既に水田として利用されて来ており，当然その水利を涸沼川およびその支川に依存して来たものと考えられる。

流域は比較的地形も緩やかであり，大規模な地形改変を伴うような開発はあまり行われていない。ただ，笠間市北西の稲田では花崗岩の採石および片庭川最上流域では中古生界堆積岩類を対象とした大規模な採石が行われており，上流域における土砂の生産には今後その処理如何によっては無視できない影響を与える可能性がある。

その他流域における地形改変，形状変更を伴う開発は主として終戦後に行われたものである。主なものとしては，涸沼川下流の沖積低地における甫場整備，涸沼川河道改修などがあげられるが，河道改修に関しても基本的にはそれまでの旧河道に沿ったものであり，築堤などがその主な工事内容である。

また，現在笠間市北方の右支川である飯田川には，飯田ダム（H＝33 m，治水を含む多目的県営ダム）がほぼ概成している。

比較的大規模な土地改変を伴う開発としては，工業・住宅団地の造成や，ゴルフ場などがあげられるが，流域内には大規模な工業・住宅団地は開発されていない。市街化拡大に伴う宅地の増加などはみられるが，主に平坦な東茨城台地内や，沖積低地・笠間盆地内にとどまっており，地形改変量は少ない。ゴルフ場としては，既に笠間市南東の宍戸国際カントリークラブおよびカントリークラブ「ザレイクス」が丘陵地間のコースとして開設されており，ほぼ原地形にそったコース設定となっているようである。

2-2-2　地形・地質

涸沼川流域は，国見山・仏頂山・吾国山（いずれも笠間市）および愛宕山（岩間町）を西の境界としてほぼ東西方向に細長く延びる形をしている。

ここでは，この涸沼川流域における地形と地質状況を以下に述べる。

1)　地形概況

関東平野は，図-2.2.2に示すように西の関東山地，北～北東部の足尾・八溝両山地に囲まれ，東に開いた構造性の盆地である。涸沼川は，八溝山地の南部に発し，ほぼ東流し，那珂川を経て太平洋にそそぐ，流路長約65 kmの河川である。

八溝山地は福島県南部から，栃木・茨城県境にそって南北に延び，筑波山を南端とする延長約100 kmに及ぶ山地で，その最高峰は北端に位置する八溝山であるが，全体としては高度500 m以下の開析の進んだ山容を呈する。山地は北から八溝，鷲子，鶏足，筑波の4つの山塊に区分され，先第三系の地層，岩石を基盤と

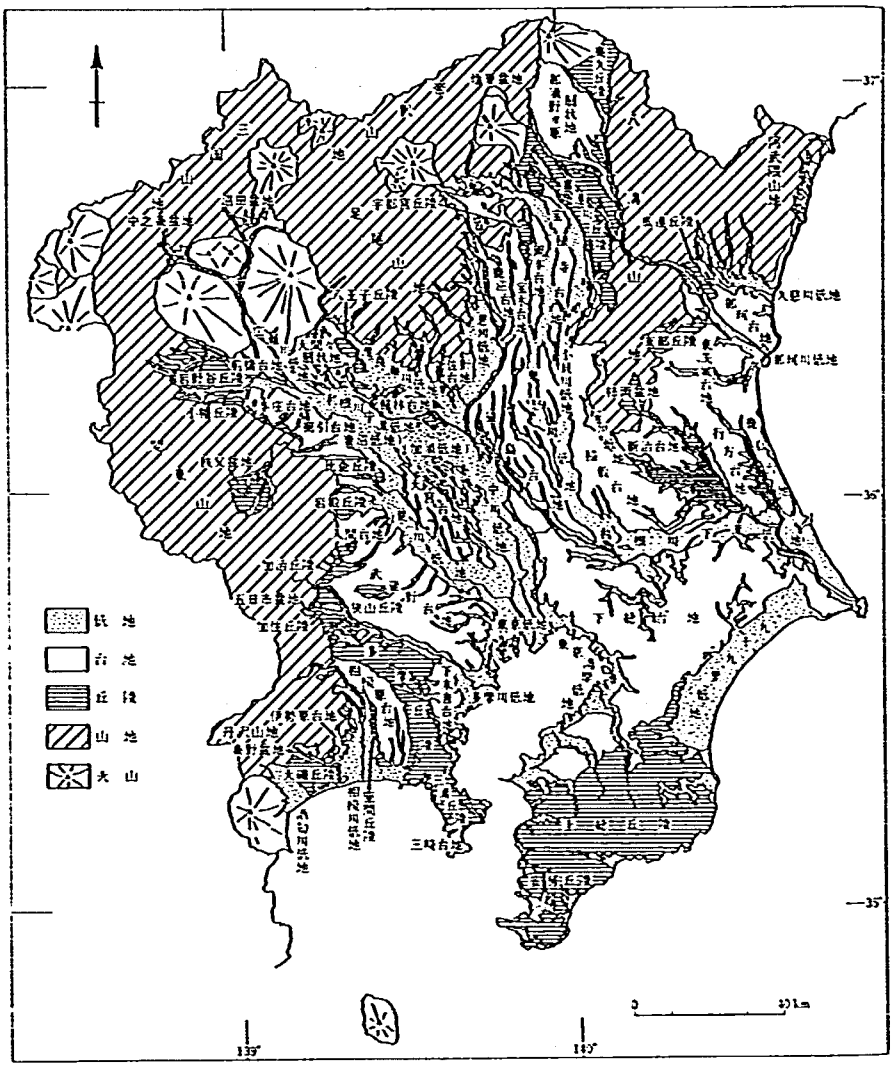


図-2.2.2　関東平野の地形区分（日本の地質３，関東地方より）

する。[1]

涸沼川は，図-2.2.3に示すように南部の鶏足・筑波両山塊の境界部に位置し，笠間盆地で涸沼川に合流する右支川稲田川の谷がその境をなし，JR水戸線がこの谷に沿って走っている。

丘陵地は，山地を取り巻くように発達する。涸沼川沿いでは笠間市街の東部にみられる〝友部丘陵〟が主で，標高100～150 mの緩やかな斜面を持つ起伏にとんだ丘陵地でゴルフ場や住宅地等造成開発がいたるところで行われている。それ以下では山地の山裾に分布し，集落や畑地として利用されている。

台地は涸沼川流域において最も広く分布する。その範囲は，西は山地または丘陵地との境から東は太平洋沿岸に達する。本台地は標高30 m前後で，主として下末吉面に相当する。台地はこの地域をほぼ東西に流れる涸沼川より北部では友部台地・茨城台地と南部では岩間台地，上野合台地と呼ばれており，主要な市街地（水戸，岩間，友部等）はこの台地上に発達する。

低地は涸沼川沿いおよびその支川沿いに細長く分布する。とくに岩間町，友部町および茨城町では河川沿いに幅広い低地が発達し，水田が広く分布している。

涸沼川流域の地形は，以上述べたように大きく上流から下流に向かって山地，丘陵，台地に区分されるが，

山地から中流域の友部丘陵にはいる間に笠間盆地が発達する。本盆地は涸沼川が上流の山地および丘陵地から運んできた土砂や礫が堆積してできた河成の平地で，笠間市街のほか，水田，耕地が広がっている。

涸沼川流域の斜面区分は，山頂部付近で20°以上30°未満または15°以上20°未満のやや急斜面をもつ山地がみられるが，多くは山地部でもほとんどが8°以上15°未満という値であり，涸沼川上流の山地（鶏足山塊および筑波山塊）は，開析がかなり進んだなだらかな山地であるということができる。起伏量階級は，傾斜分布と対応している。最も高い値となるのは南西部の吾国山および難台山付近で起伏量階級は6となる。これら傾斜・起伏量階級と地形区分を対比させると次のようになる。

表-2.2.1　傾斜・起伏量階級と地形の対比

地　　形	傾　　斜	起伏量階級
山　　地	8°～30°	4，5，6
丘　　陵	3°～15°	1，2，3
台地・低地	0°～3°	0

注）起伏量は，国土地理院発行，縮尺5万分の1地形図（一色刷実測図）各辺を10等分して得る各方眼内の最高点と最低点との標高差を示し，下記階級区分（10階級）を行ない，その階級値で表している。谷密度は，上記方眼の各辺をきる谷の数の総和を示す。方眼内の数値は下記のように表わしている。

$$\text{起伏量} = \frac{\text{起伏量階級・谷密度}}{\text{最低点(実数値} \times 1/10)}$$

階　　級	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
起伏量（m）	0 ～ 50 未満	50 ～ 100 未満	100 ～ 150 未満	150 ～ 200 未満	200 ～ 300 未満	300 ～ 400 未満	400 ～ 600 未満	600 ～ 800 未満	800 ～ 1,000 未満	1,000 以上

2)　地質状況

涸沼川流域は，前項で述べたように，上流域の鶏足・筑波山塊，笠間盆地，中流域の友部丘陵および下流域の常陸台地（東茨城台地）に大別できる。上中流域に当る友部丘陵以西では，中古生界を基盤とし，これを友部層以上の第四系が被覆する。下流域の常陸台地では，基盤の中古生界が地下深くに潜りこみ，これを見和層を始めとする更新統が厚く覆っている。

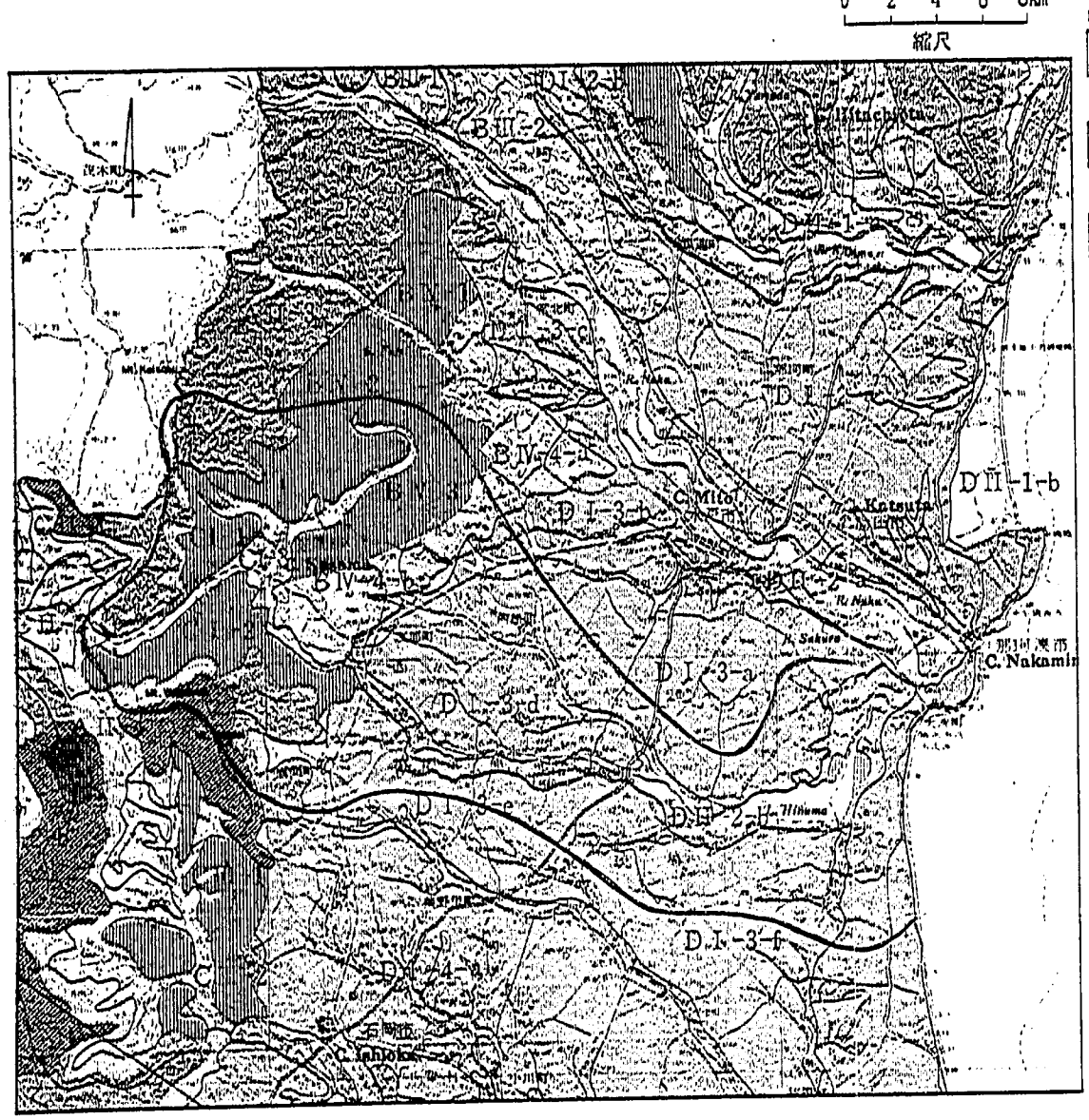
また，笠間盆地や，下流の涸沼川沿いの低地には陸成あるいは海成の完新統が堆積する。

以下各層毎に述べる。

(1)　中古生界

鶏足・筑波両山塊及び友部丘陵の基盤として分布する。八溝層群とこれに貫入した花崗岩類から構成される。

図-2.2.3　流域の地形区分（茨城県土地分類図より）



凡　例

山　地

- **大起伏山地**　山地の中でもっとも高度な部分で，起伏量（山稜と谷底との高度差）は600m以上である山地。斜面の傾斜も30°内外以上となる。本図では筑波山地の筑波山，加波山がこれにあたる。
- **中起伏山地**　山地のうち起伏量が400～600mの部分をいう。筑波山地の大部分と八溝山地の八溝山がこれにあたる。このほか久慈山地（男体山）や多賀山地の一部にもみられる。傾斜は20°内外であるが，久慈山地男体山付近は40°に達する急斜面がある。
- **小起伏山地**　山地のうち起伏量が200～400mの部分をいう。県内の山地は大部分がこれにあたり，とくに多賀久慈・八溝の各山地に広く分布している。
- **山麓地**　山地の縁辺にあり，高さ100m～300mの間にある傾斜変換線で山地と界する。位置的にも地質的にも山地に従属するような形で，山地の主体部より標高も低く，起伏量は200m以下の緩斜面をもつ。起伏量100～200mを山麓地Ⅰ，同100m以下を同Ⅱと区別するが，本図では計画上の困難もあるため，その区別をしていない。多賀山地の東部より南部，筑波山地周辺部によく発達し，3～8°の緩斜面をもつ。

丘陵地

- **大起伏丘陵地**　起伏量100～200mの丘陵地で谷の発達が乏み，複雑な地形をもっている。地質は第三紀層，花崗岩類で傾斜は3～8°が一般的。大子，笠間，桜岡の各盆地の周辺や鹿行山地東部に広く分布する。鹿行山地東部（笠間丘陵・岩川丘陵）は通常，小起伏山地に入れているが，起伏量が200m以下のため，本図では大起伏丘陵地とした。
- **小起伏丘陵地**　起伏量100m以下で花崗岩や第三紀層のほか，ネくは洪積層よりなる。那珂丘陵のほかは岩瀬盆地や桜岡盆地に発達し，盆地内の地形を複雑にしている。

台　地

- **砂礫台地・段丘**　隆起扇状地，河岸段丘，海岸段丘などからなる台地。本図では上位，下位などの区別をしていない。久慈川右岸や里川右岸の河岸段丘，多賀海岸段丘などがみられる。
- **ローム台地・段丘**　主として洪積層よりなる台地で，茨城県の平地の大部分を構成している。常陸台地と総称され，西部の猿島台地では15～20m，東部の鹿島台地では40mの標高をもつ。本図では上位，下位の区別をしていない。

低　地

- **扇状地性低地**　河川の上，中流部の山麓平野で扇状地，崖錐，谷底平野等をふくみ，一般に礫ネ砂礫質からなる。扇状地は筑波山地西側，多賀山地東側にみられるが，いずれも小規模。山地内の谷底平野および山地に接する台地の侵食谷底もこれにふくむ。
- **三角州性低地**　河川下流部の沖積平野で三角州，旧河川敷，後背湿地，干拓等をふくみ，一般に泥炭，シルト，粘土質よりなる。利根川下流右岸，霞ケ浦・北浦右岸には広大な三角州があり，鹿島砂丘地や久慈川下流部，涸沼川下流部には後背湿地と三角州が発達している。
- **自然堤防・砂州**　河川下流部や海岸平野に分布する自然堤防，砂丘，浜堤，砂州等をふくみ，一般に粗ネ砂礫層よりなる。自然堤防は那珂川，久慈川，鬼怒川の各下流部に大規模に発達し，本県平地の主要な集落立地帯となっている。砂丘は鹿島砂丘，東海砂丘がもっとも大きく，鹿島海岸線にも細長く発達している。

（副分類記号）

- **埋立地**
- **干拓地**

湖沼・海岸・低湿地などを人工的に埋立または干拓してつくりあげた土地，霞ケ浦・北浦の周部に干拓地が多く分布している。埋立地では鹿島臨海開発による砂丘と神ノ池の埋立が大きい。

① 八溝層群

古生代二層紀から中生代ジュラ紀にかけて堆積した地層と考えられているが，現在十分に解明されるには至っていない。図-2.2.4 に八溝山塊の地質図を示す。[1]

ここでは八溝層群を A，B，C の 3 層に区分し，これらが断層や褶曲により繰り返し出現すると考えている。[3]

また，他に八溝層群を 5 層に区分しているものもある。[4] いずれにせよ，化石等地質年代・構造を確定できる鍵層に乏しく，地質構造も複雑なことから，層序学，地質構造など，不明な点が少なくない。

いずれにせよ写真-2.1，2 に見られるような堅硬な砂岩，頁岩の互層を主とする地層で，時にチャートや珪質頁岩を伴う。またオリストリス（オリストストローム，海底における堆積中に，海底地辷りなどによって他から移動して生じた地層・岩石を言う）として砂岩，チャート，石灰岩，緑色岩を伴う。

また，花崗岩との接触部に近い友部丘陵地区や，桜川流域に分布する八溝層群は写真-2.3 に見られるようにホルンフェルス化[注1] していることがある。一般に花崗岩に比し風化に対する抵抗は強く，地表近くから比較的新鮮，硬質な岩塊がみられることが多い。花崗岩のようにマサ状を呈することはない。このため岩間西方の桜川沿岸や片庭川源流部では，ホルンフェルス化した頁岩，砂岩（桜川流域）や，比較的塊状の頁岩，砂質頁岩，砂岩を対象とした大規模な採石（砕石，骨材）が行なわれている（写真-2.4～6 参照）。

② 花崗岩類

花崗岩類は，稲田から筑波山にかけて分布しており，高橋（1982）により八溝型・稲田型・筑波 I 型・筑波 II 型および細粒花崗岩に分類されている。表-2.2.2 にそれぞれの特徴を，図-2.2.5 には筑波山塊における分布状況を示す。流域に分布するのは稲田型花崗岩で，笠間市北西では〝稲田石〟として採石（石材）の対象となっている（写真-2.7 参照）花崗石は，一般に粗粒の黒雲母花崗岩で時に角閃石を含んでいる。全般に写真-2.8～10 に見られるように深層までマサ状に風化することが多いが，節理は[注2] 比較的少なく，深層部では大塊として採取される。中生代末期の生成と考えられている。

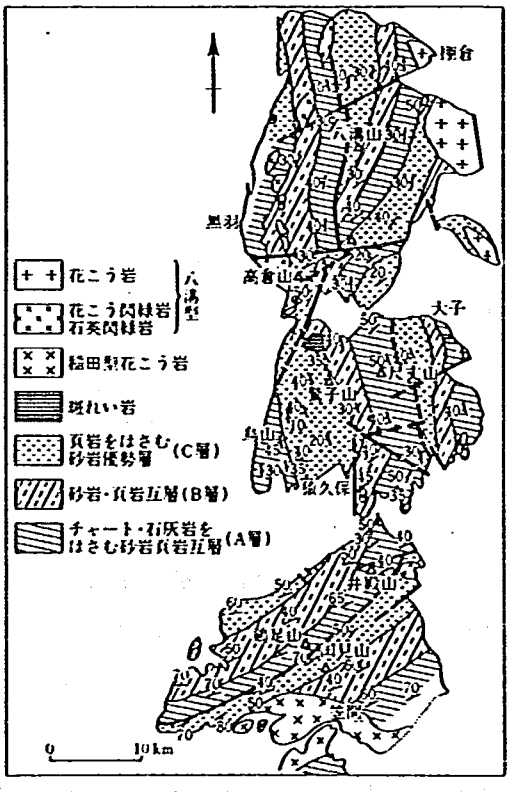


図-2.2.4 八溝・鷲子・鶏足山塊の地質図
（日本の地質 3 関東地方より）

注 1) 接触変成作用によってできた変成岩の一種。優先配向性のない粒状組織をもつ。
注 2) 岩石を横切る割目で，割目の一方の側が，他方に対して識別できる変位を示さないもの。

表-2.2.2　花崗岩類の区分

区　分	岩　相
八溝型	石英閃緑岩～花崗閃緑岩
稲田型	粗粒黒雲母花崗岩
筑波Ⅰ型	粗粒片状花崗岩・片麻状トーナル岩
筑波Ⅱ型	複雲母花崗岩・中粒花崗閃緑岩
細　粒	黒雲母花崗岩

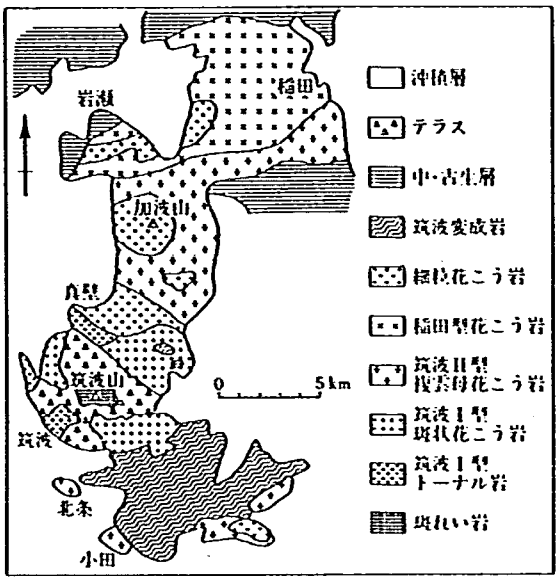


図-2.2.5　筑波山塊の地質図
（日本の地質3　関東地方より）

表-2.2.3　涸沼川流域の第四系層序表

地域編成 / 地質時代			×10³	県南西部	水戸周辺	友部・笠間地域
第四紀	沖積世		10	低地沖積層	低地沖積層	沖積層
	洪積世	後期	30	立川ローム	田原ローム	扇状地堆積層 田原ローム
				武蔵野ローム（含東京軽石層）	宝木ローム（含鹿沼軽石層）	宝木ローム（含鹿沼軽石層）
				常総粘土層	茨城粘土層	
				成田層 竜ケ崎砂礫層	上市層	
				成田層 上部	見和層	友部層
				成田層 下部		
		中期	150	藪層	石崎層	

＊日曜の地学－8　茨城の地質をめぐってによる一部加筆[5]

(2)　第四紀更新統

当地域では常陸台地に広く分布する見和層，友部丘陵，笠間盆地の一部に分布する友部層，ならびに台地，丘陵地および山地の緩斜面を覆って分布する関東ローム層が更新統に相当する。これらはいずれも上部更新統に相当し，上総層群以下の中，下部更新統や第三系は当流域内では地表部には露出していない。

①　石崎層

東茨城台地東端の涸沼周辺に分布する。砂鉄を含む浅海成の砂礫やシルトの薄層を介在する。平行葉理[注1)]の発達が顕著である。厚さは30 m以上に発達し，下総層群下部の藪層に対比されている。試験観測地点の上流域では認められていない。

注1)　はっきりと識別される堆積岩または堆積物の薄層。通常，厚さ1cm以下。葉層ともいう。

② 見和層

水戸市西部の見和町を模式地として名付けられた地層で東茨城台地の主部を構成する地層で，下総台地や，茨城県南部の稲敷台地などに分布する成田層上部（木造層）に相当する。図-2.2.6に示すように上・中・下の3部層に区分され，下部層は基底の石崎層以下の地層を開析[注2)]した旧河谷と考えられる細長い凹地を埋めた地層で，泥層を主とする。中部層は，水戸市南部から大洗南部に分布するもので，河成の礫層を主とする。

上部層は台地面に広く分布し，見和層の主部をなすもので，浅海成の砂層を主とする。下半部は比較的淘汰の良い細粒の砂，上半部は砂鉄を含む斜交葉理の発達した，時に細礫を混入する中～粗粒砂を主とする（写真-2.11参照）。基底部の標高は海抜15～16 mと比較的平坦である。

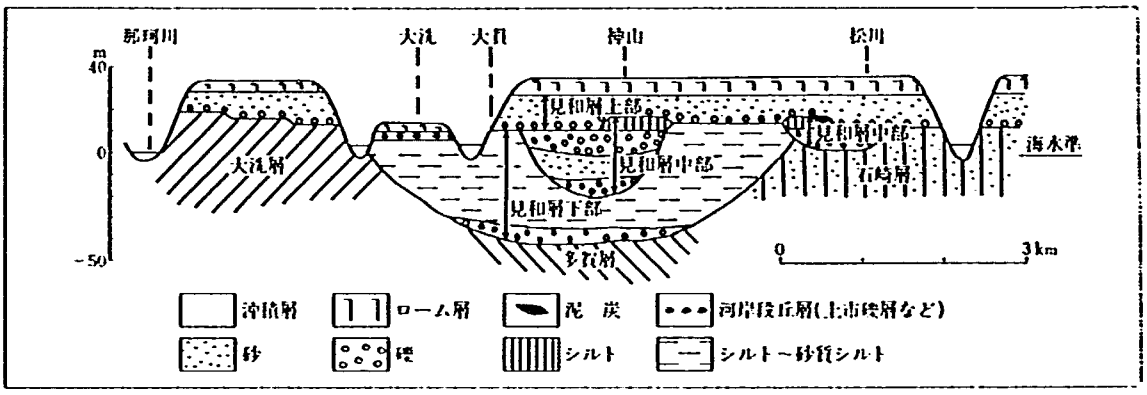


図-2.2.6 大洗台地の見和層模式地質断面図（阪本，1972）[6]

③ 茨城粘土層

見和層を覆い東茨城台地をはじめとする台地部に広く分布する。厚さは1～2 mのシルト，凝灰質シルト，シルト質砂などよりなり，茨城県南部地域の常総粘土層（常総層）に対応する。

④ 友部層

友部丘陵および笠間盆地周辺部に点在する。主として浅海成の砂層よりなる地層で，下半部は塊状，無層理の淘汰の良い細～中粒砂を主とし，上半部は斜交葉理の著しい砂鉄質の中～粗粒砂よりなる。上面の標高はほぼ100 mであるが，侵食によりその堆積面は残されていない。基底部は起伏に富む。また，笠間盆地北縁では，内湾性の貝化石を含む含角礫泥層がみられる。層相からは見和層に類似しており，見和層相当とも考えられるが最上面の分布標高に約60～70 mの差が認められることから区別して取扱われることがある。現在他地域との詳細な対比は不明である（図-2.2.7参照）。

⑤ 関東ローム層

田原ロームおよび宝木ロームからなり，各々南関東地域の立川・武蔵野ロームに対比される。主に赤城，榛名および日光連山の各火山起源の赤褐色を呈する風化火山灰土であり，宝木ロームに約3万年前の赤城火山の噴出物である鹿沼軽石層を伴い，良い鍵層となっている。

東茨城台地面を広く覆うほか，友部丘陵や，鶏足，筑波山塊における緩傾斜地，稜線部などにも分布する（写真-2.12参照）。

注2) 比較的平坦な表面に谷または渓谷をきざみこんで，地表の連続状態を破壊すること。

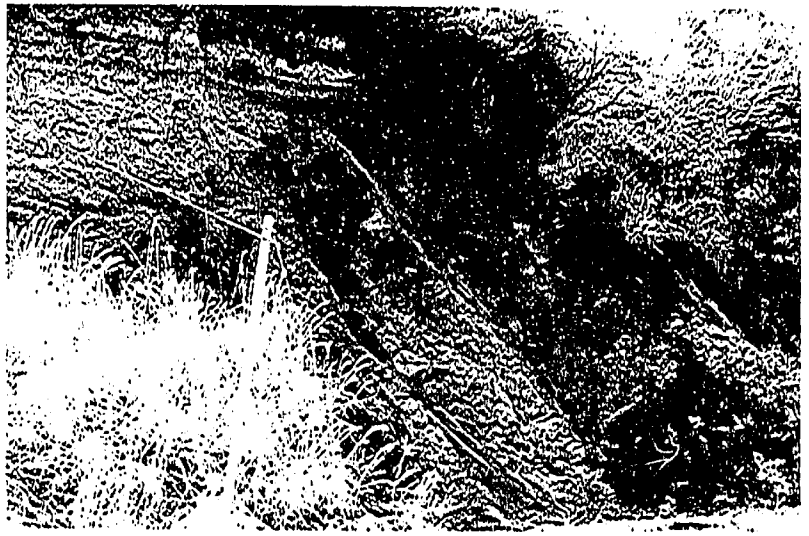


写真-2.1　飯田ダム下流地点での露頭
中・古生層、砂岩・粘板岩の互層。表層は、鹿沼土を含むローム層が覆う。



写真-2.2　飯田川上流地点での露頭
中・古生層、砂岩・粘板岩の互層で、風化により岩質はややもろくなっている。

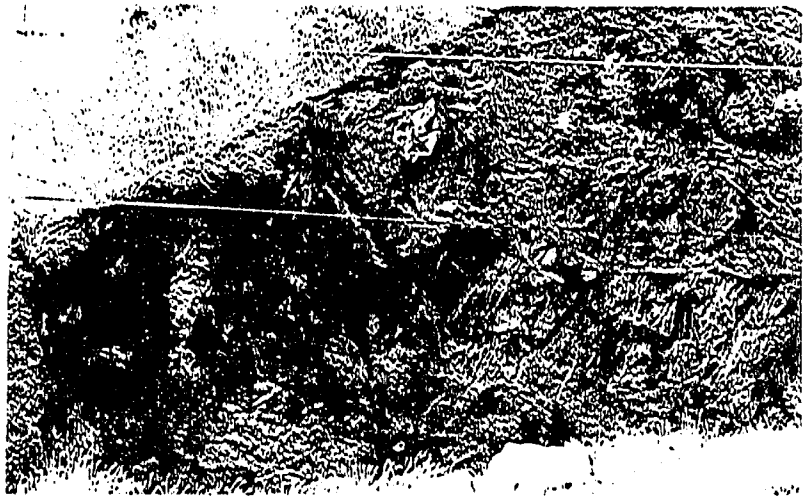


写真-2.3　桜川上流部での露頭
中・古生層、ホルンフェルスの採石場。表層は多少風化しているが、全体に新鮮で硬質である。

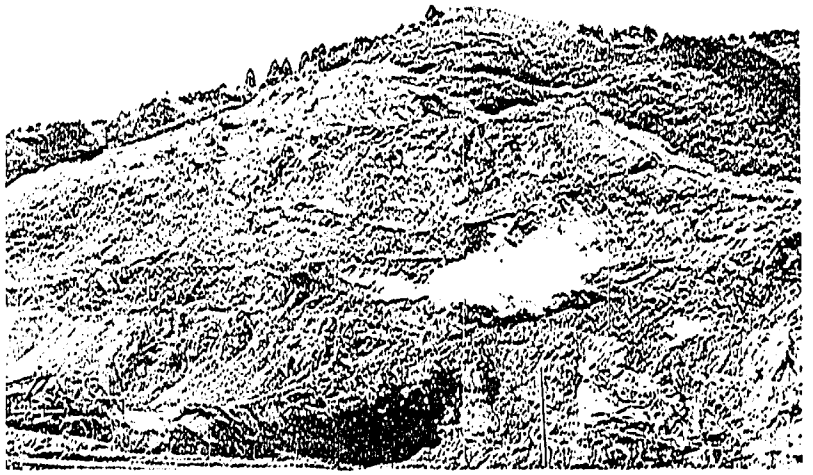


写真-2.4　片庭川上流地点の粘板岩の採石場
中・古生層、粘板岩。上部は風化により褐色になっている。表層はロームに覆われる。

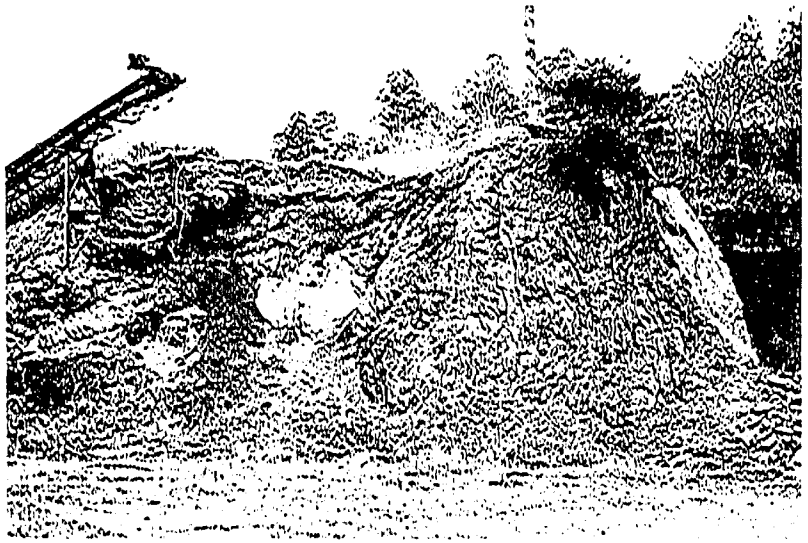


写真-2.5 古生層粘板岩の採石場

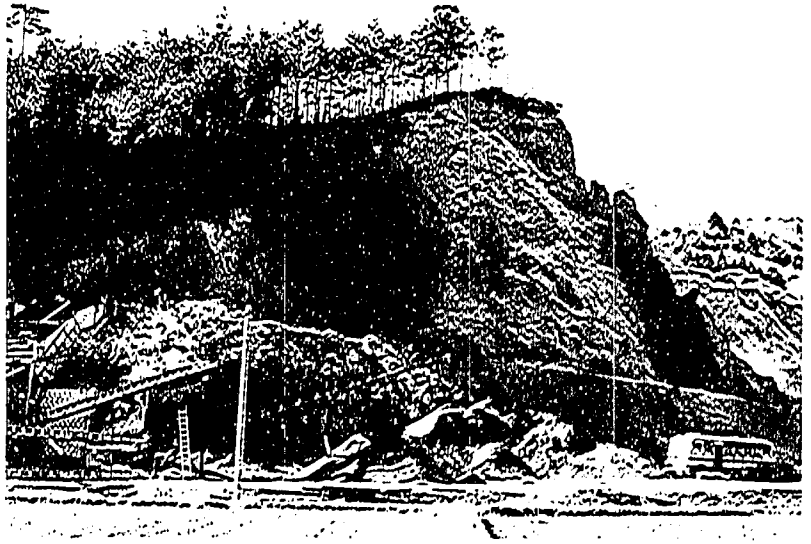


写真-2.6 飯田ダム上流
中・古生層、粘板岩は片平になりやすい性質がある。上位はロームが覆う。



写真-2.7 稲田より北西
マサの中に残っている弱～未風化の礫状部を採取している。

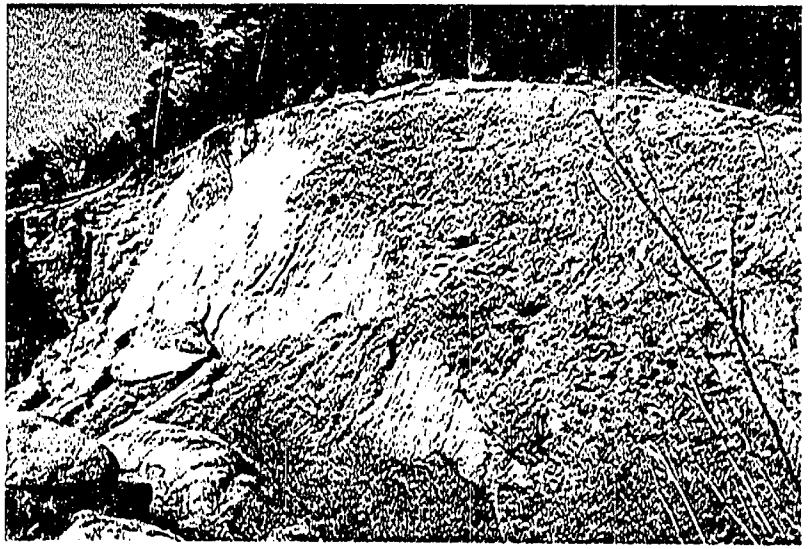


写真-2.8 稲田より北西
マサ状風化した花崗岩。途中風化の進んでいない部分が礫状に残っている。

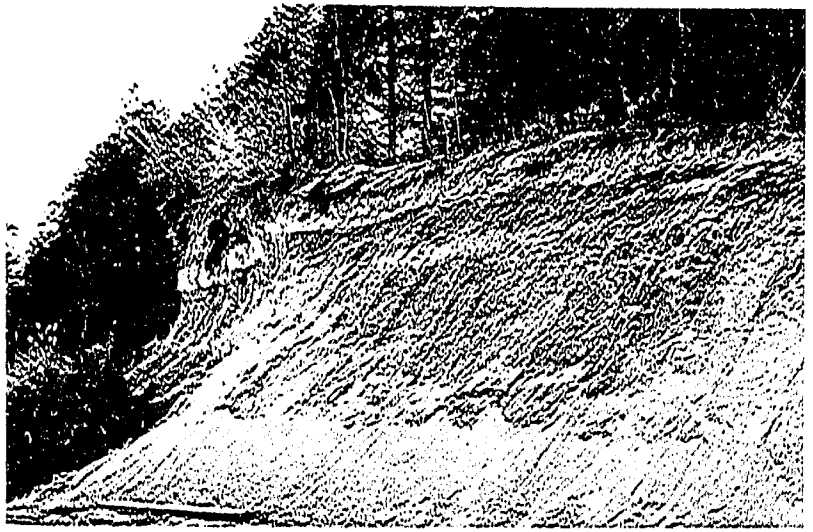


写真-2.9　笠間　南西

マサ状に風化した花崗岩を鹿沼土を含むローム層が覆う。



写真-2.10　笠間市加賀田

マサ状に風化した花崗岩。マサはやや硬く，岩片状に砕ける。



写真-2.11　枝折川下流

洪積世の見和層。砂層と砂礫層から成り，ほぼ水平に堆積している。含まれる礫は，中・古生層の堆積岩が多く，花崗岩も含まれる。

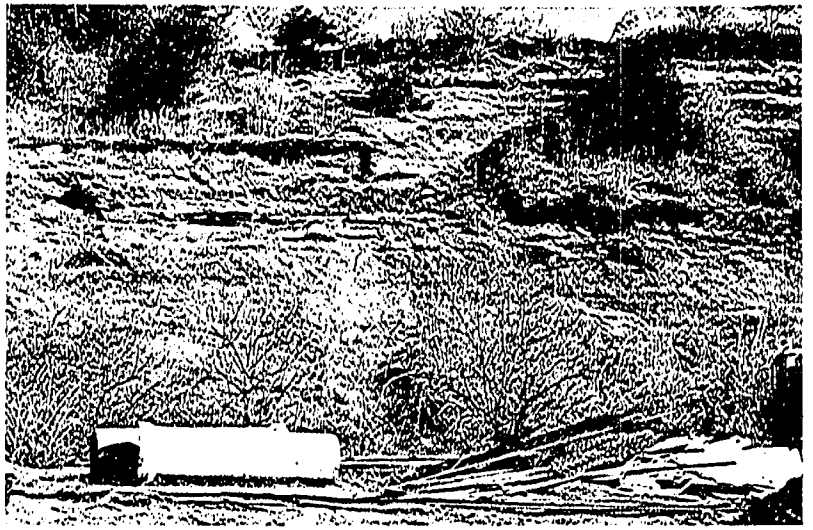


写真-2.12　茨城町下飯沼

洪積世の見和層とそれを覆うローム層。周辺の台地を形成しており砂層や砂礫層がほぼ水平に堆積する。

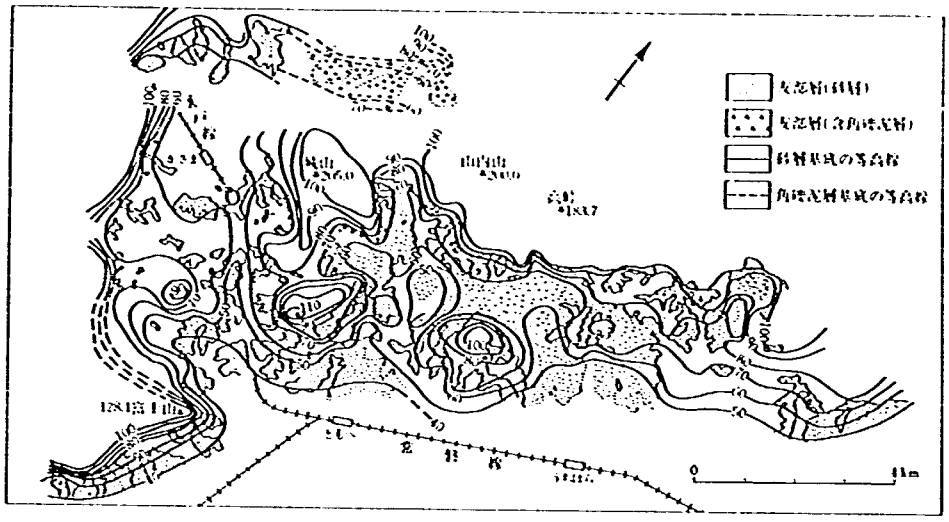


図-2.2.7　友部層基底の高度分布（坂本・宇野沢，1979）

(3)　完新統

笠間盆地及び，友部丘陵以東の谷沿いの平地に分布する。笠間盆地では主に周辺の涸沼川およびその支流の運んだ砂・礫質土を主とする内陸の河川堆積物であるが，東茨城台地を開析した谷部では，下部に海成の粘土層が堆積し，上部には涸沼の閉そくにより生じた後背湿地性の堆積物を混える。涸沼川沿いでは，6号バイパス地点で約10m，洪水観測地点直上流の常磐道地点で約9mの厚さを持っている（図-2.2.8参照）。また，河道に沿って局部的に礫，砂など氾濫原性の堆積物が混入する。[7)~9)]

なお，これらの他，友部丘陵や山間部にもごく小規模な沖積低地が見られ，礫，砂ならびに後背湿地性の堆積物が分布する。以上涸沼川流域の地質図を図-2.2.9に示す。

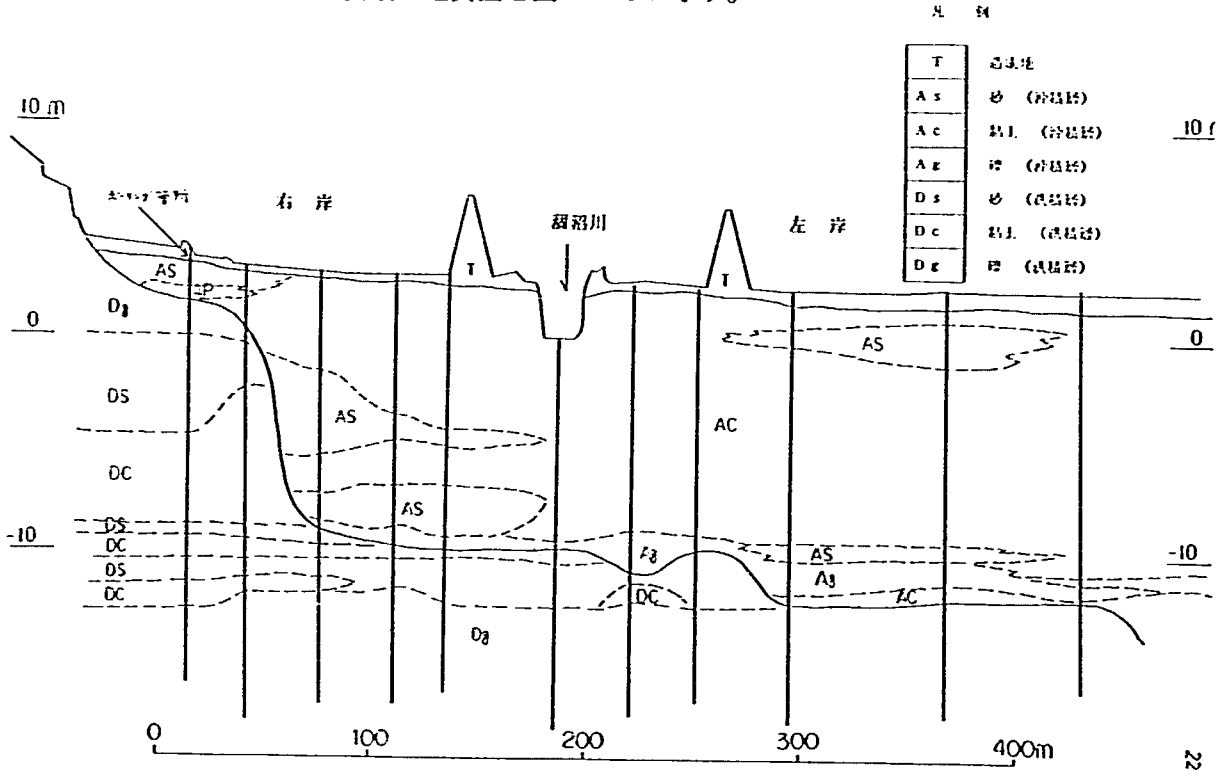


図-2.2.8(1)　地質推定断面図（6号バイパス付近）

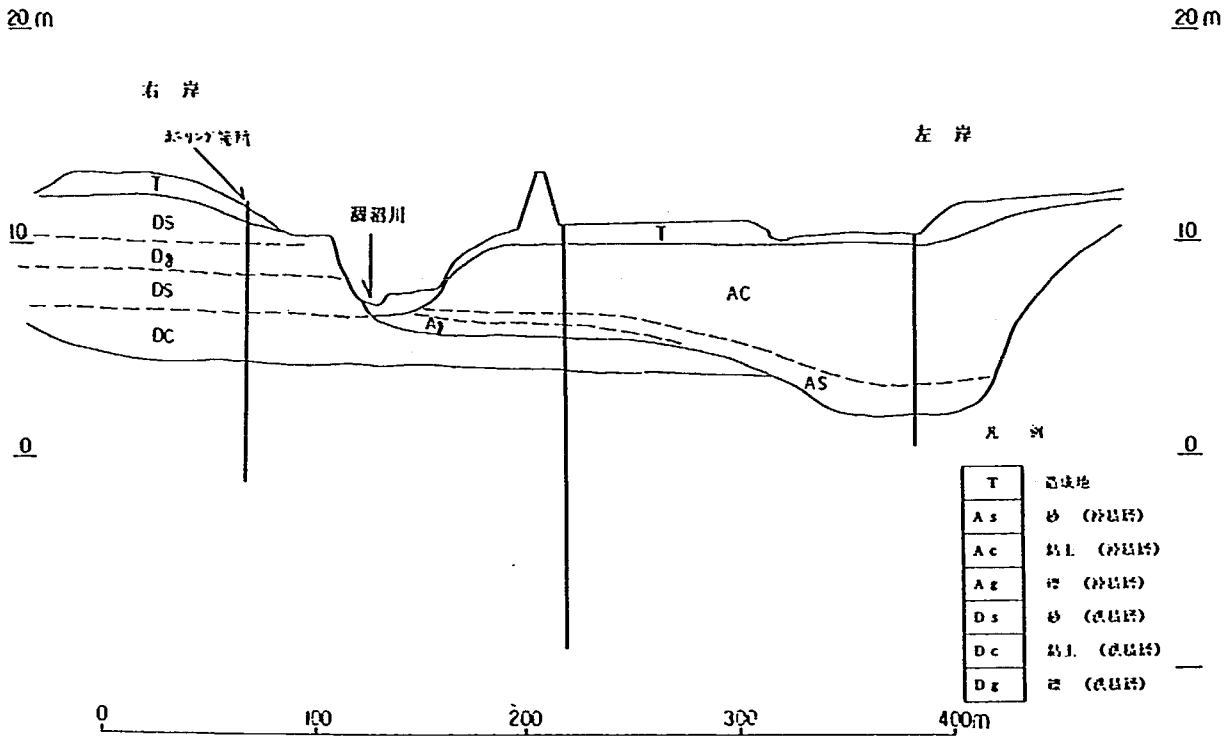


図-2.2.8(2) 地質推定断面図（常磐高速道路付近）

2-2-3 地形発達史

流域の地形発達の過程は，広く日本列島の地形発達の過程の一環としてとらえることができる。日本列島の地史は表-2.2.4のように考えられており，茨城の地史との対応も同表に示す。ここでは文献5)，10)を参考にして地形発達史について概括する。

古生代のシルル紀（約4億年前）頃から，現在の日本列島は，大陸の縁辺海であった。その後デボン紀に入ると大規模な火山活動を伴う地向斜沈降域へと発展し，これが石灰紀，二畳紀と続いた（図-2.2.10.A参照)。この地向斜は本州地向斜と呼ばれ，厚さ20,000mに達する地層が堆積した。

古生代末から中生代初めの時期になると，本州地向斜は造山運動を受け地背斜へと転化した。これを本州造山運動と呼び三畳紀末には，日本列島の骨格部が形成された（図-2.2.10.B，C参照)。阿武隈山地や八溝山地の骨格が作られたのもこの時期である。三畳紀から古第三紀にかけては，本州造山運動で形成された日本列島の南側に四万十地向斜と呼ばれる細長い堆積盆地が作られ，多量の砕屑物がここに堆積する。これと同時に現在の西南日本内帯や東北日本の一部では，小規模な内湾性の堆積盆地が出現する。

白亜紀末になると，日本列島は花崗岩の迸入や，流紋岩質火山岩などの噴出を主とする著しい酸性火山活動の場となる。

この時期に生じたのが，中国地方に広く分布する花崗岩や，領家，阿武隈の新期花崗岩類である。稲田，筑波地方の花崗岩類もほぼ同時期の生成と考えられている。それ以降現在に至るまで阿武隈山地や八溝山地はごく一時期を除いて水没することなく陸地であったので，長年の侵食作用や風化作用により山地は緩やかな地形を程するようになった。

古第三紀に入ると日本列島は南側の地向斜海を除き，ほとんどの地域から海が退き（図-2.2.10.D参照)，やがて堆積盆地は分断される。このため，中生代白亜紀層は海成層が主体であるが，古第三紀層になると石

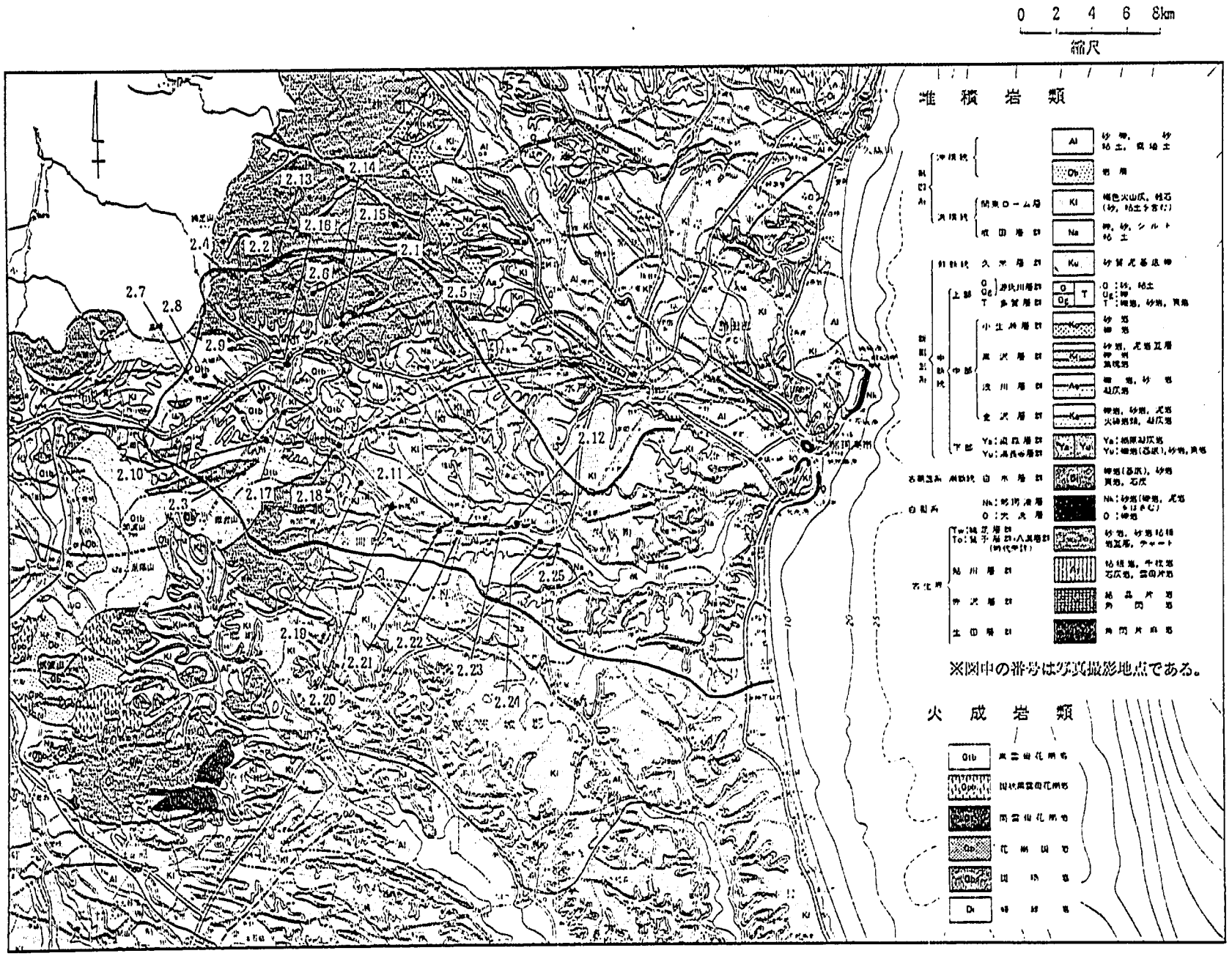


図-2.2.9 流域の地質（茨城県土地分類図より）

表-2.2.4　日本列島の形成過程（茨城の地質をめぐって[5]）

地質時代				絶対年代（×10⁶年）	日本列島の地史	茨城の地史	茨城付近で見られる地層および岩石
新生代	第四紀	沖積世		1万	島弧変動の時代	低成代地の形時	河川流域・湖沼周辺の沖積統
		洪積世		200万		台成代地の形時	関東ローム 常総粘土層 竜ケ崎・上市層 成田層
	第三紀	新第三紀	鮮新世	1300万	変動の時代 ダーリンタフ	久慈山地や丘陵の形成時代	日立・那珂湊海岸の鮮新統 常陸太田の鮮新統
			中新世	2500万			久慈山地・久慈川流域の中新統 水戸・那珂湊の中新統 男体山の火山活動
		古第三紀	漸新世		四万十造山運動	阿武隈山地や八溝山地の形成時代	常磐炭田の漸新統
			始新世				
			暁新世	7000万	広島変動	向斜？四万土地	
中生代	白亜紀			1.35億			那珂湊・入洗の白亜系 阿武隈・八溝山地の火成活動
	ジュラ紀			1.8億			八溝山地の中・古生界
	三畳紀			2.25億	運動 本州造山		
古生代	二畳紀			2.7億	造山 安部族	茨城の骨格が形成された時代	日立古生層
	石炭紀			3.5億	本州地向斜の時代		
	デボン紀			4億			？
	シルル紀			4.4億			
	オルドビス紀			5億			
	カンブリア紀			6億	古い大陸の一部であった時代		？西堂平変成岩類 竹貫・御斉所変成岩類
先カンブリア代	原生代			10億			
	始生代			20億			

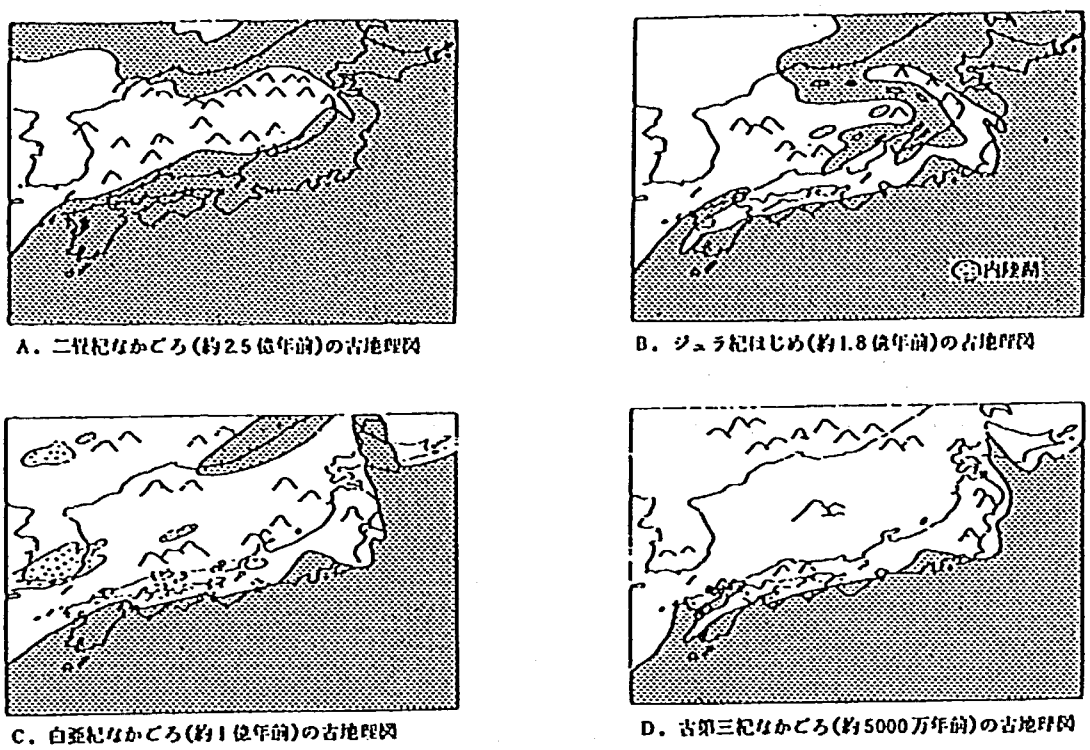


図-2.2.10　日本列島の形成過程（埼玉の地質をめぐって，1975，掘口萬吉より）

灰層を含む非海成層が優先しており，常磐炭田等を構成する漸新統がこの時代に形成される。

中生代の半ばから発達してきた前記四万十地向斜には前期中新世に至るまで厚い海成層が堆積するが，この頃になると日本列島は新しい変動期に入り，〝グリーンタフ変動〟と呼ばれる激しい火山活動と，沈降堆積の場となる。この変動は糸魚川～静岡構造線の東側，東北日本で顕著で，御坂・丹沢山地をはじめ，伊豆半島から長野県東部を経，東北・北海道地方にまで当時の火山砕屑岩類を伴う堆積物が分布する（図-2.2.11 参照)。

関東地方でもこの時期にはいると，南の葉山・嶺岡隆起帯として知られる千葉県南部から三浦半島中軸にかけての四万十地向斜帯に塩基性岩の迸入を伴う造山帯が形成され，同時に東に湾口を持つ海が関東平野に侵入する。これが関東構造盆地の始まりである。

中新世中後期には，丹沢～葉山につづく南側が陸化し，沈降の中心が現在の関東平野南部に当る船橋から栗橋にかけての地域に移ってくる。この時期には千葉県北東部および，鹿島～筑波～鶏足にかけての地域は陸地であったと考えられている。

茨城県内陸部でも日立山塊と八溝山塊にはさまれたゾーンが棚倉構造帯に沿った地溝性の堆積盆地となり，海成の中新統が堆積する。

中新世末から鮮新世にかけての時期には，関東構造盆地の拡大期（海進）に当り，東京湾奥を中心として沈降が進むと共に水戸，常磐地区にまで海が拡がって来る。この時期の堆積物が三浦層群であり，水戸，日立地区では多賀層，水戸層と呼ばれている地層がほぼこれに相当する。

第四紀にはいると，関東構造盆地は徐々に埋められ，周辺部では関東山地や足尾山地からもたらされた粗粒の堆積物が目立つようになる。一方中央部では船橋，栗橋方面，北総を中心とした沈降が続き，厚さ 1500

m を超す海成の地層が堆積して来る。関東地方で上総層群として知られる地層がこれに相当する(図-2.2.12参照)。

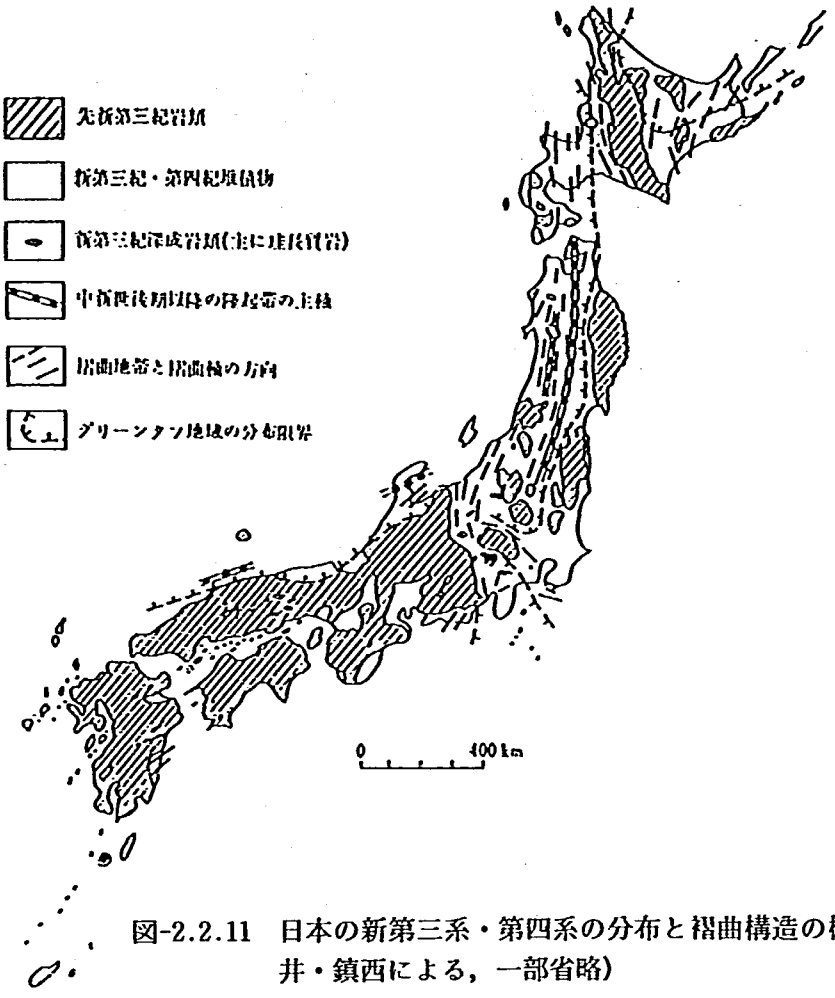


図-2.2.11　日本の新第三系・第四系の分布と褶曲構造の概略図（主に高井・鎮西による，一部省略）

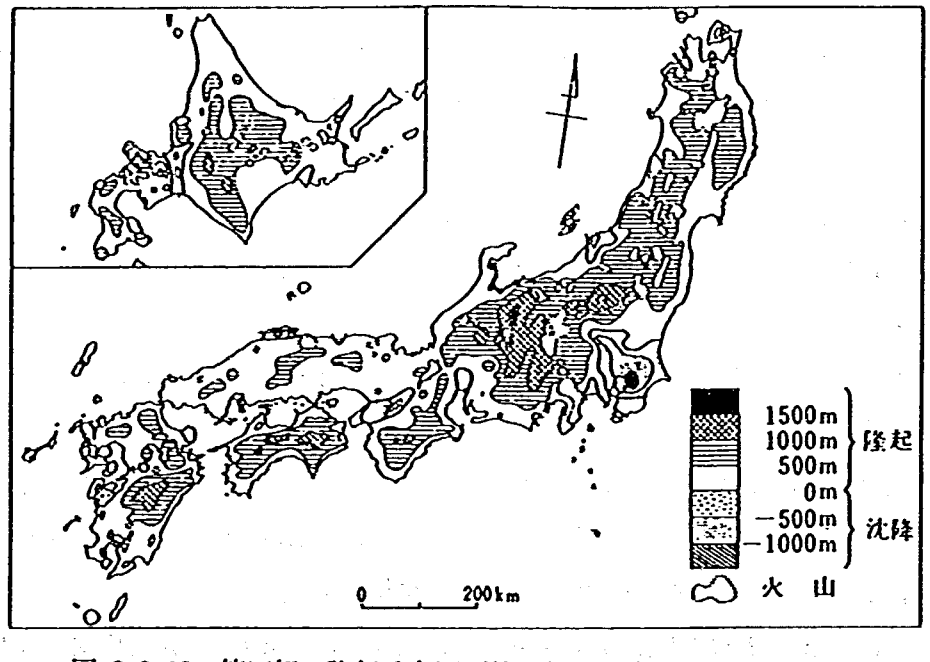


図-2.2.12　第四紀の隆起分布図（第四紀地殻変動グループ，1968）

中期更新世から後期更新世にかけての時期もこれに引きつづき，船橋付近を中心とした沈降が続くが，海は徐々に浅くなり，また鹿島から九十九里にかけての地域が陸化して来るため，関東堆積盆地は現在の東京湾と鹿島北方に出口を持つ内湾性の浅い海になって来る。この時期の堆積物が下総層群と呼ばれる地層で水戸周辺部の石崎層，見和層はその上部に相当する地層である。

この時期の後半になると，関東地区周辺部の火山活動が顕著になると同時に氷河の消長に伴う海面変化の影響が顕著となり，海退のくり返しにより段丘が形成されていった。

この最初の海面上昇期に形成された地形面が，現在の多摩面であり，以後の関東地方の地形・地質の特性は，氷河の消長による影響が大きく現われている。図-2.2.13に，この時期以後の海面変動と地形面の形成を示す。

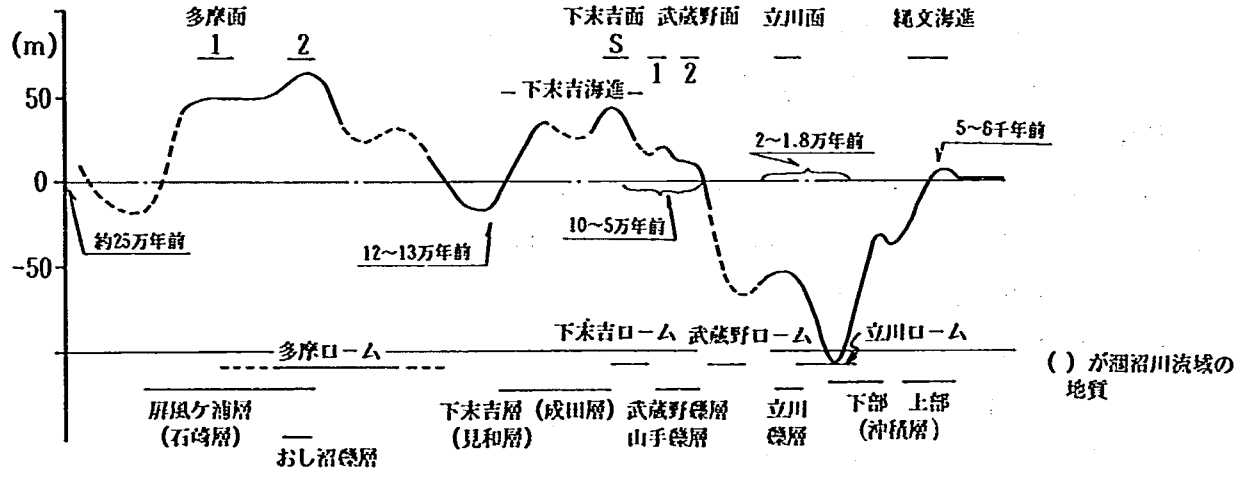


図-2.2.13　南関東更新世中期以降の海水準変化と地形面（「日本の第四紀研究」による。一部加筆。）

12～13万年前頃のリス・ウルム間氷期に生じた海進（海面上昇）は，日本では下末吉海進として知られている。この時期には関東平野の大部分が〝古東京湾〟と呼ばれる内海となり，その堆積物が現在成田層（見和層相当），下末吉層等として知られる地層である。

下末吉海進末期から10万年～5万年前頃にかけての時期は，小規模な海水準の昇降が認められ，武蔵野礫層が堆積し武蔵野面として知られる地形面が形成された。2万～1万8千年前は，ウルム氷期の最盛期に当り，その極相期には海面は－120～－140mに降下し，東京湾口まで陸化したと考えられている。この時期には立川礫層が堆積し，立川面として知られる地形面が形成された。1万5千年程度前から，再び海面が上昇に転じ，約5千～6千年前を最盛期として縄文海進（有楽町海進）が起った。ウルム氷期の最盛期以降，現在までに一般に沖積層と呼ばれる地層が堆積し，いわゆる沖積面を作っている。

これら，地形面の形成と並行して浅間・富士・箱根・赤城・日光連山等に代表される活発な火山活動が起り，多量の火山灰を噴出，関東平野に降下させた。この火山灰が関東ローム層や，常総粘土層等で代表される凝灰質粘土となっている。

涸沼川下流域に広がる東茨城台地は，見和層の堆積面であり，下末吉台地に相当する。

涸沼川の谷はウルム氷期にこれら台地を開析した谷であり，その後の海水面の上昇に伴い海が進入し，海成の沖積層を堆積させたものである。

一方縄文海進の末期になると太平洋沿岸には湾岸流や那珂川，古鬼怒川の運んだ堆積物により砂丘の形成が行われ，霞ケ浦や涸沼はこれらの河川や砂丘により閉そくされ，潟湖を形作ってくる。これらの周囲は〝後背湿地〟となり有機質粘土の堆積が行われるようになってくる。

以上，流域を含む広い範囲での地形発達史を述べてきたが，これを簡単にまとめると次のとおりである。

山地：古生代末から中生代にかけての本州造山運動および白亜紀末の酸性火山活動を伴う運動により，陸地化，その後長年にわたる風化，侵食で緩やかな山地となる。

丘陵：山地同様，長年の風化，侵食で開析される。とくに花崗岩地帯が著しく開析される。

台地：新生代第四紀後半の下末吉海進によりできた堆積層がその後の海退により陸地化してできたものが大部分である。

低地：縄文海進により河川沿いの凹地等標高の低い箇所に堆積層ができ，その後の海退で陸地化してできた海成堆積層と，後背湿地性および河川の影響による河成堆積層とがある。

2-2-4　河道変遷史

涸沼川中下流域における河道位置の変遷の状況について，迅速測図（1/20000 地形図，明治 18 年測量）と米軍撮影（昭和 22 年）の航空写真を用いて調べた。図-2.2.14 は現河道の地形図に明治 18 年ごろと昭和 22 年ごろの河道を合わせて示したものである。

① 明治 18 年ごろの河道

全体としては現在の河道ととくに大きな違いはないが，部分的に著しい蛇行が見られる。蛇行が見られるのは茨城町下飯沼付近，常磐道からやや上流付近および桜川が合流する付近である。

② 昭和 22 年ごろ

明治 18 年ごろと同様全体としては現在の河道ととくに大きな違いはない。また明治 18 年ごろの河道と比べると蛇行の程度は小さくなっている。

涸沼川は昭和 26 年～39 年にかけての河川改修工事により，現在の堤防が築かれ，河川の氾濫が少なくなった。基本的には旧河道とほとんど変化はみられないが，局部的には直線化などの改修が加えられている。現在でも茨城町飯沼の川根大橋から下流の越安にかけて現河道に沿って旧河道跡である三日月湖跡が残されている。

2-2-5　河道改修状況

涸沼川本川の河道改修事業の実施状況は，図-2.2.15 に示すようであり，現在は水戸線上流で小規模河川改修事業により用地買収が進められている。

また，圷橋上流では県営圃場整備事業が進められている。

改修事業の概略計画諸元は表-2.2.5 のようである。

なお，涸沼川の上，下流一貫した河道計画については，現在，茨城県で検討中である。

河道計画は，将来計画と暫定計画の 2 段階で考えられており，その計画規模は次のようである。

■涸沼川の河道計画

将来計画；確率 1/25

暫定計画；常磐線下流……確率 1/25

2-2-6 河道の利用状況および施設

1) 河川構造物

涸沼川の河川構造物には，水門・樋管および揚排水機場がある。今回資料収集ができたのは，友部町（JR常磐線が涸沼川を横断する付近）から涸沼大橋にかけての範囲で，それぞれの位置については先の図-2.2.14に示す。以下この区間における河川構造物の分布状況について述べる。

① 水門

水門は47基あり地域的片寄りがなく，ほぼ均一に分布していることが確認された。これを左岸と右岸に分けた場合，左岸で29基，右岸で18基と左岸に多くみられる。

② 樋管

確認されたのは1基で，涸沼前川との合流点付近にある。

③ 揚排水機場

確認されたのは2基で，涸沼前川合流点よりやや下流右岸とJR常磐線が涸沼川を横断する付近の左岸である。

なお，笠間市北方，涸沼川右支川飯田川には現在飯田ダムが建設されている。

飯田ダムは那珂川水系涸沼川支川飯田川の茨城県笠間市飯田地先に多目的ダムとして建設されるもので涸沼川の総合開発の一環をなすものである。

ダムは重力式コンクリートとして，高さ33.0 m，総貯水量2,440,000 m³ 有効貯水容量2,240,000 m³ で洪水調節，流水の正常なる機能の維持，水道用水の供給を目的としている。

また，飯田ダムは，涸沼川の計画との整合をとり，昭和19年10月降雨を計画降雨波形とし確率1/50規模で計画されている。

2) 上・下水道

涸沼川沿いで，最も上・下水道施設の多いのが，笠間市街である。上水道は，主要道路沿いにはほとんど設置されており，下水道もほぼ全域に見られる。友部町や茨城町においては，上水道は多少設置されているものの，下水道施設については施工されていない。

3) 土地利用

涸沼川周辺の土地利用状況は，低地では水田が多く，台地や丘陵地では畑・林地および宅地等に利用されている。図-2.2.14には，土地利用の変遷について示すが，涸沼川沿い，特に低地における土地利用状況は明治18年以降大きく変わっていない。台地上における土地利用状況は，昭和22年以降宅地に変わった箇所が各地にあり，岩間駅周辺部等は広い範囲で市街地化している。

4) 道路

涸沼川沿いの道路は，台地の縁に沿う道路と川を横断する道路とがある。台地の縁に沿って道路が延びるのは，低地部に比べ地盤状況が良好なためであろう。

図-2.2.14には，涸沼川を横断する道路の変遷を示すが，明治18年以降道路の拡幅や，曲線路を直線路に変えた等の変化はあるが，その位置に関しては大きく変っていない。昭和22年以後新しくできた道路としては常磐高速道路がある。

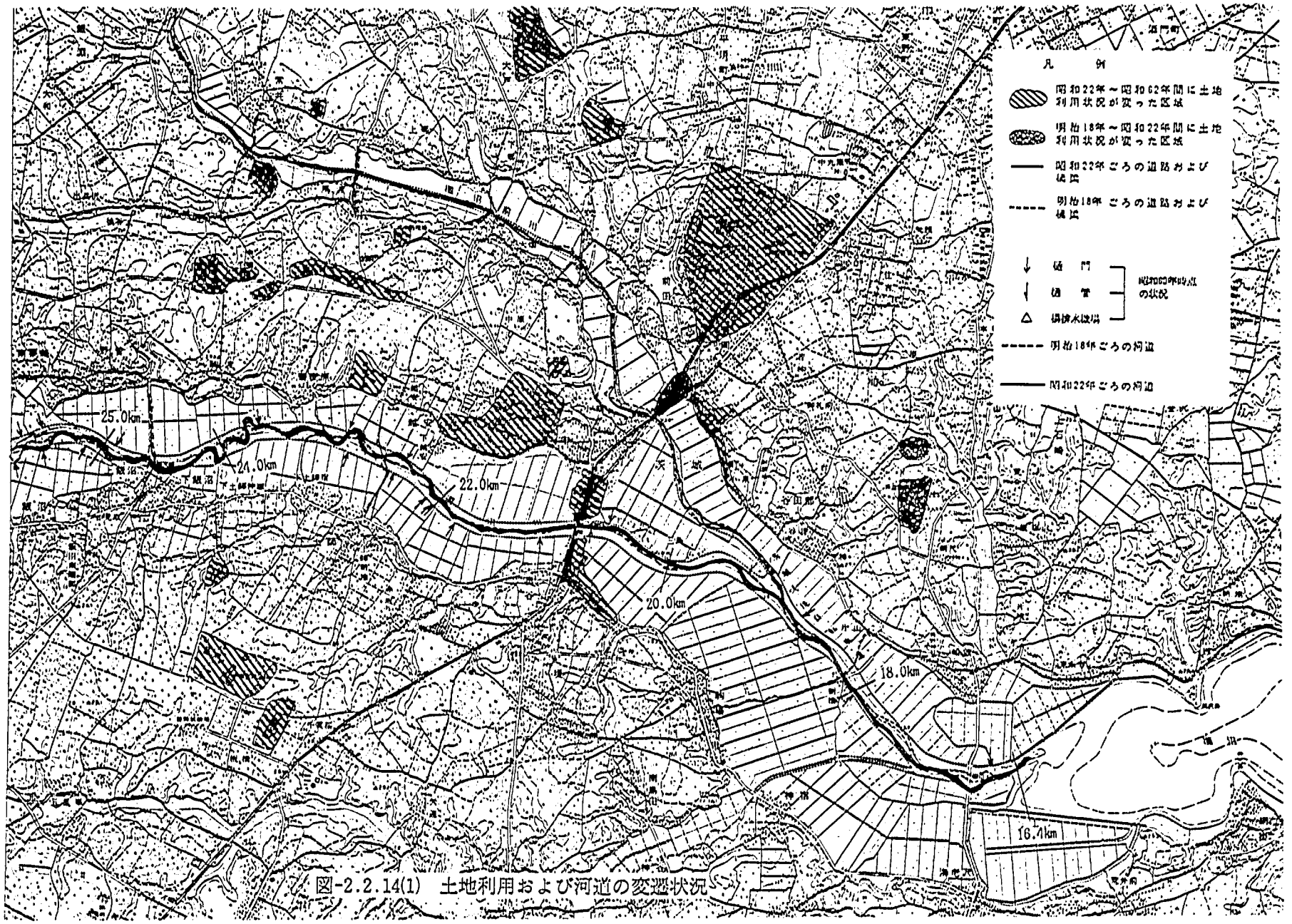


図-2.2.14(1)　土地利用および河道の変遷状況

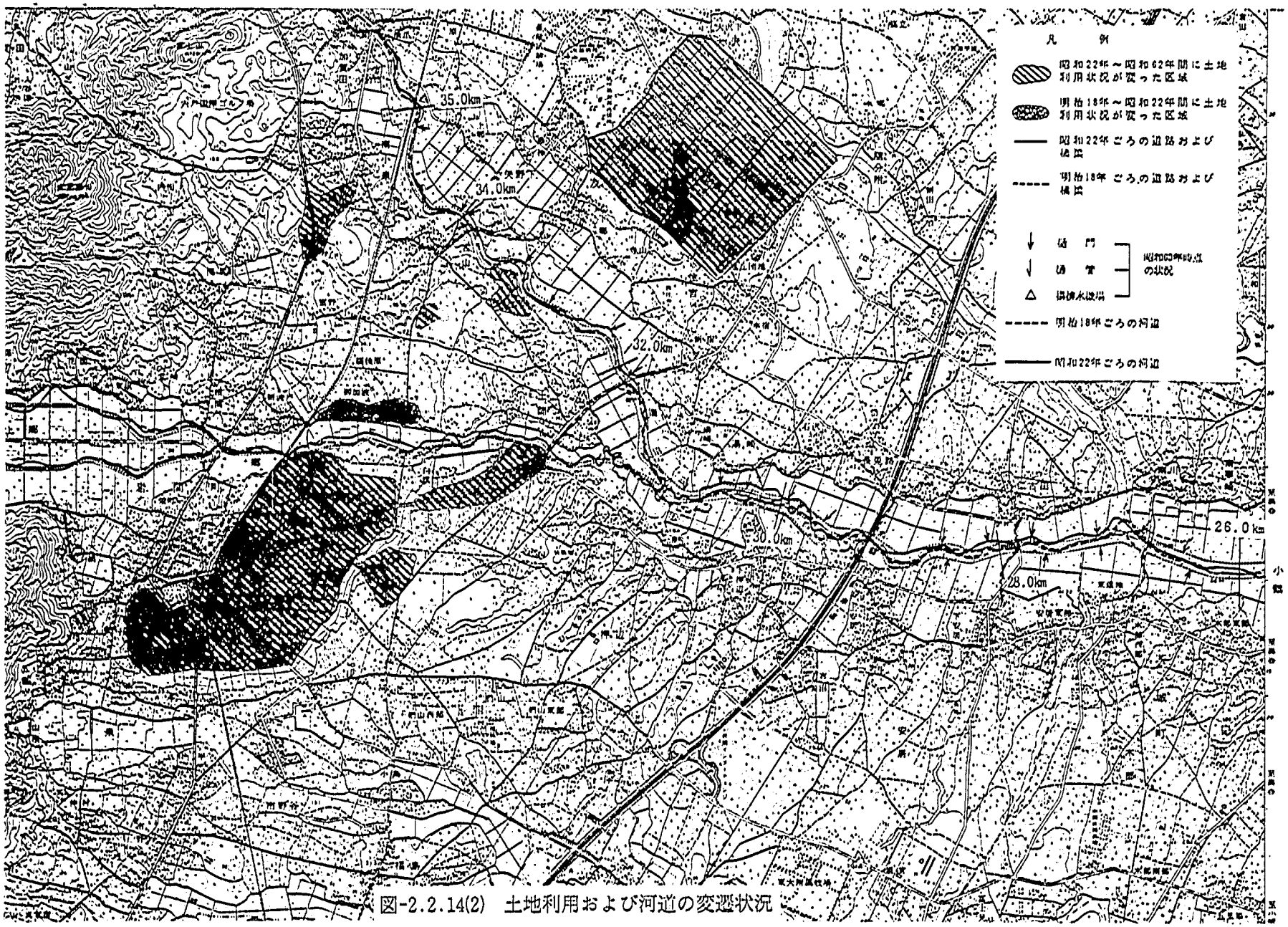


図-2.2.14(2)　土地利用および河道の変遷状況

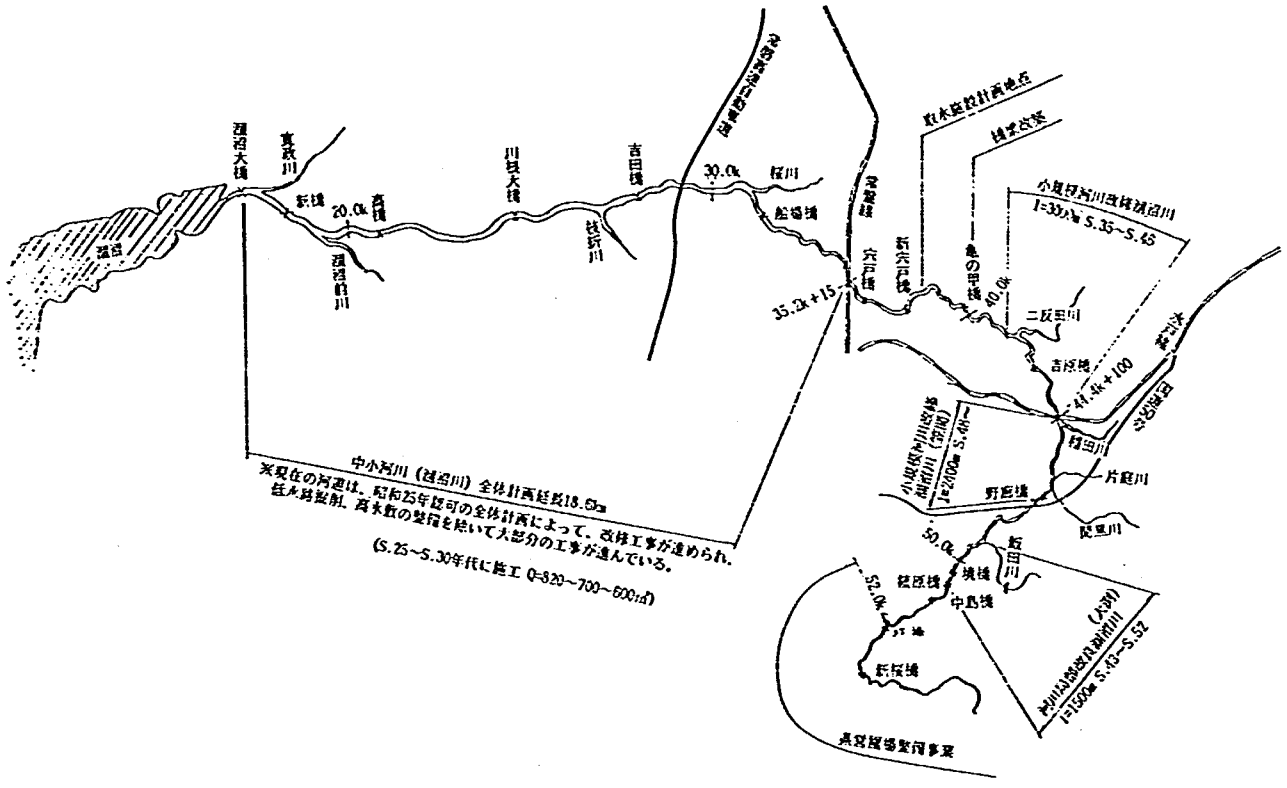


図-2.2.15　涸沼川改修事業概要図（河道計画区間：涸沼大橋～新桜橋）

表-2.2.5　改修事業の概略

	中小河川改修事業	小規模河川改修事業		局部改良事業
改修延長　(km)	18.6 (涸沼～常磐線)	3.0 (水戸線下流)	2.4 (水戸線上流)	1.5 (飯田川合流点上流)
計画確率年（1/年）	S.13.6.29洪水対応	1/15	1/15	—
流量算定法	合理式	合理式	合理式	合理式
計画流量（㎥/s）	820 ～ 600	240	240 ～ 180	190
備考				

常磐線下流……確率 1/15

2-3　水文特性

2-3-1　降雨特性

1)　降雨量

関東地方の年平均降雨量は約 1500 ㎜程度である。（我が国の年平均降雨量は約 1800 ㎜）。涸沼川流域における降雨量は図-2.3.1 に示すように，関東地方北部の内陸平野部に位置し，年降雨量は約 1200 ㎜程度の降雨の少ない地域となっている。季節変化については，一般に夏季に降雨が多く，冬季は少ない。とくに 8 月ま

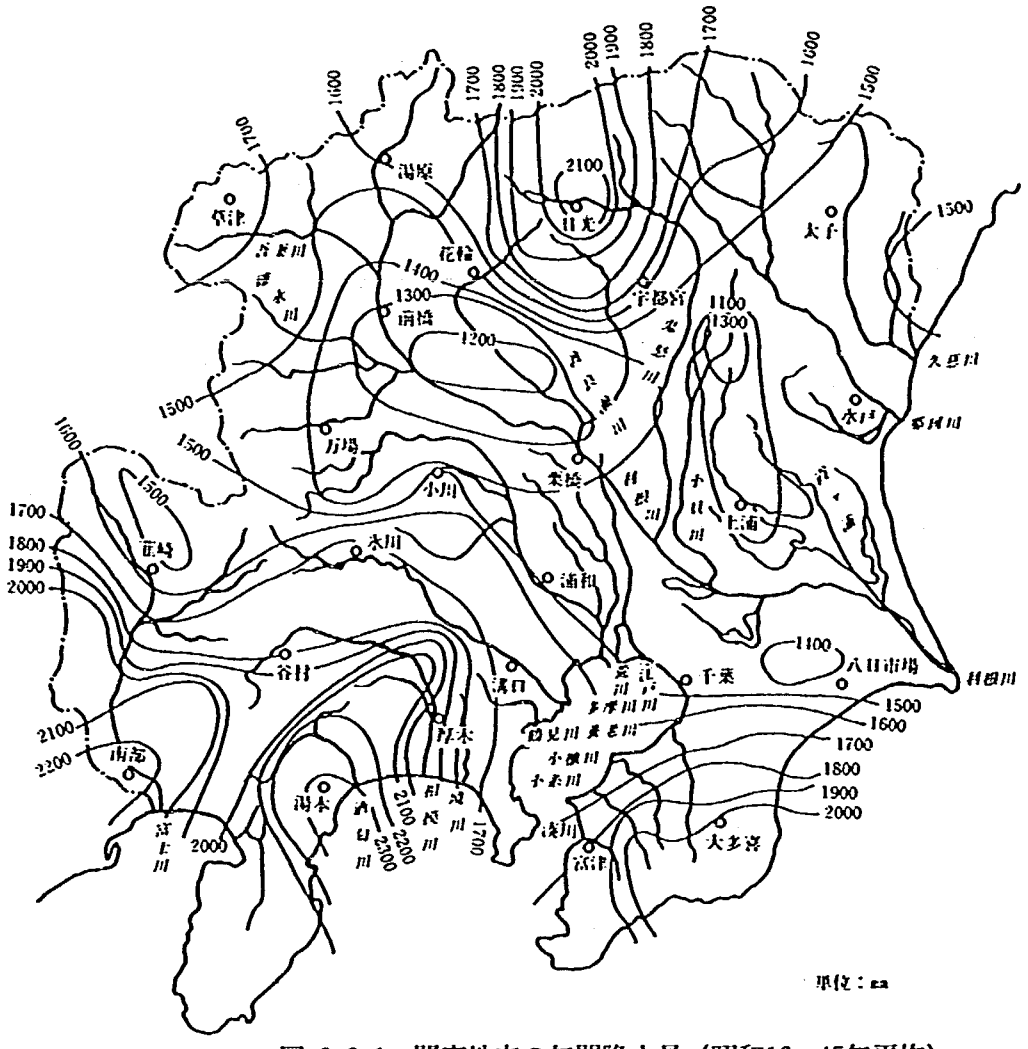


図-2.3.1　関東地方の年間降水量（昭和16～45年平均）

たは9月の台風接近期に最大の降雨量があり，次は6月から7月の梅雨期となっている。12月から2月にかけての降雨量は非常に少なく，月降雨量50㎜以下である。3月になると低気圧性降雨の回数，量とも次第に増加し，5月には月降雨量100㎜以上となる。概ね6月中旬から梅雨に入り，月降雨量150㎜以上となり，梅雨末期には活発な前線活動により豪雨に見舞われることもある。

2)　雨量観測所

涸沼川流域およびその周辺には図-2.3.2に示す10箇所の雨量観測所が位置している。これら観測所の所在地および観測開始年月日は表-2.3.1のようである。水戸地方気象台が最も古く，明治30年から観測を開始している。

また，気象庁所管の「那珂湊」，「岩間」，「高峰山」の3観測所はアメダスへの移行に伴い昭和50年前後に廃止され，さらに建設省所管の「笠間」観測所も昭和58年に廃止されている。

3)　雨量資料

明治38年から昭和59年までの80年間を対象に前記10観測所の観測資料をもとに，これら観測所の年最大の日・2日雨量，主要洪水の時間雨量を収集・整理し，流域平均雨量を算出した。

なお，雨量資料の収集は2日雨量で100㎜程度のものを対象とし，該当する規模の雨がない年については

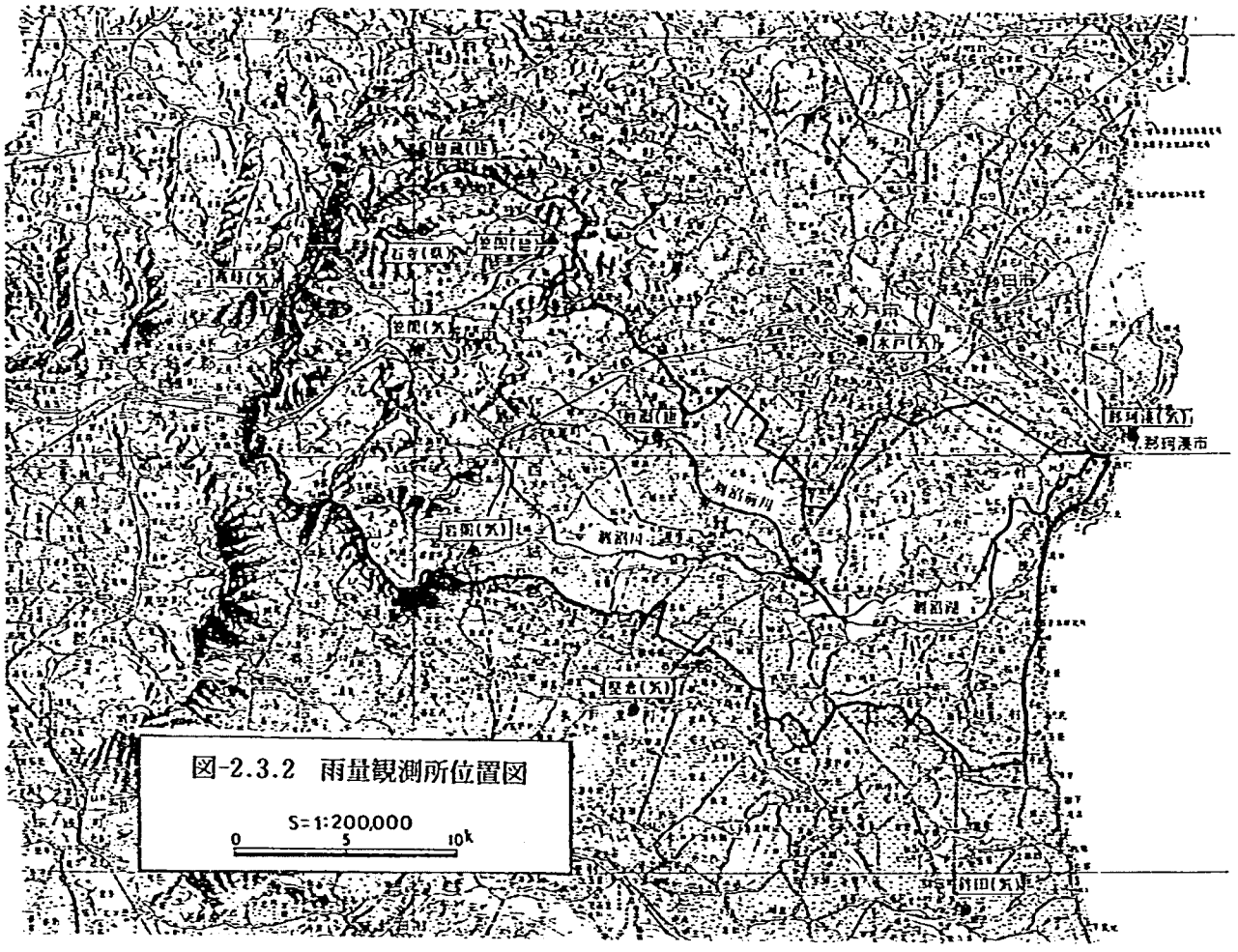


表-2.3.1 雨量観測所所在地一覧表

番号	観測所名	所属	住所	北緯	東経	標高(m)	観測期間
1	水戸	気	茨城県水戸市金町1－4－6 (水戸地方気象台)	36° 23.0′	140° 28.0′	29	M.30. 1. 1～
2	笠間	気	茨城県笠間市弁天町1668 (県立笠間高校)	36° 22.7′	140° 15.0′	40	M.34. 1. 1～
3	堅倉(美野里)	気	茨城県東茨城郡美野里町部室 (町立美野里中学校)	36° 14.5′	140° 20.6′	24	T. 8. 4. 1～
4	那珂湊	気	茨城県那珂湊市和田ノ上370 (那珂湊市消防署)	36° 20.4′	140° 36.3′	21	M.38. 4. 1～S.53.12.31 (廃止)
5	笠間	建	茨城県笠間市大橋	36° 25.0′	140° 19.0′	83	S.33. 1. 1～S.58. 3.31 (廃止)
6	徳蔵	建	茨城県西茨城郡七会村徳蔵	36° 27′	140° 15′		S.40. 7. 1～
7	鯉淵	建	茨城県東茨城郡内原村	36° 20′ 31″	140° 22′ 17″	29	S.34. 1. 1～
8	岩間	気	茨城県西茨城郡岩間町下郷 (岩間町役場)	36° 17′ 4″	140° 16′ 7″	42	S.34. 1. 1～S.50. 5. 9 (廃止)
9	高峯山	気	茨城県西茨城郡岩瀬町大字平沢 (高峯山山頂)	36° 24′ 0″	140° 10′ 0″	490	S.29.12. 3～S.49.12.31 (廃止)
10	鉾田	気	茨城県鹿島郡大字鉾田1090－2 (県立鉾田第一高校)	36° 9′ 1″	140° 31′ 3″	26	M.34. 1. 1～

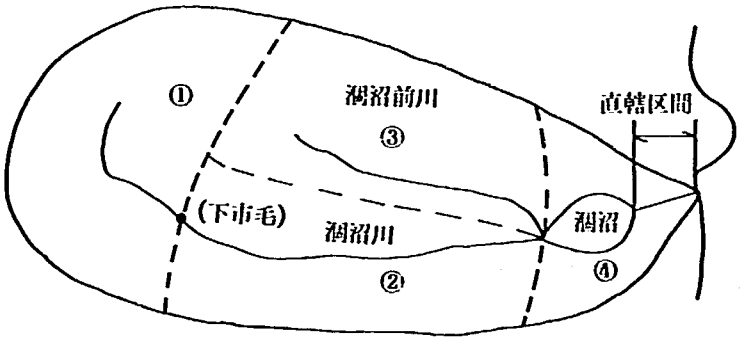
註) ○堅倉(気)は，昭和49年9月より「美野里」に移設。
○岩間(気)は，昭和49年11月1日で廃止し，昭和50年4月1日から愛宕山(気)として移転。

流域平均で年最大となる可能性のある降雨を収集した。なお，時間雨量については，その資料(水位，流量)がある洪水のうち，比較的規模の大きいものを対象（20洪水）に各観測所の時間雨量を収集・整理した。

2-3-2 降雨規模と生起確率

涸沼川流域を図-2.3.3に示すように分割し，各流域における主要降雨の流域平均2日雨量および流域平均時間雨量を算出した。これより区分流域別に年最大2日雨量を抽出し，トーマス法により，各流域別に2日雨量の確率計算を行った。

この確率雨量の計算結果から作成した年超過確率図を図-2.3.4(1)～(7)に示した。



A：下市毛地点上流域（=①） 98.4 km²
B：　〃　　下流域（=②） 153.6 km²
C：涸沼川流域（=①+②） 252.0 km²
D：涸沼前川流域（=③） 78.0 km²
E：涸沼川（県）流域（=①+②+③） 330.0 km²
F：涸沼下流域（=④） 128.8 km²
G：涸沼川全流域（=①+②+③+④） 458.8 km²

図-2.3.3 流域平均雨量算出流域

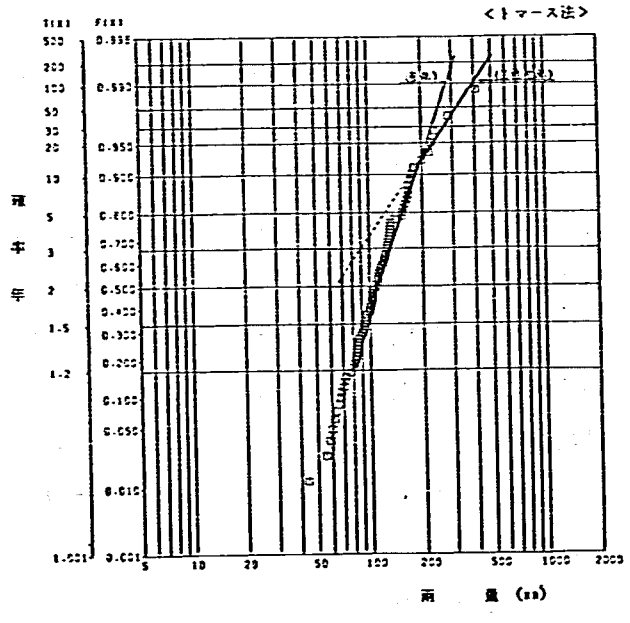


図-2.3.4(1) 流域平均2日雨量超過確率図
(涸沼川全流域)

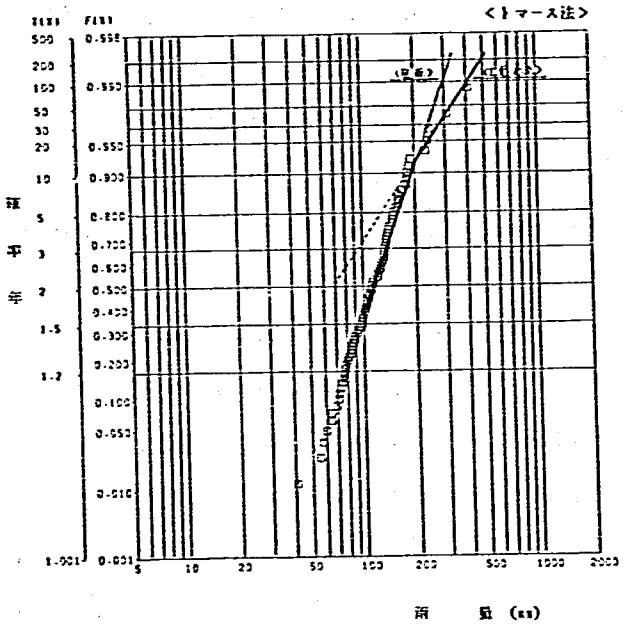


図-2.3.4(2) 流域平均2日雨量超過確率図
(涸沼川流域)

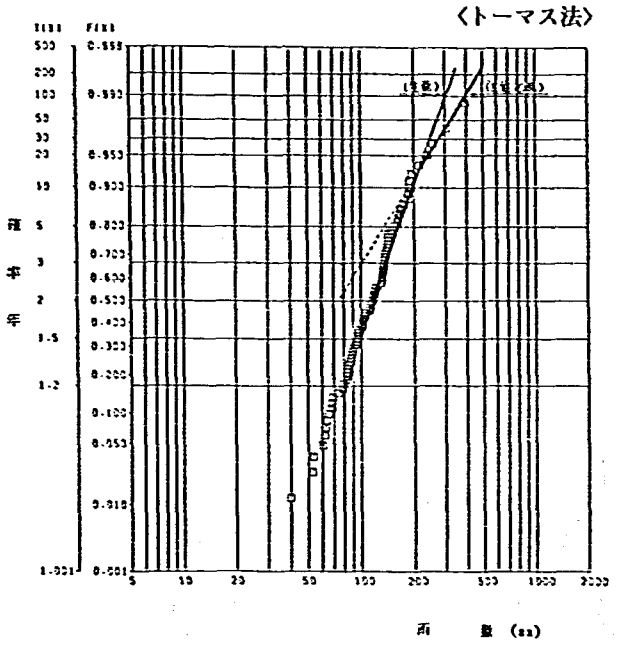


図-2.3.4(3)　流域平均２日雨量超過確率図
（下市毛地点上流）

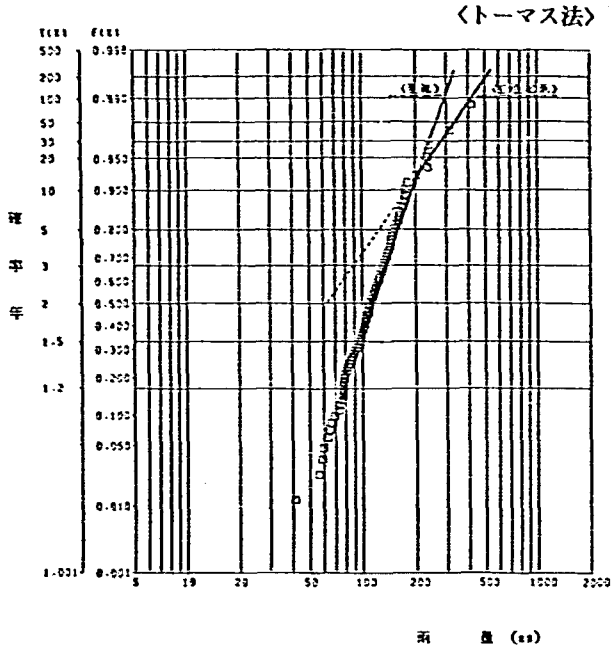


図-2.3.4(4)　流域平均２日雨量超過確率図
（下市毛地点下流）

2-4　河床材料特性

2-4-1　供給土砂の岩質，粒度特性と涸沼川の河床構成材料

涸沼川上流の基岩を構成するのは，頁岩・砂岩（およびそのホルンフェルス）を主体とする中古生界および，これに貫入した白亜紀末の花崗岩類である。いずれも新鮮な岩石は堅硬であるが，花崗岩の場合は，構成鉱物である石英・長石・雲母の物理的特性に著しい差異があり，粗粒で結晶間の結合も弱いことから風化に対する抵抗が弱く，往々にして深部にまで砂状を呈するようになる。このため，侵食・下刻作用の激しい河川では，風化に進行に比し，侵食作用の方が大きく，硬質岩を礫として産出運搬してくる（例えば北アルプス，中央アルプスに源を持つ河川）が，当地域のように準平原化し老年期の特性を有する山地では，河床部のごく一部を除き，地表部では既に大部分がマサ化している。このため上流域を含め，花崗岩の組織を残した礫はほとんどみられず，砂状～細礫まじりの石英粒（時に長石粒子を混えるが，長石は石英に比べ砕けやすく，シルト化しやすいため，残留部が少ない）を主とした状態で発生・運搬され，堆積する。河床材料調査の結果でも，花崗岩源の粒子は，ほとんどが砂，あるいは細礫（グラニュールサイズ）である。

いっぽう，頁岩，砂岩（ホルンフェルスを含む）は構成する粒子が花崗岩に比べはるかに緻密であり，砂状の風化が進むことは稀である。節理・層理面にそって風化するが，風化したものは砂状となるよりむしろ粘土・シルト状を呈する方向に進む。そして未風化の部分が，硬質なまま残留して来ることが多い。また，礫となった時点でも，結晶構成のもろさに起因するような弱点はないことから，砂状に分離することもない。したがって，岩石自体の組織を保った状態で礫として残っており，流域内でも径1～2 cm以上のサイズの礫は大部分がこれら中古生界堆積岩を起源とするものである。

また，下流域（東茨城台地内）の低水路内の河床材料を構成する礫の中には，安山岩の小礫も若干認める

ことが出来る。安山岩は本流域内には存在せず，他流域からの二次的な堆積物である。東茨城丘陵も上部を構成する見和層の堆積時には既に那珂川の氾濫の影響を受けていたものと考えられ，上流域の塩原・那須火山を起源とする堆積物を見和層に供給したことはほぼ確実である。ここで認められる安山岩は礫は，見和層中に一旦堆積したものが再び侵食により流出し，現況河道付近に分布するに至ったものと考えられる。

涸沼川の供給土砂の特性および河床構成材料は，その流域の地形・地質分布状況から，次の4つの地区に大別することができる。

① 上流域

鶏足山地を開析した地区で，本川では笠間盆地より上流，桜川では岩間より上流域がこの範囲に当る。中・古生界及び，花崗岩を基盤とする山地で，〝侵食・削剝〟を主とした堆積物の供給地となるゾーンである。しかし，当山地は，どちらかといえば老年期の山地であり，山地傾斜は一般に緩やかであり，山地比高も200m以下の所が多い。花崗岩地域では稀に表層のマサ化したゾーンにガリー状の侵食崩壊跡をみることがあるが，山地での崩壊地も殆どみとめられず，域内に地すべり等の指定地も分布しない。岩層の風化は準平原化することもあって比較的進み，ことに花崗岩分布地では往々にして深層風化（マサ化）が進んでいる。また，緩斜面はローム層により覆われていることも多い。山地では河岸段丘の発達も少なく，河川の回春作用[1]も殆ど進行していないとみて良い。一般に関東及び中部の山地河川は上流域が急峻な狭谷で山腹崩壊等による土砂流出が多いが，涸沼川はこのような河川と異なった上流域を構成することが大きな特徴の1つということができる（写真-2.13，2.14参照）。

現在上流域における最大の土砂供給源となっているのは，むしろ稲田川左支川上流域における花崗岩の採石場および片庭川，桜川上流の中古生層およびそのホルンフェルスを対象とした砕石採取場と考えられる。

② 笠間盆地域

涸沼川上流には，笠間を中心とする盆地があり，上流の山地を離れた涸沼川およびその支川は，ここで小規模な複合扇状地を作る。山地を削剝[2]し搬送されて来た粗粒な堆積物の大部分は一旦ここで堆積させられたものと考えられる（写真-2.15参照）。

③ 友部丘陵域

笠間盆地から涸沼川は友部丘陵を横切る。この間基盤の中古生層（ホルンフェルス）からなる低平な丘陵地を浅い谷を作り，蛇行して東に流れ，JR常磐線を横切る地点で東茨城台地に抜ける。この間は再び侵食・下刻作用の領域となるが，丘陵地の比高も上流の鶏足山地に比べ一段と低くなり，侵食による土砂の生産量はごく少ないものとみて良い（写真-2.16参照）。

④ 東茨城台地

JR常磐線付近を境にして下流域は上部更新統からなる東茨城台地を開析した谷を流れる。現河谷の基底部は，第四氷期（氷期）に作られたものであり，その後の海進により埋立てられ現在の地形を形成したものである。沖積層はその基底部に，上流から運ばれたと考えられる砂礫・砂層などの粗粒の堆積物がみられるほか，時にレンズ状の砂層を介在するが，下層部は海成の粘性土層である。また，上部では涸沼の閉そくに伴

注1) 隆起等の地殻変動によって河道の平衡状態がくずれ，河川が侵食作用を復活させること。
注2) 表面侵食のこと。



写真-2.13　笠間市真端での河床状況（54.9km付近）
径10～30mmの亜円～亜角礫と砂が堆積する

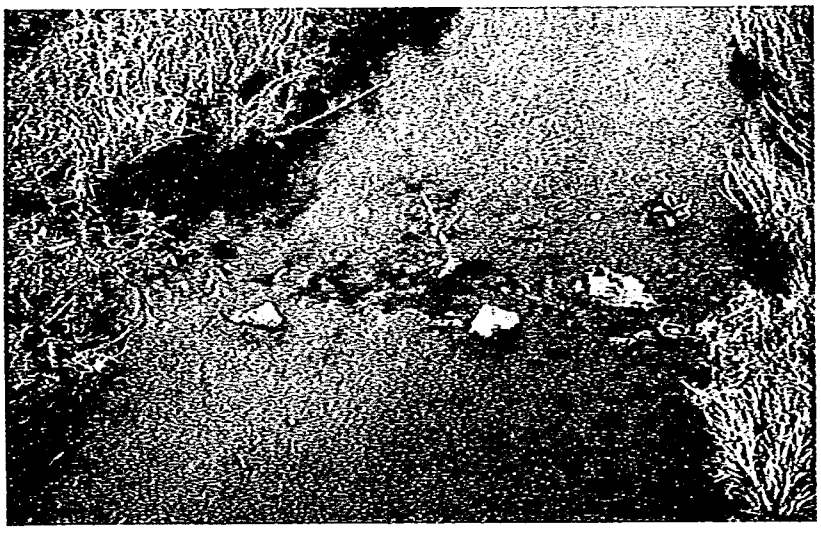


写真-2.14　笠間市関内での河床状況（50.4km付近）
河床には亜角礫（古生層礫）と砂が堆積する



写真-2.15　笠間市北吉原の河道状況（44.0km付近）
河床には往5～10mmの礫と砂が多い

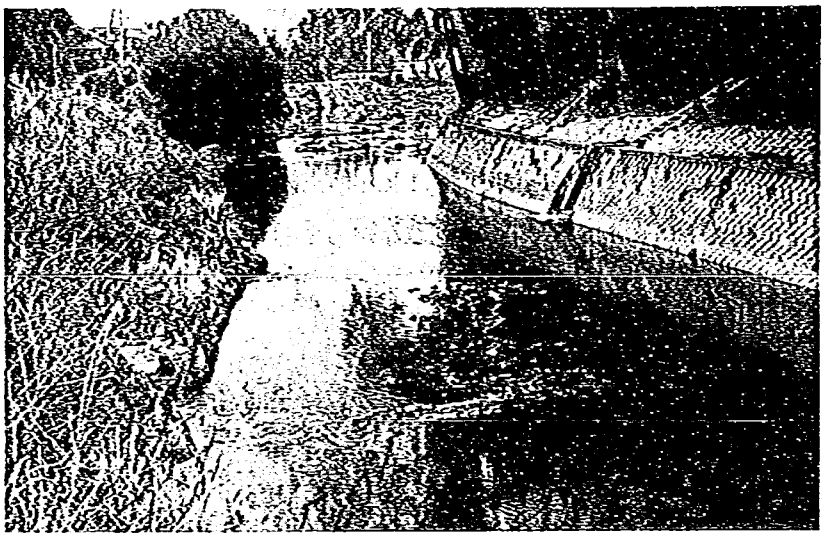


写真-2.16　国道355号付近の河道状況（約37.2km付近）
国道355号より下流では河床にホルンフェルスが露出する



写真-2.17(1)　舟場橋地点での河道状況（31.8km）
河床は礫の集まった部分もあるが，全体としては固結粘土が多い

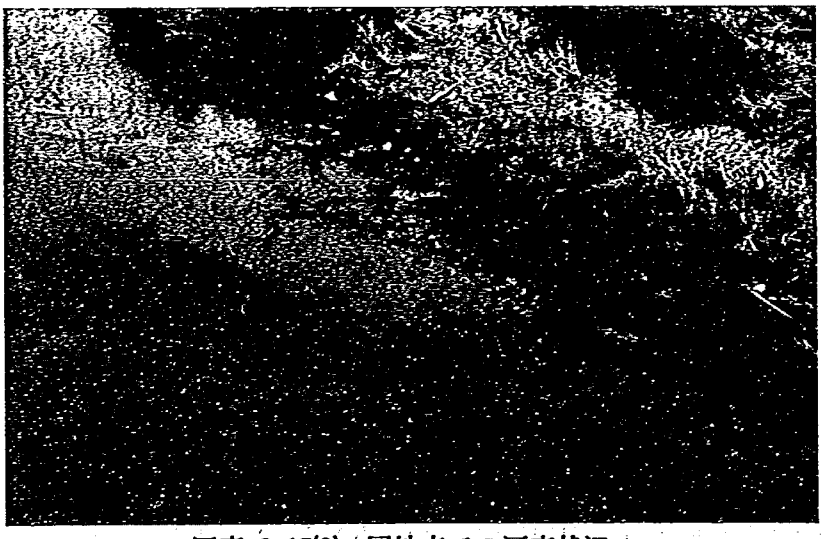


写真-2.17(2)　同地点での河床状況
河床に見られる洪積の粘土

う背後湿地性の有機質土を一部で堆積させるほか，陸化に伴う河川の影響を受けるようになり，再び，不規則な砂，砂質シルト，砂礫などが堆積してくる（写真-2.17参照）。

なお，JR常磐線橋梁の下流側（約35.0 km地点）付近の川底には更新統の粘土層が露出しており，その標高は約T.P.16 mである。涸沼川洪水観測区間の28.1 km地点の粘土層は約T.P.5.0 mであり，35.0 km地点付近から下流に向って約1/640の勾配で傾斜してつながっており，段丘の下層にこの層があることからこれらは洪積層であることが分かる。

2-4-2 河床材料の縦断方向の変化と粒径集団

ここでは，河床材料の縦断方向の変化特性と河床材料の粒径集団について，調査結果に基づき述べる。

1) 河床材料の調査方法と各地点の河床材料特性

(1) 調査位置と方法

涸沼川における河床材料粒径分布について，17.0 km～36.0 km区間の調査結果（昭和63年6月8,9日実施）を以下に述べる。河床材料の採取位置は，涸沼川洪水観測区間の27.8 km～28.5 km間においては縦断方向20 m間隔，他の地点は縦断方向1.0 km間隔とし，原則として，図-2.4.1に示すような横断方向3箇所について採取した。採取方法は，写真-2.18に示す器具を用い，表層（約10.0 cm厚）の河床材料を約0.5 m×0.5 mの範囲で極力細粒分が流出しないように注意して採取し，ふるい分け試験を実施した。

(2) 各地点の河道状況と河床材料粒径

ふるい分け調査結果の一覧を付表-2.1に，粒径加積曲線図を付図-2.1.(1)～2.1(19)に示す。採取地点の河道状況と河床材料粒径は次のようである。

① 36.0 km（宍戸橋の約100 m上流地点）

この付近の河床勾配は約1/470（35.4～40.4 km）程度であり，低水幅が約27 mと比較的広い。右岸側を外岸として大きく湾曲しており，主流部はこの外岸側に集中するものと考えられる。この右岸側には護岸が設けられている。したがって右岸側はd_{90}＝95 ㎜，d_{60}＝75 ㎜と粗礫が分布し，左岸側はd_{90}＝36 ㎜，d_{60}＝17.5 ㎜となっており，比較的粒径が小さい（写真-2.19）。

② 35.0 km

この地点の上流には落差1.0 m程度の堰（倒伏堰）があり，堰下流右岸側に護岸が施工されている。堰上流が大きく右に湾曲しており，その直下流に位置し，低水路幅は約12 mと狭い。河床粒径はほぼ横断的にも同一であり，d_{90}＝5.0～6.0 ㎜，d_{60}＝2.0～3.0 ㎜程度である（写真-2.20）。

③ 34.0 km

大古山橋の直上流であり，上下流はいずれも右に曲っている地点の直線部区間である。低水路幅は約17.0 mであり，河床粒径が右岸でd_{90}＝5.0 ㎜，d_{60}＝1.9 ㎜，中央部および左岸が$d_{90}\fallingdotseq$10.8 ㎜，$d_{60}\fallingdotseq$5.0と若干大きい。

④ 33.0 km

右岸側を外岸とする湾曲区間であり，この右岸法面には岩が露出している。低水路幅は約14.0 mであり，上流がこれより比較的広い。河床粒径は左岸が小さく，d_{90}＝4.5 ㎜，d_{60}＝2.0 ㎜となっており，中央部から右岸はd_{90}＝11 ㎜，d_{60}＝4.0～10.3 ㎜と大きくなっている（写真-2.21）。

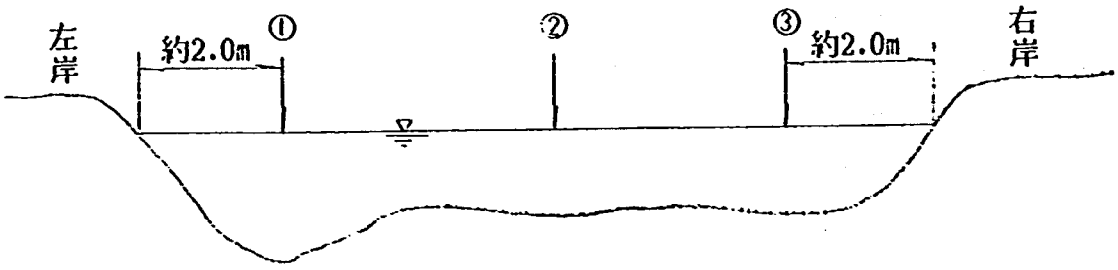


図-2.4.1　河床材料の採取位置

⑤　32.0 km

この地点は，右岸側を外岸として湾曲している区間の終端部付近である。低水路幅は約 10 m と狭く，右岸側には固結した粘土層が露出している。河床粒径は主流部となる右岸から中央部付近が d_{90} 粒径で約 5.0 ㎜，d_{60} 粒径で約 2.3 ㎜となっている。これに対し，内岸側の左岸は $d_{90}=1.9$ ㎜，$d_{60}=1.2$ ㎜と小さい。

⑥　31.0 km

桜川との合流点より約 15 m 上流に位置しており，左岸側を外岸として若干湾曲している。この下流では左に湾曲し，反対に右岸側が外岸となる。低水路幅は約 16 m であり，主流部となる左岸側が深い。河床粒径は左岸から中央部で d_{90} 粒径が約 17.0 ㎜となっているのに対し，右岸側は $d_{90}=2.8$ ㎜，$d_{60}=1.3$ ㎜と細かい。

⑦　30.0 km

川根橋の下流であり，比較的直線に近い区間である。低水路幅は約 20 m 近くあり，中央部付近には砂州が形成されていた。河床粒径はこの中央部で $d_{90}=50.0$ ㎜，$d_{60}=26.0$ ㎜と大きく，右岸で $d_{90}=20.0$ ㎜，$d_{60}=6.0$ ㎜，左岸は $d_{90}=7.0$ ㎜，$d_{60}=1.5$ ㎜とかなり細かい（写真-2.22)。

⑧　29.0 km

常磐自動車道の約 100 m 下流地点付近であり，低水路が右側に湾曲し，その後左に湾曲している場所である。低水路幅は約 27.0 m と広く，河道中央に砂州が形成されていた。河床粒径は，d_{90} 粒径が約 25～34 ㎜，d_{60} 粒径が約 13～19 ㎜であり，横断的な違いは見受けられなかった（写真-2.23)。

⑨　28.73 (28.5) km～28.03 (27.8) km 間

この区間は，涸沼川洪水観測施設が設置されている箇所である。涸沼川の河床材料粒径は表-2.4.1 に示してあるように d_{60} 粒径で約 30～50 ㎜，10～20 ㎜，1.0～5.0 ㎜および 0.5 ㎜付近の集団に分けられる。これらの集団は，河道の縦横断および平面的な特性によって分布している。なお，以下に述べる( ) 内の数値は土木研究所で設置した距離標位置である。28.73 (28.5) km 地点の上流は，左に大きく湾曲し，右岸側には護岸が施工されている。28.73 (28.5) km～28.63 (28.4) km 付近は，上流湾曲部の固定砂州下流部に位置し，低水路幅も広い位置から狭くなる区間である。河床材料粒径は，低水路全幅にわたって動くような材料で占められ，洪水直後においては砂堆の形成流下が活発に見られる。d_{60} 粒径は 30～50 ㎜が 28.65 (28.42) km～28.63 (28.40) km 間左岸に分布し，$d_{60}=10$～20 ㎜は，28.73 (28.5) km の中央から左岸，28.71 (28.48) km 中央から右岸および 28.63 (28.40) km～28.61 (28.38) km の右岸に分布している。$d_{60}=1.0$～5.0 ㎜はは 28.73 (28.5) km 右岸，28.71 (28.48) km 左岸および

28.69 (28.46) km～28.67 (28.44) kmとなっている。

28.63 (28.4) km～28.53 (28.3) km間は低水路幅も狭く，28.59 (28.36) km付近で右に湾曲し，水衝部が左岸側から28.53 (28.3) km地点で右岸側に移る区間である。d_{60}粒径は，30～50 mmが28.53 (28.3) km地点に分布し，d_{60}＝10～20 mmの粒径が28.55 (28.32) kmの中央から右岸に分布している。他の地点は多くがd_{60}＝0.5 mm付近となっている。

28.53 (28.3) km～28.33 (28.1) km区間の低水路は直線部であり，低水路幅が比較的狭く，下流に向って若干広がっている。28.39 (28.16) ～28.37 (28.14) km付近は瀬のような形が礫によって形成されており，その位置はほぼ固定しているようである。28.33 (28.1) km付近の右岸側には粘土状の固結したものが底層にあり，洪水時にはこれが露出するものと考えられる。河床材料のd_{90}粒径は28.51 (28.28) km，28.49 (28.26) kmの中央から右岸および28.45 (28.22) km～28.37 (28.14) km間付近に40～60 mmの礫が分布している。d_{60}粒径は28.47 (28.24) kmの中央から右岸および28.37 (28.14) km～28.33 (28.1) km間付近の左岸に1.0～5.0 mmの粒径が分布している以外は，d_{60}＝10～20 mmで占められている。

28.33 (28.1) km～28.13 (27.9) km間は左方向に緩やかに湾曲しており，28.23 (28.0) km地点付近の右岸には根固めブロックが設置されている。この右岸側河床には固結した粘土層が見受けられる。d_{90}粒径は約40～50 mmが28.15 (28.02) km～28.13 (28.0) kmの中央部から右岸に，d_{90}＝10～20 mmのの粒径が28.31 (28.08) km～28.29 (28.06) km付近に分布しているほかはd_{90}＝1.0～5.0 mmが多くを占めている。d_{60}粒径も約10～20 mmの部分が28.15 (28.02) km～28.13 (28.0) km間の中央部から右岸に見られるほかは，d_{60}＝1.0～5.0 mmで占められている。

28.13 (27.9) km～28.03 (27.8) km間は，ほぼ直線部であるが河床材料は礫を含む混合粒径で占められ，28.11 (27.88) km～28.05 (27.82) kmのd_{90}粒径は約40～70 mmとなっている。d_{60}粒径も同位置で約10～20 mmとなっており，他はd_{60}＝1.0～5.0 mmである（写真-2.24(1)～2.24(6)）。

⑩ 27.0 km

この地点は枝折川との合流点（南川又橋地点）直上流に位置し，合流点には取水用と思われる堰（落差工，落差約50～70 cm)が設けられている。低水路幅は約20 mであり，左岸側を外岸とする緩い湾曲区間である。河床はかなり大きな粒径で全断面が占められ，d_{90}粒径で約70 mm，d_{60}粒径で約30 mm程度となっている。

⑪ 26.0 km

この付近から下流の河床勾配は約1/1420である。河道は緩やかに左方向に曲がる地点であり，低水路幅約17 mである。河床粒径もこの付近からは細かくなり大粒径の礫は見られなくなる。この地点のd_{90}粒径は約3.0 mmであり，d_{60}粒径が約1.2 mm程度となっている。

⑫ 25.0 km

この断面は，河道が右に曲がった後に左方向に曲がる大きなS字湾曲区間の変化点付近に位置している。低水路幅は20 m前後であり，河床粒径はd_{90}＝2.0～5.0 mm，d_{60}＝1.0～3.0 mmであり，右岸側が若干細かい。

⑬ 24.0 km

河道はほぼ直線部であり，上流（約 50 m 地点）には取水用と思われる落差工（落差 1.0 m）があり，右岸側には護岸が施工されている。低水路幅は約 15 m 前後である。河床粒径は d_{90}=5.0～12 ㎜，d_{60}=1.0～4.0 ㎜程度である（写真-2.25)。

⑭ 23.0 km

木橋の約 110 m 下流であり，河道はほぼ直線部である。低水路幅は約 20 m であり，横断的な河床粒径の変化は小さい。d_{90} 粒径は 3.0～4.0 ㎜，d_{60}=1.3 ㎜である。

⑮ 22.0 km

河道はこの地点の上流が右に，下流で左方向に曲がっているほぼ中間の直線部に位置し，右岸側が若干水衝部となっている。低水路幅は，約 20 m 前後である。このため d_{90} 粒径は，中央部から右岸寄りが大きく，約 9.0 ㎜となっているのに対し，左岸は 4.4 ㎜である。d_{60} 粒径は 2.5～3.0 ㎜であり，横断的な違いは小さい。

⑯ 21.0 km

国道 6 号線の高橋の直上流（約 170 m 上流）であり，河道もほぼ直線部である。低水路幅は，約 17 m 前後となっている。河床粒径は，d_{90}=3.8～4.3 ㎜，d_{60}=1.0～2.0 ㎜と横断的に顕著な違いは見られない。

⑰ 20.0 km

右岸側を外岸とする緩やかな湾曲であり，低水路幅も約 33 m と広い。河床粒径は，d_{90}=5.0 ㎜，d_{60}=1.7～2.7 ㎜付近である（写真-2.26)。

⑱ 19.0 km

涸沼前川との合流点直上流である。低水路幅は約 35 m と広く，d_{90} 粒径で約 1.8 ㎜，d_{60} 粒径で約 1.0 ㎜の粗砂が主体となっている。

⑲ 18.0 km

新橋の直下流で左方向に緩やかに湾曲している箇所である。低水路幅は約 25 m で，水深が約 2.0 m と深い。河床粒径は，d_{90}=0.4 ㎜，d_{60}=0.3 ㎜とほぼ均一の細砂となっている。

⑳ 17.0 km

右岸側支川の貫政川との合流点直下流に位置し，右岸側を外岸とする湾曲区間である。低水路幅は約 35 m あり，水深も約 3.5 m と深い。河床粒径は d_{90}=0.4～0.6 ㎜，d_{60}=0.2～0.3 ㎜の細砂で占められている（写真-2.27)。

2) 河床材料の縦断方向の変化と粒径集団

山地で生産された土砂は，山間部を流下するにつれて，一部は摩耗や分割されながら，河道の縦断方向および平面的に分級，堆積する。ここでは，河床材料の縦断方向の変化を 1)の調査結果より述べることとする。

36.0 km 地点から下流の河床材料調査試料より，d_{90} 粒径および d_{60} 粒径の縦断的な分布特性を示したのが図-2.4.2 である。河床材料粒径は 27.0 km～31.0 km 間および 36.0 km より上流域で d_{90} 粒径が 40～70 ㎜，

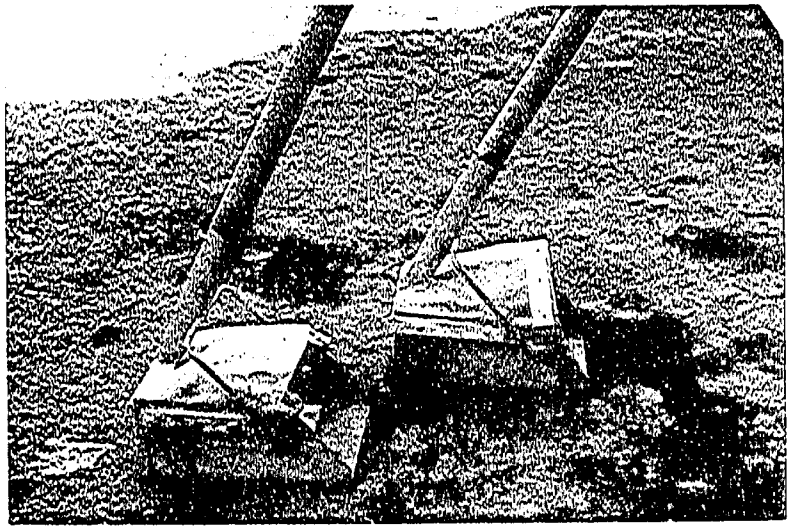


写真-2.18　河床材料の採取器具

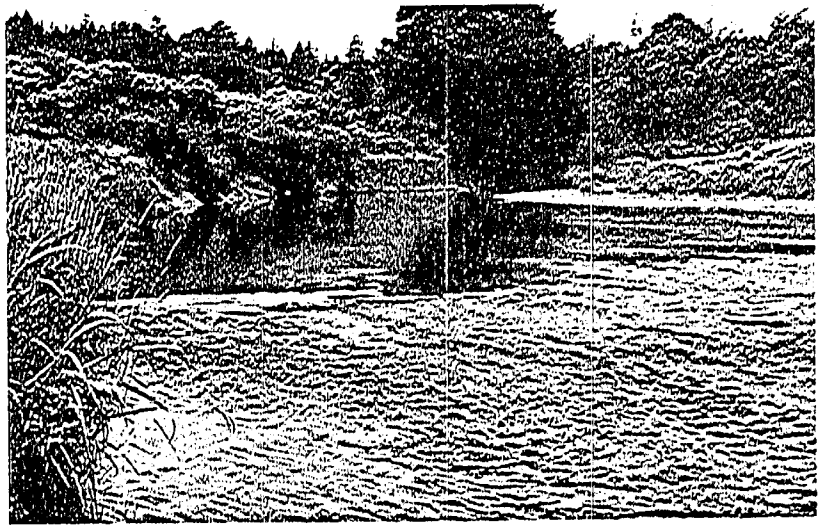


写真-2.19　36.0km地点の河道および河床状況

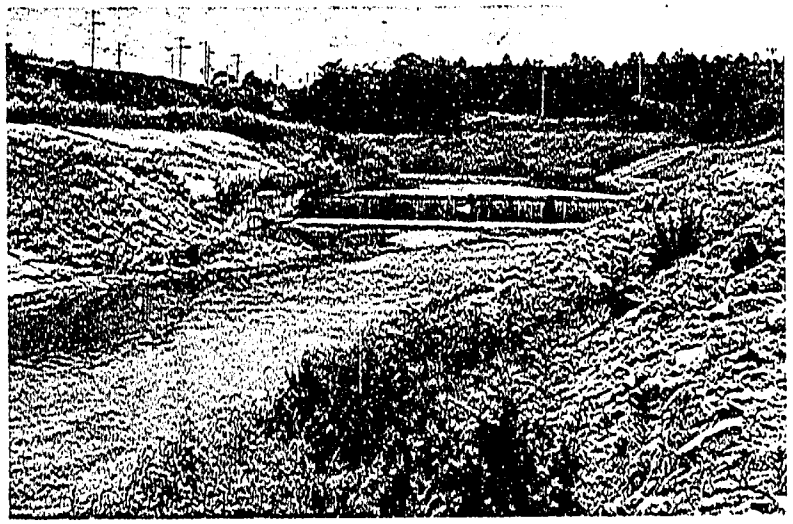


写真-2.20　35.0km地点の河道および河床状況

上流には，落差1.0m程度の堰（倒伏堰）があり，堰から下流右岸の低水路法面は護岸が施されている。流れはほぼ均等に流れており水深は0.3～0.5mとなっている。

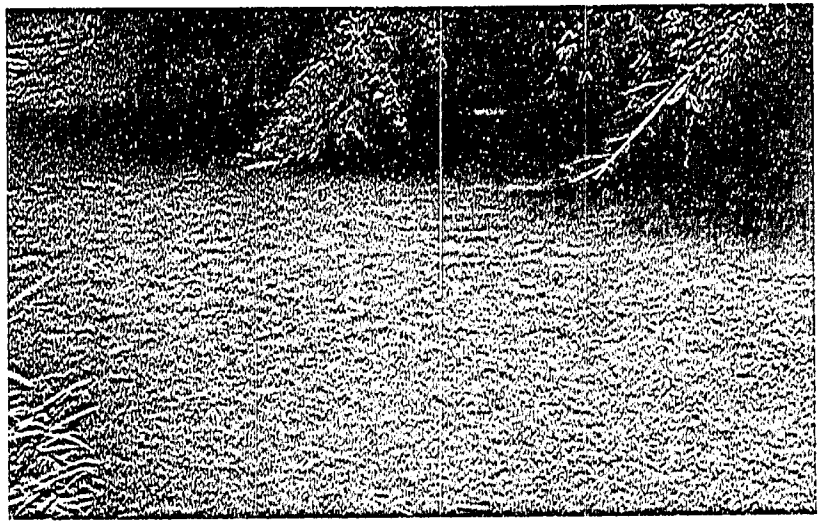


写真-2.21　33.0km地点の河道および河床状況

右岸側を外岸とする湾曲区間で低水路右岸側法面は岩が露出している。水深は0.3～0.4mと非常に浅くなっている。



写真-2.22　30.0km地点の河道および河床状況

河道形状は，ほぼ直線に近く，断面上には低水路内中央に洲が形成されていた。従って流れは通水幅２～３mで左右岸に分かれる。水深はいずれも約1.0mであった。

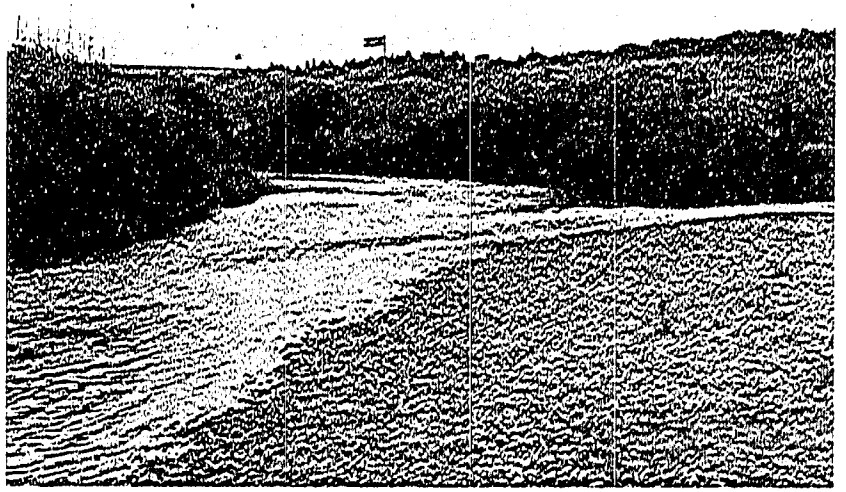


写真-2.23　29.0km地点の河道および河床状況

この断面は，S字湾曲区間の変化点に位置しており低水路内中央には30.0k断面同様，洲が形成されていた。この洲によって流れは，３～４mの通水幅に２分され水深は約0.6m程度となる。

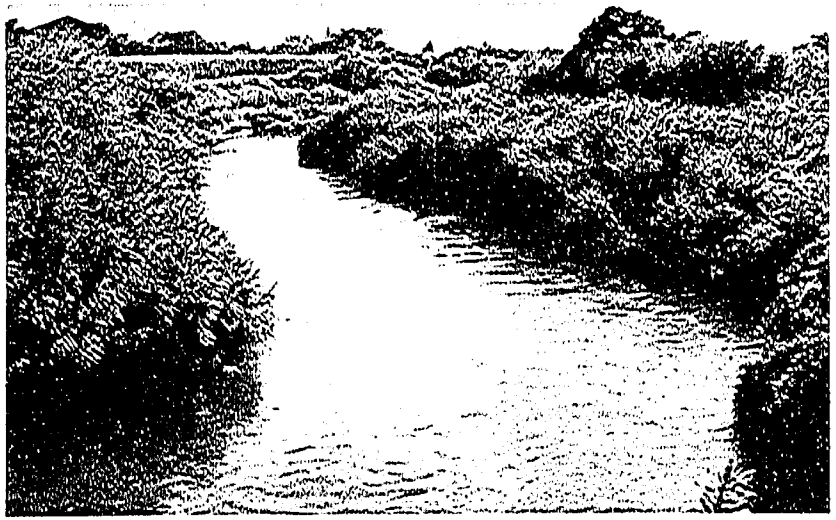


写真-2.24(1)　28.3km付近より上流を写す
低水路はゆるい複湾曲形状を呈している。

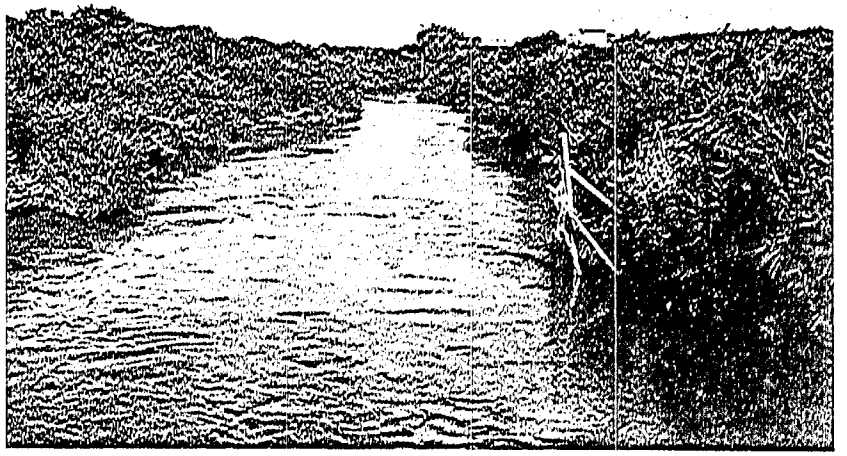


写真-2.24(2)　28.38km左岸より下流を写す
28.36km右岸の河床が若干高くなっている。



写真-2.24(3)　28.3km左岸堤防より下流河道を写す

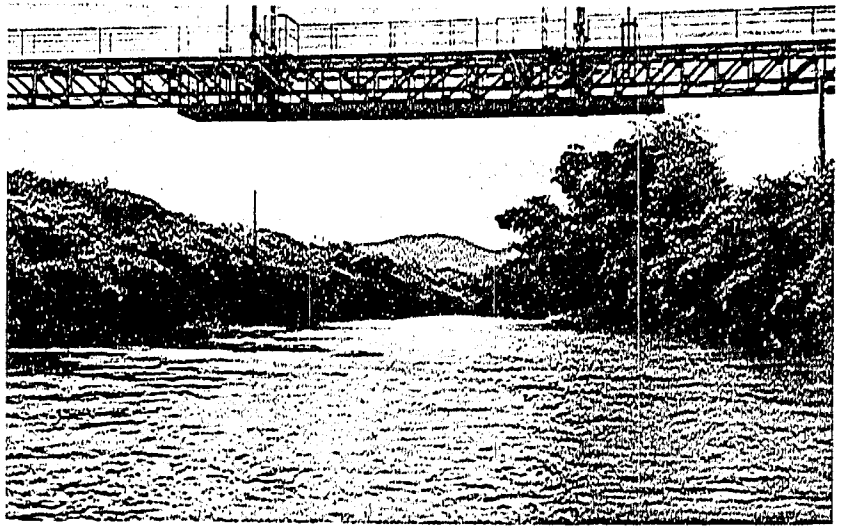


写真-2.24(4)　28.04km中央より上流を写す

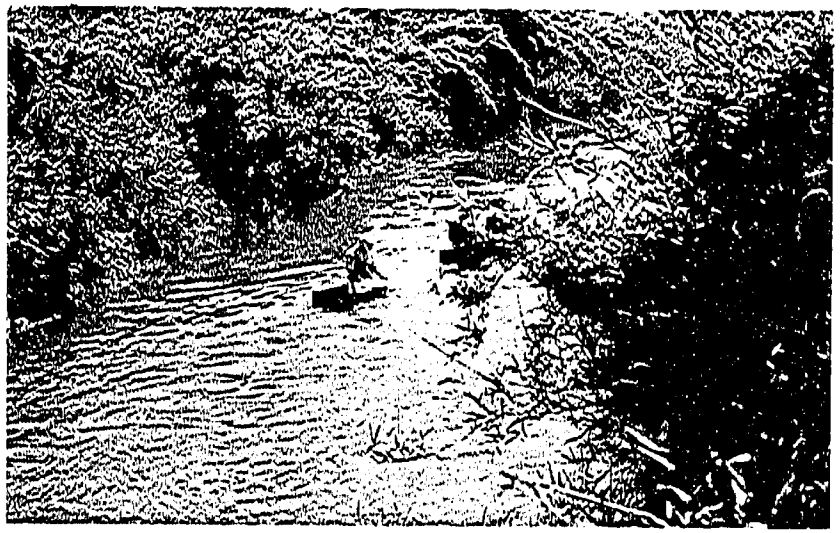


写真-2.24(5)　27.84km左岸より上流を写す

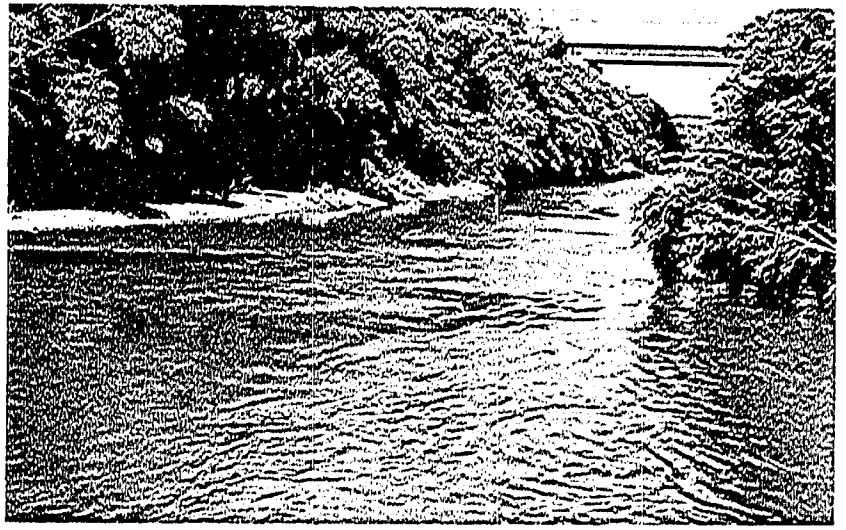


写真-2.24(6)　27.76km右岸より下流を写す

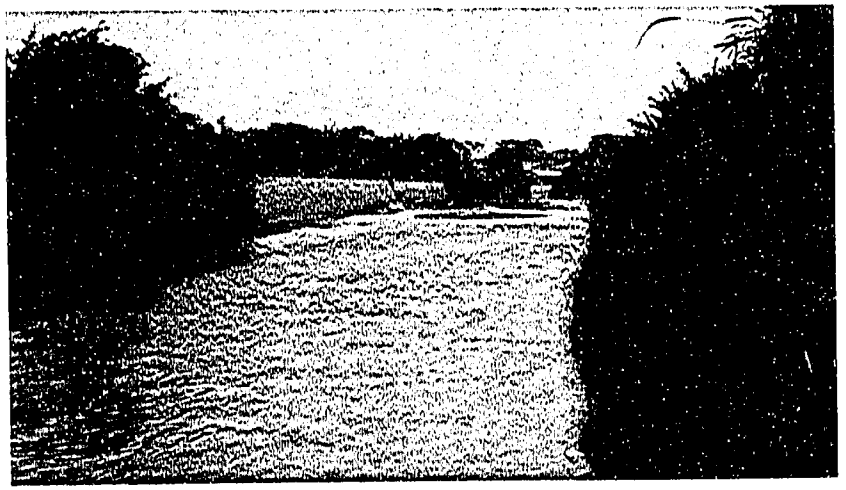


写真-2.25　24.0km地点の河道および河床状況

河道形状は直線に近い。上流には落差工があり，右岸側低水路法面は護岸を施している。又落差工直下には低水路のほぼ中央に洲が形成されている。通水幅は15.0m前後と狭くなり，水深は0.5～0.6mとなっている。



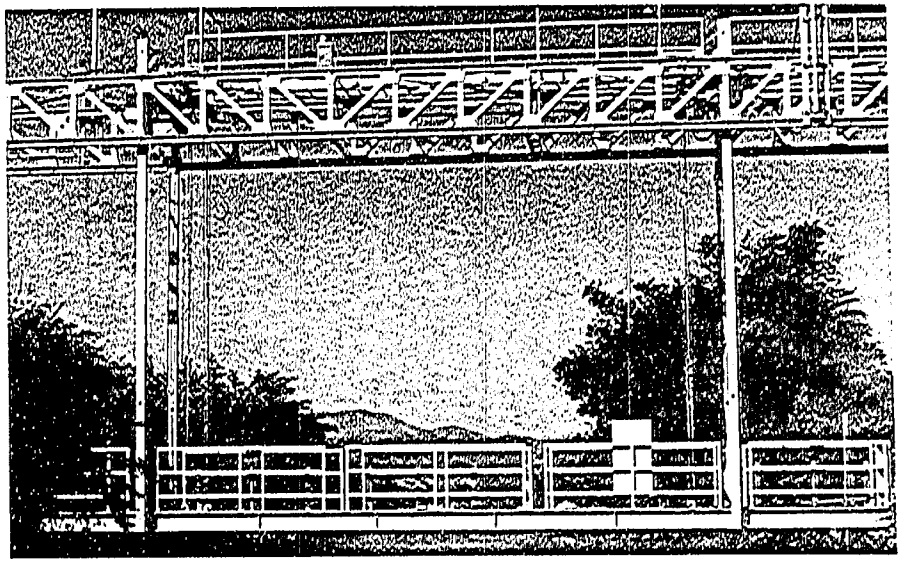
写真-2.27　17.0km地点の河道および河床状況

この断面は，宮政川との合流地点直下に位置している。河道は右岸側を外岸とする湾曲区間で高水敷上は水田が広がっている。流れは遅いが，水深は３～４ｍと深くなっている。



写真-2.26　20.0km地点の河道および河床状況

右岸側を外岸とする湾曲区間であり低水路法面には護岸が施されている。通水幅は30～35mと広くなり高水敷上には水田が見られるようになる。水深は左右岸で約0.6m中央で約0.3mとなっている。



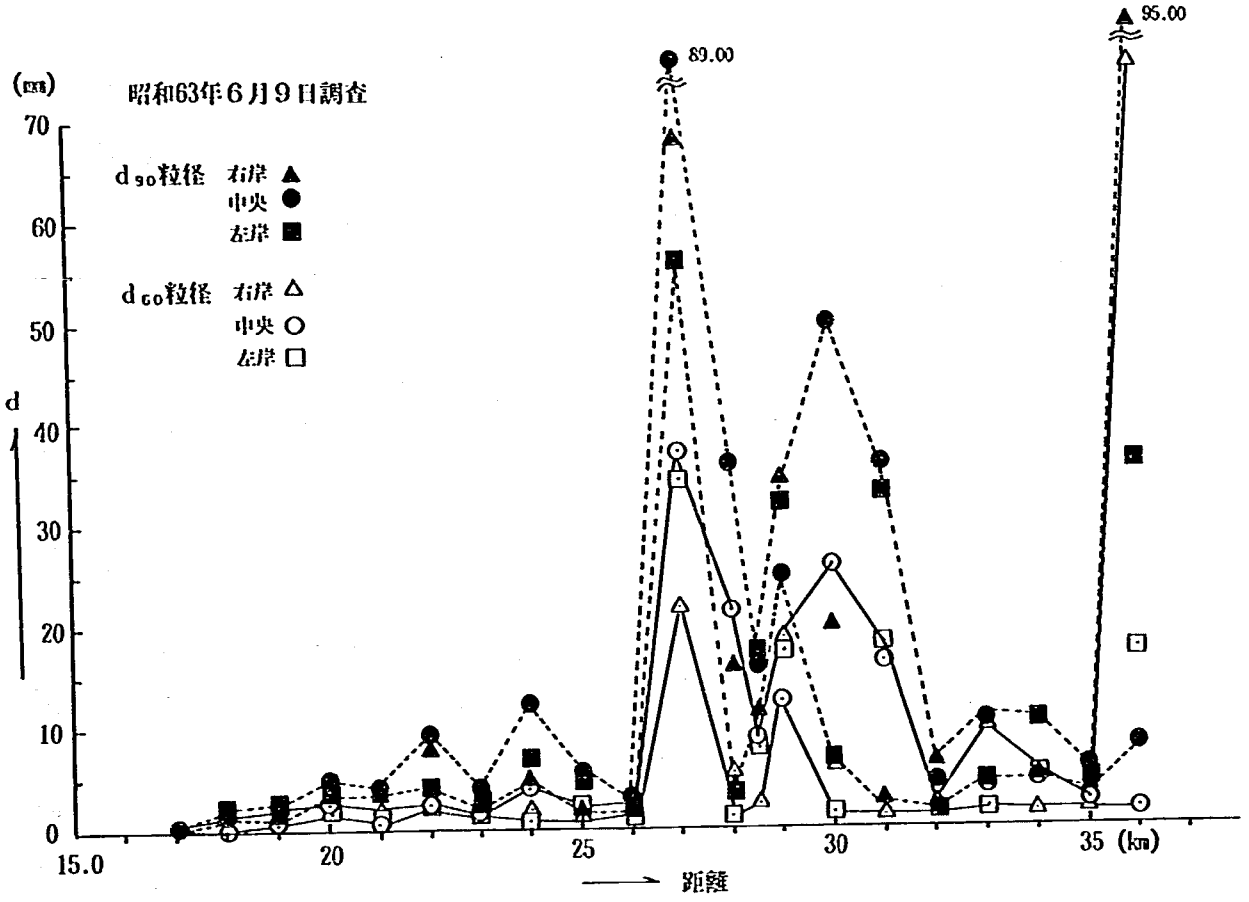


図-2.4.2(1) 河床材料粒径の縦断分布図

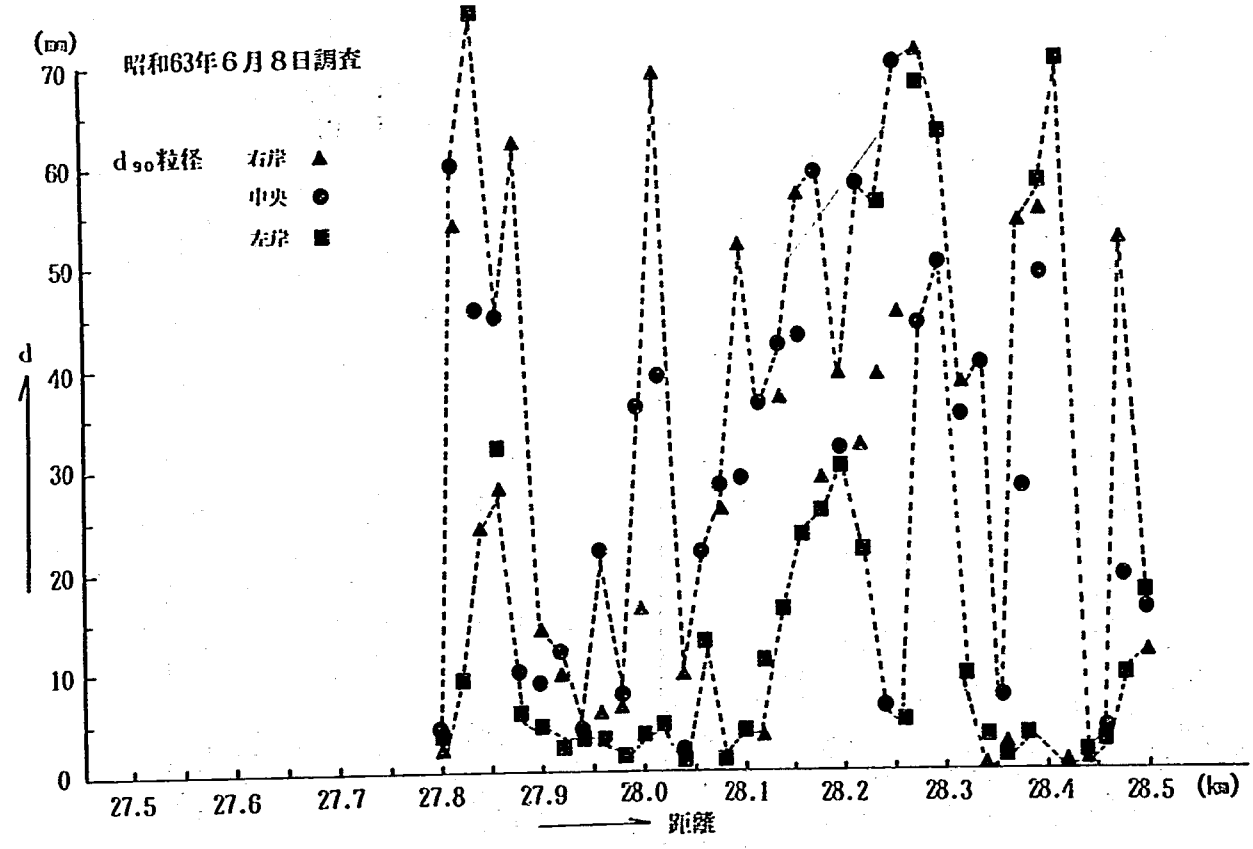


図-2.4.2(2) 河床材料粒径の縦断分布図

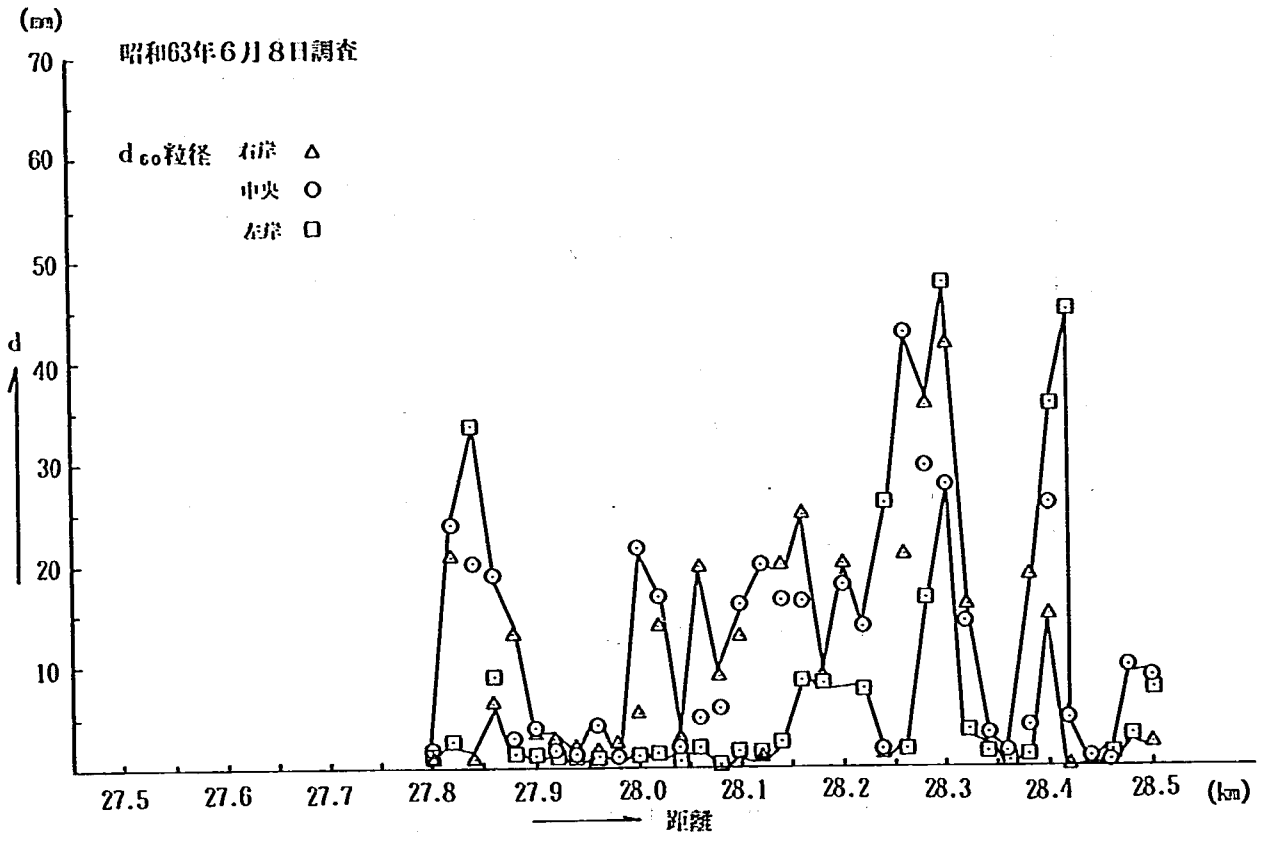


図-2.4.2(3) 河床材料粒径の縦断分布図

d_{60}粒径が 30～50 ㎜の比較的大きな礫が分布している。ただし，この区間においても河積の大きい箇所や非主流部等では砂分を主体とした粒径の小さい材料（まさ土）も分布している。

なお，この粒径の大きい原因は，36.0 km より上流域で河床勾配が急となり，かつ低水路幅も狭いためと考えられる。しかし，27.0 km～31.0 km 間に比較的大きな礫が存在する原因は，河道特性が極端に変化している様子も見られず，周辺の段丘堆積層の中に含まれていたのかも知れないが明確ではない。

これに対し，32.0 km～35.0 km 間および 26.0 km より下流域では，d_{90} 粒径で 10 ㎜以下，d_{60}粒径で 1.0～5.0 ㎜が主体となり，さらに 18.0 km から下流では d_{60}＝0.5 ㎜程度の粒径で占められている。これらの河床材料は，花崗岩の風化したまさ土が主体である。26.0 km 地点より下流では，河床勾配が緩やかとなり，かつ河積の増大とともに，粒径も小さくなっている。

本調査対象区間の河床材料を粒径集団別で分けると，次の 4 つに概略分けることができる（図-2.4.3 参照）。

- d＝1.0～80 ㎜　　d_{60}≒30～50 ㎜の集団
- d＝0.5～40 ㎜　　d_{60}≒10～20 ㎜　〃
- d＝0.4～10 ㎜　　d_{60}≒ 1～ 5 ㎜　〃
- d＝0.3～ 2 ㎜　　d_{60}≒0.5 ㎜　〃

これらの集団の割合が変わることによって，各地点の粒径に差異がでてくる。

3) 河床材料の岩質

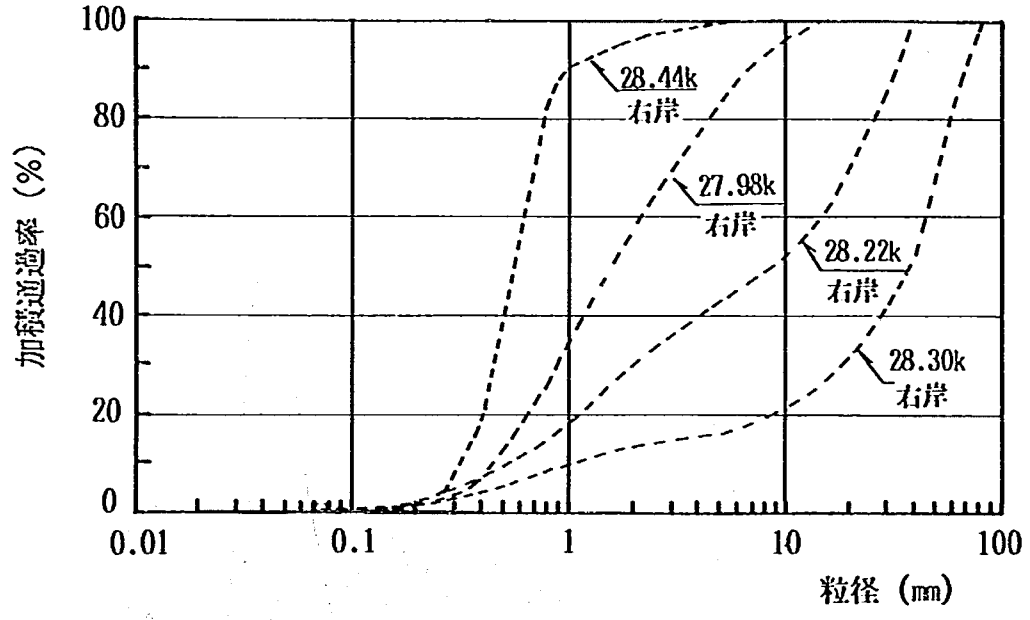


図-2.4.3　粒径集団別の粒径加積曲線

(1)　試験方法

涸沼川の河床材料調査資料より，28.2 km 中央の採取資料を代表としてこの岩質を以下に調べた。なお，粗粒材料（25.4 ㎜以上，9.5～25.4 ㎜，4～9.5 ㎜，1～4 ㎜）については，目視による鑑定で岩種選別を行い，各岩種の重量比を岩種構成率として求めた。

細粒材料（0.25～1 ㎜，0.25 ㎜以下）については，顕微鏡下で観察を行い，各岩種の構成率の概数値を求めた。

ただし，粗粒材料のうち 1～4 ㎜の粒径については，次のように行った。

・原材料をよく混合させ均一にした後四分法にて縮分し，約 50 g の試料を用いて目視による岩種選別をまず行った。

・岩種選別による主要な構成岩種以外のものは，顕微鏡で判定を行った。

(2)　岩質試験結果について

各粒径の岩種構成を，表-2.4.1 にまとめた。

なお，表中の（　）内重量比は，顕微鏡での概数値である。

原材料，岩種選別した各岩種，及び顕微鏡下での写真を，写真-2.28(1)～2.33(2)にまとめた。

河床材料の岩種は，花コウ岩，砂岩，粘板岩，チャート，その他で構成される。各々の岩種の特徴は次のとおりである。

・花コウ岩

全体に角ばったものが多く，主として石英や長石から成り雲母や角セン石を少量含む。岩石の組織は粗粒でもろく，砂状になり易い。特に 4 ㎜以下の材料は，構成する鉱物が分離され単独の結晶として存在するものが大部分である。

・砂岩

丸みを帯びたものが多く，シルト質～細粒砂岩を主体とし（80～90%），中粒～粗粒砂岩も少量

表-2.4.1 試料の岩種構成

No	粒径範囲	岩種	重量 (g)	重量比 (%)	備考
1	25.4 mm 以上	花コウ岩	34.9	3	亜角レキ
		砂岩	883.4	80	亜円レキ～円レキ
		粘板岩	−	−	
		チャート	43.2	4	亜角レキ～亜円レキ
		その他	140.7	13	安山岩，ヒン岩
		Total	1,102.2	100	
2	9.5 ～ 25.4 mm	花コウ岩	5.4	2	角レキ～亜角レキ
		砂岩	219.8	64	亜角レキ～円レキ
		粘板岩	32.5	9	亜円レキ～円レキ
		チャート	41.6	12	亜角レキ～円レキ
		その他	44.2	13	安山岩，ヒン岩，凝灰岩
		Total	343.5	100	
3	4 ～ 9.5 mm	花コウ岩	109.4	33	角レキ～亜角レキ
		砂岩	86.5	26	亜角レキ～円レキ
		粘板岩	35.2	11	亜円レキ～円レキ
		チャート	74.6	22	亜角レキ～円レキ
		その他	26.1	8	安山岩，ヒン岩，凝灰岩，流紋岩
		Total	331.8	100	
4	1 ～ 4 mm	花コウ岩	45.0	90	石英，長石，角セン石，雲母
		砂岩		(2)	亜円レキ～円レキ
		粘板岩	5.1	(4)	亜円レキ～円レキ
		チャート		(3)	円レキ
		その他		(1)	安山岩，ヒン岩
		Total	50.1	100	
5	0.25 ～ 1 mm	花コウ岩	−	(90)	石英，長石，角セン石
		砂岩	−	(2)	亜円レキ～円レキ
		粘板岩	−	(5)	亜円レキ～円レキ
		チャート	−	(2)	円レキ
		その他	−	(1)	安山岩，ヒン岩
		Total	240.8	100	
6	0.25 mm 以下	花コウ岩	−	(95)	石英，長石，角セン石
		砂岩	−	(1)	亜円レキ～円レキ
		粘板岩	−	(2)	亜円レキ～円レキ
		チャート	−	(1)	円レキ
		その他	−	(1)	安山岩，ヒン岩
		Total	30.3	100	

(10～20%) 含まれる。細粒砂岩は岩質的に見て，石英のセメンテーションなどによる再結晶でち密・硬質になっているものと，砂粒が明瞭で比較的もろいものにほぼ大別される。

・粘板岩

丸みを帯びて偏平なものが多い。90%以上が黒色の粘板岩で，その他凝灰質なものも少量含まれる。

・チャート

様々な色を帯び，ち密・硬質で表面は滑らかである。粒径の大きいものほど微細な割れ目が目立ち，また粒径の小さいものほど丸みを帯びている。岩質的に見て泥質岩起源のものが多く(60～70%)，その他に砂質あるいは火成岩起源のものも含まれる (30～40%)。

・その他

安山岩や安山岩質な粗粒火成岩 (ヒン岩) を主体とし (70～80%)，その他に凝灰岩や流紋岩質な火成岩を含む (20～30%)。

以上のような結果より，主要な構成岩種 (花コウ岩，砂岩，粘板岩，チャート) について，粒径ごとに見られる構成率の違いを図-2.4.4 に示す。

図に見られるよう，粒径の違いによる岩種構成に次のような特徴がある。

まず大きな特徴は，4～9.5 ㎜をほぼ境に砂岩と花コウ岩の構成率が全く異なり，相反する傾向を示すことである。砂岩の場合粗粒部に比較的多く含まれ，粒径が小さくなるにつれ構成率は大きく減少し，4 ㎜以下ではわずかな量になっている。一方，花コウ岩の場合，9.5 ㎜以上の粗粒部にはわずかしか含まれていないが，粒径が小さくなるにつれ構成率は大きく増加し，4 ㎜以下では 90%以上を占めている。

この違いは，花コウ岩がレキとして供給される場合，こわれ易く急速に砂粒化することを反映している。

また，粘板岩やチャートについて見ると，全体的な供給量が少ないと見られるが，4 ㎜以上の粗粒部の傾向は花コウ岩のパターンにやや類似し，粒径が小さくなるにつれ構成率は増える傾向にある。しかし，4 ㎜以下では花コウ岩の量に影響され，構成率は小さくなっている。

このことは，チャートには微細な割れ目が発達していることや，粘板岩にははく離が発達し，そのために比較的細粒化し易いであろうことを反映している。

以上より，涸沼川の洪水観測区間の河床構成材料の特長を述べると次のごとくである。

・礫は亜円礫が多い。

・礫径は大きなものでも 7 ㎝程度である。

・礫は中・古生層の堆積岩 (砂岩，粘板岩，チャート) やアプライト (細粒状花崗岩質脈岩) が多く，ホルンフェルスも見られる。

・流域には見られない，火山岩 (安山岩質) の礫が見られる。

・花崗岩の礫は古生層の礫に比べ径が小さく数も少ない。

・礫間を埋める砂は，石英粒，雲母片および岩石片が多い。

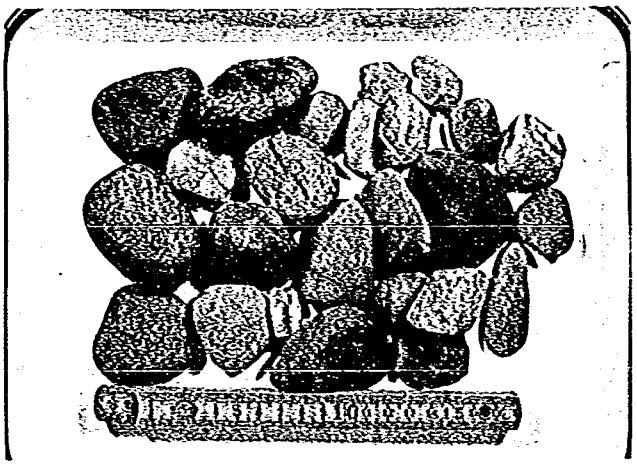


写真-2.28(1)　原材料

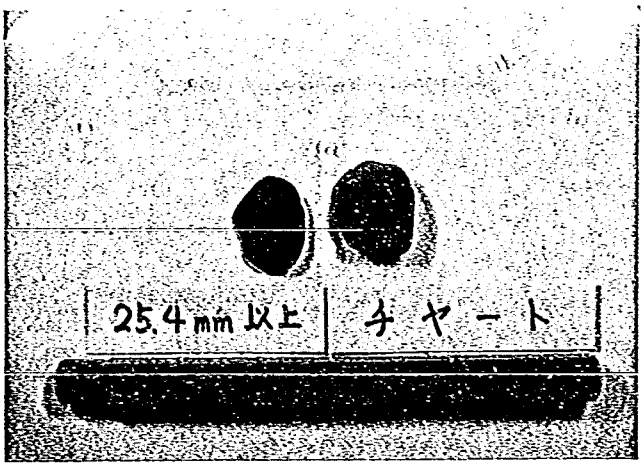


写真-2.28(4)　チャート

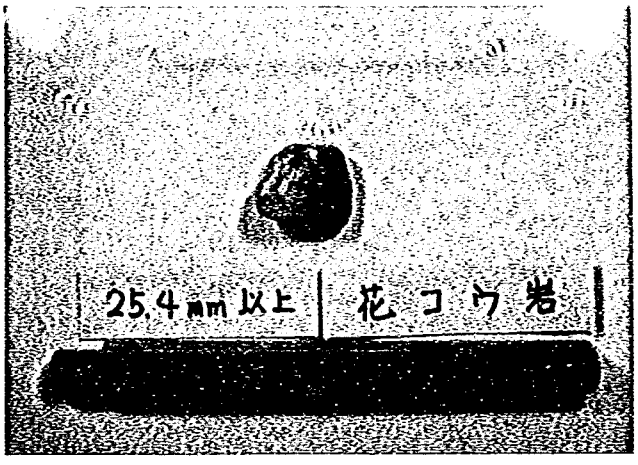


写真-2.28(2)　花コウ岩

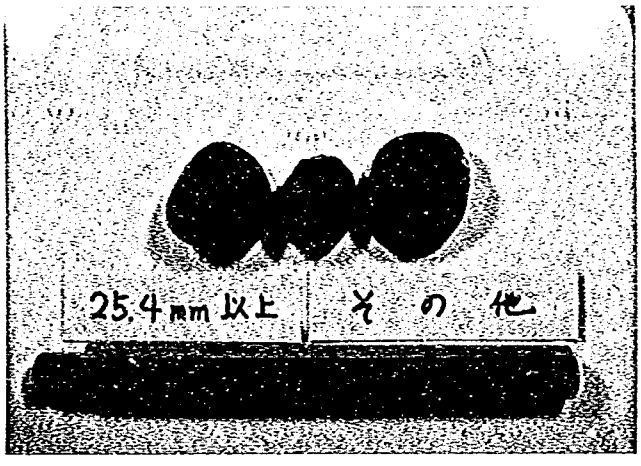


写真-2.28(5)　その他（安山岩，ヒン岩）



写真-2.28(3)　砂岩

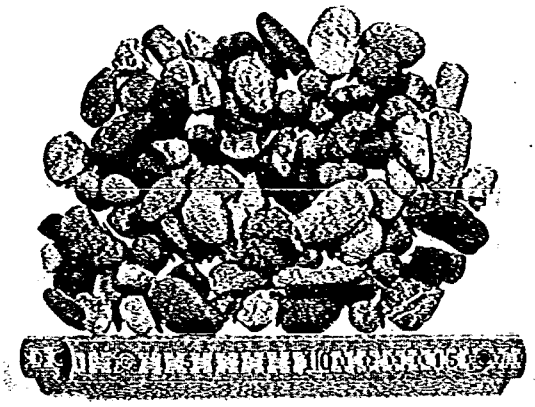


写真-2.29(1)　原材料

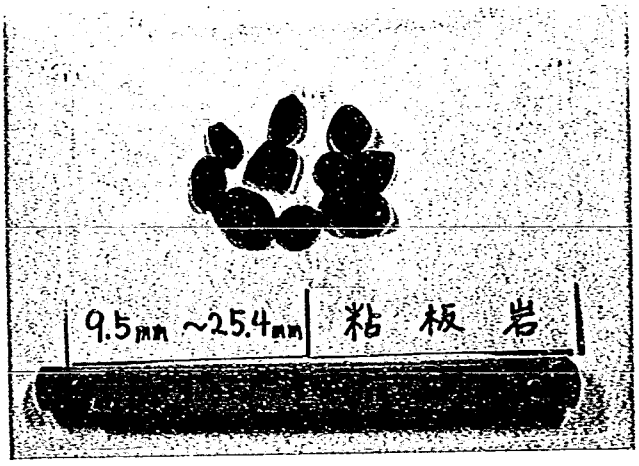


写真-2.29(4)　粘板岩

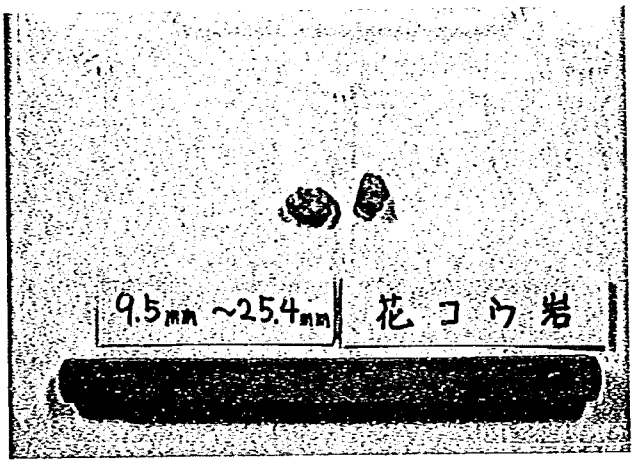


写真-2.29(2)　花コウ岩

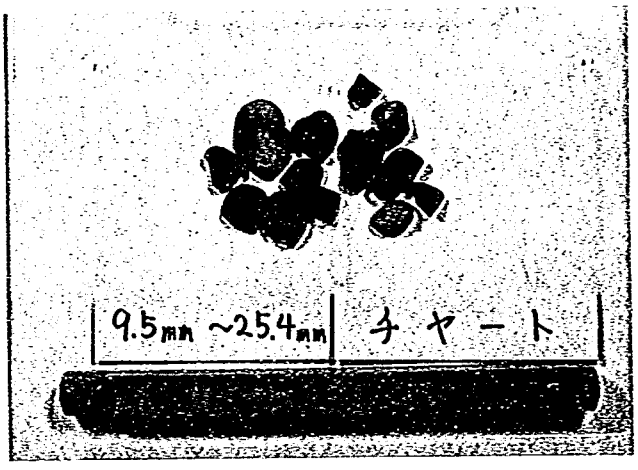


写真-2.29(5)　チャート

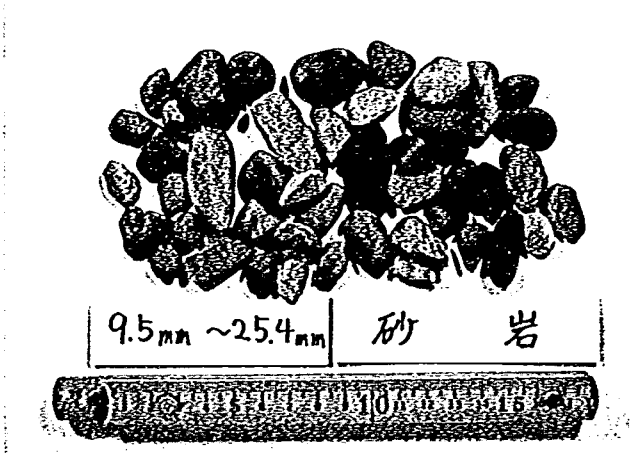


写真-2.29(3)　砂岩

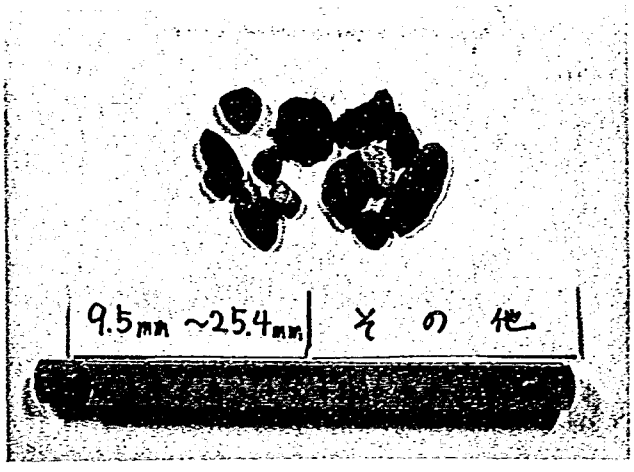


写真-2.29(6)　その他（安山岩，ヒン岩，凝灰岩）

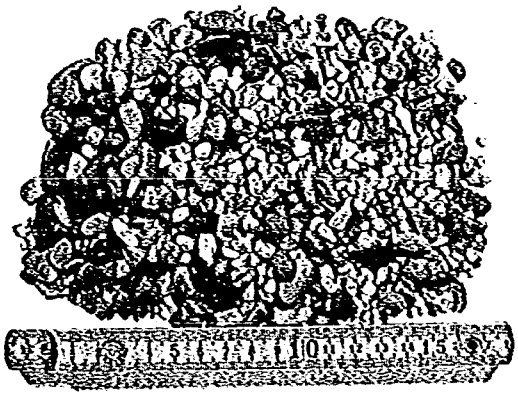


写真-2.30(1)　原材料

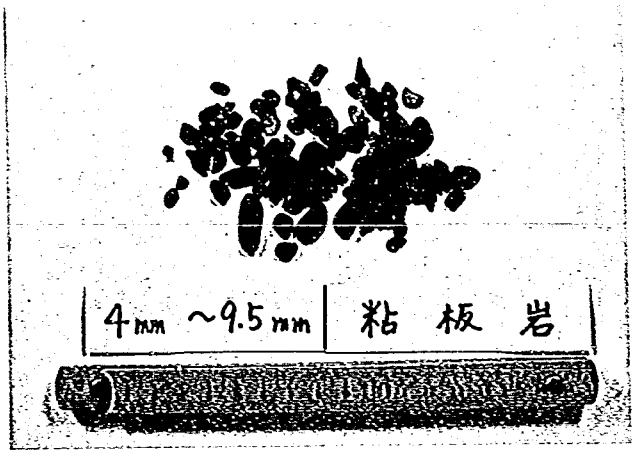


写真-2.30(4)　粘板岩

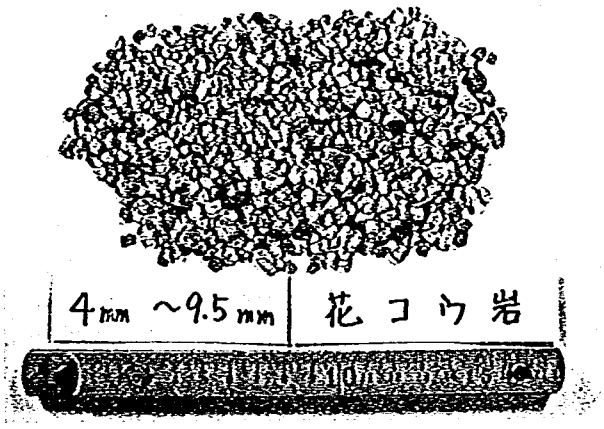


写真-2.30(2)　花コウ岩

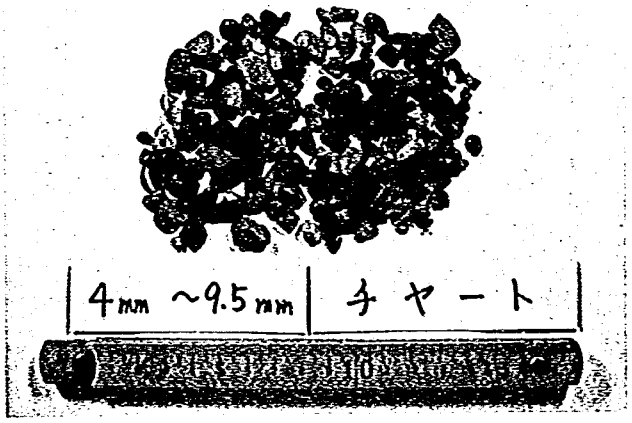


写真-2.30(5)　チャート

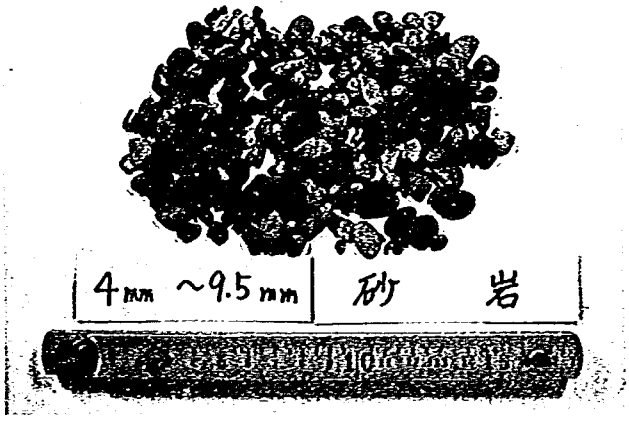


写真-2.30(3)　砂岩

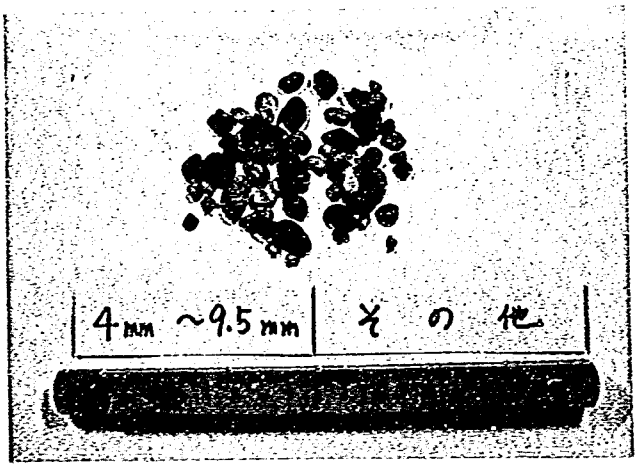


写真-2.30(6)　その他（安山岩，ヒン岩，凝灰岩，石英班岩他）

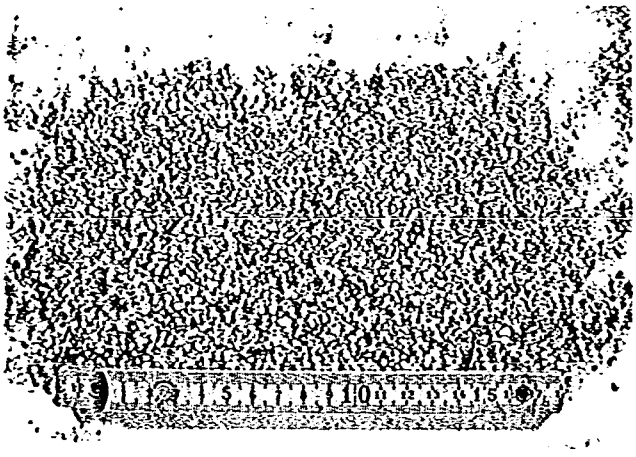


写真-2.31(1)　原材料

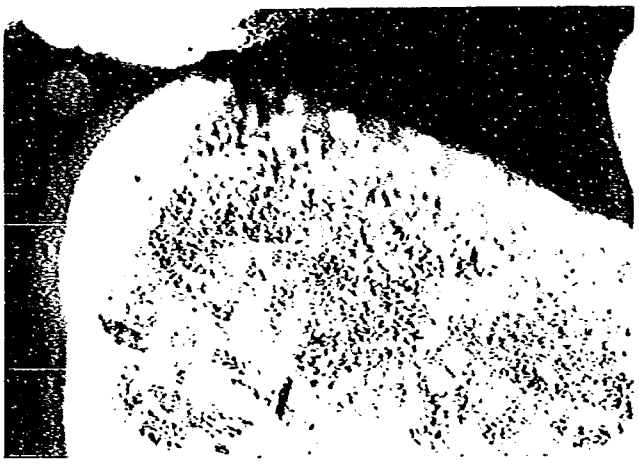


写真-2.31(4)　粘板岩　顕微鏡写真（×20倍）

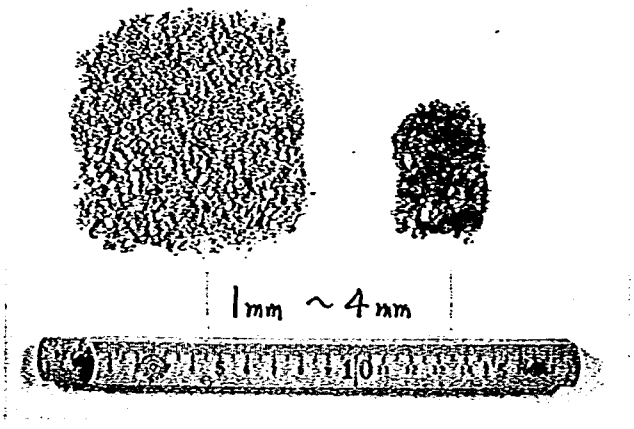


写真-2.31(2)　左：花コウ岩
右：砂岩，粘板岩，チャート，他



写真-2.31(5)　チャート（微細な割れ目が見られる）
顕微鏡写真（×20倍）



写真-2.31(3)　硬質砂岩　顕微鏡写真（×20倍）

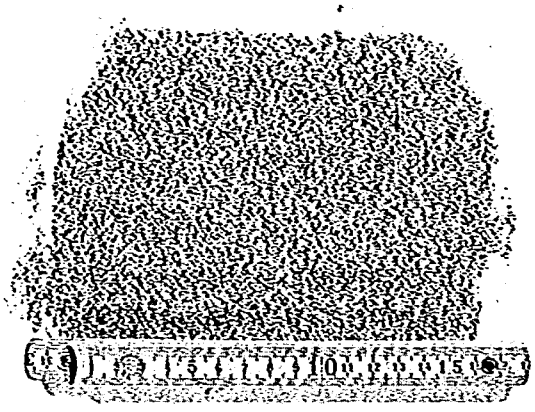


写真-2.32(1)　原材料

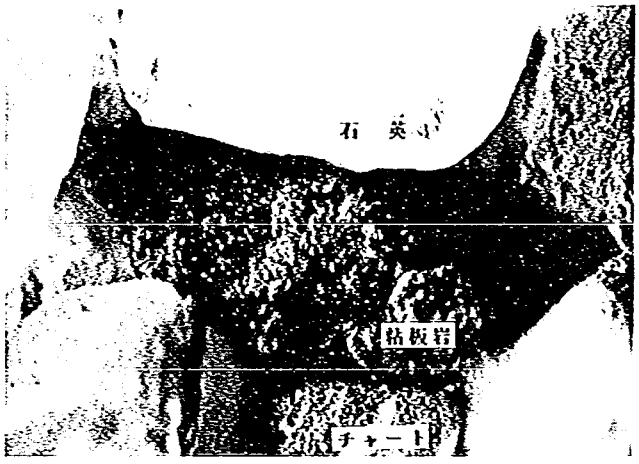


写真-2.32(4)　顕微鏡写真(×20倍)
Q：石英　M：粘板岩　C：チャート

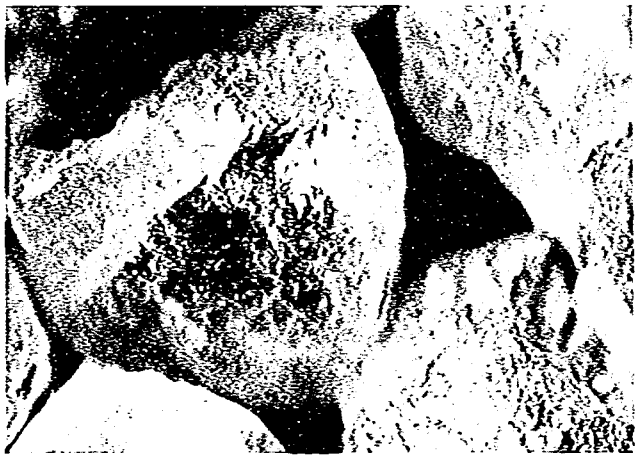


写真-2.32(2)　石英　顕微鏡写真（×20倍）

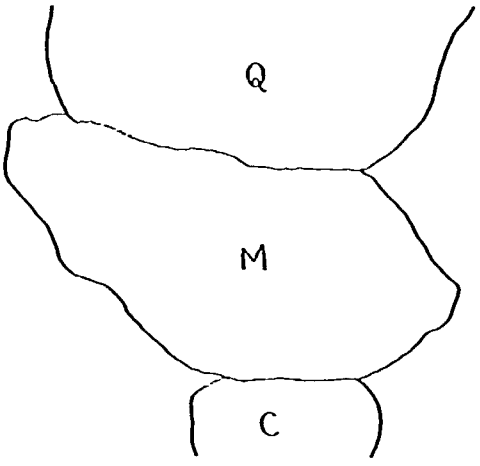




写真-2.32(3)　長石　顕微鏡写真（×20倍）

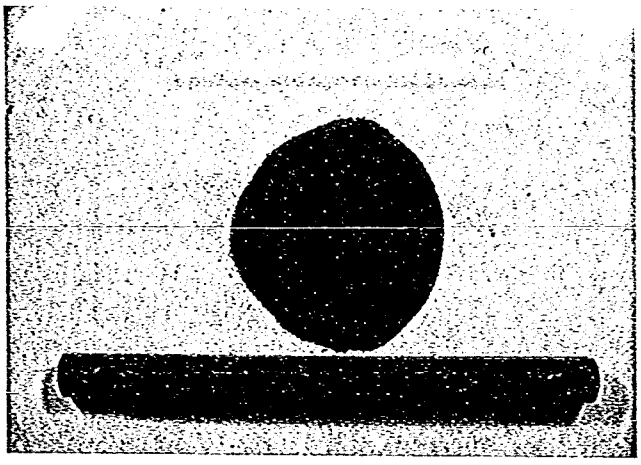


写真-2.33(1)　原材料



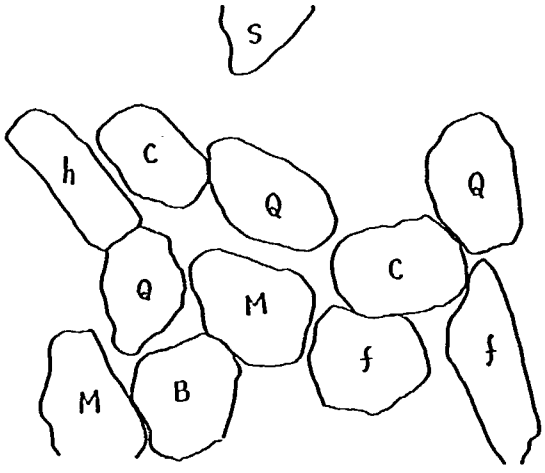


写真-2.33(2)　顕微鏡写真（×20倍）Q：石英　f：長石　B：雲母　h：角セン石　S：砂岩
C：チャート　M：粘板岩　　花コウ岩

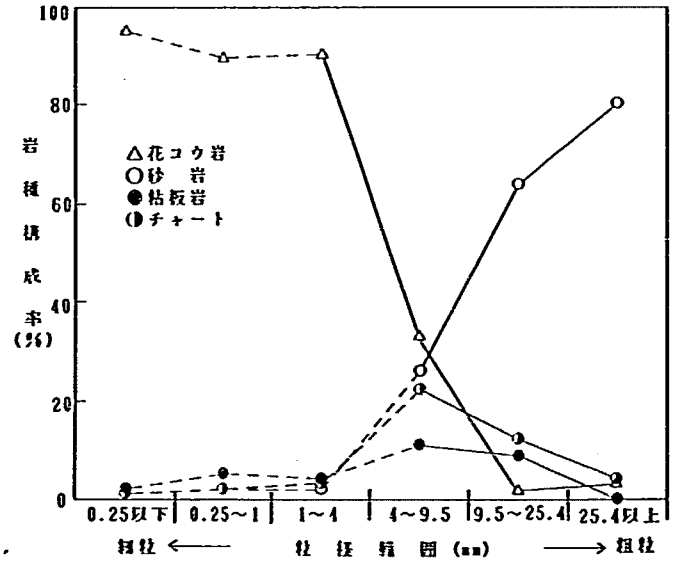


図-2.4.4　岩種構成の粒径ごとの変動（破線は概要値に基づく）

2-5 現況河道の Segment 区分と河道特性

2-5-1 本節の目的

土砂動態等を知るにあたり，上流から下流まで一貫してとらえた種々の河道特性量，とくに洪水時の水理特性を知っておく必要がある。ここでは，この涸沼川の洪水時における水理特性量について調べ，土砂の移動および河道の特徴等を知る上での共通の情報を得ることを目的とした検討を以下に行った。

2-5-2 河道特性量の算出法

1) 河道特性量について

河道特性量を知るためには，洪水時の水理諸量を求める必要がある。対象とする洪水流量は，通常平均年最大流量程度が低水路満杯流量に近く，主としてこれを用いることによって河道特性量が評価されている。[13] よって，ここでは不等流計算により，低水路満杯流量とともに，河道の疎通可能流量等についても検討し，かつそのときの水理特性量を求めた。水理特性量は，低水路部の河道縦断勾配，河床材料粒径のほかに，不等流計算結果からの川幅 B(水面幅)，径深 R，川幅径深比 B/R，掃流力等である。掃流力等については，摩擦速度の 2 乗 $u_*^2=gRI$，無次元掃流力 $\tau_*=u_*^2/sgd$ を算出した。

2) 不等流計算

不等流計算は，以下の条件により行った。

① 計算対象区間；16.4 k～52.0 k

② 下流端水位

下流河道の平均的な断面形状を呈している 16.8 k 断面について，等流計算により水位・流量曲線を作成し，計算流量に対する等流水位を読みとり，下流端水位とした。(図-2.5.1 参照)。

③粗度係数

計画河道では 0.030 を採用値としているが，現況河道では，洪水観測による粗度係数の検討結果より，次のケースを設定した。

粗度係数	低水路	高水敷
n	0.045	0.060

④計算対象流量

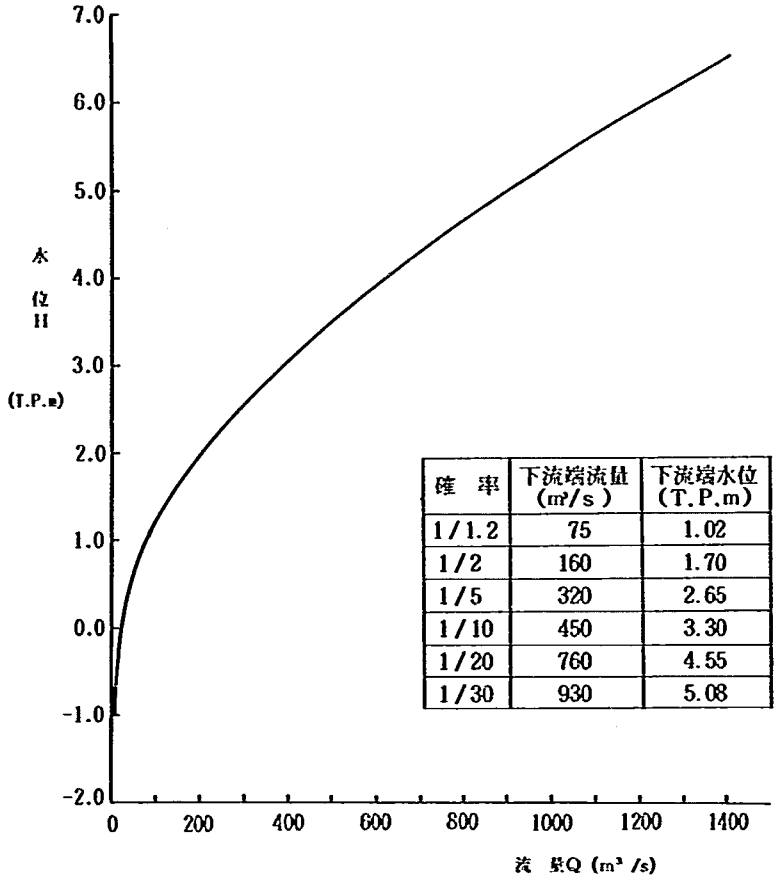
次の 6 ケースの洪水規模での流量配分について不等流計算を行う。

確率：1/1.2，1/2，1/5，1/10，1/20，1/30

確率 1/5～1/30 での流量は 2-3 節で算出した値を用いるが，1/1.2，1/2 の流量は，対数正規確率線より読み取った値を用いることとした。(表-2.5.1)。

⑤計算方法

不等流計算は，いわゆる「井田の方法」による計算法を用いて行った。



確率	下流端流量 (m³/s)	下流端水位 (T.P.m)
1/1.2	75	1.02
1/2	160	1.70
1/5	320	2.65
1/10	450	3.30
1/20	760	4.55
1/30	930	5.08

図-2.5.1　水位(H)～流通(Q)曲線（-16.8k-）〈I＝1/3190，n＝0.045〉

表-2.5.1　洪水規模別流量配分

河道No	区間	洪水規模別流量 (m³/s)					
		(1/1.2)	(1/2)	(1/5)	(1/10)	(1/20)	(1/30)
10	溜沼大橋地点 16.4km～17.2km	75	160	320	450	760	930
9	寛政川合流前 ～19.0km	75	160	320	440	740	900
8	溜沼川合流前 ～24.6km	65	140	280	370	630	770
7	川根地点 ～26.9km	65	140	270	370	620	750
6	友部地点 ～31.0km	60	130	260	350	590	720
5	桜川合流前 ～41.4km	50	110	220	310	530	650
4	二反田川合流前 ～44.6km	40	90	190	270	470	580
3	稲田川合流前 ～46.2km	20	50	100	150	250	320
2	片庭川合流前 ～49.1km	15	40	85	130	220	270
1	飯田川合流前 ～52.0km	10	25	45	70	120	160

（注）確率1/1.2と1/2の流量は，確率紙よりの読み値。

2-5-3 低水路満杯流量

2) で設定した計算条件にもとづき，流量規模を変えて不等流計算を行い，河道の流下能力を求めた。

不等流計算結果の水位縦断図を図-2.5.2 に示す。これによると，現況河道のほとんどが 1.2～2.0 年の確率で低水路が満杯状態となることが明らかとなる。以下，区間別に記述する。

涸沼への流入部である 16.4～19.0 km 間付近は河床勾配が緩く，デルタ地帯の様相を示しており，ここでは約 1～1.2 年の確率で低水路が満杯状態となる。19.0～31.0 km 間付近は，1.5～1.7 年の確率で低水路がほぼ満杯状態となっており，2 年に 1 回の確率で高水敷上に水が乗る状態となる。

31.0～46.0 km 区間では高水敷の縦断形状が階段状になっており，このような箇所では高水敷高が高くなっているため，冠水頻度が少なくなっている。このため，2 年に 1 回の割合で低水路が満杯状態となっている。

46.0 km 付近より上流部は，河道が単断面形状となっており，このため 5 年に 1 回程度の洪水規模によって冠水するような頻度となっている。

以上の結果より，涸沼川河道は，1.5～2 年の頻度で低水路が満杯状態となる。また，河道の洪水疎通可能流量は確率 1/30 流量時程度と考えられる。

2-5-4 Segment 区分と河道特性

涸沼川河道の縦断形より，ほぼ一定の勾配を持った区間 (Segment) に分割し，この Segment ごとの河道特性量について検討した[13]。河道特性量は，低水路がほぼ満杯状態に近く，かつ低水路河道の特性を表わすことのできる確率 1/1.2 流量時，および下流部で暫定計画流量規模に近く，また現況河道の洪水疎通可能流量規模程度と考えられる確率 1/30 流量時の水理特性諸量について述べる。不等流計算結果の確率 1/1.2 および確率 1/30 流量時における涸沼川河道の水理特性縦断を図-2.5.3(1)～2.5.3(5)に示す。

1) 河床縦断形状と Segment 区分

涸沼川河道の低水路部における縦断形より，ここではほぼ同一河床勾配を持つ区間を次のように区分した。

先の図-2.5.2 の縦断図および図-2.5.3(1)に示したように，涸沼川上流の山間部である 52.0～46.4 km 間は，約 1/240 の急勾配の山地河道であり，この区間を SegmentM(Moutain)とした。この下流の 46.4～40.4 km 間は，笠間市の地形的に盆地となっている区間であり，一部河道改修済みの所も含まれている。河床勾配は約 1/590 と緩くなっており，この区間を SegmentB (Basin) とした。40.4 km 付近から下流は，再び山間部 (友部丘陵) に入り，河道内には岩が露出している箇所が多く見られる。この区間の 40.4～35.4 km 間は河床勾配が約 1/470 と上流より急勾配となる。そこでこの区間を SegmentR (Rock) とした。35.4 km 付近より下流は，砂利から粗砂を河床材料に持った中間地 (自然堤防帯) に対応する。35.4～31.6 km 間は約 1/640 の河床勾配となっており，ここを Segment 2-1 とした。この下流は洪水観測所の設置されている区間であり，31.6 km から支川の流入地点である 26.8 km 間は，約 1/1,000 の河床勾配である。ここを Segment 2-2 とした。さらにこの下流の 26.8～19.4 km 間は粗砂の河床材料が主となり，河床勾配は約 1/1,420 と緩くなる。この区間を Segment 2-3 とした。

19.4 km 付近から涸沼へ流入する 16.4 km 間は，堆積空間のいわゆるデルタに属する地形となる。河床材料は細砂であり，河床勾配も約 1/2,500 と緩い。ここではこの区間を Segment 3 とした。

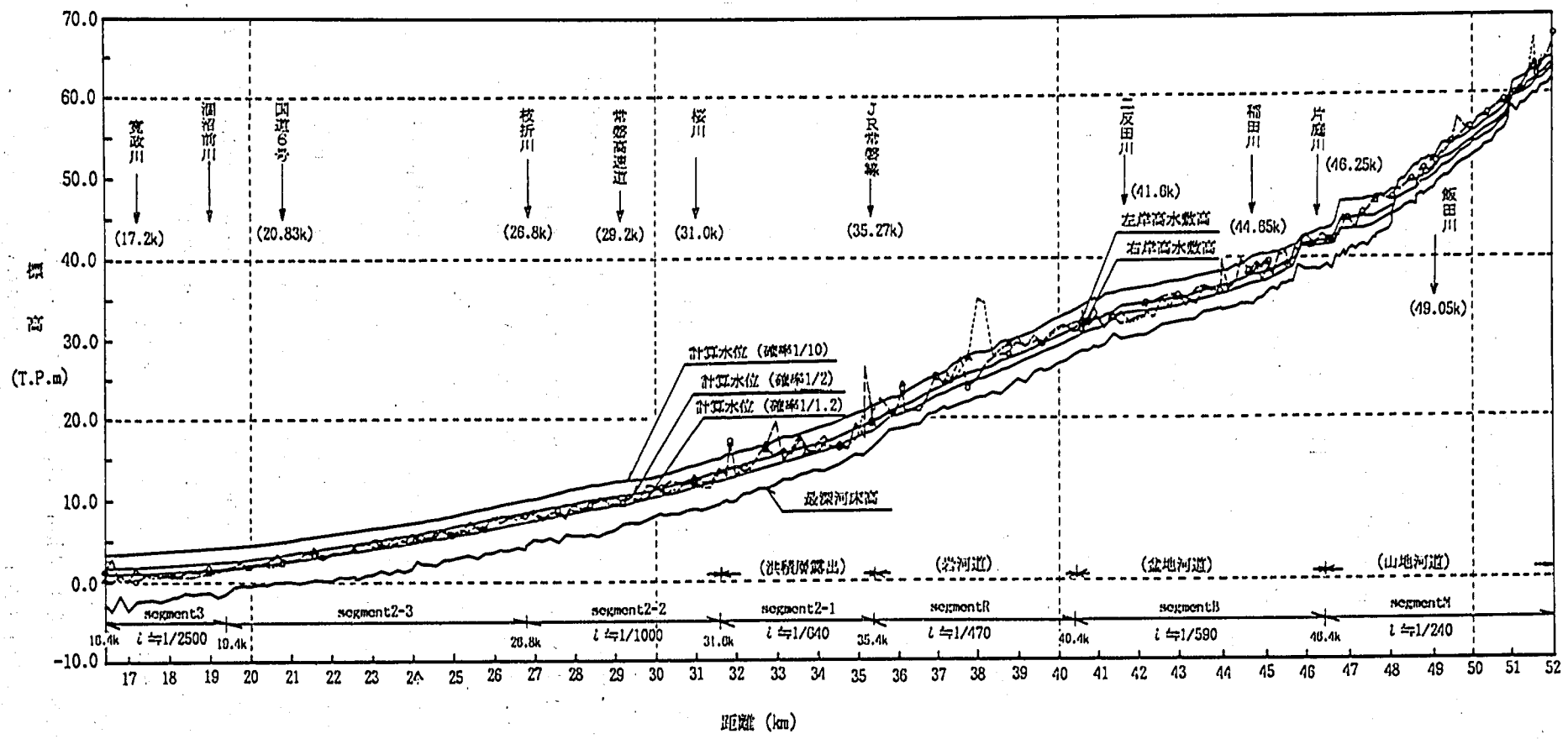


図-2.5.2　涸沼川不等流計算水位縦断図

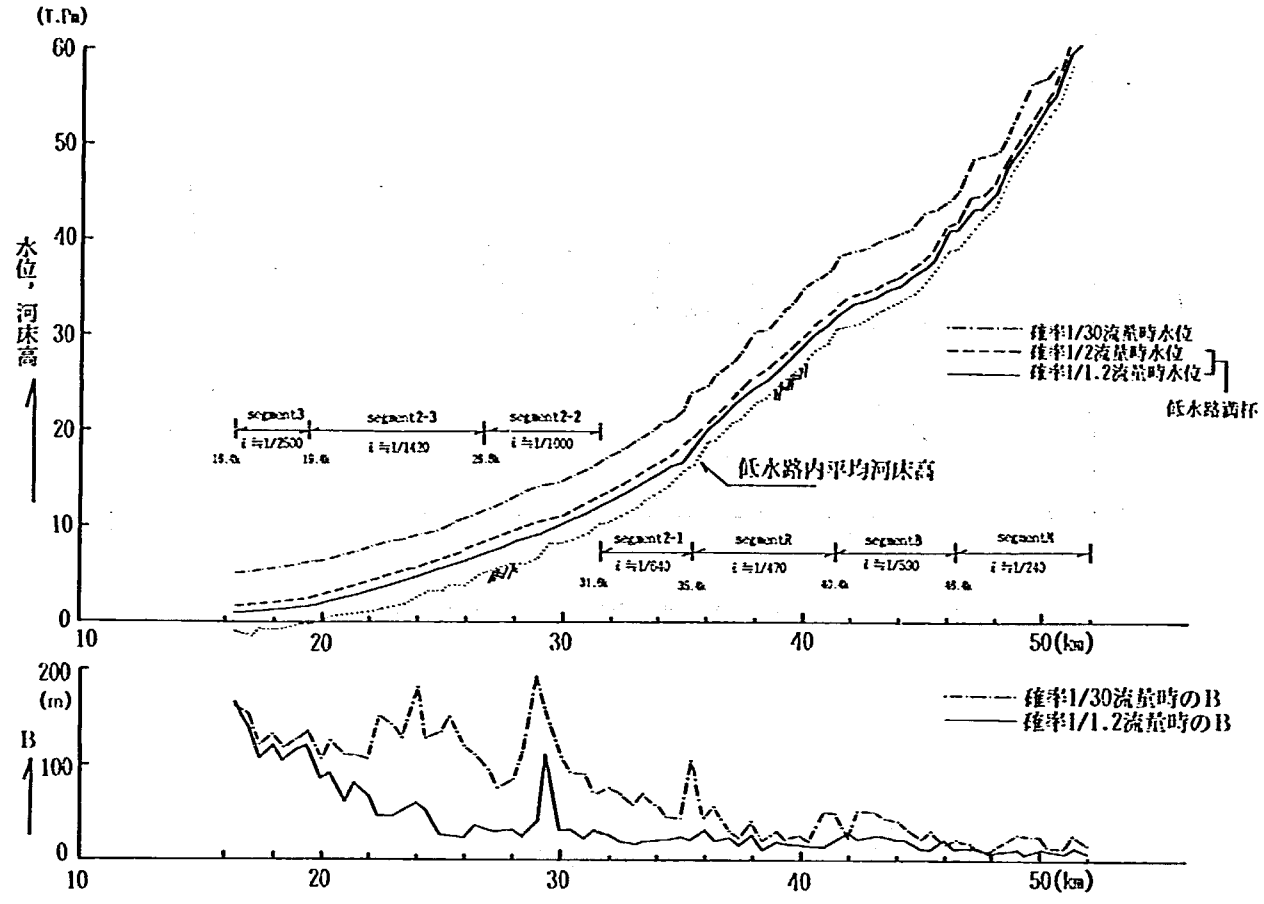


図-2.5.3(1)　涸沼川現況河道の水理特性

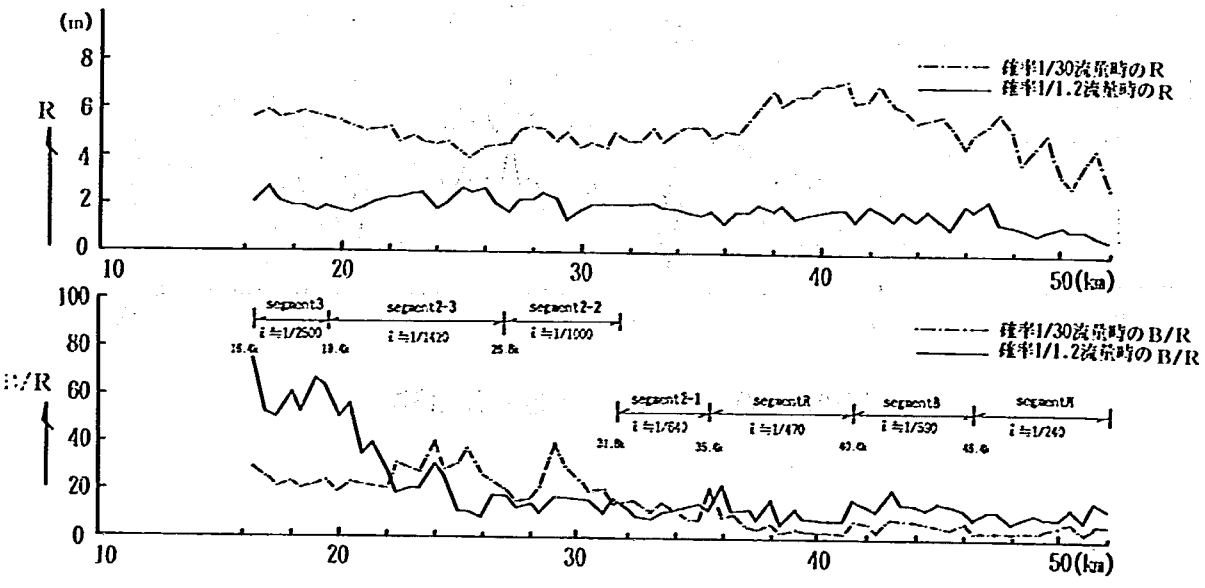


図-2.5.3(2)　涸沼川現況河道の水理特性

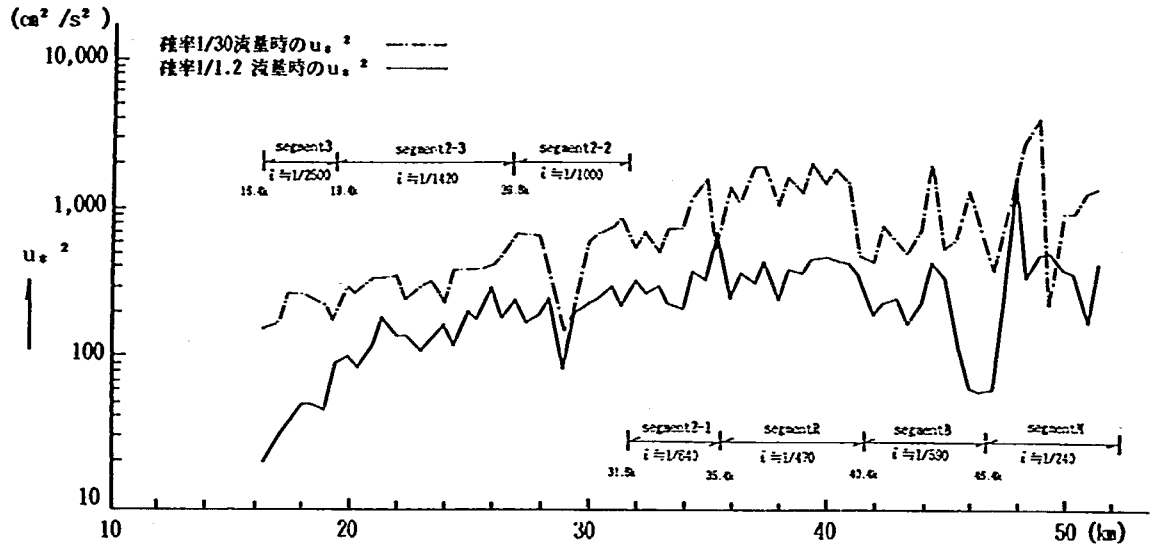


図-2.5.3(3)　涸沼川現況河道の水理特性

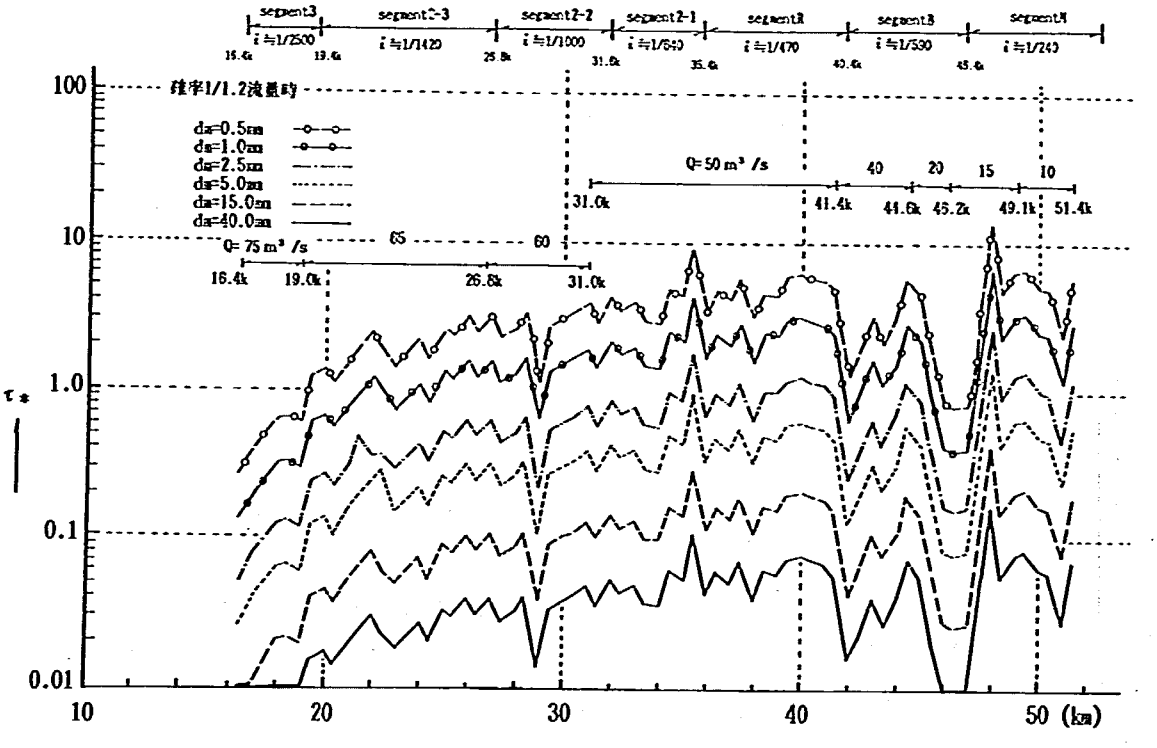


図-2.5.3(4)　涸沼川現況河道の水理特性

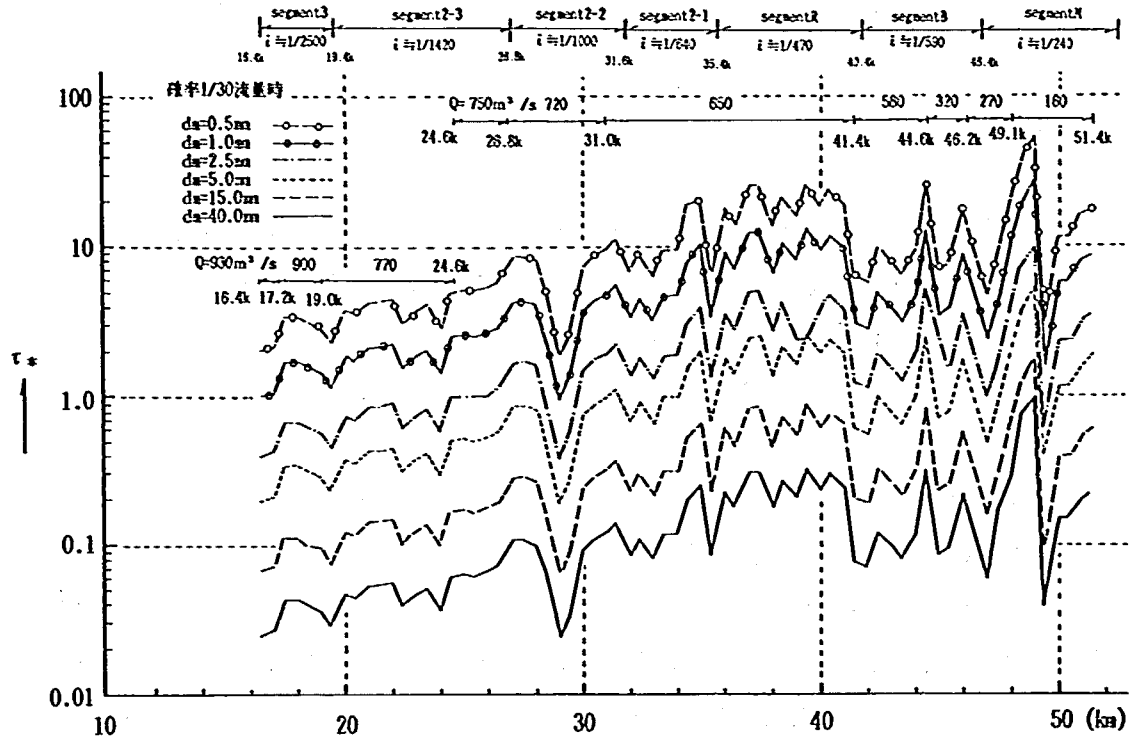


図-2.5.3(5) 涸沼川現況河道の水理特性

2) 低水路満杯時の水理量

(1) 川幅について

川幅Bの縦断変化は図-2.5.3(1)に示すとおりである。涸沼川の低水路幅は，46.4 km付近より上流のSegmentMの区分が約10 mであり，この下流の46.4～31.6 km間(SegmentB, SegmentR, Segment 2-1)付近は約20～22 mとなっている。31.6 km付近より下流は川幅が漸次広くなり，Segment 2-2で約30 m, Segment 2-3では約50 mとなり，汽水湖である涸沼への流入部付近のSegment 3では約110 mの低水路幅となる。なお，図から分かるように低水路幅の縦断的な狭拡の変化は少ない。一方，確率1/30流量時における水面幅は，堤防間幅とほぼ同一と考えられる。この水面幅は，上流の山間部であるSegmentMおよびSegmentRの区間が10～20 m程度であり，また単断面に近いことから，先に述べた1/1.2流量時の水面幅と大差はない。46.4～40.4 km間付近は河道改修によって約50 mと上下流河道に対して水面幅が広く，かつ地形的に盆地となっている区間で，河床勾配も緩いため，上流からの流出土砂は堆積しやすい環境にあると考えられる。35.4 km付近から下流の水面幅は，この付近が約40 mであり，ここより漸次広くなって26.0 km付近では約120 mとなり，その後ほぼ一定幅となる。

(2) 径深Rについて

径深Rの縦断変化は図-2.5.3(2)に示すとおりである。径深Rは，不等流計算結果の河積Aを川幅Bで除することによって求めている。これによると確率1/1.2流量時における径深Rは，46.4 km付近より上流のSegmentMが約1.0 mである。ここより下流のSgmentBおよびSegmentRの区間は約1.7～1.8 mであり，さらに35.4 km付近から下流は約2.0 mとほぼ一定となっている。これに対し，確率1/30流量時においては52.0 kmで約3.5 mから次第に大きくなり，40.4 km付近では約7.0 mとなる。40.4 km～35.4 kmの

SegmentR の区間では，約 7.0 m から 5.0 m と小さくなり，さらにここから下流は約 5.0 m とほぼ一定となっている。

(3) 川幅径深比と蛇行特性

川幅径深比 B/R の縦断変化は先の図-2.5.3(2)に示すとおりである。これによると川幅径深比 B/R は 20 以下が大半であり，上流部の SegmentM の区間が約 10 程度と小さくなる。反対に河床勾配が緩やかになる 31.6 km 付近から下流は，先に述べたように川幅が漸次広くなっており，このため B/R も下流に向って大きくなっている。また，この 31.6 km 付近から下流は，先の図-2.1.14 の河道の変遷状況にも示してあるように，旧河道はかなり蛇行していたようである。現在は，河道改修によってこれらが人工的に直線化された河道となっている。

いっぽう，川幅径深比 B/R が 20 付近の値は，直線河道において交互砂州が発生するかしないかの領域である。交互砂州は単列砂れき堆とも呼ばれ，河道内に左右交互に現われる砂州形態である。交互砂州の形成に伴い流れは蛇行し，流れが集中する河岸部では深掘れが生ずる。このような交互砂州によって沖積平野を流れる河川（中間地河道，自然堤防帯）では，蛇曲と呼ばれる砂れき堆 2 個毎に河道が 1 蛇行する状態が見られる。蛇曲河道は砂れき堆とちょうど釣り合った状態で，一般には下流へ平行移動する性質を有する（水衝部が護岸等によって耐侵食性を持てば移動しない)。さらに蛇行が発達すると 1 蛇行中に砂れき堆が 3 個以上生じた迂曲河道に発達する。迂曲河道での河道変遷は，蛇曲河道におけるような平行移動ではなくなり，やがては屈曲部が切断されて，3 日月湖と呼ばれる旧河道跡を形成することになる。涸沼川においてもこのように蛇行した河道が改修工事によって，人工的に直線化され，このための旧河道跡が先の図-2.2.14 にも示されている。

とくに，桜川合流点付近 (31.0 km) から常磐高速道間 (29.0 km) 付近および図-2.5.4 に示すように，川根大橋の下流 (26.0 km) 付近から 22.0 km 間付近に現在も残っている。なお，河道改修が行われた現在で

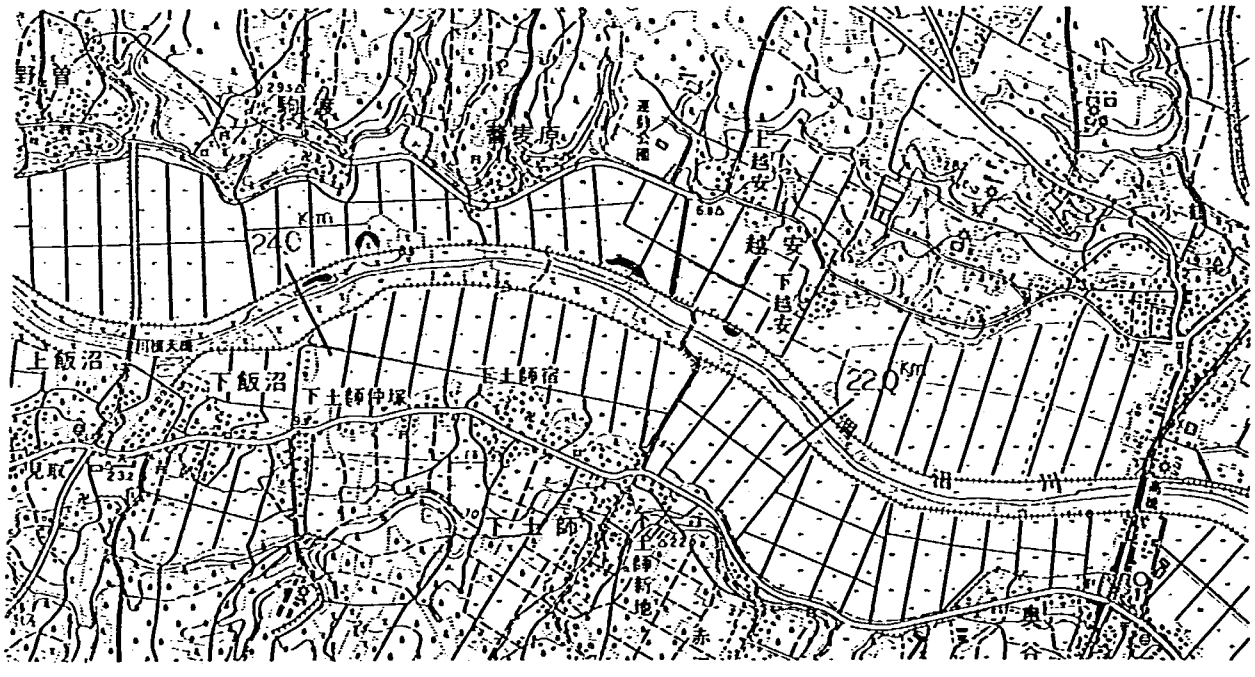


図-2.5.4 河川沿いに残る三日月湖

も蛇行の著しい箇所では固定砂州（point Bars）が形成されているのが見られる。

(4) 掃流力

掃流力 u_*^2 の縦断変化は，図-2.5.3(3)に示すとおりである。確率 1/1.2 流量時においては，約 400 cm²/s² 以下であり，35.4 km 付近から下流に向かって漸次小さくなり，26.8 km 付近から下流では 200 cm²/s² 以下となる。また，上流の 46.4～40.4 km 間付近（SegmentB）は，上下流区間に比して u_*^2 が小さい。なお，山本は直轄河川における u_*^2 と d_{60} の関係について調べ，図-2.5.5 を得ている。これによると涸沼川の u_*^2 と d_{60} の関係もほぼこれと一致する。よって，低水路の平均粒径と低水路満杯流量時に河床に働く掃流力は，直轄河川とほぼ同程度となっていることが分かる。なお，確率 1/30 流量時になると確率 1/1.2 流量時とほぼ同じ傾向であるが約 2 倍以上の u_*^2 となる。

一方，図-2.5.3(4)および図-2.5.3(5)は，各粒径毎の無次元掃流力 τ_* の縦断変化を示したものである。確率 1/1.2 流量時においては，上流の SegmentM および SegmentR の区間で約 40 mm以下の粒径が，限界掃流力である 0.06 程度以上となっており，河道内に分布する粒径集団の多くが移動すると考えられる。これに対し，SegmentB および Segment 2-1 から Segment 2-3 の区間は掃流力が小さくなり，約 20 mm以下の粒径が掃流され得る水理量となっている。さらに Segment 3 は，掃流力が低下し，5.0～2.5 mmの粒径が掃流され得る状態となる。確率 1/30 流量時の τ_* の縦断変化もほぼ同一傾向であるが，その値は全体に大きくなり，Segment 2-2 の約 26.8 km 付近から上流は約 40 mm以下の粒径が掃流される水理量となっている。

3) 河床材料

涸沼川の河床材料粒径は，2-4-2 に述べたように，$d_{60} \fallingdotseq 30$～50 mm付近，$d_{60} \fallingdotseq 10$～20 mm，$d_{60} \fallingdotseq 1.0$～5.0 mm および $d_{60} \fallingdotseq 0.5$ mm付近の 4 つの粒径集団に概略分けられる。これらの粒径集団が河道の縦横断および平面的な特性に起因する掃流力の変化のほかに，河道の湾曲等による横断的なふるい分け作用によって分布している。

図-2.5.4(1)，および図-2.5.4(2)は横断面内の水深が最も大きい場所を主流部と定義し，この地点の各粒径の分布状況を示したものである。36.0 km から上流は調査資料が得られていないため，明確ではないが，10～20 mmの粒径が支配し，河積が大きく，すなわち掃流力の低下する一部の領域で 5.0 mm以下の粒径が分布していると考えられる。これらの粒径は，先の 2)に述べたように，低水路満杯流量時にはいずれも移動する領域である。一方，35.4 km 付近から下流の Segment 2-1（35.4～31.6 km）では 15 mm以下の粒径となっており，5.0 mm～1.0 mmの粒径の集団が多く分布している。Segment 2-2（31.6～26.8 km）では，随所に低水路満杯流量時で流送されないような大きい粒径が分布しているが，多くは $d \fallingdotseq 15.0$ mm程度の粒径集団によって占められている。また，図-2.5.4(2)に示すように，洪水流観測区間である 28.5～27.8 km 間は，$d \fallingdotseq 15$ mm の粒径集団および $d = 5.0$～1.0 mmの粒径集団が縦断的に混在していることがわかる。この下流の Segment 2-3(26.8～19.4 km)は，河床材料粒径が小さくなり，$d \fallingdotseq 2.5$ mm付近の粒径集団によって支配され，Segment 3（19.4～16.4 km）では，さらに粒径が小さくなり，$d \fallingdotseq 0.5$ mm以下の砂が支配的となる。

4) 平面形状

涸沼川の 35.4 km 付近から上流河道は，山あいを流れる比較的自然のままの河道形状である。これに対し，35.4 km 付近から下流河道は，昭和 30 年代に河道改修工事が行われ，現在の堤防が築かれた。この工事

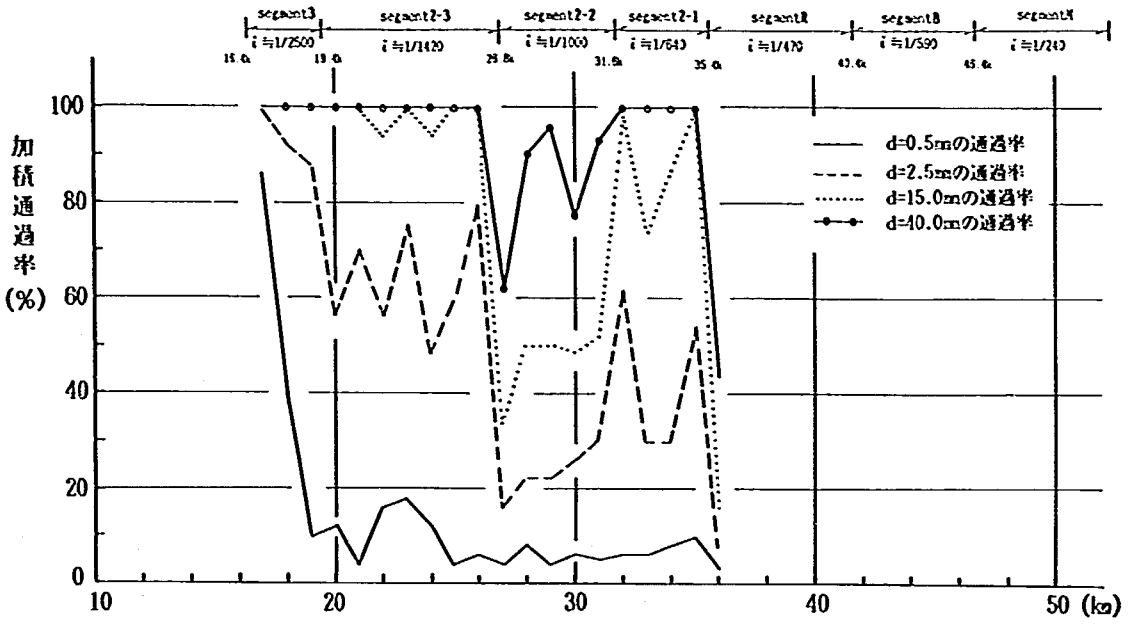


図-2.5.4(1)　涸沼川現況河道の水理特性

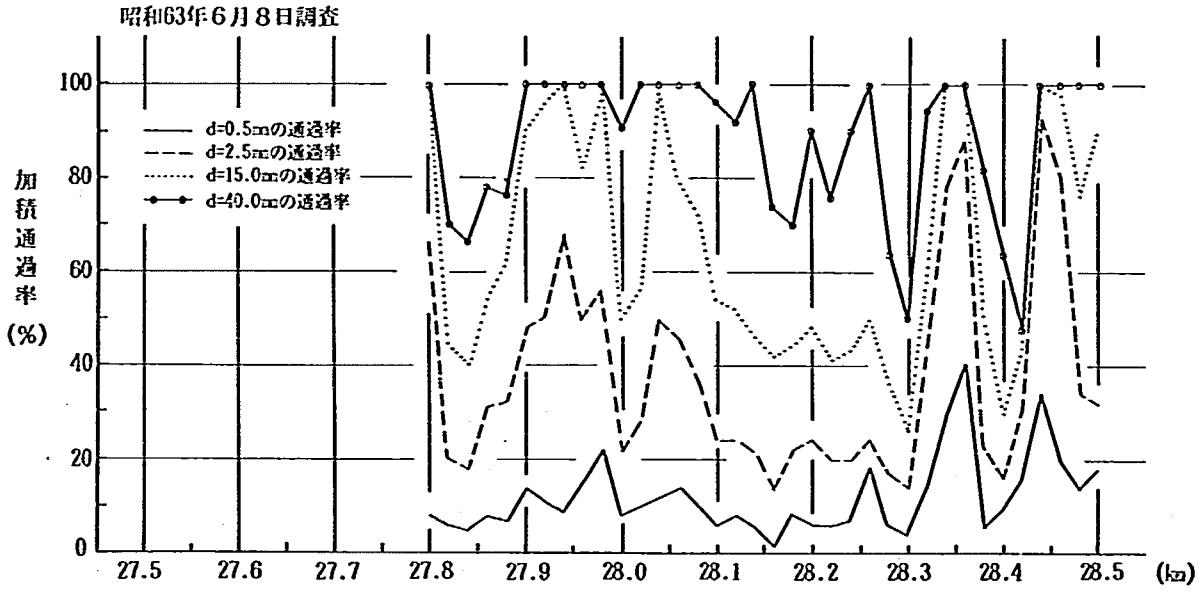


図-2.5.4(2)　涸沼川現況河道の水理特性

は，基本的には旧河道をもとに，局部的に直線化などの改修が加えられたのみである。35.4 km 付近より下流の河道形状は，先の図-2.1.15 に示してあるように，Segment 2-1 の区間が改修前の流路に対して大きくは変わっておらず，蛇行した湾曲部を若干直線化した程度である。また，この区間は比較的蛇行波長が大きい。Segment 2-2 および 2-3 の区間は，河床勾配も緩くなり，河道改修前の流路は蛇行が激しい。とくに Segment 2-2 の区間の旧流路跡は蛇行波長も短く，その変動も大きい。現在の河道はほぼ直線化され，旧流路跡が一部見られる程度である。この低水路内には Point Bar や Segment 2-3 の区間に交互砂州が一部見られる。Segment 3 の区間は，同様人工的に直線化された河道であり，低水路内も砂州等の発生は見られず河道は堆積空間の様相を呈している。

5) Segment 区分と総括

先の縦断形において述べたように，涸沼川河道をほぼ同一河床勾配を持った区間，すなわち Segment に区分して，その河道特性量について検討してきた。ここでは各 Segment における種々の諸量を表-2.5.2 にまとめ，その特性を以下に総括する。

①SegmentM（46.4 km より上流河道）

河床勾配が急（約 1/240）で，頁岩，砂岩および花崗岩類を基盤とする山地河道である。

②SegmentB（46.4～40.4 km）

笠間盆地の領域であり，河床勾配は約 1/590，砂礫等が堆積してできた河成の平地である。河床粒径は 10～20 ㎜の砂利が主体であり，これに花崗岩の風化したまさ土が多く含まれている。

③SegmentR（40.4～35.4 km）

友部丘陵を横切る区間であり，河床勾配は約 1/470 と上流より急になる。浅い谷を作って蛇行し，河道には岩が露出している箇所が多くある。

④Segment 2-1（35.4～31.6 km）

河床勾配が約 1/640 と上流より緩くなる。5.0～1.0 ㎜の細礫から粗砂が主体であり，底層には砂質粘土の洪積層が存在する。湾曲地点に Point Bar が発生しており，また河岸侵食も一部見られる。

⑤Segment 2-2（31.6～26.8 km）

上流の Segment 2-1 で低水路幅が約 22 m であったものがここでは約 30 m と広くなる。また河床勾配も約 1/1000 と緩くなる。ホルンフェルス化した頁岩や桜川流域の宙岩を含み，また礫の中には涸沼川流域には見られない火山岩もある。これは下末吉海進時に那珂川などの氾濫によりもたらされたものと考えられている。したがって，この区間の河床材料粒径は，上流より大きいものが含まれており，20～10 ㎜の砂利と 5.0～1.0 ㎜の細礫および粗砂で占められており，底層は砂質粘土の洪積層が存在する。

表-2.5.2　各Segmentの各種河道特性総括表

	Segment M（山　地）	Segment B（盆　地）	Segment R（山地岩河道）	Segment 2（自然堤防帯）			Segment 3（デルタ）
				2－1	2－2	2－3	
区　間	～46.4㎞	46.4～40.4㎞	40.4～35.4㎞	35.4～31.6㎞	31.6～26.8㎞	26.8～19.4㎞	19.4～16.4㎞
約低水路満杯時水理量（1/1.2年確率）	i＝1/240 B＝10 m R＝1.0 m $u_*^2 \fallingdotseq 400$ ㎠/s²	i＝1/590 B＝22 m R＝1.7 m $u_*^2 \fallingdotseq 230$ ㎠/s²	i＝1/470 B＝20 m R＝1.8 m $u_*^2 \fallingdotseq 370$ ㎠/s²	i＝1/640 B＝22 m R＝2.0 m $u_*^2 \fallingdotseq 305$ ㎠/s²	i＝1/1000 B＝30 m R＝2.0 m $u_*^2 \fallingdotseq 205$ ㎠/s²	i＝1/1420 B＝50 m R＝2.0 m $u_*^2 \fallingdotseq 160$ ㎠/s²	i＝1/2500 B＝110 m R＝2.0 m $u_*^2 \fallingdotseq 33$ ㎠/s²
河床材料および河床特質	頁岩，砂岩および花崗岩類	10～20㎜の砂利が主体，これに花崗岩の風化したまさ土を多く含む	河道の所々に岩が露出している。10～20㎜の砂利と花崗岩の風化したまさ土が主体	5～1㎜の細礫から粗砂が主体 砂質粘土の洪積層が一部露出している。	20～10㎜の砂利と5～1㎜の細礫から粗砂で占められている。底層は砂質粘土の洪積層	1.0～5.0㎜の粗砂から細礫，底層はシルト質の沖積層	0.5㎜の砂
河岸特質	中古生界および花崗岩が基盤	砂礫などの粗粒の堆積物とシルト混りの細砂	中古生層（ホルンフェンス）	下層砂質粘土（洪積層）その上シルトおよび細砂	下層砂質粘土（洪積層）その上シルト混り細砂	シルト混り細砂	シルトおよび粘土
堤外地あるいは高水敷の微地形	中古生界および花崗岩を基盤とする山地	粗粒な堆積物・河成の平地	中古生層からなる低平な丘陵地（友部丘陵）		旧洗路跡が見られる。	旧洗路跡と自然堤防が見られる。	
低水路の平面形状	交互砂州に近いものが形成されているが明瞭でない。	交互砂州および Point Bar 発生	友部丘陵を横切る浅い谷を作って蛇行，岩が露出	Point Bar が発生，河岸侵食が一部見られる。旧洗路の蛇行が激しい。	Point Bar が発生，河岸侵食が一部見られる。旧洗路の蛇行が激しい。	明治の地図では蛇行していない，人工的に Cut off か？	砂州の発生はなし，堆積空間である。

⑥ Segment 2-3 (26.8～19.4 km)

低水路幅は約 50 m とさらに広くなり，河床勾配も約 1/1420 と緩くなる。河床材料は 5.0～1.0 ㎜の細礫および粗砂で占められ，底層はシルト質の沖積層となっている。また河岸には篠竹等の植生が繁茂し，河岸侵食を防止している。

⑦ Segment 3 (19.4～16.4 km)

涸沼への流入部（河口部）であり，デルタを形成している区間である。河床勾配は約 1/2500 と緩く，低水路幅も 110 m とさらに広くなっている。河床材料粒径は 0.5 ㎜以下の砂が主体である。

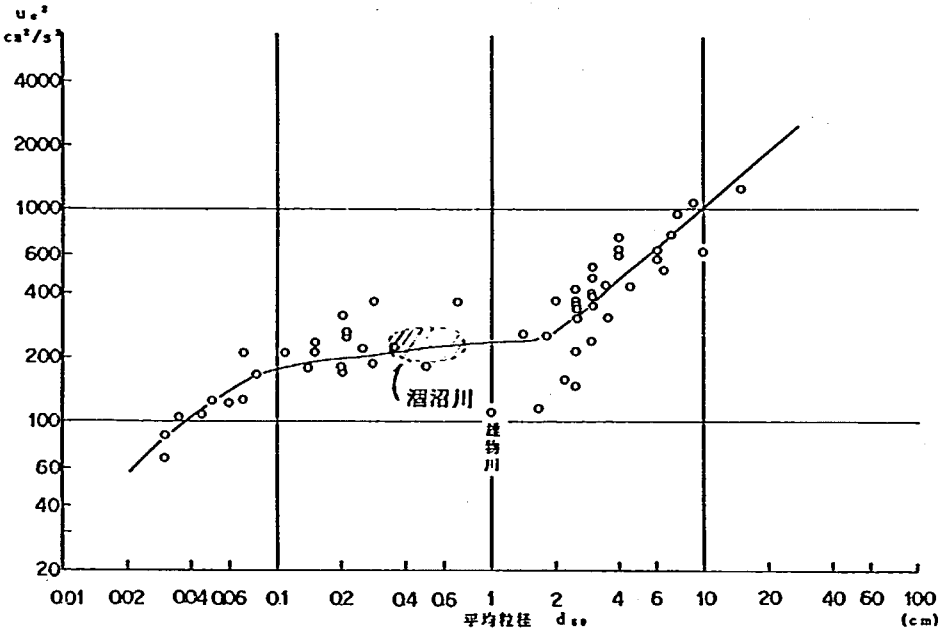


図-2.5.5 日本の河川のu_*^2とd_{60}の関係

参 考 文 献

1) 日本の地質 3：「関東地方」編集委員会，共立出版㈱，1986.

2) 茨城県土地分類図：経済企画庁総合開発局，1973.

3) 大山年次，笠井勝美：八溝山系の地質と古植物，大山年次退官記念誌，1974.

4) 猪郷，管野，新藤，渡部：日本地方地質誌，関東地方，1980.

5) 大森昌衛，他：日曜の地学，茨城の地質をめぐって，築地書館

6) 坂本 亨：茨城県大洗付近の第四系―とくに見和層堆積期の海進（下末吉海進）の進行過程について―，地調月報 23，1972.

7) 茨城バイパス地質調査報告書：建設省常陸工事事務所，1985.

8) 茨城町バイパス地質調査（その 1）報告書：建設省常陸工事事務所，1985.

9) 茨城町バイパス地質調査（その 2）報告書：建設省常陸工事事務所，1985.

10) 堀口萬吉：日曜の地学，埼玉の地質をめぐって，築地書館

11) 日本の第四紀研究：日本第四紀学会，東京大学出版会，1976.

12) 貝塚爽平：関東地方の地形発達史，地質評 31，1958.

13) 山本晃一：河道特性論，土木研究所資料第 2662 号，1988.

14) 山本晃一：気候・地形・地質が河道特性に及ぼす影響に関する研究ノート，土木研究所資料第 2795 号，1989.

第3章　1988～1989年の洪水と流況

3-1　目的と方法

3-1-1　調査目的

河道の変化状況を検討する場合，まず，発生した洪水の規模や回数等の基礎的な水理量を把握する必要がある。そこで，本章では観測区間での2年間の水理量（水位・流量）の変動を記述し，他の章で扱う種々の現象の検討に役立てる。なお，ここで示すデータは出水時，および平水時の水位・流量等の基礎資料であり，日水位・日流量，H-Q関係，および出水のハイドログラフからなる。

3-1-2　調査方法

水位データは，他の現地調査の成果に記入された地盤高がT.P.m表示のため，本文でもT.P.換算を行い表示した。また，流量に関しては次に示す二次曲線で表わされるH-Q関係について，洪水時および平水時の水位・流量観測データを基に係数の同定を行い，これにより，水位記録を流量に換算し流量データを得ている。したがって，本章の流量データは特に記さない限り，実測値ではない。なお，章末に添付したハイドログラフは，出水時において現地で実測したものをT.P.換算して表している。

3-1-3　H-Q関係

水位流量関係，すなわちH-Q関係は以下に示す関係となっている。

一般的に水位流量曲線は2次曲線式（$Q=a\times(H\pm b)^2$）を用いて表わされる。表-3.1.1は1988～1989年のH-Q曲線式である。また，1988～1989年における涸沼川のH-Q関係について，観測データと同定したH-Q曲線を同時に図-3.1.1に示す。なお，観測データは1988年の7月28日，8月11日，1989年の8月6日の浮子による高水観測，および1988年の8月31日，9月13日，11月16日の浮子による低水観測より得たものを用いている。また，出水毎の個別のH-Q式を作ると水位と流量の連続性に不合理が生じるので，各出水ではH-Q式は表わさない。なお，水位データはT.P.mに換算したものである。(4.1.2参考)また，図-3.1.1における28.10 km横断形状は，1988年の横断測量の結果を用いた。

表-3.1.1　1988年～1989年の水位流量曲線式一覧

曲線式 No	水位流量曲線式 $Q=a\times(H\pm b)^2$	適用期間	適用水位 T.P. (m)	備考
I	$Q=13.581\times(H-5.800)^2$	1988年7月 ～ 1989年11月	5.80～6.40	涸沼川28.10 kmに適用される
II	$Q=4.777\times(H-5.386)^2$		6.40～10.96	

凡例　●（T.P+7.00n未満）：浮子，またはプライス流速計による低水流量観測
（1989年 8月31日，9月13日，11月16日）
（T.P+7.00n以上）：浮子による高水流量観測
（1988年 7月28日，8月11日，1989年 8月 6日）
○　：電磁流速計による流量観測　（1989年 8月 6日）
縦軸は水位（T.P.n），横軸は流量（n^3/s）と横断幅（n）を表わしている。

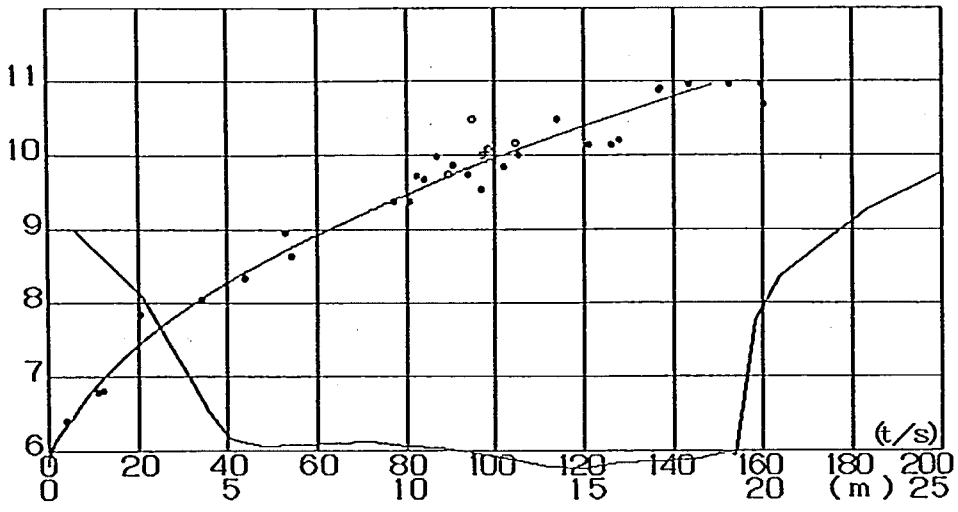


図-3.1.1　28.10km地点の横断図とH-Q曲線

3-2　1988～1989年の流況*1

3-2-1　1988～1989の流況

1988年～1989年の水位*2，流量*3年図を図-3.2.1～3.2.6に示す。水位，流量記録は1988年の7月23日～1989年の12月12日までを記載している。ただし，水位記録器の故障により，1988年の8月23日～9月14日，および1989年の3月11日～6月9日（非出水期）の間は欠測している。時間水位，時間流量のデータは巻末に整理して記載してある。なお，参考に降雨量の記録も記載した。

データの欠測が多く年間を通して一般的な豊水流量・平水流量・低水流量・渇水流量を表すことは出来ない。（それぞれ1年間を通じて95日はこれを下らない流量を豊水流量，185日はこれを下らない流量を平水流量，275日はこれを下らない流量を低水流量，355日はこれを下らない流量を渇水流量として定義される。）ここでは，1989年の1年間において，185日を下らない流量がおよその平水流量であると定義した。

このように定義した平水流量を基準にして，1988～1989年の流況の分類を行った。これらの流量の出現頻度の高い所を期で表現し，図-3.2.7の様に分けた。豊水流量以上の期間は，およそ梅雨から秋雨の時期であ

＊1：ここで言う流況とはある観測地点における流量の年間の状況のことであり，洪水時等の流れの状況を示すものではない。
＊2：水位のデータは一般的に定時平均と呼ばれるものを採用している。定時平均とは朝（6時）夕（18時）の水位測定値を平均したものである。
＊3：流量は定時平均水位を使ってH-Q式で算出したものである。

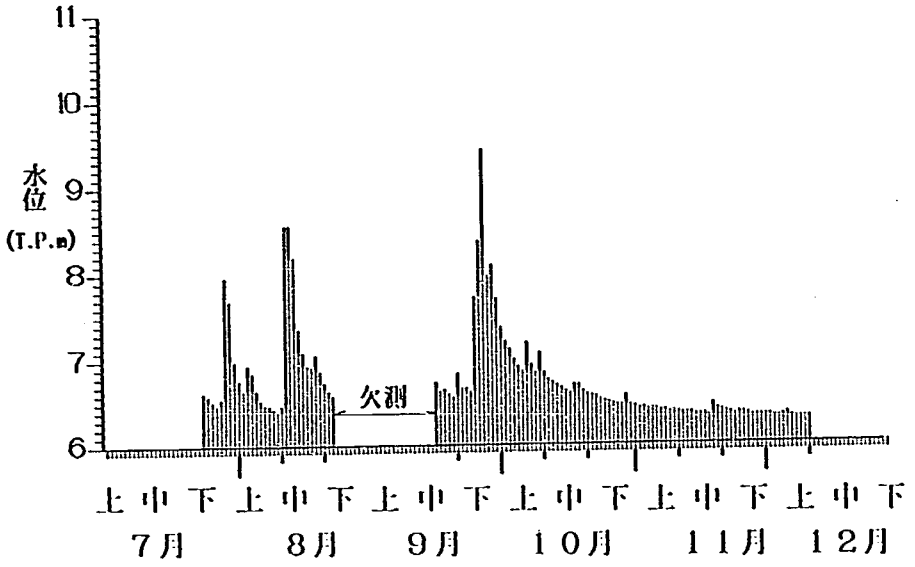


図-3.2.1 1988年7～12月の位況図

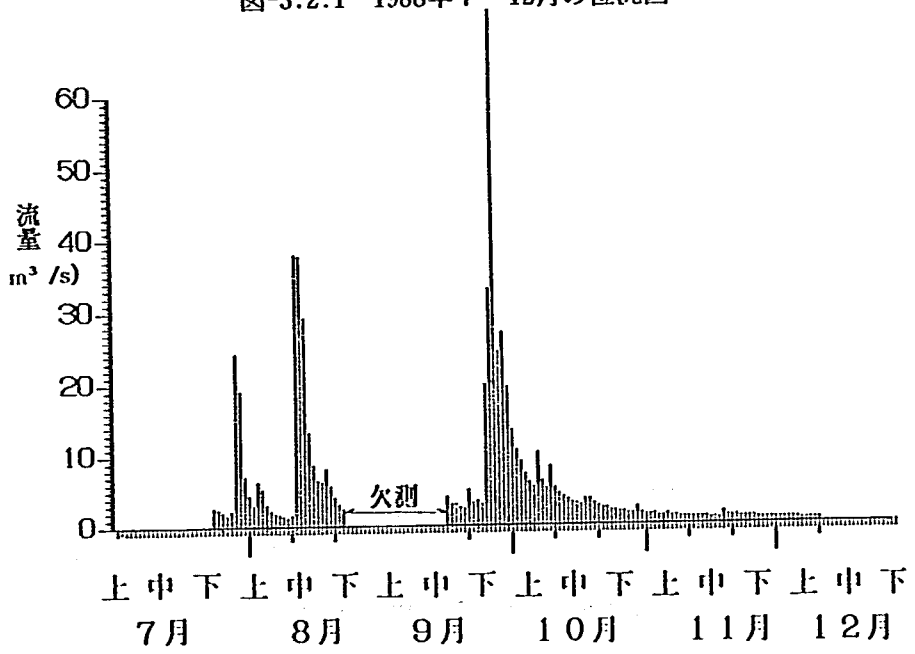


図-3.2.2 1988年7～12月の流況図

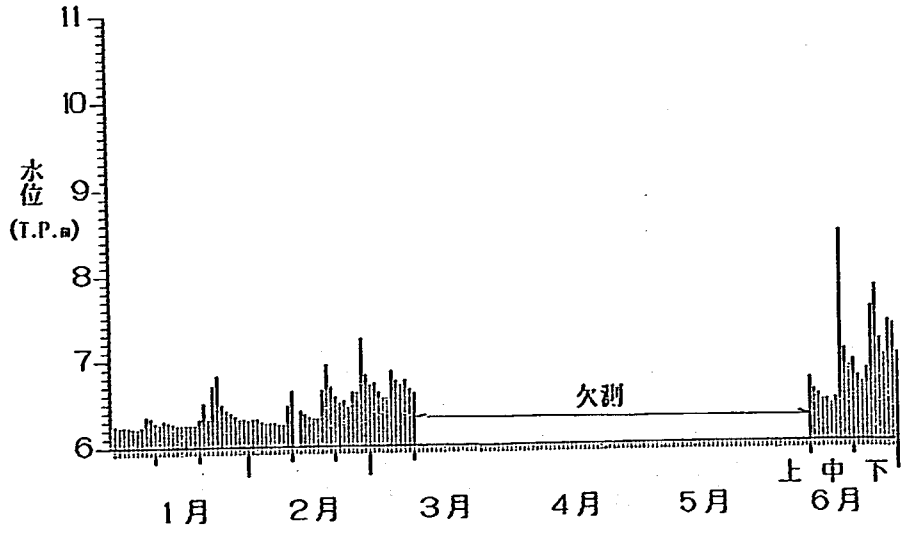


図-3.2.3 1989年1～6月の位況図

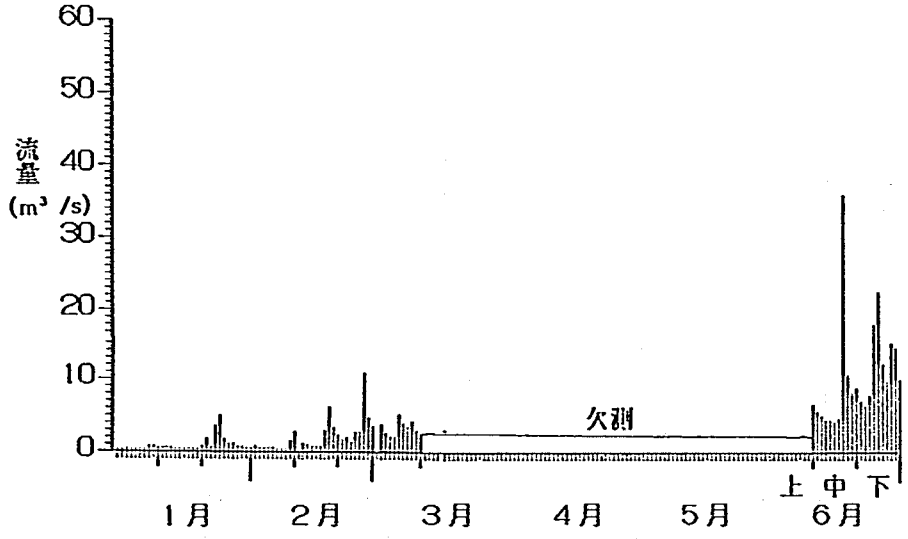


図-3.2.4　1989年1～6月の流況図

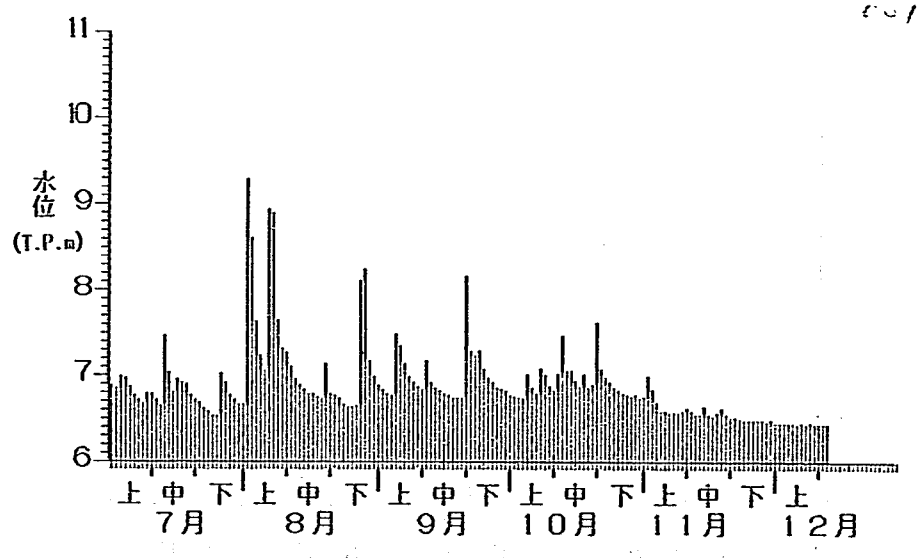


図-3.2.5　1989年7～12月の位況図

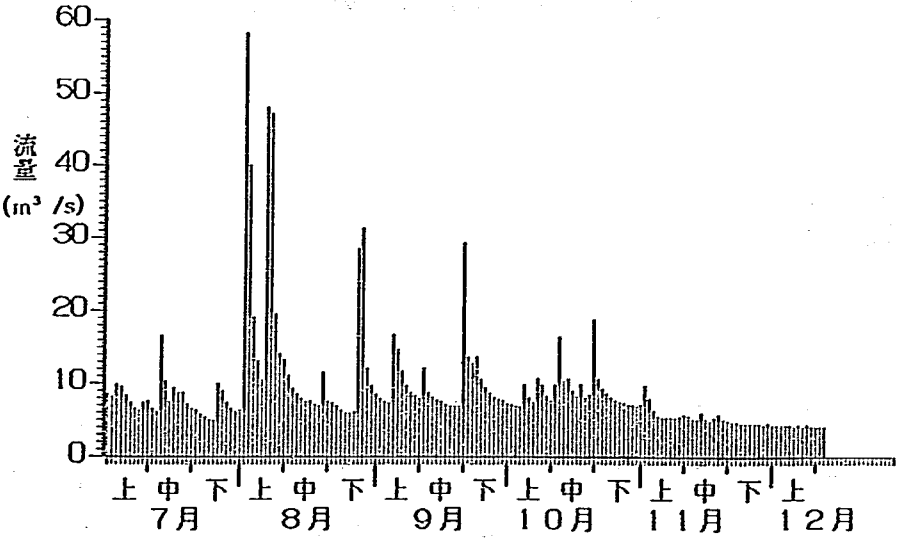
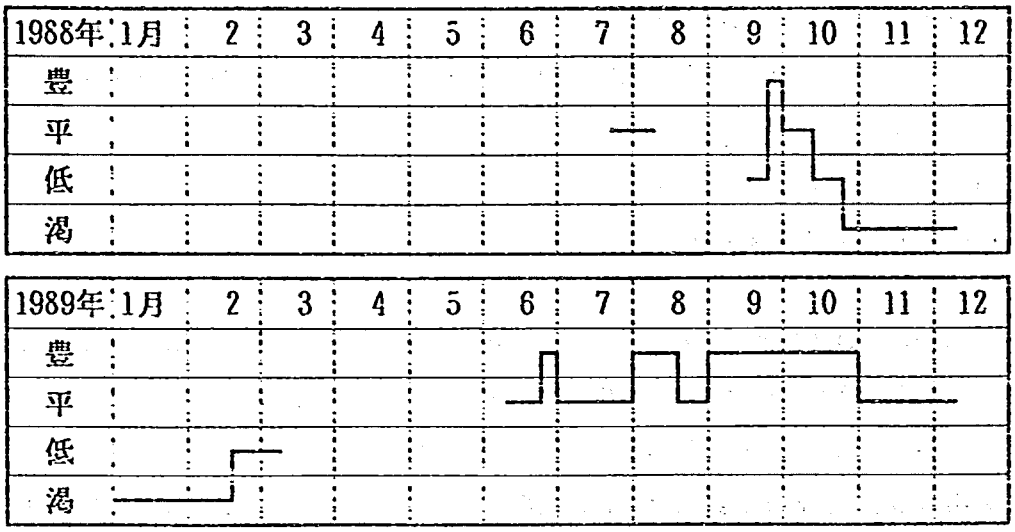


図-3.2.6　1989年7～12月の流況図



豊：豊水流量～8m³/s，平：平水流量8～4m³/s，低：低水流量4～2m³/s，渇：渇水流量2～0m³/s

図-3.2.7　1988年1989年における流量状況図

り，主な原因は前線，台風，雷雨である。

涸沼川の年間の変動（旬を単位とした大きな変動）は，①1～3月，②4～8月，③9～10月，④11～12月で分けられる。以下に，1988～1989の①～④の各時期の流況を図-3.2.1～3.2.6を参考に記述した。

1988年の平水流況

①1～3月：記録がないため流況の記述ができない。

②4～8月：7～8月のみの記録があり，この期間では，中程度の出水は2回(日平均水位で，約8m，8.5m)記録されている。また，小刻み（数週間程度の周期）に小さな出水がある。なお，出水の減水にかかる日数の影響が大きく，この期間では平均して流量は8.0～4m³/sあり，平水期となる。

③9～10月：この時期は，9月下旬の出水（日平均水位で約9.5m）で増水し，その後は減水し続けている。よって，この期間では，出水により低水期から豊水期へ急激に変化し，その後は渇水期へ序々に変化している。

④11～12月：この時期は流量の変動は少なく，月に1回程度の出水が認められる。10月下旬からの渇水期が続いている。流量は1.0～1.5m³/s程度である。

1989年の平水流況

①1～3月：1月下旬から3月にかけて1～2週間に1度の割合で小規模な出水が数多くみられる。流量は0.5～3.5m³/s程度であり，この時期は渇水期から低水期に序々に変化している。

②4～8月：6～8月のみの記録がある。その期間では6月中旬の出水（日平均水位で約8.5m）で増水し，6月下旬の出水（日平均水位で約8 m）で増水したまま7月に入る。7月は大きな出水はなく小規模の出水が数回あるだけで，水位は徐々に下がり平水期となる。8月では上旬（2回）と下旬（1回）に大きな出水がある。なかでも，上旬では日平均水位で約9 mとなる出水が2回ありこの影響が中旬まで続く。下旬には日平均水位で約8 mとなる出水があり，この影響で増水する。そのため，平水と豊水の境で変動している。

③9～10月：この時期は大きな出水はないが，中規模，小規模の出水が多い。9月下旬の出水（日平均水位で約8 m）で増水し，その後は，10月中旬の2回の小さな出水（日平均水位で7.5 m）で豊水期が持続している。

④11～12月：この時期は出水はほとんどなく平水期であり，水位，流量ともに安定しており，それぞれ，水位6.5 m，流量4.5 m³/s程度である。

3-2-2　出水状況（1988～1989）

涸沼川洪水観測所観測区間における低水路満杯流量は，28.10 km地点のH-Q式（図-3.1.1）によると，約60 m³/sである。また，1988～1989年における涸沼川の洪水観測は，低水路満杯の約2/3以上の水位のときに行っている。そのことから，低水路満杯流量の2/3程度，（および1/3程度）の流量を洪水の分類基準となる流量とし，それらの出水頻度を表わす。表-3.2.2は，洪水分類の基準流量で各出水を分類したものである。

また，1988年8月11・12日，および9月26・28日は一連の出水である。ただし，ハイドログラフの波形に凹凸があり，これについては2つの洪水として表に記載した。

3-2-3　洪水観測時の気象概要と降雨量

1988年における涸沼川の代表的な出水は6月2日，7月16日，28日，8月11～12日，および9月26～28日に発生している。また，1989年での代表的な出水は6月17日，24日，8月1日，6日，27日に発生している。そのうち洪水観測は，1988年では，7月28日，8月11～12日に行っている。また，1989年では，8月1日，6日に行っている。ここでは，洪水観測が行われたときの気象状況を表わす。なお，洪水観測の観測結果・資料解析についての詳細は4章以降に記述している。

以下に気象庁発行の「気象要覧（第1067，1068，1080号）」を参考に，各出水時の気象概要を記述した。あわせて天気図も転載した。さらに，涸沼川の自記雨量データから得られた総雨量，時間雨量も記述した。

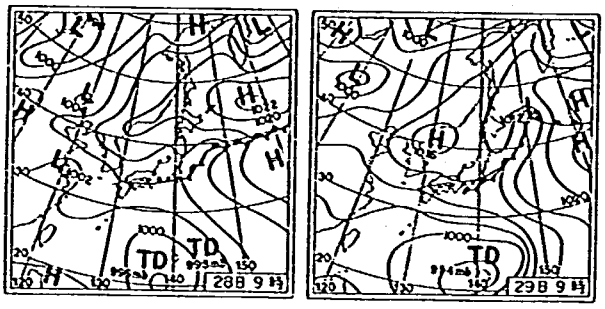
表-3.2.2　出水状況一覧

洪水発生日時 / 洪水の基準	1988年			1989年		
		時	流量 m³/s	月　日	時	流量 m³/s
洪水（低水路満杯流量）	○7月28日	21時	89.7	○8月1日	14時	113.0
（60 m³/s以上）	○8月11日	15時	103.0	○8月6日	22時	145.2
	○8月12日	23時	80.9	8月27日	23時	119.6
水位：8.90 m以上	9月26日	2時	138.5	6月17日	9時	65.2
洪水（低水路満杯2/3流量）	9月28日	16時	42.3	6月24日	24時	46.3
（40 m³/s以上60 m³/s未満）				10月20日	2時	41.4
水位：8.30～8.90 m						
低水路満杯1/3流量				1月23日	22時	25.1
（20 m³/s以上40 m³/s未満）				2月26日	9時	25.8
				6月29日	1時	23.2
水位：7.50～8.30 m				7月13日	9時	20.9
				7月26日	11時	20.9
				8月19日	1時	24.3
				10月4日	14時	20.4
				10月12日	1時	30.4

注）月日の左に○印がついたものは洪水観測を行ったものである。

1)　洪水観測を行った出水の気象概要と降雨量

①1988・7・28出水

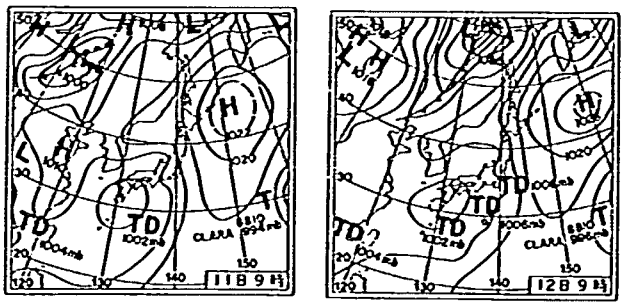


7月28日は，日本の東海上に伸びる前線が活発化し，東日本で20～80㎜の雨となった。また，図-3.2.10に示すように28日から29日にかけて，連続したまとまった降雨が見られる。なお，総雨量は涸沼川28.10 kmにおいて62㎜に達している。また，時間最大降雨量は7月28日12時の6㎜/hrである。

②1988・8・11出水

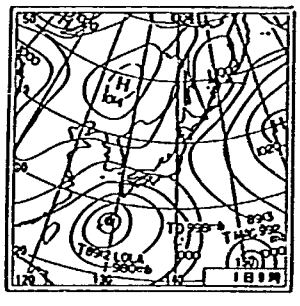
8月10日～13日は，弱い熱帯低気圧が四国沖をゆっくり西進して九州付近に停滞していることが判る。その影響で11日は多くの降雨があった。図-3.2.11に示すように，まとまった降雨のグループは2つに分れ8月11日の11時迄の総雨量で67㎜であり，時間最大雨量は10㎜/hrである。ハイドログラフからは，まとまった降雨のグループが2つ見られる。その最初の降雨グループに対応した小さな水位ピークは，11日の4時頃に現れている。(正確には，降雨がないため時間変化に対して水位変化がなかったと解釈すべきである。)涸沼川は流域が小さく支川の流出時間も比較的早い。そのため，支川間での本川に流入する時間差は少ない。そのことからまとまった降雨があるときは流量のピークは1つの場合が通常である。

③1988・8・12出水



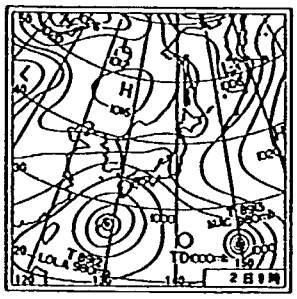
8月12日は，8月11日出水の減水期で，さらに，関東の近海と三陸沖に弱い熱帯低気圧が発生したため，太平洋側を中心に雨となった。そのため，降雨がさらに続いたことで，再び水位の上昇が見られた。

④1989・8・1出水

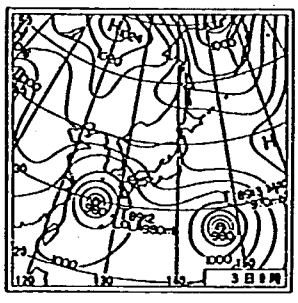


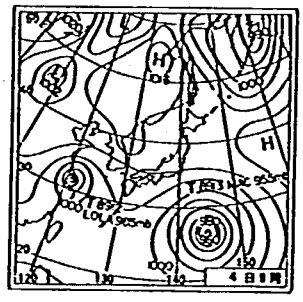
8月1日の出水は，気象配置図から台風12号と弱い熱帯低気圧の影響により南から暖かい湿った気流が入ってきたことで，大気の状態が不安定になり，関東地方を中心に大雨となった。水位ピーク迄の総降雨量は29㎜，時間最大雨量は5㎜/hrである。友部(31.0 km)地点の流量確率で表現した場合出水の規模は中規模である。ちなみに，神奈川県の横浜では日降水量が206.0㎜を記録した。

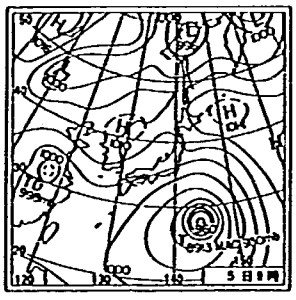
⑤ 1989・8・6出水

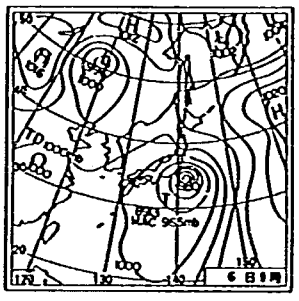


8月6日の出水は，伊豆諸島の東方海上を北上していた台風13号が，千葉県の銚子付近に上陸（6日15時頃）し，その影響を受けたものによる。8月1日の台風12号の降雨による水位上昇の影響が残っているためか8月5日の最低水位が6.85mと平水時に比べて高い。それにより10mを越える出水となったと考えられる。5日から6日にかけて（水位ピーク迄）の総雨量は8㎜と，他の出水時の降雨量と比べると1/5以下であるが，8月1日から降り続いた雨は小康状態のままであり，それらを総雨量と考えた場合118㎜に達することになる。









⑥その他の出水

1988年6月2日，7月16日及び，9月26・28日ならびに，1989年6月17日，24日，8月27日の洪水記録は自記装置にて観測地点水位・観測地点雨量が測定されているので，観測地点におけるハイドログラフのみ参考までに掲載しておく。

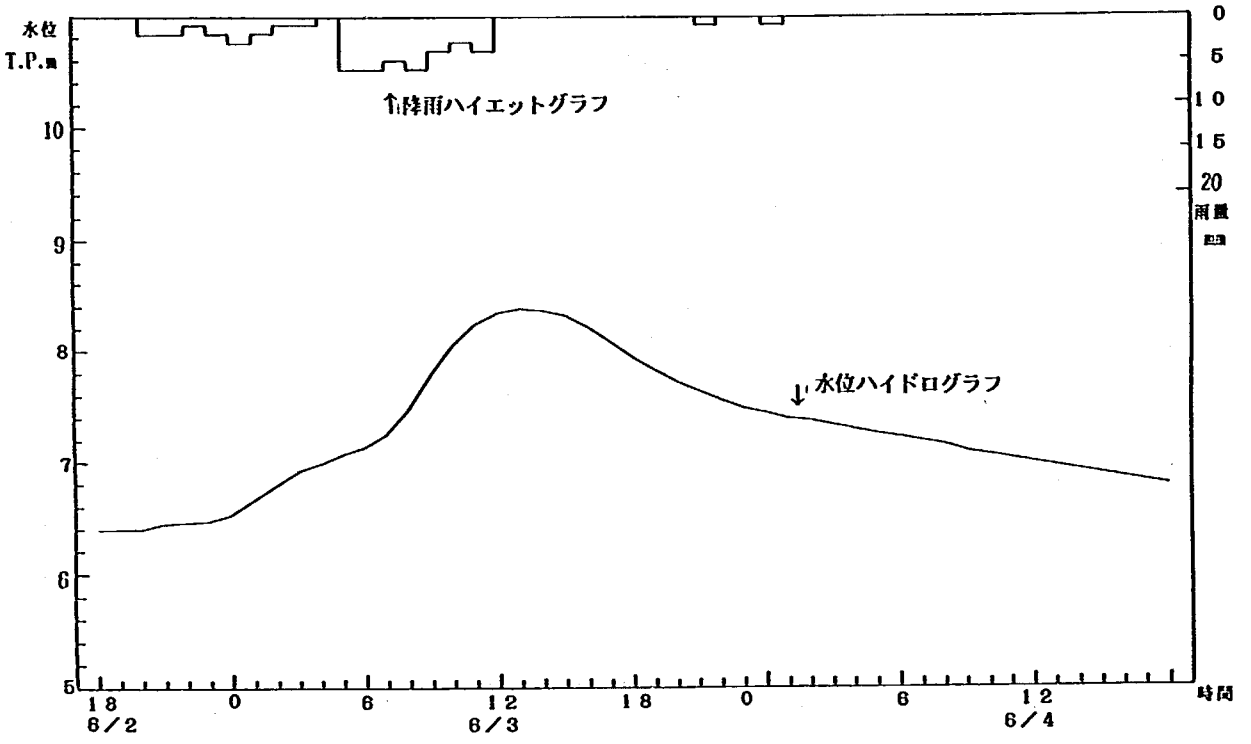


図-3.2.8　1988.6.2　出水のハイドログラフ

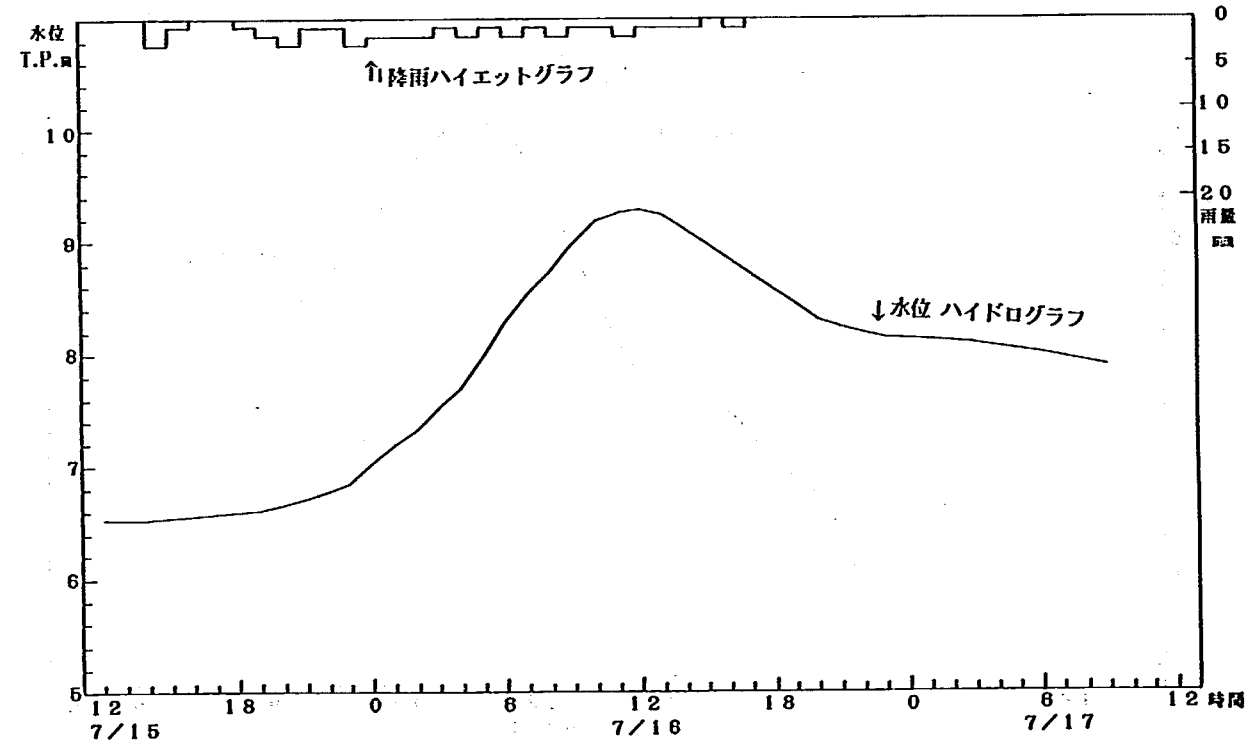


図-3.2.9　1988.7.16　出水のハイドログラフ

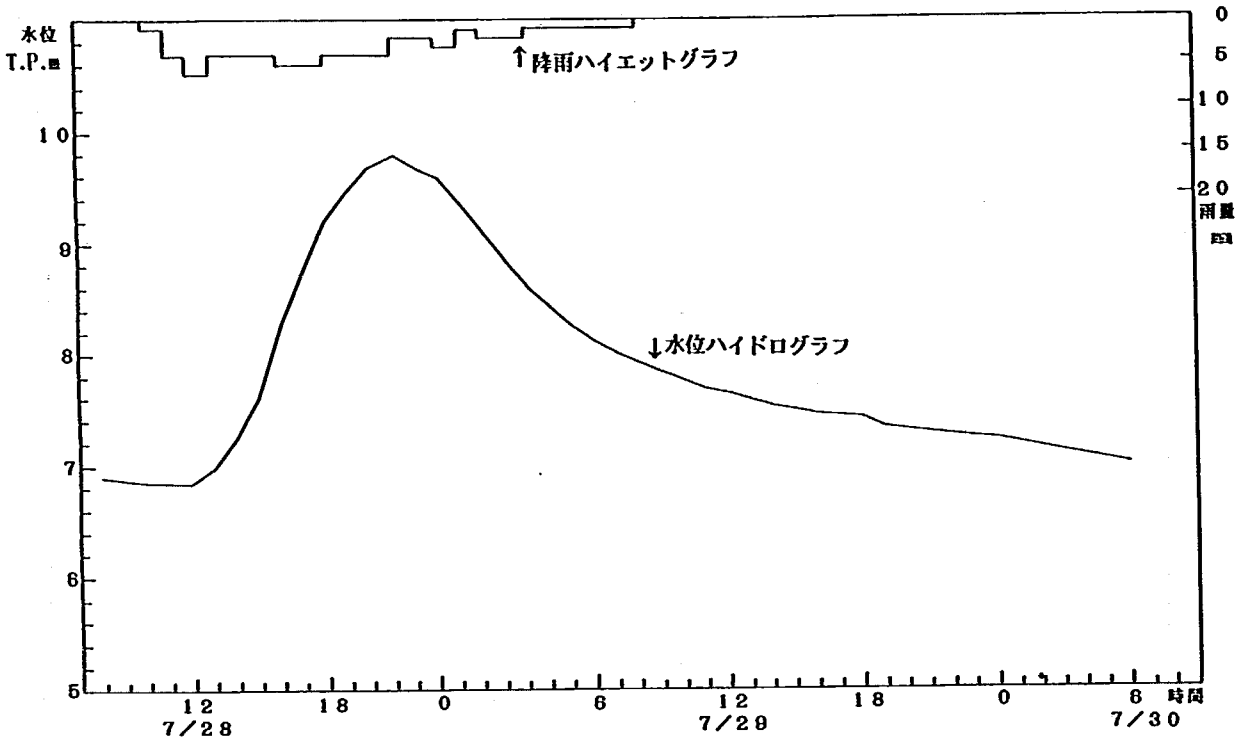


図-3.2.10　1988.7.28　出水のハイドログラフ

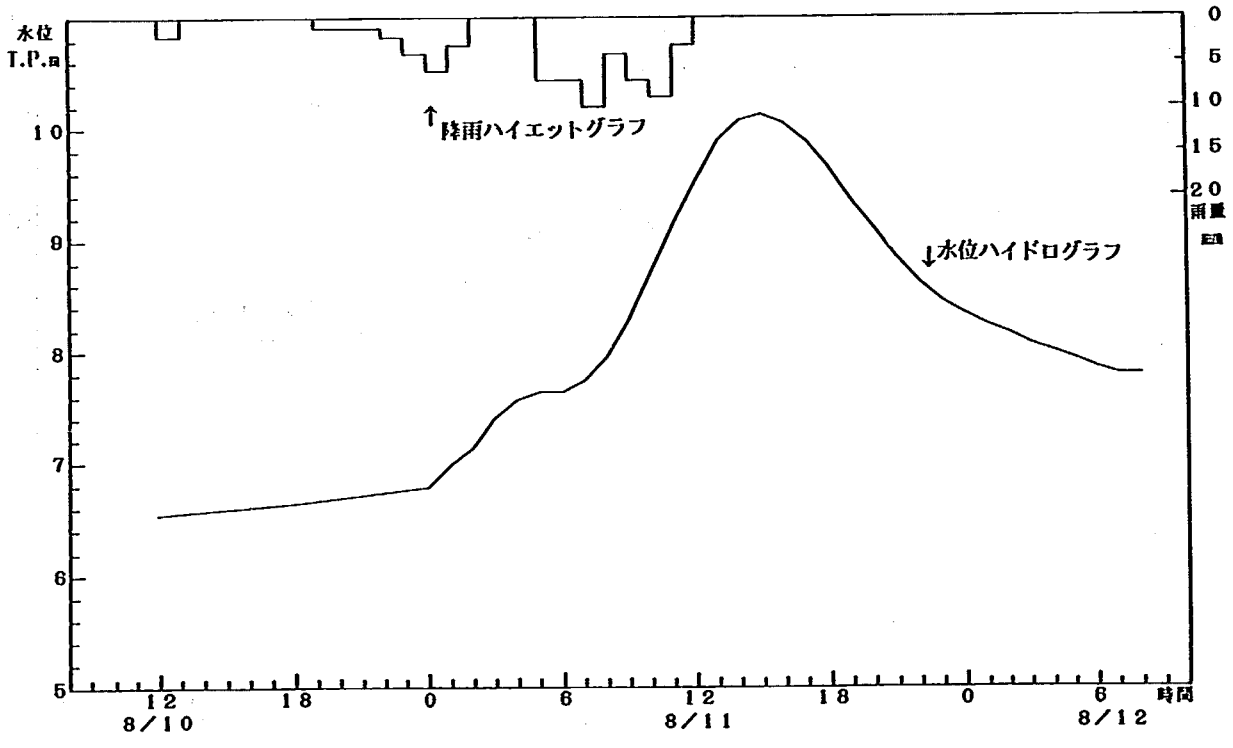


図-3.2.11　1988.8.11　出水のハイドログラフ

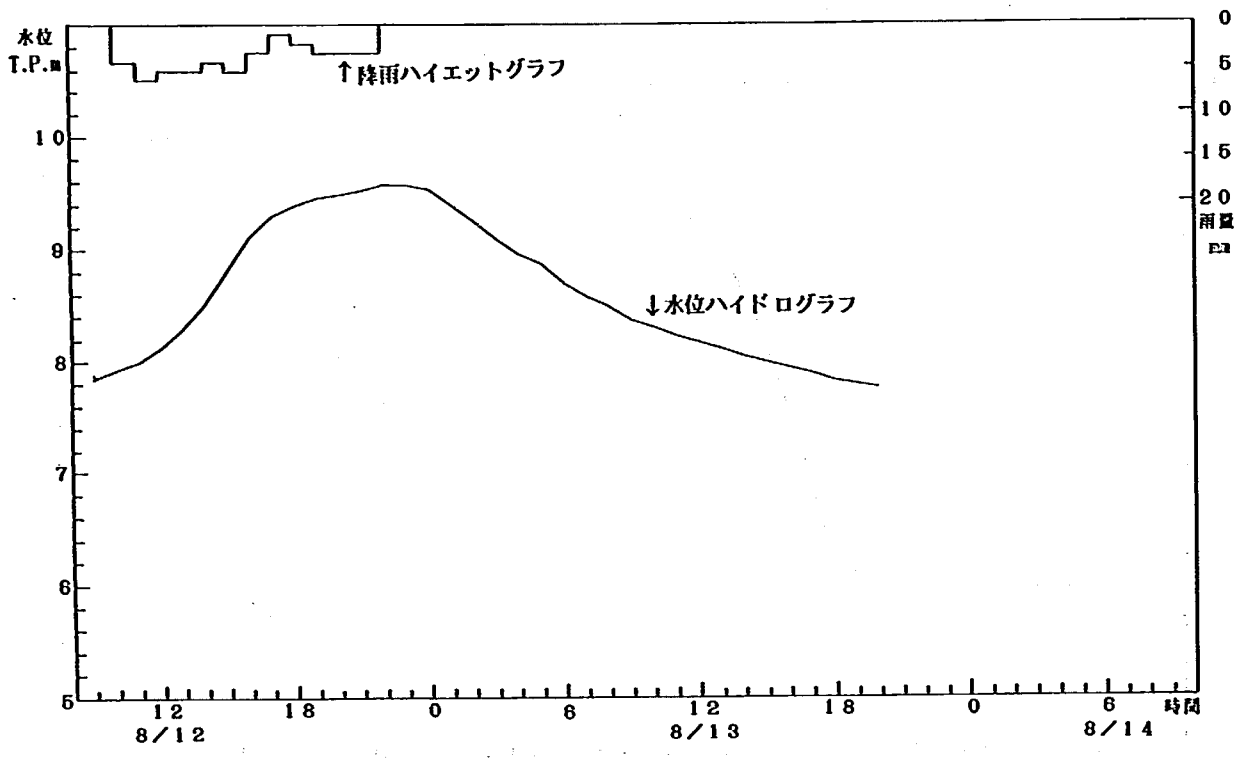


図-3.2.12　1988.8.12　出水のハイドログラフ

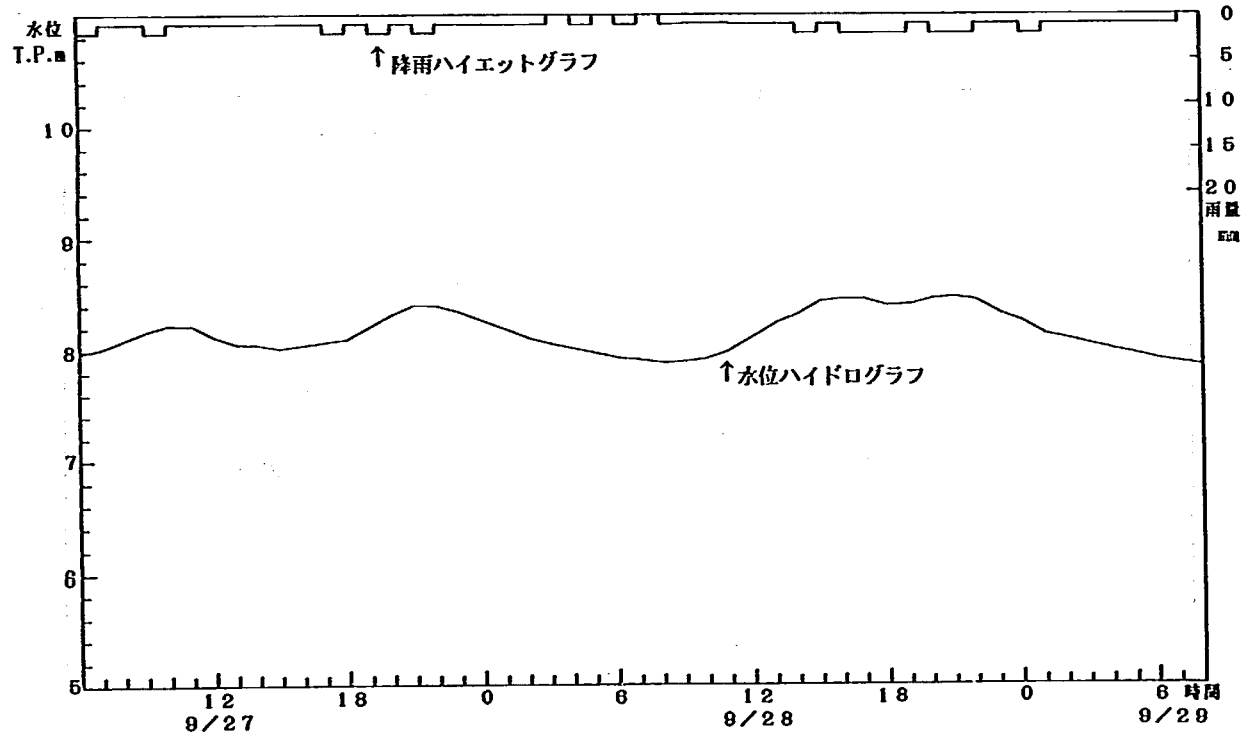


図-3.2.13　1988.9.28　出水のハイドログラフ

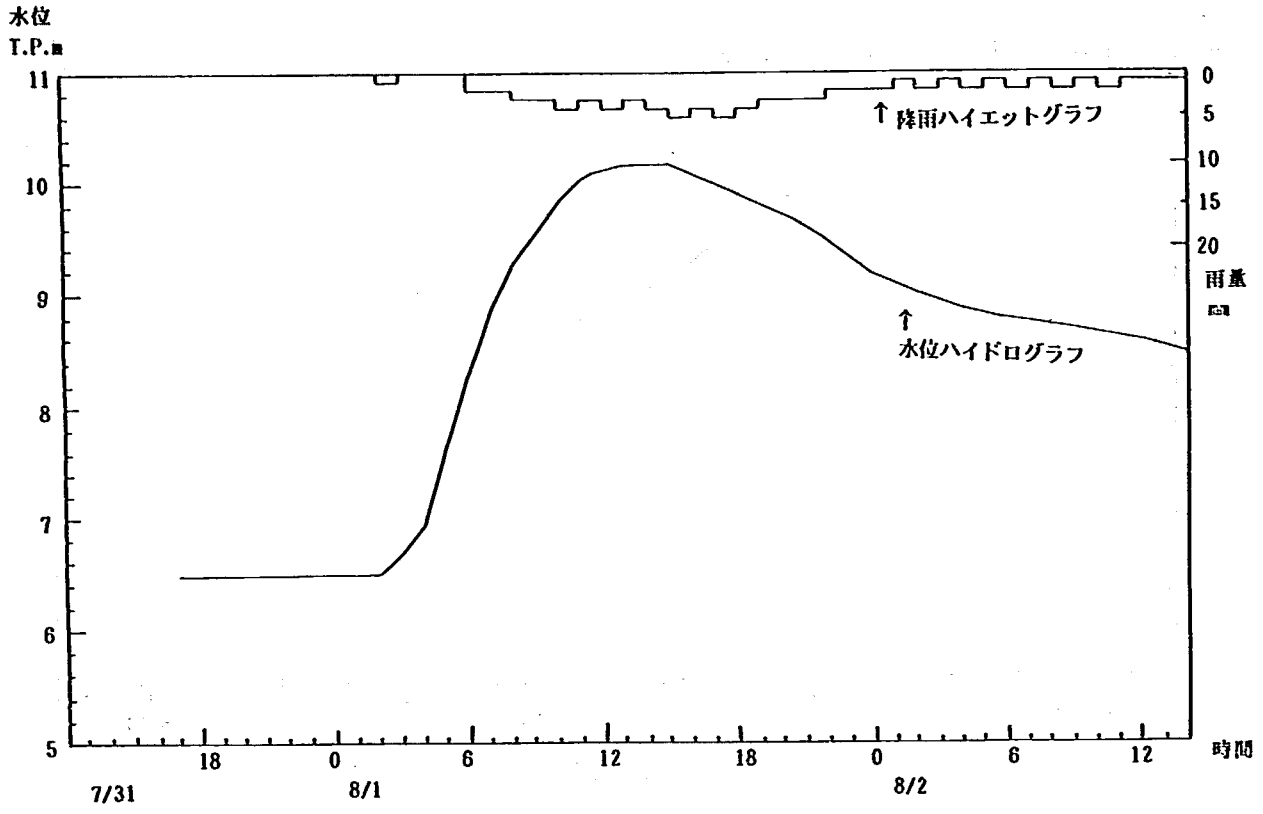


図-3.2.14　1989.8.1　出水のハイドログラフ

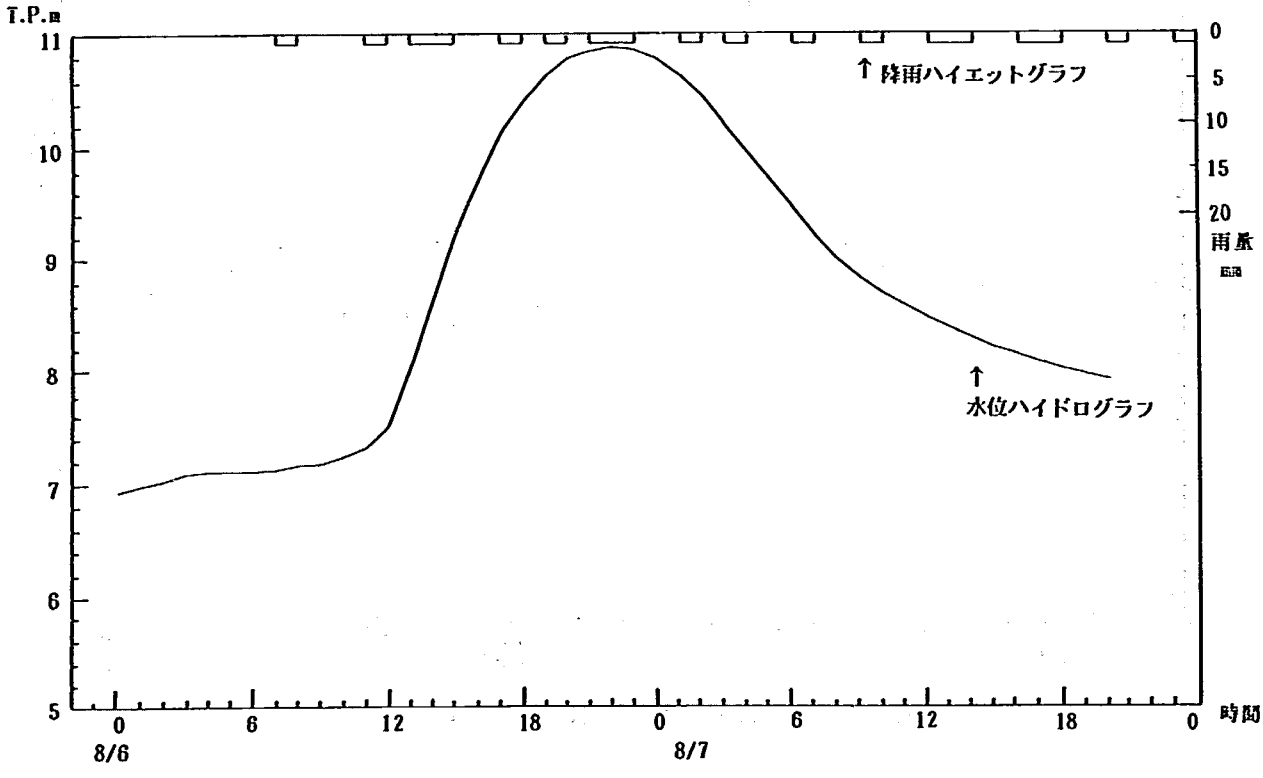


図-3.2.15　1989.8.6　出水のハイドログラフ

第4章　洪水時の流れの水理特性

本章では1988～1989年の出水の際に行われた洪水観測記録（水位・流量・流況）を記載する。あわせて，第4章～第8章で行う種々の解析に必要な洪水時の水理特性を具体的に述べて考察する。

まず，洪水時の水位・流速の測定結果をもとに，各出水の流速分布の特性，洪水時のH-Q関係，洪水時の水位縦断形，洪水時の流況，観測結果の整理方法の改善について記述する。次に，流速分布特性および浮遊砂特性について述べ，最後に痕跡水位調査とその調査手法について記述する。

4-1　洪水特性（一般観測項目）について

4-1-1　調査目的と方法

1）調査・検討の目的

水の流れにより生じる力は，河道内では河岸や河床に外力として作用する。この水の流れにより生じる外力は，洪水時のものの方が平水時のものに比べて大きい。そのため，河岸侵食等のように平水時には起きにくい現象でも，洪水時では起きやすくなる。このように洪水時と平水時を比較した場合では，流れの水理特性が異なり，流れが河道に与える影響も異なる。そこで水位・流量・流況などの基本的な水理量を観測し，涸沼川河道の洪水時の水理特性を把握・検討して，洪水時および洪水後に行われた河道調査に役立てる。

2）洪水時の観測内容と方法

1988～1989年における涸沼川の流れの水理特性を把握するためには，洪水時における水理量の観測データが必要である。そこで，基本的な水理量を以下の方法で観測した。

水位は，縦断方向の各地点に設置された水位標が示す値を，目視観測により測定した。流速は，観測断面内の各測点の流速を電磁流速計を用いて測定した。電磁流速計が使用不可能な場合では，浮子を使って間接的に測定した。なお，平水時の流速については，プライス流速計，または浮子を使って測定した。流況は，河道内の流れを観測員がVTRやカメラ等を使って撮影して調査した。また，河道の流況観察とともに，洪水観測地点（28.10 km）では，流速の時間変化，流心の横断位置の変化等を観測した。

3）データ処理方法，および資料の概要

基本的な水理量の観測方法は，前述した通りである。ただし，28.10 km地点の雨量・水位のデータの大部分は，現地の雨量計・水位計により自動的に記録された正時毎のデータである。次に，基本的な水理量のデータの処理，および方法について述べる。水位縦断データについては，1次データ（野帳から転記する際に，観測値の補正を行わないもの）を観測毎に収集した。流速のデータについては，洪水観測時，および平水観測時に測定したデータを1次データとして観測毎に収集した。流量のデータは，観測毎に流速の測定方法に従って，次に示す算出方法を使って求めた。流速計により測定をした場合は，各測線における平均流速（水深方向における各測点の流速を平均したもの）と，各測線が受持つ分割した河積を水位から求め，その流速と河積を使って，各部分の流量を求めて合計した。浮子により測定をした場合は，各測線における平均流速を決められた区間を浮子が流下した時間から求め，各測線が受持つ河積を第1見通し断面と第2見通し断面の河

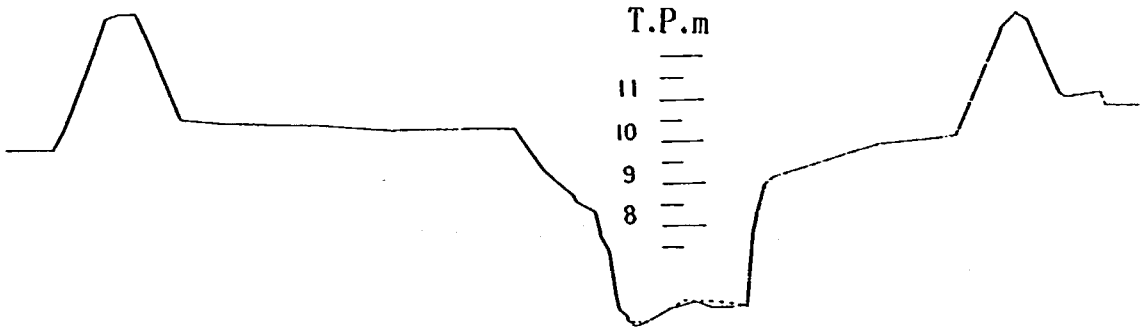


図-4.1.1　28.06kmの横断形状

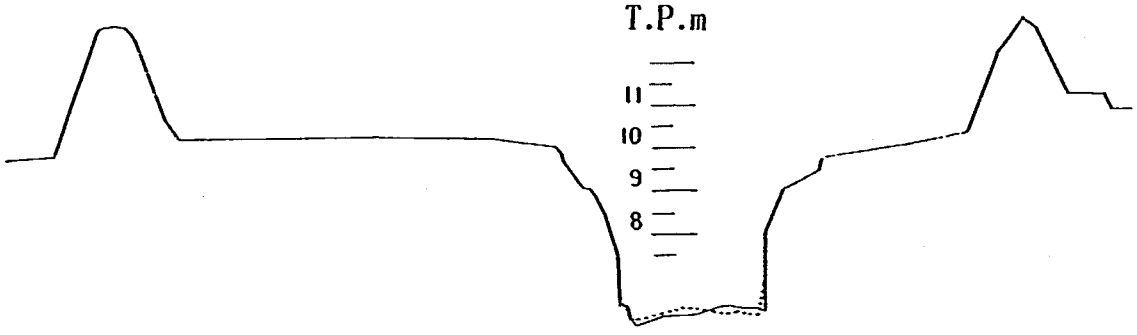


図-4.1.2　28.08kmの横断形状

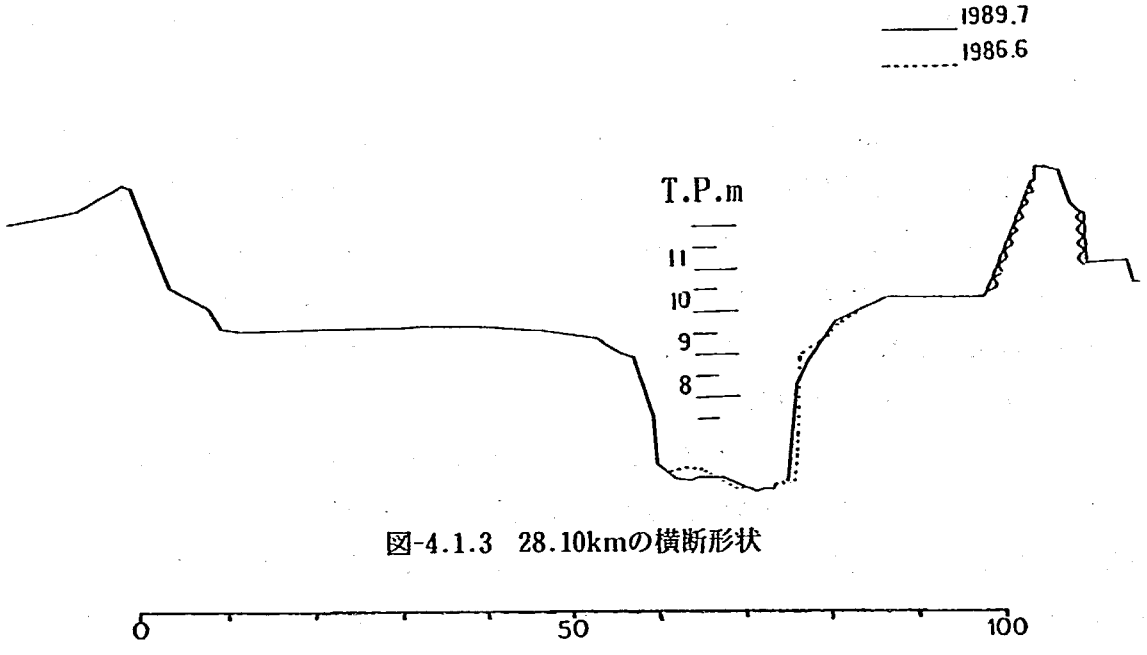


図-4.1.3　28.10kmの横断形状

積の平均値から求め，その流速と河積を使って流量を求めた。それらを各測定毎に算出した。

なお，本節の水位・流量の掲載資料は，T.P.換算を行った水位データと，水深方向の流速を平均化し，補正を行った流速データである。併せて，流速の1次データから算出した摩擦速度（u_*），粗度（n）等の資料も掲載した。(詳しい観測方法については第1章を参照)。また，巻末にはT.P.換算を行った水位のデータお

よび降雨データを添付した。

4-1-2　流量測定結果および問題点

1）流量測定断面の特性

流速測定を行っている断面(電磁流速計やプライス流速計で測定する断面：28.10 km)と下流の2断面(浮子観測の見通し線の断面：28.08 km，28.06 km)の横断形状を図-4.1.1～4.1.3に示す。また，平面形状を図-4.1.4に示す。横断形状から，最深河床部が28.06 kmでは左岸側，28.08 kmでは中央，28.10 kmでは右岸側にあることがわかる。また，平面形状で見ると，28.06 km～28.10 kmの区間では下流方向に向って緩やかに左に湾曲していることがわかる。

2）流量測定状況および流心位置

28.10 kmの横断方向で流量（流速）測定状況について述べる。

図-4.1.5は，洪水時の流速測定値であり，このデータを用いて流量を算出している。ここで，本節における流量換算のための流速の値は，観測方法によって以下のように異なる。電磁流速計による測定の場合は，28.10 kmの地点で水深方向に測定可能な範囲で0.5 mピッチで測定した流速の平均を求め，それを流速の測定値としている。浮子によって測定した場合の測定値は，浮子が28.08 km～28.06 km区間流下時間から平均的な流速を求め，流速の測定値としている。また，浮子は流れに沿って流下するため，浮子が左右に移動することがあれば断面位置の誤差が大きくなるため，流速の横断分布が分かりにくい。

図-4.1.5に示すように電磁流速計による測定値から，測定を行った28.10 kmの地点では，流心が右岸側にあり，流速が大きいことがわかる。

3）粗度係数

今回の観測で得られたデータから流速と粗度係数との関係を示す。検討地点は28.10 kmとし，流速値には，浮子および流速計を使って測定したデータを補正し使用した。水面勾配は，縦断方向の距離の差（ΔL）と，ΔL離れた地点の水位差（Δh）を使って$\Delta h/\Delta L$で求めている。ここでは，短い区間(浮子観測の区間は20 m）での誤差を無くすために28.00 km～28.20 kmの縦断距離と水位差（cm）から求めた。(図-4.1.6～4.1.10) 流速の最大値を示す測線の流速を使って粗度係数（n）を求めて，Hとnとの関係を表現してみた。しかし，増水期と減水期の水面勾配（I）の変化が影響しているためか関係を見出せなかった。そこで，Iを含めたu_*（$=\sqrt{gRI}$；R：径深）を使ってnとu_*の関係を表現してみた。図-4.1.11に示すようにu_*が0.15 m/s付近まではnが直線的に変化し，u_*が0.13 m/s～0.18 m/s付近ではnが0.04付近で一定となり，またu_*が0.17付近からnが直線的に変化する傾向があるように見える。

4）低水路の抵抗分担について

河床材料粒径や河床波波高などによる抵抗則から流速係数を算定すると，ϕは概ね12以上となる。ϕと掃流力から平均流速を求めると，流速は3 m/s近くに達していなければならない。しかし，1986年8月洪水の航測写真から求めた等流速線図（図-4.1.12）によると，大洪水時においても低水路内の流速は2 m/sを越えていない。この流速に対して，抵抗を河床面だけに持たせると流速係数は5～6になる。これは，全せん断力の平均値が，河床の通常のせん断力の4倍近い値をとることを示す。したがって，涸沼川の低水路の抵抗は，河床面抵抗によって定まるのでなく，むしろ側壁抵抗，すなわち河岸植生による抵抗によって支配されると

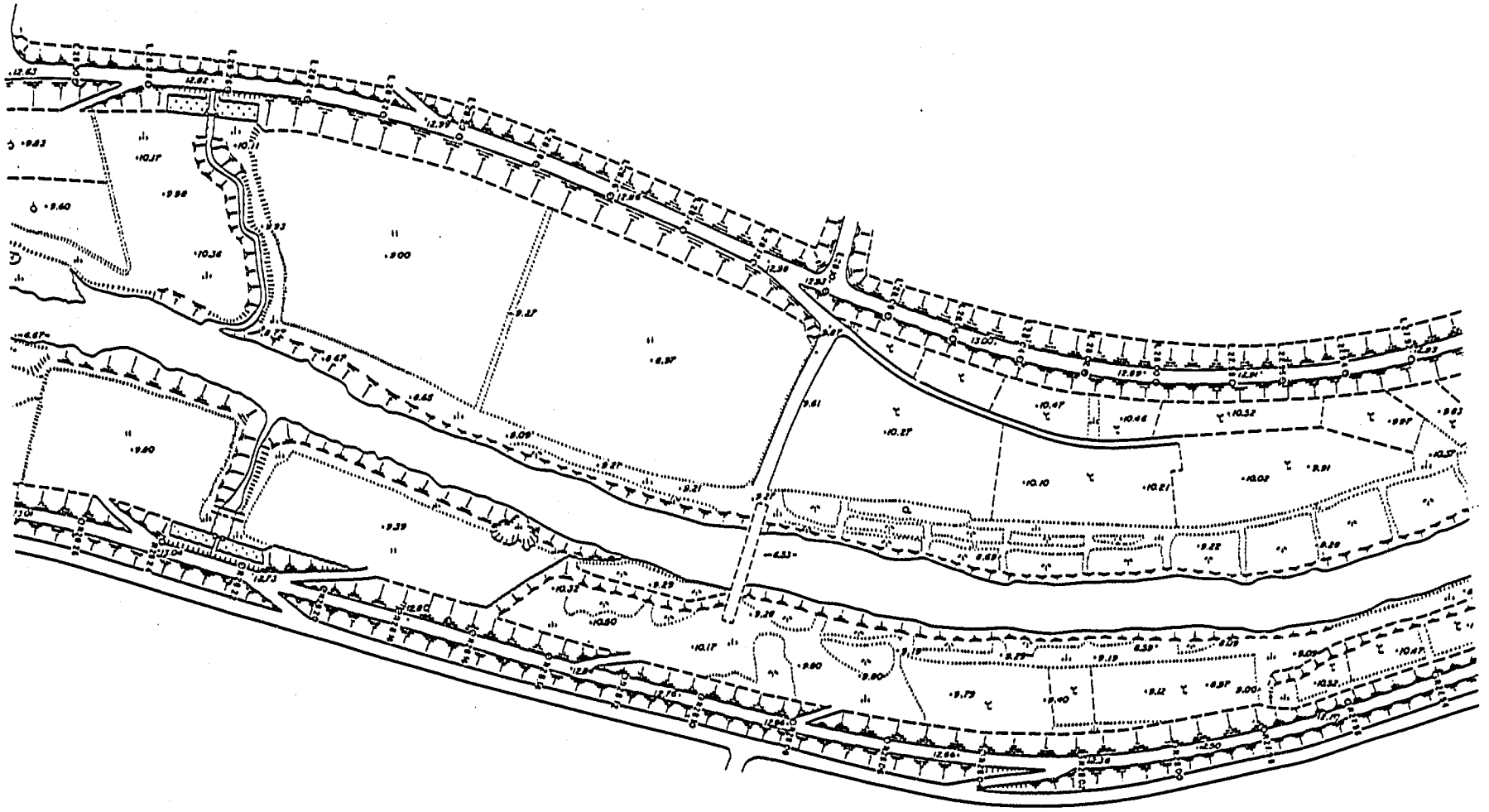


図-4.1.4　28.30～28.00kmの平面形状

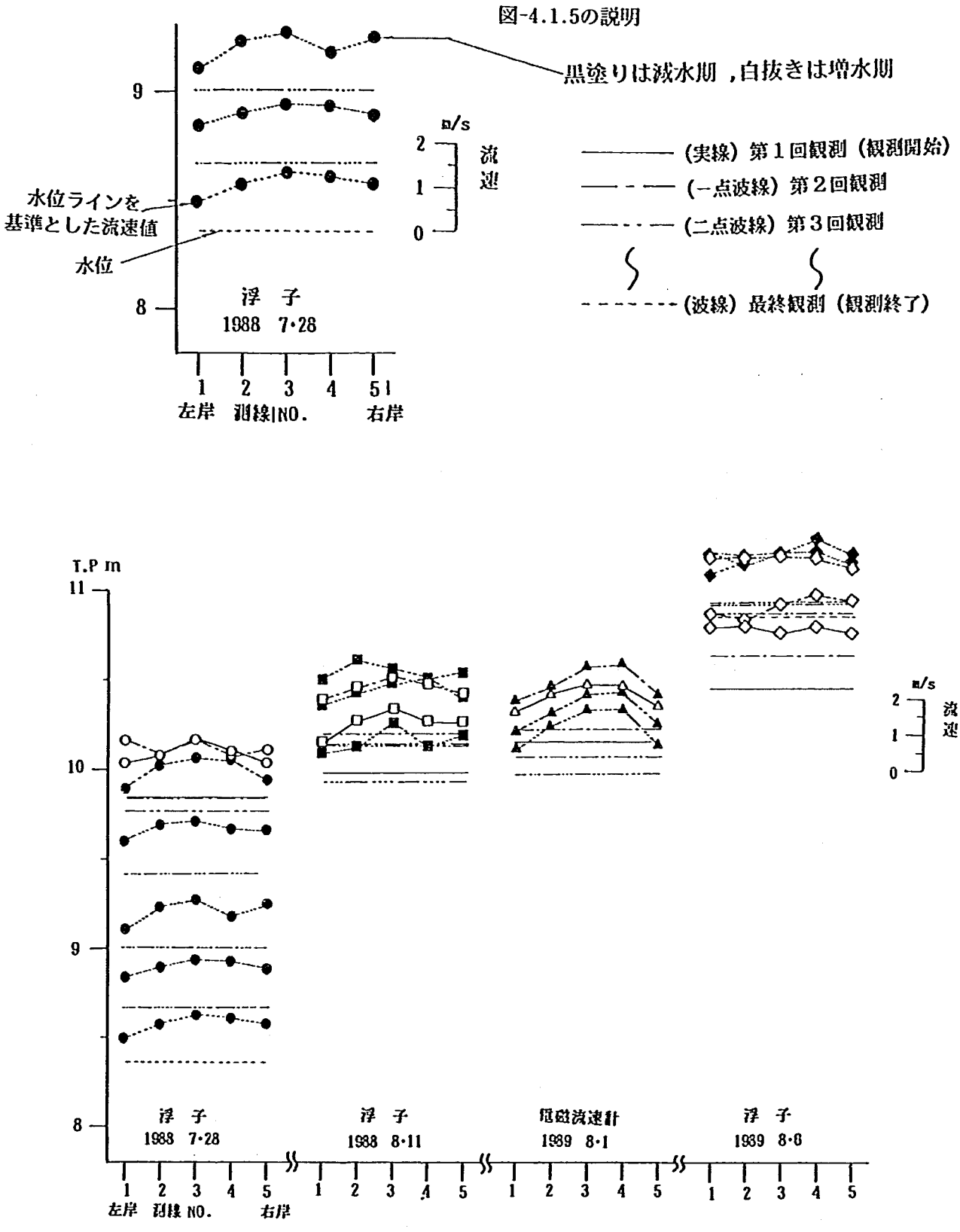


図-4.1.5 流速横断分布図

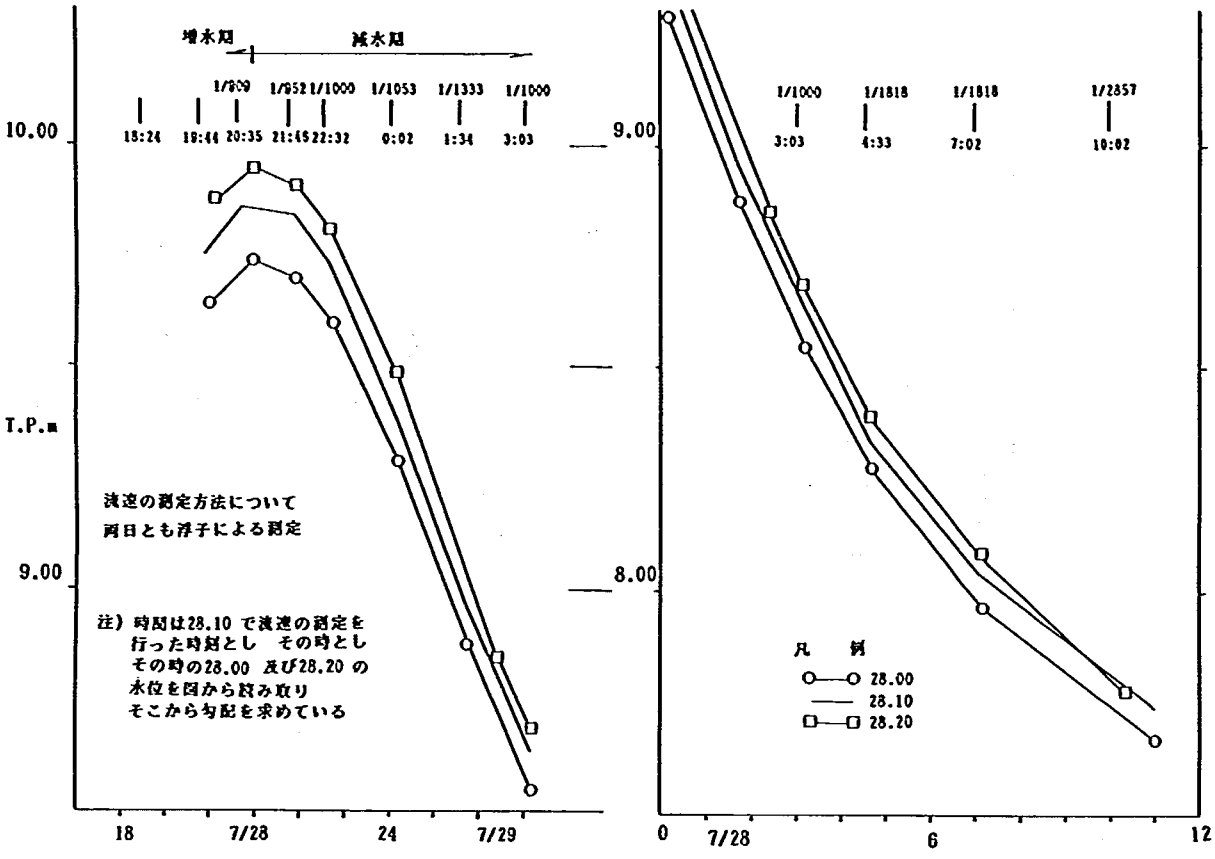


図-4.1.6 1988年の28.00km～28.20kmの水面勾配及び水位時刻のハイドログラフ

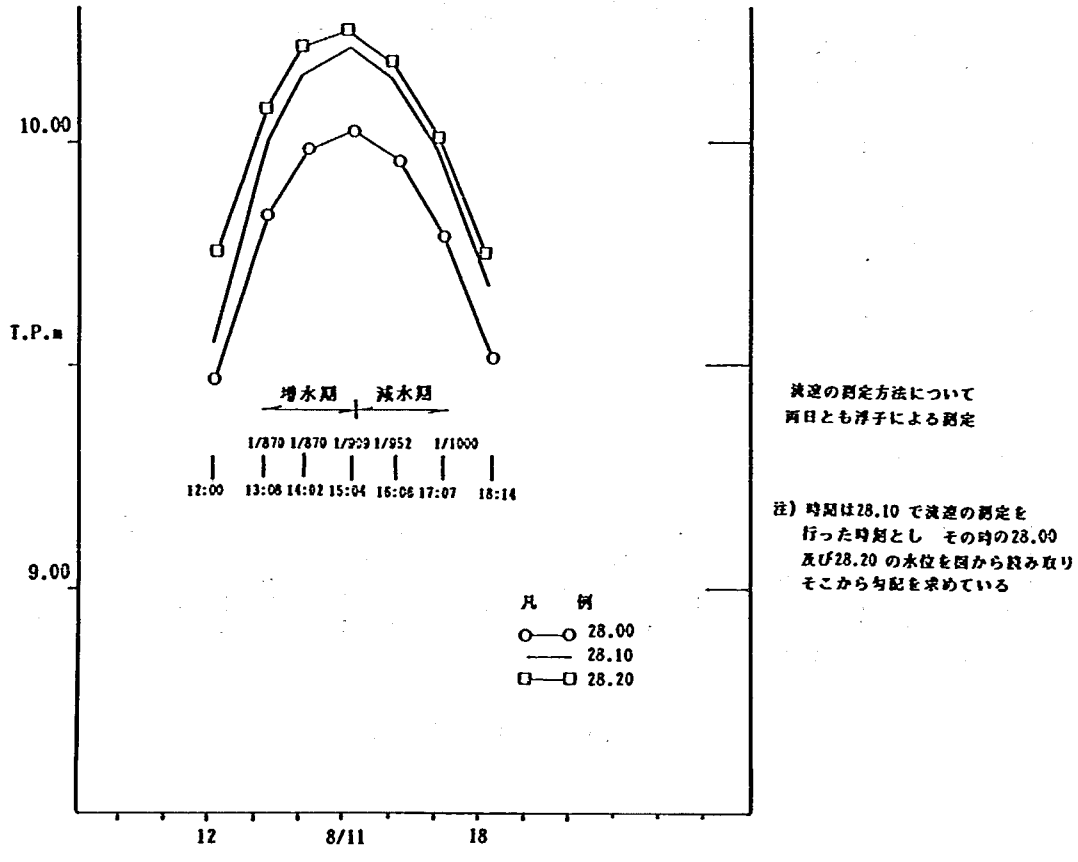


図-4.1.8 1988年の28.00km～28.20kmの水面勾配及び水位時刻のハイドログラフ

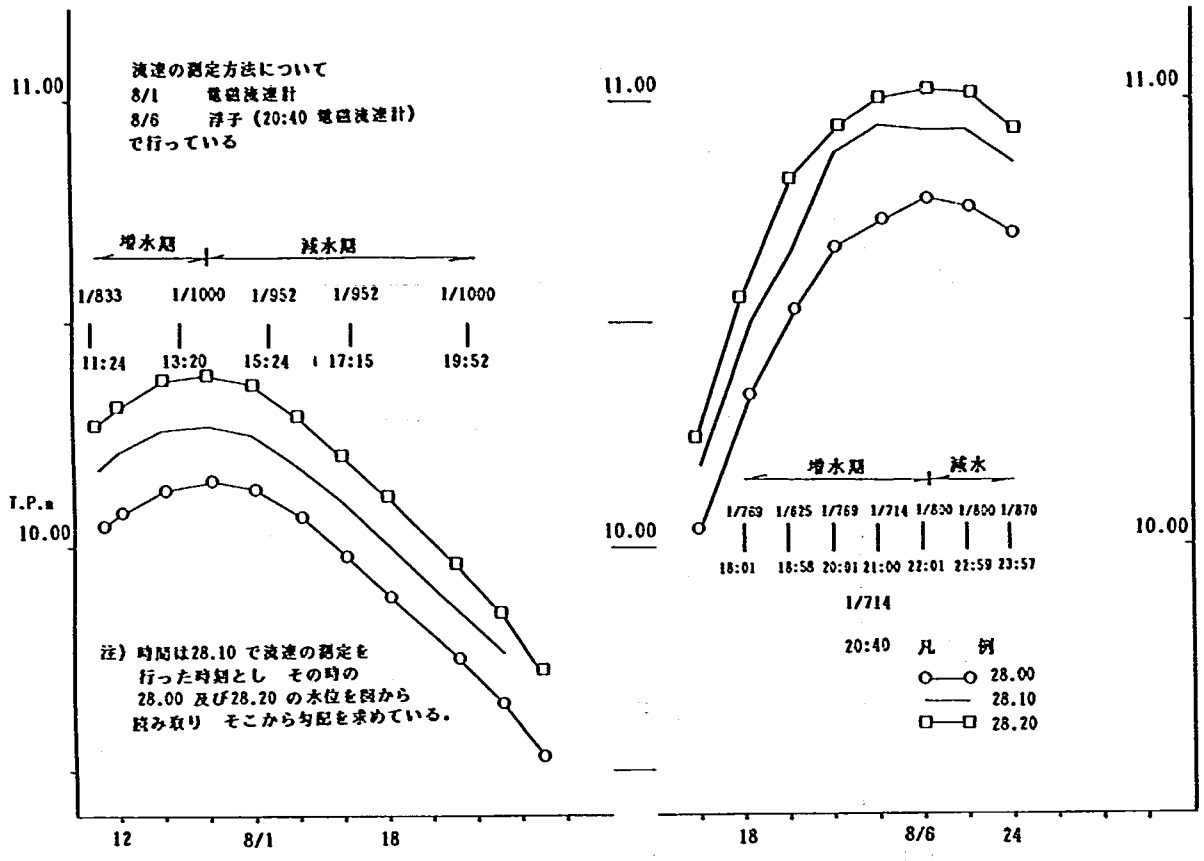


図-4.1.9 1989年の28.00km～28.20kmの水面勾配及び水位時刻のハイドログラフ

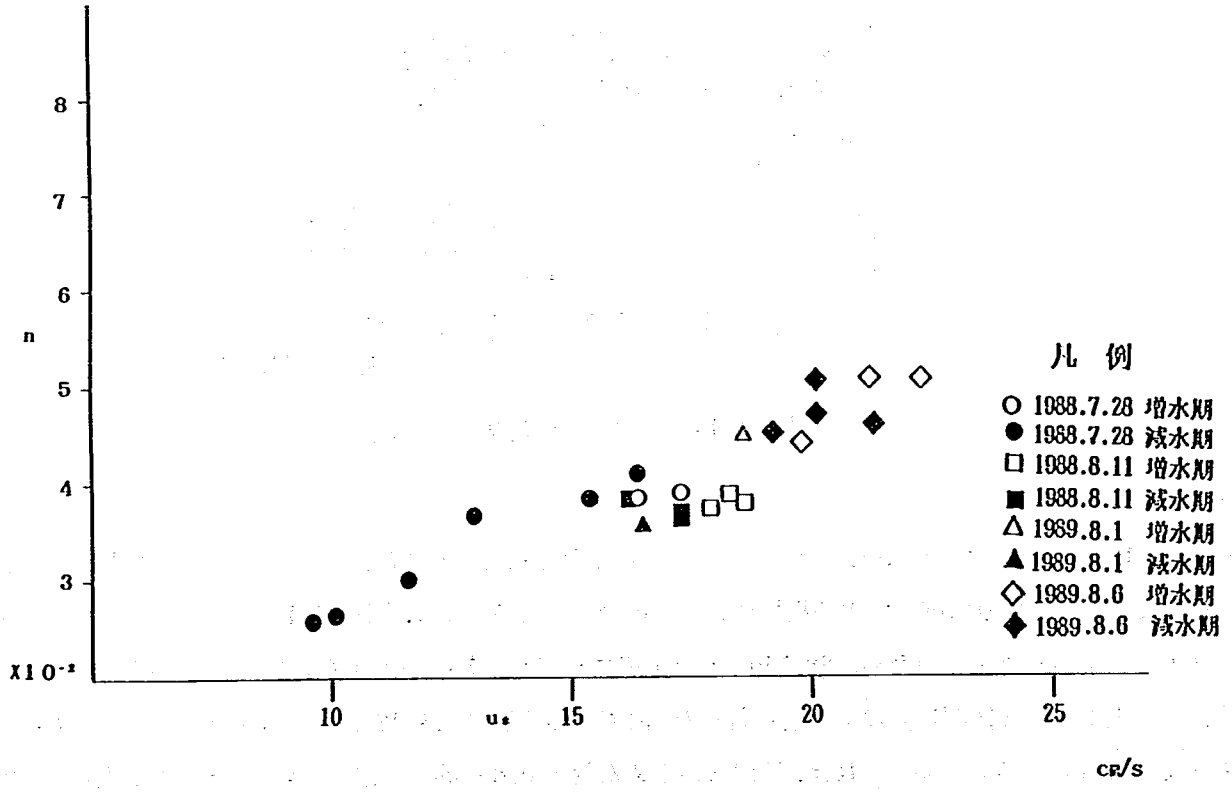


図-4.1.11 粗度係数と摩擦速度の関係

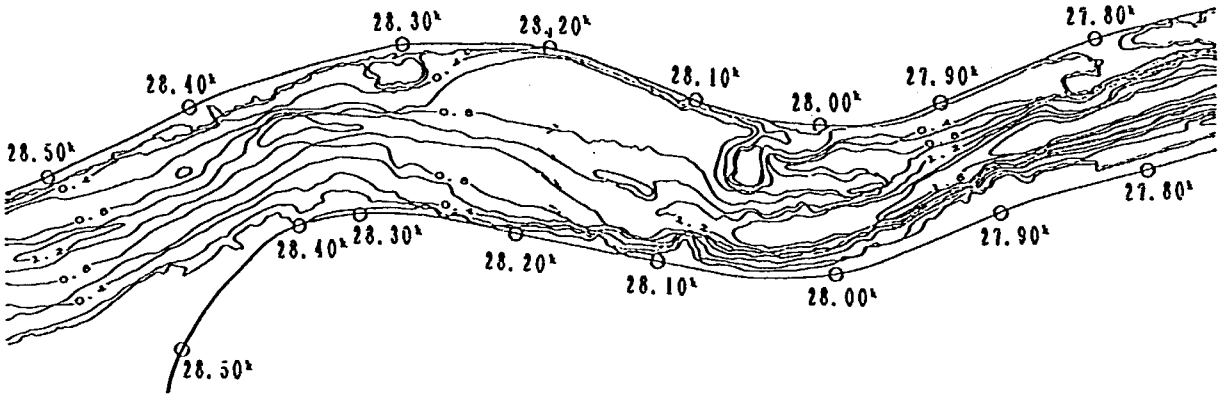


図-4.1.12　等流測線図 (8/5　16：00)

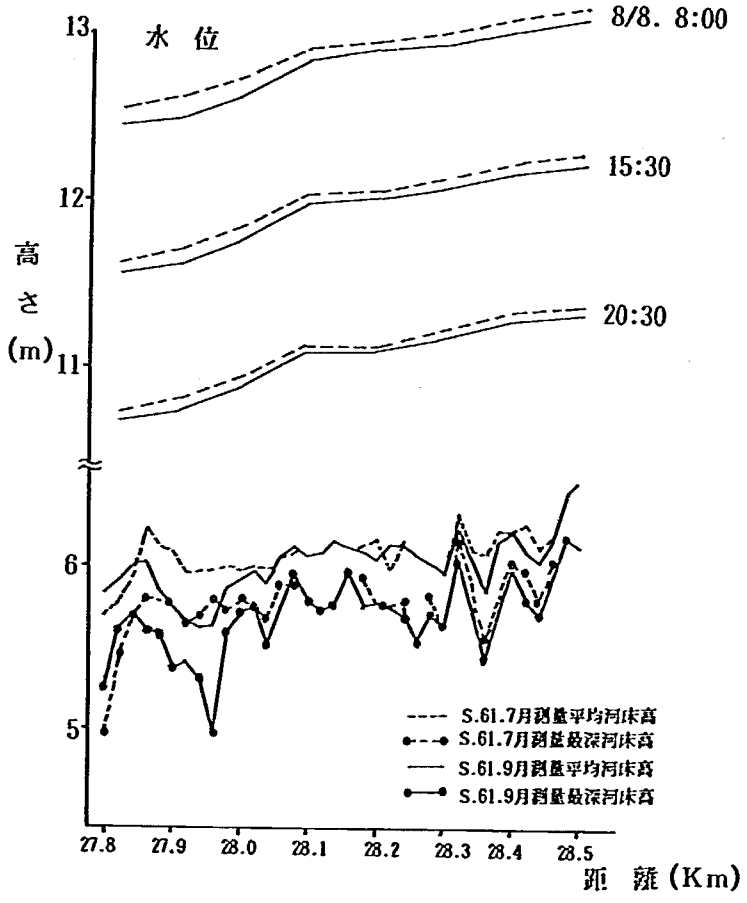


図-4.1.13　涸沼川水位河床高縦断図

考えられる。

そこで，1986年8月洪水の水位，流速データを用いて，力の釣合いから河床および側壁に作用するせん断力を解析して，河岸植生の抵抗が低水路抵抗にしめる割合を求める。なお，図-4.1.13に示すようにこの洪水時には樹木群によるせき上げのため，28.1 km地点を境にして水面勾配が大きく異なるので，河道をこの地点を境にして上下流の2区間に分けて解析を行った。河床面の流速係数を12とした場合，側壁低抗係数 f はそれぞれ表-4.1.1のようになる。これは，藤田らの求めた値とorder的に一致している。そこで，次に $f=0.05$ として再度計算を行い，各せん断力が全抵抗にしめる割合を求め直すと表-4.1.2になる。これより，河岸植

表-4.1.1　河道条件と逆算 f

	28klより上流	28klより下流
I	1/1500～1/1800	1/700～1/800
ghI	約350cm²/s²	約600cm²/s²
u	100cm/s	160cm/s
B	15～17.5m	15～17.5m
f	約0.053	約0.044

$f=B(ghI-u^2/\phi^2)/(2u^2H)$

(ただし，H は河岸植生高さであり，植生内流速は 0 とした)

表-4.1.2　低抗の分担（単位m³/s²）

	28klより上流	28klより下流
$\tau_t B/\rho$	0.53～0.62	1.18～1.37
$\tau_w H/\rho$	0.4	1.02
$\tau_b B/\rho$	0.13～0.22	0.16～0.35

$\tau_t B/\rho$：全抵抗($ghIB$)
$\tau_w H/\rho$：側壁抵抗($fu^2H\times2$面)
$\tau_b B/\rho$：底面抵抗
($\tau_t B/\rho-\tau_w H/\rho$)

生による抵抗の方が河床面よりも十分大きく，全抵抗に対する割合は 60～70%（場合によっては 80%近く）に達していることが分かる。すなわち，流砂に関する掃流力は全掃流力の数割程度になり，河床変動に大きな影響を及ぼす。ただし，これは涸沼川では植生の高さに対して川幅が非常に狭いためであり，特殊な事例と考えられる。また，混合域の大きさについては，低水路内全体が混合領域内であり，中心部にコアを持っていない。先に求めたせん断力の配分が正しいとすると，28.1 km 地点よりも上流の河床面抵抗 τ_b/ρ は 100 cm²/s² 前後，下流では τ_b/ρ は 200 cm²/s² 近くとなっている。すなわち，粒径の粗い集団（2 cm 程度）は，28.1 km 地点よりも上流では掃流力が平均的に作用する場合にはあまり動けず，下流においては十分動けたことを示す。これは，図-4.1.13の1986年7月の測量結果において，28.1km地点より下流の急な水面勾配部において，顕著な河床低下を起こしていることとも対応しているものと思われる。ただし，この洪水による粒度の変化が実際には調査されておらず，粗粒分の被覆による河床変動への影響がどの程度であったかは，明確にはわからない。

4-1-3　洪水時の H-Q 関係

H-Q ループの特性及び，増水期と減水期での流況の差異が把握できれば，種々の現象を増水期と減水期と定性的・定量的に検討できる。また，洪水という決められた時間内に，必要と想われるデータを得るためには効率の良い測定が必要となる。その際，降雨のパターンとハイドロの波形の関係を把握していれば，洪水観測時に流量ピークや減水時期の予測ができ，それにより効率の良い測定及び測定資料の解析が可能となると考えられる。

ここでは，まず，増水期，減水期の水面勾配，H-Q 関係について述べる。次に，本節で示すようにループ形状を明確にできなかった原因を記述し，観測方法の問題点について述べる。

1）水面勾配と H-Q

観測された水位（H）と流量（Q）との関係を示す曲線を水位流量曲線（H-Q 曲線）と言う。一般的な河

川においては，増水期と減水期を比較した場合，増水期の方が水面勾配が大きいので流速が大きくなり，同水位における流量は増水期の方が大きいとされている。(図-4.1.14 参考)

図-4.1.15 は 28.00 km～28.20 km の水面勾配と 28.10 km の流速の関係を示したものである。この図から，涸沼川の 28.00 km～28.20 km の区間では，洪水時の増水期における水面勾配 (I) は 0.0011 (≒1/900) より大きく，減水期における I は，0.0013 (≒1/770) より小さい。そのため水面勾配は，0.0011～0.0013 の範囲で増水期と減水期で重複し，明確に分けることが出来ない。しかし，増水期と減水期では，およそ $I=1/800$ を境界に，増水期が減水期に比べ急であると考えられる。

1988 年～1989 年の各洪水の H-Q 曲線ループを図-4.1.17～図-4.1.20 に示す。水面勾配は増水期の方が急であるが，明確な左回りの洪水ループを描いていない。

これは，涸沼川での浮子による低水路内の流量観測の場合，±1 割程度の誤差を持ち，誤差の小さい観測データが少ないためである。したがって，このような場合各出水に対して個別の H-Q 式を作ることは無意味である。この誤差は主に浮子が第 1 見通し線，第 2 見通し線を流下する際，横断方向の流れの影響を受け，流下位置が毎回異なることによる。特に，河岸沿いの植生に接触した場合や，観測回数が少ない場合，観測データの精度は非常に悪い。

3) ハイドログラフと H-Q

それぞれのハイドログラフ (図-3.2.8～図-3.2.15) から次のことが言える。降雨が止った場合水位は比較的早く減水する。また，流域が狭いために支川からの流入の時間差や降雨流出の時間差はほとんどないと考えられる。

4) H-Q ループの特性を把握できなかった原因とその対策

H-Q ループの特性を明確にできなかった最大の原因は，涸沼川の場合，大河川に比べて洪水が短時間であり，精密な測定値が少ないためである。厳密には，簡便に測れる浮子による観測値の誤差が大きいことによる。これは，先に述べたように涸沼川の左右岸の植生により，河岸付近での流れの影響を受け，浮子の通過位置が毎回異なるためである。

本節に記載した浮子観測による流速の測定値は，ムラが多く，平均値の精度が悪い。このことは，涸沼川の観測が欠点を含んでいることを示す。対策としては，測定には電磁流速計を用いることが考えられる。ただし，後述するように電磁流速計の場合には測定水深に限界があるため，大洪水には対応できない。

4-1-4 洪水時の水位縦断形

ある区間の水面勾配を知るためには，その区間の上下流の水位を同時に測定しなければならない。涸沼川の水位を，縦断方向の全ての地点で同時刻に測定することは，現在の観測体制では不可能（縦断方向に全て自動記録の水位計が設置してあるか，または，観測員が確保できるならば測定可能）である。そのため，水位縦断形を求めるためには，およそ 1 時間ピッチで観測された各観測値を正時に統一するために，それぞれのデータを補正した。なお，補正値は，以下の式で内挿したものである。

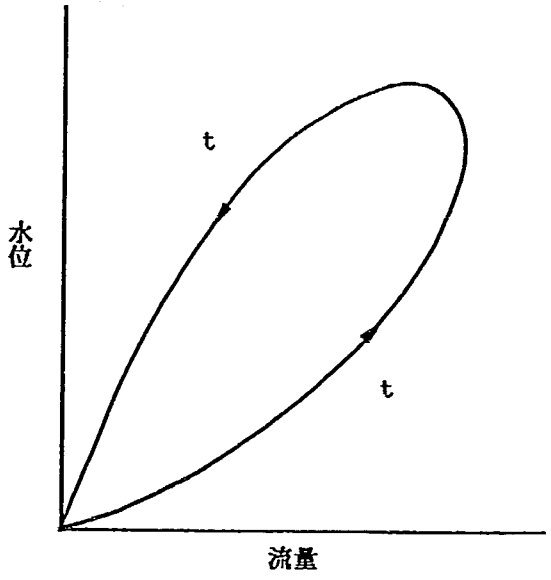


図-4.4.14

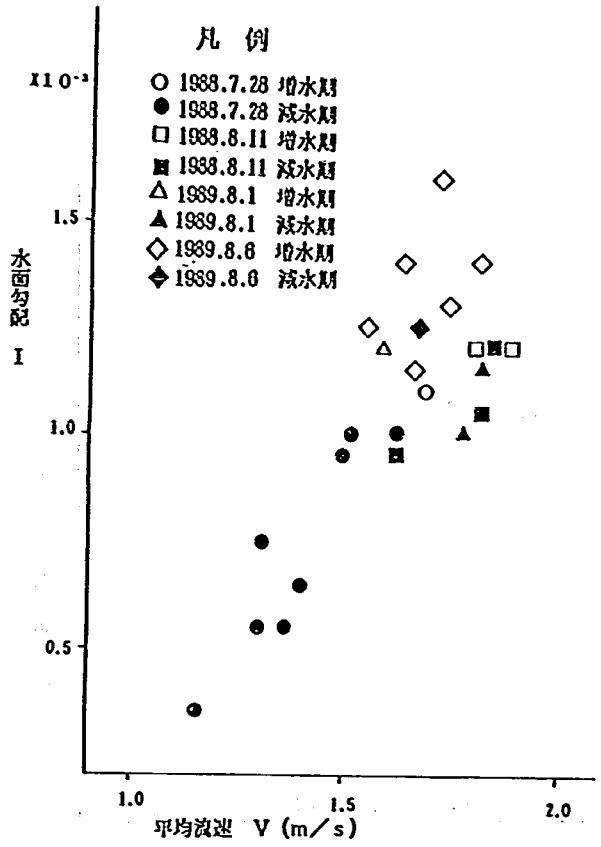


図-4.1.15 28.10km～28.06kmの区間の水面勾配と平均流速の関係

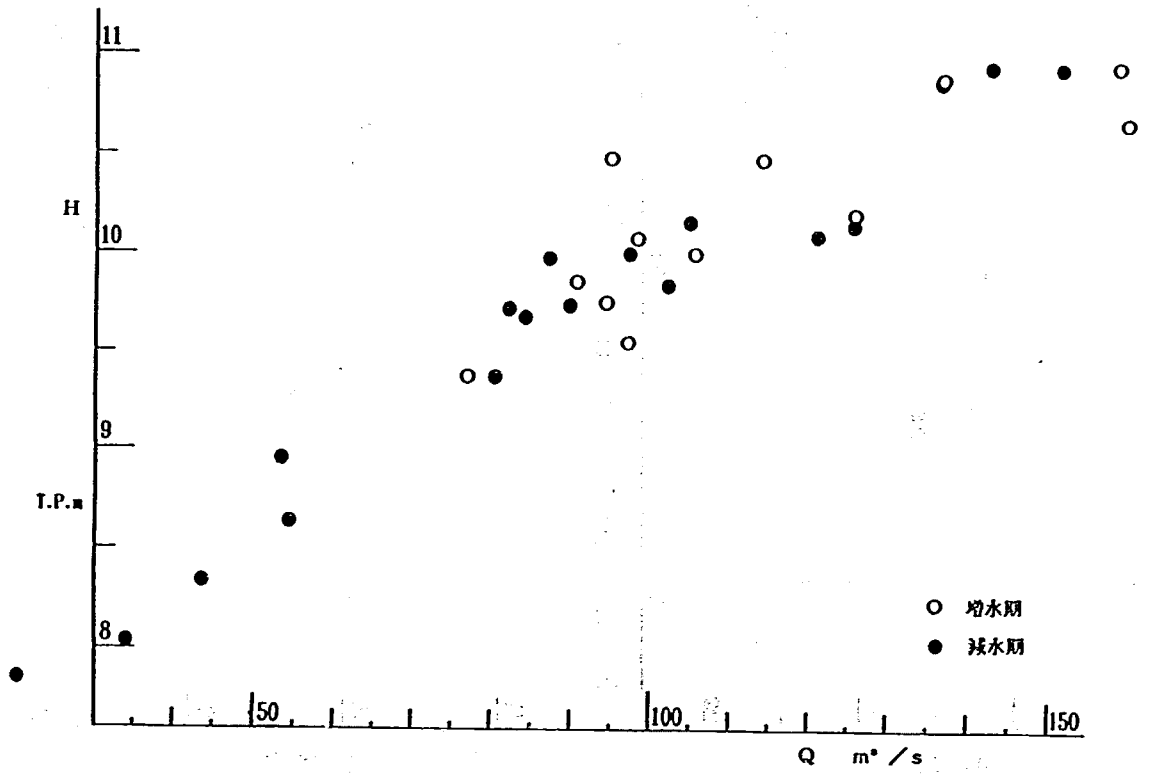


図-4.1.16 各出水のH—Q関係

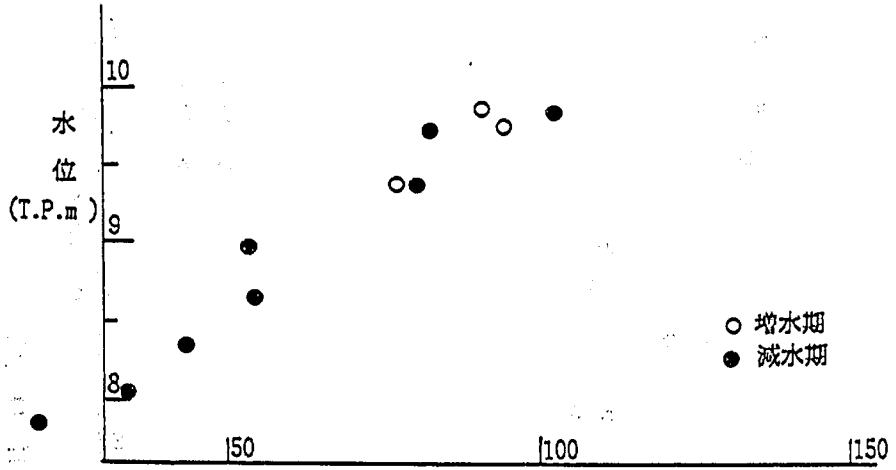


図-4.1.17 1988.7.28の H—Q ループ

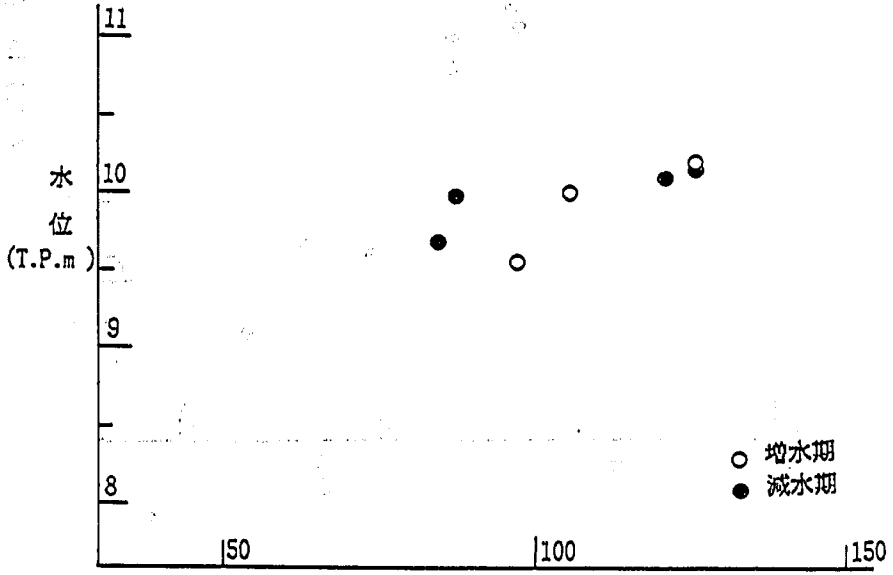


図-4.1.18 1988.8.11の H—Q ループ

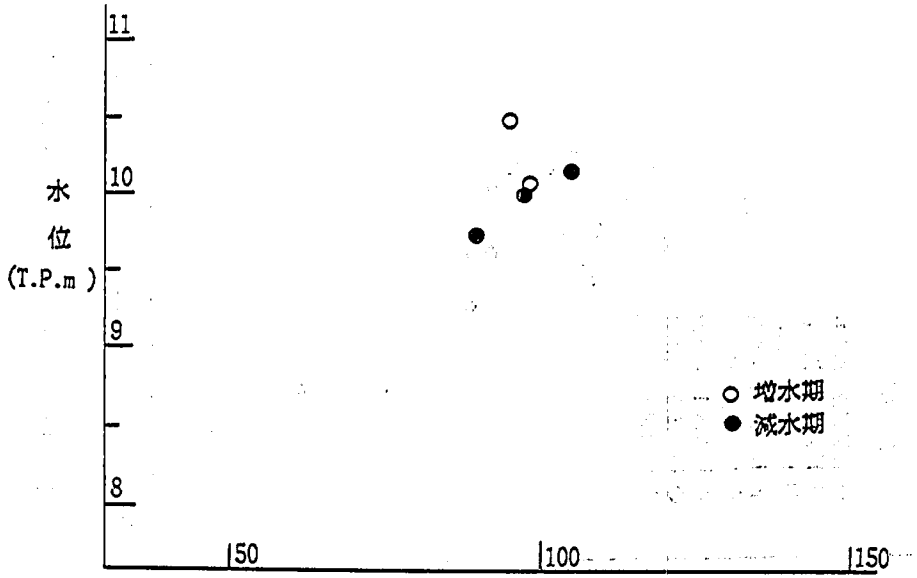


図-4.1.19 1989.8.1の H—Q ループ

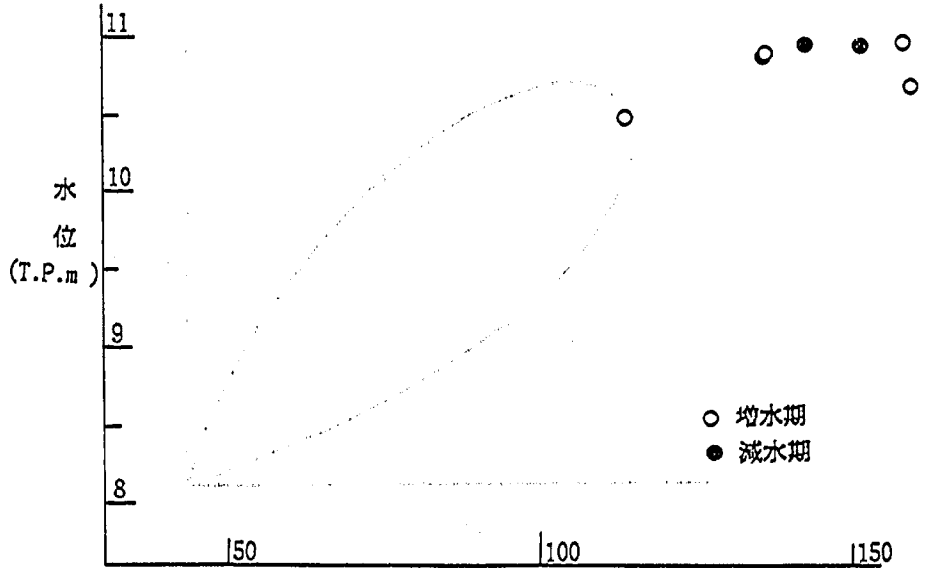


図-4.1.20 1989.8.6の H—Q ループ

表-4.1.3　88・89年の出水時（観測開始～観測終了）の水面勾配

距離標で現した水面勾配の区間	88.7.28水面勾配	88.8.11水面勾配
28.50km～28.20km	1/970～1/ 840	1/910～1/ 920
28.20km～28.00km	1/960～1/3230	1/790～1/1040
28.00km～27.82km	1/760～1/ 950	1/900～1/1010

区　　間	89.8.1	89.8.6
28.50km～28.20km	1/950～1/ 910	1/1210～1/1250
28.20km～28.00km	1/840～1/ 990	1/ 650～1/ 850
28.00km～27.82km	1/860～1/ 860	1/ 810～1/ 750

$$H(T)=(T-T_1)\times\frac{H(T_2)-H(T_1)}{T_2-T_1}+H(T_1),\quad (T_2\geq T\geq T_1)$$

図-4.1.21～4.1.24に各出水の水位縦断形の時間変化を示す。なお，表-4.1.3は観測時の各区間の水面勾配を示したものである。

1988年の水位縦断図（図-4.1.21，4.1.22）からは，28.06 km～28.10 kmで急激に水面勾配が急になることが判る。また，1989年の水位縦断図(図-4.1.23，4.1.24)からは，特に，その中で図-4.1.23で28.36 km付近で急激に水面勾配が急になることが判る。このような急激な水面勾配の変化の理由は，4-1-5の洪水時の流況と，4-4で紹介する痕跡水位の水面勾配を参考に推測し，表-4.4.1に記述した。

4-1-5　洪水時の状況

ここでは，洪水時に地上で行った流況観察，および航空撮影による写真をもとに流況を記述する。なかでも，一般的にボイルと呼ばれる現象が良く見られる所は確認されている範囲で数箇所(28.10，28.30 km等)あった。ボイルとは，河床から水が間欠的に沸きだすように見える現象である。なお，図-4.1.25～図-4.1.28は，1989年8月6日の洪水時の高水敷上の流向を，洪水後の植生の倒れている方向から読み取り，簡略して図化したものである。(洪水後の植生の倒れている方向は，洪水後の8月7日の航空写真を用いて読み取った。)

1）28.36 km

ここは，涸沼川の代表的な湾曲部である。この位置は出水によって河岸侵食が進んだために現在では平水時に外岸が淵（死水域）になっている。また，高水敷高は内岸側が外岸側に較べて低いために，出水の際には，流水は先ず内岸に乗る。そのため出水初期には，主流線は内岸側にある。出水が進行するにつれて，今度は左岸高水敷に流水が乗るために主流線は外岸側へと移る。過去の出水で堤防満杯まで水位が上昇したときに28.36 km付近の流向が堤防法線に沿っていたことが確認されている。

2）28.24 km～28.12 km

左岸28.24 km付近では，流れが低水路から高水敷へ乗り上げるため，流向は流下方向ではなく横断方向に顕著に現れる。この辺りは急拡部であり縦断方向の流速は低下し水面勾配は緩い。また，高水敷上の流れは

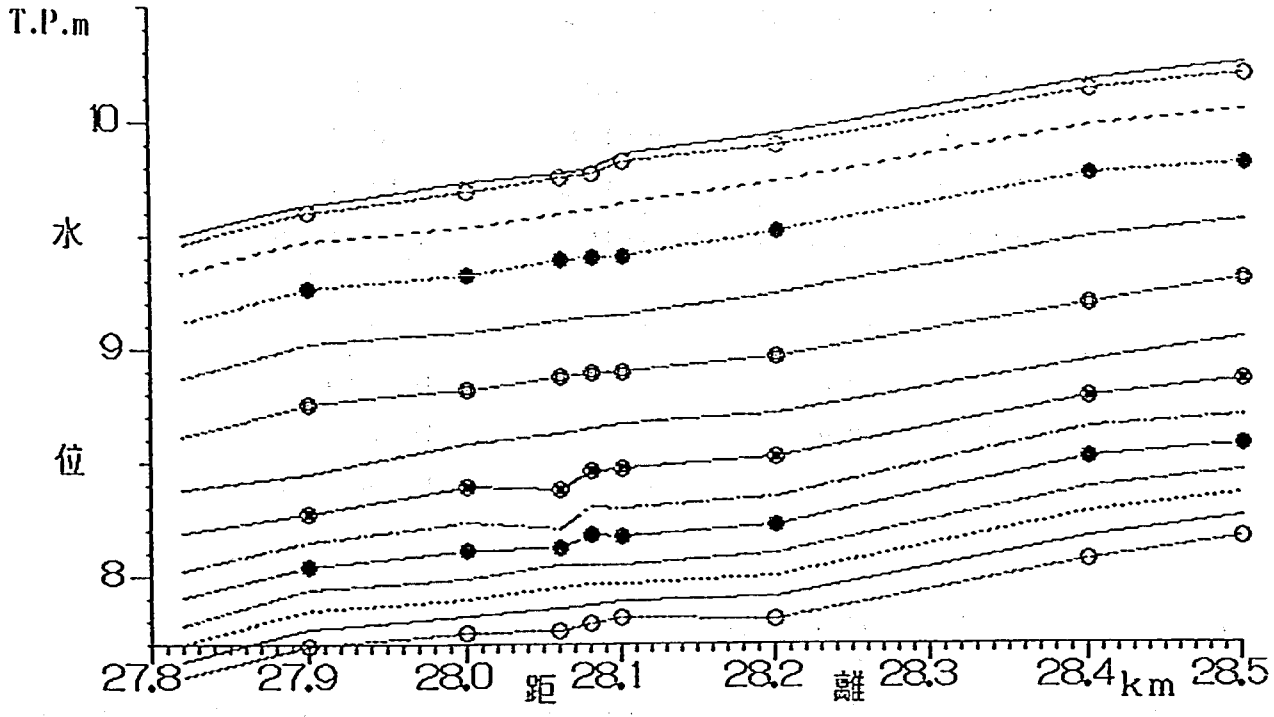


図-4.1.21　1988.7.28の水位縦断図（観測開始20時）

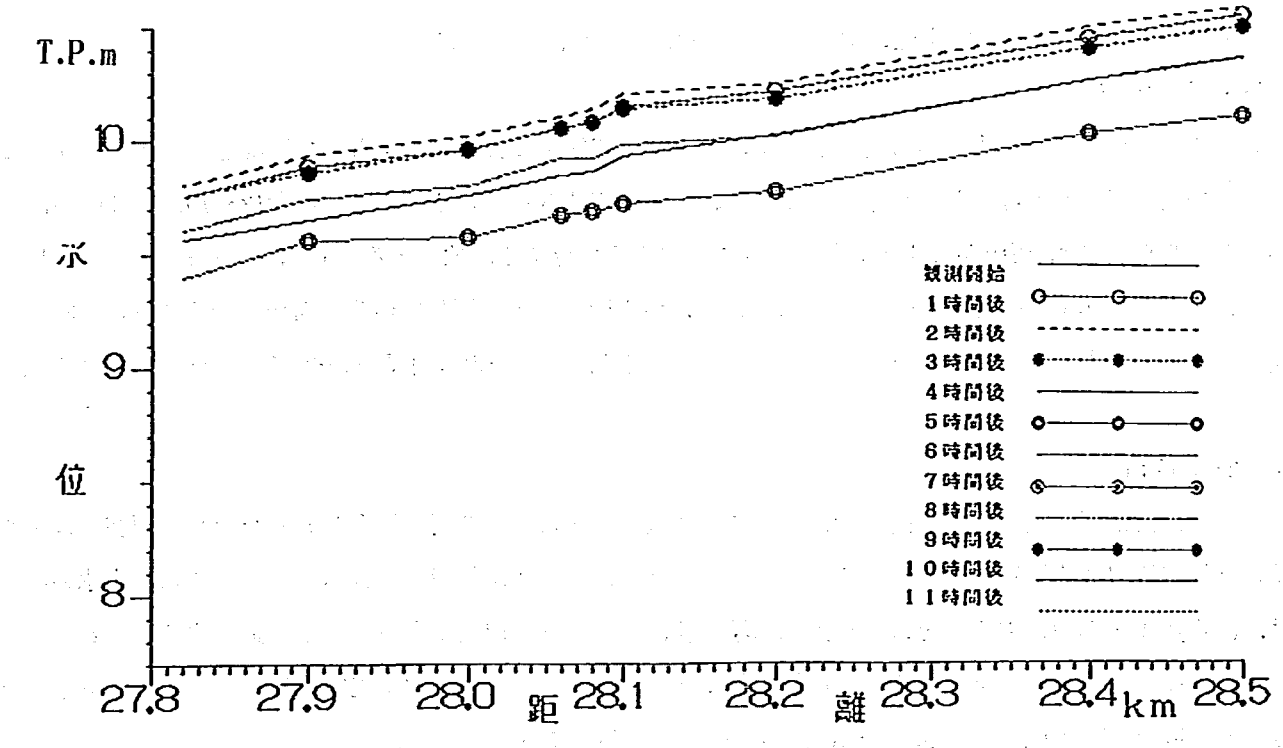


図-4.1.22　1988.8.11の水位縦断図（観測開始12時）

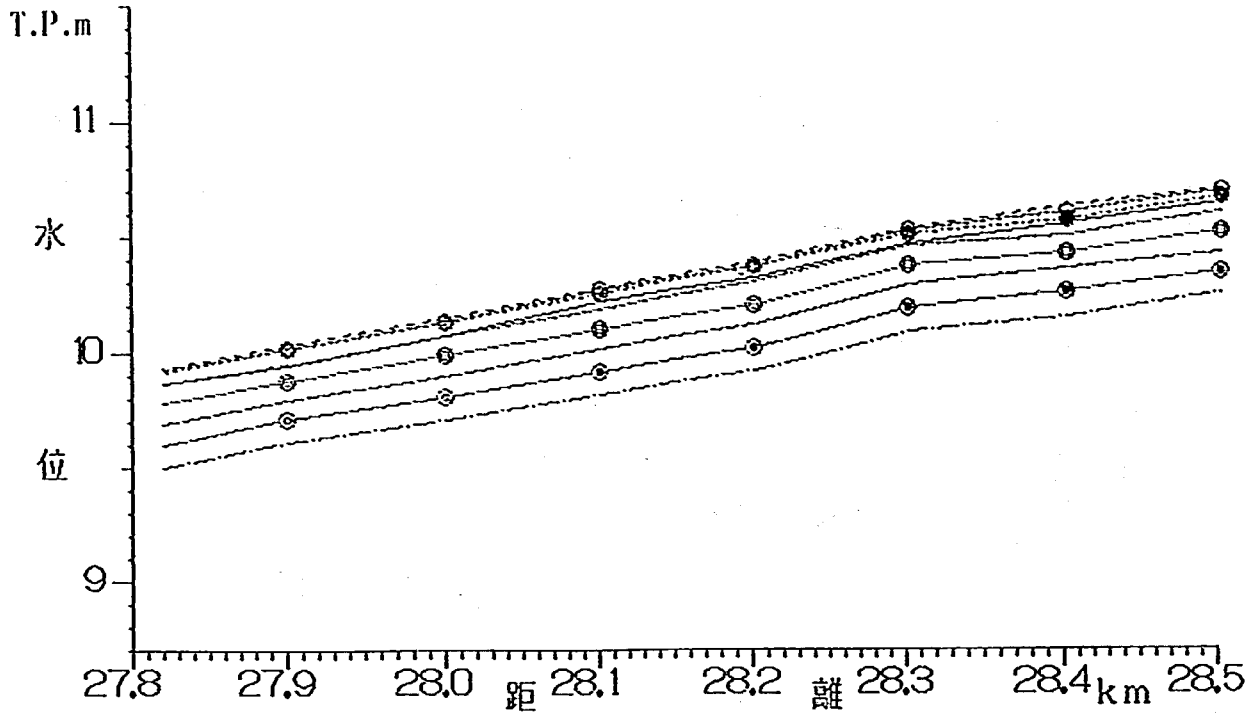


図-4.1.23　1989.8.1の水位縦断図（観測開始11時）

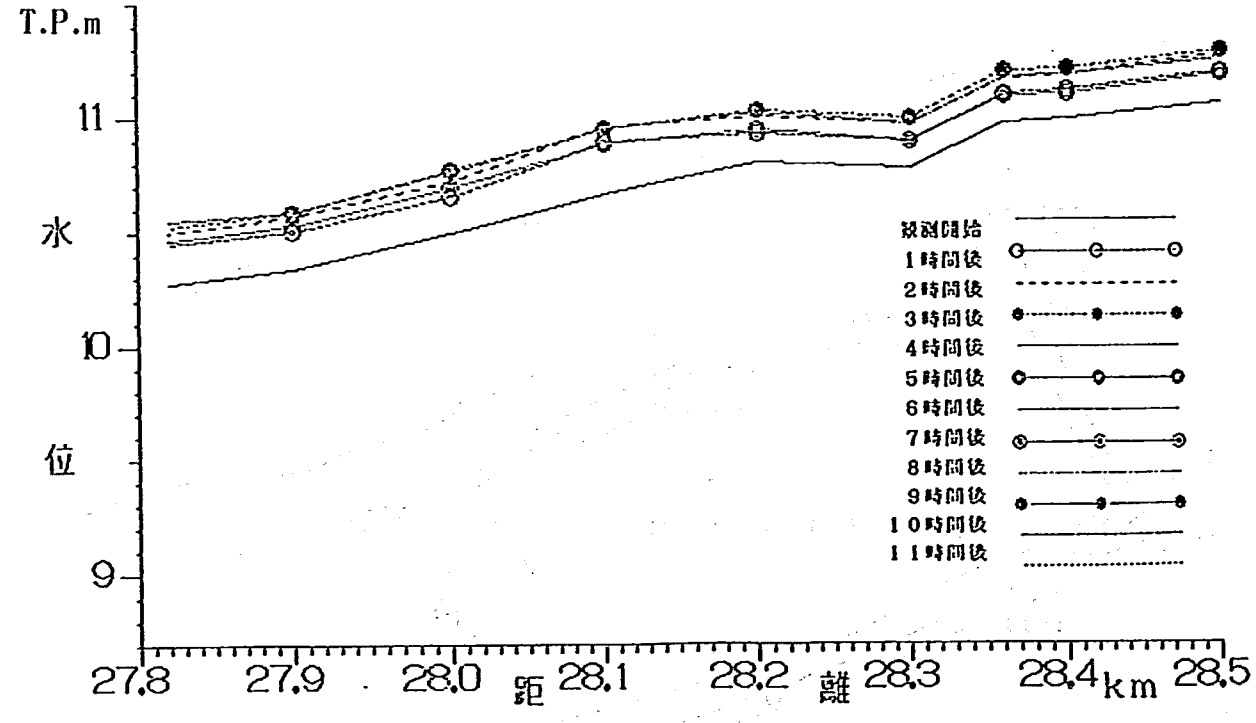


図-4.1.24　1989.8.6の水位縦断図（観測開始17時）

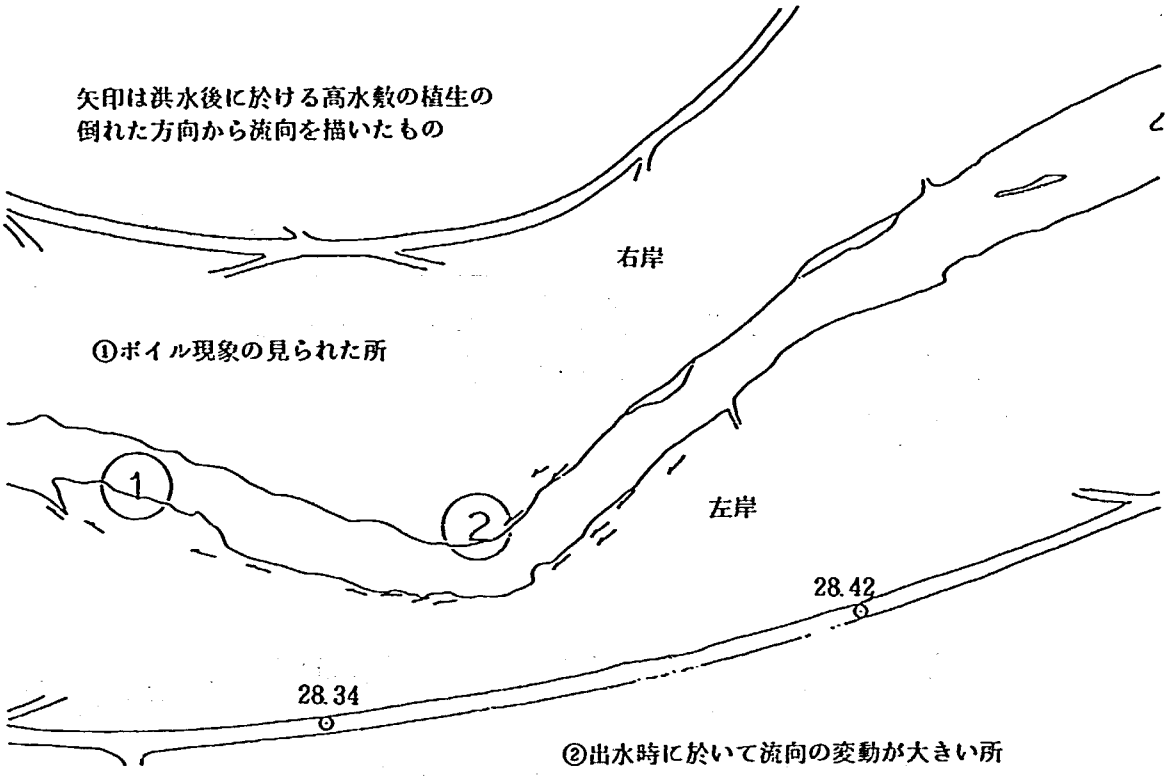


図-4.1.25　28.36km付近の洪水後における植生の倒れ具合から推測される流向

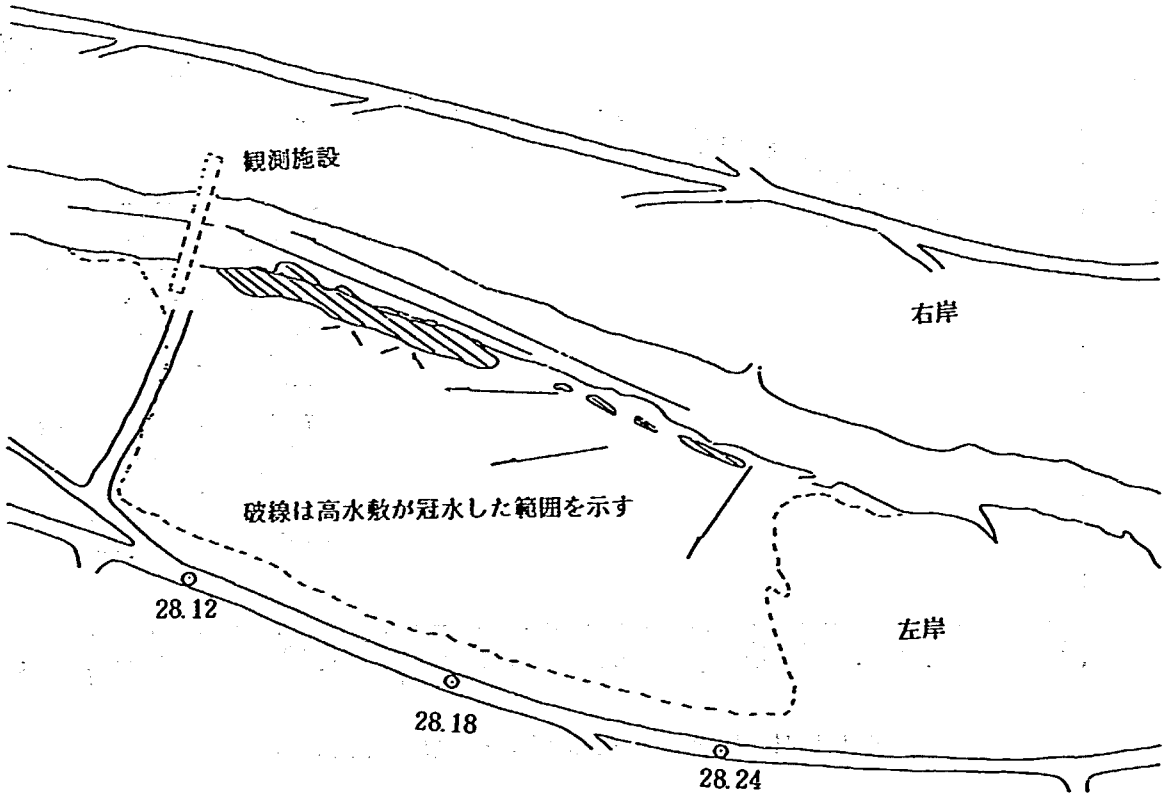
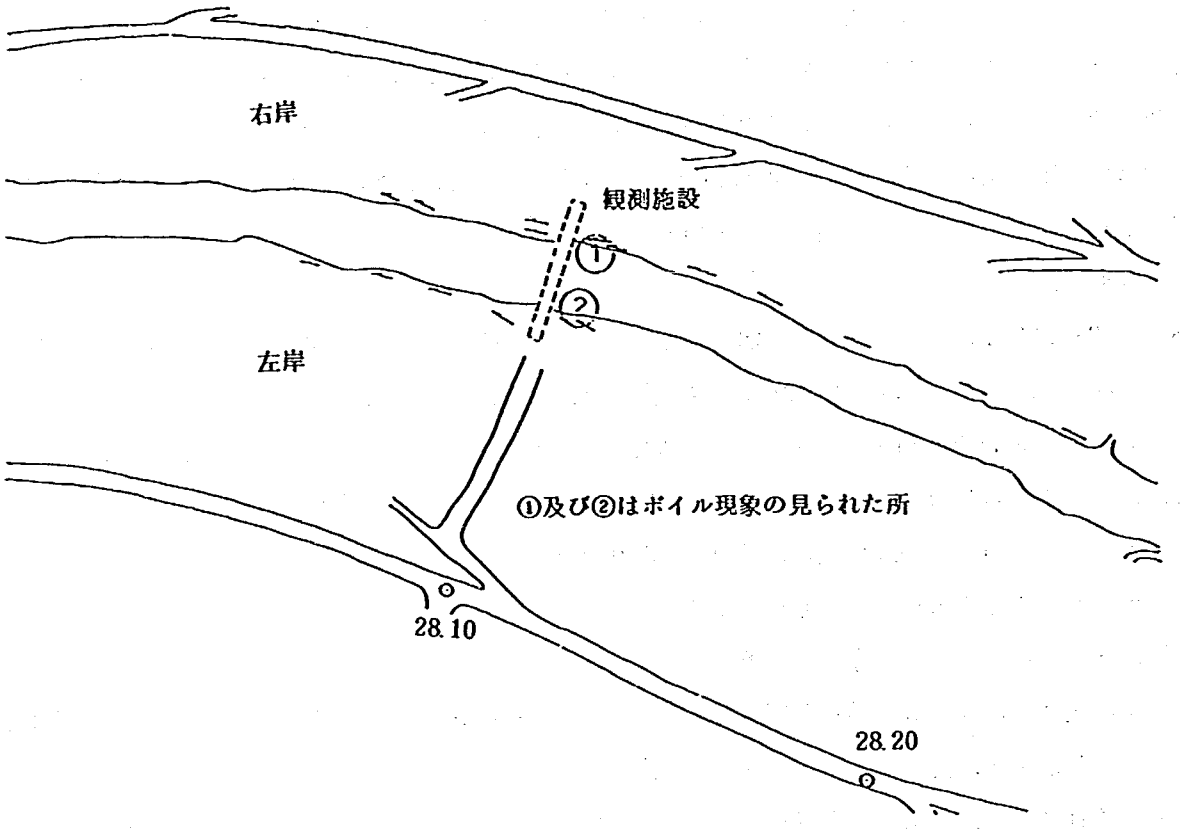
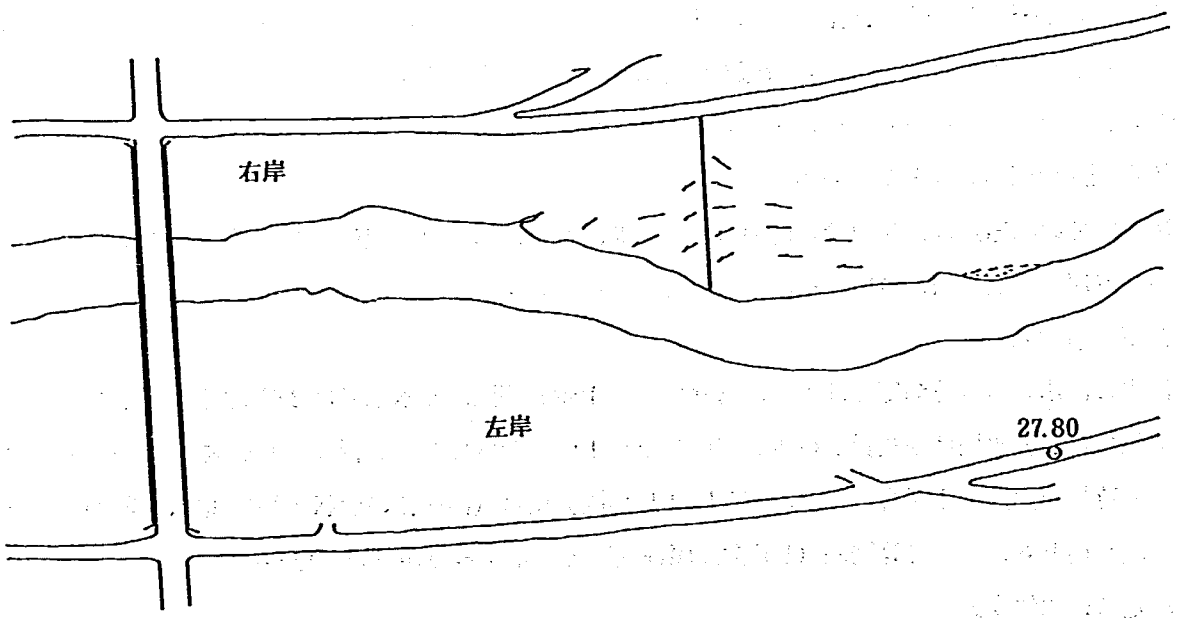


図-4.1.26　28.36km～28.12km付近の洪水後における植生の倒れ具合から推測される流向



図—4.1.27　28.08km付近の洪水後における植生の倒れ具合から推測される流向



図—4.1.28　27.80km下流の洪水後における植生の倒れ具合から推測される流向

遅い。なお，急拡部のため周辺の流線は一定方向に向いていない。そのため，流線は互に干渉し合い乱れた軌跡をたどっている。左岸 28.20 km 付近の高水敷上の流れは低水路左岸(竹林による障害群)から約 30～40 度の角度で入っている。また，この辺りから高水敷上の流れは堤防法線に沿ってくる。

左岸 28.10 km 付近の高水敷上へ向う流れは高水敷上へ乗る際，低水路に対して約 20～30 度の角度で植生(障害部) を回避するような方向になっている。

3) 28.08 km

28.20～28.10 km の左岸高水敷に流水が乗るような水位の時であっても，28.08 km 付近の高水敷は，28.10 km 付近のそれに比べて高い。そのため，観測施設 (28.10 km) 上流で左岸高水敷に乗った流れの大部分は，観測施設下流 (28.08 km 付近) で低水路に落込む。すなわち，高水敷から低水路に向う流れがある。そのことも，浮子による観測の際に，誤差をつくる原因となっている。また，観測施設地点にて流速計等で流量を求めても，28.10 km 地点では高水敷を流れ，28.10 km 地点の下流で高水敷から低水敷に落込む流れがあるため，低水路のみで流量を求めても真値ではない。

4) 観測区間全体の流況と，今後の課題

観測区間全体では高水敷に乗り上げる瀬戸際の水位 (T.P.10 m 前後) では，水面の流向は低水路に沿っている。しかし，今後，高水敷上をかなり上回る出水が起きた場合には，その時の特性を把握することが大切である。それにより，洪水時の主流線の軌跡と水深の関係が判る。その関係をもとに，洪水時の流況が予測でき，洪水時における堆積や侵食位置の予測に役立つと考えられる。また，さらに洪水時における水深と流れの波長の関係も把握でき，涸沼川の平面形に関する河道特性の検討にも役立つと思われる。

4-1-6 観測方法・整理方法の改善

ここでは，1988～1989 年の観測，および整理を行った際に気づいた問題点と対策を述べる。一般的には，観測データ整理の際に，野帳等から情報を確認しにくいことが多々ある。

今後は，以下の点に注意して観測・整理を行う必要がある。

1) 流速測定の際の問題とその対策

流速測定での問題点は，流速測定時の方法，時間，水位，および測定位置が記録されていないことである。この中で流速の測定方法については，選択した目的を記入する。

① 測定の時間間隔

涸沼川の洪水時の流速測定の間隔は，増水期で約 1 時間間隔，減水期では 2 時間間隔以上になることが多い。実際には，減水期は観測員が疲労しているため 1 時間間隔で測定を行うことが難しい。しかし，ピーク前後での特性を把握する場合には，流速と関連した観測項目 (河床波の形状・移動速度，浮遊砂濃度) を増水期，減水期ともに併せて等間隔 (1 時間間隔程度) で測定する方が良いと思われる。

② 測定時の水位変動

測定時の水位変動は，流速測定の際に水深に大きく影響する。一般的に流速の鉛直分布を示すには，水面からの位置，すなわち水深で示すことが多い。その際，水位変動の特性は重要となる。そのため必ず水位の変動を野帳に記入することが大切である。

③ 測定の位置

測線の位置が記入されないと横断方向の流速分布が検討できない。浮子による測定を行う際に，流線の軌跡を印すと，後の流速の検討に便利である。方法としては，軌跡をVTR撮影するか，野帳等にスケッチすると良い。また，浮子の種類，流下時の浮子の倒れ具合，水面での浮き具合やその揺れについて野帳に記入しておく。

2）水位測定時の問題とその対策

水位の誤差には次のようなものがある。

① 水位観測を行う際，目視観測をすることによる生じる錯誤。

② 水位標が，流水（外力）により撓みや振動を起こし，それが原因で生じる観測誤差。

誤差が測定値に含まれていると，水位の誤差の影響で水面勾配は異なる値を示す。特に，短い区間の水面勾配を求めると精度が悪くなる。そこで，誤差を少なくするために注意しなければならない基本的な事項を次に挙げる。

水位測定を行う際は，距離標の位置および，量水標について高水敷用・低水路用の種別を記入する。また，水位の振動の幅，目盛板の色，ならびに量水標の状況として撓み具合や揺れ具合を記入しておく。距離標の位置および量水標の種別を記入しないとT.P.換算を行う際，誤った水位に変換することが考えられる。水位のデータを整理する際は，1次データ（野帳から転記した未処理のデータ）も補正や換算したものと同時に保存する。それは，補正処理の有無および誤算を確認する際に効果的である。

3）観測全般の問題点とその対策

観測全般について，野帳への記入が雑であり，記入洩れが多い。洪水時の調査などは短時間で観測を行うため，調査時間が限られ野帳への記入が雑になる。そのため，全ての観測が終わった時点で，速やかに野帳から別のファイル等に転記する必要がある。その際，各個人は調査時又は観測時の記憶を基に忠実に整理する。また，その際に気付いた記入洩れの事項について，必ず野帳に記入する。そこで，野帳へは次のことを記入するように注意をする。

① 野帳への記入事項

観測年・月・日，および時・分を記入する。この中で，記入洩れが多いのは観測の〝年〟である。観測を行った年度内において，野帳のデータを確認する場合は，観測年が記入されていない野帳でも問題はない。また，ある程度は観測日の推測ができ，〝日〟の確認にあまり支障はない。しかし，数年後に野帳を見て，何年のデータかを判断するためには，〝年〟の記入は必要である。また，1冊の野帳を2年以上継続して使用するとデータが探しにくいため，1冊の野帳は年度を繰越さないことが大切である。その他，野帳の表紙等に使用された期間等を記入しておく。

② データ整理

データを整理する際，ファイル等にデータをまとめることが一般的だが，整理されているデータについてリストやインデックスを付けておくと便利である。その際，リストには流況等を撮影したビデオテープの保管場所についても記載しておく。

また，野帳からの情報の転記や，1次データから必要な情報の2次データを作る際のチェックフロー（チェックリスト）を作成しておく。作業は，チェックフローに従って行う。洪水観測データの取りまとめ

表—4.1.4　各洪水観測記録一覧

出水名	観測開始 ～ 観測終了	観測種類	ピーク水位 m 上：時刻 下：水位	ピーク流量 m^3/s 上：時刻 下：流量	流量確率*	総雨量 mm	時間最大雨量 mm/hr	28.50～27.82水面勾配***流量 上：観測開始 下：観測終了
1988.7.28	7.28 20：00～ 7.29 11：00	浮子・	20：41 9.86	7.28 21：46 102.1	 1/1.6	 45	7.28 12～13 6	1/930 98.1 1/1150 25.9
1988.8.11	8.11 12：00～ 18：00	浮子	15：05 10.21	 15：04 127.5	 1/1.9	 67	8.11 7～8 10	1/870 101.7 1/980 92.1
1989.8.1	8.1 11：30～ 21：30	電磁 流速計	13：25 10.27	15：24 104.8	 1/1.5	 18	8.1 10～11 4	1/890 104.6 1/920 84.1
1989.8.6	8.6 17：00～ 24：00	浮子	22：01 10.96	18：58 160.3	 1/3.0	 **118	8.6 1	1/880 130.9 1/950 144.3

(備考)ピーク水位・ピーク流量は実測値を使用。
*流量確率は友部地点（31.0km）で換算した。
**8月1日～6日の間の連続したまとまった降雨量。
***水位は4-1-4で示したように補正したデータを使い，水面勾配は27.82km～28.50kmの水位差から求めた。流量は観測時の実測値である。

作業は，ほぼ毎回同じであり，チェックフローに従うことで作業の能率が上る。そこで，チェックフローは次の様なことに注意して作成すると良い。

先ず，野帳に記入したデータから１次データを作成する際，野帳の記入洩れがないかをチェックする。次に測定時の状況等が異なるデータ（例えば水位標の高水敷用と低水路用の別）については，それらがチェック出来るようにしておく。最低限これらのことが管理されていれば，今回の様に数年間にわたってデータを取扱う際に，野帳を再確認する必要がなくなる。

4-2　洪水流の観測と乱れ特性

4-2-1　調査目的

流速の観測結果は，流量や浮遊砂量の算定に用いられる。涸沼川の通常観測では，横断方向に５箇所鉛直方向に１点もしくは２点で測定される。しかし，１箇所1～2点での計測で，平均流速を表せるかどうかは，計測方法や計測時間並びにデータの整理方法などに依存する。したがって，正確な評価を行うためには，流速の空間的および時間的な変動特性を捉えておく必要がある。そこで，まず涸沼川の流観地点（洪水観測施設位置）の横断面内流速分布，すなわち空間特性を調べる。次に，乱れの計測を行い，時間的な変化特性を

調べる。これより，有意な流速データの計測方法について述べる。

4-2-2 調査方法

流速の調査は，1988年7月28，29日出水および1988年8月11日出水について行った。7月28日出水では，流速の横断面内分布を，8月11日出水では乱れの計測を行った。計測はどちらも，電磁流速計（流れ方向1成分）を用いて行った。出水の概要および計測時刻は図-4.2.1，4.2.2に示す通りである。ただし，電磁流速計はステンレス製の計測用ロッドに取り付けて使用されており，以下の測定結果に示されるように流れの速い場所，すなわち流速1.0～1.5 m/sの所では流水抵抗が大きいため，水面下2.5 m以下の測定はできな

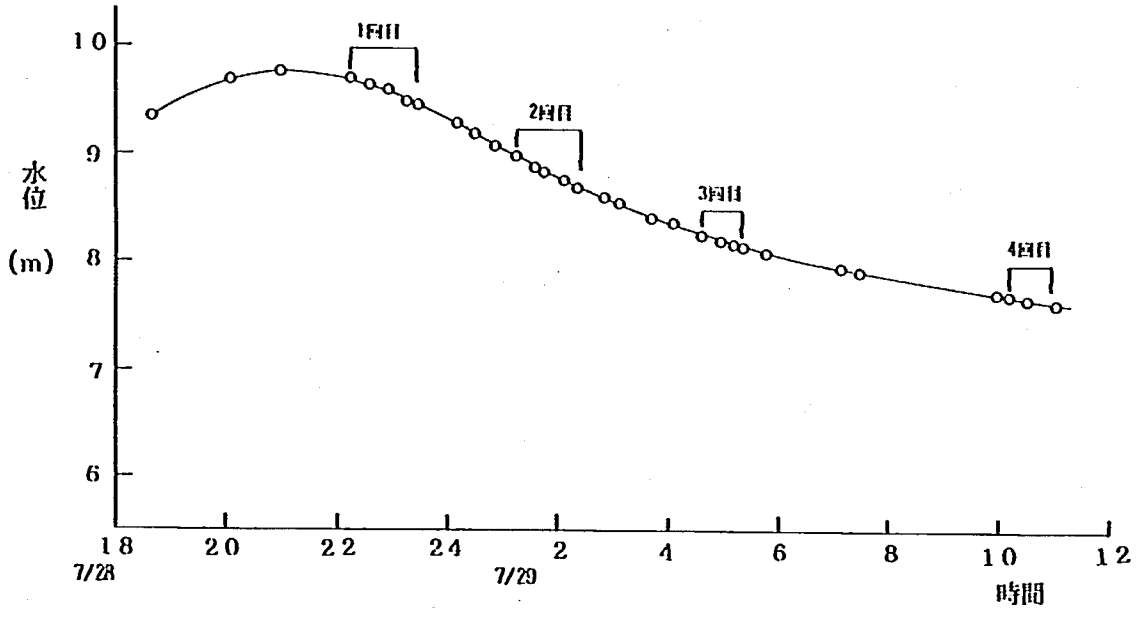


図-4.2.1 計測時の水位（7/28・29）

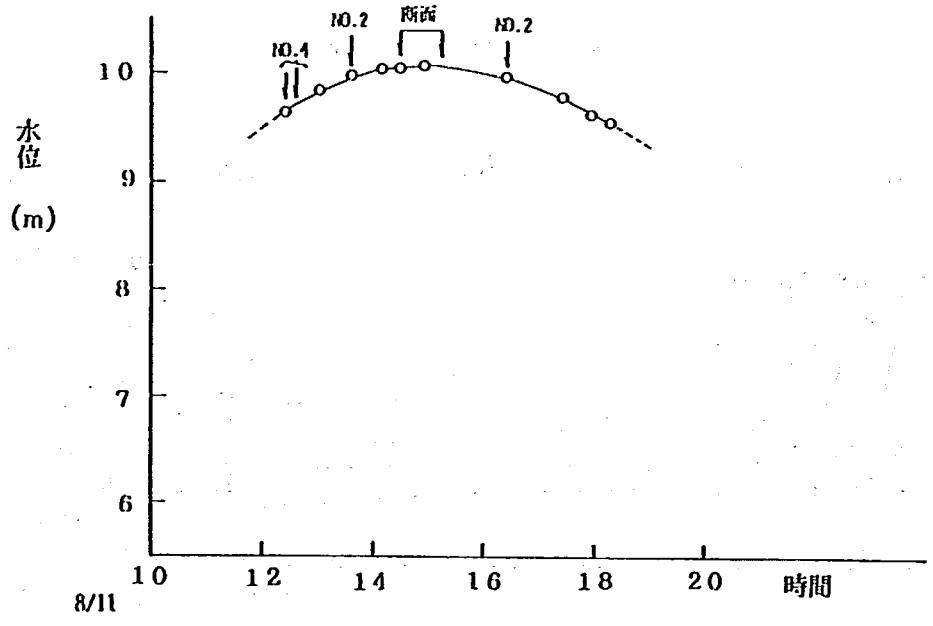


図-4.2.2 計測時の水位

かった。これは，流水抵抗が大きいと人力ではロッドがそれ以上水中へ入らなくなること，およびロッドが振動し場合によっては変形してしまったためである。

4-2-3 調査結果

1）流速横断面内分布

調査結果を図-4.2.3～4.2.6に示す。この流速は1点につき3～4回計測したもの（1回のサンプリングタイムは10秒間）の平均値である。なお，計測は出水の減衰期に行われ，図-4.2.1，4.2.2に示すように1断面の計測には1時間程度要しており，各点の計測時刻は少しずれている。ただし，その間の水位変化量は10～20 cm程度である。図はそれぞれ，経時的な変位，ここでは流量（水位）の違いによる変化を示している。なお，鉛直流速分布は図-4.2.7～4.2.11に示した。これらの図から分かるように，涸沼川では河岸付近の流速が非常に遅くなっていて，また表面よりも，中央や底面付近の方が速い場合もある。これは，河岸植生による抵抗と渦の供給のためである。また，涸沼川は低水路幅が狭いため，この影響が低水路全体におよびやすい。コンター図からわかるように，主流はNo. 3～No. 4の間のやや右岸よりにあり，それ以外の範

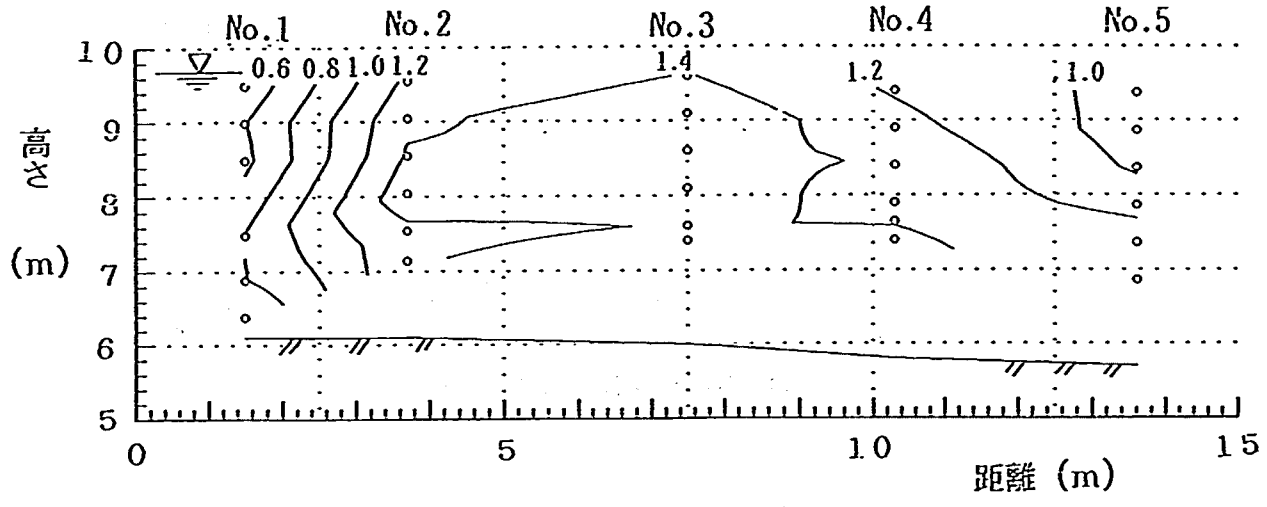


図-4.2.3 流速分布（単位：m/s）

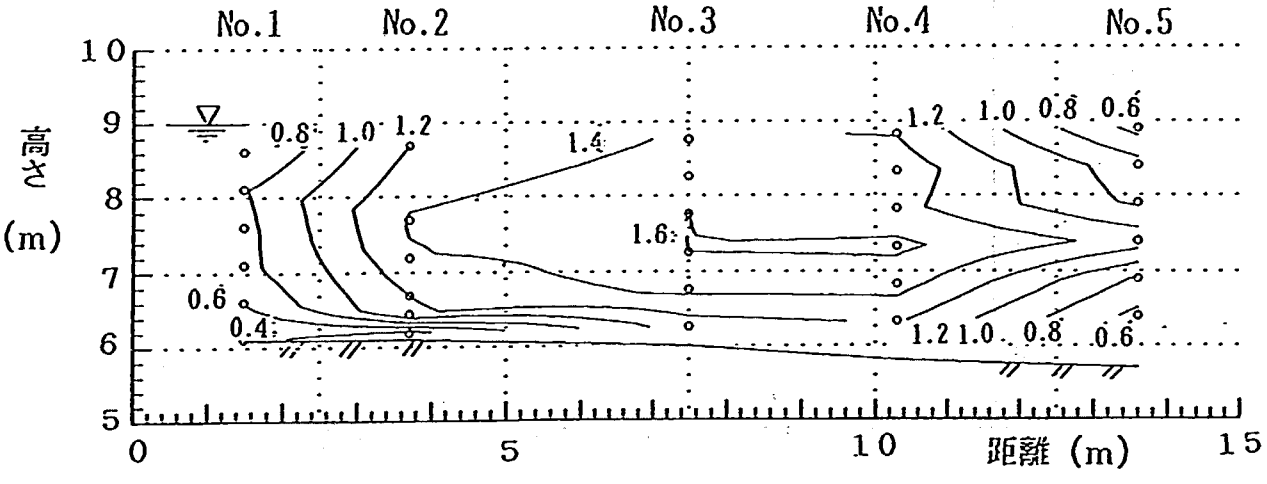


図-4.2.4 流速分布（単位：m/s）

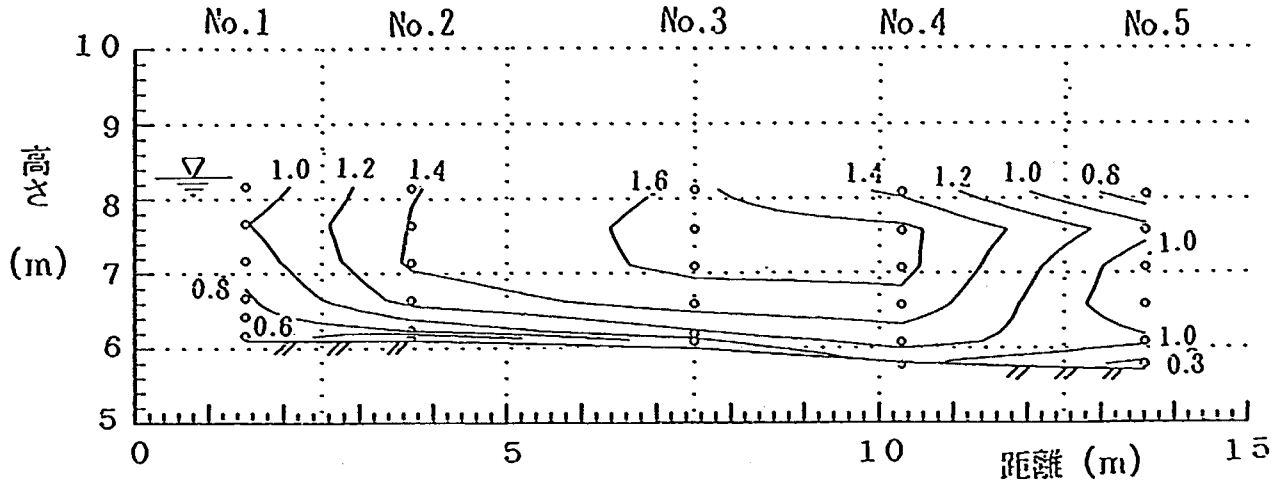


図-4.2.5 流速分布（単位：m/s）

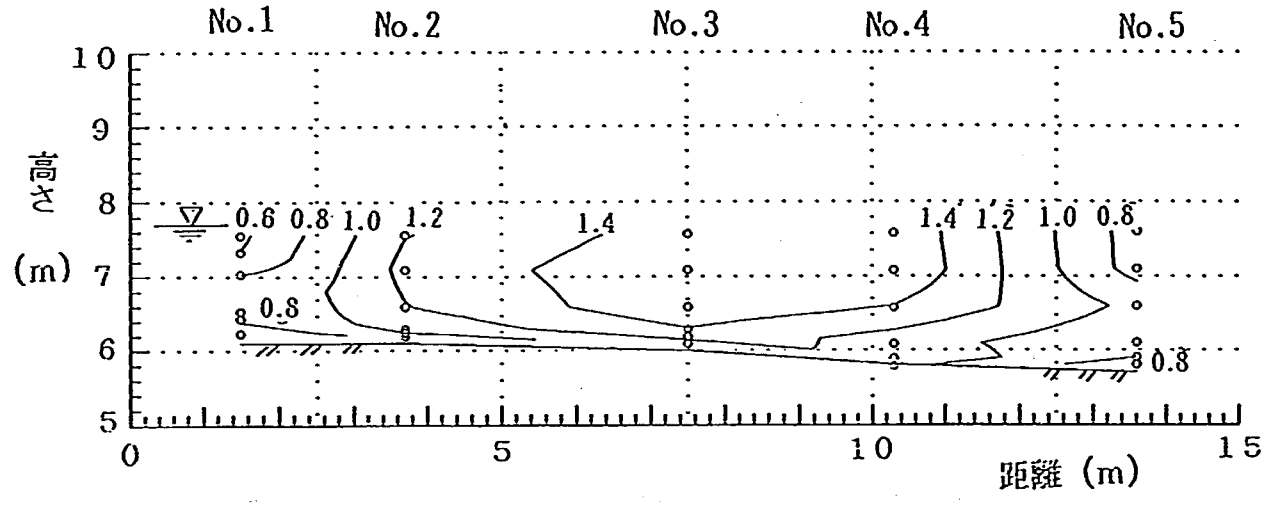


図-4.2.6 流速分布（単位：m/s）

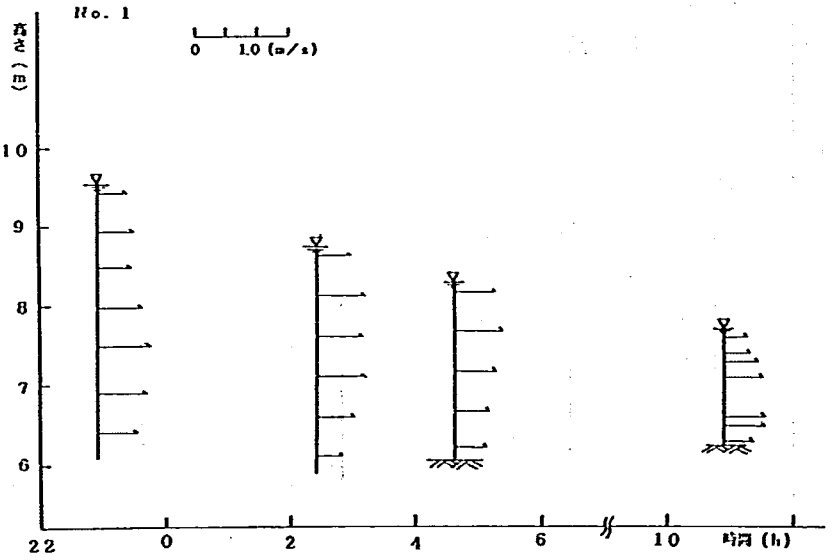


図-4.2.7 流速鉛直分布

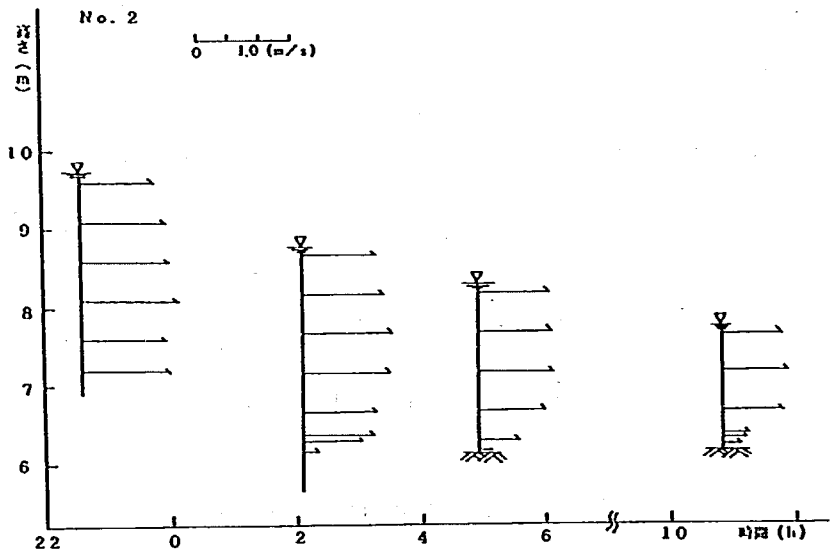


図-4.2.8　流速鉛直分布

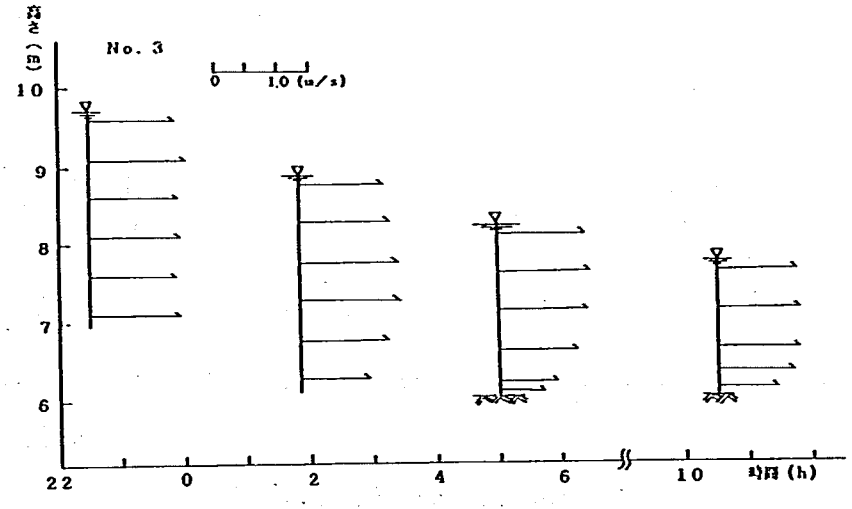


図-4.2.9　流速鉛直分布

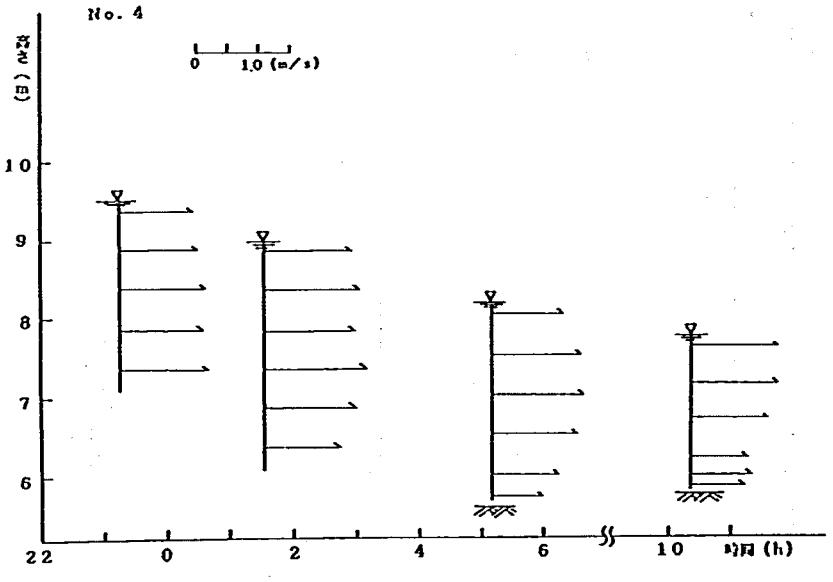


図-4.2.10　流速鉛直分布

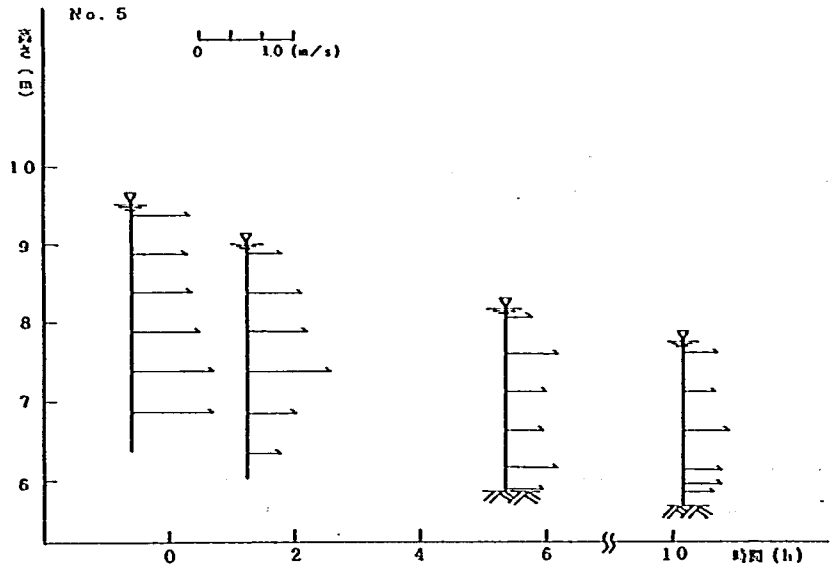


図-4.2.11　流速鉛直分布

囲では横断方向にシアーがある。観測によると渦は常に供給されており，ボイルもかなりの頻度と密度で生じている。ただし，この傾向は水位が小さくなると弱くなるようであり，水位が低い場合，河道中央部では比較的きれいな鉛直流速分布となっている。

2）乱れの計測

調査結果を図-4.2.12～4.2.15 に示す。また，図-4.2.16 にピークの時の流速のコンターを示す。ただし，これらの値は，流速の 1 秒平均値（1 つの値のサンプリングタイムが 1 秒）を連続的に計測した結果であり，乱れの生データではなく 1 Hz のローパスフィルター（Low pass filter）がかかったようなもの，すなわちやや大きい時間スケールの乱れを表している。これらの図からわかるように，平均流速 1.0～1.5 m/s に対し，±0.2～0.3 m/s 程度（平均流速に対して±20%程度）のかなり大きい流速変動が生じていることが分かる。また，その周期は 10 数秒程度のものと数 10 秒程度のものがある。この内，周期が 10 数秒程度のものは，コンター図からわかるように計測位置が河岸渦の領域であり，その周期から河岸渦によるものと考えられる。1 つの河岸渦の通過の周期は観察から 5～6 秒であり，変動の周期はこの 2 倍程度である。渦の向きや大きさの変動を平面的に捉えられていないので，厳密ではないが河岸渦の 2 つ程度のスケールに対応して流速変動が生じているようである。ただし，これよりも長周期のものについては，何等かの渦によるものと思われるが何に起因するものか判別できないので，データのサンプリング方法を工夫するなどして，この周期の原因についてはさらに調査を行う必要があると思われる。観測中の流れの観察によれば，河岸の植生が，流れによって引寄せられる過程と反動によって元に戻ろうとする過程からなる反復運動をしており，その際に比較的大きな渦が放出されているということが報告されているので，これに起因するものかとも考えられる。ただし，まだ確認されていないので，実際に確かめる必要がある。

これらのデータの内，最もサンプリング数が多い図-4.2.14 のケース（測定位置 No. 2，高さ水面下 40 cm の増水期のデータである。データ数 478 であり，統計量を求めるには，これでもサンプル数が非常に少ないことに注意する。）について，乱れ変量の解析を行った。図-4.2.17 は，乱れ成分（全体平均値との差）の自

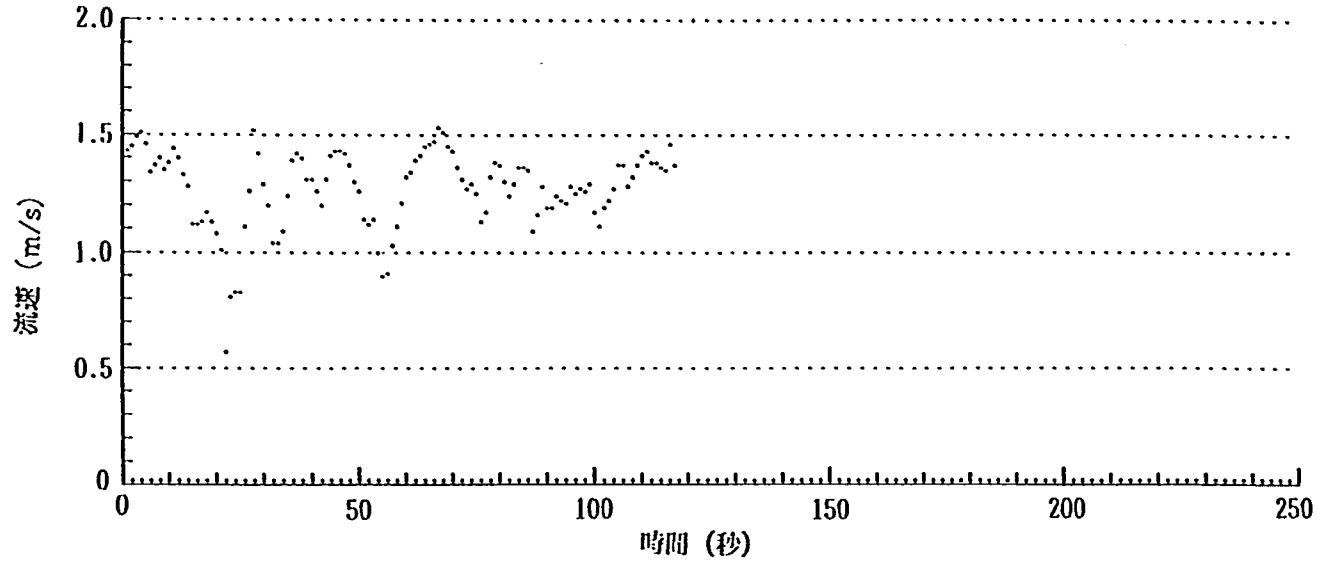


図-4.1.12　流速生データ（No.4の左60cm水面下-40cm，8/11　12：30　水位9.64）

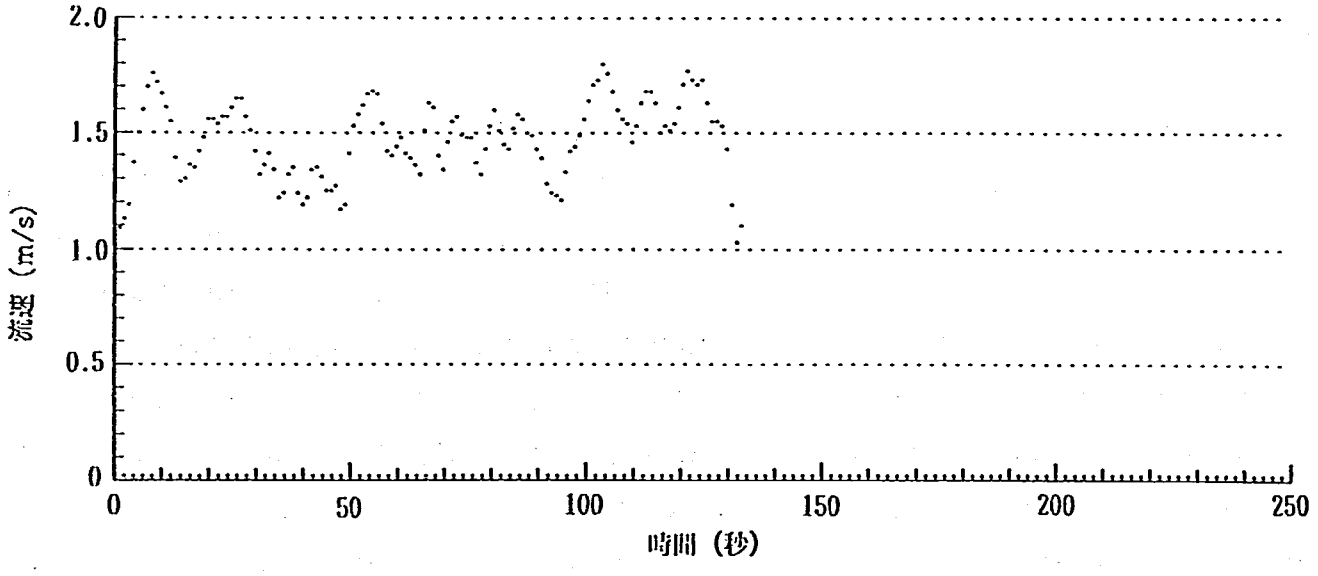


図-4.2.13　流速生データ（No. 4の左60cm水面下－70cm，8/11　1：50　水位9.83）

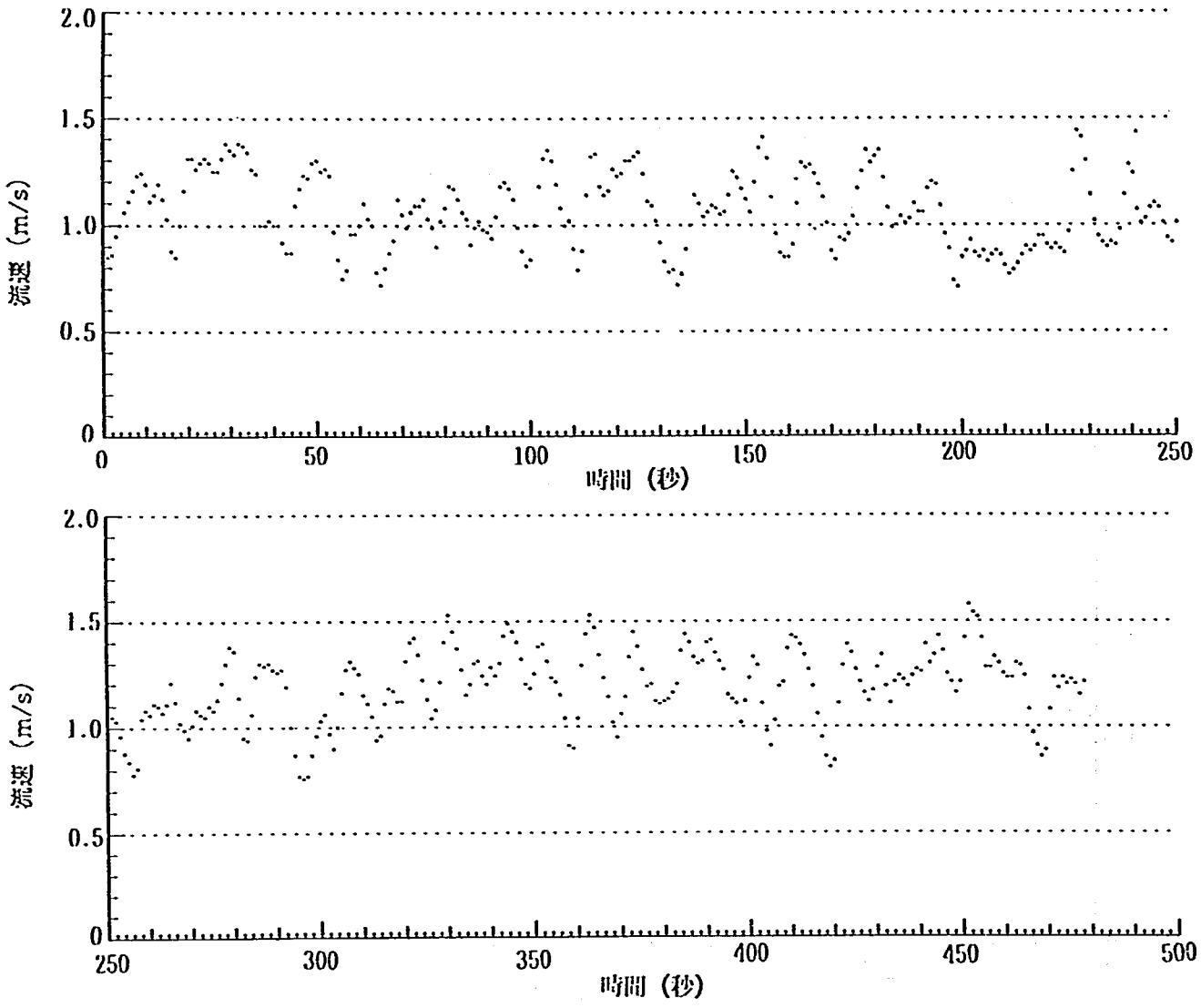


図-4.2.14　流速生データ

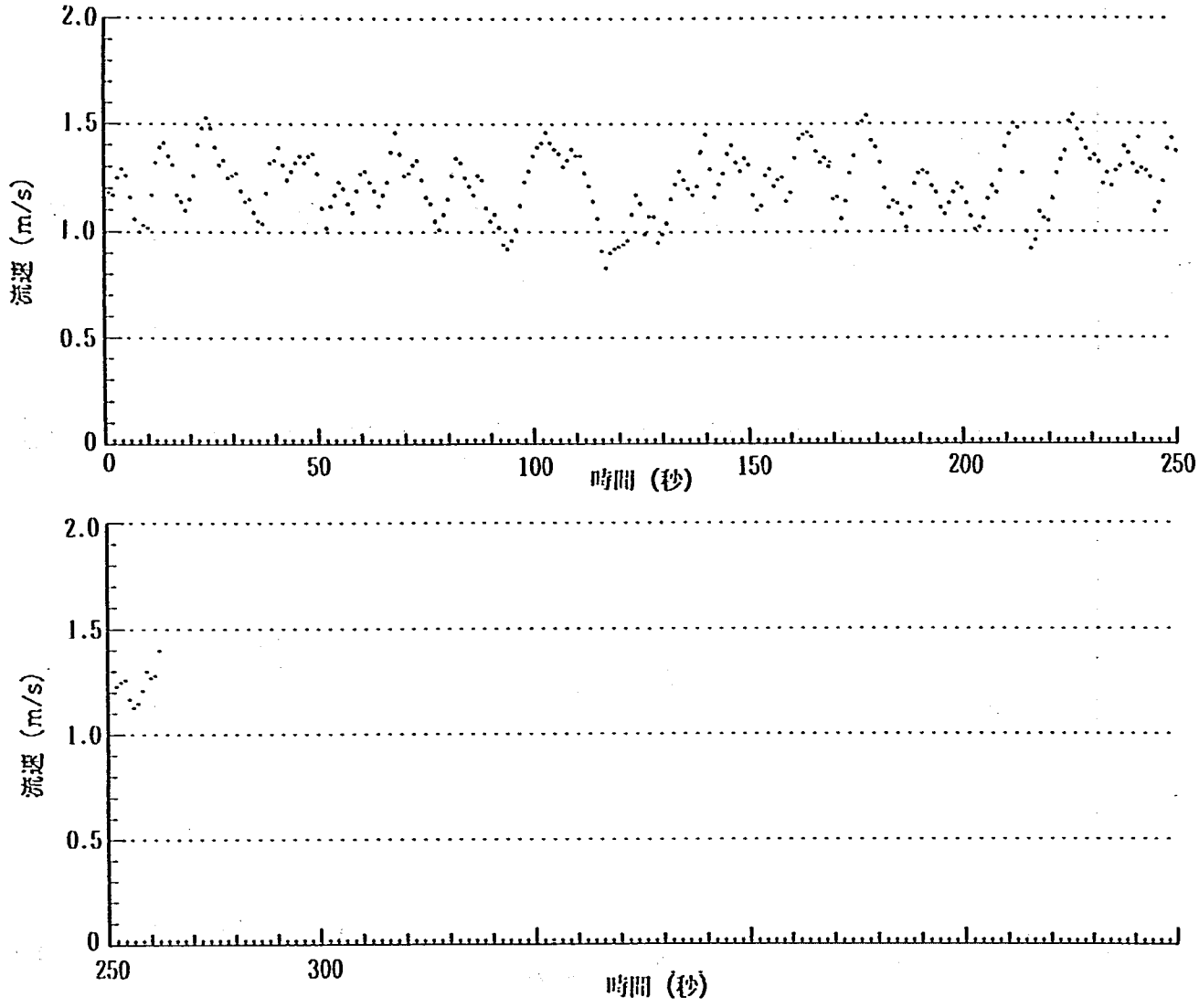


図-4.2.15　流速生データ

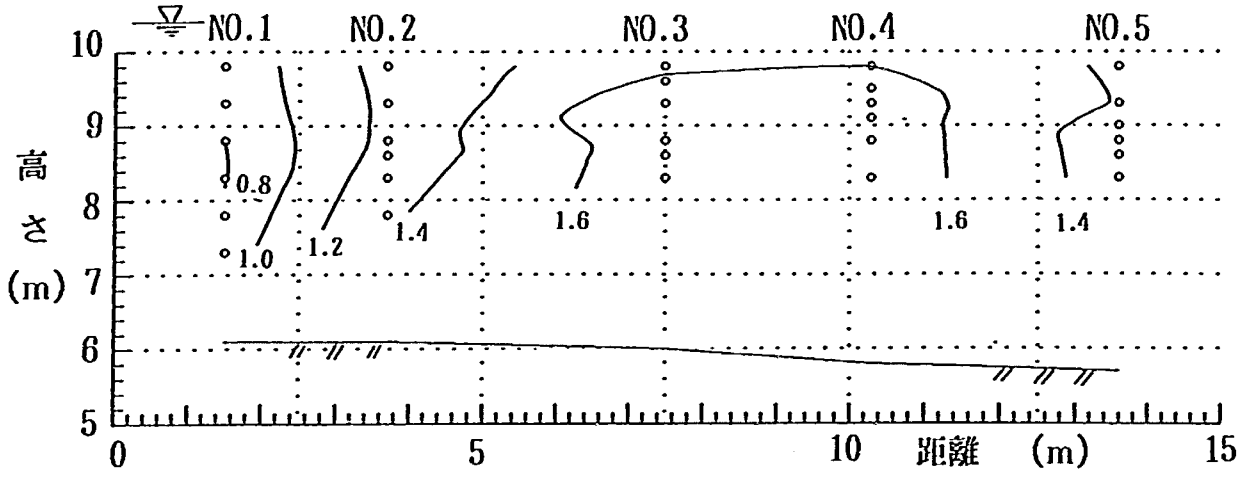


図-4.2.16　流速分布（単位：m/s）

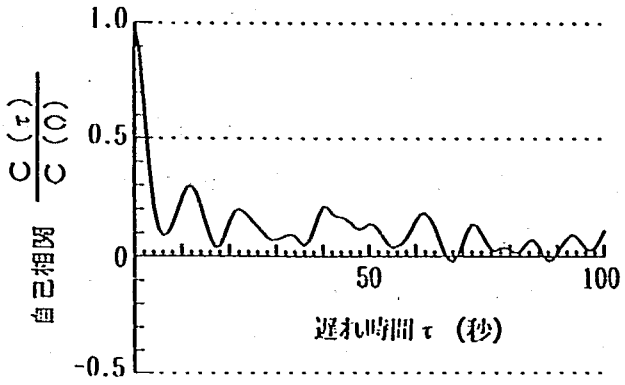


図-4.2.17 流速の自己相関

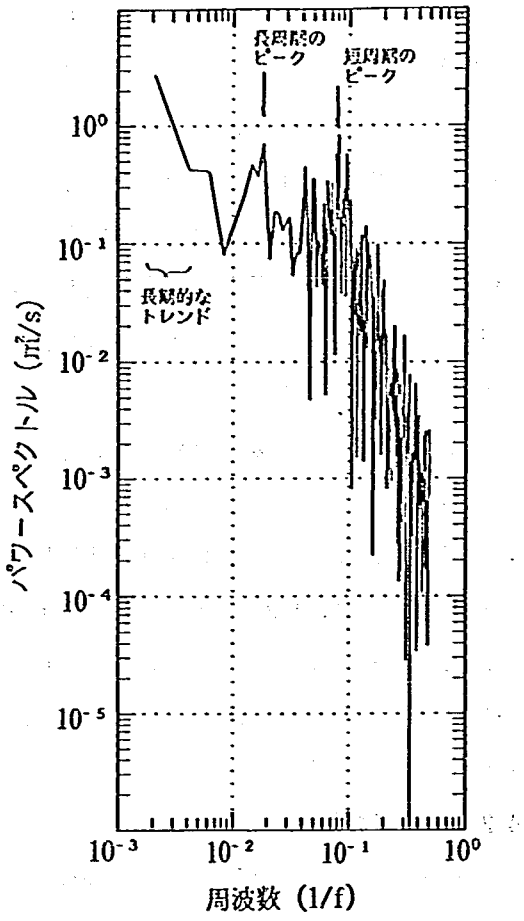


図-2.18 流速のパワースペクトル

己相関

$$C(\tau)=\lim\frac{1}{T}\int x(t)x(t+\tau)dt \cong \Sigma\frac{1}{N}x(t)x(t+\tau)$$

を現しており，これから 10 数秒程度の周期性を持っていることがよくわかる。ただし，数 10 秒程度の変動については 40～50 秒程度の所に若干見られるが，それほど明確でない。そこで，これをより明確にするために，周波数の乱れへの寄与分を調べる。図-4.2.18 は乱れのパワースペクトル

$$S(\omega)=\lim\frac{1}{T}2\pi(X(w))^2,\ X(\omega)=\frac{1}{2\pi}\lim\frac{1}{T}\int_0^t x(t)e^{-i\omega t}\,dt$$

または，自己相関を用いて

$$S(\omega)=\frac{1}{2\pi}\int c(\tau)e^{-i\omega\tau}\,d\tau$$

を表している。先に述べた周波数に対応してスペクトルのピークが確認でき，主な乱れは先に挙げた 2 種類であると思われる。スペクトルのピークが周期的に現れる傾向はないので，みだれの形態が 2 つあるものと見なした。スペクトルのピークから，主な変動の周期は 10～12 sec, 40～60 sec である。ただし，エネルギーの寄与率はパワースペクトルと波数増分の積で表されるので，この図からわかるように長周期成分によるバンドは狭く，全体的な乱れに対する寄与率はエネルギー的には少ないようである。すなわち，乱れのエネル

ギーとしては，短周期（高波数）の方がより大部分を占める。図で低周波の寄与率が高くなっているが，これは増水過程での流速の増大に対してリトレンドのフイルターをかけていないためである。また，同一のデータについて5秒間の移動平均と全体平均に対する乱れ強度を求めるとそれぞれ，0.0031 m^2/s^2，0.0299 m^2/s^2 (r.m.s.で0.056，0.173 m/s) 程度となった。なお，底面せん断力は，u_*^2 (ghI) で0.04～0.05 m^2/s^2 である。このデータは表層付近のものであることを考えると，この変動強度は鉛直乱れによるものと同程度のものとなる。しかし，河岸からの距離も河床からの距離と同程度であり，本来ならば乱れの断面分布を調べる必要があるが，流速のコンターからシアーは横断方向が卓越しているので，平面的な渦運動による乱れを現していると思われる。

以上の様に，乱れ変動は緩やかに生じており（但しローパスフイルターが掛っているものに対してである），データを計測する際にはサンプリングタイムをかなり長くする必要がある。例えば，平均流速の計測に対してでも，少なくとも40～60秒程度のサンプリングタイムを必要とする。また，乱れの w 成分は u 成分よりも小さいが，1/3～1/2程度としても沈降速度よりははるかに大きく，乱れの規模や渦の規模が大きいので，この乱れによる土砂の巻上げなども生じていると考えられる。ただし，先に述べたように砂成分の浮遊砂は，ほとんど計測されていない。また，渦の変動がかなり長い周期で起こるので，浮遊砂の取水もかなり長い時間，少なくとも平均流速の計測の数倍程度の時間をかけて行う必要があるものと思われる。

4-2-4　今後の課題

これまでの調査の反省から，まず計測方法の改良を行う必要がある。これまでの観測では，1計測あたりの測定時間が短いものが多い。例えば，流速や浮遊砂の計測では少なくとも長周期のスケールの変動に対する計測時間が必要であり，十分な精度をもつためには数波分のサンプリングが必要である。具体的には，(40～60秒)×数波分の測定時間を要し，少なくとも分のオーダーの時間をかけて計測しなければ，正確な平均流速値は得られない。また，流速と同様に乱れと関係する量，特に浮遊砂の採取時間（採取量）などについて工夫する必要がある。

また流速計に限らず，計測器の据付け方法などについて検討する必要がある。ロッドに測定機を固定して，ロッドを据え付け機に従って水面から上下させる方法では，平均流速が1.5 m/sの河道でも測定できる範囲は，水面から高々2.5 m程度であり，底面付近の計測はできなかった。これは，ロッドにかかる流体力が大きくなってロッドが水中へ入らなくなること，かつ高速振動とそれに伴う横方向のぶれによって，計測ができなくなるためである。したがって，測定を行うためには抗力を減らし，振動を取除く必要がある。単純に考えれば，ロッドの形状などを工夫し多少抵抗を軽減することで，測定範囲の拡大が可能ではないかと思われる。しかし，抵抗は流速の二乗と投影面積の積に比例し，モーメントは抵抗と長さの積，すなわち流速と長さの積の2乗に比例するので，長さを大きくするためには C_d 値をかなり小さくする必要がある。また，横断方向の断面2次モーメントの大きさをある程度保つ場合は，C_d 値は基本的にそれほど小さくできない。したがって，C_d 値を単純に小さくするような形状の変更だけでは測定範囲はそれほど広がらない。形状変更をせずにロッド背面の負圧を取除く方法としては，穴を開けたり，人工的に圧力をかけて水流を噴出する等があるが，圧をかける場合にはポンプの能力の確保，噴出範囲の制御や圧力の確保およびそのための構造などについて問題が多い。また，剛性が非常に強い材料を用いてロッドを強固にする場合には，極めて特殊な材料

を使わない限りは効果が得られない。むしろ，ロッドの長さが制限された上で計測を行える方法を考えた方が良いと思われる。また，モーメントに対しては強度は十分であり，振動の方に重大な問題があるとして，デフレクターやヘリカルワイヤーなどにより横振動が生じないように人工的に渦を制御する構造にする，もしくはロッドの固有振動数を渦にする振動数と大きく異なる構造にするなどということが考えられる。実際ロッドが曲がったのは，ロッドが振動によってガイドから外れて横向きになった場合であり，この時，断面二次モーメントは1/4程度になって変形したと判断することができる。ただし，振動を取り除くだけでなく，ロッドが動きやすくなるように抵抗を小さくすることは基本的に必要である。空力ダンパなどを有効に用いれば，抵抗をある程度小さくでき，かつ振動を抑制することができるので，まずこのような方法から検討するのが良いと思われる。このように，水面上からロッドを用いて計測器を水中に入れる方法では測定方法に問題があるので，何等かの計測方法や計測器の固定方法を考案する必要がある。また，ロッドにごみなどが引掛かる場合などにはさらに計測が困難になるので，計測器の固定機にごみが引掛からないようにする必要がある。

4-3 浮遊砂の観測と浮遊砂特性

4-3-1 調査目的

中間地河道の高水敷の河岸付近で生じる堆積および低水路内の砂州の急速な高水敷化などの現象は，高水敷の設計や管理，低水路計画並びに低水維持計画の策定に非常に密接に拘わっている。したがって，合理的に河道計画を策定するためには，これらの現象の機構を解明する必要がある。ここでは，これらの現象を支配する浮遊砂運動と浮遊砂の特性について，まず浮遊砂濃度および浮遊物質の粒度などの質について調査を行った。

4-3-2 調査方法

浮遊砂の調査は，1989年8月1日出水（ピーク水位T.P.10.3 m），および1989年8月6日出水（ピーク水位T.P.10.9 m）について行った。浮遊砂の採取は，ポリびんを用いて表面流水を取水することによって行った。採取した資料については，強熱減量試験，粒度試験，比重試験を行い，結果を整理した。また，粒度試験は浮遊物質が微細，微量であったため，コールターカウンター法（測定範囲0.3～600μm）により行っている。なお，涸沼川は水質が悪く浮遊物の中に有機質のものが多く含まれているので，土粒子のみの粒径を正確に計測するために，検体毎に強熱減量試験を行った後に蒸留水に溶かして，コールターカウンター試験を行う方法を用いている。

4-3-3 調査結果

1）粒度試験結果

粒度試験結果を章末の付表-1～20に示す。これらの結果から分かるように，表面付近の浮遊物質は，シルト，粘土，コロイドからなっており，極くまれに粒径0.1 mm程度の細砂が見られる。なお，'89年度のサンプルからは中砂は検出されていない。浮遊物質の質と量の時間変化をハイドログラフと共に図-4.3.1, 4.3.2に示す。これらの図からわかるように，シルト質の量については，洪水のピークよりも先にピークを迎え，時間の経過と共に減少している。しかし，コロイド質についてはこれらのデータからは洪水流量などとの明確

な対応は見られない。

2）浮遊物質について

ここでは，涸沼川の水理量から推定される浮遊砂濃度と実際の浮遊砂濃度について，比較検討する。ただし，計測では水面付近の濃度データしか得られないので，これから底面濃度および存在確率を推定して，データの妥当性について検討するものとする。

出水時（水位 T.P.10 m 相当，水面勾配 1/900）の水理条件に対応するレーン・カリンスキー式による浮遊砂の鉛直分布の計算値を図-4.3.1 に示す。なお，これはそれぞれの各粒度について，粒度確率が 100%の場合のものであるので，実際にはこれに洪水時の河床表面での粒度の確率密度が乗じられた値になる。また，浮遊砂分布式を，粘土やコロイドに対して，用いることには問題がある。ここで，シルト分に対して浮遊濃度式を用いて表面濃度 c から底面濃度 c_0'

$$c_0' = c / \exp\left(-15 \frac{z}{h} \frac{\omega_0}{u_*}\right) \quad (c：実測値，z：水面下-10\,\mathrm{cm})$$

を求め，レーン・カリンスキーによる底面濃度 c_0

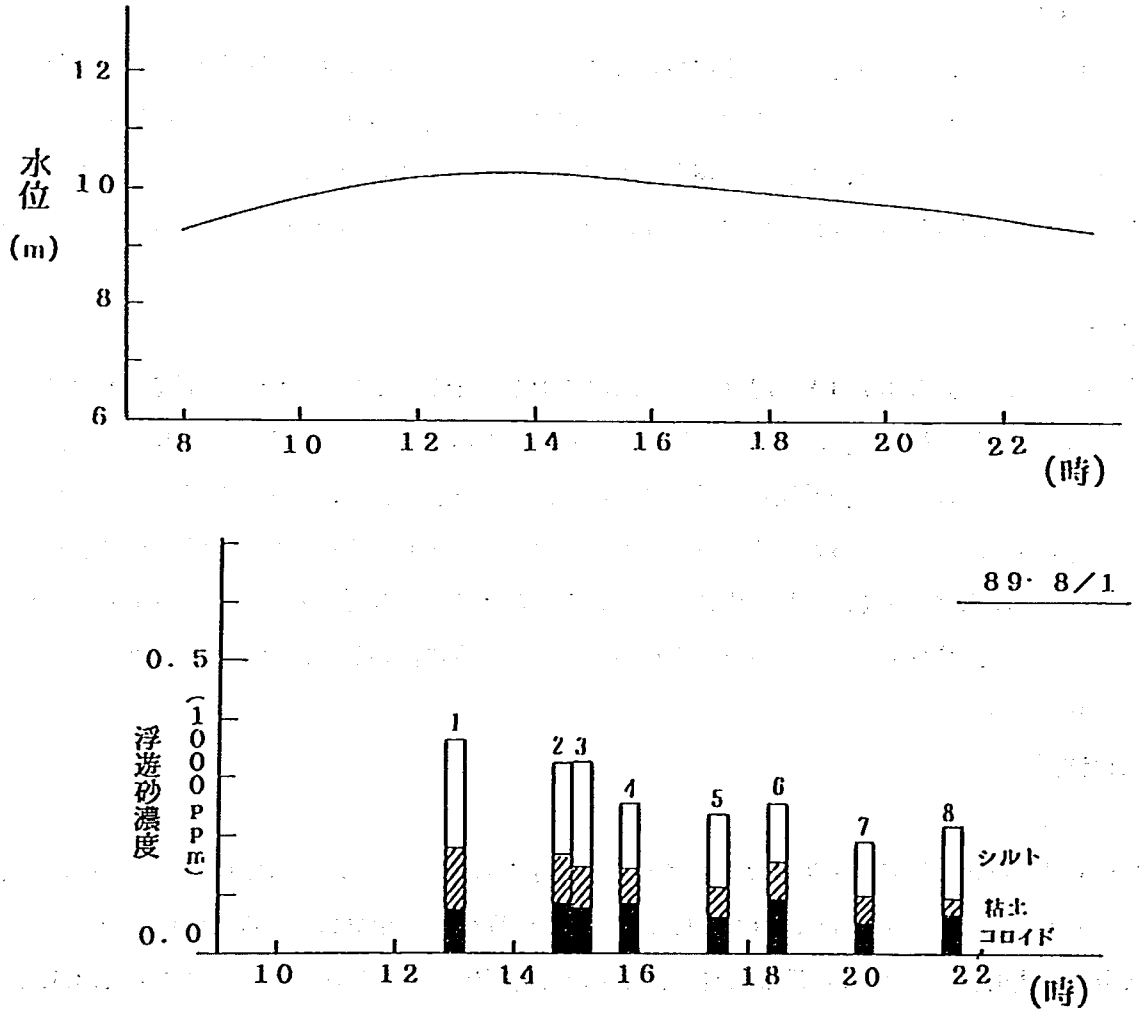


図-4.3.1 浮遊砂量の時間変化

表-4.3.21　底面濃度の存率確率

No	C (ppm)	d (mm)	H (m)	ω_0 (cm/s)	u_* (cm/s)	C_{0e} (ppm)	C_{00} (ppm)	$f(d)$
1	182	0.015	10.24	0.0196	20.8	185	136000	0.0014
2	157	0.021	10.23	0.0384	20.8	161	45800	0.0035
3	178	0.022	10.22	0.0422	20.8	183	39400	0.0047
4	114	0.020	10.16	0.0348	20.6	117	52900	0.0022
5	123	0.025	10.01	0.0544	20.2	128	25000	0.0051
6	102	0.019	9.92	0.0314	20.0	104	59300	0.0018
7	94	0.016	9.77	0.0223	19.6	96	99700	0.0010
8	126	0.021	9.56	0.0384	19.0	129	39500	0.0033
9	441	0.027	10.14	0.0635	20.6	414	20000	0.0207
9′	16	0.090	〃	0.7050	〃	26.8	414	0.0646
13	365	0.024	10.43	0.0502	21.3	378	31000	0.0122
10	302	0.020	10.55	0.0348	21.6	309	57000	0.0054
11	329	0.024	10.65	0.0502	21.9	341	32300	0.0150
14	303	0.018	10.68	0.0282	22.0	308	82000	0.0038
15	316	0.019	10.80	0.0314	22.3	322	70500	0.0046
16	315	0.018	10.86	0.0282	22.4	321	84800	0.0038
17	255	0.017	10.90	0.0252	22.5	259	102600	0.0025
18	216	0.017	10.87	0.0252	22.5	219	102000	0.0022
19	251	0.020	10.84	10.0348	22.4	256	60163	0.0043

C：表面濃度，d：平均粒径，H：水位，ω_0：沈降速度，u_*：摩擦速度，C_{0e}：表面濃度からの推定底面濃度，C_{0c}：100%底面濃度，$f(d)$：確率密度
ただし，粒径はシルト分の平均粒径であり，9′のみ砂の平均粒径である。また，河床高は約6.0m，勾配は約1/950を仮定している。なお，高さはT.P.値で表されている。

$$c_0=5.55\left[\frac{1}{2}\left(\frac{u_*}{\omega_0}\right)\exp\left(-\left(\frac{\omega_0}{u_*}\right)^2\right)\right]^{1.61} \qquad (100\%時)$$

との比を取り，その存在確率を求めた。この結果を表-4.3.21に示す。ただし，計算に用いたシルトの平均粒度には，採取された1試験体中のシルト成分についての重量による平均値を用いている。これより，シルトについては存在確率は0.数%～1%程度で，増水期の方が大きいようである。また，細砂（0.09㎜程度）については6%程度あったこととなる。

また，実際に河畔堆積している中砂については，図-4.3.3からわかるように，たとえ存在確率がシルト分の100倍大きくとも，表面近くでの絶対濃度はそれより2オーダーは小さいことになる。したがって，数ppmすなわち，水1ℓに対して1㎎のものを精密に計れるようなものがなければ浮遊砂として計測できない。これは，従来の方法では水中の深い場所で採取できないため，濃度が非常に薄い場所で採取し，かつ取水量が小さいためで確率的にSamplingできにくいためである。したがって，取水方法や取水量を変えれば採取される可能性がある。例えば，底面付近に採取孔を設けてそこから取水を行う等すれば，底面付近の濃い部分の採取ができる。また，濃度が薄くとも採取時間（量）を多く取れば精度が上るので調査可能になると思われる。

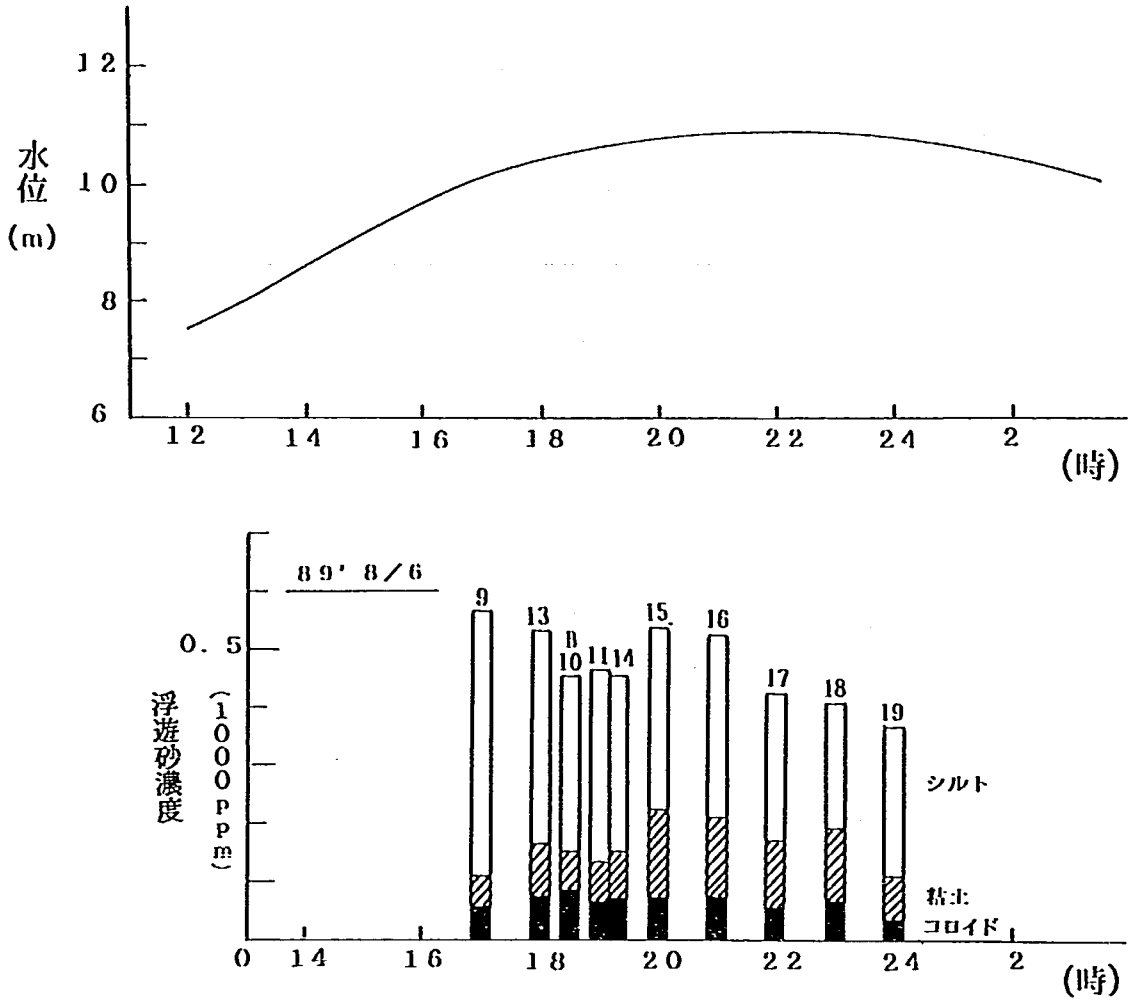


図-4.3.2　浮遊砂量の時間変化

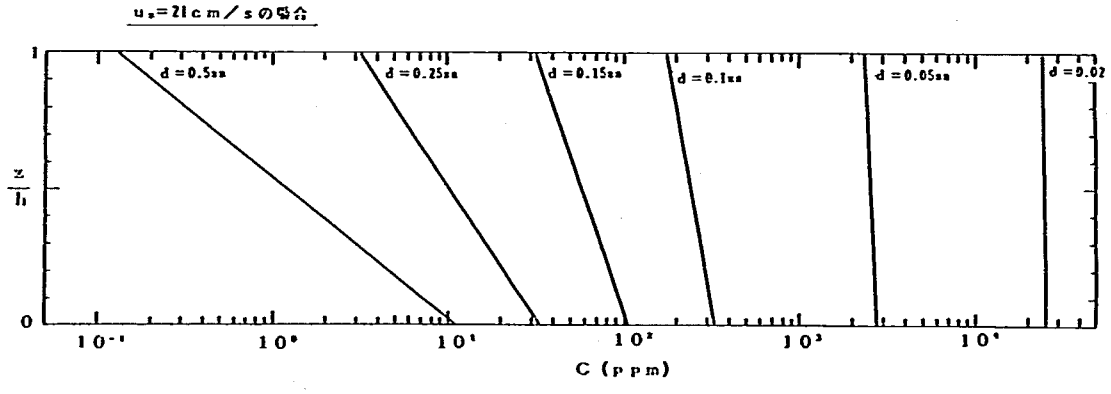


図-4.3.3　存在確率100%の浮遊砂濃度

4-3-4　今後の課題

平成元年度は，表面付近の流水をサンプリングして，浮遊物の質について調査を行った。しかし，河岸堆積や低水路内堆積の機構や速度などを解明するためには，河道横断面内の浮遊砂濃度分布，粒度分布やその時間的な変化を調べ，流れとの関係を密接に調査する必要があると考えられる。当面の今後の観測課題を，時系列的な変化に対する調査に的を絞ると，以下の観測項目が挙げられる。

1）1出水当たりの浮遊砂量の把握並びに河岸の堆積量との関係

2）河床波と浮遊砂濃度，浮遊砂量の関係

1出水当たりの浮遊砂量および質は，出水の増水期から減水期に至るまでの洪水ハイドロに対応した浮遊砂の時間変化を測定することによって調べることができる。また，堆積物の質と浮遊物質の質を比較することによって，堆積機構を類推できるようになる可能性がある。さらに，よく言われるような河床波とボイルや浮遊砂流砂量の関係などについても，データをサンプリングして確認しておく。

また，これらの測定を行うためには，取水装置の存在に起因するよどみによって浮遊砂が中に入らなくならないような装置を開発する必要がある。

4-4 痕跡水位調査と調査手法の改善

4-4-1 痕跡調査の目的

1）痕跡調査の目的

涸沼川では，自記水位計等による水位測定の他に，洪水の痕跡（洪水時の浮遊砂，浮遊物）による痕跡水位（最高水位）の測定も行っている。

自記水位計等による水位記録が無い河川などでは，痕跡水位を用いて，最高水位，および逆算粗度係数を求めるため，その観測精度の向上は必要である。また，縦・横断方向の水位差を求めることで，河道の平面・縦・横断形状および，地被状態が水面形に及ぼす変化を現すことにも役立つ。現在行っている，痕跡調査の目的は，調査精度の向上および高水敷上の現象解析のための最高水位の測定である。

2）痕跡誤差の定義と誤差の及ぼす影響

① 痕跡誤差の定義について

量水標や自記水位計等により測定された水位を，水位の真値と仮定し次の様に表わす。

誤差＝（痕跡水位）－（量水標等による測定水位）

② 測定精度が逆算粗度係数に及ぼす影響

真値とされる h（自記水位記録等から求めた水深）から算出した n と，痕跡水位から求めた h' と n' の関係は以下の様に表わされる。

$$n'/n=(h'/h)^{5/3}$$

これからも考えられるように誤差の影響は無視できない。

3）痕跡調査の測定方法

1989年度の調査では，3人1組程度の班体制を作り，1人がレベルを使って痕跡高を読みとり，残る2人で痕跡を追う方法を取った。各痕跡確認者（以下，確認者と称す）は痕跡の対象物を，レベルを使って見通すことが可能な範囲で選択する。その際，確認者は自らの判断に基づき痕跡物を選択し，高さを決めた。これは，近傍にいる他の確認者がある痕跡物の高さを判断した場合，「その辺りに痕跡水位の高さが存在する。」と憶測し，痕跡物の高さを選択する可能性があるためである。すなわち，このような場合は，痕跡高のバラツキをなくすことになるが，本当の痕跡高さを見落すことになる可能性もあるので，同時刻において確認者は互いに近くを測定しないように注意した。

4-4-2　各出水の痕跡記録と左右岸水位の違い

ここでは，各出水毎の左右岸の痕跡水位と観測水位を示す。各洪水後の痕跡水位の調査日，および図からの考察は次の1）～4）に記述した。なお，図に示す一点鎖線は洪水時の左岸の最高水位である。（ただし，水位観測は1時間ピッチで行われているため，必ずしも最高水位であるとは限らない。）

1988年の痕跡調査は縦断方向に20m間隔で行っている。さらに，痕跡の対象物の記録がないため，痕跡物による分類は行っていない。

1）1988・7・16出水痕跡

痕跡調査は7月19日に行っている。最高水位と痕跡水位の高さは合っている。（図-4.4.1，4.4.2参照）

2）1988・7・29出水痕跡

痕跡調査は7月29日（写真撮影）と8月3日（本調査）に行っている。

出水直後に於いて写真撮影を行うことは事後調査の際，痕跡高の判定に役立つ。（図-4.4.3，4.4.4参照）

3）1989・8・1出水痕跡

8月1日出水の痕跡調査は8月4日に行っている。

最高水位と痕跡水位を比較した場合，左岸（図-4.4.5）についてはあまり突出した値はない。しかし，右岸（図-4.4.6）では植生等の付着泥が洗い流され，浮遊物（ゴミ）を痕跡として選択したため高低差が大きい。

4）1989・8・6出水痕跡

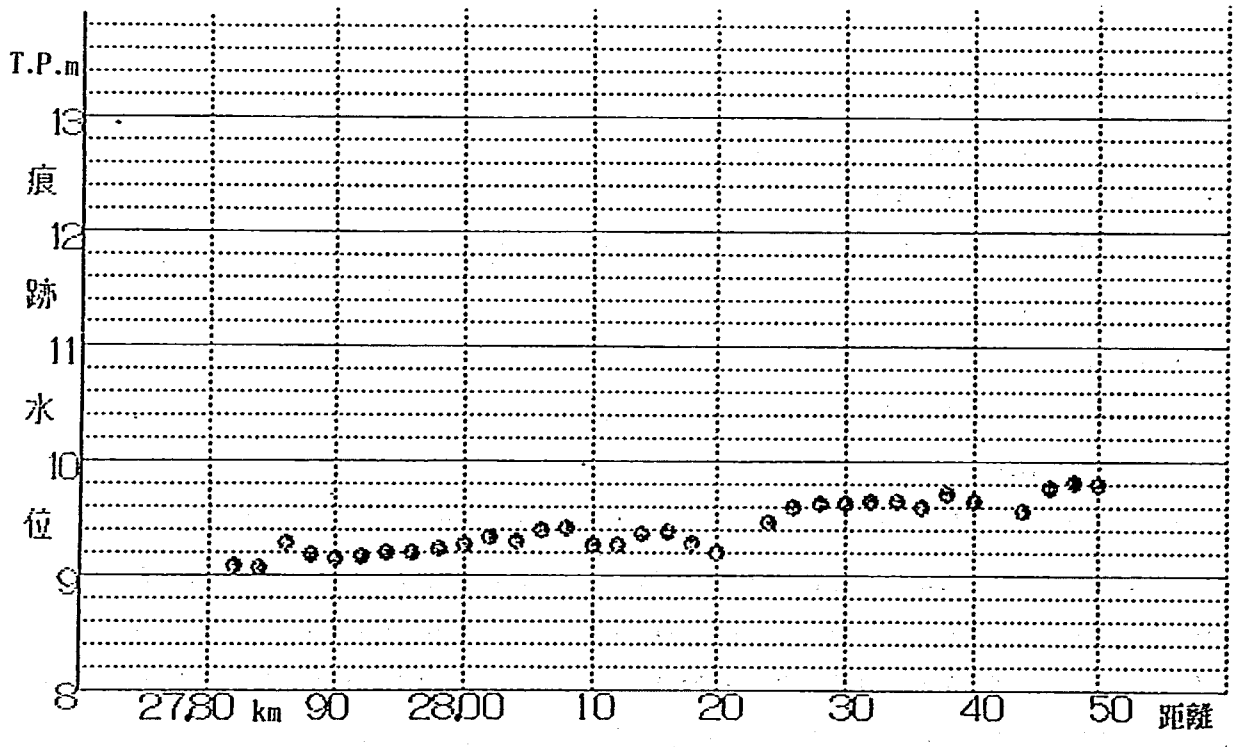


図-4.4.1　1988.7.16出水の左岸の痕跡水位

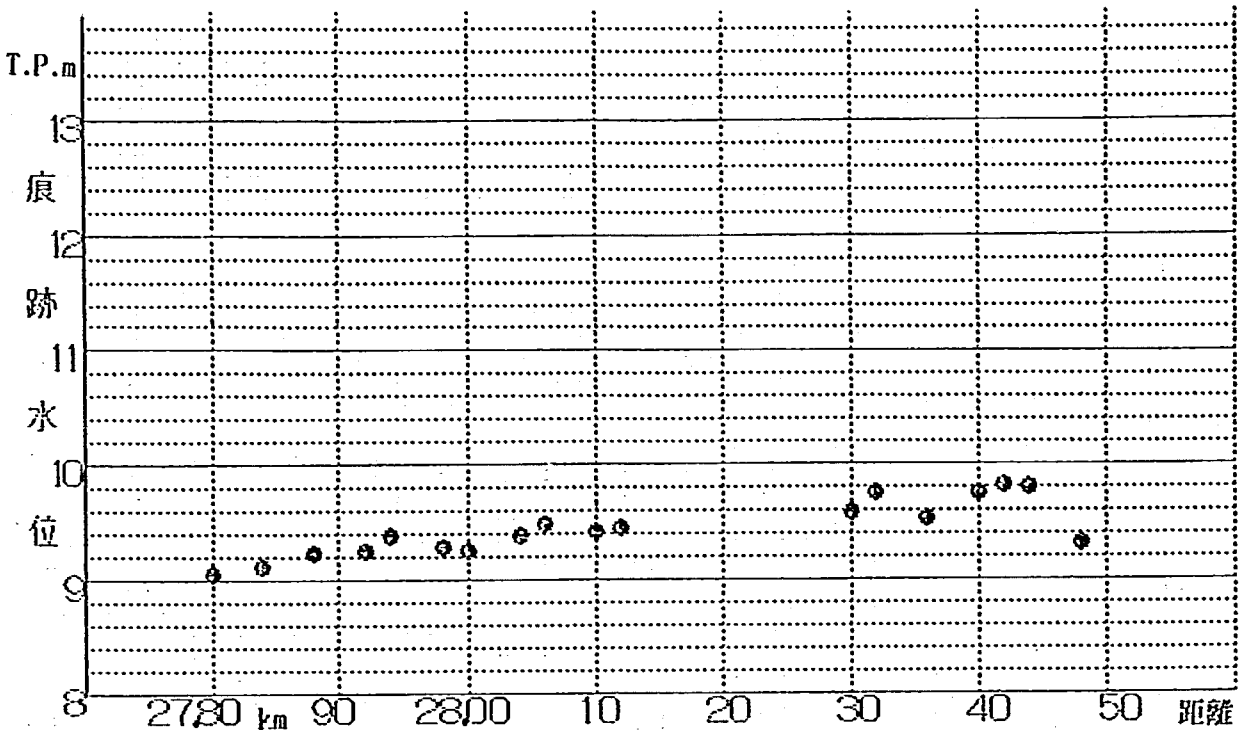


図-4.4.2　1988.7.16出水の右岸の痕跡水位

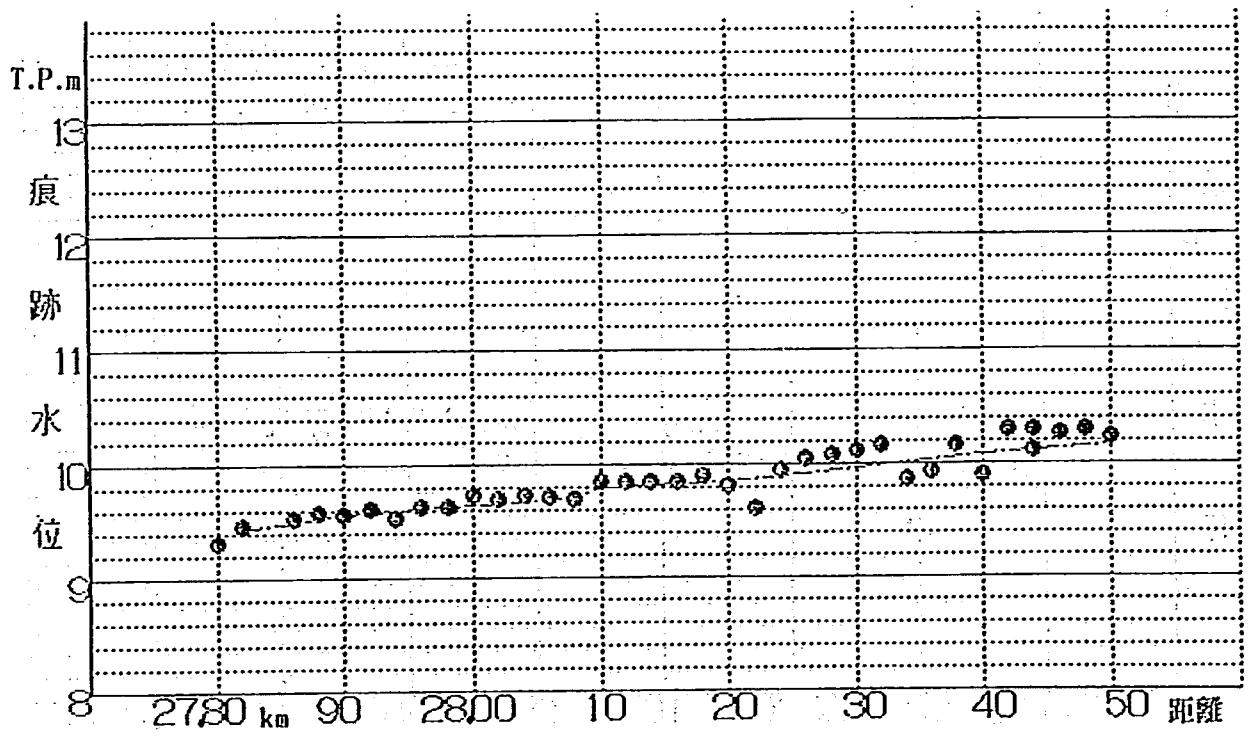


図-4.4.3　1988.7.29出水の左岸の痕跡水位と観測水位

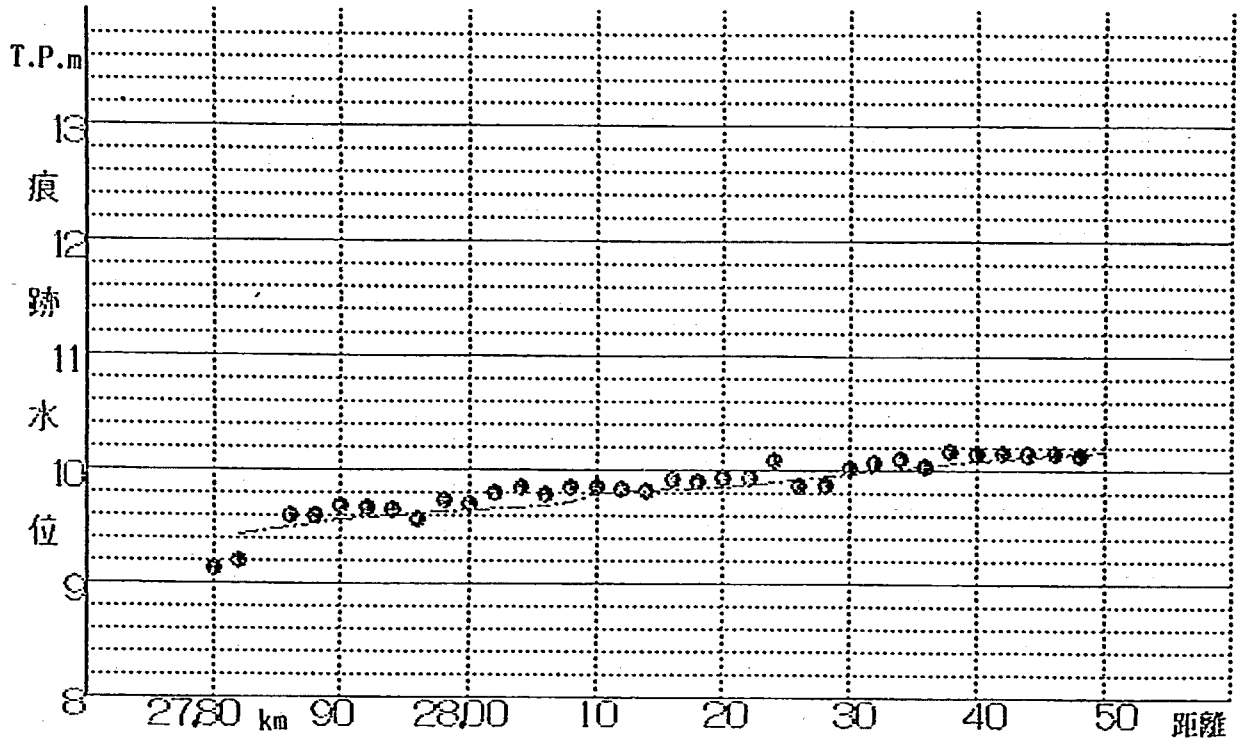


図-4.4.4　1988.7.29出水の右岸の痕跡水位と観測水位

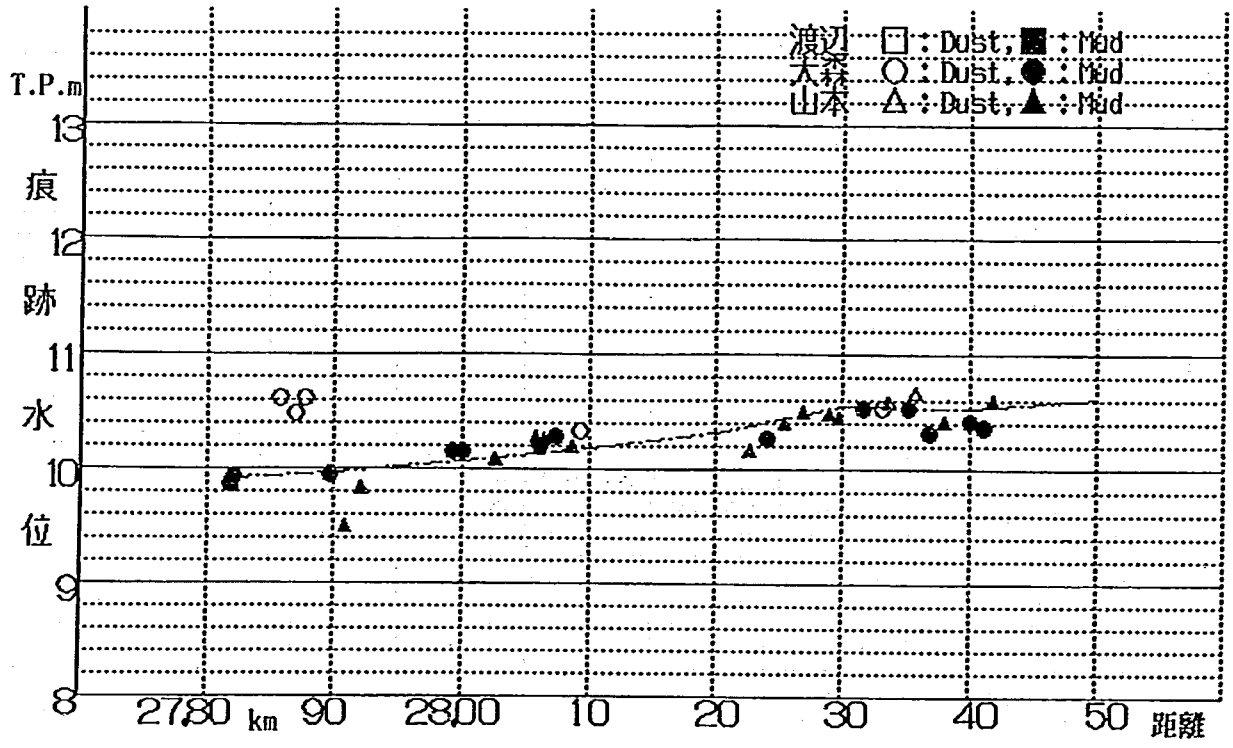


図-4.4.5　1989.8.1出水の左岸の痕跡水位と観測水位

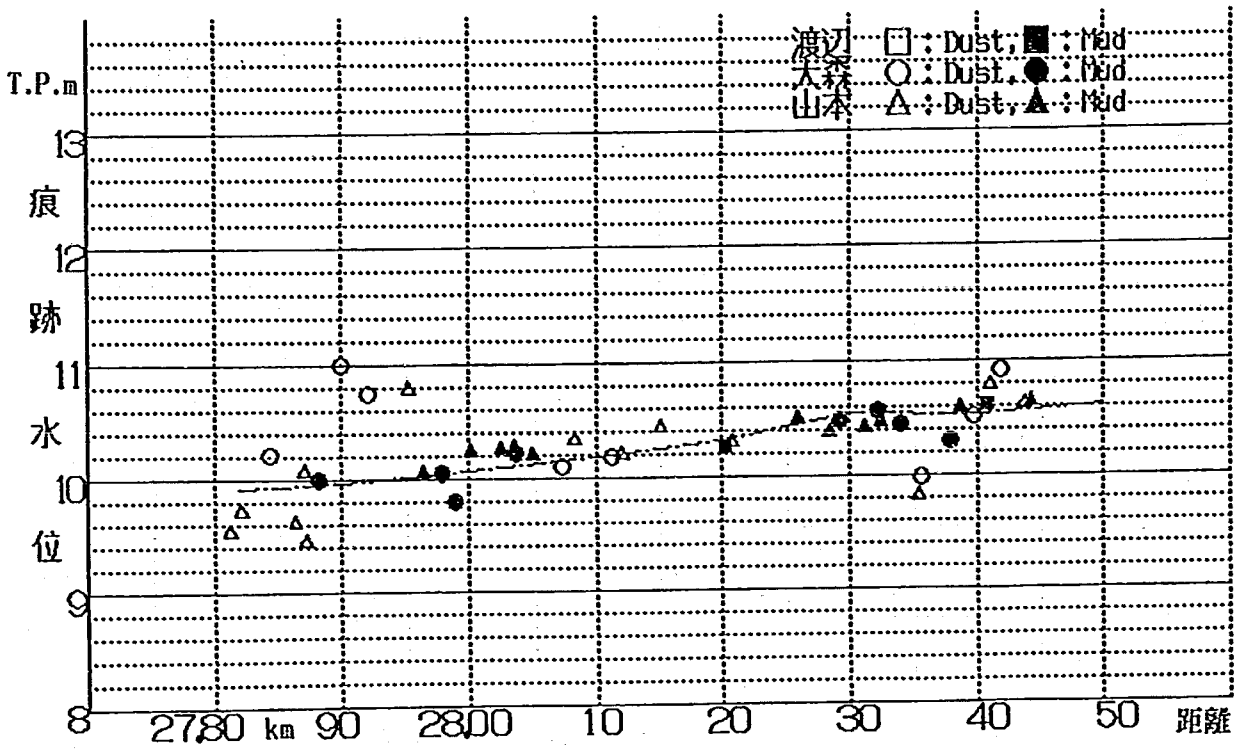


図-4.4.6　1989.8.1出水の右岸の痕跡水位と観測水位

8月6日の出水痕跡は8月10日に行っている。

今回は，前回（8月4日）の調査の反省，および検証を兼ねて植生等に付着した泥等の痕跡を主に選択した。

左岸（図-4.4.7）は，かなり正確な痕跡水位が得られている。中でも，堤防法面に生えている背丈の低い植生（芝）に付着した泥等（28.15 km～28.25 km）を痕跡として選択した場合には，痕跡の高さは正確である。

また，右岸（図-4.4.8）も付着した泥から，痕跡を得ているため，正確な値が得られている。中には，一部突出した値（これは，次の節で，痕跡選択・測定の悪い例として示す。）も見られるがほぼ正確である。

4-4-3　左右岸の水位差の原因推定

水位を左岸のみについて測定している。そのため，左岸の痕跡水位を左岸のピーク水位と比較することは良いが，右岸の痕跡水位を左岸のピーク水位と比較した場合には問題がある。なお，左岸の痕跡水位縦断は，左岸のピーク水位縦断にほぼあっている。そのことから，痕跡水位の測定が，正確であると考えると，右岸の痕跡もあっていると考えられる。したがって，この違いは，水面形が左右岸で異なることを示している。これは，河道の平面・横断形状による影響や，左右岸の植生群の種類が異なるために表われる影響と考えられる。涸沼川の大半の植生は群生するものであり，群生の密集度で粗度も変化すると考えると，粗度は河道の横断方向でかなり変化することになり，水位も左右岸で異なる。そのためには，痕跡水位の確認の意味を含め右岸の水位も測定することで，左右岸の水面形の違いを表現すべきである。

なお，今回の痕跡水位から推定される（今回の痕跡記録の洪水条件時における）水面形を表にして記載した。（表-4.4.1参照）

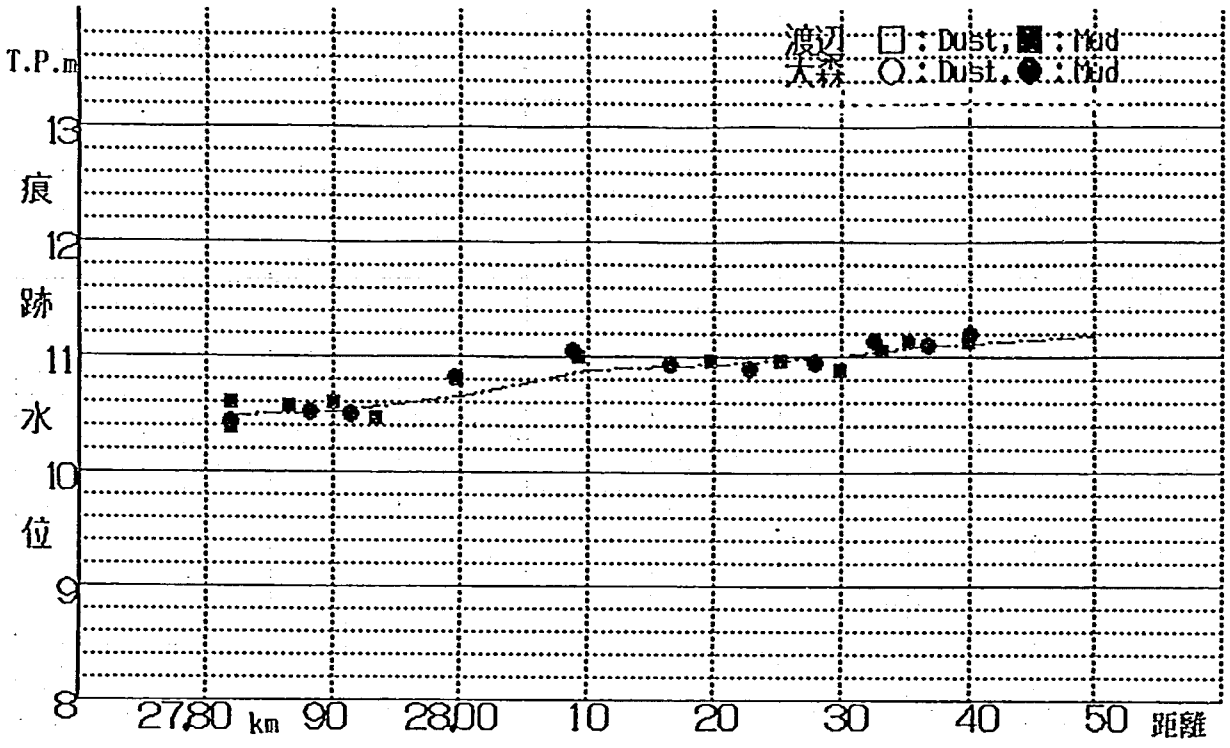


図-4.4.7　1989.8.6出水の左岸の痕跡水位と観測水位

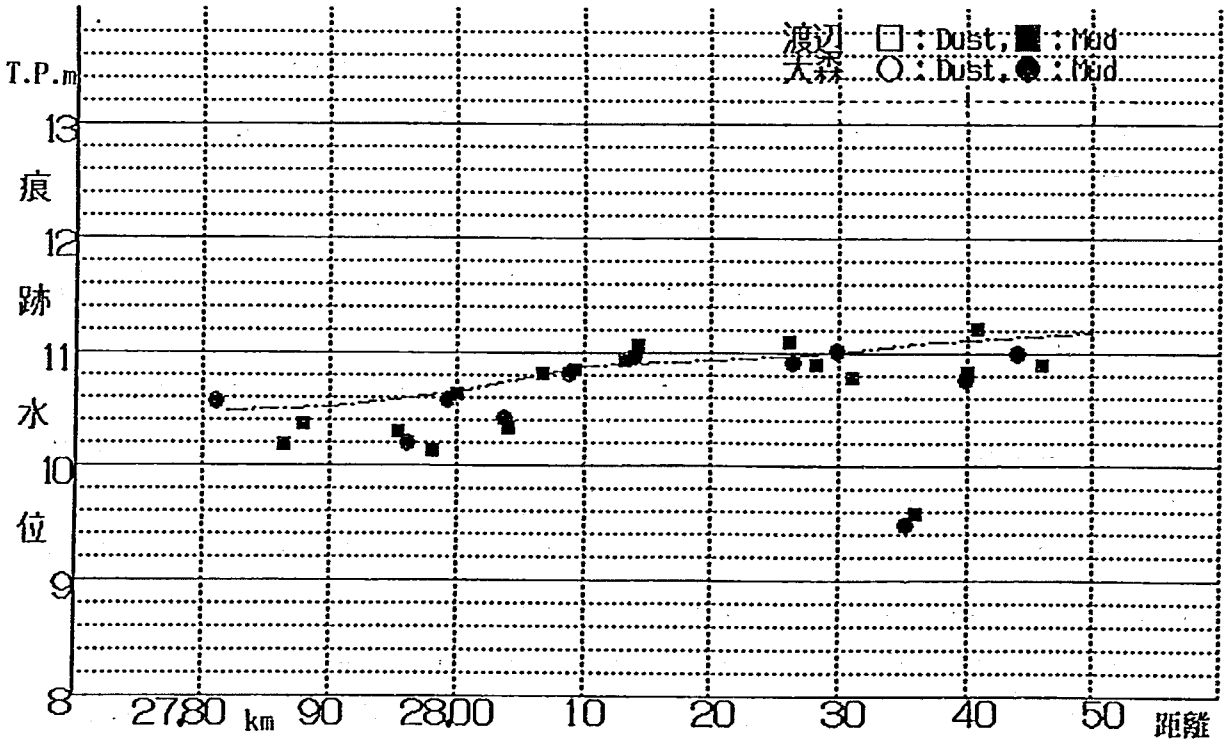
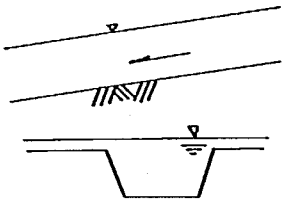
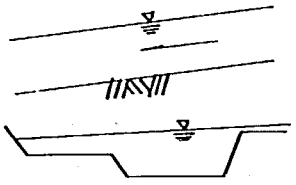
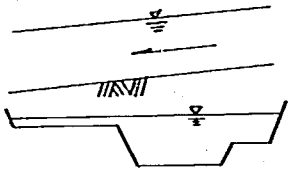
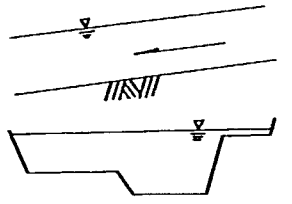
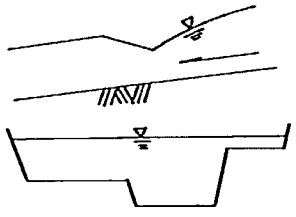
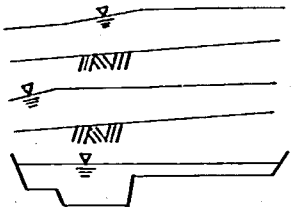
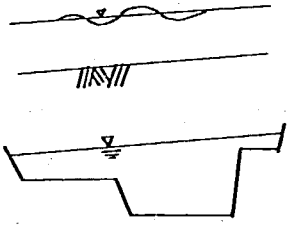


図-4.4.8　1989.8.6出水の右岸の痕跡水位と観測水位

表-4.4.1　痕跡水位，および出水時最高水位記録から想定される水面形について

区間(km)	28.10kmの水位がT.P.+10.0m前後の場合（1988.7.16.7.28洪水痕跡）	28.10kmの水位がT.P.+10.2m前後の場合（1989.8.1洪水痕跡）	28.10kmの水位がT.P.+11.0m前後の場合（1989.8.6洪水痕跡）	痕跡水位，および水位記録から想定される水面の縦・横断形
27.80 ~.90	・平均で見た場合左右岸での高水敷の高さは同程度 ・高水敷は浸水しているが流速は小さい。左右岸とも同程度の痕跡水位を示すと考えられるが低水路際をとっているためか右岸側で低い箇所がある。	・ごみによる痕跡高は右岸側で低くなる傾向にある。湾曲が右カーブであるためである。右岸側が湾曲の内岸であるためと考えられる。	・比較的右岸側水位が高くなっているが，はっきりとしたことは言えない。	
27.90 ~ 28.00	・平均的に見た場合右岸側高水敷の高い区間である。 ・この辺りでは高水敷は浸水しない。緩やかな左カーブのためか右岸側の水面が高い。	・精度の高い泥による痕跡は少ない。しかし，右岸側の水面が高くなる傾向を見せる。	・比較的右岸側水位が高くなっている。右岸側が湾曲の外岸であるためと考えられる。	
28.00 ~.10	・平均的に見れば，左岸側高水敷が高い。 ・この辺りでは高水敷上に流水はない。（図－4.1.4参照）左岸側が湾曲の内岸であるため，左岸側の高水敷が低い。	・比較的右岸水位が高くなっている。右岸側が湾曲の外岸であるためと考えられる。	・右岸側の高水敷に流水は存在するが，湾曲の外岸である右岸側の痕跡水位が低い。	
28.10 ~.20	・平均的に見れば右岸側の高水敷が高い区間である。 ・28.20kmで水面が上昇し，流れが高水敷上へ広がる。全体的に見て若干右岸側の水面が高くなっている。 ・最大の原因は左岸の高水敷上に流れが広がるためである。	・この区間は今回の調査では痕跡資料が非常に少ないため，判断できない。	・この区間は痕跡資料が少なく，はっきりとしたことは言えないが，高水敷は完全に流水がのっている区間であり，かつ右岸側が湾曲であるためか右岸側水位が高い。	
28.20 ~.30	・左右岸の高水敷高を平均的に比較した場合右岸側が高い。 ・この辺りは，28.24km付近から高水敷上の水面に，流れが広がり始める部分であり，縦断勾配はかなり急になる。	・28.26km~28.22km辺りで急激に水面形が低下する。右岸ではその区間は痕跡水位の記録が少ないため，横断方向の水面勾配は判断できない。	・28.24km~28.20km辺りまで水面形が下がることが左岸側で見られる。その変化量は少ない。 ・横断方向の水面勾配は右岸側で，その区間の痕跡が得られなかったために判断できない。	
28.30 ~.40	・平均的に比較した場合右岸側の高水敷が高い。 ・右曲りの湾曲区間である。この程度の水位であれば，流向は低水路に沿っている。しかし，外岸側である左岸で，痕跡水位が低くなる所が多い。その理由は不明。	・右岸の痕跡水位記録が28.40km~28.36kmまで急激に下がるが，これから考えると湾曲部上流では横断方向の水面勾配はかなり大きい。	・表の左の2種類の場合と比べこの区間は極端に縦断方向の水面形が異なる。 ・28.40km~28.36kmまで急激に水面形の低下があったものが，28.36km~28.30kmに移動している。これは左岸の最高水位を結んだ水面形とも一致し正確である。	
28.40 ~.50	・平均的に右岸の高水敷が高い区間である。 ・緩やかな左カーブの区間であり，右岸側の水位が高くなるのが一般的だが，右岸側の痕跡水位は左岸より低い。その理由は不明。	・痕跡記録が少ないため，はっきりしたことは言えないが，左岸側の水位が低くなっている。	・右岸の痕跡を見ると28.48km付近から28.40km付近まで水面が急激に上昇する。 ・28.48km~28.50kmの間で高水敷上に流水が広がるため，水位が低くなる。また，その下流で河幅が狭くなり水位が上る。	

4-4-4　痕跡誤差の原因と精度向上方法

また，第41回建設省技術研究会報告の中で痕跡水位の精度についての説明があるので，それについて記述する。なお，そのなかでは，誤差のバラツキは，水面勾配に関係すると記述されている。今回の報告では，それに加えて，外力（水流）に対する植生の変形が，誤差のバラツキを大きくしていることが考えられたため，そのことを付加した。さらに，今回の痕跡水位の精度についての説明を行った。

1）誤差と河床勾配の関係

河床勾配が大きいときは，誤差のバラツキは大きくなる。反対に，河床勾配が小さいときは，誤差のバラツキも小さくなる。これは，水面勾配が大きいときは流れが激しく，水面の振動も大きくなるために，痕跡としての泥等が付着しにくいためであると考えられる。なお，水面勾配が増大するには，河床勾配が増大しなければならない。それ以外の水面勾配を大きくする原因は，河床勾配の大きさによる影響に比べれば小さなものと思われるが以下に述べる。

なお，バラツキに最も影響を及ぼす原因は，測定時の水面勾配よりも測定する痕跡対象物である。そのことについては，第41回建設省技術研究会報告に説明されているので，4）の項に記述した。

①　植生の変状

低水路満杯程度の流量のときは，河岸の植生が流水に押倒され始めるときと考えられる。また，植生の復元力は大きい。その植生の復元力が，低水路満杯程度の場合の水面形を乱す原因となっていると考えられる。すなわち，植生に付着した泥等による痕跡高が乱れる。したがって，痕跡水位の誤差のバラツキが大きくなることが考えられる。

②　洪水時における増水期。

一般的には，洪水時の増水期は水面勾配が急になる。そのため，増水期では減水期よりも，水位変動が大きいと考えられる。実際には，痕跡水位は最高水位を示すことから，一般的には増水期の痕跡は残らないと考えられる。しかし，増水期の激しい水面変動が，最高水位より高い場合には，痕跡水位のバラツキは大きくなると考えられる。

2）ピーク水位の継続時間と痕跡の判定

泥による痕跡は，ある程度の時間が一定に続かないと明確に残りにくい。そのことは，ピーク水位の継続時間が短い涸沼川（小河川）では，泥による痕跡が視認しにくいことを示している。そのために，痕跡位置の判定が難しくなり誤差が生じやすくなると考えられる。

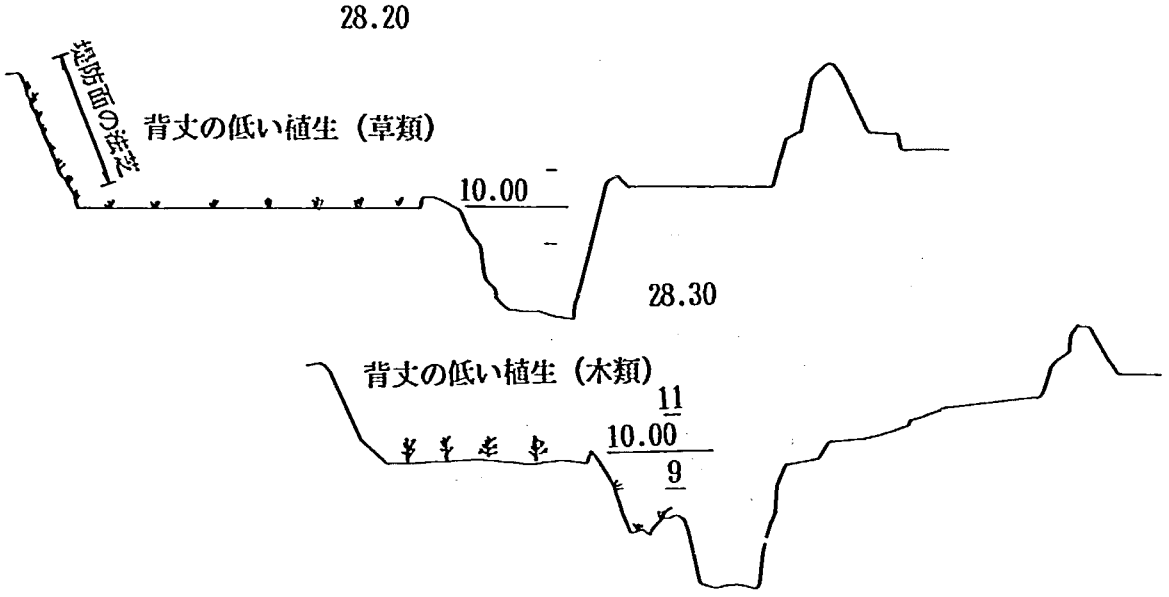
3）今回の痕跡水位の精度と傾向

1）で記述したことが，今回の痕跡水位にも現れていた。水面が高水敷の地被上よりさらに高いとき（1989・8・6左岸）では，痕跡水位のバラツキも少なく誤差が安定している。

4）正確な記録を得るための痕跡調査対象物について

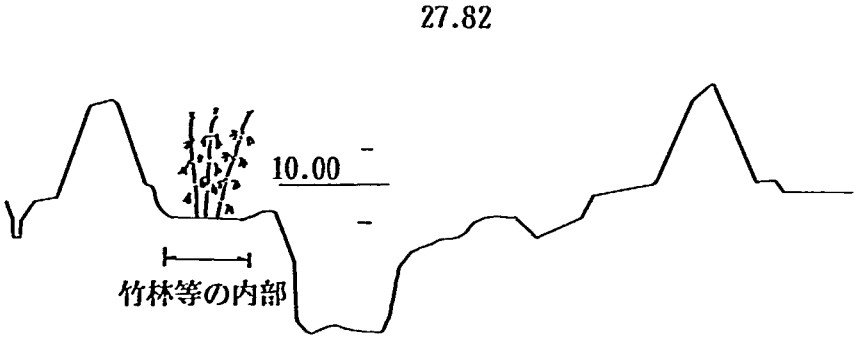
一般に，誤差のバラツキは対象物（痕跡付着物と被付着物）の種類や状態に関係する。そこで，痕跡水位のバラツキを対象物毎に比較すると次の結果が得られた。堤防の法芝や樹木について痕跡から得られる痕跡水位はバラツキが小さい。反対に護岸や雑草に付着した痕跡から得られる痕跡水位はバラツキが大きい。それらの理由として考えられることを以下に示す。

① 芝は草丈が適当な高さ（他の植生に較べて短い）であるため，たわみは考慮しなくても良い。かつ，成長による伸びも小さく，伸びの考慮はしなくても良い。また，堤防の法芝面は一定区間で同じ条件を示していることから，痕跡測定点での前後の比較が容易である。さらに，同じ状態の被痕跡付着物（法芝のこと）が群になっていることで，一定範囲内において，一度付着した痕跡物（特に泥）の残る確率は高く，前後の比較も容易にできることで，痕跡水位を判断しやすい。



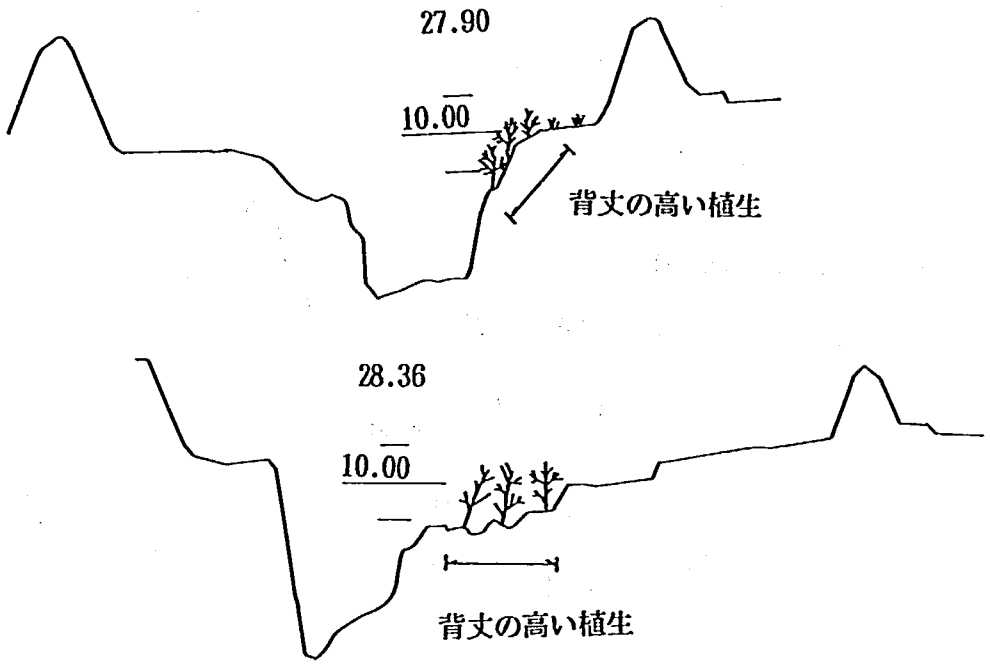
② 樹木は表現がざらついているために泥などが付着しやすい。また，幹の部分はたわみみにくく，成長による伸びも少ない。

また，竹林等の内部に生えた背丈の低い植生は，周りの竹林に守られ洪水時でもたわみにくい。



③ 護岸は，通常，表面が滑らかで，一定区間で同じ状態が続く。一定区間で同じ状態が続くことは，法芝と同じで，痕跡測定地点の前後の比較を容易にし，痕跡水位の精度を高くしている。しかし，ピーク水位発生時より痕跡測定を行う時間が，あまり経過していないときのみ精度の高い痕跡水位が得られ，それ以外の条件では精度は悪くなる。なぜなら，時間の経過とともに滑らかな護岸表画に付着した痕跡物は降雨などで洗い流されやすく，それにより，精度が落ちるためである。

④ 雑草は芝等に比べて草丈が高いために変形しやすい。そのため，洪水時には倒れていたものが，洪水後には起上がり，洪水時に付着した痕跡物が洪水時の水面の高さより高くなることが考えられる。



以上により，痕跡水位測定の際には，芝や樹木に不着した痕跡物を選択し，護岸や背の高い雑草に不着した痕跡物はなるべく避ける方が良いと考えられる。

第5章　河床材料粒径分布の経年変化特性と分級作用

5-1　調査目的とその概要

河床材料粒径は，河道の特性や河床変動，掃流力，河床形態等を知るうえで非常に重要である。山地で生産される土砂は，山間部を流下するにつれて，摩耗や分割され，一部は河岸，渓床に堆積しながら運搬され，沖積低地に入ると洪水によってふるい分けられ，その流水の力（掃流力）に見合った粒度分布特性を持つことになる。ここでは，涸沼川の洪水流観測区間における河床材料の平面的な分布および出水期前後を含む経年的な変化特性について検討し，河道特性とともに洪水観測および他の調査結果の基礎情報とするものである。

涸沼川の河床材料調査は，1986年（昭和61年）8月の大洪水（8610号出水）直後に第1回の調査が行われ，その後出水期前後に3回の調査が実施されている。調査区間は，洪水観測エリアの27.8 km～28.5 km間のほかに，上下流も含めた河道全体についての調査も行っている。これらの調査一覧を表-5.1.1に示す。なお，調査方法等は先の2-4節に述べたとおりであり，1988年(昭和63年)6月のふるい分け調査結果もここに示してある。したがって，ここでは1988年11月以降のふるい分け調査結果の一覧を付表-5.1～5.2に，粒径加積曲線図を付図-5.1～5.2に示す。

本節ではこれらの結果を用いて，河床材料の粒度分布の経年変化特性となぜ変化したかを考察する。

表-5.1.1　河床材料調査一覧表

調査年月日	調査区間	調査内容
S61.8/29 S61.9/11,12	27.8～28.5km 22.5～43.0km	縦断100m間隔，横断方向3点 縦断約1.5～2.0km間隔（17断面）
S63.6/8 S63.6/9,6/23	27.8～28.5km 17.0～36.0km	縦断20m間隔（横断方向3点） 縦断1.0km間隔（　〃　）
S63.11/19	27.8～28.5km	縦断20m間隔（横断方向3点）
元年.7/27,31	27.8～28.5km	〃　〃

5-2　河床材料の経年変化特性と分級作用

5-2-1　河床材料粒径の縦断変化および経年変化特性

涸沼川の低水路は，河道の湾曲や川幅の変化による掃流力の場所的変化が大きく，主流部の位置も法線形や川幅の変化に応じて横断的に変化する。低水路河床の縦横断変化は，このような掃流力の変化，水深の変化とそれに応じる土砂の移動，分級作用によって生ずる。涸沼川の河床材料は，粒径範囲の広い粒度分布を持っているため，上記の掃流力の場所的な違いに応じて河床材料粒径分布も場所的に大きく変化すると考えられる。まず，横断面内の水深が最も大きい場所の1988年6月の調査結果の粒径と，先の不等流計算結果よ

り低水路がほぼ満杯状態となる確率 1/1.2 流量時の河道特性，すなわち川幅，河積，掃流力との関係を調べた。この結果を図-5.2.1～5.2.2 に示す。

1986 年の調査結果では，低水路部の河積が小さい箇所では粒径が大きく，河積が大きい箇所では粒径が小さくなる傾向が認められている。また，掃流力 τ_0 の大きい箇所では粒径が大きく，反対に τ_0 の小さい箇所では粒径が小さく，とくに d_{60} 粒径が掃流力 τ_0 との強い相関が得られている。しかし今回の 1988 年 6 月の調査結果では，図-5.2.1 に示したように多少同様の傾向はあるものの，あまり明確とはなっていない。この原因は，1986 年調査が洪水直後であるのに対し，1988 年 6 月調査では前年の出水期後から長期間を経過しており，このため小洪水や低水流量の長期継続により，ある場所では粒径の小さい材料が流送されて粗粒化したり，流送された土砂が掃流力の低下する水深の大きい箇所等に堆積した状態を調査した可能性が考えられる。すなわち，小流量時には河床地形や砂州の影響を大きく受け，洪水時とは反対に瀬の場所で水面勾配が大きくなり，淵の場所では水面勾配が小さくなる。このため，洪水時に堆積した瀬の場所における河床材料の細粒分が流送されて粗粒化し，その土砂が淵に堆積するものと考えられる。

以上のようなことから，縦断的な河床材料のふるい分けの原因は各種の流量時における縦断的な河積の変化に起因する掃流力の変化の影響を強く受ける。このため小流量時においては，低水路満杯流量時の河道特性の場とは若干異なった河床材料の縦断分布を示すものと考えられる。

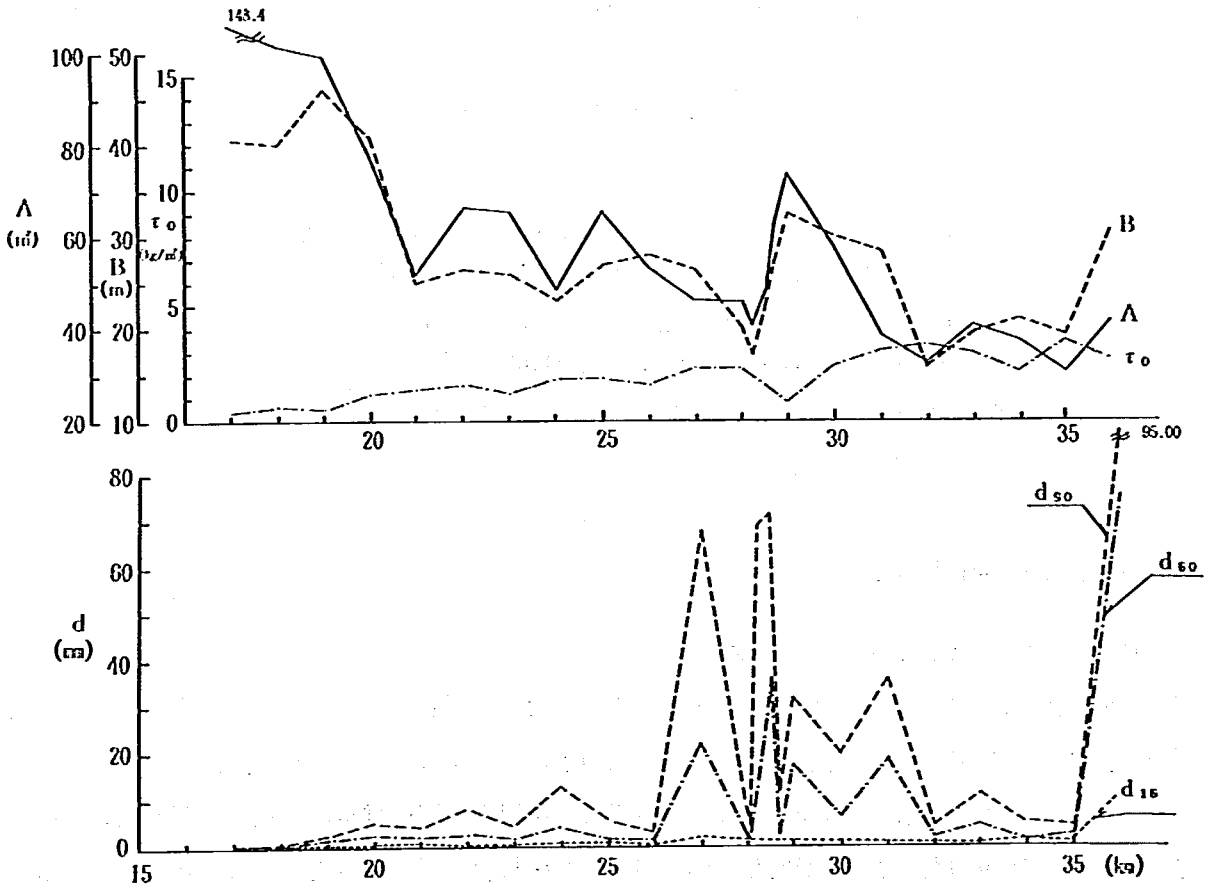


図-5.2.1(1) 主流部の粒径と河道特性との関係（調査全区間）

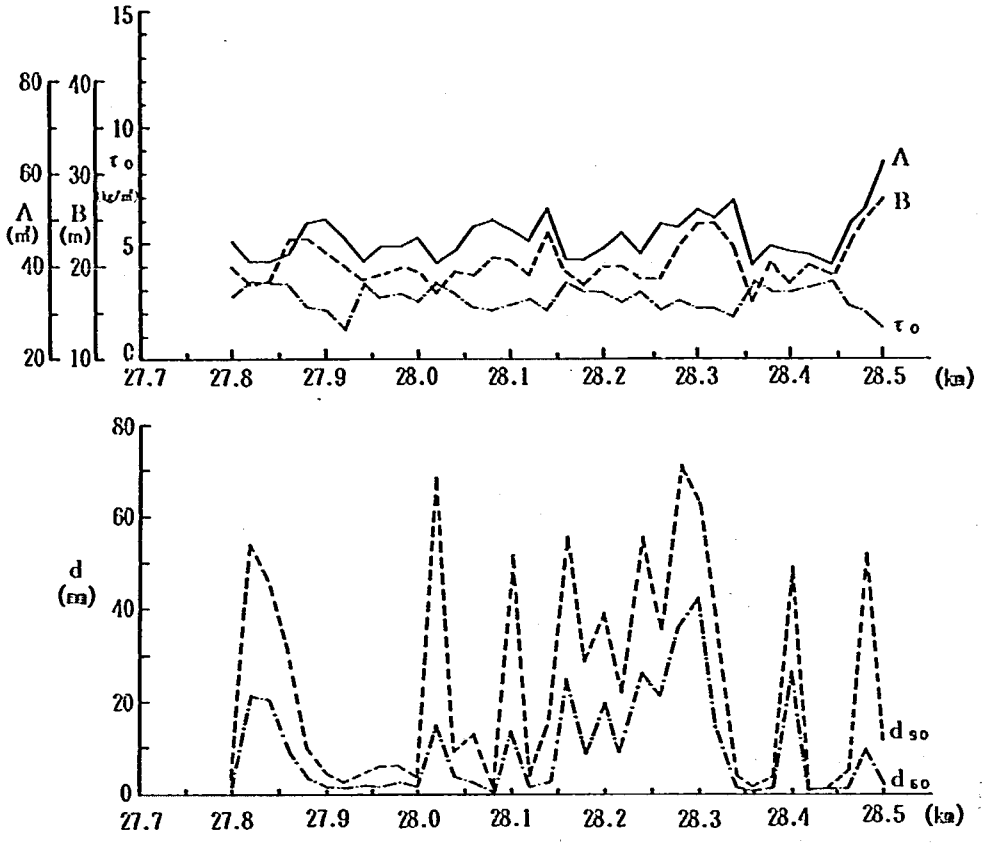


図-5.2.1(2) 主流部の粒径と河道特性との関係（洪水流観測区間）

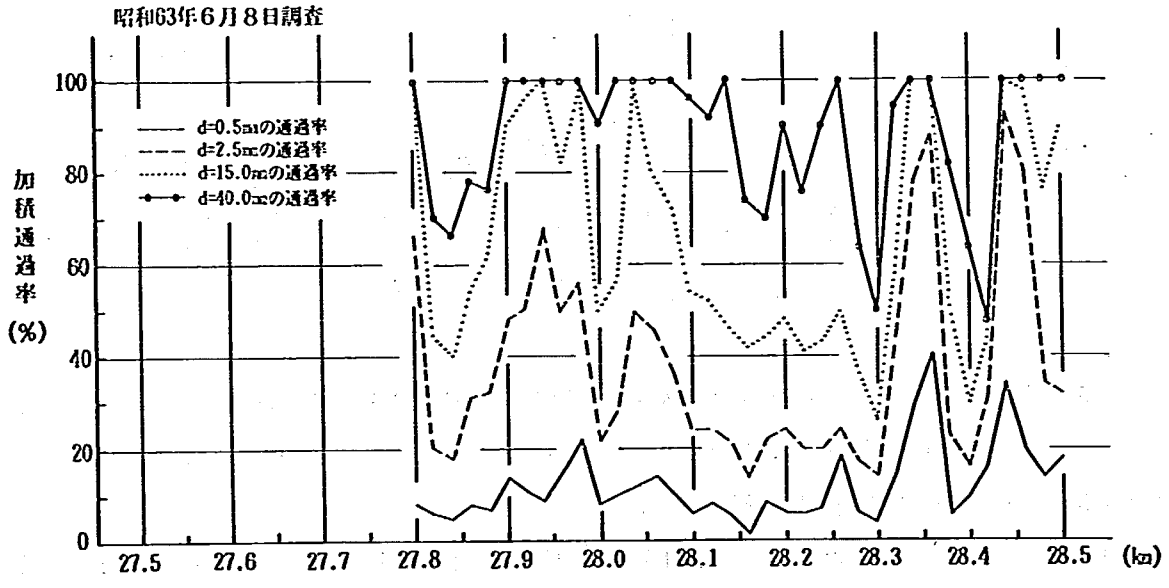


図-5.2.2(1) 河床材料粒径の縦断分布図

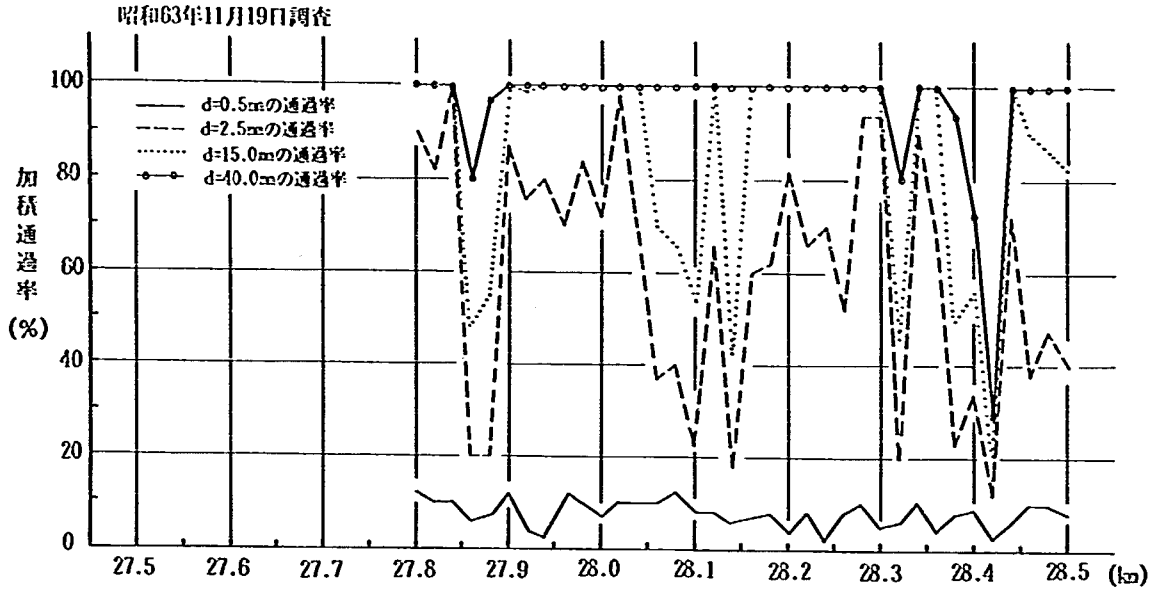


図-5.2.2(2) 河床材料粒径の縦断分布図

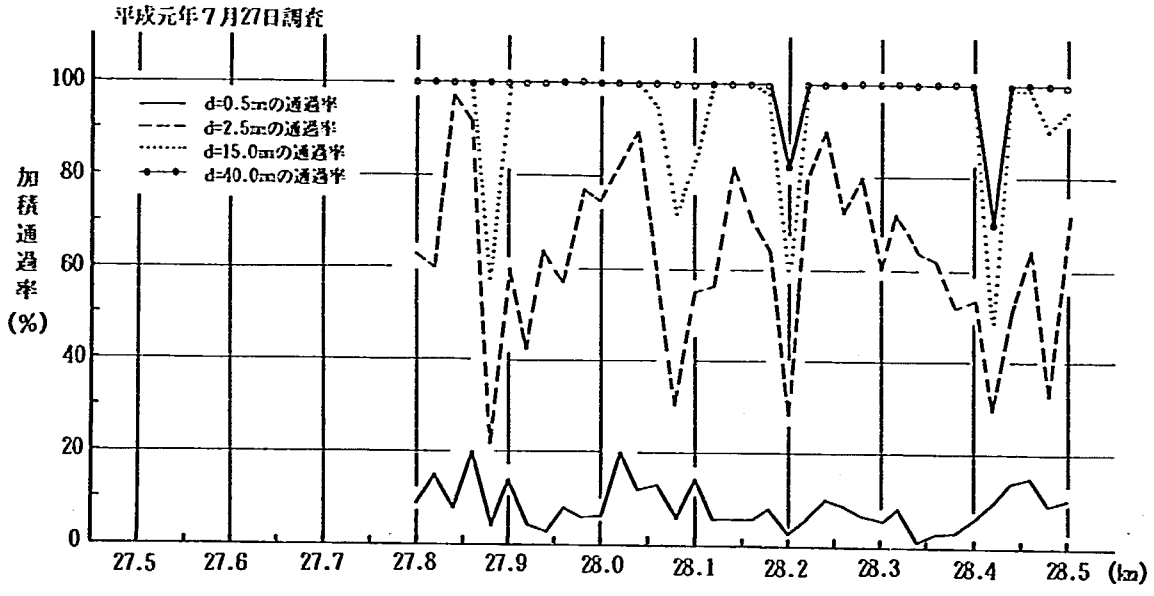


図-5.2.2(3) 河床材料粒径の縦断分布図

一方，図-5.2.3 および図-5.2.4 は洪水観測区間の河道左右岸および中央における d_{90}，d_{60} 粒径の縦断変化を示したものである。河床材料粒径は，先の 2-3-2 において述べたように，約 30～50 ㎜，10～20 ㎜，1.0～5.0 ㎜および 0.5 ㎜付近 4 つの粒径集団に概略分けられる。

1988 年 6 月の調査では，約 30～50 ㎜ の集団が 28.42～23.38 km 間，28.34～20.14 km 間，28.1 km 右岸，28.12～28.10 km 右岸および 27.86～27.82 km 間に分布している。これらの礫は，低水路満杯流量程度の洪水では大きな変動は生じないものと考えられる。すなわち他の場所で多く見られる 10～20 ㎜および 1.0～5.0 ㎜の粒径集団が河床変動を主として支配している。通常はこのような粒径集団が洪水時に流送されて底層に存在する大粒径の礫がそのまま残っているものと考えられる。出水期後の 1988 年 11 月では粒径

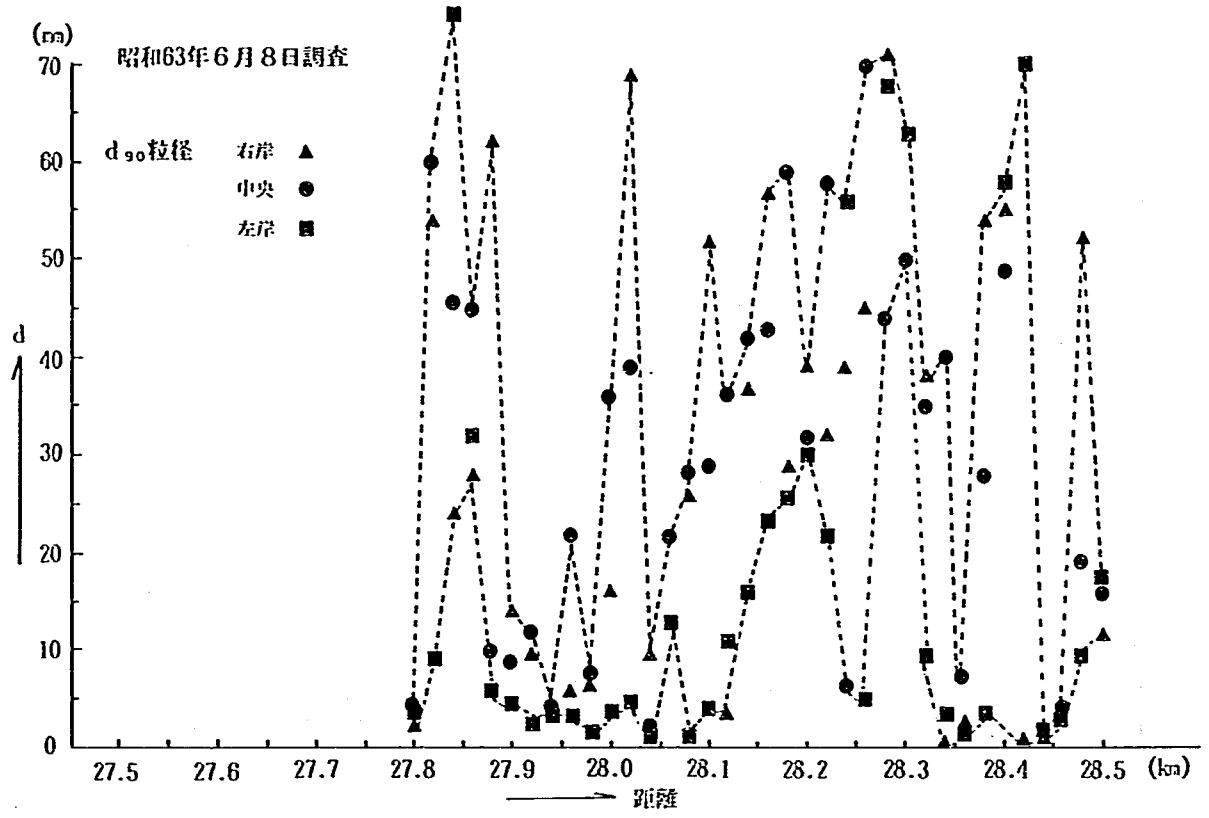


図-5.2.3(1) 河床材料粒径の縦断分布図

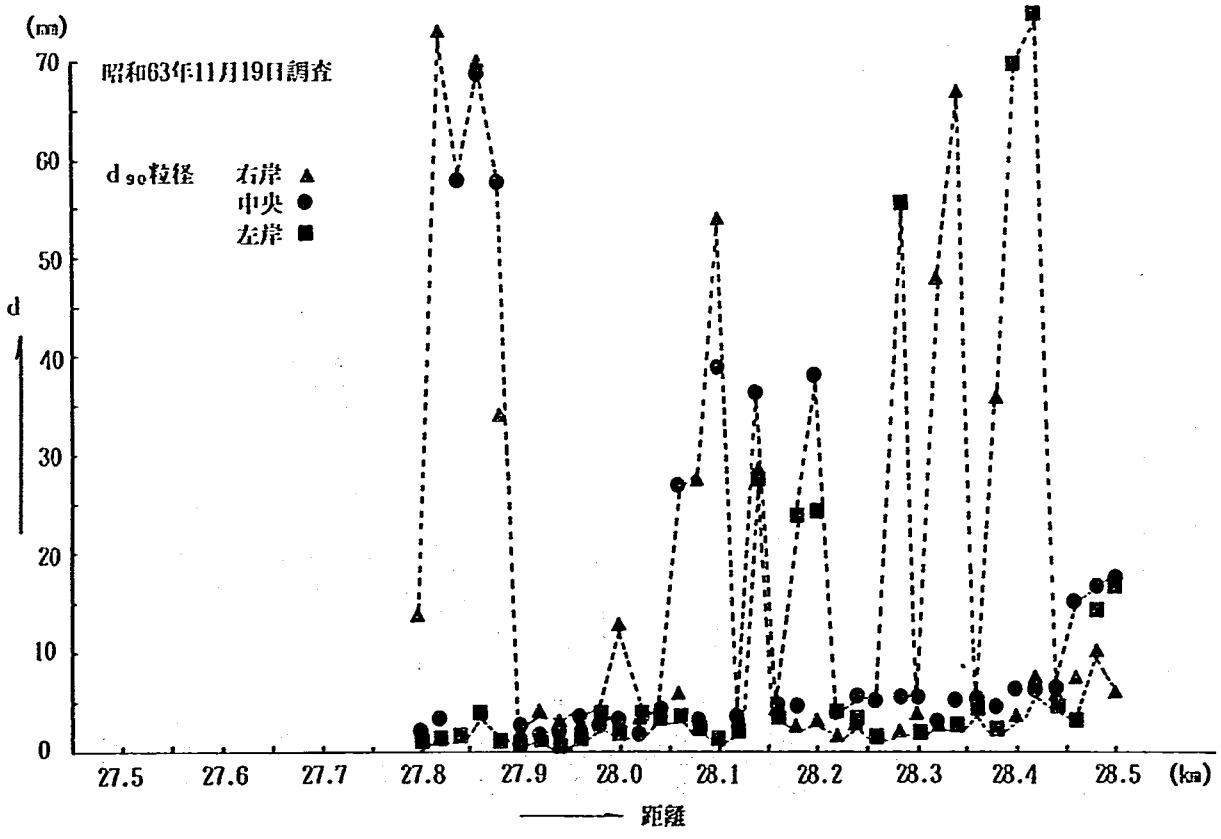


図-5.2.3(2) 河床材料粒径の縦断分布図

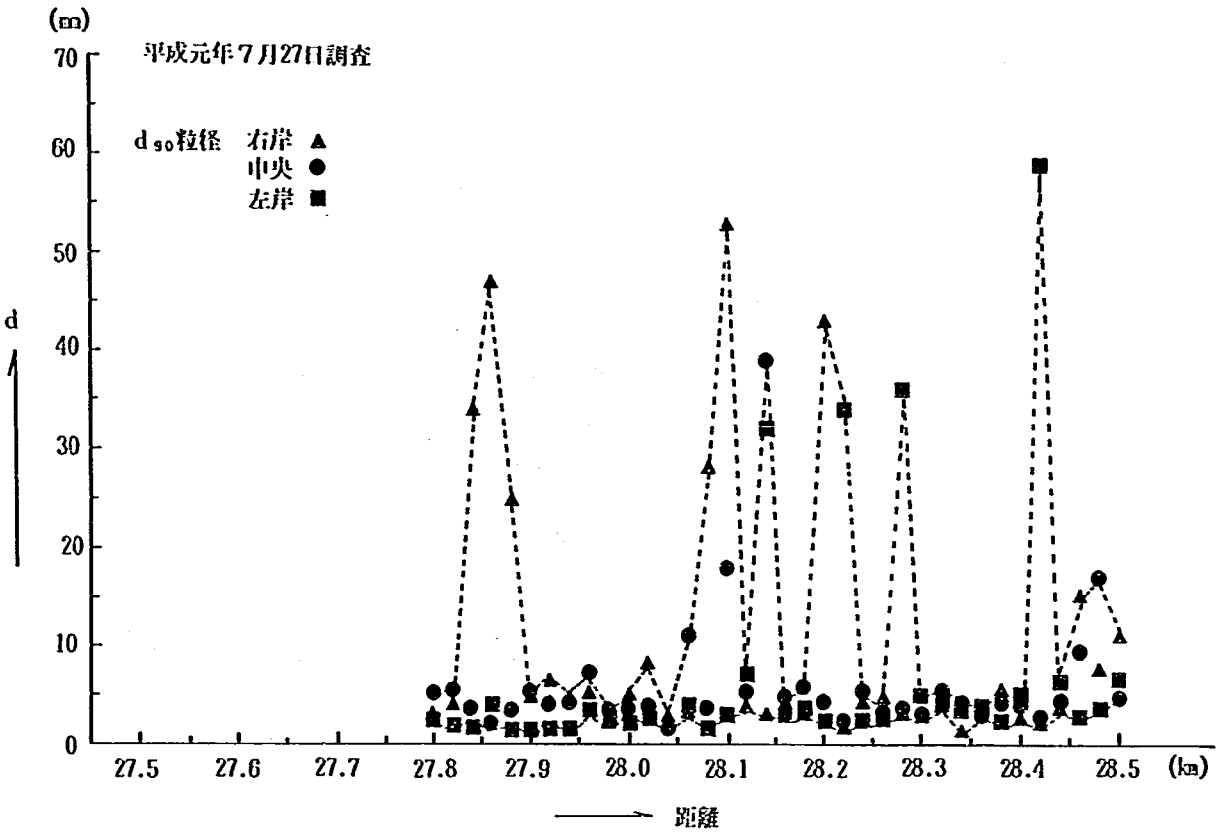


図-5.2.3(3) 河床材料粒径の縦断分布図

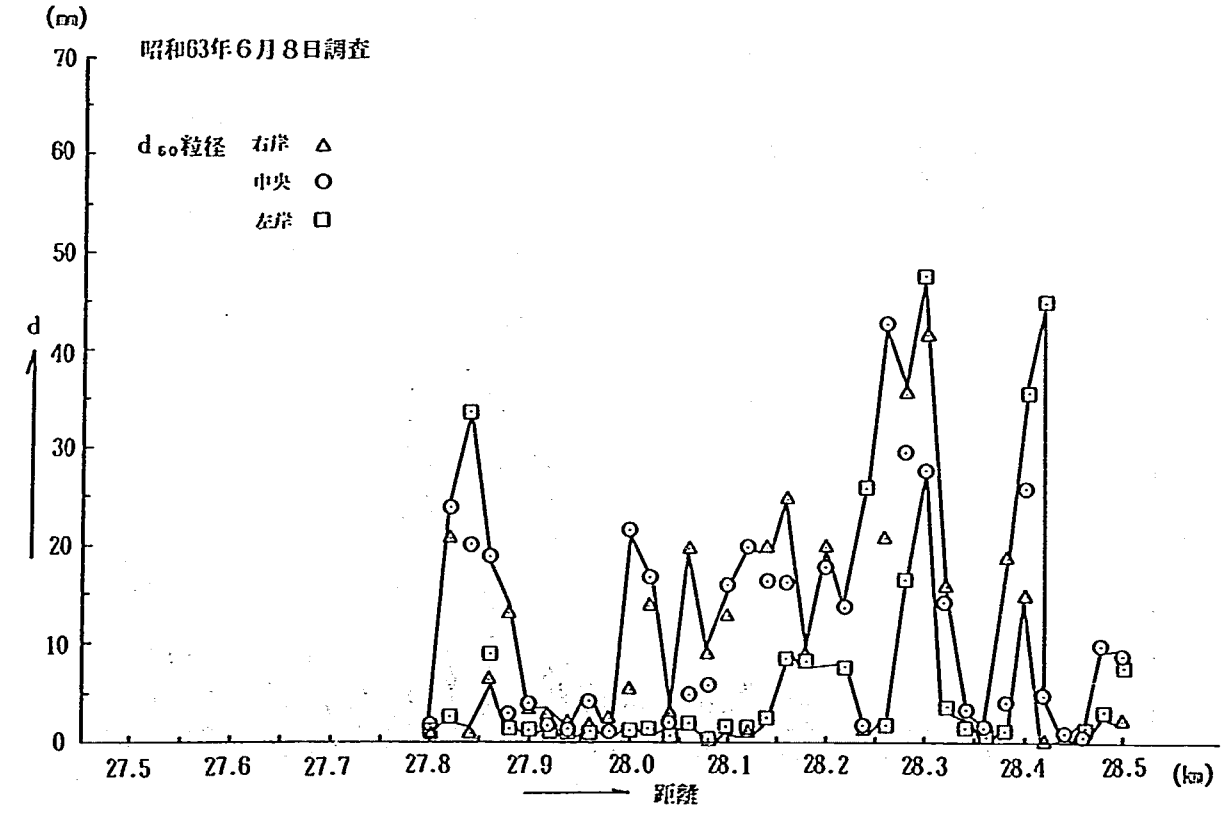


図-5.2.4(1) 河床材料粒径の縦断分布図

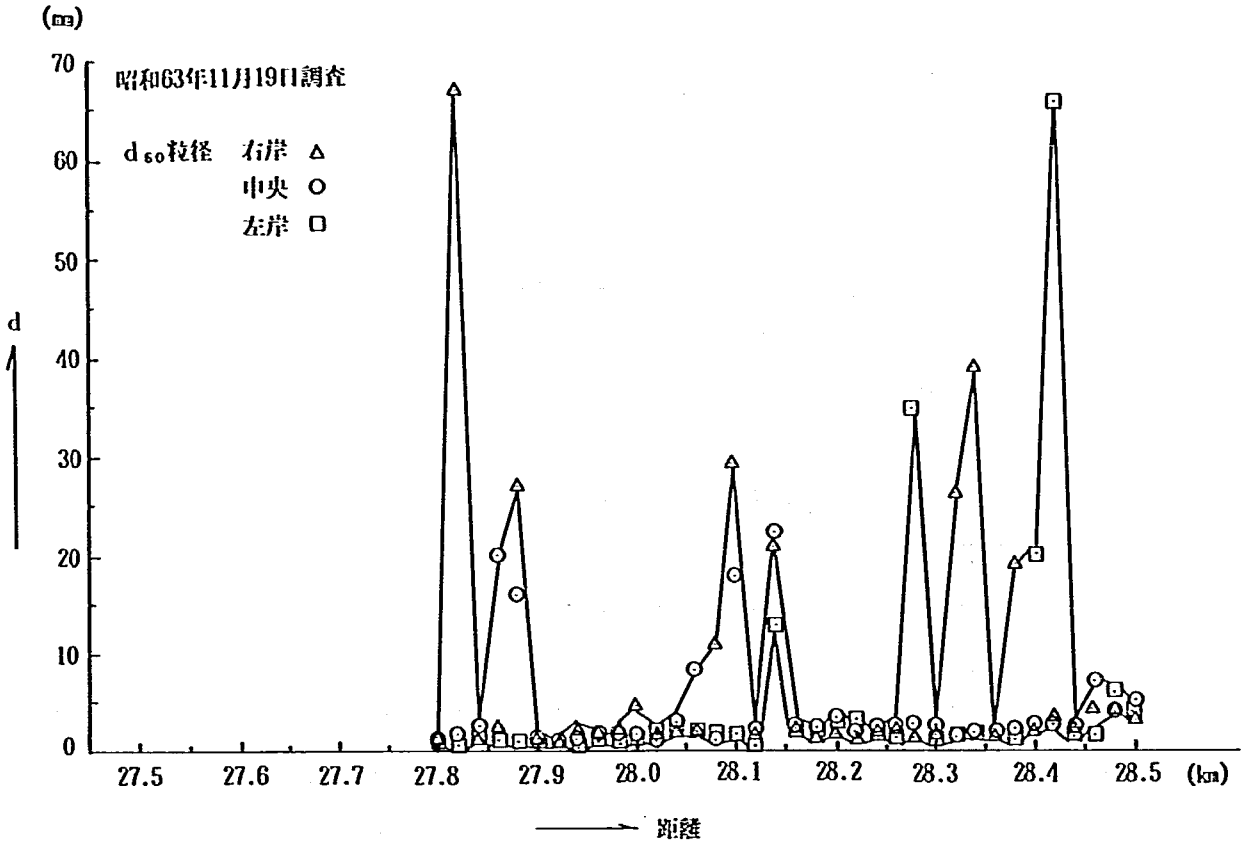


図-5.2.4(2) 河床材料粒径の縦断分布図

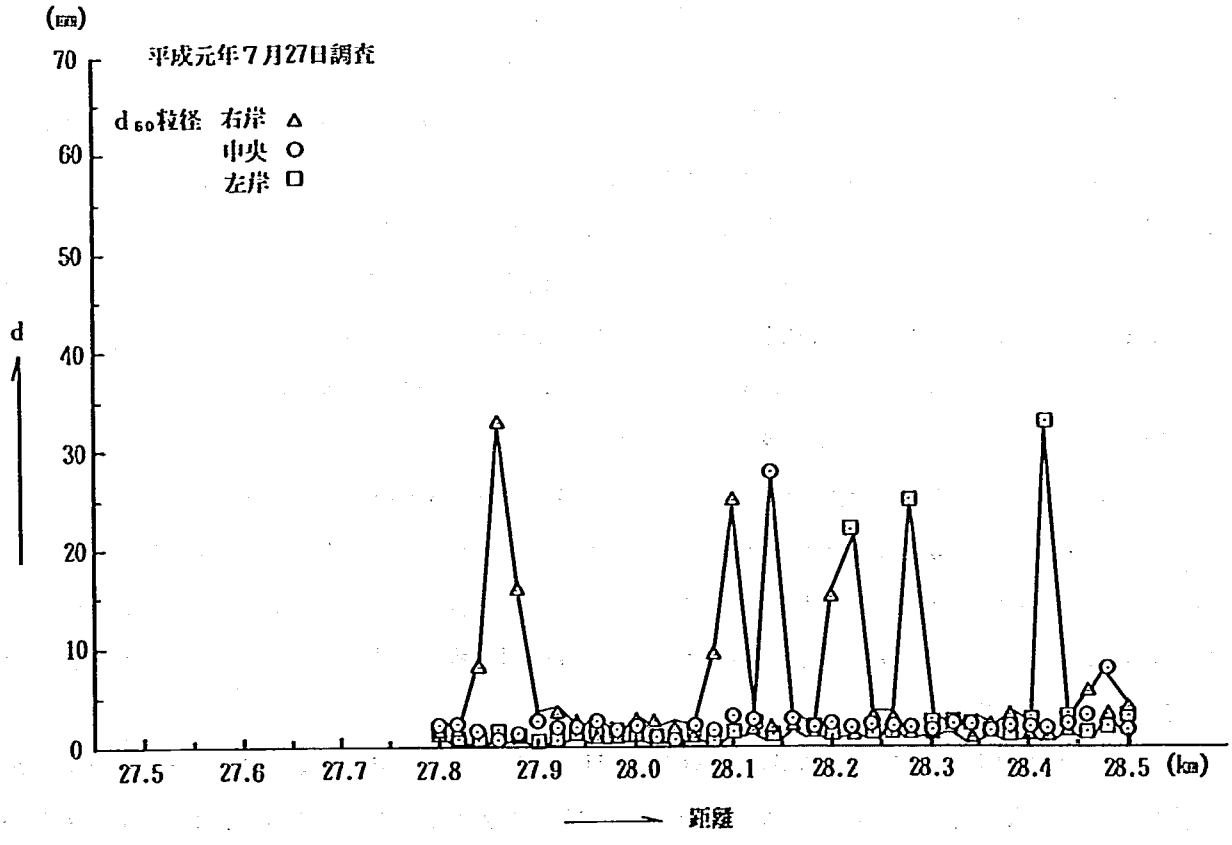


図-5.2.4(3) 河床材料粒径の縦断分布図

30～50 ㎜の礫の領域が少なくなり，反対に 1.0～5.0 ㎜の粒径集団が多くなり，さらに平成元年 7 月調査時では 1.0～5.0 ㎜の粒径集団がほとんどを占めている。

なお，河床材料の経年変化が著しい原因として，河床材料採取を表層で行っていることがあげられる。涸沼川河道内に見られる約 5.0 ㎜以下の河床材料粒径は，小出水時においても移動することから，河積の小さい所や水衝部では洪水時にこれらが容易に移動して底層に存在する粒径の比較的大きい砂利が露出するものと考えられる。また洪水時に礫が露出するこのような箇所においては，小出水や低水流量時には，比較的細かな粒径集団がそこを移動通過する。このような時点の表層粒径を調査された結果が図-5.2.3～5.2.4 に反映されているものと考えられる。

以上の結果より，河床材料粒径を河道特性との関連で精度良く把握するためには，検討対象とする洪水直後に調査する必要があること，また河床材料の層的分布も調査する必要があると考えられる。

5-2-2　河床材料の平面分布特性

河道の湾曲や川幅の変化による掃流力の場所的な違いに応じて，河床材料粒径分布も平面的に変化すると考えられる。ここでは河道の平面形状による分布特性について以下に調べた。河床材料粒径の調査結果より，1988 年 6 月 8 日調査（出水期前）および 19883 年 11 月 19 日調査（出水期後）時の d_{90} 粒径と d_{60} 粒径の平面分布図を図-5.2.5～5.2.6 に，1989 年 7 月 27 日調査時の d_{90} と d_{60} 粒径の平面分布図を図-5.2.7 に示す。

これまでにも述べたように涸沼川の河床材料は，d_{60} 粒径で約 30～50 ㎜，10～20 ㎜，1.0～5.0 ㎜および 0.5 ㎜付近の集団に分けられる。

これらの集団が河道の縦横断および平面的な特性，すなわち先に述べた縦断的な河積の変化に起因する掃流力の変化のほかに，河道の湾曲等による横断的なふるい分け作用によって分布している。昭和 63 年 6 月調査時では，その後の調査結果に比べて全体に粒径が大きく，かつ縦横断的な粒径変化も大きい。昭和 63 年 6 月の調査結果の d_{60} 粒径は，10 ㎜以上の領域が 28.4 km 付近，28.32 km～28.16 km 間，28.14 km～28.0 km 間の中央から右岸側および 27.86 km～27.82 km 間に分布しており，他は 5.0 ㎜以下の粒径である。これに対し，出水期後の 1988 年 11 月の調査結果は，d_{90} 粒径および d_{60} 粒径とも全体に小さくなっており，かつ縦断的な変化も小さい。出水期前後の河床変動状況と粒径変化は，図-5.2.5～5.2.6 に示すように，28.5 km～28.48 km 左岸，28.36 km 左岸，28.12 km 右岸および 27.88 km～27.82 km 間の中央部から左岸側が洗掘傾向となっている。これに対し，28.36 km の右岸，28.34 km～28.32 km 間の中央部から左岸，28.26 km～28.18 km 間，28.10 km 中央部および 28.04 km～27.96 km 間が堆積傾向である。これに伴う粒径の変化特性は，出水期前後とも洗掘傾向箇所では粒径が小さく，d_{60} 粒径で 5.0 ㎜以下である。また堆積箇所は，出水期前において d_{90} および d_{60} 粒径とも大きかったものも含め，全体的に細かくなっており，d_{90} 粒径で約 5.0 ㎜付近，d_{60} 粒径で約 2.5 ㎜付近が大半を占めている。したがって先の 2-4-2 にも述べたように，1988 年度の出水期において移動したと考えられる河床材料粒径は約 30 ㎜以下程度であり，このうちとくに移動が顕著な粒径は約 5.0 ㎜以下である。

一方，その後の 1989 年 7 月の調査結果は 1988 年 11 月調査時に比して d_{90} および d_{60} 粒径ともさらに縦横断的な変化が少なくなっている。すなわち図-5.2.3 および図-5.2.4 に見られるように，d_{90} 粒径が 3.0～5.0 ㎜，d_{60} 粒径は 1.0～3.0 ㎜付近が大半を占め，より均一な粒径となっている。涸沼川の河床変動はこれらの

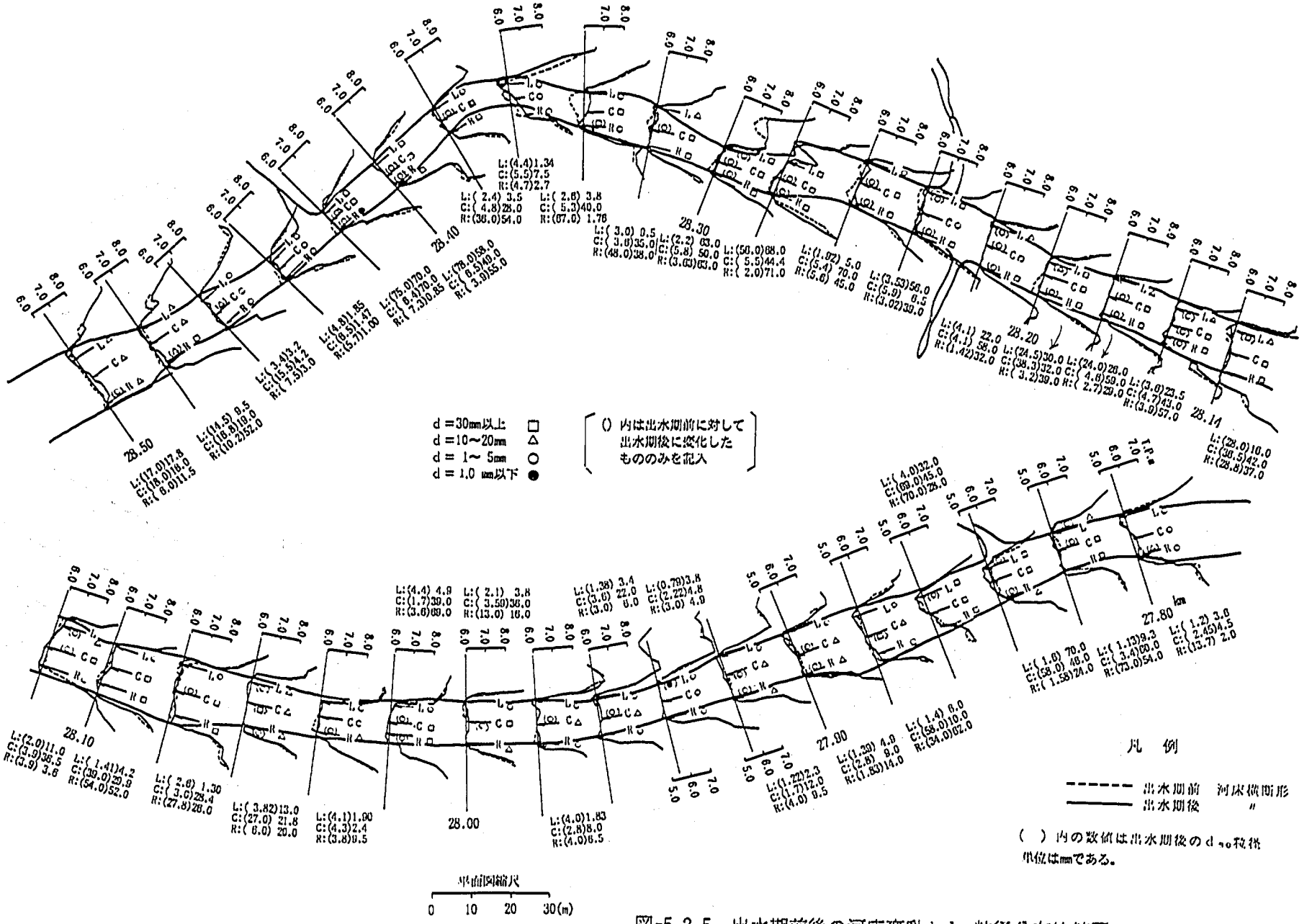


図-5.2.5 出水期前後の河床変動とd_{90}粒径分布比較図

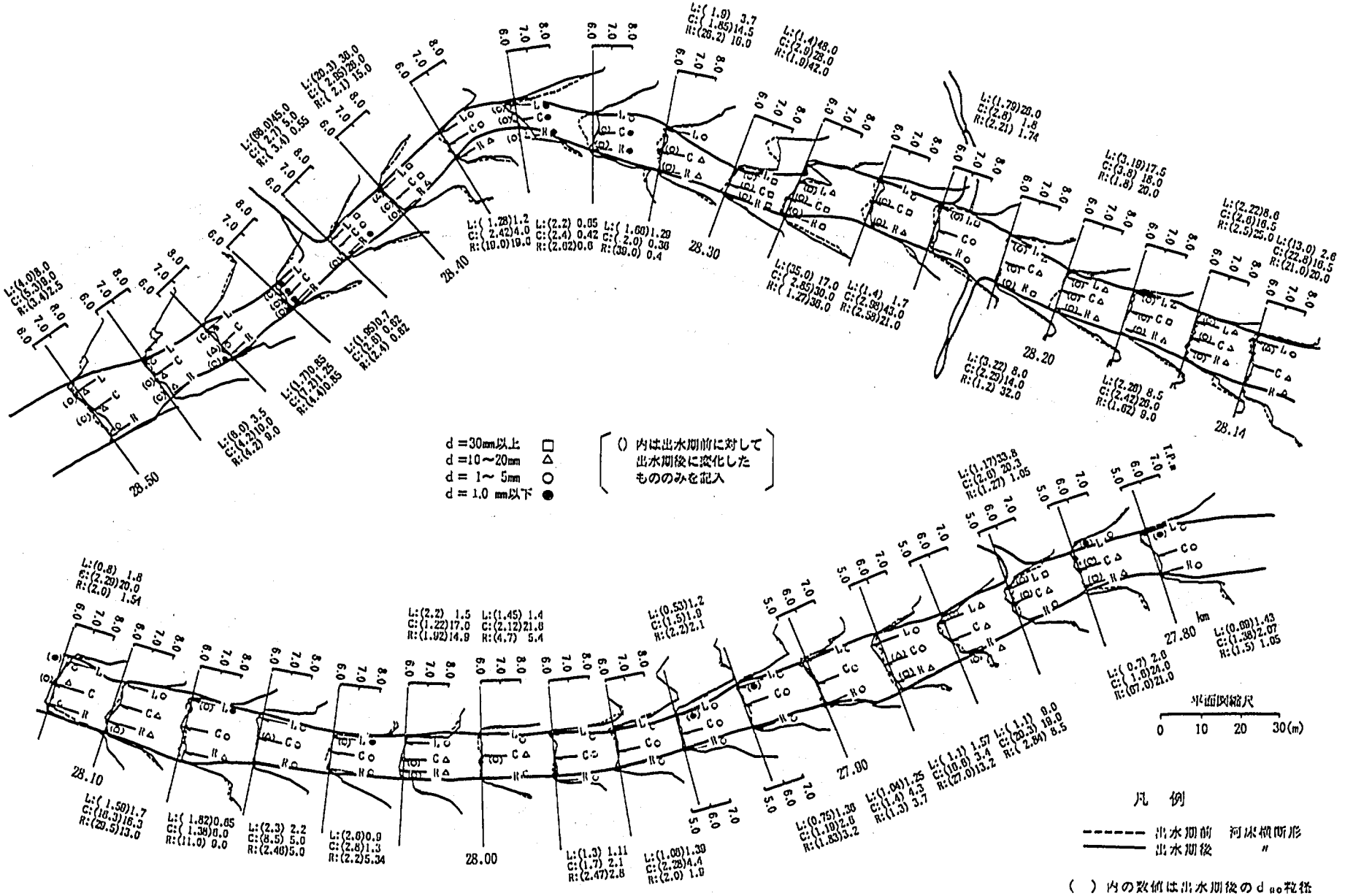


図-5.2.6 出水期前後の河床変動とd_{60}粒径分布比較図

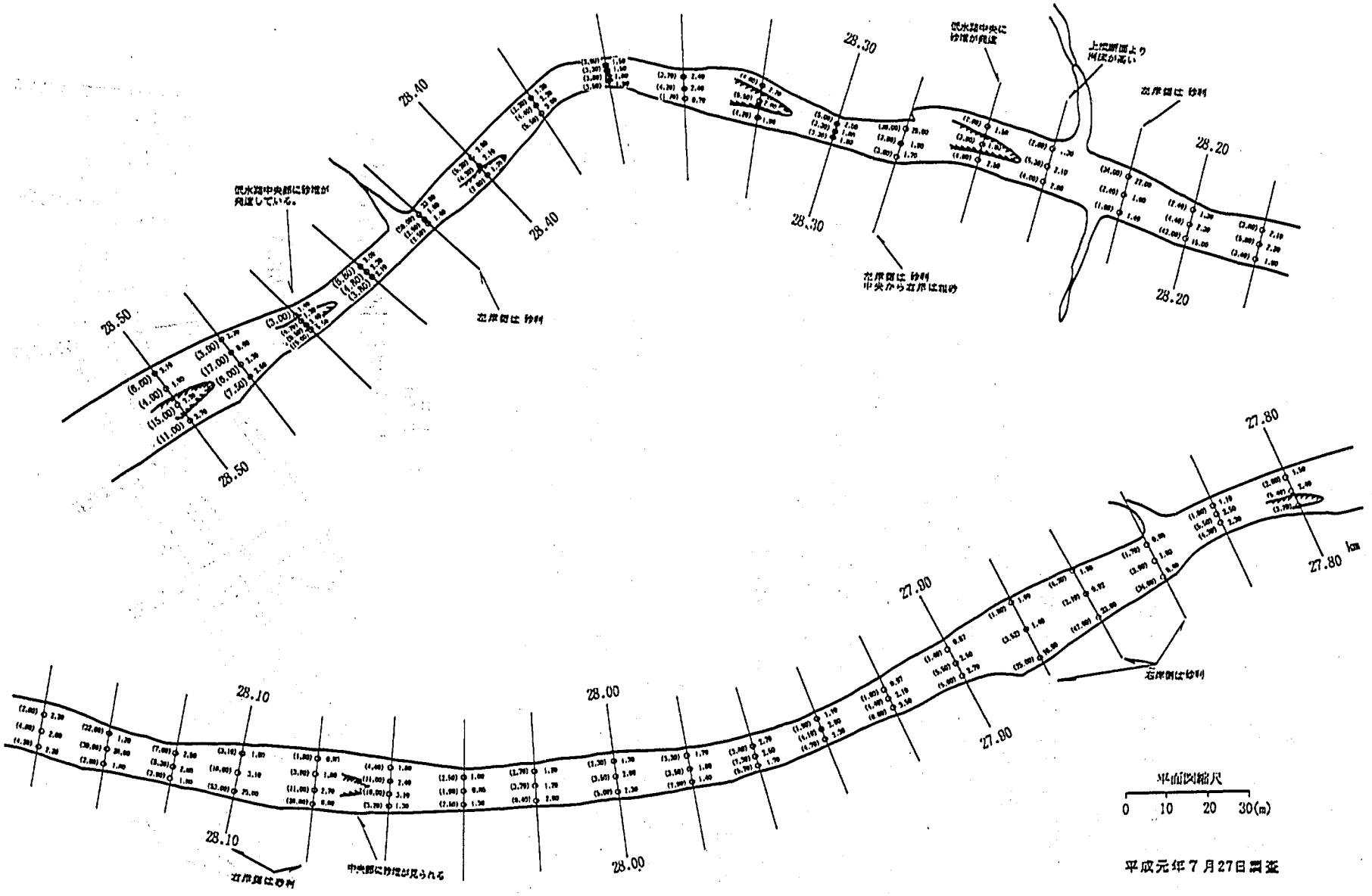


図-5.2.7 粒径平面分布図

粒径の河床材料が大きく支配しているものと考えられる。

以上の結果より，河道の平面形状と河床材料の粒径分布特性について，明確な関係は見い出せなかった。これは涸沼川河道の河床変動（移動）は，粒径 1.0～5.8 ㎜の集団が支配しており，この材料によって覆われていたものが洪水によって変動し，その基底部に存在している大きな礫が露出するというような現象を繰り返しているものと考えられる。

5-3　模型実験に見る土砂の分級特性の解明

5-3-1　実験の目的

涸沼川の河床材料は非常に幅広い粒度分布を有しており，洪水時，平水時にかかわらず顕著な分級が見られる。河床材料の分級は流砂量や河床波形態に影響を与えるので，分級状況をよく把握しておくことは重要である。また，分級の進行過程を把握しておけば，分級の機構の推定に役立つ。ところが，これらの現象を現地河川の観測・調査によって把握するのは多くの労力を要するため困難な面が多い。これに対し模型実験は，流水を人工的に止めたり流したりできるので洪水の時々に河床の状態を任意に見ることができるので，現地に生じる現象の解明を行ううえで非常に有効な手段であるといえる。そこで，模型実験により土砂の分級について調べるものとした。本項では，実験により明らかとなった洪水時および平水時における分級特性についてを述べるとともに，分級機構について推定を試みる。

5-3-2　模型の概要

①　模型の範囲および平面形状

図-5.3.1 に河道の模型範囲とその平面図を示す。模型の範囲は 27.9 km～28.5 km であり，観測所区間の大半がカバーされている。模型は高水敷がモルタル製，低水路が移動床になっており，高水敷には現地を模して樹木模型が植えられている。樹木の繁茂密度等についてもなるべく現地の状況を再現するよう努めたが，場所的なばらつき等は十分には再現できてはいないものと見られる。

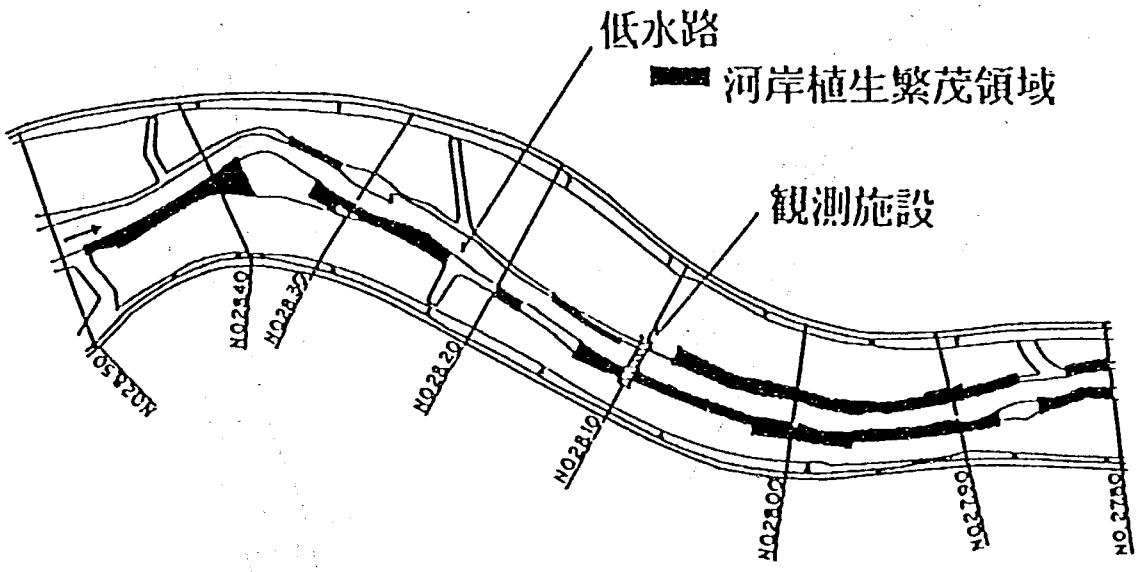


図-5.3.1　涸沼川河道平面図

② 模型の河床材料

図-5.3.2 は現地と模型の粒径加積曲線を重ね書きしたものである。模型の河床材料には，現地の河床材料をそのまま縮尺に応じて縮めたものを用いることを原則としたが，小さすぎて模型に使用できない細粒分は除いた。図-5.3.3 は現地の河床材料の粒径集団の組成と模型に用いた河床材料の粒径集団の組成を比較するために，粒径集団ごとに全体に占める割合を示したものである。これによれば，現地河道において河床変動を支配する河床材料は概ね粒径 12 ㎜～30 ㎜（模型では 0.84 ㎜～2 ㎜のものを用いた）のものを主体とした

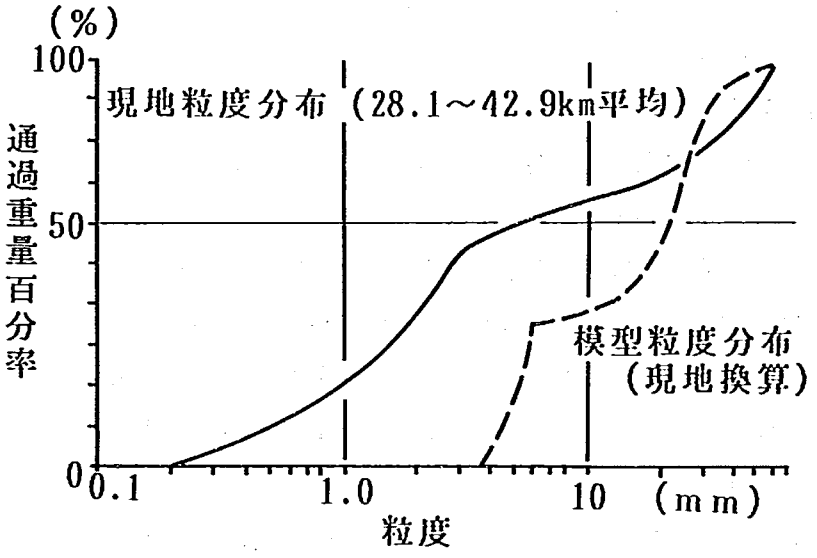


図-5.3.2 現地と模型の河床材料

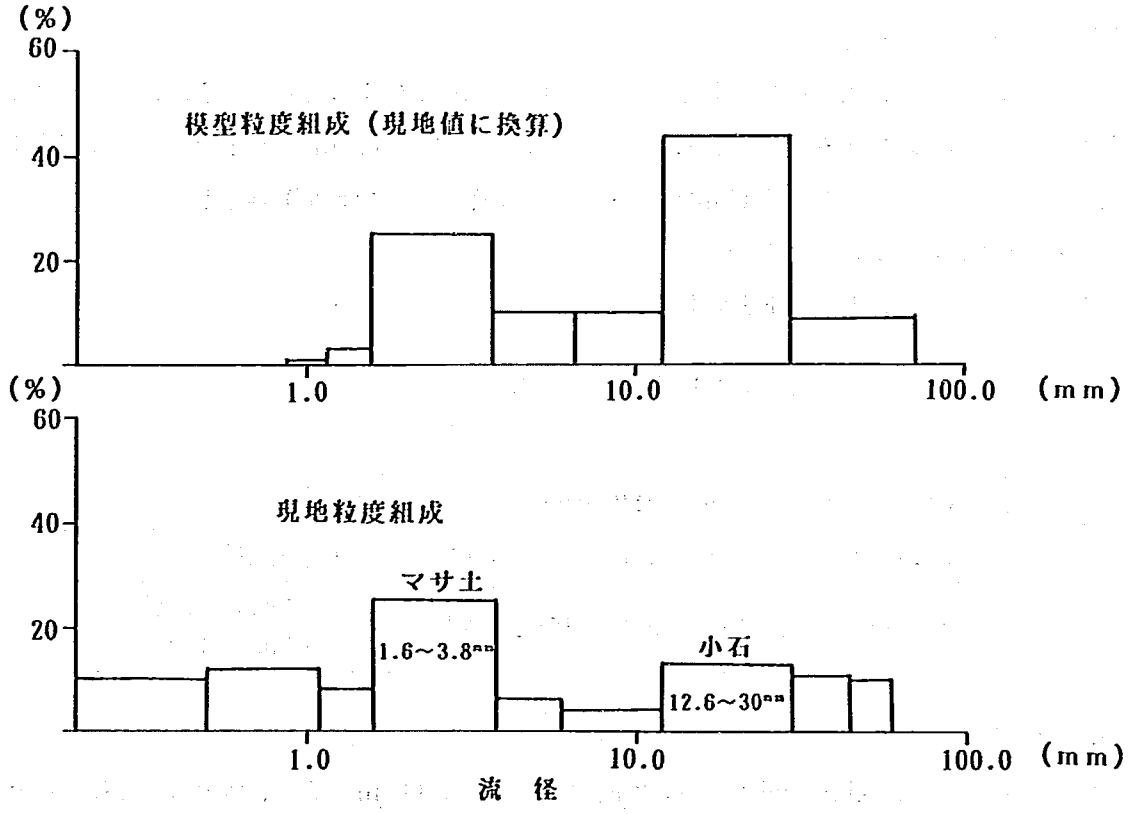


図-5.3.3 粒径別ヒストグラム

集団1と，1.5㎜～4.0㎜（模型では0.11㎜～0.25㎜のものを用いた）のもの（まさ土）を主体とした集団2，前記2つの集団に比べれば少量ではあるが0.2㎜～1.6㎜の集団3に大別することがわかる。涸沼川に発生する水理量から推定すれば，前記の集団1は中規模以上の洪水時に掃流状態，集団2は平水もしくは小洪水時には掃流状態，中規模より大きな洪水では浮遊状態，集団3は浮遊状態で運搬されることが多いと考えられる。一方模型の河床材料については，図-1.6.3でわかるように比率は異なるものの集団1（模型値で0.84㎜～2㎜），集団2（模型値で0.11㎜～0.25㎜）の2つの粒径集団を中心に配合されたものである。よって本模型は，高水敷への堆積現象等，浮遊砂が中心的な役割を果す現象を除けば，現地の流砂の挙動・河床変動をかなり良く再現できるものと思われる。

5-3-3　実験内容と実験条件

実験は目的にあわせて3ケース行った。各実験の内容は以下の通りである。

実験1は，現地に見られる洪水後の縦断的な河床材料の分級の再現性についてを調べるとともに，流砂の挙動の観察，水理量の測定を通じ分級機構を推定することを目的とした実験である。実験では，1986年8月洪水のハイドログラフをフルードの相似則により決まる時間縮率に従い縮めて通水した。ただし，高水敷以上の流量は現地において観測できなかったので，低水路満杯を上回る流量90 m³/s以上の流量については大流量が長時間流下した状況を再現することを目的として流量140 m³/sを約19時間(模型値で5時間)通水した。なお，植生模型は設置していない。

実験2は，涸沼川に頻発する低水路満杯程度の流量80 m³/sを通水し，面的な分級の状況を把握するとともに，河床材料の主体をなす粒径20㎜前後の粒径集団と，粒径2㎜前後の粒径集団の挙動を見ることによって分級機構の推定を行うものである。実験では流量80 m³/sを定流で約23時間（模型値で6時間）通水し，蛍光砂を投入して流砂の挙動を追跡した。

実験3は，洪水によって分級された河床材料が，その後平水流量によってどのように分級状況を変化させるかを把握するための実験である。実験では，中規模洪水流量として160 m³/sを定流で27時間(模型値で7時間）通水し，その後さらに平水流量14 m³/sを163時間（模型値で42時間）通水し，その間の集団2（模型値で0.11㎜～0.25㎜）の挙動を追跡した。

以上の実験条件をまとめたものが下表である。

表-5.3.1　実験条件一覧表

実験名	通　水　条　件	植生	給　砂*
実験1	ハイドログラフ（ピーク流量140m³/s)	なし	
実験2	低水路満杯流量に対応する80m³/sを23時間通水	あり	細粒砂
実験3	160m³/sを27時間通水後に14m³/sを163時間通水	あり	160m³/s：細粒砂 14m³/s：なし

*）給砂について

模型の最上流端である28.5 kmの低水路幅，堤間幅は約20 m，140 mであり，他の区間に比べそれぞれ3～9割も広くなっている。これに伴いこの地点に発生する掃流力も小さくなり，摩擦速度は平水時には7～8

cm/s, 低水路満杯流量程度には 13～14 cm/s 程度である。2 ㎜～4 ㎜の砂の限界摩擦速度は岩垣式によれば約 4～6 cm/s 程度, 20 ㎜～30 ㎜程度の小礫の限界摩擦速度は 12 cm/s～16 cm/s であるが, 河床面には河床波が形成し，有効掃流力が減少しているので実際の限界摩擦速度はこれよりもかなり大きいと見られる。これより，集団 2 （3 ㎜前後）については平水流量時に掃流限界にあり流砂量がかなり小さいこと，集団 1 （20 ㎜前後）については低水路満杯流量程度では移動しないことが予想される。事実，模型に通水中，同地点の砂の動きを観察すると，平水時には粒径集団 1 ・ 2 ともに移動せず，低水路満杯流量程度に流量を増加させても集団 1 は移動しない。そこで，模型における給砂は，平水時には一切行わず，低水路満杯流量時には掃流力の縦断的な変化が少なく河床高の変化が少ないと考えられる 28.4 km 地点周辺の河床が低下しないように集団 2 （3 ㎜前後）のみを給砂した。

5-3-4 実験結果と現象の考察

1) 洪水時における土砂の縦断分級（実験 1）

涸沼川では低水路幅，法線形の場所的な変化の比較的大きい川であり，これに伴い掃流力の場所的変化も大きい。低水路河床の縦横断形状はこのような掃流力の平面分布に応じて決まり，主流部の位置も法線形や川幅の変化に応じて左右に変化する。また河床材料は洪水の流下によるふるい分け作用を受けるため，粒度分布が場所により大きく変化する。

図-5.3.4 は現地と模型の主流部の 60%粒径の縦断変化を示したものである。図より，60%粒径が場所により大きく異なっていることがわかる。

つぎに，このようなふるい分け作用の機構について，通水した洪水の水理量の面から考察する。図 5-3-5～7 に洪水規模の大きなときの代表値として Q＝118 m³/s および流量規模が小さいときの代表値として Q＝14 m³/s を通水した場合の摩擦速度縦断図および河床材料の主体となっている現地換算 3.75 ㎜および 22.5 ㎜

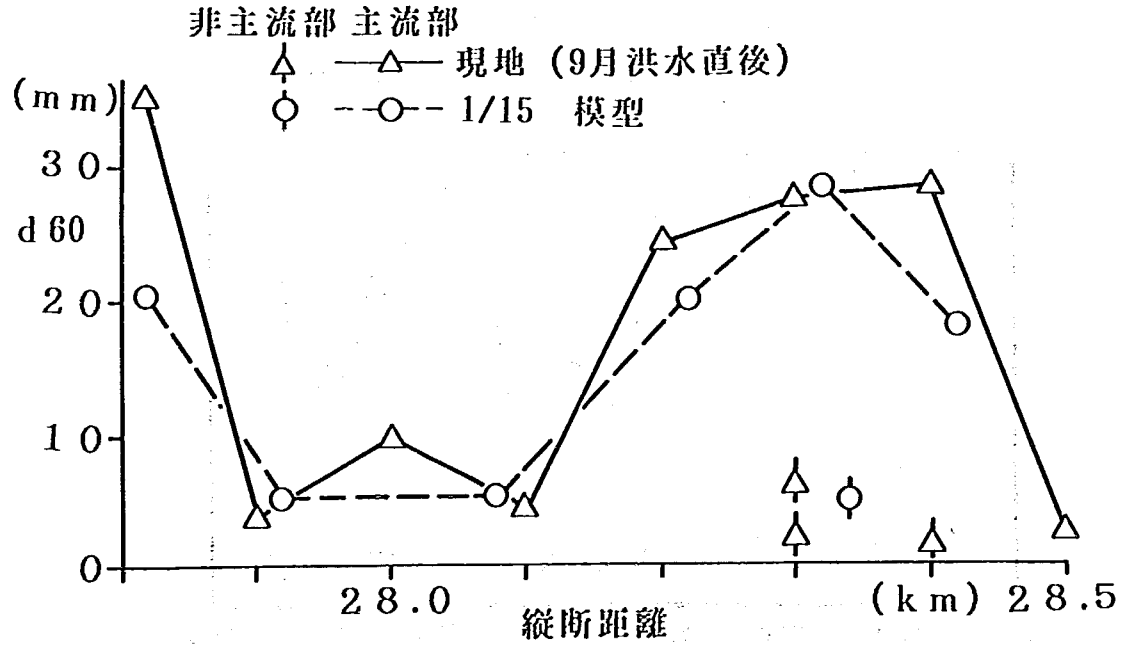


図-5.3.4 d_{60} の縦断変化

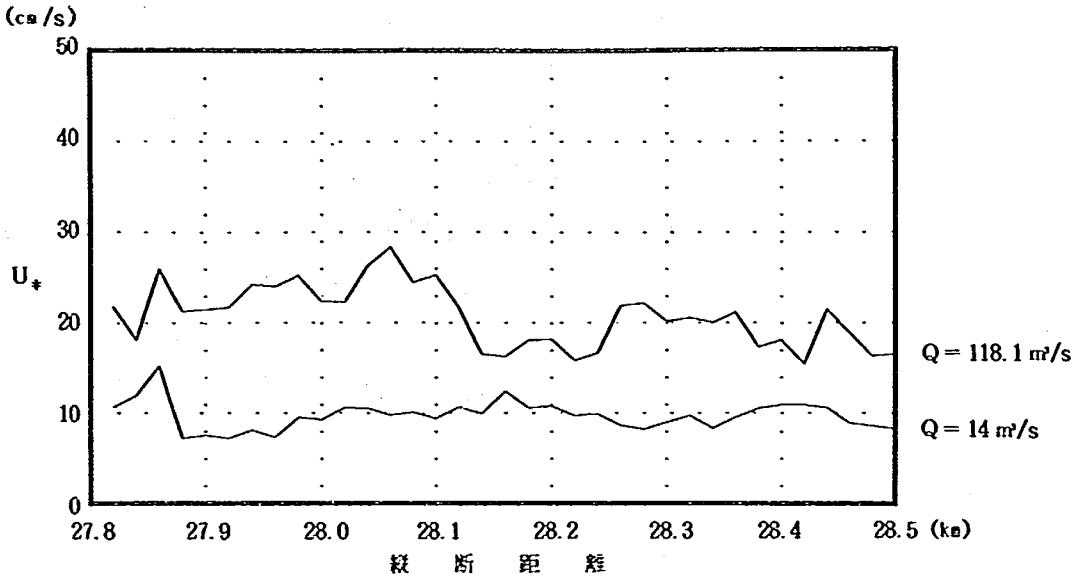


図-5.3.5 摩擦速度縦断図

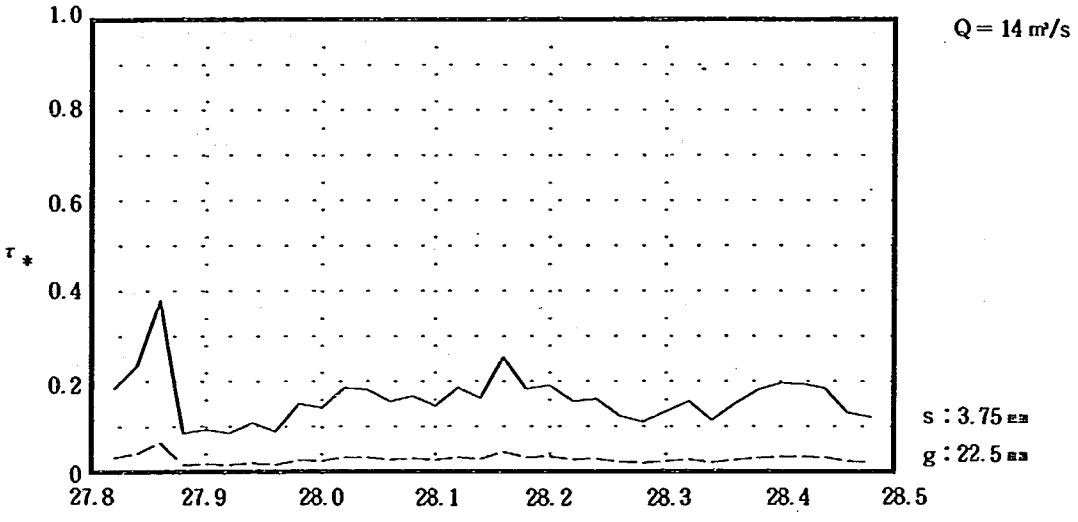


図-5.3.6 14m³/sのときの無次元掃流力縦断図

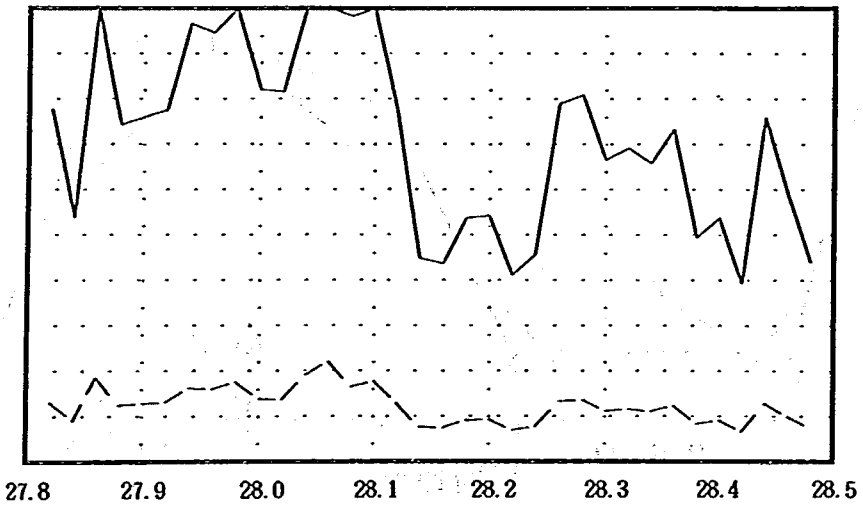


図-5.3.7 118m³/sのときの無次元掃流力縦断図

粒径に対する無次元掃流力 τ^* の縦断図を示す。これによれば，流量が大きいときには 28.1 km より下流の区間は上流の区間に比べ摩擦速度が大きく，逆に洪水規模が小さいときには 28.1 km より下流の区間は上流の区間に比べ摩擦速度が小さいことがわかる。これより，流量規模が大きいときには 28.1 km より下流の区間は河床低下傾向にあり，流量規模の小さいときには河床上昇傾向にあることが推定される。実際，通水後河床高を測定した結果をみると，28.1 km より下流の区間は全体として河床低下傾向にある。また，図-5.3.6～7 に注目すると，流量規模が大きいときには河床材料の主体である 3.75 ㎜，22.5 ㎜とも移動可能な領域にあること，流量規模が小さいときには 22.5 ㎜は移動困難な状態（$\tau_{*c}=0.06$ 程度と考えられる）にあるものの 3.74 ㎜は移動可能であることが読取れる。これより，同区間が細粒化したのは，洪水減水期には 28.1 km より下流河床で粗砂を主体とする埋め戻し現象が生じたのが原因であると考えられる。

2) 洪水時における土砂の横断・鉛直分級（実験 2）

この実験では横断方向，鉛直方向の分級について特に重点を置いた。特徴的な横断分級が見られたのは 28.36 km 地点のわん曲部近傍，28.06 km～27.96 km 区間の直線部等である。ここではこれらの詳細な分級状況について示す。

図-5.3.8 は湾曲部のうち最も大規模な局所洗掘が生じた 28.34 km 断面の横断図である。図-5.3.8 によれば，左岸側が大きく洗掘を受け，右岸側が堆積していることがわかる。図-5.3.9 に同地点の表面粒度分布を示す。この図によれば，洗掘している左岸の粒径は粗く，堆積している右岸側の粒径は小さいことがわかる。つぎに同地点の鉛直方向の粒径度分布に注目する。写真-5.3.1 は同地点の河床を鉛直面にそって切開いたところを撮影したものであり，写真-5.3.2 はその右岸側のクローズアップ写真である。なお，図-5.3.8 中の河床材料の鉛直粒度分布はこれらの写真や観察結果をもとに描いたものである。これらの写真，図よりわかるように，右岸の砂州の下層は小れきが堆積しており，上層にいくに従い細かくなっていることがわかる。

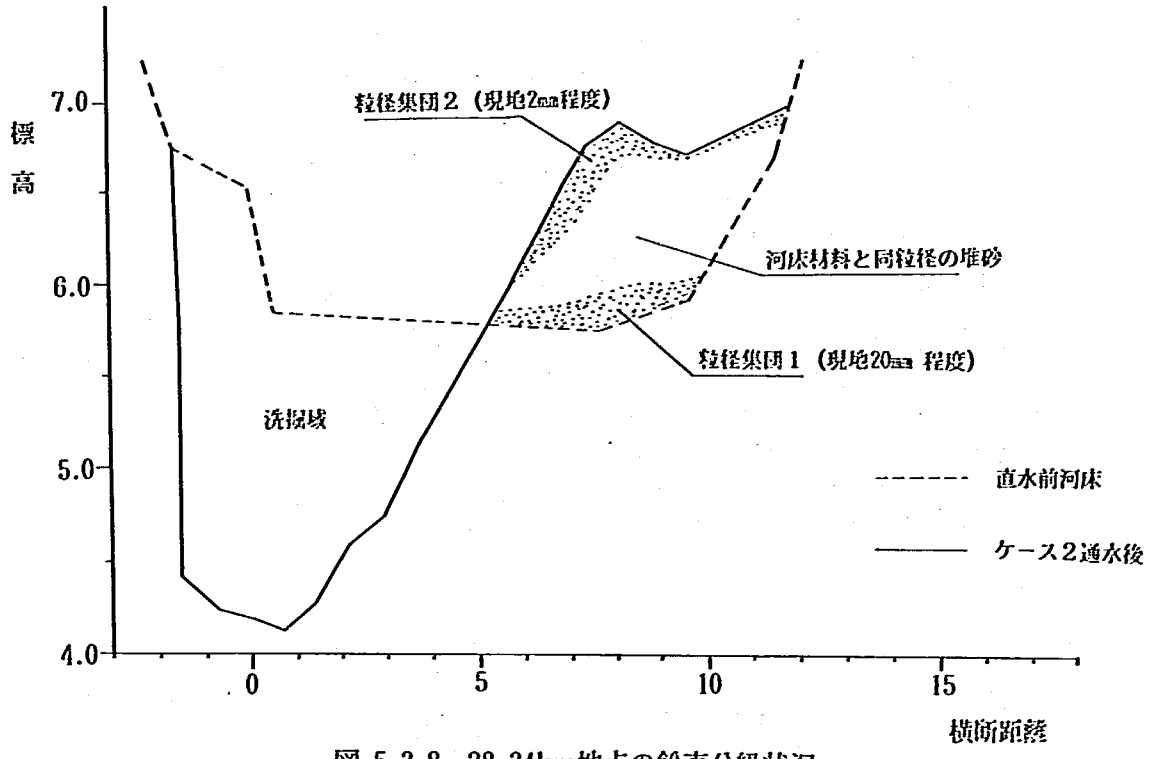


図-5.3.8 28.34km地点の鉛直分級状況

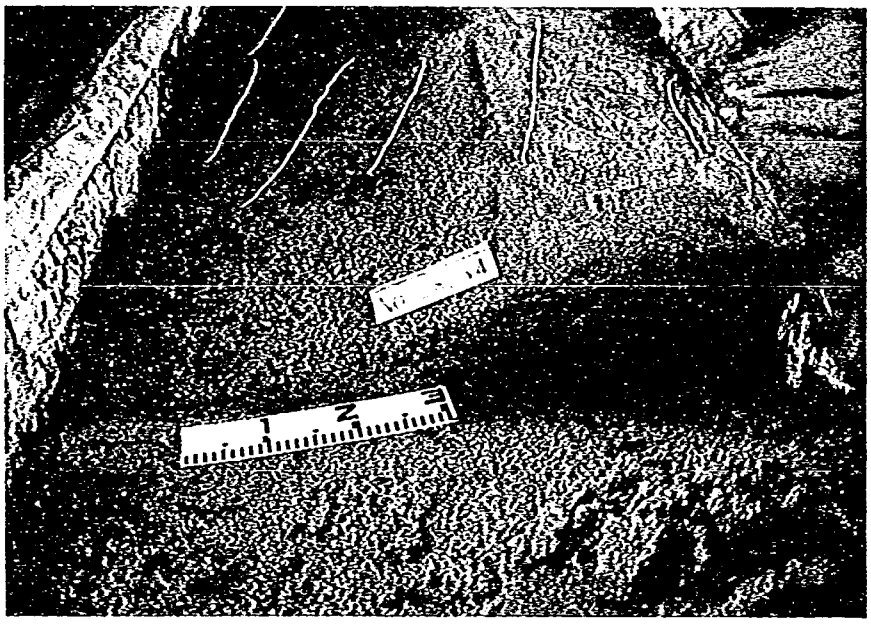


写真-5.3.1　28.34km地点の鉛直分級状況

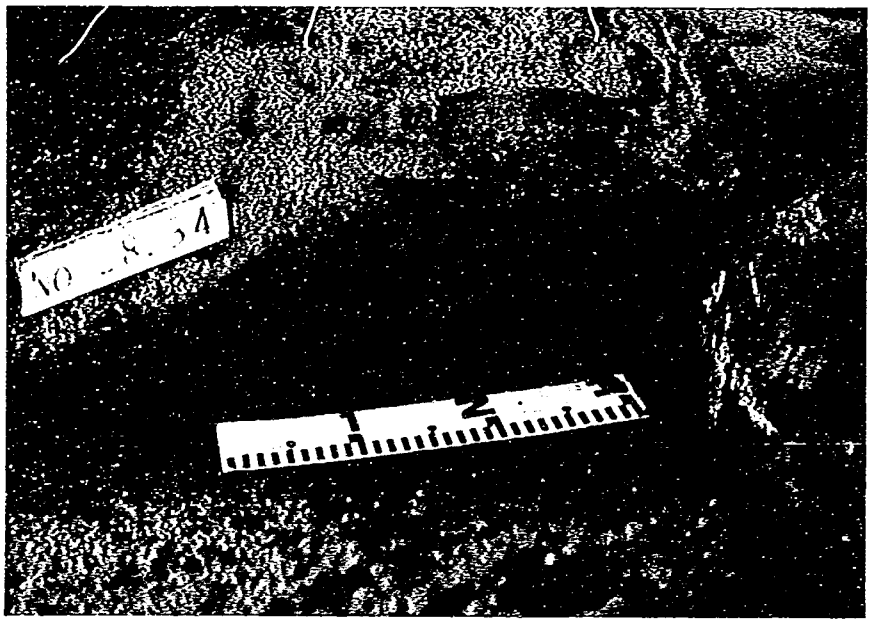


写真-5.3.2　28.34km地点右岸側の鉛直分級状況

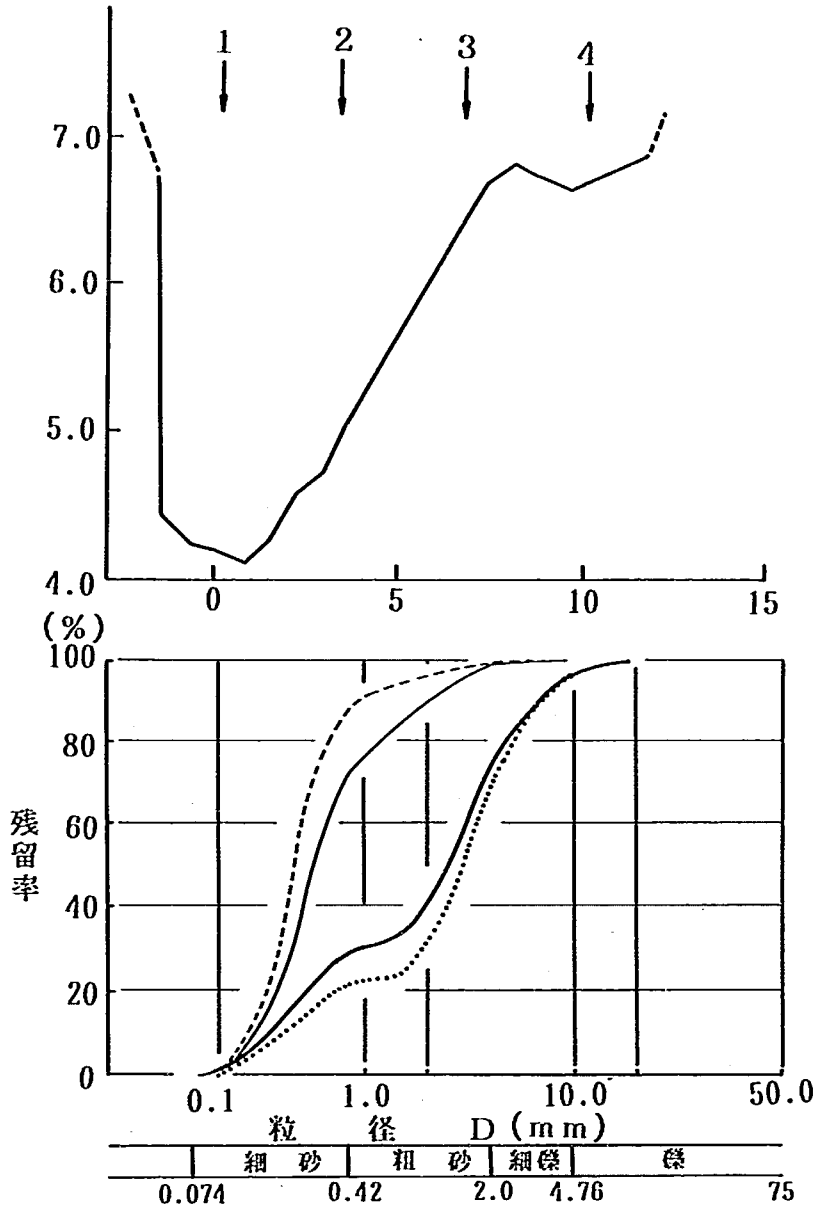


図-5.3.9　28.34km地点の粒度分布（実験２）

この分級機構は以下のように説明される。写真-5.3.3は通水中に蛍光砂を流し，筋状となったものをつないだところである。この筋は流砂の軌跡を表していると考えられる。洪水時，流砂はこの線の方向に斜面を駆け上がるのであるが，砂州が発達し斜面勾配がきつくなると砂州上の水深が小さくなるため２次流強度が低下する。粒径の粗いものについては，２次流強度の減少に伴い重力が２次流によりもたらされる斜面沿いに砂粒を押上げる力に比して卓越するようになるので水深の厚いほう，すなわち深掘れのあるほうへ移動する。このためこのような分級が生じるものと考えられる。なお，砂州表面を覆う粗砂分の一部は浮遊砂拡散により運ばれたものであると推定される。

つぎに，直線部に生じる河床材料の横断分級に注目してみる。写真-5.3.4は直線部である28.06 km～27.96 km区間を撮影した写真であり，図-5.3.10はその区間の一断面である28.08 km地点の河床横断面図である。写真-5.3.4によれば，河道の左岸側に粒径集団２（3㎜前後，模型値で0.2㎜前後）からなる河



写真-5.3.3　わん曲部における砂の移動方向

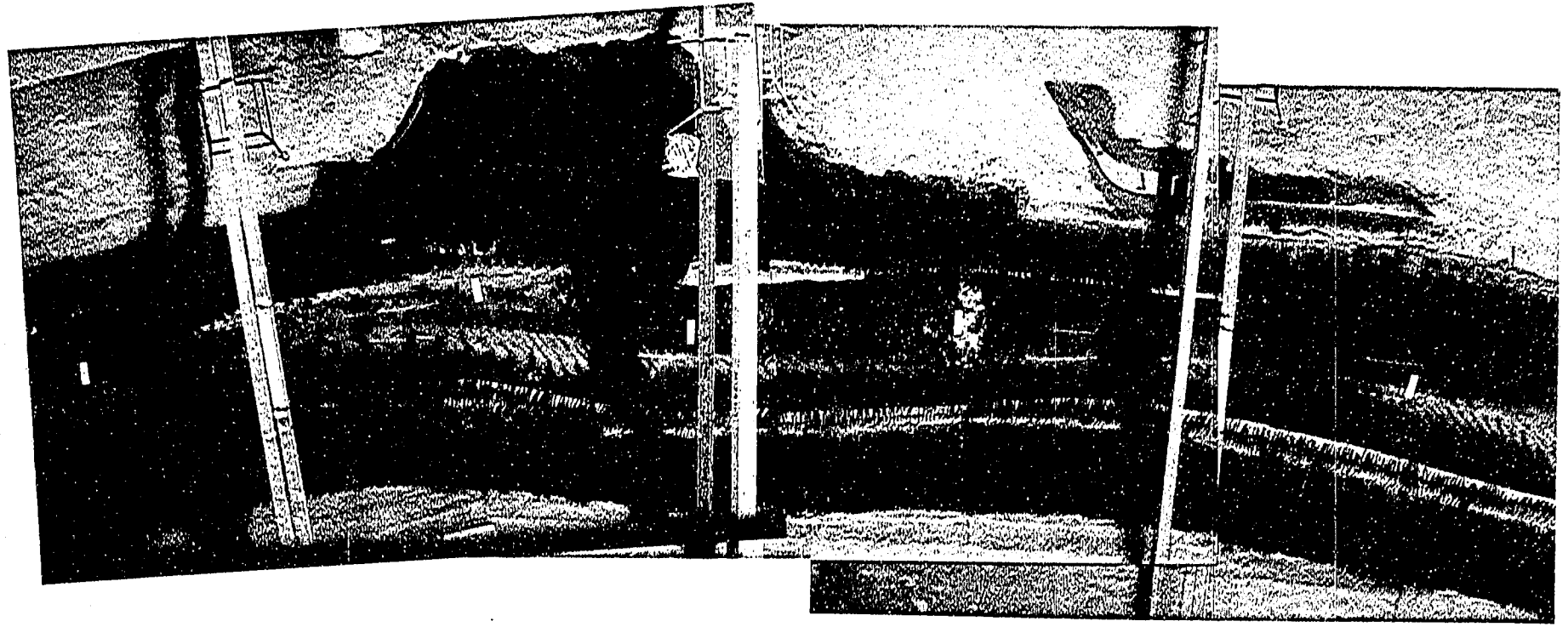


写真-5.3.4　28.06km～27.96km区間の河床波の生成状況

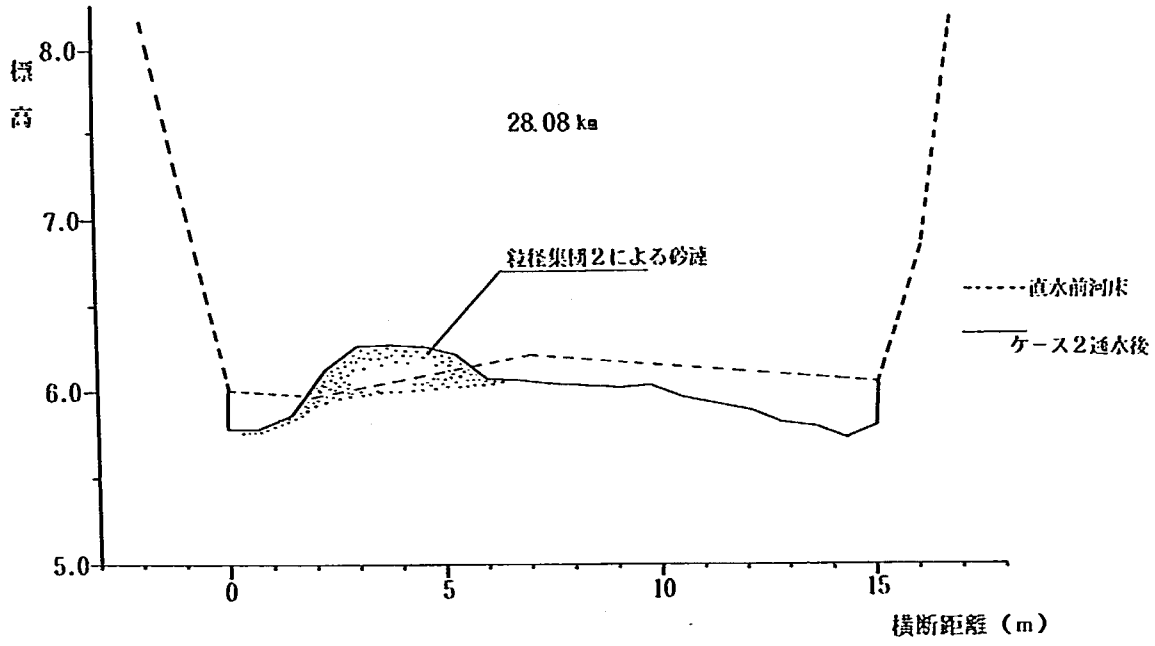


図-5.3.10　28.08km地点の鉛道分級状況

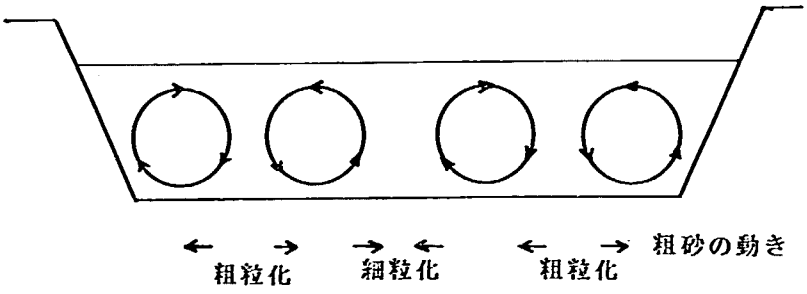


図-5.3.11　流れの構造の概念図

床波（写真中では白く見える）が帯状に連なっていることがわかる。この形成原因は以下のように推定される。写真中には白い糸が見えるが，これは写真-5.3.3の場合と同様に蛍光砂を流すことにより把握した砂の軌跡である。これによれば流れは概ね法線に沿っていることがわかる。したがって，このような分級がわん曲部に生じるような明確ならせん流によりもたらされたとは考えにくい。砂の堆積幅が6～7 cmで，同地点の水深が3 cm程度であることを考えると，堆積幅が水深の約2倍となり，流れのセル構造（図-5.3.11）のスケールと規模が概ね一致するので，流れのセル構造がこのような分級をもたらしたものと推定される。

3)　洪水後，平水による土砂の横断分級（実験3）

①　160 m³/s通水時

160 m³/s通水時，特に目立つ河床変動はつぎの2つである。28.36 km付近の湾曲部では外岸側にあたる左岸側の河岸近傍で局所洗掘が生じる。また，河床面に粘性土が露出している28.0 km付近より下流の河床が低下する。河床材料の挙動の傾向は概ね80 m³/s通水時と同様であるが，28.36 km付近の湾曲部周辺では若干挙動が異なる。同地点の横断河床勾配は80 m³/s通水時よりも緩く（図-5.3.12参照），砂の移動方向は相対的に低水路法線に沿う。この原因は以下のように推定される。160 m³/s通水時には水位は若干高水敷に冠

水するが，わん曲部では表面付近のわん曲の外岸側に向う２次流が低水路の側壁沿いにあまり潜り込まず高水敷へ供給されるので，流量の増加に対する２次流の増加率が主流の流速の増加率に比べ小さかったのであろうと推定される。

つぎに，河床波の発達状況に注目する。通水後の河床の状況を写真-6.3.3 に示す。28.42 km～28.40 km 区間，28.30 km～28.14 km 区間，28.10 km～28.00 km 区間，27.94 km～27.86 km 区間に顕著な河床波が見られる。これらの河床波はいずれも粒径集団２（現地ではおよそ 1.5 ㎜～4.0 ㎜，模型では 0.11 ㎜～0.25 ㎜に対応）からなっている。

14 m³/s 通水時には流砂量は非常に少なく，粒径集団１（現地で 20 ㎜程度，模型で 1.5 ㎜程度）の移動するところはほとんどない。160 m³/s 通水時に粒径集団２（現地で２㎜程度，模型で 0.15 ㎜程度）により形成された河床波が流下するのが流砂の大半である。河床波の移動速度は掃流力の大きいところでは速く，小さいところでは遅い。流下する過程で 160 m³/s 通水時に低下した地点に到達するとそこで堆積する。例えば 28.36 km 付近の湾曲部外岸の深掘れ地点や 28.00 km～27.90 km 区間では比較的多くの粒径集団２が堆積する。模型の上流端は低水路幅が他の地点よりかなり広いため掃流力が小さく流砂はほとんどない状況にある。したがってこれより上流からの給砂はなく，下流では水裏などの堆積領域を除き河床波が流下してしまうと河床面は粗粒化する。通水後の河床波の状況を写真-5.3.5 に示す。160 m³/s 通水後に顕著な河床波の発達の見られた 28.42 km～28.38 km 区間では河床波は見られなくなっている。また，28.30 km～28.14 km 区間では，28.18 km より下流を除き河床波は見られなくなっている。これはこの区間の河床波が流下してしまったためである。28.18 km～28.00 km 区間には依然として河床波を形成している。これは上流から移動した河床波が通過しきれずに残ったものであり，通水時間をもっと長く取ればいずれこの区間もほとんどの河床波が通過し，次第に粗粒化するものと考えられる。平水時に移動した河床波（粒径集団２からなる）は，160 m³/s 通水時に河床低下した地点である 28.36 km～28.38 km 区間，27.94 km～27.86 km 区間の深掘れ

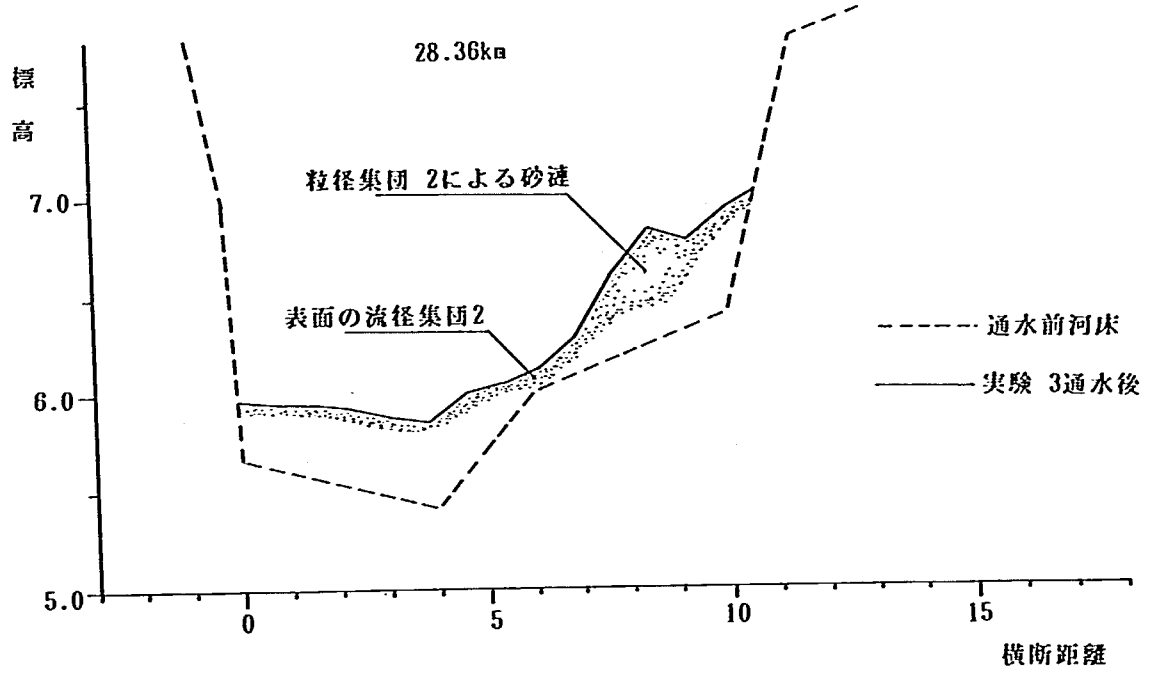


図-5.3.13　28.36km地点の鉛直分級状況

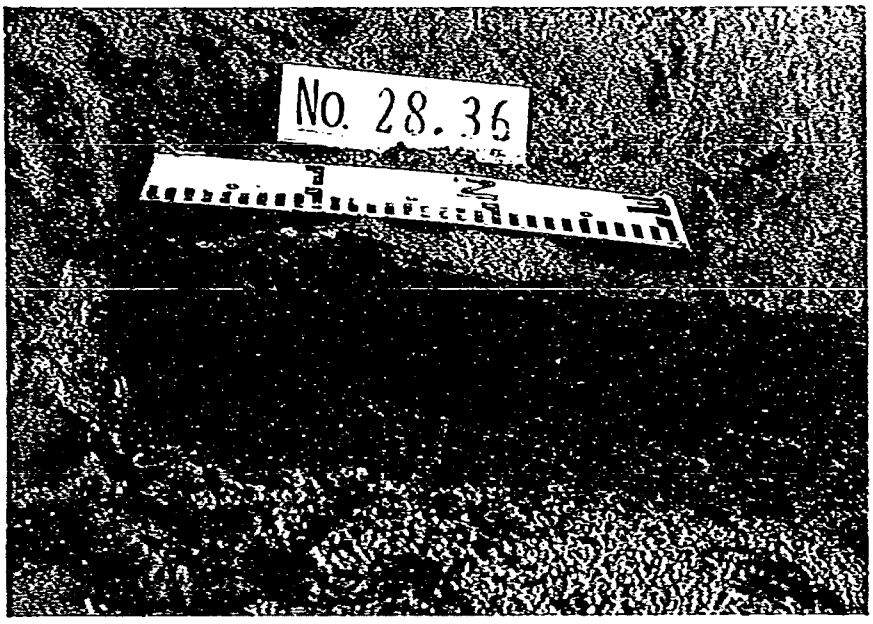


写真-5.3.5　28.36km地点の鉛直分級状況

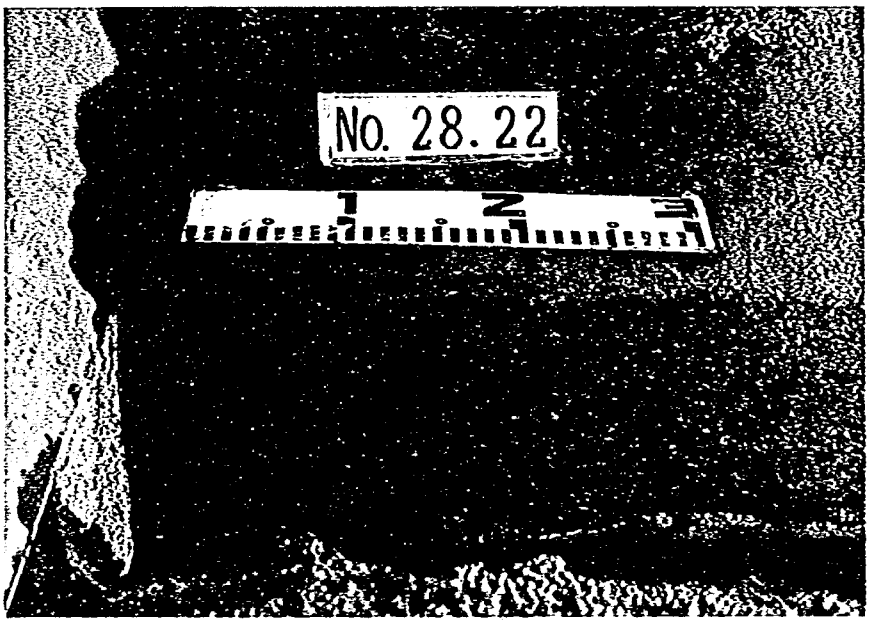


写真-5.3.6　28.22km地点の鉛直分級状況

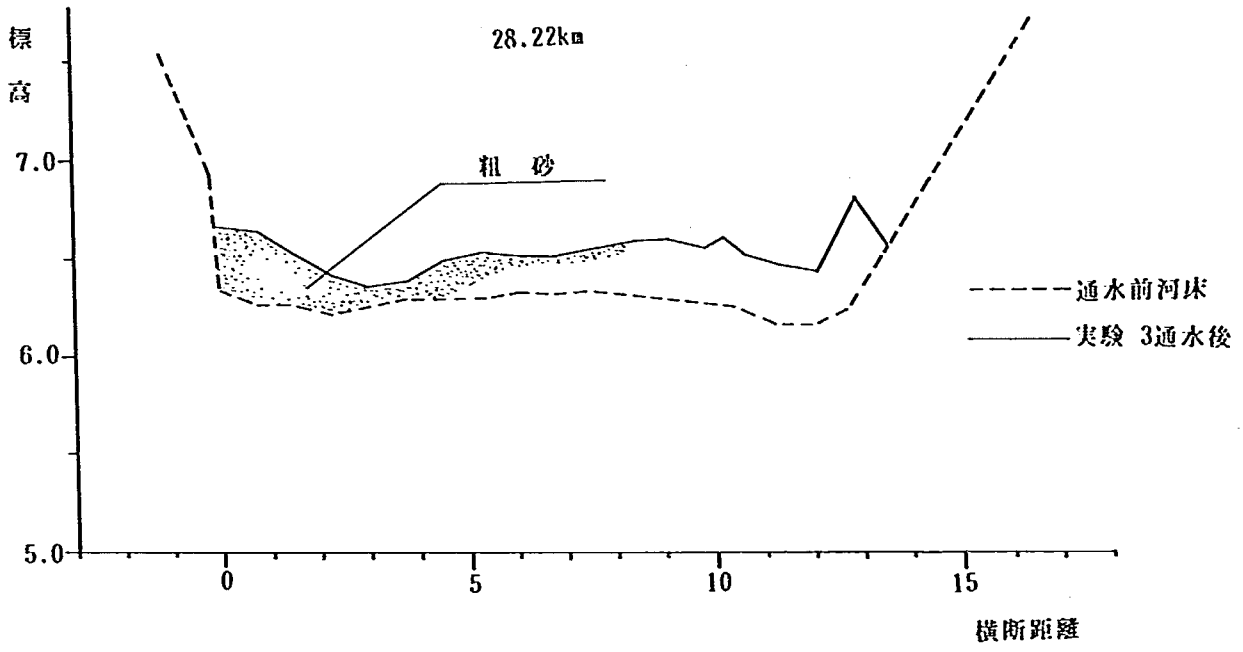


図-5.3.14　28.22km地点の鉛直分級状況

箇所を埋めるように堆積する。図-5.3.13～14はそれぞれ湾曲部にあたる28.36 km地点の横断面図，および直線部に属し160 m³/s通水時にわずかに河床低下した28.14 km地点の横断面図である。この図は通水後に河床を鉛直面で切り撮影した写真-5.3.5，5.3.6や，断面を観察することにより描いた図である。両図とも，160 m³/s通水時に河床の低下した地点に粒径集団2が堆積していることがわかる。この実験では通水時間が現地値で163時間と短かったので分級は完全なものとはならなかったが，平水時には粒径集団2は掃流力の小さいところへ移動し堆積するとともに，掃流力の比較的大きな地点では河床は粒径集団2が抜け出し次第に粗粒化するという分級が生じるものと見られる。

5-3-5　まとめ

以上の実験を通じ，以下の事項が明らかとなった。

① 涸沼川では洪水時に河床材料の分級を生じる。縦断的な分級は掃流力の縦断的な変化特性が洪水規模により変化することと密接な関係がある。

② わん曲部の平面的な分級状況に注目すると，内岸側に粒径の小さいものが，外岸側に粒径の大きいものが輸送される。内岸側の砂州の鉛直分布に注目すると，下層には粒径の大きいものが，中層には粒径の粗いものと細かいものが混在し，上層には細かい粒径のものが堆積することが確認された。

③ 直線部では河道の中央付近に細砂の河床波列を形成する。これは流れのセル構造によるものと考えられる。

④ 洪水時に河床全体にばらまかれた粗砂は，平水時に移動し水裏・局所洗掘地点等に集合し再び堆積する。

5-3-6　今後の課題

模型実験を通じ，平水時に見られる河床波の挙動およびその機構の推定を行うことができた。その結果，平水時における河床波の挙動に関しては，河床材料のうち粗砂分が大きな役割を演じていること，これより

大きい粒径のものは移動せず粗砂の下で粗粒化し，いわば固定床的な役割を演じていることが明らかとなった。このように，混合砂からなる河床材料は，場合によっては粒径ごとに全く異なる挙動を示すことがあるので，混合砂の挙動を解釈するには，例えば異なる粒径間の遮蔽効果に伴う限界掃流力の変化など，粒子間の相互作用について考慮するのはもちろんであるが，さらに加えて挙動そのものの違いを考える必要があると想起させられる。今後は，混合砂の挙動を十分に把握することによって，涸沼川に生じる流砂現象の解明を試みる。

第6章　河床波の観測とその特性

6-1　洪水時の河床波観測

6-1-1　概　要

洪水時の小規模河床波の挙動を捉えることは，洪水時における流れの抵抗特性や流送土砂量を解明する上で重要な手掛りとなる。涸沼川における小規模河床波の形成状況とその変動特性を把握するため，音響測深機を用いて洪水時の河床の経時変化状況を観測した。

6-1-2　観測内容

1988年～1989年に行った河床波観測の項目およびその測定方法は以下に示すとおりである。

1)　観測項目

(1)　河床高の経時変化測定

(2)　河床横断の経時変化測量

2)　観測方法

(1)　河床高の経時変化測定

自記式の音響測深機の送受波器を取付けたロッドを観測昇降台の手すりに固定して河床高の経時変化を調べた。ロッドは，主に図-3.1.3に示した流速測定点のNo.2に設置した。測定時には，流木やゴミがロッドに引掛からないように竿で流木等を排除した。

(2)　河床横断形状の経時変化測定

観測昇降台の横断方向に測点を設定し，各流量時に河床高を測定して横断形状の変化を調べた。図-3.1.3に昇降台に設定した測点位置を示す。

(3)　観測日時と測定内容

1988年～1989年の間に洪水時の河床高観測を計4回実施した。測定には音響測深機を用い，各流量時における河床高形状の変化を調べた。観測月日とそのときの測定内容の一覧を表-6.1.1に示す。

表-6.1.1　観測月日と測定内容

観測月日		1988 7.28	1988 8.1	1989 8.1	1989 8.6
観測時水位 (T. P. m)		9.05 ～7.63	10.03 ～9.56	10.22 ～9.64	10.90 ～10.43
測定項目	経時変化測定	○	○	○	○
	横断形状測量		○		

6-1-3　観測結果

1)　1988年7月28日洪水

ピーク水位は，T.P.9.86m (28日20時41分頃) であり，この洪水の減水期 (29日0時～29日11時) において，河床高の経時変化測定を行った。

各観測点における観測時間を表-6.1.2に示す。測定は左岸，中央，右岸の3測点で行い，河床の変化状況を調べることとした。

観測の結果，左岸側のNo.1では最大7cmの河床の変動を記録した。しかし，主流部となる右岸と河道中央部では，減水期の各時刻における河床高の変動は5cm以内と少なく，ほとんど一定の河床高を保っており，測深機の記録紙から明確な河床の変動を読取ることができなかった。その1例として第1回の各測点における河床の経時変化を図-6.1.1に示す。各時刻の河床高は，記録紙からの目視によって整理している (以下に掲載する河床高の記録は全て同様の方法による)。

図-6.1.2には，河床が比較的変動する傾向が見られたNo.1地点での経時変化を示す。河床変動量は，流量が少なくなるにしたがって，小さくなる傾向となっている。しかし，測定継続時間が短く，河床波の一波長を捉えたものがないため，流量の低減に伴って河床波が変化したり，その流下速度が遅くなっているのかは正確に分からなかった。

2)　1988年8月11日洪水

ピーク水位は，T.P.10.21m (11日15時05分頃) であり，この洪水のピーク直前付近から減水期 (11日14時～11日18時) において経時変化測定と横断形状測定を行った。

表-6.1.2　観測時間

測点	7月29日　0時	6時	12時
No 1	第1回	第2回　第3回	第4回
No 2			
No 3			

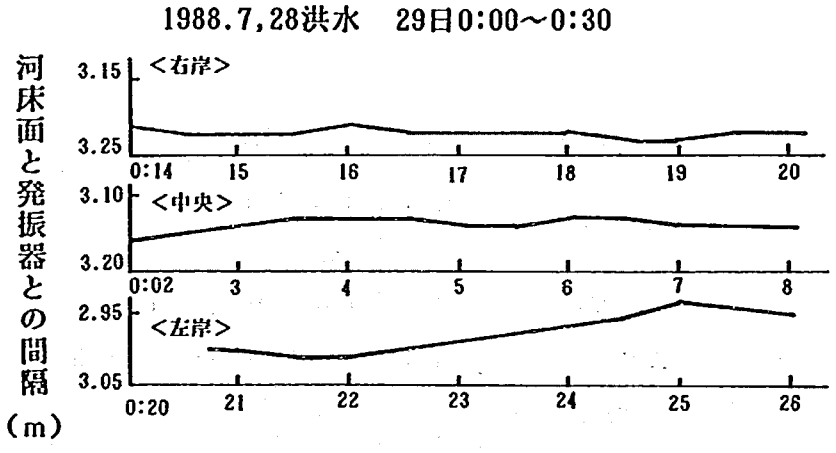


図-6.1.1　河床の経時変化

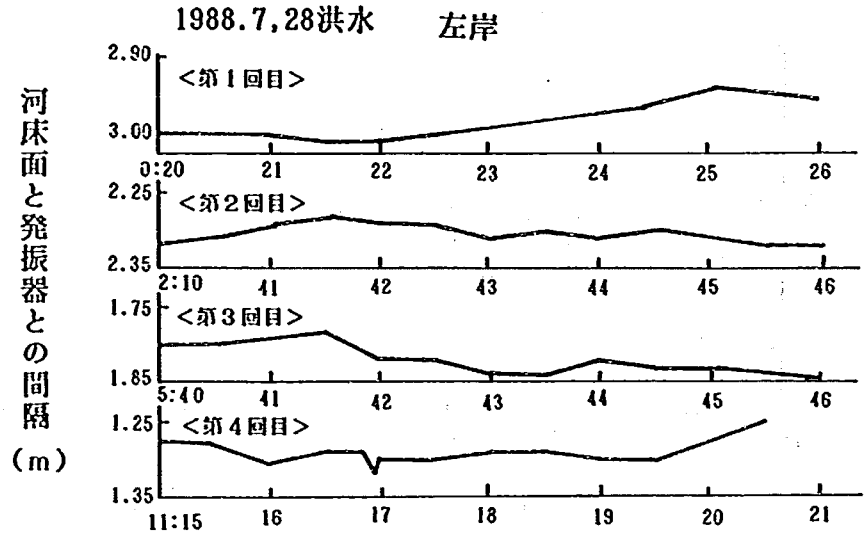


図-6.1.2　河床の経時変化

(1)　経時変化測定

測定は，左岸側 No.1 地点において，12 時 45 分～52 分と 14 時 20 分～26 分の 2 回実施した。観測結果を図-6.1.3 に示す。1 回目の観測において約 4 分間に河床高が約 15 cm 程度上昇し，その後低下する変動を記録したが，2 回目の観測では顕著な河床変動は計測されなかった。

(2)　横断形状測定

横断形状の測定を行った観測時刻を表-6.1.4 に，観測結果を図-6.1.4 に示す。同図には洪水前後に実施した横断測量の成果を合せて記載している。

測定の結果，1 回目から 3 回目の間に右岸側の河床が約 10 cm 程度上昇し，河道中央部付近が反対に約 10 cm 程度低下する変動が計測された。これと同様の変動は，横断測量成果からも読み取れる。ただし，音響測深機による測定値は，自記紙が 1/100 の縮尺であるため，10 cm の河床変動を 1 ㎜の目盛の中で読取らなければならない。したがって，音響測深機は 10 cm 以上の河床変動があれば明確に把握することができるが，今回の観測結果では変動が小さく，精度的な問題も残されている。なお，模型実験より，低水路満杯程度の流量を通水して調べたところ，観測サイト付近は，上流部の川幅に比べてやや広いため，掃流力が低下し，河床が動きにくいことが分かった (6-3 節参照)。よって，以後は低水路満杯流量以下の洪水時には横断形状の測定を実施せず，経時変化の測定のみを行うこととした。

3)　1989 年 8 月 1 日洪水

ピーク水位が T.P.10.27m (1 日 13 時 25 分頃) の洪水であり，このピーク後の減水期 (1 日 15 時～21 時) に計 5 回の経時変化測定を実施した。観測時刻を表-6.1.5 に示す。測定は，流観時の浮子投下用の No 3 地点で行った。

観測によって得られた河床の経時変化を図-6.1.5 に示す。今回の観測により，上流側が緩い勾配の三角形に近い規則的な河床波形状がいくつか記録された。しかし，4 回目に行った水深約 3.44 m のときの 11 分間の継続測定では，河床高はほぼ一定となり，河床波の変動を見い出すことはできなかった。

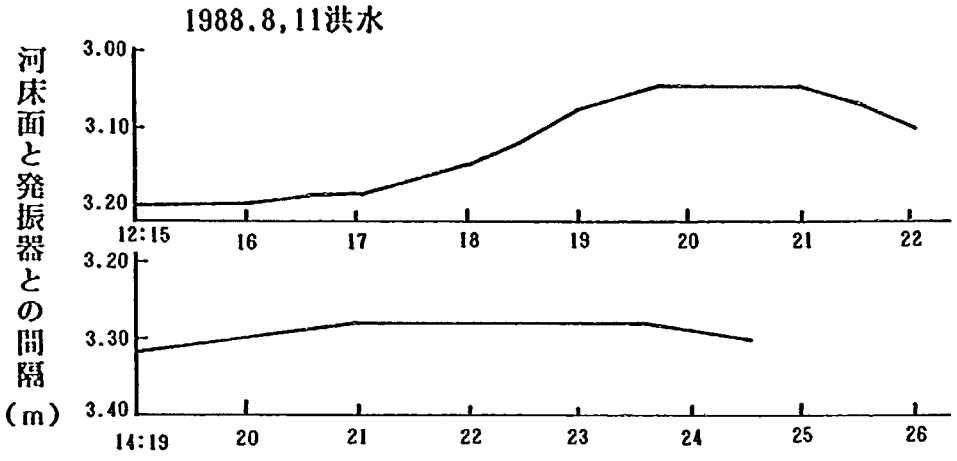


図-6.1.3　河床の経時変化

表-6.1.4　観測時間

第1回目	11日14時05分～14時14分
第2回目	16時07分～16時15分
第3回目	17時55分～18時01分

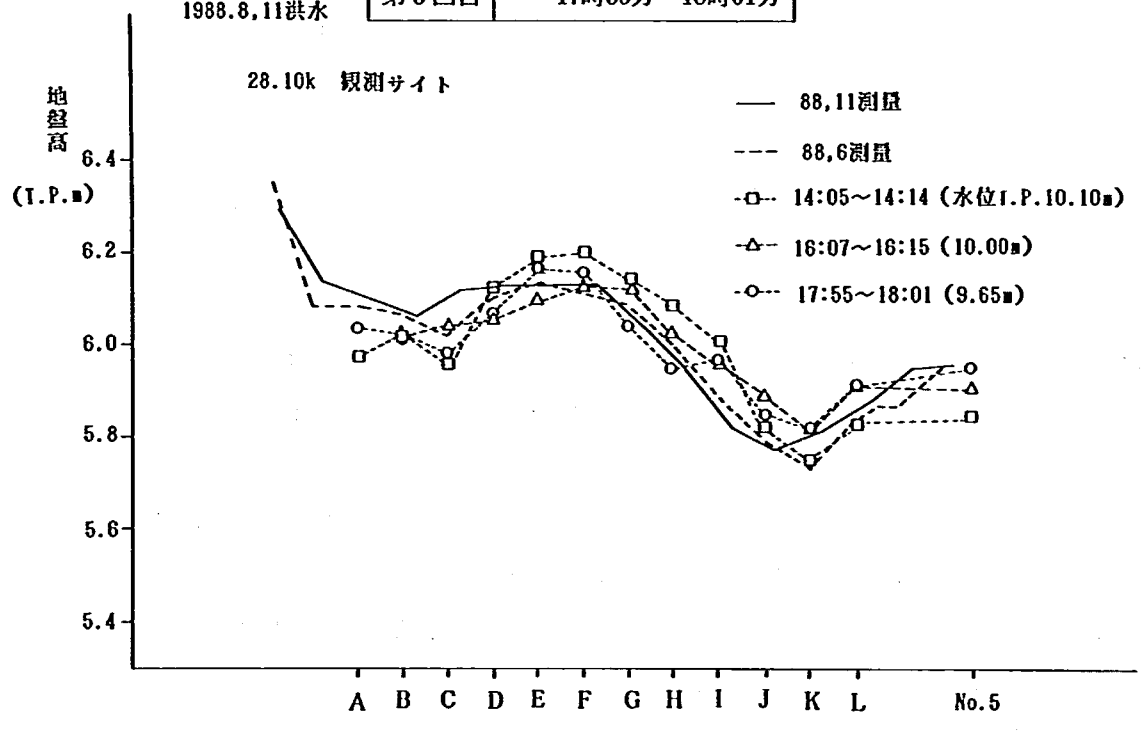


図-6.1.4　河床横断形状の変化

4)　1989年8月6日洪水

ピーク水位がT.P.10.96m (6日22時01分頃) の洪水であり，この洪水の増水期からピーク時の6時間 (6日18時～7日0時) に計6回の経時変化測定を実施した。観測時刻を表-6.1.6に示す。これまでの観測では，河床波の変動周期に対して観測時間が短く，河床波の流下に伴う変動が捉えられなかったものと考えられる。そこで今回の観測時間は1回15分程度と長くした。

表-6.1.5　観測時間

第1回	15：32～15：41（9分間）	第4回	19：59～20：10（11分間）
第2回	16：04～16：14（10分間）	第5回	21：22～21：33（11分間）
第3回	17：16～17：24（8分間）		

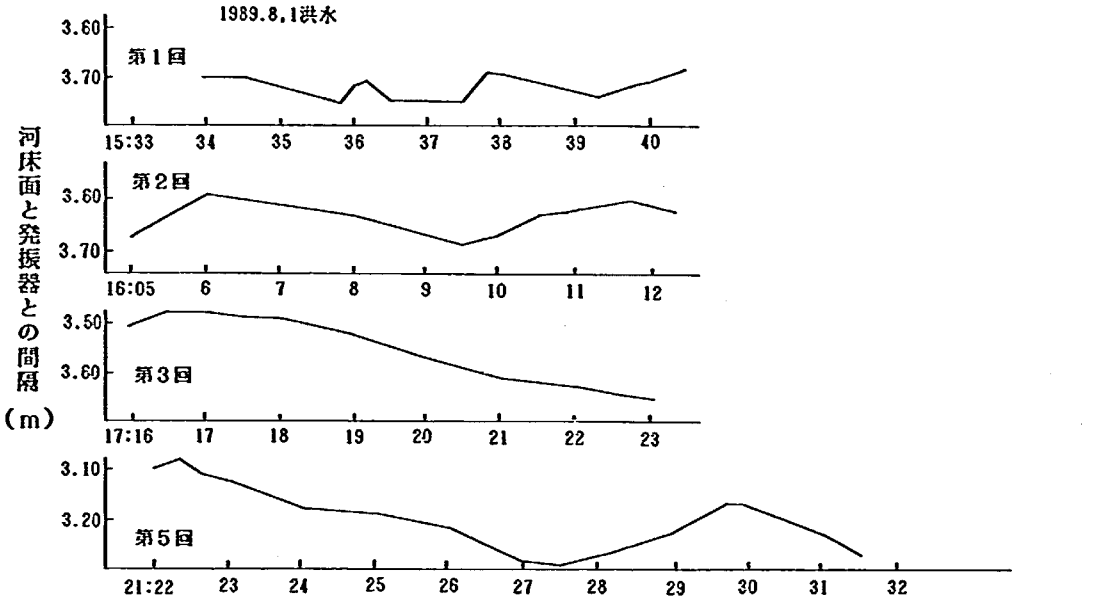


図-6.1.5　河床の経時変化

観測によって得られた河床の経時変化を図-6.1.6に示す。これによると，第3回目の計測において河床波の一波長の形状を捉えることができたようである。このときの河床高の変動幅（波高）は約23cm程度であり，1波長の周期は12分程度であった。今回の観測は，水深が3.70m～4.50mの間で行われた。増水期の1～3回目までの河床変動状況は，同じような傾向を示し，河床波が移動しているような状況にも見える。しかし，この増水期における3回の測定結果に対し，ピーク時付近の4～6回目の測定では，河床の変動が小さくなり，その周期も短くなっている。これは，掃流力の増大によって，河床波が消滅してきたのかも知れない。しかし，このような現象は，今回初めて得られたものであり，これらを解明するには今後さらにデータの蓄積が必要である。

6-1-4　観測結果のまとめと今後の課題

4洪水の河床波観測結果より，低水路満杯流量時付近においては，粒径1.0～5.0㎜で構成される集団の河床材料が移動する。この河床材料による河床波の形成移動によって，約5cm～20cm程度の河床変動が生じ，この変動を音響測深機によって捉えることができた。しかし，1回当りの測定時間が短かったため，その挙動を明確にすることができなかった。なお，1989年8月6日洪水時の，低水路満杯流量時における河床波

表-6.1.6　観測時間

第1回	8/6　18：09～18：20（11分間）	第4回	22：11～22：28（17分間）
第2回	19：05～19：20（15分間）	第5回	23：05～23：24（19分間）
第3回	20：10～20：26（16分間）	第6回	8/7　0：03～ 0：19（16分間）

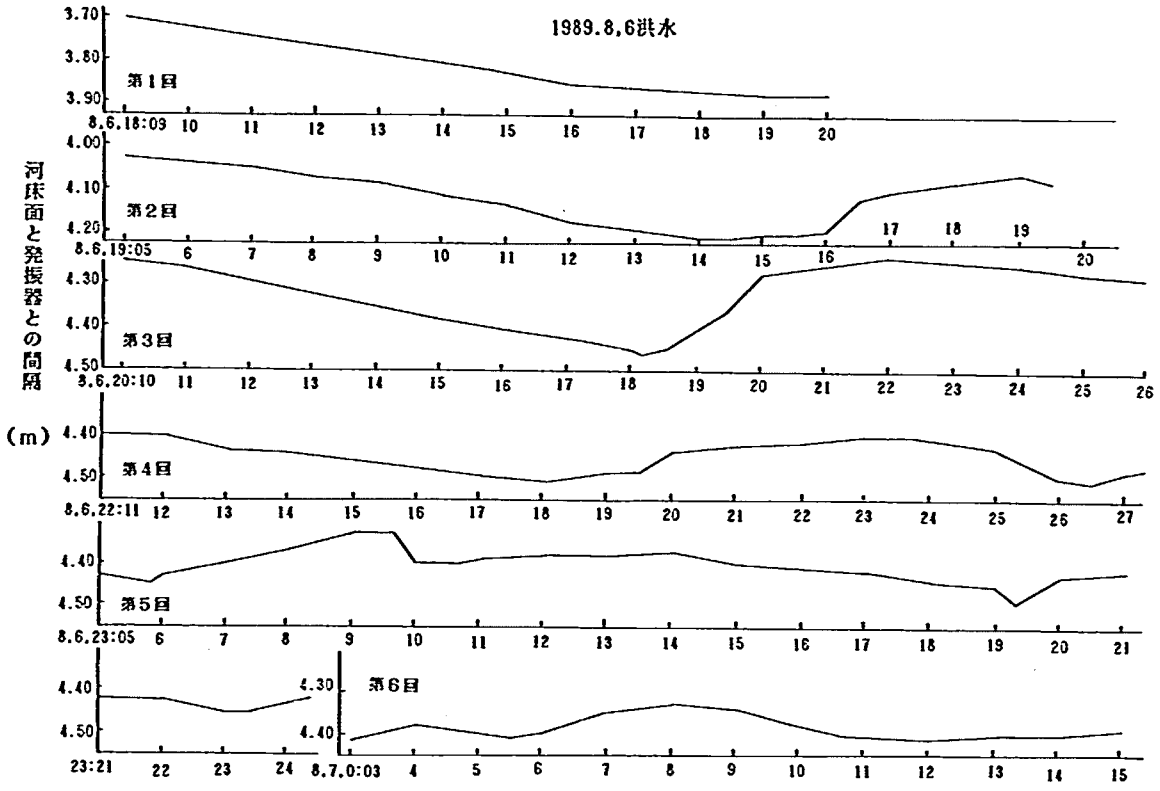


図-6.1.6　河床の経時変化

の通過時間は，12分程度である結果が得られた。また，1986年9月洪水において，水位が約T.P.8.5m程度のときに河床波の通過時間は，約26分程度となる観測結果も得られている。河床波の移動速度は，洪水時の水理量や河床材料の粒径によっても異なると考えられ，河床波を捉えるために必要な1回当りの測定時間は必ずしも明確でない。しかしながら，この2つの観測結果と後述する平水時の河床波の移動速度より想定すると，河床波の移動速度と水深の関係は，図-6.1.7のようになる。これより河床波の測定に必要な時間は，2波長程度の測定時間を考慮する必要があると思われる。なお，観測時の注意事項としては，河床高を正確に把握するため，送受波器を水中に入れる深さを一定（50 cm）に保つことと，測定開始時の水位を記録することが挙げられる。さらに，流砂特性を求めるため，洪水時の河床波を構成している河床材料を採取して，その粒径を求める方法も検討する必要があろう。なお，今回の河床波観測では，2台の音響測深機を昇降台の上下流の手すりに設置して，洪水時の河床波の進行速度および波長を求めることを目的としたが，音響測深機の故障等により2台を用いての同時観測は実施できなかった。

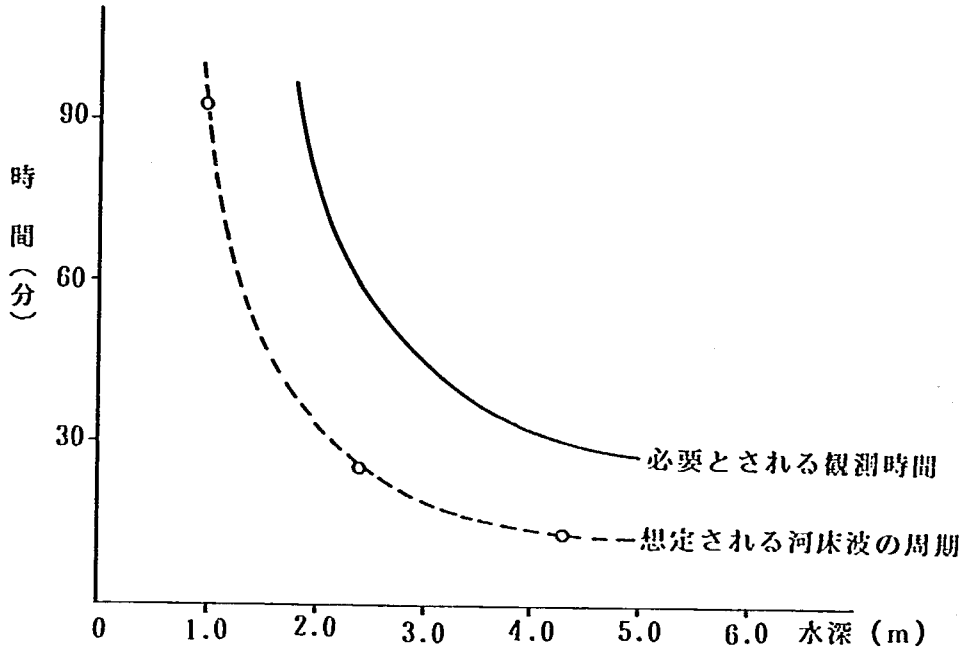


図-6.1.7　河床波観測に必要な時間

6-2　平水時の河床波観測

6-2-1　概　要

涸沼川の平水時における小規模河床波の形成状況と，その変動特性を把握するため，現地観測および河道の空中写真により，河床形態の変化などを調べた。

6-2-2　観測内容

1988年～1989年に行った観測項目とその内容は以下に述べる通りである。

1)　調査方法

(1)　現地調査

現地調査は，観測区間の河道内を実際に歩いて河床形状や河床材料の変化状況を調べた。

(2)　河床高の経時変化

平水時に河床波の形成が認められた地点において，河床波の形状とその移動速度の測定を行った。河床波の移動速度の測定は，2回行っているが，それぞれ測定方法が異なる。

・1988年8月23日の観測

1988年8月23日の観測では，自記式の音響測深機の送受波器をゴムボートに固定し，このボートを下流から上流へゆっくり引上げながら測定する方法によって行った。ゴムボートと河道位置の関係は，約20mのロープを使い，これに1m間隔の目盛を付け，河道の縦断距離とボートの位置関係を記録した。

・1989年9月6日の観測

1989年9月6日の観測では，図-6.2.1に示すように2隻のFRP製の小型ボート（長さ60cm）の後尾に送受波器を取り付け，2隻の舟の間隔を1.5mに保って固定し，河床高の変動状況の測定を行った。この2隻から得られた河床高の変動形状からの位相差を求め，これより移動速度を求める方法を試みた（小型

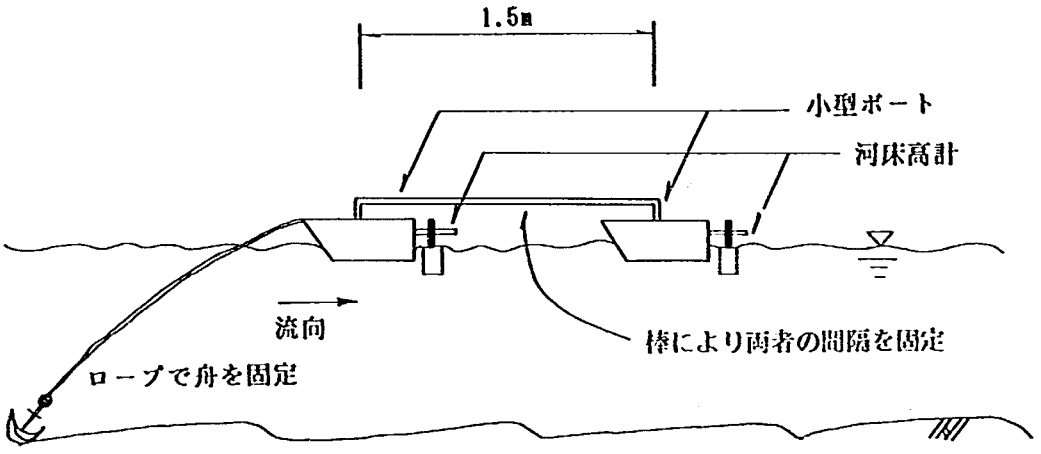


図-6.2.1　観測の状況

ボートによる河床高観測については，9章の9-4節参照の事)。

(3)　模型ヘリによる航測

模型ヘリを用いて低水路の河床状況を撮影した。模型ヘリについては，9章の9-2を参照されたい。

2)　観測月日と観測内容

平水流量時の河床波の形状と河床形態の特性等を調べるため，現地調査と模型ヘリによる空中撮影を実施した。観測月日と観測内容の一覧を表-6.2.1に示す。

表-6.2.1　観測月日と観測内容

	月　　日	水位(T.P.m)	観　測　内　容
現地調査	1988. 8.23	6.765	河床波の形状と移動速度
	1989. 9. 6		
航　　測	1988.10.22	6.665	流況および河床波形状
	1988.11.17	6.435	
	1988.11.22	6.455	
	1988.12.22	6.345	
	1989. 3.16	6.555	
	1989. 3.24	6.435	

6-2-3　観測結果

1)　1988年8月23日現地調査

洪水観測区間の28.0 km～28.5 km間における現地踏査と，観測サイト下流50 m地点で河床波の移動状況等の観測を行った。この調査時の水位は，自記水位計の読みでT.P.6.635mであった。

(1)　現地踏査

現地踏査により分かった事項を以下に述べる。

観測区間の河岸および河床には，砂質粘土の露出部や砂利の堆積箇所が見られる。河床波は，このような箇所を除いた河床表面が粗砂によって形成されている場所に見られる。この河床波は，いずれも上流側が緩

い勾配を持つ三角形に近い形状であり砂堆と考えられる。河床波は一定水深が保たれたある程度の範囲の箇所で，規則的に並列して形成されている。粒径は 1.0～2.0 ㎜の粗砂により構成されており，河床波の波高，波長は，その場の水深や流速によって異なる。観測により得られた河床波の形状と水理量を表-6.2.2 に示す。

表-6.2.2　河床波の形状と水理事

観　測　地　点	波高Hs(m)	波長Ls(n)	水深H(m)	平均流速Vm(m/s)
28.48k 「湾曲部内岸側」	0.05 0.05	1.10 1.25	0.38 0.42	0.64 0.69
28.44k	0.1	1.50 1.40	0.70 0.65	0.81 0.77
28.48k 「湾曲部河道中央」		1.40 1.80 1.70 1.65 1.60	0.40 0.40 0.45 0.45 0.47	 0.77 0.74

(2)　河床高の経時変化測定

測定は 14 時 31 分～15 時 15 分の間に 4 回実施した。観測を実施した区間の平均水深は約 1.0 m，観測時の平均流速は約 0.9 m/s であった。河床縦断の経時変化を図-6.2.2 に示す。今回の測定により，9 m の観測区

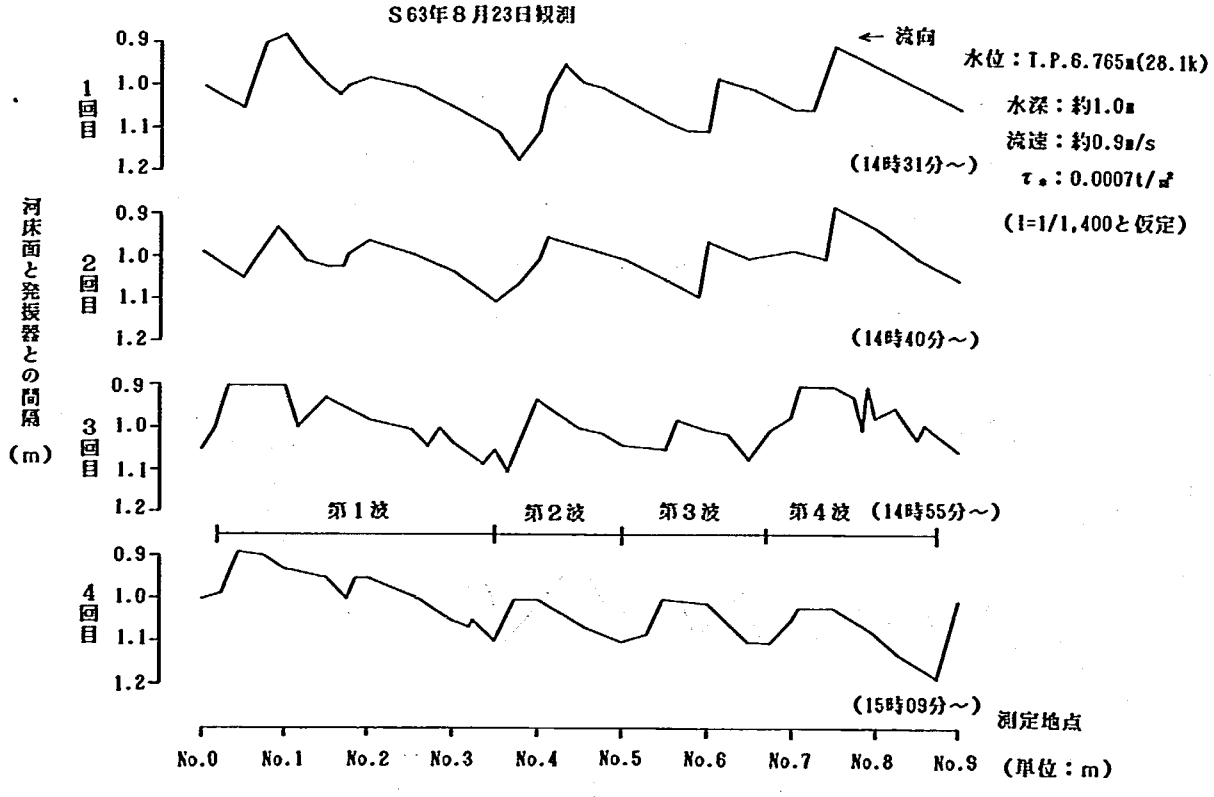


図-6.2.2　河床縦断の経時変化

間内に波長約 1.50～2.00 m, 波高 10.0～20.0 cm 程度で上流側が緩い勾配の三角形に近い河床波形状が 4 つ確認された。また，各河床波が下流へ移動していることも捉えることができた。各観測毎の河床の縦断形状が若干異なるのは，河床波が面的に移動していること，測定が必ずしも同一測線上で行われていないこと（とくに下流側）によると考えられる。平水時の河床波の移動速度は，その測定が必ずしも精度良く行われていないが，各河床波の頂点の移動距離とその移動に要した時間より求めたところ，約 0.25 ㎜/s となる結果が得られた。

表-6.2.3　河床波の移動速度

	移動距離(m)	移動に要した時間(分)	移動速度(㎜/s)
第 1 波	0.50	33	0.253
第 2 波	0.45	32	0.234
第 3 波	0.60	33	0.303
第 4 波	0.40	33	0.202
		平均	0.248

2)　1989 年 9 月 6 日現地調査

前年度とほぼ同じ観測サイト下流 50 m 地点において河床波形状および河床高の経時変化を調べた。観測を実施した区間の平均水深は約 80 cm, 観測時の平均流速は約 1.0 m/s である。河道中央部の河床縦断形状を図-6.2.3 に示す。今回の測定では，15 m の測定区間内に波長 1.00～2.10 m 程度（平均約 1.4 m）で，波高 6.0～14.0 cm 程度（平均約 10.6 cm）大きさの河床波が確認された。河床波の移動速度は，小型ボートを同一地点に固定することが難しかったため，十分な成果を挙げることができなかった。

一方，今回は 2 隻の小型ボートを 1.5 m の間隔に設置し，河床波の移動速度を測定した。しかし，上流側で測定された河床波が下流側の河床高計に計測される時間を前回の観測結果から推定すると，約 90 分の時間を要することになる。2 隻の間隔を狭くして測定時間を短縮する方法もあるが，平水時の河床波の移動速度を求めるには，測線を正確に設定した測定法を用いれば，1988 年に実施した方法が良いと考えられる。測定方法（案）を図-6.2.4 に示す。なお，観測時には，河床材料の採取を行って河床波を構成している粒径も調べる必要がある。

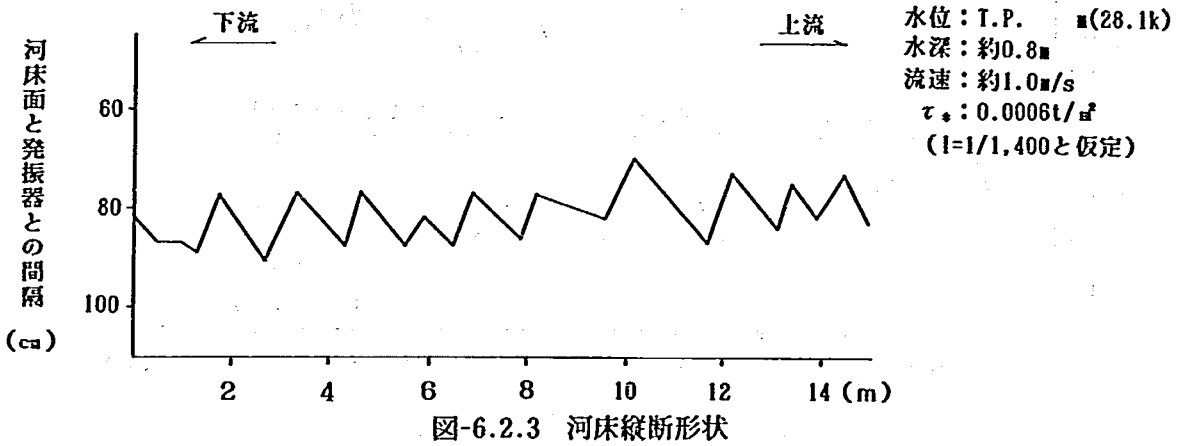


図-6.2.3　河床縦断形状

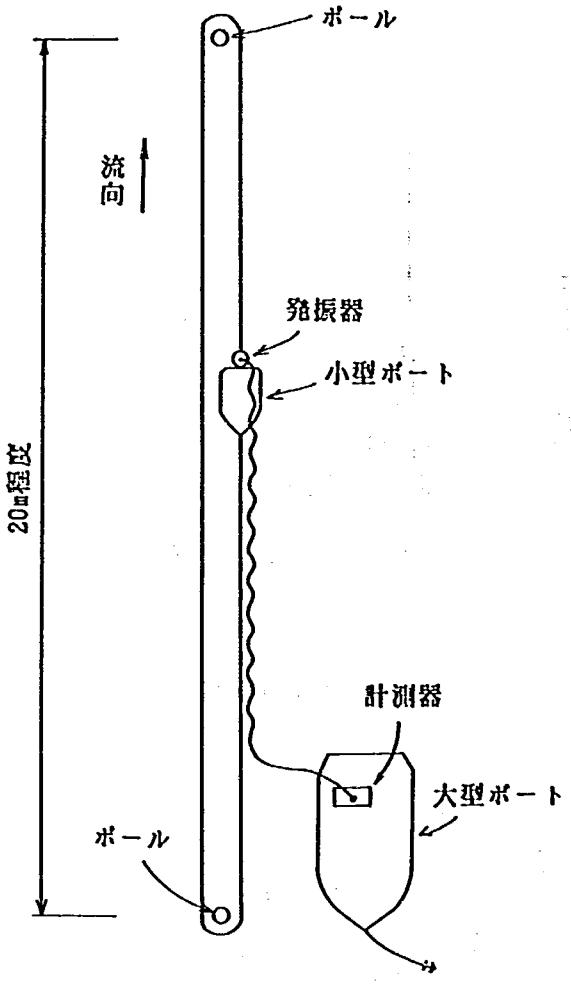


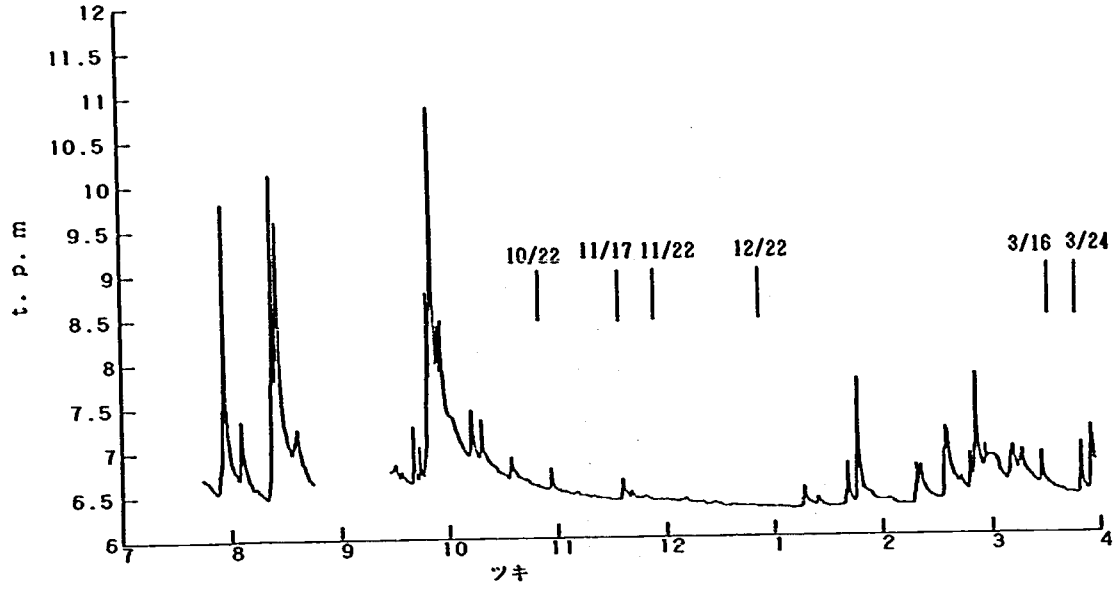
図-6.2.4　平水時の河床波測定方法（案）

3)　1988年10月22日航測

洪水後の河床形態がどのようになっているのかを調べるため，模型ヘリによる航測を実施した。航測時の水位は，観測サイトでT.P.6.665mである。この年の出水期における流況を図-6.2.5に示す。航測時の最後の洪水は，9月26日（推定ピーク流量155 m³/s）に生じている。観測区間の河床状況は，航測成果より3種類に分けられる。1つは，洪水後から平水に戻ったある期間において，上流から掃流されてきた粗砂が河床波(砂堆）を形成して，活発に流下する現象が見られる河床である。もう1つは，流線方向に縦筋が形成された平坦な河床であり，さらにもう一つは，水深が大きくて河床形態が不明な箇所である。観測区間における各河床形態の分布状況を図-6.2.6に示し，その河床状況を写真-6.2.1～6.2.2に示す。筋状の河床は，主として水深が比較的浅い死水域の砂州上およびアーマリングした粗礫の周辺で見られる。河床波は，仁古田橋上流と27.92 km～28.10 kmと28.32 km～28.36 km，28.42 km～28.55 kmの4区間で顕著に見られる。河床波の波長は，いずれも約1.4 m程度である。

4)　1988年11月17，22日航測

前回撮影を行った河床形態が約1ケ月間にどのように変化したかを調べた。図-6.2.5の流況図を見ると，10月22日から11月22日の間に2回ほどの小規模出水が生じたことが確認される。図-6.2.7に観測区間に



※空白部分は欠測

図-6.2.5　位況図

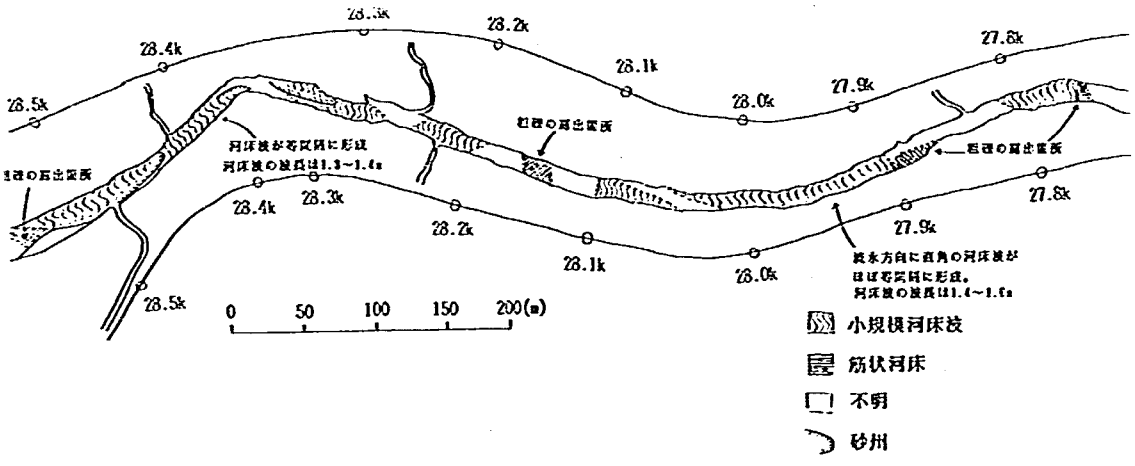


図-6.2.6　河床の状況（10月22日）

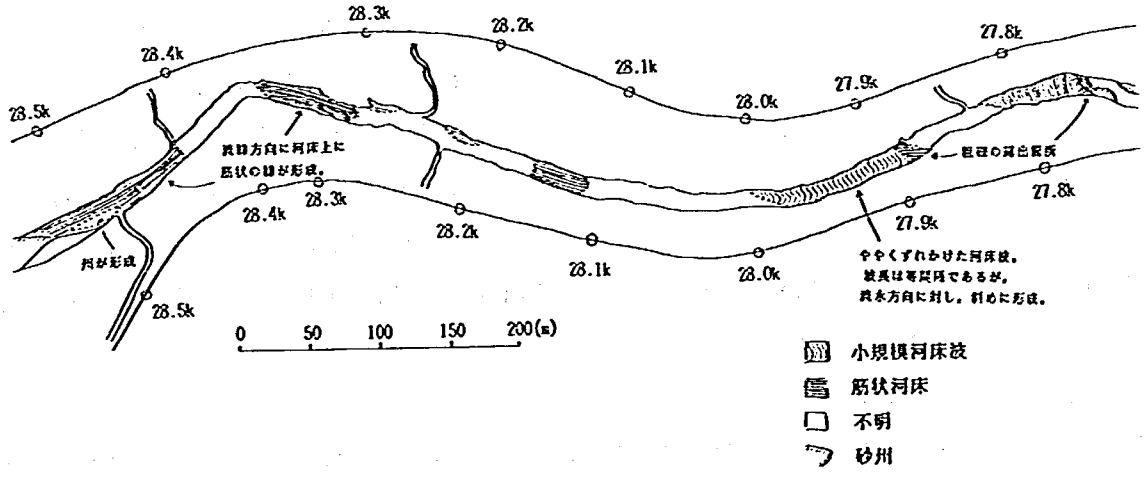


図-6.2.7　河床の状況（11月17，22日）

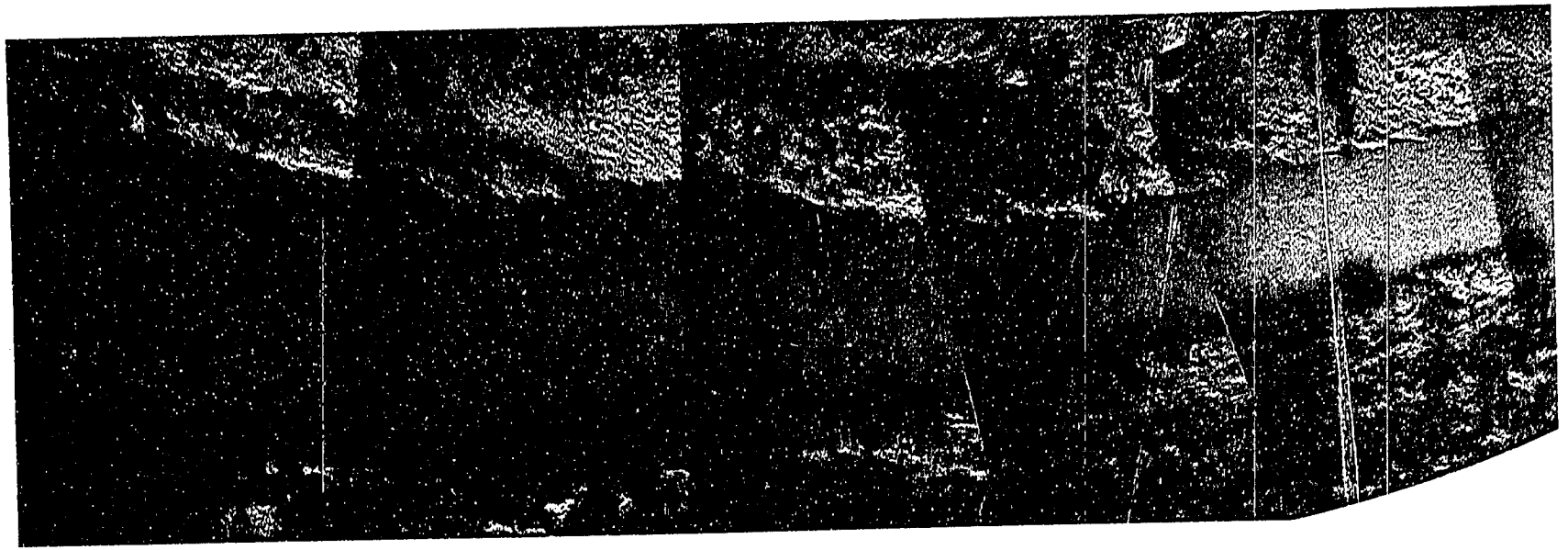


写真-6.2.1

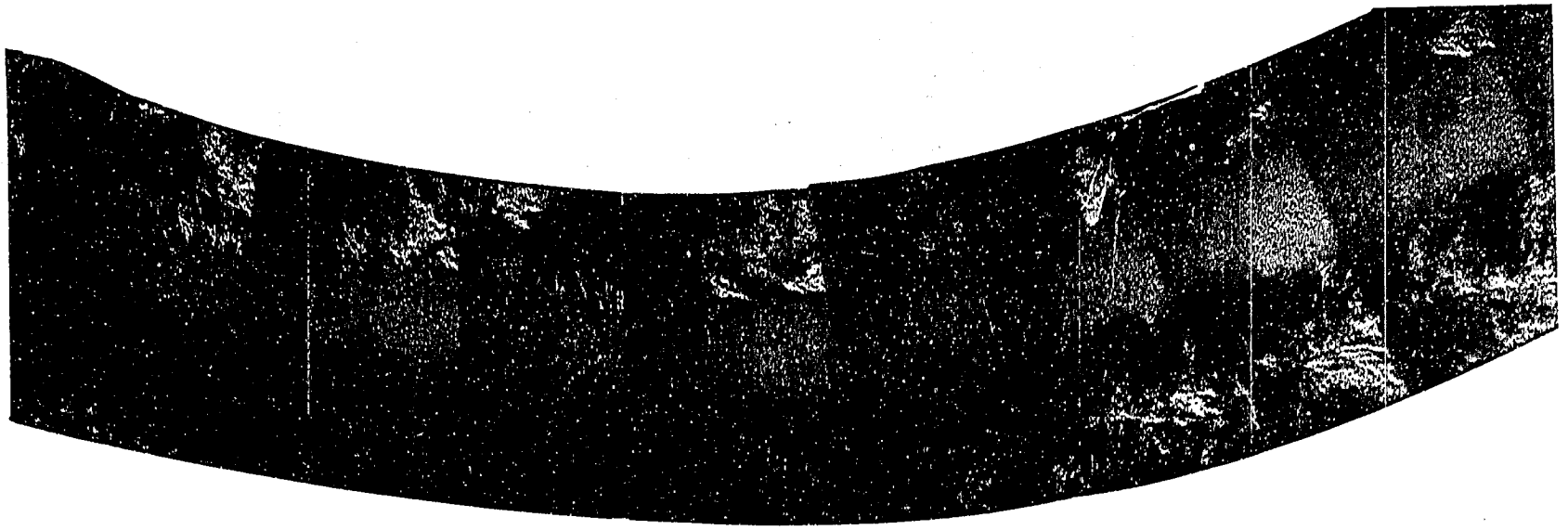


写真-6.2.2

おける各河床形態の分布を示し，その河床状況を写真-6.2.3～6.2.5に示す。先の図-6.2.6と比較すると，河床波が生じていた箇所がかなり減少したことが分かる。27.92 km～28.00 kmの区間の河床波は，10月時の河床波と同じ間隔で形成している。しかし，10月時の河床波が流下方向に対して直角に形成していたのに比べ，流水方向に対して斜めに形成しており，河床波形状がやや消滅しかかっているように見られた。また，河床波の形成範囲が減少した代りに，縦筋状の形状が増えている。縦筋は，アーマリングした砂礫上に藻が群生したものである。藻の生植状況を見ると，藻は茶色と緑色の2種類に分類される。2種類の藻が生じたのは，河床材料，流速，水深，水質，日照等の環境条件の違いによると考えられる。茶色の藻は，アーマリングした砂礫上に生じており，緑の藻は，河床面から突出した巨礫の下流に堆積している粗砂の集団の所に生じている。藻の発生は，水質や水温およびその場の流況によっても異なると考えられる。とくに巨礫の背後は，流速の小さい場が形成されることによって，有機物を多く含むコロイド等が堆積し，そこに藻が成長したものと考えられる。なお，藻の群生は，約1.0 mの幅で長さが約80.0 m程度あるものも見られた。

5)　1988年12月22日航測

さらに1ケ月後の河床形態を調べた。11月22日から12月22日の間には，一度も出水が生じていないことが図-6.2.5の流況図より分かる。図-6.2.8に観測区間における各河床形態の分布を示し，その河床状況を写真-6.2.6～6.2.8に示す。27.94 km～27.98 kmの左岸側砂堆上に，波長が数10 cmの河床波が生じており，また観測区間のほぼ全体に筋状の模様が見られる。河床波（砂堆）の発達が顕著な箇所は，28.38 kmの水衝部下流の左岸側根固め工前面部，28.30 kmの中洲および28.12 kmの竹林の下流の死水域である。これらは河道内の粗砂の流下に伴って，徐々に死水域へこの粗砂の堆積が生じたためと考えられる。

6)　1989年3月16日，24日航測

出水春雨期前の高水敷形状および河床形状を把握するため，16日（河道全域の撮影），24日（低水路部のみの撮影）の両日に撮影を実施した。この撮影によって，16日に確認された河床波が，24日にはすでに消滅していることが確認された。3月16日における河床形態は，11月時点の河床形態とほぼ同じ状況であった。24日の河床形態は，水が濁っていたために，水深が大きいところでは十分に確認できなかったが，12月時点

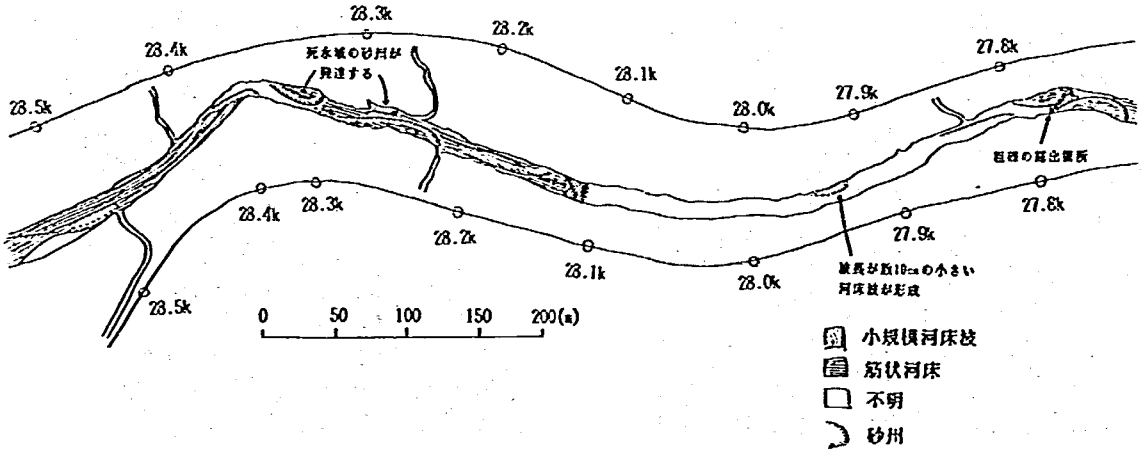


図-6.2.8　河床の状況（12月22日）

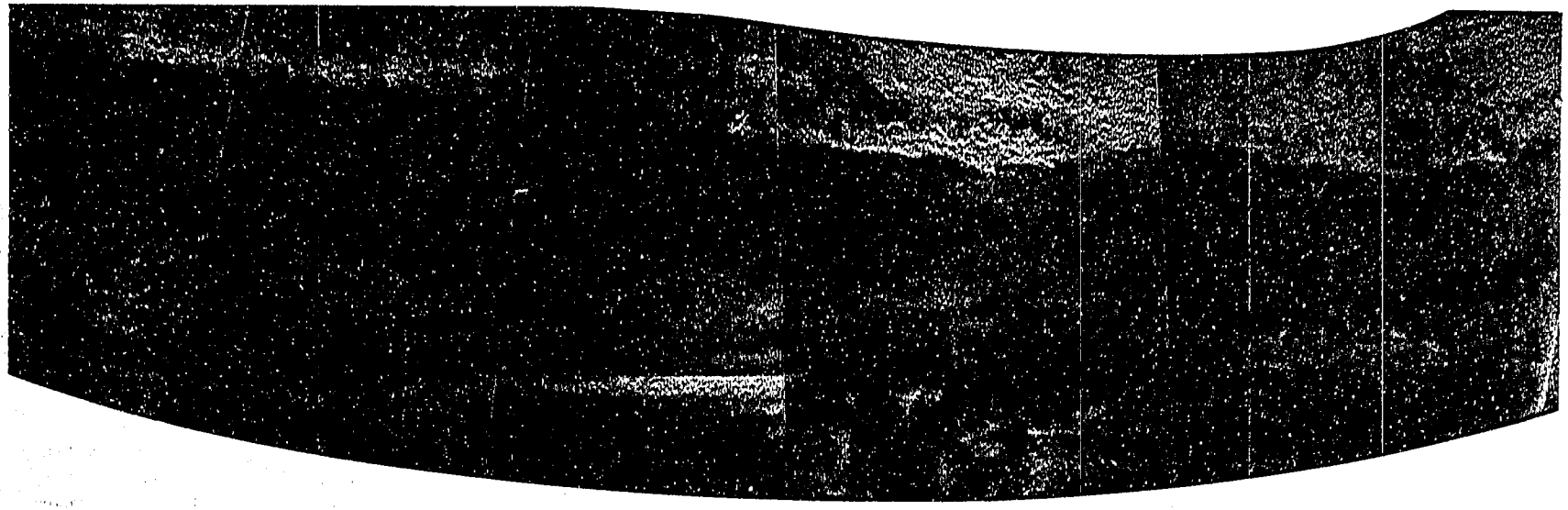


写真-6.2.3

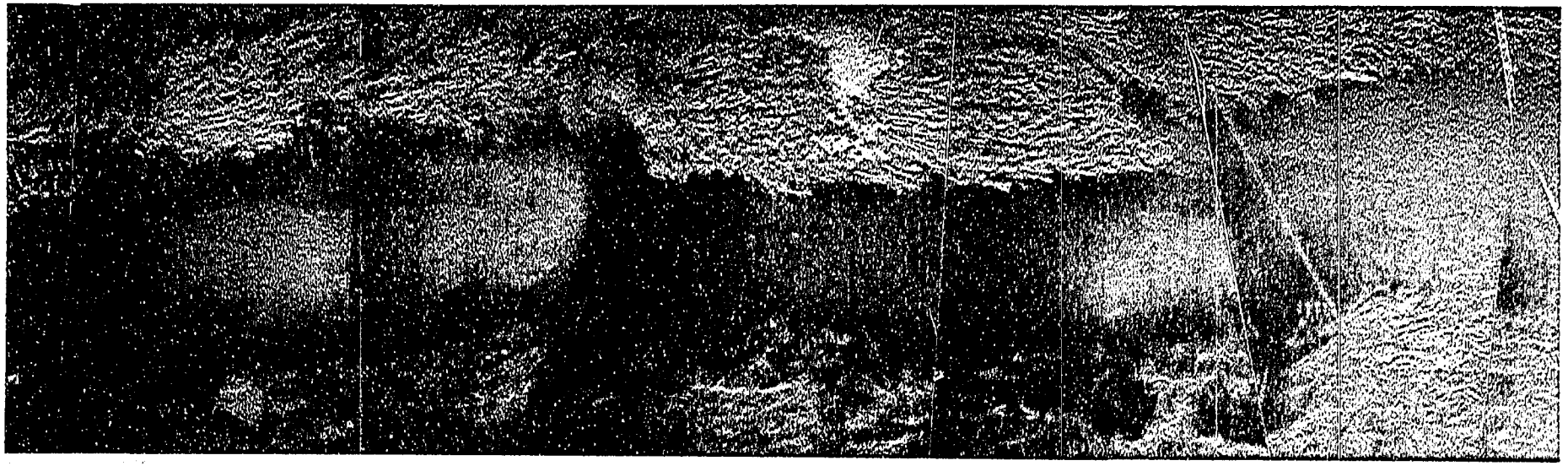
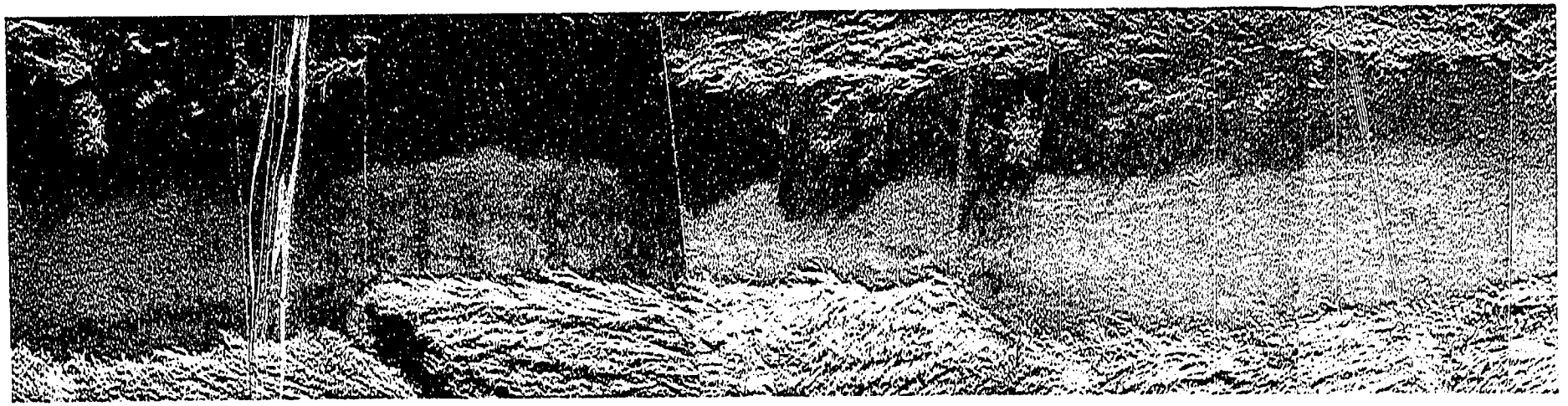


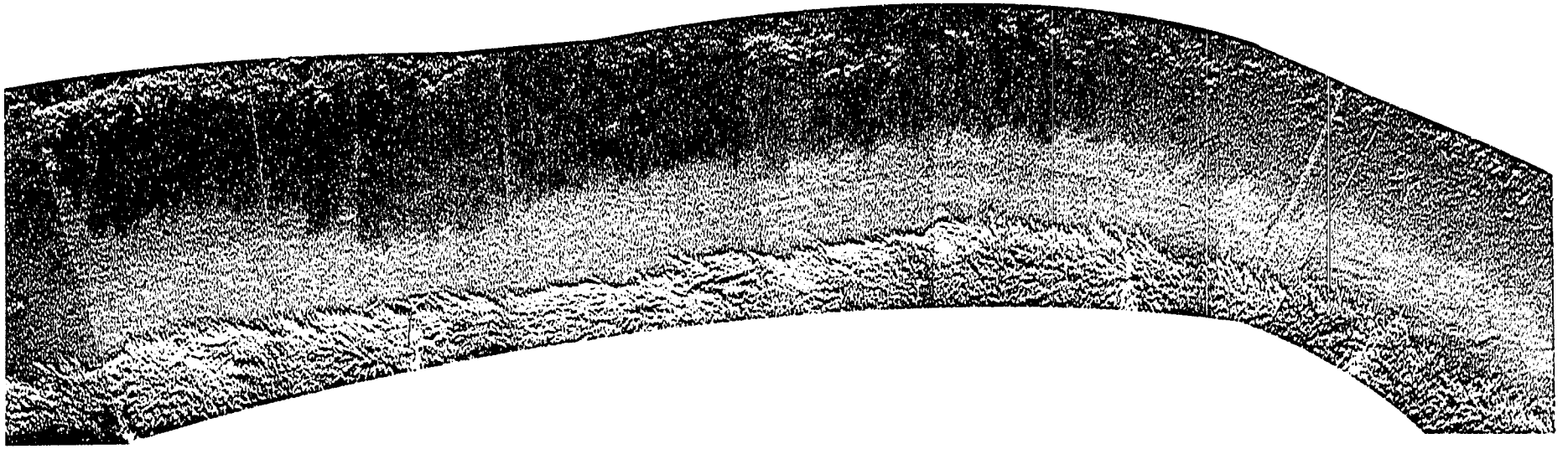
写真-6.2.4

ブロック 6.2.5

ブロック 6.2.7



附图 6.2.8



附图 6.2.9

の河床形態にほぼ等しかった。図-6.2.5の流況図を見ると，出水期後の11～12月より，冬季の1～3月に比較的雨が多く降り，航測を実施した3月中旬は，前回航測を実施した12月より水量が多いことが分かる。16日時点に形成されていた河床波がいつごろから形成されていたものかは不明である。しかし，1月から3月の間に生じた洪水は，水位が最大でもT.P.8.0m以下の小規模なものであることから，少ない流量時においても河床波が形成されるものと考えられる。また，河床波は短期間で消滅することから，10月22日時点の河床波は，9月28日の洪水によって形成されたものが河道内に残っていたのではなく，このときの水理量によって形成されていたものと推定される。なお，今回の一連の観測により，27.92 km～28.10 kmの区間において，河床波が顕著に生ずることが分かった。これは下流の27.90 km地点に砂利の堆積箇所があり，この影響により上流水位が堰上げられ，河床波を形成させる粗砂がこの区間に堆積し易いためと考えられる。

6-2-4　観測結果のまとめ

平水時の河床波観測より，以下の事項が明らかとなった。

(1) 平水時には，粗砂（dm＝0.5～2.0 ㎜）によって構成された河床波が形成することが明らかとなった。

(2) 観測サイト下流50 m地点で水深約1.0 m，流速約0.9 m/sのときに，波長約1.5～2.0 mで波高10.0～20.0 cm程度の河床波が観測された。この時の河床波の移動速度は，約0.25 ㎜/sであった。

(3) 平水時における河床波の移動状況を測定するには，測線を正確に設定することによって，1988年に実施した方法を適用すれば良いと考えられる。なお，観測時には，河床材料の採取も行って河床波を構成している材料の粒径も調べる必要があろう。

(4) 流量の減少に伴って，河床波は消滅し，河床波を構成していた粗砂は，河岸や淵の死水域に堆積，沈殿することが認められた。

6-2-5　河床波観測の今後の課題

砂礫の移動限界をτ_{*c}＝0.02～0.05と定義して，各種流量時における観測サイト周辺での河床材料の動き易さを調べた。表-6.2.4，表-6.2.5と図-6.2.9にその結果を示す。観測サイト周辺では，河床表面の細粒分が流下した後に砂利が現われる。しかし，この砂利層は約10～20 ㎜程度の粒径で構成されており，図-6.2.9と比較すると水深が3 mもしくは4 m以下，すなわち低水路満杯以下の流量時には動きにくいことが分かる。観測区間の河床材料には，マサ土の風化した粗砂の集団と，粒径10～20 ㎜の砂礫の集団が多く占めている。よって，低水路満杯以下の流量時の観測サイト周辺では，主に粗砂の集団しか移動しないと考えられる。以上のようなことから，今後観測台で行う洪水時の測定は，①低水路満杯流量以下の粗砂の挙動についての観測と②低水路満杯流量以上時に砂礫が加わった河床変動の観測に分れると考えられる。

表-6.2.4　水理諸量一覧表

(増水期のとき)								
h(cm)	50	100	150	200	300	400	500	600
I	1/1400	1/1300	1/1200	1/1100	1/1100	1/1100	1/1000	1/1000
U.(cm/s)	5.92	8.68	11.07	13.35	16.35	18.88	22.14	24.25
dc(cm)	0.43	0.93	1.52	2.20	3.31	4.41	6.06	7.27
上0.05下0.02	1.08	2.33	3.79	5.51	8.27	11.02	15.16	18.18
(減水期のとき)								
h(cm)	50	100	150	200	300	400	500	600
I	1/1300	1/1200	1/1100	1/1000	1/950	1/900	1/900	1/900
U.(cm/s)	6.14	9.04	11.56	14.00	17.59	20.87	23.33	25.56
dc(cm)	0.47	1.01	1.65	2.42	3.83	5.39	6.73	8.08
上0.05下0.02	1.17	2.53	4.13	6.06	9.57	13.47	16.83	20.20

(h：水深，I：水面勾配，U.：摩擦速度，dc：移動限界粒径)

表-6.2.5　水理諸量一覧表

(d_{60}=0.14cnで増水期のとき)								
h(cm)	50	100	150	200	300	400	500	600
I	1/1400	1/1300	1/1200	1/1100	1/1100	1/1100	1/1000	1/1000
U.(cm/s)	5.92	8.68	11.07	13.35	16.35	18.88	22.14	24.25
τ_*	0.15	0.33	0.54	0.79	1.18	1.57	2.17	2.60
R/d	357.1	714.3	1071.4	1428.6	2142.9	2857.4	3571.4	4285.7
(d_{60}=0.14cmで減水期のとき)								
h(cm)	50	100	150	200	300	400	500	600
I	1/1300	1/1200	1/1100	1/1000	1/950	1/900	1/900	1/900
U.(cm/s)	6.14	9.04	11.56	14.00	17.59	20.87	23.33	25.56
τ_*	0.17	0.36	0.59	0.87	1.37	1.92	2.40	2.89
R/d	357.1	714.3	1071.4	1428.6	2142.9	2857.1	3571.4	4285.7
(d=3.50cmで増水期のとき)								
h(cm)	300	400	500	600				
I	1/1100	1/1100	1/1000	1/1000				
τ_*	0.05	0.06	0.09	0.10				
R/d	85.7	114.3	142.9	171.4				

(h：水深，I：水面勾配，τ_*：無次元掃流力，U.：摩擦速度，d：移動限界粒径)

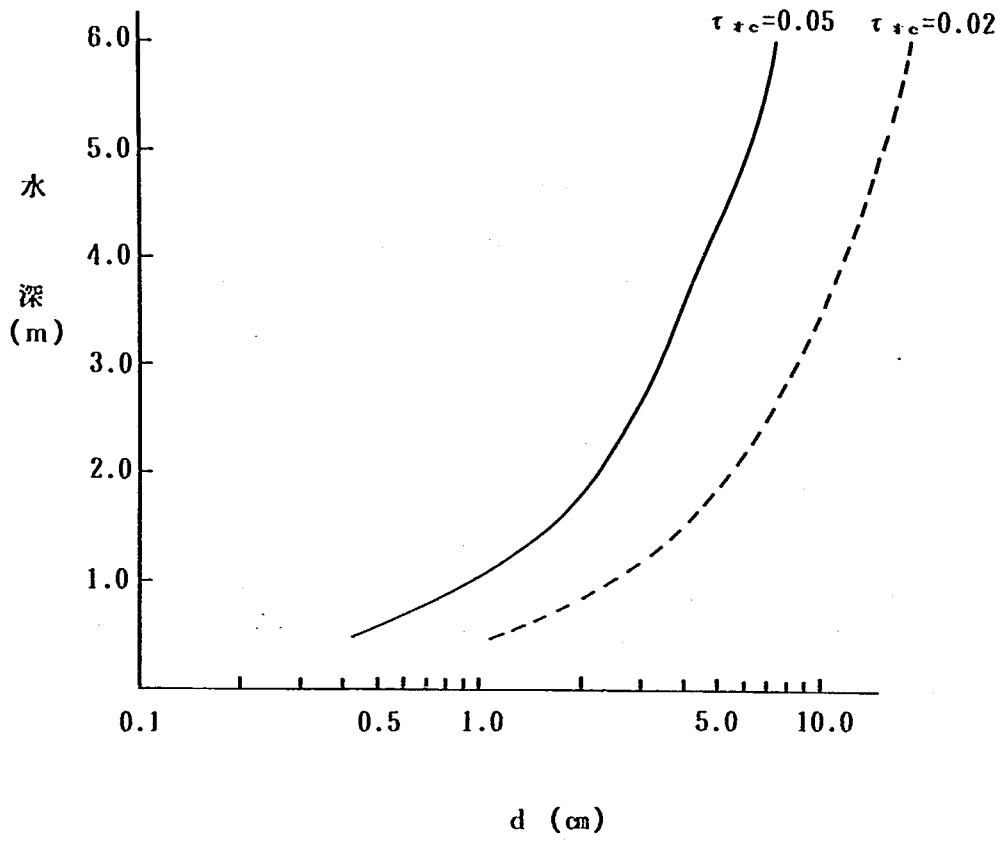


図-6.2.9　各種水深時における河床材料の移動限界粒径（観測サイト）

第7章　高水敷の特性とその形成

7-1　高水敷上の土砂の堆積厚と粒径

7-1-1　調査目的

高水敷に流水が乗り上がると低水路内で巻上がった砂も流水とともに高水敷上に運搬される。高水敷に舞上がった砂は掃流力の低下に伴い，堆積する場合がある。涸沼川においては，1988年～1989年に高水敷が冠水する洪水が数回あり，高水敷上に氾濫堆積物を残した。1988年7，8月および，1989年8月の洪水を対象に，高水敷の堆積物調査を行った。この項では，堆積物調査とその調査結果を記述し，さらに，その結果をもとに高水敷上へ砂が堆積する水理環境およびその機構について検討する。

7-1-2　調査内容と方法

1988～1989年に行った高水敷上の堆積物調査における測定項目およびその測定方法は以下の通りである。

1)　調査項目

①　平面的な堆積範囲

②　堆積物の厚さの横断方向の変化（堆積物の土層構造および層序）

③　堆積物の粒径の平面的な分級状況

2)　調査方法

①　堆積範囲（平面分布）

実際に高水敷上を歩き，堆積物とその堆積範囲について目測により把握し，縮尺1/1000の平面図に堆積範囲を書入れた。堆積物は砂（粗，細），シルトに分類した。

②　堆積物の厚さの横断方向の変化（土層構造および層序）

1988年7，8月の調査方法と1989年8月以降の調査方法は異なる。

1988年7月，および8月の調査方法は次の通りである。高水敷上を踏査し，河畔堆積物を探す。次にトレンチ調査を行い，堆積物の層厚を求めると同時に土の一部を採集し持帰って別途粒度分布を求めた。

トレンチ調査においては，一回の洪水で堆積した砂の層厚を判別することが要求される。多くの場合，河畔堆積物は複数の洪水により運搬された砂が積み重なって形式されたものであって，本来ならば層構造を成しているので，層構造を判読することによって各洪水における堆積厚を読取ることが出来る。ところが涸沼川の場合，植生の根やみみず等によって堆積物は乱されており，層構造を正確に把握できない状況にあった。そこで多少の問題はあるものの，便宜的に以下の基準を設け，これに従い堆積物を推定した。

・土層構造が明瞭なところは最上層を一回の洪水で堆積した堆積物とした。

・比較的新鮮な（腐食していない）草の層があった場合はこれより土層を一回の洪水で堆積した堆積物とした。

1989年8月より以後の調査は以下のような方法に従った。

1988年7，8月の調査を通じ，堆積物の土層構造から一回の洪水による堆積量を判読する調査は大きな誤差

を生む可能性があること，判読が難しいことなどの欠点を有することが明らかとなった。そこで，1989年8月以後の調査では洪水後に横断測量を行い，洪水前の横断測量結果と比較することによって一回の洪水による堆積量を推定した。

③ 粒度分布

1988年7月洪水後の調査では，表層堆積物を採取した。採取方法は以下に示す通りである。まず，スコップで表層から5～10 cm程度の深さの土砂を採取し，カッター等を用いて下層を十分に除いたものを採取試料とした。採取した堆積物の粒度分布を知るために粒度試験（JIS A 1204）を行い，粒度分布を把握した。1988年9月洪水以後の調査では，堆積物の粒径の推定を容易にするために以下の方法を用いた。堆積物を厚紙の上に乗せ，粒径の読取りが可能となるように試料を広げ，その上からセロハンテープを張り付けた。これと市販の粒度票とを比較することにより粒径を判読した。図-7.1.1に採取した一例を，図-7.1.2に粒度票を示す。

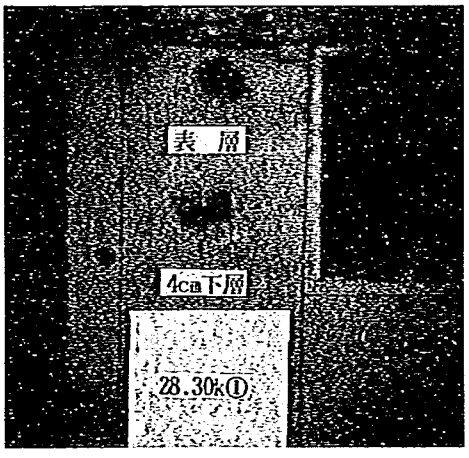


図-7.1.1 実物採取

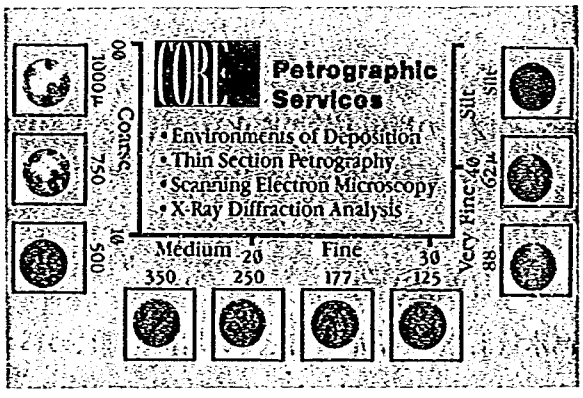


図-7.1.2 粒度票

7-1-3 調査結果

高水敷の堆積物を対象に行った調査結果について各洪水ごとに報告し，また，1988年～1989年の洪水における高水敷上の堆積状況について推定する。

1) 1988年7月洪水

1988年7月28日から29日にかけて梅雨前線の影響で降った雨により洪水が発生し，観測台に設置してある自記水位計はT. P. 9.72 mのピーク水位を記録した。洪水の詳細については3章を参照されたい。

(1) 高水敷に供給される浮遊砂の粒径の推定

同洪水のピーク時の低水路の摩擦速度は $u_* = 18.8$ cm/s（水面勾配1/1000，河床高T. P. 6.1 m，高水敷高T. P. 9.5 m）であった。図-1.7.3は同水理量時の各粒径の浮遊砂の濃度分布形（ラウス分布）を示したものである。図-1.7.3より，高水敷の高さまである程度の量が舞上がっている砂の粒径はおよそ0.3 mm以下のものであると推定される。

表-7.1.1　遊砂粒径の算出結果

$w_o/(x \cdot u_*)$	2	1	1/2	1/4	1/8	1/16	1/32
w_o	15.1	7.5	3.8	1.9	0.9	0.5	0.23
d	1.06	0.53	0.27	0.13	0.10	0.07	0.05
Cd の算出式	*Allen* 式　$Cd=12.65/Re^{0.5}$				*Stokes* 式　$Cd=24/Re$		

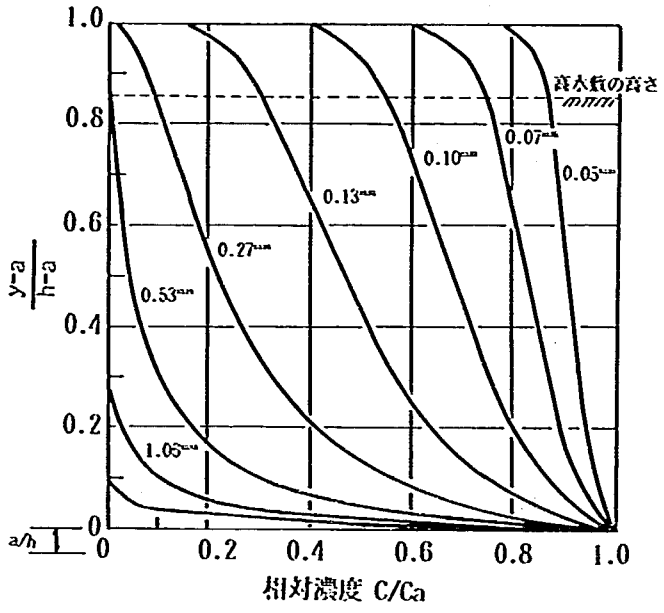


図-7.1.3　浮遊砂の相対濃度分布（1988年7月洪水）

(2)　高水敷上の堆積物の状況について

洪水後に高水敷上の堆積物に注目して調査区間（28.50～27.80 km）を観測した結果，高水敷には砂（粒径 d＝0.04～0.02 cm）を主とした堆積物とシルト（粒径 d＝0.074 cm 以下）を主とした堆積物が点在していることがわかった。シルトや泥層の堆積物は湿っている時は黒く，乾燥すると亀甲型の亀裂がはいるため，砂とシルトの堆積物の境界は判別しやすい状況にあった。図-7.1.4 および図-7.1.5 は 28.50～28.10 km の区間における堆積物の平面分布，堆積厚を示したものである。これより，河岸近くでは，砂の堆積物が見られ，河岸から離れるとシルトの堆積物が見られることがわかった。

以下に地点別に堆積状況の詳細について記す。

①　28.46 km 右岸

28.46 km 右岸は低水路の流れが高水敷に乗り上げる地点であって高水敷にはヨシが密に繁茂している。同地点の堆積状況はつぎの通りである。低水路の流れが高水敷に乗り上げる A 地点では堆積厚は約 10 cm であり，高水敷に乗り上げた流れが落込む B 地点では堆積厚は約 1.3 cm であった。堆積物について見ると A 地点では砂の堆積物が見られたが，B 地点ではシルトの堆積物が見られた。図-7.1.6 は A 地点の堆積物の粒度分布を示したものである。図より A 地点の堆積物は分級が悪く，A 地点では様々な粒径のものが堆積できる環境であったことがわかる。

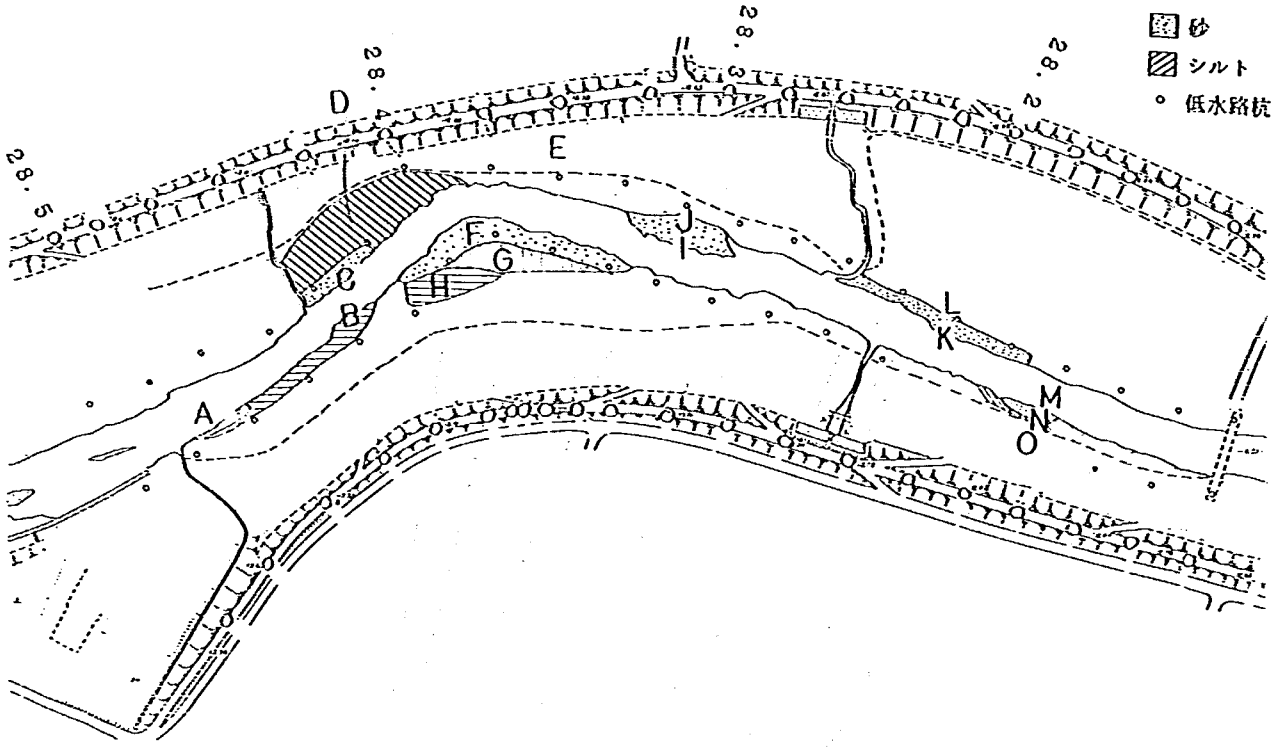


図-7.1.4　堆積物の平面分布（1988年８月）

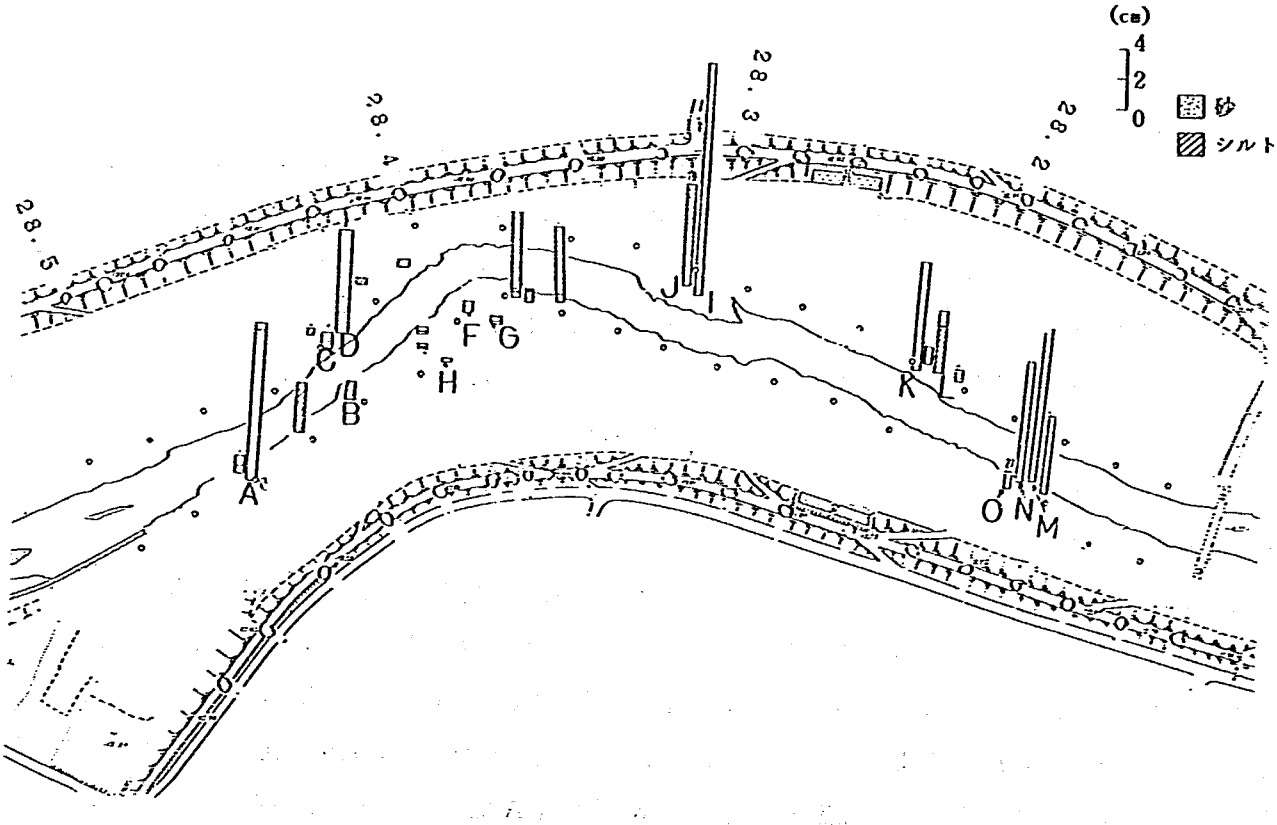


図-7.1.5　堆積厚（1988年８月）

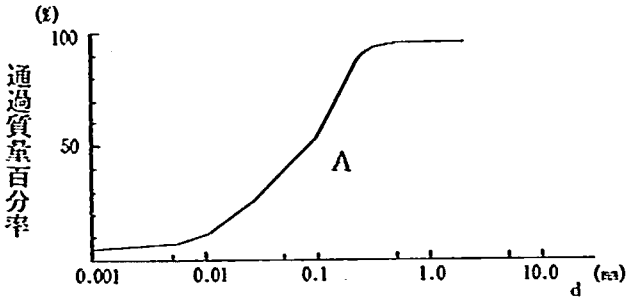


図-7.1.6　粒度分布（28.46km）

② 28.40 km 左岸

28.40 km 左岸は低水路の流れが高水敷に乗り上げる地点である。同地点は高水敷が２段の階段状になっており，調査は低い段のほうで行った。同地点の堆積状況は以下の通りである。全般的に堆積物の粒径，厚さとも低水路からの距離が大きくなるほど小さくなる傾向が見られた。河岸低水路の流れが高水敷に乗り上げるＣ地点では 6.7 cm の砂の堆積物が，河岸から７m 離れたＤ地点では厚さ約 0.5 cm のシルトの堆積物が見られた。Ｅ地点は冠水したが堆積物がなかった地点である。この原因としてはＤ地点にくらべ標高が高く，冠水深，冠水時間ともにわずかであったこと，Ｄ地点でほとんどの浮遊砂が沈降し，Ｅ地点に供給される浮遊砂が少なかったことが考えられる。

③ 28.36 km 右岸

28.36 km 右岸は湾曲部の内岸である。同地点の高水敷は図-1.3.1 に示すように３段の平坦面になっており，堆積物が見られたのは低位の２面であった。堆積物採取地点は最下面上でＦ，Ｈ点の２点，中位面でＧ点の計３地点である。調査地点周辺には比較的背の低い植生が繁茂している。図-7.1.7 に同地点の堆積物の表面粒度分布を示す。堆積物はＨ点，Ｆ点が砂でＧ面がシルトであった。

④ 28.30 km 左岸

28.30 km 左岸にある堆積物は，低水路内にあった砂州状の堆積物の高さが増して高水敷状になったものである。同地点には，植生（ヨシ）が密に繁茂している。同地点の堆積状況は以下の通りである。図-7.1.8 は同地点の堆積物の粒度分布を示したものである。図よりＩ,Ｊ両地点の堆積物とも分級がよく，かつＩ地点の堆積物の粒径の方が小さいことがわかる。しかし，その差は有意なものとは言い難い。

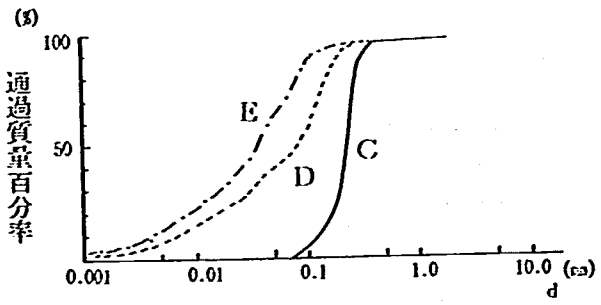


図-7.1.7　粒度分布（28.36km）

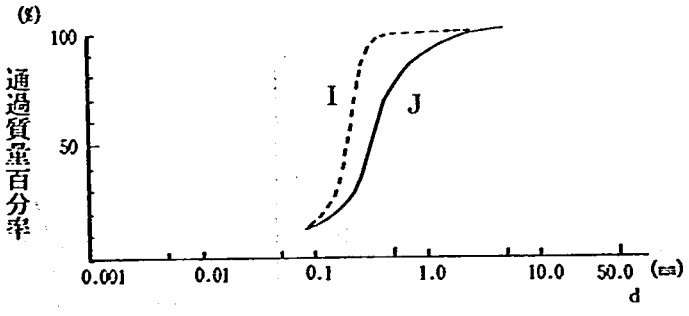


図-7.1.8　粒度分布（28.30km）

⑤　28.22 km 左岸

28.22 km 左岸は高水敷上を畑として利用しているところであって，観測区間の高水敷中でも特に標高が低い箇所であり，洪水初期より冠水する。同地点の堆積状況は以下の通りである。低水路の流れが高水敷に乗り上げる河岸近傍には砂が堆積し，K 地点での堆積厚は 7 cm であった。河岸から離れるにつれて堆積厚は減少する傾向にあり，河岸から約 3 m 離れた L 地点の堆積厚は 1 cm であった。なお，本調査において，シルトの堆積物を見つけられなかったが，実際のところは高水敷が畑であり堆積物ともとの地被との判別が難しかったために見落しがあったものと考えられる。

⑥　28.16 km 右岸

同地点は高水敷より約 2 m の低いところであり，樹木（柳）が繁茂している。図-7.1.9 は同地点の横断方向の堆積を示したものである。堆積物は砂によりなる。堆積物は河岸から遠ざかるにつれて減少しており，河岸近傍では厚さ 10 cm であったのが，河岸から 50 cm 離れた地点では厚さ 7.9 cm であった。さらに 1 m 離れた地点では厚さばかりでなく粒径も減少しており，厚さ 0.5 cm で，粒径はシルトの範囲に入る大きさであった。図-7.1.10 は同地点の堆積物の粒度分布を示したものである。図より，堆積物は分級が良いこと，河岸から離れると細粒化していることがわかる。

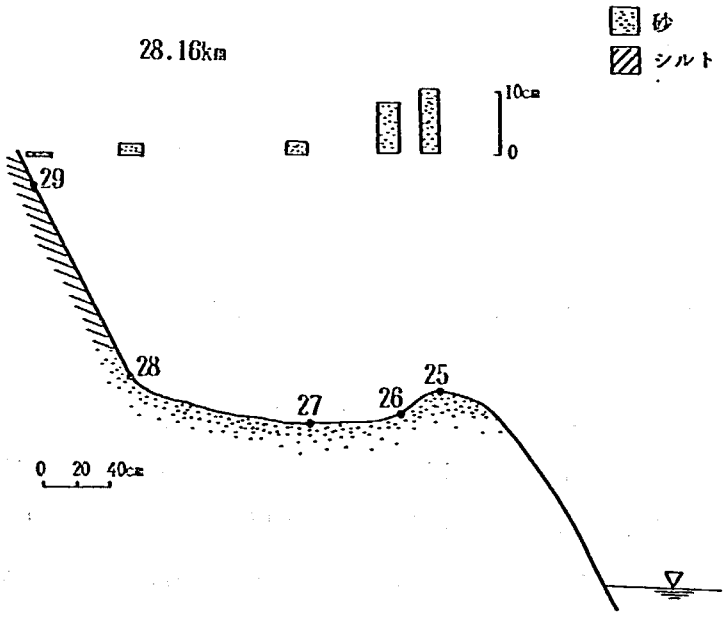


図-7.1.9　28.16km右岸の横断図（1988年 7 月洪水後）

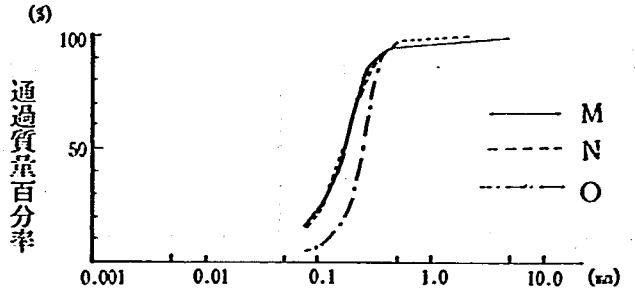


図-7.1.10　粒度分布（28.16km）

2) 1988年9月洪水

1988年9月25日から26日にかけて，低気圧の影響で降った雨により洪水が発生した。自記水位計はピーク水位T. P. 10.541 mを記録した。洪水の詳細については3章を参照されたい。

(1) 高水敷に供給される浮遊砂の粒径の推定

高水敷の高さまで舞上がる浮遊砂の粒径を，1) と同様の考え方に従い推定した。洪水ピーク時の低水路の摩擦速度は20.9 cm/s（水面勾配1/1000，河床高T. P. 6.1 m，高水敷高T. P. 9.5 mとした）である。舞上がっている浮遊砂の濃度分布は図-7.1.11に示したものとなる。この水理環境のもとでは高水敷の高さまでまきあがる浮遊砂の粒径は約0.3～0.4 ㎜以下であると推定される。

(2) 洪水堆積物の状況について

洪水後に高水敷上の堆積物に注目し，調査区間を観察した結果，堆積物の発生地点は前回の調査の時点に砂の堆積物があった地点に限られており，新たな堆積物発生地点は見られなかった。図-7.1.12～7.1.14に，それぞれ堆積物の平面分布，厚さ，粒径を示す。前回の調査にくらべ，堆積の発生地点が限られているようであるが，堆積物の見られた28.36 km右岸，28.30 km左岸はいずれも標高の低いところであった。このことは，標高の低い地点の堆積速度がかなり大きく〝発達途上〟にあるのに対して，標高の高いところは堆積速度が小さく〝成熟〟に近づいていることを表している。つぎに各地点の堆積状況について報告する。

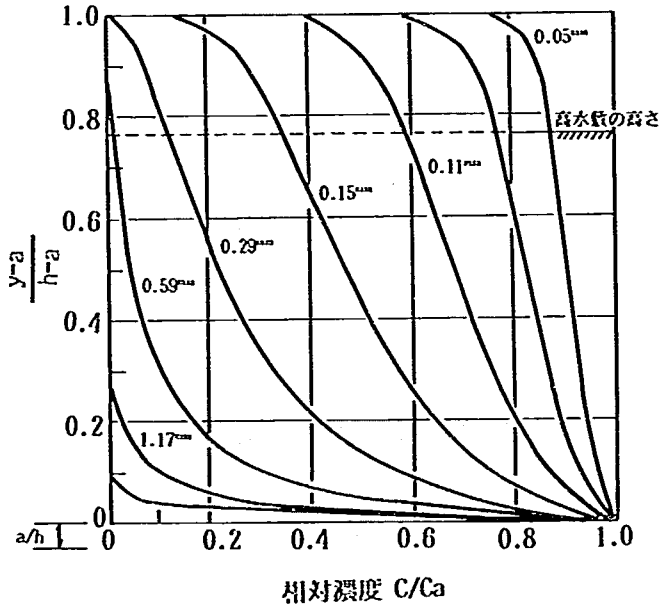


図-7.1.11 浮遊砂の相対濃度分布（1988年9月洪水）

表-7.1.2 浮遊砂粒径の算出結果

$w_o/(x \cdot u_*)$	2	1	1/2	1/4	1/8	1/16	1/32
w_o	16.7	8.4	4.2	2.1	1.0	0.5	0.26
d	1.17	0.59	0.29	0.15	0.11	0.07	0.05
Cdの算出式	*Allen*式 $Cd=12.65/Re^{0.5}$				*Stokes*式 $Cd=24/Re$		

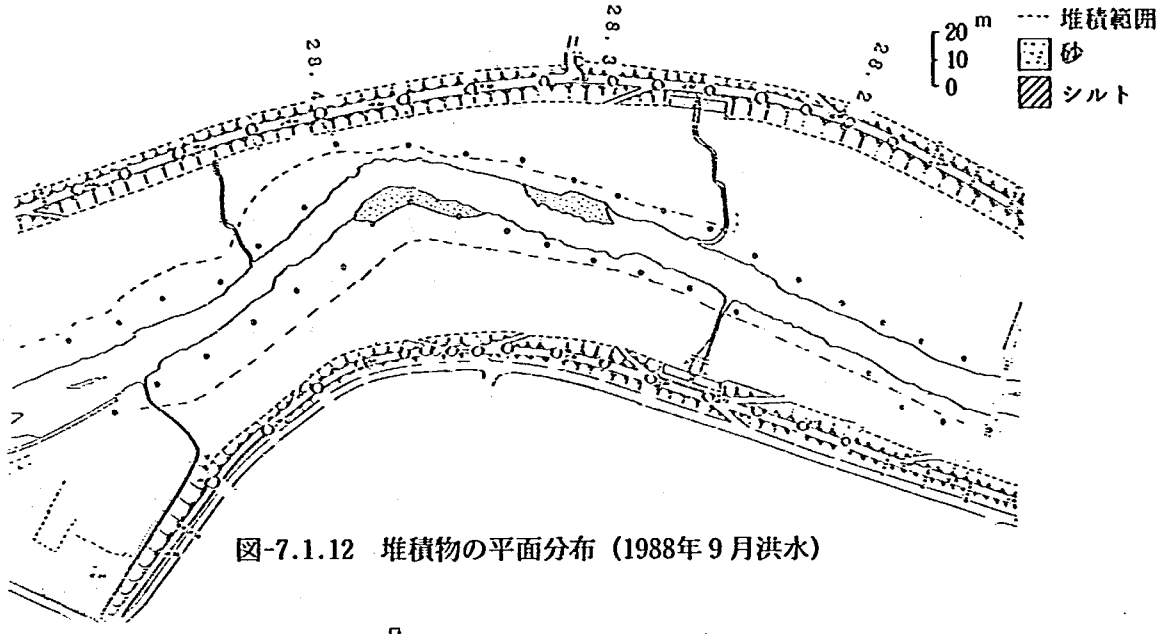


図-7.1.12　堆積物の平面分布（1988年９月洪水）

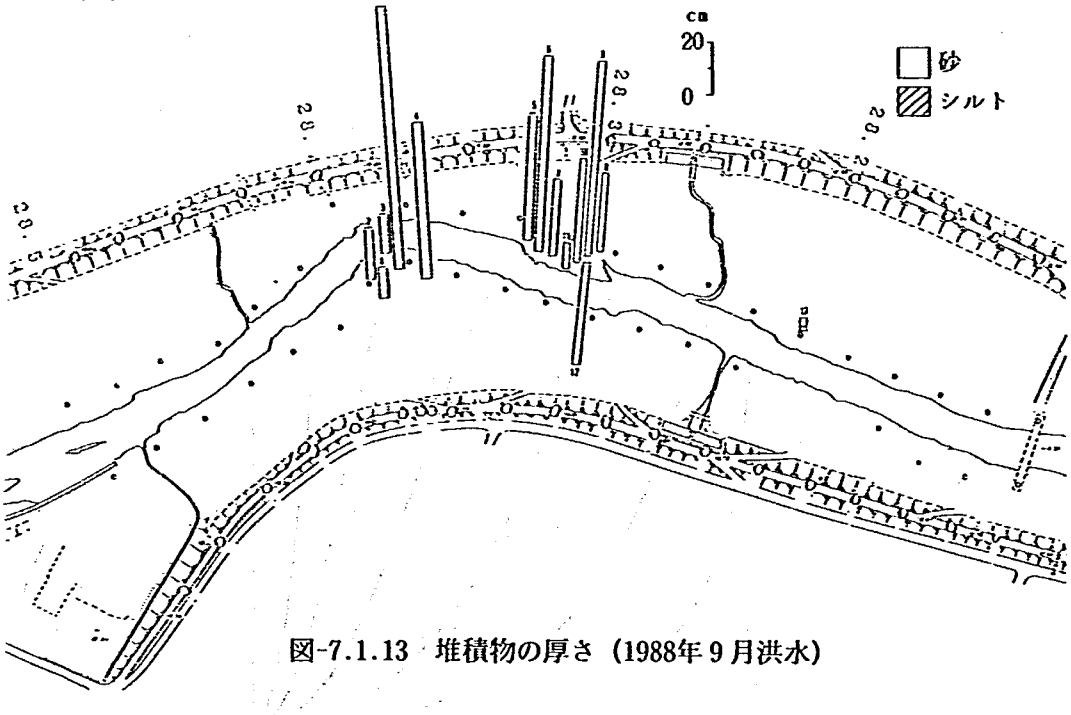


図-7.1.13　堆積物の厚さ（1988年９月洪水）

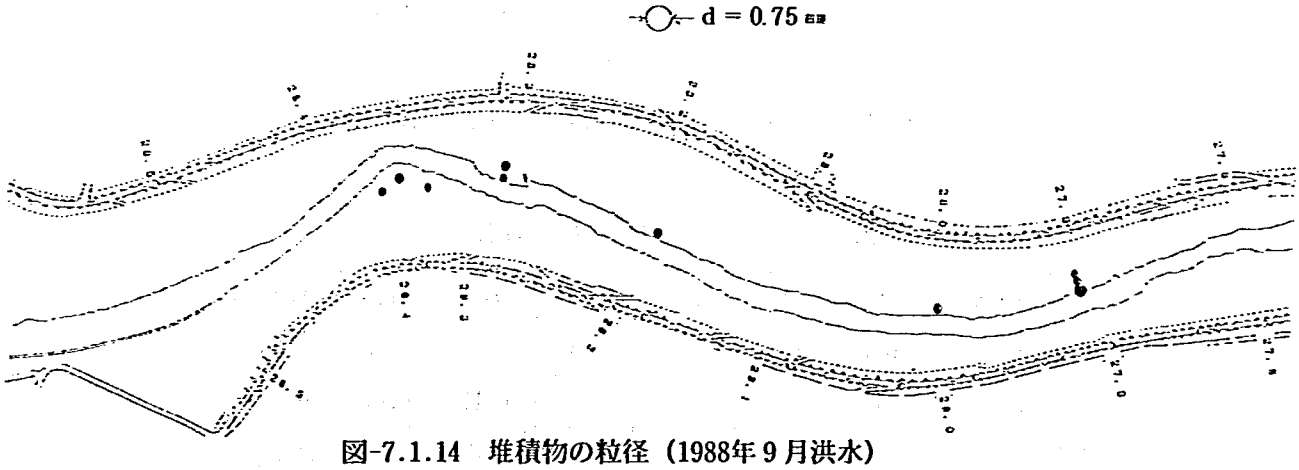


図-7.1.14　堆積物の粒径（1988年９月洪水）

① 28.36 km 右岸

28.36 km 右岸は前回の堆積物と比較すると河岸の堆積物は同様に砂であるが，堆積範囲が狭くなっている。前回の堆積厚と比較するとF地点の堆積物厚が5 cm から9 cm と，G地点が1 cm から1.2 cm と厚くなっている。

② 28.30 km 左岸

28.30 km 左岸は前回と同様に砂の堆積物が見られた。また，砂の堆積物は分級が良かった。前回の堆積状況と同様に，堆積物は高水敷近くで厚く，多い地点で9 cm の厚さがあった。図-7.1.14 より堆積物の粒径は前回の堆積物のものと比較するとJ地点の堆積物の粒径が0.42 ㎜から0.25 ㎜と細粒化していた。

③ 27.90 km 左岸

27.90 km 左岸は河岸近傍に植生（篠竹）が繁茂している地点である。この植生と植生との間にシルトが堆積しており，河岸近くの植生の前面に砂が堆積していた。図-7.1.15 は同地点の横断方向の堆積状況を示したものである。図より堆積厚は河岸で12 cm であり，河岸から1 m 離れた地点は1 cm であったことがわかる。また，粒径も細粒化していた。

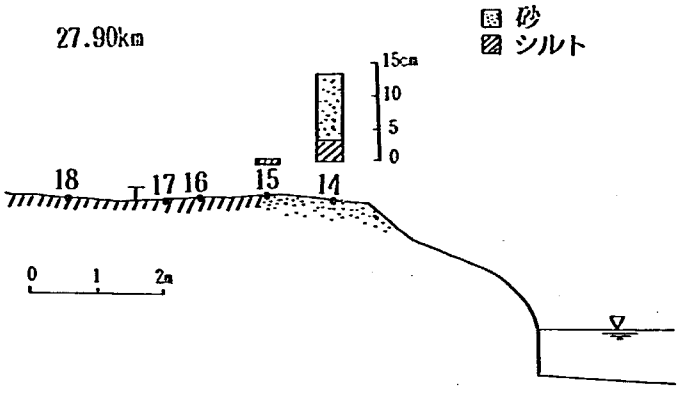


図-7.1.15 27.90km地点の横断図
（1988年9月洪水後）

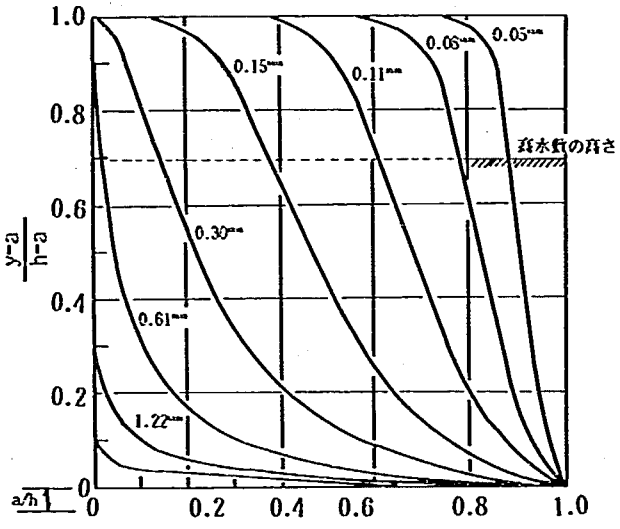


図-7.1.16 浮遊砂の相対濃度分布
（1989年8月洪水）

3) 1989年8月洪水

1989年8月6日に台風13号の影響で降った雨により洪水が発生し，自記水位計は T. P. 10.900 m を記録した。洪水データの詳細については，3章を参照されたい。

(1) 高水敷に供給される浮遊砂の推定

高水敷の高さまで舞上がる浮遊砂の粒径を1) と同様の考え方に従い推定した。洪水ピーク時の低水路の摩擦速度 u_* は 21.7 cm/s（水面勾配 1/1000，河床高 T. P. 6.1 m，高水敷高 T. P. 9.5 m）である。図-7.1.16 はこの水理環境における浮遊砂の濃度分布形（ラウス分布）を示したものである。図-7.1.16 より，高水敷まで舞上がっている浮遊砂の粒径は約0.4～0.5 ㎜以下であると推定される。

表-7.1.3　浮遊砂粒径の算出結果

$w_o/(x \cdot u_*)$	2	1	1/2	1/4	1/8	1/16	1/32
w_o	17.4	8.7	4.3	2.2	1.1	0.5	0.27
d	1.22	0.61	0.30	0.15	0.11	0.08	0.05
Cd の算出式	*Allen* 式　$Cd=12.65/Re^{0.5}$				*Stokes* 式　$Cd=24/Re$		

(2)　洪水堆積物の状況について

図-7.1.17, 7.1.18 は堆積調査結果により堆積物の平面分布，粒径を示したものである。分級，厚さの横断方向変化等はこれまでの調査結果とほぼ同様の傾向を示している。各地点の詳細な堆積状況は以下に示す通りである。

①　28.42 km

28.42 km 右岸は高水敷の流れが低水路に落込む地点である。堆積状況は以下の通りである。堆積物は河岸近くで粒径 0.25 ㎜の砂であり，河岸から離れると粒径 0.125 ㎜の砂と変化している。図-7.1.19 は同時点の横断図である。実線が今回の横断変化であり，破線が 1989 年 6 月に行なった横断測量成果である(以後登場

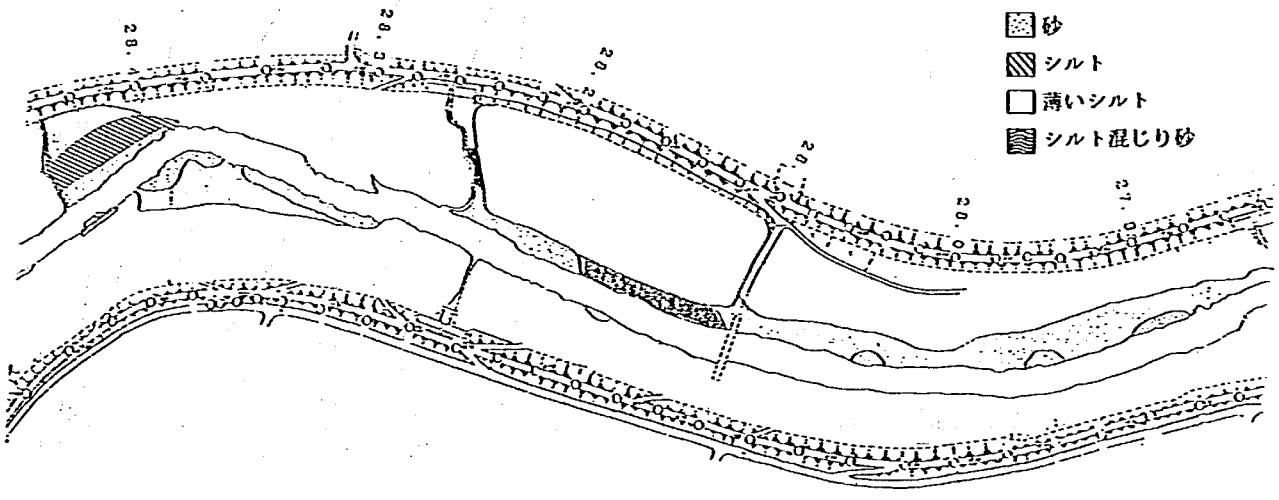


図-7.1.17　堆積物の平面分布（1989年 8 月洪水後）

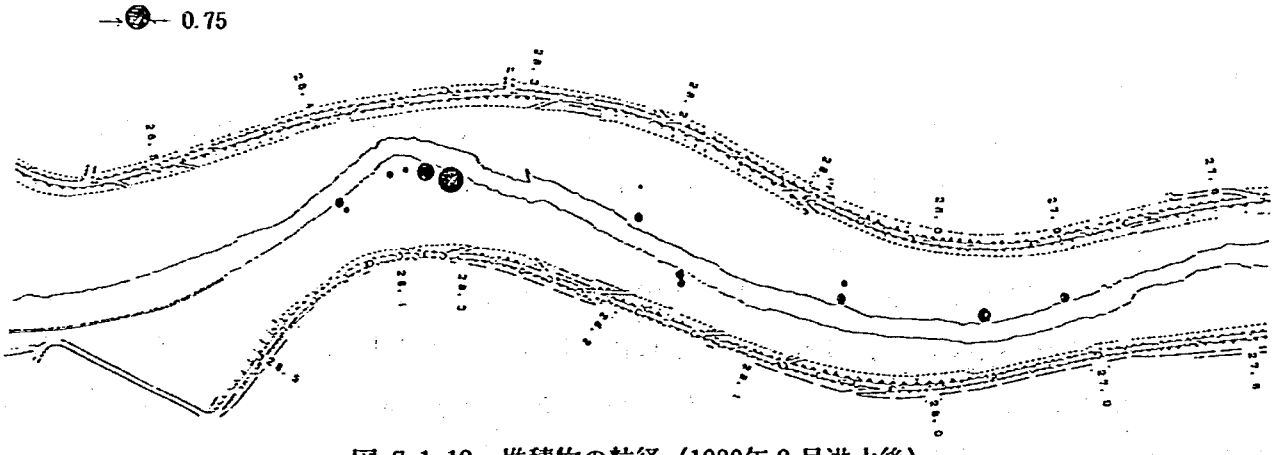


図-7.1.18　堆積物の粒径（1989年 8 月洪水後）

するの横断図はいずれもこの二回の測量結果を重ねたものである)。なお，同図において，2つの測量の横断方向の測量ピッチが異なるので，横断図の面積差が堆積量の差を表していない。堆積量の読取りには折れ線ではなく，点を比較しなければならないので注意する。同図より，河岸に厚く堆積物があることがわかる。

② 28.40 km 左岸

28.40 km 左岸は砂の堆積物が河岸近傍のA地点であり，B地点では厚いシルトの堆積物があった。またB地点より2～3 m 高いC地点には薄くシルトの堆積物があった。図-7.1.20 は同地点の横断図を示したものである。これより，河岸が高く，河岸から離れると低くなっていることがわかる。

③ 28.38 km 右岸

28.38 km 右岸では 1988 年 8 月調査と同様にC面には粒径約 0.25 ㎜の砂が，河岸から 5 m 離れたA地点には粒径約 0.2 ㎜の砂が，B地点ではシルトが堆積していた。1988 年の調査結果から比較すると堆積範囲が狭くなっていること，堆積厚が少なくなっていることがわかる。B地点にシルトが堆積したのは，同地点が河岸から 10 cm も離れており，この間にあらい粒径のものは沈降・堆積したのが原因であると考えられる(図-7.1.21 参照)。

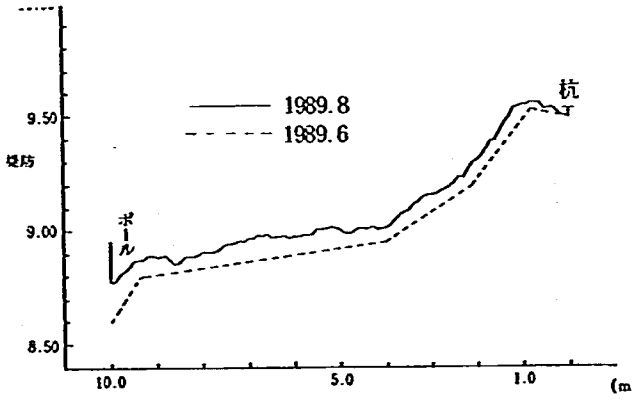


図-7.1.19 No. 28.42km左岸の横断比較図

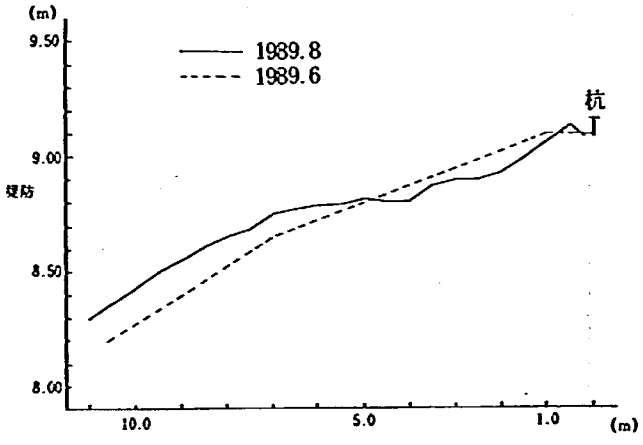


図-7.1.20 No. 28.40km左岸の横断比較図

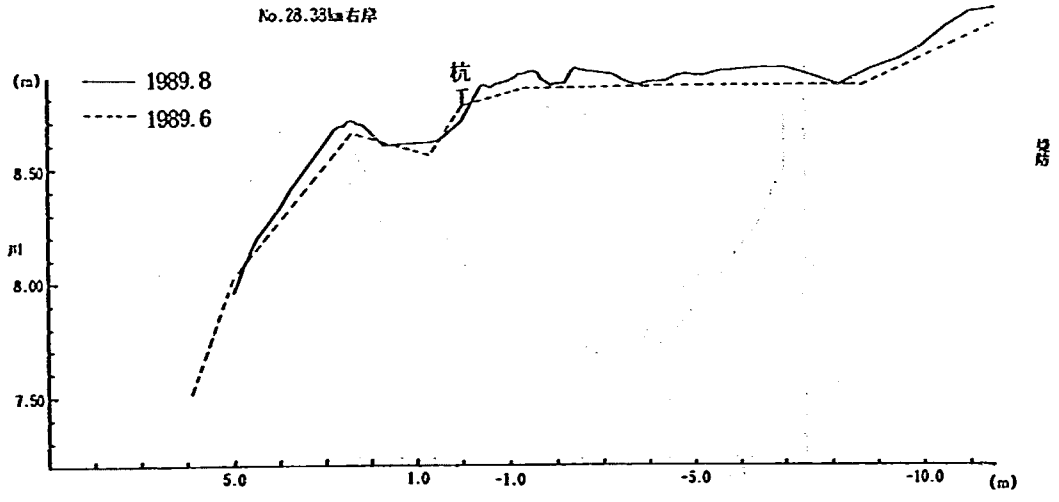


図-7.1.21 28.38km右岸の横断比較図

④ 28.32 km

28.32 km 右岸に砂の堆積物（粒径 0.6～0.7 ㎜）があった。同時点はほとんど植生がないところである。

⑤ 28.22 km 左岸

28.22 km 左岸は河岸に粒径 0.3 ㎜の砂が広範囲に堆積しており，河岸から離れるにしたがいシルト混じり砂，シルトと細粒化している。図-7.1.22 は同地点の横断図を示したものである。堆積厚は少ない。C 地点には粒径約 0.1 ㎜以下の浮遊砂が堆積していたが，同地点は洪水時死水域であったため，非常に細かな粒径しか供給されなかったことが原因であると推定される。

⑥ 28.16 km 右岸

図-7.1.23 は 28.16 km の横断図を示したものである。図より堆積物は他地点と同様河岸近くで厚いことがわかる。堆積物の粒径は河岸で約 0.25 ㎜であり，河岸から 1 m 離れると約 0.2 ㎜であった。同地点には樹木があり，その下のはく離域と見られるところには粒径的 0.25 ㎜以下の砂が堆積していた。

⑦ 27.96 km 左岸

27.96 km 左岸は篠竹が繁茂している地点である。篠竹前面に粒径 0.35 ㎜の砂の堆積物があり，背後はシルトの堆積物であった。図-7.1.24 は同地点の横断図である。図から，砂の堆積物がある河岸が高く，シルトの堆積物がある箇所は低いことがわかる。

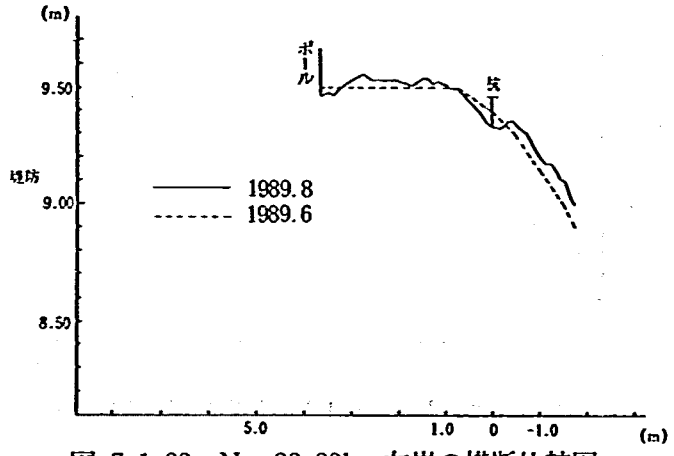


図-7.1.22 No. 28.22km左岸の横断比較図

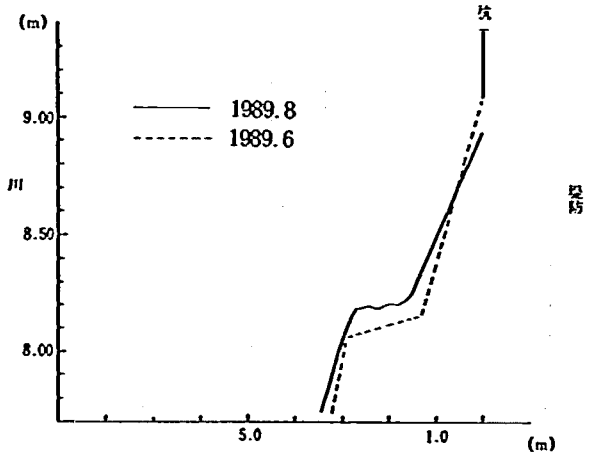


図-7.1.23 No. 28.16km右岸の横断比較図

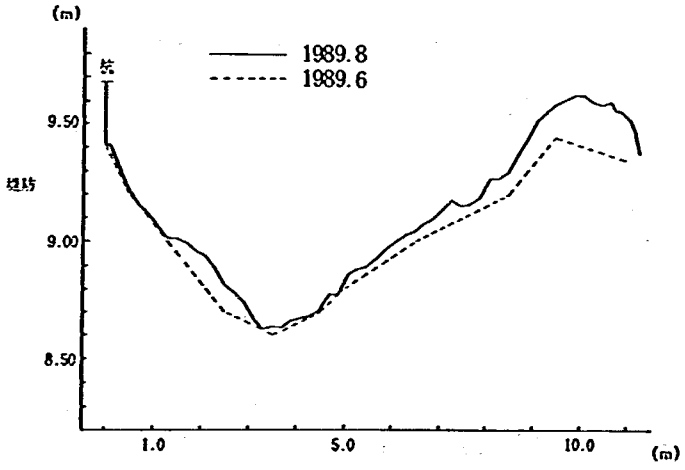


図-7.1.24 No. 27.96km左岸の横断比較図

7-1-4　堆積条件の推定

次に，調査結果をもとに河畔堆積物の形成条件について検討した。河畔堆積物は浮遊砂が堆積して形成されたものと考えるので，形成条件は浮遊砂の挙動に密接な関係のある無次元量である摩擦速度と沈降速度の比 u_*/w_o の値により評価できるものと考えられる。無次元量は河畔堆積物の有無に関わらず，20 m ピッチの断面ごとに求めた。w_o は原則的には河畔堆積物の粒径により推定したが，河畔堆積物のなかった地点では粒径を 0.25 ㎜と仮定した。これは，調査区間で見られた河畔堆積物の多くが粒径約 0.25 ㎜とあったからである。u_* については堆積発生地点における水深 h と水面勾配 Iw を用い，次式により求めた。なお，水面勾配の算出に関しては 2 地点の水位と地点間距離から求めたが，誤差が大きいと考えられるデータ（河床勾配より大きく異なる値となったもの）は却下し解析には用いなかった。

$$u_*=\sqrt{g\cdot h\cdot Iw} \quad \cdots\cdots ①$$

ここに，g：重力加速度，である。なお，涸沼川の高水敷には植生が多量に繁茂しているが，植生群内部の摩擦速度は以下の考えにもとづき評価した。等流および植生内の流れは周辺の流れの影響を受けないことと仮定し，図-7.1.25 に示すように検査区間を定める。検査区間内の流体塊に作用する重力の流下方向成分と植生に働く抗力，底面摩擦力，植生上の流れが植生内の流れと混合することにより生じる付加的なせん断力 τ のつりあいを考えると次式が成り立つ。

$$\rho\cdot g\cdot h\cdot Iw\cdot B\cdot L\cdot -N\cdot C_D\cdot \rho\cdot h\cdot d\cdot V^2/2-\rho\cdot g\cdot h\cdot(n^2\cdot V^2/h^4)\cdot B\cdot L\cdot +\tau\cdot B\cdot L=0 \quad \cdots\cdots ②$$

ここに，ρ：流体の密度，N：検査区間内の植生の本数，C_D：抗力係数，d：植生の直径，V：植生内の流速，B：検査区間の植生の幅，L：検査区間の植生の長さ，h：検査区間の植生の高さ，である。d，N，h については，現地の植生の繁茂状況を考慮し，d=1cm, N = 100 本/m^2 (10 cm ピッチに対応)，h= 1 m とした。n は植生内の底面が砂であったので 0.025 を与えた。なお，今回は植生天端から水面までの水深が小さいので②式中の第 4 項が他の項に比べ小さいと仮定し無視した。②式より，植生内の流速を求め，③式に代入して植生内の摩擦速度 u_* を求めた。

$$u_*=\sqrt{\tau/\rho}=\sqrt{\rho\cdot g\cdot h\cdot(n^2\cdot V^2/h^4)/\rho} \quad \cdots\cdots ③$$

ただし，この式で求まる摩擦速度は実質の値より小さいと考えられる。これは以下の理由による。現地調

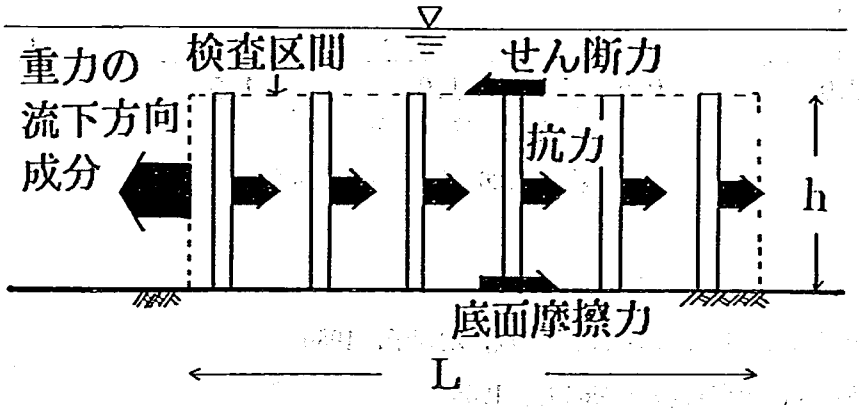


図-7.1.25　流体塊に作用する力

査の結果，土砂の多く堆積しているところは植生群と周辺の流れの接点近傍であった。ここでは，周辺の速い流れに連行されて植生群内の流れが増加しているので，③式からもわかるように実質の摩擦速度は計算値よりも大きくなる。また，植生内の流れはかなり乱れていると考えられ，このことも実質の摩擦速度を大きくしているものと推定される。

図-7.1.26 は調査区間内の様々な地点を任意に選び，その地点における高水敷上および低水路の u_*/w_o の値をそれぞれ横軸，縦軸とし，河畔堆積物がある場合には○，ない場合には×をプロットしたものである。図-7.1.26 より，河畔堆積物のある地点は高水敷で $u_*/w_o \leqq 1$ の条件を示した地点であることがわかる。この条件の範囲内においても河畔堆積物のない地点は図-2 よりわかるように低水路の流れが乗り上げなかった地点である。なお，植生のある地点の高水敷上の u_*/w_o の値は 0.2～0.5 程度の値を示しているが，先に述べた理由より実質の摩擦速度は大きく，実質の u_*/w_o の値は 1 に近い値をとるものと考えられる。以上のことより，涸沼川における河畔堆積物の発生条件は低水路の流れが高水敷へ乗り上げる地点であること，高水敷で $u_*/w_o \leqq 1.0$ を示すことの 2 つが挙げられる。なお，本結果からは定量的に示すことはできないが，高水敷の高さまで浮遊する土砂が存在することも河畔堆積物の形成される条件の 1 つであると考えられる。この条件は，浮遊砂の濃度分布を考えれば u_*/w_o が 2～3 以上であると推定される。これらの堆積条件は涸沼川と同様の堆積機構を示す自然堤防帯に属する他の河川にも適用できるものと考えられる。

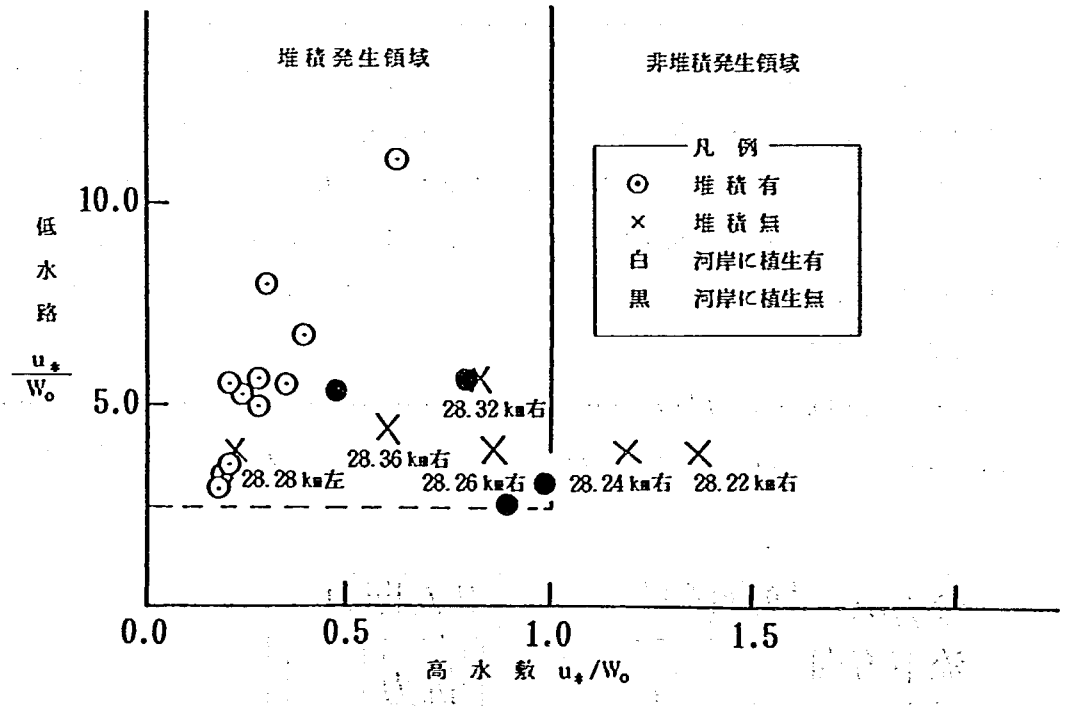


図-7.1.26 堆積物の発生条件

〈参考文献〉

① 伊勢屋：砂床河川における自然堤防の形成，地理予，1980

② 山本：河道特性論，土研資料第 2662 号，1988

③ 福岡，藤田：洪水流に及ぼす河道樹木群の水理的影響，所報第 180-3，1989

7-1-5 まとめ

高水敷上の堆積物の結果により以下に示すことがわかった。

・浮遊砂が顕著に堆積する地点は低水路の流れが高水敷に乗り上げる地点である。

・堆積物は河岸近くが粒径 0.25～0.4 ㎜の砂であり，河岸から離れるとシルトに変化する。堆積厚は河岸が高く，河岸から離れると低くなる。

・粒径 0.25～0.4 ㎜の砂とシルトの堆積物の境界は比較的明瞭であった。この原因としては砂とシルトの中間の粒径が河床材料中に少ないこと，非常に細かな粒径のものは流速が限りなくゼロに近いところ，すなわちよどみ地点などにしか溜まり得ないことなどが考えられる。

・浮遊砂が高水敷に堆積する水理環境はおおむね $u_*/w_0<1$ の場合であると考えられる。

・高水敷に堆積する浮遊砂の粒径は，低水路の掃流力，高水敷の高さなどを把握しておけば，ラウス分布などを仮定することよりある程度推定することができる。

7-2 低水路内堆積について

7-2-1 調査目的

低水路内の堆積物の高水敷化現象は細砂が河岸近くに集中に堆積する現象のことであり，横断方向の分級の一つである。この堆積物は洪水により運ばれ，堆積したものであり，洪水の積み重ねにより形成されたものである。そのため，堆積物の土層構造を調査することにより過去の堆積過程が推定可能となる。新たに発生した洪水に対しては，堆積物の高さを測量し，洪水前の測量結果と比較することにより堆積過程を把握できる。これらの結果に加え，洪水時の水理環境を調査することで堆積の発生条件が明らかとなり，さらには，安定河道の考え方に発展させることができるものと考えられる。この項では，現地調査を通じて明らかとなった堆積過程を主に報告する。

7-2-2 調査方法

低水路内堆積物調査は土層の 3 次元構造，堆積物の粒径を知るための調査である。同調査は 2 種類の調査方法があり，1 つは過去の堆積過程を把握するための調査と，もう 1 つは新たに生じた堆積物を把握するための測量による追跡調査である。なお，両調査とも試掘地点の設定方法は同様である。試掘地点の設定方法および各調査方法は以下の通りである。

(1) 過去の堆積過程を把握するための調査

① 調査地点の設定

低水路の堆積の調査地点の設定手順はつぎの通りである。高さの基準を設定し，その地点から横断，縦断方向にそれぞれ等間隔のメッシュを切り，各調査地点を設定する。

② 堆積構造を把握する調査

調査地点毎に穴を掘り，層構造を写真撮影およびスケッチを行う。さらに，深部については検土丈およびハンドオーガーにより下層を判別し，下層の高さを求める。また，下層の層構造を確認する目的としてトレンチ調査も含めて行う。

(2) 新たに発生した洪水による堆積物の形状変化を把握するための追跡調査



写真-7.2.1　28.30km左岸の堆積物を右岸より望む

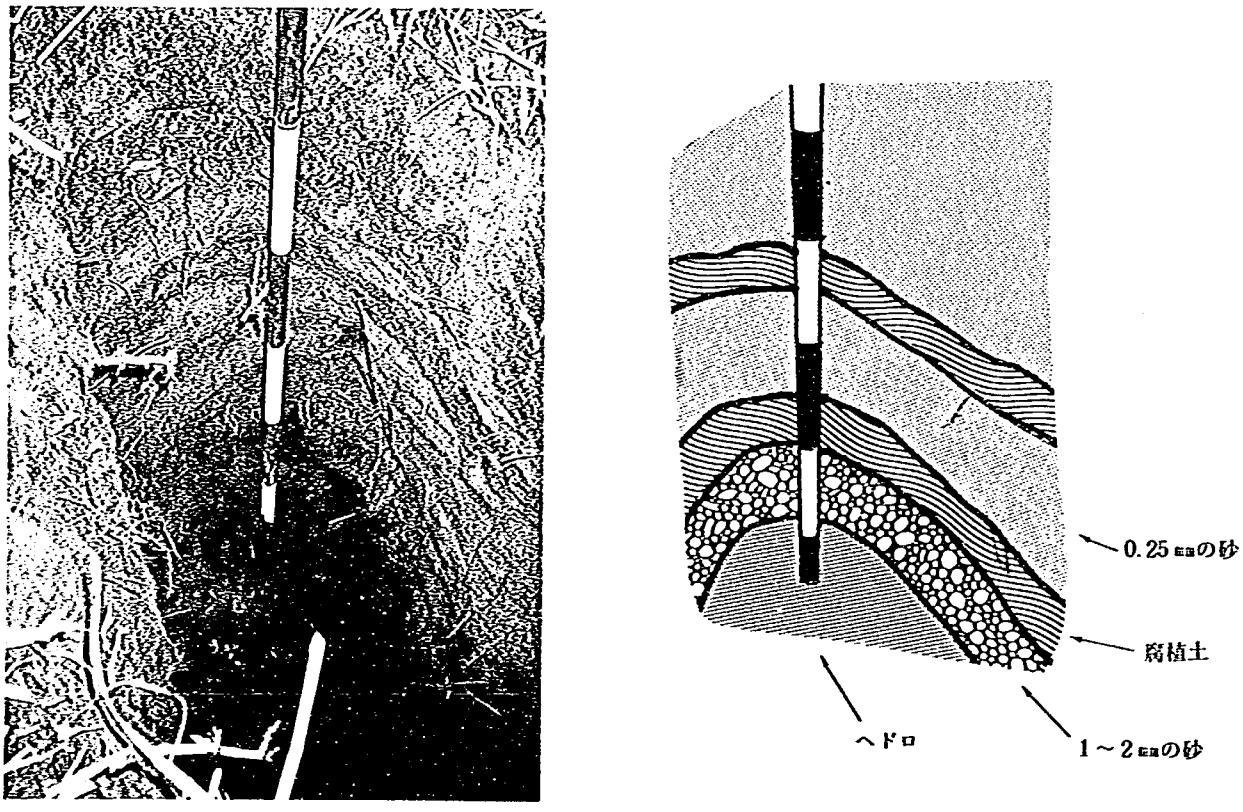


写真-7.2.2　土層構造

測量追跡調査は光波セオドライトを用い，調査地点の距離 L と水平角 θ_1，鉛直角 θ_2 (degree) を測定する。測定結果を基に以下に示す式を用いて基準からの距離，高さを求める。

高さ H　　$H = Hs + L \cdot sin(90 - \theta_2)$，$Hs$：機械高

機械までの水平距離 L_1　$L_1 = L \cdot cos(90 - \theta_2)$

この結果によりコンター図を書いた。また，調査地点ごとに堆積物の粒径を粒度票を用いて判断，写真撮影を行う。

7-2-3　調査結果

低水路内堆積調査を行った地点は 28.30 km 左岸，常盤自動車道橋梁下流，仁古田橋下流の3地点である。各地点の堆積状況は以下のとおりである。

1)　28.30 km 左岸について

(1)　地点の概要

調査対象地点は湾曲の下流で，直線部に位置している。同地点は昭和 61 年から 63 年の間に急激に土砂が堆積し，高水敷化したところで，背丈 1 m の植生（よし）が繁茂している。同地点の状況を撮影したものを写真-7.2.1 に示す。なお高水敷との高低差は約 2 m である。一方，対岸は側岸侵食を受けている。

(2)　調査結果

①　過去の堆積構造を把握するための調査

図-7.2.1 に設定した試掘地点を示す。また，写真—7.2.2 は表層から 40 cm 下までの間の土層構造を撮影したものである。写真よりわかるように，堆積物は層構造をなしている。そこで，先に述べた方法により土層構造を調査し，まとめたのが図-7.2.2 である。これより堆積構造は砂利，粗砂（粒径 1～2 ㎜），細砂（粒径約 0.25 ㎜）ヘドロの 4 層からなることがわかる。また，トレンチ調査により粗砂と細砂の間には腐植土層が何層かあり，これより砂利，粗砂，細砂の 3 層はそれぞれ異なる洪水で堆積したものであると考えられる。ここで，ヘドロは水の淀みにより形成されるものであり洪水による堆積とは性質が異なるものである。

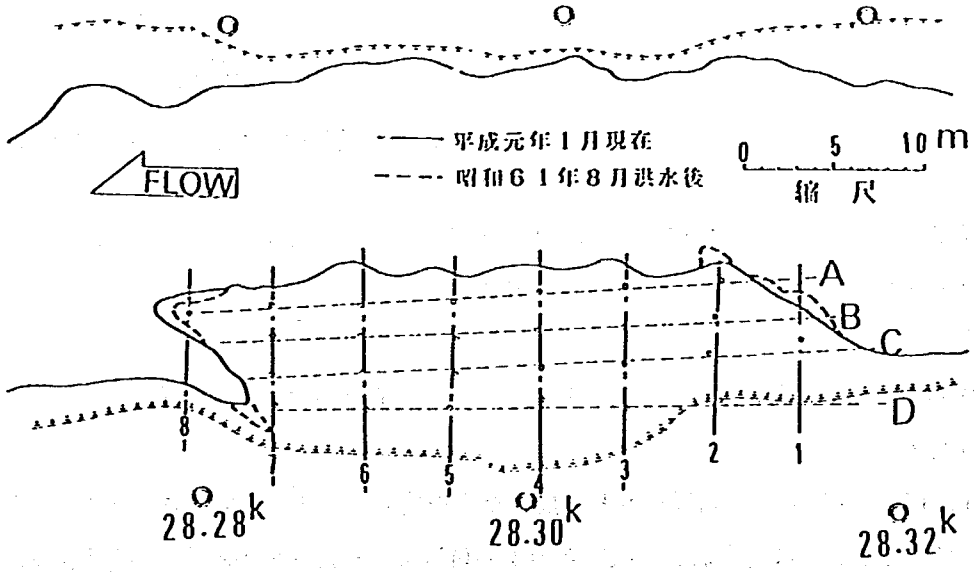


図-7.2.1　試掘地点の位置

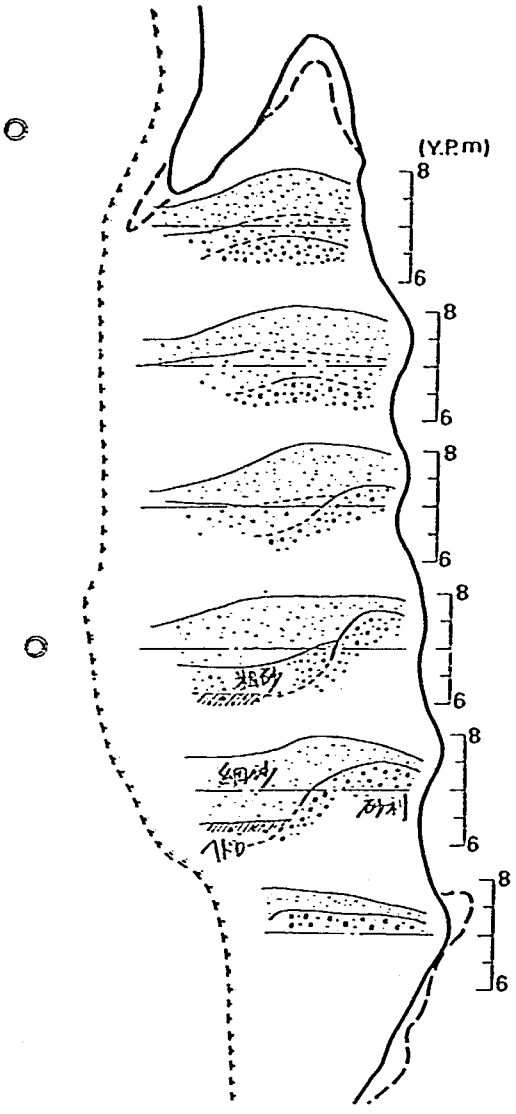


図-7.2.2　土層構造

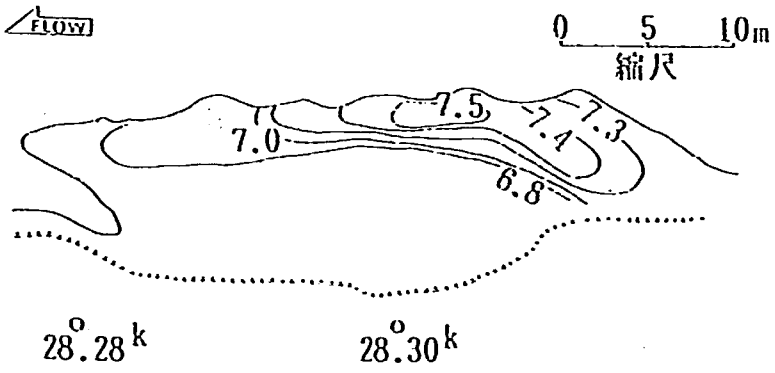


図-7.2.3　砂利のコンター（単位：T. P. m)

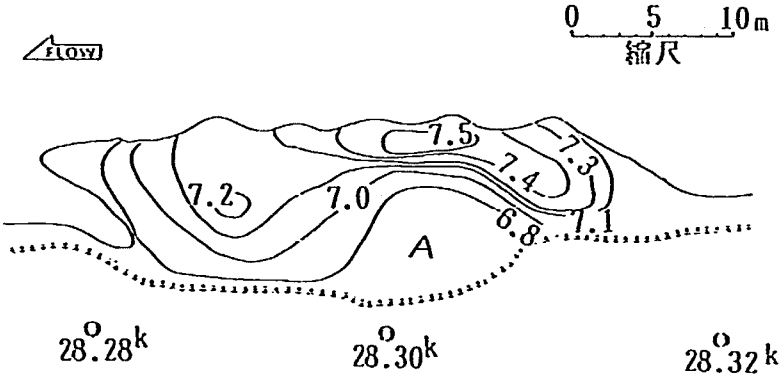


図-7.2.4　粗砂のコンター（単位：T. P. m)

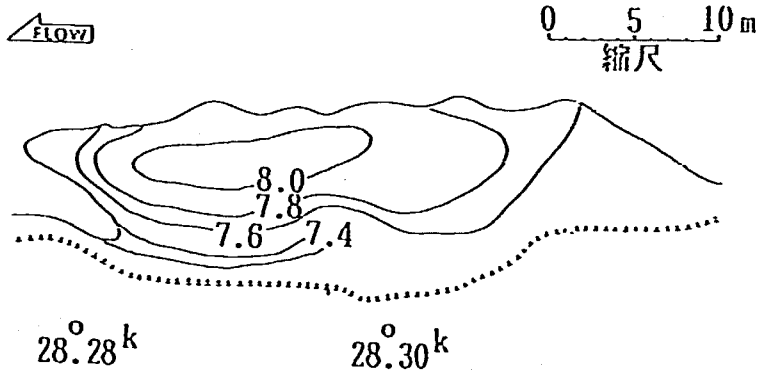


図-7.2.5　細砂のコンター（単位：T. P. m)

図-7.2.3～図-7.2.5はヘドロ層を除いた3層のそれぞれのコンターを描いたものである。各コンターは洪水直後の堆積状況を再現したものであるものと考えられる。

② 追跡調査

追跡調査は1989年6月，8月，9月に行っており，その各調査結果は以下に示す通りである。

・1989年6月調査

図-7.2.6は1989年の6月の調査結果をもとに描いた堆積物のコンター図である。粒径は約0.25㎜であった。主に堆積の進んだところは高水敷と堆積物との境界付近であった。他の地点では堆積はあまり進行せず，堆積物の水際付近では小規模ながら側岸侵食の発生が見られた。

・1989年8月調査

図-7.2.7は1989年8月の調査結果をもとに描いた堆積物のコンター図である。粒径は約0.25㎜であった。前回調査結果（図-7.2.6）と図-7.2.7とを比較すると，堆積厚にあまり変化がなかった。また，量水標が設置してある箇所で局所洗掘が発生し，この地点周辺では前回よりも高さが低くなった。水際に発生した

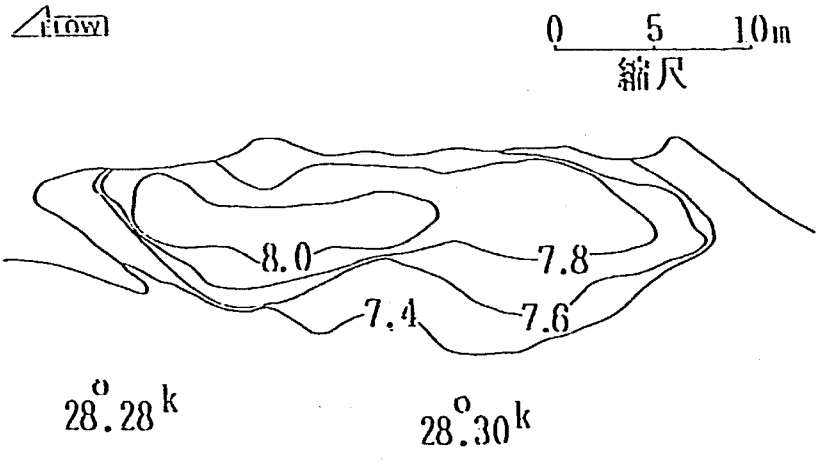


図-7.2.6　1989年6月コンター（単位：T. P. m)

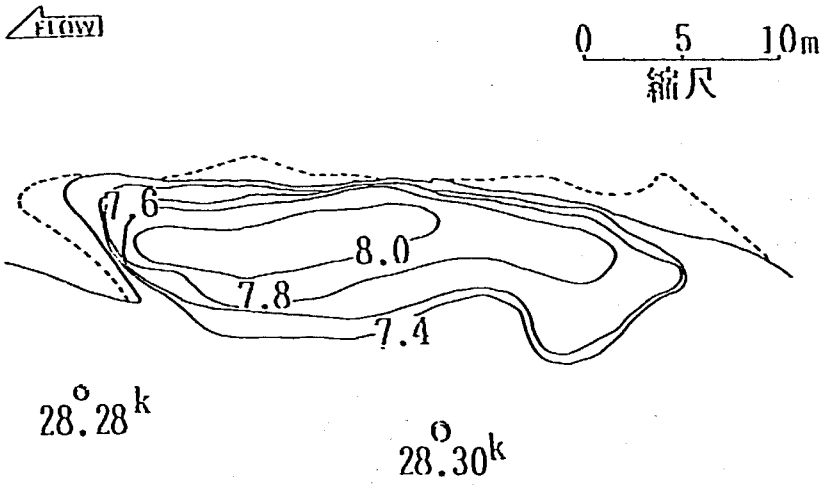


図-7.2.7　1989年8月コンター（単位：T.P.m)

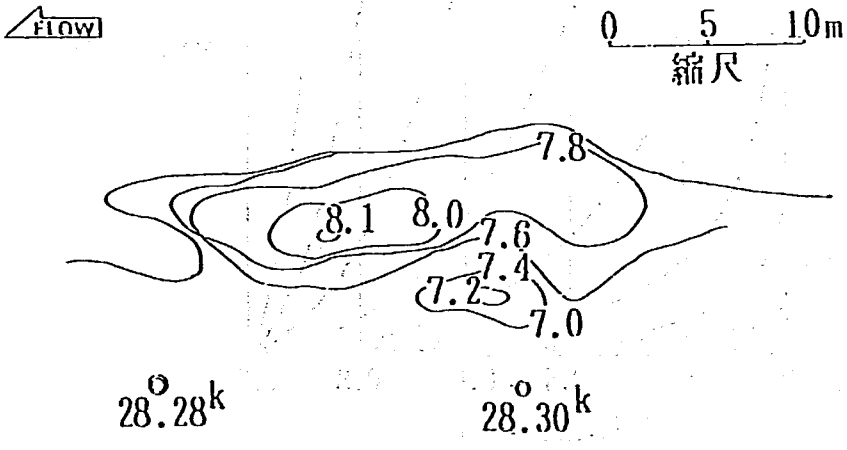


図-7.2.8　1989年9月コンター（単位：T. P. m)

侵食はさらに規模を増した。

・1989年9月調査

図-7.2.8は1989年9月の調査結果をもとに描いた堆積物のコンター図である。粒径は約0.2㎜であった。前回調査結果（図-7.2.7）と図-7.2.8を比較すると，堆積厚にあまり変化がなく，最大のところである上流部でも堆積厚は約5cmであった。

(3) 堆積過程の推定

図-7.2.3～図-7.2.8に示す各層の堆積状況を調べることにより堆積過程は次のように推定される。まず28.36kmの湾曲の外岸側河床が洗掘され，砂利が供給され，同地点に堆積した。それが最終的に図-7.2.3に示すように中州状になった。事実，1986年の観察によれば，同地点は中州状になっていたこと，堆積物は上流側が厚く高水敷とつながっており，中州と高水敷との間には水が淀み，湿地帯のようになっていた。その後，1986年の堤防を越水する大洪水で粒径1～2㎜の粗砂が掃流状態で運ばれ，砂利の上に覆いかぶさるように堆積し，図-7.2.4に示すように州が下流に伸び高水敷とつながった。ここで，この粒径の砂が掃流状態で運ばれたことは，このときの水理量がおよそ $u_*/w_0=0.7$ であることにより推定できる。このとき，砂利は同地点では $\tau_*=0.046$ であったことから同地点より働いていないと推定される。この大洪水後，この地点の堆積物は高さを増したために以前より水面から上がる回数が増した。そのため，図-7.2.4のA地点にはヘドロが堆積し，同地点に急に植生（よし）が繁茂した。このことは当時の観測より確認されている。その後，数度の低水路満杯程度の洪水が生じ，これらの小規模洪水により細砂が浮遊状態で運ばれ，極端な堆積が生じたものと考えられる。ここで，堆積した粒径と水理量との関係について調べてみる。低水路満杯程度の洪水では28.3km地点の低水路の摩擦速度は $u_*=14$cm/s程度である。この水理環境のもとでは低水路内の浮遊砂の濃度分布形（ラウス分布）は図-7.2.9になると考えられる。低水路満杯時における堆積物上の代表点Aでの摩擦速度はおおむね $u_*=3.4$ cm/s程度であり，前項の高水敷上の堆積物のところで述べたように，堆積

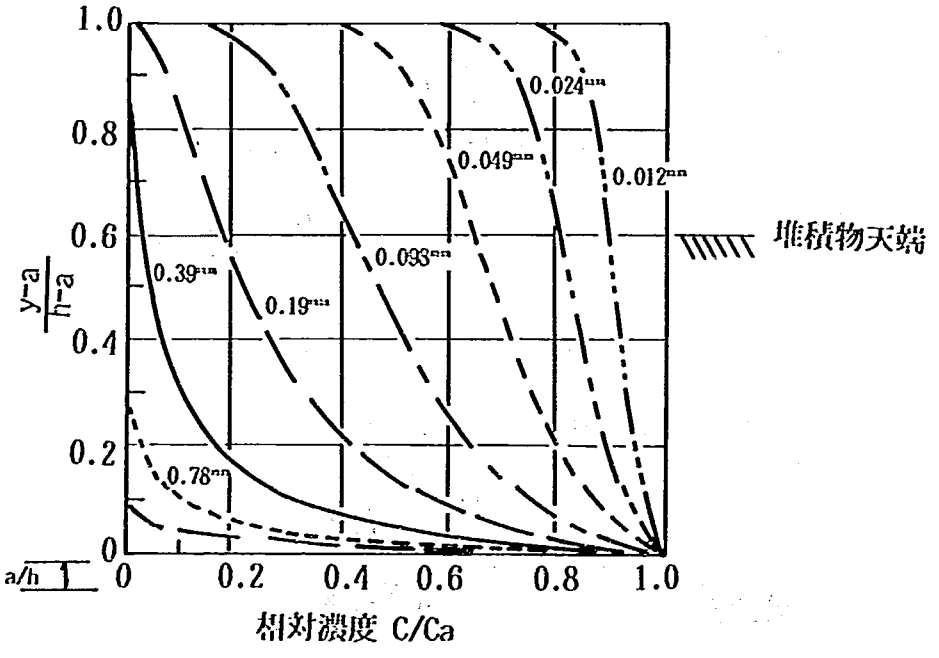


図-7.2.9 相対濃度の鉛直分布（1986.8）

の生じる境界を $u_*/w_o<1$ とすれば，同地点に堆積可能な粒径は 0.28 ㎜である。実際のところ，同地点の堆積物の粒径は約 0.25 ㎜であったので，推定値と実測値とはよく一致していることがわかる。なお，浮遊砂は 28.36 km 地点の湾曲部の内岸のポイント・バーから供給されたものであることが，模型実験において砂粒の動きをトレースすることにより明らかになっている。

1989 年 6 月の小規模洪水後には，堆積物には浮遊状態で運搬された細砂が堆積し図-7.2.6 に示す形状になった。今回堆積した砂の粒径は約 0.25 ㎜であった。この洪水の洪水ピーク時における低水路の摩擦速度は u_* =16.2 cm/s 程度である。この水理環境のもとでは低水路内の浮遊砂の濃度分布形（ラウス分布）は図-7.2.10 のようになると考えられる。この図より，堆積物の高さまで舞上がる砂の粒径は約 0.3 ㎜以下である。一方，堆積物上の代表点 A での摩擦速度はおおむね u_* =2.7 cm/s 程度であり，前項の高水敷上の堆積物のところで述べたように，堆積の生じる境界を $u_*/w_o<1$ とすれば，同地点に堆積可能な粒径は 0.18 ㎜となる。

8 月洪水後には堆積物は図-7.2.7 のコンター図に示すような形になった。このときに堆積した粒径は約 0.25 ㎜であった。ここでも水理量と堆積した粒径との関係について調べる。

この洪水のピーク時における低水路の摩擦速度は u_* =17.9 cm/s 程度であった。この水理環境のもとでは低水路内の浮遊砂の濃度分布形（ラウス分布）は図-7.2.11 のようになると考えられる。この図によれば，堆積物の高さまで舞上がる砂の粒径は約 0.3 ㎜以下であると推定される。一方，堆積物上の代表点 A での摩擦速度はおおむね u_* =3.7/s 程度であり，前項の高水敷上の堆積物のところで述べたように，堆積の生じる境界を $u_*/w_o<1$ とすれば，同地点に堆積可能な粒径は 0.26 ㎜であり，推定値とはよい対応を示している。

9 月洪水後には堆積物は図-7.2.8 のコンター図に示すような形になった。この洪水で堆積した粒径は約 0.18 ㎜であった。この洪水のピーク時における低水路の摩擦速度は u_* =17.0 cm/s 程度であった。この水理環境のもとでは低水路内の浮遊砂の濃度分布形（ラウス分布）は図-7.2.12 のようになると考えられる。この

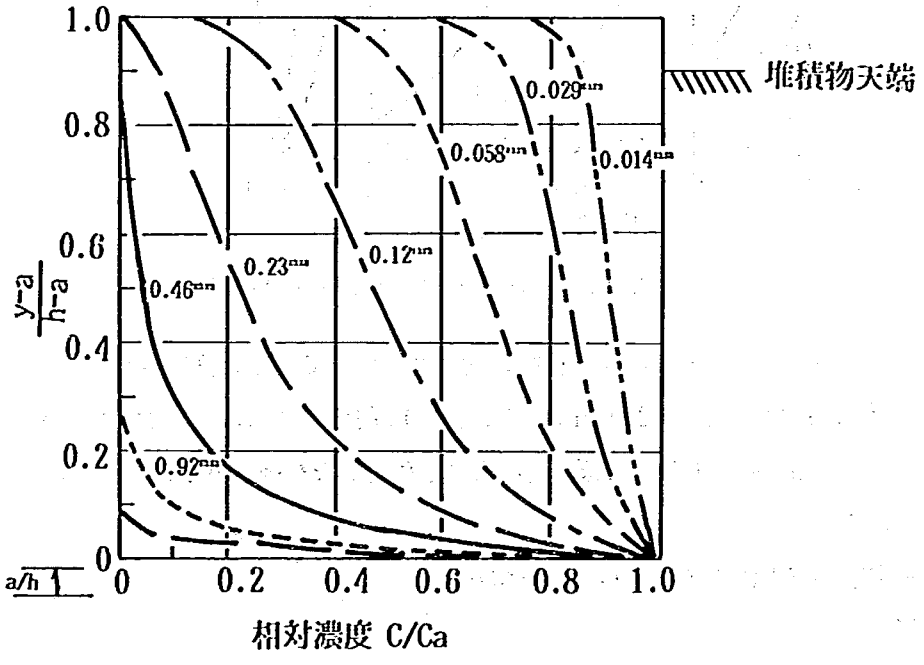


図-7.2.10　相対濃度の鉛直分布（1989. 6）

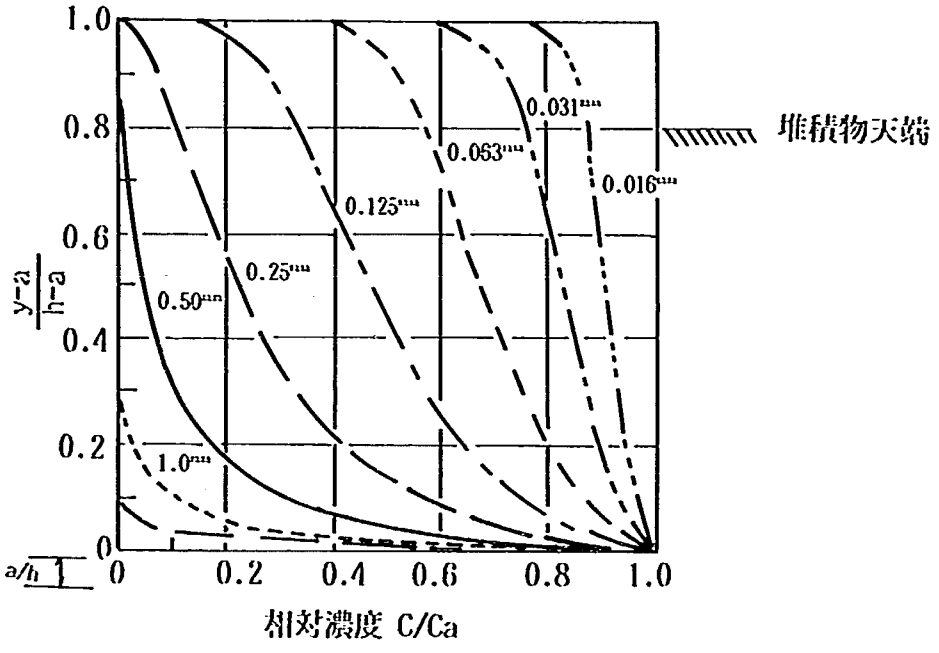


図-7.2.11　相対濃度の鉛直分布（1989. 8）

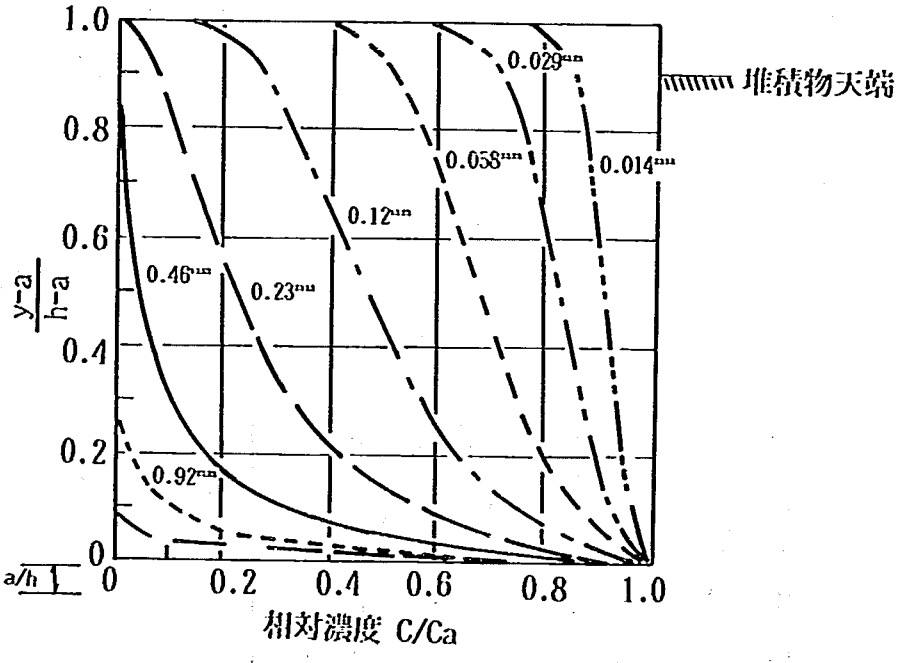


図-7.2.12　相対濃度の鉛直分布（1989. 9）

図によれば，堆積物の高さまで舞上がる砂の粒径は約 0.2 ㎜以下であると推定される。一方，堆積物上の代表点 A での摩擦速度はおおむね u_* =2.9 cm/s 程度であり，前項の高水敷上の堆積物のところで述べたように，堆積の生じる境界を $u_*/w_o<1$ とすれば，同地点に堆積可能な粒径は 0.20 ㎜となり，推定値と実測値はよい対応を示している。

2)　常盤高速自動車道橋梁下流ポイントバーの堆積状況

(1)　地点の概要

調査対象地点は湾曲の内岸に位置し，低水路幅も上下流から比較すると約 2 倍の広さがある。対岸には護

岸が施されている。河道拡幅，護岸設置は昭和50年頃になされた。

(2) 調査結果

① 過去の堆積過程を調べる調査

図-7.2.13に堆積物のコンターを，図-7.2.14に同地点の平面図を示す。図-7.2.13より，堆積物を縦断的にみた場合，下流側の方が上流に比べ標高が高いこと，横断方向にみると低水路側が低く，高水敷側が高いことがわかる。また，堆積土砂の粒径の平面分布を見ると，縦断方向には下流側のほうが上流側よりも粒径は小さく，横断方向に見れば高水敷側が小さく，低水路側が大きい。

図-7.2.15はトレンチ調査とハンドオーガによる調査により得られた縦横断方向の土層構造を示したもの

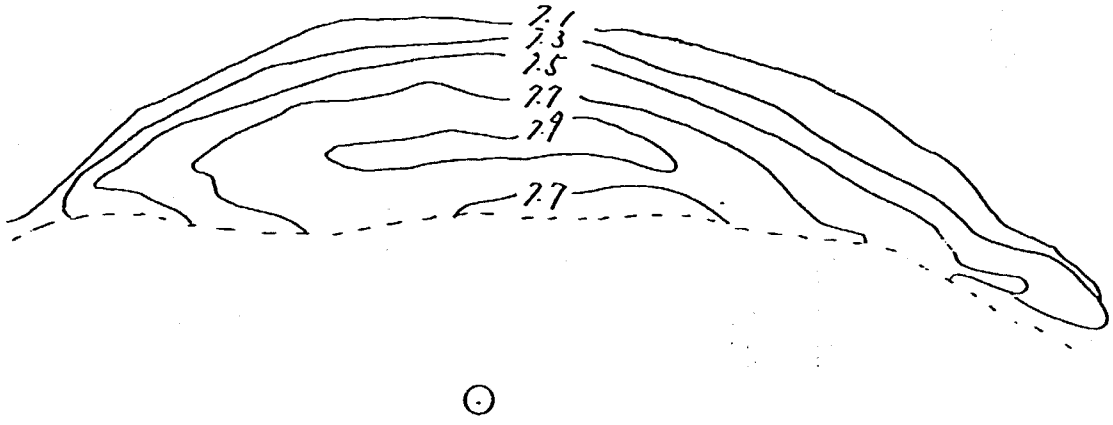


図-7.2.13 コンター図（1988.12）（単位T. P. m）

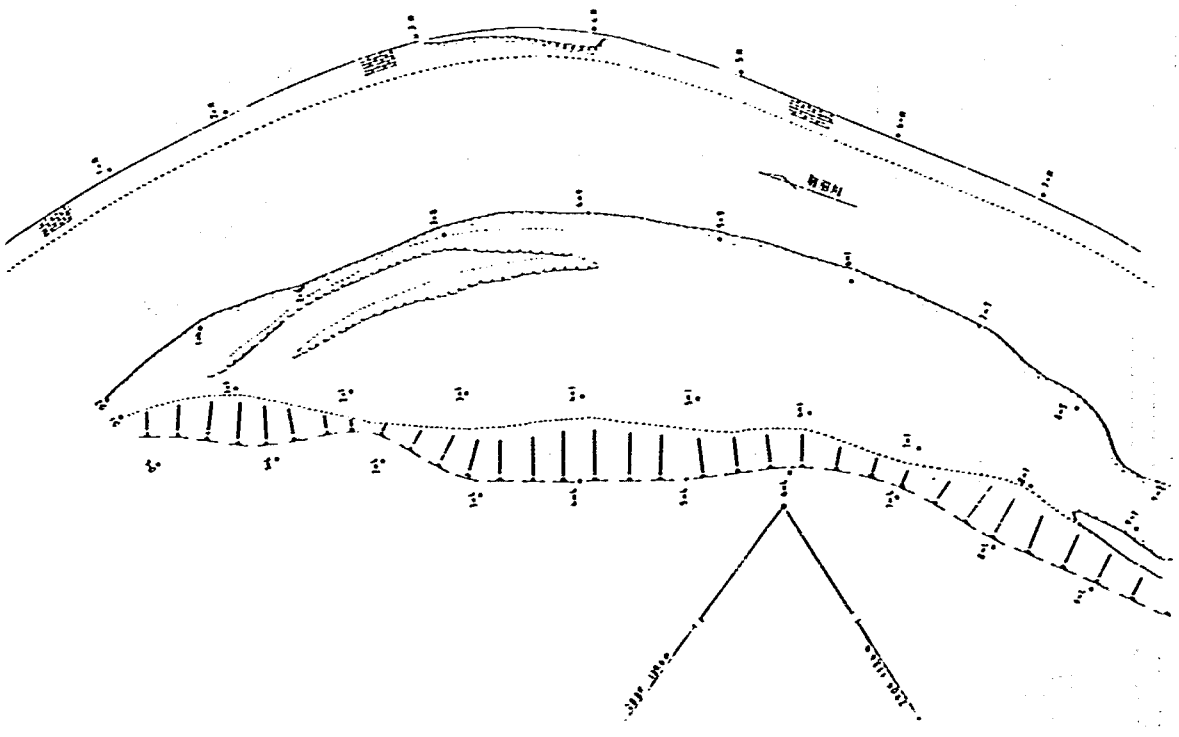
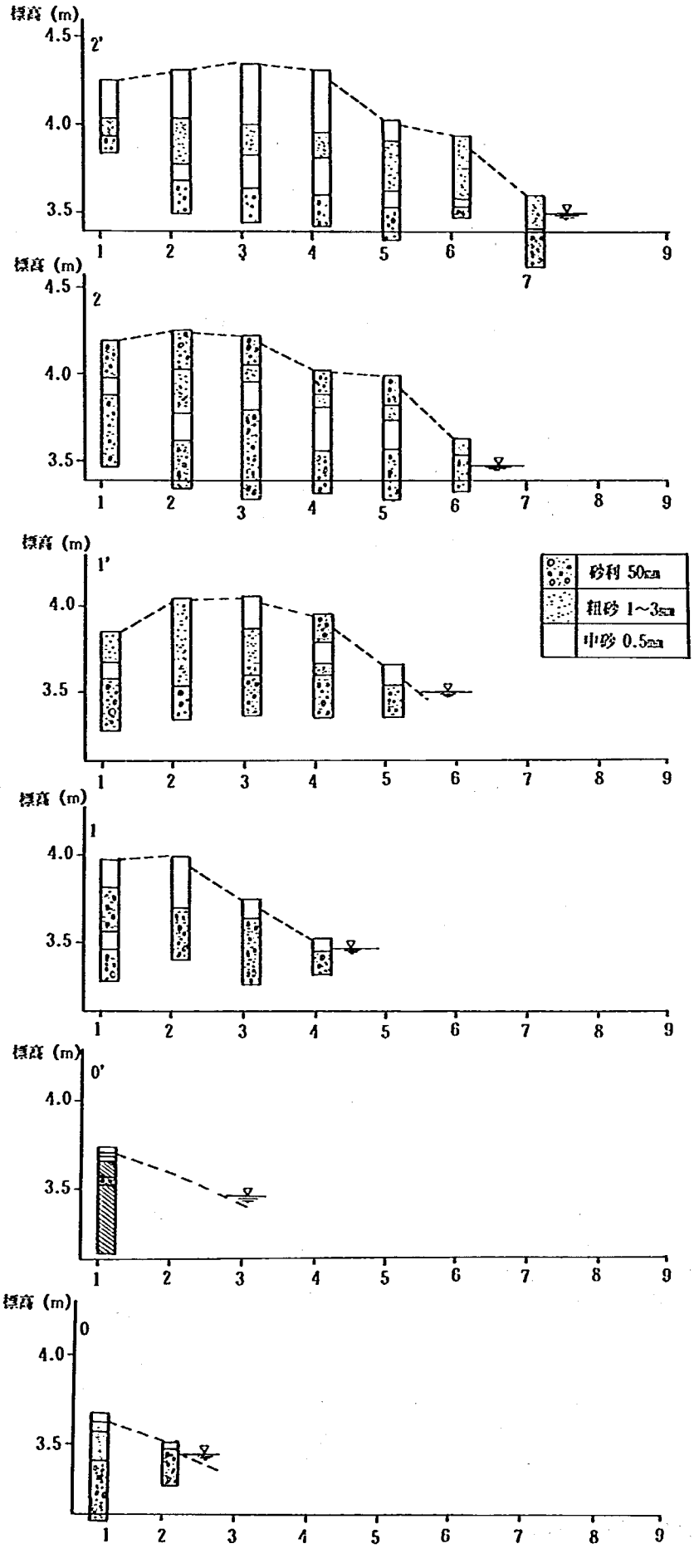


図-7.2.14 ポイントバー周辺の平面図


標高 (m)
4.5
4.0
3.5
2'
2
1'
1
0'
0
砂利 50㎜
粗砂 1~3㎜
中砂 0.5㎜
1 2 3 4 5 6 7 8 9

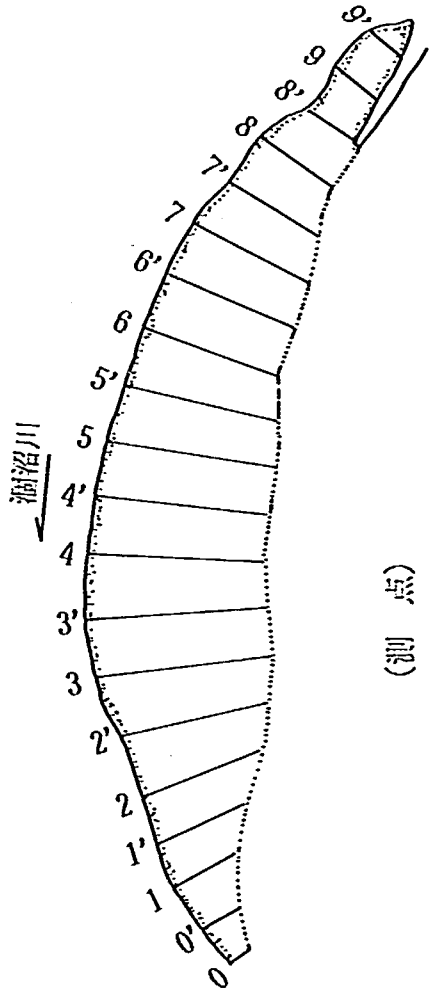
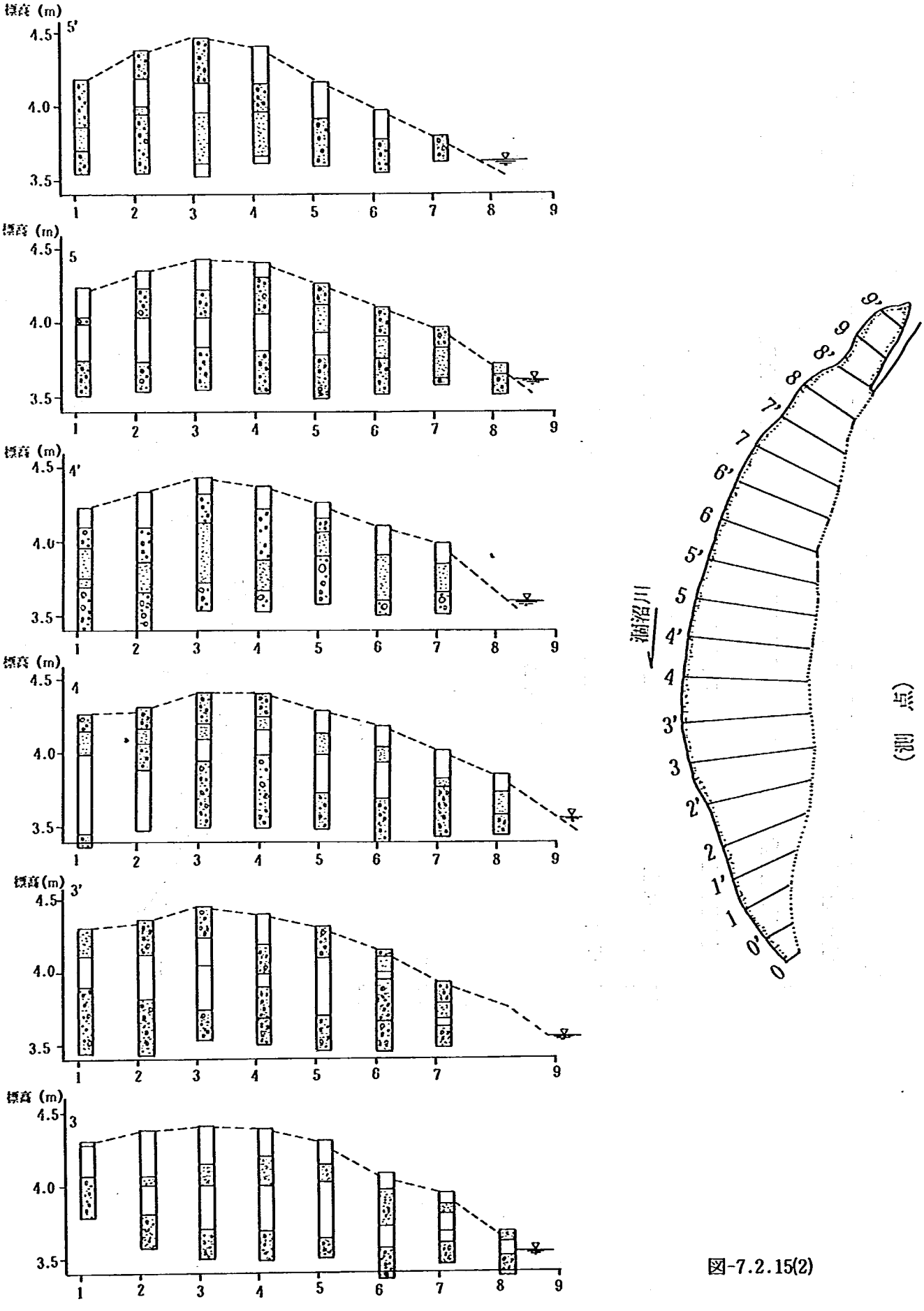
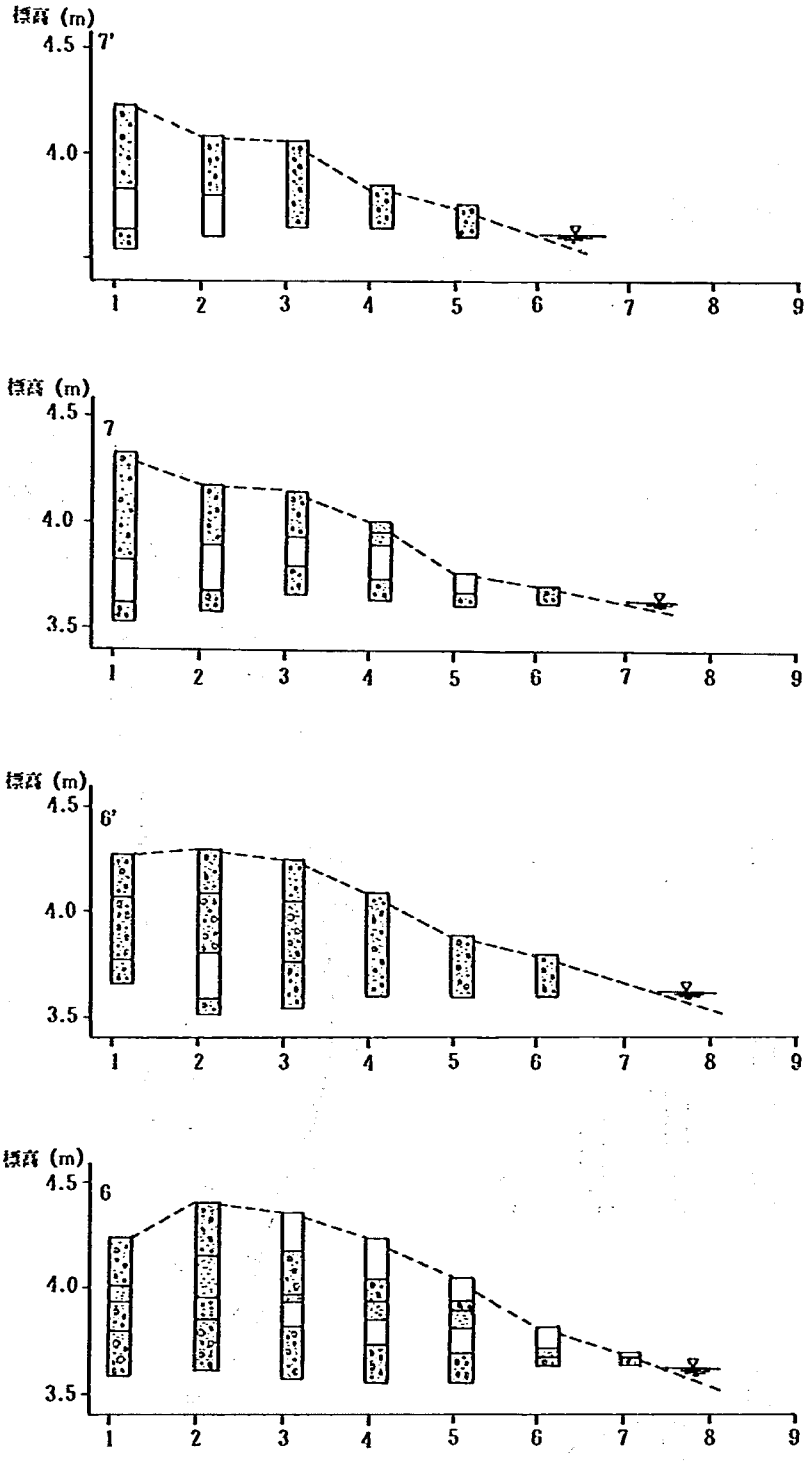

海沼川
9'
9
8'
8
7'
7
6'
6
5'
5
4'
4
3'
3
2'
2
1'
1
0'
0

図-7.2.15(1)



(測点)

図-7.2.15(2)



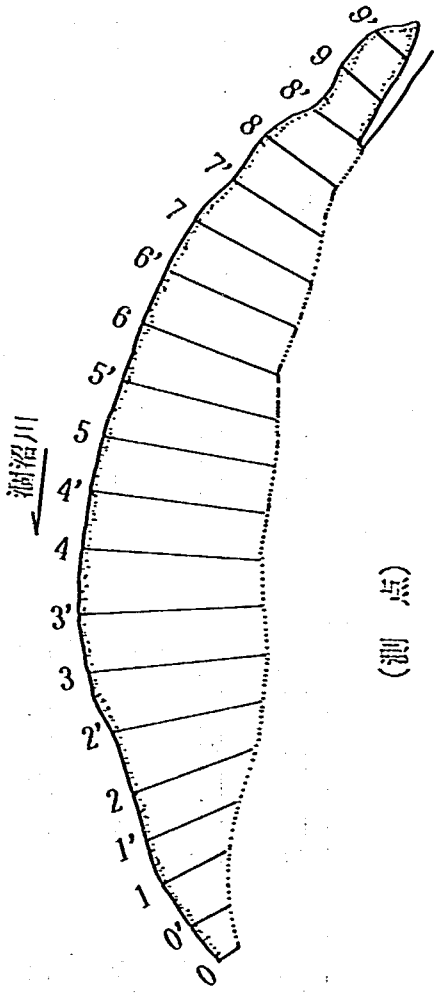
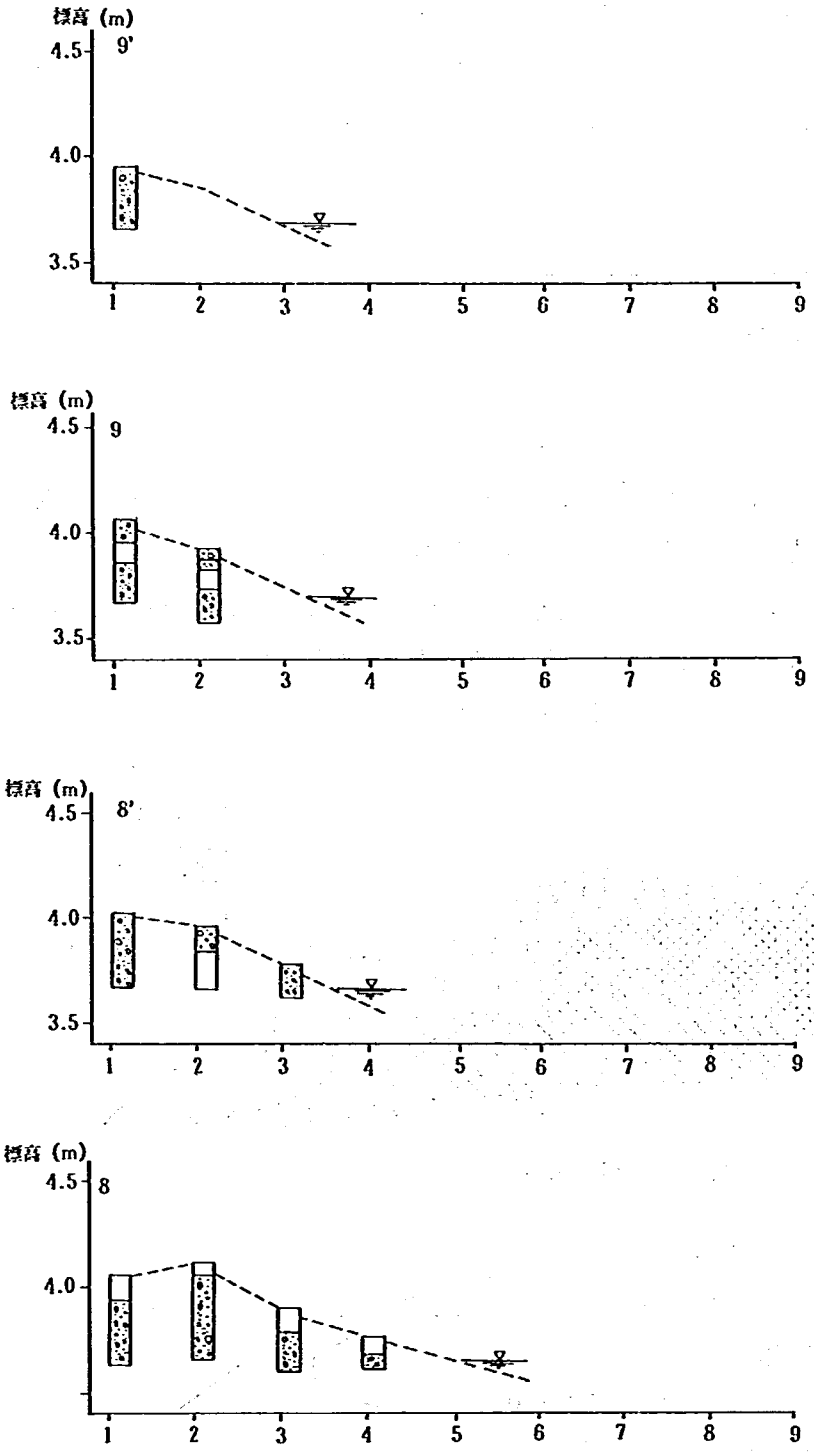
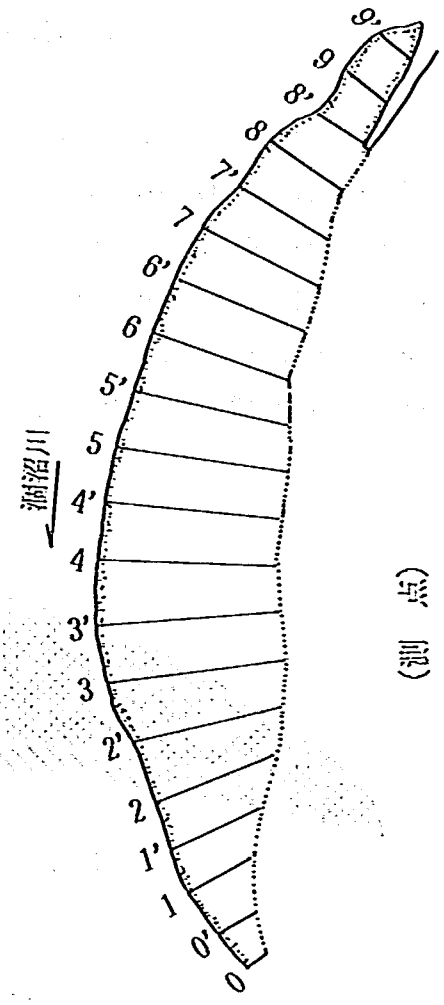


図-7.2.15(3)


標高 (m)
9'
4.5
4.0
3.5
1 2 3 4 5 6 7 8 9
標高 (m)
9
4.5
4.0
3.5
1 2 3 4 5 6 7 8 9
標高 (m)
8'
4.5
4.0
3.5
1 2 3 4 5 6 7 8 9
標高 (m)
8
4.5
4.0
1 2 3 4 5 6 7 8 9


湖沼川
9'
9
8'
8
7'
7
6'
6
5'
5
4'
4
3'
3
2'
2
1'
1
0'
0

(測点)

図-7.2.15(4)

である。これより，堆積物はおおむね粒径0.5㎜の中砂，1.0～3.0㎜の粗砂，および50㎜前後の礫を含む砂利を主体とした3つの層からなることがわかる。図-7.2.15から，1.0～3.0㎜の粗砂は下層に堆積しており，層の天端の標高は上下流および横断方向にあまり変化なく，およそT. P. 7.5mであることがわかる。そのうえに堆積している粒径0.5㎜の砂の堆積厚さは下流のほうが上流よりも厚いが，横断方向にはあまり変化は見られない。

② 洪水による堆積物の発達状況を把握するための追跡調査

追跡調査は1989年6月，8月，9月に調査を行っている。

・1989年6月調査

図-7.2.16～図-7.2.17は1989年6月の調査結果により得られた堆積土砂の粒径の平面分布，コンター図である。縦断方向の粒径の変化に注目すると，上流側が粗く，下流側が細かくなっていること，横断方向の変化に注目すると，低水路側の水際には約50㎜の礫が見られるが，低水路から3m離れたところでは0.25㎜の砂に変化し，高水敷際ではシルトへと変化しているのがわかる。堆積高に注目すると，0.25㎜の砂が堆積している部分が他のところに比べ10cm程度高くなっていることがわかる。また，下流の一部に高さ約20cmの植生が少量ながら根付いており，その地点には他のところよりも多くの土砂が堆積していた。

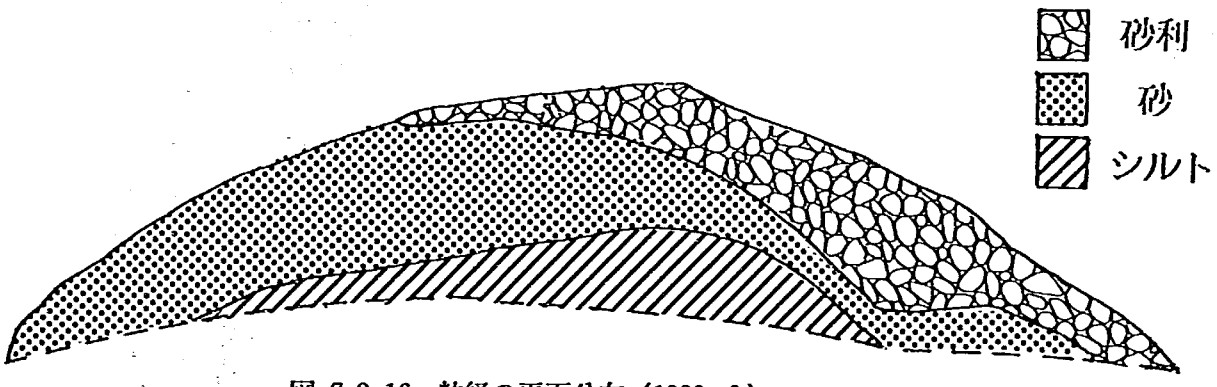


図-7.2.16 粒径の平面分布（1989. 6）

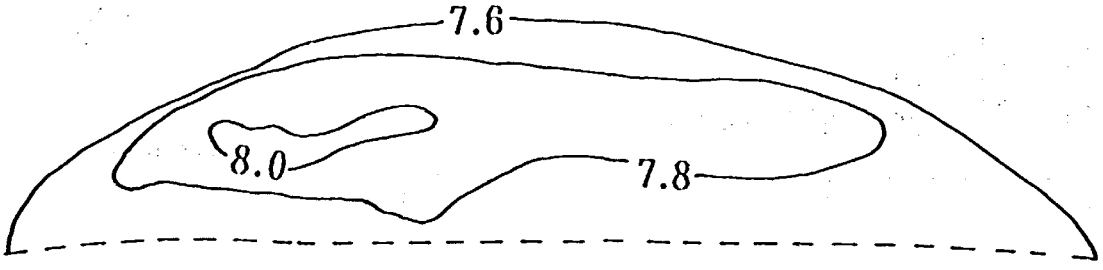


図-7.2.17 コンター図（1989. 6）（単位T. P. m）

・1989年8月調査

図-7.2.18～図-7.2.19は1989年8月調査結果により得られた堆積土砂の粒径の平面分布図，コンター図である。前回調査よりも洪水流量が大きかったためか，前回シルトの堆積が見られた地点は粒径約0.25㎜の砂が堆積していた。横断方向に見ると河岸側が粗く，河岸から離れるにつれ細かくなる。また，縦断方向に見ると上流側には粒径約50㎜の砂利が堆積しているが，下流へ行くにつれ粒径約0.25㎜の砂に変化している。6月のコンター図と比較すると堆積は全体的に20～40cm程度高くなり，特に下流側で砂の堆積が顕著である。砂の粒径は0.25～0.35㎜程度であった。なお，植生の繁茂しているところでは堆積速度が大きい傾向にある。

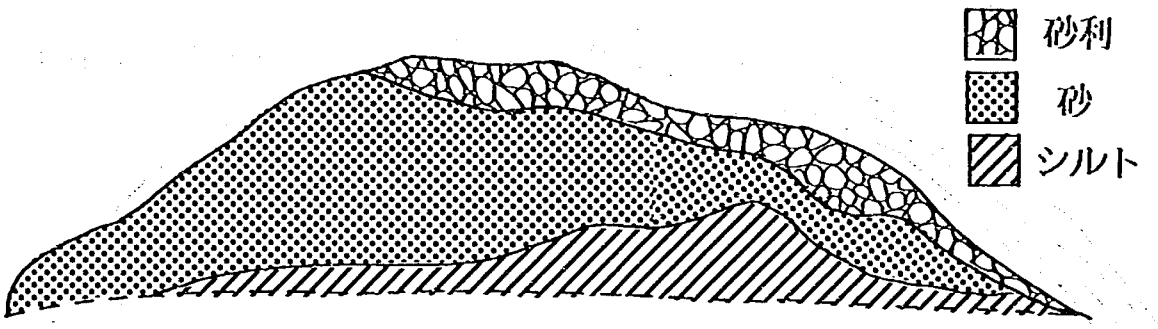


図-7.2.18　粒径の平面分布図（1989.8）

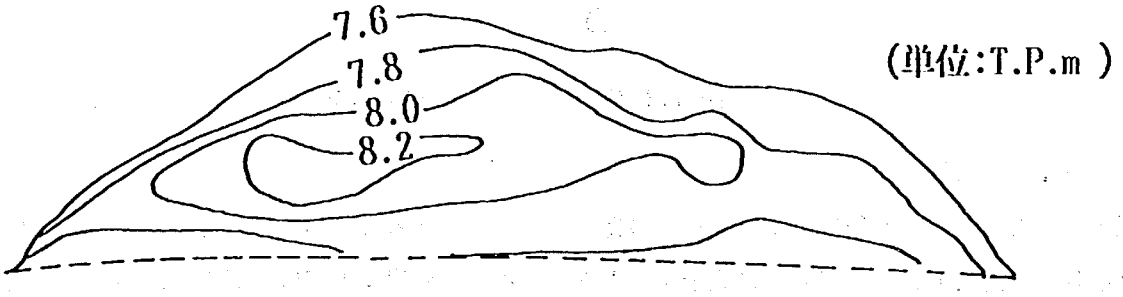


図-7.2.19　コンター図（1989.8）

・1989年9月調査

図-7.2.20～図-7.2.21は1989年9月調査結果により得られた堆積土砂の粒径の平面分布図，コンター図である。図-7.2.20よりわかるように，下流部の低水路側にはシルトが三日月状に3箇所うすく堆積していた。これらのシルトの堆積位置は同じ標高のところであり，洪水位が一時この標高のところで停滞したものと見られる。シルトの堆積形状が三日月型になったのはコンター図でわかるように下流側が波打つ地形になっていたからである。その他の地点では粒径の平面分布は前回の調査結果と大きな差異は見られない。一方，高さの変化に注目し，図-7.2.19と図-7.2.21とを比較すると，下流部が10cm～20cm程度高くなっていることがわかる。堆積の進んだところには高さ約50cmの植生が繁茂していた。

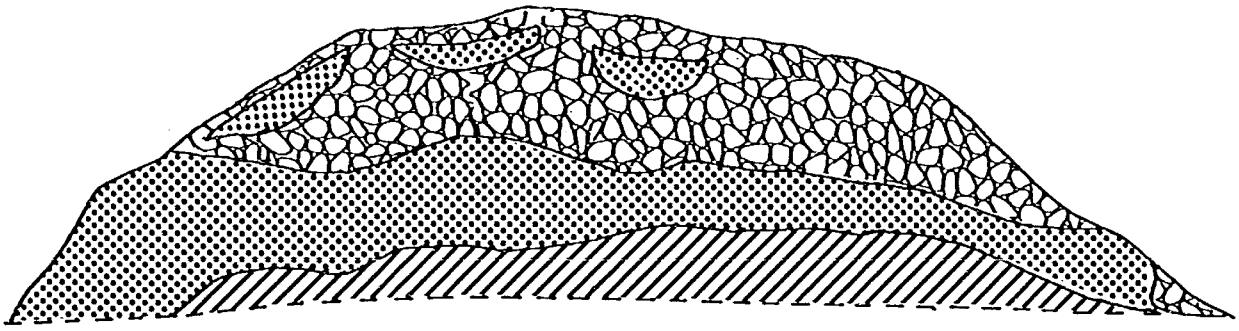


図-7.2.20　粒径の平面分布図（1989. 9）

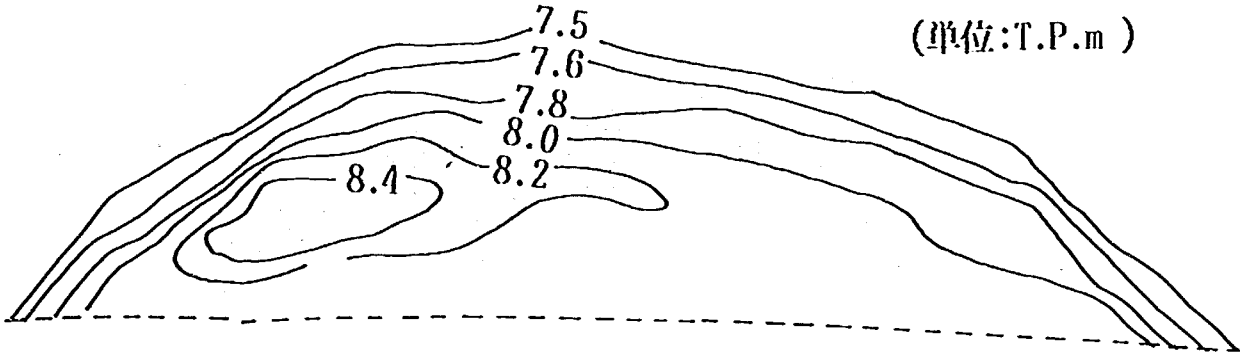


図-7.2.21　コンター図（1989. 9）

(3)　堆積過程の推定

以上のことより堆積過程はポイントバーの発達としてとらえることができると考えられる。わん曲部の流れは慣性力や遠心力によって外岸に集中するようになるため外岸側の河床は低下し，逆に内岸側では土砂が堆積するため，河床面は横断勾配をもつようになる。河床材料は横断勾配に応じて分級されるので，勾配が緩いとき，すなわちポイントバーが発達未熟で高さが低いときには比較的大きな粒径が堆積し，勾配が大きくなりパイントバーの高さが高くなってくると小さな粒径が堆積する。同地点の堆積物も，最下層には砂利が堆積し，その上に 1～3 ㎜の砂が堆積している。このような過程を経てポイントバーが発達し高さを増すにつれて，ポイントバー上に運搬される掃流砂量は次第に減少し，浮遊砂の供給量が増加する。実際のところ，ポイントバーの表面付近には 0.5 ㎜の砂が堆積している。

ポイントバー表面の粒度分布に注目すると，上流側が粗く，下流側が細かい傾向にあるが，このような分級の機構は以下のように説明できる。

浮遊砂は砂州上を通過するが，砂州上での掃流力の低下に伴い沈降する。また，この粒径の浮遊砂が砂州上で沈降する場合，水面近傍まで舞上がった砂はその場の流速と沈降速度の兼合いである程度の距離を流下しポイントバー上に着地するが，ポイントバーの高さ程度にしか舞上がらない砂は，ポイントバー上に運搬されるとほとんど流下することなくすぐに着地する。粒径の大きな砂は小さい砂ほど高く舞上がる確率は低いので，ポイントバー上を流下することなく上流に堆積する。細かな砂はポイントバー上に運搬されたあと

もしばらく流下してから砂州に着地するので下流に堆積する。また，下流にいくに従い低水路主流はポイントバーから離れるため（ポイントバー下流端で主流はポイントバーからはく離し，しばしば渦領域ができることもある），粗い砂はよりいっそうポイントバーのところまで運搬されにくくなるとも考えられる。

堆積物の発達には，植生も大きな影響を与えているものと考えられる。現地調査結果により，堆積物の上に植生が繁茂しはじめると堆積が促進されること，植生の繁茂しているところに厚く砂が堆積することが確認されている。細かな砂が堆積することによって保水効果が増大し植生も繁茂しやすくなるので植生の繁茂と浮遊砂の堆積には相乗効果があるものと考えられる。

3) 仁古田橋下流の堆積について

(1) 調査地点の概要

調査地点は図-7.2.22 に示すように蛇行部にある。同図の実線が昭和 61 年の低水路法線であり，破線が昭和 41 年の低水路法線である。調査地点は昭和 41 年には低水路であったので，今回調査の対象にした堆積物は昭和 41 年～昭和 61 年の間にできたものであることがわかる。同堆積物は周辺の高水敷よりも若干低く，その差は約 1 m である。また，同地点にも 28.3 km 地点と同様に植生（よし）が繁茂している。

(2) 調査結果

同地点ではトレンチ調査は行わず，地形測量のみ行い，1989 年 6 月以降の地形変化を追跡した。

① 1989 年 8 月

図-7.2.23 は 8 月調査結果にもとづき描いた同地点のコンター図である。同図より，同地点は上流側が高く，下流側が低く，かつ横断方向に拡がりをもっていることがわかる。表土の粒径は約 0.35 ㎜の砂であった。

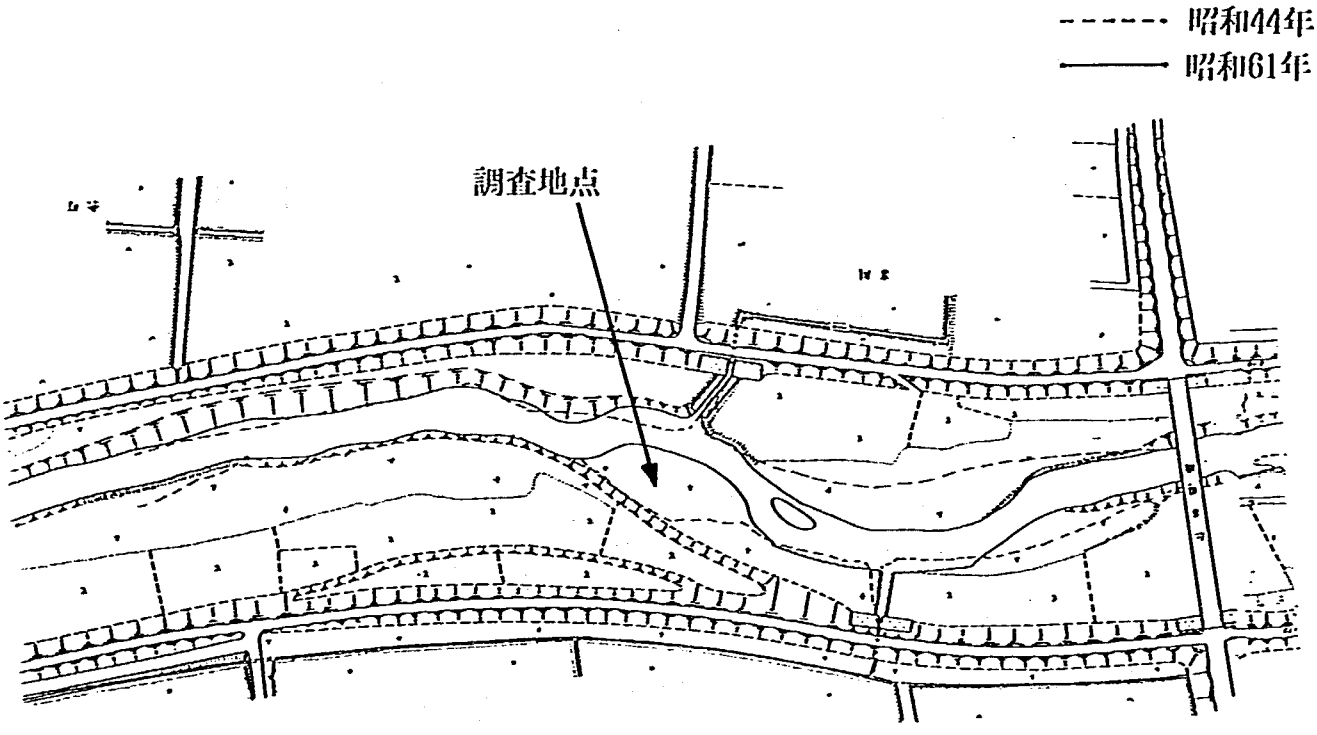


図-7.2.22 仁古田橋下流平面図

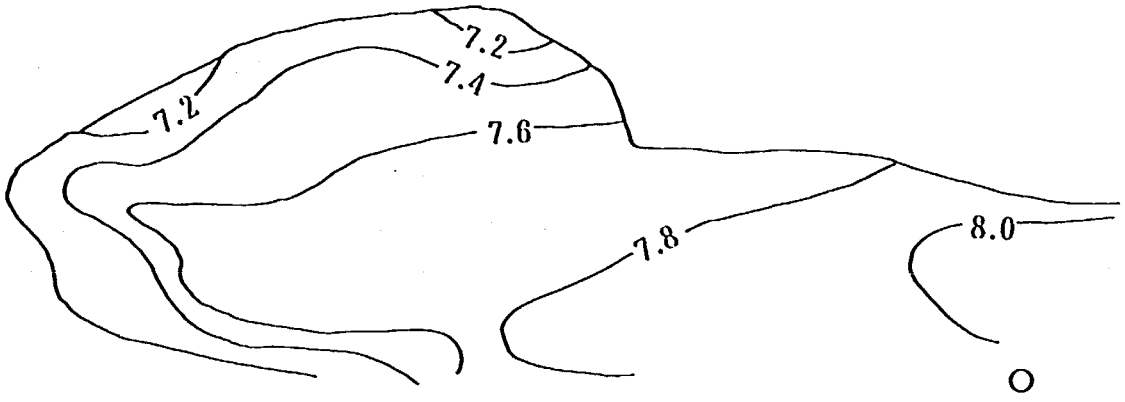


図-7.2.23　コンター図（1989年6月）（T. P. m）

② 1989年8月

図-7.2.24は8月調査にもとづき描いたコンター図である。8月調査結果と6月調査結果を比較すると堆積量は全般的に少なかった。なお，前回よりも高さが低くなっているところがあるが，ここには樹木があって周辺が局所洗掘されたものである。表土の粒径は約0.25㎜である。ここで，水理量と堆積物の粒径との関係について調べてみる。洪水ピーク時の低水路の摩擦速度 u_* は17.9 cm/sである。この水理環境のもとでは浮遊砂の相対的な濃度分布は図-7.2.25に示すようになる。この図によれば，粒径およそ0.3㎜以下のものが堆積物の高さまで舞上がっていることがわかる。一方堆積物上の摩擦速度 u_* は3.5 cm/sであり，7-1-4で述べたように浮遊砂の沈降条件が u_*/w_o で整理できるものとするならば，堆積する砂の粒径は0.25㎜となる。この推定値は実測値とよく対応していることがわかる。

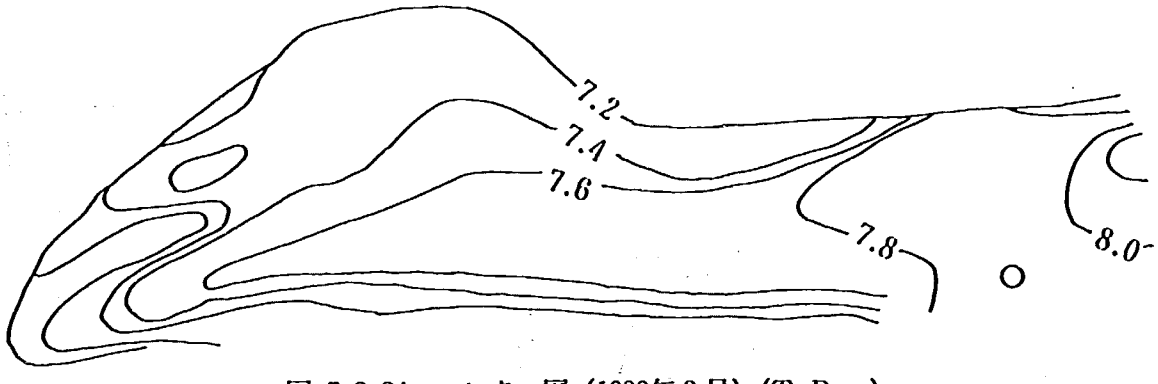


図-7.2.24　コンター図（1989年8月）（T. P. m）

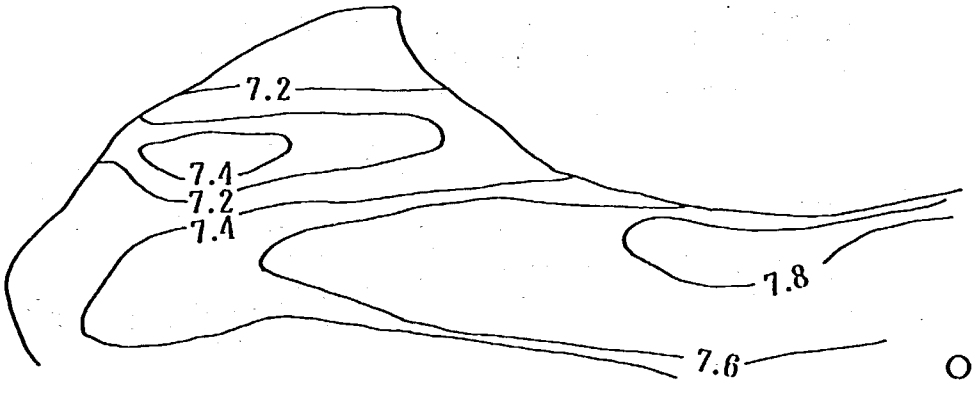


図-7.2.25　相対濃度の鉛直分布

③ 1989年9月

図-7.2.26は9月調査にもとづき描いたコンター図である。この図と8月調査結果である図-7.2.24とを比較すると，流水が乗り上がる地点で側岸侵食を受けていること，堆積厚は非常に少ないことがわかる。堆積物は粒径約0.25㎜の砂であった。

ここで，水理量と堆積物の粒径との関係について調べてみる。洪水ピーク時の低水路の摩擦速度 u_* は17.0 cm/sである。この水理環境のもとで浮遊砂の相対的な濃度分布は図-7.2.27に示すようになる。この図によれば，粒径およそ0.3㎜以下のものが堆積物の高さまで舞上がっていることがわかる。ただし，低水路水深に比して堆積物上の水深が非常に小さく，低水路で水面の表面近傍まで浮かんだ砂しか堆積物に供給されな

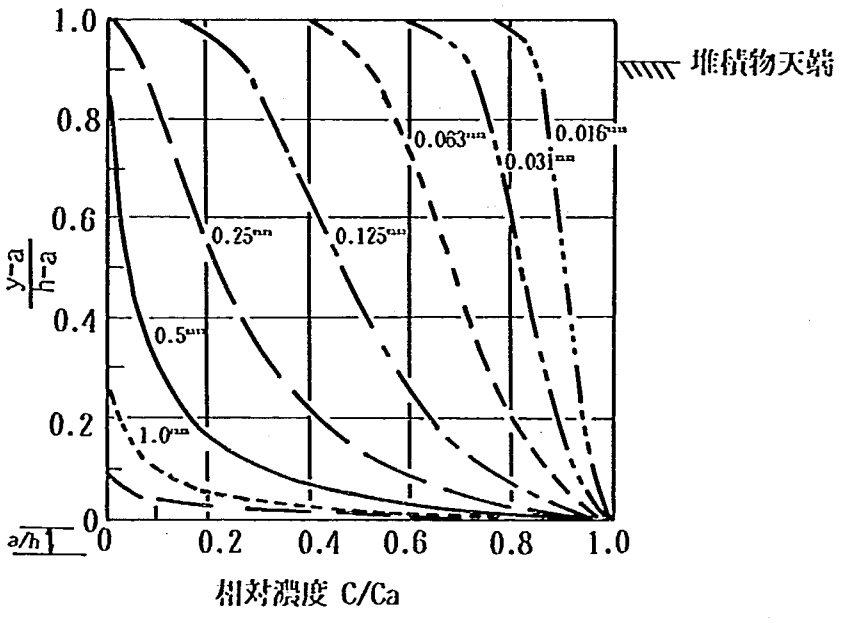


図-7.2.26 コンター図（1989年9月）（T. P. m）

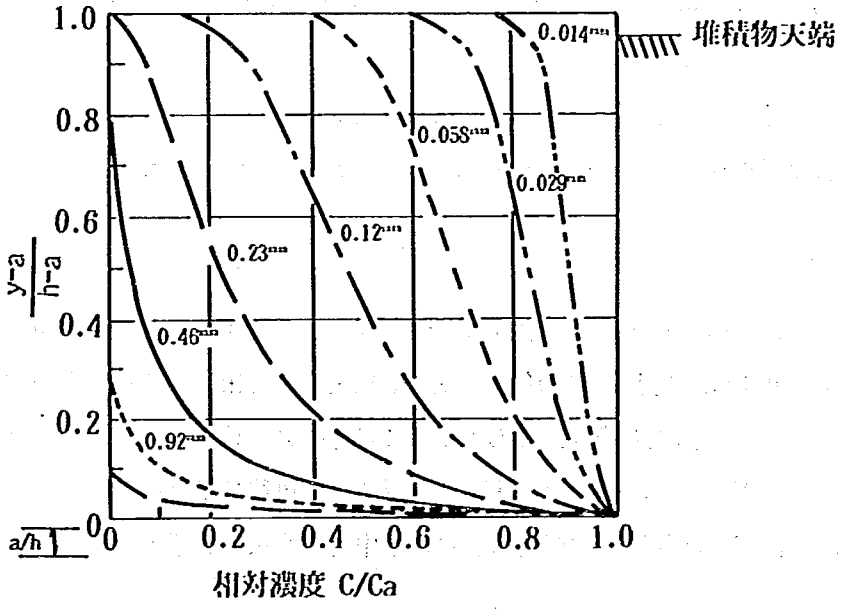


図-7.2.27 相対濃度の鉛直分布

いので，堆積物への浮遊砂供給量はかなり少ないものと考えられる。堆積物上の無次掃流力が粒径0.25㎜に対して0.21であることを考えると，輸送される浮遊砂量が少ないと植生が繁茂していないところでは表土は掃流されるので堆積物は高さを減じる可能性もある。

一方，堆積物上の摩擦速度 u_* は2.9cm/sであり，7-1-4で述べたように浮遊砂の沈降条件が $u_*/w_o<1$ で整理できるものとするならば，堆積する砂の粒径は0.20㎜となる。この推定値は実測値とよく対応していることがわかる。

7-2-4　植生の土砂捕捉効果について

涸沼川に発生する河畔堆積物は，高水敷肩に集中的に土砂を堆積した形状を呈しており，横断方向に緩い勾配をもつ自然堤防とは若干異なる。この原因としては，高水敷上に繁茂する植生が原因であると推定される。すなわち，植生がなければ高水敷に沈降した土砂が高水敷上で掃流され，分散するように堆積するのが，植生がある場合は植生の流速低減効果のために一旦沈降した土砂が再移動できず，集中的に堆積したものと推定される。この仮説の妥当性について検討するために，植生がある場合とない場合とで高水敷上の水理量を計算し，土砂の挙動を推定した。その結果を以下に記す。

1)　植生がない場合

まず，高水敷上の掃流力を求める。7-1-4で述べたように，浮遊砂が沈降する境界値が

$$u_*/w_o=1 \qquad ①$$

で整理できるものとすると，このときの高水敷上の摩擦速度は次式で表わされる。

$$u_*<w_o \qquad ②$$

これに，

$$w_o=\sqrt{\frac{4}{3}\frac{g}{Cd}\frac{\rho'-\rho}{\rho}d} \qquad ③$$

$$Cd=12.65/Re^{0.5}(1<Re<100)$$

を代入し，$\rho'=2.65g/cm^3$，$g=980cm/s$ などとして若干の変形を加えると，次式

$$\tau_*=12.6d \qquad (d：cm単位) \qquad ④$$

を得る。涸沼川観測所の河畔堆積物の代表粒径を0.25㎜とし，④式に代入すると $\tau_*=0.31$ 程度となる。この状態では，浮遊状態で高水敷上に運ばれた沈降した砂は再度掃流され，横断方向に分散するものと考えられる。

2)　植生がある場合

まず，浮遊砂が高水敷に堆積するときの高水敷の水深を推定する。④式に代表粒径0.25㎜，水面勾配1/1000を代入すると，水深0.12mを得る。この値をもとに，植生内の河床に働く掃流力を推定する。水深0.12mを植生内の流速換算式および掃流力換算式である7-1-4の②③式に代入すると，無次元掃流力0.043を得る。この値は限界掃流力以下であり，植生内に沈降した浮遊砂は再移動できないことを表わしている。

以上の検討により，涸沼川の河畔堆積物が高水敷肩に集中的に堆積する原因は植生の流速低減効果にあるものと考えられる。

第8章　高水敷の侵食及び河岸の侵食

8-1　高水敷の侵食

8-1-1　調査目的

高水敷の侵食限界掃流力は，地被状態によって異なると考えられる。地被状態別の侵食限界掃流力を明らかにすることができれば，高水敷の利用，管理等に役立てることができると考えられる。本調査は，地被状態別の侵食限界掃流力を明らかにすることを目的としている。

地被状態別の侵食限界掃流力を現地データから明らかにするには，侵食された場合のデータと侵食されなかった場合のデータを多数積み重ねる必要がある。涸沼川洪水観測区間内の高水敷上には様々な地被状態がある。涸沼川では1986年8月に既往最大規模の洪水が発生し，洪水観測区間内の高水敷上の一点で侵食が発生した。他の箇所は侵食されなかったが，この時の観測資料をもとに各地被状態の代表地点において摩擦速度を計算し，侵食限界掃流力を明らかにするためのデータを得た。また，そのデータをもとに1986年8月洪水時の高水敷上の侵食状況について考察を行った。

8-1-2　高水敷の地被状態と侵食状況

1）観測区間の高水敷上の地被状態

観測区間の高水敷の地被状態については，1986年8月に調査を行っている。調査結果を図-8.1.1に示す。これより高水敷の地被状態は，竹林，桑畑，林，水田，草・荒れ地・シノダケ，畑に大別される。これらの分布状況については，桑畑は28.40 km地点から28.30 km地点右岸と，28.10 km地点から下流にかけて両

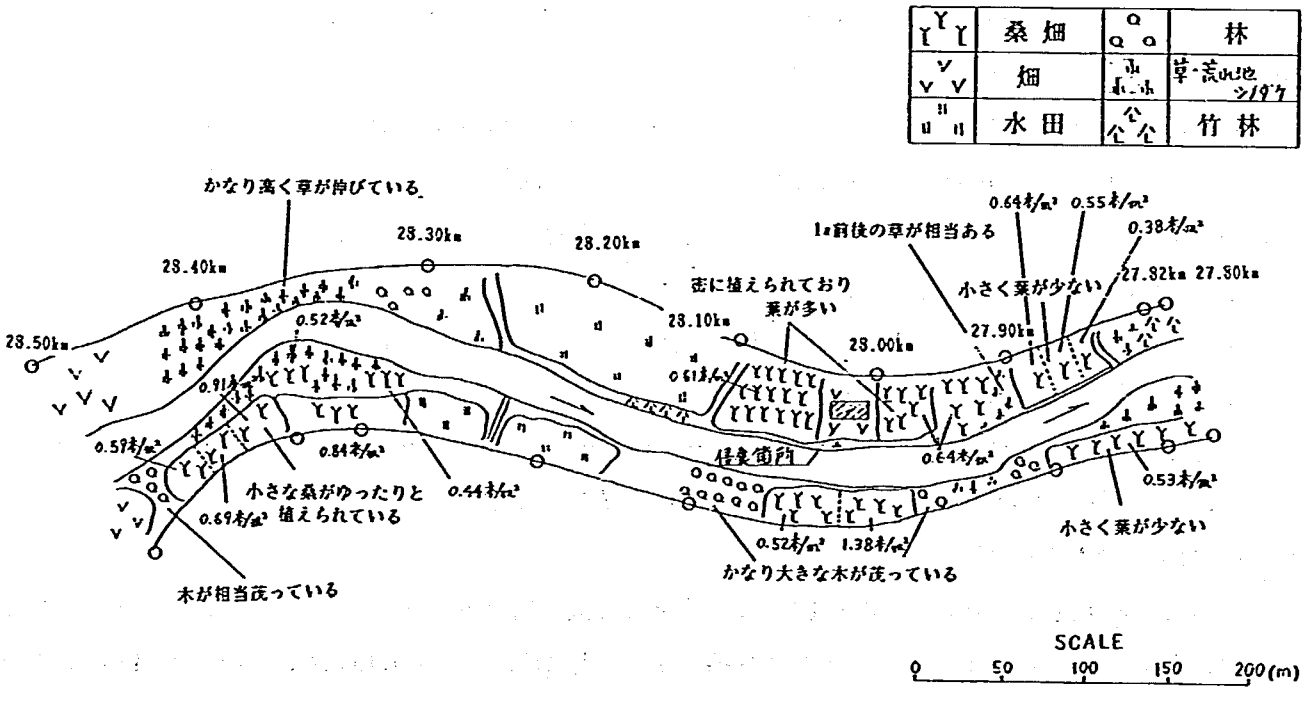


図-8.1.1　観測区間地被状態図

岸の所々に分布しており，場所によって密度が異なっている。畑は 28.50 km 地点から上流の両岸と，28.20 km 地点から 28.00 km 地点左岸付近に分布している。水田は 28.30 km 地点から 28.10 km 地点の両岸に広く分布している。林は主に 28.50 km 地点右岸，28.30 km 地点左岸，28.10 km 地点から 27.90 km 地点右岸に分布している。草地・荒れ地・シノダケは主に 28.50 km 地点から 28.30 km 地点両岸の湾曲部を中心とした付近に多く，全体的に低水河岸沿いに分布している。竹林は 28.10 km 地点左岸と，27.80 km 地点左岸から下流に分布している。

また，桑畑については，密度の調査を行っている。その結果を参考までに述べると，28.50 km 付近から 28.40 km 付近右岸堤防沿いの桑畑は，上流から 0.59 本/m²，0.69 本/m²，0.91 本/m²である。28.40 km 付近から 28.30 km 付近右岸の河岸付近の桑畑は，上流から 0.52 本/m²，0.44 本/m²である。28.10 km 付近から 28.03 km 付近左岸の桑畑は，0.61 本/m² で，その下流にある畑の直下流の桑畑は，0.64 本/m² となっている。28.05 km 付近から 28.00 km 付近右岸の桑畑は，上流の方は 0.52 本/m²，下流の方は 1.38 本/m² である。27.90 km 付近から 27.80 km 付近右岸の桑畑は，0.53 本/m²，この対岸の桑畑は，上流から 0.64 本/m²，0.55 本/m²，0.38 本/m²となっている。

2）高水敷上の侵食状況

1986 年 8 月 5 日，涸沼川洪水敷上の一部が洪水によって侵食された。侵食された箇所は，洪水観測区間の 28.02 km 地点から 28.00 km 地点までの左岸高水敷である。この箇所は畑であり，洪水前は耕された直後の状態であった。しかし，侵食された箇所はこの畑のみで，他の高水敷は侵食されなかった。また，畑の上下流には桑畑があり，そこには相当量の土砂の堆積がみられ，特に侵食された畑の下流側の桑畑ではかなりの量の土砂が堆積していた。

8-1-3　摩擦速度の計算方法

涸沼川洪水観測区間内の高水敷から各地被状態の代表地点を選び，その地点の 1986 年 8 月洪水ピーク時の摩擦速度を計算した。摩擦速度の計算対象地点は高水敷上の地被状態を考慮して，水位観測地点の一区間 100 m（ただし，1 区間のみ 80 m）に対して 2 箇所ずつ選定した。

水面勾配は，次のように求めた。8 月 5 日洪水の水位観測データから，27.82 km 地点におけるピーク水位観測時刻を基準として，100 m ピッチの水位観測地点について同時刻の水位を一次の内挿（比例配分）によって求め水位縦断図を得る。その結果を図-8.1.2 に示す。水面勾配は，図-8.1.2 から各水位観地点間の水位差を読取り断面間の縦断距離で割って求めた。

選定した地点の水深は，図-8.1.2 と図-8.1.3 に示すコンター図より求めた。以上の水理量から（8.1.1）式にて摩擦速度を計算し表-8.1.1 に整理した。

摩擦速度 $u_*=\sqrt{g\cdot H\cdot I}$ ……（8.1.1）式

ここに，g：重力加速度＝9.8（m/s²），H：水深（m），I：水面勾配である。

8-1-4　計算結果および考察

計算結果を表-8.1.1 に示す。表-8.1.1 には，参考として減水期の等流速線図から読取った流速値もあわせて示す。計算の結果から各地被状態における摩擦速度の最大値は，竹林は 0.16 m/s，桑畑は 0.24 m/s，水田は 0.15 m/s，草地は 0.23 m/s，畑は 0.24 m/s，林は 0.17 m/s である。しかし，畑以外の箇所はこの値では

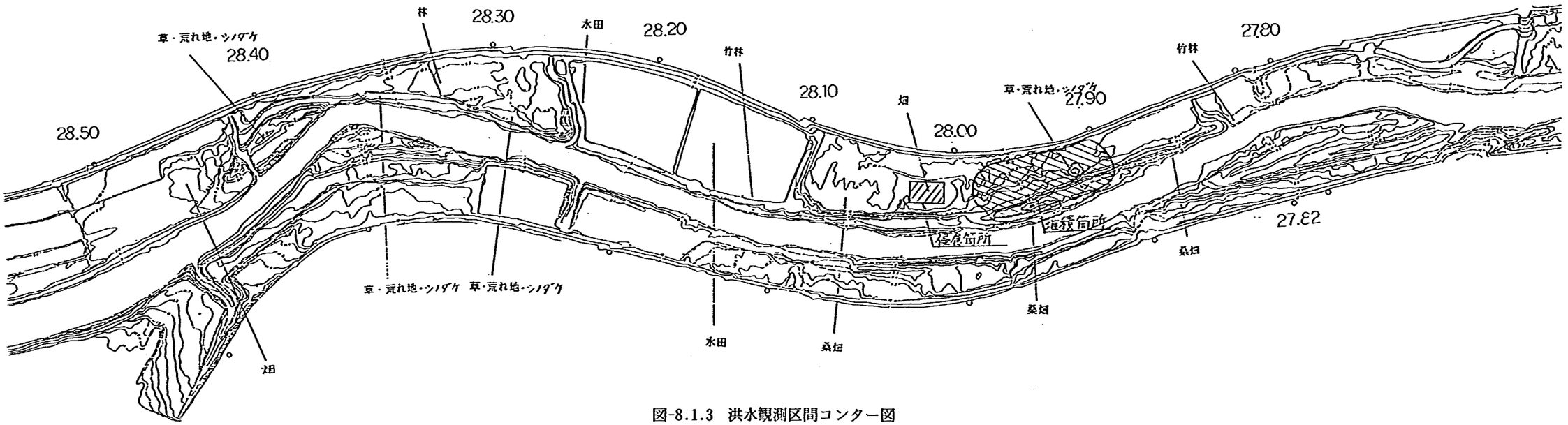


図-8.1.3　洪水観測区間コンター図

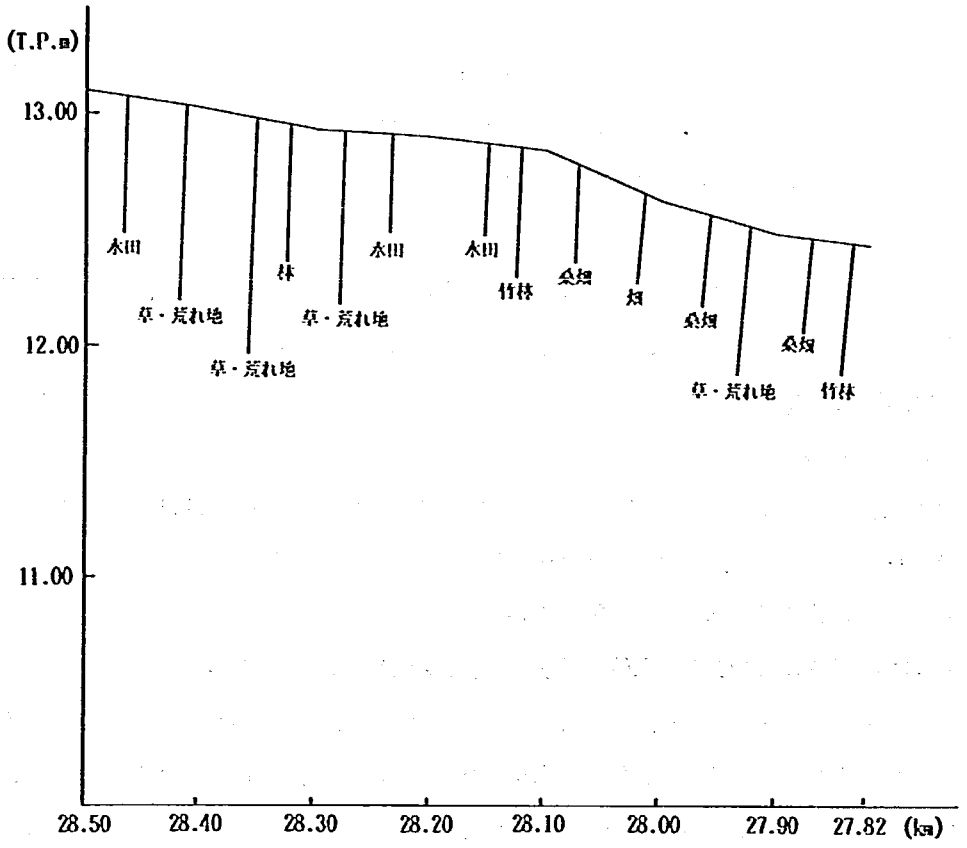


図-8.1.2　観測区間水位縦断図

表-8.1.1　高水敷上摩擦速度（u_*）計算結果一覧表

距離標 km	観測水位 T.P.m	水面勾配 I	地被状態 植生種類	水位 T.P.m	地盤高 T.P.m	水深 H	摩擦速度 u_* (m/s)	流速 v(m/s)	備考
27.82km	12.45	1/2670	竹林	12.5	8.5	4.0	0.12	0.7	
			桑畑	12.5	9.5	3.0	0.10	1.2	
27.90km	• 12.48	1/ 710	草地	12.5	8.6	3.9	0.23	1.3	
			桑畑	12.6	8.6	4.0	0.23	0.6	堆積箇所
28.00km	• 12.62	1/ 450	畑	12.7	10.1	2.6	0.24	0.8	侵食箇所
			桑畑	12.8	10.1	2.7	0.24	0.5	
28.10km	• 12.84	1/1670	水田	12.9	9.0	3.9	0.15	---	
			竹林	12.9	8.5	4.4	0.16	0.7	
28.30km	• 12.94	1/2500	水田	12.9	9.0	3.9	0.12	0.5	
			草地	12.9	9.6	3.3	0.11	0.9	
28.30km	• 12.94	1/1110	林	13.0	9.9	3.1	0.17	0.2	
			草地	13.0	9.5	3.5	0.18	0.5	
28.40km	• 13.03	1/1430	草地	13.0	8.2	4.8	0.18	0.7	
28.50km	• 13.10		畑	13.0	9.5	3.6	0.16	0.7	

注・印のある観測水位の値は，内挿（比例配分）によって求めたものである。
流速の値は，8-2で述べた図-8.2.5の等流速線図から読取った値である。

侵食されなかった。

侵食された畑，その上流の桑畑の摩擦速度 u_* は 0.24 m/s でほぼ同じ値である。しかし，畑は侵食されたが桑畑は侵食されなかった。これは，桑の木が流水に対して抵抗し，加表面付近の流速を低減させたため，実際の地表面に働く摩擦速度，つまり有効摩擦速度 u_{*e} が，0.24 m/s よりも小さい値であったと考えられる。

また，侵食された畑の下流の桑畑では多量の土砂が堆積していた。このことは，桑畑の有効摩擦速度 u_{*e} が，堆積した土砂の移動限界摩擦速度 u_{*c} より小さかったためと考えられる。

8-1-5　まとめと今後の課題

今回の検討結果をまとめると以下の通りである。

① 高水敷上の各地被状態における侵食しない摩擦速度の実績データが表-8.1.1 のように得られた。

② 洪水後の侵食状況から桑畑では桑の木の形状抵抗のため有効掃流力が小さくなることが推定できた。

一方，今回の計算では次のような仮定を含んでいる。

1）図-8.1.2 において各断面における水位は横断方向に変化せず，一定と仮定する。

2）湾曲部であっても内岸と外岸の縦断距離は同じものと考え，断面間距離は距離標の値をもちいる。

3）各地被状態における代表地点は，なるべく水深が大きくなる所を選定している。ただし，地盤がスポット的に低くなっている所など，明らかに死水域や低水路の流れの影響が及ぶと考えられる所は除いている。

したがって，水位観測地点間では水面勾配が一定となるため，摩擦速度 u_* の違いは水深の違いしか反映しないという問題点がある。今後はピーク時の高水敷上の流速を航空写真を撮影するなどして求める必要がある。また，涸沼川洪水観測区間だけでなく他の場所についても同様のデータを収集していく必要があると思われる。

8-2　河岸侵食

8-2-1　調査目的

現在，河川における堤体，低水河岸の侵食防止対策として主にコンクリート製のブロックを用いた法覆工，根固工等が特に侵食を受けやすい水衝部に設置されている。しかし，護岸工を設けることによって下流部に新たな侵食部を誘発するなどの問題があり，施工の位置，施工長などの判断が難しい。そこで涸沼川観測区間における河岸侵食発生原因や発生位置について検討を行い，侵食発生箇所の予測に役立てる。さらに各河岸侵食発生箇所の侵食速度，侵食状況と洪水規模の関係について検討を行い，河岸侵食位置が河道の平面形および河床状況等とどの様な関係にあるか調査し，河道平面形の予測に役立てる。

8-2-2　河岸侵食発生条件

(1)　調査の目的・方法

河岸侵食発生条件が明らかになれば，護岸の効果的な配置，河道の平面計画に役立てることができる。河岸侵食の発生条件には，掃流力(流速)，流況，河床洗掘，河岸土質強度等の要因が考えられる。そこで，涸沼川洪水観測区間において河岸侵食発生箇所の流速，流況，河床洗掘状況を調べ，河岸侵食発生条件について検討を行った。

(2) 調査結果

涸沼川洪水観測区間において現地踏査を行い河岸侵食発生位置を調べた。結果を図—8.2.1に示す。河岸侵食発生位置は観測区間内に7箇所であり，これらを上流からA～Gとする。次に，定期横断測量の結果から各断面の最深位置を平面図にプロットし，最深線図(Talweg)を作成した。図-8.2.2は，最深線図(Talweg)に河岸侵食発生位置を重ね書きしたものである。最深線はA～Gすべての河岸侵食発生位置の前面を通っている。涸沼川洪水観測区間においては，最深線が河岸に寄っていること，あるいは河岸前面の河床が洗掘されていることが河岸侵食発生条件の一つと考えられる。

次に各河岸侵食発生位置における流況を調べる。図-8.2.3は，河床の最深線から澪筋を予想した図に河岸侵食発生位置を重ね書きしたものである。この図で，みお筋は最深部をなめらかに通ると仮定した。この図から，B，C地点ではみお筋が河岸にぶつかっており，D，E，F，G各地点ではみお筋が河岸に寄っている。みお筋が河岸にぶつかるところ，河岸に寄るところを水衝部とするならば，河岸侵食発生箇所の多くは水衝部である。

図-8.2.4は1988.8洪水後に撮影した航測による空中写真および現地踏査結果をもとに高水敷上の植生の倒れる方向を示したものである。写真より植生の倒れる方向が同一地点で一定であることより，植生は流れに沿って倒れたものであると考えられる。つまり，同図は高水敷の流向を示しているものと考えられる。これより流水は28.46 km右岸付近で高水敷上に乗り上げ，28.40 kmで低水路へ落込み，さらに28.40 km左岸で高水敷上に乗り上げ，28.38 kmで低水路へ落込み，28.38 km右岸で高水敷上に乗り上げ，28.30 km付近で低水路へ落込んでいる。また，28.22 km左岸で高水敷上に乗り上げ，28.10 kmで低水路内へ落込んでいる。乗り上げ位置は高水敷でも高水敷高が低い地点や低水路へ落込んでいる地点の対岸であることがわかる。一方，河岸侵食発生地点B，D，Fは低水路への落込み位置の下流である。このことからB，D，F地点は，高水敷上の流れが低水路へ落込み，流れが集る水衝部であると推定できる。

以上より，涸沼川洪水観測区間においては，水衝部であることが河岸侵食発生条件の一つと考えられる。

河岸侵食発生位置における流速について調べる。図-8.2.5は，1986.8洪水の減水期に撮影した航空写真から読取った等流速線図に，河岸侵食侵食発生位置を重ね書きしたものである。図—8.2.5から各河岸侵食発生位置の流速を読取った結果を表-8.2.1に示す。表からB地点の流速は0.4 m/sであり，それ以外の河岸侵食

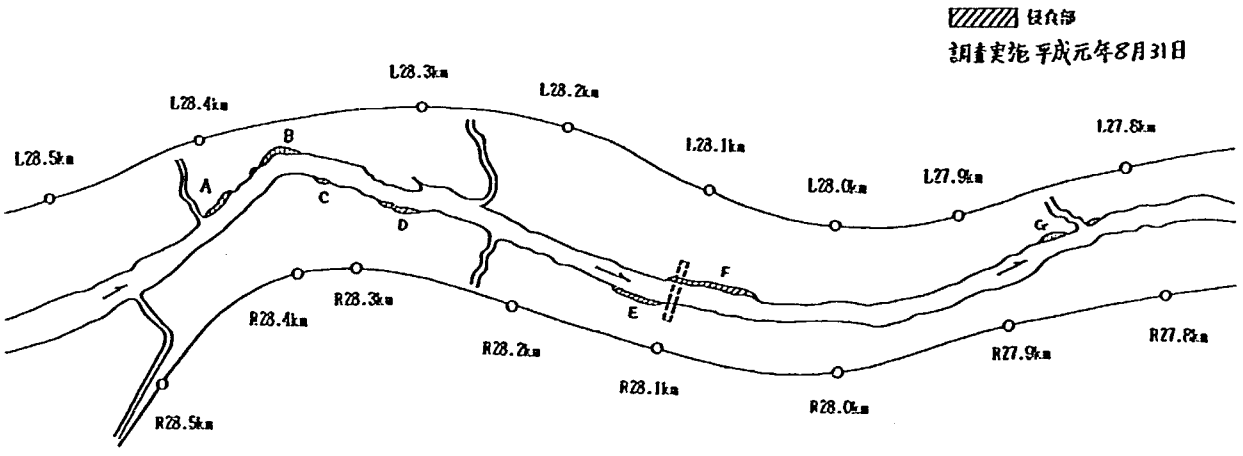
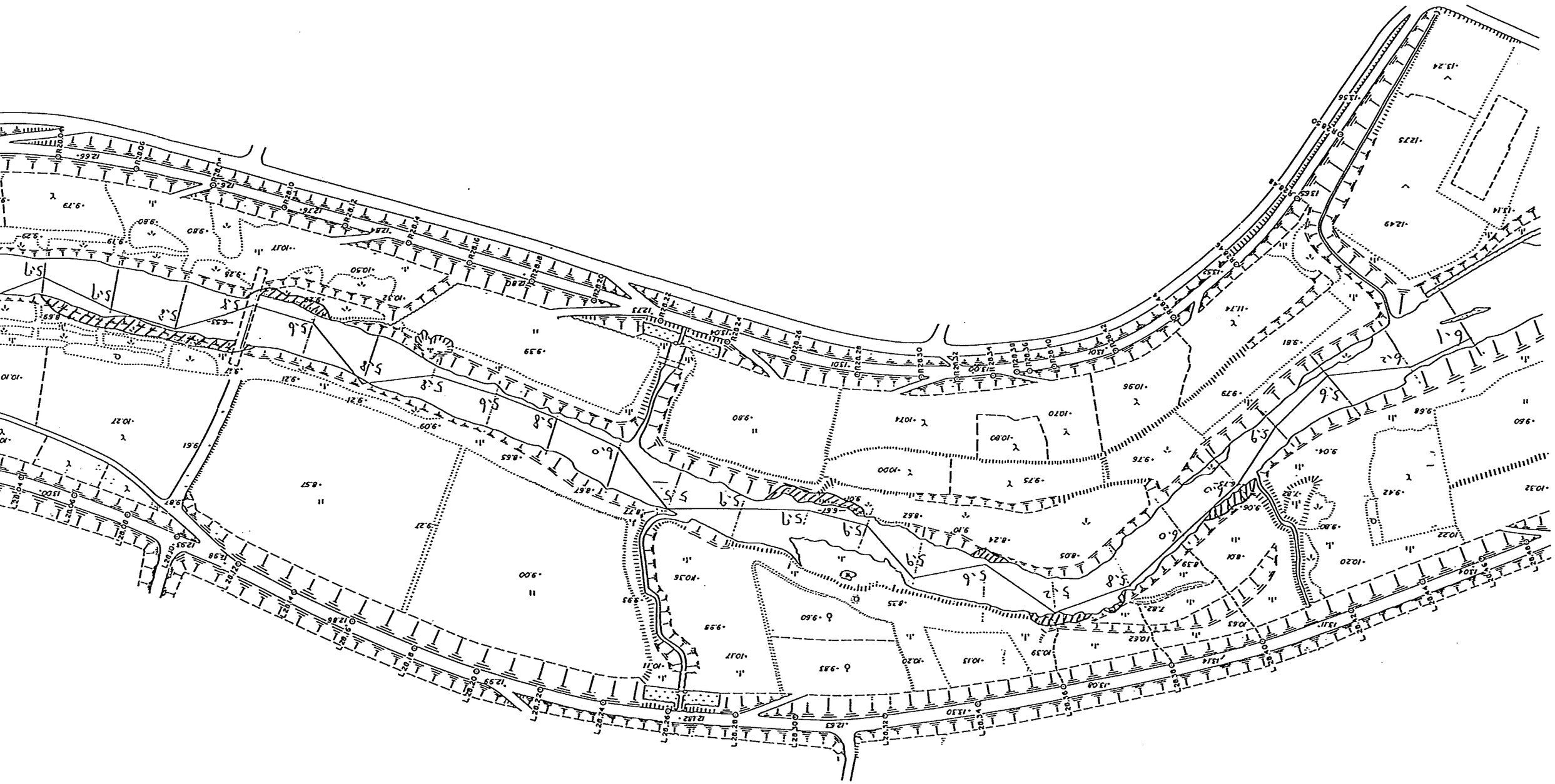
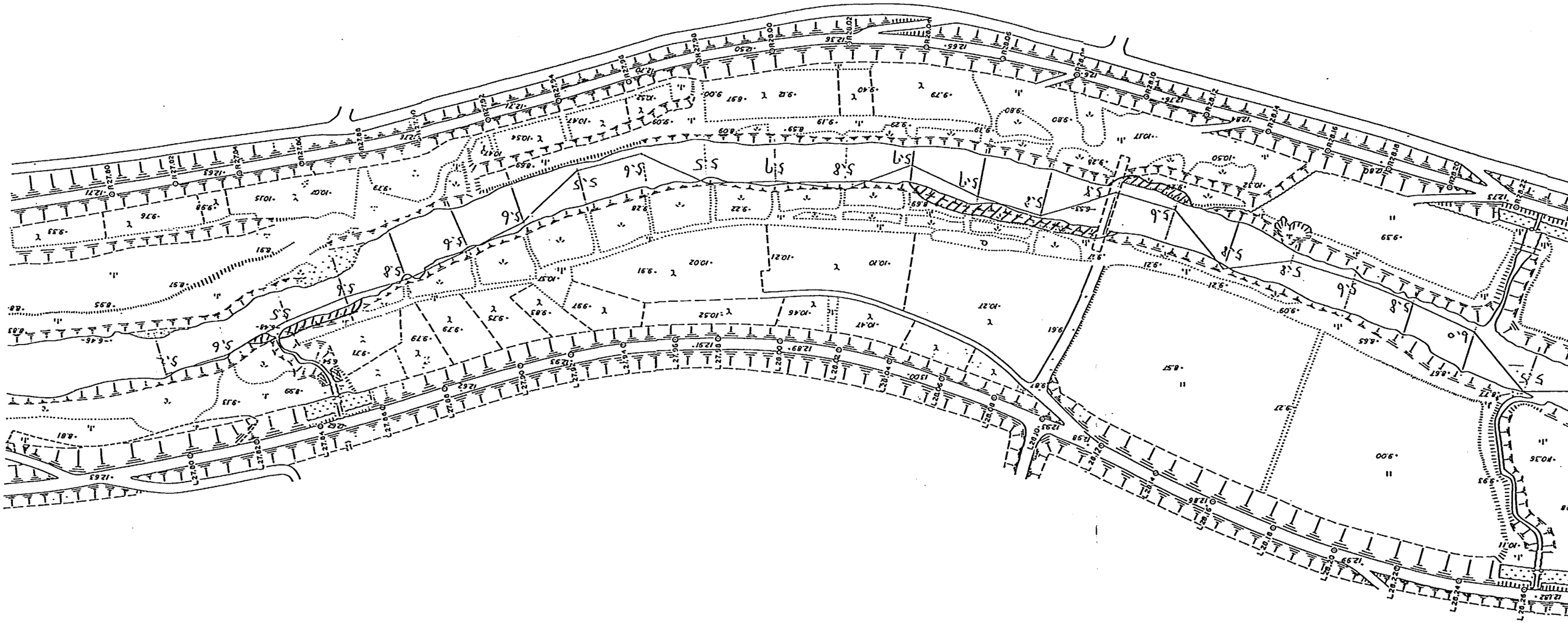


図-8.2.1 調査区間河岸侵食発生位図





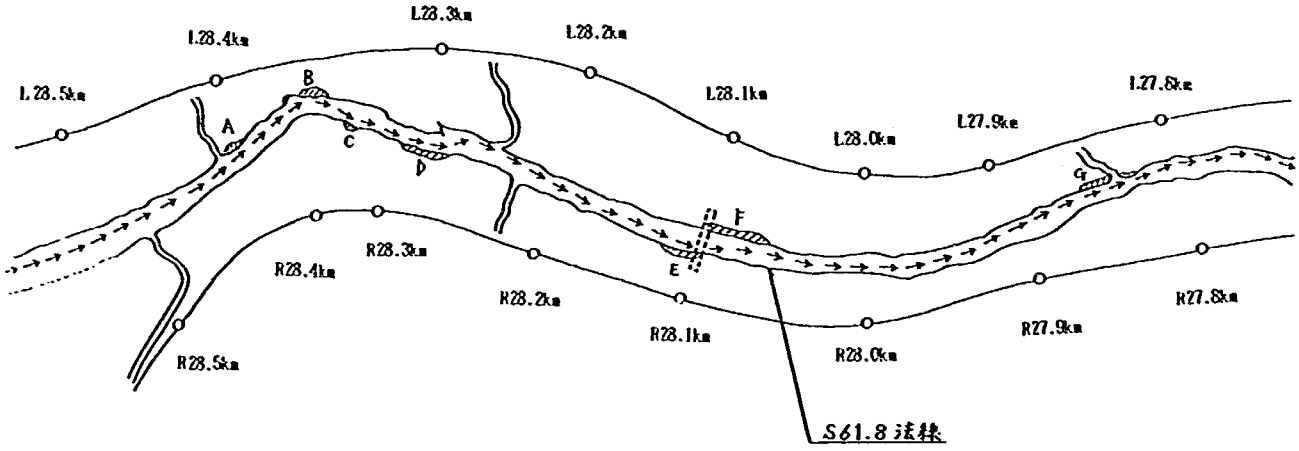


図-8.2.3　低水路内流向予想図

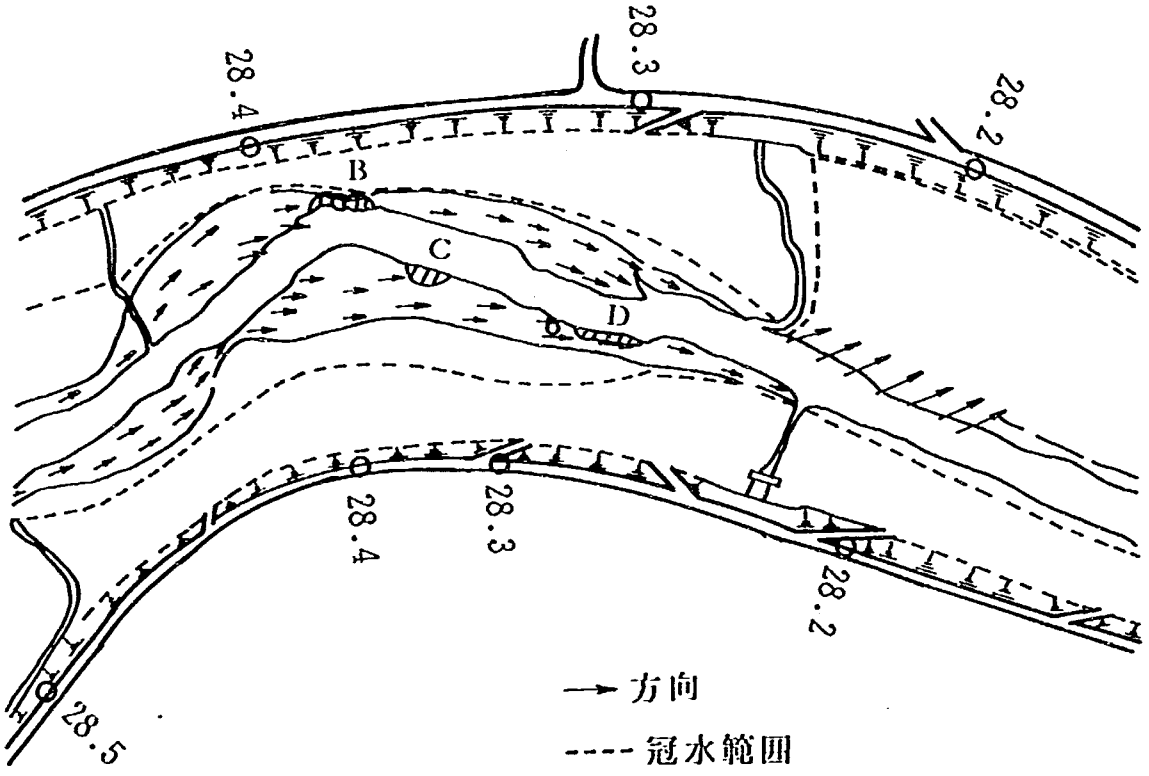
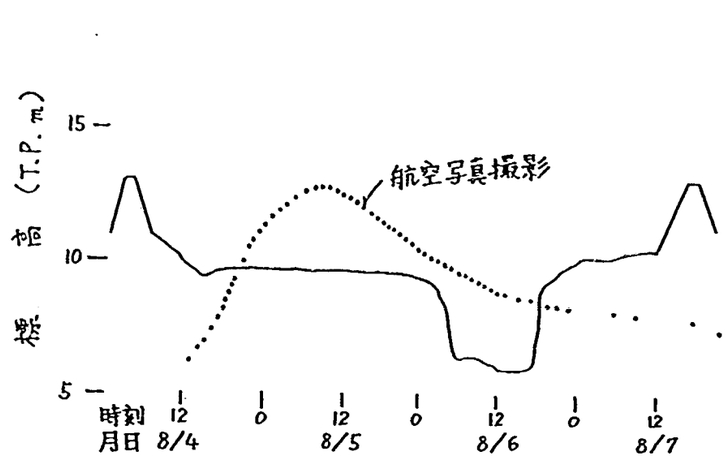


図-8.2.4　たおれた植生の向きから推定した流向

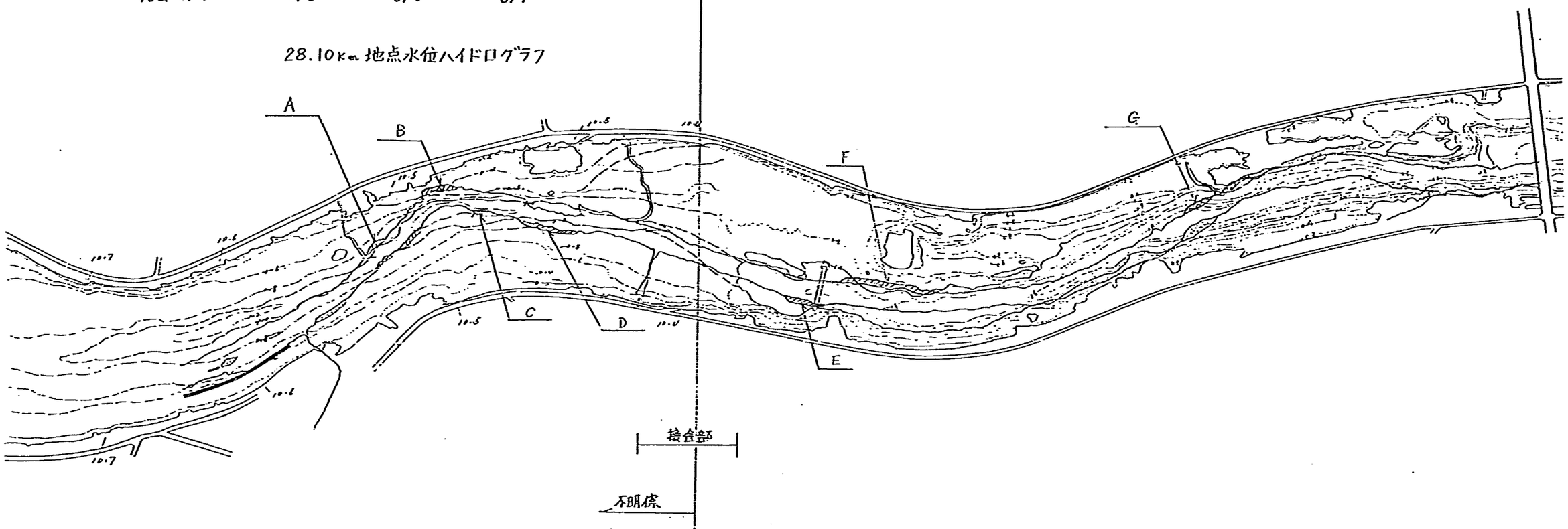
表-8.2.1　河岸侵食発生位置における流速

河岸侵食発生地点	流速(m/s)	河岸侵食発生地点	流速(m/s)
A	1.0m/s	E	1.0m/s
B	0.4m/s	F	0.8m/s
C	1.2m/s	G	1.4m/s
D	0.9m/s		

※流速値は，S61.8洪水で28.10kmの水位H＝12（T.P.m）の時



28.10km 地点水位ハイドログラフ



注）◦接合部について

上流部の写真の状況が悪く，上・下流の等流速線が連続していない。

接合部についての処理は，図中に示すように，等流速線がなめらかに接続するようにした。

上流部の破線は，測定が不明確であることを示す。

上流部で流速を読み取り難い理由は，測定では，図化機で10倍に拡大して測定するためモヤのような水表面だと明確に表面高をおさえることができなかった。

注）◦図について

平面図は，昭和62年３月測量図を用い，流速は昭和61年８月洪水時の写真を用いており，年月日が異なっているが，河道の平面状況は，それほど変化していないものとし，検を行う。

図-8.2.5　洪水時等流速線図

発生位置の流速は0.8 m/s以上となっている。一方，河岸侵食発生位置以外の地点でも0.8 m/s以上の流速が生じている。これらのことから，1986.8洪水時の涸沼川洪水観測区間に関しては，流速値から河岸侵食発生条件を見出すことはできない。

(3) まとめと今後の課題

涸沼川洪水観測区間において河岸侵食発生箇所の河床洗掘状況，流況，流速について検討し，河岸侵食発生条件を解明することを試みた。この結果次のことが明らかとなった。

① 河岸前面の河床に最深部があり，水衝部となっていることは，重要な河岸侵食発生条件である。ただし水衝部でない地点で河岸侵食が発生する（A地点）場合もある。

② 流速値の大きさから河岸侵食発生条件を見出すことはできなかった。

上記①を満たしているにもかかわらず，28.24 km左岸，28.18 km右岸，27.94 km右岸では，河岸侵食が発生していない。このことから今回の検討結果は河岸侵食発生必要十分条件を明確にしていない。上記検討項目以外に土質強度も河岸侵食発生条件の一つと考えられる。また，河岸侵食の発生と流速について行った今回の検討は，流速値のデータが低水路満杯流量より大きい洪水一つについてしか得られていないため充分な検討とはいえない。

今後は，河岸侵食発生条件を満たしているにもかかわらず河岸侵食が発生していない28.24 km左岸，28.18 km右岸，27.94 km右岸地点について発生しない原因を検討する予定である。更に，土質調査，様々な洪水規模での流速の検討を行い，河岸侵食発生条件を明らかにする予定である。

8-2-3 河岸侵食の量と進行速度

(1) 調査の目的・方法

効率的な河岸侵食対策を行うためには，河岸侵食発生位置を予測できるだけでなく，各河岸侵食発生位置の危険度を評価できる必要がある。河岸侵食発生位置の危険度は，侵食量，進行速度が大きく，堤脚に影響を及ぼす時期が早いものほど危険度が高いと考えられる。ここでは，河岸侵食の危険度評価に欠かすことのできない河岸侵食の量と進行速度について調査をおこなった。

本調査は，A～G各侵食箇所の侵食幅を，涸沼川洪水観測区間において実施されている定期横断測量結果の経年変化図から読取り，その期間の洪水データとの比較検討を行った。

(2) 調査結果

——洪水規模と河岸侵食量——

表-8.2.2は，定期横断測量の側線のうち河岸侵食部を通る側線の河道横断面経年変化図から，各期間の侵食幅を読取ったものである。1986.7～1986.9は，既往最大規模の洪水が発生した。この間に侵食が進んだのはG地点のみで，27.84 kmで約0.5 m侵食された。1988.6～1988.12，1989.7～1990.2は，ともに低水路満杯規模の洪水が3回発生した(洪水の詳細は3-2-3参照)。両期間とも侵食が進んだのはB，C，D，G地点である。以上から，涸沼川洪水観測区間のほとんどの河岸侵食が低水路満杯規模の洪水で進み，大規模洪水で侵食が進むのは下流のG地点だけである。この原因について，1/15模型実験のB地点における流況から考察を行う。

図-8.2.6は，1/15模型実験で流量Q=80 m³/sを通水した時のB地点付近の表面流速ベクトルである。図

表-8.2.2　各河岸侵食発生位置の河岸侵食幅

河岸侵食発生地点		1986.7～1986.9	1988.6～1988.12	1988.12～1989.7	1989.7～1990.2
A	28.42km	——	——	——	1.0m
B	28.36km	——	1.5m	——	1.0m
C	28.34km	——	1.3m	——	1.0m
D	28.28km	——	1.0m	0.5m	1.5m
E	28.12km	——	0.5m	1.0m	(1.6m)
F	28.08km	——	——	——	(　)
	28.06km	——	——	——	(4.0m)
	28.04km	——	——	——	(　)
G	27.86km	——	——	(　)	(　)
	27.84km	0.5m	1.2m	——	0.3m

※(　　)内の数値は調査時残っていた土塊の幅を示す。
※(　　)内が空欄である所はまだ侵食幅の調査を行っていないことを示す。
※——は侵食が発生していないあるいは侵食幅が読取れないことを示す。

-8.2.7は，流量Q＝160 m³/sを通水した時の同地点の表面流速ベクトルである（模型実験の詳細は5-3参照)。涸沼川洪水観測区間では，流量Q＝80 m³/sはほぼ低水路満杯規模の流量である。図-8.2.6より，流量Q＝80 m³/sでは主流は低水路のほぼ中央にある。図-8.2.7より，流量Q＝160 m³/sでは主流は右岸高水敷上にある。これより，B地点付近では主流位置が流量によって異なる。

図-8.2.8は，流量Q＝80 m³/sの時の28.36 kmにおける表面流速ベクトルと水深H＝3 mの流速ベクトルを重ね合せたものである。図-8.2.9は，流量Q＝160 m³/sの時の同じ地点における表面流速ベクトルと水深H＝4.5 mの流速ベクトルを重ね合わせたものである。両図から，流量Q＝80 m³/sの時の方が二次流が発達している。このことから，B地点では低水路満杯流量時の方が二次流が発達し，河床の洗掘が進みやすくなると考えられる。

以上より，B地点では洪水規模によって流況が変化し，低水路満杯規模の洪水の方が河床に洗掘を生じやすく河岸侵食が進むと推定できる。

——河岸侵食進行に与える河床状況の影響——

A地点の河岸侵食は，1988.6～1988.12に進行せず，1989.7～1990.2に進行した。この両期間は，ほぼ同程度の規模の洪水が同じ回数発生している。このように河岸侵食量は，洪水規模では単純に決らない場合がある。この原因をA地点とC地点を例として河床状況との関係から考察する。

図-8.2.10，図-8.2.11は，A地点付近の最深線の経年変化を，平面図に示したものである。この両図から，A地点付近では最深線が1988.6にA地点対岸側にあったが，1988.12には明確でなくなる。1989.7には最深線がA地点前面にあり，1990.2には再びA地点対岸にある。一方，表-8.2.2からA地点の河岸侵食が進んだのは1989.7から1990.2の間である。以上から，A地点の河岸侵食は，最深線が河岸前面にきた時に進んでいる。

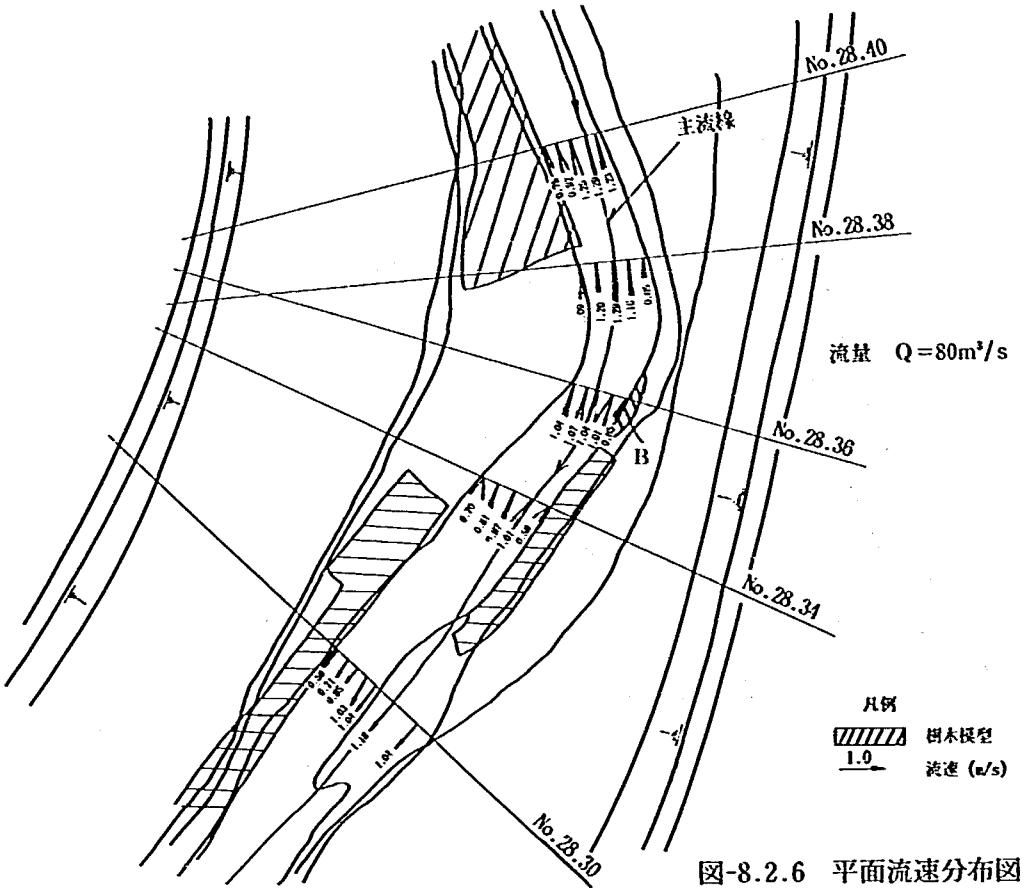


図-8.2.6 平面流速分布図

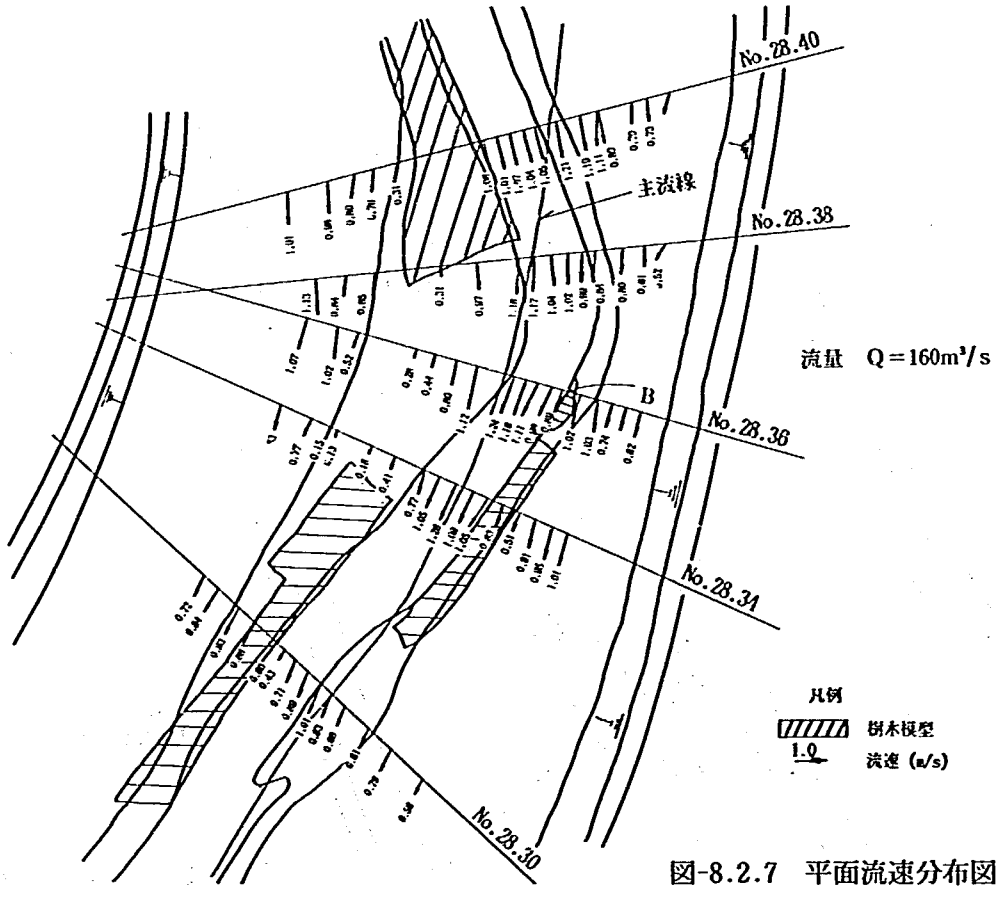


図-8.2.7 平面流速分布図

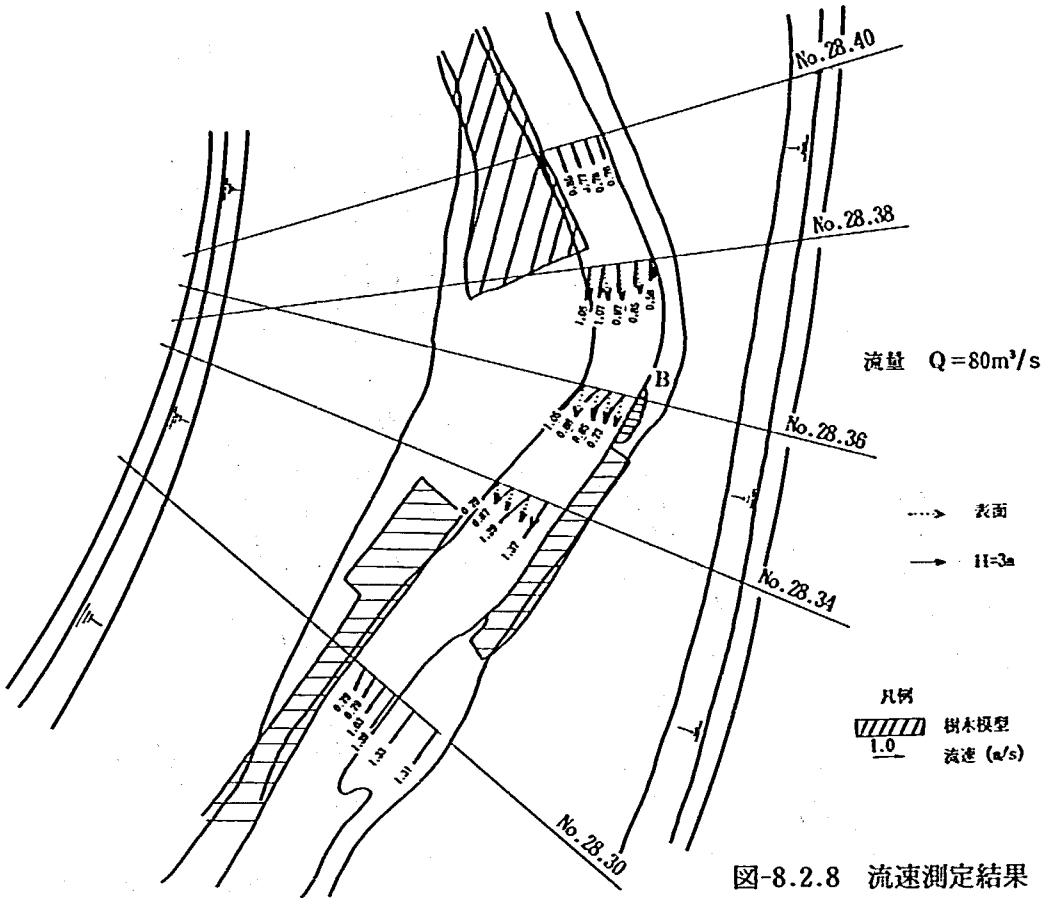


図-8.2.8 流速測定結果

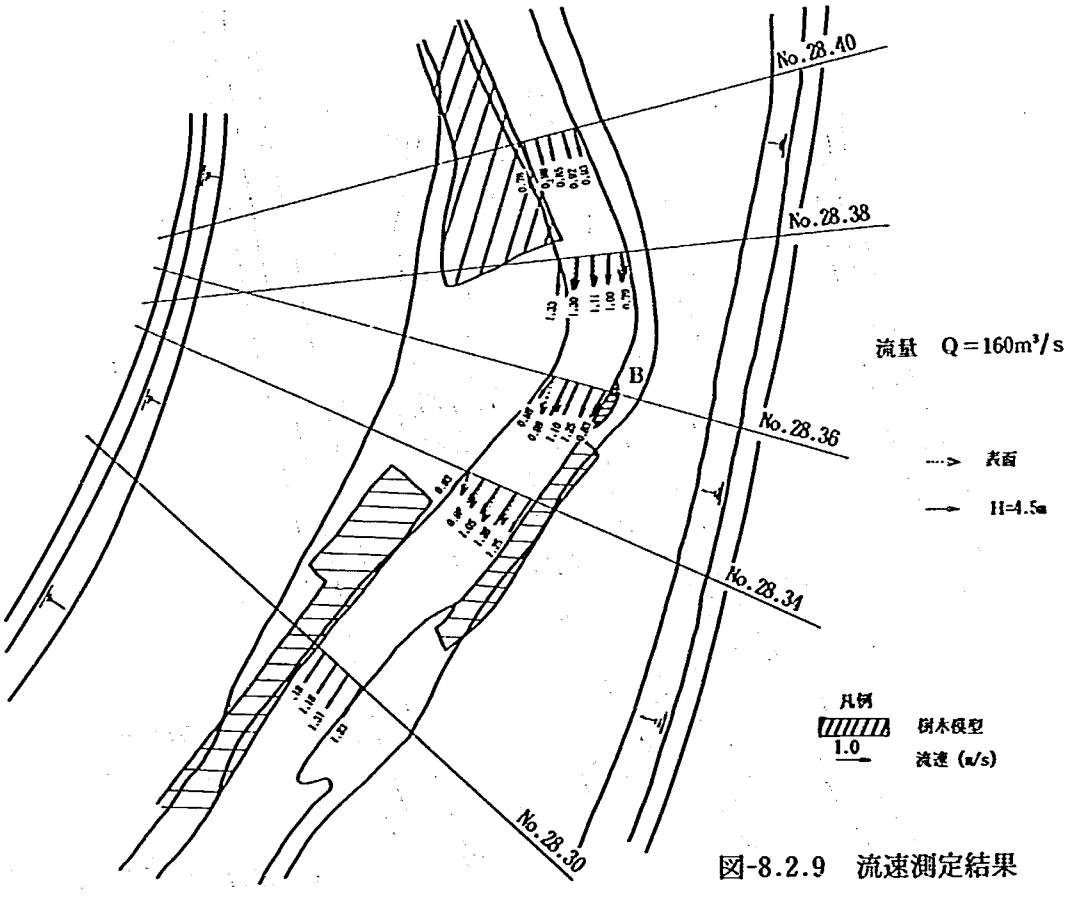


図-8.2.9 流速測定結果

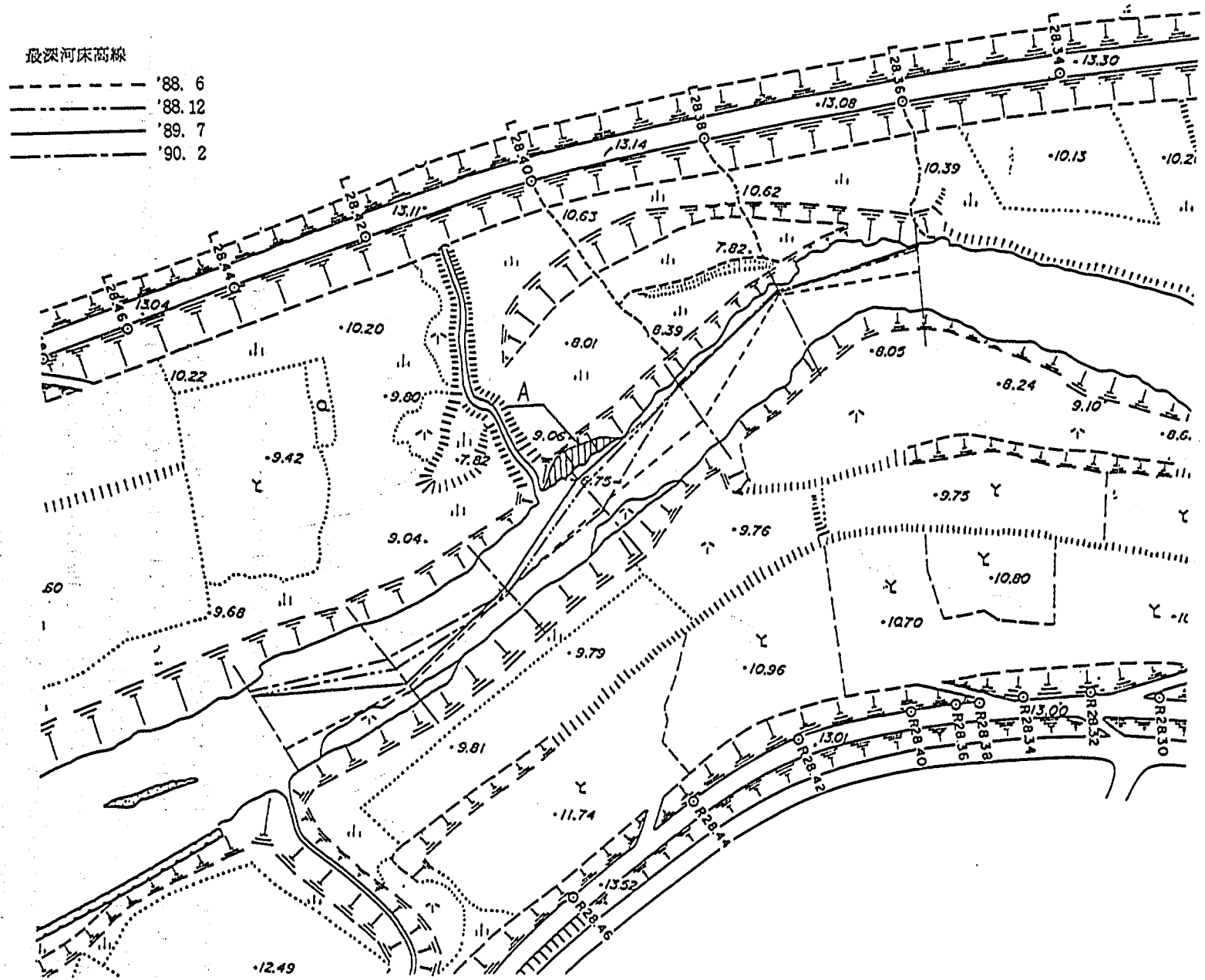


図-8.2.10　侵食位置A最深線経年変化図

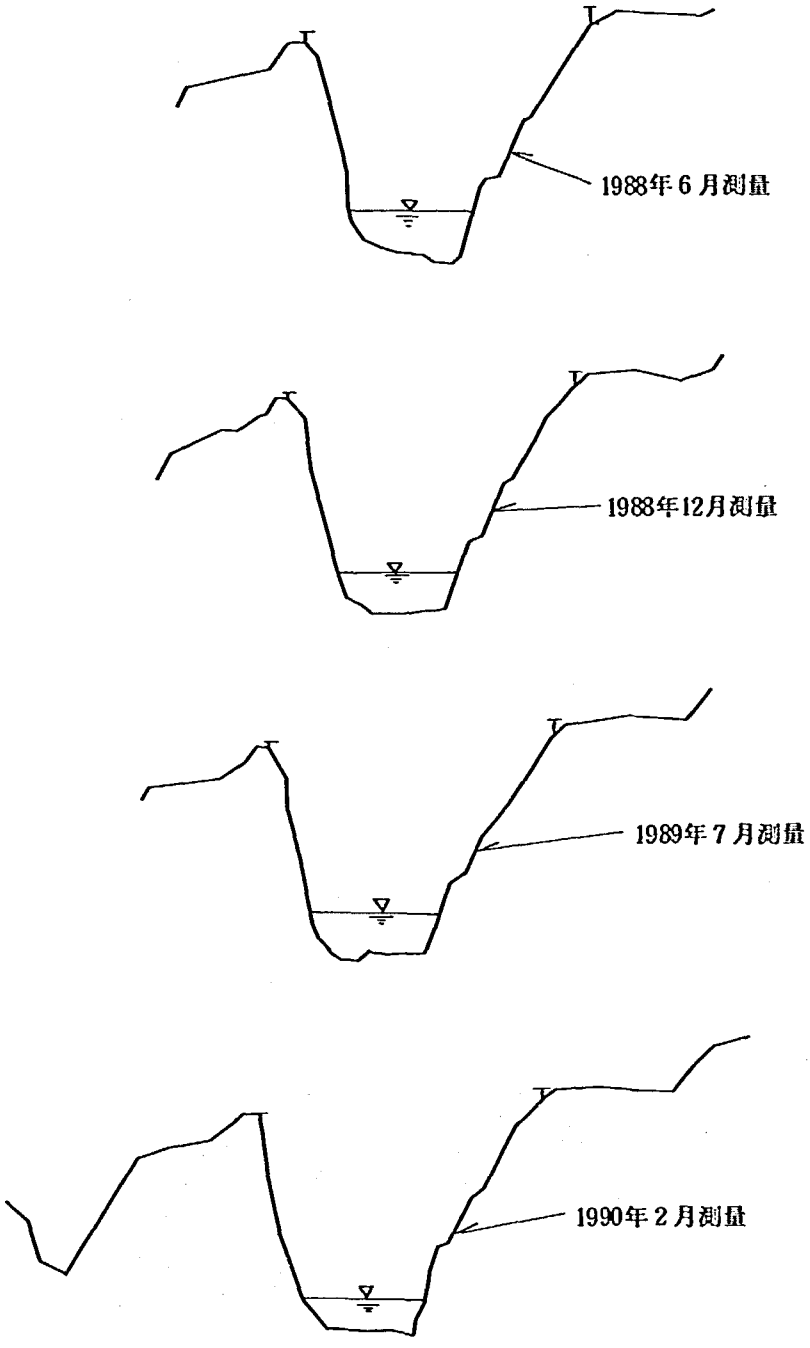


図-8.2.11　侵食箇所A（L28.42km）河道横断経年変化図

図-8.2.12，図-8.2.13は，C地点付近の最深線の経年変化を，平面図および横断図に示したものである。C地点が位置している28.34 kmでは，最深線は，1988.6までC地点対岸にあったが1988.6から1988.12の間にC地点前面に移動しその後固定している。一方河岸侵食は，最深線がC地点前面に移動した1988.6～1988.12と固定した後の出水期である1989.7～1990.2に進んでいる。このことから，C地点の河岸侵食も最深線が河岸前面にきてから進んでいる。

A地点，C地点の例から河岸侵食が進行するためには，洪水が発生するだけでなく最深線が河岸侵食発生位置の前面にあることが必要といえる。洪水時の河岸侵食量を予測するには，洪水規模だけでなく洪水時の河岸侵食発生位置の河床状況も考慮する必要があると考えられる。

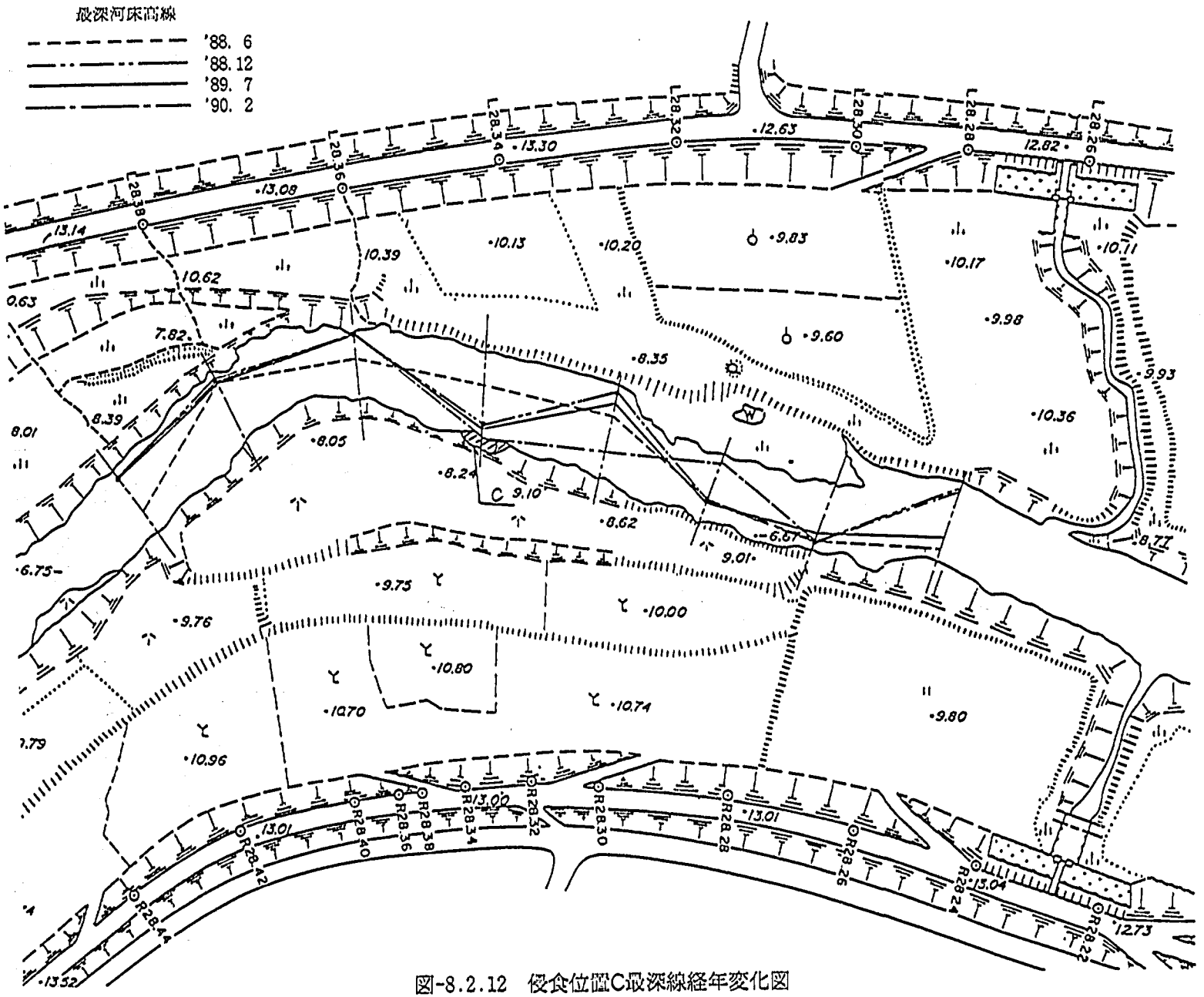


図-8.2.12　侵食位置C最深線経年変化図

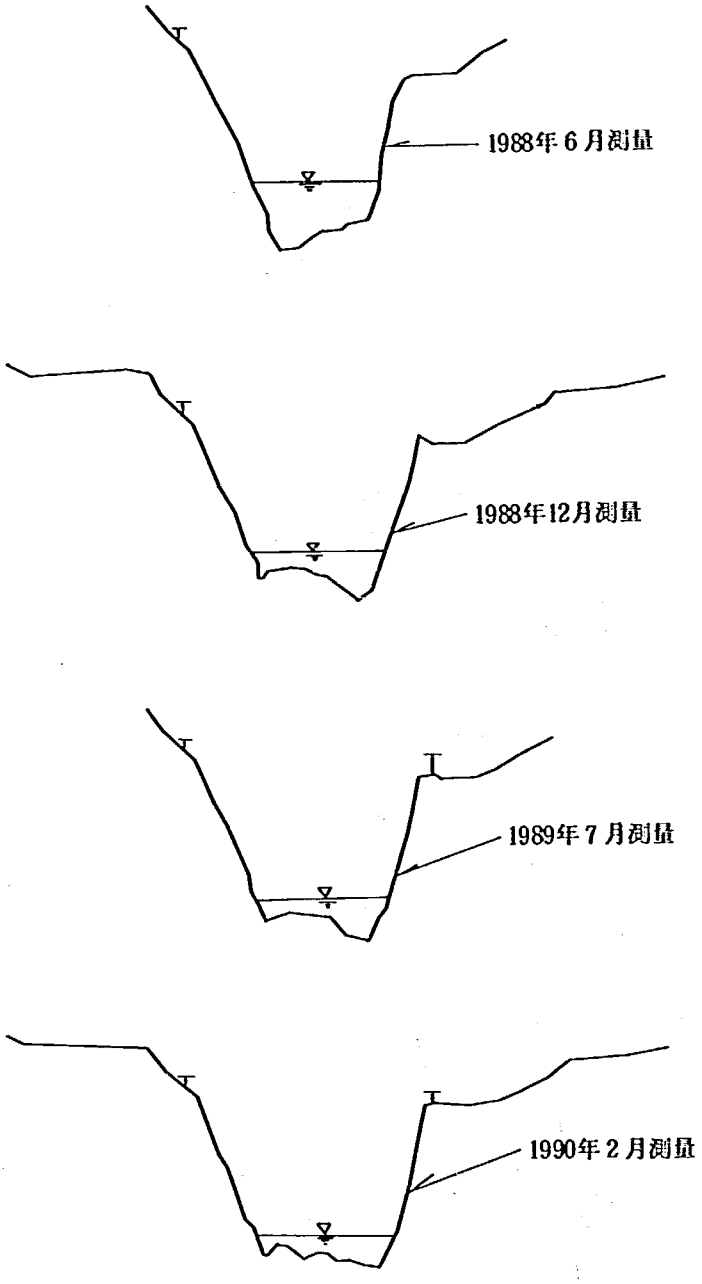


図-8.2.13　侵食箇所C（R28.34km）河道横断経年変化図

――河岸侵食の形態が進行速度に与える影響――

表-8.2.2でE地点，F地点，G地点（27.86 km）は，河岸侵食が発生しているにもかかわらず図-8.2.14のような形態となっているため，定期横断測量の結果から侵食幅を読取ることができなかった。そこで図-8.2.14に示すBsの概略値を侵食幅とし，表-8.2.2に（　）付で示した。

このような形態の河岸侵食量，進行速度を河道横断経年変化図から評価する場合，残った土塊が流出するまで河岸侵食が進まないと評価され，土塊が流出した時に土塊に相当する量が一回の洪水による侵食量であると評価されることが考えられる。この場合は，他のA～D地点と同じように河岸侵食量あるいは進行速度を洪水規模と単純に結びつけて評価することができないと考えられる。

(3)　まとめと今後の課題

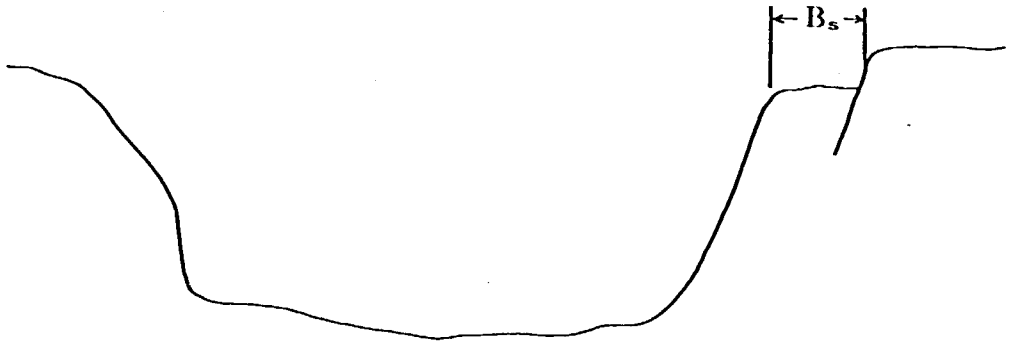


図-8.2.14　侵食形態図

以上の検討結果をまとめると次のようになる。

① 涸沼川洪水観測区間においては，河岸侵食の進む位置が洪水規模によって異なる。

② 模型実験より，B地点では洪水規模によって流況が変化し，高水敷にのる規模の洪水よりも低水路満杯規模の洪水の方が二次流が発達することがわかった。このためB地点では，低水路満杯規模の洪水時に河床洗掘を生じやすく，河岸侵食が進むと推定される。

③ 同じ規模の洪水でも，その侵食位置の河床の状態により河岸侵食量が異なる場合がある。

④ 図-8.2.14のような形態の河岸侵食は，残されている土塊が流出することによって突発的に河岸侵食が進むことが考えられる。このため，洪水規模による河岸侵食量は河岸侵食の形態別に分けて考える必要がある。

一方，今回の検討では次の点が不足していた。

・河岸の侵食量が出水期単位でしか得られなかったため，一洪水での河岸侵食量がわからなかった。

・③は，2例の検討から得られたものであり充分とはいえない。

今後はこれらの点を考慮し，一回の洪水による侵食量を明らかにする予定である。

8-2-4　河岸侵食機構

(1)　調査目的・方法

河岸侵食発生位置，侵食量を評価しようとする場合，河岸侵食がどのような機構で発生するのか知る必要がある。また，図-8.2.14のような形態の河岸侵食がどのような場で発生するのか明らかにすることができれば，今後の調査，侵食量の適切な評価に役立つと考えられる。本調査は，河岸侵食形態の違いについて流況，河岸植生との関わりから考察し，侵食機構について河岸がすべり破壊を起こすと仮定し，簡単な計算，考察を行った。

(2)　調査結果

——河岸侵食形態と河岸状況の関係についての検討——

涸沼川洪水観測区間における河岸侵食形態の違いが各地点の流況，河岸植生の違いによるものかどうか調べる。表-8.2.3は，各河岸侵食発生箇所の低水流況と河岸植生を調べて表にしたものである。ひび，段差を生じている河岸侵食形態は表の□で囲った地点である。いずれの地点も最深線が河岸に寄っている場所であり，最深線が河岸にぶつかる場所ではない。一方，ひび，段差でない河岸侵食形態は，最深線が河岸によっ

表-8.2.3　各河岸侵食位置における流況と河岸植生

河岸侵食発生地点		形態	低水路内の流況	植生
A	28.42km		みお筋が河岸に寄っている	ヨシ
B	28.36km		〃　ぶつかっている	低草
C	28.34km		〃　ぶつかっている	ヨシ
D	28.28km		〃　ぶつかっている 〃　寄っている	ヨシ
E	28.12km	段差	〃　寄っている	シノダケ
F	28.08km	ひび	〃　寄っている	シノダケ
	28.06km	段差	〃　寄っている	シノダケ
	28.04km	段差	〃　寄っている	シノダケ
G	27.86km	段再	〃　寄っている	シノダケ
	27.84km		〃　寄っている	低草

※低水路内流況は図-8.2.3から調べた。
※河岸植生は現地踏査を行った際に調べたものである。

ている場所でも最深線が河岸にぶつかる場所でも生じている。この結果からひび，段差を生じる河岸侵食形態は流況だけでは決まらないことがわかる。

各河岸侵食箇所の植生を調べる。河岸植生がシノダケとなっているのは，E地点，F地点の28.08 km，28.06 km，28.04 km，G地点の27.86 kmの5地点である。E地点，F地点の28.08 km，28.06 km，28.04 km，G地点の27.86 kmは，段差を生じる河岸侵食形態である。このことから，涸沼川洪水観測区間では，河岸植生がシノダケとなっている河岸が侵食されると，図-8.2.14のようにひび，段差を生じる形態になることがわかる。

——河岸侵食機構の検討——

河岸侵食が，掃流力によって河岸を直接削られるのではなく，河床に洗掘のみを受けて河岸が安定性を失い，すべりを起こすことによって発生すると仮定する。この場合，洪水時の洗掘深，河岸の土層構造とその土質定数がわかれば，河岸侵食は河岸土質の安定計算を行うことによって発生，侵食幅を予測することができる。最初に立てた仮定が正しいかどうかは，現地の一洪水での侵食量，洗掘深，河岸土質についてのデータをもちいて侵食された土塊のすべりの安定計算を行えば，その可能性を明らかにすることができる。現在は，一出水期の複数の洪水による侵食量が定期横断測量によって得られているだけで，一洪水での侵食量，洗掘深，河岸土質についてのデータは得られていない。今後の観測ではこれらのデータを収集し，河岸侵食の発生機構について検討を行う予定である。

今後土質調査を行う予定であるため，今回は，土質調査の結果をもとにすべりが発生する可能性を検討するための概略の資料を得ることにする。涸沼川洪水観測区間内の各河岸侵食発生地点について，次のような

るための概略の資料を得ることにする。涸沼川洪水観測区間内の各河岸侵食発生地点について，次のようなおおまかな仮定のもとで土塊の安定計算を行い，土塊が不安定となり得る土質定数の範囲を求める。

・洗掘深は河岸の法先と仮定する。

・すべる土塊はA，B，C，D，G地点については一出水期の侵食量と仮定し，E，F地点は河道横断図および現地踏査の結果から段差位置と河岸の法先を通る円孤すべり面を仮定し，それに囲まれた土塊とする。

・河岸の土層構造は均一と仮定する。

・土塊が最も不安定な状態にある場合として，河岸土砂がすべて飽和かつ河岸の浸潤線が法面にあると仮定する。

計算結果を図-8.2.15～図-8.2.21に示す。土質調査の結果をこれらの図にプロットすれば，すべりが発生し得るかどうか概略の検討を行うことができる。図-8.2.15～図-8.2.21から，E地点以外は土塊が不安定となる土質定数の範囲はほぼ同じである。E地点は，他の地点と比較して侵食幅が極端に大きいため，土塊が不安定となる土質定数の範囲が他の地点と異なると考えられる。

各地点ですべりが発生する条件としては，粘着抵抗cが小さい，つまり砂質的である場合，あるいは土層構造が下にすべりやすい層をもっている場合等が考えられる。

計算を行った土塊は，侵食前の平水時には安定した状態にあり河岸形状を維持しているが，洪水後侵食している。いままでの仮定がすべて正しいとするならば，この説明として次の二つの場合が考えられる。一つは，洪水時河岸が飽和状態となり洪水後水位が下がった後に河岸土砂内の残留水によって間隙水圧が生じせ

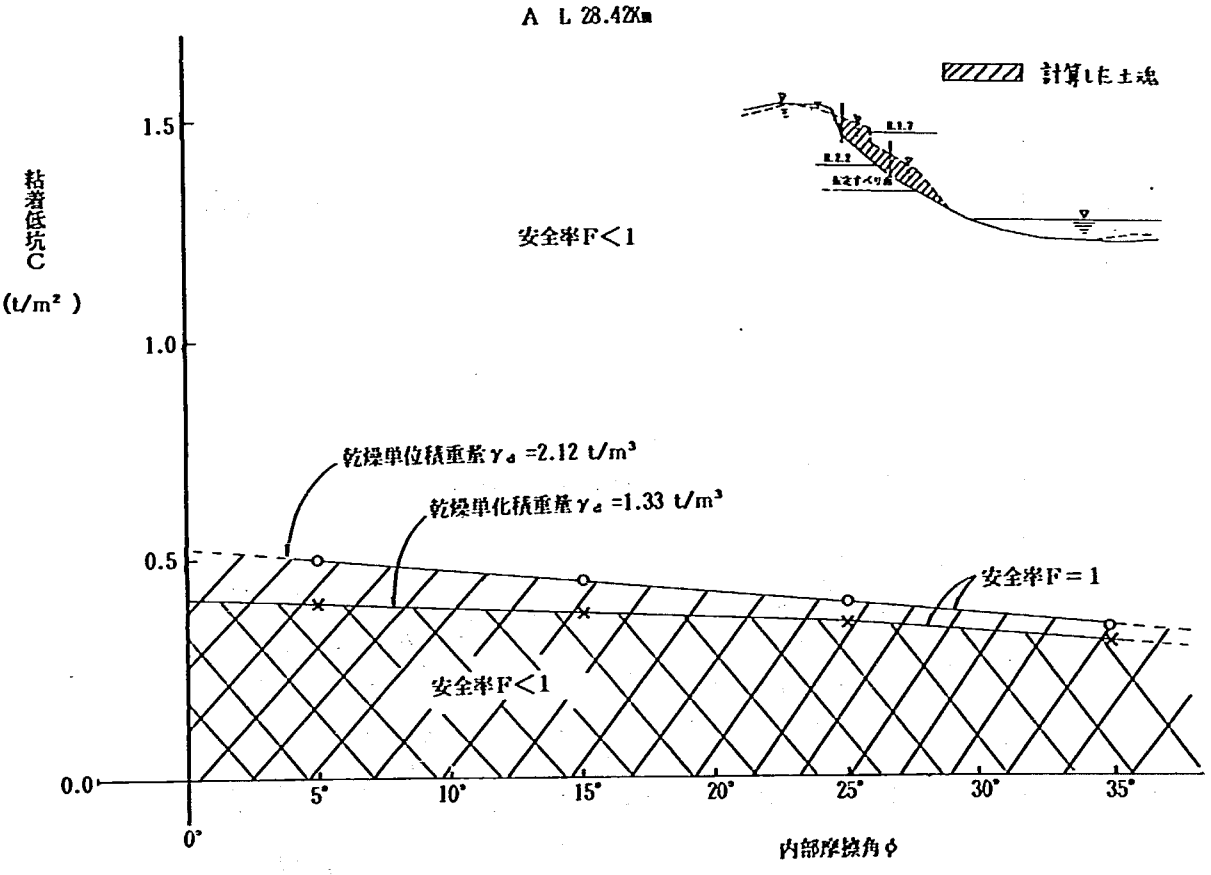


図-8.2.15　河岸土質すべり危険度判定図

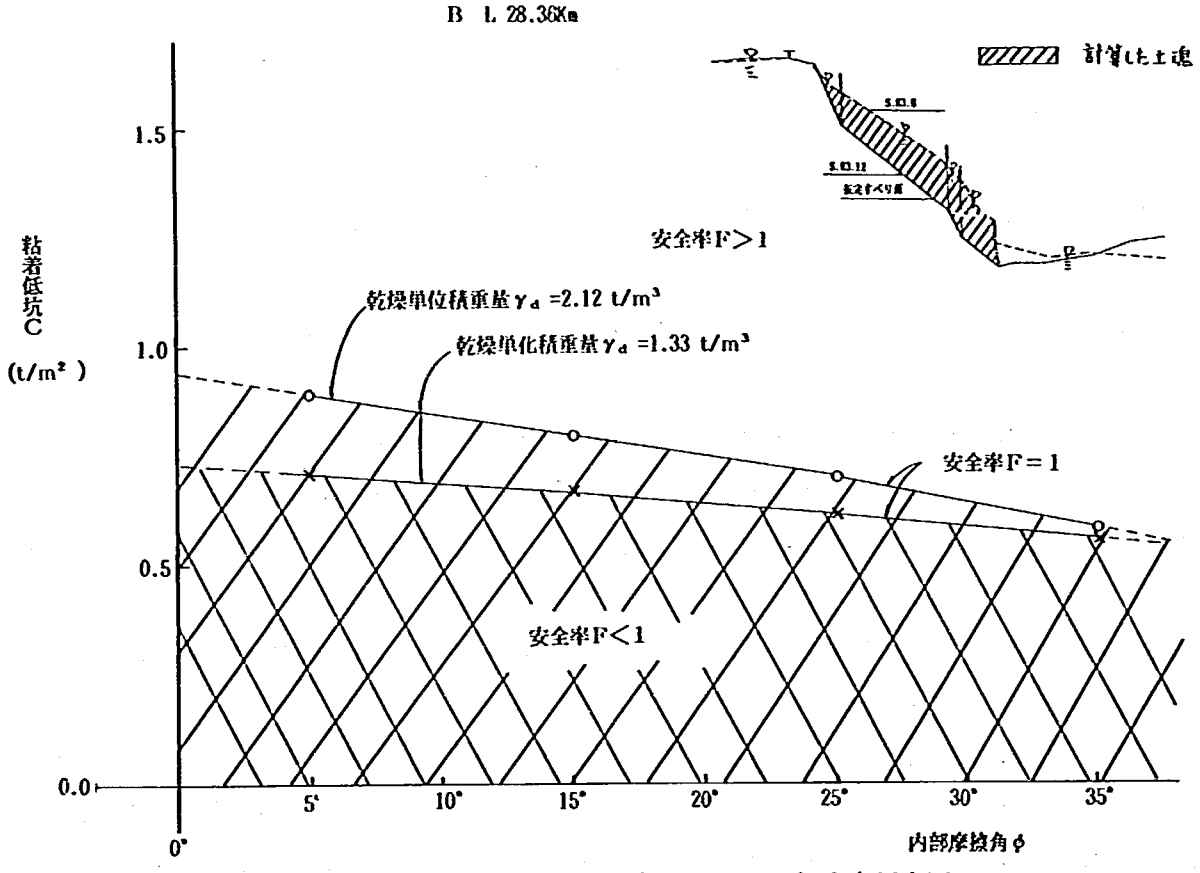


図-8.2.16　河岸土質すべり危険度判定図

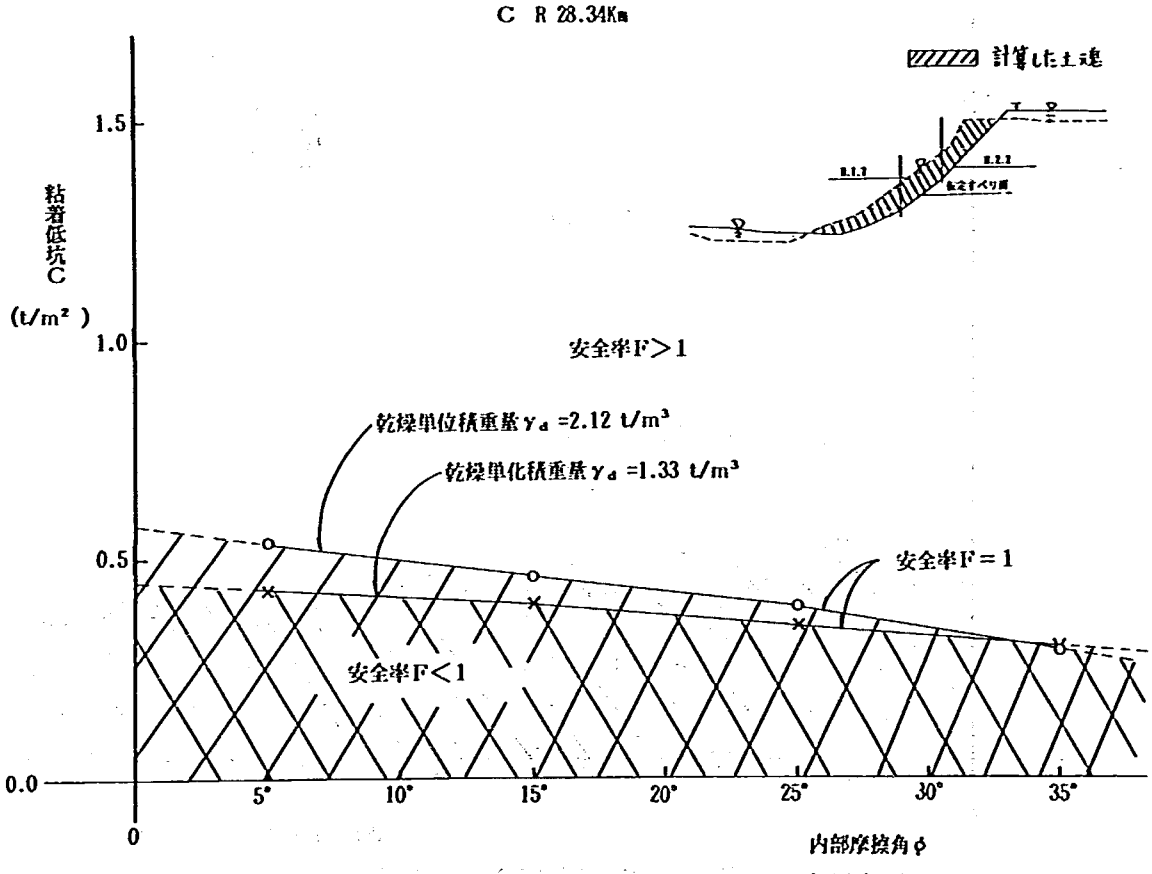


図-8.2.17　河岸土質すべり危険度判定図

D R 28.28Km

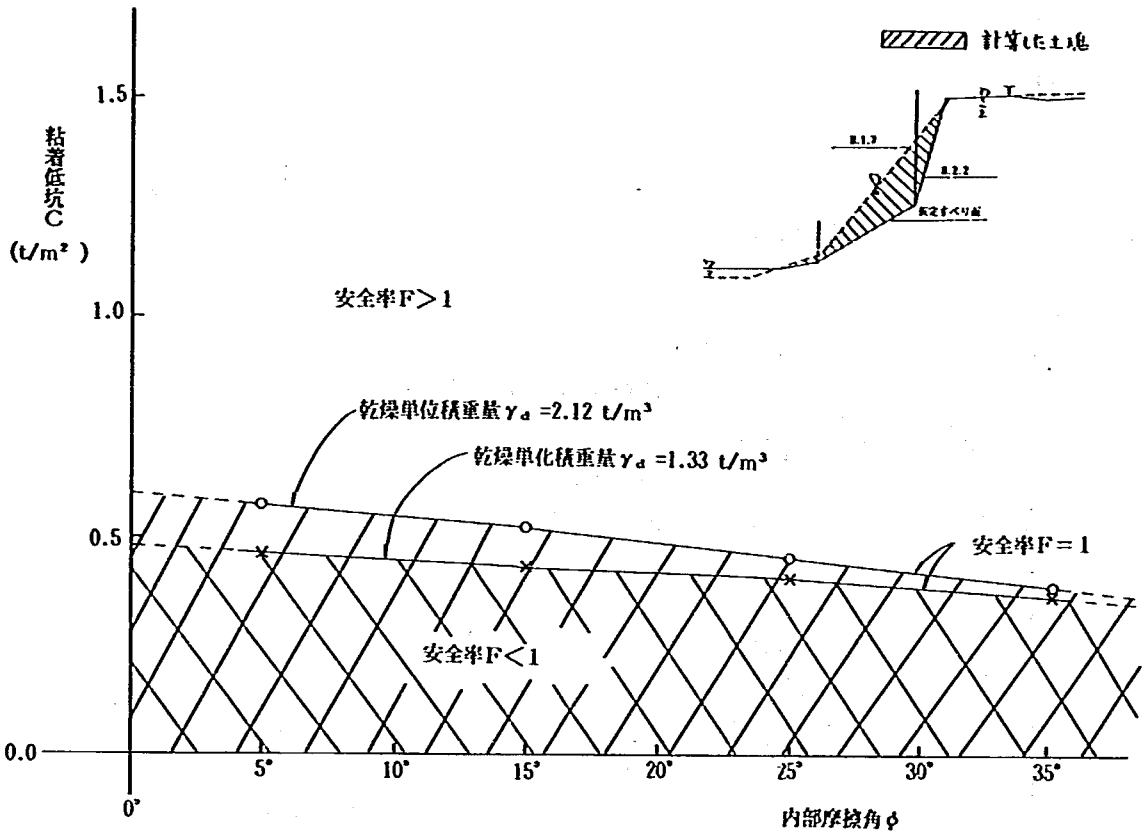


図-8.2.18　河岸土質すべり危険度判定図

E R 28.11Km

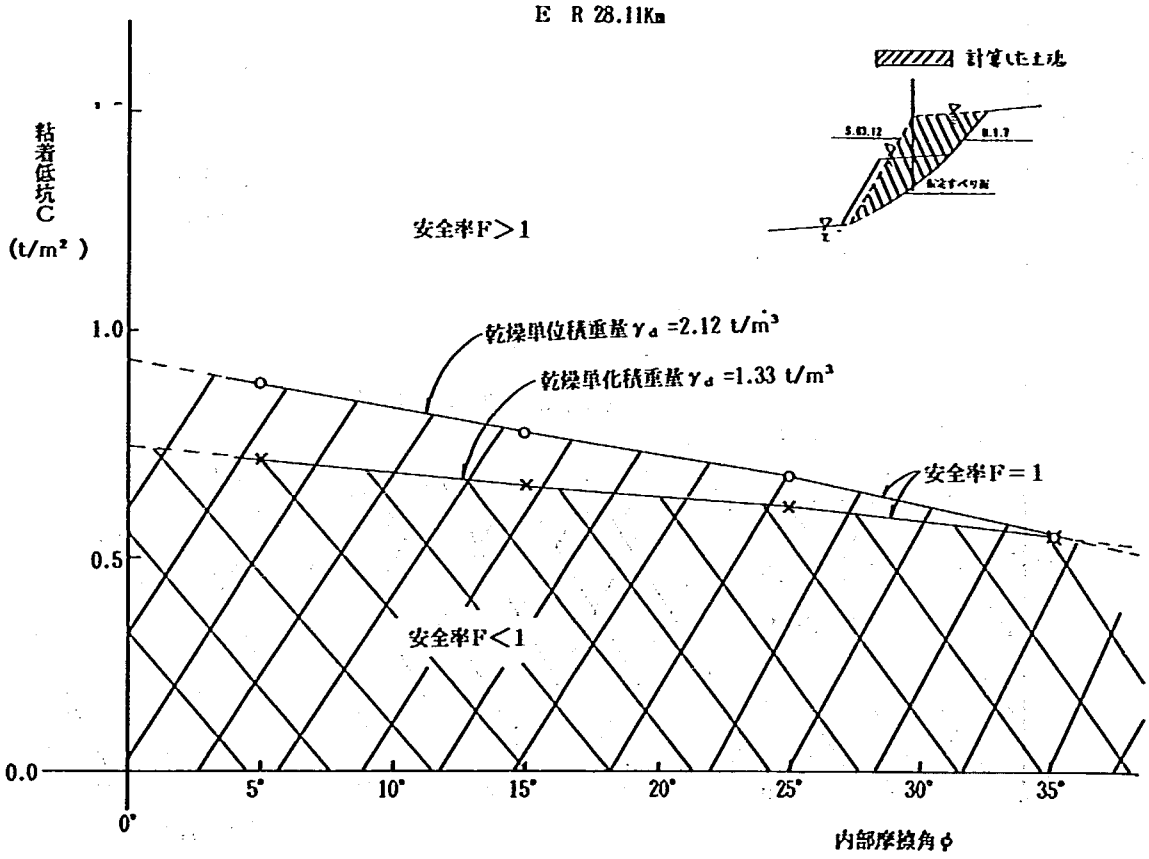


図-8.2.19　河岸土質すべり危険度判定図

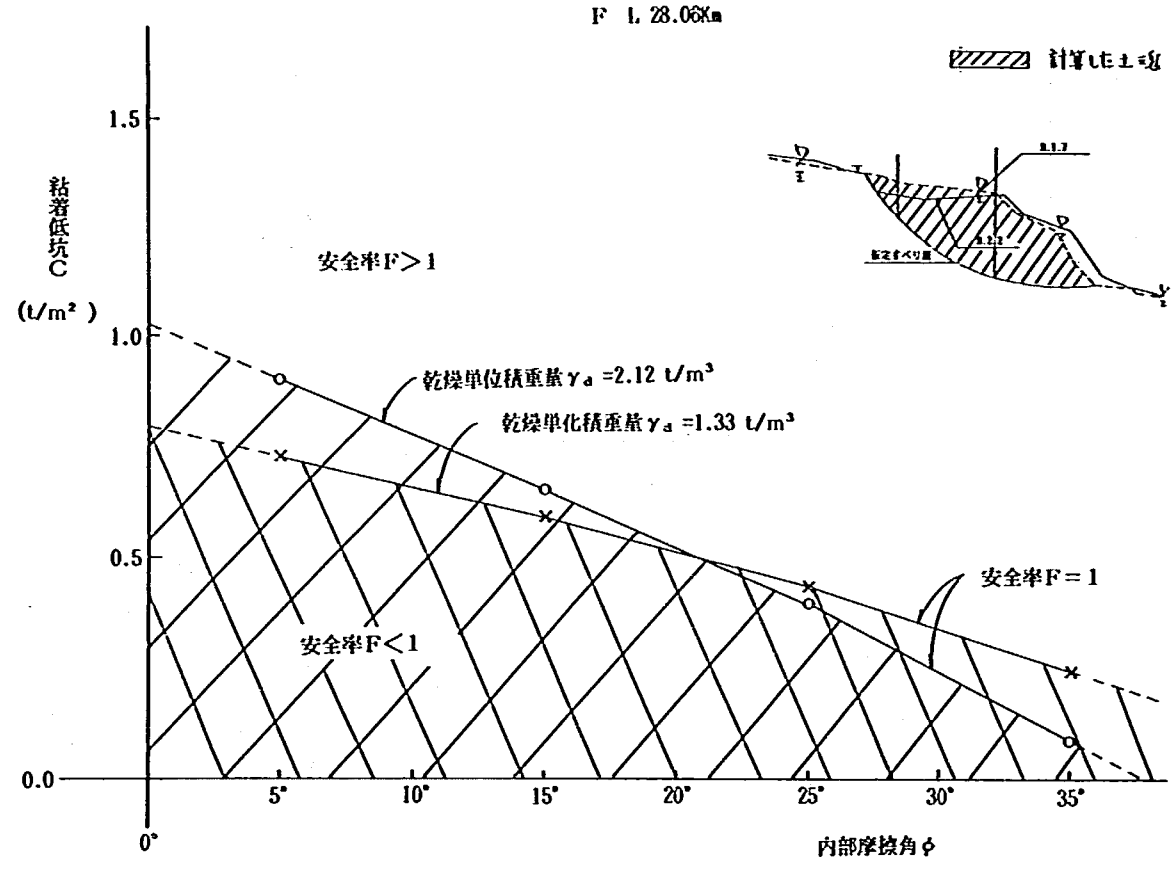


図-8.2.20　河岸土質すべり危険度判定図

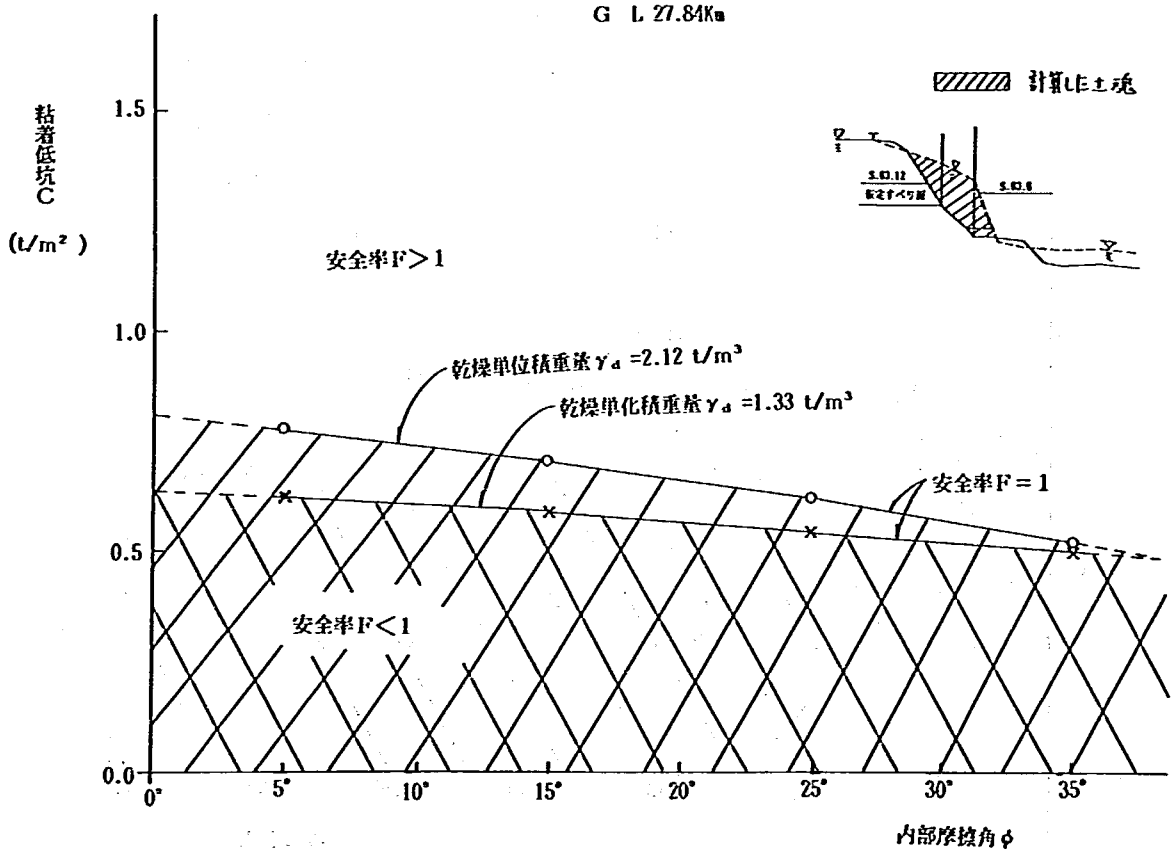
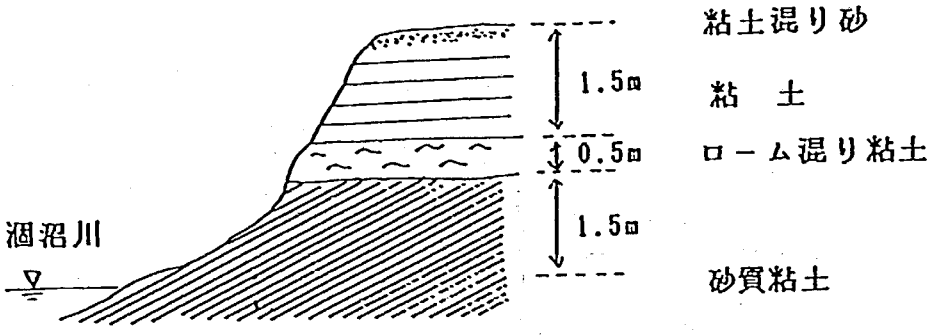


図-8.2.21　河岸土質すべり危険度判定図



① 砂質粘土
青灰色を呈す粘土で締まりが良く雲母片や石英粒を多く含む。また水分を多く含み粘性がある。
② ローム混り粘土
やや褐色をおびた粘土で締まりが良い。また水分を含み粘性がある。
③ 粘　土
灰色の粘土で乾燥しており，表面にはクラックが多く入る。指で割れないほどの硬さである。
④ 粘土混り砂
石英砂や，その他鉱物から成る渾太の良い細砂で粘土を含む。締まりは悪い。

図-8.2.22　B地点岸土層構造図

ん断抵抗が小さくなる場合である。もう一つは，河岸の土質定数が平水時にはすべりが発生しない領域の値であるが，洪水後にすべりが発生する領域の値に変化する場合である。実際にどのようになっているのかはわからない。

(3) まとめと今後の課題

① 涸沼川洪水観測区間では，図-8.2.14 のような形態の河岸侵食の発生に影響を持っているのは，流況よりも河岸植生がシノダケであることである。

② 各河岸侵食発生地点で簡単なすべりの安定計算を行い，すべりの発生し得る土質定数の範囲を調べた。その結果を参考にしてすべりが発生する機構について推定を行った。

河岸侵食機構の検討では，非常におおまかな仮定で計算を行ったため今後これらの仮定が妥当かどうか調べる必要がある。一出水期に進んだ侵食量がすべりを起こすと仮定しているため一回の洪水による侵食量を抑える必要がある。河岸土質を均一と仮定したが，図-8.2.22 に河道から観察したＢ地点の土層構造を示す。この図から河岸土質は均一ではなく層構造となっている。しかし，現在はまだ各層の土質定数を調査していないため，今後，土質調査を行い層構造を考慮した計算を行わねばならない。今回の計算では，河岸侵食は洪水が減水した後に発生すると仮定しているので，今後河岸侵食がピーク時に発生するのか減水後に起こるのか調べる必要がある。また，平水時と洪水時で土質定数がどの程度異なるかも調べる必要がある。

8-2-5　河岸侵食が平面形に与える影響についての考察

(1) 調査目的・方法

河岸侵食が進むと河道の平面形が変化し蛇行を生じることが考えられる。涸沼川洪水観測区間ではＢ地点付近で河道が 1988.6～1988.12 に大きく変化した。この変化について河道平面形とのかかわりから考察，推定を行った。

(2) 調査結果

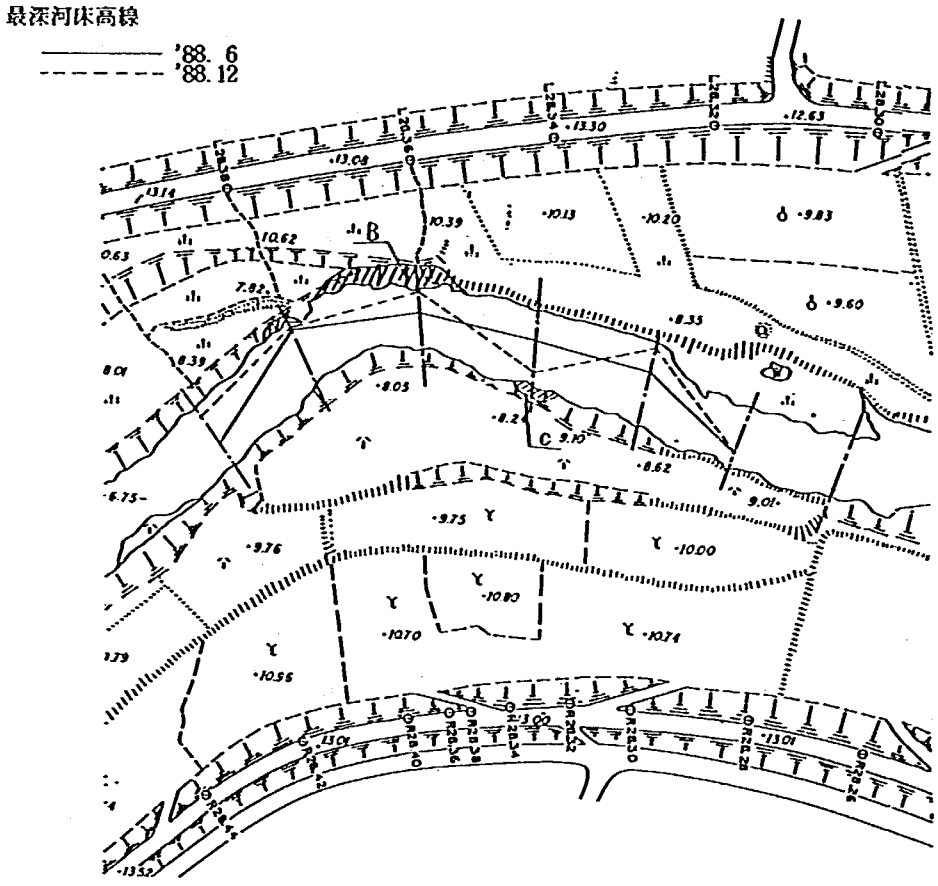


図-8.2.23　侵食位置B,C最深線経年変化図

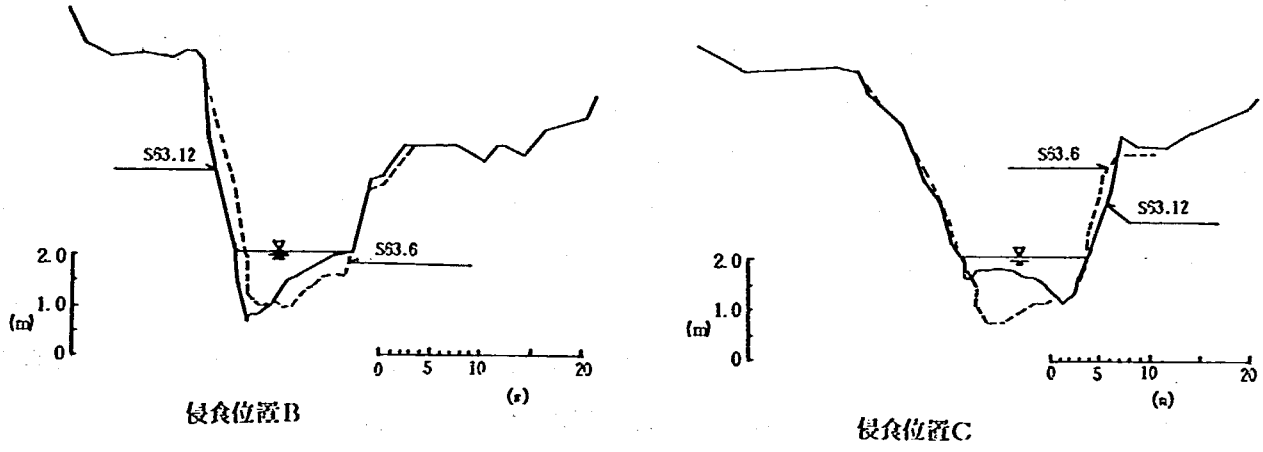


図-8.2.24　河道横断比較図

図-8.2.23は，B地点，C地点付近の1988.6～1988.12の最深線の変化を平面図に示したものである。図-8.2.24は，1988.6～1988.12の28.36 km, 28.34 kmの横断形の変化を示したものである。図から28.36 kmの河岸侵食は1988.6～1988.12に進んでいる。28.34 kmの最深線位置も1988.6～1988.12に左岸から右岸に移り河岸侵食Cが発生している。以上から1988.6～1988.12は，B地点の河岸侵食が進んだだけでなくB地点下流の河道でも変化が起こっている。

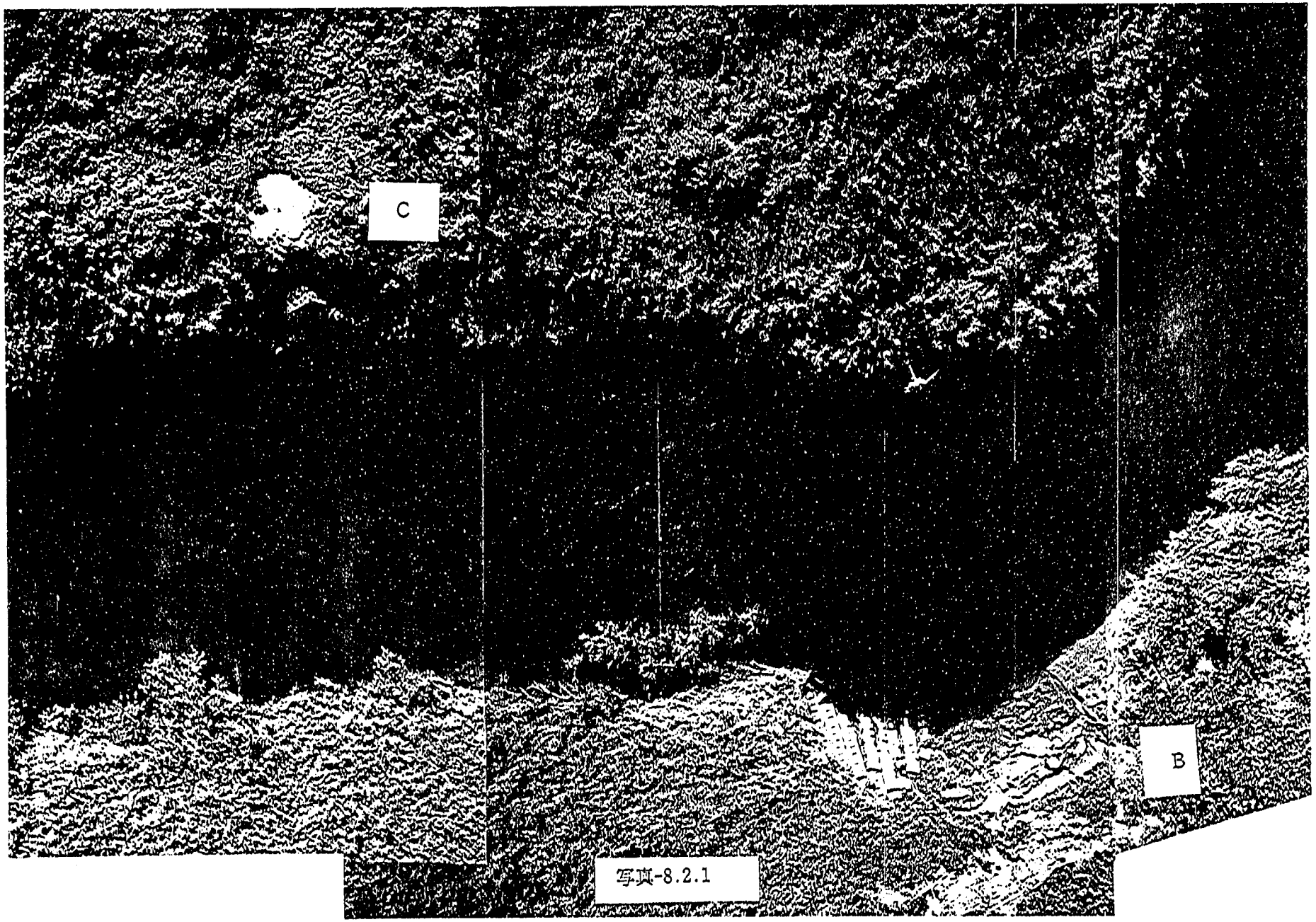


写真-8.2.1

写真-8.2.1は，1989.8に撮影したB，C地点付近の航空写真である。写真からB地点の河岸侵食は，下流に敷設されている連接ブロック護岸のところで急激にとまっている。B地点の河岸の平面形をみると，この河岸ではねられた流水がC地点の河岸侵食に向かうと予想できる。これらからB地点，C地点の変化を推定すると次のようになる。1988.6～1988.12にまずB地点で河岸が現在の平面形のように侵食され，流水がC地点に向かってはねられるようになる。これに伴ない28.34 km左岸側の流れが弱まるため砂がたまり，C地点が水衝部となって河岸侵食が発生する。

もし，この推定が正しいならば，平面形が変化するような河岸侵食が生じた場合，下流に新たに水衝部を生じ河岸侵食が発生する場合があり，これが蛇行を促進する原因の一つではないかと考えられる。

(3) まとめと今後の課題

① 涸沼川洪水観測区間では1988.6～1988.12にB地点，C地点付近で河道が大きく変化した。これについてB地点の河岸侵食の平面的な進行に結びつけて推定した。

今回の検討では河岸侵食の平面的な進行を抑えていなかったためにこの推定が正しいかどうかわからなかった。今後は河岸侵食の進行を平面的にも調べる必要がある。

8-2-6 河岸植生が侵食，洗掘にあたえる影響について

(1) 目　的

涸沼川洪水観測区間の低水河岸にはほとんど護岸工が施されておらず，低水路河岸および高水敷上は草や樹木が繁茂している状況である。このような河岸では，これら植生が護岸工に代わって河岸の侵食を防ぐ役割を果していると考えられる。このような植生による侵食防止効果を評価することができれば，護岸の施工等の河岸処理対策をより合理的に行うことができると考えられる。そこで河岸，高水敷に繁茂している植生が侵食にどのような影響をあたえているかを把握するため，観測区間の27.48 km地点右岸の侵食箇所を例にとりあげ，侵食状況，植生の繁茂状況などから，その影響について考察をおこなう。

(2) 侵食状況

27.48 km地点右岸の河岸侵食部付近の河道平面図を図-8.3.1に，侵食状況を写真-8.3.1に示す。図からわかるように，左岸側にはかなり広い低水路内堆積物がみられ，この影響で低水路が蛇行している。侵食された原因は，左岸側の堆積物にぶつかった流れが，右岸側に跳ねられるため，水衝部となり侵食されたものと推定される。

侵食部付近の河岸植生の状況は，写真からわかるように，侵食部とその上流側はヨシが茂っており，侵食部から下流側はかなり背丈の高いシノダケが茂っている。侵食部の上流端では，植生の一部がはぎとられて，侵食面に倒れ込んでいる。下流端では，シノダケの一部はがされた状態で流出しかかっている。侵食は河岸植生がヨシからシノダケに代わるあたりで止っている。

(3) 植生の影響についての考察

(2)で述べたように，河岸，高水敷上の植生がヨシからシノダケにかわるあたりで侵食が止っているが，シノダケとヨシが茂っている位置はどちらもほぼ同じ水衝部と考えられる。このことから，シノダケはヨシよりも侵食防止効果が大きいと考えられる。植生の侵食防止効果として，根の付着力と稈部の流速減効果があるとすれば，シノダケがヨシよりも侵食防止効果が大きいことはつぎのように説明される。

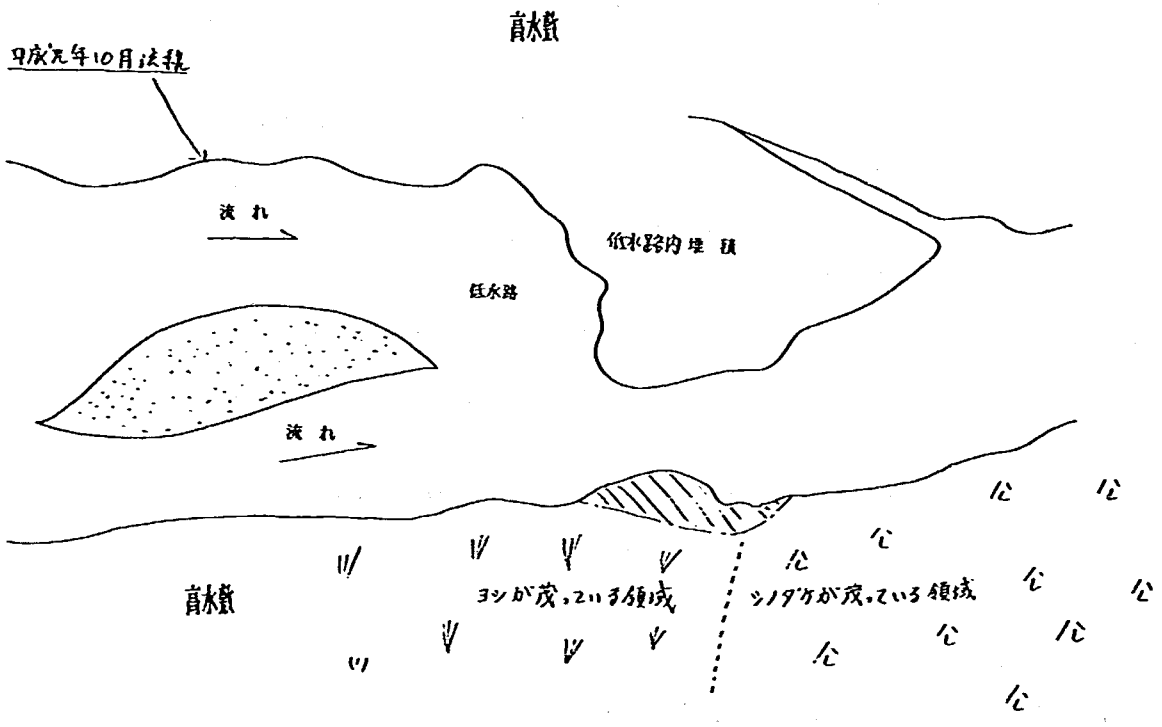


図-8.3.1　27.46km付近河道状況

シノダケはヨシよりも流水で倒れにくいと考えられるので流速低減効果を発揮しやすいと推定される。さらに，洪水時において，シノダケの茂っている河岸の前面は死水域となっており，河岸寄りの流れは対岸の方へ押しだされるといった流況が観察されていることからも流速低減効果をもっていると考えられる。また，シノダケはヨシよりも根の付着力が強いと考えられるので，シノダケが生えている方が，河岸土砂の崩壊または，すべりを起こしにくいと考えられる。

(4)　ま と め

シノダケは稈部の流速低減効果と根の付着力による侵食防止効果をもっていると考えられる。しかし，今回の考察では，現地の侵食状況より推定を行ったにすぎず，シノダケとヨシの根の張り方や稈部の流速低減効果をうらずける定量的な根拠がない。したがって，今後これらのことについて，現地調査あるいは流速低減効果を把握できる実験などを行い，植生の侵食防止効果を明らかにする必要がある。

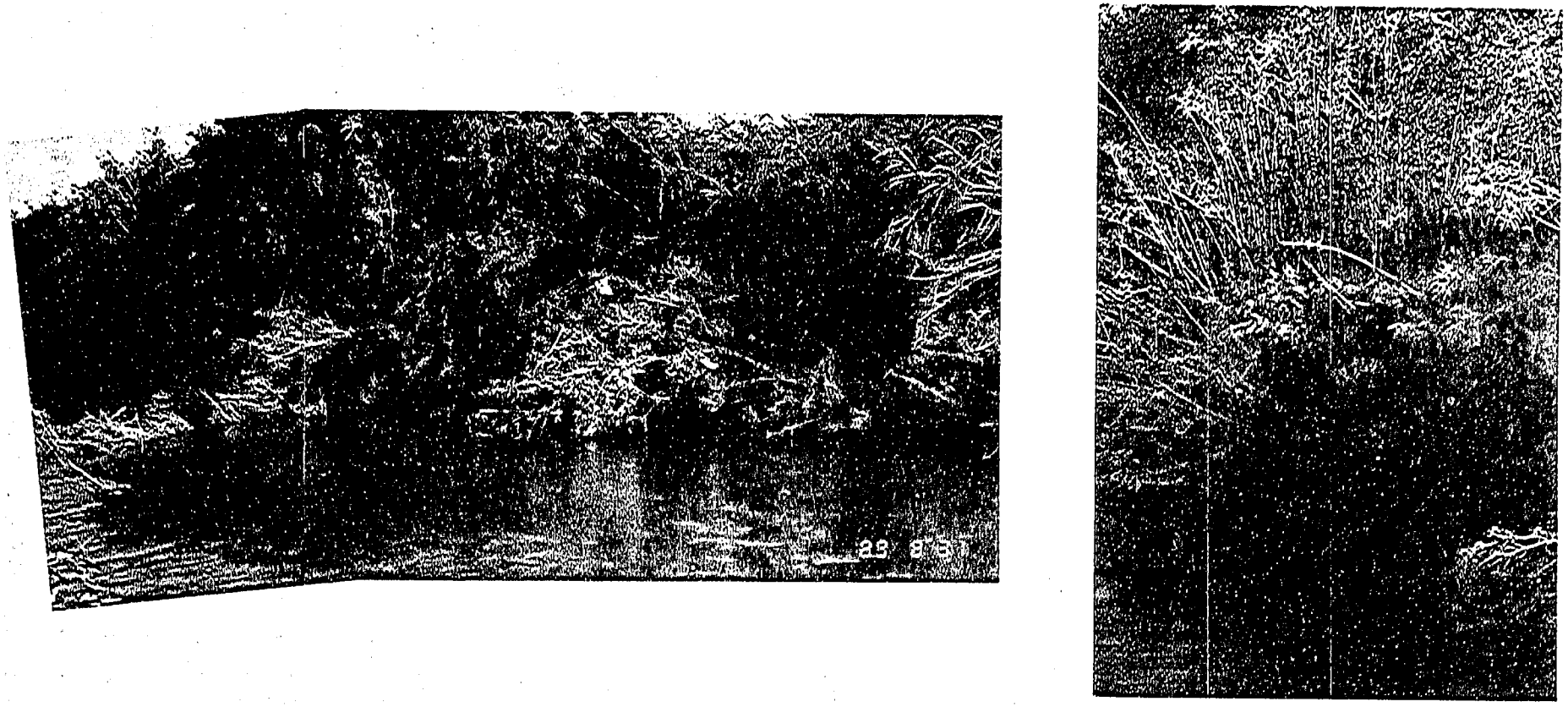


写真-8.3.1　鈴古田橋下流　27.46km付近侵食状況

第9章　涸沼川観測を通じて開発した現地観測手法と計測器

9-1 概　要

涸沼川観測の主たる目的のひとつに，現地現測手法と計測器の開発がある。現地観測手法や新しい計測器の開発が望まれているのは言うまでもないが，涸沼川観測においても観測員の人手不足は切実な問題であり，いかに観測を省力化，合理化するかが本観測を成功させるか否かのカギとなっている。このような状況に鑑み，当研究室では水理的な知識や現地調査を通じて得た経験的な情報をもとに合理的な現地観測手法，高精度を有する計測器の開発を目途に検討を重ね，ある程度の成果を得ることができた。ここでは開発した手法・計測器の具体的な利用法，精度等について述べる。ここで述べる手法・計測器は以下の通りである。

・模型ヘリコプターを用いた写真測量法
・簡易型最深河床高計
・浮遊砂採取器
・小型ボートを用いた河床高計測法
・高水敷の土層構造・河畔堆積物調査法
・現地調査の計画・準備のしかた

9-2 模型ヘリコプターによる空中写真測量

9-2-1 はじめに

洪水流解析を目的とした固定翼航空機による洪水観測は，昭和38年に吉野川において行われて以来，全国の河川で数多く行われている。空中写真により洪水流を撮影することは，一度に広範囲の撮影を容易に行うことができ，かつ短時間で非常に多くの情報を入手できるという利点がある。現在は，得られた空中写真から表面流速の解析，死水域の判読，水衝部の流勢の判読など，主に平面的な流況の把握に利用されている。しかしながら，その実施が可能となるためには，天候の良否や明るさの程度，撮影時間等の多くの条件を満足させなければならない。とくに，洪水ピーク時等の任意の時刻の撮影は，時間帯が夜間であったり，また昼でも天候が回復していないことが多いために，ほとんど成果を得ていないのが現状である。このような問題を解決し，洪水ピーク時等の任意の時刻の撮影を可能とするには，固定翼機よりも撮影可能条件の広い新しい機器とそれを利用する手法の開発が必要である。模型ヘリコプターは，広範囲の測量には適していないものの，雨，風等の存在するかなり悪条件の下でも飛行が可能であり，加えて繰り返しの撮影を容易に行うことができるという固定翼機にはない優れた特徴を有している。

ここでは，模型ヘリコプターの持つこうした機能に着目して，涸沼川を対象にテスト撮影を実施した結果を述べるものである。この中で，従来困難とされていた夜間撮影の可能性についても検討を行った。

また，この模型ヘリコプターを用いて，平水時の河床波の状況，植生の繁茂状況等の写真撮影を行い，洪水流解析以外の研究成果の重要な資料となっている。

9-2-2 模型ヘリコプターの概要

本研究で用いた模型ヘリコプターは，一般に市販されている模型ヘリコプターとは異なり，空中写真撮影専用に開発された高性能ヘリコプターである。このヘリコプターは次のような特徴を持っている。計測カメラの姿勢を極力一定に保つためのジャイロを搭載していることから，安定した撮影を行うことができる。また，計測カメラの撮影範囲をビデオカメラによって地上で常時モニターすることができるようになっている。表-9.2.1に模型ヘリコプターの諸元，表-9.2.2に撮影装置の構成と諸元を示す。計測用カメラ，モニター用カメラが搭載された状態の模型ヘリコプターを写真-9.2.1に示す。

表-9.2.1 模型ヘリコプターの諸元

項目	仕様		項目	仕様	
型式	HBKG—65		エンジン	形式	水平対向空冷式
機体寸法	全長(ローター回転時)	2,400㎜		気筒数	2気筒同時点火
	全長(胴体)	1,830㎜		排気量	65cc
	全高(ローターハブトップ)	800㎜		最大出力	8,500rpm4.0PS
	メインロータ径	2,200㎜		発電機	ACダイナモジェネレーター AC15.5V4.3A68W (DC12Vコンバーター内蔵)
	テールローター径	400㎜		重量	3.95kg
機体重量	自重(ノーマル仕様)	16 kg		使用燃料	混合ガソリン25：1
	最大搭載重量	11 kg	飛行性能	飛行高度	300m以下 (常用0～150m)
	制御装置	1.3 kg		飛行速度	80㎞/h
	燃料(1,000cc)	0.75kg		飛行時間	30分
	最大離昇重量	27 kg		飛行限界風速	8m/s～10m/s
遠隔操縦装置	送・受信機	40MHz7チャンネル			
	姿勢制御	三軸ジャイロセンサー			

表-9.2.2 撮影装置の構成と諸元

項目		仕様
カメラ	スチールカメラ	4″×5″判，6×8cm判，6×4.5cm判，35mm判，航測カメラMK—70（ハッセルブラッド）
	ビデオカメラ	VHS，8ミリビデオテープレコーダー
	赤外線その他計測機器	
カメラサーボユニット	型式	CSB—3
	施回範囲	手動360°＆リモートコントロール180°（10sec）併用
	撮影俯角	水平—垂直90°
	カメラ上下	200mmリモートコントロール
	遠隔操縦	FM40MHz0.5W送・受信機
	モニターカメラ	カラービデオカメラ　焦点距離：8mm
		ビデオ送信機UHF0.5W
	本体重量	3.5kg　受信機&サーボモーター&電源電池など
	積載重量	4.0kg　モニクカメラ，撮影用カメラ，計測計器など
モニターユニット	受信アンテナ	全方位型，マイクロアンプ：22dB（内蔵）
	モニターテレビ	14インチカラーテレビ
	テレビプリンター	5インチ白黒16階調，280×234ドット
	交流変換器	入力：DC12V30A，出力：AC100V2A
	車載用ラック	外形寸法900W×800H×500D



写真-9.2.1　模型ヘリコプターの状況

9-2-3　撮影結果

1）昼間撮影

①　テスト撮影の概要

模型ヘリコプターによる写真撮影の可能性と問題点を把握するため，昼間時に流況撮影テストを行った。テストは，涸沼川 28.1 km～28.3 km を対象にし，比較的撮影条件の良い平水時と撮影条件の悪い洪水時に各１回ずつ行った。撮影にあたっては，標定点に標識を設置し，撮影時には流水表面に流況把握用の浮子(白色ポリエチレン板) を散布した。なお，洪水時撮影テストの時の天候は曇り，風速 4 m/s であり，照度不足により固定翼機では撮影を行うことができない状況であった。

②　撮影結果

a．昼間における撮影では，模型ヘリコプターの飛行限界高度およびカメラの性能から最大一辺約 170 m の正方形の範囲を撮影することができた。本テスト撮影では写真-9.2.2, 9.2.3 に示すような良好な写真を撮影することができた。撮影した写真を用いることにより，図-9.2.1 に示すような流況図を作成することができる。この図より，洪水痕跡や高水敷上の流向の判読等の洪水解析を行うことができる。

b．模型ヘリコプターは，撮影高度が低くまた，ホバリング機能による静止状態での撮影が可能であるため，固定翼航空機に比べて精度の良い解析図，大縮尺の解析図を作成することが可能である。また解析可能な写真を撮影するために必要なシャッタースピードを 1/250 (固定翼機では 1/1000 程度) 程度まで遅くすることができることから，より照度の低い状態での撮影が可能となることがわかった。

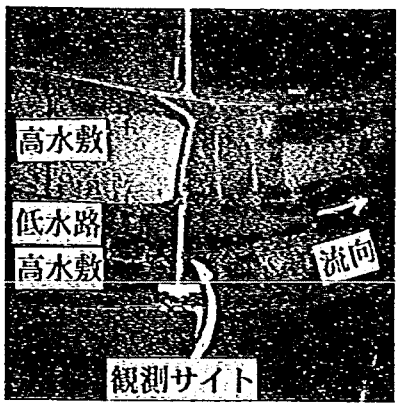


写真-9.2.2　模型ヘリによる撮影写真
（高度150m程度の場合）

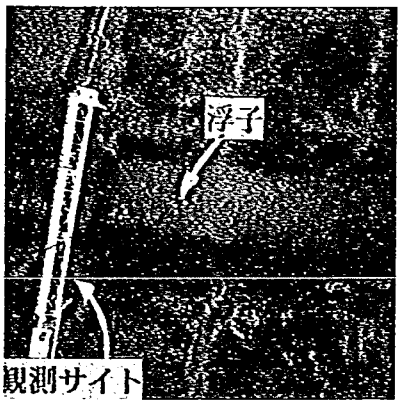


写真-9.2.3　模型ヘリによる撮影写真
（高度30m程度の場合）

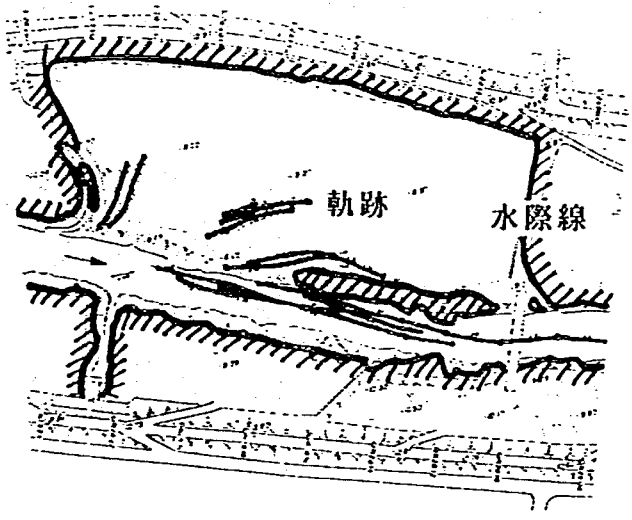


図-9.2.1　流 況 図

2）　夜間撮影

①　撮影の概要

模型ヘリコプターによる夜間撮影の可能性と問題点を把握するため，夜間時に流況撮影テストを行った。

テストは，涸沼川において平水時に1回，この結果をもとに土研構内において予備テストを行った。

現地撮影は，涸沼川観測施設(28.1 km)下流を対象に行った。照明は観測施設および堤防上から河川および模型ヘリコプターを照した。また，測定精度が多少低下しても浮子が確実にフィルム上で認識できることを重視して，高感度フィルム（ASA 3600を6400に2倍増感したもの）を35㎜カメラに装着して撮影テストを行った。

撮影にあたっては，昼間時と同様に標定点に標識を設置し，撮影時には，流水表面に流況把握用の浮子(白色ポリエチレン板）を散布した。なお，撮影時の天候は晴れで，ほぼ無風状態であった。

予備テストでは，現地夜間撮影の結果を受け，夜間における河道状況撮影の実現性に関する以下の項目について検討した。

・フィルムの撮影限界照度
・照明機の照明範囲
・夜間時のヘリコプター限界高度
・浮子の種類とその撮影限界

なお，予備テスト時の天候は，快晴，風速1 m/sであった。

② 撮影方法と結果

a．現地撮影

撮影の方法は昼間時と同様であるが，以下で説明する各所に照明機材をセットし，河道内および模型ヘリコプターを照した。照明は，観測施設より工事用ライトで水面と模型ヘリコプターを照らすとともに，堤防上より移動式投光器を用いて模型ヘリコプターを照らした。照明に使用した機材は，工事用白熱ライト(400 W) 8個，4灯式投光器（メタルハライドランプ400 W ＊ 4）1台，懐中電燈（標識照明）である。現地夜間撮影により得られた流況写真を写真-9.2.4に示す。この写真より，水面でハレーションをおこしていない場所の浮子は，鮮明に写っていることがわかる。このことは適切な照明を現地において与えれば夜間の撮影は可能であることを示している。しかし，このテスト結果より，夜間撮影を行うためにはヘリコプターの限界高度（約30 m）の向上，ハレーションの発生機構の解明，撮影に必要な照度と照明方法の具体化等多くの問題を解決する必要があることがわかった。

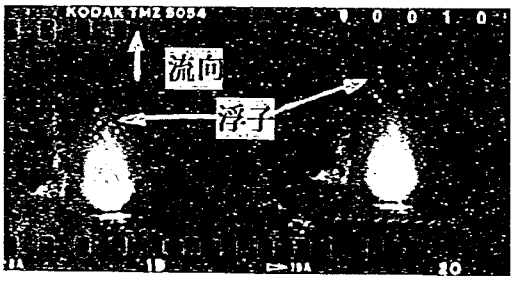


写真-9.2.4 夜間撮影による流況写真（連続写真，高度15mで撮影）

b．フィルムの撮影限界照度

夜間撮影に適したフィルムと撮影限界照度を知るためにテストを行った。テスト方法は，各フィルム毎に約6 m離れたところからグレースケール(白から黒までを20段階に分けて，色の識別限界を測るもの)を撮影し，そのときの照度を照度計により測定することとした(図-9.2.2参照)。なお，テストは自然光を利用することとし，日没時に行った。フィルムの種類は，カラー，白黒についてそれぞれ2種類ずつである。カメラの設定値は，絞り $F=5.6$，シャッタースピード $T=1/60$ とした。

撮影の結果，午後6時の17,444 lxから約1時間で10 lxになり，午後7：15以降は全てのフィルムが撮影不可能となった。このような照度の変化は，天候・季節による影響が大きいと考えられるが，比較的急であった。フィルムの感度と撮影可能時間との関係は，図—9.2.3のとおりである。この図から，超高感度のフィルムを利用しても自然光による撮影では，通常の感度(約ASA 100～400)のフィルムの撮影限界時間との差は30分程度しかないことがわかった。

午後7：05には75 lxで，全てのフィルムが撮影可能であったが，午後7：15には10 lxとなり，カラーフィルム2種では撮影不可能となった。白黒フィルムは10 lxまで撮影可能であった。このことから，夜間撮影に最適なフィルムを用いると10 lx以上あれば撮影可能であるという結果を得ることができた。しかし，各フィ

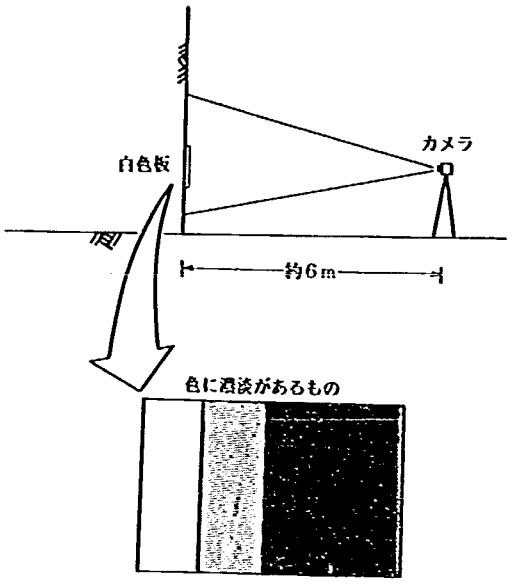


図-9.2.2　フイルム撮影限界把握テスト概要図

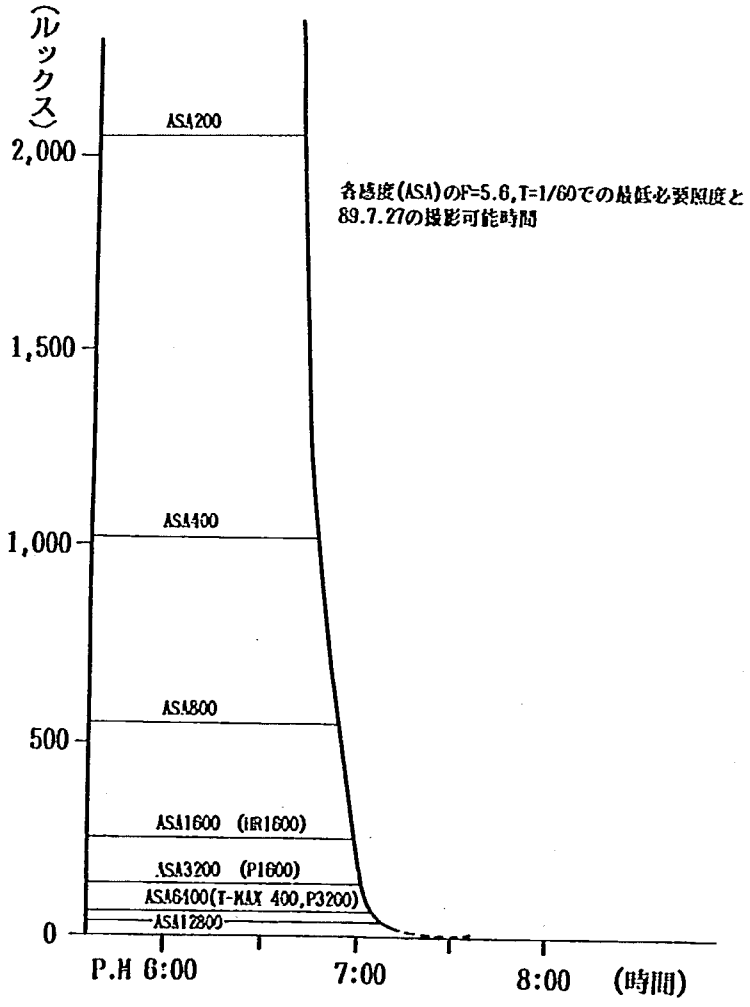


図-9.2.3　フイルムの種類と撮影限界照度の関係

ルム別の厳密な限界照度については，照度の変化が急激であったため把握できなかった。

撮った写真について着目すると，カラーフィルムで通常（増感しない）に撮影した場合，グレースケールの見え方は比較的良好である。しかしこのフィルムは，増感した時の像は解像度が低く，かなり見にくくなること，撮影限界照度が 10 lx 以上であることから，夜間の撮影には不向きであると考えられる。白黒フィルムは 4 倍まで増感可能なタイプのものであったが増感を 2 倍とした場合は像がはっきりしているものの，それ以上ではカラーフィルムと同様に，かなり見にくい像となることがわかった。

以上のことから，夜間撮影に適したフィルムは白黒高感度で増感可能なものであることがわかった。ただし，解析精度の高い写真を得るためには，増感は 2 倍までとし，それ以上増感させた写真は，定性的な判断をするための基礎的資料として扱い，得られた数値は参考程度のものとすべきであると考える。

c．照明機の照明範囲

夜間撮影に用いる照明範囲を控握するため，図-9.2.4 に示す方法で距離と照度の関係についてのテストを行った。今回のテストに用いた照明機は，現地撮影に用いた移動式投光器（メタルハライドランプ 400 W ＊ 4，最大照明高 8 m）であり，一般の工事現場等で使われているものである。テストの結果，照度分布は図-9.2.5 に示すとおりであった。B．の実験結果から，10 lx 以上の照度があれば撮影可能であることを得ているので，用いた照明機で光軸を水平方向より 30°下向きに設置した場合，正面方向で約 27 m，横方向で最大 18 m の範囲が撮影可能であることがわかった。この結果から，現在現場に設置可能な照明ではかなり小さな河川（堤間 60 m 規模）でしか撮影できないこととなる。しかしながら，例えば撮影可能照度が 3 lx まで向上すれば約 50 m の範囲が照らせることから，両岸に照明施設を設置すれば涸沼川規模（堤間 100 m）でも撮影できる可能性があるといえる。この点については，今後検討すべき課題の一つである。

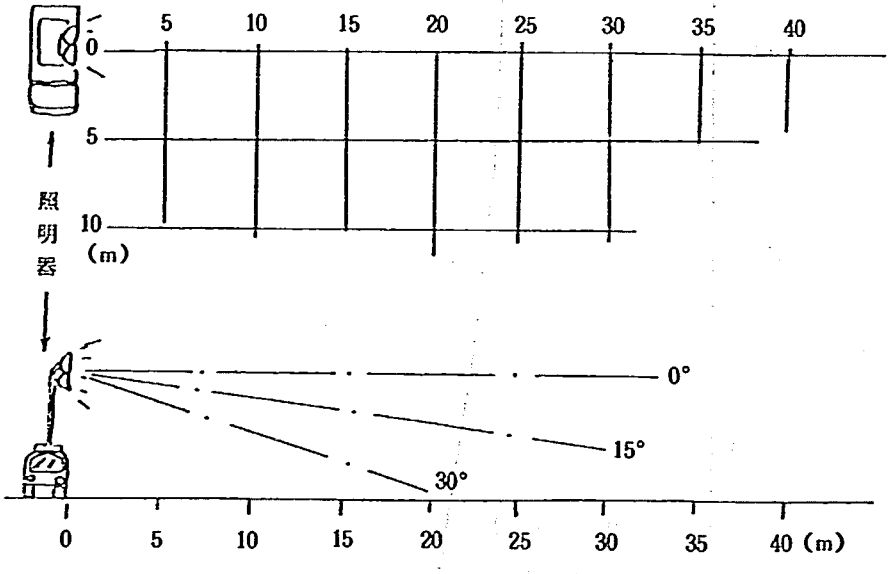


図-9.2.4　照明機テスト概要図

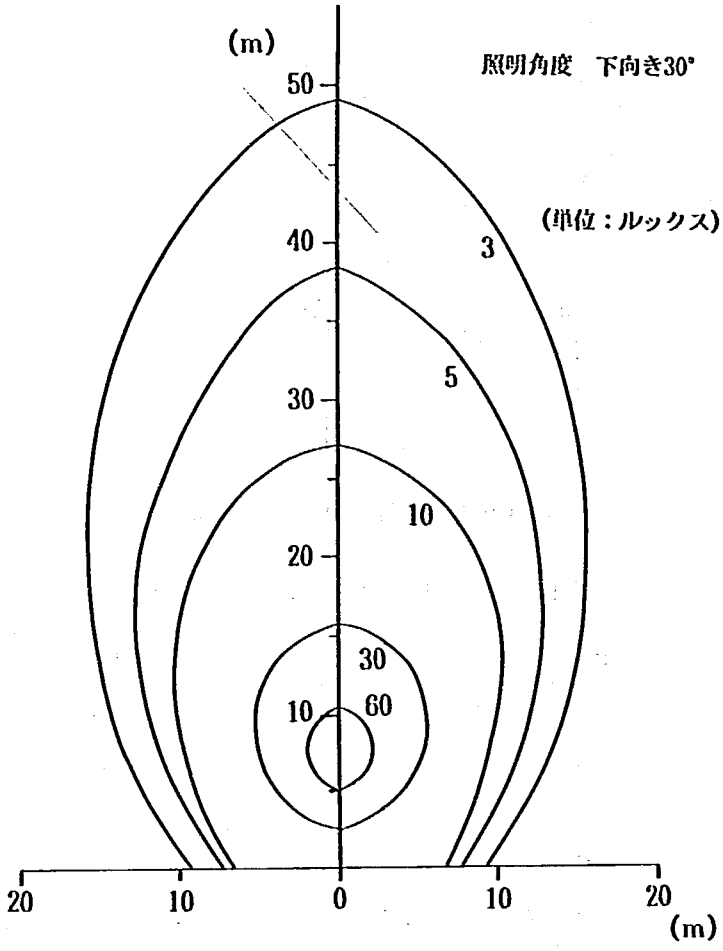


図-9.2.5　照度と照明範囲の関係

d．夜間時のヘリコプター限界高度

夜間撮影の際の模型ヘリコプターの照明方法と可能飛行高度について明らかにするため，河川照明機用に用いた移動式投光器とスポットライト（1 kw）を用いて模型ヘリコプターを上昇させ，飛行高度を三角測量により計測した。(図-9.2.6 参照)

テストの結果を表-9.2.3 に示す。この結果より照明機から模型ヘリコプターまでの水平距離が 50 m 以下の場合には限界高度に差が生じず，光軸が水平の場合には約 40 m の高さまで上昇することが可能であることがわかった。また光軸を約 15°上向きに向けた場合には，67 m まで高度を上げることが可能であることを確認できた。また，テストに用いたスポットライトでは照明範囲が狭いためオペレータが飛行高度を上昇させる効果は期待できなかった。このことより，飛行高度を上げるためにはかなり広い範囲の照明が必要であることがわかった。また，このテスト結果には多分にオペレータの能力，および夜間飛行に対する慣れを含んでいることから，多くの実績を積むことが必要であると考えられる。模型ヘリコプターの性能面から言えば，操作性の向上，例えば自動操縦装置等の開発等を進めることが飛行高度を上昇させるために重要であると思われた。

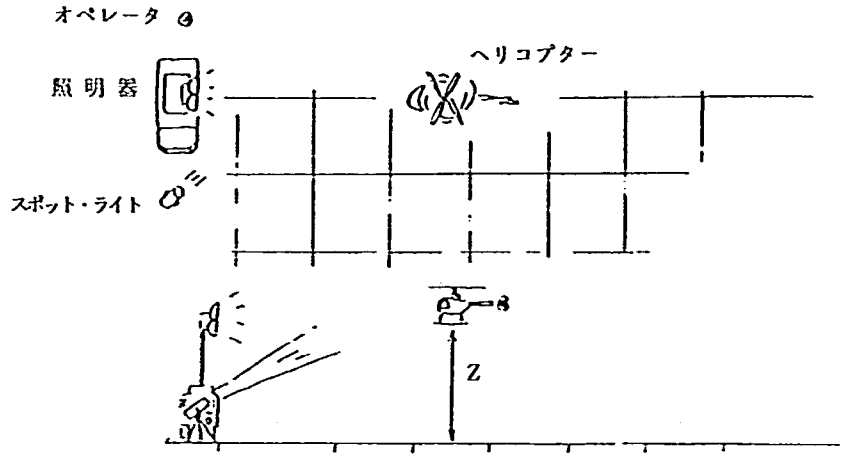


図-9.2.6　飛行高度テスト概要図

表-9.2.3　ヘリコプターの飛行限界高度

θ	$L(m)$	$H(m)$
水平0°	10	41
	30	39
	50	42
上向15°	10	67

※θ：光軸の水平からの角度，L：照明機からの水平距離，H：模型ヘリの飛行高度

e．浮子の種類とその撮影限界

夜間撮影に適した浮子とその撮影限界を知るためにテストを行った。テスト方法は，静水上に浮子を浮かべ，約10 lxの照度で水面上を照らし，模型ヘリコプターにより写真撮影を行った。用いた浮子は，普通浮子（白色ポリエチレン板，せんべい(直径33 cm，厚さ5 ㎜；観測後水に溶け又は魚のエサとなり消滅することを考えたもの)），蛍光浮子（白色ポリエチレン板に蛍光塗料を塗ったもの），発光浮子（白色ポリエチレン板にサイリュームを取り付けたもの）である。これらの浮子では，発光浮子，蛍光浮子，普通浮子の順に認識しやすく，とくに発光浮子がはっきり確認できた。夜間撮影の場合，照明角度や河道内の地形および水面の波立ち等により浮子が照明を受けにくい場合も考えられることから，夜間撮影時には発光性の浮子を用いたほうが良いことがわかった。

9-2-4　ま と め

模型ヘリコプターでの撮影は，固定翼機よりも撮影可能条件が大幅に広いことが明らかになり，観測範囲を絞った狭い範囲の調査，例えば堰，床止め等の横断構造物周辺の流況撮影，湾曲部の局所的な流れの撮影等に有効であることがわかった。模型ヘリコプターの弱点である観測範囲を広げる要素として操縦性の向上，より広角なカメラを開発すること等が考えられる。

夜間撮影テストの結果より，洪水流観測を目的とした広範囲の夜間撮影は現在の状況では難しいことがわかった。しかしながら，予備テストにより，各項目別の限界および改良点が明らかとなった。今後は機器の

改良および現地での総合的な撮影テストを繰り返していけばかなりの問題が解決され，限られた場所では夜間撮影が可能となると考えられる。

今回のテストでは，"写真"を撮影する場合を考えて行ったが，夜間にカメラの露出やシャッタースピードを決定することは非常に困難である。最近のカメラには，自動露出などの機構が付いているがASA 6400以上の高感度でそれを設定できるカメラは無い。つまり照明器具などのムラのある明かりに対して，手動で設定しなければならない状況となり，かなり高度の技術を必要とする。CCDカメラは被写体照度が約10～100,000 lxまで撮影可能であり，幅の広い撮影機能を備えているため，被写体の明るさにムラのあるものでも撮影でき，かつモニターで確認しながら撮影できることから，失敗をおこす危険性が極めて小さい。これらのことから夜間撮影をVTRにより行うことはかなり可能性を持っていると思われる。したがって，今後はVTRによる夜間撮影手法についても検討していくつもりである。しかしながら，現在の状況では測定精度は格段にカメラによるものの方が良いため，昼間の洪水流況の撮影には写真を，夜間の撮影にはVTRをというように使いわけて撮影し，解析するなどの方法を確立する必要性もあると考える。

9-3 簡易型最深河床高計の開発

9-3-1 はじめに

低水路河床は，流水により移動しやすい河床材料から構成されているので，洪水前後の測量により得られる河床の状況と，洪水中の河床の状況が大きく異なる可能性がある。特に，河床高に大きな変化がある場合，洪水観測データの解析精度に問題が生じたり，既存の護岸根固め工等の河岸侵食対策工の安全度の評価も問題となる。したがって洪水中の河床変動状況（断面形状）および，河岸侵食の過程を把握できれば，正確な河道内粗度の評価，河道計画（平面形，横断面形，法線形等）の立案，さらにより合理的で信頼度の高い構造物の設計法を確立できると考えられることから，洪水中の河床高を把握することは極めて重要である。

涸沼川観測施設の昇降台においては，音響測深器を横断方向の任意の位置，高さは固定できることから洪水中の河床の状況について調査を行っているが，このような施設を実河川において任意の場所に設置することは現実的に不可能である。河床変動特性および河岸侵食の一般化を図るためには，多くの場所で河床高を計ることが不可欠であるため，現地において簡単に測定できる最深河床高の開発を試みたものである。

9-3-2 簡易型最深河床高計の概要

1）埋込式C型最深河床高計

鉄管パイプ（ϕ30 ㎜）の円形断面部の一部に切欠き（2 ㎜～6 ㎜）を設け，C型に加工したものをC型最深河床高計と呼び（図-9.3.1参照），パイプに置換砂（現地において浮遊せず，現地河床材料より細かなもの）を入れておく。これをあらかじめ河床内に埋込む形で設置し，洪水時の河床低下とともに切欠き部により置換砂が流出し，最深河床高を示した後，洪水後埋戻しが始まるとパイプ内に現地河床材料が置換されるという原理のものである。なお，最大洗掘深は洪水後このパイプを引抜いて計測するものである。

2）据置式浮型最流河床高計

洪水時の流体力に耐える薄鉄板にワイヤーをつなげ，先端に目印用の浮きを取付け現地河床に据置くものである(図-9.3.2参照)。この薄鉄板は洪水時に河床低下に伴なって沈下し，洪水後の河床高をレベル等によ

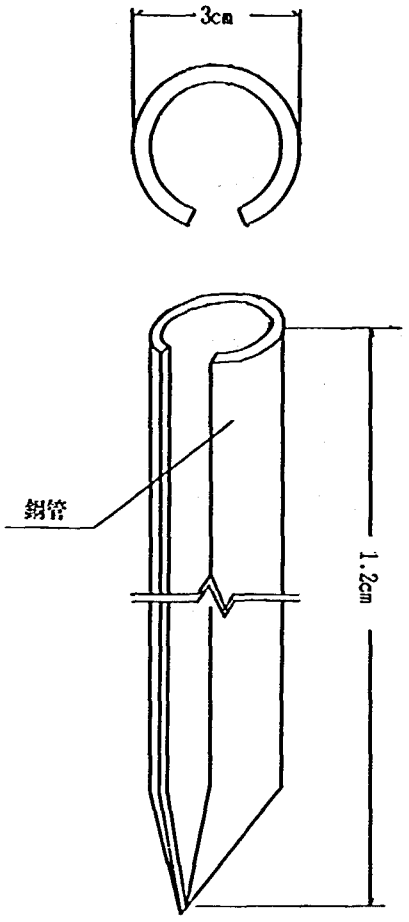


図-9.3.1　C型最深河床高計

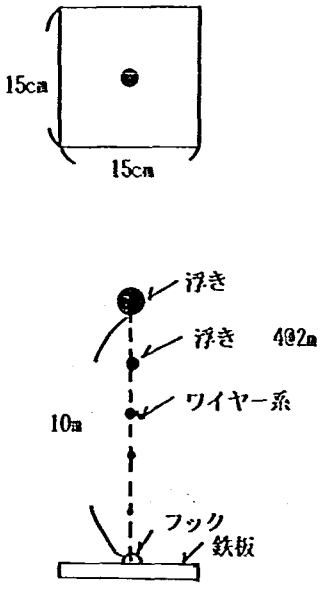


図-9.3.2　浮型最深河床高計

り測定するものである。

鉄板の寸法，重量については以下に示すような条件で安定計算を行い，流水に対して安定なものを現地に設置することとした。検討結果の一例を図-9.3.3 に示す。

☆滑動に対する安定条件

$$\mu(W_w\cdot\cos\theta-L-B\cdot\cos\theta)\geqq\sqrt{(W_w\cdot\sin\theta)^2+(D_p+D_f)^2} \quad \cdots\cdots(1)$$

☆転動に対する安定条件

・流下方向

$$W_w\cdot\cos\theta\cdot\frac{b}{2}\geqq(D_p+D_f)\cdot\frac{h}{2}+L\cdot\frac{b}{2} \quad \cdots\cdots(2)$$

・法面方向

$$W_w\cdot\cos\theta\cdot\frac{b}{2}\geqq W_w\cdot\sin\theta\cdot\frac{h}{2}+L\cdot\frac{b}{2} \quad \cdots\cdots(3)$$

☆基 本 式

$$\text{抗力}\quad D=\frac{\rho}{2}\cdot C_D\cdot A_D\cdot u^2 \quad \cdots\cdots(4)$$

揚力　$L=\frac{\rho}{2}\cdot C_L\cdot A_L\cdot u^2$ ……(5)

浮力　$B=\rho\cdot g\cdot V$ ……(6)

$$W_w=\frac{\gamma_b\cdot\gamma_w}{\gamma_b}\cdot W \quad \cdots\cdots(7)$$

ここで，W_w：鉄板の水中重量，D_p：鉄板に係る抗力(流れ方向の力)，D_f：浮きに係る抗力，L：揚力(法面に対し垂直上向き方向の力)，B：浮きに係る浮力，μ：鉄板とその下の地盤との静止摩擦係数，θ：法勾配，b：鉄板幅，h：鉄板厚，ρ：水の密度，C_D：抗力係数，C_L：揚力係数，A_D：流れ方向から見た鉄板の面積(抗力が作用する方向の投影面積)，A_L：真上から見た鉄板の面積(揚力が作用する方向の投影面積)，u：設計流速，V：浮きの体積，W：鉄板の空中重量，γ_b：鉄板の単位体積重量，γ_w：水の単位体積重量

3）最深河床高計の種類

埋込式C型最深河床高計　長さ 1.5 m，直径 3 cm，切欠き各 2 ㎜，4 ㎜，6 ㎜

据置式浮型最深河床高計　板幅 15 * 15 cm，重さ 5 kg，糸長 10 m

板幅 15 * 15 cm，重さ 10 kg，糸長 10 m

検幅 50 * 50 cm，重さ 10 kg，糸長 10 m

板幅 30 * 30 cm，重さ 5 kg，糸長 1 m，2.5 m，5 m，10 m

板幅 30 * 30 cm，重さ 10 kg，糸長各 1 m，2.5 m，5 m，10 m

浮きには，95 ㎜の球型のものを用いた。

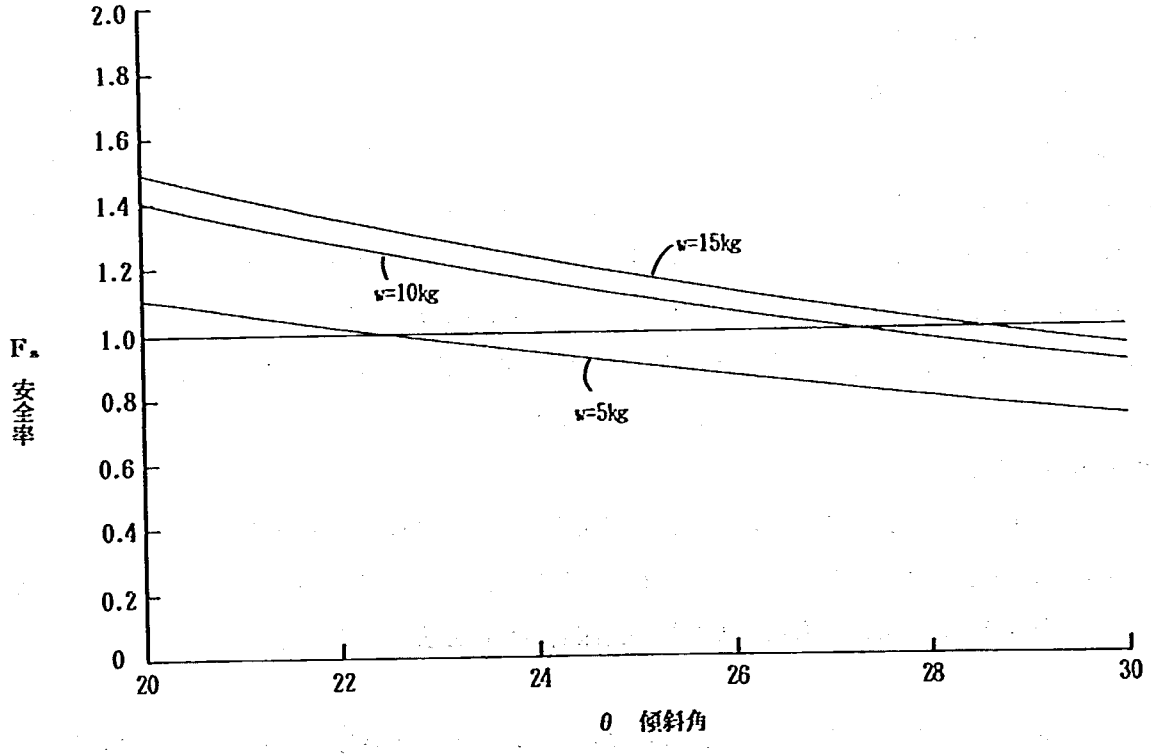


図-9.3.3　滑動に対する傾斜角と安全率の関係

9-3-3　予備テストの目的と結果

新しい計測器に求められている機能が実際に果されるのかを確認するため，予備テストにおいて洗掘深の実測値とC型最深河床高計および浮型最深河床高計の測定値の誤差を測定し，現地へ適応可能なものかを判断することを目的とする。テストは水理共同実験棟内蛇行水路を用いて，図-9.3.4に示す水路で強制的に局所洗掘を起こして行った。

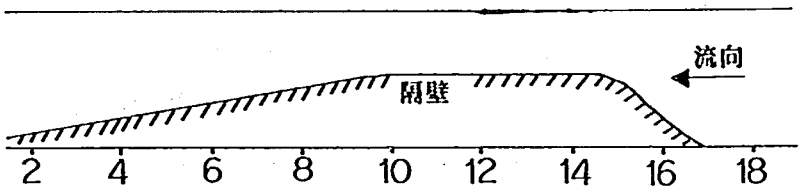


図-9.3.4　テスト水路平面図

1）埋込式C型最深河床高計

テストの結果，C型最深河床高計では，用いた試験材料(石炭粉，スラジライト，均一砂各1㎜)はすべて河床低下とともに抜け出し，埋戻し時の現地材料との置換えも行われた。また，切欠きの大きさを変えて(2㎜，4㎜，6㎜) 同様のテストを行った場合にも，どの切欠きの大きさでもうまく置換されることがわかった。しかし，C型最深河床高計の問題点として，最深河床高計の周りには河床高計の影響による深掘れが生じ洗掘深の測定精度が落ちる (約5～10 cm深めの値となる) ことがわかった。この結果から，C型最深河床高計は機能的には現地に十分適応できることがわかったが，現地に設置する場合，打込み時の置換材料流出防止対策，抜取り作業がかなり難しいことから現在のままでは現地へ設置は難しいことがわかった。

2）据置式浮型最深河床高計

浮型最深河床高計についても同じくテストを行った結果，河床低下への追随は良好であった。よって，浮型最深河床高計についても原理的には現地に十分適応可能なものであるといえる。鉄板の大きさを変えて(15＊15 cm，30＊30 cm，50＊50 cmで重量は全て10 kg) テストを行ったところ，今回のテスト条件では特に30＊30 cmのものが良く，15＊15 cmのものは，鉄板厚が厚いため上流部で局所洗掘を起こし沈下した。50＊50 cmはテスト水路上の砂堆の波長より大きかったため，鉄板下において空洞ができた。このことより，現地には河道特性に応じた適切な大きさのものを設置する必要があると判断できるが，今のところその決定方法は定かでない。この決定法については今後検討していく予定である。

9-3-4　現地への設置と結果

予備テストの結果をもとに，涸沼川には浮型最深河床高計 (30＊30 cm，50＊50 cm) を設置した。設置箇所が洗掘部であったため水深が深く，設置作業および初期河床高の測定 (レベルによる) がかなり大変な作業であった。今後は現地への設置方法および初期河床高の測定方法を改良・開発していく必要があると思われた。

現地設置の結果，設置直後の洪水 (低水路満杯規模) で設置した全ての最深河床高計が不明となった。この原因として，洪水時に発生するごみが浮きおよびワイヤーへ付着することにより目印用の浮きが流出したか，洪水中に瞬間的に鉄板部に大きな負荷がかかり下流に流出したこと，または，局所洗掘に伴ない最深河

床高計が傾斜し，安定が保てなかったこと等が考えられる。これらの最深河床高計がどこまで流出したかは事後の調査では確認できなかった。

9-3-5 ま と め

現地でのテストの結果，簡易型の最深河床高計の開発を進めて行くには今回のテストで流出した理由とどこまで流出したのかを明確にしておく必要がある。そのため，今後とも流出した最深河床高計の追跡調査を行っていくつもりである。また，テストの結果をいかし，鉄板形状の改良，浮きの撤去を含めた目印の改良，および重量の変更等を行って調査を継続していくつもりである。その他に現地施工の際には浮きに引掛かかるゴミの対策について検討しておく必要があると考えられる。

今後は，C型最深河床高計および浮型最深河床高計のみにとらわれず，これらと全く異なった方式の簡易型最深河床高計も検討していく予定である。

9-4 浮遊砂採取装置の試作

9-4-1 はじめに

河道形状の変化について検討する際には，水理量に対する流砂の質，量を把握することが重要である。涸沼川においても流砂量観測を行っているが，採取装置の問題のためにうまく測れていない。また，掃流砂の捕獲は極めて困難なため，現在では浮遊砂の観測のみを続けている。平成元年度の浮遊砂調査では，表面流水をすくうことによって採取したが，粗い粒子は計測されなかった。この原因は，1つは表面近くであることと，もう1つは採取方法が粗雑なためであると考えられ，この方法では良い成果は得られない。一般的には，水中に計測器（取水部分）が入る限り，その位置での取水が可能であるが，通常使用する浮遊砂採取装置では，取水速度が空気が抜ける速度に依存し，かつ採取時間がなるべく長くなるように取水速度を小さくした場合または取水装置の容量を大きくした場合が多く，取水口での流速の低下のために採取中に粒子が採取口を避けて流れてしまう可能性があり，サンプルデータについての信頼度が低い。したがって，このような欠点を補うためには周りの流れよりも速い速度で取水する必要がある。そこで，平成2年度からは，ポンプを用いて直接水を吸込むことによって取水する浮遊砂採取器を用いて，水面下の浮遊砂について長時間サンプリングを行うものとして，浮遊砂採取装置の試作を行った。

9-4-2 採砂装置の概要

試作した採砂装置は，図-9.4.1に示すように，採取ノズルおよび連結ホース並びに吸引ポンプから構成されている。採砂装置は以下の条件を満たすように試作されている。

1）ノズルの突出長さは，ノズル取付け部の影響を受けないようにノズル径の10倍とする。

2）ノズルの口径は，採取する粒子の最大径（0.5㎜程度と仮定した）の10倍以上となり，かつポンプの吸引能力を損わず，かつ取水速度が1.5～2.0 m/sとできるものとする。

3）ノズルを取付けた場合に流れの抵抗に対してノズルが剛的に安全であり，変形しない。

4）ポンプの給水能力は，揚程距離2 mに対して20～30ℓ/min以上である。また，ポンプは土砂を吸込んでも破損しない。

以上の条件を満たすように検討を行った結果，それぞれの諸元が先の図-9.4.1に示すように定められた。

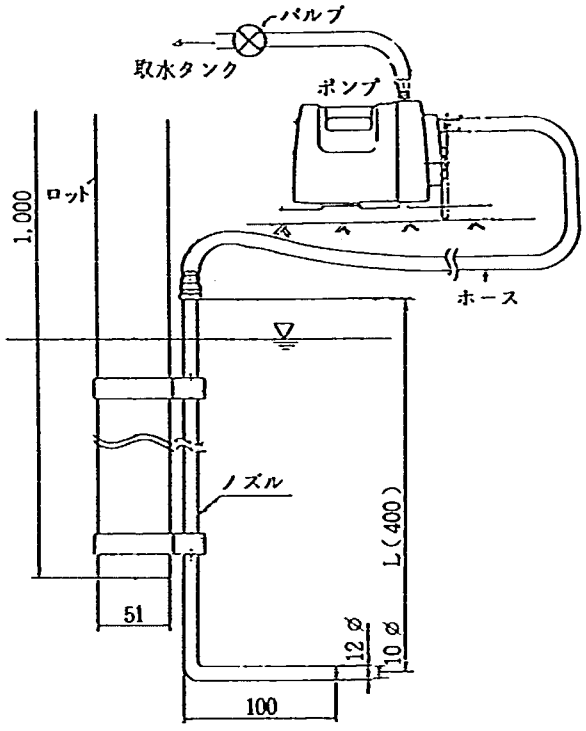


図-9.4.1

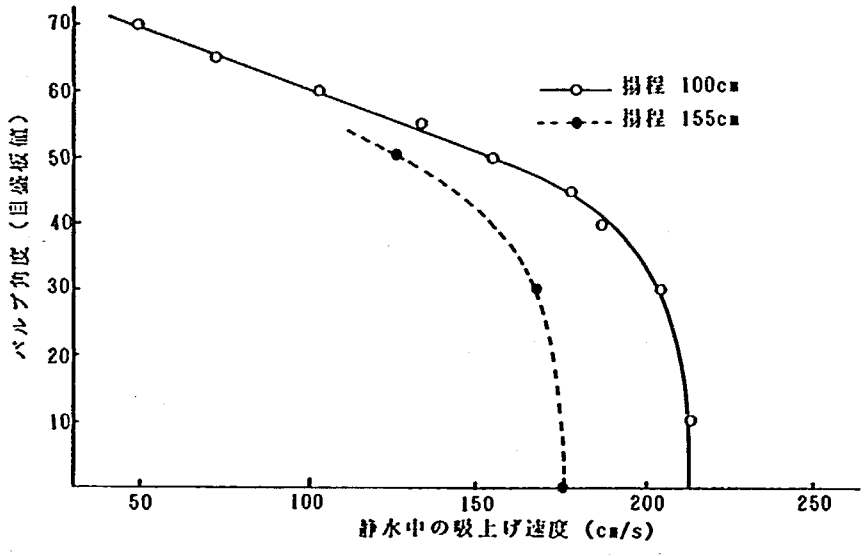


図-9.4.2　バブル開度と吸上げ速度の関係

また，取出し口前でのバブルの開閉角度を変えることにより，採取時において，ノズルへの流入速度を変化できるようになっている。開閉角度と取水速度の関係は図-9.4.2（静水中で流速ヘッドなしの場合）に示す通りである。ただし，通常は流速を小さくする必要がないので全開で使用する。また，採水タンクは給水時間および給水速度に応じて選べ，水上で採取できるので比較的大量に取水することができる。なお，通常行われるように空気を抜く方法で取水しないのは，先に述べたようにその場合では取水速度が大きく取れなく，そのため取水口のところでよどみが生じ，うまく採砂できないこと，また，採水タンクを水中に入れる必要が有り，体積の大きい容器を水中に入れるとそれだけでかなり流水抵抗が増すので，水中の任意の位置の浮

遊砂を採取することが難しいことなどの理由による。

9-4-3 今後の課題

本採砂装置を用いて，小型実験水路で簡単な浮遊砂採取を行ってみた結果，水流をそれほど乱すことなく取水でき，取水した水の中には十分な量の浮遊砂が捕獲されており，機能的には十分なものであると考えられる。なお，実際に流れている流砂量の時間的，空間的な変化が大きく真値が良く分からないので計測誤差の評価などは行っていない。また，実際の河道において，本当の流砂量を計測できるかどうかについても，確認できていない。今後は洪水観測で実際に使用して，適宜改良して行くことが必要である。また，ノズルの形状や取付け方法などについても検討する必要がある。

また，河床波を構成する材料の捕獲方法などについても検討する必要がある。流砂量ではなく移動材料の質を調べるためのサンプリングならば比較的容易であるので，まず掃流砂材料のサンプラーの開発から行う方がよいと思われる。基本的に従来型の掃流採砂器を水面から河床に向って投入し，時間をおいてその場で回収するという方式は，人力で行う場合は現在の所かなり無理がある。これは，水中では採砂器への抵抗が非常に大きく水深が大きい場合には投入と回収が非常に困難であること，また抵抗が大きいため，採砂器の周りで河床が洗掘されたり，流砂が採砂器を避けたりすること，さらに採砂器が河床にどのような形で接しているか分からないことなどによる。したがって，まずロッドによる出入れをやめて，採取時に抵抗が小さくかつ採取口が河床に接するような形状や方式にする，または河床埋込み型の採砂器にするなどの方法を取る必要があり，今後の検討と工夫を要するものと思われる。

9-5 小型ボートによる河床高計測

9-5-1 はじめに

涸沼川での洪水時における小規模河床波の形状把握は，観測サイトの昇降台に音響測深機の送受波器を取り付けたロッドを固定して，河床高の経時変化を測定することにより行っている。この観測手法は，昇降台のような固定点があることにより観測が可能となる。しかし，一般にはこのような固定できる観測台を河川内に得ることは難しく，測定箇所が限られてしまう。そこで洪水時に観測サイト以外での河床変動状況あるいは河床波の形状を簡単に把握することを目的として，小型ボートに音響測深機の送受波器を取り付けたものを用いて，その実用性を調べた。

9-5-2 河床高計測器の概要

本計測器は，通常の音響測深機の送受波器の測定ロッドを小型ボートに取り付けたものであり，原理的には，従来のものと同じものである。本計測器は，写真-9.5.1に示すように船型フロートとケーブル付センサー(検出部)および本体部の3つから構成される。船型フロートは，長さ約0.62 m，幅約0.27 m，高さ約0.12 mの大きさのFRP製で，船尾にセンサーの取り付け金具を設けている。センサーのケーブルは，洪水流の中で船型フロートを牽引する張力を有しており，その長さは50 mである。本体部は，計測と記録の制御部であり，パソコン(HC-40)と多機能インターフェースボード(AD変換装置)を有している。計測値は，ボードにデジタル表示されると同時に，フロッピーディスクに入力され，計測後のデータ処理に汎用性を持たせている。従来の計測は，固定点による経時変化の測定が主体であったが，本計測器は，下流から上流へ船を曳

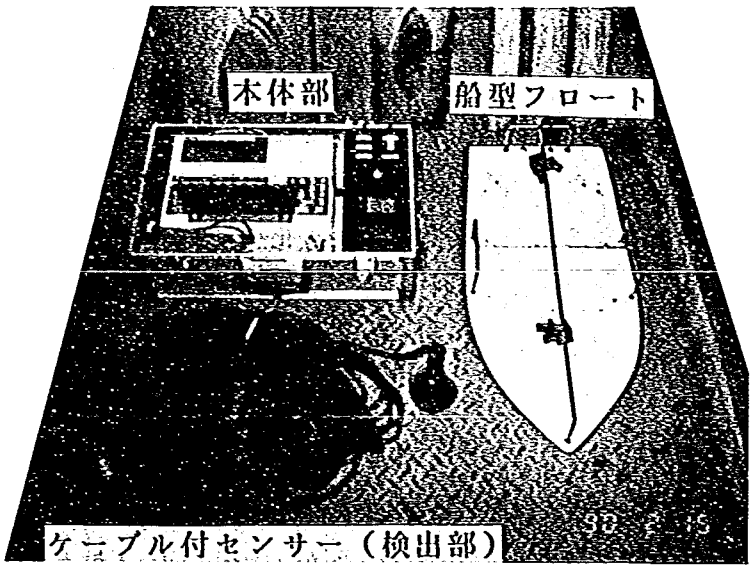


写真-9.5.1　河床最深河床高計

航することにより，河床の縦断形状を計測することができる。また，2隻を縦列して浮かべることで任意の地点で河床波の進行速度を求めることが可能となる。

9-5-3　測定精度の調査

1）目　　的

上述の河床高計測器および従来の音響深機で計測した河床高と，スタッフにより測定した河床高を比較して，計測器の測定精度を調べた。河床高は，河床高計測器および音響測深機のセンサーをロッドに取り付けて測定した。また，船型フロートの波による影響とその測定精度を求めた。

2）計測方法

V字型の河床形状を製作した水路に水を張り，センサーのロッドを取り付けて定点(測定点のNo.1～9の間の長さは約1.5m）の水深を測定した。水深は1.6～1.3mと1.0～0.7mの2種類を設定した。また波の影響調査では，船型フロートをプールに浮かべて波を生じさせ，そのときの河床高計測器の測定値を調べた。

3）測定結果

(1)　1回目　水深1.6～1.3m（図-9.5.1参照）

①　音響測深機による測定

スタッフで測定した真値に対して，音響測深機による測定結果は良く一致しており，河床のV字形状を現わしている。記録紙から読取った結果の測定誤差は0～3cmの範囲であった。

②　河床高計測器による測定

河床高計測器は，V字形の底部で隣接測点の低い方の値を読取る傾向がある。しかし，その一方でNo.8地点では河床高を高く捕えている。これは，センサーの指向角度が大きいため測定値が変るのではないかと考えられる。測定誤差は，0～9.5cmとやや誤差が大きくでている。

(2)　2回目水深1.0～0.7m（図-9.5.2参照）

①　音響測深機による測定

音響測深機の場合，記録紙の 50 cm の部分に黒く太い線が描かれるため 1 m 以下の水深部の計測が不可能となる。このため計測は測定ロッドの水深を 50 cm から 20 cm に小さくし，測定される水深が大きくなるようにして計測を行った。

No. 3 と No. 8 地点の河床高は，記録紙に記録されず，記録紙からの読取りができなかった。測定結果を見ると，水深が浅い 80 cm 以下のところの測定計測値がスタッフの値と最大で 5 cm の開きがあったものの，他の地点では，比較的精度良く河床形状を捕えている。

② 河床高計測器による測定

河床高計測器は，水深が 70 cm 以下になると重複した音波を捕えてしまい，水深が数倍以上の大きい値を記録する。このため河床高計測器は，水深 70 cm 以下の河床では測定ができないことが分かった。しかし，水深が 80 cm 以上の所は，No. 4 地点で最大 6 cm の誤差が生じているものの，他の地点では誤差が 0～4 cm 程度であり，1 回目よりは良好な結果が得られた。

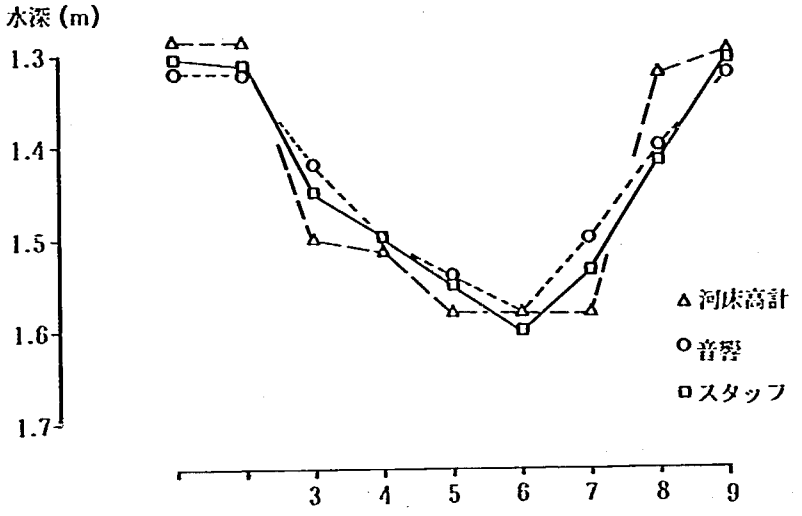


図-9.5.1 測定結果の比較（1回目）

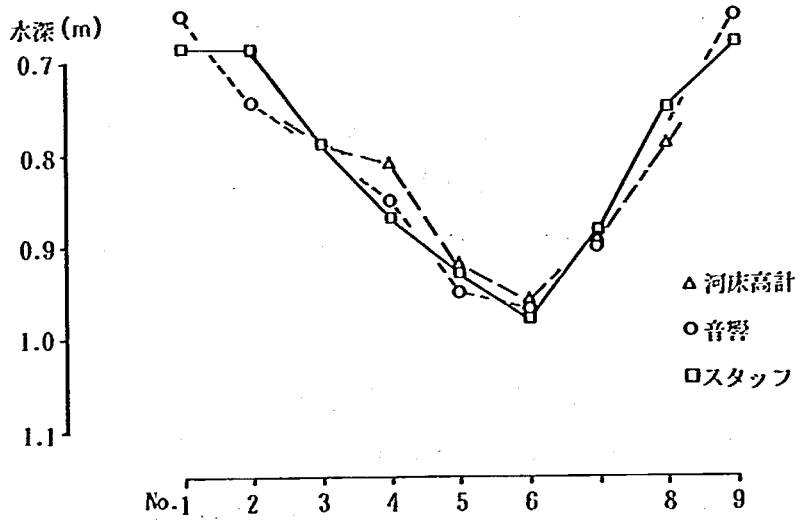


図-9.5.2 測定結果の比較（2回目）

(3) 波の影響調査

センサーを船型フロートに付けた場合には，波により測定値にバラツキが生じて測定精度が落ちる。しかし，測定点を固定して測定時間を長くする（1地点1分間で30データの平均より）ことにより，測定精度を良くすることが可能である。

9-5-4 測定精度調査結果のまとめ

(1) 河床高計測器および従来の音響測深機とも水深が70 cm以下の所では測定できないことが分かった。

(2) 河床高計測器は，音響測深機より若干測定精度が良くないことが明らかとなった。その原因の1つには，センサーの指向性が挙げられ，指向角度が大きい場合，その場所の一番高い地点を捕える傾向が強いためと思われる。

(3) 河床高計測器及び音響測深機とも測定誤差は，平均的に見て5 cm程度と考えられる。よって，10 cm以下での河床波の変動を河床高計測器および音響測深機で測定することは難しいと判断される。しかしながら，涸沼川の洪水時に生ずる小規模河床波は，波高が20 cm程度となることが観測されており，河床波の移動速度の測定等に関しては両計測器とも十分良好なデータを得ることができると思われる。

(4) センサーを船型フロートに取り付けた場合には，波によりバラツキが生じて若干測定精度が落ちる。しかし，測定地点を固定して測定時間を長くとる（1地点1分間で30データの平均より）ことにより，精度を上げることができる。

9-6 高水敷の土層構造・河畔堆積物調査法

9-6-1 調査の意義

近年は高水敷のオープンスペースとしての機能に多くの人々の関心が集まり，その有効利用が望まれるようになった。これに伴い，高水敷が河川公園等に使用される機会が増している。しかし，高水敷は洪水時には侵食されたり，土砂が堆積したりする可能性があり，これらを十分に予測したうえで高水敷利用計画をたてないと後々管理に手を焼くことになりかねないので，これらの現象に関する予測手法の開発が急務とされている。

これまで行われた研究により，河岸侵食に関しては高水敷全面の河床低下などに加え，高水敷の土層構造が極めて重要な影響を与えていることが明らかになりつつあり，今後高水敷の土層構造調査が重要となってくるものと予想される。また，河畔堆積物に関しては，堆積する浮遊砂の粒径と水理量との間には密接な関係があることが知られており，現地調査を重ねていけば浮遊砂の堆積位置等の予測が可能となるものと考えられるので，土層構造調査と同様，河畔堆積物調査も今後重要となってくるものと考えられる。

9-6-2 調査方法

1）土層構造調査

自然堤防帯に属する河川では，河岸侵食は河岸前面の局所洗掘による受動土圧の減少によって，土の内部摩擦力よりも土塊に作用する重力が勝って崩落したり，すべったりする場合が多いようである。河岸侵食の発生位置を予測するための情報を収集するには，土層構造調査において，土層構造，各層ごとの土の強さを知らなければならない。また，河岸侵食の発生位置の予測に役立てるためには，広範囲にわたる情報が必要

である。以上より，土層構造調査は多少精度は落ちても簡単にかつ迅速に行えることが重要であると言える。以下に，調査の具体的な方法について述べる。

(1) 土層構造把握のための調査

土層構造を把握するための調査法としては，a）検土杖を用いる方法と，b）河岸侵食面を観察する方法がある。

a）検土杖を用いる方法

検土杖とは，図-9.6.1に示すように棒状の概観を呈するもので，先端から30 cmのところまでには溝がついている。これを地中に差込むと，先端の溝に土が入るので，図-9.6.1に示すように数図に分けて次第に地中深く突き刺せば，あらゆる高さの土の採取が可能であり，土層構造を推定できる。

以上に述べた方法が検土杖の一般的な使い方であるが，検土杖はこれ以外の調査にも利用できる。例えば河床下の粘土層，砂利層の位置を把握したい場合，検土杖を河床に突き刺し，手ごたえの変化を感じ取ることによって土層の境界や大まかな粒径（粘土，砂，砂利程度の区分）を知ることができる。

b）河岸侵食面を観察する方法

比較的新鮮な河岸侵食面では，土層構造をうかがい知ることができる。侵食面をみつけ，層構造をスケッチするとともに，境界の標高を測量する。また，各層からサンプルを採取すれば，2）3）に述べる粒径調査，土の強さ調査に役立てることができる。また，土の強さ調査は検土杖試験では実施できないこと，検土杖調査のほうが労力的に楽であることを考えれば，両方の調査を組合せた調査が最も合理的である。

(2) 粒径調査

粒径調査の最も一般的な方法はふるい分け試験である。しかし，ふるい分け試験を行うためには資料を大量に採取しなければならず，今回のように検土杖を用いる調査や侵食面を観察するような調査にはなじまない。今回提案する方法は粒度票（図-9.6.2参照）を用いるものである。この方法の手順について以下に記す。まず，採取した材料をごく少量とり，あらかじめ用意した白い厚紙の上に広げ，セロハンテープで止める(図-9.6.3参照)。この方法は，粒径の判定がしやすいばかりか，厚紙の大きさを揃えておけば整理・ストッ

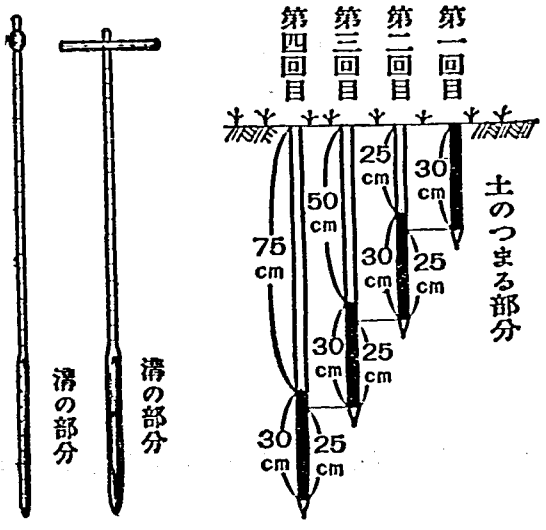


図-9.6.1 検土丈の使い方

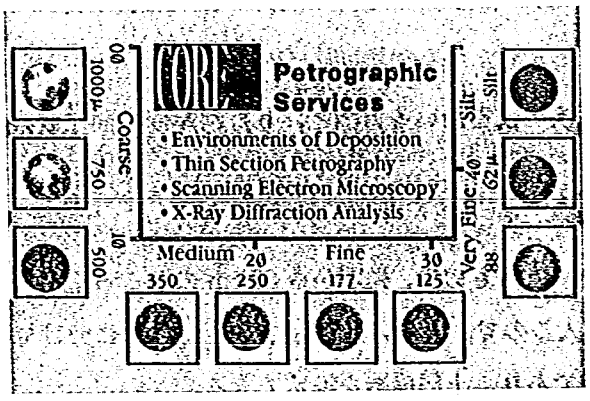


図-9.6.2 粒度票

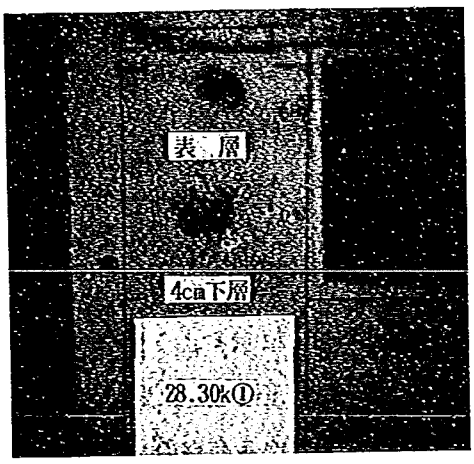


図-9.6.3 実物採取

クが容易である。このようにして得た資料と先に述べた粒度票と比較することにより粒径を推定する。

(3) 土の強さ調査

土の強さに関する指標（内部摩擦角，粘着力等）を推定する方法はいまのところ一軸圧縮試験や一面せん断試験が最も簡単な方法である。資料の採取の際に，資料を乱さないことが必要となるので注意を要する。

(4) 調査結果のまとめかた

以上により得られた情報はいずれも調査を行った特定地点の情報，いわば点の情報であり，これを拡張解釈して面の情報に加工しなければならない。これを要領よくかつ精度良く行うには，文献調査などを通じ，その河川の地形発達史・河道変遷史について十分な基礎知識を持っておくことが望まれる。

9-7 現地調査の進め方

現地調査は，やりなおしや追加調査がやりにくいほか，調査現場にいくための旅費等を要するので，あらかじめ十分な準備・計画を行い，迅速かつ無駄のない調査ができるようにこころがけなければならない。そのためには以下のような手順を踏むことが大切である。

準備調査
↓
調査計画の立案
↓
本調査
↓
調査結果の整理

以下に，この各段階について説明する。

9-7-1 準備調査

調査目的と調査する川が決まれば，日数とか費用等を考慮して準備にとりかかる。準備調査は資料調査と概査からなる。

1）資料調査

資料調査は平面図(管内図)，横断図，縦断図，地質図，道路マップ，関係文献などを集め，調査地点周辺の状況を推定し，調査地点の選点のためのあたりづけ，予備情報の収集を行うものである。資料調査は以下のように進めるとよい。

(1) 資料の収集

調査地点に関する資料・情報はできるだけ多く集めることが必要である。そのためにも，ふだんから資料の収集に心掛け，利用しやすいように分類・整理しておくことが望ましい。資料の収集にあたっては，まず，必要と思われる資料のリストを作成する。そのなかで手元にないものは借りるとか複写することによって入手する。調査に必要な資料としては，調査目的や規模によって異なるが，河川の調査に関しては，一般的につぎのようなものが挙げられる。

・平面図（管内図）
・縦断図
・横断図
・地形図
・地質図
・航空写真
・調査河川に関する論文，報文等
・道路マップ

(2) 資料の検討

収集した資料は，調査に必要な情報を得るために検討し，まとめておかなければならない。まとめた結果は，調査終了後に整理保管して，その後の調査結果をまとめるときに役立てるように心がける。

2）概　　査

概査は，調査地点の選定，調査実施の判断を検討するためのものである。概査の方法は河道を歩き，河道状況がどうなっているか，写真撮影，スケッチ等を主に行う。概査においては，一地点に時間をかけすぎて全体を見る時間がなくなってしまう失敗がしばしば生じるので注意を要する。

9-7-2　調査計画の立案

予備調査の結果により，調査の実施が決定したのち，調査項目，調査方法，日程，班編成，調査ルート等を決め，必要な道具をそろえる。これらの決定に際し，注意しなければならないことは以下の通りである。

1）調査項目・調査方法・日程

調査項目，調査方法は調査の優劣を決めるので慎重に行う必要がある。調査項目の選定にあたっては，調査後どのようにまとめ，どのような図面を描くかを考えれば，調査項目の落ちやだぶりを防ぐことができる。調査方法の決定に際しては精度を最重視すべきであるが，精度を追及し手間のかかる調査方法を採用すれば，日程や経費がかさんだり，調査点数が減ったりするなどの問題が生じる。調査の比重を精度に置くか，多くの点数をこなすことに置くか，日程・経費を軽微に抑えることに置くかの判断は非常に難しく，調査の優劣を左右するものであるが，調査項目の選定の場合と同様，最終的な成果を頭に描き，精度を追及すべきか，簡略な調査方法を選んで日程を短くすべきかを総合的に判断すればよい結果がえられるものと考えられる。

2）班 編 成

班編成とそれぞれの班の調査区間をあらかじめきめておくことが大切である。班の構成は調査によって異なるが，3人ぐらいが適当である。調査中にけがをした場合を考えて，1人では決して調査を行わない。各班の調査区間は調査の複雑さ程度，各人の能力の程度などを考えに入れ，適当にきめる。なお，調査計画は，日数や経費の制限があると，どうしても調査を急ぎがちであるが，調査地域の特徴を掴むためにも，また，調査になれるためにも，初日はのんびりと調査ができるよう計画を立てると良い。

3）調査ルートの作成

調査地点までの経路，道路事情，駐車可能な場所の有無等について調べておくことは，調査を無駄のないものにするためには欠かすことができない。調査地点までの経路は，的確に調査地点に行くことのできるように，前日までには，道路マップにより確認し，調査ルートを確立しておく必要がある。調査ルートの作成に際しては，少しでも多くの場所が見られるよう〝ひと筆書きルート〟の作成を心掛ける。

4）調査に必要な用具

現地では調査用具の調達は不可能に近いので，準備の際にはあらかじめチェックリストを作っておく。参考までに，以下に日帰り程度の一般的な調査に必要な用具等を挙げる。

(1) 服　　装

服装は軽くて暖かくて丈夫なものがよい。

・ズボン：男女ともに足元まで隠せる長いものがよい。

・上衣：洗濯ぎ簡単で，丈夫で，必要に応じていつでも手元まで隠せる長さの袖丈をもった，ボタンやチャックのついたポケットがたくさんついたものが望ましい。

・はきもの：河川や湿地帯などでは長靴が便利である。切株などが多くあるところや毒蛇のいるようなところの調査には安全靴がよい。

・靴下：厚手のものを用い，ズボンと靴の間の足を隠せるようにする。軍足がよい。

・手袋：手袋は厚手のものがよい。軍手は手の疲れや外傷を防ぐ効果がある。

・帽子：暑さ対策はもちろん，危険防止の上からもかぶる必要がある。

・雨具：通気性をもったものがよい。

服装の選定に関しては，怪我から身を守ることができ，かつ動きやすいものを選ぶことが重要である。人によって体形や好みが異なるので，各人がそれぞれ工夫するのが望ましい。

(2) 調査用具

調査用具は調査目的によってかわる。参考までに一般的な河川調査に用いるものを列挙した。

① 地 図 類

現地調査用と室内整理用のものを用意し，現地には原本の写しをもっていく。防水加工された地図もあるので場合に応じて用意するのもよい。調査の際には気付いたことがらを図面中に書込む。

② 予備調査資料

なるべくまとめてあるものを携行する。

③ 磁石・クリノメータ

磁石とクリノメータを用いることによって方位，地層の傾斜，走向などの測定が可能となる。ハンドレベルと組合せれば簡単な測量も可能である。

④ 巻尺・折れ尺

巻尺は長い距離の測定に，折れ尺は手の届きにくい高所・狭所の測定にそれぞれ適している。

⑤ 野　帳

青刷りの方眼のはいった上質紙のものを用い，全体としてあまり厚くなく，ポケットに入る大きさのものがよい。防水加工のものがあるが，これは洪水観測の際には大変便利である。

⑥ 筆記用具

筆記用具としては，ぬれてもにじまない鉛筆・ボールペンが適している。

⑦ 資料袋・資料収集用具

⑧ カ メ ラ

砂州や流れの状況など，河川の概略的な姿を撮影する場合には全自動カメラいわゆる〝ばかちょんカメラ〟がミスを起こしにくいので適している。しかし，河川景観写真など，撮影者の求める色合いや奥行き感を出したい場合や，例えば河床材料の撮影などクローズアップした写真を取りたい場合は，全自動カメラでは失敗する可能性が高く，一眼レフレックスカメラが必要となる。

⑨ 双 眼 鏡

河川調査では，見たいところへ近づきたくとも道路や植生などの都合により遠くから見ざるを得ない場合がしばしば生じる。このような場合には双眼鏡が大変便利である。

⑩ ラ イ ト

乾電池で発光する蛍光燈があるが，これは通常の豆電球を用いた懐中電燈よりもはるかに明るく便利である。

⑪ リュックサック

リュックサックは両手を開放するため，機動性の面に加え，安全性の面でも有利であるので，是非とも用意したいものである。大きさは身体に合うことが一番重要である。ポケットが多いと調査の際に度々降ろしたりする手間が省けるので便利である。

⑫ 画　板

画板は現場でスケッチなどをする際に非常に役立つ。あまり大きくなく，軽いものがよい。裏には銀紙をはりつけておき，反射板として活用する。

⑬ テープレコーダ

テープレコーダは野帳として用いる。河川調査では紙に記録するよりもしゃべったほうが多くの情報をとりこむことができるほか，車で移動しながら川を見る場合などは車の振動で野帳への書込みは無理であるのでテープレコーダは便利である。

⑭ 医 療 品

ちょっとした外傷のために絆創膏や殺菌液などを携帯しておく。万が一大きな怪我を負った場合には医院に行くことになるが，この場合に備えて各自保健証番号をメモしておく必要がある。

9-7-3　本調査における注意事項

予備調査で，現地の状況がおおよそ把握できたあと，実際に現地にでかけて調査を行う。現場調査では，予備調査で得られた知識を現地の状況で確かめ，予備調査で得られなかった問題点の発見に努める。調査にあたっては，調査地点を含めたある程度広域の巨視的な視察と，現地付近の局所的状況の精密な調査を行う。以下に現地調査において気付いた点について記述する。

1）野帳のつけかた

しばしば起こすミスとして，野帳に地点を示す記述にもれがあって，どこの地点の記述かわからなくなってしまったり，調査しなければならないことを調査し忘れることがある。これを防ぐには，調査のまえに野帳に地点，調査項目を記入しておくのがよい。また，ポンチ絵をつければ，調査後に野帳から情報を読取る際に調査時の記憶がよみがえりやすい。

2）テープレコーダの利用について

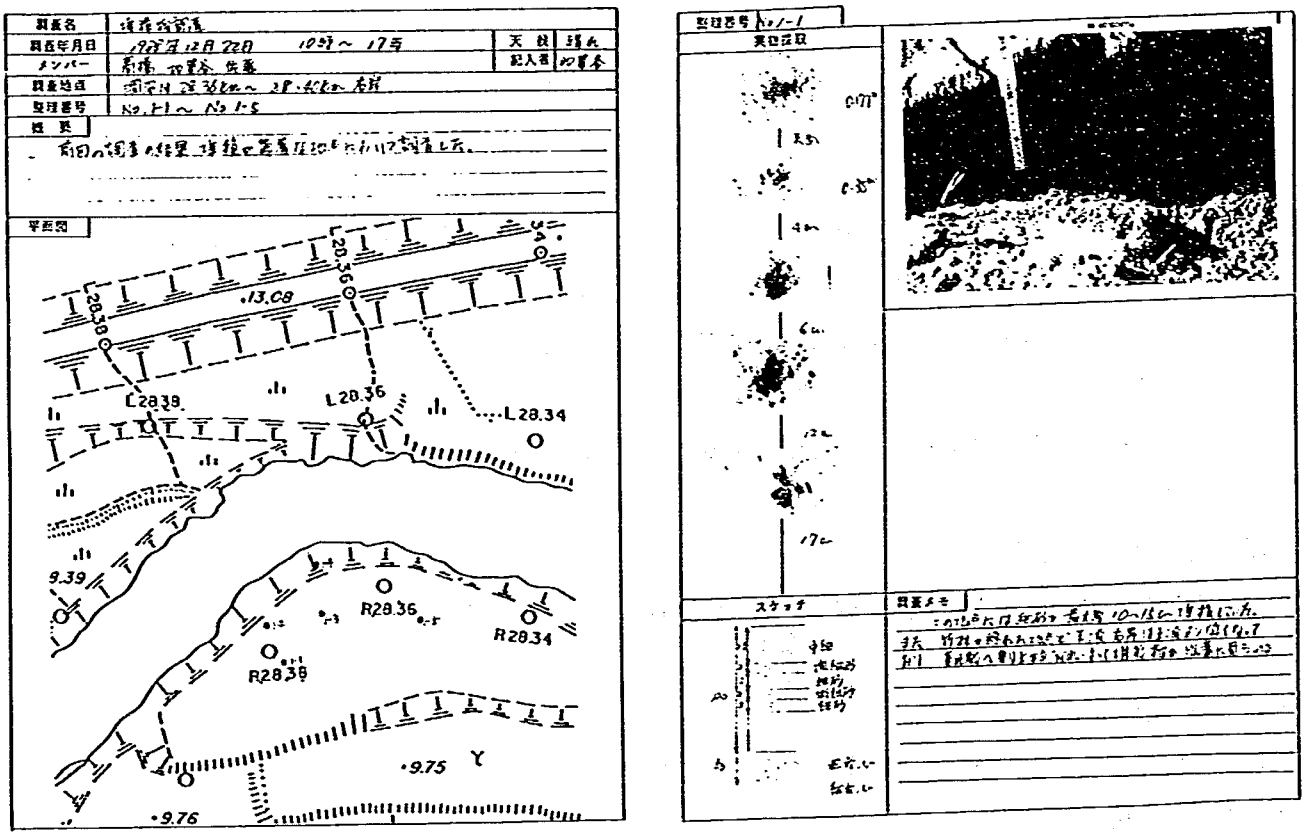
野帳に記入するのは机上で記入する場合にくらべ困難が伴うので記入者はその場で大切と思い込んだことがらのみを記入しがちになる。しかし，現地ではたいして重要であると思わなかったことがらが，調査後の解析で実は重要であることがわかり，情報もれになってしまうことが多い。このようなミスを防ぐためには現場で気づいたことを残らず記録することが重要であり，テープレコーダを用いて〝おしゃべり〟の形で記録する方法が適している。また，この方法は，振動が激しくて書くのが困難な車中での記録にも適している。

3）写真撮影について

写真撮影で生じる問題は2点である。ひとつは河床材料などのクロースアップ写真で影をつくることである。ストロボをたくようにすれば，影の問題がなくなると同時に河床材料の写真の色合いが場所の違いにかかわらず統一することができるので，粒度・岩質組成の判読をする場合にも有利となる。写真撮影に関するもう一つの問題は，写真撮影位置を記録しなかったためにどこを取ったか分からなくなってしまうことである。これを防ぐには，野帳にどの地点で何枚写真を撮影したかを記録するほか，地点が変わるたびに空撮りするなどの工夫が必要である。また，テープレコーダを用いて〝いま，○○地点で△△を撮った。画面右には大きな木が，左には吊り橋が見える〟などと録音しておく方法も有効である。

9-7-4　整理方法

整理手段はつぎのようにするのが望ましい。まず，野帳等の情報を調査後あまり日時の経たないうちに整理し，様式ノートにまとめる。図-9.7.1に様式ノートの一例を示す。様式ノートへの整理作業は野帳の清書的な意味をもつものである。つぎに，この結果をもとに考察を加え，図面の形に整理する。整理段階で補足調査の必要性が生じたら直ちに実行する。最後に図面をもとにコメント，図の説明等の文章を書く。つぎに，文章の書き方の注意を記す。



(a)　　(b)

図-9.7.1　様式ノートの参考例

〈文章の書き方〉

まとめた図面をもとに文章を書く。文章の構成としては，①研究の目的，②調査計画，③調査内容・成果，④結論，⑤反省，⑥参考文献，⑦付録（データ集），といった順序で記述するのが一般的である。

①　研究の目的

研究テーマを設定した理由や目的を紹介することによってその成果も正しく理解され，建設的な批評を受けることができる。

②　調査計画

どのような研究計画を立て，どのような器具を用い，どのような測定方法で，いつ何を測定したかを必ず明記する。使用した器具や測定方法によって，調査成果の精度がわかり，研究成果の有意性も正しく理解される。長期に渡る研究の場合は，どのような年間計画を立てて実施したかを記録しておくことも重要である。

③　調査内容・成果

研究の成果や結論は，データの質・量によって変わってくる場合がある。スケッチ，写真，採取資料などは，生の数値を集録するのが大切で，研究者の主観が入ってはならない。主観を入れる場合は「……と思われる」等の表現を用い，記述事項に著者の主観が入っていることを読者に伝えなければならない。

携載する資料は数値だけでなく，グラフなどを用いてできるだけ読者にわかりやすいように工夫しなければならない。また，測点や，スケッチ・写真撮影箇所などは，地図を添付し図中に明記しなければならない。

④ 結　論

結論はなるべく簡潔・明瞭に書くようにする。事実と推定事項は明確に区別する。結論がまとまらないときには，現象の正確な記述にとどめる。

⑤ 反　省

調査前に十分な計画を立てたつもりでも，いざまとめてみると，あれも足りない，これも不十分というように，調査上の欠点があからさまになってくる。反省の項にはこのことも素直に書いてほしい。このような記録は，将来，同様のテーマで研究するひとに重要な示唆を与えることになるからである。

⑥ 参考文献

他の研究者の意見を尊重するための礼儀であると同時に，読者の理解を広げるための道しるべとなるので必ず載せる。

⑦ 付録（データ集）

読者の理解を深めるためにも，本成果を他の研究者に利用してもらうためにもデータ集はつけるべきである。

9-7-5 成果の保管

資料は実施年度ごとにひとまとめにして保管しておく。表紙のカラーリングを工夫するのは検索を容易にする有力な手段である。

第10章　今後の観測計画

涸沼川は，河道としては中間地的な特性を持つ河道であるが，河床材料がレキ（d＝10～20 ㎜）と砂（d＝1.0～5.0 ㎜）の集団からなる特徴を持った河道であり，河岸はシルト質の材料からなっている。これらの特徴は，河床材料の分級，河岸の侵食，河床波の観測を行うには，非常に興味深いものであり，また低水路満杯程度の出水であればしばしば生じるので，観測の機会は多い。また，高水敷の地被状態についても，樹木，竹林，田畑など種々に富んでおり，高水敷に十分水が乗れば，これらの地被状態が流れに与える影響や各地被の侵食限界などの類推が可能になる。しかし，高水敷上の流れについて観測が行われたのは1986年の8月洪水のみで，追観測調査の機会に会えていない。

これまでの涸沼川の観測では，河道や高水敷，特に樹木の粗度の問題や航測測量の方法の改良について検討し，次いで河岸の侵食や高水敷への堆積などについて調査を行ってきた。これらの観測を通して，涸沼川河道の持つ様々な水理的な特性および洪水流特性について明かにすることができ，当初掲げていた高密度洪水観測の主旨はある程度達成されたものと思われる。また，実際の観測を通して，水理データの計測方法についても，従来の観測方法ではまだ数多くの問題があることが分かった。

しかしながら，流砂や河床波の観測およびこれらと諸現象との関連などの解析については，観測機器等の問題のために，未だ十分行われていない。また，種々の観測方法や観測機器の開発などもこれと併せて未だ解決していない。

したがって，今後は今まで十分に行えなかった流砂問題，すなわち流砂の挙動を中心に観測を行うものとして，そのための観測機器や観測方法の改良，開発を進める必要がある。また，これまでに行われた種々の観測機器や観測方法について実用化を図るよう検討する必要がある。当面の観測の項目並びに検討項目としては，以下のものが挙げられる。

1）観測方法の改良

2）観測機器の開発

4）河岸侵食および堆積現象の平面的および時間的な変化

3）河床波の観測，浮遊砂の観測

観測機器や観測方法については，今後試行錯誤を重ねながら少しずつ改良していくことが必要であると思われる。流砂量の測定方法については，今後の観測に重要な問題となる。特に，洪水時の観測としては，質の高い水理量観測に加えて浮遊砂と河床波の観測が主なものとなり，これらの時空間的な変動の特性やそれらの採取と質の解析が主要な問題となろう。さらに，河岸の堆積物のサンプリングなどについては，堆積位置での洪水時の流水のサンプリングと洪水後の堆積物のサンプリングと堆積量の把握をさらに推し進めて，浮遊砂との関連で解析を行う必要がある。また，河岸の侵食や堆積などに関しては，その条件や環境について，洪水時にさらに詳細な調査を行っておく必要がある。すなわち，侵食や堆積が生じる主要な位置およびその周辺での流速や局所的な水面勾配などの測定を，稼働に対する不確定性が高い航空写真測量だけに頼るのではなくて，直接その場所で計ることを考えて，そのための準備を行う必要がある。

また，模型ヘリの運用などに関しても，気象の悪条件に対する耐性度や模型ヘリ自体の性能を上げて，ヘリの稼働率や撮影可能な条件の範囲を広げて，航空写真技術の活用を今少し図る必要がある。さらに，航測写真も含めた画像によるデータの記録収集の方法やデータ処理の方法などについても検討を進めて，観測技術の向上と一般化を図る必要がある。

付録　　涸沼川舟下り調査

1．はじめに

我々は涸沼川洪水観測区間において侵食調査を行っている。その際に観測区間でみられる河岸侵食が観測区間のみで起こっていることなのか，涸沼川全川で起こっているものなのかという疑問が生じた。現地踏査を行うには涸沼川の河岸，高水敷は背の高い草，竹，桑畑が多いため低水路に近寄ることが困難であり，かつ橋が少ないため対岸に渡ることも難しい。また，河岸侵食は川の中あるいは対岸から見た方がわかりやすく，河岸侵食に大きく影響していると思われる河床の状態も知る必要がある。そこで，涸沼川のほぼ全川についての河川調査を船によって行った。調査目的は洪水観測区間外における河岸侵食発生状況を調べることと，涸沼川の洪水観測区間外の河道状況を調べることである。

調査は1989年9月27日，28日の2日間に分けて行った。調査区間は笠間市下流の吉原橋（42.9 km）から国道6号線の橋の下流20.0 kmまでである。調査区間の概要を図-1に示す。調査は鈴木，西尾，小池，諏訪の4名で行い，3名がボートで河道内から調査し，残りの1名は，トラックで橋，堤防から調査することにした。ボートは組み立て運搬が容易なゴムボートを用いた。ボートには1/2500平面図とカメラ，調査で測定に用いる巻尺，ポール，スタッフを積んだ。トラックには流域図，カメラを積んだ。トラックとボートの間の通信手段としてトランシーバーを一台づつ持った。ボートに乗る人間は河道内を歩けるように胴長，長靴等を準備した。

ボートの人間は河岸侵食を見つけたら写真撮影を行い，位置を平面図に書込む。野帳に河道内の状況を記入し，その他原因等気付いたことがあればメモする。トラックは橋あるいは河道が見えるところへ行き，写真撮影，河道観察を行う。

2．調　査

1）　吉原橋（42.9 km）～宮下橋（42.2 km）

出発地点の吉原橋に午前7：00に到着した。舟を降ろす場所を橋の上流10 m右岸の護岸と決めボートを組み立て，調査に用いるものを積み込んだ。当日の朝はまだ肌寒かったので防寒服を着て，胴長をはいた。ボートを河岸から降ろし，当初の計画どおり鈴木，小池，諏訪の3人がボートから，西尾がトラックから調査を行うことにした。各橋でトラックとボートがお互い無事を確認し合うことにし調査を開始した。

吉原橋付近は水深も浅く膝より下くらいであった。吉原橋付近の河床材料を撮影した。河道は42.8 kmを過ぎると緩やかに右にカーブしていた。右岸の河岸には竹林があらわれた。また，ここまでは左岸に建物がみえていたのにここから下流では見えなくなった。カーブの途中の42.8 km過ぎ左岸側に，小規模の河岸侵食らしきものがあったが前面の河床は掘れていなかった。むしろ対岸の竹林前面が股下程度の深さであるが掘れていた。この緩やかなカーブの途中の42.7 km付近から左岸側に連接ブロック護岸が施されていた。この護岸前面の河床に深掘れがみられた。この深掘れは湾曲外岸の水衝部であるために発生したと思われる。

42.6 km 上流で河床に岩が露出していた。この岩は表面が角ばっており上を歩きにくい。42.6 km 付近で左から小さな支川が合流していた。支川の水は赤く濁っており，マサ土が流入していることがうかがわれた（写真-1）。合流点は川幅が広がっていて中央付近には砂がたまっている。

この両岸に小規模の河岸侵食が見られた。右岸の河岸は竹林である。この少し下流の左岸に高水敷化しているバーがある。左岸の河岸侵食は高水敷化しているバーの上流側の付け根にあり，どちらの河岸侵食前面の河床にも深掘れは見られなかった。河道はバーのところで狭くなり流れが速い。そこの河床はかなり深かった。とくに右岸側が深く最大水深 1.2 m もあった。河岸の竹は川に向って覆いかぶさるように生えている。おそらく竹がなければ右岸側の河岸は侵食していると思われる。

そこを過ぎて下流へと行くと，河道は小さな山にぶつかり右へ曲る。外岸側である左岸には，法勾配が急な擁壁護岸が施工されている。護岸の前面の河床は深く掘れており，内岸側には砂が堆積しポイントバーが水面から出ていた。ポイントバーを調べると砂がきれいな層構造をしていた。

湾曲の下流で河道は再び左へ湾曲しており，湾曲の途中に宮下橋がある。右岸の竹林は宮下橋までつづいている。この湾曲の内岸である橋の下にもポイントバーがある。ポイントバーの河床材料はまあまあ粗かった。宮下橋の右岸に土採り場がありこの付近の山の土層構造がみえる。上から 10 m くらいまでは濃い色，薄い色，濃い色という土層構造で真ん中の薄い色の層の厚さはうすい。10 m 以下はほぼ同じ土で色は 2 層目のような色をしていた。

調査を開始したばかりで張切っていたためか，ここまでの0.7kmで 1 時間近く費やした。ここまでは足がつかない場所以外は歩いて下っており，どんなに小規模な河岸侵食であっても当初予定していた綿密な調査を行った。このままのペースでいくと，この日の目標である観測区間までの 13.7 km では 19 時間かかってしまうため時間の短縮を心掛けることにした。ここからはなるべくボートに乗って下ることにし，観測区間内の河岸侵食に比べて極端に小さいものについては写真を撮るだけにした。

2） 宮下橋（42.2 km）～(41.6 km)

この区間は，平野部で右岸の後背地はほとんど水田として利用されている。左岸は人家あるいは畑で，河道の状況はほとんど変化がない。両岸ともに連接ブロック護岸が施工されていて法勾配もゆるくて吉原橋上流と感じが似ている。ボートに乗って下ろうとしたのだが，時々底を擦るほど水深は浅かった。やや交互砂州的な感じもした。両岸に護岸があり，人の手が入っているためか河床はとくに深掘れもなく，河岸侵食も見られなかった。河道は安定しているように見えた。

3） 山下橋（41.6 km）～レイクス橋（40.9 km）

山下橋まで来ると左岸の奥にゴルフ場の芝が見える。山下橋より下流は右岸が山になり，左岸が水田となる。山下橋下流 20 m くらいのところで右岸から小さな支川である二反田川が合流する。この支川はここから始まる右岸の山裾を流れている。二反田川合流部直上流の両岸に河岸侵食があった。どちらも前面の河床は掘れておらず，右岸側ではむしろ堆積している傾向すらあった。この河岸侵食の原因はよくわからない。

二反田川合流点下流の右岸には竹林があり河道は右へ緩やかに曲っている。この湾曲の左岸側で長い河岸侵食があった。ここでも前面の河床には深掘れは見られなかった。右岸は，山が近づいた後下流で谷間のような狭い平地が 300 m 程ある。この平地には水田，桑畑がある。長い河岸侵食の下流右岸にも河岸侵食があっ

た。ここも前面の河床に深掘れはなかった。

そこから下って行くと河床に岩が露出していた。この岩は吉原橋下流にあった岩と同様表面に凹凸が多いため同じものと考えられる。岩が出ている下流は深くなっており，少し下流の左岸側に河岸侵食があった。前面の河床は掘れており，対岸は州がついているらしく浅くなっていた。州がある右岸の河岸は竹林であった。この侵食部も二反田川合流から始まっている緩やかな湾曲の途中で，湾曲の外岸にあたっている。

更に下流の41.2km付近で，河道は左へ緩い湾曲をしている。この湾曲で，右岸から非常に小さな支川が入っている。この支川が右岸の狭い平野の最下流になっている。この支川より下流では，右岸はゴルフ場の山になる。支川はゴルフ場の山裾を流れている。支川の上流右岸で河岸が侵食していた。前面の河床はあまり掘れてはいなかった。

この支川の少し下流で，左岸からも支川が合流している。左岸の支川もゴルフ場の山裾を流れてきており，この支川より下流では，左岸も山が近付く。ゴルフ場は涸沼川を挟んだ山の上に位置しており，レイクス橋で両岸を往来するようになっている。川は，これら2つの山の間の右岸側の山裾を流れている。川と左岸側の山の間は水田がある。川の両岸は竹林となっている。右岸から支川が合流した後は，40.9kmのレイクス橋まで河道はほぼ直線である。

4） レイクス橋（40.9km）～亀の甲橋（39.6km）

このあたりから流れが速くなり，時折大きな石ころが横一列に並んだ瀬がある。この瀬はうまく避けて通らないとボートの腹を擦ってしまうため神経を使った。この瀬をのりきるコツは，瀬の中で石がない所はどこかをすばやく見極め，そこへ向うようにオールを漕いだり，ポールで河床を突いたりしながら下る。瀬を通り過ぎる時に，先頭の人間が左右どちらかの岩を突き，岩にボートの底を擦らないようにする。これは3人の連係プレイがものをいいスリルがあるた[illegible]制御に熱中し，当初予定していた地図をみたりメモをとったりする綿密な河道調査を行うことができなかった。そのため，この区間についてはおおまかな印象しか述べることができない。

レイクス橋を過ぎると，右岸に連接ブロック護岸があり，左岸には山が迫っている。ゆるやかに右へカーブをきると，にわかに渓流の様相を呈してきた。40.6km過ぎで河道が左へ大きく曲っている。曲った後に岩が一列に並んだ瀬があり，その下流左岸側に河岸侵食が見られた。対岸に堆積した州らしきものがあったが，河岸侵食の上に工事現場があり，これが本当に洪水による河岸侵食かどうかはわからない（写真-2）。この区間は，両岸に山がせまり樹木がうっそうと茂っていて薄暗かった。（写真-3）。水鳥が河岸の木の下に隠れていて，我々が近ずくと飛立っていくのを何度となく見た。また大きな魚が泳いでいるのも数回見かけた。この区間の全体を通して自然が豊かな川であるという印象をうけた。河岸侵食はあまり見受けられなかった。

亀の甲橋まで下ると，だんだん両岸が開けてきて平地にでてきた感じがした。亀の甲橋上流10m位の右岸に河岸侵食があった。その河岸上は栗園か果樹園で，下草も少なく整備されている。河道はほぼ直線で，ここが水衝部である感じはしない。なぜ河岸が侵食しているのかよくわからなかった。亀の甲橋では，架け代えが行われており亀の甲橋のすぐ下流に新亀の甲橋がつくられていた。新亀の甲橋のところは両岸に擁壁護岸が施されていて，川幅も計画断面となっているらしく広い。新亀の甲橋を過ぎると，川幅は元と同じ幅に

なる。河道はここから左に曲がり始める。この曲がり始めの右岸側護岸の施工端に河岸侵食があった。この河岸侵食発生箇所は，湾曲の外岸側にあること，護岸の施工端であること，新橋のところで広がった流れが元に戻る急縮部であることから水衝部であると考えられる。前面の河床に深掘れがあるかどうかは調べなかったためわからない。橋より上流は山からおりた丘陵地といった感じで，橋を過ぎると右岸側には水田がある谷間のような平野が奥にのびている。100 m 程平野を見ながら緩やかに左へ曲ると河道は山にぶつかり，左へ大きく曲る。この山裾を流れる小さな支川が右岸側から合流していた。ここから右岸は山になり，両岸に竹林がある。

5） 亀の甲橋（39.6 km）～新宍戸橋（37.3 km）

曲り終えた後は再びレイクス橋下流の山地河道のような河道状況である（写真-4）。そのためここから39.1 km まではボートの制御で精一杯で，レイクス橋～亀の甲橋区間と同様おおまかな印象しか述べることができない。

39.1 km からまた直線的な河道になった。39.0 km を過ぎると両側がだんだん開けてきて，38.7 km 付近に工事用仮説トラス橋があり，時々ダンプカーが行き来していた。この橋の両岸で，宍戸国際カントリークラブの 9 ホール増設工事を行っており，橋脚のようなものをつくっていた。この仮設橋上流左岸に河岸侵食があった。ここもほぼ直線の河道であり，なぜここが河岸侵食するのかわからない。仮設橋の下流には，左岸に擁壁護岸があり，これを過ぎると右へ左へと曲り再び山中に突入する。この束の間の平野部（盆地）は，畑，桑畑等に利用されている。

山中では，再び水との格闘が続き，38.3 km で右岸が開けたところにでてきた。この付近から，両岸に真新しい擁壁護岸が見られ，38.1 km 付近で正面の山肌に地層がみえた。そこは，38.06 km 地点で右へ大きく湾曲している部分である。左岸側が山になっており，上部に山肌がでている。この湾曲の内岸に階段状にかなり高く積ったポイントバーがあった（写真-5）。ここは相当急な湾曲であるため，ポイントバーのところは洪水時に死水域となりこのためポイントバーが生じたと考えられる。このポイントバーを通り過ぎると37.9 km 付近で河道が左へ大きく湾曲している。この湾曲から再び両岸が山の渓流となりしばらく水との格闘が続いた。

37.6 km 付近まで下ると，左岸側にビニルハウスがみえ再び平野にでてきた。37.3 km に新宍戸橋があり，橋の下の左岸側にあるポイントバーにボートをつけトラックと合流した。ボート，持物を点検したところ，瀬でボートの腹を何回となく擦ったためかボートの底に穴があきボート内が浸水していた。このため，平面図その他が水浸しとなり，ポールが数本流出してしまう程激しい区間であった。

6） 新宍戸橋（37.3 km）～下加賀田橋（36.1 km）

新宍戸橋で一旦上へ上がった我々は西尾と小池が交代し再び出発した。ここからは市街地を流れているためか両岸に擁壁護岸があり，上流に比べれば穏やかな流れであった。ボートの制御は上流部程の困難さはなくなってきたが，時々岩の並んだ瀬があり，通過に適した場所が見つからない場合はボートから降りて通過した。この区間は護岸がよく整備されていることもあり，河岸侵食はほとんど見られなかった。

7） 下加賀田橋（36.1 km）～宍戸橋（35.9 km）

この区間は 6）新宍戸橋～下加賀橋とほとんど同じ状況であった。

8） 宍戸橋（35.9 km）～常磐線鉄橋（35.7 km）

35.5 km までは 6）新宍戸橋～下加賀田橋，7）下加賀田橋～宍戸橋の区間と同じであったと思う。35.5 km に岩でできた落差 1 m 以上の床止めがあった（写真-6）。この床止めは，とてもボートに乗って下れるようなものではなかったので，ボートから降りて歩いて下った。この床止めの岩も表面の凸凹が激しく上流の河床に露出していた岩と同じ足ざわりであった。ボートとともになんとか床止めを下り，再び乗り込んだ。この付近は，両岸，床止めに岩が見られる場所である。河岸，床止めとも同じ岩であると考えられるが床止めの岩が凹凸が多いのに対して河岸の岩はなめらかである。このような違いがなぜできたのかわからない。

床止めの下流 10 m くらいの右岸に河岸侵食があった。この河岸侵食は，右岸高水敷上の道路が削られたものである。この道路は岩の上に砂利を敷き詰めてつくったもので，河岸侵食はこの岩の上の砂利が削られたものであった。この付近の河道はほぼ直線であるためここが河岸侵食された原因としては上流の床止めの影響と考えられる。しかし，床止めから離れすぎている点，河岸侵食が一部分だけに起こっており，その上流のもっと大きな影響を受けると思われるところが河岸侵食されていない点等から本当に床止めの影響なのかは定かではない。

この河岸侵食部の下流 10 m くらいの右岸にも河岸侵食があった。この河岸侵食部は岩でなく，侵食面に礫が混じっていて，礫層があることがうかがわれた。この河岸侵食部の対岸は栗林と竹林である。この河岸侵食部もほぼ直線河道にあり原因がよくわからない。この後河道は左へカーブして常磐線の鉄橋をくぐる。この左カーブの所で右岸に擁壁護岸があった。

9） 常磐線鉄橋（35.2 km）～大古山橋（34.0 km）

鉄橋をくぐると河道は右へ曲り，取水設備があるらしいところへでる。そこは涸沼川には珍しい緩勾配の護岸があり，その上下流には連接ブロック護岸が施されている。

取水施設の下流では右岸側の河岸に固結した粘土が露出していた（写真-7）。

34.3 km 付近で河道は左へ大きく湾曲している。この湾曲部の外岸にとても大きな河岸侵食があった。河岸侵食は小さな支川を挟んで 2 カ所に別れている。上流側は草地が河岸侵食されたもので，侵食面から上にはシルトっぽい灰色の土の層が急な勾配で侵食されていて，その下の勾配の緩い部分は，砂あるいは礫であることがわかる。

下流側の河岸侵食は，上流側のものとは違い切り立った侵食面をしている。河岸は大きな竹の林となっている。土層は上から 1 m くらいがシルト，砂分であるがこの層には竹の根がかなり密に入っている。その下は固結した粘土でかなり堅そうに見える。見かけからは常磐線鉄橋下流の右岸に見られる粘土と同じに思えた。河岸侵食部前面の河床はかなり掘れており，人の背が立たないくらいであった。この河岸侵食面の最下流部にも粘土の間に礫がみられた。

この河岸侵食を過ぎて 34.0 km の大古山橋まで行き，再び川から上がった。ここで昼食と休憩をとった後，諏訪と小池が交代し再び出発した。

10） 大古山橋（34.0 km）～船場橋（31.9 km）

大古山橋下流の 33.8 km 付近左岸に大きな河岸侵食があった。この侵食面も上から 1.3 m 程度の砂層があり，その下が礫混じりの層であった。この河岸侵食箇所はかなりゆるやかな右カーブの外岸ではあるが，見

た感じでは水衝部となるような印象は受けない場所であった。しかも，河岸侵食部の前面の河床には深掘れもなく，なぜ河岸侵食したのかよくわからない。

この下流の 33.6 km 付近で，河道が左へ大きく湾曲していた。この地点の右岸は丘陵地となっており，河岸は高い崖になっている。この崖から地層がみえた。地層の最下部に常磐線鉄橋下流や大古山橋上流で見られた粘土と同じ固結した粘土が露出していた（写真-8）。この粘土は上部の地層にローム層がみれることから洪積粘土ではないかと考えられる。この地層の固結した粘土と大古山橋上流の河岸侵食部で見られた粘土，常磐線鉄橋下流の河岸に露出していた粘土は大体同じくらいの高さにありすべて同じ洪積粘土であると考えられる。

この付近から下流へ 20 m くらいは，護岸を施工するのか割と緩い法面に整形され工事が行われていた。ここからはだいぶ開けてきて，観測区間に近い感じになってきた。河岸はヨシが多かった。

11) 船場橋（31.9 km）～川根橋（30.2 km）

この区間で 31.0 km 右岸より支川桜川が合流している。川根橋付近では，河岸は両岸背の高い竹が生えている。

12) 川根橋（30.2 km）～常磐自動車道（29.2 km）

13) 常磐自動車道（29.2 km）～仁古田橋（27.8 km）

常磐自動車道下流のポイントバーにボードをつけ，予定していた一日目の行程を終えた。しかし，途中からスピードアップしたこともあり，予定よりだいぶ早く着いた。そこで，2 日目の行程をできるだけ楽にするため，西尾，諏訪が交代し，予定を変更して行けるだけ下ることにした。ここからの観測区間は報告書本文に譲ることにし，省く。

このあたりまで来ると，流れも変化して水深も大きくなり，ボート上の人間の役割も上流部とは変化してくる。先頭の人間の仕事は，漕ぎ手に進路を教えることと，河岸にぶつかりそうになったときにポールで河岸を突いて体制を立て直すことになった。真ん中の人間は先頭の指示に従いオールで方向を修正する。最後尾の人間は，上流と同じく写真をとることが仕事であった。水の慣性はなかなか大きいらしく，流れに身をまかすと直線的に見える河道でも河岸にぶつかりそうになった。こういう流れ方をするのであれば直線河道であっても河岸が侵食するのはわかる気がした。

14) 仁古田橋（27.8 km）～南川又橋（26.8 km）

仁古田橋下流の高水敷化しているポイントバーでボードを上げ，ボードの修理とポールの補給を行った。行ける所まで行く事を確認し再び出発した。

ここから下流は後に述べる南川又橋のところにある床止めの背水の影響で水深もあり，ボートから降りる気はしなかった。調査は写真を撮るだけになり，河道も変化に乏しいため，位置はあの橋とこの橋の間という程度しか特定できなくなった。南川又橋の手前で，左から支川が合流して川幅が広くなった。橋の直下で杭を 1 列に打ち込んだ床止めがあった。ボートを左岸側の護岸につけて，歩いてその床止めを通過した。この床止めの直下流右岸側で護岸の法覆工が折れて破壊していた。おそらく床止めの影響が原因と思われる。

15) 南川又橋（26.8 km）～川根大橋（24.6 km）

この区間は観測区間とほとんど同じような感じであまり印象がない。河岸侵食も何箇所か発生していた。

河岸侵食はだいたいが同じような感じで，崩れた土砂が前面に残っているものが多かった。河岸侵食部の河岸植生はたいていヨシや低い草で，竹や柳のところはほとんど河岸侵食が見られなかった。

また，ところどころに魚をとるためかと思われる，杭を横1列に打った床止めがあった。そのような場所ではボートを降りて通過した。

16) 川根大橋（24.6 km）～6号線（20.8 km）

川根大橋を過ぎた24.2 kmか24.3 kmのところで前方に床止めを発見し，時間も遅くなったため1日目の調査を終りにした。

2日目は1日目に調査を終えた地点で，ボートの組み立て等の準備を終え，鈴木，西尾，，諏訪の3名はボート，小池がトラックで調査を開始した。

この区間も15）南川又橋～川根大橋区間と同様な感じ（写真-9）で，杭の床止めが15）南川又橋～川根大橋区間以上にたくさんあった。

23.8 km付近の左岸堤内地に三日月湖があった。この付近の河道は交互に河岸が侵食していた。23.2 km過ぎに潜り橋があった。また，22.6 km付近にも潜り橋があり，その左岸の堤外地にも細長い三日月湖があった。この区間にもサギや鴉などの水鳥がみられた。

21.8 km付近で河道が左へ湾曲していた。この湾曲の外岸に長い範囲にわたる河岸侵食があった。この前面の河床は深掘れしていた。曲り終ると下流に6号線の架けかえ中の橋が見られた。このあたりから川幅も広くなり，水深も浅くなってきた。

17) 6号線（20.8）～

6号線の下流には交互砂州らしきものがみられた(写真10)。また，この区間でも河岸に観測区間下流でよくあった河岸侵食が見られた。川幅も広く，流れも遅くなり，河道の変化もあまりなくなってきたため，20.0 kmくらいのところで調査を終えた。

3．おわりに

河岸侵食は上流の盆地，中下流の平野部の土質が弱そうなところに多く，上流の渓流のようなところではあまり見られなかった。河岸侵食の特徴は土質が大きく影響しているようである。河岸侵食が発生している所はたいてい灰色のマサ土が堆積した河岸で，植生がヨシであったり，高水敷が水田として利用されて河岸が背の低い草の所で，観測区間より下流や，吉原橋下流，山下橋～レイクス橋，亀の甲橋前後が代表的である。同じ区間であっても柳や背の高い竹がはえている所はほとんど河岸侵食が見られなかった。

上のような河岸侵食以外では，上流の宍戸橋～大古山橋に見られるように大規模で礫層が混じっていたり，岩が侵食されたりしているものが目についた。

常磐線鉄橋～大古山橋では河岸に固結した洪積粘土がでているところがある。常磐線鉄橋より上流では河床に岩が露出しているところがある。2つのゴルフ場がある山下橋～新宍戸橋区間は渓流のような山地河道である。常磐自動車道より下流は平野でほとんど同じような河道である。

河道全体を通して，河岸に背の高い竹が植えられているところがたくさんあり，目についた。構造物としては護岸，取水のためと思われる床止め，魚とりのための杭でつくられた床止め，河岸侵食対策のためと思

われる縦断方向に杭を密に打ったもの等が目についた。護岸は擁壁護岸と連接ブロック護岸がほとんどであった。

水鳥が多く，上流の渓流では魚も見られ予想したより自然が豊かな川であった。

舟による河道調査は当初の思惑どおり，自動車，徒歩による調査ではなかなか近づけないところを調査でき，観測区間外にも河岸侵食があることを確認できた反面，次のような諸問題を残した。

川の流れが案外速く，瀬，床止めなどがあって複雑で，ボートの操作に思いの他多くのエネルギーを奪われ，図面を見たり，ゆっくり調査をしている余裕はなかった。また，下流の緩いと思える流れの中でさえ，流れに逆らって進むことは困難で，詳細な観察をするためにはボートを降りねばならないという欠点があった。何らかの静止する方法を考えないと，詳細な調査を行うことは難しいと感じた。このため我々の調査では，観測区間の下流の同じような河道が続くところでは自分のいる位置すら分からないような状態となり，河岸侵食があっても場所を特定できなかった。

河道の中にいると視野が狭くなってしまうため，トラックから調査した方が分かる場合も多かった。

今後このような調査を行う場合には，事前に自動車等で外から調査を行ったり，流域図，平面図等で河道の状況をよく頭に入れた上で自分がどこを下っているのか地図を見なくてもわかるようにしておくことが望ましいと感じた。

写真-1　マサ土流入支川と調査風景
(42.6k)

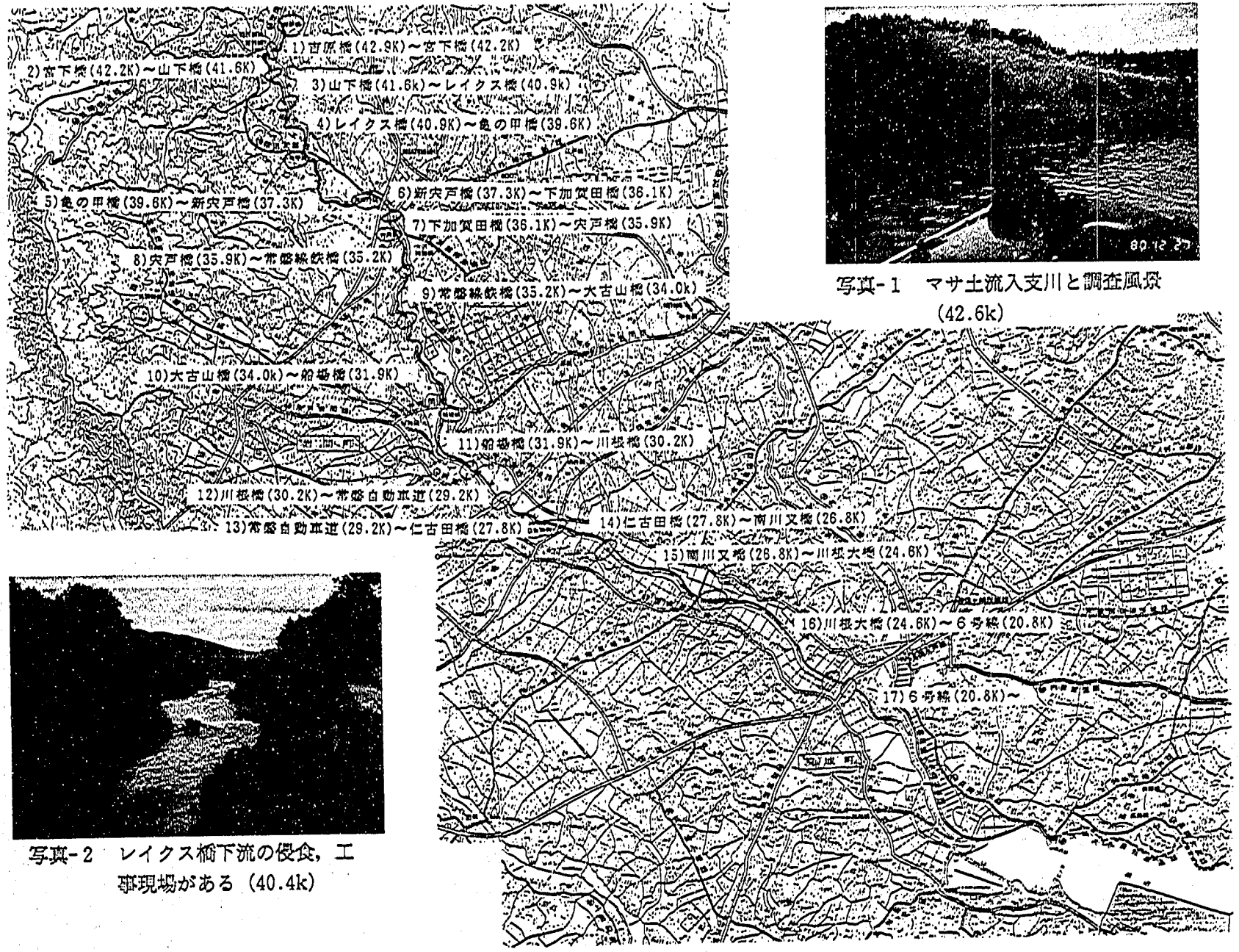


写真-2　レイクス橋下流の侵食，工事現場がある（40.4k）

図-1　調査区間概要

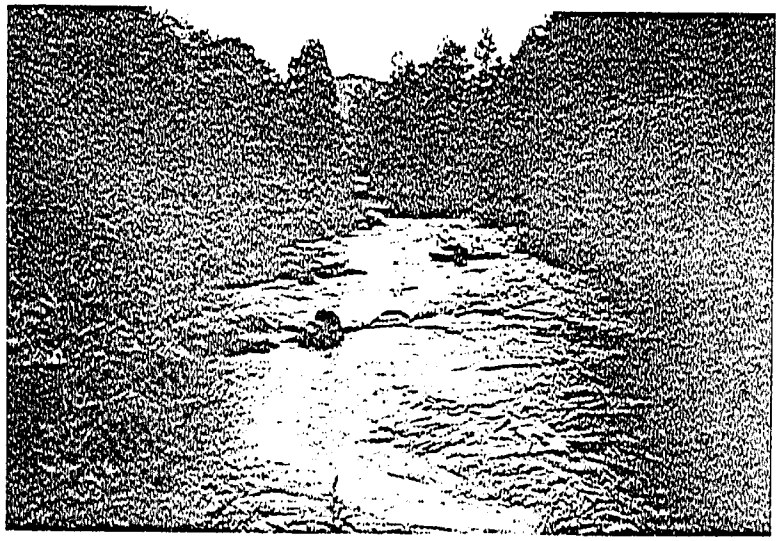


写真-3　レイクス～魚の甲間・山地の渓流河道での調査風景

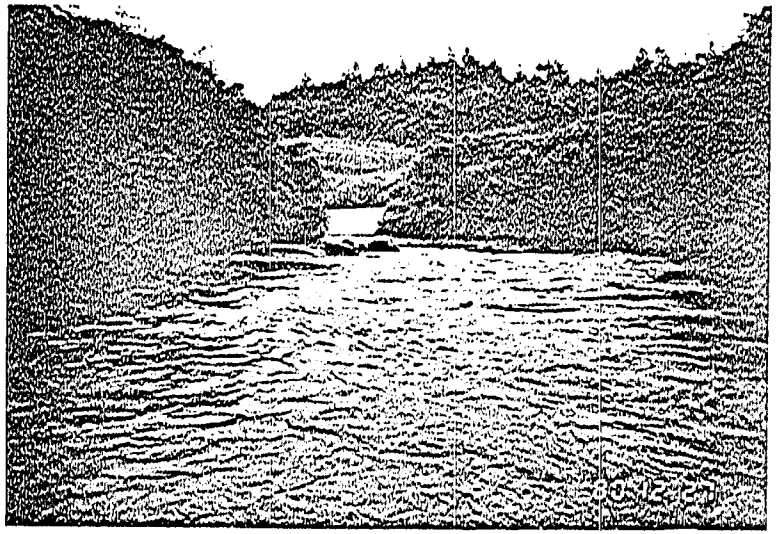


写真-4　右へわん曲するところへ入る前の左カーブ護岸がみえる

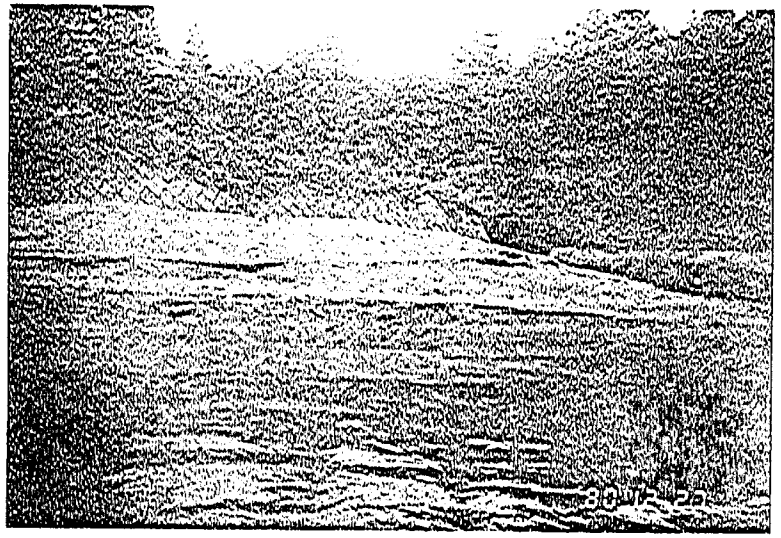


写真-5　右カーブ内岸階段ポイントバー

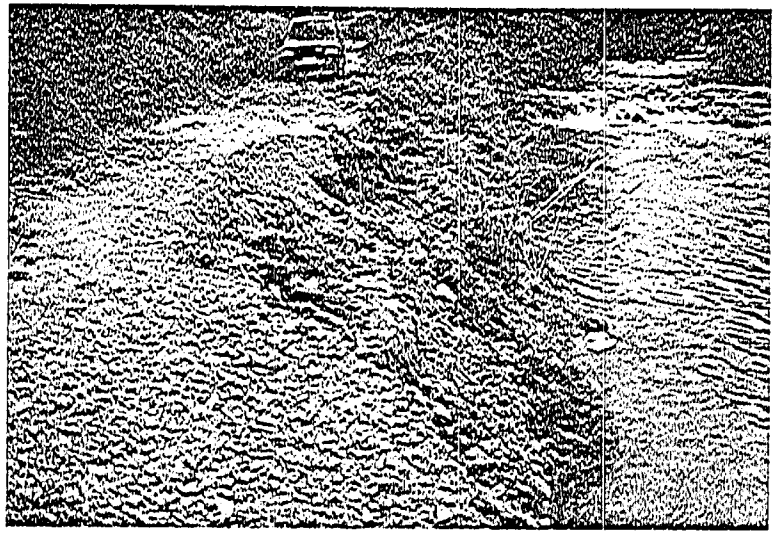


写真-6　河床に岩が出ている自然床止め

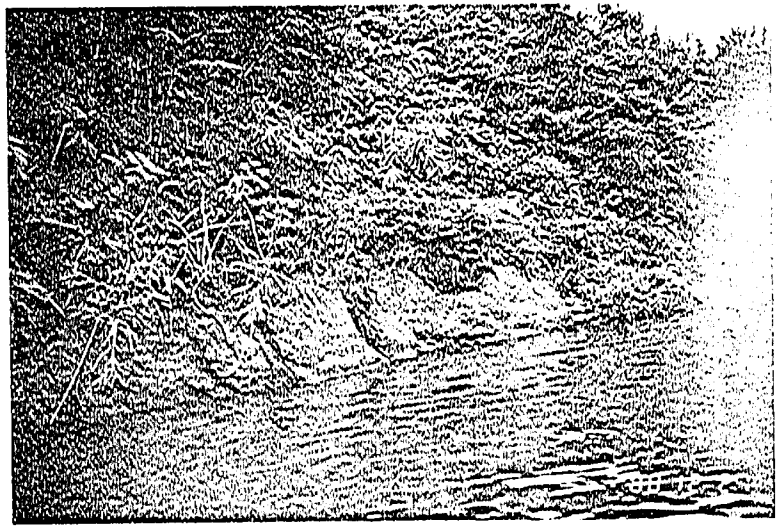


写真-7　常盤線下流—右岸に岩が露出している状況



写真-8　同上、下部に岩

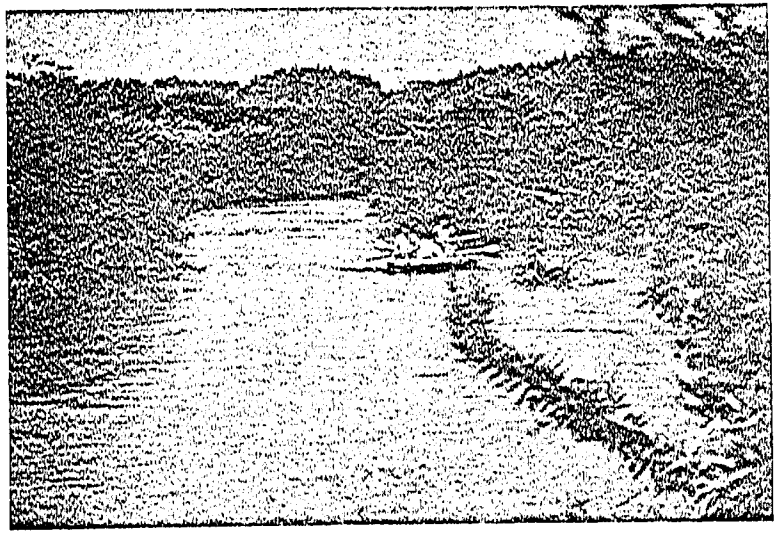


写真-9　川根大橋下流での調査風景

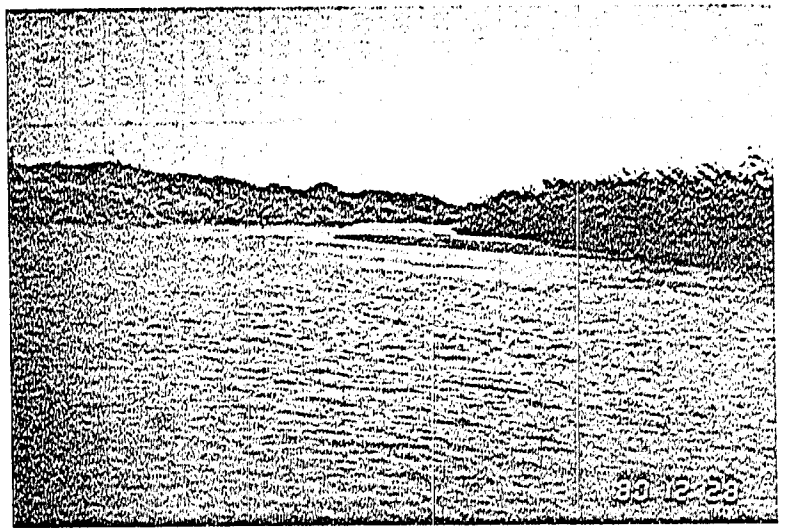


写真-10　右岸に砂州がみえる

付表-1　涸沼川浮遊物群粒度特性試験結果表

	試　料　名	浮遊物＋土粒子重量(蒸発残留物) g/ℓ	土粒子重量(強熱残留物) g/ℓ	* 重量比 %	土粒子粒径 平均粒径 μm	最頻粒径 μm	最大粒径 μm
1	8/1　12:58	0.4246	0.3664	0.037	4.8	8.0	64.0
2	14:50	0.3744	0.3236	0.032	4.7	25.4	64.0
3	15:00	0.3836	0.3270	0.033	6.5	32.0	101.6
4	15:58	0.2868	0.2540	0.025	3.5	0.7	50.8
5	17:30	0.2762	0.2330	0.023	6.2	0.7	80.6
6	18:27	0.2832	0.2546	0.025	2.3	0.7	64.0
7	20:00	0.2296	0.1899	0.019	5.0	10.0	64.0
8	21:30	0.2582	0.2150	0.021	8.7	32.0	50.8
9	8/6　17:00	0.6476	0.5676	0.057	22.4	40.3	101.6
10	18:30	0.5158	0.4564	0.046	10.5	25.4	50.8
11	19:00	0.5536	0.4680	0.047	13.7	40.3	64.0
12	:	0.2750	0.2322	0.023	5.6	32.0	64.0
13	日曜 PM 6:00	0.5882	0.5324	0.053	13.3	40.3	64.0
14	7:12	0.5262	0.4656	0.047	8.3	25.4	50.8
15	8:00	0.6078	0.5396	0.054	6.7	40.3	64.0
16	9:05	0.5758	0.5260	0.052	7.5	40.3	64.0
17	10:00	0.4816	0.4238	0.042	6.5	8.0	64.0
18	11:00	0.4692	0.4092	0.041	5.7	32.0	50.8
19	12:00	0.4190	0.3636	0.036	9.6	25.4	64.0

*試料1000mℓに対しての重量比を計算した。

試料重量　1000.5g/1000mℓ(試料No 1～No 8)

(試料No 13～No 19)

試料重量　1001.0g/1000mℓ(試料No 9～No 12)

付表-2　試料液比重

試料名	比　重	備　考
洪水　1	1.0005	試料No 1～No 8
洪水　2	1.0010	試料No 9～No 12
洪水　3	1.0005	試料No 13～No 19

付表-3　水質（懸濁物）の粒度試験結果

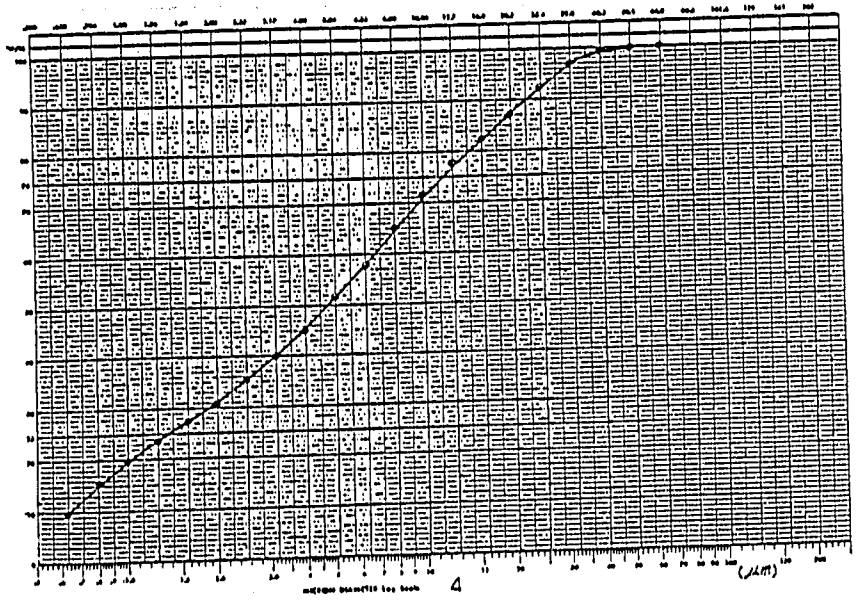
試料名：湯沼川 1（8/1　12:58）

採水年月日：平成4年8月1日
試験者：長井
試験方法：コールター・カウンター

	粒径 (μm)	重量百分率	粒径 (μm)	重量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	71.5
	203.0		8.00	64.8
	161.0		6.35	57.4
	128.0		5.04	51.4
	101.6		4.00	45.0
	80.6		3.17	39.8
	64.0	100.0	2.52	35.3
	50.8	99.7	2.00	30.9
	40.3	99.2	1.59	27.4
	32.0	96.9	1.26	23.5
	25.4	92.2	1.00	19.7
	20.2	87.3	0.784	15.6
	16.0	82.2	0.630	9.5
	12.7	77.2		

土質分類組成	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分 (2000～420μm)%	0
	細砂分 (420～74μm)%	0
	シルト分 (74～5μm)%	49.6
	粘土分 (5μm以下)%	30.7
	コロイド分 (1μm以下)%	19.7
	16～32μm 質量百分率	
	8～16μm 質量百分率	
	4～ 8μm 質量百分率	
	2～ 4μm 質量百分率	
	0～ 2μm 質量百分率	

土粒子粒径	最大粒径 μm	64.0
	80% 粒径 μm	
	60% 粒径 μm	
	50% 粒径 μm	4.8
	30% 粒径 μm	
	10% 粒径 μm	



4

付表-4　水質（懸濁物）の粒度試験結果

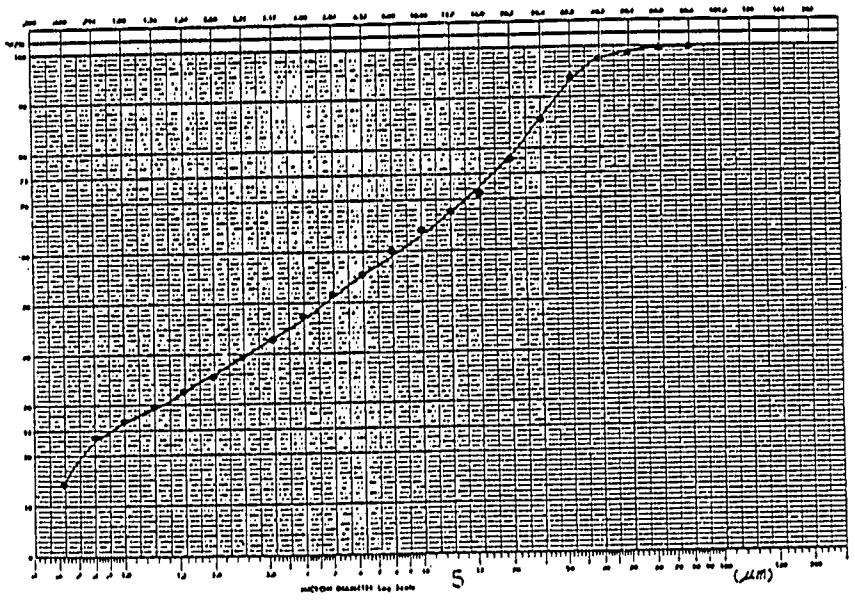
試料名：湯沼川 2（8/1　14:50）

採水年月日：平成4年8月1日
試験者：長井
試験方法：コールター・カウンター

	粒径 (μm)	重量百分率	粒径 (μm)	重量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	64.0
	203.0		8.00	59.7
	161.0		6.35	55.4
	128.0		5.04	51.4
	101.6		4.00	47.2
	80.6		3.17	43.0
	64.0	100.0	2.52	39.3
	50.8	98.8	2.00	35.5
	40.3	97.4	1.59	32.3
	32.0	94.0	1.26	29.4
	25.4	86.0	1.00	26.6
	20.2	77.9	0.784	23.7
	16.0	71.0	0.630	14.2
	12.7	67.5		

土質分類組成	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分 (2000～420μm)%	0
	細砂分 (420～74μm)%	0
	シルト分 (74～5μm)%	48.6
	粘土分 (5μm以下)%	24.8
	コロイド分 (1μm以下)%	26.6
	16～32μm 質量百分率	
	8～16μm 質量百分率	
	4～ 8μm 質量百分率	
	2～ 4μm 質量百分率	
	0～ 2μm 質量百分率	

土粒子粒径	最大粒径 μm	64.0
	80% 粒径 μm	
	60% 粒径 μm	
	50% 粒径 μm	4.7
	30% 粒径 μm	
	10% 粒径 μm	



5

付表-5　水質（懸濁物）の粒度試験結果

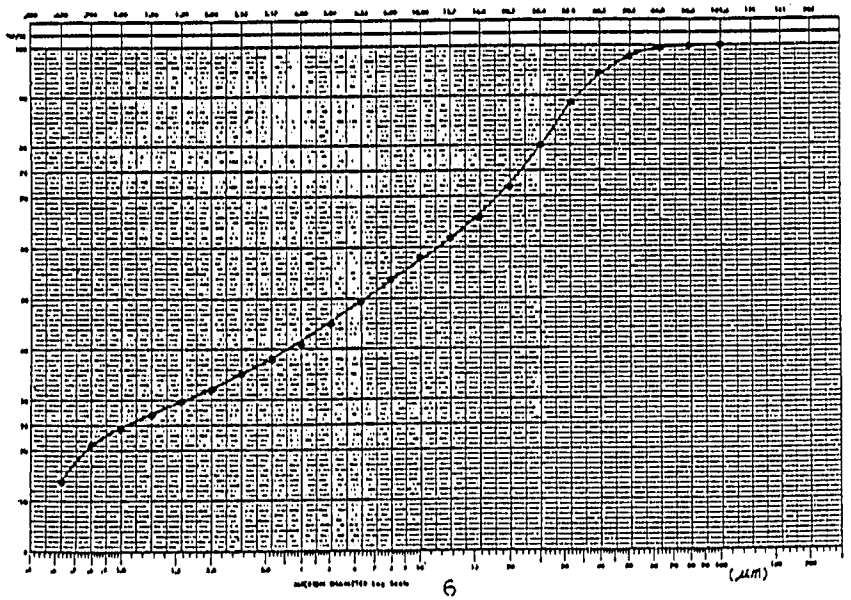
試料名：須賀川3（8/1 15:00）　ボイル

採水年月日：昭和48年8月1日
試験者：長井
試験方法：コールターカウンター

	粒径 (μm)	質量百分率	粒径 (μm)	質量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	58.0
	203.0		8.00	53.7
	161.0		6.35	49.6
	128.0		5.04	44.9
	101.6	100.0	4.00	41.0
	80.6	99.6	3.17	37.8
	64.0	98.8	2.52	34.8
	50.8	97.9	2.00	31.9
	40.3	95.0	1.59	29.5
	32.0	88.9	1.26	27.1
	25.4	79.9	1.00	24.2
	20.2	71.8	0.794	21.1
	16.0	65.1	0.630	14.2
	12.7	62.0		

土質分類組成	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分 (2000～420μm)%	0
	細砂分 (420～74μm)%	0.8
	シルト分 (74～5μm)%	54.3
	粘土分 (5μm以下)%	20.7
	コロイド分 (1μm以下)%	24.2
	16～32μm 質量百分率	
	8～16μm 質量百分率	
	4～ 8μm 質量百分率	
	2～ 4μm 質量百分率	
	0～ 2μm 質量百分率	

土粒子粒径	最大粒径 μm	101.6
	80% 粒径 μm	
	60% 粒径 μm	
	50% 粒径 μm	6.5
	30% 粒径 μm	
	10% 粒径 μm	



6

付表-6　水質（懸濁物）の粒度試験結果

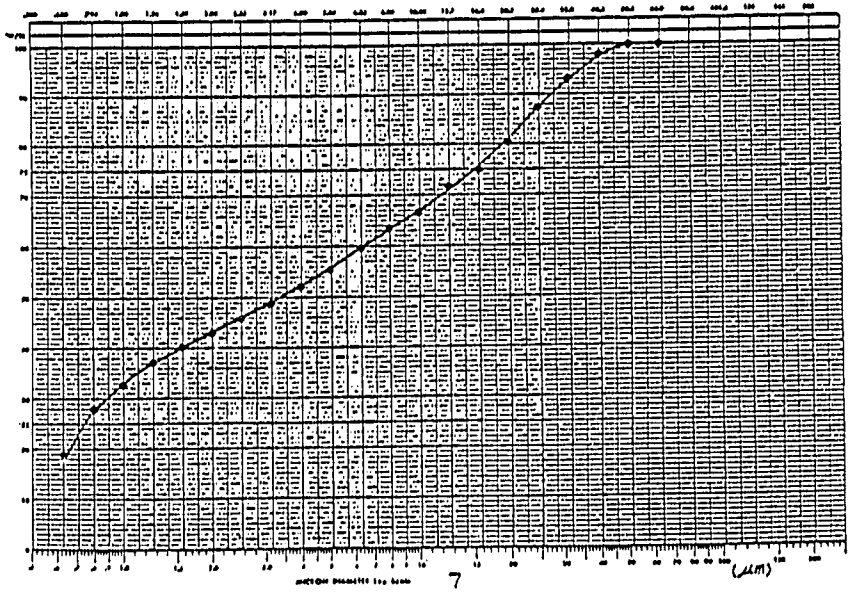
試料名：須賀川4（8/1 15:58）

採水年月日：昭和48年8月1日
試験者：長井
試験方法：コールターカウンター

	粒径 (μm)	質量百分率	粒径 (μm)	質量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	67.6
	203.0		8.00	63.4
	161.0		6.35	59.5
	128.0		5.04	55.3
	101.6		4.00	52.2
	80.6		3.17	48.7
	64.0		2.52	45.7
	50.8	100.0	2.00	43.0
	40.3	98.1	1.59	40.2
	32.0	93.2	1.26	37.4
	25.4	87.3	1.00	32.5
	20.2	80.5	0.794	27.9
	16.0	74.9	0.630	19.0
	12.7	71.5		

土質分類組成	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分 (2000～420μm)%	0
	細砂分 (420～74μm)%	0
	シルト分 (74～5μm)%	44.7
	粘土分 (5μm以下)%	22.8
	コロイド分 (1μm以下)%	32.5
	16～32μm 質量百分率	
	8～16μm 質量百分率	
	4～ 8μm 質量百分率	
	2～ 4μm 質量百分率	
	0～ 2μm 質量百分率	

土粒子粒径	最大粒径 μm	50.8
	80% 粒径 μm	
	60% 粒径 μm	
	50% 粒径 μm	3.5
	30% 粒径 μm	
	10% 粒径 μm	



7

付表-7　水質（懸濁物）の粒度試験結果

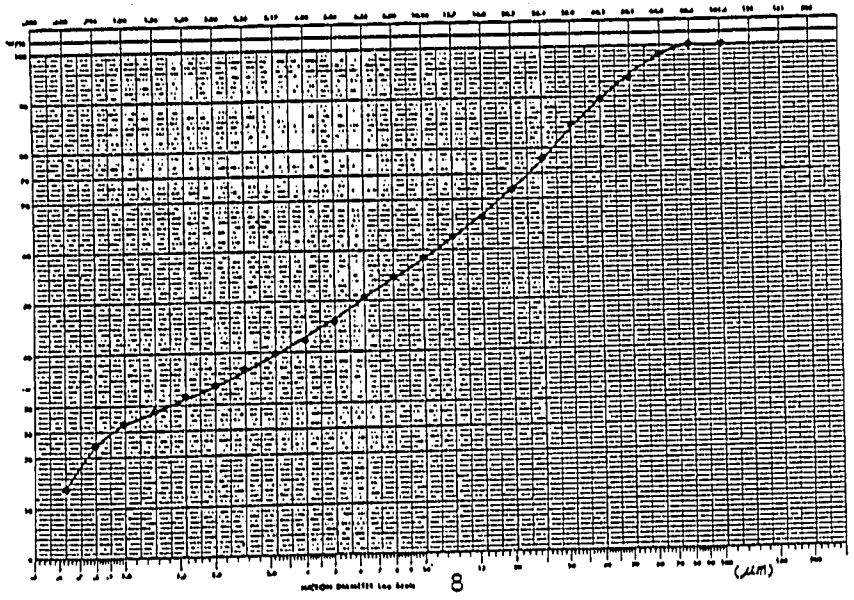
試料名：洞沼川5（8/1 17:30）

採水年月日：平成4年8月1日
試験者：長井
試験方法：コールターカウンター

	粒径（μm）	質量百分率	粒径（μm）	質量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	58.5
	203.0		8.00	54.7
	161.0		6.35	50.4
	128.0		5.04	46.2
	101.6		4.00	42.8
	80.6	100.0	3.17	39.7
	64.0	98.5	2.52	36.8
	50.8	94.1	2.00	34.2
	40.3	91.5	1.59	32.1
	32.0	84.5	1.26	29.4
	25.4	78.0	1.00	26.6
	20.2	72.1	0.794	22.3
	16.0	66.6	0.630	13.7
	12.7	62.4		

土質分類組成		
	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分（2000～420μm）%	0
	細砂分（420～74μm）%	0.8
	シルト分（74～5μm）%	53.0
	粘土分（5μm以下）%	19.6
	コロイド分（1μm以下）%	26.6
	16～32μm質量百分率	
	8～16μm質量百分率	
	4～8μm質量百分率	
	2～4μm質量百分率	
	0～2μm質量百分率	

土粒子粒径		
	最大粒径μm	80.6
	80%粒径μm	
	60%粒径μm	
	50%粒径μm	6.2
	30%粒径μm	
	10%粒径μm	



8

付表-8　水質（懸濁物）の粒度試験結果

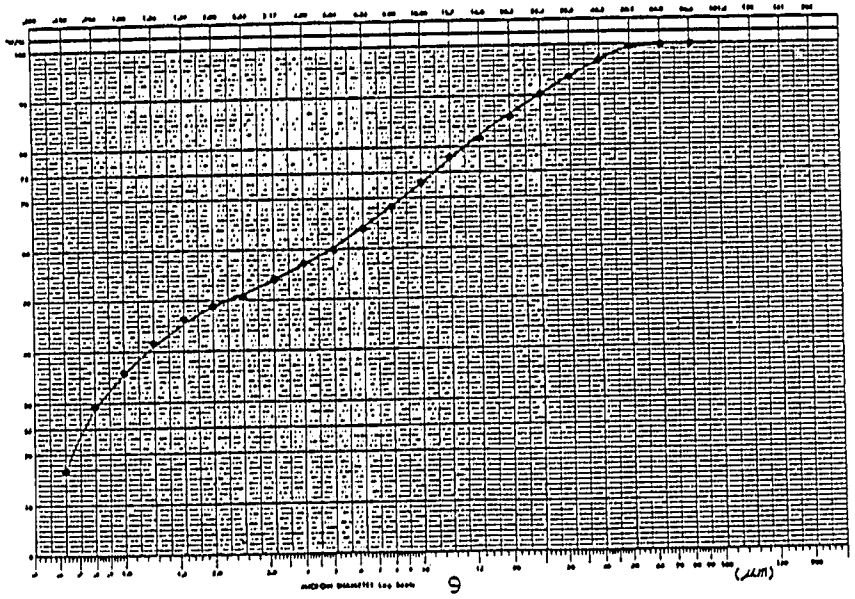
試料名：洞沼川6（8/1 18:27）

採水年月日：平成4年8月1日
試験者：長井
試験方法：コールターカウンター

	粒径（μm）	質量百分率	粒径（μm）	質量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	72.9
	203.0		8.00	68.2
	161.0		6.35	64.1
	128.0		5.04	60.0
	101.6		4.00	57.5
	80.6		3.17	54.9
	64.0	100.0	2.52	51.0
	50.8	99.5	2.00	48.8
	40.3	96.7	1.59	46.6
	32.0	93.6	1.26	41.9
	25.4	90.3	1.00	36.1
	20.2	86.3	0.794	29.4
	16.0	81.7	0.630	17.2
	12.7	78.0		

土質分類組成		
	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分（2000～420μm）%	0
	細砂分（420～74μm）%	0
	シルト分（74～5μm）%	40.0
	粘土分（5μm以下）%	23.9
	コロイド分（1μm以下）%	36.1
	16～32μm質量百分率	
	8～16μm質量百分率	
	4～8μm質量百分率	
	2～4μm質量百分率	
	0～2μm質量百分率	

土粒子粒径		
	最大粒径μm	64.0
	80%粒径μm	
	60%粒径μm	
	50%粒径μm	2.3
	30%粒径μm	
	10%粒径μm	



9

付表-9　水質（懸濁物）の粒度試験結果

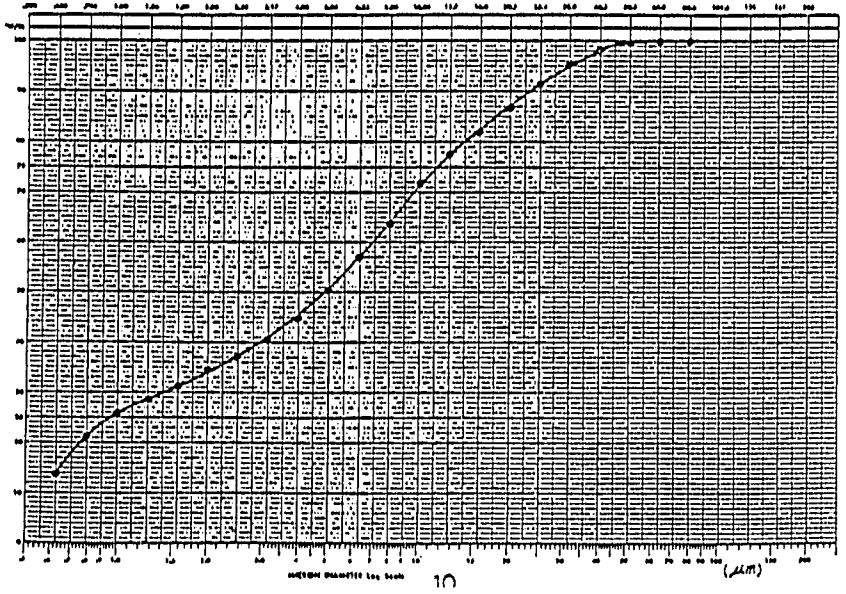
試料名：酒匂川7（8/1 20:00）

採水年月日：平成4年8月1日
試験者：長井
試験方法：コールターカウンター

	粒径（μm）	質量百分率	粒径（μm）	質量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	71.7
	203.0		8.00	64.1
	161.0		6.35	57.1
	128.0		5.04	50.4
	101.6		4.00	44.8
	80.6		3.17	40.8
	64.0	100.0	2.52	37.6
	50.8	99.3	2.00	34.5
	40.3	98.3	1.59	31.5
	32.0	95.5	1.26	28.8
	25.4	91.6	1.00	26.2
	20.2	86.9	0.794	21.6
	16.0	82.1	0.630	14.3
	12.7	77.6		

土質分類組成		
	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分（2000～420μm）%	0
	細砂分（420～74μm）%	0
	シルト分（74～5μm）%	49.6
	粘土分（5μm以下）%	24.2
	コロイド分（1μm以下）%	26.2
	16～32μm質量百分率	
	8～16μm質量百分率	
	4～8μm質量百分率	
	2～4μm質量百分率	
	0～2μm質量百分率	

土粒子粒径		
	最大粒径 μm	64.0
	80%粒径 μm	
	60%粒径 μm	
	50%粒径 μm	5.0
	30%粒径 μm	
	10%粒径 μm	



10

付表-10　水質（懸濁物）の粒度試験結果

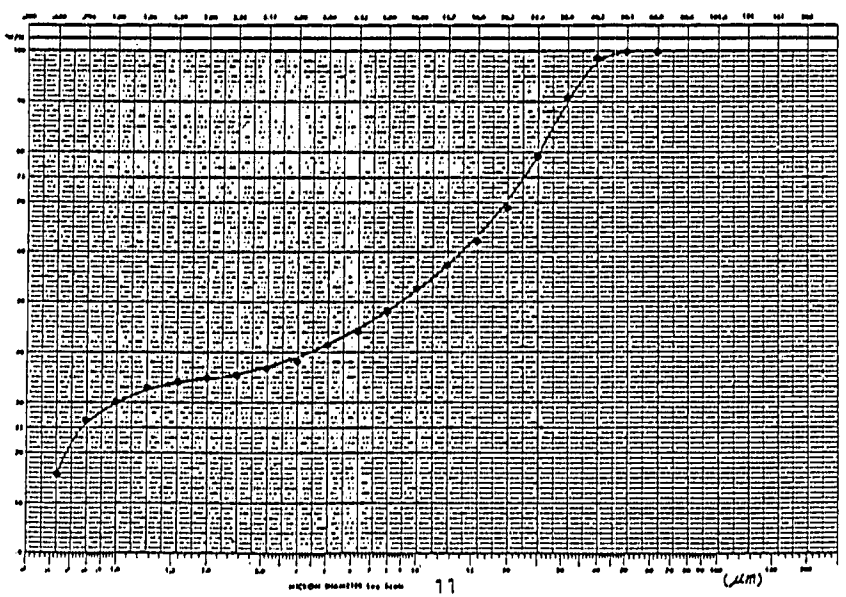
試料名：酒匂川8（8/1 21:30）

採水年月日：平成4年8月1日
試験者：長井
試験方法：コールターカウンター

	粒径（μm）	質量百分率	粒径（μm）	質量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	52.7
	203.0		8.00	48.4
	161.0		6.35	44.6
	128.0		5.04	41.6
	101.6		4.00	38.5
	80.6		3.17	36.7
	64.0		2.52	35.5
	50.8	100.0	2.00	34.7
	40.3	98.7	1.59	33.9
	32.0	91.2	1.26	32.9
	25.4	79.4	1.00	30.1
	20.2	69.0	0.794	26.7
	16.0	62.3	0.630	16.2
	12.7	57.3		

土質分類組成		
	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分（2000～420μm）%	0
	細砂分（420～74μm）%	0
	シルト分（74～5μm）%	58.4
	粘土分（5μm以下）%	11.5
	コロイド分（1μm以下）%	30.1
	16～32μm質量百分率	
	8～16μm質量百分率	
	4～8μm質量百分率	
	2～4μm質量百分率	
	0～2μm質量百分率	

土粒子粒径		
	最大粒径 μm	50.8
	80%粒径 μm	
	60%粒径 μm	
	50%粒径 μm	8.7
	30%粒径 μm	
	10%粒径 μm	



11

付表-11 水質（懸濁物）の粒度試験結果

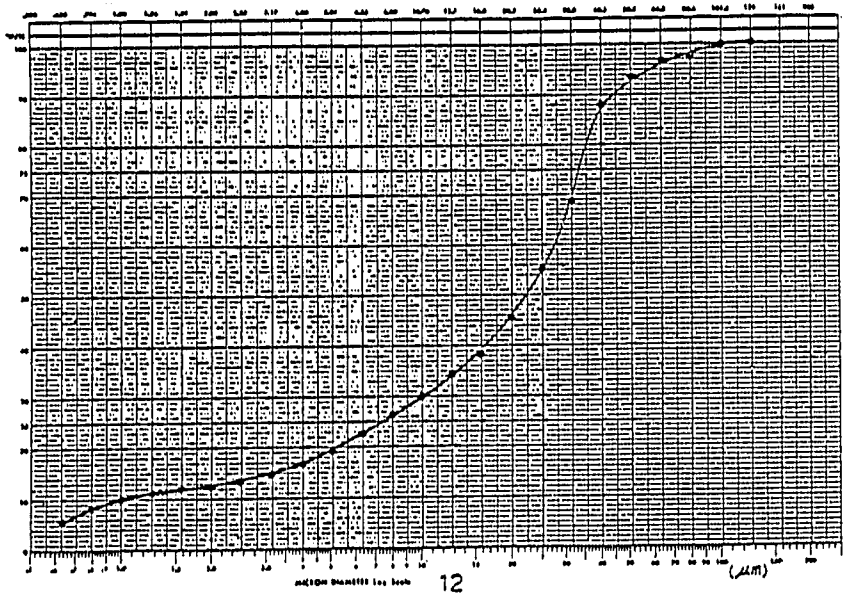
試料名：湖北III 9（8/6 28.3K 17:00）

採水年月日：平成7年8月6日
試験者：安井
試験方法：コールターカウンター

	粒径（μm）	質量百分率	粒径（μm）	質量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	30.0
	203.0		8.00	26.2
	161.0		6.35	22.7
	128.0		5.04	19.5
	101.6	100.0	4.00	16.9
	80.6	97.5	3.17	14.9
	64.0	96.9	2.52	13.5
	50.8	93.6	2.00	12.5
	40.3	87.7	1.59	11.7
	32.0	68.6	1.26	10.9
	25.4	55.5	1.00	9.9
	20.2	45.9	0.794	8.4
	16.0	38.6	0.630	5.7
	12.7	34.4		

土質分類組成	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分（2000～420μm）%	0
	細砂分（420～74μm）%	2.8
	シルト分（74～5μm）%	77.7
	粘土分（5μm以下）%	9.6
	コロイド分（1μm以下）%	9.9
	16～32μm質量百分率	
	8～16μm質量百分率	
	4～8μm質量百分率	
	2～4μm質量百分率	
	0～2μm質量百分率	

土粒子粒径	最大粒径 μm	101.6
	80%粒径 μm	
	60%粒径 μm	
	50%粒径 μm	22.4
	30%粒径 μm	
	10%粒径 μm	



付表-12 水質（懸濁物）の粒度試験結果

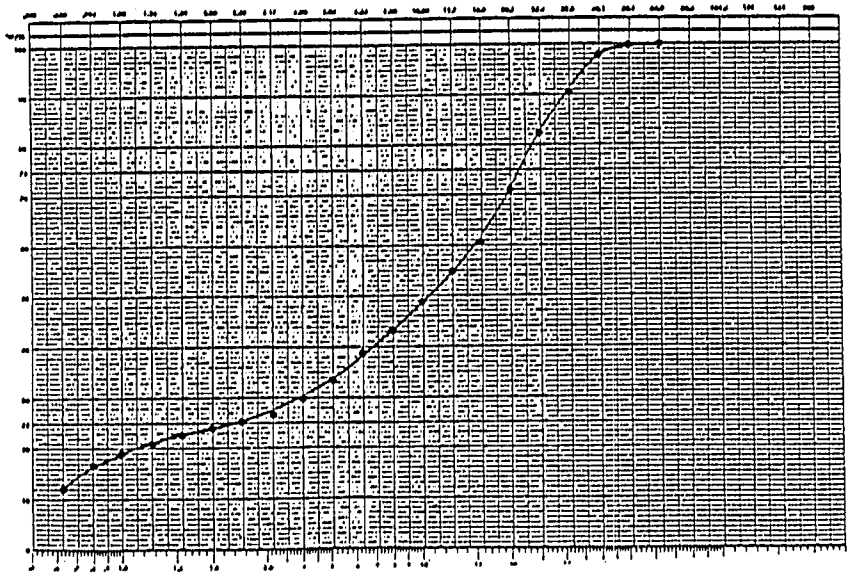
試料名：湖北III 10（8/6 28.3K 18:30）
ボイル

採水年月日：平成7年8月6日
試験者：安井
試験方法：コールターカウンター

	粒径（μm）	質量百分率	粒径（μm）	質量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	48.9
	203.0		8.00	43.5
	161.0		6.35	38.7
	128.0		5.04	33.8
	101.6		4.00	29.9
	80.6		3.17	26.8
	64.0		2.52	24.8
	50.8	100.0	2.00	23.7
	40.3	97.7	1.59	22.7
	32.0	90.5	1.26	21.2
	25.4	82.3	1.00	19.2
	20.2	70.9	0.794	16.8
	16.0	60.5	0.630	12.1
	12.7	54.7		

土質分類組成	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分（2000～420μm）%	0
	細砂分（420～74μm）%	0
	シルト分（74～5μm）%	66.2
	粘土分（5μm以下）%	14.6
	コロイド分（1μm以下）%	19.2
	16～32μm質量百分率	
	8～16μm質量百分率	
	4～8μm質量百分率	
	2～4μm質量百分率	
	0～2μm質量百分率	

土粒子粒径	最大粒径 μm	50.8
	80%粒径 μm	
	60%粒径 μm	
	50%粒径 μm	10.5
	30%粒径 μm	
	10%粒径 μm	



付表-13 水質（懸濁物）の粒度試験結果

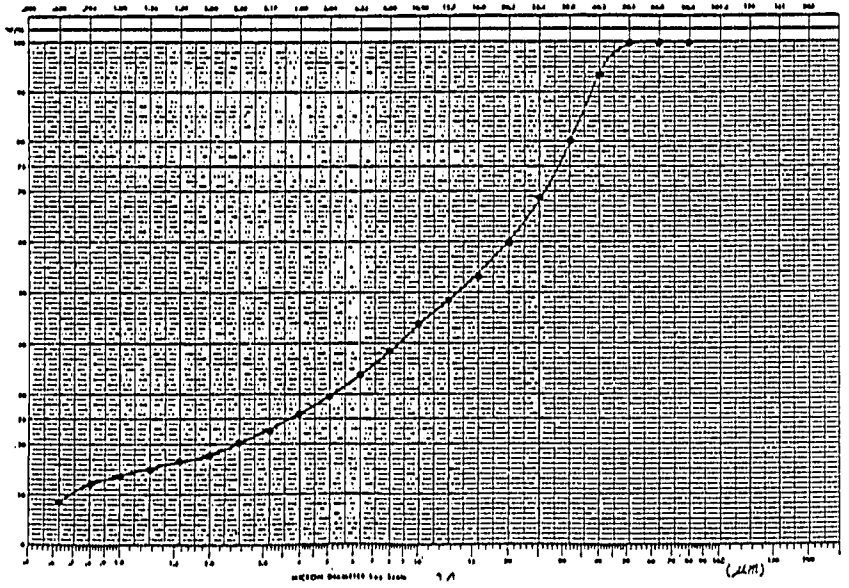
試料名：須田川11(8/6 28.3K 19:00)

採水年月日：平成4年8月6日
試験者：長井
試験方法：コールターカウンター

	粒径(μm)	質量百分率	粒径(μm)	質量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	43.8
	203.0		8.00	38.6
	161.0		6.35	34.0
	128.0		5.04	29.6
	101.6		4.00	25.8
	80.6		3.17	22.6
	64.0	100.0	2.52	20.4
	50.8	99.8	2.00	18.2
	40.3	93.6	1.59	16.6
	32.0	79.9	1.26	15.2
	25.4	68.4	1.00	13.8
	20.2	60.1	0.794	12.0
	16.0	53.2	0.630	8.4
	12.7	48.6		

土質分類組成		
	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分(2000~420μm)%	0
	細砂分(420~74μm)%	0
	シルト分(74~5μm)%	70.4
	粘土分(5μm以下)%	15.8
	コロイド分(1μm以下)%	13.8
	16~32μm質量百分率	
	8~16μm質量百分率	
	4~8μm質量百分率	
	2~4μm質量百分率	
	0~2μm質量百分率	

土粒子粒径		
	最大粒径μm	64.0
	80%粒径μm	
	60%粒径μm	
	50%粒径μm	13.7
	30%粒径μm	
	10%粒径μm	



付表-14 水質（懸濁物）の粒度試験結果

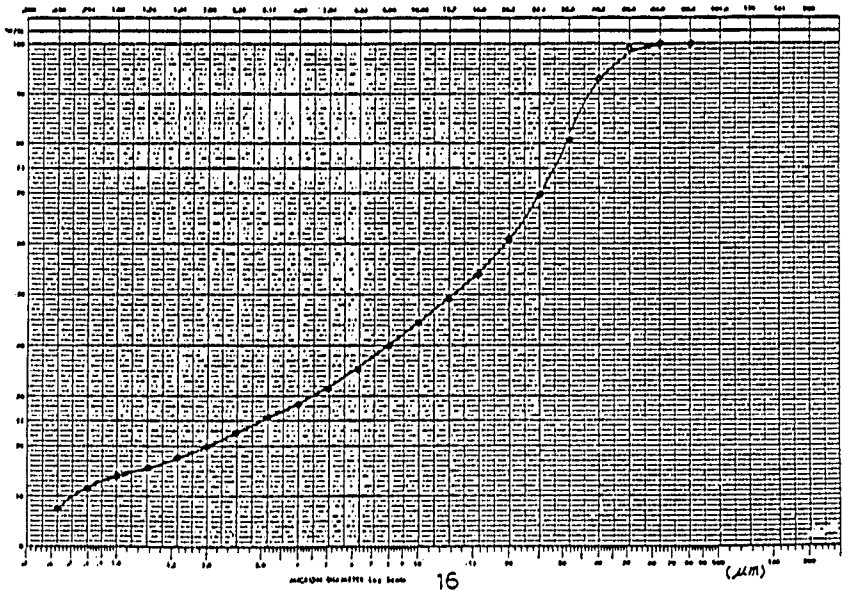
試料名：須田川13(8月8日 PM 6:00)

採水年月日：平成4年8月
試験者：長井
試験方法：コールターカウンター

	粒径(μm)	質量百分率	粒径(μm)	質量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	44.4
	203.0		8.00	39.8
	161.0		6.35	35.6
	128.0		5.04	31.4
	101.6		4.00	28.2
	80.6		3.17	25.4
	64.0	100.0	2.52	22.5
	50.8	99.2	2.00	19.9
	40.3	93.2	1.59	17.7
	32.0	80.7	1.26	16.0
	25.4	69.5	1.00	14.2
	20.2	61.0	0.794	11.8
	16.0	54.0	0.630	7.6
	12.7	49.1		

土質分類組成		
	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分(2000~420μm)%	0
	細砂分(420~74μm)%	0
	シルト分(74~5μm)%	68.6
	粘土分(5μm以下)%	17.2
	コロイド分(1μm以下)%	14.2
	16~32μm質量百分率	
	8~16μm質量百分率	
	4~8μm質量百分率	
	2~4μm質量百分率	
	0~2μm質量百分率	

土粒子粒径		
	最大粒径μm	64.0
	80%粒径μm	
	60%粒径μm	
	50%粒径μm	13.3
	30%粒径μm	
	10%粒径μm	



付表-15 水質（懸濁物）の粒度試験結果

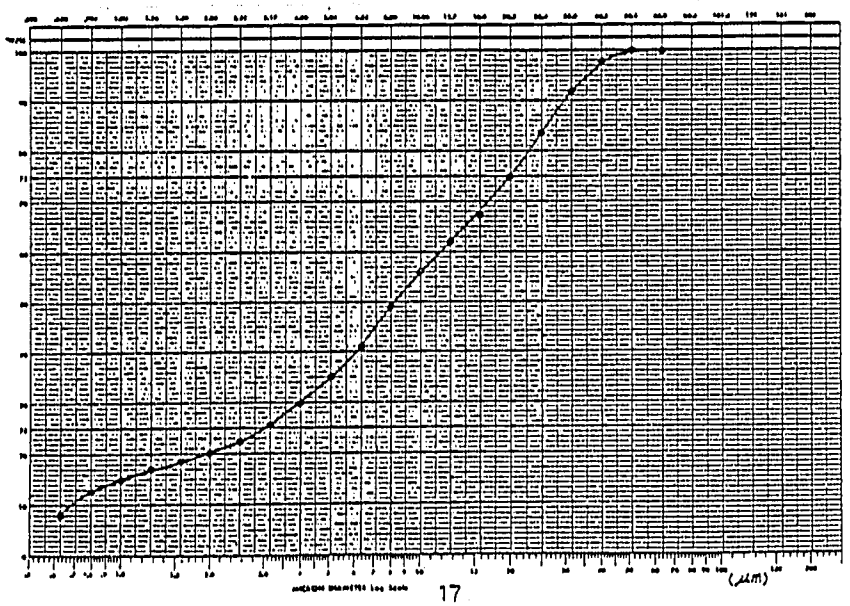
試料名：涸沼川 14（8日曜日 PM 7:12）

採水年月日：平成元年8月
試験者：長井
試験方法：コールターカウンター

	粒径 (μm)	質量百分率	粒径 (μm)	質量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	56.0
	203.0		8.00	49.1
	161.0		6.35	41.2
	128.0		5.04	35.0
	101.6		4.00	30.1
	80.6		3.17	25.7
	64.0		2.52	22.3
	50.8	100.0	2.00	20.1
	40.3	97.7	1.59	18.3
	32.0	92.2	1.26	16.7
	25.4	83.6	1.00	15.1
	20.2	75.0	0.794	13.1
	16.0	67.2	0.630	8.1
	12.7	61.9		

土質分類組成	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分 (2000～420μm)%	0
	細砂分 (420～74μm)%	0
	シルト分 (74～5μm)%	65.0
	粘土分 (5μm以下)%	19.9
	コロイド分 (1μm以下)%	15.1
	16～32μm質量百分率	
	8～16μm質量百分率	
	4～8μm質量百分率	
	2～4μm質量百分率	
	0～2μm質量百分率	

土質子粒径	最大粒径 μm	50.8
	80% 粒径 μm	
	60% 粒径 μm	
	50% 粒径 μm	8.3
	30% 粒径 μm	
	10% 粒径 μm	



17

付表-16 水質（懸濁物）の粒度試験結果

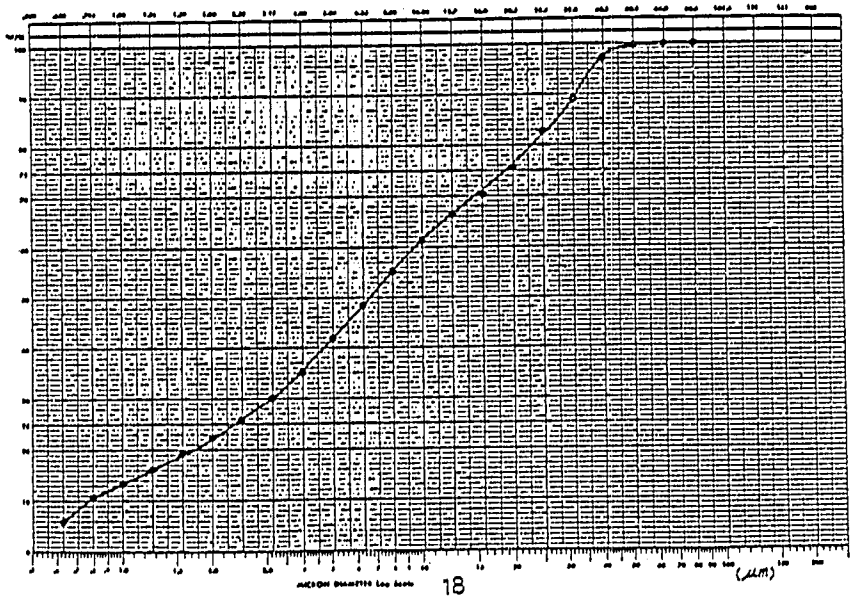
試料名：涸沼川 15（8日曜日 PM 8:00）

採水年月日：平成元年8月
試験者：長井
試験方法：コールターカウンター

	粒径 (μm)	質量百分率	粒径 (μm)	質量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	61.3
	203.0		8.00	55.2
	161.0		6.35	48.4
	128.0		5.04	41.5
	101.6		4.00	35.6
	80.6		3.17	30.2
	64.0	100.0	2.52	25.8
	50.8	99.7	2.00	22.2
	40.3	97.3	1.59	19.3
	32.0	89.1	1.26	15.9
	25.4	82.5	1.00	13.5
	20.2	75.5	0.794	10.8
	16.0	70.2	0.630	7.0
	12.7	66.6		

土質分類組成	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分 (2000～420μm)%	0
	細砂分 (420～74μm)%	0
	シルト分 (74～5μm)%	58.5
	粘土分 (5μm以下)%	28.0
	コロイド分 (1μm以下)%	13.5
	16～32μm質量百分率	
	8～16μm質量百分率	
	4～8μm質量百分率	
	2～4μm質量百分率	
	0～2μm質量百分率	

土質子粒径	最大粒径 μm	64.0
	80% 粒径 μm	
	60% 粒径 μm	
	50% 粒径 μm	6.7
	30% 粒径 μm	
	10% 粒径 μm	



18

付表-17 水質（懸濁物）の粒度試験結果

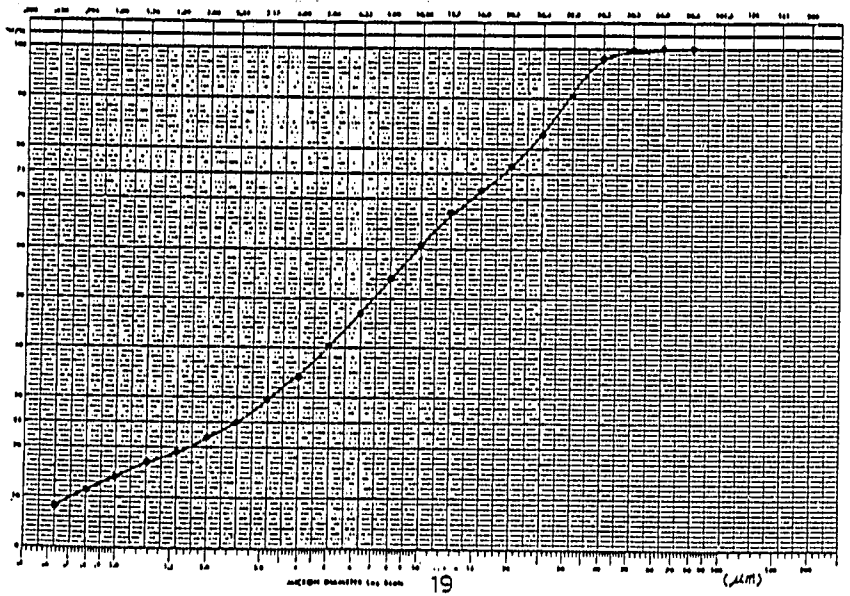
試料名：涸沼川 16（8月8日 PM 9:05）

採水年月日：平成7年8月
試験者：長井
試験方法：コールターカウンター

	粒径 (μm)	重量百分率	粒径 (μm)	重量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	60.7
	203.0		8.00	53.8
	161.0		6.35	47.0
	128.0		5.04	40.1
	101.6		4.00	34.2
	80.6		3.17	29.6
	64.0	100.0	2.52	25.2
	50.8	99.7	2.00	22.0
	40.3	98.0	1.58	19.1
	32.0	90.3	1.26	16.9
	25.4	83.1	1.00	14.0
	20.2	76.4	0.794	11.5
	16.0	71.5	0.630	8.3
	12.7	67.4		

土質分類組成		
	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分 (2000～420μm)%	0
	細砂分 (420～74μm)%	0
	シルト分 (74～5μm)%	59.9
	粘土分 (5μm以下)%	26.1
	コロイド分 (1μm以下)%	14.0
	16～32μm 質量百分率	
	8～16μm 質量百分率	
	4～ 8μm 質量百分率	
	2～ 4μm 質量百分率	
	0～ 2μm 質量百分率	

土粒子粒径		
	最大粒径 μm	64.0
	80% 粒径 μm	
	60% 粒径 μm	
	50% 粒径 μm	7.5
	30% 粒径 μm	
	10% 粒径 μm	



19

付表-18 水質（懸濁物）の粒度試験結果

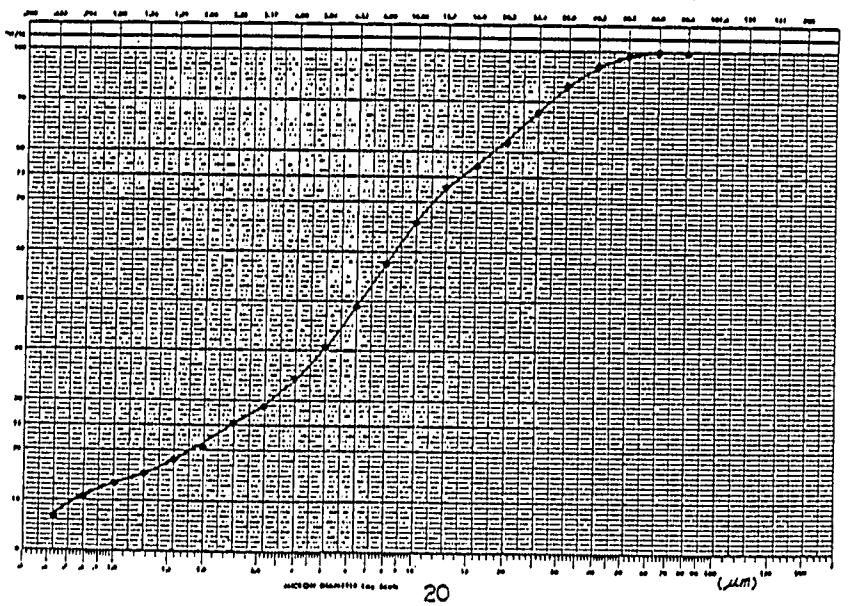
試料名：涸沼川 17（8月8日 PM 10:00）

採水年月日：平成7年8月
試験者：長井
試験方法：コールターカウンター

	粒径 (μm)	重量百分率	粒径 (μm)	重量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	66.0
	203.0		8.00	57.5
	161.0		6.35	49.0
	128.0		5.04	41.0
	101.6		4.00	34.6
	80.6		3.17	29.0
	64.0	100.0	2.52	25.4
	50.8	99.2	2.00	21.0
	40.3	97.0	1.58	18.1
	32.0	92.8	1.26	15.6
	25.4	87.9	1.00	13.5
	20.2	82.0	0.794	10.7
	16.0	77.0	0.630	7.0
	12.7	72.7		

土質分類組成		
	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分 (2000～420μm)%	0
	細砂分 (420～74μm)%	0
	シルト分 (74～5μm)%	59.0
	粘土分 (5μm以下)%	27.5
	コロイド分 (1μm以下)%	13.5
	16～32μm 質量百分率	—
	8～16μm 質量百分率	
	4～ 8μm 質量百分率	
	2～ 4μm 質量百分率	
	0～ 2μm 質量百分率	

土粒子粒径		
	最大粒径 μm	64.0
	80% 粒径 μm	
	60% 粒径 μm	
	50% 粒径 μm	6.5
	30% 粒径 μm	
	10% 粒径 μm	



20

付表-19 水質（懸濁物）の粒度試験結果

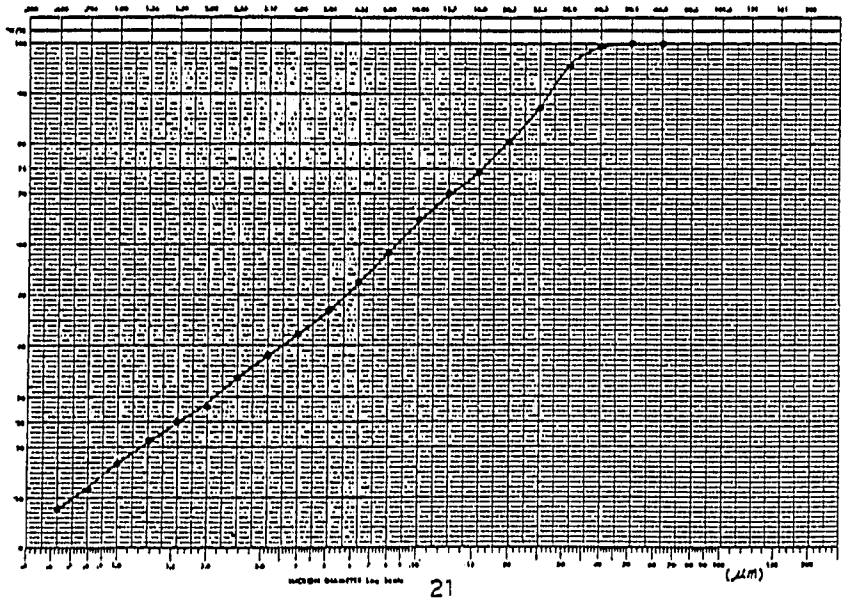
試料名：洞北川 18（8日晴日 PM 11:00）

採水年月日：平成5年8月
試験者：長井
試験方法：コールターカウンター

	粒径（μm）	質量百分率	粒径（μm）	質量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	64.7
	203.0		8.00	58.7
	161.0		6.35	52.4
	128.0		5.04	47.2
	101.6		4.00	42.3
	80.6		3.17	38.2
	64.0		2.52	33.6
	50.8	100.0	2.00	28.6
	40.3	99.3	1.59	25.2
	32.0	95.6	1.26	21.6
	25.4	87.6	1.00	16.9
	20.2	80.5	0.794	12.0
	16.0	74.3	0.630	8.2
	12.7	70.0		

土質分類組成	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分（2000～420μm）%	0
	細砂分（420～74μm）%	0
	シルト分（74～5μm）%	52.8
	粘土分（5μm以下）%	30.3
	コロイド分（1μm以下）%	16.9
	16～32μm質量百分率	
	8～16μm質量百分率	
	4～8μm質量百分率	
	2～4μm質量百分率	
	0～2μm質量百分率	

土粒子粒径	最大粒径 μm	50.8
	80% 粒径 μm	
	60% 粒径 μm	
	50% 粒径 μm	5.7
	30% 粒径 μm	
	10% 粒径 μm	



21

付表-20 水質（懸濁物）の粒度試験結果

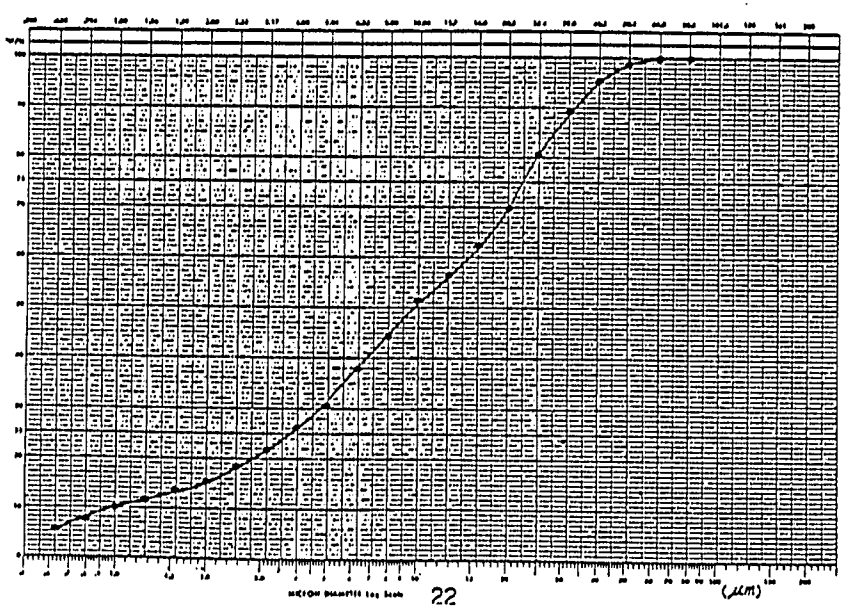
試料名：洞北川 19（8日晴日 PM 12:00）

採水年月日：平成5年8月
試験者：長井
試験方法：コールターカウンター

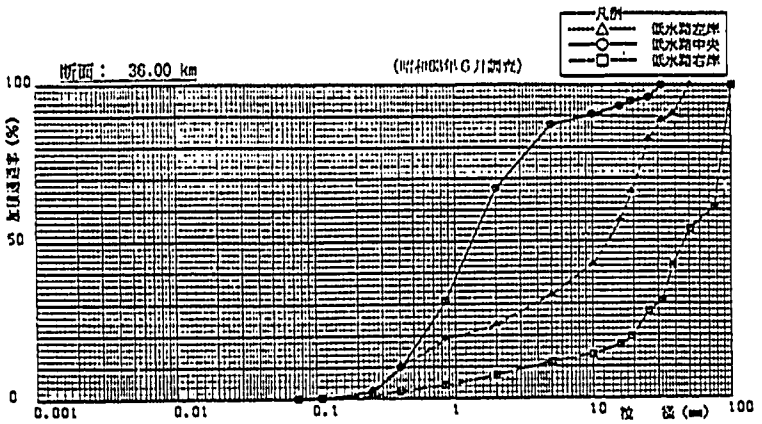
	粒径（μm）	質量百分率	粒径（μm）	質量百分率
粒度組成	420.0<		10.00	51.3
	203.0		8.00	44.4
	161.0		6.35	38.0
	128.0		5.04	31.0
	101.6		4.00	26.3
	80.6		3.17	21.9
	64.0	100.0	2.52	18.5
	50.8	98.8	2.00	15.7
	40.3	95.0	1.58	13.7
	32.0	89.1	1.26	12.0
	25.4	80.5	1.00	10.1
	20.2	69.9	0.794	7.8
	16.0	62.1	0.630	5.6
	12.7	56.8		

土質分類組成	2000μm以上の粒子%	0
	粗砂分（2000～420μm）%	0
	細砂分（420～74μm）%	0
	シルト分（74～5μm）%	69.0
	粘土分（5μm以下）%	20.9
	コロイド分（1μm以下）%	10.1
	16～32μm質量百分率	
	8～16μm質量百分率	
	4～8μm質量百分率	
	2～4μm質量百分率	
	0～2μm質量百分率	

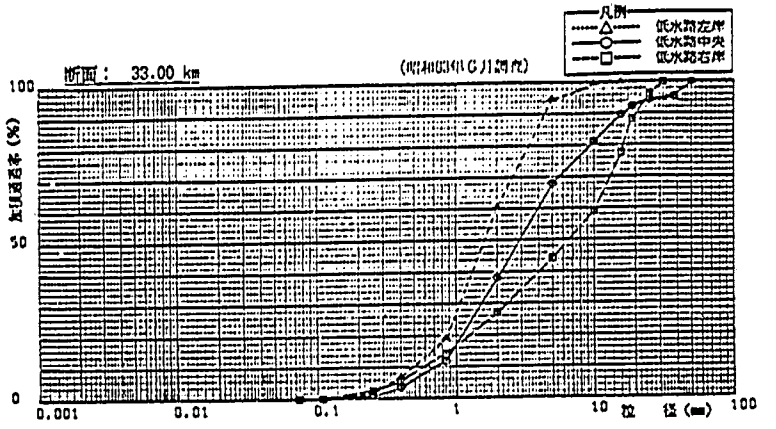
土粒子粒径	最大粒径 μm	64.0
	80% 粒径 μm	
	60% 粒径 μm	
	50% 粒径 μm	9.6
	30% 粒径 μm	
	10% 粒径 μm	

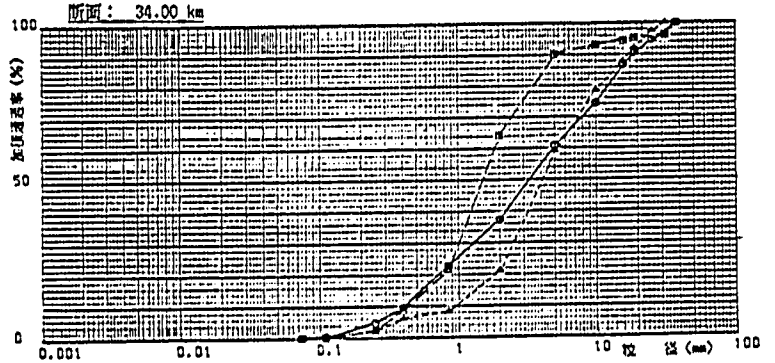


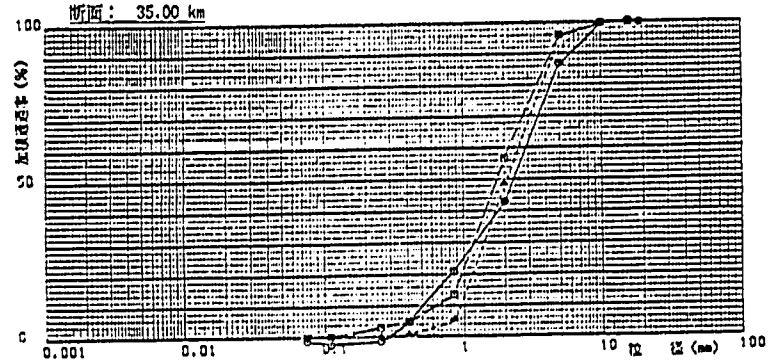
22



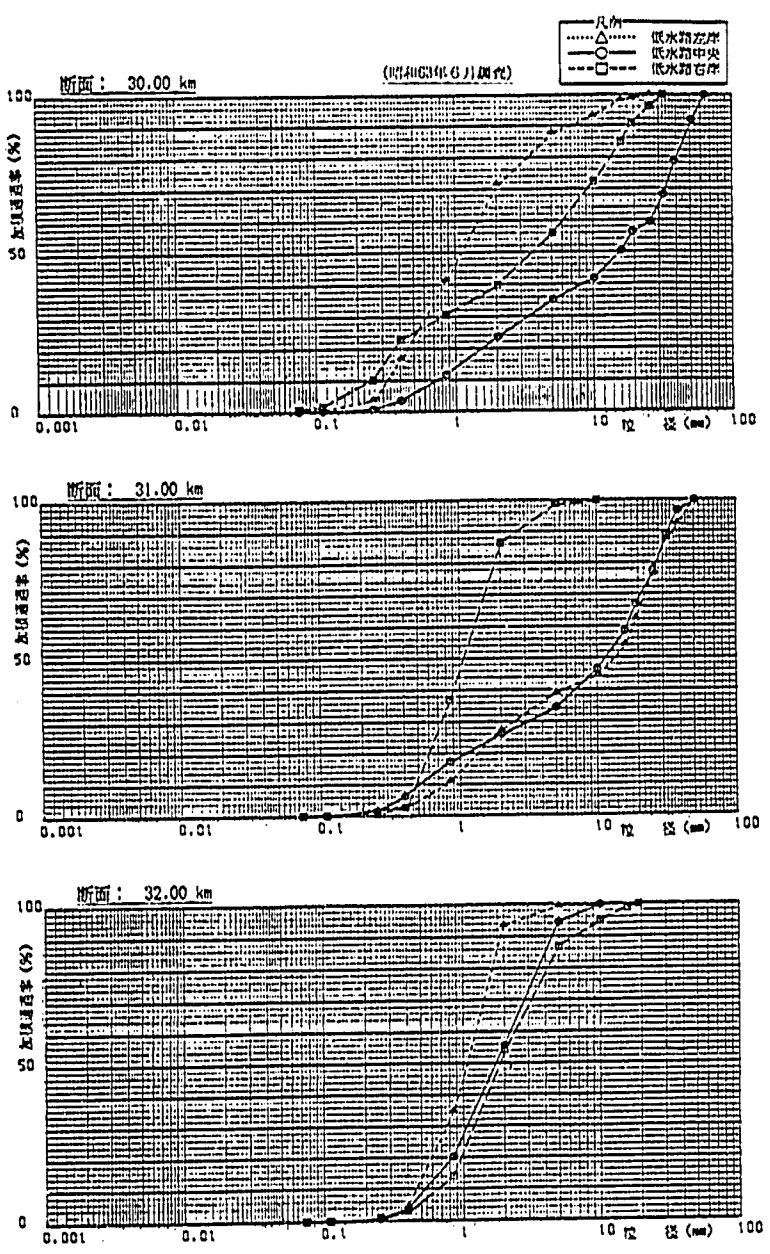
付図-2.1(1) 粒径加積曲線図



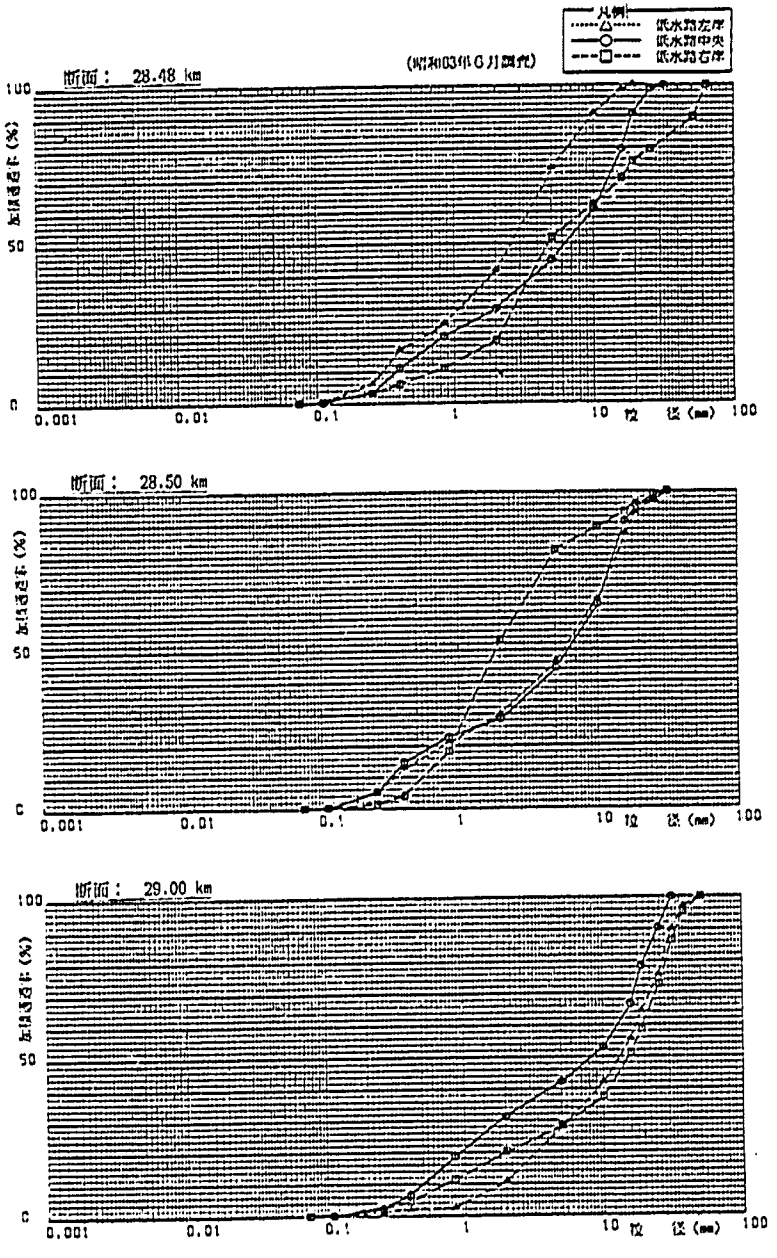




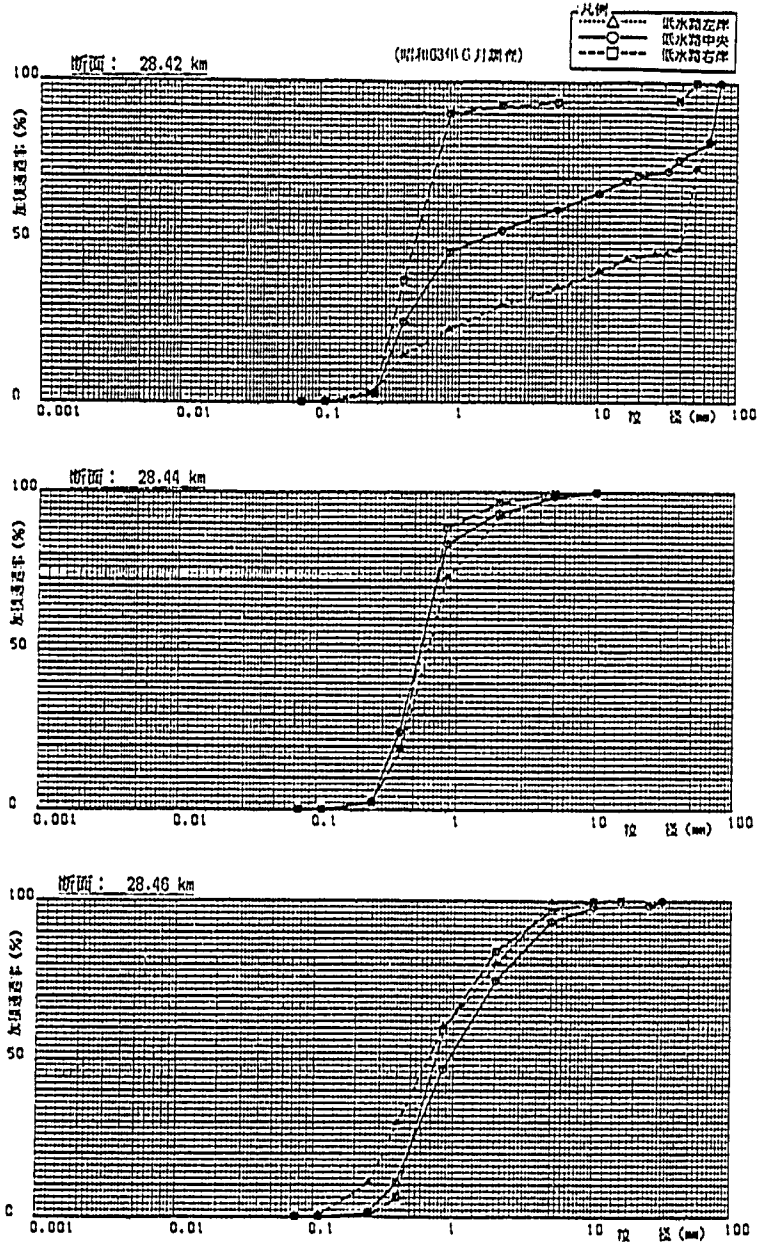
付図-2.1(2) 粒径加積曲線図



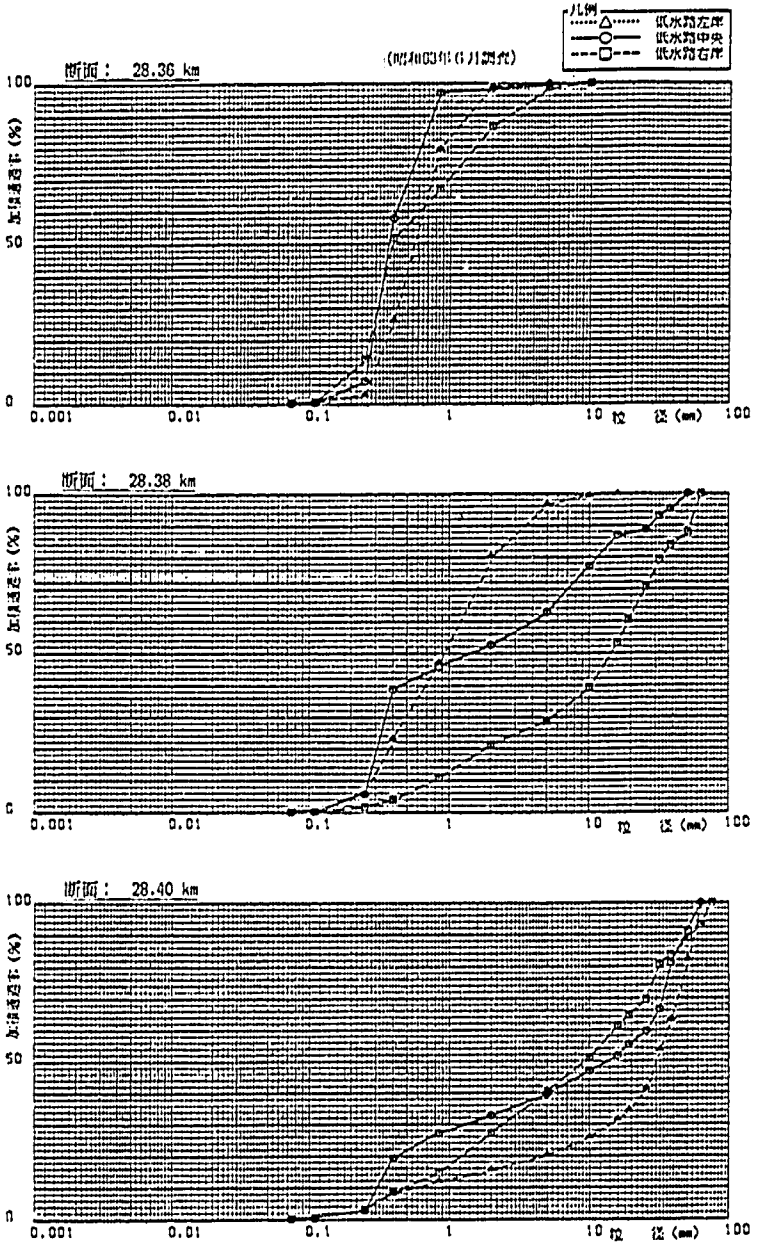
付図-2.1(3) 粒径加積曲線図



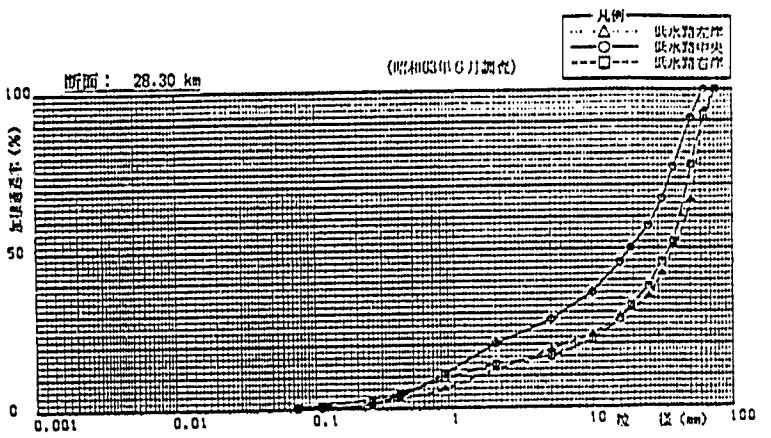
付図-2.1(4) 粒径加積曲線図

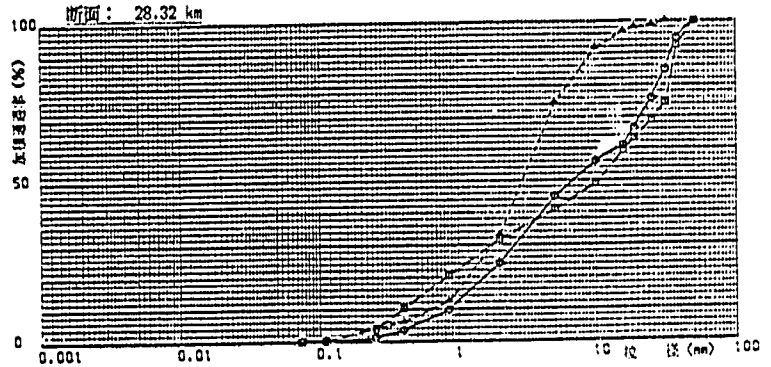


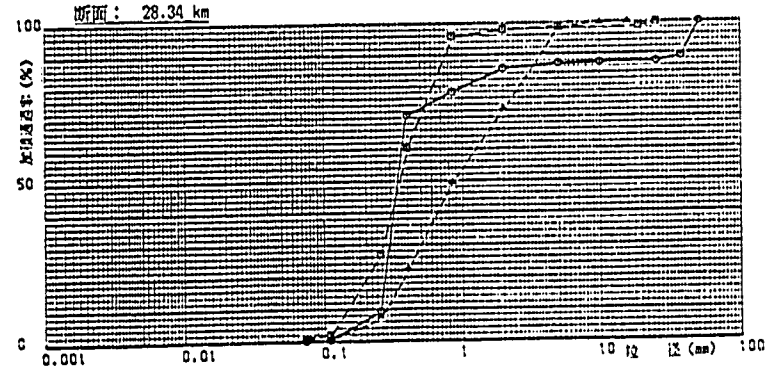
付図-2.1(5)　粒径加積曲線図



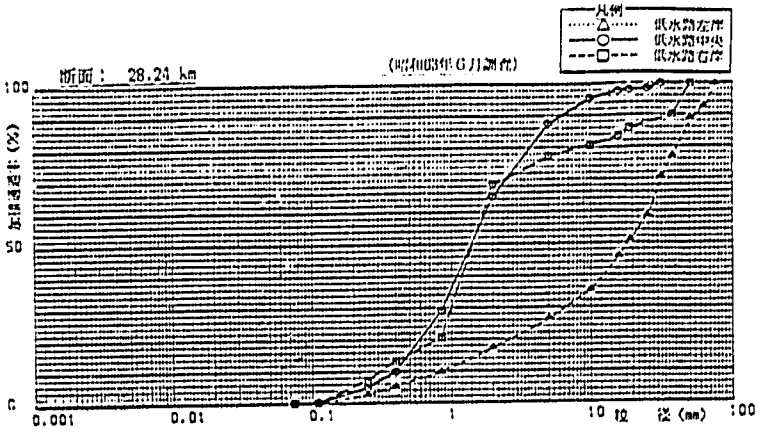
付図-2.1(6)　粒径加積曲線図

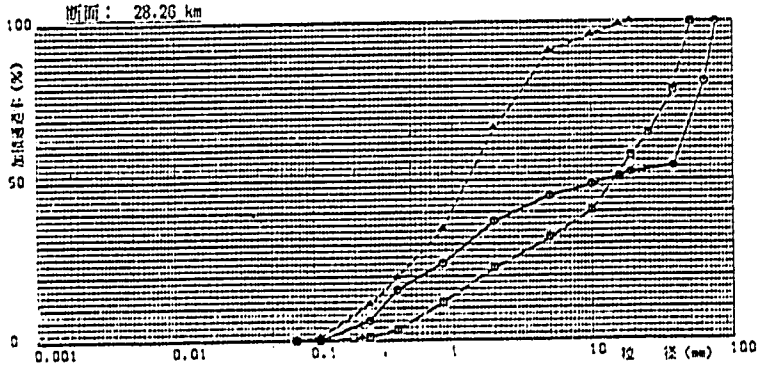


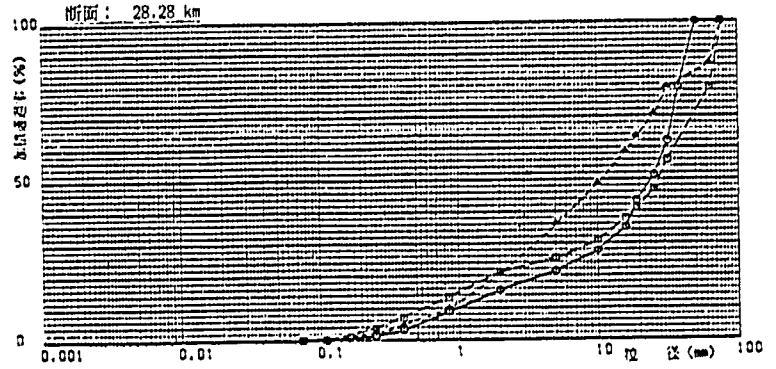




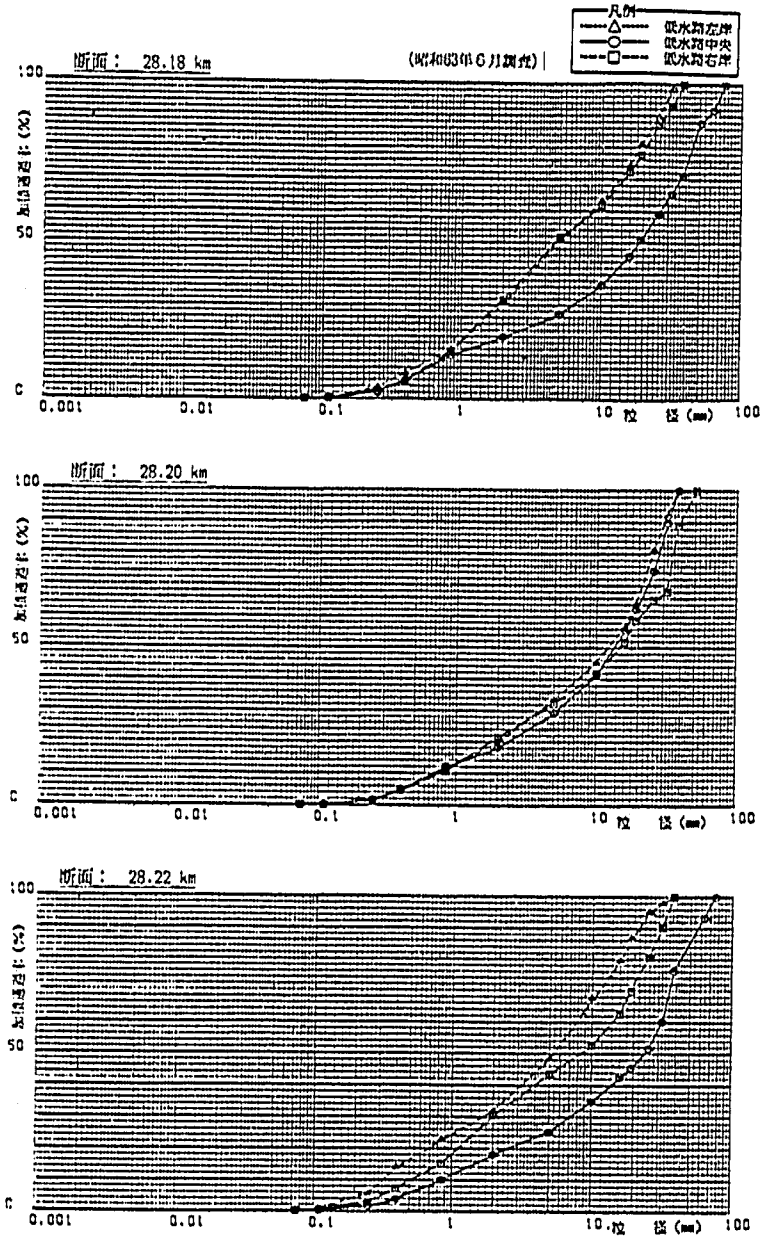
付図-2.1(7)　粒径加積曲線図



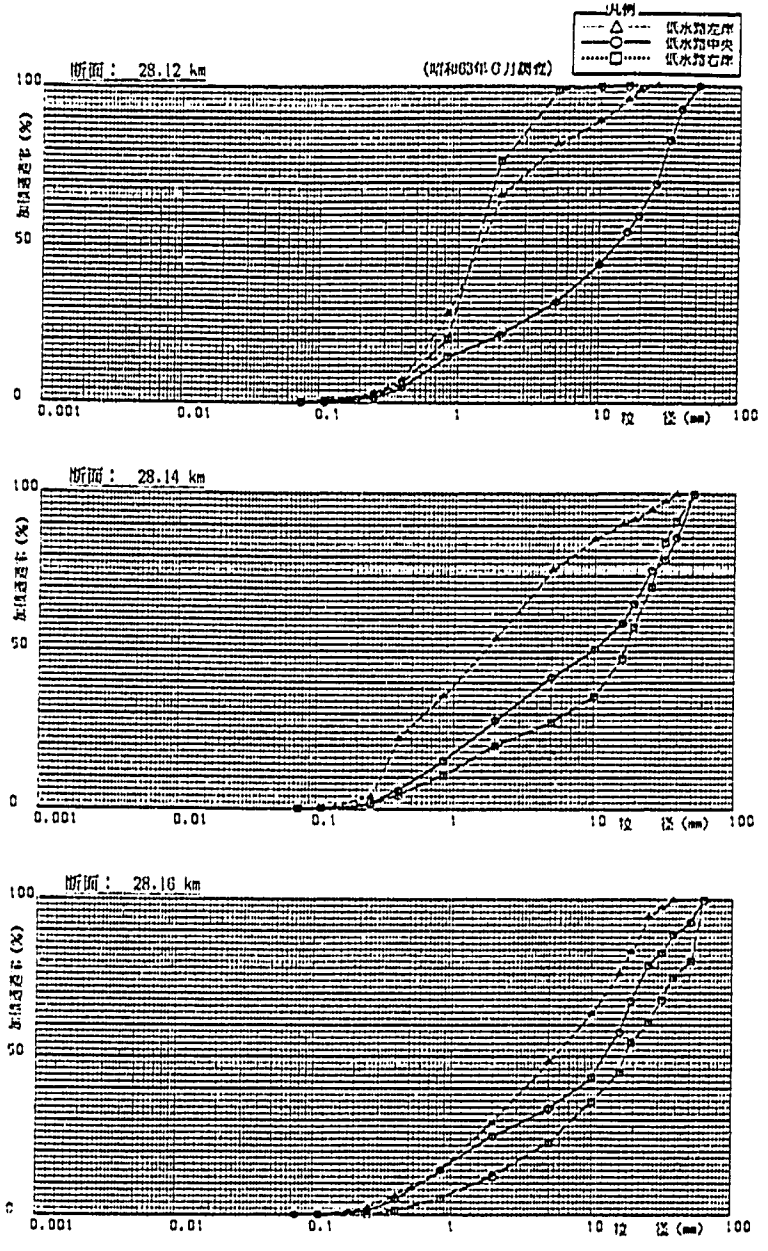




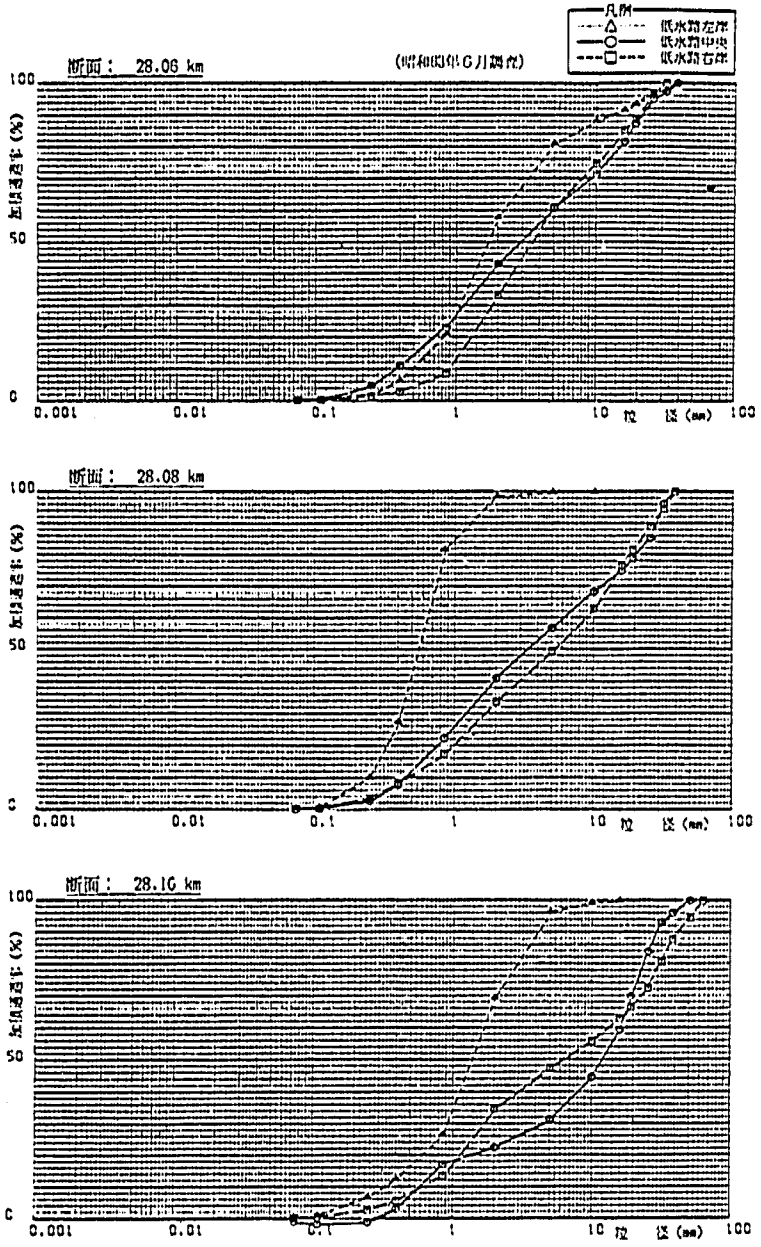
付図-2.1(8)　粒径加積曲線図



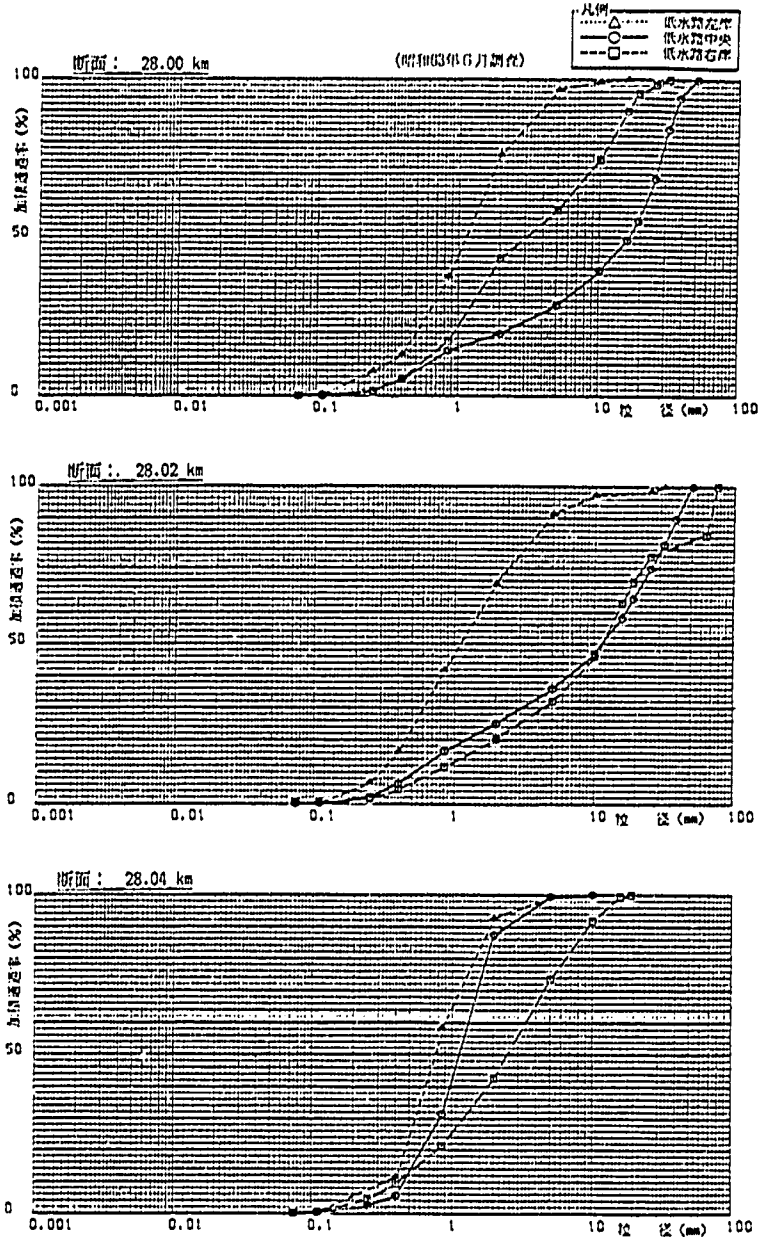
作図-2.1(9) 粒径加積曲線図



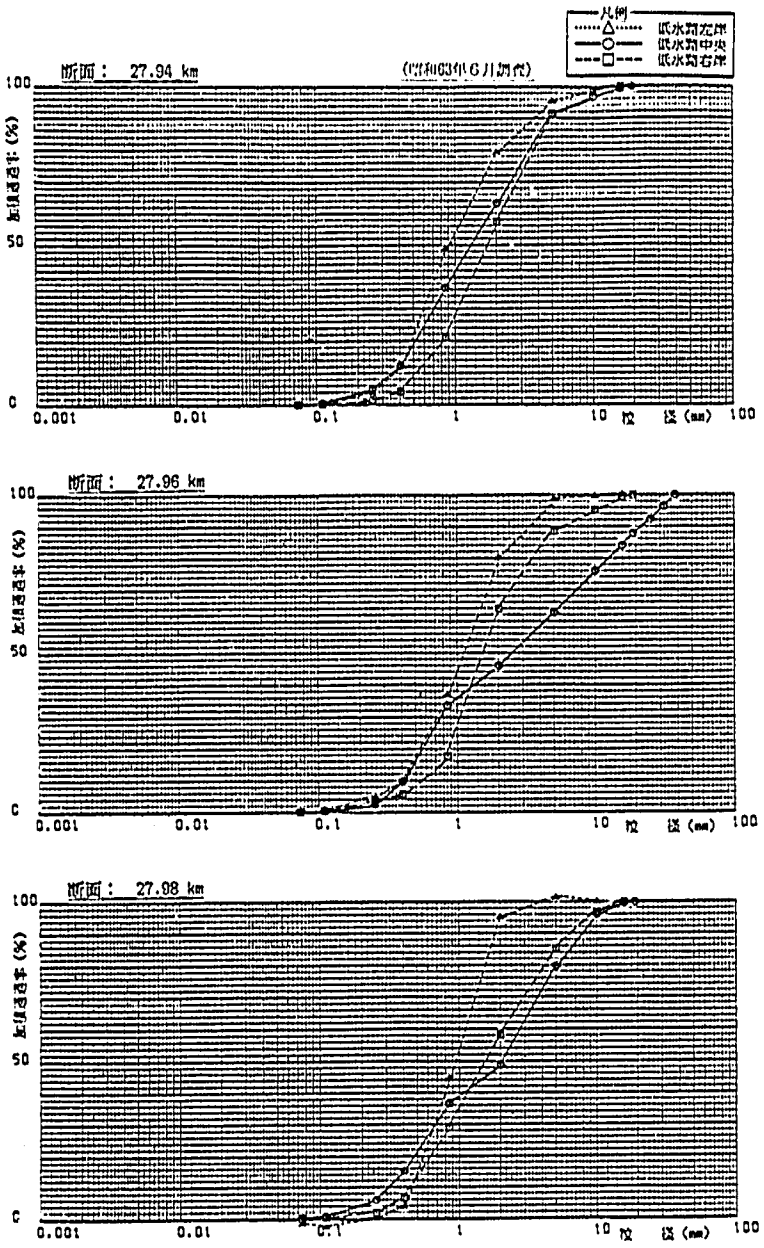
作図-2.1(10) 粒径加積曲線図



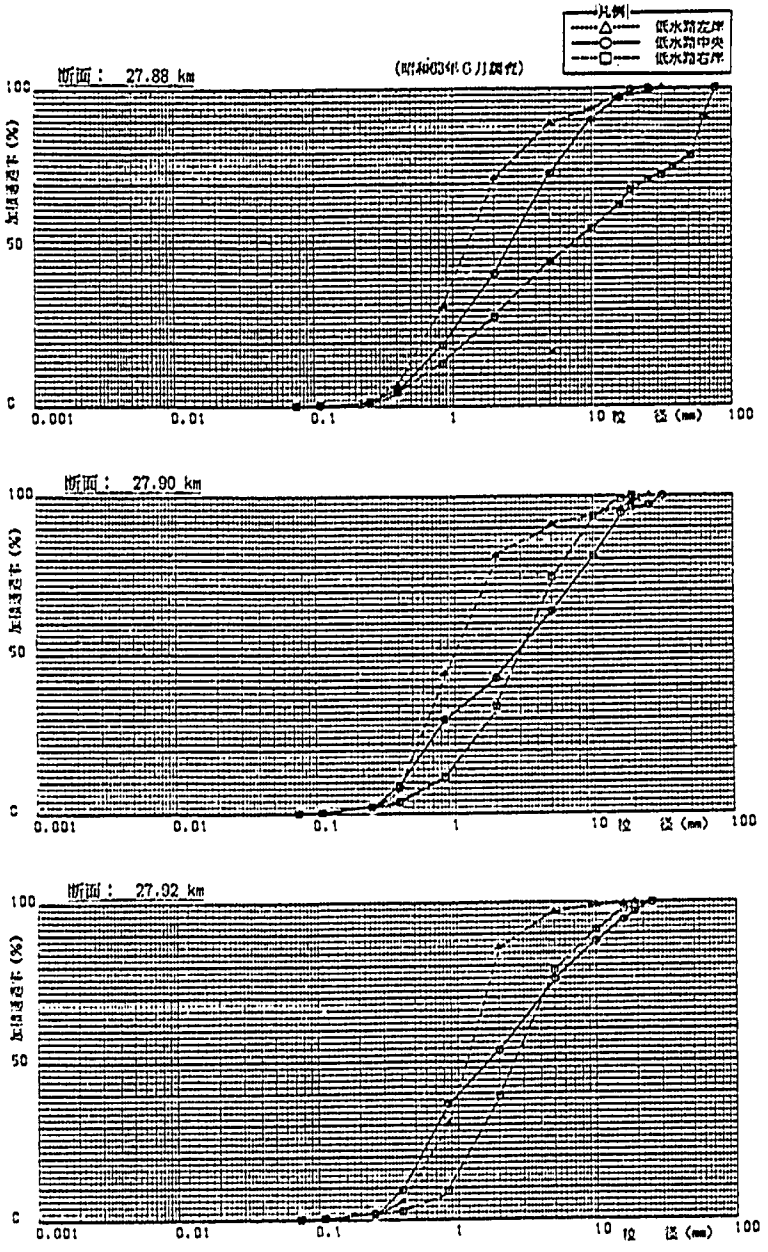
付図-2.1(1) 粒径加積曲線図



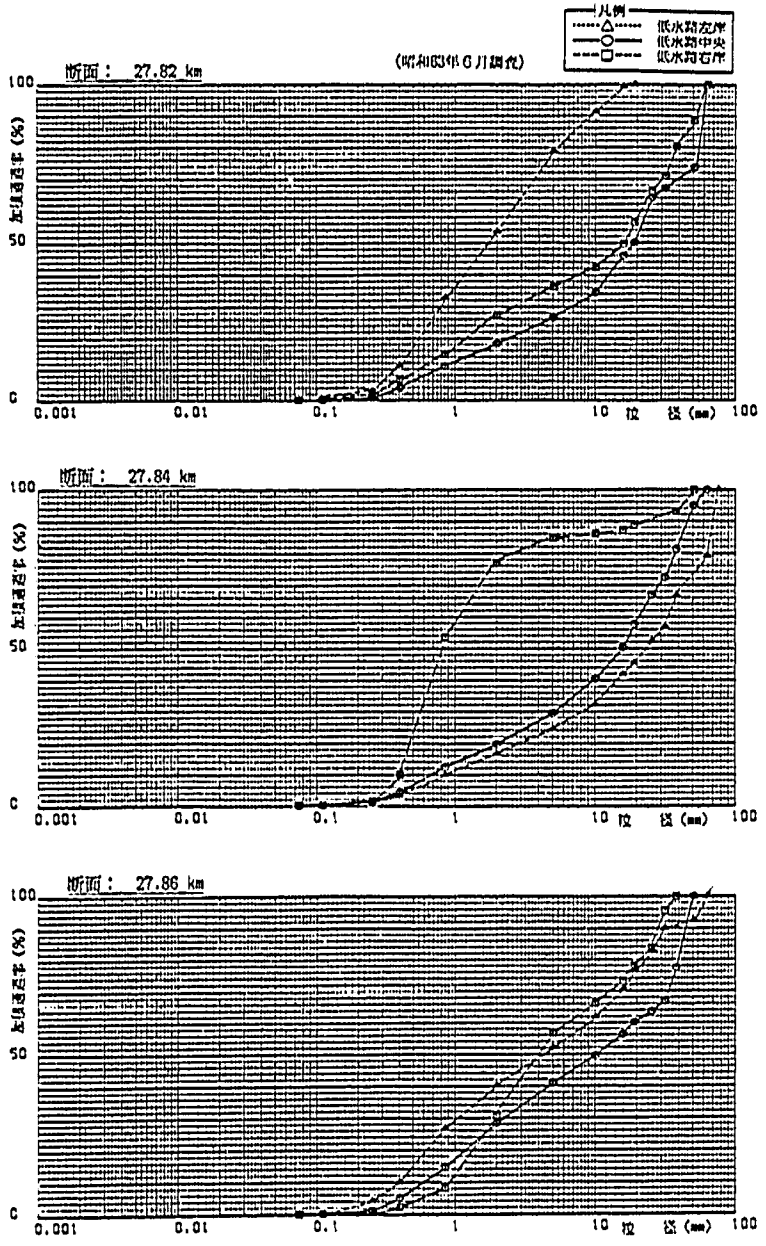
付図-2.1(2) 粒径加積曲線図



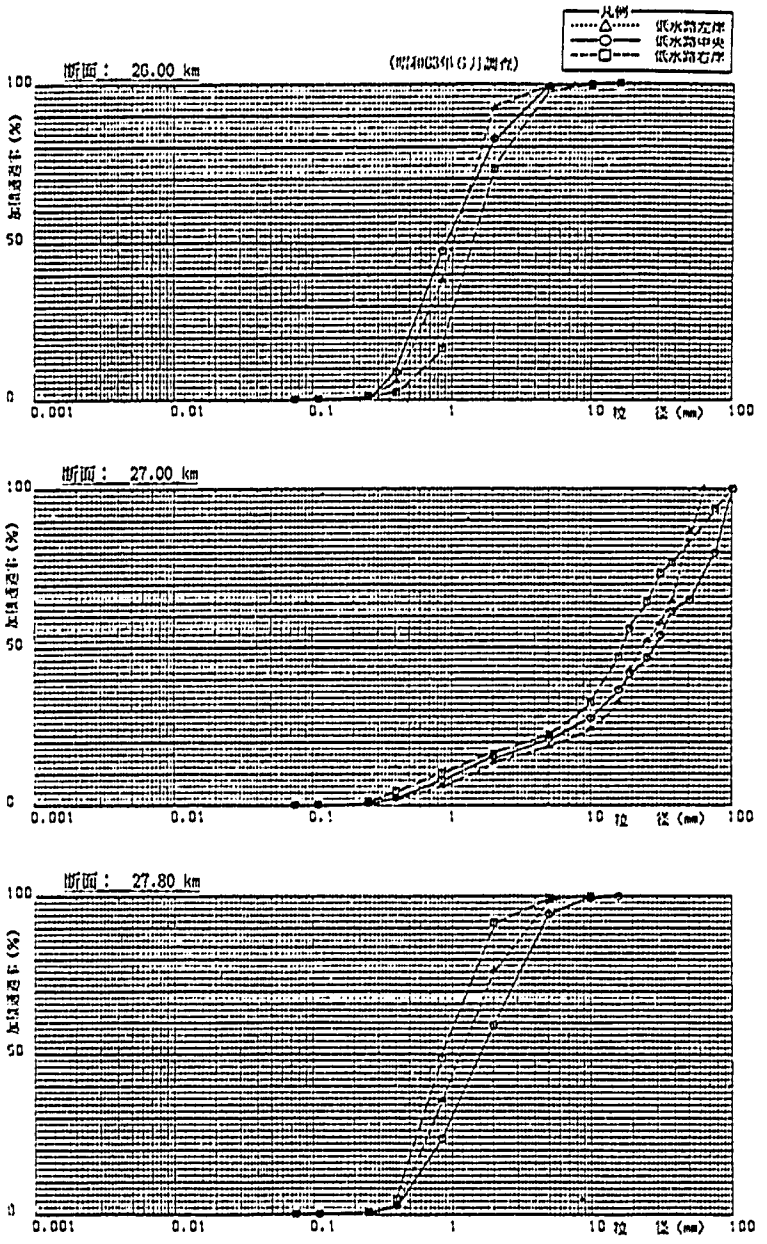
付図-2.103) 粒径加積曲線図



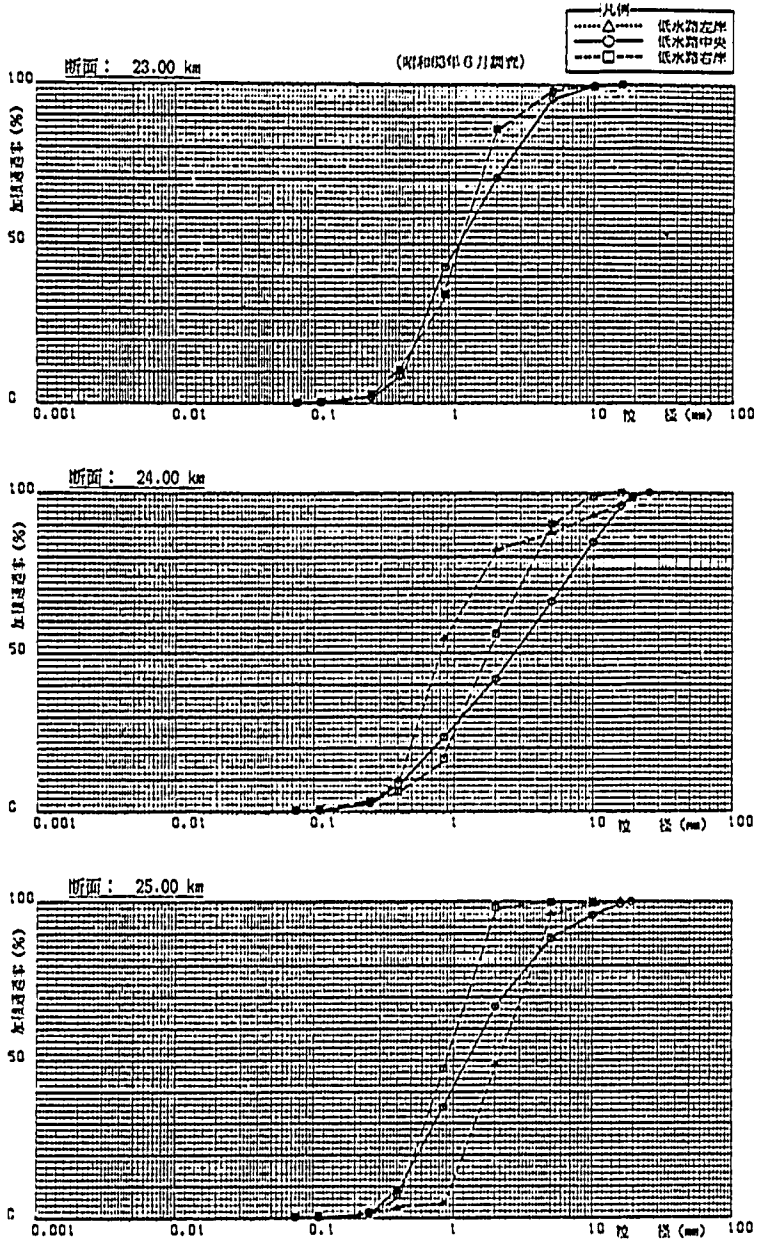
付図-2.104) 粒径加積曲線図



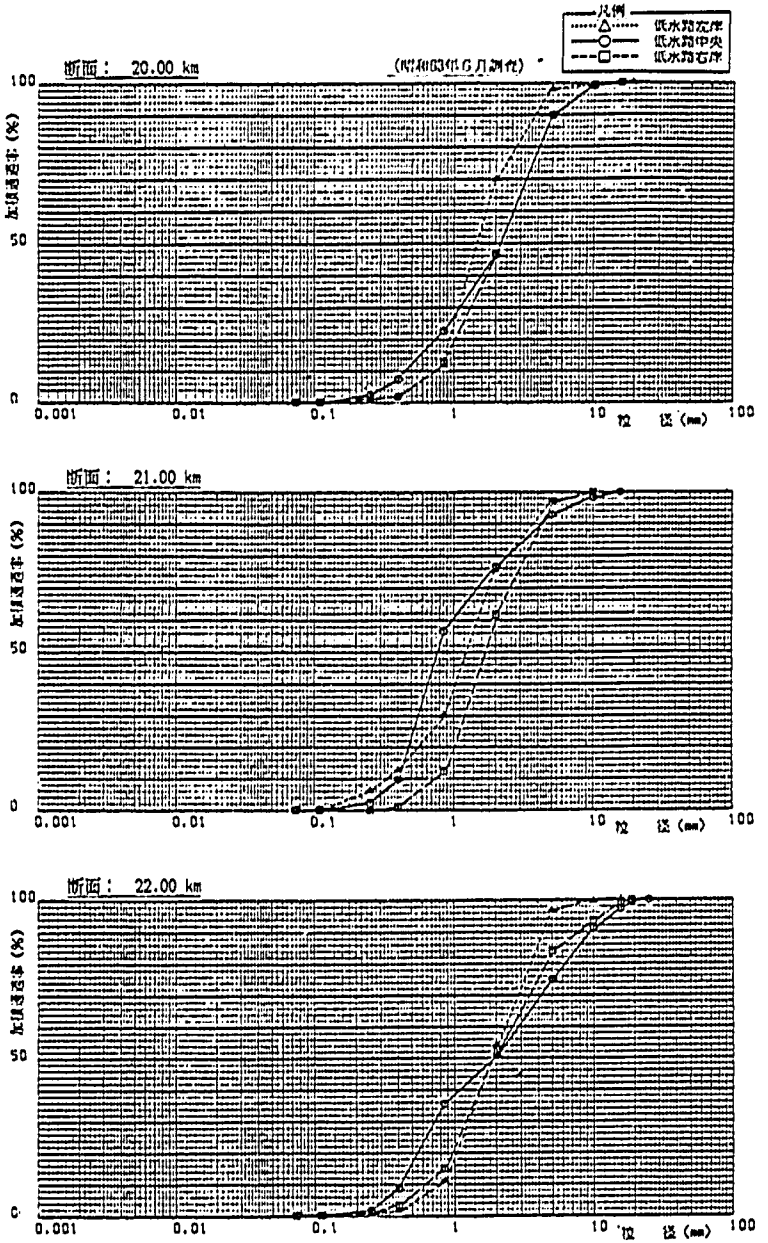
付図-2.1(5) 粒径加積曲線図



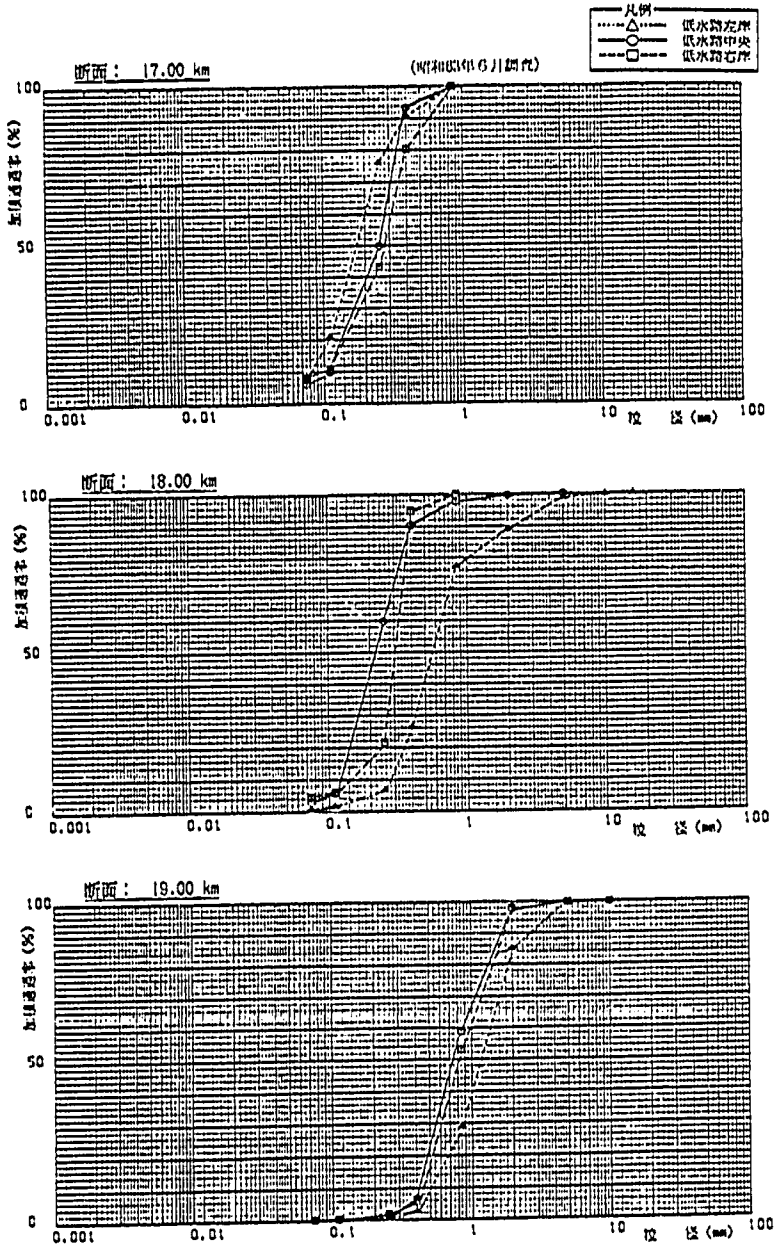
付図-2.1(6) 粒径加積曲線図



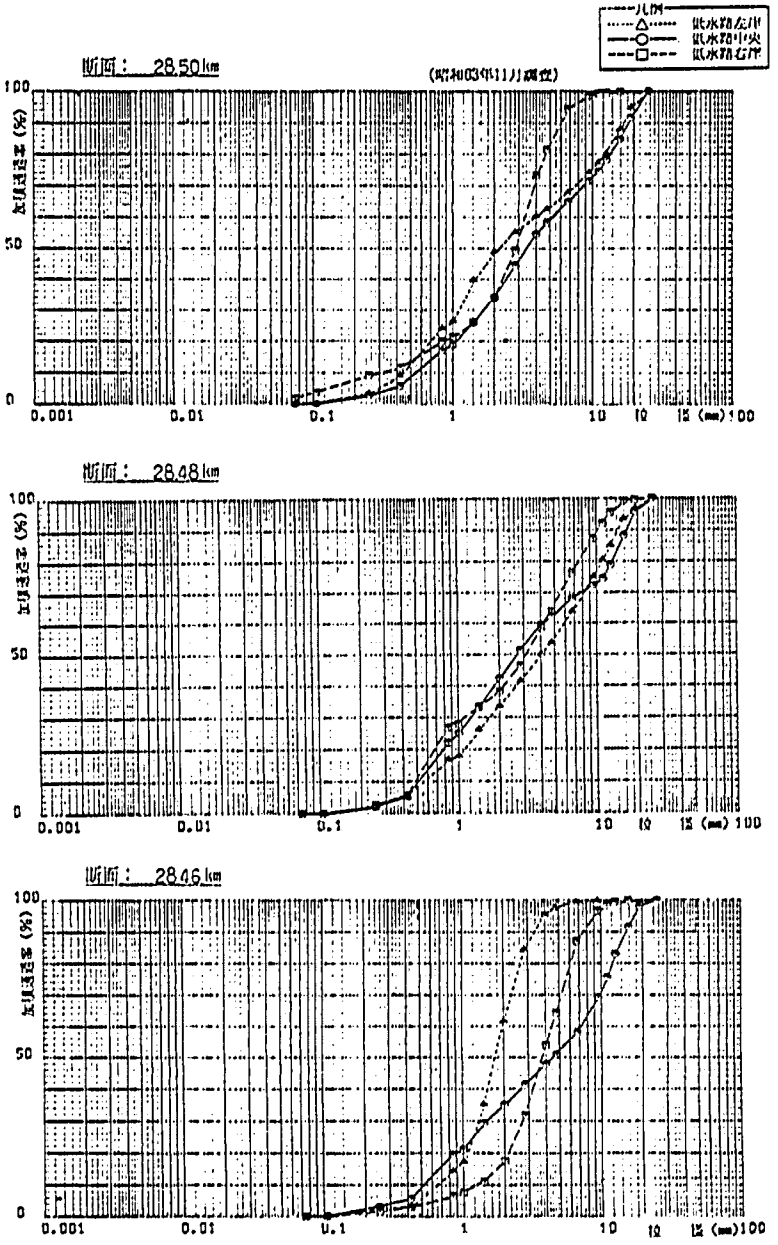
付図-2.1(7) 粒径加積曲線図



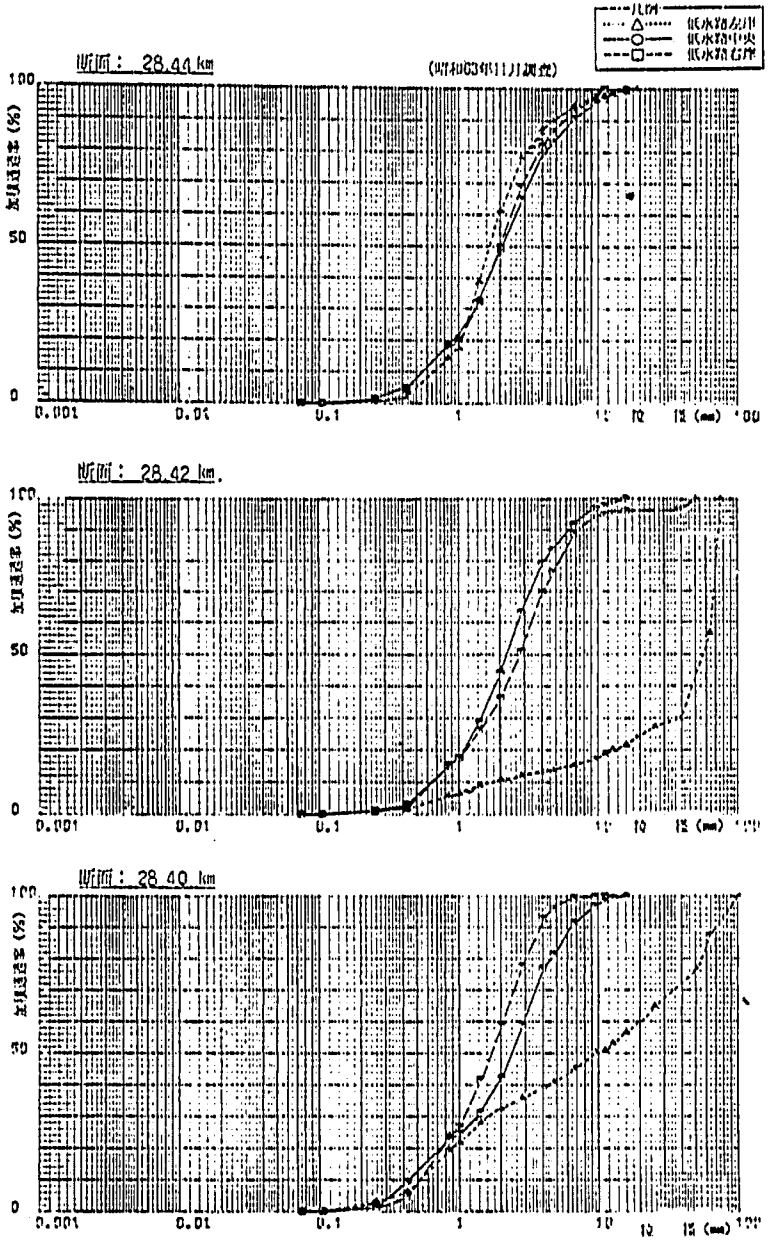
付図-2.1(8) 粒径加積曲線図



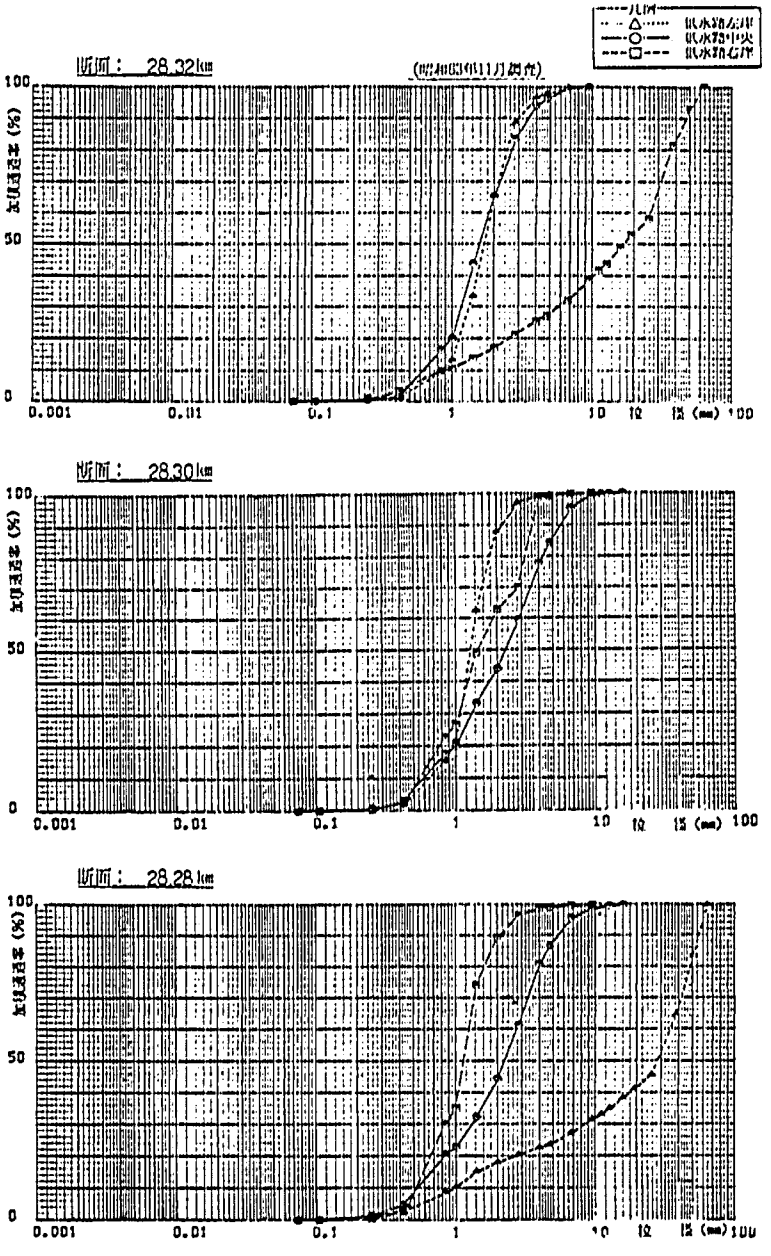
付図-2.1(19) 粒径加積曲線図



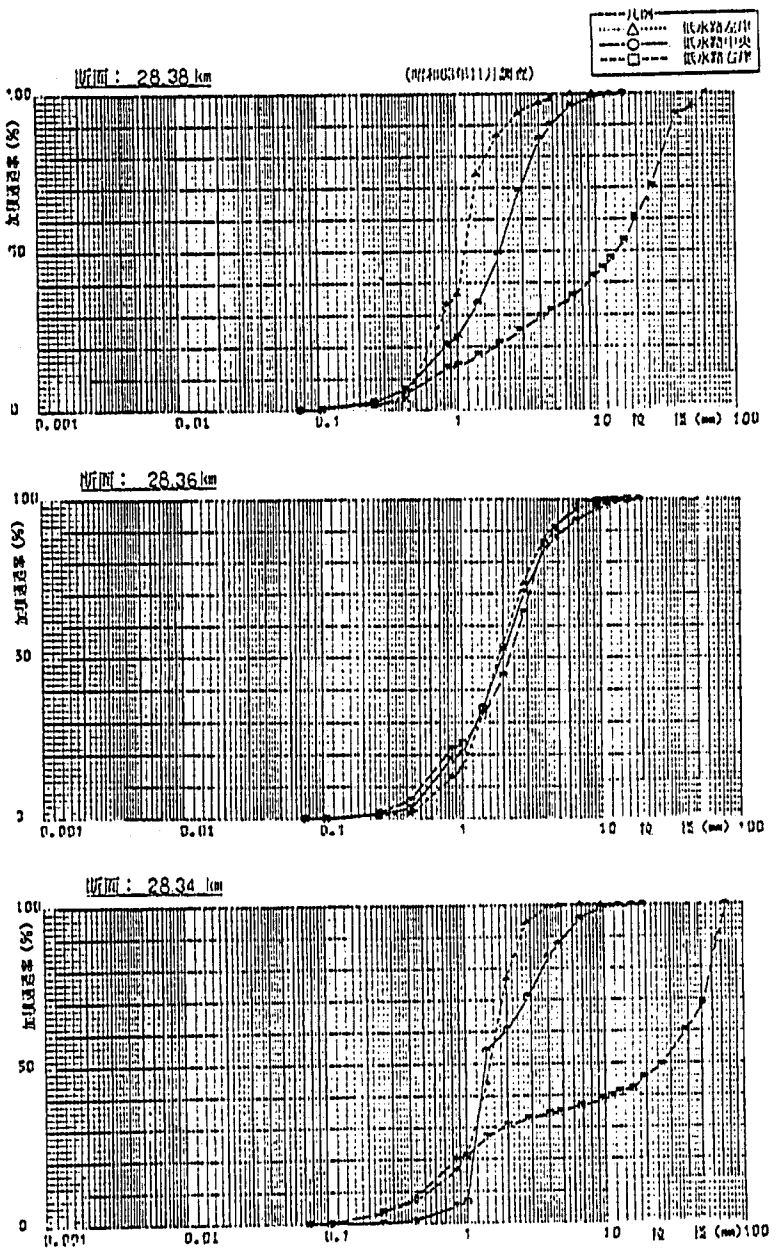
付図-5.1(1) 粒径加積曲線図



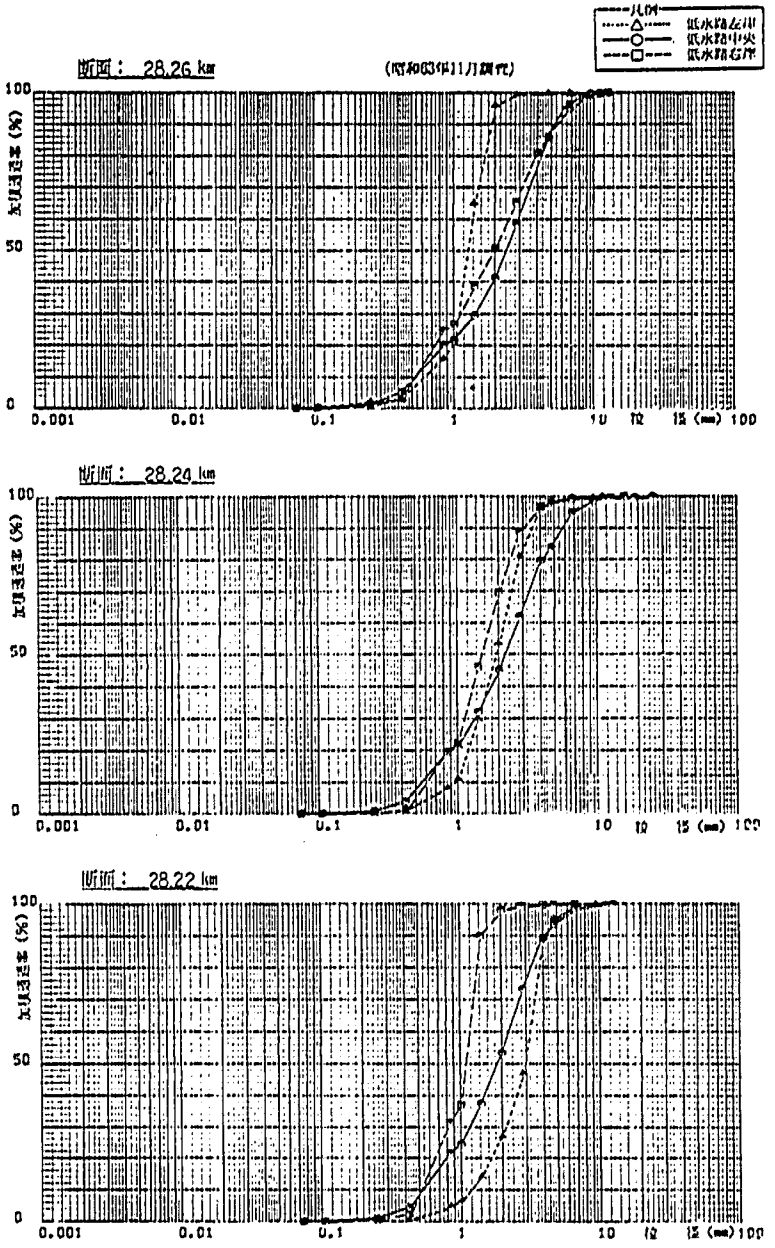
付図-5.1(2)　粒径加積曲線図



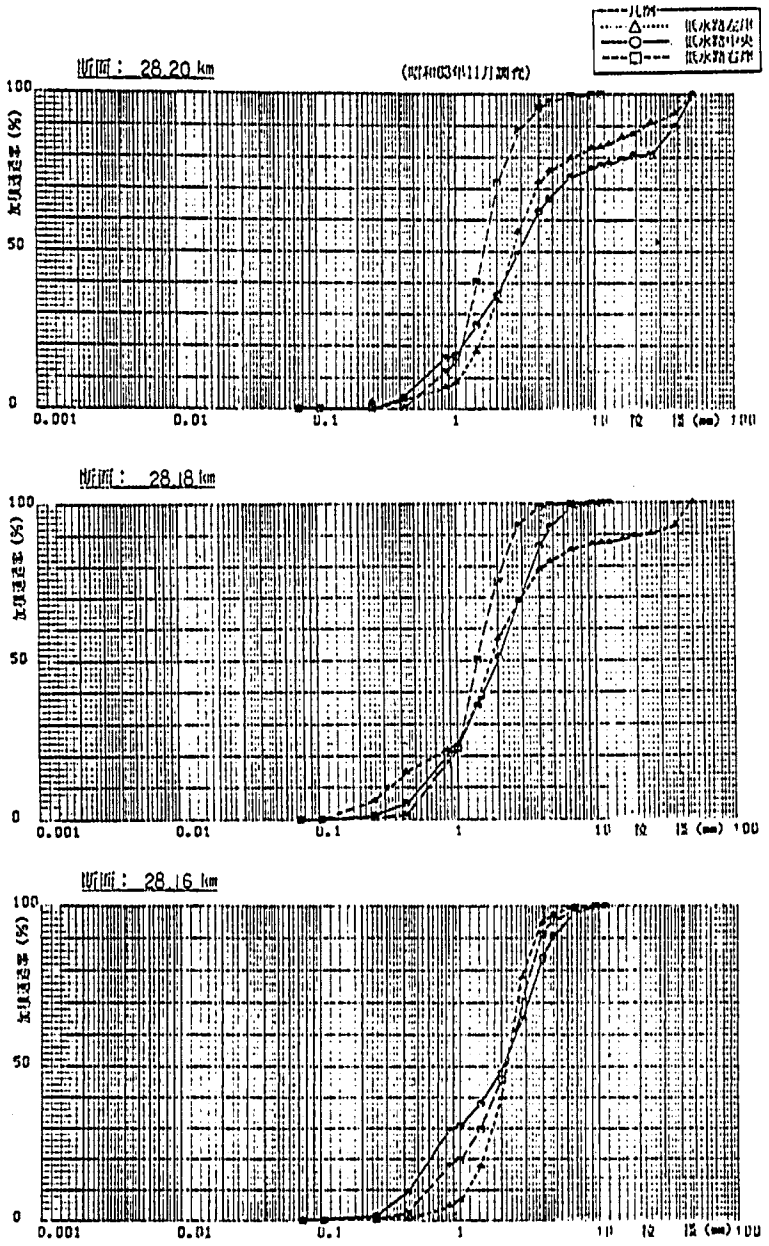
付図-5.1(3)　粒径加積曲線図



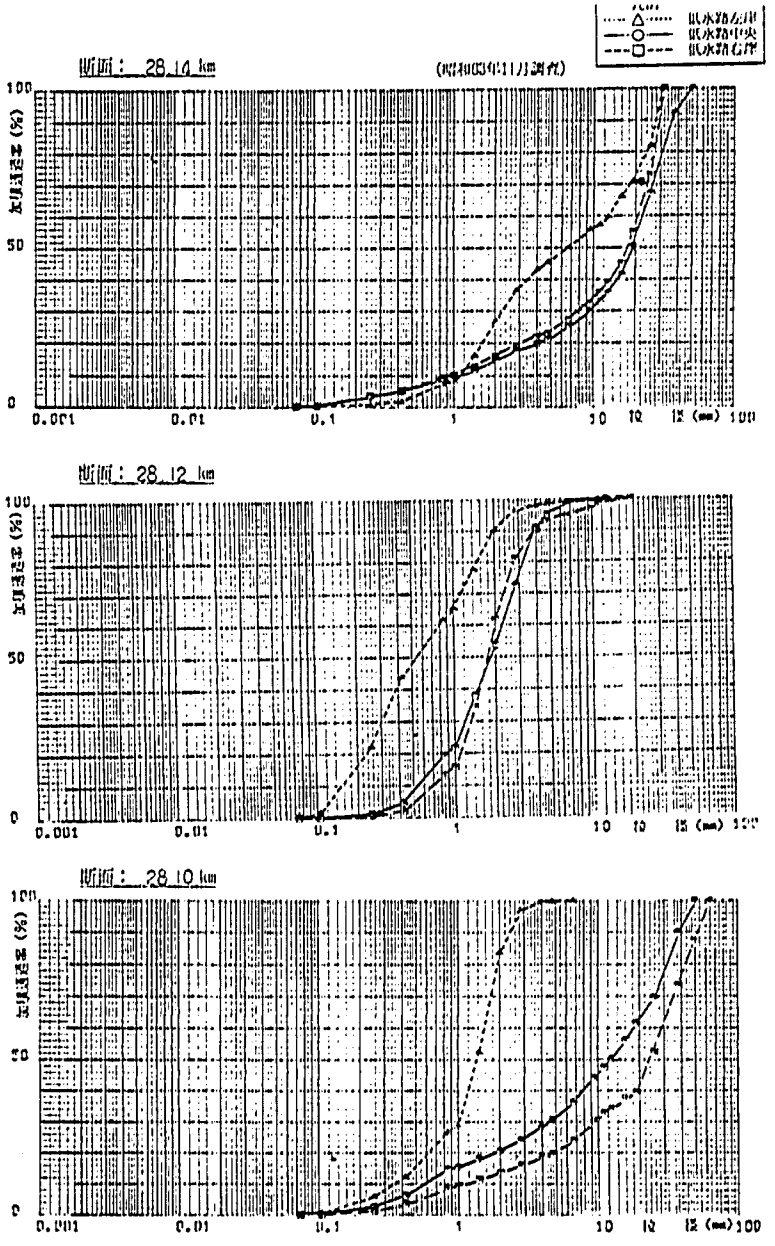
付図-5.1(4)　粒径加積曲線図



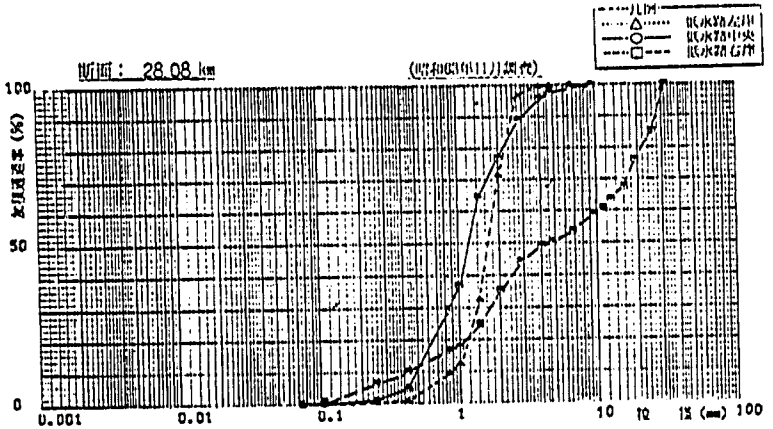
付図-5.1(5)　粒径加積曲線図

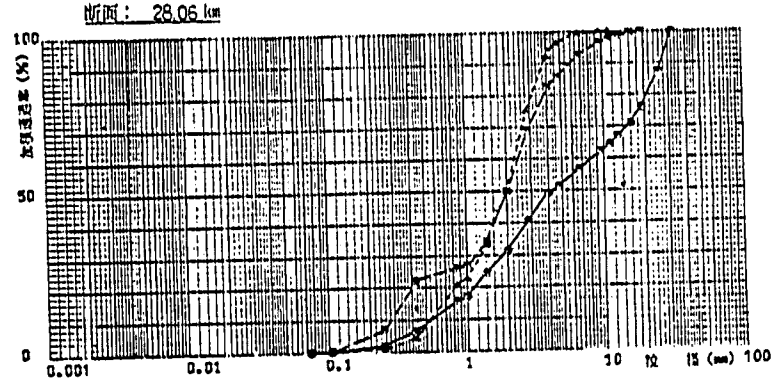


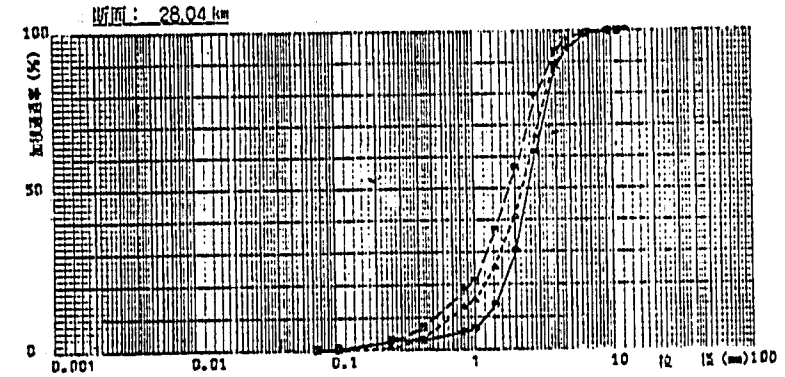
付図-5.1(6)　粒径加積曲線図



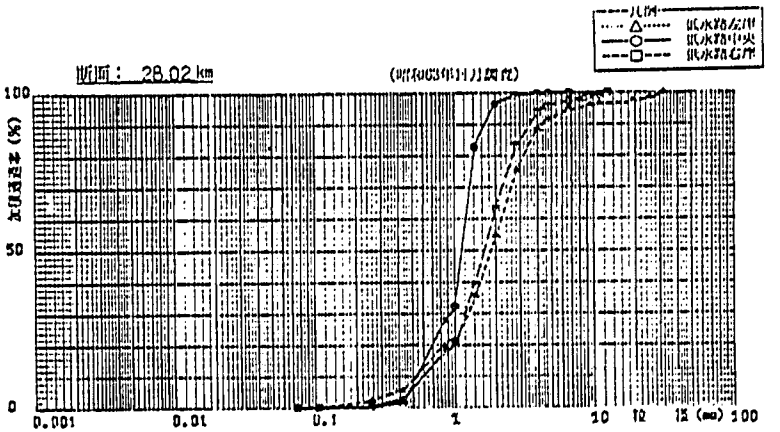
付図-5.1(7)　粒径加積曲線図

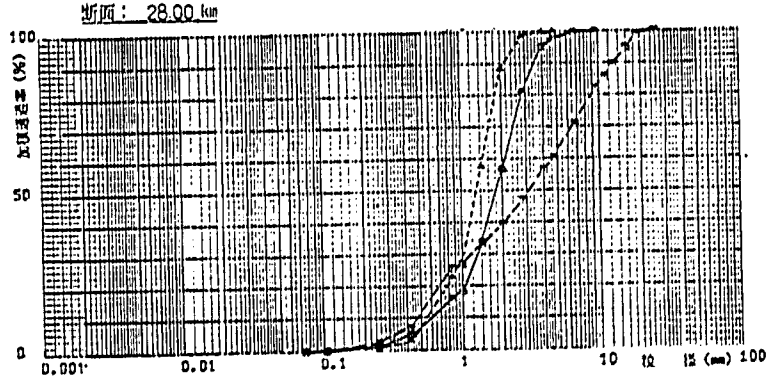


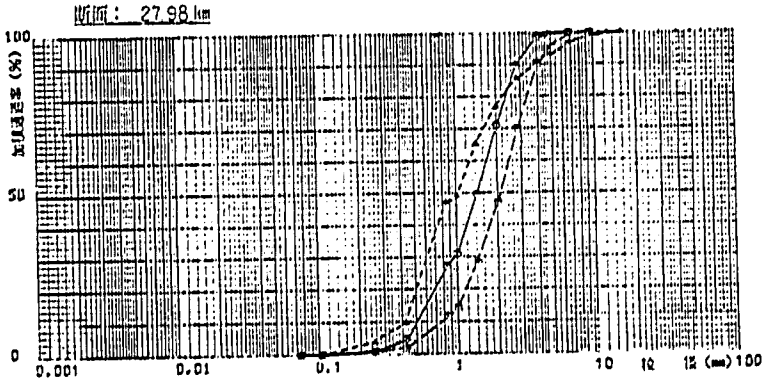




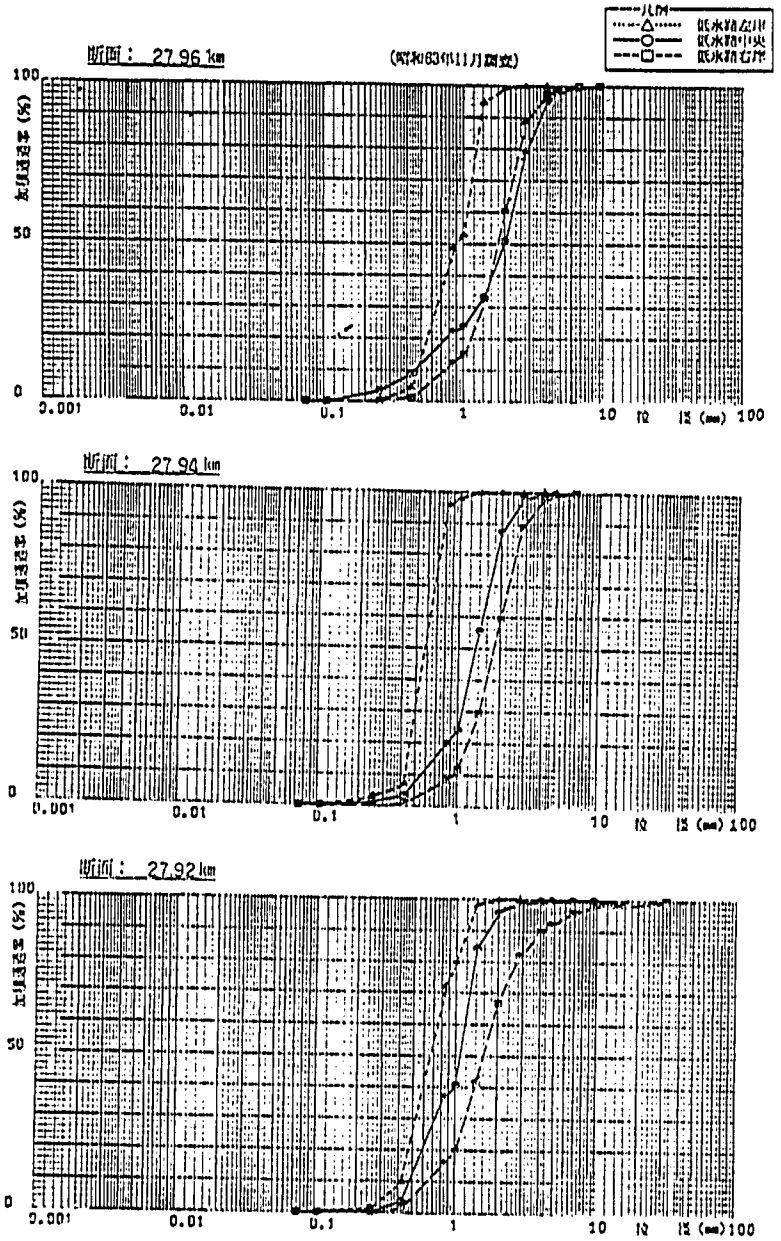
付図-5.1(8)　粒径加積曲線図



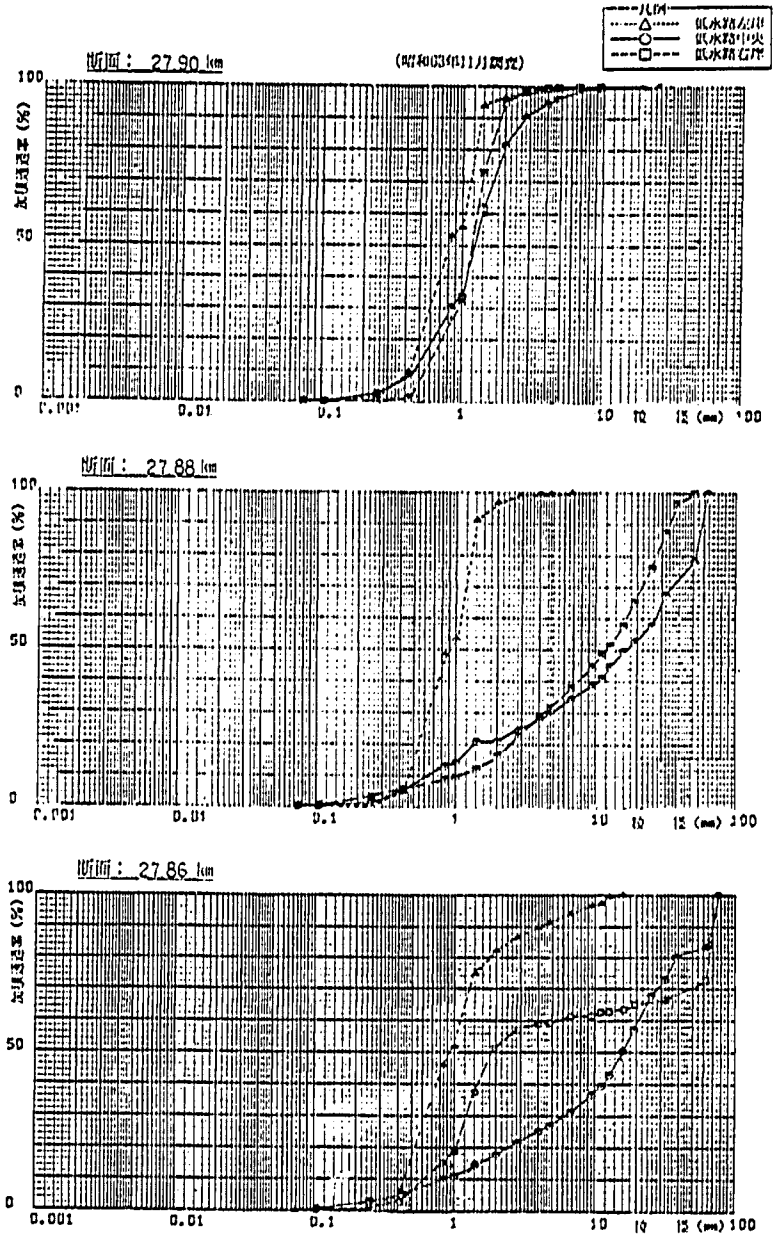




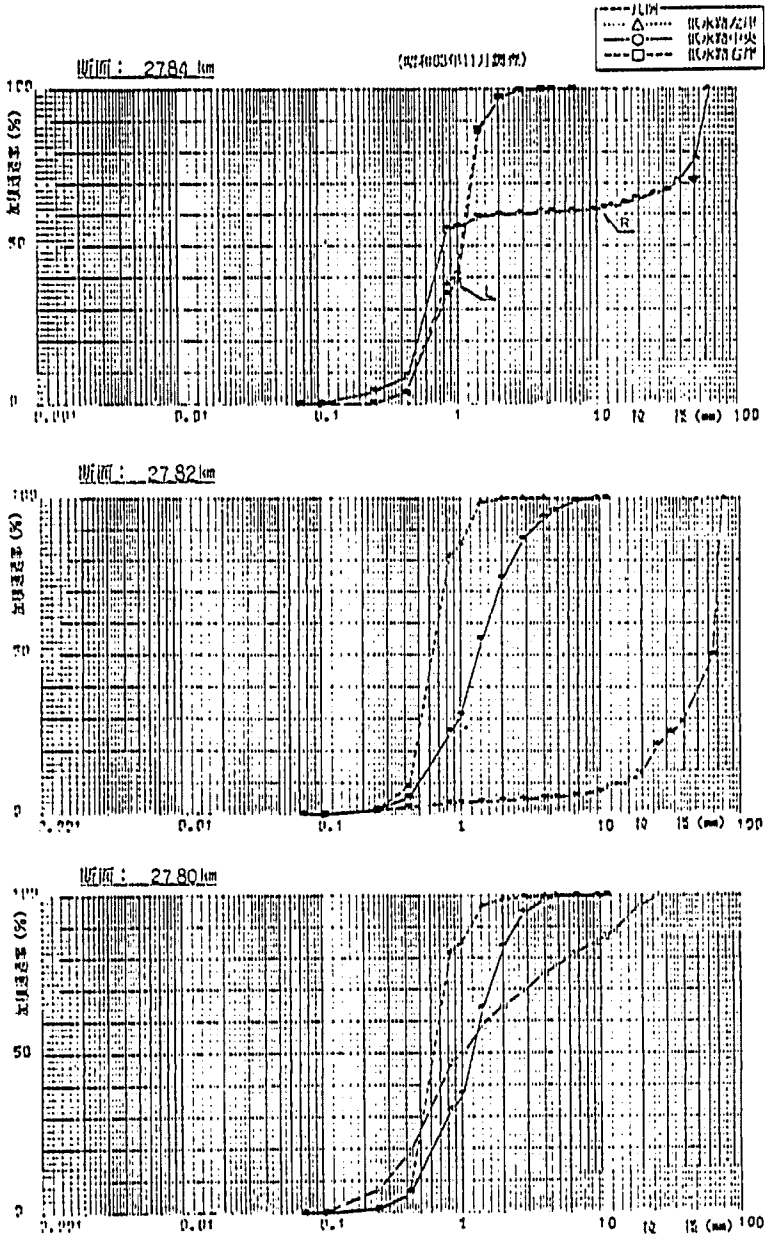
付図-5.1(9)　粒径加積曲線図



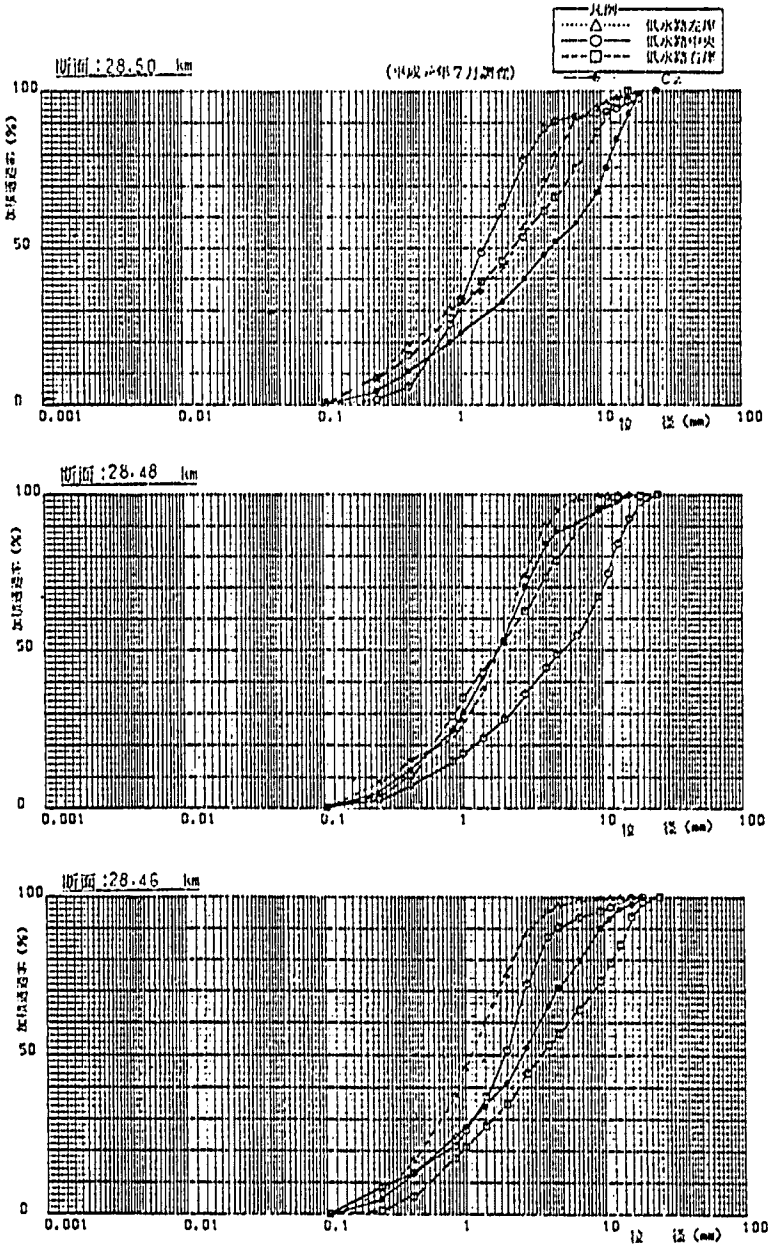
付図-5.100　粒径加積曲線図



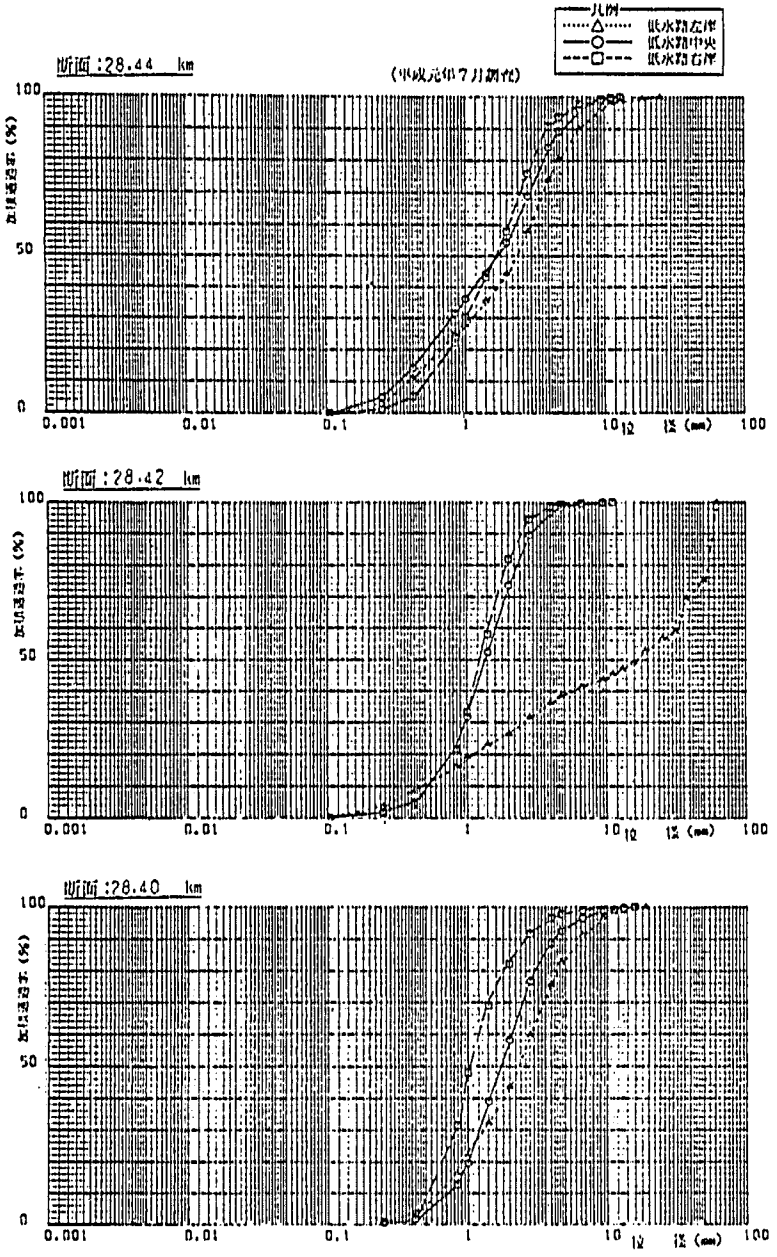
付図-5.101　粒径加積曲線図



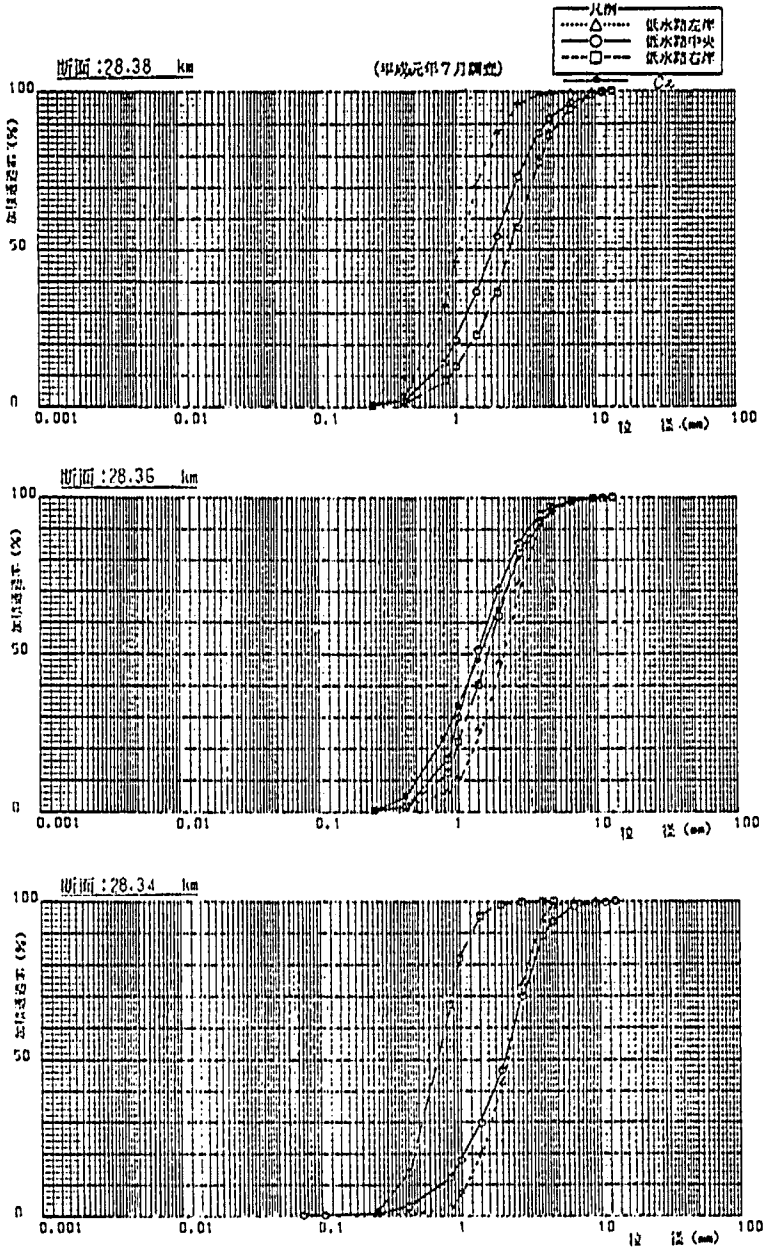
付図-5.1(2) 粒径加積曲線図



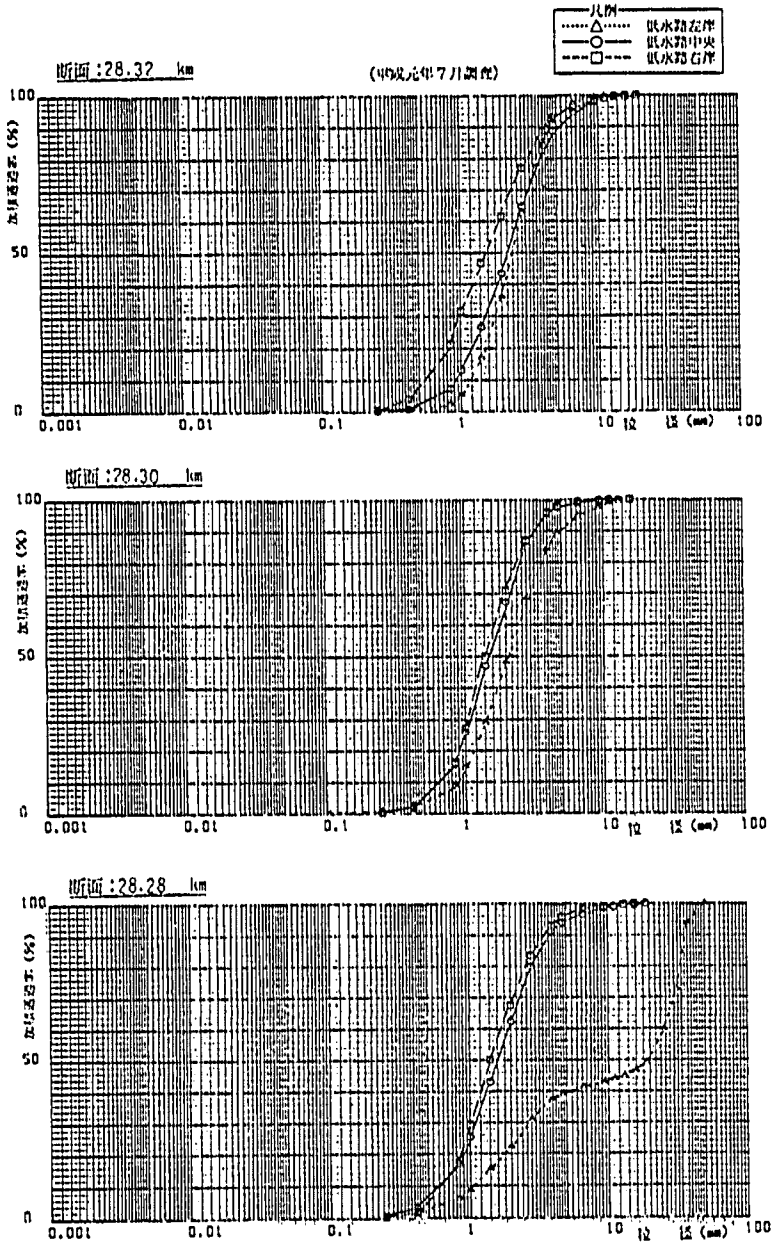
付図-5.2(1) 粒径加積曲線図



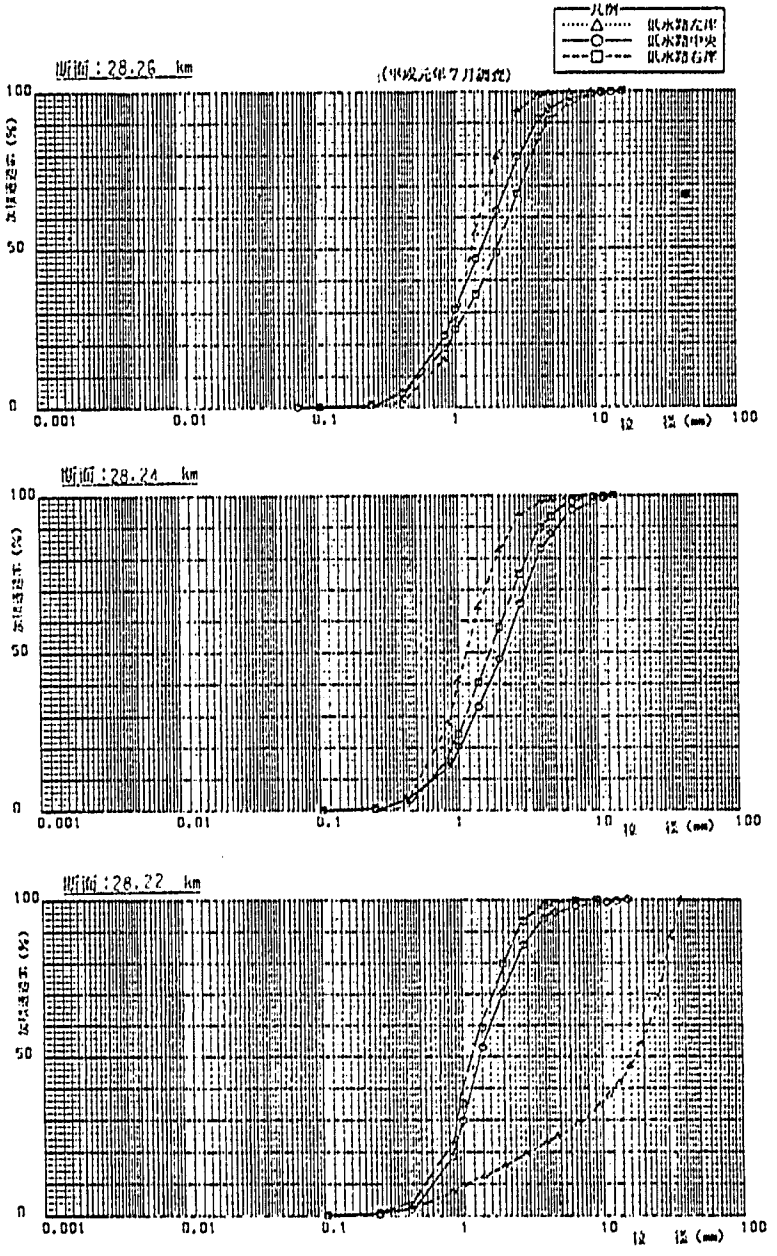
付図-5.2(2)　粒径加積曲線図



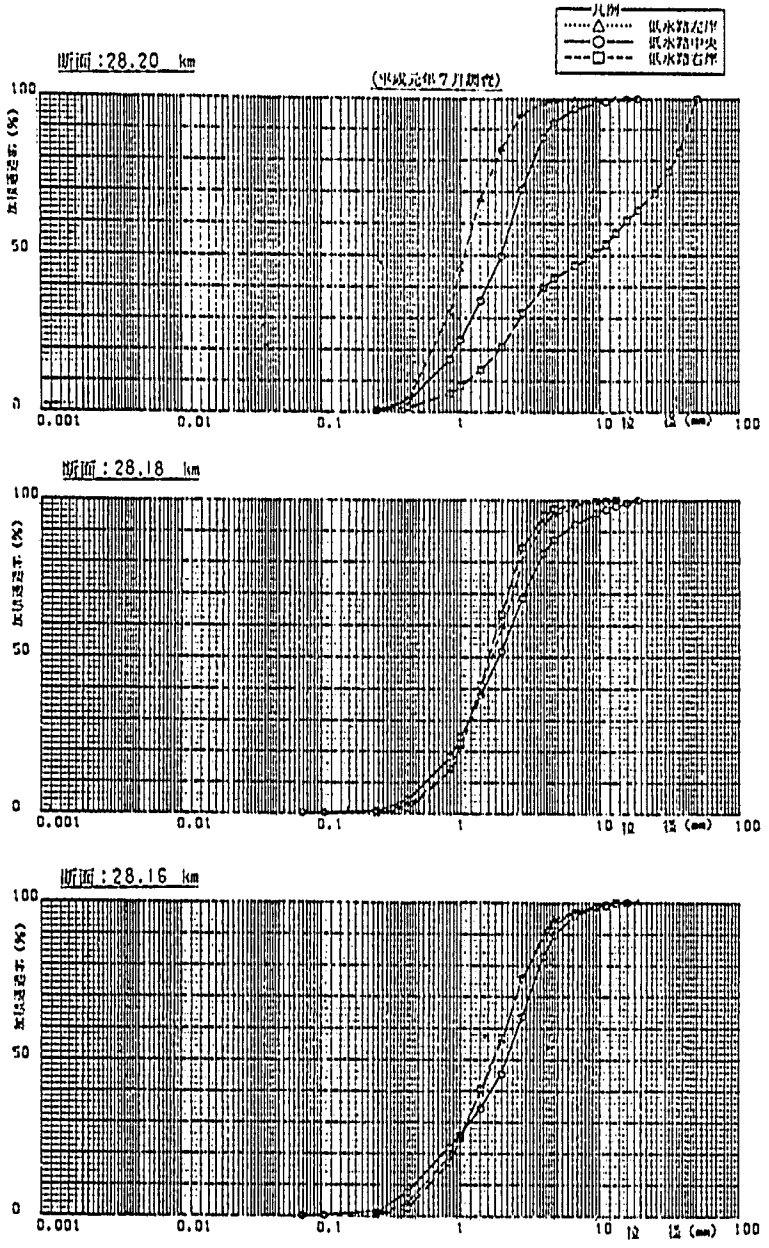
付図-5.2(3)　粒径加積曲線図



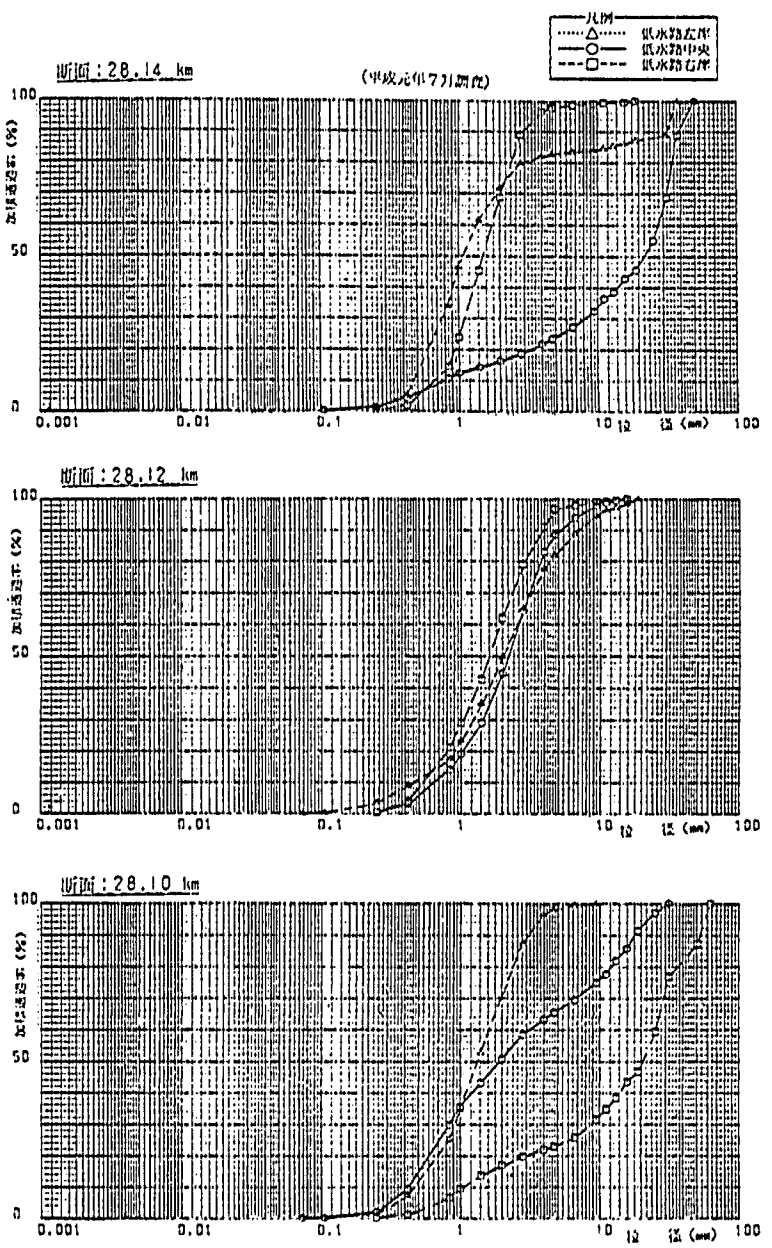
付図-5.2(4) 粒径加積曲線図



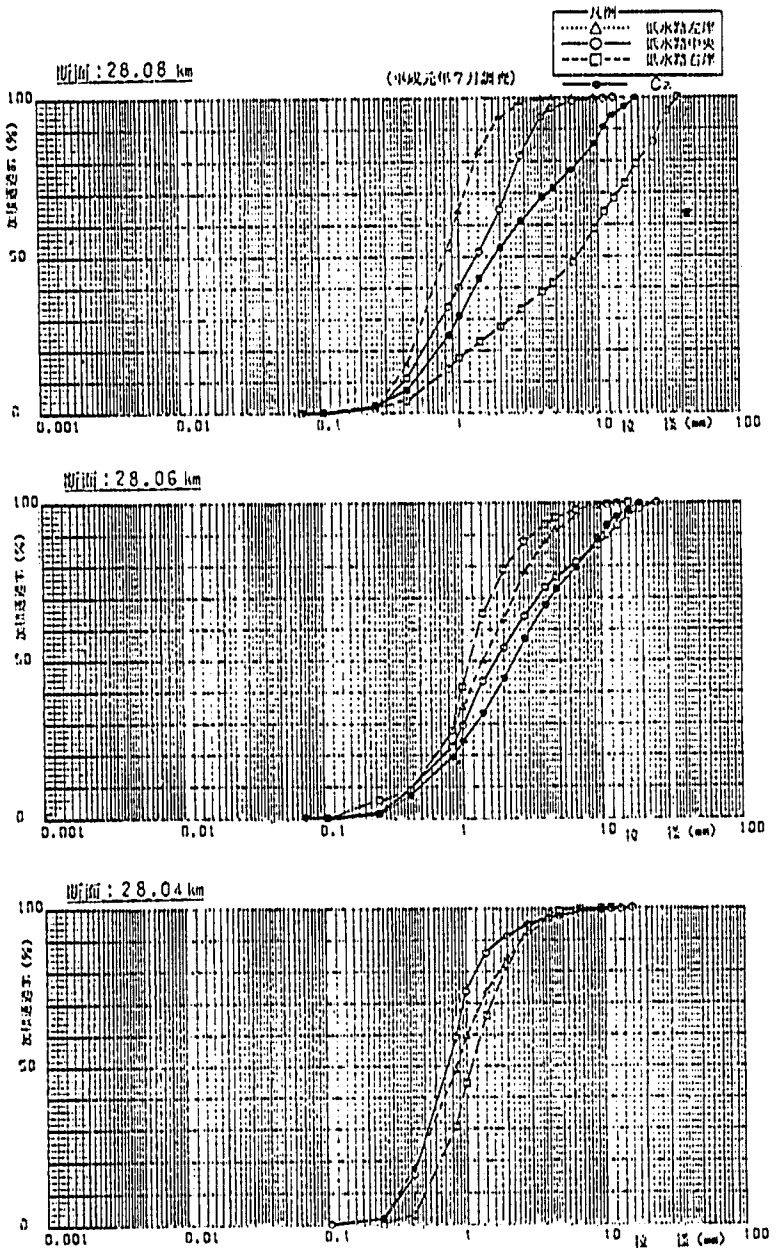
付図-5.2(5) 粒径加積曲線図



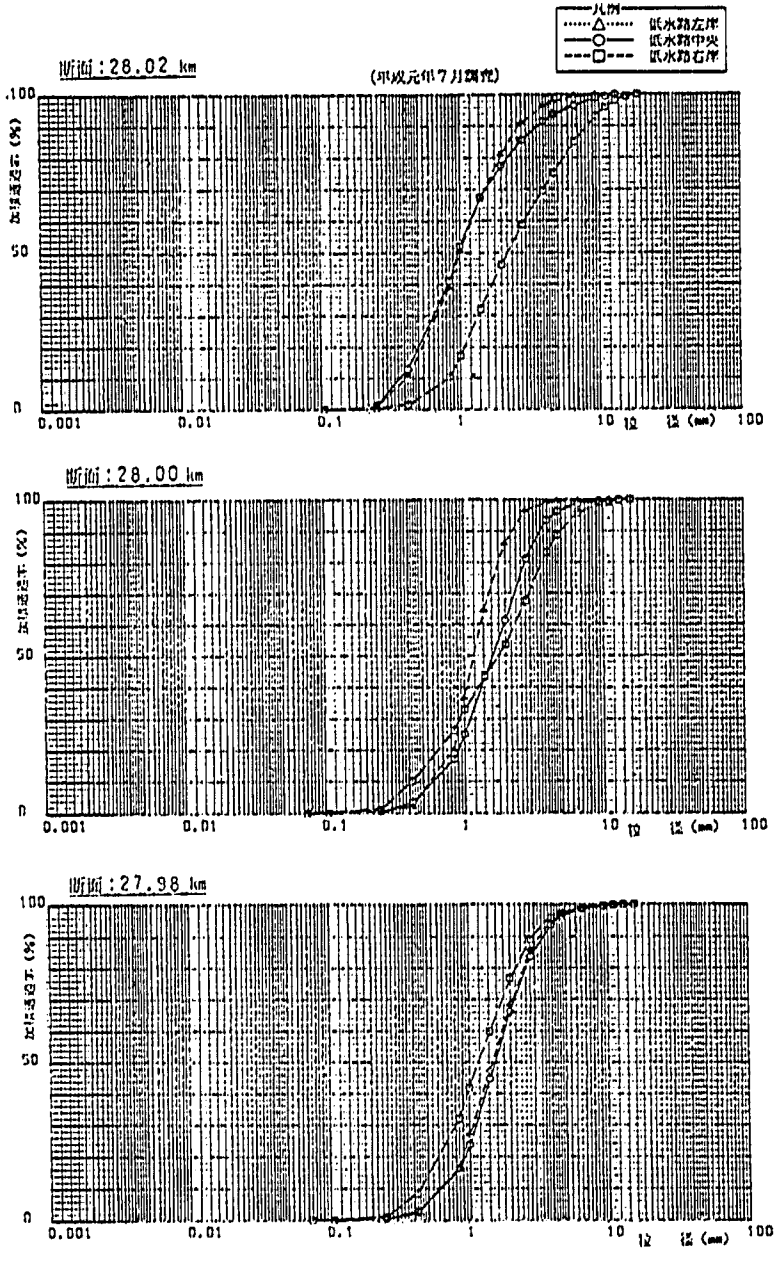
付図-5.2(6)　粒径加積曲線図



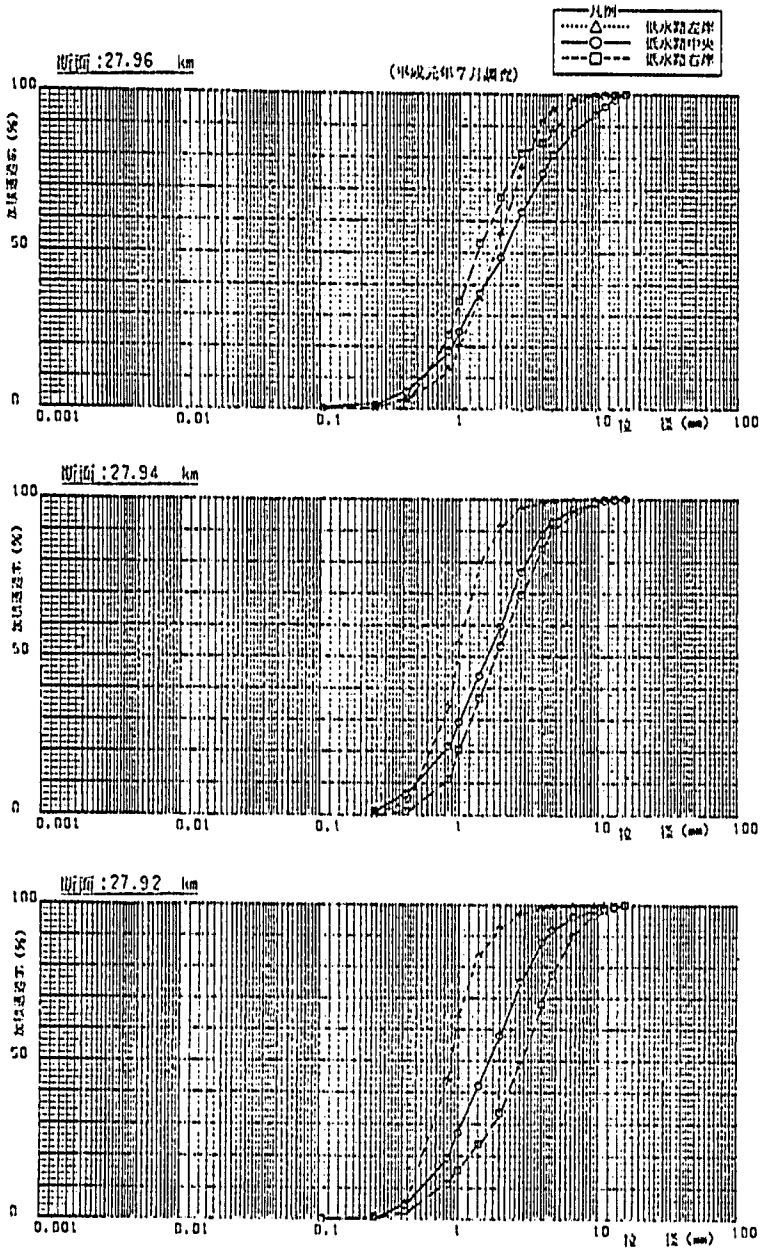
付図-5.2(7)　粒径加積曲線図



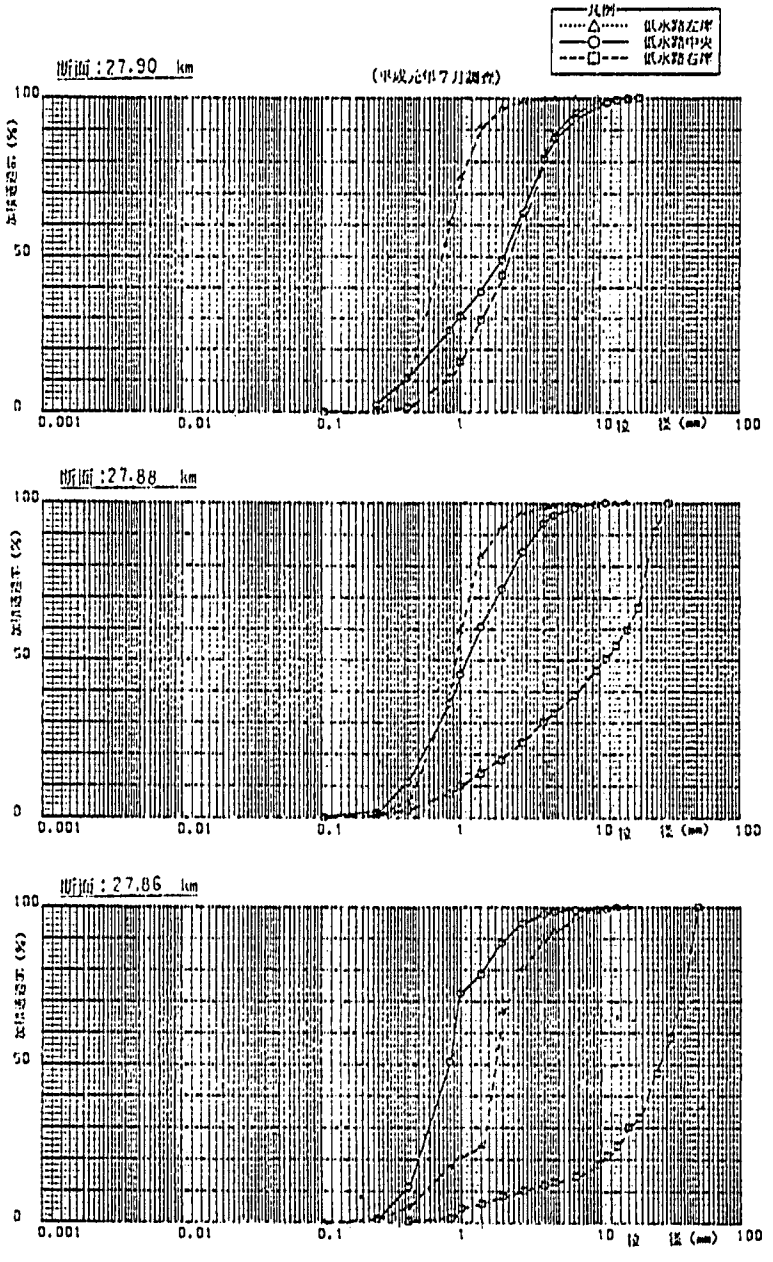
付図-5.2(8)　粒径加積曲線図



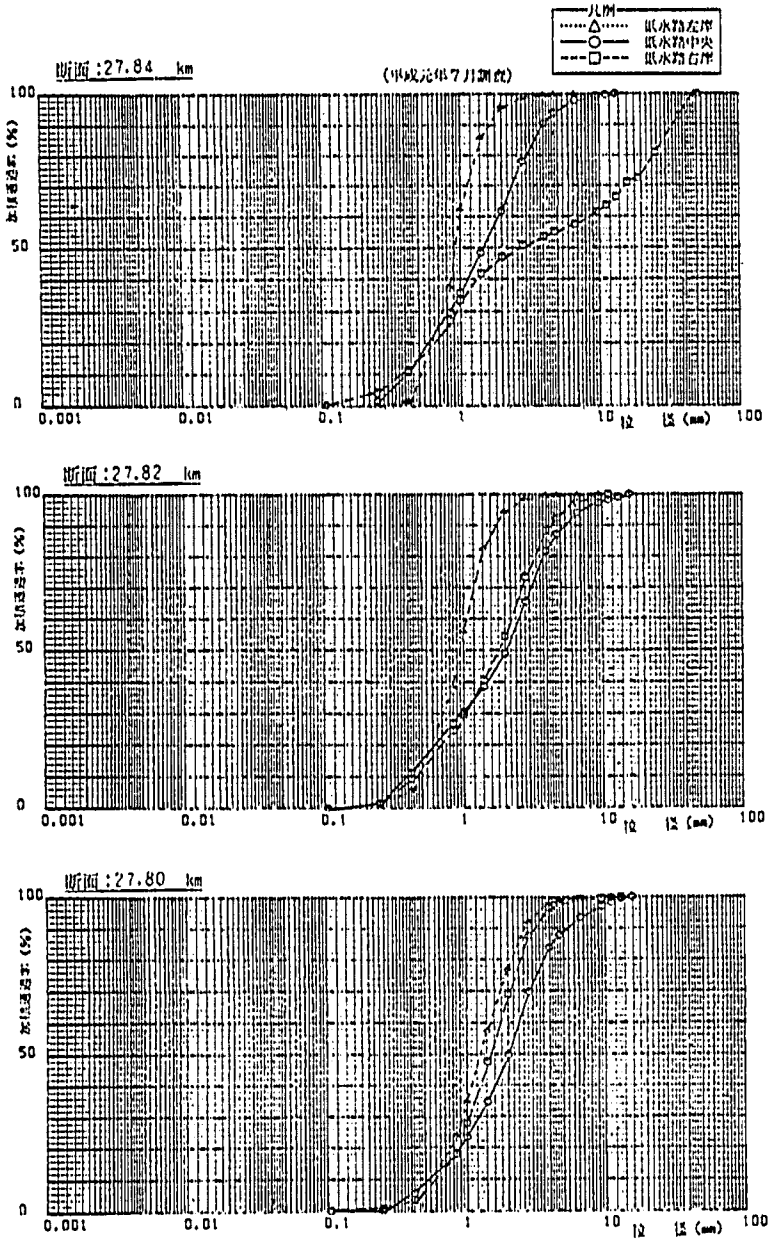
付図-5.2(9)　粒径加積曲線図



付図-5.2(10) 粒径加積曲線図



付図-5.2(11) 粒径加積曲線図



付図-5.2(2) 粒径加積曲線図

あ と が き

昭和63年（1988）7月から河川研究室をあずかることになった。私は次の二つの目標を掲げた。

・楽しく仕事をしましょう。

・Field Work を研究室の重点的な活動項目としよう。

この二つの目標を涸沼川観測所を通して現実化してみようと考えた。

2年間を通してこの目標が十分に達成されたとは思えないが，毎日のハードな仕事の中からも河川そのものの研究調査に楽しみをおぼえる職員が何人か出てきたことは私にとって喜びとなった。

本報告書は，河川研究室の参加のもとで作られたものであり，また速報的性格の強いものである。ある意味で研究室の欠点や実力そのものが忠実に反映されたものとなっている。

完成度の高いものとは言えないが，資料を積み残すよりはましであろうと考え，あえて報告することとした。

本調査に当っては，建設省河川局治水課，各地方建設局，北海道開発局からの調査費の援助があったことを深く感謝したい。

1990年6月21日

河川研究室長　山　本　晃　一

涸沼川洪水観測所レポート〔1〕
1988～1989

ＩＳＳＮ　0386－5878
土研資料　第2895号
平成２年10月　(1990)

山本　晃一，高橋　晃，藤田　光一，渡辺　明英，平林　桂
諏訪　義雄，加賀谷　均，林　正男，長谷川　賢市，西尾　正博
大森　徹治，鈴木　一孝，小池　康雄，佐藤　英治

要　旨　本報告書は，涸沼川の洪水観測所において1988年～1989年の間に観測し得られた成果についてまとめたものである。1988年度よりは，調査の重点を「洪水時における土砂の動態および河道の変化」に移し，その実態把握および機構の推定に努めている。

キーワード：洪水流，現地観測，涸沼川

郵便はがき

郵便切手をはって下さい

3 0 5 - □□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部河川研究室　行

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2895号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印