

土 木 研 究 所 報 告

第 180 号

目 次

1. 高透水性岩盤に対する透水試験	山口嘉一	1		
	波市秀雄			
	松本徳久			
2. 潤沼川における洪水流と河床変動の研究	福岡捷二	浅野富夫	高橋 晃	35
	藤田光一	渡辺明英	平林 桂	
	坂野 章	森田克史	加賀谷均	
	林 正男	長谷川賢市	野堀 均	
	荒木智三	小谷裕司	黒川信敏	
3. 洪水流に及ぼす河道内樹木群の水理的影響	福岡捷二			129
	藤田光一			

平成 2 年 1 月

建 設 省 土 木 研 究 所

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。

高透水性岩盤に対する 透水試験

山口 嘉一*
渡 市 秀 雄**
松 本 徳 久***

Field Permeability Tests for Highly Permeable Rock Masses

by Yoshikazu YAMAGUCHI
Hideo SHIBUICHI
Dr. Norihisa MATSUMOTO

要 旨:

ダム基礎や貯水池周辺に、開口節理を有する高透水性の岩盤が存在することがしばしばある。これらの高透水性の岩盤に対してダム基礎に対する最も一般的な透水試験方法であるルジオンテストを実施すると、乱流の影響を受け正しく透水性の評価ができない場合がある。本研究は、こうした高透水性の岩盤の正確な透水性を評価できる原位置透水試験方法の確立を目的として、実施したものである。

具体的には、孔内圧力計を用いた精度の高いルジオンテストと、ボーリング孔を利用するルジオンテストの利点を生かした高粘性流体透水試験法を実際の高透水性岩盤に適用した。得られた主な結論は以下のである。

- 1) 高透水性の岩盤でルジオンテストを実施すると、乱流の影響を受けることがある。
- 2) 乱流の影響を受けるような岩盤を対象として、精度の高いルジオンテストを実施すれば、乱流時の抵抗則を知ることができる。
- 3) 乱流の影響を受けるような岩盤を対象として、高粘性流体透水試験を実施すれば、層流時の透水性を求めることができる。
- 4) 透水性がほぼ同じであれば、開口節理を有する岩盤の方が多孔質媒体より低い注入圧力から乱流が発生する。
- 5) 高粘性流体透水試験に用いる高粘性流体としては、メチルセルローズ系の増粘材の水溶液が現状では最適なものだといえる。

キーワード：ダム、節理性岩盤、透水試験、漏水量

* ダム部フィルダム研究室 研究員
** ダム部フィルダム研究室 部外研究員 (現 日特建設(株))
*** ダム部フィルダム研究室 室長 工博

Synopsis :

Highly permeable rock masses with open cracks are often found at damsites. When we carry out Lugeon water tests, the most popular field permeability tests for dam foundations, for highly permeable rock masses, it is sometimes difficult to evaluate the accurate permeability of rock masses because of influence of turbulent flow. The purpose of our study is to establish field permeability tests to evaluate permeability of highly permeable rock masses accurately. We conducted the Lugeon water tests with pore pressure gauge in the test section and the field permeability tests by using high viscous fluids in boreholes (hereafter, they are described as high-viscous-fluid permeability tests), for highly permeable rock masses. Main conclusions are

- 1) Lugeon water tests for highly permeable rock masses gave us the results which were influenced by turbulent flow.
- 2) Carrying out the accurate Lugeon water tests, we could obtain the resistance law of highly permeable rock masses in turbulent flow condition.
- 3) We could get the permeability of highly permeable rock masses in laminar flow condition with high-viscous-fluid permeability tests.
- 4) Compared to porous media having almost the same permeability, in rock masses with open cracks results of Lugeon water tests were influenced by turbulent flow at the lower injection pressure stage.
- 5) In the present stage, we think that the solution Methyl-Cellulose viscosity improver and water is optimum as the high viscous fluid for field permeability tests.

Keywords : dam, jointed rock, permeability test, leakage

目 次

1.	まえがき	(4)
2.	既往の研究	(4)
3.	高粘性流体透水試験に関する検討	(6)
3.1	高粘性流体試験の原理と方法	(6)
3.2	高粘性流体の選定	(7)
3.3	高粘性流体の粘度特性	(8)
4.	開口節理を有する岩盤に対する高粘性流体透水試験実施例	(9)
4.1	概要	(9)
4.2	試験サイトの概要	(9)
4.3	試験方法	(10)
4.3.1	試験孔	(10)
4.3.2	試験項目	(10)
4.3.3	試験設備	(10)
4.3.4	水によるルジオンテスト	(11)
4.3.5	多段粘度式試験	(12)
4.3.6	多段圧力式試験	(12)
4.3.7	単一割れ目を対象とした試験	(12)
4.4	試験結果	(12)
4.5	試験結果の考察	(17)
4.5.1	概要	(17)
4.5.2	ルジオンテスト方法について	(17)
4.5.3	高粘性流体透水試験方法について	(18)
4.5.4	層流—乱流ルジオン値比について	(22)
4.5.5	層流限界注入圧力の推定	(22)
4.5.6	割れ目の開口幅と限界レイノルズ数の推定	(24)
4.6	まとめ	(25)
5.	多孔質媒体に対する室内試験の実施例	(25)
5.1	概要	(25)
5.2	多孔質媒体供試体	(26)
5.3	試験方法	(26)
5.3.1	試験手順	(26)
5.3.2	試験装置	(26)
5.3.3	水による透水試験 (A, C)	(27)
5.3.4	高粘性流体透水試験 (B)	(27)
5.4	試験結果および考察	(27)
5.4.1	事前透水試験結果	(27)
5.4.2	高粘性流体透水試験結果	(29)
5.4.3	事後透水試験結果	(29)
5.5	まとめ	(30)
6.	結論	(30)
	謝辞	(32)
	参考文献	(32)

1. まえがき

ダム基礎処理の計画・施工にあたって基礎地盤の透水性を正確に把握することは極めて重要である。とくに漏水量の算定、あるいは基礎処理の範囲や方法の決定を行うには、透水性の正確な把握が不可欠である。また、貯水池を含めたダムは大型の構造物であるため、基礎に関する調査は広域かつ深部まで行う必要がある。基礎深部までの透水性を調査するには現状ではボーリング孔に頼らざるを得ない。このため、ダム基礎に対する透水試験方法には、ボーリング孔からの水の注入を利用したルジオンテスト法¹⁾が一般に採用されている。

ダム基礎や貯水池周辺に、開口節理を有する高透水性の岩盤が分布することをしばしば見受けことがある。このような高透水性の岩盤に対し、ルジオンテストを実施すると、注入した水の岩盤内での流速が著しく速くなり、流況が乱流になると考えられている²⁾³⁾。ルジオンテストに乱流が影響すると、測定結果である注入圧力-注入量曲線（以下、 $p-q$ 曲線と呼ぶ）は直線とならず、注入圧力の増加に比較して注入量の増加の割合が注入圧力の上昇にともなってしだいに減少する逐次流量減少型⁴⁾となる。このため、層流時の透水性が求められないばかりか、 $p-q$ 曲線に直線関係がないため直線部を外挿して求める換算ルジオン値⁵⁾も求めることができないうえ、あえて換算ルジオン値を求めるとその値は試験実施注入圧力範囲により同じ岩盤でも異なることになる。反面、層流の透水性を知ることができれば、その値は注入圧力には依存せず、透水性の大小の定量的な指標となる。さらに、ダムの湛水に伴い基礎地盤中に発生する動水勾配は小さく、水は層流かそれに近い状態で流れていると考えられる⁵⁾⁶⁾。よって、このような開口節理を有する高透水性の岩盤の透水性を厳密に評価するには、透水試験を層流状態で実施する必要がある。

以上のことから、ダム基礎岩盤、特に高透水性の岩盤の深部までの透水性を正確に評価するためには、ルジオンテスト法のようにボーリング孔を利用した注水式の透水試験方法で、かつ層流時の透水性を評価できる試験方法を確立することが重要な課題の一つであることが分かる。

本報告は、上記の課題を鑑みた上で、ルジオンテストにおいて注入する水の代わりに、流況を層流とするのに適当な粘性を有する流体を注入し、試験より得られる注入圧力、注入量、流体の粘性の3つの要素から

層流時の透水性を算出する方法（以下、高粘性流体透水試験と呼ぶ）の有用性に着目し、この実施方法および実施例の結果についてまとめたものである。

現在のところ、高粘性流体透水試験は、現場での実施例の数も限られ、未だ問題点が十分明らかになっていない。そこで、著者らは、適切な高粘性流体の選定、高粘性流体の物性試験、室内高粘性流体透水試験、現場で使用する機械器具の検討を経て、開口節理を有する高透水性の岩盤において実際に試験を行い、層流時の透水性を測定した。また、これらの試験結果から、水を注入したときに層流が得られる限界の注入圧力（以下、層流限界注入圧力と呼ぶ）および割れ目の開口幅の推定等も行った。さらに、この試験の適用性を考察する目的で、一般にはダルシー（Darcy）則が成り立つと考えられている多孔質媒体に対する室内試験を実施し、多孔質媒体はほぼ同じ層流時の透水性を有する亀裂性岩盤に比べ、透水試験時に流況が層流から乱流に移行する圧力あるいは動水勾配が大きいことを確認した。

2. 既往の研究

本章では既往の研究として、①ルジオンテスト方法に関する報告、②ルジオンテストにおける乱流の影響に関する報告、③ルジオンテストに対する乱流対策に関する報告、④高粘性流体を用いた透水試験に関する報告、について本報告内容と関係のあるものを整理した。

はじめに、ルジオンテストに関する報告について述べる。ルジオンテストは元来割れ目を透水経路とするダルシー則の成り立たない岩盤の透水性を評価する簡単な試験法としてダム基礎の調査に実施されていたもので、試験法や解析方法については必ずしも統一されていなかった。我が国では、1977年に建設省土木研究所より「ルジオンテスト施工指針（案）」⁷⁾が提案されルジオンテスト法の標準化が始まった。さらに1984年には、その後の技術的検討結果を踏まえ「ルジオンテスト技術指針・同解説」⁸⁾にその標準的方法がまとめられ、現在この指針にそって広く実施されている。

ルジオンテストは、ボーリング孔のある長さをパッカで仕切り（この区間をステージと呼ぶ）ここに水を注入し、有効注入圧力が 10kgf/cm^2 ときの試験孔長1m当たりの注入量で透水性を評価するものである。透水性の単位にはルジオン(Lu)を用い、 1Lu は $1\ell/\text{min}/\text{m}$ (10kgf/cm^2)の注入量となることを表している。

ルジオンテストはボーリング孔を利用するためダム基礎深部まで実施できることや、方法が比較的簡便であることから広く実施されている。

最近の研究^{8),9)}により強度特性からみて変形性の大きい、いわゆる軟岩に対するルジオンテストも限界圧力以下で試験を厳密に行えば、ピット法などによるいわゆるダルシー則に従う試験方法により得られる透水係数に対応するルジオン値を求めることが可能であることが分かってきており、例えば低圧の静水頭試験なども提案、実施されている。

一方、岩質自体は不透水とみなすことができその透水性はほとんど亀裂に依存している硬岩においては、ルジオン値と透水係数の変換についての問題が指摘されている¹⁾。すなわち、硬岩においてはルジオンテスト時の水の流れがダルシー則に従わないうえ、ダム湛水時の基礎浸透流そのものも厳密にはダルシー則に従わないため、ルジオンテスト結果から単純な換算により透水係数を求めることはできず、さらに透水係数を用いてダム湛水時の基礎浸透流の挙動を予測しがたいという指摘である。元来ダルシーの層流抵抗則は土などの多孔質媒体に対して論じられたものであり、したがって、厳密には透水係数もこうした多孔質媒体のような見掛け流速や平均流速という概念の成り立つ場合に定義できるものである。しかしながら、ハーゲン(Hagen)・ポアズイユ(Poiseuille)らの管路における流体抵抗に関する法則などに示されるように、流況が層流であれば、摩擦損失による圧力の低下勾配は平均流速に比例することが分かっている。この二つの抵抗則は、多孔質媒体における見掛け流速および通水断面積の定義と管路や岩盤の節理内の流れにおける平均流速および通水断面積の定義とに違いはあるものの、ある流速以下の層流範囲において水頭あるいは圧力損失量の勾配と速度が比例するという現象を説明した点では同一と見なすこともできる。このような視点に立てば、岩盤の性状にかかわらず、流況が層流か乱流かの判定とそれぞれの抵抗則を知ることが透水性の正確な評価をするうえで重要となる。このためには、透水試験において層流と乱流とを区別して評価し、貯水位などの条件に応じてダム基礎の浸透流が層流となるのか乱流となるのかを判定することも必要となる。

ルジオンテスト結果に対する乱流の影響については、多くの研究者^{2),3),10)}により指摘されている。ルジオンテストの注入圧力が高すぎると流況が乱流になるため、流水抵抗が層流の場合より増加し、注入圧力 p と注入量 q の関係はおおよそ $p \propto q^2$ となり、結果として透

水性を層流時よりも小さく見積もると考えられている。ホルズビー(Houlsby)³⁾はルジオンテスト結果を分析し、4 Lu以上の場合調査事例の53%が乱流の影響を受けていたと報告している。ルジオンテストの方法やルジオン値の求め方は、国により多少の違いがあるので、この結果をわが国においても全く同様と考えることはできないが、乱流の影響を受けているものが多いことは容易に想像できる。

ルジオンテスト結果に乱流が影響し、層流状態の透水性が求められないと考えられる場合、割れ目岩盤においても条件に合わせてダルシーの法則に基づく試験法⁹⁾が実施されることがある。例えば、ピット式の定水位透水試験などを実施し、ルジオンテスト結果との比較などを検討している場合もあるが、主に深度などの施工条件により実施される箇所は基礎の浅い部分にかざられているのが現状である。また、ルジオンテストと同一の方法でダルシーの法則に従う試験方法として分類されている⁹⁾米国内務省開拓局アースマニュアル E-18パッカ法^{11),12)}(以下、E-18法と呼ぶ)の適用に当たって、どの程度以下の注入圧力にすればダルシーの法則を満足するのかという研究はほとんど見当たらない。ただ、山口ら⁴⁾が、ルジオンテストにおける乱流対策として、高粘性流体透水試験や高精度の低圧試験が考えられるとしている。しかし、実施例に基づく報告はない。

高粘性流体透水試験とは、水では乱流となるような注入圧力において、水の代わりに水より粘性の高い流体を注入し、その流況を層流にし、そのときの注入圧力、注入量、流体の粘性の3つの要素から、透水係数を求める試験法である。透水係数は見掛けの浸透流速と動水勾配の関係がダルシーの法則にしたがう場合の比例定数として式(2.1)で定義されるが、流体の粘性を考慮すれば式(2.1)は式(2.2)のように変形できる。

$$v = k \cdot i \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

$$\begin{cases} v = K \cdot \frac{g}{\nu} \cdot i \\ = K \cdot \frac{\rho g}{\mu} \cdot i \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ここに、 v ：見掛けの流速、 i ：動水勾配、 k ：透水係数、 K ：媒体固有の浸透性を表す固有浸透係数、 g ：重力加速度、 ν ：流体の動粘性係数、 ρ ：流体の密度、 $\mu (= \rho\nu)$ ：流体の粘性係数。

式(2.1)と式(2.2)より透水係数 k と固有浸透係数 K の関係を示せば、式(2.3)のとおりである。

$$\begin{cases} k = K \cdot \frac{g}{\nu} \\ = K \cdot \frac{\rho g}{\mu} \end{cases} \dots\dots\dots (2.3)$$

したがって、高粘性流体を用いて試験を行い層流状態を達成し、地盤固有の値である固有浸透係数 K を求めれば、水との粘性比による変換から透水係数 k を求めることが可能である。渡辺ら¹³⁾は、この原理に基づきグリセリン水溶液を用いた室内実験およびメチルセルロース水溶液を用いた野外ピット式の高粘性流体透水試験を実施し、不飽和な高透水性岩盤の透水係数の算定に必要な試験方法であるとしている。

以上が既往の研究の概要であるが、これらのことから、高透水性の岩盤でのルジオンテスト結果には乱流が影響し、透水性を層流時のそれに比較して過小評価している場合があることが理解できる。しかし、現在のところその問題を解決できる試験法の確立には至っておらず、どの程度の過小評価となっているのかさえ把握されていないのが現状といえる。一方、渡辺ら¹³⁾の実施した高粘性流体透水試験方法は深度の深い箇所でも実施可能なルジオンテストにも適用可能であると考えられる。よって、ルジオンテストの方法を基本とした高粘性流体透水試験法を実用化すれば、高透水性の岩盤の正確な透水性評価が可能となる。

3. 高粘性流体透水試験に関する検討

3.1 高粘性流体透水試験の原理と方法

一般に運動する流体の流況が層流となるか乱流となるかを判定するにはレイノルズ数が用いられる。レイノルズ数がある値(限界レイノルズ数： Re_{crit})以上となると流況は乱流となり、以下では層流となる。レイノルズ数は式(3.1) または式(3.2) で表される無次元量である。

$$Re = \frac{v \cdot d}{\nu} \dots\dots\dots (3.1)$$

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot d}{\mu} \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに、 Re ：レイノルズ数、 v ：流速、 d ：流路の代表寸法、 ρ ：流体の密度、 ν ：流体の動粘性係数、 $\mu (= \rho\nu)$ ：流体の粘性係数。

したがって、流況を乱流から層流にするには、一般に式(3.1) または式(3.2) の分子を小さくするか、分母を大きくすればよい。ルジオンテストにおいて分子を小さくするとは流速を下げることであり、注入圧力を小さくすることで対応しなければならない。一方、

分母を大きくするとは、流体の粘性を高めることで、ルジオンテストにおいては高粘性流体を注入することで対応することとなる。高粘性流体を注入すると岩盤内での抵抗力が大きくなるため、水注入の場合と同一の注入圧力であっても流速が減少し、レイノルズ数をさらに小さくする効果が期待でき、層流状態を得るには、注入圧力を小さくするよりも効果的な方法であるといえる。したがって、ルジオンテスト時に水では乱流となるような注入圧力であっても、適当な粘性を有する流体を注入した場合には層流が得られる。

もし高粘性流体透水試験の実施に先立って層流の得られる粘性が分かっているならば、その粘性を選択することにより、1種類の粘性の高粘性流体を使用して、ルジオンテストと同じように段階的に圧力を上昇させる試験方法も可能である。本報告ではこの試験法を多段圧力式試験と呼ぶ。

しかし、事前にどの程度の粘性で層流が得られるかが分からない場合には、渡辺ら¹³⁾がピット式試験で実施したように、同一の注入圧力で水から順次粘性の高い流体を注入し、各粘性段階ごとの流体の粘性と流量の関係をプロットし、粘性と流量の関係が式(2.2) に準じた式(3.3) を満たす関係、すなわち粘性と流量の反比例の関係を満足することを確認することにより、層流の判定を行うことができる。本報告では、この試験法を多段粘度式試験と呼ぶ。

$$q_H = K' \frac{1}{\mu_H} \cdot p_0 \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに、 q_H ：注入量、 K' ：比例定数、 μ_H ：粘性係数、 p_0 ：一定の有効注入圧力。

多段粘度式試験結果のプロットの模式図を図-3・1に示す。

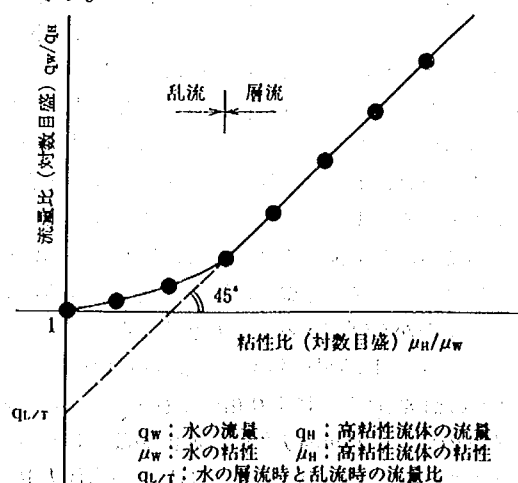


図-3・1 多段粘度式試験結果のプロット

図-3・1において、縦軸は流量比で上に行くほど流量が小さく、横軸は粘性比で右に行くほど粘性が高くなる。両軸とも対数目盛りとしている。添え字のHは高粘性流体を示し、Wは水を示している。本図を以下 $q-\mu(\nu)$ 対数曲線と呼ぶ。横軸の粘性に粘性係数(μ)を用いるか、動粘性係数(ν)を用いるかは注入圧力の管理方法により異なり、圧力で管理する場合は粘性係数、水頭で管理する場合は動粘性係数を用いることとなる。実用上水とほとんど密度の変わらない流体を使用することによって、どちらによって管理してもほぼ同じ形状の曲線が得られる。

いま、試験の有効注入圧力を一定(p_0)として粘性が段階的に上がり、流況が乱流から層流になると、試験結果が $q-\mu(\nu)$ 対数曲線上で傾きが45°の直線に乗ってくる。この直線と $\mu_H/\mu_W=1$ (縦軸)との交点を q_{LIT} とすれば、この有効注入圧力下で水が層流で流れるとしたときの流量 q_{WL} を式(3.4)により推定できる。

$$q_{WL}=q_W/q_{LIT} \quad \dots\dots\dots(3.4)$$

ここに、 q_{WL} :試験圧力下における水の層流状態の推定流量、 q_W :試験圧力下における水の乱流状態の測定流量、 q_{LIT} :高粘性流体による層流状態のデータから求まる傾き45°の直線と $\mu_H/\mu_W=1$ (縦軸)との交点での流量比(無次元)。

この q_{WL} と有効注入圧力 p_0 により層流時の換算ルジオン値 $Lu'\ell$ を式(3.5)により求めることができる。以下この換算ルジオン値を通常の圧力換算によるものと区別して、「粘性換算層流ルジオン値」と呼ぶ。

$$Lu'\ell=\frac{10}{p_0} \cdot q_{WL} \quad \dots\dots\dots(3.5)$$

ここに、 $Lu'\ell$:粘性換算層流ルジオン値、 p_0 :有効注入圧力(kgf/cm²)、 q_{WL} : $p=p_0$ 時の水の層流推定流量($\ell/\text{min}/\text{m}$)。

試験精度が十分であれば、この試験で得られる q_{WL} は、層流条件を満足していることから、透水試験時の境界条件を定めることによって、E-18法¹¹⁾や沢田の式¹⁴⁾などによって透水係数を求めることも可能である。たとえば、E-18法が適用できれば、式(3.6)により透水係数を求めることも可能である。

$$k=\frac{Q}{2\pi H\ell} \cdot \ln \frac{\ell}{r} \quad \dots\dots\dots(3.6)$$

ここに、 Q :試験区間への注入量、 H :水頭差、 ℓ :試験区間長、 r :試験孔の半径。

ただし、水頭差 H はルジオンテストにおける有効注入圧力 p_0 の水頭表示に相当し、流体の密度を ρ 、重力

加速度を g で表せば、 $H=p_0/(\rho g)$ である。また、 Q と q_{WL} には、 $Q=q_{WL} \cdot \ell$ の関係がある。

式(3.6)が成り立つ場合、試験孔半径が3.3cm、試験区間長5mの標準的なルジオンテストにおいて、 $1Lu$ は約 $1.3 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ の透水係数となる。本報告では、層流状態の透水試験結果も原則としてルジオン単位で表すこととしたが、この試験区間周辺地盤の透水係数を評価することが必要な場合は、粘性換算層流ルジオン値 $Lu'\ell$ にE-18法に基づく上記の変換を施すことにより求めた。

3.2 高粘性流体の選定

流体の粘性は、流体を構成する分子の大きさ、形状、密度、分子間力などによって異なると考えられる。しかし、高粘性流体透水試験の原理から明らかなように、高粘性流体の運動に関与する物性のうち粘性以外は水に近いことが望ましい。したがって、試験精度の確保のうえからは、粘性以外の物性にも十分考慮して高粘性流体を選定する必要がある。

水より粘性の高い流体には、炭化水素油、高分子水溶液などがある。著者らは、表-3・1に示すように、安全上の問題点、解析上の問題点、取扱上の問題点、経済上の問題点を総合的に検討し、最終的に市販のメチルセルロース系の増粘剤を高粘性流体透水試験用に選定した。すなわち、炭化水素油は、地下水の汚染の問題や消防法上の危険物となることや、目標の粘度を現場で調合しにくいこと。グリセリン水溶液は、密度が大きいく、凝固点が17°Cと高いこと、また、わずかの希釈で粘度が著しく低下すること。などの理由により採用しなかった。

表-3・1 高粘性流体の比較検討表

項目 \ 種類	メチルセルロース	炭化水素油	グリセリン	備 考
安全上の問題	○	×	○	炭化水素油は水に不溶、危険物
解析上の問題	△	△	△	メチルセルロース水溶液は非ニュートン性
取扱上の問題	○	×	△	炭化水素油は現場で配合できない
経済上の問題	○	○	△	グリセリンは高濃度使用となり高価
総合評価	○	×	△	

○:ほとんど問題なし △:やや問題あり ×:問題あり

メチルセルロース系の増粘剤は、土木の分野では特殊水中コンクリート用混和剤¹⁶⁾として利用されている。そのほか左官、化粧品、食品、薬品などの粘調剤としても用いられている。品質、重合度、表面処理状態などにより何種類かの製品が市販されている。流動特性については、重合度の大きいものは非ニュートン

性があることから、使用するにあたりこの点について検討する必要がある。

選定したメチルセルロース系の増粘剤の基本的な性質をカタログ等からまとめると表-3・2に示すようである。

表-3・2 増粘剤の基本性状

外観：白色～淡黄色微粉末
成分：ヒドロキシプロピルメチルセルロース
見掛け比重：0.3～0.5
真比重：1.26～1.31
安息角：40～50°
炭化温度：280～300℃
分子の形状：糸状 太さ： 10^{-9} m
長さ： 7.5×10^{-5} m

3.3 高粘性流体の粘度特性

高粘性流体の粘度特性として、流動特性、濃度と粘度の関係、温度と粘度の関係について調べた。

共軸二重円筒型の回転粘度計により、高粘性流体の恒温状態での流動曲線を求めた。その結果を図-3・2に示す。JS-500は粘度計校正用の粘度標準液の

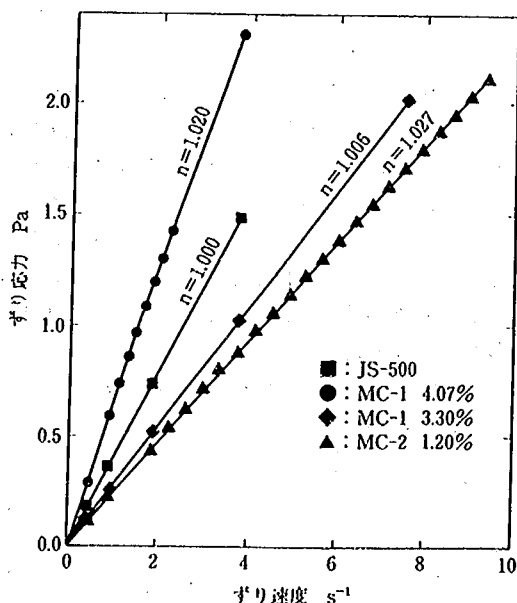


図-3・2 高粘性流体の流動特性

JIS規格品であり、MCはメチルセルロース系の増粘剤を示し、MC-1はMC-2より重合度の低いものである。メチルセルロース系の増粘剤の水溶液は、上にやや凸の曲線形状となっており、擬塑性流体であることがうかがわれる。擬塑性流体の流動曲線は、式(3.7)または式(3.8)により良く表されるといわれて

いる¹⁰⁾。

$$\mu \cdot D_s = \tau^n \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

$$\mu \cdot D_s = \tau + C_T \cdot \tau^n \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

ここに、 D_s ：すり速度、 τ ：すり応力、 μ 、 C_T 、 n ：流体により決まる定数。

ここでは、測定結果を式(3.7)で近似し、 n を非ニュートン指数とし、この大きさを非ニュートン性を比較した。 $n=1$ のときがニュートン流体である。表-3・3にすり速度が 1 s^{-1} のときの各流体の見掛け粘度

表-3・3 高粘性流体の非ニュートン性の比較

高粘性流体の種類	見掛け粘度 $\text{mPa} \cdot \text{s}$	非ニュートン 指数
JS-500 粘度標準液	392	1.0001
MC-1 3.30%	390	1.0063
MC-1 4.07%	625	1.0213
MC-2 1.20%	235	1.0266

度と非ニュートン指数を示した。この表より、メチルセルロース系の増粘剤は重合度が大きく、水溶液濃度が高いほど、非ニュートン性が大きくなることがわかる。ただ、ここで示した非ニュートン指数はさほど大きいものではないと考える。そこで、市販されている増粘剤の中では、MC-1が最も重合度が低いので、これを高粘性流体の材料とした。以下、このMC-1を高粘性材料、その水溶液を高粘性流体と呼ぶ。

高粘性流体の濃度と見掛け粘度の関係についての測定結果を図-3・3に示す。現場での地下水温を考慮

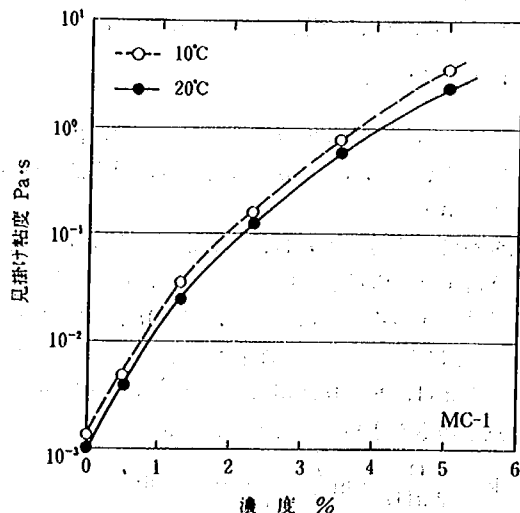


図-3・3 高粘性流体の濃度と見掛け粘度

して、液温 10°C と 20°C での測定を実施した。測定は単軸円筒回転粘度計（ブルックフィールド型粘度計）により恒温・恒湿状態で行った。なお、単軸型の粘度計

による測定のため、測定時のずり速度は不明で、こ
こでいう見掛け粘度は、流体をニュートン流体とみなし
て求めた値である。前述の非ニュートン指数はさほど
大きくないという評価から、以後、高粘性流体の粘性
表示にあたっては、同様に高粘性流体の非ニュートン
性は考慮していない。図-3・3から分かることは、
次のとおりである。濃度が高くなるにつれて高粘性流
体の粘性も高くなるが、濃度増加に対する粘性増加の
割合は次第に減少していく。重量濃度でおよそ4%と
なると水の約1,000倍の粘度が得られる。高粘性材料の
比重を1.3とすれば、4%濃度の高粘性流体でもその
比重は1.01で水との密度の差は小さく、密度流の影響
は小さいと考えられる。

粘性は温度により変化することが知られている。水
も例外ではなく温度により粘性が変化する。一般に、
室内透水試験では試験に用いた水の温度を測定してお
き、15°Cに換算した透水係数を求めている¹⁷⁾が、現場透
水試験では水の温度は考慮されないことが多い¹⁸⁾。そ
れは、現場試験においては注入する水の温度と地下水
温に大きな差がないこと、およびその温度差の範囲に
おける水の粘性差が小さいことを考えてのことと思わ

れる。実際の高粘性流体透水試験においても、注入す
る高粘性流体の温度を地下水温に近づけたうえで試験
を行うことが望ましいと考えられる。高粘性流体の
10°Cと20°Cでの粘性測定結果をプロットすると図-
3・4のようなものである。片対数紙上では、どの濃度でも
ほぼ等しい傾きとなっており、粘度と温度の関係は式
(3.9)により近似できる。

$$\log \eta = a - b \times T \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

ここに、 η : 見掛け粘度(mPa・s)、 T : 液温(°C)、
 a : 濃度により決まる定数、 b : 温度による粘度の変
化率。

図-3・4上の30個の測定データを統計処理して求
まる高粘性流体の勾配 b は0.0152となった。水の10°C
と20°Cの粘性値から求まる同様の勾配は0.0115であ
り、両者に大きな違いがない。高粘性流体透水試験時
において、高粘性流体の注入前の液温と地下水温とに
差がある場合、試験時の液温は両者の中間的な値と
なっていると考えられるが、原則としてこの温度差に
よる粘性の補正は行わない。

4. 開口節理を有する岩盤に対する高粘 性流体透水試験実施例

4.1 概要

ルジオンテストにおいて乱流が発生しやすいと考え
られる高透水性の割れ目岩盤を試験サイトとして、孔
内圧力計を用いた精度の高いルジオンテストと高粘性
流体透水試験を実施した。その結果、ルジオンテスト
においてはP-q曲線が逐次流量減少型となることを
確認し、高粘性流体透水試験により層流時の透水性を
推定することができた。

本章では、この試験の実施方法と試験結果について
報告する。

4.2 試験サイトの概要

試験を実施したのは九州地方のダム建設予定地点で
ある。このダムサイトでは、リム部に開口した冷却節
理の発達した第四紀の安山岩質溶岩が分布し、高透水
ゾーンとなっている。高粘性流体透水試験は、このゾ
ーンの層流状態での透水性を把握するための調査として
実施した。

図-4・1に当試験サイトの地質模式断面図と試験
位置を示す。

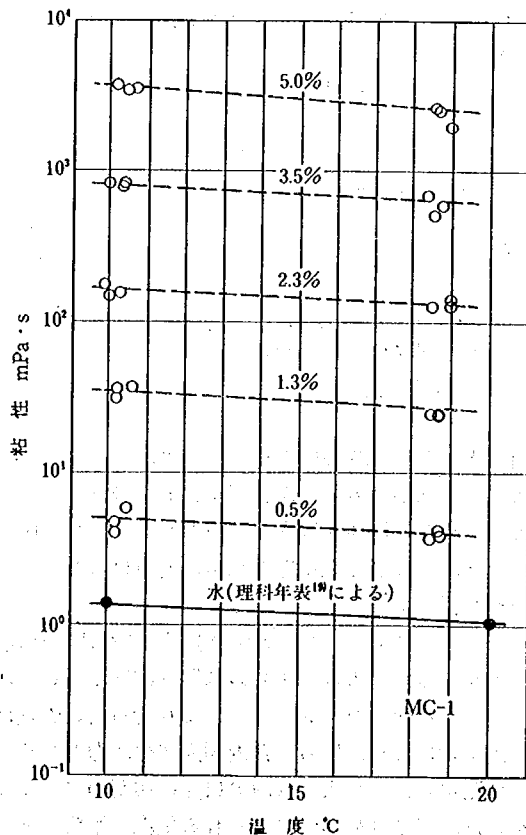


図-3・4 高粘性流体の温度と粘性

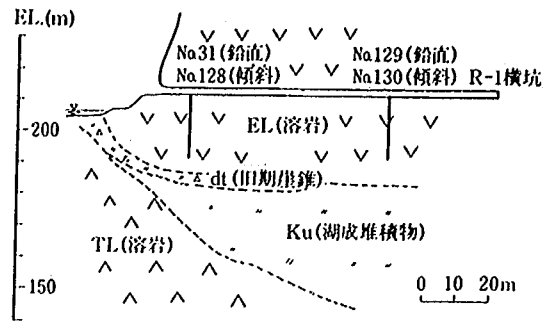


図-4・1 試験サイトの地質概要

試験の対象としたのは、図-4・1に記号E Lで示す輝石安山岩質の溶岩である。岩質は比較的新鮮で、透水性に關与するのは節理面を主とする割れ目と考えることができる。主たる六角柱状節理面は水平に対し約70度の傾斜で立っているため、透水試験孔の角度により、割れ目との遭遇率が大きく異なり、得られるルジオン値が異なることが既往の調査により指摘されている。また、川よりでは山よりに比べ透水性が大きいことも指摘されている。地下水位は季節により多少の変動があるが、試験実施時期においては、横坑の下盤から約3 m下に存在し、試験はすべて地下水位以深で実施した。

4.3 試験方法

4.3.1 試験孔

試験孔は横坑内からボーリングすることとし、既設調査（グラウトテスト、ピット式透水試験等）の影響の小さい位置の、横坑坑口からそれぞれ9.0m、72.0mの2箇所とした。また、節理の角度を考慮し、それぞれの位置で鉛直孔と下流向き45度の傾斜孔を設けた。各試験孔の諸元を表-4・1に示す。

試験深度は、横坑下盤から5.0~20.0mとし、ステージ割りは、ステージ長5m、各孔3ステージとした。上位のステージから1St, 2St, 3Stと呼ぶ。図-4・2に試験孔の模式図を示す。

表-4・1 試験孔諸元

区分	孔番	孔長(m)	角度(°)	位置	試験区間(m)
既設孔	31	45.0	90	R-1坑内	
新設孔	128	20.0	下流向き 45	坑口から 9.0m 地点	深度 5.0~20.0
	129		90	R-1坑内	
	130		下流向き 45	坑口から 72.0m 地点	

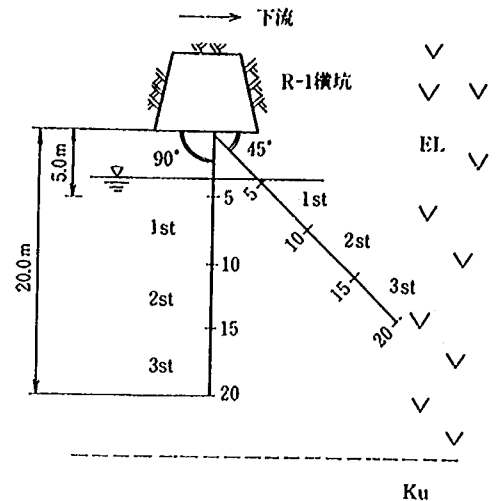


図-4・2 試験孔模式図

4.3.2 試験項目

水によるルジオンテストのほかに、同一圧力で注入する流体の粘度を段階的に上げていく多段粘度式試験、同一の粘度の高粘性流体を圧力を段階的に上げて注入する多段圧力式試験の3種類の試験を行った。

それぞれの試験ステージと実施試験については、表-4・2に示した。

表-4・2 試験項目

孔名	No.31			No.128			No.129			No.130		
試験項目	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c
1st	○	○	—	○	○	—	○	○	—	○	○	—
2st	○	○	○	○	○	○	○	○	—	○	○	—
3st	○	○	—	○	○	○	○	○	—	○	○	○

a : ルジオンテスト b : 多段粘度式試験
c : 多段圧力式試験 ○ : 実施したもの

4.3.3 試験設備

図-4・3に試験設備の概要を示す。

横坑外に高粘性流体の作製プラントを設け、ここで作製した高粘性流体を坑内の貯液タンクにポンプ圧送し、脱気、および液温を地下水温に近づけるための温度調整を行った。

ルジオンテストも、高粘性流体透水試験も同一の設備により行った。流量と圧力の制御は電磁流量計と注入ポンプに装備したインパクタにより行った。流量は電磁流量計により、圧力は孔内挿入式の圧力センサーにより測定した。注入配管内の口元に透明のアクリル管を設け、高粘性流体中に含まれる気泡を観察できるようにした。

高粘性流体透水試験時には、それぞれの高粘性流体の注入開始直前に流体の温度、粘性、比重を測定した。試験に使用した機械・計器の仕様を表-4・3に示す。なお、粘度計は事前に室内において校正を行い、

表-4・3 使用機器の仕様

名 称	型 式	仕 様	出力KW	用 途	台数
揚水ポンプ	水中ポンプ	φ50mm 高揚程	2.2	給水	1
ミキサー	MPM-10	150rpm, 300ℓ×2, 横型2槽	3.7	作液	1
グラウトポンプ	MG-10	2速複動, 0~120ℓ/min, 0~70kgf/cm ²	7.5	送液・注入	2
電磁流量計	CAMISA-FG12L	圧力:15,30kgf/cm ² , 流量:15,120ℓ/min, ±1%FS		流量測定記録	1
孔内圧力センサ	棒型	アンプ内蔵式, 0~15kgf/cm ² , ±1.5%FS		圧力測定	1
タンク		1 m ³		貯液・脱気	10
粘度計	CVR-20	回転粘度計 校正済		粘度測定	1
比重計		比重浮秤		比重測定	1式
温度計		0~50℃, 1℃目盛り		温度測定	4

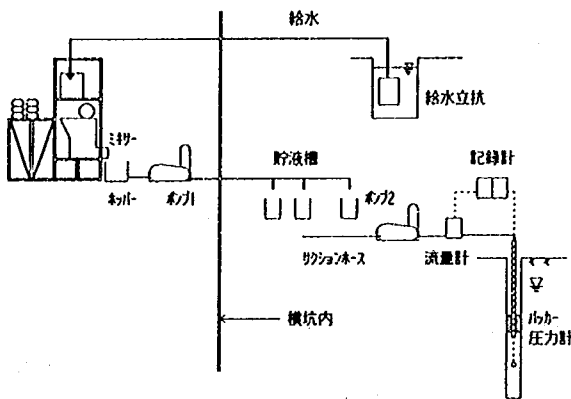


図-4・3 試験設備の概要

使用粘度範囲における校正係数を求めておいた。

使用した機械の機種を選定に当たっては、事前にミキサー、ポンプの能力、配管の径について予備試験を行って決定したものであるが、ほとんどがグラウチングに使用している機械である。

4.3.4 水によるルジオンテスト

ここで実施したルジオンテストは技術指針¹⁾に示されている一般的な方法とは多少異なっており、ルジオンテストと呼ぶことは適さないかもしれないが、他の試験名称とすると煩雑になるので、本報告の中ではルジオンテストと呼ぶこととした。

このルジオンテストは、高粘性流体透水試験に先立って実施し、その試験結果により高粘性流体透水試験の注入圧力の設定と粘度の割り振りを最終的に決定

することも大きな目的の一つとしている。

高粘性流体透水試験の注入圧力は、岩盤に大きな変形を与えない範囲で、水から、水の約1,000倍程度の粘性の流体までの流量が測定可能範囲に入るように設定しなければならない。すなわち、試験対象岩盤が高透水性の場合は注入圧力を小さくし、低透水性の場合には注入圧力を大きくする必要がある。ルジオンテストでは、前述の目的から高粘性流体透水試験で設定する注入圧力付近の流量と圧力の関係を求める必要がある。そこで、一般のルジオンテストでは事前に測定すべき圧力段階を定めておく方式であるが、本ルジオンテストの圧力段階の決定に当たっては、最高圧力は10 kgf/cm²に定めておいたものの、その圧力範囲以内においては、圧力の単純なステップ割りをして設定値を決定するだけでなく、流量にも設定値を設けることとした。すなわち、ある圧力段階から次の圧力段階に上げるときに、圧力が上記設定値に達していなくても流量が設定値に達した場合には、その規定の流量における圧力を測定するという方式を採ったわけである。結果的には、岩盤が低透水の場合には、通常と同様設定した圧力値に達した時点での流量を測定することになり、高透水の場合には、設定した流量時点での圧力を測定することとなった。

圧力測定には前述した通り孔内挿入式圧力計を用い、直接有効注入圧力が測定できるようにし、精度を高めた。

結果的に、岩盤が低透水性の場合には、孔内圧力計を用いた以外は通常のルジオンテストとほとんど同じ方法となり、高透水性の場合には、極めて低圧での特異な試験となった。

4.3.5 多段粘度式試験

高粘性流体透水試験の実施例がほとんどないことから、試験に使用する高粘性流体の粘度範囲の限界を知りたいこともあって、ある程度の粘性で層流が得られる場合であっても、原則として水の1,000倍程度の粘性の流体までを使用することとした。また、高粘性流体の粘度の種類を10種類とすることとした。層流状況が得られる複数の粘度段階の高粘性流体による透水試験結果を等しい重みで統計処理を行うためには、高粘性流体の粘度の割り振りを水の粘度から最大粘度まで指数的にかつ規則的に配置することが望ましい。しかし、5 mPa・s 以下の粘性の測定が難しいことから、最も粘性の低い高粘性流体の粘性を5 mPa・s として、以後の粘性が指数的に増加する配合とした。

注入圧力は、原則として、水の注入量がステージ当たり、およそ50ℓ/min となる圧力とした。しかし、試験区間の透水性が非常に大きいため、この圧力が設定可能な圧力より小さくなるときは、設定可能な最小の圧力で試験を実施した。この場合、流量計がスケールアウトすると予測される水やそれに続く比較的低粘度の高粘性流体を用いた試験は省略した。そのため試験結果の $q-\mu(\nu)$ 対数曲線における粘度比の基準値には通常水の粘性値を用いるのに対し、試験に使用した高粘性流体の最小粘度を基準値として用いた。

4.3.6 多段圧力式試験

多段圧力式試験は、所定のステージで多段粘度式試験終了後に昇圧段階のみ実施した。

この試験の目的は、層流の得られる粘度・圧力範囲での $p-q$ 曲線の形状を確認することである。試験圧力は、原則として、多段粘度式試験時の圧力を最高圧力として5段階程度とし、高粘性流体には、多段粘度式試験で層流の得られる粘度のうち、比較的粘度の小さい流体を選んだ。

4.3.7 単一割れ目を対象とした試験

前述の図-4・2に示したように各試験のステージ長は機械的に5mとしているため、各ステージ内には複数の割れ目が存在している。このため、ルジオンテストのある状況下において、それぞれの割れ目で流況が異なることも考えられる。そこで、一つの試みとして、ボーリングコアから判断して、試験区間内に割れ

目が節理による割れ目1本となるように試験区間を短縮してルジオンテストおよび高粘性流体透水試験を実施した。

この試験の実施箇所は、No.128孔の3Stの一部である深度19.1~20.0mの一箇所である。

ルジオンテストおよび高粘性流体透水試験の方法はステージ長5mの試験の場合と同様である。

試験対象とした岩盤において、その透水性は割れ目によりのみ依存し、割れ目以外の岩質自体のもつ透水性は無視し得ることから、単一割れ目を対象とした透水試験では、注入量のすべてがこの特定した1本の割れ目を通じて孔外に流出していると考えることができる。このことから、本試験によって割れ目の開口幅や割れ目内の流況の判定を行う限界レイノルズ数を推定することができる。

4.4 試験結果

表-4・4に主な試験結果の一覧を示す。

水によるルジオンテストの $p-q$ 曲線図、多段粘度式試験の $q-\mu(\nu)$ 対数曲線図、多段圧力式試験の $p-q$ 曲線図を図-4・4、図-4・5、図-4・6に示した。

水によるルジオンテストの結果の中には、最小試験圧力、最大試験圧力、換算ルジオン値、乱流換算ルジオン値($Lu't$)、および流量・圧力の関係を式(4.1)で近似したときのべき数 β を示した。ここで、換算ルジオン値としては、最大試験圧力時とこれにつぐ圧力時の2点のデータを $p-q$ 曲線上で直線延長して得られる換算ルジオン値を $Lu'1$ 、最小圧力時の1点と原点との直線延長により得られる換算ルジオン値を $Lu'2$ として示した。また、乱流換算ルジオン値とは、ルジオンテストの各圧力、流量データを式(4.1)で近似し、その式の p に10kgf/cm²を代入して求めた流量値(ℓ/min/m)である。したがって、注入圧力により試験孔周辺岩盤を变形させずに試験圧力を10kgf/cm²まで上げたときの流量は、この乱流換算ルジオン値に近いものと推定できる。なお、表-4・4に示した $Lu't$ および β の値は、ルジオンテストの昇圧時のデータから求めたものである。

$$p = \alpha \cdot q^\beta \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、 p : 注入圧力 (kgf/cm²)、 q : 注入流量 (ℓ/min/m)、 α 、 β : 回帰係数。

多段粘度式試験については、試験圧力、粘性換算層流ルジオン値($Lu'\ell$)、 $q-\mu$ 対数曲線から読み取った

表-4.4 試験結果一覧

孔 番	ス テ ー ジ	水によるルジオンテスト						多段粘度式試験			多段圧力式試験				割れ目本数			
		試験圧力kgf/cm ²		換算ルジオン値		乱流換算ルジオン値		試験圧 力 kgf/cm ²	粘性換 算層流 ルジオン値	層流遷 移粘度 比	試験圧力kgf/cm ²		粘度比	粘性換 算層流 ルジオン値	冷却 節理	凹凸 割れ目	計	
		p		高圧部 2点 Lu'1	最小圧 力1点 Lu'2	昇圧時					p							Lu'1'2
		最小	最大			Lu'1	β				p	Lu'1'		最小				
31	1	0.05	1.04	160	870	88	1.76	0.63	3,900	30	-----	-----	-----	14	1	15		
	2	0.03	0.82	170	1,600	89	1.91	0.57	5,800	46	0.08	0.50	90.7	6,900	14	6	20	
	3	0.05	1.13	140	800	84	1.75	0.60	4,600	47	-----	-----	-----	-----	13	4	17	
128	*1	0.05	0.28	600	820	833	0.99	0.44	4,000	25	-----	-----	-----	-----	14	4	18	
	*2	0.01	0.11	1,600	2,500	391	1.52	0.43	6,900	11以下	0.27	1.48	73.6	5,200	11	4	15	
	3	0.01	0.18	960	4,400	250	1.65	1 亀裂を対象とする試験に変更							9	4	13	
129	1	2.1	10	2.0	3.8	2.0	1.70	9.9	水の段階から非定常の影響							7	5	12
	2	0.2	3.09	7.6	49	8.6	1.85	3.1	77	22	-----	-----	-----	-----	3	1	4	
	3	2.0	10	0.33	0.15	0.35	0.61	乱流現象認められず							0	1	1	
130	1	0.08	5.75	37	80	44	1.19	1.59	360	40	-----	-----	-----	-----	13	3	16	
	2	0.16	8.78	11	43	12	1.47	1.54	96	19	-----	-----	-----	-----	12	5	17	
	3	0.46	3.45	30	88	29	1.59	1.41	210	不明	0.53	8.50	24	120	12	3	15	
											0.50	6.75	45.7	110				

* 多段粘度試験において水から開始していないステージ

層流遷移粘度比を示した。なお、水から注入を開始していない場合も、この粘度比の基準を水に換算して求めている。

多段圧力式試験については、試験圧力、使用流体と水との粘度比および粘性換算層流ルジオン値($\text{Lu}'2$)を示した。

また、ボーリングコアからの情報として、割れ目本数を示した。割れ目は滑らかな面を有する冷却節理と岩盤中応力等により後生的に発生した凹凸を有する面とに大別できる。ただし、いずれの割れ目も表面が灰色に変色し、その多くには粘土や鉄錆の付着が認められるので、コア採取時に発生した割れ目とは容易に区別することができた。

ルジオンテストにおける $p-q$ 曲線の逐次流量減少の傾向は、べき数 β によってわかる。 β が 1 よりも大きい場合逐次流量減少を意味する。No.128孔で実施した3つのステージのルジオンテストの試験圧力は小さく、この範囲で β を求めるにはやや精度上の問題があると考えられる。さらに No.128孔の1Stでは高粘性流体透水試験により水の注入時には乱流の発生が確認されているにもかかわらず β が 1 以下となっている。よって、No.128孔の結果は考察の対象から除外する。No.129孔の3Stでは、降圧時の流量が昇圧時の流量を上回っていることから、昇圧時に割れ目の開口幅に変

化があり(圧力の上昇にともない開口幅が大きくなった)、 β が 1 未満の逐次流量増加型の $p-q$ 曲線⁴⁾となったと考えられる。

No.128孔では透水性が極めて高く、多段粘度式試験における最小の粘度の流体を水とすると、水のときの流量を 50 l/min 程度にするには注入圧力を極めて低くしなければならず精度上の問題があると判断し、第1段階の粘度から高粘性流体を用いた。

No.129孔の3Stでは透水性が極めて小さいため、高粘性流体の注入量が極めて小さくなることが予想され、測定精度・計測時間の点で問題があり、高粘性流体透水試験は実施しなかった。

試験結果の概要をまとめると以下のようである。

- ① 孔内圧力計を用いた精度の高いルジオンテストにより、逐次流量減少型の $p-q$ 曲線が得られた。
- ② 多段粘度式試験では、低圧の試験であることもあるが、水の50倍程度の粘度の高粘性流体の注入ではいずれも流況が層流となり、 $q-\mu$ 対数曲線図で傾きがほぼ 45° の直線が得られた。
- ③ 多段圧力式試験では、ほぼ直線型の $p-q$ 曲線が得られた。
- ④ 多段粘度式試験、多段圧力式試験から求まる層流の透水性はほぼ等しく、岩盤の層流の透水性が求められたと判断できた。

(14)

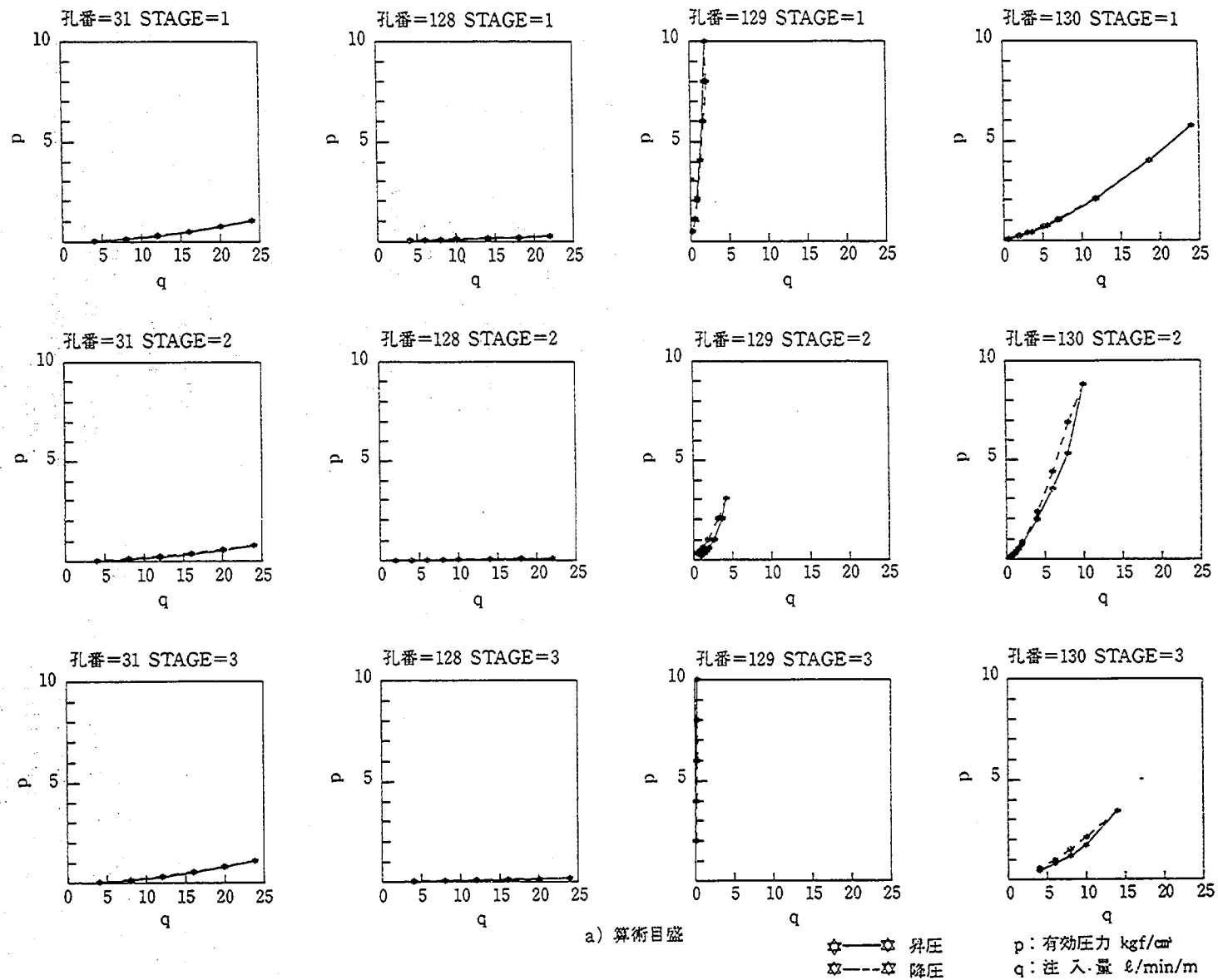


図-4-4 水によるルジオンテストのp-q曲線

(15)

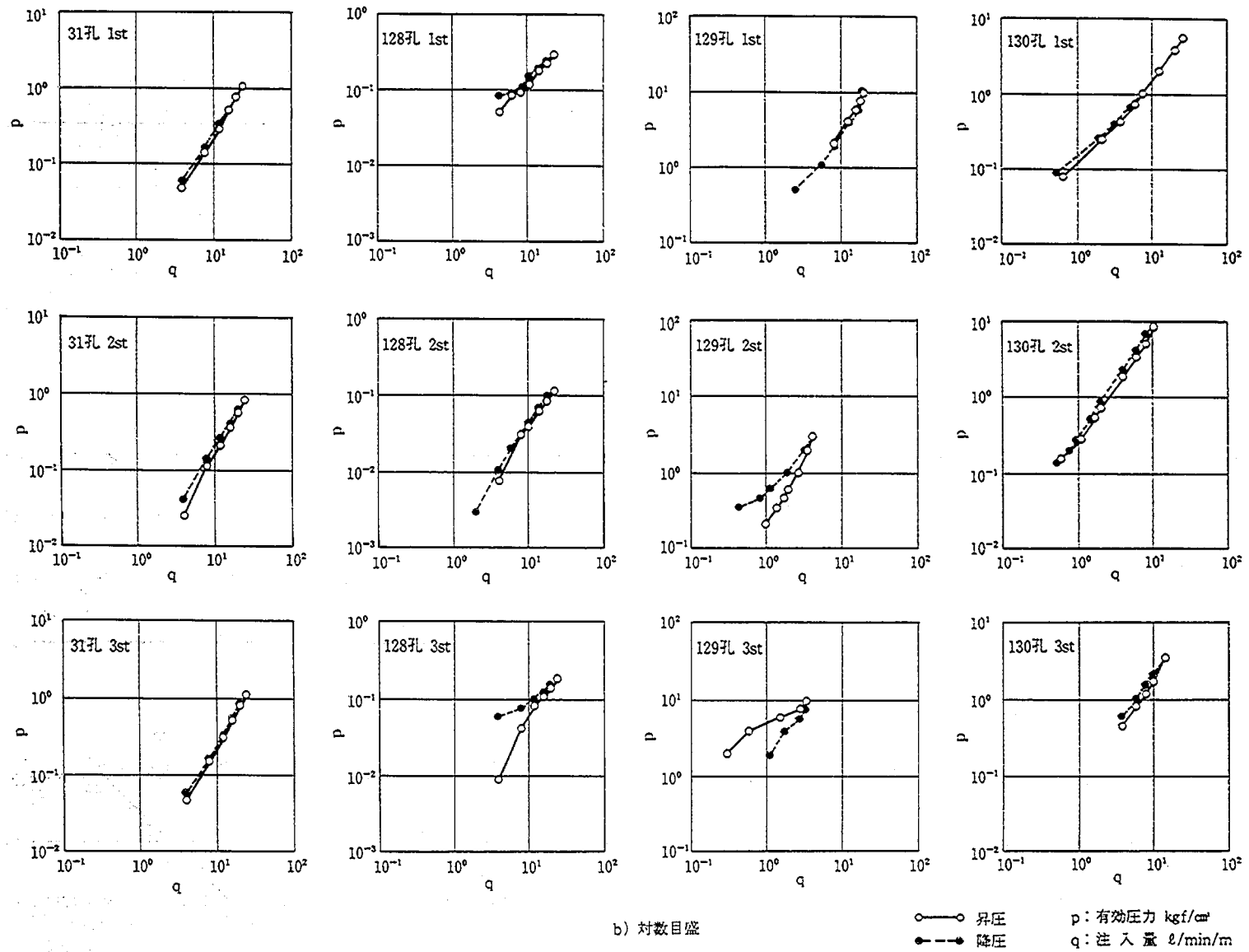
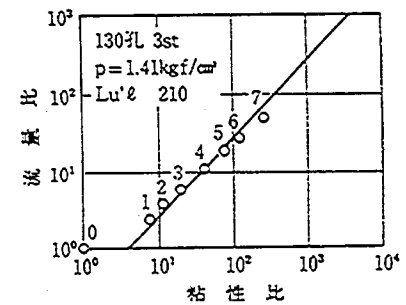
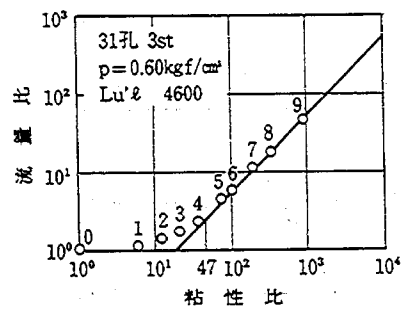
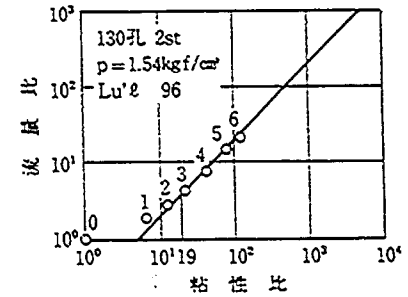
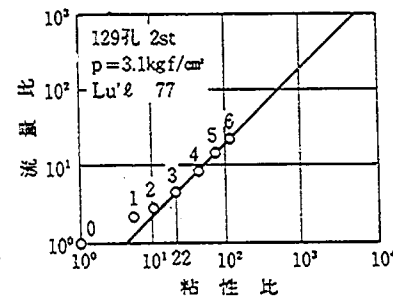
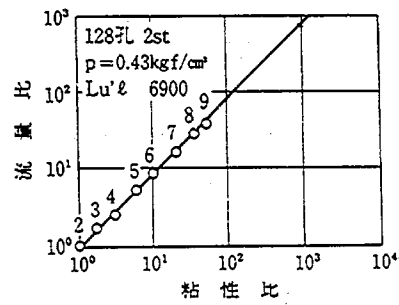
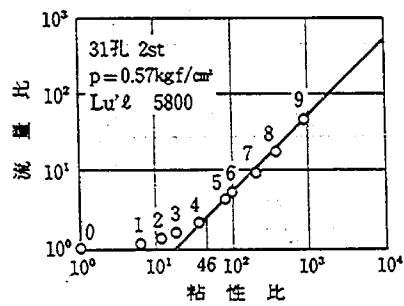
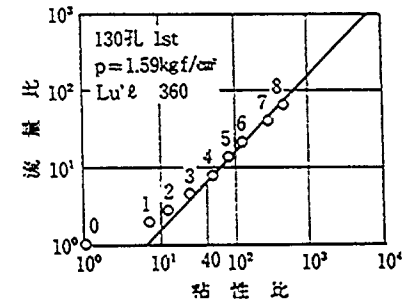
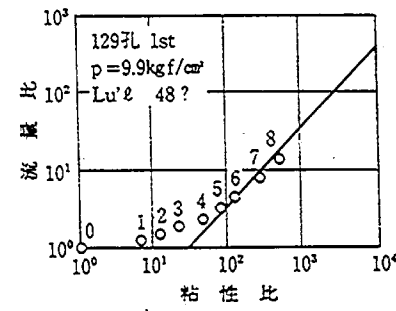
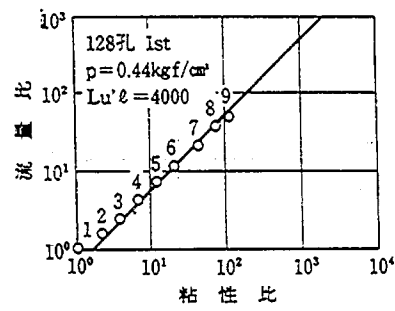
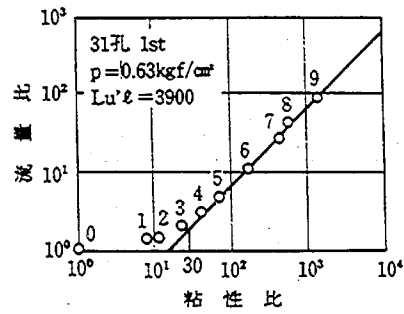


図-4・4 水によるルジオンテストのp-q曲線

(16)



注) 水から注入を開始していない場合あるいは層流遷移点が不明瞭なものについては層流粘度比を記さなかった。

図-4-5 多段粘度式試験の結果

⑤ 試験対象岩盤が低透水の場合には、高粘性流体透水試験が実施できない場合があった。

⑥ 粘性換算層流ルジオン値 $Lu'\ell$ は乱流換算ルジオン値 $Lu'\ell$ の7~65倍の大きさであった。

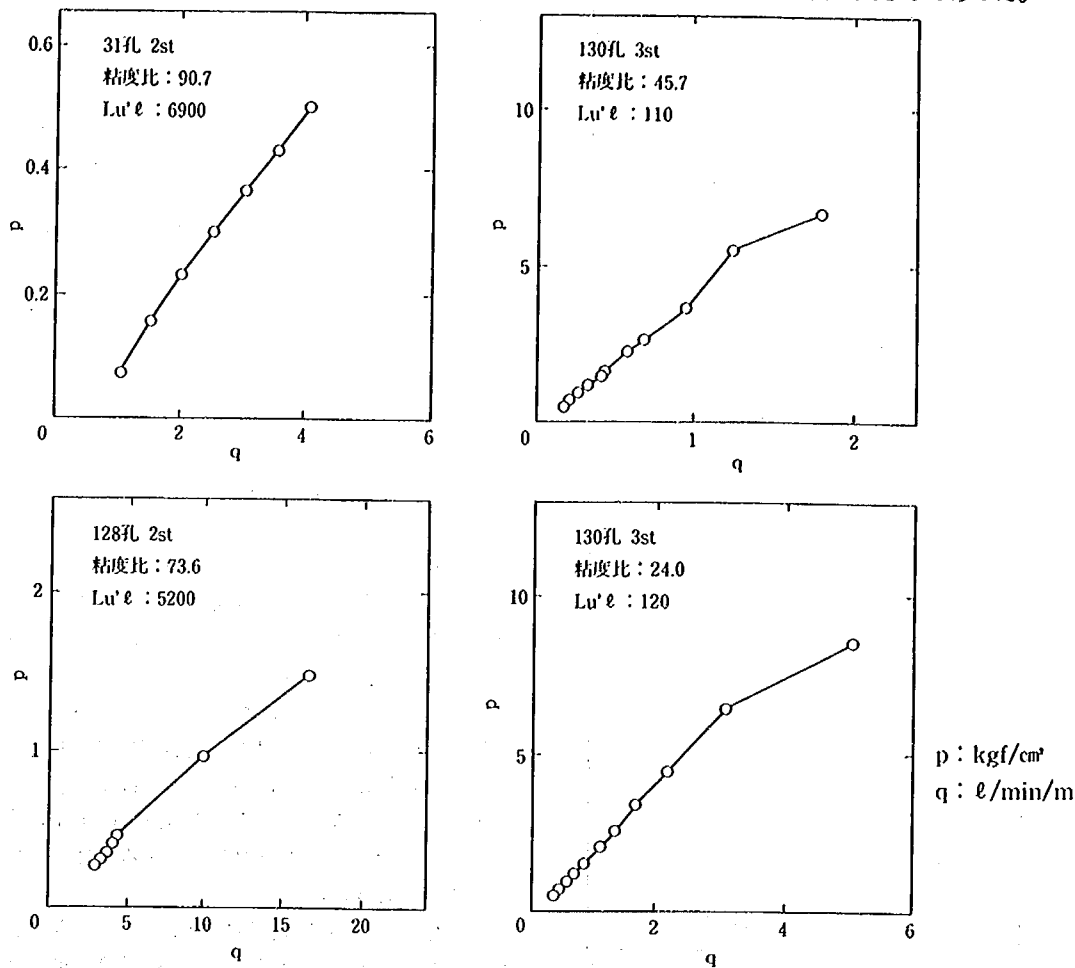


図-4・6 多段圧力式試験の p - q 曲線図

4.5 試験結果の考察

4.5.1 概要

本節においては前節で示した試験結果について、測定方法と、試験結果の解釈という観点から考察を加える。内容は以下の5項目からなる。

- (1) ルジオンテスト方法について
- (2) 高粘性流体透水試験方法について
- (3) 層流-乱流ルジオン値比 ($M=Lu'\ell/Lu'\ell$) について
- (4) 層流限界注入圧力の推定
- (5) 割れ目の開口幅と限界レイノルズ数の推定

4.5.2 ルジオンテスト方法について

本試験におけるルジオンテストは孔内圧力計を用いるなど、通常行われているルジオンテストに比べ高精度で実施した。これにより、逐次流量減少型の p - q 曲線を明確にとらえることができた。

図-4・7にNo.31孔, 1Stの p - q 曲線を示す。これは、明らかに逐次流量減少型の p - q 曲線である。この p - q 曲線を両対数紙上にプロットすると図-4・8に示すように勾配が1より大きい直線が得られ、ある法則に従った逐次流量減少の傾向であることが読み取れる。

図-4・9にルジオンテストの注入チャートの例

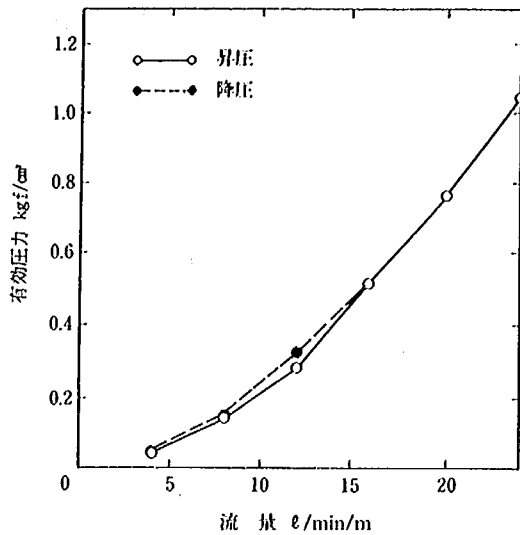
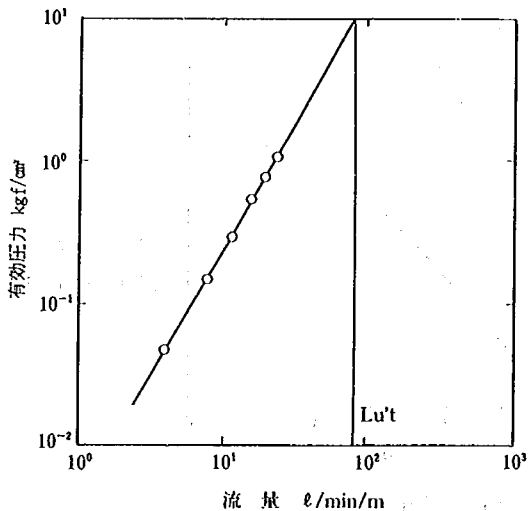


図-4・7 ルジオンテスト p-q 曲線図 (No.31ステージ)

図-4・8 ルジオンテスト対数p-q曲線図
(No.31孔1ステージ)

(No.31孔, 1St)を示す。本図においては、細かい脈動などの乱れは除いてある。図中の番号は試験圧力段階を示すステップ番号である。ステップ番号0は試験開始前を表し、地下水圧に相当する孔内圧力 0.4kgf/cm^2 のみが現れている。ゲージ圧力とは孔口付近に配置した電磁流量計での圧力読み値である。本図より孔内圧力計を設置することによって、細かい圧力の設定が可能となっていることがわかる。なお孔内圧力値はデジタル値としての読み取りも可能である。

また、高透水性地盤ゆえ損失水頭が孔口での注入圧より大きい①、②段階でゲージ圧力の読み値が0となっており、③段階で初めて 0.12kgf/cm^2 という値が計測されている。この事実より、高透水性の地盤にお

ては、孔口での圧力管理による通常の試験方法では、注入管による摩擦損失を正確に推定しておいても、低圧域での圧力設定が難しくなることがわかる。

また、高透水性の地盤を対象とするルジオンテストでは、注入管による圧力損失が大きく圧力補正精度に与える影響が大きくなることが予想されるため、乱流換算ルジオン値を求める場合でも孔内に圧力計を設置することが望ましいといえる。ただし、No.128孔のルジオンテストの試験圧力が低く十分な精度が得られなかったことから分かるように、正確な透水特性を把握するには、低圧域で精度の高い圧力計を用いることが望ましい。

4.5.3 高粘性流体透水試験方法について

高粘性流体の透水試験を多段粘度式で行う理由は、ある注入圧力下でどのくらいの粘性から層流になるのかを、あらかじめ予測することが難しいからである。また、水から急激に粘度の高い流体を注入した場合には、地下水と流体との大きな粘度差にもとづく非定常の問題（定常流量が得られるまでに要する時間が長くなる）、地下水との界面における高粘性流体の希釈による粘性変化（低下）の問題（数値解析により、分子拡散による粘性変化の問題がないことは確認済み）が発生することもある。よって、この試験の実施に当たって、事前に適切な注入圧力と注入する流体の粘度を決定しておく必要がある。

粘度範囲については、流体の粘度が高くなれば、非ニュートン性の影響などにより試験精度が低下することも考えられる。そこで、今回の試験により、できるだけ高粘性の流体を使用して試験し、適用できる粘度範囲を確認しておく目的で、層流が確実に得られると思われる粘度よりさらに高い、水の1,000倍程度の粘性まで使用することとした。試験圧力は、非ニュートン性の影響などがほとんど現れないと考えられる粘性が水の100倍程度の流体を注入した場合、水では乱流であったものが層流となり流量が水の場合の1/10程度になると仮定し、流量が測定精度上問題ない範囲（数 l/min 以上）になるように決定した。この結果、すべての試験で、水の50倍の粘性以下の高粘性流体から層流が得られた。

この試験の精度を支配する要因としては、粘性の測定精度、試験時の粘性変化、圧力測定精度、流量測定精度が考えられる。

粘性の測定に使用した回転粘度計は事前に室内にお

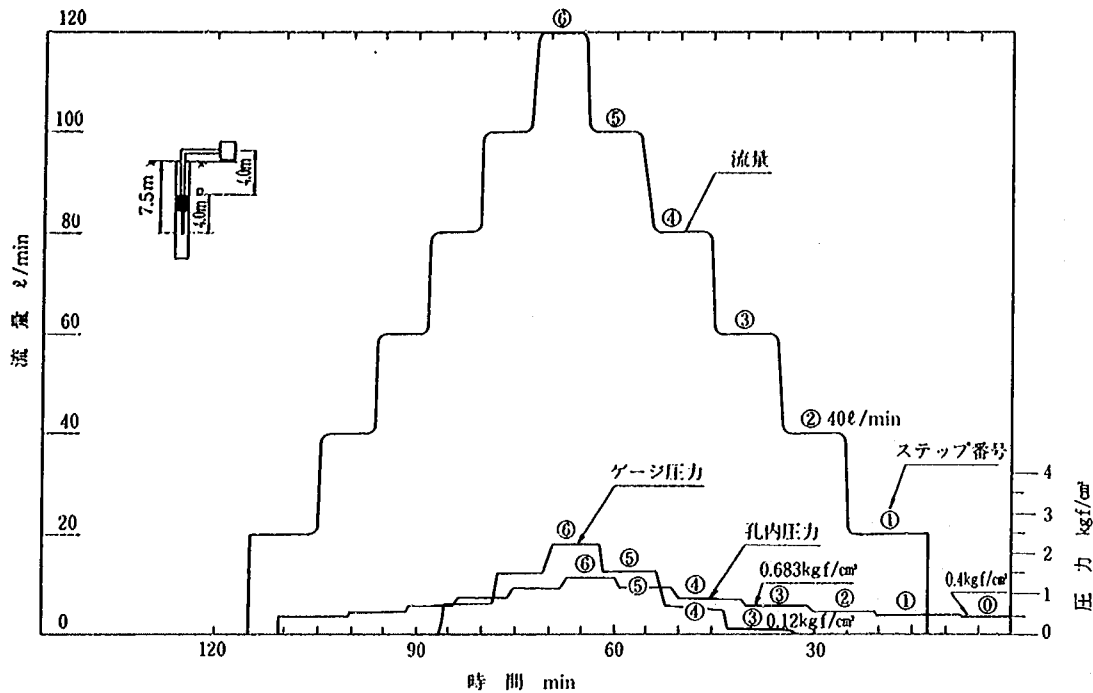


図-4・9 ルジオンテスト流量・圧力計注入チャート (Na31孔1ステージ)

いて、測定方法を決めたうえで、校正を行ったもので、有効数字2桁は十分信頼できる。

試験中の流体の変質による粘性変化は、粘性の測定を試験開始直前に行えば殆ど無視できると思われる

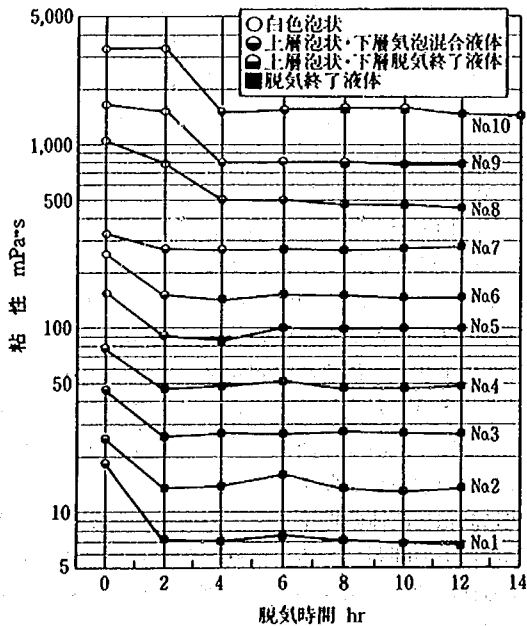


図-4・10 高粘性流体の脱気時間と粘性変化

が、気泡の混入については留意する必要がある。図-4・10に高粘性流体作製後の脱気時間と粘度の関係の実測結果を示す。気泡の混入が多い脱気初期の粘性は脱気完了後の安定した粘性に比べて高いことがわかる。脱気した流体を準備したうえで、試験時の注入操作によって気泡を混入させないように注意する必要がある。今回の試験では、注入方式を単路方式とし、サクシオン部からの気泡混入に十分注意したうえで、注入管の一部に透明管を使用し、気泡の混入していないことを確認しながら行った。

流体の粘性は液温にかなり左右されるので、粘性測定時の液温と試験時の液温との差についても検討しておく必要がある。3章で述べた高粘性流体に関する一連の物性試験で高粘性流体の温度と粘性の関係について調べてある。高粘性流体の温度による粘性の変化率は、水よりやや大きい程度である。今回の試験では、流体を横坑内に貯液したことにより、あらかじめ流体の温度は地下水の温度に近いものとなっているが、季節が厳寒季であったため、粘度測定時の液温は地下水温に比べやや低いものとなっていた。注入された流体の試験時の温度は、粘度測定時の液温と地下水温との間であることは推定できるが、限定はできない。図-4・11に両温度での粘性による $q-\mu$ 対数曲線を示した。

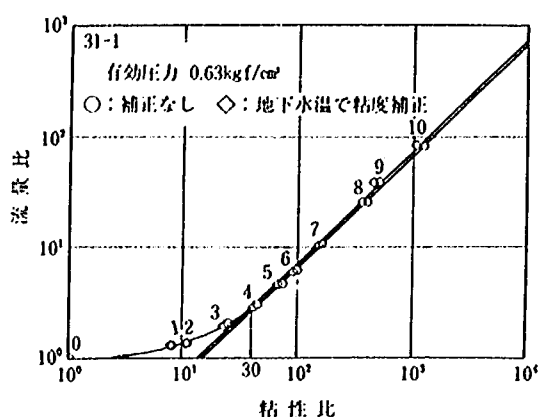


図-4-11 高粘性流体透水試験への地下水温の影響

図は、対数目盛りであるので、両者に大きな差異はないようにもとれるが、粘性換算層流ルジオン値にすると測定粘度をそのまま採用した場合の3,900と地下水温で補正した場合の3,600となり、約8%の差となる。今回の試験結果の整理においては、粘度測定時の粘性を使用していることから、求めた粘性換算層流ルジオン値は実際の値よりやや大きめの値になっている可能性はある。一般にこの種の試験を行う場合、今回のように横坑を利用できるような好条件にあるとは限らない。気温と地下水温に著しい差があるような場合には、測定中の試験区間の液温を測定する方法も考えるべきであろう。

圧力の測定精度は、孔内圧力計を用いており、通常のルジオンテストと比べればはるかに高いと考えられる。もちろん、高粘性流体を使用した透水試験においては、同一流量時の管内損失もそれぞれの流体で異なることから、孔内圧力計は不可欠なものといえる。今回実施した水によるルジオンテストが各段階の圧力値を読み取るのに対し、多段粘度式試験では、設定した圧力値に合わせて注入流量を調節するという操作をとるため、各粘度段階での圧力値に多少のばらつきはある。しかし、いずれも目標値に近い範囲で、偏りのないばらつきとなっており、複数の流体の測定結果を統計的に処理することにより精度上の問題はないと考える。また設定した圧力値が得られる注入流量を単路方式で制御するためには、吐出量を細かく変えられる機構のポンプが必要である。今回は、インバークによりこの操作を行った。

流量の測定精度は、重要なポイントとなる。 $q-\mu$ 対数曲線は文字どおり対数目盛り上で議論されるため、 q, μ ともに数オーダー異なる値に対してほぼ同程度の測定精度が要求されている。粘度測定では、回転粘度

計のロータ種を変えることにより、ほぼ上記の要求精度を満足することができるが、流量は1種類の電磁流量計センサーによって計測しているため、上記の要求精度を満足しない。すなわち、流量の精度は常にフルスケールに対して議論される。したがって、高粘度・低流量のデータの信頼度が問題となる。ただし、今回使用した電磁流量計は、センサーは1種類であるものの、増幅値を2種類に切り換えることが可能となっており、チャート紙上のフルスケールを、120 ℓ/min と15 ℓ/min とにすることができる。このため零調節の精度を上げることができ、低流量域での精度も向上している。しかしながら、本来は信号レベルでの精度の向上を目指すべきで、その意味からは複数センサー型のものを用いることが望ましいと考える。

以上のような、精度上の限界のある試験であったが、層流域での $q-\mu$ 対数曲線は傾きがほぼ45°の直線となったことから、実用上は十分信頼できる結果が得られたと考える。

測定精度の問題とは別に試験計画を立てるうえで重要と思われる問題について以下に述べる。

まず高粘性流体と地下水の粘度の差から生じる、流量の非定常の問題がある。すなわち、安定流量が得られるまでの時間をどのくらいに見込むかは、この試験の信頼性と経済性の問題として極めて重要である。この安定時間にかかわる主な因子としては、注入している流体と試験孔周辺の流体との粘度差および注入された流体が流れる経路と形状が挙げられる。粘度差が大きければ、安定時間は長くなり、一樣流と放射流を比較すると、一樣流の場合の安定時間の方が長いと考えられる。また、透水性の違いや空隙率、影響半径の大きさ、注入圧力なども関係するものと考えられる。今回、試験箇所以外の既設孔で実験的に測定した例では、粘性が371 $\text{mPa}\cdot\text{s}$ の流体を直接注入したところ、70分で総量約2500 ℓ を注入しても時間にもなう流量減少がおさまらず安定流量が得られなかった。多段粘度式の試験では、注入する流体の粘度を段階的に上げていくことにより、それぞれの安定時間の長さは緩和されている。多段圧力式試験の場合には、高粘性流体の粘度によっては試験の経済性に大きく影響することもあると考えられるので注意を要す。

次に高粘性流体の地下水との界面における希釈による粘度低下の問題である。前述したとおり、数値解析による検討で、問題ないという判断をしている。今回の試験のうち多段粘度試験では、注入する流体の粘度を段階的に上げていくことにより希釈の影響を小さく

する配慮を採ったため、層流確認後の $q-\mu$ 曲線を構成するデータポイントはほぼ傾き45°の直線上にのっている。さらに多段粘度式と多段圧力式試験から得られる層流ルジオン値に大きな差がなかった。これらの事実からも、間接的にはあるが今回の試験においては、高粘性流体の希釈による粘度低下の影響はさほど大きくなかったものと推定できる。

高粘性流体の使用粘度範囲を、今回は水の1,000倍程度まで試みた。だが、試験サイトが極めて高透水性であったにもかかわらず、水の50倍程度の粘性から層流状態に遷移した(表-4・4参照)。このことから、適切な注入圧力で注入できれば、高粘性流体の粘度範囲は水の数百倍程度までで試験を完了できるものと考えられる。

No.129孔のような低透水性のステージでは、高粘性流体透水試験の結果の精度には疑わしいところがあった。このNo.129孔では1Stおよび2Stで多段粘度式の試験を実施した。表-4・5に示す昇圧時と降圧時のデータ

表-4・5 ルジオンテスト時の昇圧時と降圧時の β 値の比較

ステージ 番号	試験孔 傾斜	β 値	
		昇圧時	降圧時
31-1	鉛直孔	1.76	1.61
31-2	"	1.91	1.70
31-3	"	1.75	1.68
129-1	鉛直孔	1.70	1.32
129-2	"	1.85	0.92
129-3	"	0.61	1.49
130-1	傾斜孔	1.19	1.05
130-2	"	1.47	1.45
130-3	"	1.59	1.42

から求まる β 値を比較するとわかるように、注入圧力による変形が生じたと考えられるNo.129孔3Stを除き、すべてのステージで昇圧時の β が昇圧時より小さい値となっているが、透水性の比較的小さいNo.129孔では、この差が大きいことが特徴となっている。この理由として、低透水の場合、ルジオンテストの圧力レベルにおいて、層流と乱流の遷移領域にあることが考えられる。おそらく、遷移領域では、昇圧過程と降圧過程での流量・圧力の関係が異なるとものと考えられる。このような考えに立てば、低透水の場合には、低圧・低流量の試験を実施すれば水でも層流が得られる可能性がある。ただし、低透水の場合、現状の流量測定精度では、ルジオンテストの試験圧力を高くし流量を大きくしなければならず低圧・低流量試験の実現は

難しいといえる。さらに、圧力をかなり高くしても流量が少ないことから、ルジオンテストの精度も多少低くならざるを得ないのも現状である。一方、これらの低透水箇所における高粘性流体透水試験は、流量の測定レベルはルジオンテスト時よりもさらに小さくなることから試験精度はさらに低下してしまうわけである。

No.129孔やNo.130孔などの低透水箇所では高粘性流体透水試験を実施した後、再度水を注入すると、高粘性流体透水試験以前のルジオンテスト時の初期的な注入量が得られなかった。これは、地盤が低透水であるために注入した高粘性流体が孔周辺に長期間存在し、水の注入の妨げになったためと考えられる。今回使用したような水溶性の高粘性流体であっても、現象的には目詰まりと同じ影響が現れているわけである。以上のことから、今回の試験では、2.0Lu程度のステージでも、ルジオンテストでは乱流が影響していることは認められたものの、高粘性流体による透水試験で得られた粘性換算層流ルジオン値を正しいものとして定量的に取り扱うのは危険であると判断した。低透水箇所では高粘性流体透水試験を実施する場合、低流量域での測定精度の高い流量計を使用し、流体の粘度の割り振りを、低い範囲で細かくする必要がある。また、試験後に注入した高粘性流体を吸い出すなどの方法を考える必要もある。

今回は、多段粘度式試験を中心とし、一部のステージで補助的に多段圧力式試験を実施したが、この二つの試験の複合方法も考えられる。その方式には、各粘度段階毎に数段の圧力で実施する方法も考えられる。しかし、一連の高粘性流体透水試験中に注入圧力を下降させることは、対象の岩盤が低透水性の場合に認められたような目詰まりに似た現象が起こることも予想される。このため、低圧力における圧力制御が可能な方法によって、低圧力範囲で多段粘度式試験を層流が確認できる程度の粘度域まで実施し、それ以降は粘度を変えずに圧力を細かいステップで上げていく多段圧力式試験に切り換える方法も一案と考える。

今後、この種の試験を実用的に行うための留意点を以下にまとめた。

- ① 注入を単路方式で行えば、ポンプ圧送によっても気泡の混入を避けることができる。ただし、注入管に透明パイプを連結し、気泡の混入と発生を確認することが望ましい。
- ② 高粘性流体の粘度は温度により変化するので、高粘性流体の温度管理には十分注意を払う必要が

ある。

- ③ 圧力の測定は、孔内に圧力計を設置して有効圧力を直接測定することが必要である。
- ④ ポンプは吐出量の調整が細かく行えるものを使う必要がある。
- ⑤ 流量計は低流量域でも精度の高いものを使用する必要がある。
- ⑥ 試験時間の短縮のためには、口元にバルブを取り付け、流体の粘度段階を上げるときには、地上部の注入管内の流体を効率的に置換する必要がある。
- ⑦ 層流が確認できれば、必要以上に高粘度の流体を注入する必要はない。
- ⑧ 低透水性の地盤を対象とするときは、試験方法について一層の検討が必要である。

4.5.4 層流-乱流ルジオン値比について

図-4・12に試験結果から得られた粘性換算層流ルジオン値 (Lu'_{ℓ}) と乱流換算ルジオン値 (Lu'_t) との相関図を示した。 Lu'_t が大きくなるほど Lu'_{ℓ}/Lu'_t が大きくなる傾向が認められるものの、当試験サイトに限った傾向としてもデータ数が少なく定量的に論じるには不十分である。また、 Lu'_{ℓ}/Lu'_t が1に近づく範囲の情報は興味のあるところであるが、低透水性の箇所では高粘性流体透水試験方法に問題があり情報が得られなかった。よって、今回試験した地点に限って Lu'_{ℓ} は Lu'_t より概ね1~2オーダー大きい程度の知見しか得られなかった。

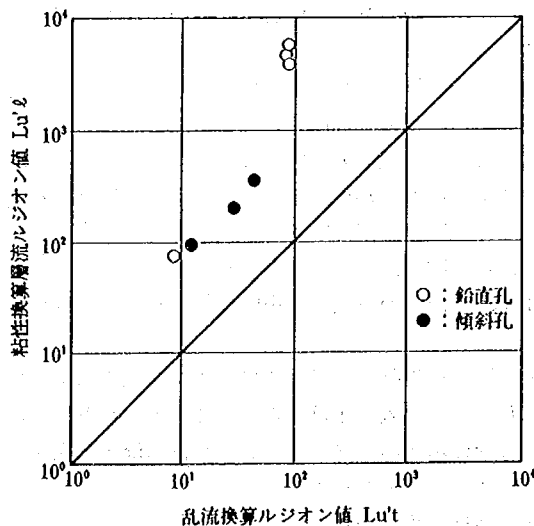


図-4・12 粘性換算層流ルジオン値と乱流換算ルジオン値の関係

図-4・13に Lu'_{ℓ} と β の関係を示した。鉛直孔と傾

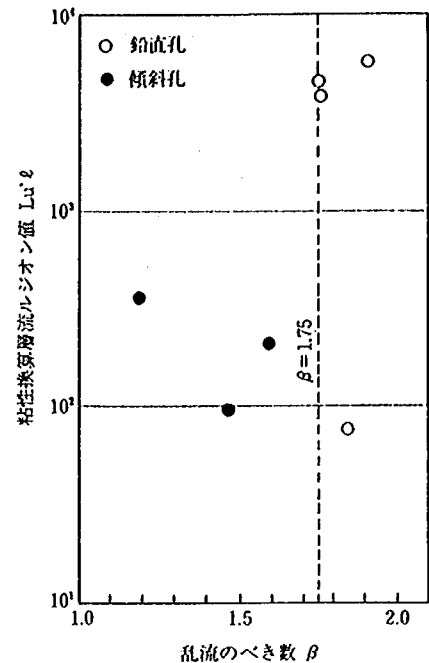


図-4・13 粘性換算層流ルジオン値と β 値

斜孔とで多少の差はあるものの、今回の試験により得られた β 値は、平行平板亀裂内をブラシウス (Blasius) により提案された乱流の抵抗則に従って水が放射流で流れる場合の圧力 P と流量 Q の関係を式 (4.1) で表現したときの1.75というべき数にほぼ一致している⁹⁾。

4.5.5 層流限界注入圧力の推定

本試験結果をもとに、水によるルジオンテストでは、どの程度の注入圧力以下で層流が得られるかを推定した。この圧力を以後層流限界注入圧力と呼び、記号 P_{ic} で表す。

推定は以下の(1)、(2)のふたとおりの方法によって。

(1) $P-Q$ 曲線法 (図-4・14参照)

水による逐次流量減少型の乱流の $P-Q$ 曲線 ((a) 式で表される) と粘性換算層流ルジオン値から得られる原点を通る直線型の層流の $P-Q$ 曲線 ((b) 式で表される) との交点の圧力を層流限界注入圧力と仮定し、求める方法である。 P_{ic} は式 (4.2) により求まる。ただし、ここで求まる P_{ic} は乱流の $P-Q$ 曲線データから見ると外挿点になるので、ややその精度が落ちることを注記しておく。

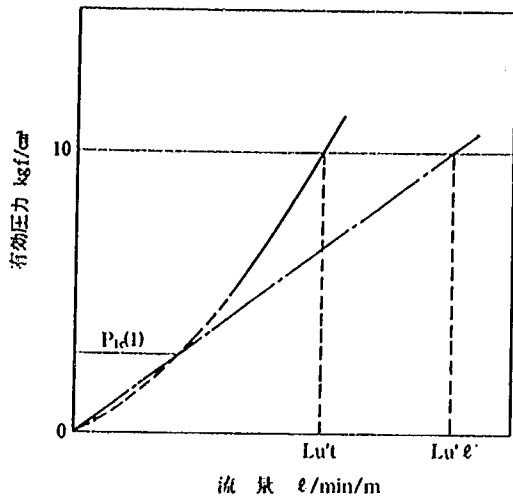


図-4-14 層流限界注入圧力の求め方 (p-q曲線法)

$$p = \alpha \cdot q^\beta \quad \dots\dots\dots (a)$$

ただし、 $p=10$ のとき $q = Lu't$, $\beta > 1$ 。

$$p = \Lambda \cdot q \quad \dots\dots\dots (b)$$

ただし、 $p=10$ のとき $q = Lu'\ell$ 。

$$P_{ic} = 10 \cdot (1/M)^{1/(\beta-1)} \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

ここに、 $M = Lu'\ell / Lu't > 1$ 。

(2) 多段粘度式試験の層流遷移粘度から求める方法

有効注入圧力 p_0 なる多段粘度式試験において粘度 μ_{lcr} から層流となつとする。この臨界点におけるレイノルズ数 Re_{cr} と同じレイノルズ数であれば、水においても層流・乱流の臨界点となる。限界レイノルズ数となる水の流速を得る注入圧力が層流限界注入圧力 P_{ic} となる。

流量と流速は比例するので、前述の式(3.3)の流量を流速に置き換えて式(4.3)が得られる。

$$v = K'' \cdot \frac{1}{\mu} \cdot p_0 \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに、 K'' ：比例定数、 μ ：粘性係数、 v ：流速、 p_0 ：有効注入圧力。

層流・乱流の臨界点でも、式(4.3)が成り立つとすると、式(4.4)、(4.5)が成り立つ。

$$\begin{cases} v_{lcr} = K'' \cdot \frac{1}{\mu_{lcr}} \cdot p_0 & \dots\dots\dots (4.4) \\ v_{wcr} = K'' \cdot \frac{1}{\mu_w} \cdot P_{ic} & \dots\dots\dots (4.5) \end{cases}$$

ここに、 v_{lcr} ：多段粘度式試験の乱流から層流への遷移時の流速、 v_{wcr} ：ルジオンテスト時の層流限界注入圧力時の流速、 μ_{lcr} ：多段粘度式試験の乱流から層

流への遷移時の粘度、 μ_w ：水の粘度、 p_0 ：有効注入圧力、 P_{ic} ：層流限界注入圧力、 K'' ：比例定数。

一方、式(4.6)、(4.7)で表される両者の臨界点でのレイノルズ数が等しいとすると、式(4.8)が得られる。

$$Re_{cr} = \frac{\rho_{fl} \cdot v_{lcr} \cdot d}{\mu_{lcr}} \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

$$Re_{cr} = \frac{\rho_w \cdot v_{wcr} \cdot d}{\mu_w} \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

ここに、 d ：流路の代表寸法、 ρ_{fl} ：高粘性流体の密度、 ρ_w ：水の密度。

$$\frac{\rho_{fl} \cdot v_{lcr}}{\mu_{lcr}} = \frac{\rho_w \cdot v_{wcr}}{\mu_w} \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

式(4.8)の流速に式(4.4)、(4.5)を代入すると、 P_{ic} が求まる。

$$P_{ic} = \left(\frac{\mu_w}{\mu_{lcr}} \right)^2 \cdot \frac{\rho_{fl}}{\rho_w} \cdot p_0 \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

式(4.9)により P_{ic} を推定することができる。使用した高粘性流体の密度 ρ_{fl} は近似的に水の密度 ρ_w と等しいことから、 P_{ic} は式(4.10)で近似できる。

$$P_{ic} \approx \left(\frac{\mu_w}{\mu_{lcr}} \right)^2 \cdot p_0 \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

式(4.2)で求めた P_{ic} を $P_{ic}(1)$ 、式(4.10)で求めた P_{ic} を $P_{ic}(2)$ として、その結果を表-4・6にまとめた。

表-4・6 層流限界注入圧力の推定値

孔ステージ 番号	ルジオン値		層流限界注入圧力 ($\times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2$)	
	$Lu't$	$Lu'\ell$	$P_{ic}(1)$	$P_{ic}(2)$
31-1	88	3,900	1.5	0.70
31-2	89	5,800	1.6	0.27
31-3	84	4,600	0.88	0.27
128-1	390	4,000	—	***
128-2	340	6,900	2.3	***
128-3	250	—	—	—
129-1	2.0	44	???	???
129-2	8.6	77	85	6.4
129-3	0.35	—	—	—
130-1	44	360	?	0.99
130-2	12	96	15	4.3
130-3	29	210	48	***

*** 乱流のデータが少ないため層流遷移粘度比を決定できないもの

??? 非定常の影響により信頼度が低いので計算しなかったもの

? β の推定値に疑問があるので除いたもの

$P_{ic}(1)$ と $P_{ic}(2)$ とではやや異なった値となっている。この理由は前述したとおり $P_{ic}(1)$ の推定精度の問題のほか、遷移領域の存在によるものと思われる。図-4・15に示すように、層流と乱流の境には遷移領域が存在する。 $P_{ic}(1)$ は図中の $i_{cr}(2)$ に相当する圧力で、 $P_{ic}(2)$ は $i_{cr}(1)$ に相当する圧力であると大

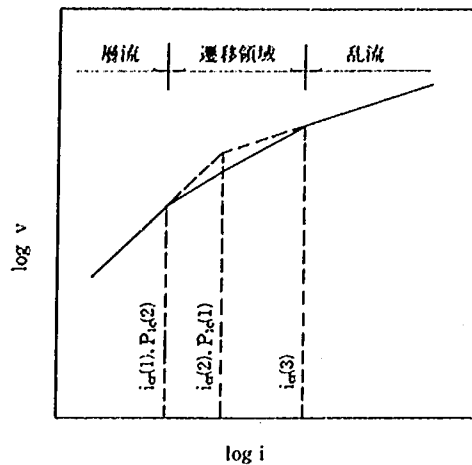


図-4-15 層流と乱流の遷移領域

略考えられる。このため、 $P_{ic}(1) > P_{ic}(2)$ となったとも考えられる。

本試験により求められた層流限界注入圧力は極めて小さく、この種の岩盤において水により層流で試験を行うことは非常に難しいといえる。このことは、水によるルジオンテスト結果のうち最小圧力時のデータより求めた換算ルジオン値 $Lu' \ell$ (表-4・4参照) の値でも $Lu' \ell$ の値よりまだかなり小さいことからわかる。

$Lu' \ell / Lu' t$ の比が10以下となるような比較的透水性の低い試験ステージにおいては、 P_{ic} は比較的大きく、圧力の測定可能範囲と考えるが、透水性が低いため、流量が小さく信頼度の高い結果を得ようとすると、流量の測定精度をかなり上げる必要がある。たとえば、 $Lu' \ell = 100$, $P_{ic} = 0.01 \text{ kgf/cm}^2$ の場合、試験区間長5mで

は、 $0.5 \ell/\text{min}$ 以下の流量精度が重要となる。また、 $Lu' \ell = 5,000$, $P_{ic} = 0.001 \text{ kgf/cm}^2$ の場合は、 0.001 kgf/cm^2 以下の圧力の測定ができれば、 $2.5 \ell/\text{min}$ の流量までは層流が得られる。したがって、「高精度の低圧透水試験」により層流の透水性を求めようとする場合、低い圧力を制御する機能と、低圧・低流量の測定する機能との両面において高精度化する必要がある。

4.5.6 割れ目の開口幅と限界レイノルズ数の推定

単一平行板亀裂を切るボーリング孔から一定圧力で注水した場合の流量 Q と開口幅 l とは、3乗則にしたがい、式(4.11)の関係がある。

$$l = \left\{ \frac{6Q\mu \ln(r_1/r_0)}{\pi g H} \right\}^{1/3} \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

ここに、 l : 亀裂の開口幅、 Q : 流量、 μ : 水の動粘性係数、 r_1 : 影響半径、 r_0 : 試験孔半径、 g : 重力加速度、 H : 有効水頭。

式(4.11)に、高粘性流体透水試験の条件に一致する数値を代入することにより、割れ目の開口幅を推定することができる。

No.128孔, 3Stにおいて、ボーリングコアから判定して、試験区間内(深度19.1~20.0m)に節理が1本となる位置にバッカをかけてルジオンテストと高粘性流体透水試験を実施した。試験結果を図-4・16に示す。試験区間長(ℓ)は90cmであるが、岩質自体の透水性は殆ど無視でき注入した流体はすべてこの節理を通じて流出すると考える。

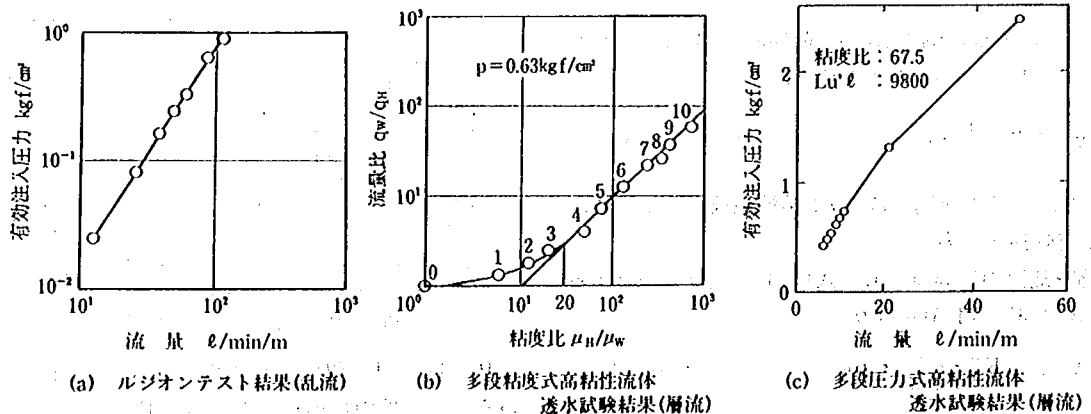


図-4-16 単一割れ目を対象とする試験結果

4.5.5 に示した層流限界注入圧力の二つの推定方法による結果を総合して判断すると、この単一割れ目に対する試験の層流限界注入圧力は、およそ 0.001 kgf/cm^2

であり、水頭で示せば約1cmである。高粘性流体透水試験の結果から得られた、層流時の流量と水頭の直線関係を単位を変換して示すと、式(4.12)のようになる。

$$Q = 19.5 \times H \quad (H \leq 1) \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

ここに、 Q ：流量 (cm^3/s)， H ：有効水頭 (cm)。

式(4.11)に式(4.12)と試験条件に当てはまる r_0 、 r_1 等を代入して l を求める。ただし、影響半径 r_1 についてはある程度大きくとれば、この値の大小が l に与える影響は小さく、仮に $r_1 = 100\text{m}$ とすると、 $l = 1.4\text{mm}$ が得られる。開口幅の実測は行っていないが、この値は横坑内で観察した開口幅から考えて妥当なように思われる。

水頭が 1cm のときに、孔周囲の亀裂 ($l = 1.4\text{mm}$) 内で乱流が発生すると、限界レイノルズ数 (R_{cer}) を求めると式(4.13)から、188となる。

$$\begin{aligned} R_{\text{cer}} &= \frac{Q \times (2l)}{(2\pi r_0 l) \times \nu} \\ &= \frac{Q}{\pi r_0 \nu} = \frac{19.5H}{0.104} = 188 \quad \dots\dots\dots (4.13) \end{aligned}$$

ここに、 Q ：流量 ($=19.5H\text{cm}^3/\text{s}$)， l ：開口幅 (0.14cm)， r_0 ：試験孔半径 (3.3cm)， ν ：水の動粘性係数 ($0.01\text{cm}^2/\text{s}$)。

ルイス (Louis)²⁰⁾や渡辺²¹⁾の単一割れ目を有する供試体に対する室内試験結果によると限界レイノルズ数は500程度の値であることが示されている。また、加藤ら²²⁾の波型の亀裂モデルに対する実験では200程度であったと報告されている。よって、ここで得られた200程度の値は、これらの値と比較的一致しており、妥当と考えられる。

この限界レイノルズ数が小さいほど乱流に成りやすい節理系といえるが、実施した試験は1例だけなので測定結果の比較はできない。しかし、このように、開口割れ目1本を対象とした試験を実施すれば、割れ目の開口幅や限界レイノルズ数がある程度推定できることが分かった。

4.6 まとめ

高粘性流体透水試験の現場での実施結果をまとめると、以下のとおりである。

- ① 開口節理を有する岩盤を対象として、高粘性流体透水試験を実施した。
- ② 孔内圧力計を用いた精度の高いルジオンテストを行うことにより逐次流量減少型の $p-q$ 曲線が得られた。
- ③ 高粘性流体透水試験により層流の透水性を推定することができた。
- ④ ②、③の事実から、得られた $p-q$ 曲線が逐次流量減少型となる原因が乱流にあることが確かめ

られた。

- ⑤ 乱流が原因である逐次流量減少型 $p-q$ 曲線を、概ね、 $p = \alpha \cdot q^\beta$ で近似することができる。この α 、 β は試験対象岩盤の乱流時の抵抗則を表す係数といえる。
- ⑥ ③、⑤に示した結果より、水によるルジオンテスト時に層流の得られる限界の注入圧力を推定することができる。
- ⑦ $10Lu$ 以下の比較的低透水の岩盤では、実測流量が小さいこと、流量が定常になるのに時間がかかることなどから高粘性流体透水試験の実施は難しいと判断する。
- ⑧ 試験区間に割れ目が1本となるように、高粘性流体透水試験を実施することにより、割れ目の開口幅と限界レイノルズ数を推定することができる。

5. 多孔質媒体に対する室内透水試験の実施例

5.1 概要

ダム基礎となるような岩盤は透水性のメカニズムから次の3種に分類できる。すなわち、

- ① 開口節理を有する硬岩のような、岩質自体はほとんど不透水で、岩体内の割れ目が透水経路となっているようなもの
- ② 岩体内には透水経路となるような割れ目は存在しないが、岩質自体に透水性があるもの
- ③ ①、②の中間的なもの、すなわち岩質自体の透水性と割れ目による透水性の両方が関与しているもの

に区分できる。4章で紹介した実施例は、①に区分される岩種を対象としたものであるということが出来る。一方、本章ではこれと対照的な②に区分される岩種を対象として、検討したものである。②に区分される岩種を、ここでは多孔質媒体と呼ぶこととする。

多孔質媒体を対象として、4章のような現場試験を実施することが、比較の意味からは望ましい。しかし、実際のダムサイトには、完全な意味での多孔質媒体が存在することは極めてまれであること、またこの種の岩盤に含まれるような軟岩等では層流-乱流の問題以上に注入圧力による岩盤の変形の問題が重要で、すでに低圧の試験がかなり普及し、その範囲においては透水性が十分小さいことが多いことなどから、適当な試

験サイトがなかった。そこで、以下の2点を目的として室内透水試験を実施した。

- ① 多孔質媒体でルジオンテストを実施した場合、どの程度の注入圧力から乱流の影響が現れるかを推定するため、透水性の異なる数種の多孔質媒体の層流から乱流に遷移する動水勾配（以後、限界動水勾配と呼ぶ）を測定する。
- ② 多孔質媒体に高粘性流体透水試験を実施し、問題点、適用性を検討する。

5.2 多孔質媒体供試体

多孔質媒体供試体には、透水性コンクリート²³⁾を用いた。透水性コンクリートは、材料の粒度、配合、打ち込み方法などに工夫をし、骨材どうしはセメントペーストでつながっているものの、骨材間には透水性に寄与する連続した空隙があるもので、浸透枴や浸透側溝などに利用されている。透水性コンクリートを用いた理由は、砂質土供試体に比べ試験中の水圧による変形の心配が少ないと考えたからである。

この透水性コンクリートとの比較の意味で、エアモルタルおよびコンクリート供試体も作製した。

試験に供する供試体は、直径100mm、長さ150mmの円筒形とし、5種類作製した。表-5・1に各供試体の性状の概要を示す。

表-5・1 試験用供試体の性状

供試体番号	材料の種類	目標の 透水係数 cm/s	空隙率 %	圧縮強度	
				材令 日	強度 kgf/cm ²
a	透水性コン クリート	10^{-2}	27.1	12	56
b		10^{-3}	15.3	1	178
c		10^{-4}	15.0	4	227
d	エアモルタル		20.6	16	128
e	コンクリート		—	16	633

5.3 試験方法

5.3.1 試験手順

原則として、各供試体に対して以下に示す3段階の試験を実施した。

- A：水による透水試験（事前）
- B：高粘性流体による透水試験
- C：水による透水試験（事後）

はじめに、各供試体をそのままの状態、A、B、Cの試験を実施し、その後、円筒供試体を図-5・2に示すように直径方向に切断し、これを再度組み合わせ

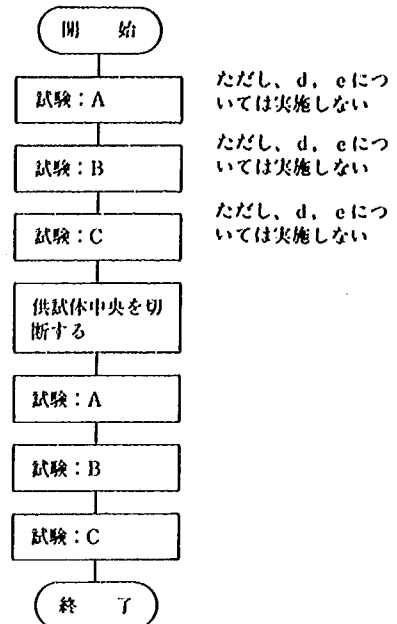


図-5・1 多孔質媒体透水試験フロー

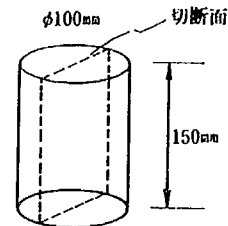


図-5・2 多孔質媒体供試体の形状

せて円筒状にした供試体に対して、同様の試験を繰り返した。なお、切断面には割れ目幅を規定するようなスペーサは設置していない。割れ目の幅を規定していないため定量的な議論が難しいところはあるが、上記の供試体切断により節理性岩盤（供試体d、e）や岩質と割れ目の両方が全体の透水性に影響を与える岩盤（供試体a、b、c）に対する試験も目指した。

供試体番号は供試体の種類を表-5・1に示すようにa、b、c、d、eで区分し、切断していないものを1、切断後のものを2で区分し、a-1、a-2のように示した。

5.3.2 試験装置

試験装置には図-5・3に示す定水位透水試験装置

を用いた。この装置は、上流側および下流側の越流槽の高さを調節することにより、長さ150mmの供試体に対して、動水勾配を最大12程度まで載荷することができる。供試体周辺のシールにはゴムスリーブとシリコン樹脂を併用した。その効果確認は、コンクリート供試体c-1をセットし、最大動水勾配を載荷した時の透水量の測定により行った。果して、測定できるような透水量はなく、上記方法によるシール効果が十分であることを確認した。

5.3.3 水による透水試験 (A, C)

低い動水勾配から段階的に上げ、それぞれの動水勾配時の安定流量を測定した。動水勾配の設定値は、供試体の透水性に応じて決定した。供試体の透水性が比較的大きいため、透水試験には水道水を用い、特に脱気などの処置は取らなかった。各設定動水勾配ごとに水温を測定し、試験結果は15°Cに補正した透水係数としてまとめた。

なお、高粘性流体透水試験後の試験 (C) では、最高動水勾配に達したのち、動水勾配を順次下降させながらの測定も行った。

5.3.4 高粘性流体透水試験 (B)

高粘性流体は3章で示した試験結果をもとに、その配合を決定し、高粘性流体を作製後十分脱気し、粘性の低い流体から順々に使用して透水試験を実施した。各粘度段階ごとに、3段階の動水勾配で安定流量を測定した。高粘性流体の粘性の測定にはブルックフィールド型回転粘度計を用いた。

5.4 試験結果および考察

5.4.1 事前透水試験結果

安定流量と供試体の直径を測定し、安定流量を断面積で除して見掛け流速を求めた。断面積は切断前後で同じ値を用いた。

a-1の事前透水試験結果を一例として図5・4に示す。ここでは動水勾配の低い方から3つ目までを層流、4つ目から7つ目までを遷移領域、以後を乱流と判定した。複数の層流のデータから得られる直線上の動水勾配1のときの流速を透水係数 k とした。

得られた透水係数をルジオン値に換算する場合は、

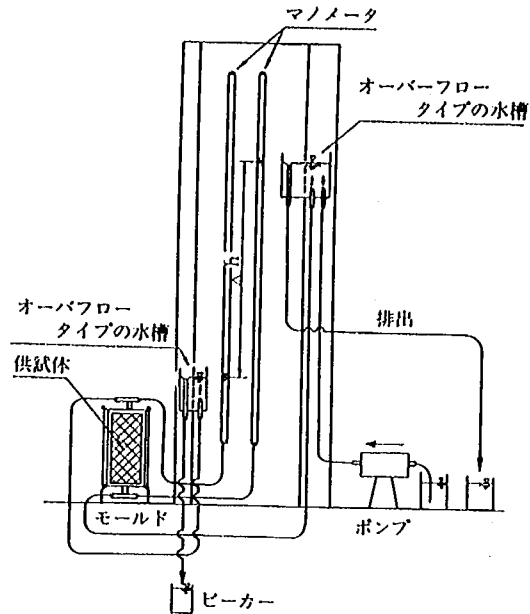


図-5・3 室内定水位透水試験装置の概要

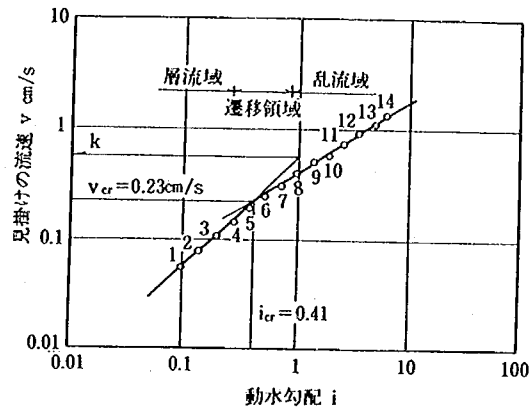


図-5・4 多孔質媒体に対する室内透水試験試験結果例 (a-1)

式(5.1)によった。

$$Lu = k / (1.3 \times 10^{-5}) \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 Lu :ルジオン値、 k :透水係数 (cm/s)。

室内試験結果のうち層流時の動水勾配と流速のデータから得られる回帰直線式と乱流のデータから得られる回帰直線式の交点を求め、その点の値を限界動水勾配 (i_{cr}) および限界流速 (v_{cr}) とした。ルジオンテストのような注入式の試験においては、孔周面で最大の動水勾配が発生することから、孔周面においてこの限界動水勾配に達する注入圧力を求められれば、ルジオンテスト時の層流限界注入圧力が算定できる。

限界動水勾配時に孔周面において孔軸の垂線方向にダルシフローを仮定すると、式(5.2)が成り立つ。

$$Q_{cr} = k \cdot i_{cr} \cdot S$$

$$= k \cdot i_{cr} \cdot (2 \pi r_0 \ell) \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

ここに、 Q_{cr} ：層流限界注入圧力時の流量、 k ：透水係数、 i_{cr} ：限界動水勾配、 S ：試験区間孔壁の周面積、 r_0 ：試験孔半径、 ℓ ：試験区間長。

ルジオンテストにおいては、通常 $\ell \geq 10r_0$ が成り立つので、式(5.2)が成り立つ範囲においては E-18 法に示される式(5.3)も成り立つ。

$$Q_{cr} = 2 \pi k H_{cr} \ell / \ln (\ell / r_0) \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

ここに、 Q_{cr} ：層流限界注入圧力時の流量、 k ：透水係数、 r_0 ：試験孔半径、 ℓ ：試験区間長さ ($\ell \geq 10r_0$)、 H_{cr} ：層流限界注入圧力時の有効水頭。

式(5.2)、(5.3)の両式から、層流限界注入圧力時の有効水頭 H_{cr} について解くと式(5.4)が得られる。

$$H_{cr} = r_0 \cdot \ln (\ell / r_0) \cdot i_{cr} \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

有効水頭と有効圧力との関係から層流限界注入圧力 P_{ic} は、式(5.5)のように表される。

$$P_{ic} = \rho g H_{cr} / 1000$$

$$= \rho g r_0 \cdot \ln (\ell / r_0) \cdot i_{cr} / 1000 \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

ここに、 P_{ic} ：層流限界注入圧力 (kgf/cm^2)、 ρ ：水の密度 (g/cm^3)、 g ：重力加速度 ($=980\text{cm/s}^2$)、 H_{cr} ：層流限界有効水頭 (cm)、 r_0 ：試験孔半径 (cm)、 ℓ ：試験区間長 ($\ell \geq 10r_0$) (cm)、 i_{cr} ：限界動水勾配。

標準的ルジオンテストでは $r_0=3.3\text{cm}$ 、 $\ell=500\text{cm}$ 、 $\rho=1\text{g/cm}^3$ であり、式(5.5)にこれらの値を代入して得られる式(5.6)によりルジオンテスト時の層流限界注入圧力が算定できる。

$$P_{ic} = 1.7 \times 10^{-2} \times i_{cr} (\text{kgf/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

また、乱流域のデータを式(5.7)に回帰したときのべき数 β も求めた。

$$i = \alpha \cdot v^\beta \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

ここに、 i ：動水勾配、 v ：見掛けの流速、 α 、 β ：係数。

試験結果の一覧を表-5・2に示す。

表-5・2 事前透水試験結果一覧

供試体 番号	透水係数 k_{15} (cm/s)	ルジオン 値	限界動水 勾配 i_{cr}	層流限界圧注入 圧力 P_{ic} (kgf/cm^2)	限界流速 v_{cr} (cm/s)	β
a-1	5.7×10^{-1}	74,000	0.41	7.0×10^{-3}	2.3×10^{-1}	1.56
a-2	5.2×10^{-1}	68,000	0.50	8.5×10^{-3}	2.6×10^{-1}	1.51
b-1	1.3×10^{-2}	1,700	4.0	6.8×10^{-2}	5.3×10^{-2}	1.48
b-2	2.2×10^{-2}	2,900	1.2	2.0×10^{-2}	2.6×10^{-2}	1.37
c-1	1.7×10^{-3}	220	12以上	2.0×10^{-1} 以上	—	—
c-2	6.8×10^{-3}	890	3.7	6.3×10^{-2}	2.5×10^{-2}	2.04
d-2	1.1×10^{-2}	1,400	2.9	4.9×10^{-2}	3.2×10^{-3}	1.32
e-2	3.5×10^{-3}	460	12以上	2.0×10^{-1} 以上	—	—

切断していない多孔質媒体の各供試体の透水係数は表-5・1に示した目標値に比べ1オーダーほど大きく、およそ $1 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-1} \text{cm/s}$ 程度となった。

切断による透水係数の変化は、aでは若干の減少が認められ、bでは1.7倍、cでは4倍の増加が認められた。よって、多孔質媒体自体の透水性が大きくなると、全体の透水性に与える割れ目の寄与率が小さくなるといえる。エアモルタルおよびコンクリートの切断供試体は同様の切断方法によっているが、エアモルタルは切断面に凹凸を有するため、かみ合わせたときの割れ目の実質の開口幅が大きくなり、コンクリートに比較して大きな透水性を示したと考えられる。

透水係数と限界動水勾配の関係は、図-5・5に示すように、透水係数が高いほど限界動水勾配が小さい傾向となった。ただし、試験点数が少なく、この関

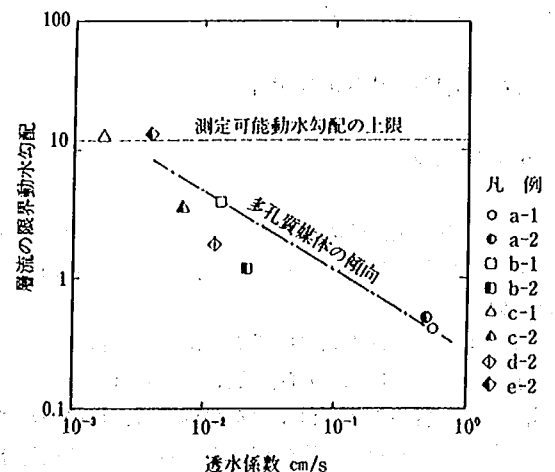


図-5・5 透水係数と層流の限界動水勾配の関係

係のみから実験式を求めることはできない。さらに、この図からは、供試体を切断し、割れ目を形成した場合には、割れ目形成による透水性の変化がほとんどなかった供試体 a を除き、形成しない場合に比べて限界動水勾配がやや小さく、乱流が発生しやすくなっていることがうかがわれる。

限界動水勾配から層流限界注入圧力を算定すると、透水係数が $5 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ 程度 (約 50,000 Lu) では、 10^{-2} kgf/cm^2 未満、すなわち水頭で 10 cm 以下と非常に小さい。しかし、透水係数が 10^{-3} cm/s 程度 (約 100 Lu) となると、 0.2 kgf/cm^2 (水頭で 2 m) 以上となり、ルジオンテストで孔内圧力計を使用すれば圧力管理の可能な範囲といえる。この関係を 4 章で述べた開口節理を有する岩盤を対象とした現場試験の結果と比較するために、透水係数を式 (5.1) に従ってルジオン値に換算してプロットすると、図-5・6 のようである。この図より多孔質

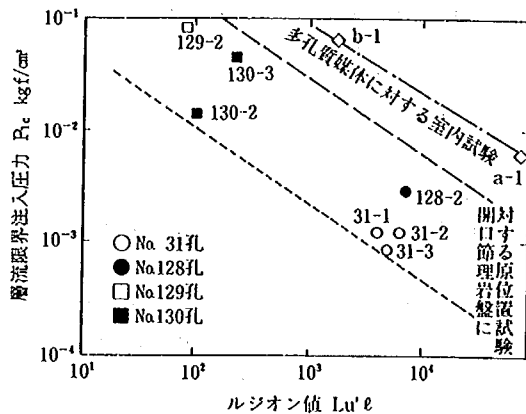


図-5・6 多孔質媒体と開口節理岩盤との比較

媒体の室内試験から推定した層流限界注入圧力は、開口節理を有する岩盤での現場試験から推定した層流限界注入圧力値 $P_c(1)$ に比較してやや大きいことがわかる。

乱流のべき数 β は、およそ 1.3~2.0 の範囲となった。

事前透水試験の結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 多孔質媒体は同程度の層流のルジオン値を有する節理性岩盤に比べ、ルジオンテスト時に乱流の発生する最小の注入圧力は大きい。
- ② 多孔質媒体でも透水性が大きくなると、ルジオンテストにおいて乱流が発生する可能性がある。
- ③ 多孔質媒体に透水性を大きくするような亀裂が存在すると、ルジオンテスト時に乱流の発生する圧力は小さくなる。

5.4.2 高粘性流体透水試験結果

水による透水試験により、すべての供試体の層流の透水係数を求めることができたが、多孔質媒体に対する高粘性流体透水試験の問題点、適用性を検討する目的で、高粘性流体による透水試験を実施した。

測定結果の一例として、a-1 の動水勾配 $i = 1$ のときの $q - \eta$ 対数曲線を図-5・7 に示す。粘度に

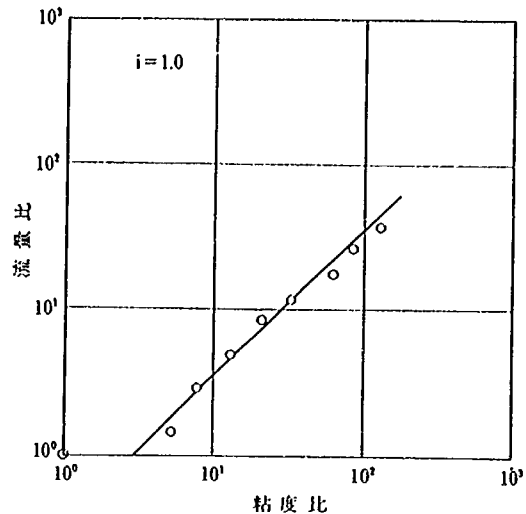


図-5・7 多孔質媒体に対する室内高粘性流体透水試験結果例 (a-1)

よって求まる透水係数にやや変動が認められるものの、層流の透水係数の平均は、 $7.6 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ となる。この値は事前の透水試験によって求めた $5.7 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ の 1.3 倍であるが概ね等しい値といえる。

表-5・3 に各供試体の高粘性流体透水試験により同様に得られた透水係数の測定結果の一覧を示す。試験結果を事前の透水試験結果と比較すると、多少の違いはあるものの、ほぼ同程度の透水係数が得られていることがわかる。

高粘性流体による透水試験結果では、動水勾配が大きくなるにしたがって透水係数が若干増大している。これは、高粘性流体の流動特性に若干の非ニュートン性があるためと考えられる。

5.4.3 事後透水試験結果

高粘性流体透水試験による目詰まりの影響を調べる目的で、高粘性流体透水試験後再度透水試験を実施した。この試験は通常のルジオンテストのように昇圧ステップに引き続いて降圧ステップも実施し、試験中の透水性の変化を確認した。試験結果を表-5・4 に示

表-5.3 多孔質媒体に対する室内透水試験結果と高粘性流体透水試験結果の比較

単位: cm/s

供試体 番号	事前透水試験 結果 k_{15}	高粘性流体による透水係数の測定結果				
		$i = 1$	$i = 3$	$i = 5$	$i = 7$	$i = 10$
a-1	5.7×10^{-1}	7.6×10^{-1}	7.7×10^{-1}	8.0×10^{-1}	8.9×10^{-1}	-----
a-2	5.2×10^{-1}	7.8×10^{-1}	7.9×10^{-1}	8.2×10^{-1}	8.3×10^{-1}	-----
b-1	1.3×10^{-2}	1.4×10^{-2}	1.4×10^{-2}	1.4×10^{-2}	1.4×10^{-2}	1.4×10^{-2}
b-2	2.2×10^{-2}	1.8×10^{-2}	1.9×10^{-2}	1.9×10^{-2}	2.0×10^{-2}	2.0×10^{-2}
c-1	1.7×10^{-3}	-----	1.3×10^{-3}	-----	1.7×10^{-3}	1.7×10^{-3}
c-2	6.8×10^{-3}	4.5×10^{-3}	4.6×10^{-3}	4.6×10^{-3}	4.7×10^{-3}	4.8×10^{-3}
d-2	1.1×10^{-2}	0.84×10^{-2}	0.83×10^{-2}	0.88×10^{-2}	0.91×10^{-2}	0.96×10^{-2}
e-2	3.5×10^{-3}	4.5×10^{-3}	4.6×10^{-3}	4.7×10^{-3}	4.8×10^{-3}	5.0×10^{-3}

す。この試験は、高粘性流体試験終了後、十分通水して高粘性流体を洗い流した後実施したものである。

表-5.4 事後透水試験結果

単位: cm/s

供試体 番号	事前透水試験 結果 k_{15}	事後透水試験結果 k_{15}	
		昇圧時	降圧時
a-1	5.7×10^{-1}	6.4×10^{-1}	6.4×10^{-1}
a-2	5.2×10^{-1}	6.1×10^{-1}	5.8×10^{-1}
b-1	1.3×10^{-2}	1.3×10^{-2}	1.1×10^{-2}
b-2	2.2×10^{-2}	2.4×10^{-2}	3.4×10^{-2}
c-1	1.7×10^{-3}	定常流量得られず	
c-2	6.8×10^{-3}	4.0×10^{-3}	3.8×10^{-3}
d-2	1.1×10^{-2}	8.5×10^{-3}	8.5×10^{-3}
e-2	3.5×10^{-3}	3.5×10^{-3}	3.5×10^{-3}

c-1を除けば事前透水試験結果とほぼ同等の値を得ることができた。

c-1では、通水により透水性が回復せず、70~80°Cの温水による洗浄と、真空ポンプによる吸引を実施したが、透水係数は 1×10^{-4} cm/s 程度までしか回復しなかった。すなわち、透水性は事前のそれよりも1オーダー程度低いままとなった。また、透水試験中にしだいに透水性が低下する傾向が認められた。これは、高粘性流体による目詰まりが主な原因と判断されるが、このほかに、溶存空気の影響などの影響も一因として考えられる。

5.5 まとめ

多孔質媒体に対する室内試験の結果から得られた知

見をまとめると以下のとおりである。

- ① 多孔質媒体でルジオンテストを実施した場合の層流限界注入圧力の推定値は、同程度の透水性を有する節理性岩盤に比べてやや大きいと考えられる。
- ② 多孔質媒体も節理性岩盤同様、透水性が大きくなると層流限界注入圧力は小さくなる。
- ③ 多孔質媒体では、透水性が 10^{-3} cm/s 程度すなわち100Lu程度以下であれば、水頭2m程度の低圧の透水試験により層流が得られる可能性がある。
- ④ 多孔質媒体を対象としても、高粘性流体透水試験は可能であるが、透水性が 10^{-3} cm/s 程度以下であると、一度注入した高粘性流体の洗浄は困難である。

6. 結論

本報告の主目的は、高透水性岩盤の層流時の透水性を正確に評価できる現場透水試験法の確立にあった。

第1章では、ボーリング孔に水を注入する透水試験法であるルジオンテストの有用性と、これを高透水性岩盤に適用した場合に注入した水の流況が乱流になりやすいことを述べ、正確に透水性を評価する上で、ボーリング孔を利用した層流時の透水性を求める試験方法の確立が重要な課題の一つであることを述べた。

第2章では既往の研究とし、①ルジオンテストに関するもの、②ルジオンテストにおける乱流の影響に関するもの、③ルジオンテストに対する乱流対策に関するもの、④高粘性流体による透水試験に関するもの、について本報告内容と関係のあるものを整理した。

これらの既往研究の調査から、高透水性岩盤を対象

とするルジオンテストの結果には、かなりの割合で乱流が影響し、透水性を層流のそれよりも過小評価している可能性があることを示した。しかし、この問題を解決する試験法が確立されておらず、過小評価の程度についても不明であることを示した。対策として、高粘性流体透水試験と高精度の低圧透水試験が考えられ、高粘性流体透水試験の現場試験として、ピット式試験が渡辺らによりすでに実施されていることを示した。

第3章では、高粘性流体透水試験に関する検討を行った。

3.1では流況を層流とするために高粘性流体を用いることが効果的であることを示した。また、高粘性流体透水試験には1種類の高粘性流体により有効注入圧力を段階的に上げて注入する多段圧力式試験と一定の有効注入圧力で水から段階的に粘度の高い高粘性流体を注入する多段粘度式試験があることを示した。さらに、高粘性流体透水試験により求まる層流のルジオン値を「粘性換算層流ルジオン値」と定義し、この求め方を示した。

3.2では高粘性流体として、安全性、精度にかかわる物性、取扱性、経済性を検討し、メチルセルロース系の増粘剤の水溶液を選定したことを述べた。

3.3では、選定した高粘性流体の流動特性、濃度と粘度の関係、温度と粘度の関係についての室内測定結果を示した。高粘性流体は多少の非ニュートン流動を示すが比較的非ニュートン性は小さく、以後ニュートン流体として議論すること、水との密度差が1%以内で水の1,000倍程度の粘性までの高粘性流体が得られること、高粘性流体の温度による粘度変化は水程度であることなどを述べた。

第4章では、開口節理を有する高透水性岩盤での透水試験の実施例を示した。4.1で概説を述べた後、4.2では試験サイトの概況を述べ、4.3では具体的な試験方法を述べた。4.4では試験結果を報告し、4.5において試験結果に対する考察を行った。

第4章のまとめは以下のようである。

- ① 開口節理を有する岩盤を対象として、高粘性流体透水試験を実施した。
- ② 孔内圧力計を用いた精度の高いルジオンテストを行うことにより、逐次流量減少型のP-Q曲線が得られた。
- ③ 高粘性流体透水試験により層流の透水性を推定することができた。
- ④ ②、③の事実から、得られたP-Q曲線が逐次

流量減少型となる原因が乱流にあることが確かめられた。

- ⑤ 乱流が原因である逐次流量減少型P-Q曲線を、概ね、 $P = \alpha \cdot q^{\beta}$ で近似することができた。この α 、 β は試験対象岩盤の乱流時の抵抗則を表す係数といえる。
- ⑥ ③、⑤により、ルジオンテスト時に層流の得られる限界の注入圧力を推定することができた。
- ⑦ 高粘性流体透水試験は、10Lu以下の低透水の岩盤では、実測流量が小さいこと、流量が定常になるのに時間がかかることなどから、その実施が難しいことがわかった。
- ⑧ 試験区間に割れ目が1本となるように、高粘性流体透水試験を実施することにより、割れ目の開口幅と限界レイノルズ数を推定することができた。

第5章では、岩盤中の水の流れのメカニズムとして、開口節理とは対照的な多孔質媒体に対して行った室内透水試験結果について報告した。5章のまとめは以下のとおりである。

- ① 多孔質媒体でルジオンテストを実施した場合の層流限界注入圧力は、節理性の岩盤に比べてやや大きいと推定できた。
- ② 多孔質媒体も節理性岩盤同様、透水性が大きくなると層流限界注入圧力は小さくなることがわかった。
- ③ 多孔質媒体では、透水性が 10^{-3}cm/s 程度、すなわち100Lu程度以下であれば、水頭2m程度の低圧の透水試験により層流が得られる可能性があることがわかった。
- ④ 多孔質媒体を対象としても、高粘性流体透水試験は可能であるが、透水性が 10^{-3}cm/s 程度以下であると、一度注入した高粘性流体の洗浄が困難であることがわかった。

本報告で実施した高粘性流体透水試験は、特に新しい機器・材料の開発を行わずに、透水試験やグラウチングに用いられる機器を用いて実施したものであるが、その精度は、原位置試験としては十分満足できるものであったと考える。したがって、高透水性岩盤の層流時における正確な透水性を評価できる現場透水試験法の確立という本報告の主目的は果たしたと考えている。しかしながら、より精度の高い試験を実施しなければならないときには、本報告の成果をもとに、以下の事項について検討すべきと考える。

- ① より優れた物性を有する高粘性材料の選定

- ② 圧力制御の精度の向上
- ③ 低圧域の圧力測定精度の向上
- ④ 低流量域の流量測定精度の向上
- ⑤ 試験区間至近部の温度測定

最後に高粘性流体透水試験法の今後の利用について意見を述べる。

- 1) 今までの乱流の影響を無視していたルジオン値と、高粘性流体透水試験により得られる層流のルジオン値とを比較すれば、層流のルジオン値ははるかに大きいものである。したがって、どちらもルジオン単位で表示することは混乱を招きかねない。試験結果の表示とその利用については、十分に配慮されなければならないと考える。
- 2) 高透水性岩盤が深度深くあるいは地山深く分布している場合、グラウチングなどの止水処理を際限なく実施するのではなく、未処理部をある程度残した形で実施することが必要になってくるものと思われる。このような場合、通常のルジオンテストにより得られる乱流の影響を受けたルジオン値ではなく高粘性流体試験より得られた層流ルジオン値を用いて浸透流の解析を行い、基礎浸透流の状況をより現実に近い形でとらえることにより、合理的な止水処理範囲を求めることが可能になるのではないかと考える。また、精度の高いルジオンテストとの組み合わせにより、層流および乱流時の抵抗則を求め、それらを考慮した解析も可能になるものと思われる。
- 3) 従来、高透水性材料の室内透水試験では、層流状態が得られる限界動水勾配以下の設定とするために、供試体長を長くとらなければならないことが多かった。室内においても高粘性流体透水試験を実施することにより、この長さを短くすることが可能であり、ダム、特にアースダムのドレーン材料の透水試験に利用できるものと思われる。

謝辞

高粘性流体透水試験方法については、埼玉大学工学部の渡辺邦夫助教授に貴重な資料を頂き、御意見、御教授を賜った。現場での試験実施にあたっては、九州地方建設局の方々に並々成らぬ御協力を賜った。以上末尾ながら記して謝意を表す次第である。

参考文献

- 1) 建設省河川局開発課監修：ルジオンテスト技術指針・同解説、(財)国土開発技術研究センター、1984.6.
- 2) Kutzner, C. : Consideration on rock permeability and grouting criteria, Proceedings of 15th International Congress on Large Dams, Question 58, pp.315~328, 1985.
- 3) Houlby, A.C. : Routine interpretation of the Lugeon water-test, Journal of Engineering Geology, Vol.9, pp.303~313, 1976.
- 4) 山口嘉一・弘末文紀・松本徳久：ルジオンテストの結果の解釈、第19回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、土木学会岩盤力学委員会、pp.156~160, 1987.2.
- 5) 末吉治彦ら：節理性岩盤における乱流状況と透水性評価、第18回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、土木学会岩盤力学委員会、pp.356~360, 1986.2.
- 6) 松本徳久・山口嘉一・弘末文紀：ルジオンテストの各種境界条件下での精度と結果の解釈、建設省土木研究所資料、第2518号、1987.11.
- 7) 建設省土木研究所地質化学部地質研究室：ルジオンテストの施工指針(案)同解説、建設省土木研究所資料、第1276号、1977.8.
- 8) 柴田 功：軟岩の透水性と止水調査法に関する研究、建設省土木研究所報告、第153号、pp.1~56, 1980.3.
- 9) 松本徳久・池田隆：軟岩基礎の原位置透水試験法に関する研究、建設省土木研究所資料、第2071号、1984.4.
- 10) Lancaster-Jones, P.F.F. : The interpretation of the Lugeon water-test, Journal of Engineering Geology, Vol.8, pp.151~154, 1975.
- 11) U.S.Department of Interior, Bureau of Reclamation : Earth Manual, 2nd edition, 1974.
- 12) Zangar, C.N. : Theory and problems of water percolation, U.S.Department of Interior, Bureau of Reclamation, Engineering Monographs No.8, pp.69~71, 1953.
- 13) 渡辺邦夫・芦川亮一：割れ目岩盤の透水試験における乱流の影響評価の試み、第17回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、土木学会岩盤力学委員会、pp.161~165, 1987.2.

- 14) 沢田敏男：透水度の現場測定法(その3)，愛知用水公団技術資料，1956.6.
- 15) (財)沿岸開発技術研究センター・(財)漁港漁村建設技術研究所：特殊水中コンクリート・マニュアル(設計・施工)，1981.11.
- 16) 川田裕郎：改訂粘度，計量管理協会編，コロナ社，p.10，1969.
- 17) 土質工学会：土質試験法，pp.334～371，1979.
- 18) 土質工学会：土質調査法，pp.332～342，1977.
- 19) 東京天文台編集：理科年表，p.447，1987.11.
- 20) Louis, C: A study of groundwater flow in jointed rock and influence on the stability of rock masses, Imperial College, Rock Mechanics Reserch Report, No.10, pp.1～90, September 1969.
- 21) 渡辺邦夫：岩盤割れ目系の諸地質性を考慮した岩盤浸透流の解析に関する基礎研究，埼玉大学，1983.4.
- 22) 加藤克行・大北学・高清水智賀佐，：曲がりをもつ岩盤割れ目の水理挙動に関する実験，土木学会第42回学術講演会講演要旨集，pp.434～435，1987.10.
- 23) 小沢コンクリート工業㈱：小沢ボラコン，セメント・コンクリート技術，No.485，pp.56～62，1987.7.

平成元年4月4日 原稿受理

涸沼川における洪水流と河床変動の研究

福岡捷二¹⁾, 浅野富夫²⁾, 高橋 晃³⁾, 藤田光一⁴⁾, 渡辺明英⁵⁾,
平林 桂⁶⁾, 坂野 章⁷⁾, 森田克史⁸⁾, 加賀谷均⁹⁾, 林 正男⁹⁾,
長谷川賢市⁷⁾, 野堀均⁸⁾, 荒木智三⁹⁾, 小谷裕司¹⁰⁾, 黒川信敏⁹⁾

Study on Flood Flow and River-bed Variation in the Hinuma River

by Dr. Shoji Fukuoka, Dr. Tomio Asano, Akira Takahashi,
Koh-ichi Fujita, Akihide Watanabe, Katsura Hirabayashi,
Akira Sakano, Katsushi Morita, Hitoshi Kagaya, Masao Hayashi,
Ken-ichi Hasegawa, Hitoshi Nobori, Tomokazu Araki, Yuji Kotani,
Nobutoshi Kurokawa

要 旨:

茨城県を流下する那珂川の右支川である涸沼川の長さ約700mの複断面河道区間において、河道満杯流量規模と低水路満杯流量規模の2つの洪水についての高密度な観測と洪水前後の河床変動調査を行った。本報告は、これらの成果をまとめたものである。第I編では、現地観測の方法と流量、水位など観測された洪水の基本的な特性を示した。第II編では、低水路の抵抗が低水路水深によって大きく変化すること、その原因が主に繁茂した植生であることを観測データの解析と大型模型実験により明らかにし、これらの特性を不等流計算に考慮する方法を示した。さらに、高水敷が水没する規模を持つ洪水流の種々の特性を示し、高水敷上の植生の存在を考慮するための不等流計算法の改良について述べた。最後に、洪水航測の改良とその涸沼川への適用結果について述べた。第III編では、2つの洪水前後の河床変動の特性、洪水中及びその後に観測された河床波の特性、河床材料の平面的なふるい分けの特性、河岸侵食と河床変動について述べた。

キーワード：洪水流、河床変動、粗度係数、不等流計算、植生、ふるい分け、現地観測、涸沼川、洪水航測

-
- 1) 河川部河川研究室長（現 東京工業大学工学部土木工学科助教授）、工博、Ph.D
 - 2) 河川部河川研究室主任研究員、工博
 - 3) 河川部河川研究室主任研究員
 - 4) 河川部河川研究室研究員
 - 5) 河川部河川研究室研究員（現 河川部海岸研究室）
 - 6) 河川部河川研究室研究員（現 中国地建 福山工事事務所）
 - 7) 河川部河川研究室
 - 8) 河川部河川研究室部外研究員（現 パシフィックコンサルタンツ(株)）
 - 9) 河川部河川研究室部外研究員（現 日本建設コンサルタント株式会社）
 - 10) 河川部河川研究室部外研究員（現 (株)アイ・エヌ・エー新土木研究所）

Synopsis :

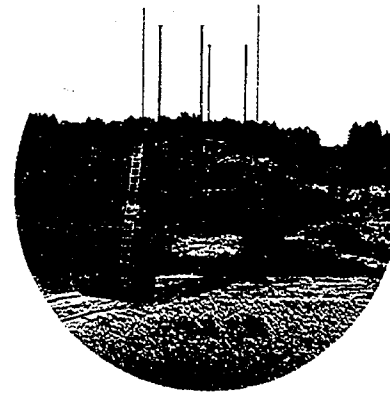
Comprehensive field observations have been conducted to investigate characteristics of flood flow and river-bed variation in a reach of the Hinuma River having a compound cross section. The observations revealed that Manning's roughness coefficient in a main channel changed remarkably depending on the water level. Hydraulic model experiments on the observation reach showed that the change in the roughness coefficient was mainly due to the effect of the flow retardation caused by the bank vegetation. Analysis on flow resistance on flood plains showed that flood flow on the flood plains were also affected by vegetation. In consideration of these facts, the method of non-uniform flow computation was improved so that it would be possible to predict water stage in channels with luxuriant vegetation with more accuracy, compared with the existing methods. Variations in river-bed height and bed materials due to flood flow were also investigated by analyzing the data measured before and after the floods. Through the investigation, remarkable sorting occurred both transversely and longitudinally and the longitudinal variation in bed material size had a close relation to the variation in maximum tractive force in each cross section. This attractive phenomena were also investigated in detail by using a hydraulic model with a large scale. This proved how the cross-section of the Hinuma river was formed by the action of flood flow. Finally, the improvement was made for the aero photograph technique of flood flow, especially it became possible to measure the water level within the accuracy of $\pm 4\text{cm}$.

Key words : Flood flow, River-bed variation, Manning's roughness coefficient, Non-uniform flow computation, Vegetation, Sorting, Field observation, Hinuma River, Aerial survey.

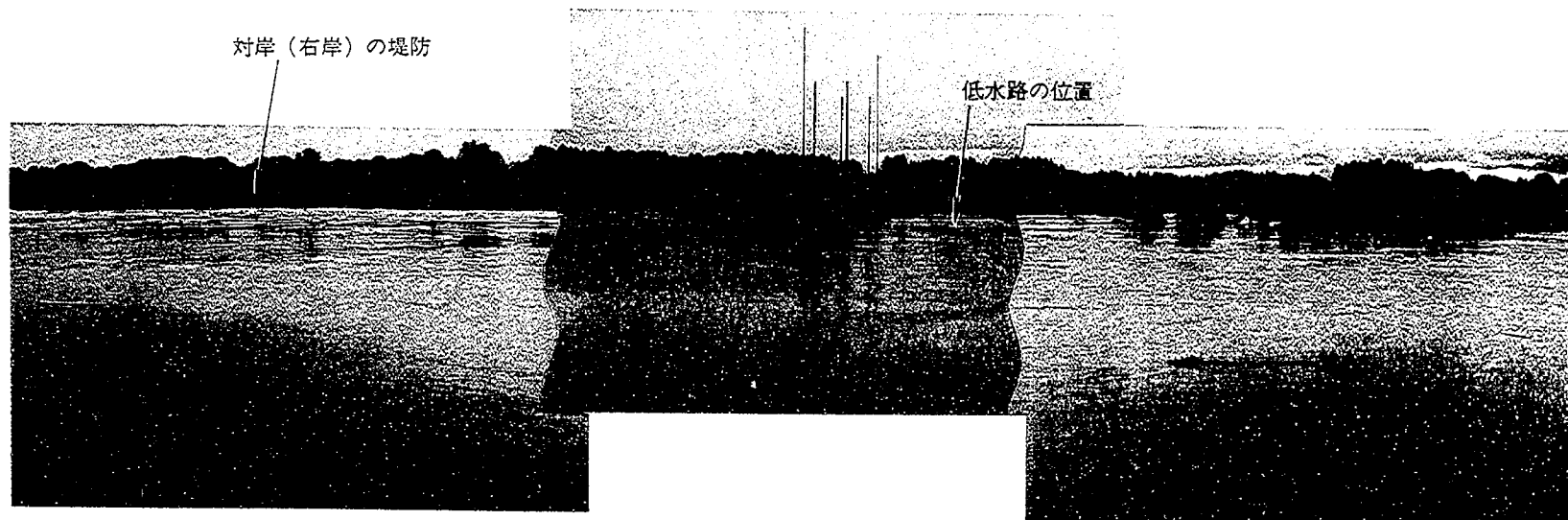
目 次

はじめに	(9)
第I編 湖沼川における洪水流の基本的特性	(10)
第1章 湖沼川における洪水観測の概要	(10)
1.1 湖沼川洪水観測区間の概要	(10)
1.2 8月洪水及び9月洪水の概要	(12)
1.3 洪水観測の内容	(13)
第2章 降雨状況	(14)
第3章 水位測定の結果	(14)
3.1 測定内容	(14)
3.2 水位～時間関係	(14)
3.3 水面勾配	(17)
3.4 水位縦断変化特性	(18)
3.5 8月洪水における高水敷への水の乗り上げ状況	(22)
3.6 痕跡水位	(23)
第4章 流量観測の結果	(25)
4.1 8月洪水の流量	(25)
4.2 9月洪水の流量	(25)
4.3 水位～流量関係	(25)
第5章 低水路満杯以上の流量の推定	(26)
5.1 概要	(26)
5.2 低水路及び高水敷粗度係数の推定	(27)
5.3 流量の推定	(29)
第6章 まとめ	(31)
第II編 河道状況を考慮した不等流計算法の開発	(33)
第1章 概要	(33)
第2章 低水路抵抗特性	(33)
2.1 不等流計算を用いた粗度係数逆算法の検討	(33)
2.2 全観測区間平均の低水路粗度係数	(37)
第3章 大型模型実験による低水路抵抗特性の把握	(37)
3.1 実験の目的	(37)
3.2 実験の内容	(37)
3.3 固定床実験の結果	(39)
3.4 移動床実験の結果	(40)
3.5 低水路抵抗特性についての考察	(41)
第4章 河岸植生を考慮した低水路不等流計算法の検討	(41)
4.1 概要	(41)
4.2 河岸植生による流速低減効果の水理的表現	(41)
4.3 不等流計算結果と観測結果との比較	(42)
第5章 高水敷上の植生を考慮した不等流計算法の検討	(43)
5.1 概要	(43)

5.2 従来の計算法による実測水位の再現性	(43)
5.3 新しい計算法による実測水位の再現性	(44)
第6章 不等流計算精度向上のための洪水航測手法の改良	(50)
6.1 航測手法改良のねらい	(50)
6.2 高さに関する精度向上	(50)
6.3 改良した航測法の渦沼川洪水への適用結果	(55)
6.4 改良した航測手法の評価	(59)
第7章 まとめ	(59)
第III編 河床と河岸に及ぼす洪水の作用	(61)
第1章 概要	(61)
第2章 渦沼川河道の河床材料分布と河床材料ふるい分け機構の検討	(61)
2.1 調査地点と採取方法	(61)
2.2 調査時の状況と調査地点付近の河床勾配	(61)
2.3 各調査地点の河道状況と河床材料粒径	(61)
2.4 河床材料のふるい分け特性	(64)
2.5 河床材料厚さについて	(76)
2.6 大型模型実験によるふるい分け現象の把握	(78)
第3章 河岸侵食と河床変動	(79)
3.1 縦断形状	(79)
3.2 横断形状	(81)
3.3 流路変動	(81)
3.4 河岸植生の河岸侵食軽減効果	(82)
3.5 河床波形状と河床高の経時変化	(84)
3.6 高水敷の堆積物および洗掘調査	(86)
第4章 まとめ	(93)
全体の結論	(93)
参考文献	(94)
謝辞	(94)



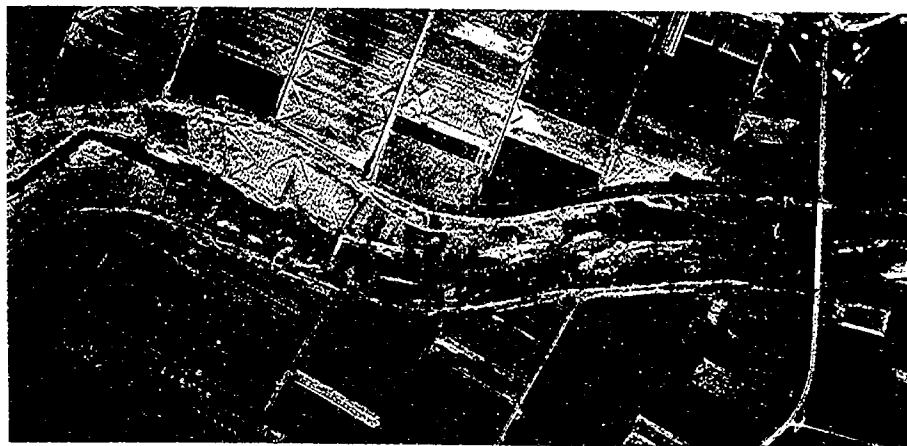
平水時の洪水
観測施設



対岸（右岸）の堤防

低水路の位置

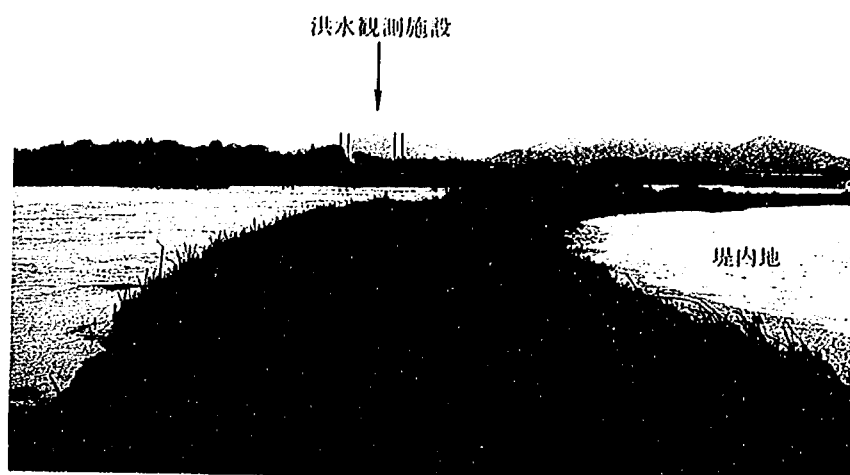
口絵写真1 河道の中に孤立した洪水観測施設（1986年8月5日午前4：00頃、左岸堤防28.12km地点付近より撮影）



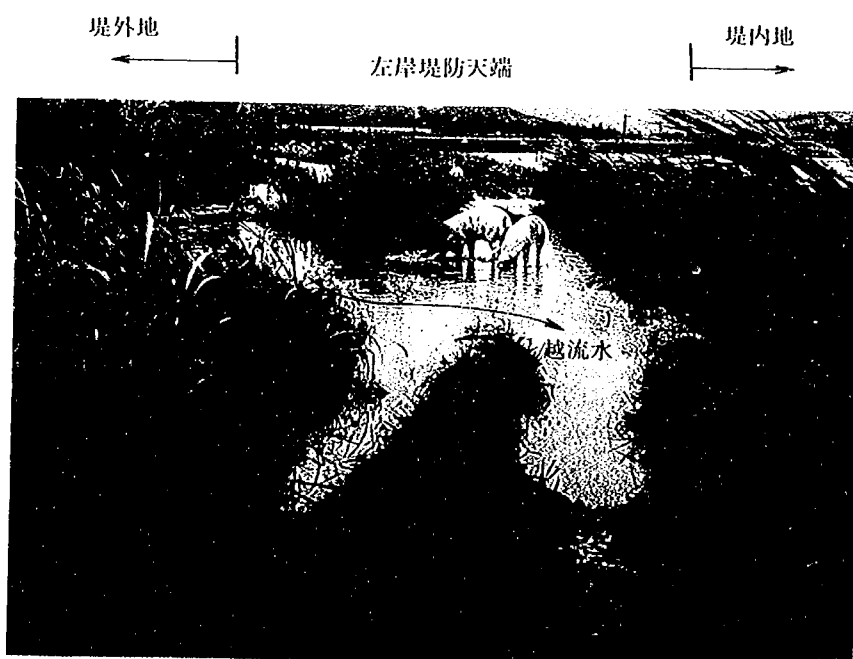
平水時（1987年3月16日撮影）



口絵写真2 8月洪水発生時の観測区間周辺の状況（1986年8月5日16:00撮影）



口絵写真3 堤内側も洪水し孤立状態にある左岸堤防
(1986年8月5日午前4:00頃撮影)



口絵写真4 左岸堤防天端を越えて堤内地に流れ込む洪水流と漂着した豚
(1986年8月4日午前4:00頃, 28.3km地点付近で撮影)

はじめに

河道計画を策定するためには、流量や水位の予測、洪水による河床変動の予測が不可欠である。近年は、治水安全度のより一層の向上という要求、河川に対する治水、利水だけにとどまらない様々な機能への期待を背景にして、治水安全度に対する質の高い情報に基づき、幅広い観点から今まで以上に合理的に河道計画を策定することが求められている。このような状況に対処するには、洪水流とそれに伴う河床変動についてより精度の高い予測を行う必要がある。予測精度を向上させるためには、予測のための計算手法・模型実験手法の改良と、洪水及び河床変動についての実態把握を並行して進め、両者の結果を適切に組み合わせることが大切である。現在までに、前者については、数値計算手法、模型実験用河床材料の開発などが比較的良好に行われているが、後者、すなわち洪水時の流れと河床変動の実態把握は必ずしも十分ではなく、このことが、河道計画策定のより一層の合理化を図る上での隘路になっていると考えられる。

このような現地河川の実態把握の重要性に着目して、土木研究所河川部河川研究室では、昭和61年(1986年)より瀬沼川において洪水流と河床変動、土砂移動についての現地観測を始め、今日に至っている。一連の観測においては、観測結果が洪水流と河床変動予測手法の改良に直接利用することができるように、従来一般の河川で行われていた洪水観測よりもはるかに高密度な観測を行っている。これは、ある特定の河道区間において、洪水に関する種々の水理量を同時に、しかも空間的、時間的に細かいピッチで精度よく測定するというものである。

本論文は、水位が堤防天端まで達した非常に規模の大きな1986年(昭和61年)8月洪水と低水路満杯規模の同年9月洪水を対象にした洪水観測と、これら2つの洪水前後の河床変動状況調査をもとに種々の検討を行った結果をまとめたものである。本論文は、第I～III編からなり、各編はそれぞれ次のような目的と相互の関連性を持っている。まず、第I編では、観測区間の河道の状況と、観測された洪水の基本的な特性、すなわち降雨、水位、流量、流速などを示し、それらから、河道状況と洪水流の挙動との関係、洪水流に大きな影響を与える河道状況にかかわる重要な因子を定性的に明らかにした。第II編においては、第I編で示された因子が粗度係数、水位縦断変化に与える影響を定量的に明らかにし、これらの影響が従来の不等流計算法に

よっては十分に再現されないことを示した上で、河道状況にかかわる各因子の影響が適切に再現できるように不等流計算手法の改良を行った。また、改良した不等流計算法を有効に用いるために必要となる河道状況と洪水流に関する情報が簡便に得られるように、従来から用いられてきた洪水航測手法の改良を行った。以上の成果は、河道の状況をより適切に反映させた合理的な洪水流(特に水位)予測を行うことに貢献する。第III編においては、洪水が河床及び河岸に及ぼす作用を明らかにすることを目的として種々の検討を行った。この中では、まず、広い粒度分布を持つ河床材料が洪水による掃流力によってどのようにふるい分けられたかを明らかにした。次に、河岸侵食と河床変動の特性、外力とそれらの程度との関係について検討した。特に、観測区間の河道の特徴の1つである低水路河岸に繁茂した植生に着目し、この植生がどのように河岸侵食防止効果を持つかを明らかにした。検討過程においては、第I、II編を通して明らかになった検討対象洪水の水理量が外力として用いられた。以上により、瀬沼川において洪水が河道にもたらす種々の影響が総合的に明らかとなった。

洪水流とそれが河道にもたらす影響は非常に複雑であり、相互に関連した様々な側面を持っている。洪水の実態を十分理解するためには、単一の側面を抽出して細かな解析などを行う前に、すべての側面についての総合的な検討を通して洪水の全体像を把握することが肝要である。これによって、洪水にかかわる種々の現象の位置付け、重要度を正確に認識することができ、洪水と河道計画、河道管理とのかかわりに関するより実態に即した理解も可能となる。瀬沼川洪水の異なる側面を対象にした第I～III編をまとめて1つの論文として提示したのは、このような筆者らの考えに基づいている。したがって、本論文の全体としての目的は、瀬沼川の洪水を通して、洪水にかかわる一連の現象を総合的に把握し、河道計画、河道管理にとって重要な情報を正確に評価することにある。

第I編

渦沼川における洪水流の基本的特性

第1章 渦沼川における洪水観測の概要

1.1 渦沼川洪水観測区間の概要

1.1.1 渦沼川の概要

渦沼川は、那珂川水系の一級河川であって、茨城県の中部に位置し、446km²の流域面積と65kmの流路延長を有している。その流域は、図-1・1に示されるよう

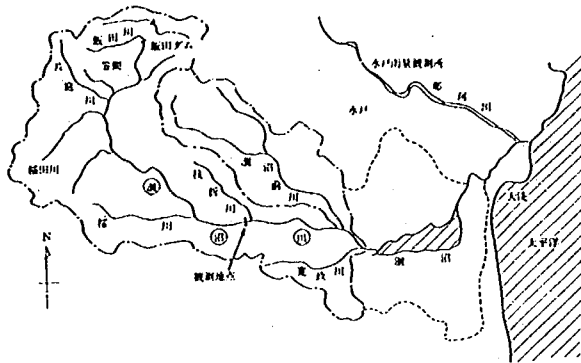


図-1・1 渦沼川流域概要図

に、東西に細長い形状を呈し、西部は主として山地より、また東部は平坦な台地より形成されている。図-1・2は、河床縦断変化を示したものである。渦沼川は、水

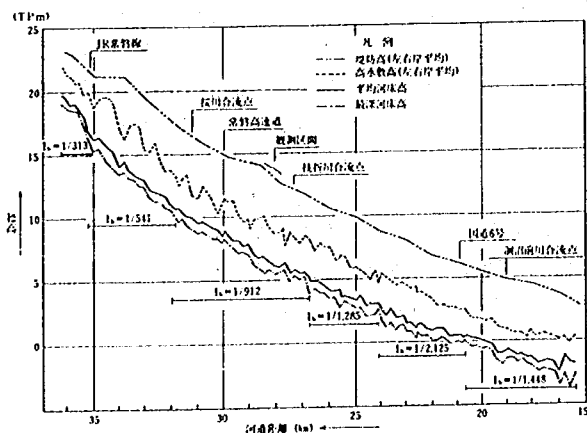


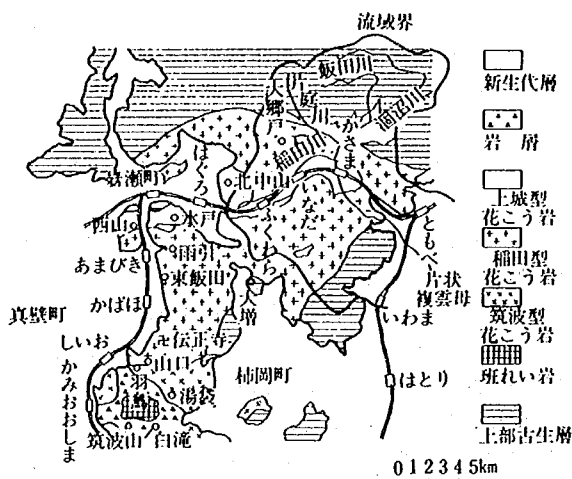
図-1・2 河床縦断図

源を笠間市国見山に発し、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、片庭川及び稲田川を合流して笠間市中心街の西側を流下する。J R 水戸線と交差したのち、二反田川と合流する。その後流向

を東南に転じ、国鉄常磐線と交差後右支川桜川を合流する。この付近より、流域は山地から平坦な台地へとその様相を変え、河道は堤防によって規定されるようになり流向を東にとって流下する。常磐自動車道と交差後、左支川枝折川と合流するあたりより、河床勾配も緩やかとなり、国道6号線を経て、最大支川である渦沼前川を合流し、渦沼に流入する。渦沼は、渦沼川からの河川水と周辺台地流域の雨水を集め、本川である那珂川に河口の近くで合流している。

1.1.2 地形・地質¹⁾

渦沼川の水源地付近である笠間市付近の山地は、起伏が小さく、地形分類では小起伏山地や山麓地に分類され、渦沼川は開析谷と呼ばれ、その周辺や支川沿いには、谷底平野が形成されている。図-1・3は渦沼川上流域の地質状況を示したものであり、笠間市付近を境に、

図-1・3 渦沼川上流域地質図¹⁾

北側は古生層、南側は火成岩である花こう岩(稲田石)に二分されていることがわかる。したがって、渦沼川の河床材料は、チャートや粘板岩等の堆積岩からなる比較的大きなれきと花こう岩の風化したまき土によって構成されている。特に、ここで産出される花こう岩は、稲田石と呼ばれ、細かく破碎されやすいものである。

1.1.3 観測区間の概要

渦沼川洪水観測区間の平面図を図-1・4に示す。また、28.1km地点の横断図を図-1・5に示す。観測区間は、渦沼川28.1km地点を中心とする長さ700mの区間(距離標27.8km~28.5km)であって、常磐自動車道交差点と枝折川合流点とのほぼ中間に位置している。この付

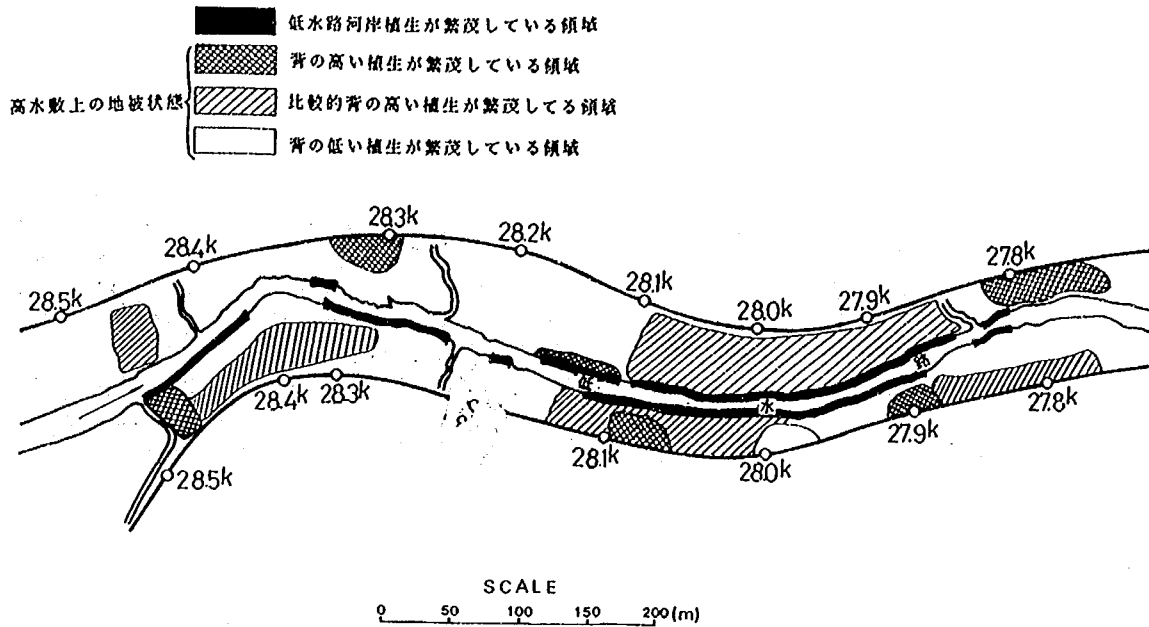


図-1.4 濁沼川観測区間平面図

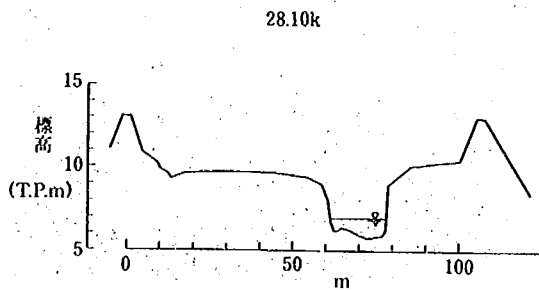


図-1.5 28.1km地点横断面図

近の濁沼川は、昭和30年頃に、それまでの蛇行河道から両側に堤防を有するほぼ直線の河道へと改修された。その後は大きな工事が行われることなく現在に至っている。高水敷の一部に竹林・桑畑からなる背の高い植生があり、また、低水路河岸にも篠竹・柳等からなる背の高い植生が密生しているところがある（写真

-1.1参照）。

観測位置における河道の諸特性を列挙すると以下のとおりである。

流域面積：190km² 河床勾配：約 1/900

低水護岸：なし

横断形状：複断面（堤間距離：100m、低水路幅：25m、低水路満杯水深：3m）

河床材料：れき混じり砂（平均粒径：12mm 標準偏差 $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 6.4$ ）

なお、河床材料の特性については、第III編2章で詳しく述べる。

1.1.4 観測施設の概要

本観測区間のほぼ中央にあたる28.1km地点には、図-1.6、写真-1.2に示す洪水観測専用の施設が設置されている。本施設は、低水路をまたいで設置されたス

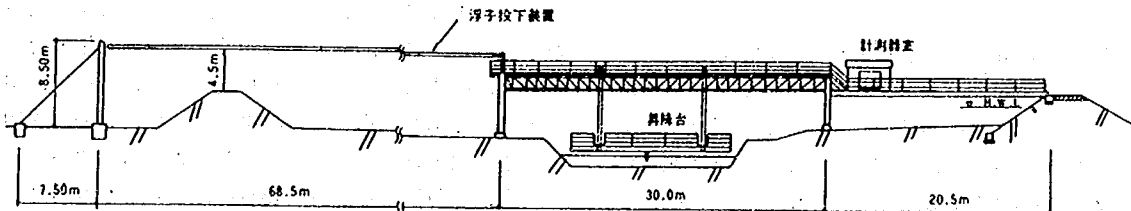


図-1.6 28.1km地点に設置された洪水観測施設

（観測当時は、低水路をまたぐスパン30m支持台と昇降台以外は未完成であった。）

パン30mの支持台、それに載っているスパン15m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。昇降台は低水路上にあり、水位の変化に応じ、6mの範囲内で昇降できるようになっており、この施設を

a) 28.1km地点より上流を望む



b) 28.1km地点より下流を望む



写真-1・1 観測区間の状況 (1986年8月20日撮影)

用いることによって、洪水時にも水面近傍から種々の観測を容易に行うことができる。ただし、観測当時(1986年8月、9月)においては、左岸高水敷の浮子投下装置と右岸高水敷の管理橋が未完成であった。このため、後で述べるように、水位が高水敷高以上の場合には、この観測施設を用いた測定ができない状況にあった。

瀬沼川27.8kmから28.5kmまでの700mの区間について、距離杭が20mおきに設置されている。各横断面において、左右堤防表法肩、左右岸高水敷低水路法肩に計4本の距離杭が設置され、洪水前後の横断測量に利用されている。27.8kmから28.5kmまでの区間について100m毎に低水路内及び高水敷上に水位標が設置されている。28.06km及び28.08kmには、洪水流量観測用の水位標が設置されている。

1.2 8月洪水及び9月洪水の概要

8610号台風は、大東島付近を通り、8月4日朝潮岬南方海上に達し北々東進し、4日21時、八丈島西方、石廊崎の南々西130km付近の海上で温帯低気圧となった。この低気圧は4日夜銚子沖、福島県沖を北上し、6日朝には三陸沖で停滞し衰弱した。

この台風10号の影響で、茨城県内でも8月4日未明から強い雨が降り、午後4時50分に水戸地方気象台から「大雨洪水警報」が出された。この雨によって、瀬沼川は、堤防を越水する大洪水となった。この台風10号で小貝川では堤防洗掘が起こり、大災害となった。

一方、9月洪水は、台風15号の影響により9月2日朝から降り出した雨により、低水路満杯水位よりおよそ1m低い水位まで上昇した小規模の洪水であった。

本報では、これら2つの洪水をそれぞれ8月洪水、9月洪水と呼ぶ。

・高水敷及び低水路河岸植生調査

第2章 降雨状況

8月洪水をもたらした降雨は、台風10号くずれの温帯低気圧によるものであり、この温帯低気圧により関東地方から東北地方にかけて未曾有の大水害をもたらした。その降雨状況を渦沼川流域に隣接している水戸

雨量観測所（図-1・1参照）でのデータで示すと図-2・1のようなになる。8月4日未明より降り出した雨は、降り始めから降り終わりまでの総雨量で186mm、最大時間雨量で25mm/h（8/4 20:00～21:00）という豪雨であった。

一方、9月3日洪水の降雨は、台風15号の影響によるもので、その時の水戸雨量観測所での降雨状況を、図-2・2に示す。図-2・2からわかるように、この雨の総雨量は16mm、最大時間雨量で2mm/hであった。

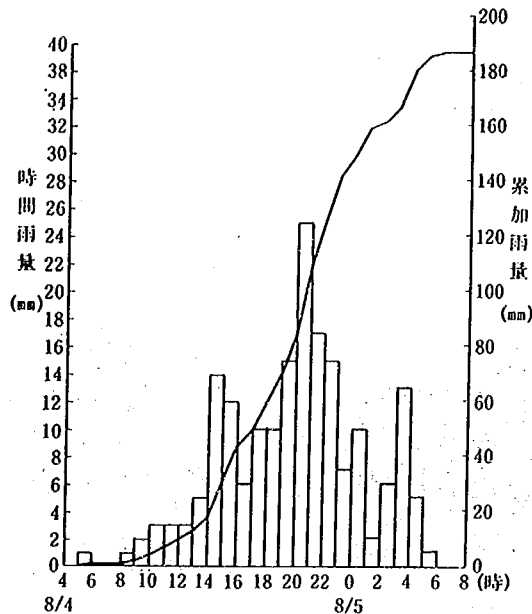


図-2・1 時間雨量及び累加雨量（水戸雨量観測所）
（8/4～8/5）

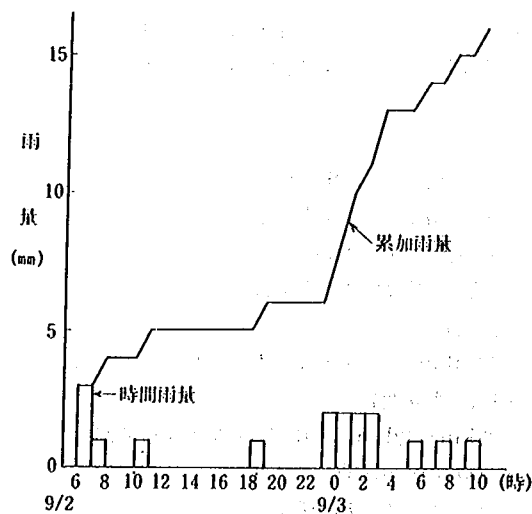


図-2・2 時間雨量及び累加雨量（水戸雨量観測所）
（9/2～9/3）

第3章 水位測定の結果

3.1 測定内容

8月洪水における水位観測は、8月4日14:00から12日10:00まで行った。水位が高く時間変化が大きい時間帯において30分～1時間間隔で測定を行い、その他の時間帯では、水位の時間変化の程度に合わせて、測定時間間隔を大きくした。

観測は、各観測地点に設置している量水標を用いて行ったが、水位が高くなり高水敷上に設置してある量水標では水位観測不能となった場合には、適宜竹杭等の補助杭を設置し観測を継続した。しかし、観測中に補助杭が傾いたり、流失したりしたもの、傾きの補正が不相当と思われる観測結果については、その観測結果を除いて解析することとした。以下に除いたデータを示す。

- ・27.90km地点 8月6日15:00以後
- ・28.20km地点 8月6日 3:50以後
- ・28.40km地点 8月6日11:32以後

9月洪水では、27.90km 量水標が8月洪水により河岸侵食を受け流失したため、27.90kmでの水位観測を行えなかった。27.90kmを除く他の観測地点で、9月3日0:00より5日11:00まで水位観測を行い、その観測時間間隔は水位変化の大きい時期で1時間間隔とした。

3.2 水位～時間関係

8月洪水の水位～時間関係を水位観測地点の各横断形状と共に図-3・1に示し、9月洪水については図-3・2に示した。なお、図-3・1中の○は、水位の時間変化の傾向が変化する点である。

8月洪水と9月洪水とを比較すると、8月洪水が増

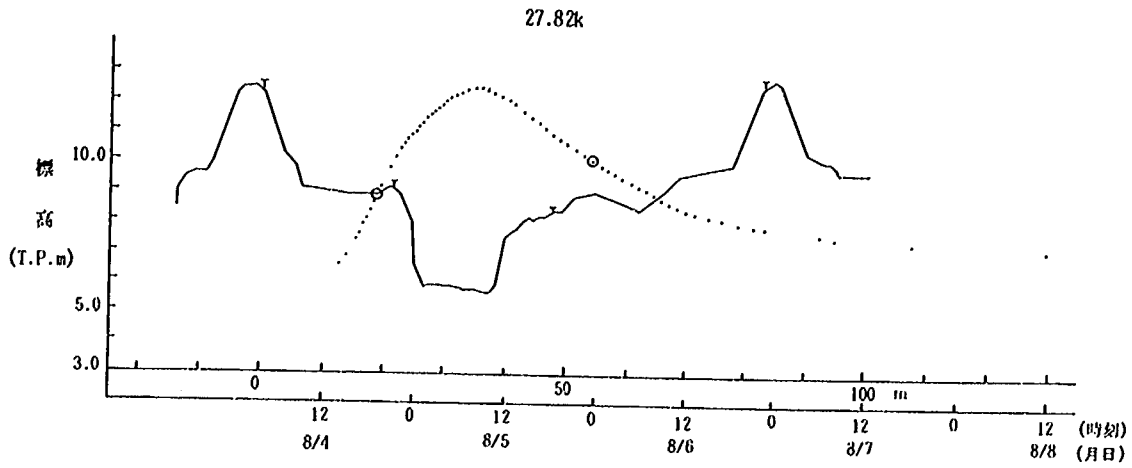


図-3・1(1) 水位～時間関係図 (8月洪水)

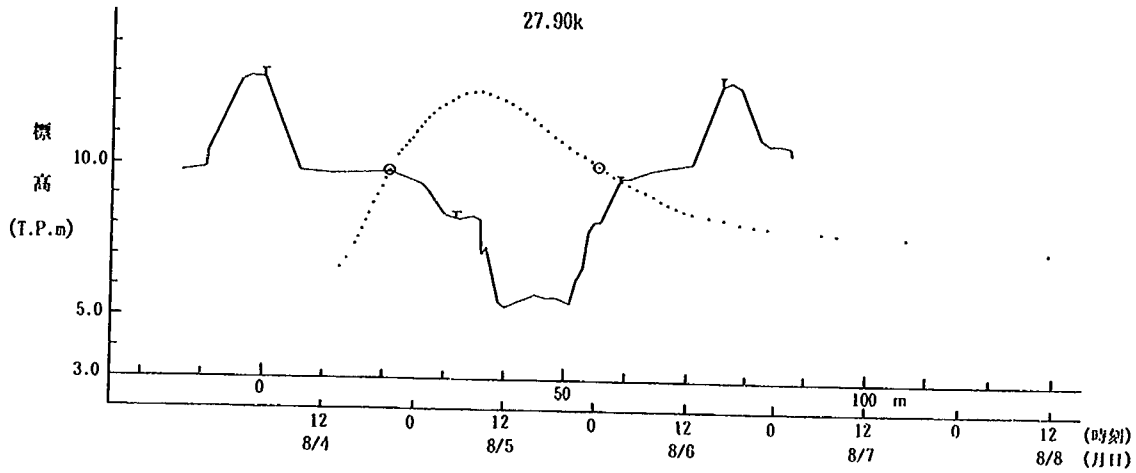


図-3・1(2) 水位～時間関係図 (8月洪水)

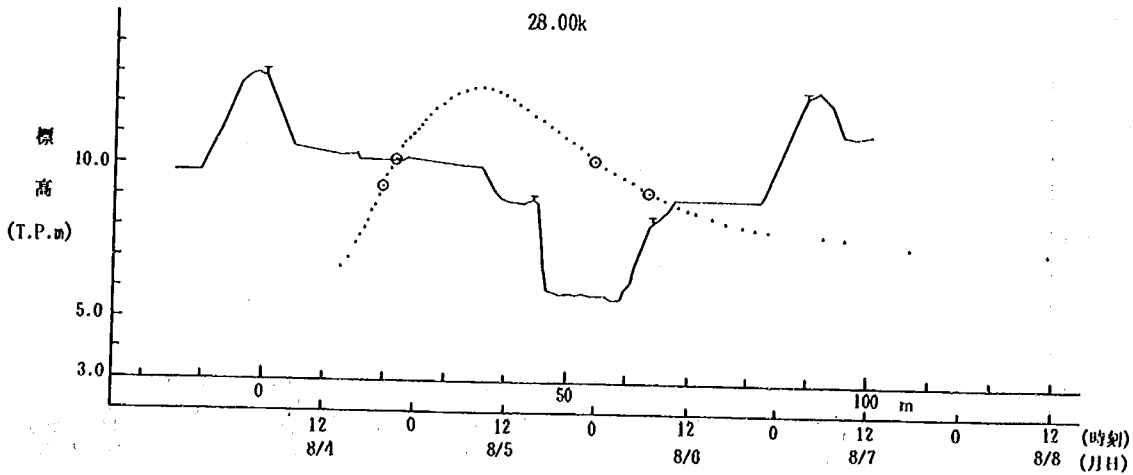


図-3・1(3) 水位～時間関係図 (8月洪水)

水期・減水期とも水位変化が急である。これは、8月 h の雨が断続的に降ったためであろう。
洪水では大きな雨が集中して降り、9月洪水は数 mm/ 図-3・1を見ると、○がついているデータの大部分は、

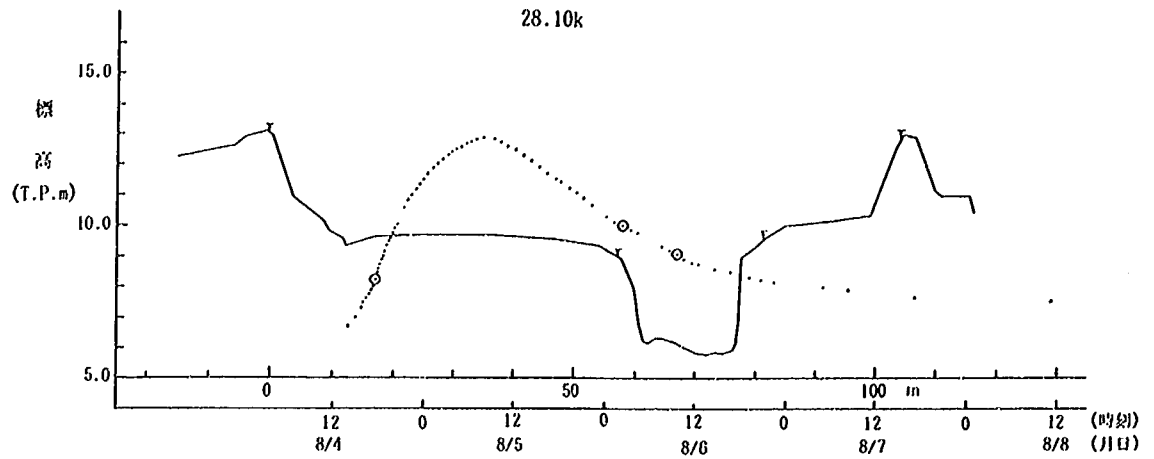


図-3・1(4) 水位～時間関係図 (8月洪水)

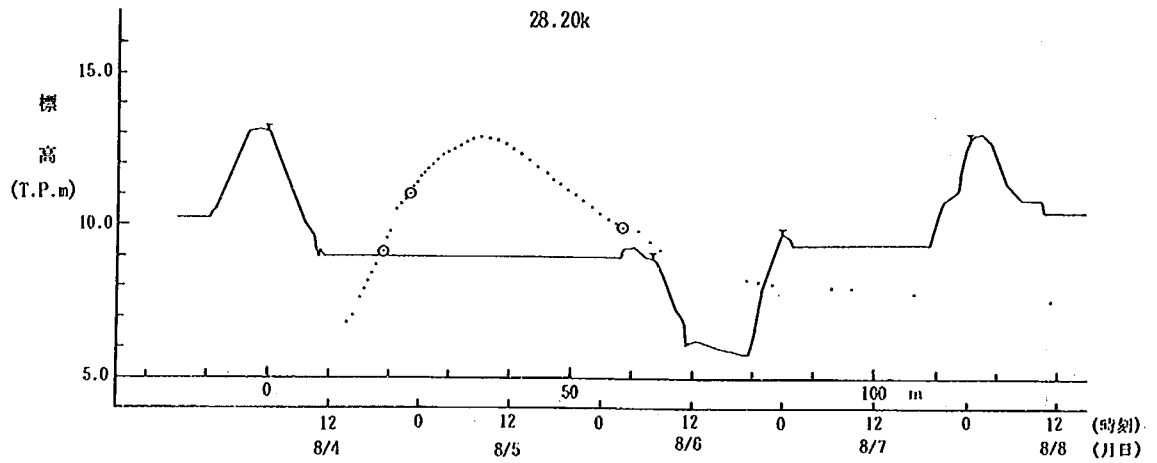


図-3・1(5) 水位～時間関係図 (8月洪水)

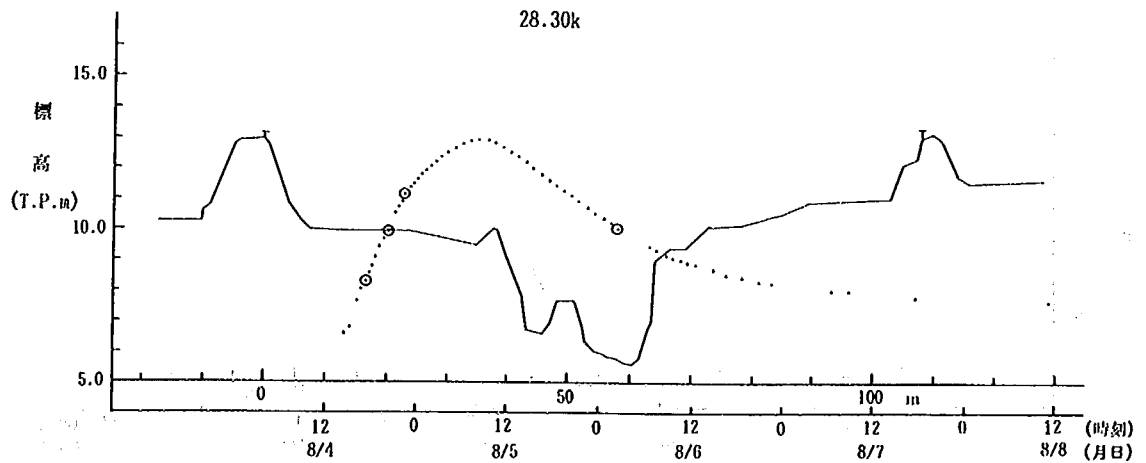


図-3・1(6) 水位～時間関係図 (8月洪水)

水位が高水敷付近にある時のものであり、当該河川では高水敷を挟んで水位の時間変化特性が異なることがわかる。

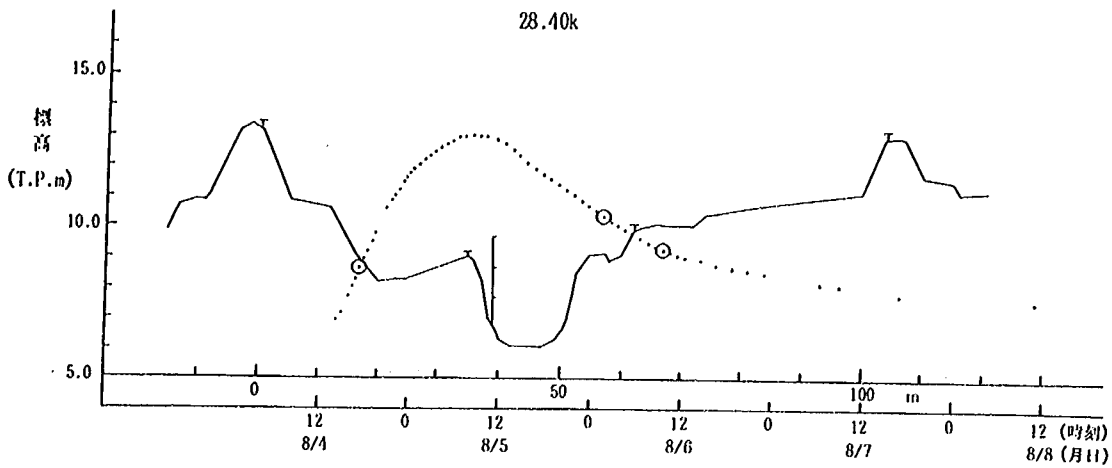


図-3・1(7) 水位～時間関係図 (8月洪水)

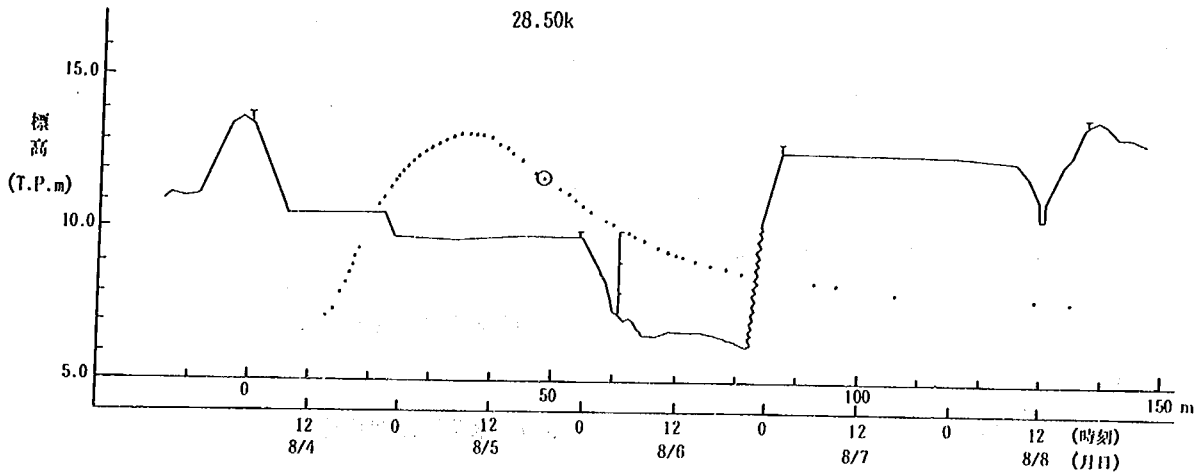


図-3・1(8) 水位～時間関係図 (8月洪水)

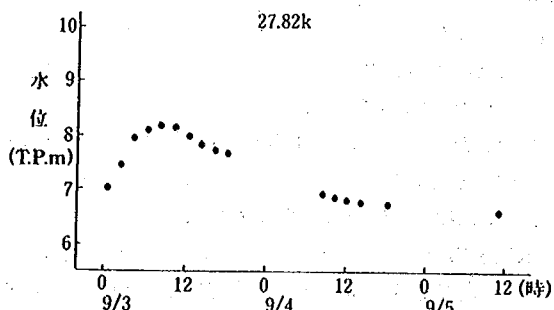


図-3・2(1) 水位～時間関係図 (9月洪水)

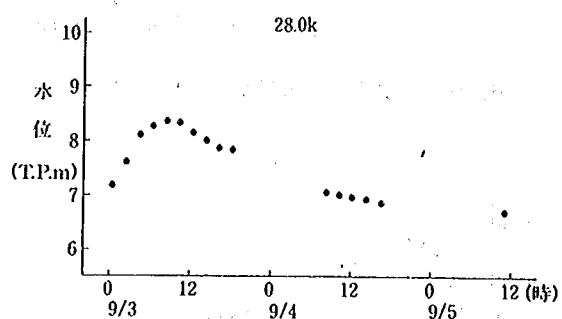


図-3・2(2) 水位～時間関係図 (9月洪水)

3.3 水面勾配

観測区間の上流端 (28.05km) と下流端 (27.82km) の水位を用いて、算出した観測区間の平均的な水面勾配と代表地点水位 (28.1km) との関係を図-3・3に示す。

これを見ると両洪水とも、従来から言われるように減水期より増水期の方が水面勾配が大きい。また、水面勾配は水位によって複雑に変化している。この原因については、後章において考察する。

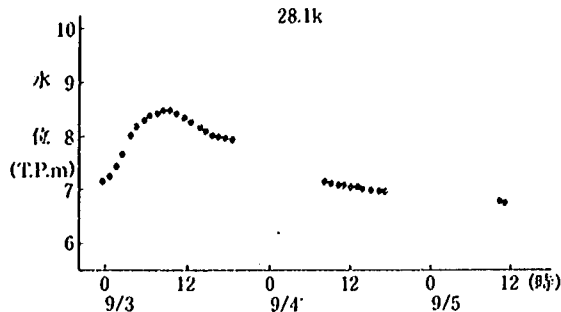


図-3・2(3) 水位～時間関係図 (9月洪水)

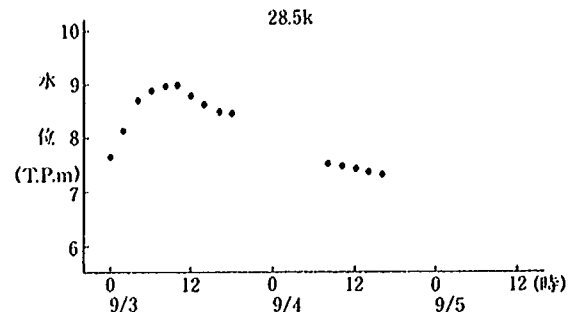


図-3・2(7) 水位～時間関係図 (9月洪水)

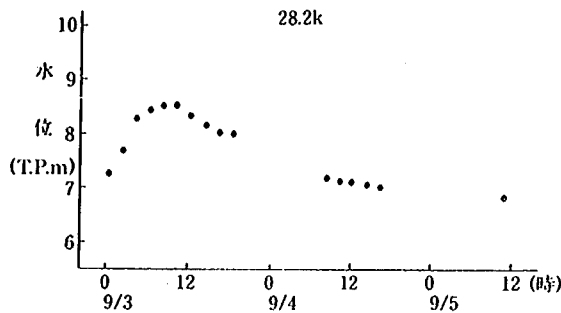


図-3・2(4) 水位～時間関係図 (9月洪水)

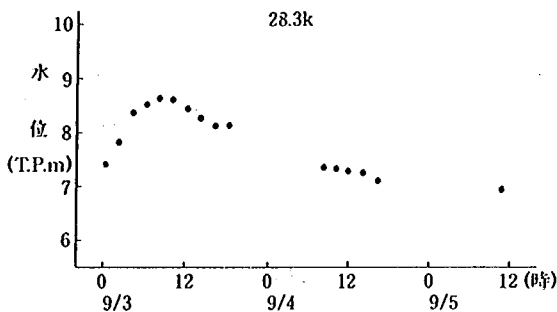


図-3・2(5) 水位～時間関係図 (9月洪水)

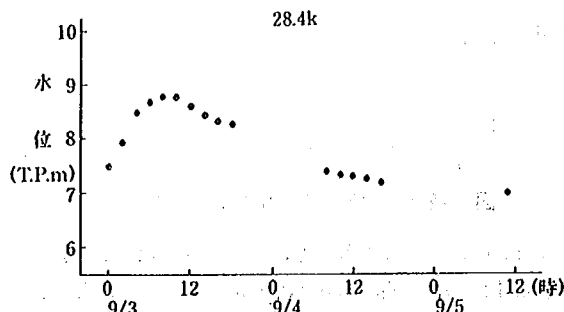


図-3・2(6) 水位～時間関係図 (9月洪水)

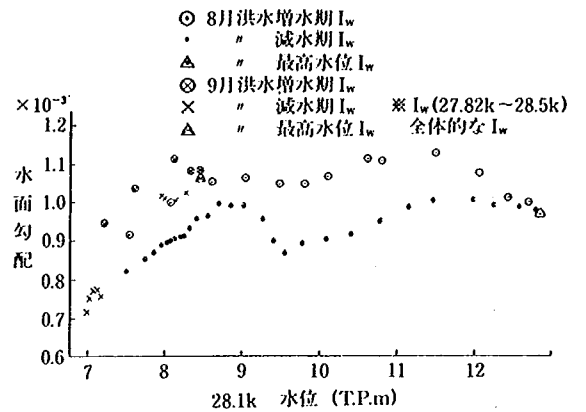


図-3・3 水面勾配～水位関係図

3.4 水位縦断変化特性

8月洪水、9月洪水についての各時刻の水位縦断図を、増水期・減水期を別にしてそれぞれ図-3・4(1)～3・4(4)に示した。同図中には左・右岸高水敷高、洪水前後の河床高及び、エネルギー水頭縦断図(断面平均流速の算出は洪水後の9月測量断面を用いている)も合わせて示した。図-3・5には、低水路幅、堤間幅の縦断変化を示した。ここで、高水敷高は高水敷部分の河床高を平均することにより求めた。さらに、図-3・6には各時刻の河積の縦断変化、図-3・7には、代表的な各時刻の水位を横断図上に示した。洪水前の平均河床勾配は、ほぼ一定で約1/900である。最深河床高は28.3km～28.4kmで大きく変動しているが、これは、この区間の湾曲部の存在と河積の変化に起因している。河積の大きさは28.2km付近を最大とし、その上下流で減少する。河積の縦断的变化の度合いは、洪水水位が大きくなるほど、大きいことが図-3・6よりわかる。

これらの図から、瀬沼川における2洪水の水位縦断変化特性を把握することができる。

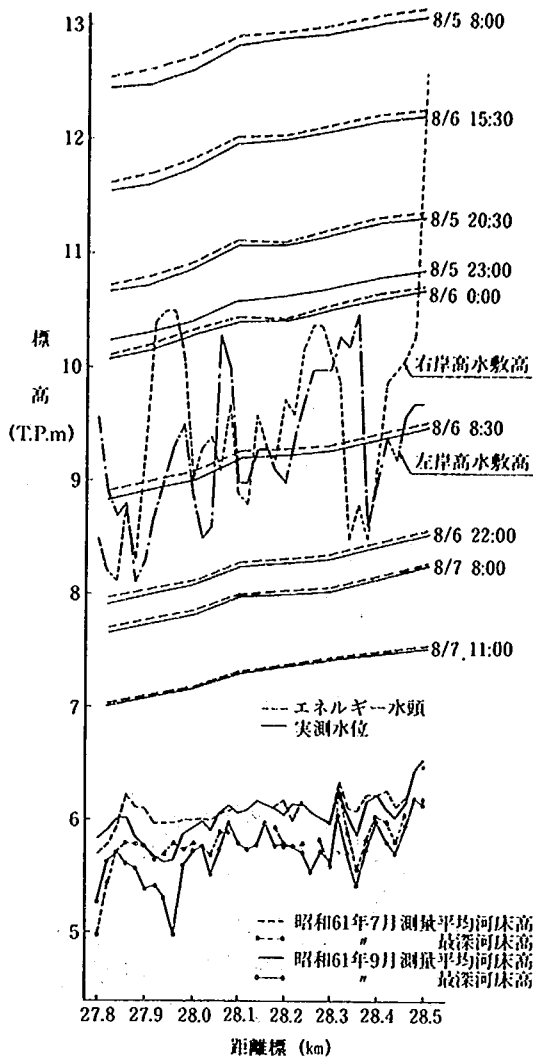


図-3・4(1) 濁沼川水位縦断面図 (8月洪水増水期)

(1) 8月洪水増水期

8月洪水では、水が高水敷上に乗る前後で、河積の急変、低水路と高水敷の境界に密生する植生、高水敷上の植生等の影響により、水位縦断面形が変化している。以下では、洪水流が低水路内だけを流れている時、高水敷に水が乗る時、高水敷水深が充分大きくなった時に分けて、水位縦断面変化特性を記述する。

① 低水路内だけを洪水が流れている時 (8/4 15:00~17:00)

i) 8/4 15:00では、28.4km~28.5kmを除き、水面勾配は平均的に洪水前の河床勾配(昭和61年7月)となっている。28.4km~28.5kmで水面勾配が他の区間に比べ大きくなるのは、低水路幅が下流に向かって漸減していること(図-3・5)によると思われる。

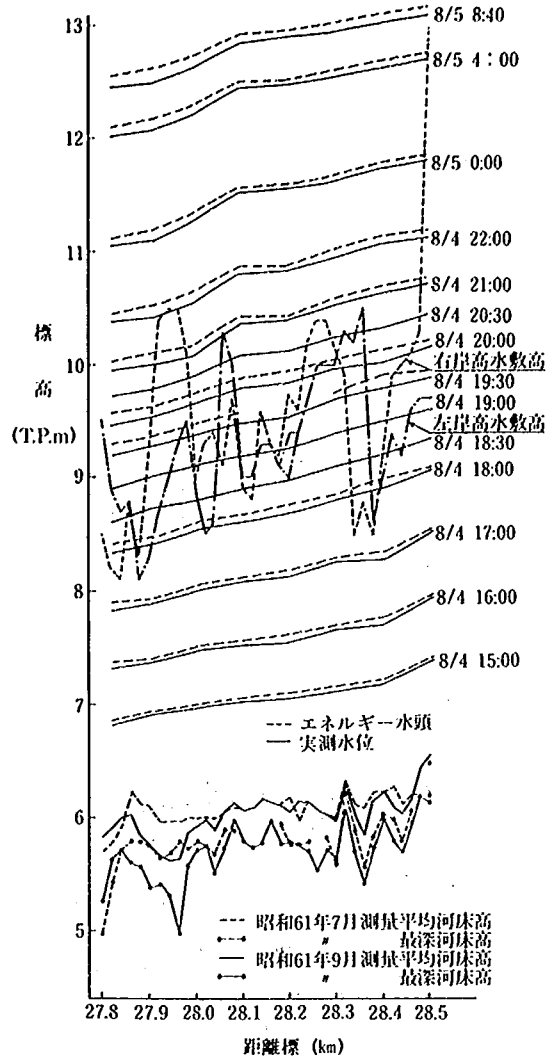


図-3・4(2) 濁沼川水位縦断面図 (8月洪水減水期)

ii) さらに水位が高くなった 8/4 16:00, 17:00 においては、水位縦断面特性が8/4 15:00とは若干異なる。まず、27.90kmで水面形が下に凸となり、28.00kmで上に凸となる。これは、水位が上昇したため流水が27.9~28.0 km区間の低水路河岸に繁茂した植生の影響を受けるようになったことによると考えられる。また、28.2kmで若干水面形が下に凸となり、28.3kmで上に凸となる。これは図-3・7(5)に見られるように、28.3km左岸にあるくぼ地にも水が流れるようになり、流速が低下し、28.3kmの水位が上昇したためと考えられる。

② 水が高水敷に乗る時 (8/4 18:00~19:30)

この時間帯では、徐々に水が高水敷に乗り始めるため、水位縦断面変化特性が次のように変化する。

i) 18:00における水面形について前の時刻の傾向と

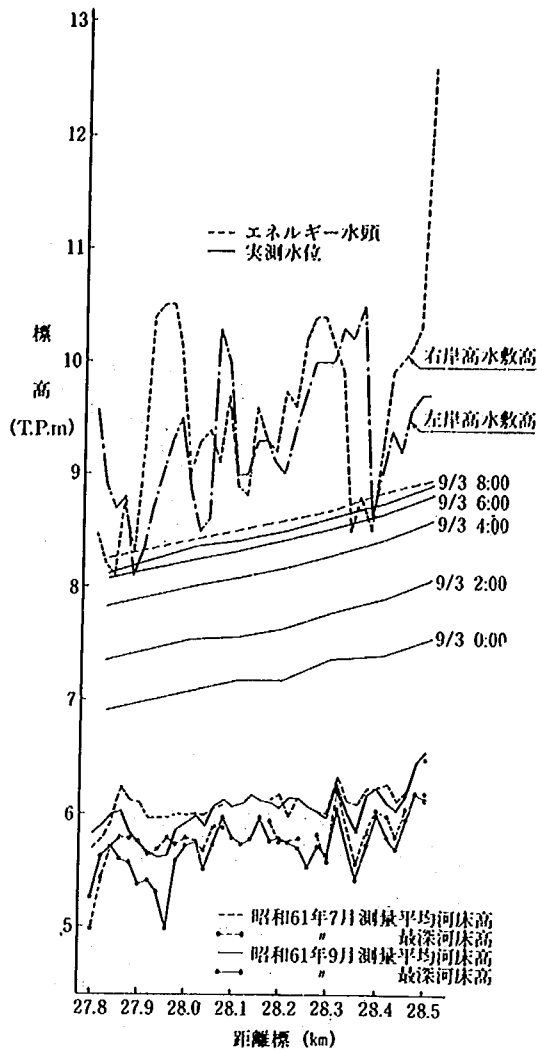


図-3・4(3) 澗沼川水位縦断面図 (9月洪水増水期)

違っている箇所は、28.4kmである。すなわち、この時刻以前は28.4kmで水面形が下に凸となっていたが、この時刻には、左岸高水敷にも水が乗り、低水路幅の流下方向への減少の影響が相対的に小さくなったためにこれがなくなっている。以後も、同様である。

ii) 18:30では、この時刻以前まで水面形が下に凸となっていた27.9kmで、若干ではあるが、反対に上に凸になっている。

iii) 19:30では、28.20kmをはさむ27.82km~28.10km及び28.30km~28.5kmのそれぞれの区間での水面形は非常になだらかで、28.20kmで水面形が下に凸になっている。

③ 高水敷水深が大きくなった時 (8/4 20:00~8/6 0:00)

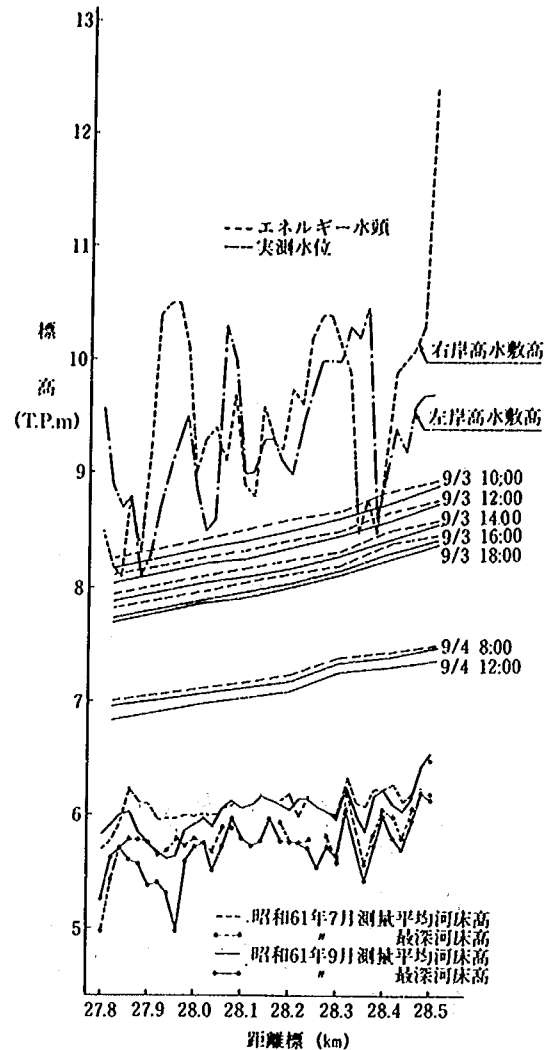


図-3・4(4) 澗沼川水位縦断面図 (9月洪水減水期)

この時間帯の水面形の特徴は以下のようである。

i) 27.82km~27.9kmで、時間の経過と共に水面勾配が緩くなる。

ii) 時間の経過と共に、27.9km~28.1km区間の勾配が、28.1kmの水位上昇に引きずられる様に急になって行く。

iii) 28.1km~28.3kmの水面勾配が、この上下流に比べて小さい。

iv) 28.2km~28.4km区間では、低水路内だけに水がある時には28.3kmで水位が上に凸となっているのに対し、水位が高くなって行くと(時間が経過すると)逆に、水面が下に凸となる。

v) 28.3km~28.5kmでは、水流が高水敷に乗ったばかりの時 (20:00~20:30) では、28.4kmで若干水面が

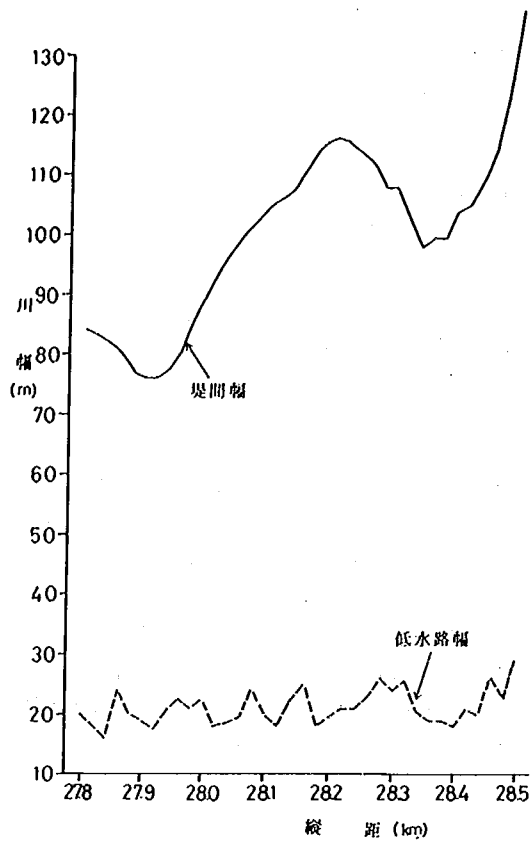


図-3・5 低水路幅と堤防間距離の縦断変化

下に凸となるが、低水位時ほど極端ではない。水位が高くなると逆に28.4kmで上に凸の水面形が見られる。その程度は、22:00で最も大きく、さらに水位が高くなるとともに小さくなり、ピーク付近では、殆どその堰上げは見られなくなる。

このような水面形の変化は、局所的には植生の影響もあるが、水面形の縦断形は、河積の縦断変化に大きく依存している (図-3・6)。

(2) 8月洪水減水期

水流が高水敷上に乗っている場合の減水期の水面形は、増水期とほとんど違いは見られない。

一方、水位が高水敷高より低く、低水路のみ流れる場合、水位データの得られた断面が8地点から5地点に減るため、増水期ほど詳細に水面形を検討することはできないが概略の特性を示せば、以下のようなものである。

- i) 28.1kmで水面形が上に凸になるという特性は、水位が高水敷以下に下がった後も見られる。
- ii) 28.1km~28.3kmの水面勾配がその上下流区間に比較してかなり緩い。

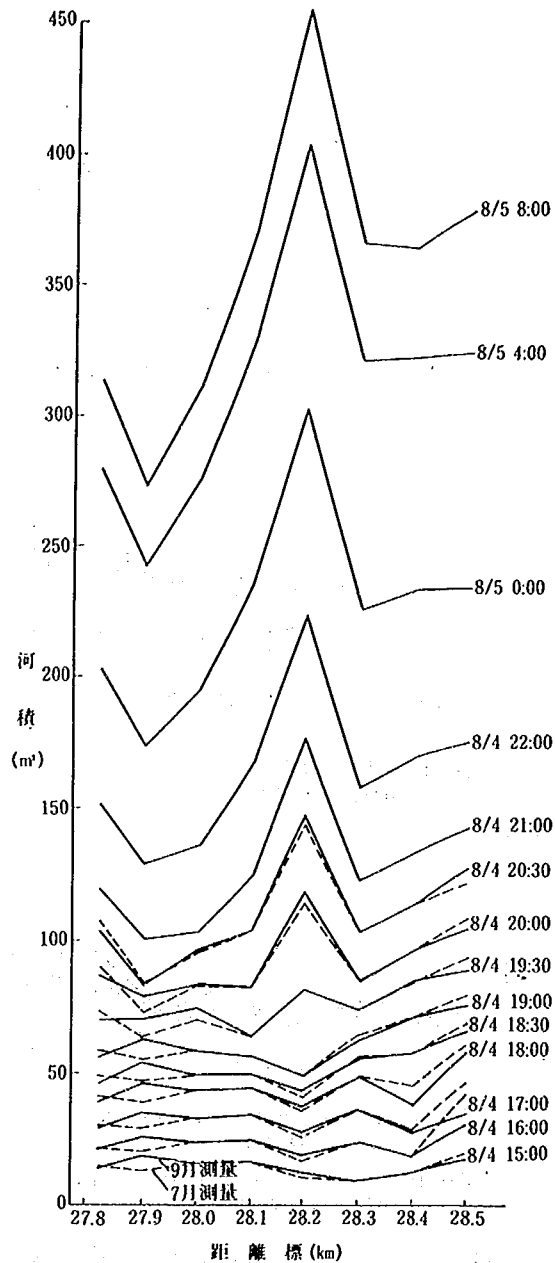


図-3・6(1) 各時刻における河積の縦断変化 (8月洪水増水期)

iii) 8/9 11:00の水位時で、28.3km~28.5kmの水面勾配がかなり緩くなっている。

i), ii), iii) いずれの特性も、増水期及び後述する9月洪水では見られず、8月洪水減水期だけで見られた特徴である。

この理由として8月洪水が大出水であったために、この時に形成された河床波や河床変動の影響および、低水路河岸の樹木群の配列が洪水によって変形したこ

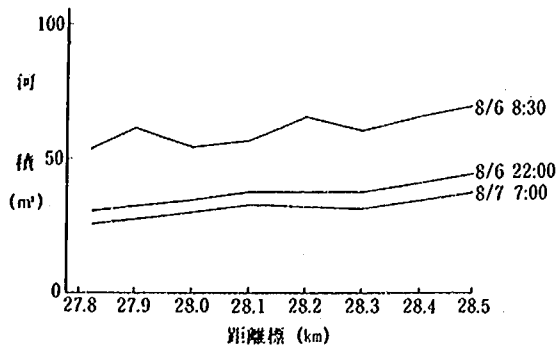


図-3・6(2) 各時刻水位に対する河積の縦断変化
(8月洪水減水期)

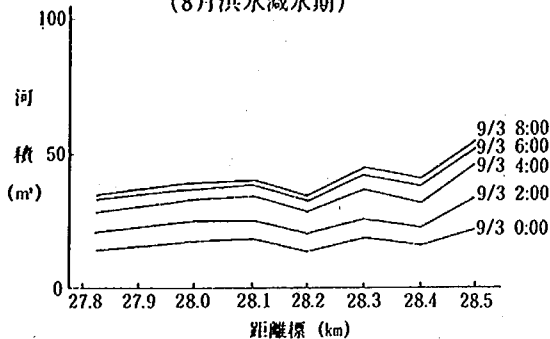


図-3・6(3) 各時刻における河積の縦断変化
(9月洪水増水期)

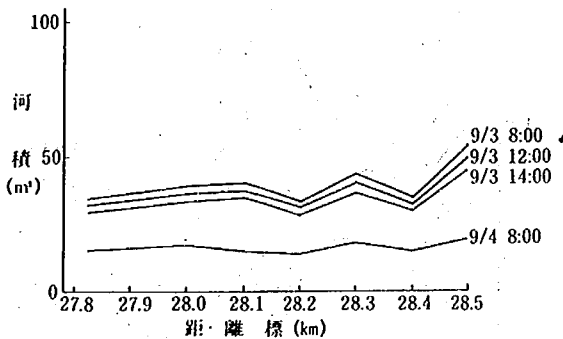


図-3・6(4) 各時刻水位に対する河積の縦断変化
(9月洪水減水期)

となどが考えられるが、この点について潤沼川の大型模型を製作し実験的に検討している(第II編3章参照)。

(3) 9月洪水増水期

i) 9/3 0:00においては、28.2kmで水面形が下に凸となり、28.3kmで上に凸となり28.4kmで再び下に凸となる。

これは、ちょうど8月洪水の増水期で見られた水面形と同じものであるが、9月洪水では、8月洪水の時より低い水位でこの現象が見られる。

ii) 9/3 2:00では、28.1kmで水面形が下に凸となる(28.0kmで上に凸となる)。

iii) 9/3 4:00から8:00にかけて28.0kmで若干上に凸となり、その上流の水位がやや堰上げられているように見える。

これら理由としては以下のものが考えられる。

i) 28.2km, 28.4kmで水位が下に凸となるのは図-3・6(3)に見られるように、この断面が、その上・下流の断面に比べ河積が小さいためであると思われる。

ii) 9/3 2:00における28.0kmでの上に凸の水面形は8月洪水増水期でも見られたが、これは下流断面の河積が小さかったためである。9月洪水後の河床形状の測量結果を見ると28.0kmより下流区間では、かなりの河床低下が起きている(図-3・4)。この河床低下が9月洪水によるものとする、28.0kmの水面形の説明がつく。この河床低下が、8月洪水によって引き起こされたものとする、河積変化によるものではなく、粗度が大きくなったことによると考えられる。

iii) 9/3 8:00における28.0kmでの水位は、低水路肩付近にある。低水路肩付近から河心へ向っては木の枝や葉がかなり出ており、これが原因となってこのような水面形が現れたものと思われる。

(4) 9月洪水減水期

i) 比較的高い水位での水面形は、なだらかであるが、低水位になると、28.3kmで水面形が上に凸となる。これは、図-3・6(4)からわかるように28.2kmの河積が小さいためである。

3.5 8月洪水における高水敷への水の乗り上げ状況

8月洪水における高水敷上への水の乗り上げの状況を図-3・8に示す。図-3・8は、20mピッチで行われている横断測量の結果と、水位観測結果をもとに作成したが、水位観測が行われていない測点の水位は、その上下流での観測水位より内挿で求めた。

図-3・8を見ると、8/4 16:00では、水はまだほとんど高水敷に乗っていない。20:00になると27.82km~28.1kmでは、28.0km付近の右岸の一部を除いて水は全面的な高水敷冠水には至っていないが、28.1km~28.2kmでは、ほぼ全面的に高水敷上に水が乗り、28.1kmで流れが急縮しているのが分かる。これが原因で3.1に示したように、この時刻において28.1kmより下流で、水面勾配が急になったと思われる。また、28.2km~28.3kmでは、まだ水が低水路内にあり、

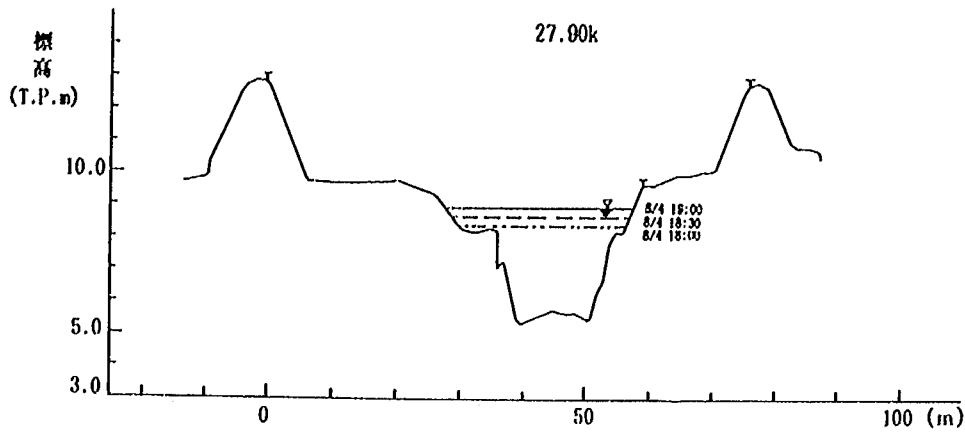


図-3・7(1) 代表的な時刻の横断面図上の水位

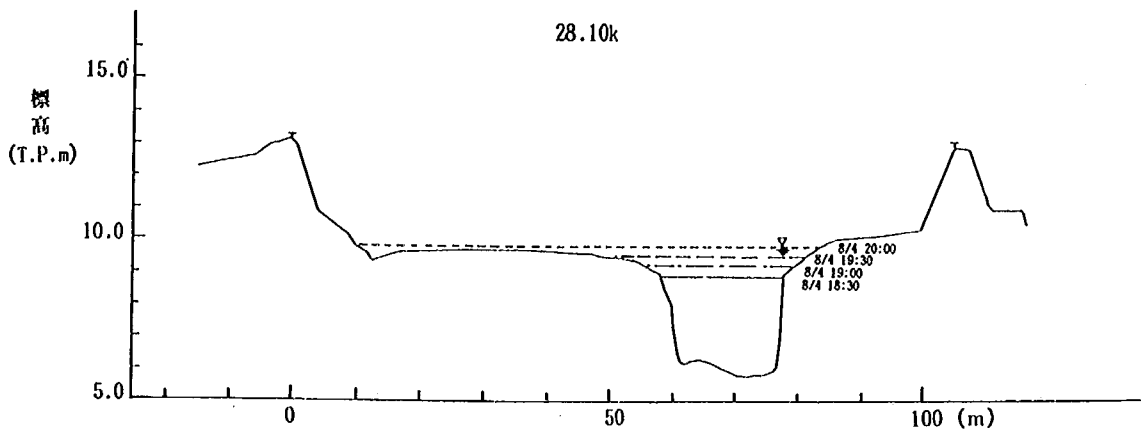


図-3・7(2) 代表的な時刻の横断面図上の水位

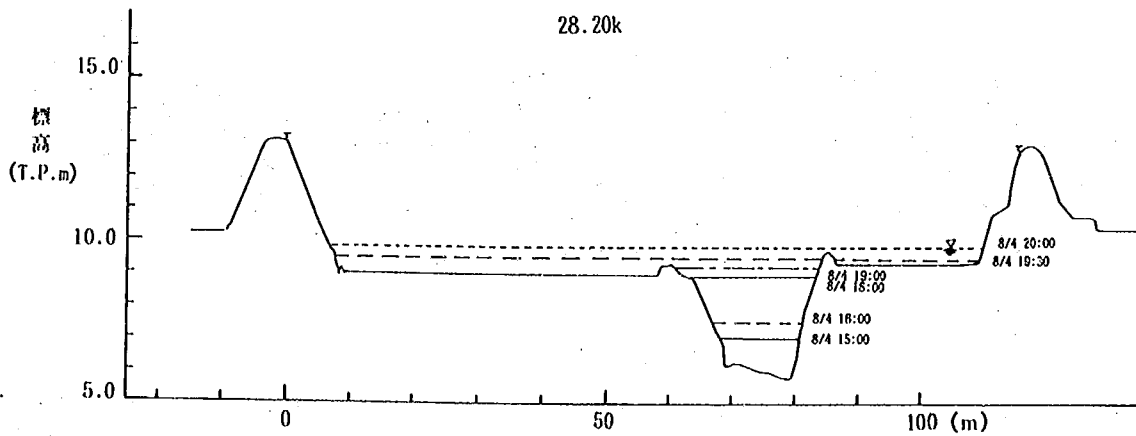


図-3・7(3) 代表的な時刻の横断面図上の水位

28.3km~28.5km では水が高水敷に乗り始めているのが分かる。さらに8/5 0:00及び8/4 4:00では水が全面的に高水敷に乗り、堤防間全体にわたって流れているのが分かる。

3.6 痕跡水位

図-3・9は、各水位測定点の最高水位の縦断変化と痕跡水位縦断変化とを比較したものである。図より、全体的に痕跡水位の方が10cm 程小さいことが分かる。こ

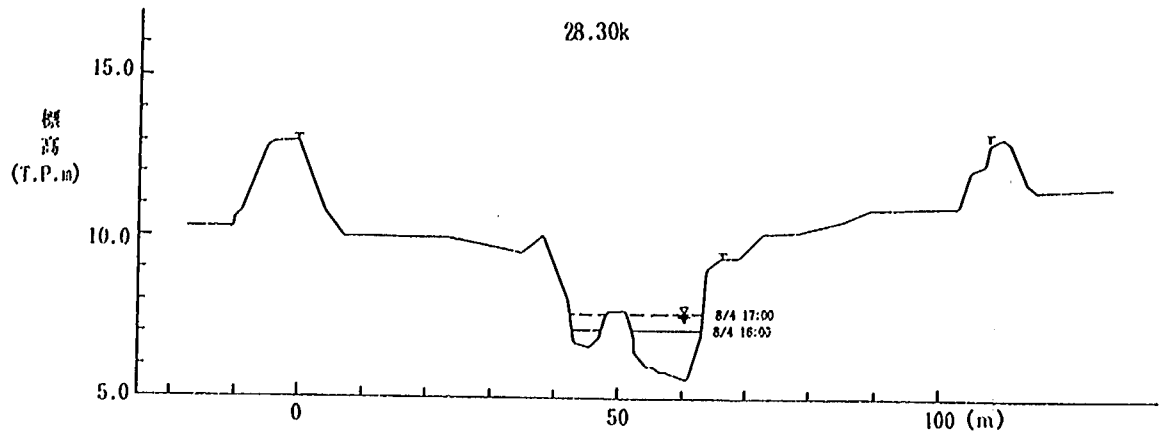


図-3・7(4) 代表的な時刻の横断面図上の水位

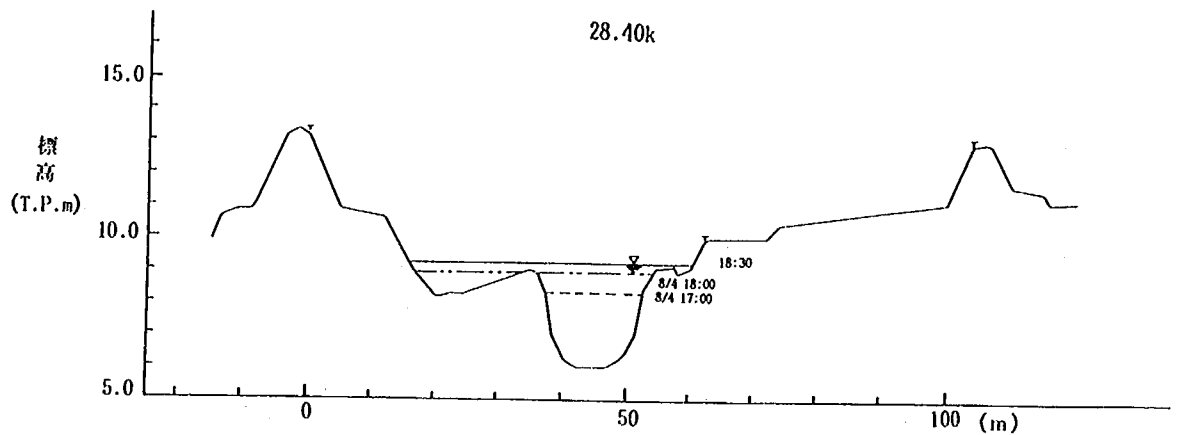


図-3・7(5) 代表的な時刻の横断面図上の水位

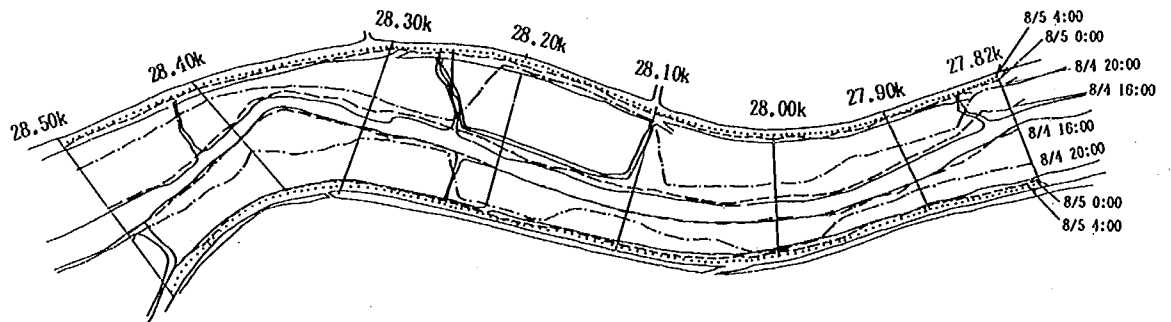


図-3・8 濁沼川8月5日洪水侵水図

の原因としては、水が降下する時ゴミも一緒に少し下がることがまず考えられるが、今回は、なるべくゴミではなく葉などについた泥などから痕跡の位置を判断している。したがって、上記の理由の他、最高水位に近づくほど堤防法面に水が接している時間が少なくなるため、あるいは、最高水位に近づくほど洪水後の降雨などの影響による痕跡の消去が進みやすいため、最高水位ギリギリの所にある痕跡が非常にかすかなもの

になっているということも原因であると考えられる。痕跡水位は、粗度係数の逆算値を得るうえで重要な情報を提供するものであるから、痕跡水位の有する誤差を十分把握しておくことが大切である。なお、痕跡水位の誤差とその水理解析に与える影響並びに精度良い痕跡水位を求めるための留意点について、他の河川での観測に基づく検討結果と合せて、文献(2)において詳しく検討されているので参照されたい。

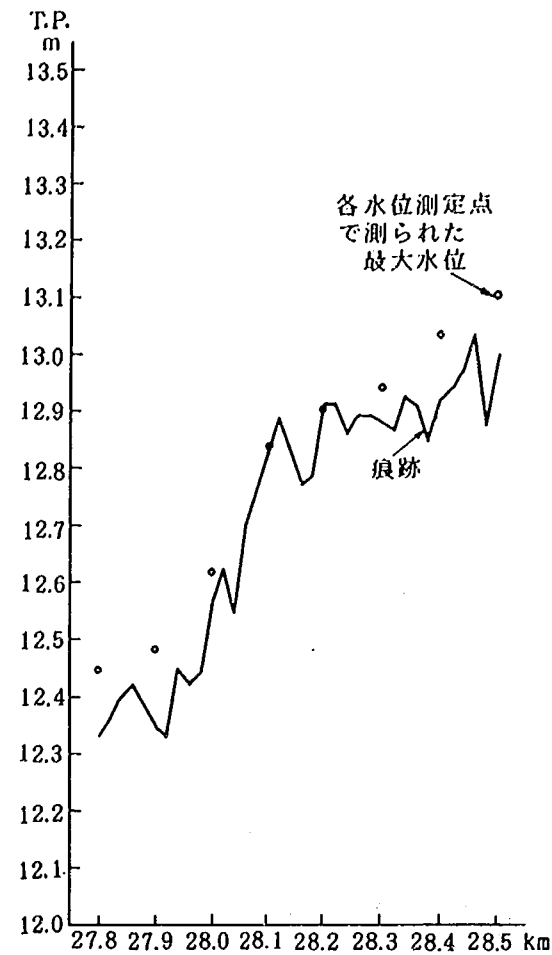


図-3-9 痕跡水位と水位測定点における最大水位との比較(右岸)

第4章 流量観測の結果

前述したように8月洪水は堤防を越水するような大洪水であった。この洪水が発生した時には、洪水観測施設が、完成していなかったため、高水敷に水が乗っている時の流量観測を行うことができなかった。したがって、ここで検討する流量は、低水路満杯までのものである。低水路満杯以上の流量については、第5章において、洪水時に撮影した航空写真から得られた表面流速より推定を行う。なお、9月洪水については、浮子測法による流量観測の他に電磁流速計による流量観測も行い、両者の比較も行った。

図-4-1に、昇降台上の浮子投下位置、図-4-2には第1見通し断面横断図(28.08km)、図-4-3には第2見通し断面横断図(28.06km)を示した。

4.1 8月洪水の流量

8月洪水で流量観測が行われた時間帯は、8/4 15:23~20:06(増水期)及び8/6 4:33~8/12 11:05(減水期)であり、水位が低水路肩よりおよそ1 m高くなった時点で、観測施設から避難の必要性が生じ、それ以上の水位での流量観測は行われていない。流量を算出する際の断面には、洪水前(7月測量)の測定断面を用いた。

8月洪水の流量ハイドログラフを図-4-4、図-4-5に示した。図-4-4は、流量観測をおよそ1時間間隔で行っている観測開始から8/7までの流量ハイドログラフであり、図-4-5は観測開始から終了までのものである。図-4-4には、流量の他に水戸雨量観測所の時間雨量も合わせて示した。

4.2 9月洪水の流量

9月洪水では、洪水ピーク付近の9/3 8:35から9/5 10:40まで、夜間を除き2時間間隔で観測を行った。また、電磁流速計による流量観測を9/4 9:02、9/4 11:30、9/4 14:30の3時点について浮子による流量観測と並行して行った。観測に際して、浮子が低水路側岸から張り出している木の枝や葉に引っかかり観測不能となる場合は、浮子投下の位置 No.1及び No.5 をそれぞれ No.1'及び No.5'に移し観測を行った。なお、第1見通しの量水標は前回の洪水で流出したため、今回の流量値の算定には、第2見通しの水位のみを使用し、第1見通しの河積の算定は第2見通しの水位を用いて行った。

9月洪水の流量ハイドログラフを図-4-6に示す。

また、図-4-6中の▲は、電磁流速計による流観値であり、浮子による流観値とほぼ一致している。なお、電磁流速計による流速の測定は2点法によって行った。

4.3 水位～流量関係

図-4-7に8月洪水及び9月洪水の水位(28.1km)～流量関係図を示した。この図から、同じ水位に対して、減水期の流量が増水期の流量よりも小さく、H～Q関係が明確なループを描くことが分かる。また、この図を見ると、水位が高水敷に乗り始める T.P.9.4m以上の水位になると増水期、減水期とも H～Q 曲線が不連続になっているように見える。この原因としては、

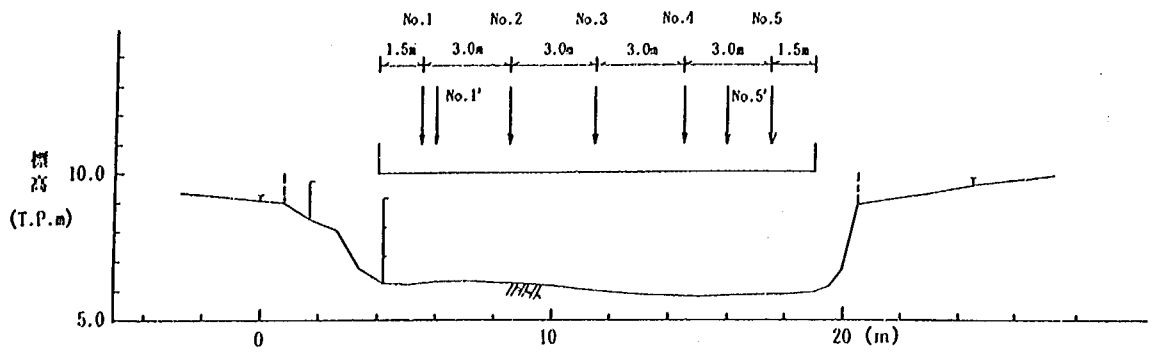


図-4.1 浮子投下位置図

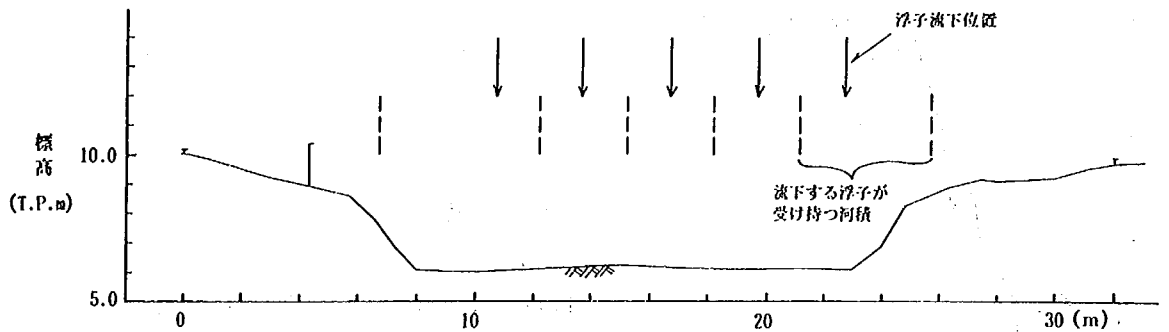


図-4.2 第1見通し断面横断図

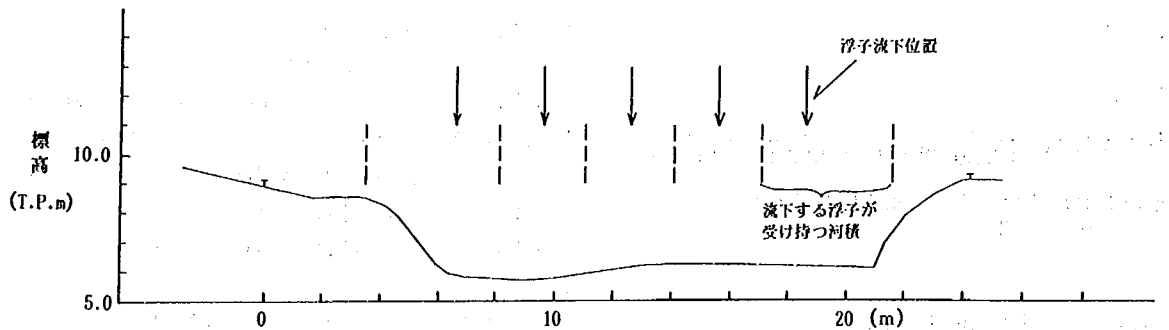


図-4.3 第2見通し断面横断図

図-4.2、図-4.3に示したように流量の算定に用いている河積の範囲が低水路内のみであり高水敷を流れている流量をカウントしていないため、高水敷に水が乗り始める状況では流量が小さ目に算定されることが考えられる。

第5章 低水路満杯以上の流量の推定

5.1 概要

流量データは、洪水に関する最も重要な水理量の1

つである。本章では、観測できなかった低水路満杯以上の流量を、観測されていた他の測定値（水位縦断、流速）を用いて推定することを試みる。このようなことは、完全なデータを揃えることが困難な洪水観測結果の解析を行う際しばしば起こる問題であり、不完全ではあるが貴重な洪水データから最大限の情報を得るという意味で、重要である。

流量推定は次のように行う。まず、一様直線形状に比較的近く、ほぼ一様な高水敷地被状態を持つ河道区間を選びだし、この区間の低水路、高水敷それぞれの粗度係数を洪水航測データを用いて求める。得られた粗度係数と、この区間で観測されている水位データか

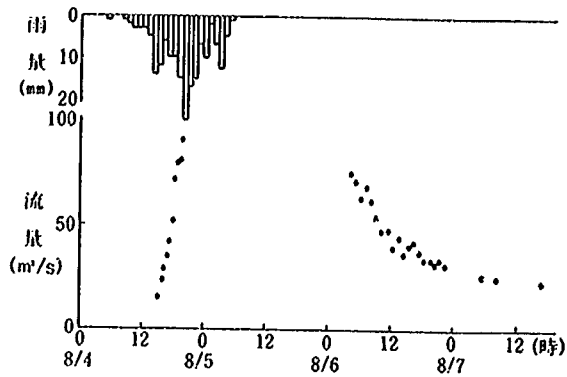


図-4.4 8月洪水流量ハイドログラフ

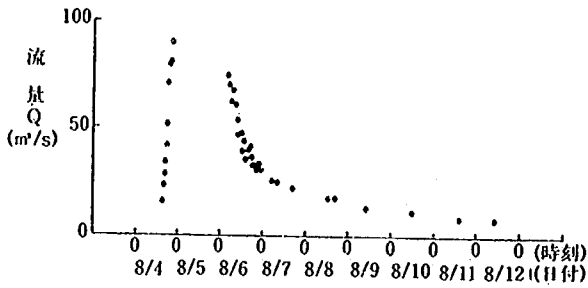
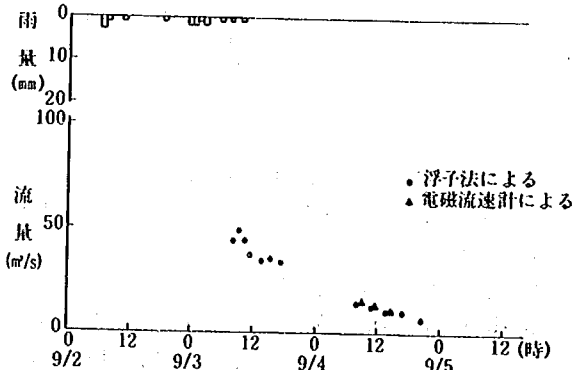

 図-4.5 8月洪水流量ハイドログラフ
(流観を実施した全時刻について)


図-4.6 9月洪水流量ハイドログラフ

ら、抵抗則を用いて流量を算出する。以下に、その詳細を示す。

5.2 低水路及び高水敷粗度係数の推定⁵⁾

水位が高水敷高以上の場合の流量観測を実施できなかったため、この時の粗度係数を、水位・流量資料から直接得ることはできない。しかし、ピーク流量に近い8/5 16:00に航空写真撮影が行われ、それより図-5.1に示す等流速線図(表面)が作成されている。これを用いることにより、この時点の低水路及び高水敷の粗

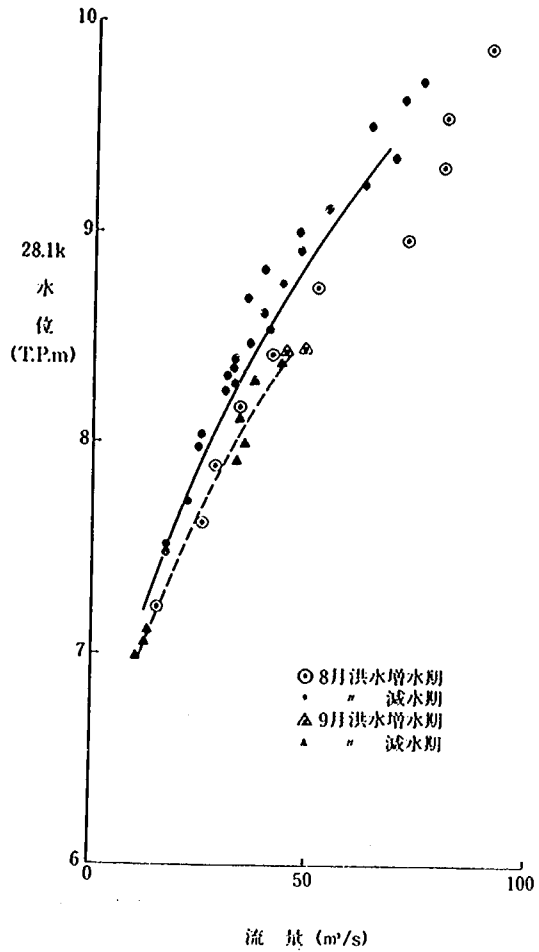


図-4.7 水位～流量関係図

度係数の推定を行う。

精度よく粗度係数を推定するためには、河道が比較的直線で、しかも植生が一様な区間で行うのが望ましい。湖沼川の高水敷は、図-1.4に示したように、様々な地被状態から成っているが、28.10km～28.30km区間では、河道が比較的直線で高水敷上の植生も写真-5.1に示す通りほぼ均一(水田)となっており、粗度係数が一様であると考えられる。このことから、表面等流速線図による粗度係数の推定は28.10km～28.30km区間で行うものとする。粗度係数の推定は、低水路部と高水敷部とに分割してそれぞれマンニングの式により行う。この際、径深等の断面諸元は区間中央の28.2kmのものを用いる。

$$n = 1 / (\alpha V) \cdot R^{2/3} \cdot I_e^{1/2} \quad (5.1)$$

ここに、 n ：粗度係数

α ：表面流速を鉛直平均流速にするための更正



水田
低水路
水田

写真-5・1 8月洪水直後の28.2km地点付近の河道の状況 (1986年8月6日 午前10:00頃撮影)

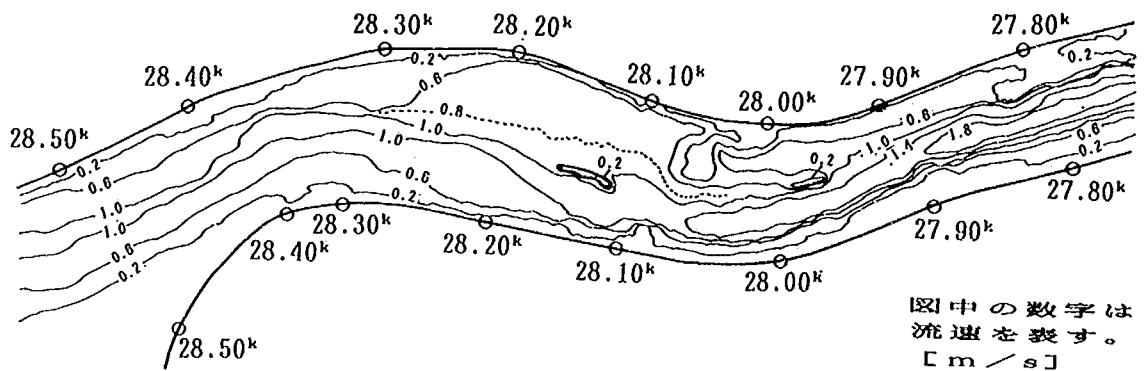


図-5・1 等流速線図 (8/5 16:00) (表面)

係数

V: 表面等流速線図より求めた各分割領域の平均表面流速 (m/s)

I_0 : エネルギー勾配

R: 28.2km の径深

ここで用いる更正係数 α とは、断面平均流速と航空写真から得られる表面流速との比である。 α の値については、まだ充分には明らかになっていないので、ここでは $\alpha=1.0$ とした場合、 $\alpha=0.85$ にした場合両方について n の算出を行った。算出にあたっては、エネルギー勾配算出法の異なる 2 つの方法を用いた。

<方法 1> エネルギー勾配を水面勾配で近似して求めた粗度係数

(5・1) 式の I_0 に 28.1km~28.3km の水面勾配 I_w を用いることにより、各更正係数について粗度係数を算出した。結果を表-5・1 に示す。

<方法 2> エネルギー勾配を用いて求めた粗度係数

以下に示すように、28.1km~28.3km のエネルギー勾配を推定し、それを (5・1) 式に代入することにより粗度係数を求める。

① 低水路粗度係数の推定法

28.1km~28.3km で低水路を流れる流量が一定と仮定し、それからエネルギー勾配を求め、粗度係数を推定する。すなわち、28.1km~28.3km 区間の中間である 28.2km 地点の低水路表面流速と更正係数 α から低水路流量 Q_{mc} を求め、この流量が 28.1, 28.3km 地点の低水路流量に等しいとして、これら 2 地点の速度水頭を求める。得られた 2 地点の速度水頭の差と水位の差からエネルギー勾配 I_0 を求め、これを (5・1) 式に代入することにより粗度係数を求める。

② 高水敷粗度係数の推定法

高水敷でのエネルギー勾配は、28.10km~28.30km において高水敷上の単位幅当りの流量が一定と仮定して次式より求める。

$$I_0 = I_w + \frac{q^2}{gh^3}(i_b - I_w) \quad (5 \cdot 2)$$

ここで、 h : 水深、 q : 単位巾当たりの流量
 $dh/dx = i_b - i_w$ は、水田地帯で平坦である28.12km
 ~28.22kmで求める(図-5・2参照)。

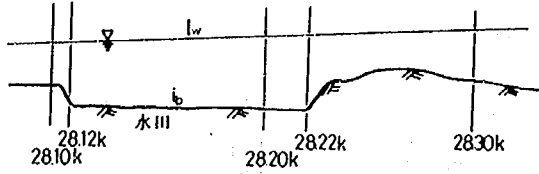


図-5・2 高水敷上の流れのエネルギー勾配の推定

以上に示した方法により推定した低水路、高水敷の
 粗度係数を表-5・2に示す。

表-5・1と表-5・2を比較すればわかるように、推
 定手法の違いによる粗度係数の違いは、高水敷につ
 いてはほとんどなく、低水路についても1割程度の差(エ
 ネルギー勾配を水面勾配で近似した場合の方が大き
 い)であり、2つの手法による有意な差は現われてい
 ない。これは、粗度係数算定のために選定した区間が
 比較的一様であり、縦断的な河積の変化が小さいた
 めである。一般的には方法2を適用すべきと考えられ
 るが、ここで対象にした河道のように一様に近い形状
 を持っている場合には、より簡便な方法1を用いるこ
 とが可能であることを上記の結果は示している。

高水敷粗度係数の値は、0.05~0.06程度である。こ
 の区間の地被状態は水田であり、洪水時には高さ1m
 ほどの穂が茂っていた。全国の河道の洪水観測に基
 づく種々の地被状態を持つ高水敷粗度係数が文献(2)
 に示されており、それによれば、この地被状態に対
 応する粗度係数値と上記の値はだいたい一致する。し
 がって、ここで行った粗度係数算定結果は、他の河川
 の一般的な傾向に合致している。低水路粗度係数は
 0.05~0.06であり、第II編2章2節の図-2・6に示す
 低水路満杯時の低水路粗度係数(0.045程度)よりも
 かなり大きくなっている。これは、観測区間における
 低水路幅が川幅に比較して小さいため、水位が高水
 敷以上になると低水路の流れが高水敷の流れの影響
 を強く受け、減勢されることが原因と考えられる。

5.3 流量の推定⁵⁾

航空写真撮影時の水位は図-5・3に見られるよう
 にピーク水位より1m程度下がったものであり、高水
 敷上で十分な水深を持っている。このことから、少
 なくとも水位が高く流量が大きい状態に対しては、
 洪水航測結果から推定した粗度係数を他の時刻(水
 位)にも適用することが可能と考えて、この値を流量
 推定に用

表-5.1 エネルギー勾配を水面勾配で近似して求めた推定粗度係数

CaseNo	更正係数 α	水面勾配 i_w (28.10~28.30k)	低水路				高水敷			
			平均表面流速 $V(m/s)$	河積 $A(m^2)$	径深 $R(m)$	粗度係数 n	平均表面流速 $V(m/s)$	河積 $A(m^2)$	径深 $R(m)$	粗度係数 n
Case 1	0.85	1/2443	0.828	113.092	4.280	0.064	0.635	160.127	2.700	0.062
Case 2	1.00	"	0.974	"	"	0.055	0.747	"	"	0.053

表-5・2 エネルギー勾配による推定粗度係数

(低水路)

CaseNo	更正係数 α	表面平均流速 $V(m/s)$	河積 28.20k (m^2)	低水路流量 $Q_{mc}(m^3/s)$	28.1kエネルギー勾配 $A=110.03He_1$	28.3kエネルギー勾配 $A=128.73He_2$	エネルギー勾配 $DX=200mI_c$	径深 $R(m)$	粗度係数 n_{mc}
Case 1	0.85	0.828	113.09	93.64	$v=0.851$ 11.916	$v=0.727$ 11.987	1/2787	4.280	0.060
Case 2	1.00	0.974	"	110.15	$v=0.999$ 11.930	$v=0.856$ 11.997	1/2954	"	0.050

(高水敷)

CaseNo	更正係数 α	表面平均流速 $V(m/s)$	径深 $R(m)$	28.1~28.2k水面勾配 I_{w1}	28.2~28.3k水面勾配 I_{w2}	水深 $h(m)$	単位幅流量 $q(m^3/s)$	エネルギー勾配 I_c	粗度係数 n_{fp}
Case 1	0.85	0.635	2.700	1/2443	1/2641	2.913	1.850	1/2475	0.061
Case 2	1.0	0.747	"	"	"	"	2.176	1/2488	0.052

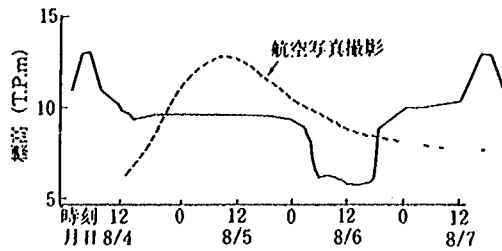


図-5・3 28.1k地点水位ハイドログラフ

いるものとする。また、前節では、表面流速にかかる補正係数 α に異なる値 (0.85, 1.0) を用い、 I_e についても 2 つの異なる算定法を用い、それぞれについて粗度係数を推定した。そこで、流量の推定も、同様にそれぞれの粗度係数について行う。

<方法 1> エネルギー勾配を水面勾配で近似して求めた粗度係数を用いた流量の推定

流量の推定は、低水路及び左・右岸高水敷別々に流量を算出し、それらを合計することにより行う。流量の算定は次式による。

$$Q = \left(\frac{A_{mc}}{n_{mc}} \frac{A_{mc}}{S_{mc}} \right)^{2/3} I_w^{1/2} + \frac{A_{fp \cdot R}}{n_{fp}} \left(\frac{A_{fp \cdot R}}{S_{fp \cdot R}} \right)^{2/3} I_w^{1/2} + \frac{A_{fp \cdot L}}{n_{fp}} \left(\frac{A_{fp \cdot L}}{S_{fp \cdot L}} \right)^{2/3} I_w^{1/2} \quad (5 \cdot 3)$$

ここに、 A : 28.2km における河積

S : 潤辺

I_w : 28.1km~28.3km の水面勾配

添字 mc : 低水路における諸元

fp : 高水敷

L, R : それぞれ左右岸を表わす

ここで、 A, S, I_w 等は測定された水位ハイドログラフから求まる。

上記の方法により推定した流量を図-5・4に示す。

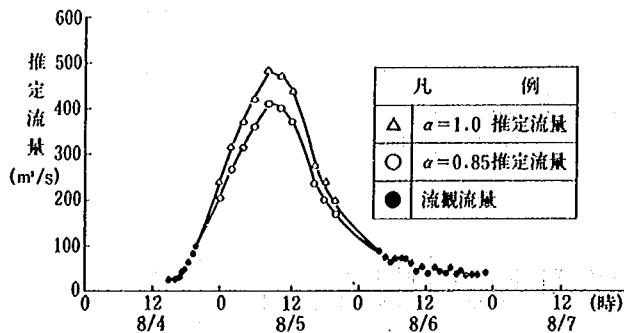


図-5・4 推定流量 (エネルギー勾配を水面勾配で近似して求めた粗度係数を用いた場合)

<方法 2> エネルギー勾配を用いて求めた粗度係数による流量の推定

推定は、28.10km の実測水位を下流端水位とし、28.10km~28.30km 区間で不等流計算を行い 28.30km の計算水位と実測水位が一致する流量を推定流量とするという方法により行った。不等流計算は、井田の方法により行い、以下の基本式によった。

$$\left\{ H_2^2 + \frac{D_2}{2g} \left(\frac{Q}{A_2} \right)^2 \right\} - \left\{ H_1 + \frac{D_1}{2g} \left(\frac{Q}{A_1} \right)^2 \right\} = h_e \quad (5 \cdot 4)$$

$$h_e = \frac{1}{2} \left\{ \frac{N_1^2 Q^2}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{N_2^2 Q^2}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right\} \cdot \Delta x \quad (5 \cdot 5)$$

$$D = \alpha \frac{A^2 \sum_{i=1}^n A_i R_i^2}{\left(\sum_{i=1}^n A_i R_i^{2/3} \right)^3}, \quad N = \frac{\sum_{i=1}^n A_i R_i^{2/3}}{\sum_{i=1}^n A_i R_i^{2/3}}, \quad R = \left(\frac{1}{A} \sum_{i=1}^n A_i R_i^{2/3} \right)^{3/2} \quad (5 \cdot 6)$$

ここに、 H : 水位 (T.P.m)

Q : 流量 (m^3/s)

A : 河積 (m^2)

R : 潤辺 (m)

ΔX : 区間距離 (m)

n : 粗度係数

α : エネルギー補正係数

添字 1, 2 : それぞれ上・下断面諸元を表わす

添字 i : 横断方向の領域

上記の方法により推定した流量を図-5・5に示す。

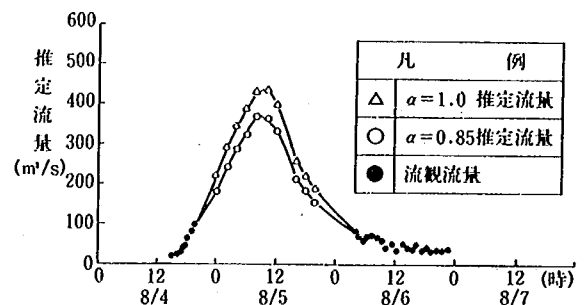


図-5・5 不等流計算による推定流量

図-5・4と図-5・5からわかるように、推定した流量ハイドログラフは、流量が直接観測されている時間の流量ハイドログラフと滑らかに接続しており、また、その形も、一般的に見られる特徴を持っている。これらのことと、推定に用いた基本式、粗度係数値の妥当性、推定値に最も大きな影響を与える水面勾配の精度の高さから考えて、推定流量値が大きな誤差を持っている可能性は低いと考えられる。また、方法 1 と 2 による流量推定値の差は顕著ではない。これは、前節で述べたように、流量推定のために選定した区間が比較的一

様であり、縦断的な河積の変化が小さいためである。したがって、粗度係数推定の場合と同様に、一般的には方法2を適用すべきと考えられるが、ここで対象にした河道区間のように一様に近い形状を持っている場合には、より簡便な方法1を用いることが可能であることを上記の結果は示している。

以上の検討結果から、8月洪水のピーク流量は400 m^3/s 前後であったと推定される。

6章 まとめ

一連の洪水観測によって、水位が堤防天端高に達する非常に規模の大きい8月洪水と、低水路満杯規模の9月洪水の基本的な水理量が得られた。本観測は、水位測定のパッチが100mと小さく、各水理量の測定時間間隔も小さい。地上観測と同時に洪水航測が実施され、表面流速分布を水位縦断変化のデータとともに得ることができた。このため、水位の細かな縦断変化特性や正確な水位流量曲線が明らかになり、また、観測できなかった高水位時の流量も、その時観測されていた他の水理量から推定することができた。規模の非常に大きな洪水について、一般の洪水観測よりもはるかに高密度な洪水データが得られたことは貴重である。

観測結果から、観測区間の河道が縦断的に滑らかな堤防及び低水路法線形を持っているにもかかわらず、水位縦断形には顕著な凹凸が現われ、この凹凸による水位の変動が20~30cmに及ぶ場所があることが明らかになった。これは、主に河道内に繁茂した植生の存在による。このことは、図-5・1と図-1・4の比較から、高水敷に背の高い密な植生の繁茂している場所の流速が周囲に比べてかなり小さくなっていることから分かる。また、低水路だけを水が流れている場合に、水位流量曲線が大きなループを描くことが明らかになった。これらの現象は従来の不等流計算においては明確には考慮されておらず、このことが水位予測の精度に与える影響は明らかでない。そこで次編では、観測によって明らかになった事実を基に、水位予測にとって最も重要な不等流計算法について種々の検討を行う。

第II編

河道状況を考慮した不等流計算法の開発

第1章 概要

不等流計算法は、洪水水位の予測を行うための最も重要な手段であり、その手法は確立されている。しかし、精度の高い水位予測は、河道の実態を計算に適切に反映させることが前提条件となる。不等流計算において河道の状況を表わすパラメータは、粗度係数と河積、断面形状である。これらの与え方が実態と異なれば、計算自体が正しくても水位の予測値は意味の無いものになる。第I編では、瀬沼川の洪水において、河道内に繁茂した植生が一定の影響を持つこと、このことが従来の不等流計算には明確に考慮されていないことを指摘した。そこで本編では、瀬沼川で生じた洪水にかかわる現象が、従来の不等流計算によってどの程度再現されるかを明らかにし、その問題点を把握した上で、より適切に河道状況を考慮できるよう不等流計算の改良を図る。そのための基本的な検討として、抵抗特性と粗度係数について水理解析、模型実験を含めた詳細な検討を行う。また、改良した不等流計算法が活用できるように、計算に必要な河道及び洪水流に関する密度の高い情報を労力をかけず得るための洪水航測手法の改良を行う。

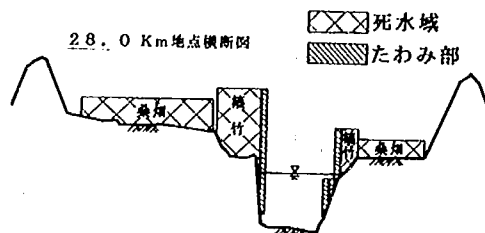
第2章 低水路抵抗特性

本章では、洪水が低水路内を流下している場合について、観測された流量観測値と水位縦断変化を用いて、低水路のマニングの粗度係数を求め、その結果につい

て考察している（以後粗度係数と呼ぶ）。

2.1 不等流計算を用いた粗度係数逆算法の検討

粗度係数の算出にあたっては、粗度係数を全区間で一定と仮定し、測定区間の下流端の実測水位を出発水位として不等流計算を行い、観測区間の水位縦断の実測値と計算値が平均的によく合うような粗度係数を求めるという一般的な方法を用いた。この際、2種類の不等流計算法を用いた。1つは、9月洪水直後の河床高と高水敷地盤高についての横断測量結果をそのまま用いて計算するという通常の方法であり、他の1つは、河岸植生繁茂領域を死水域として河積から除外し、計算する方法である。後者の方法による計算を行った理由は次の通りである。図-2・1は、第I編写真-1・1b)



死水域設定図

図-2・1 低水路河岸植生の繁茂状況と死水域の設定法

に示した28.0km付近の低水路河岸の植生状況と同じ地点の横断面形と植生の状況を表わしている。図に示される河岸の領域には、主として直径約1.5cmの篠竹が50~100本/m²の密度で密生している。篠竹は、根元付近を除き葉が全体的に茂り、篠竹の中は水が流れにくく、全体として死水域を形成する様相を呈している。さらに洪水時には多量の浮遊物が篠竹に付着し、一層流水の透過性が減ることになる。こうした状況から考えて、河岸植生内の流速は実質的0に近いと推定で

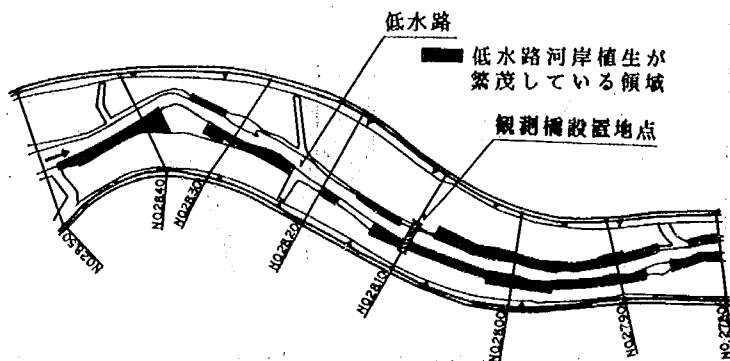


図-2・2 低水路河岸植生が繁茂している領域

きる。また、文献(4)の5章においては、樹木群内の抵抗則に基づいて、樹木群内の流速を0としても河道全体の流水抵抗を実用上十分な精度で予測できることが示されている。以上から、河岸植生繁茂領域を死水域として扱った方が、合理的な水理解析を行うことができると考えられる。図-2・2に示すように、観測区間には、このような低水路河岸植生が繁茂している部分がかなりあり、これらが形成する死水域が流れに影響を

与えていると考えられる。河岸植生を死水域として河積から除外する方法は、以上の考察に基づくものである。

不等流計算を行うにあたり計算断面を次のように設定した。低水路の断面形および河積が各量水標間の断面で大きくは変化していないことから、計算で設定する断面には量水標が設置されている8断面を用いることとした。植生繁茂領域を死水域とする場合は洪水時

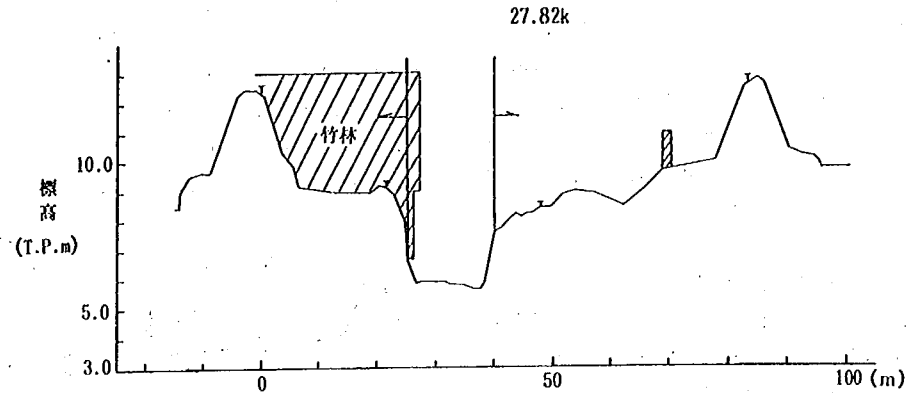


図-2・3(1) 死水域設定図

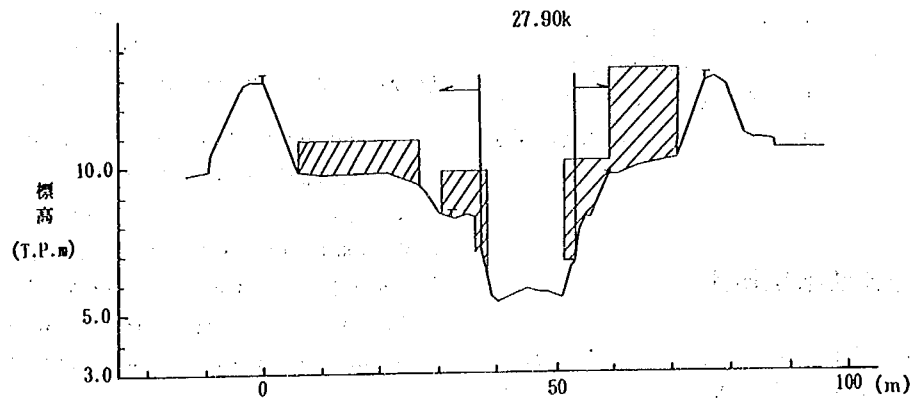


図-2・3(2) 死水域設定図

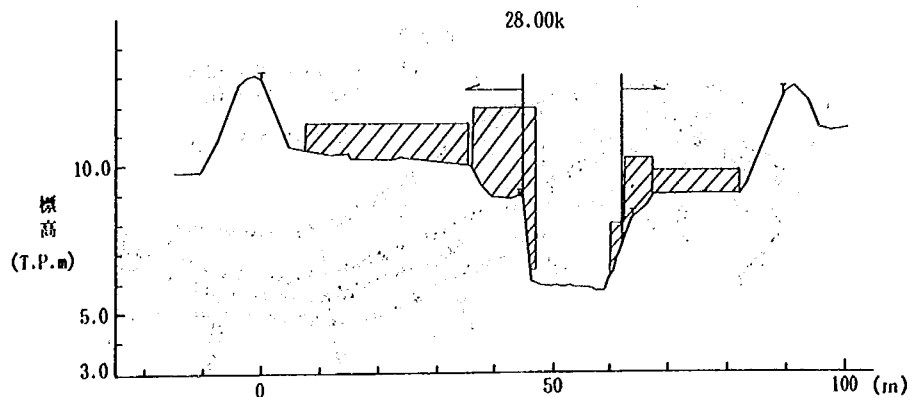


図-2・3(3) 死水域設定図

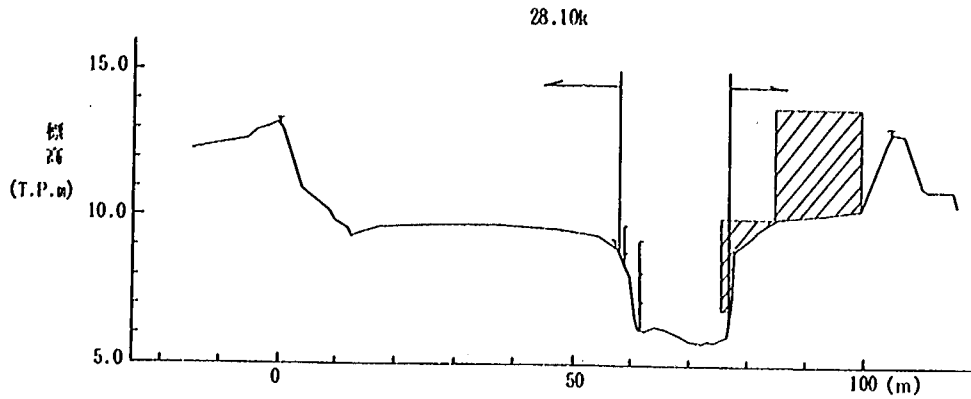


図-2・3(4) 死水域設定図

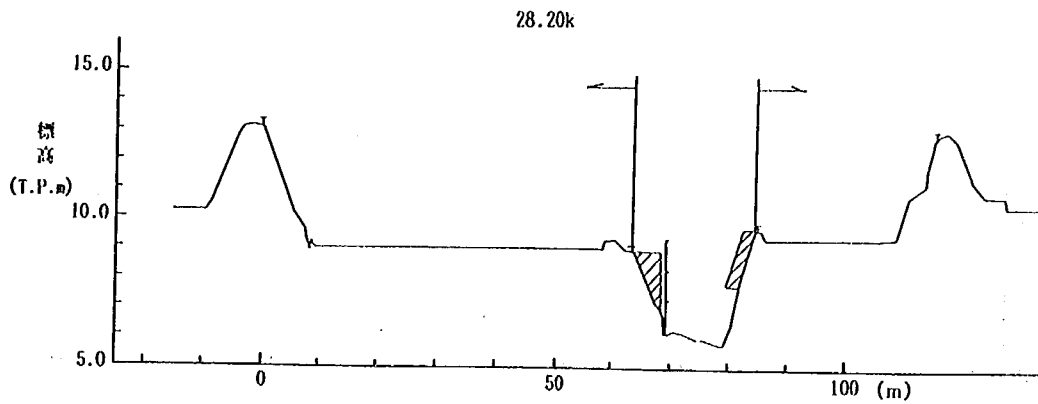


図-2・3(5) 死水域設定図

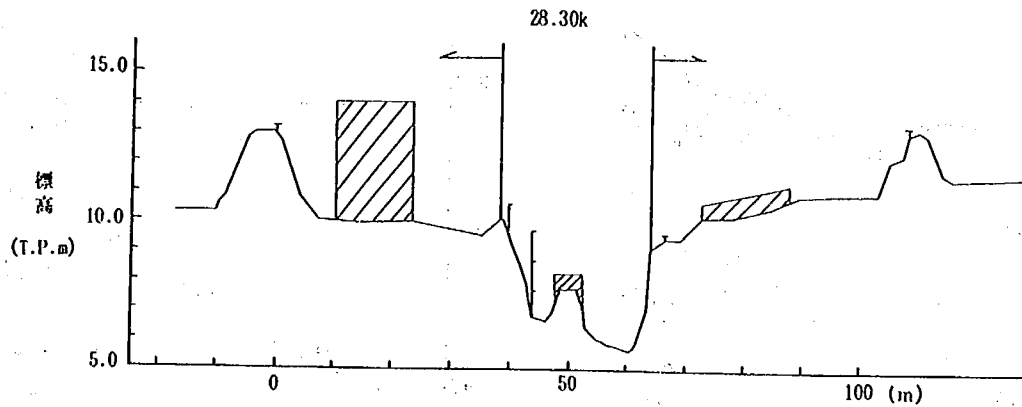


図-2・3(6) 死水域設定図

に植生の先端が下流になびくことを想定し（具体的には、なびくことにより縮小する植生繁茂領域の長さを枝部の長さの5割と想定した）、非出水時に計測された植生範囲を減ずるように死水域を設定した。計算において最終的に設定した死水域の断面形状を図-2・3に示す。

不等流計算は低水路河岸の植生の影響が大きいと思われる8/4 19:00 $Q=77\text{m}^3/\text{s}$ 及び、8/4 20:00 $Q=$

$88\text{m}^3/\text{s}$ の2ケースについて行った。死水域を設定した場合の計算結果を図-2・4、死水域を設定しない場合の計算結果を図-2・5に示す。死水域を設定した場合は、それぞれの流量で $n=0.037$, $n=0.045$ にすると計算値と実測値が最もよく一致することが分かる。一方、死水域を設定しない場合の計算結果を見ると、実測の水面形との一致度は死水域を考慮した場合に比べて低く、最適粗度係数もそれぞれ $n=0.042$, $n=0.055$ と

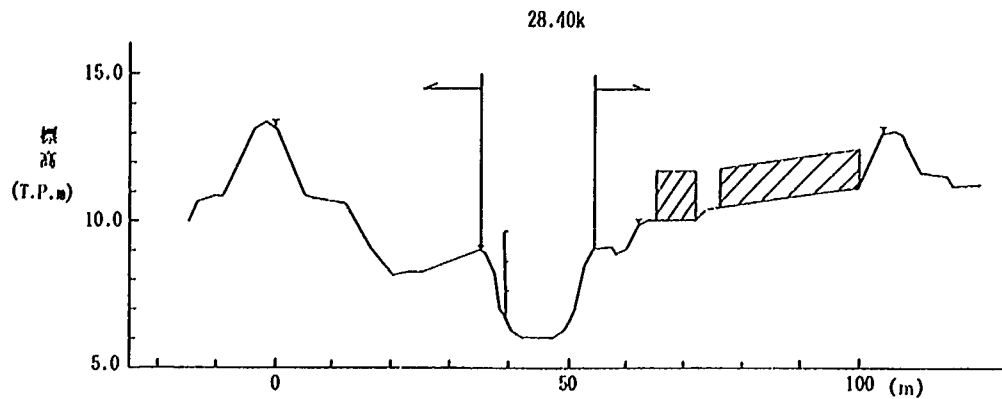


図-2・3(7) 死水域設定図

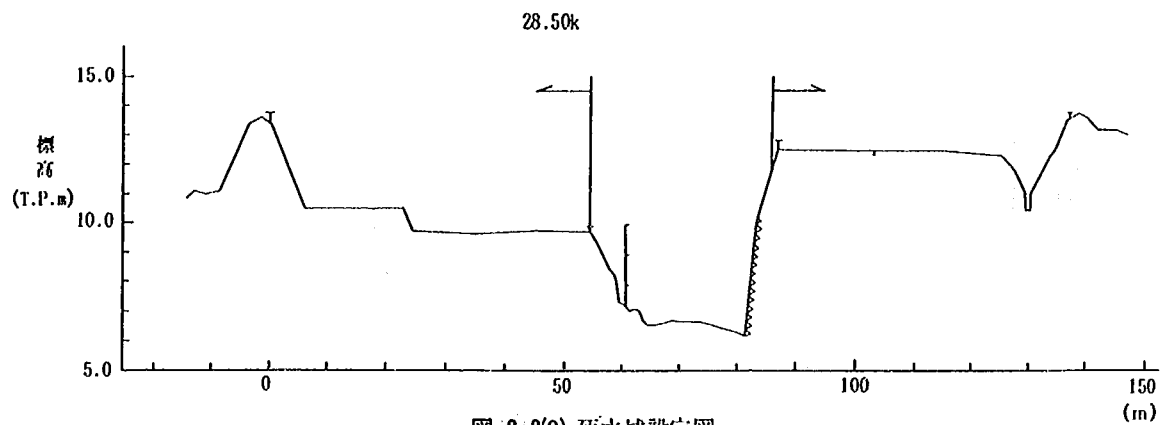


図-2・3(8) 死水域設定図

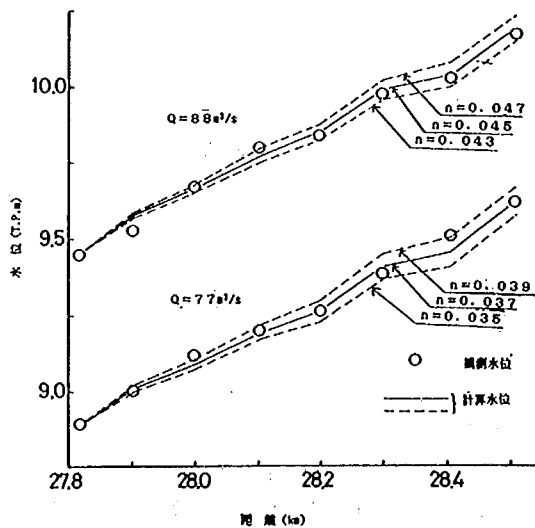


図-2・4 不等流計算結果 (死水域有)

通常想定される値に比べかなり大きな値となっている。以上のことは、河岸植生などによる死水域の規模が本観測区間のようにある程度以上大きい場合には、実際に流下していない部分をも河積として計算するこ

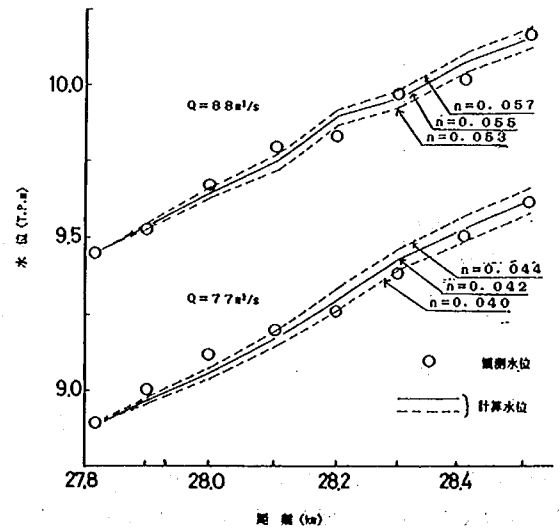


図-2・5 不等流計算結果 (死水域無)

との誤差が無視できないほど大きくなることを示している。したがって、全河積に占める割合がある程度以上大きい河岸植生を対象にして、植生の縦断分布の不均一による水位の凹凸の再現、植生伐採が水位に与え

る影響の予測,あるいは抵抗特性についての水理的に厳密な議論を行う場合には,河岸植生を死水域とする計算方法を用いなければならないと考えられる。

2.2 全観測区間平均の低水路粗度係数

前節の考察結果から,低水路河岸植生繁茂領域を死水域とする不等流計算法に基づいて全観測区間平均の粗度係数を求めた。得られた全区間の平均的な粗度係数と28.1km地点水位との関係を図-2.6に示す。図より,水位が上昇するに伴い粗度係数の値が増大し,0.033程度から0.045程度まで変化すること,増水期より減水期の方が値が大きく,一洪水中で粗度係数がループを描くことが分かる。また9月洪水減水期の粗度係数は,8月洪水減水期よりも粗度係数が小さく

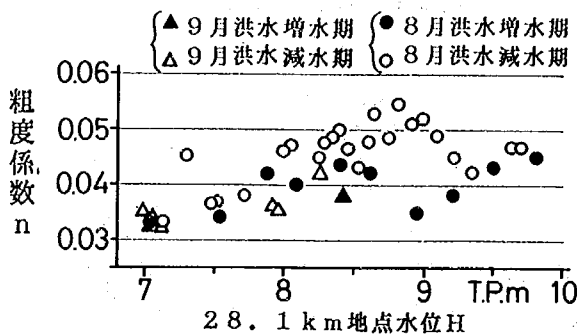


図-2.6 全観測区間平均の粗度係数と28.1km地点水位との関係(低水路河岸植生による死水域を考慮した不等流計算による)

なっている。以上のように,低水路の抵抗は,水深,増水期・減水期の別,洪水の規模によって変化し,また,粗度係数の値自体が8月洪水の減水期において,最大0.055近くに達するなど,河床材料から推定される値よりもかなり大きいという特徴を持っている。これらの原因としては,①洪水中の河床形態の変化,②洪水中の河床変動,③低水路法線形,④低水路河岸に繁茂した植生の影響,などが考えられる。このうち②については,洪水前後の河床高には一部を除いて大きな変化がなく(第III編2章参照),また粗度係数の洪水中の変化が観測区間全体に起こっているのに対して,観測区間の縦断形から見て観測区間全体が一定方向の河床変動を起こすとは考えにくいことから,主な原因ではないと考えられる。また③についても,28.37km付近の急な湾曲部を除けば低水路法線は緩い湾曲部と直線部から成っているため,やはり有力な原因とはならない。残りの原因のうち①については従来よりその

影響が指摘されてきたが,濁沼川低水路においては,④の要因が抵抗特性に与える影響も大きいと予想される。これは,濁沼川が一般的な河川の低水路に比較して水深に対する低水路巾の比が小さい上に,死水域を構成する河岸植生繁茂領域外縁部の粗度が通常の河岸の粗度よりも大きいためと予想されるからである。次章以下で,低水路の抵抗に及ぼす①と④の影響について大型模型実験によって検討する。

第3章 大型模型実験による低水路抵抗特性の把握

3.1 実験の目的

2章で示された低水路抵抗特性の特徴,すなわち水深による粗度係数の変化と増水期と減水期における粗度係数の違いのどこまでが植生の繁茂した河岸によるものであり,どこまでが河床形態の1洪水中の変化に起因するものかを明らかにするため,濁沼川観測区間の1/20無歪縮小模型(写真-3.1参照)を用いた実験を行なった。本実験では,水深によって低水路河床の粗度係数が変化しないよう河床を固定床にした場合(固定床実験)と,低水路河床を現地と相似の材料からなる移動床にした場合(移動床実験)の両方の条件を設定した。これらの実験から,河岸植生と河床形態の1洪水中の変化という2つの要因が抵抗特性にそれぞれどのように影響を与えているかが明らかとなる。



写真-3.1 濁沼川河道模型(縮尺1/20)

3.2 実験の内容

3.2.1 固定床実験³⁾

現地の河岸植生は河床よりもやや高い位置から低水路河岸に覆いかぶさるように繁茂しているので、水位が一定以下の場合には、河岸植生が低水路抵抗に与える影響はない。そこで、このような低い水位が現われている時の水面形が模型において再現できるように模型低水路河床の粗度付けを行う。この状態で、種々の水位となるよう通水を行い、水位による抵抗特性の変化を調べる。これにより、模型において河岸に植生がなく、低水路の粗度係数が植生の影響を受けない時の現地の粗度係数に対応している河道における抵抗特性が把握できる。次に、現地踏査と航空写真解析により得られた河岸植生繁茂状況に基づいて、河岸植生模型を現地と同じ繁茂状況になるように模型の低水路河岸に取り付ける。この状態において、河岸植生模型がない場合と同様種々の水位となるよう通水を行い、現地の抵抗特性と比較を行う。以上により、河岸植生模型がある場合とない場合両方についての模型河道における抵抗特性が明らかとなり、両者の比較及び実測値との比較を通して河岸植生が抵抗に与える影響について定量的な考察を行うことができる。

実験における模型下流端水位は、下流端において極端な堰上げや低下背水が起きないように設定している。なお、用いた河岸植生模型は、ゴム製マットに縦横2 cm 間隔でプラスチックでできた細かい棒の束（直径約0.6～1.3 cm）を植え付けたものであり（図-3・1参照）、透過係数 k [植生模型内の見かけの流速 $v = k \cdot (I)^{1/2}$ (I : エネルギー勾配) により定義される] の値は1.3[m/s]という値を持つ。これは、現地スケールにおいて直径1.5 cm の円柱が1 m²当たり32本程度ある状況に相当し、現地の篠竹の諸元に概ね対応している。また、植生模型の高さは10 cm であり、これは張り出している篠竹の長さが大体2 m を中心に分布していることから定めている。河岸に設置された植生模型は、図-3・1、写真-3・2に示す通り、現地と同じように低水路に張り出す形状を持つ。設定領域は、図-3・2に示す河岸植生繁茂領域に一致している。

3.2.2 移動床実験

移動床実験においては、低水路河床を移動床とし、低水路河岸に固定床模型で用いた河岸植生模型を取付けた状態と、取付けない状態の2つの条件の下で実験を行った。模型に用いた河床材料と現地の河床材料の粒度分布を図-3・3に示す。現地の河床材料は主に30 mm 程度と2 mm 程度の2つの粒径集団から成ってい

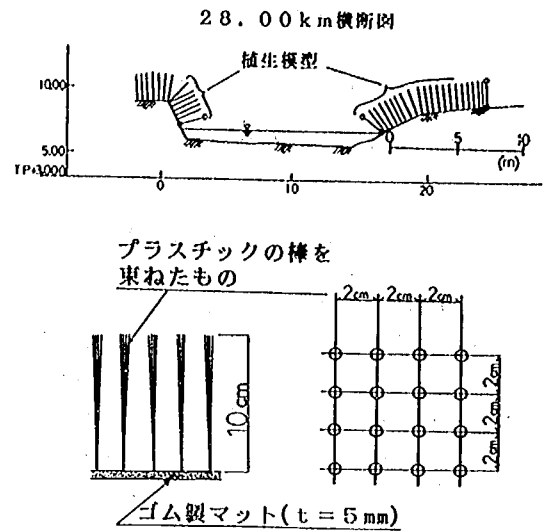


図-3・1 低水路河岸植生模型

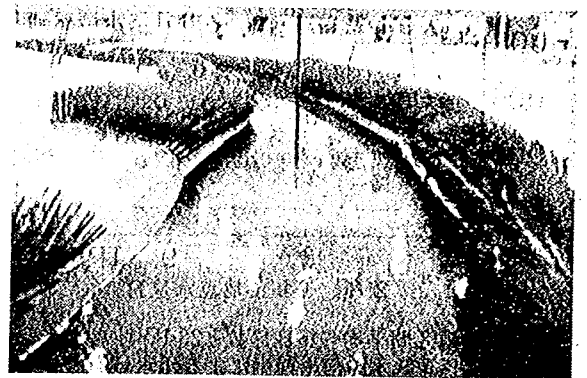


写真-3・2 低水路河岸植生模型を設置した状況

る。模型の河床材料には、現地の河床材料をそのまま模型縮尺に応じて縮小したものを用いることを原則としたが、模型に使用できない小さな粒径は除き、また、模型において、リップルが形成されることを防ぐため細粒分の割合をやや減らした。

潤沼川では、昭和61年8月と9月に、それぞれ観測を開始して最大の洪水（8月洪水）と2番目に大きな洪水（9月洪水）が生じている。実験では、模型の初期河床を9月洪水直後の横断測量により得られた河床高に合せ、8月洪水の流量ハイドログラフをフルードの時間縮尺にしたがって歪めた波形の流量ハイドログラフを通水した。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ため、低水路満杯を上回る90 m³/s 以上の流量については、大きな流量が長時間流下した状況を定性的に再現することを目的として、水位が高水敷を上回る流量140 m³/s を長時間（5時間）通水した。実験における通水流量ハイドログラフを図-3・4

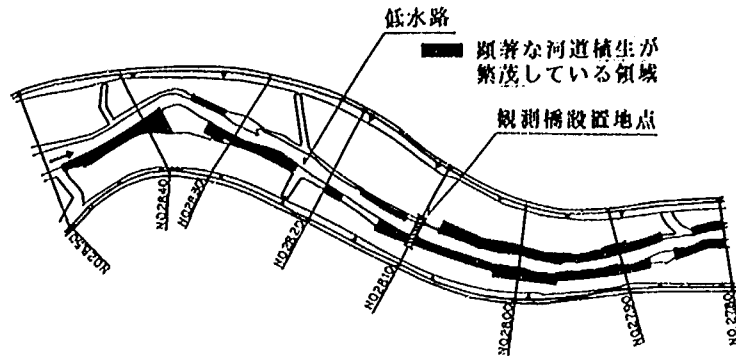


図-3・2 河岸植生繁茂領域

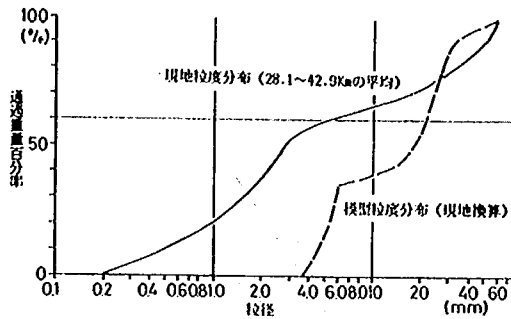


図-3・3 現地と模型の河床材料

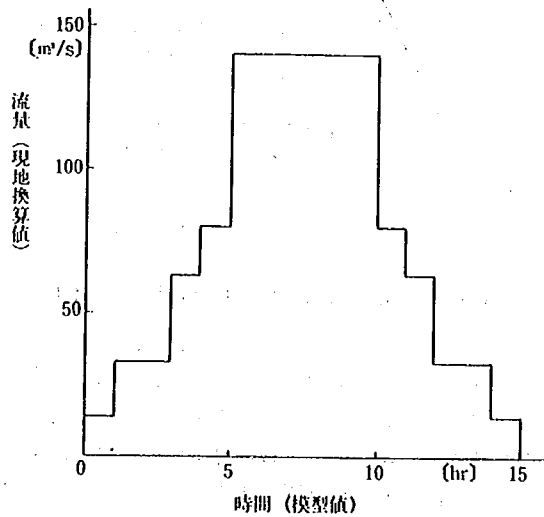


図-3・4 移動床実験における通水流量ハイドログラフに示す。

3.3 固定床実験の結果³⁾

図-3・5に、河岸植生の影響が及ばない流量 $14\text{m}^3/\text{s}$ が流れている時の水位について、また河岸植生の影響が十分現われている低水路満杯に近い流量 $80\text{m}^3/\text{s}$ が流

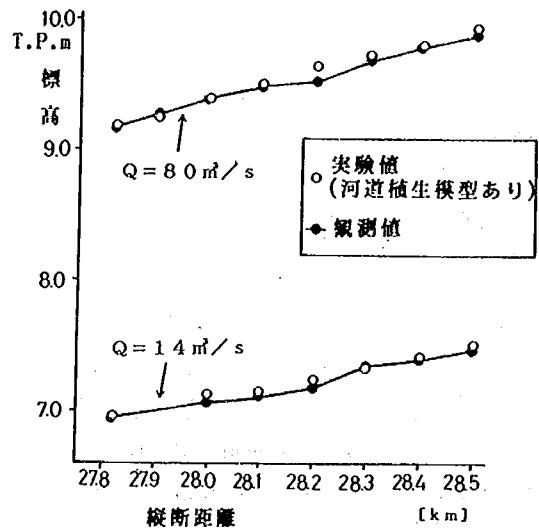


図-3・5 観測水位と模型水位(固定床)との比較

れている時の水位について、観測値と模型河道値(河岸植生を付けた場合)とを比較したものを示す。以後、模型河道における水理量は、すべてフルード相似則により現地の値に換算して示す。図中の観測値のうち水位の高い方は8月洪水増水期、低い方は9月洪水の減水期のものである。図より、河岸植生の影響が無い場合にも顕著にある場合にも模型の水位縦断は観測値を良く再現していることがわかる。図-3・6は28.1km地点における水位をもとにした2つの洪水の $H\sim Q$ 関係の観測値と、上記の模型河道における $H\sim Q$ 関係(河岸植生模型を付けた場合と付けない場合)とを比較したものである。図より、模型河道に河岸植生模型を付けることによって、模型における $H\sim Q$ 関係が観測値、特に、8月洪水増水期及び9月洪水の特性を再現するようになることが分かる。図-3・7は、2章で述べた方法と同じ河岸植生による死水域を考慮した方法を用いて計算した。河岸植生模型を付けた模型河道における

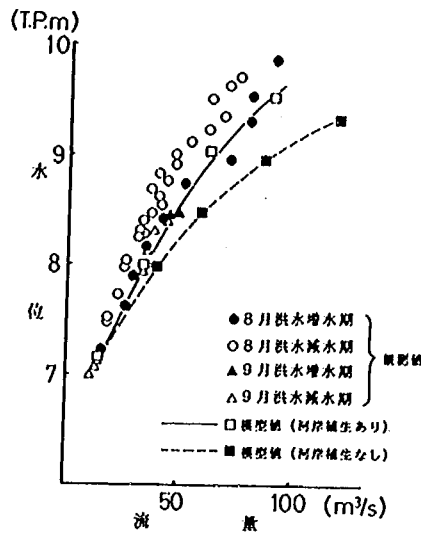


図-3-6 模型河道（固定床）と現地における28.1km地点における水位～流量関係の比較

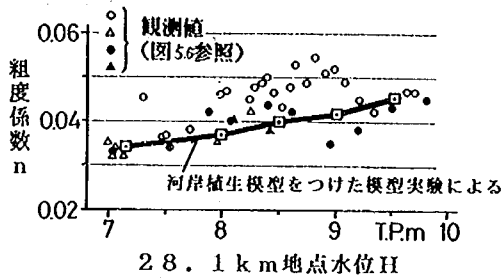


図-3-7 河岸植生模型のある模型河道（固定床）における粗度係数と水位との関係

全区間平均の粗度係数と28.1km地点水位との関係を観測値とともに示したものである。図より、模型河道の粗度係数は8月洪水の増水期及び9月洪水の観測値を良く再現していることが分かる。

3.4 移動床実験の結果

図-3-8に、通水前後の平均河床高の縦断変化を、植生あり・なし、それぞれの場合について示す。図より、植生ありの場合に比較して植生なしの方が、通水前後の河床高の変化が大きく、28.3km付近より下流では明らかに堆積傾向を示している。一方、植生ありの場合の河床変化量は、縦断方向に平均して見るとせいぜい10cm程度以下である。以上のことから、河岸植生がなくなると、掃流力が増大して流砂の動きが活発になるため、実際の河床変動特性の再現性が低下することを示している。

図-3-9は、移動床実験における28.1km地点でのH

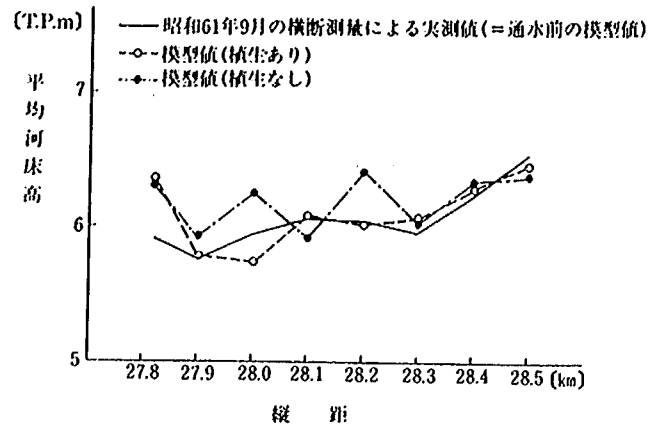


図-3-8 平均河床縦断面図

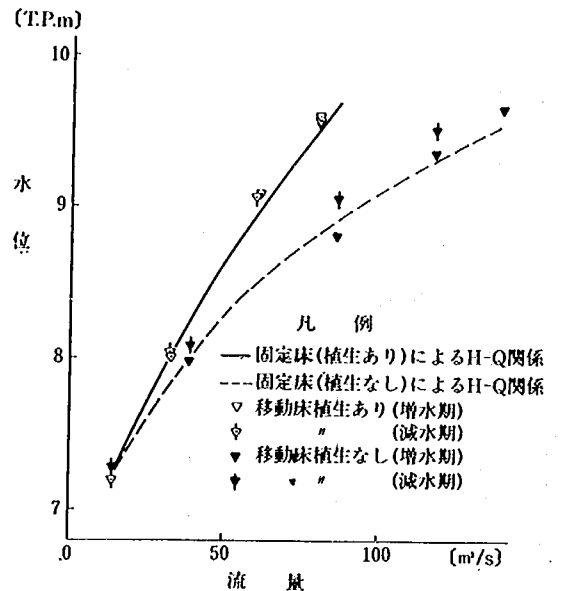


図-3-9 28.1km地点におけるH～Q関係（模型値）

～Q関係を示したものであり、図中には、固定床実験によるH～Q関係が実線と破線で示されている。図から、河岸植生がある場合の移動床実験においては、増水期と減水期の違いによるH～Q関係の差異は認められず、また、その関係は固定床実験（植生あり）のH～Q関係とほぼ一致している。一方、河岸植生がない場合の移動床実験においては、減水期のH～Q関係が増水期のH～Q関係よりもやや大きいという傾向が見られる。しかし、増水期と減水期の水位差は20cm程度であり、植生の有無による水位差に比較するとかなり小さい。また、増・減水期のH～Q関係の平均値は概ね固定床実験（植生なし）のH～Q関係に一致している。

以上のことから、低水路河床が移動床であることだ

けでは、2章で示された低水路抵抗特性を説明することができないと判断できる。

3.5 低水路抵抗特性についての考察

固定床実験において、河岸植生模型を取付けた場合には、現地における増水期のH~Q関係と粗度係数~水深関係をよく再現し、一方、河岸植生模型を取りはずすと、これらの関係の再現性が大きく低下すること、また、低水路部分を移動床にした場合にも、河岸植生模型の有無によって、固定床実験と同様の再現性の差異が現われること、以上2つの実験結果から、水深の増大に伴う低水路粗度係数の増大の主な原因は、低水路河岸の植生によると考えられる。

河岸植生が存在することによって、水深によって粗度係数が変化する機構については次のように考えられる。図-3・10は、河岸植生が最も顕著に繁茂している

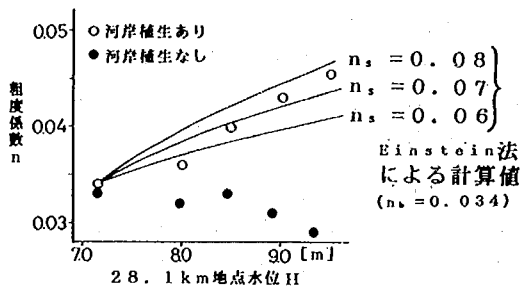


図-3・10 27.82~28.1km区間の平均粗度係数と水位との関係(固定床模型)

27.82~28.1kmの区間について、河岸植生模型を設置した場合と設置しない場合の縦断方向に平均した粗度係数を示したものである(いずれも固定床実験での値)。河岸植生模型を設置した場合については、河岸植生による死水域を河積から除外して粗度係数を求めている。図より、河岸植生による死水域を考慮しているにもかかわらず、河岸植生がある場合の粗度係数はない場合に比べて大きくなっている。このことは、河岸植生の存在がその部分を死水域とするだけではなく、通常の側岸に比較して主流部の流速をより大きく減勢する効果を持つことを示している。図-3・10中の実線は、通常の河床からなる潤辺部の粗度係数 n_b に0.034を与え、植生外縁部に当たる潤辺部の粗度係数 n_s を図中に示す種々の値を与えて計算した合成粗度係数と水位との関係を示したものである。なお、合成粗度係数の計算には、単断面河道でかつ1潤辺内に異なる粗度があるためEinstein法¹⁰⁾を用いている。図より、実験

値に良く適合する n_s は河床の2倍程度の大きな値を持つことが分かる。以上から、水深の増大に伴う模型河道粗度係数の増大は、河岸植生からなる側岸の流速低減効果が通常の側岸よりも大きいことによりほぼ説明できる。なお、河岸植生からなる側岸の流速低減効果を考慮した不等流計算法については、次章で検討する。

ところで、8月洪水においては、増水期に比較して減水期の抵抗がかなり大きくなっていった。この抵抗の違いは、上記の河岸植生による流速低減作用だけでは説明できない。このような増水期と減水期の抵抗の違いの原因として、増水期間中に樹木が徐々に低水路中心方向に倒れ込み、このため抵抗増加が減水期に顕著になること、河岸植生へのゴミの付着などが考えられるが、現段階では特定できない。この点を明らかにするには、洪水時の河岸植生の挙動、形態についての詳細な観測が必要となる。

第4章 河岸植生を考慮した低水路不等流計算法の検討

4.1 概要

2章における検討結果から、不等流計算や粗度係数の逆算にあたっては、低水路河岸に繁茂した植生の領域を河積から除外する必要があることはすでに述べた。また、この方法にしたがって計算された低水路粗度係数が水深の増大とともに増大することが第I編5章において行った粗度係数逆算の結果から明らかになり、このような粗度係数の水深による変化は河岸植生外縁の流速低減効果が大きいために起こることを、3章の検討により示した。本章では、このような河岸植生の存在による流速低減効果を考慮した低水路不等流計算法について検討を行う。

4.2 河岸植生による流速低減効果の水理的表現^{*)}

河岸植生繁茂領域の外縁の流速低減効果が通常の固定壁から成る側岸に比較して大きい原因は、次のように考えられる。前者は、主流部と植生繁茂領域内の低流速域との流体間の混合によって生じるのに対して、後者は、固定壁面での摩擦抵抗によって生じる。一般に、速度の異なる流体間の混合は、固定壁に接した流体の壁面近傍の混合に比べて活発である。また、植生繁茂領域外縁の凹凸が通常の河岸に比較して大きいこ

とも、このような場合をより一層促進すると考えられる。以上の理由から、植生繁茂領域外縁の流速低減効果が固定壁より大きくなると考えられる。

ここで、植生繁茂領域外縁の流速低減効果を、この外縁において主流部の流向と逆向きに作用するせん断力 τ_v により表現する(図-4.1参照)。いま、 τ_v が主流の流速 u の2乗と水の密度 ρ に比例すると仮定し、比例定数を f (以後境界混合係数と呼ぶ)とすると、 τ_v を表現する次式が得られる。

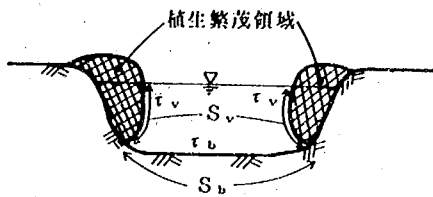


図-4.1 河岸植生がある低水路の横断面図

$$\tau_v = \rho f u^2 \quad (4.1)$$

上式による τ_v を、不等流計算に組込む方法を考える。エネルギー勾配 I_f は、近似的に次式で表現することができる。

$$I_f = \frac{F}{\rho g A} \quad (4.2)$$

ここで、 F : 1断面内の潤辺に働く単位流下方向長さ当たりの力、 A : 河積、 g : 重力加速度、である。 F は、次式により表現することができる。

$$F = S_b \cdot \tau_b + S_v \cdot \tau_v \quad (4.3)$$

ここで、 S_b : 河床からなる潤辺長、 τ_b : 河床に作用するせん断力、 S_v : 植生繁茂領域外縁から成る潤辺長、である。 τ_b は、マンニングの抵抗則を用いることにより、次式により表現することができる。

$$\tau_b = \frac{\rho g n_b^2 u^2}{R^{1/3}} \quad (4.4)$$

ここで n_b : 河床の粗度係数

(4.1)~(4.4)式から、 I_f を表す次式が得られる。

$$I_f = \frac{n_b^2 u^2}{R^{1/3} \cdot (A/S_b)} + \frac{f u^2}{g(A/S_v)} \quad (4.5)$$

上式の右边第1項は従来の不等流計算におけるエネルギー損失を表わし、第2項が植生によるエネルギー損失を表わす。不等流計算の基本式におけるエネルギー損失項に(4.5)式を用いることによって、河岸植生の流速低減効果を考慮した不等流計算を行うことができる。なお、河岸植生を考慮した不等流計算においても、2章で述べたと同じように、植生繁茂領域を河積から除外する必要がある。

*) この節で取扱っている水理的な考え方の詳細については、文献(4)の4, 5章に述べられているので参照されたい。

4.3 不等流計算結果と観測結果との比較

図-4.2は、4.2節で述べた方法を用いて、種々の境界

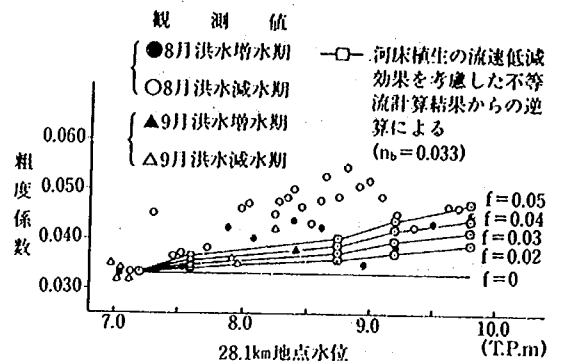


図-4.2 河岸植生の流速低減効果を考慮した方法による縦断平均粗度係数の予測値と観測値との比較

混合係数 f 値の下で不等流計算を行い、得られた水位から、観測区間の縦断平均粗度係数を求め、水位との関係をプロットしたものである。不等流計算においては、河床の粗度係数 n_b に0.033を用いた。この値は、植生の影響が現われていない水位での低水路粗度係数に一致している。また、計算水位から縦断平均粗度係数を求める際には、2章で用いた方法と同じ方法を用いている。

図から、 f 値に0.04程度を与えることによって、8月洪水増水期の実測粗度係数~水位関係を概ね再現できることが分かる。図-4.3は、代表的な2つの流量について、図-4.2において最もよく実測値を再現した $f=0.04$ を用いて計算した水位縦断を実測値と比較したものである。図より、実線で示されている計算値は実測値とよく一致していることが分かる。図には、図-2.4に示した河岸植生による死水域だけを考慮した不等流計算による水位縦断が点線で示されている。本方法による実線と点線は観測水位の再現性においてほとんど差がない。本方法は、水位によって粗度係数を変える必要がないことから、図-2.4に示した方法に比較して、合理的である。

以上の結果から、4.2節に示した方法を用いた不等流計算を行うことによって、河岸植生の存在に伴う流速

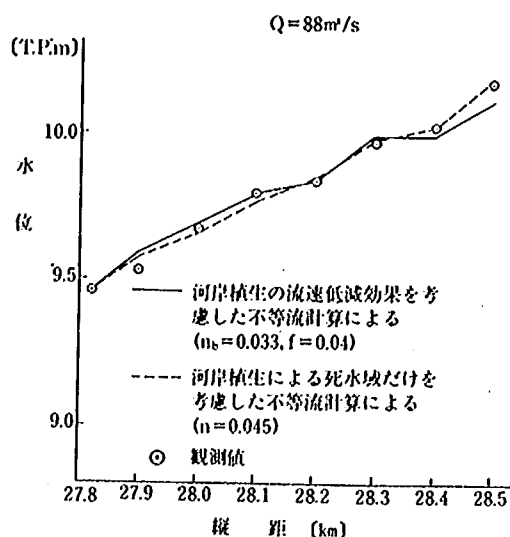


図-4.3 河岸植生の流速低減効果を考慮した不等流計算による水位と観測水位との比較

低減効果を考慮した水位予測を十分な精度で行うことが可能であることが明らかとなった。ただし、 f 値については、植生の繁茂形態、密度などによって変化する可能性があるため、その一般性について今後検討を重ねる必要がある^{*)}。特に、今回対象にした濁沼川の低水路については、幅が水深に比較して小さく、河岸植生の形状の影響を強く受けていることに留意しなければならない。

*) 文献(4)の4章において、樹木群内外の境界に関する f 値の一般的な特性が水理実験により詳細に調べられているので参考にされたい。

第5章 高水敷上の植生を考慮した不等流計算法の検討⁵⁾

5.1 概要

低水路の粗度係数が縦断的に変化しなくても、高水敷の植生の状況が縦断的に変化している場合、高水敷上の粗度係数が各区分ごとに変化するようになる。結果的に断面内の合成粗度係数が縦断的に変化することになる。河道計画に、細かな区分ごとに粗度係数を設定するという取扱いは現実的ではないので、通常粗度係数の逆算は、粗度係数が一定と考えられる区分(大きな支川の合流がなく河床材料が大きく変らない、河床勾配が変化しない区分、川幅の大きな変化や大きな

河川構造物がない区分)において同一粗度係数を与えて、平均的に実測水位に合うものを求めている。植生の影響により粗度係数が区分ごとに細かく変化している場合には、全区分一定の平均的な粗度係数を用いたのでは、不等流計算による水位予測の精度は低下する。

このような問題に対処するためには、細かな区分ごとに最適な粗度係数を与えるか、もしくは実態に合わせて粗度係数を細かく変えなくても水面形を良く再現できる計算方式を用いなければならない。前者の取扱いは実際上、著しく困難であることから、ここでは、後者についてその方法を検討する。

5.2 従来の計算法による実測水位の再現性

本観測区分には、高水敷上に高さや密度の異なる植生が繁茂している(図-1.4参照)。植生が繁茂している部分は死水域または水が流れていてもほとんど流速がないことを2.2節で述べた。したがって、この部分も河積に含めて計算する従来の方法では、実測水位と、計算水位の縦断形の一致度が低いことを低水路満杯時の水面形で見えてきた。高水敷上に水が乗った場合にもそうであることを確認するために、ピーク水位(8/5 8:00)、増水期でのピーク水位より50cm低い水位(8/5 4:00)及び航空写真撮影時(8/5 16:00)について、死水域を考慮しない従来の不等流計算によって、水位計算を行った。

水位計算においては、低水路の粗度係数を第1編5章2節で推定した $n_{mc}=0.050$ ($\alpha=1.0$ を用いた推定値)とし、計算水位縦断が実測水位縦断と平均的に合うようになるまで高水敷の粗度係数 n_p を変化させ行なった。また、計算で与えた流量は、第1編5章3節で推定した流量のうち $\alpha=1.0$ を用いた不等流計算により推定したものをを用いた。設定した流量は、8/5 8:00が $Q=430\text{m}^3/\text{s}$ (以降流量ケース1)、8/5 4:00が $Q=340\text{m}^3/\text{s}$ (以降流量ケース2)、8/5 16:00が $Q=250\text{m}^3/\text{s}$ (以降流量ケース3)である。なお、水位計算には井田による不等流計算法を採用した。

逆算した水面形を図-5.1に示す。これを見ると、高水敷上に比較的背の高い植生が繁茂している27.82km~28.10km区間で、実測水位(量水標水位)の水面勾配は他の区間のそれに比べてかなり大きくなっているが、計算水位の水面勾配を見ると、いずれの流量ケースにおいても実績水面勾配に比べ小さくなっている。計算水位が平均的に実績水位に合うような高水敷の粗度係数を見ると、流量ケース1では $n_p=0.070$ 、流量

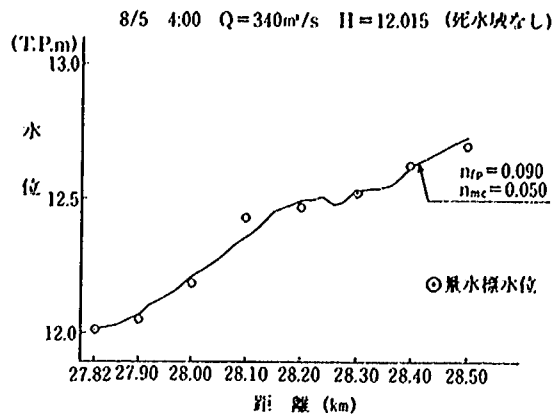


図-5・1(1) 不等流計算結果

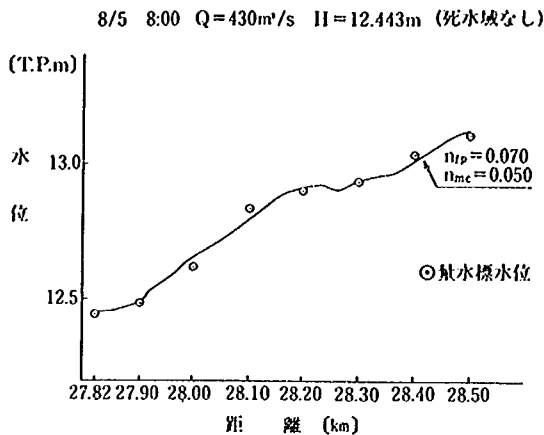


図-5・1(2) 不等流計算結果

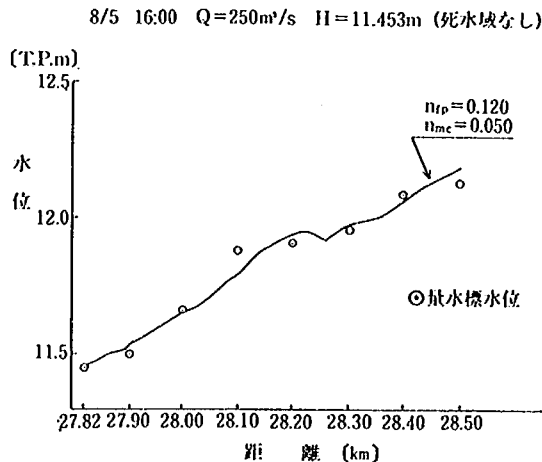


図-5・1(3) 不等流計算結果

ケース 2 では $n_{fp}=0.090$, 流量 ケース 3 では $n_{fp}=0.120$ となり, 流量によって n_{fp} を大幅に変える必要があることが分かる。また, この粗度係数値は実態から考えてかなり大きい。以上のことから, 従来の計算法

による水位は, 実測水位を充分には再現していないと考えられる。

5.3 新しい計算法による実測水位の再現性^{*)}

5.3.1 死水域設定の考え方

前節に示したように, 1つの粗度係数値により計算水位と実測水位とを検対象区間全体で平均的に合わせる場合, 高水敷上に高い植生が繁茂している27.82 km~28.10 km 区間の計算水位の水面勾配が実測水面勾配よりもかなり小さくなる。また, 与えるべき高水敷粗度係数 n_{fp} の値が流量によって大幅に変わるため, 河道の状態に応じて適正な n_{fp} 値をあらかじめ設定することは困難である。そこで, 極力洪水流の実態に合った不等流計算を行うことにより, これらの問題を克服できる新しい不等流計算法について検討を行う。従来の不等流計算法において, 充分考慮されていない洪水流にかかわる現象に以下の2つがある。

- ① 植生等の存在によって生じた低流速域とその周囲の高流速域との流体混合による抵抗増加
- ② 植生による低流速域の存在

本研究の対象としている涸沼川では, 上記①の現象の影響が最も顕著に現われるのが低水路流れである。これは, 低水路流れが河岸植生が形成する低流速域と高水敷上の低流速域の両方から流速低減作用を受けるためである。しかし, 本解析では, 実測値より求めた低水路粗度係数値を用いており, この値にこれらの流速低減効果が含まれている。したがって, 一般的には①の効果を検討する必要があるものの, 本解析では①の効果を検討しないものとする(①の効果を検討した計算法が文献(4)の4, 5章に, 計算法の適用例が文献(2)に示されているので参照されたい)。一方, ②の現象は, 高水敷上に多くの植生が繁茂している涸沼川観測対象区間では大きな影響を洪水流に与えるので, 以下ではこの点について計算法の検討を行う。②の現象は, 2章で検討したと同じ方法, すなわち, 植生の存在による低流速域を死水域として河積から除外することにより, 不等流計算の中で考慮できると考えられる。しかし, 高水敷上に繁茂した植生を考慮した計算を実際に行うにあたっては, 2つの問題が生じる。1つは, 死水域域と考える植生の高さの設定法である。一部の植生は洪水時にしなったり, 植生の密度が小さい場合には植生内をかなりの流量が透過することが起こり得るので, 平水時に植生繁茂領域として測量された部分をすべて河積から除外すると, 植生の水理的影

響を過大に評価してしまうことになる。したがって、死水域として河積から除外すべき植生繁茂領域と、河積に入れるべき植生繁茂領域を、植生の繁茂形態から判定することが必要となる。本解析では、次のような考え方に基づいて、死水域設定についての判定を行った。

- a) 草類の繁茂領域は死水域としない。
- b) 樹木群（竹も含む）の繁茂領域は、原則として死水域とする。

このような判定基準を設けたのは次の理由による。写真-5・1は、洪水前後の河道の状況を比較したものであり、洪水前には、河道の多くが背の高い植生に覆われているのに対して、洪水後は、よし・あしなどの草類は洪水流により倒され、柳・竹などの樹木類だけが洪

水前の形状を維持していることが分かる。このことから、樹木類の場合、幹、枝が堅く、洪水流中でも容易にはたわまないのに対して、草の場合、幹がやわらかく洪水流中になりにしなっていると推定できる。したがって、植生繁茂領域が洪水流中に死水域となるのは、植生が樹木類の場合に限られると考えられる。以上の考えにより、上記のような基準を設定した。ただし、樹木が繁茂している場合でも、その密度が小さく、樹木群領域全体が死水域になると考えられない場合には、死水域としない。また、柳のように樹木であっても流水により大きくしなる場合には、しなりによる死水域の減少を考慮する。

以上に示した2つの基準に基づいて判定した高水敷

a) 1986年7月撮影



b) 1986年8月6日撮影



写真-5・1 洪水前後の河道状態の比較 (28.4km地点左岸より下流方向を望む)

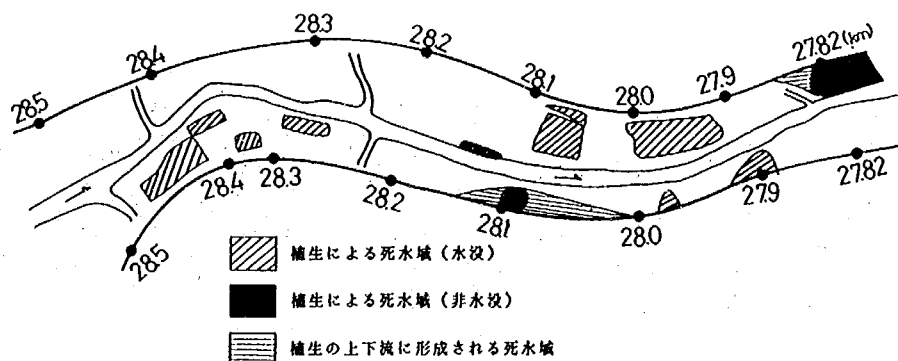


図-5・2 死水域として設定した領域

植生による死水域を図-5・2(平面図)に斜線群で示す。なお、死水域設定の際、高水敷上の桑については、次のように死水域とするかどうかを判定した。まず、桑の幹より上の葉と枝の部分は死水域から除外した。これは、この部分が流水によって容易にたわむことから判断したものである。また、桑のうち、 1 m^2 の面積を持つ地面の上にある枝と幹の流下方向総投影面積が 500 cm^2 以下の部分は死水域としなかった。これは、繁茂密度がある程度以下になると、樹木(桑)内を透過する流れの流量が大きくなり、死水域とはならないことを考慮したからである。なお、 500 cm^2 という数値は、目視によって、桑の集合体が地面からある高さまでの領域をすべて覆いつくすように繁茂していると判断できるかできないかの別とその場所の繁茂密度との関係から定めたものである。したがって、他の樹種にこの数値を適用することの妥当性は、現段階では判断できない。参考として、写真-5・2に、死水域を設定する場合としない場合それぞれの桑の状況の代表例を示しておく。桑以外の樹木(竹、篠竹)については、密生度が大きく流水によるたわみ量が小さいことから、その繁茂領域全てを死水域とした。

ところで、図-5・2に示すように死水域を設定して不等流計算を行うと、死水域前後で河積が急激に変化する

ため、計算水位に、実際には現われない大きな凹凸が現われる恐れがある。これは、死水域を形成する植生の上下流(特に下流)に生じる死水域を計算に考慮していないことに起因する。そこで、図-5・2の横線群に示すように、植生による直接的な死水域の上下流に形成される死水域を設定し、これらを合わせた領域を計算で考慮する死水域とした。植生の上下流の死水域は、その外縁と主流とのなす角度が上流については 26° 、下流については 5° となるように設定した(これらの数値の根拠については、文献(4)の4章8節を参照されたい)。図-5・3には、最終的に設定した死水域の横断面図を示す。なお、植生による死水域の上下流に形成される死水域の設定は、水深よりも背の高い植生領域に限定し、水没する植生群に関しては行わなかった。これは、水没する植生群についても上下流の死水域を考慮すると、図-5・4に示すように、計算水位が実測水位よりも高くなり、これを無理に実測値まで下げるためには極端に小さい高水敷粗度係数値を用いなければならず、計算の物理性を失うからである。この原因については次のように考えられる。水没する植生の上下流に形成される死水域は、植生上を通る流れがあるために、植生から離れるにしたがってすばやくその高さを減ずるのに対して、水没しない植生の上下流に形成

a) 死水域にした桑 (28.0km左岸高水敷)



b) 死水域にしない桑 (28.0km右岸高水敷)



写真-5・2 死水域設定の有無と河道状態

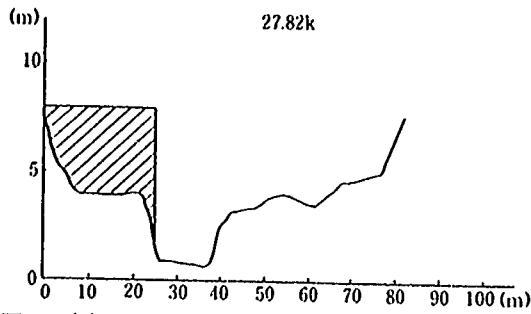


図-5・3(1) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

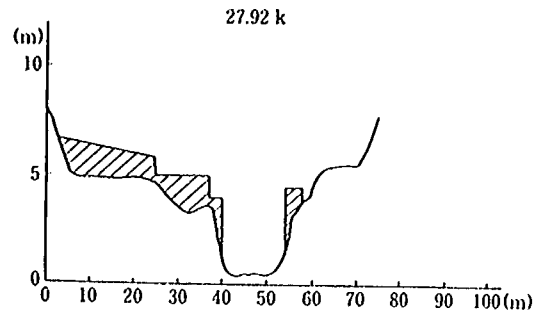


図-5・3(5) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

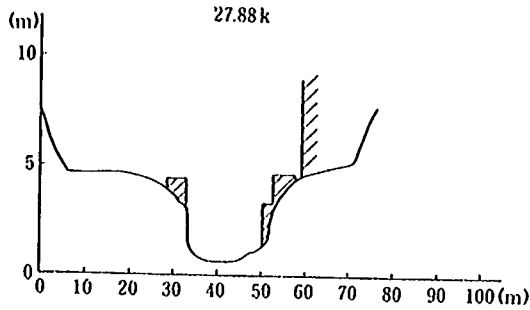


図-5・3(2) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

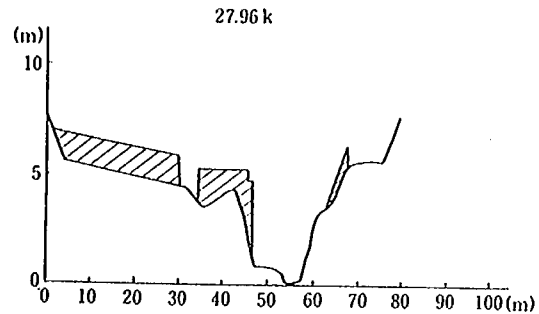


図-5・3(6) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

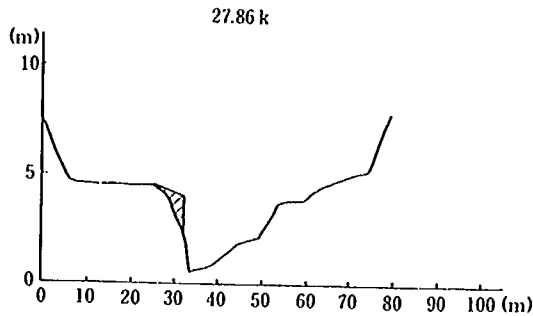


図-5・3(3) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

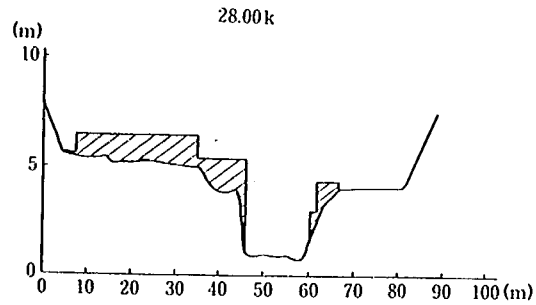


図-5・3(7) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

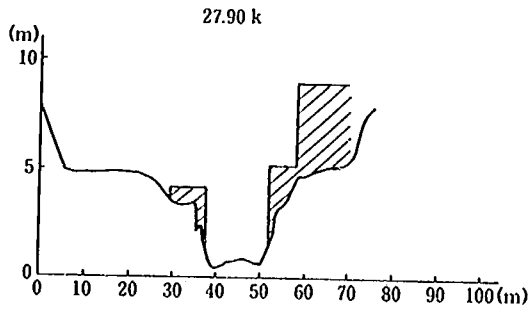


図-5・3(4) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

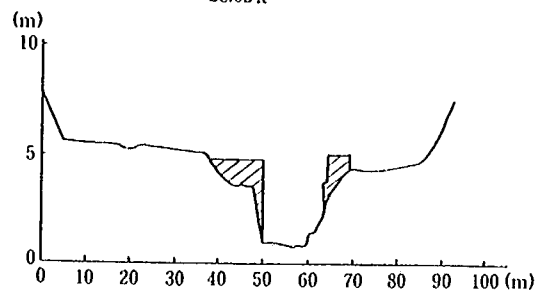


図-5・3(8) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

される死水域は、主流の影響を側方からしか受けないため、植生から離れることによる死水域の減少の度合いが小さい。このため、水没の有無およびその程度によって、植生繁茂領域の上下流に形成される死水域の大きさが大きく異なり、水没水深がある程度以上大きくなると、その上下流の死水域は計算上無視できる大

きさとなる。

5.3.2 計算水位と実測水位の比較

図-5・2、図-5・3のように設定した断面条件を用い、前節と同じ流量ケースについて、同じ方法を用いて不等流計算を行い、最も計算水位と実測水位が平均的に合う高水数粗度係数 n_{rp} の下での計算水位を求めた。

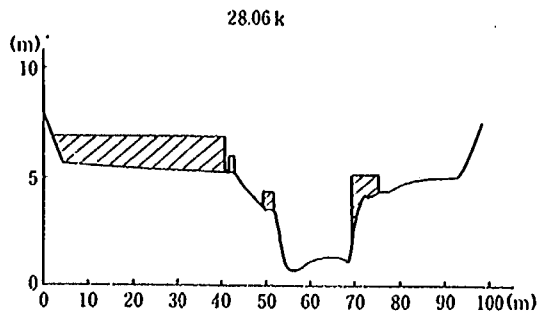


図-5・3(9) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

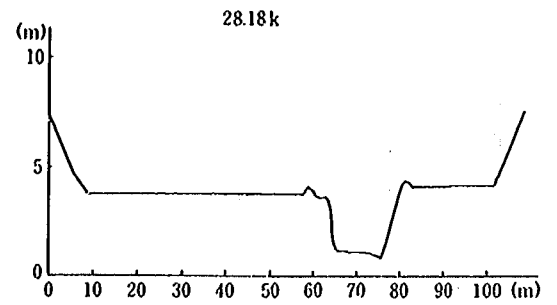


図-5・3(13) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

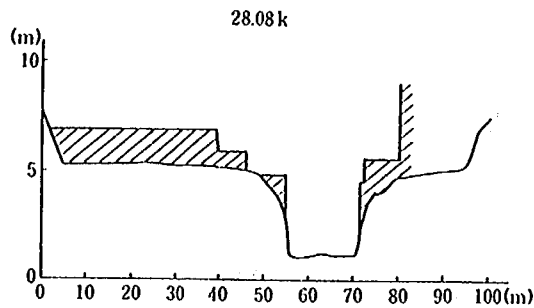


図-5・3(10) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

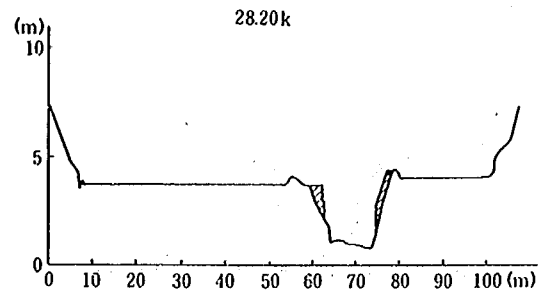


図-5・3(14) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

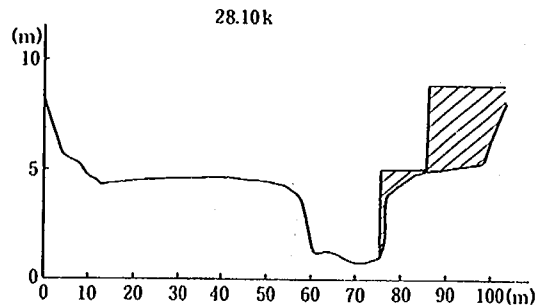


図-5・3(11) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

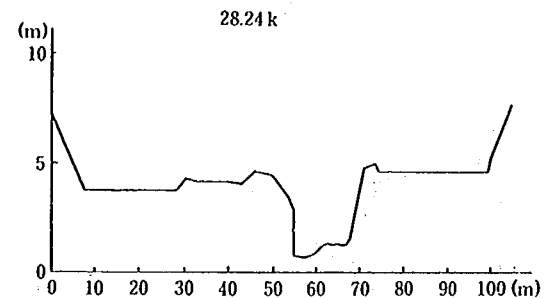


図-5・3(15) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

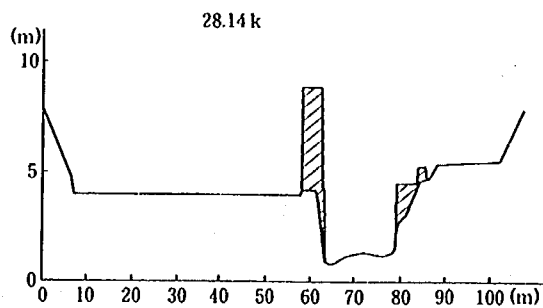


図-5・3(12) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

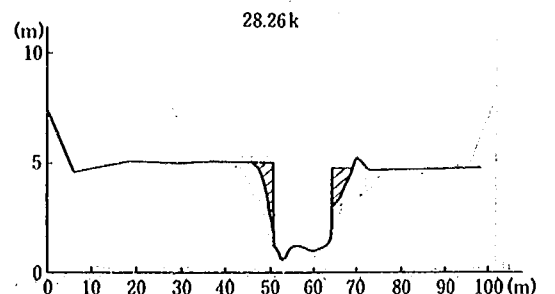


図-5・3(16) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

低水路粗度係数 n_{mc} には前節と同様0.05を用いた。図-5・5に計算結果を示す。図より、植生による死水域を多く設定した27.82~28.10km 区間の再現性が死水域を設定しない場合に比べてかなり良くなっていることが分かる。また、計算で用いた高水敷粗度係数値は、0.030~0.045であり、死水域を設定しない場合に比較

して小さくなり、変動の幅も小さくなっている。以上の結果は、事前に各区間の高水敷粗度係数を知らなくても、一定の高水敷粗度係数を与えることによって、植生が繁茂した河道の水位予測を行うことができる可能性を示唆している。今後この方法を植生が繁茂した河道の一般的な水位

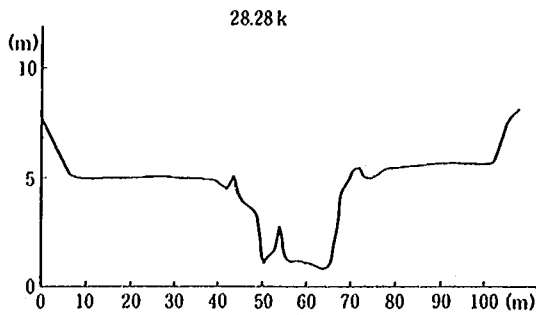


図-5・3(17) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

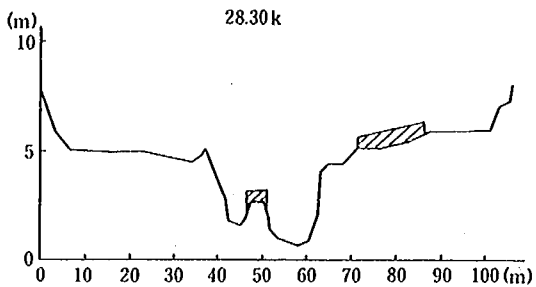


図-5・3(18) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

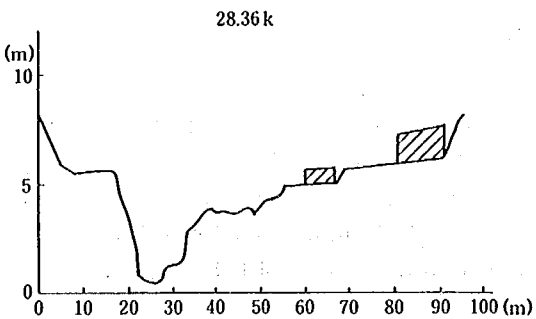


図-5・3(19) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

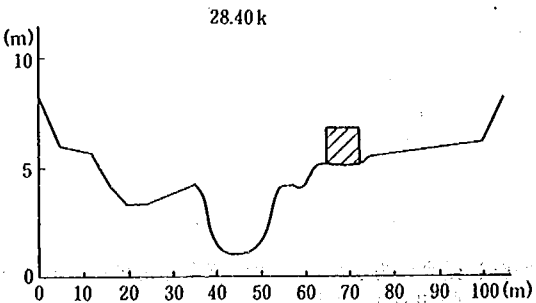


図-5・3(20) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

予測手法として確立するためには、用いるべき高水数粗度係数値の決定法の検討、死水域設定法の判断基準の明確化を、種々の状況における実測値と計算値の比較を通して行う必要がある。

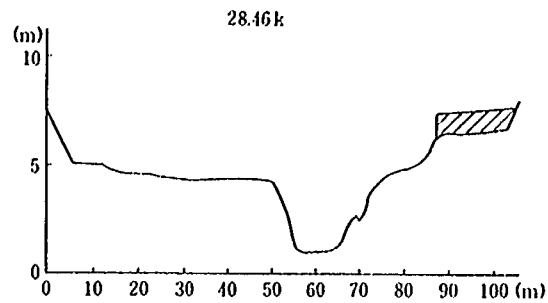


図-5・3(21) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

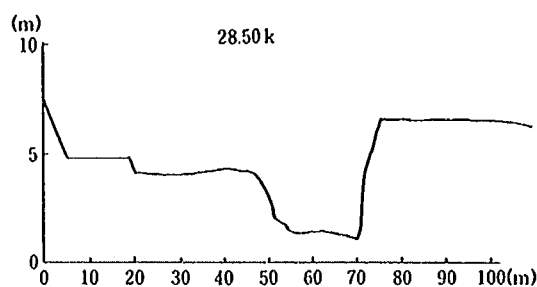


図-5・3(22) 死水域設定状況図 (ハッチ部分が死水域)

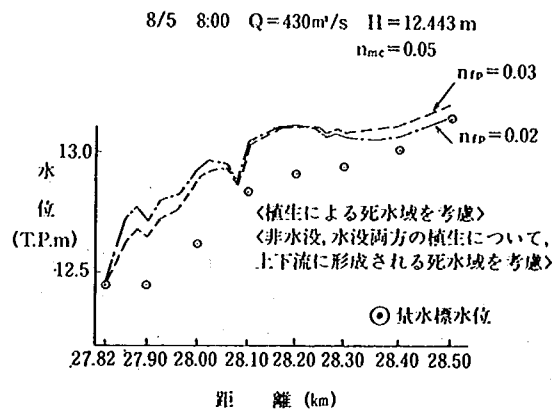


図-5・4 不等流計算結果

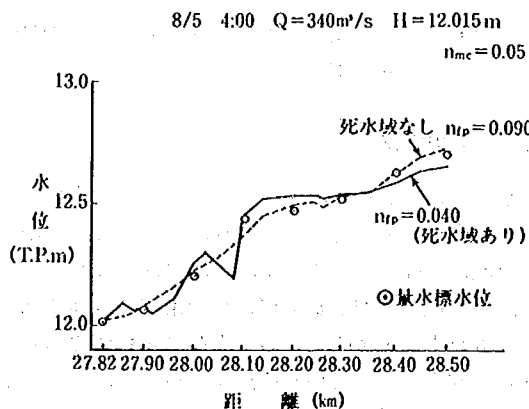


図-5・5(1) 不等流計算結果 (植生による死水域を考慮)

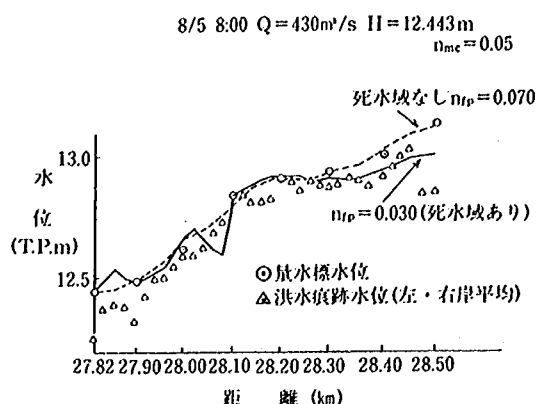


図-5・5(2) 不等流計算結果(植生による死水域を考慮)

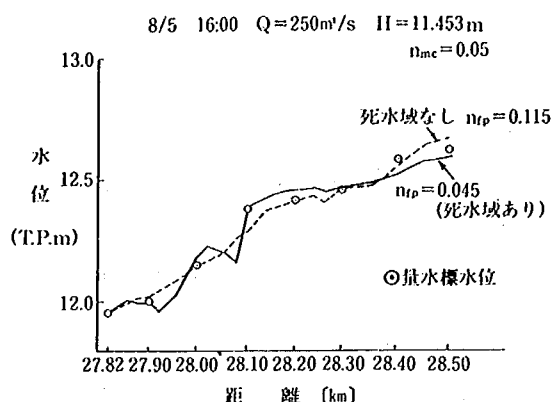


図-5・5(3) 不等流計算結果(植生による死水域を考慮)

* ここで扱っている計算法については、文献(4)の4, 5章にその水理的な根拠についての詳細な検討が行われており、また、文献(2)において、他の実河川への適用例が示されているので、参照されたい。

第6章 不等流計算精度向上のための洪水航測手法の改良

6.1 航測手法改良のねらい

洪水時に撮影された河川の航空写真は、洪水について非常に多くの情報を有しており、航空写真から得られる流況、表面流速ベクトル、表面等流速線などの情報は、洪水流の流況解析や河道計画策定に数多く利用されてきた^{8),9)}。しかし、このような洪水航測の有効性をさらに向上させるという観点から見ると、いくつかの解決すべき課題を残している。その1つに、水位に代表される高さに関する情報の精度が低いことがあげ

られる。このため、表面流速など平面流速に関する情報を高さに関する情報と組み合わせることができず、このことが航空写真の河道計画への利用をさらに進める上での大きな障害となっていた。本研究において、洪水航測による表面流速分布が粗度係数や流量の推定、洗掘発生条件の検討などに役立ってきたが、これは地上観測や調査による水位や地盤高、植生高の情報が洪水航測とは別に得られていたからである。表面流速に加えて、水位、水面勾配、高水敷上の植生の分布形状など高さに関する精度の高い情報が航空写真測量だけから得られるようになれば、航空写真の河道計画への利用範囲が従来よりも大幅に広がり、特に、前節までに示した不等流計算法を活用する上で非常に役立つ。

本章では、以上の課題を解決する方法について検討し、従来の洪水航測手法の改良法を提案する。さらに、この改良法を濁沼川における洪水流航測に適用し、その有効性について検討した結果を述べる。

6.2 高さに関する精度向上

6.2.1 従来の洪水流航測法の問題点

一般地形測量の高さの精度が飛行高度の1/5000~1/7000程度であるのに対して、洪水流航測では、撮影高度の1/3000程度であると言われている。この目安にしたがえば、縮尺1/8000、高度1200mの場合、水位の誤差は±40cm程度となる。図-6・1は、従来より一般的に

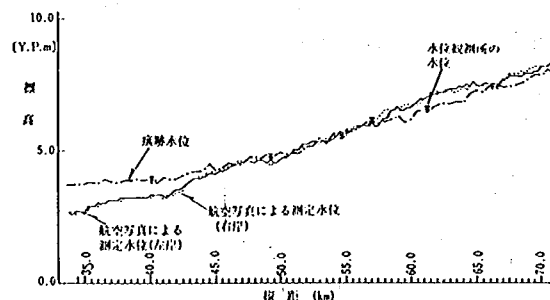


図-6・1 従来の方法による水位測定結果の例(利根川、昭和57年9月洪水)

行われてきた方法による洪水流航測によって得られた水位と地上で測定された水位とを比較したものの例である。この図から、航測による水位が、より精度の高いと考えられる地上での測定値に対して上下両方に大きくずれていることが分かる。このような誤差を含む航測による水位測定値を用いると、水位だけでなく水面勾配にも大きな誤差が現われることから、この水位

データを水理解析に用いることはできない。

以下に、従来の洪水流航測法を用いた場合、高さに関する測定値の精度が低くなる原因を示す。

(1) 撮影法自体に起因する誤差

a) 写真測量における高さの測定の原理

写真測量とは、写真という平面上に写された像の形から被写体の空間的な形を計測する技術である。一般に、一枚の写真では被写体の奥行きを得ることができないので、写真測量では、異なる場所から重複して写した2枚1組の写真が用いられる。実体写真測量では、連続した1対の空中写真を図化機の投射器に装着して撮影時と全く同じ状態に復元し、両方の投射器間の長さを縮尺化した位置にセットする。レンズを

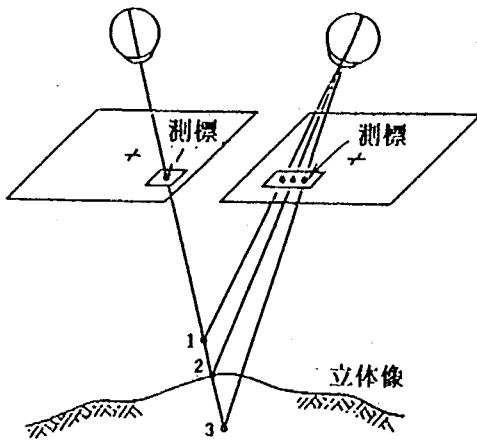


図-6・2 測標の原理

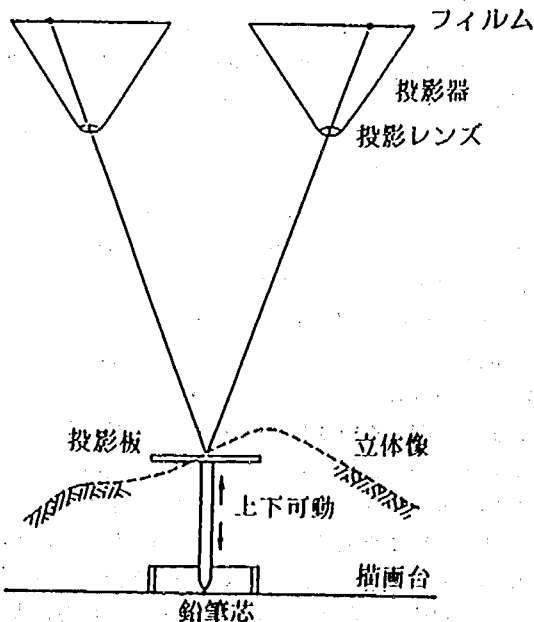


図-6・3 図化の原理

通して入る光線はレンズを通して出る光線と全く同じ光路をたどるので、隣接する空中写真の写真対（モデル）を厳密に標定して、縮尺、方位、傾きを修正すれば完全に縮尺化した模像が得られ、この立体模像を観測することにより測定することができる（図-6・2）。この光学的に作られた立体像の形状を測定するには、図化機の中にある測標（メスマーク）とよばれる小さな点を操作し、被写体の立体像と接する位置に動かし、対応する2本の光線の交点を次々求めていけばよい。また、等高線を描くには、例えば、図-6・3に示すように小さな投影台を立体像の中に置き、対応する光線の交点が立体像の表面から離れないように動かすことによって得られる。この図は原理を単純に示したものであり、実際の図化機は複雑な光学的、機械的な仕組みになっている。

高さの測定原理は次の通りである。図-6・4のように、

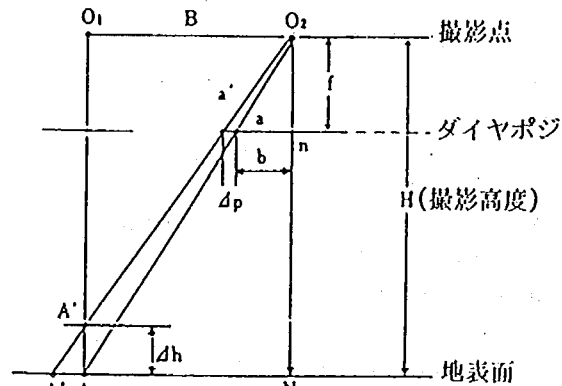


図-6・4 高さの測定原理

比高 Δh は、写真上で Δp （視差）として投影され、これを2枚の写真によって測定することによって高さが与えられる。逆に、写真上での測定に Δp の誤差がある場合、高さに Δh の誤差が生じる。このことから、写真測量の高さの測定誤差は、次式で表わされる。

$$\Delta h = H \cdot \Delta p / b \quad (6.1)$$

ここで、 Δh ……高さの測定誤差

H ……撮影高度

b ……写真上の撮影基線長

Δp ……写真上の横視差の測定誤差

基線長 b は、写真撮影におけるオーバーラップ率に対応するものであり、一般の航空写真測量の場合、オーバーラップ率と b との関係は表-6・1のようになる。一方、横視差の測定誤差 Δp は、図化機の精度、写真の良否、メスマークの直径、オペレータの能力などにより異なるが、特に図化機の観測倍率に影響される。2

表-6・1 基線長 b とオーバーラップ率との関係

オーバーラップ率[%]	b [mm]
55	103
60	92
70	69
80	46
90	23

$$b = (1 - \text{オーバーラップ率} / 100) \times 230 \text{ [mm]}$$

級図化機 (A) は 8 倍程度の観測倍率を持っており、そのメスマークの直径は通常 40 ミクロンである。したがって、メスマークの直径の 1/4 で測定できるものとする、 ΔP は 10 ミクロンとなる。

b) 誤差の原因

(6・1) 式から分かるように、撮影高度 H が大きいこと、 b が小さいこと (オーバーラップ率が大きいこと) は、高さに関する誤差を大きくする要因となる。従来、洪水流撮影では、撮影縮尺の上限を 1/10000 程度としてきた。これは撮影高度の下限を 1200m 程度としたことに相当する。このような撮影法の採用は、以下のことに関係が深いと考えられる。

- ① 縮尺 1/2500 の河川平面図を作成する際の撮影法に合わせた。
- ② 不完全モデルとならないよう、写真内に川幅全体が入る縮尺を選定した。
- ③ 公共測量作業規定による。
- ④ 河川だけでなく、河川周辺の測量も目的とした。

しかし、これらの項目は、洪水流航測においては必須の条件となるわけではなく、高さに関して一定以上の精度を確保しようとする観点から見ると、撮影高度をより小さくすることが望ましい。また、通常の航空写真測量ではオーバーラップ率を 60% 程度とするのに対して、洪水流航測では表面流速ベクトルが解析できるようにオーバーラップ率を 80~90% とする。このような高いオーバーラップ率を持つ 1 組の写真を用いることは、(6・1) 式と表-6・1 から分かるように、高さの精度に悪い影響を与える。

(2) 標定誤差に起因する誤差

現在の洪水流航空写真測量では、地形測量のようにあらかじめ基準点を設置しておくことは行わず、1/2500 平面図から写真画像と対応する明瞭な地物を選び、これを基準点として対地標定を行う。1/2500 平面図上で写真画像と対応する明瞭な地物が少ないこと、基準点に用いる地物の高さの精度が低いこと等が原因となって、高さ、水位の測定精度が悪くなる。

また、写真解析における水位の測定は、水際の位置

を読み取り、この高さを測定することにより行う。これは、カメロン効果により流速がある部分の水位が実際の水位と異なって測定されるからである。しかし、水際の位置は、水面の波立ちや河岸の植生の影響を受け写真上では不明瞭となる場合が多い。このことも、水位の測定精度を低下させる大きな原因となる。

(3) その他の原因

- ① 写真の物理的、化学的性質に起因する誤差。すなわち、写真に感光する可視光線の波長、写真の感光乳剤の粒子の大きさの限界、ベースフィルムの不規則伸縮による写真像のひずみ等。
- ② 航空カメラのレンズのひずみによる写真像のひずみや、カメラの光軸のずれによる影響等。
- ③ 煙霧やミスト等各種の原因による写真の不鮮明さに基づく誤差の増加。
- ④ 図化機の機械誤差やオペレータの操作不良や写真判読の誤りによる誤差の増加等。

6.2.2 精度向上の方法

前節に示した誤差要因をすべて取除くことは不可能であるが、それらの要因のうちいくつかを取除くことにより、水理解析に耐える程度まで水位測定精度を向上させることが可能となる。このために必要な洪水流航測手法の改良方法を以下に示す。

(1) 撮影高度を低くする。

高さの測定誤差は、(6・1) 式から明らかなように撮影高度と比例関係にあるため、可能な限り撮影縮尺を大きくとる (撮影高度を低くとる)。通常の航空測量においては、撮影縮尺を 1/4000~1/5000、撮影高度を 600m~750m 程度にすることができる。

(2) 高さの測定に用いる写真のオーバーラップ率を小さくする。

従来洪水流航測では、表面流速の解析を行うのに必要なオーバーラップ率 80% 以上での撮影を行っており、水位の測定は、この高いオーバーラップ率の写真をそのまま利用し、表面流速解析と一緒に進めていた。水位測定についてオーバーラップ率の低い (例えば 60%) 写真を用いることにより、(6・1) 式から分かるように、高さに関する精度を向上させることができる。

(3) 上空から容易に認識できる標識を設置する。

撮影高度を下げ、オーバーラップ率を小さくすることで理論上精度を上げることはできる。しかし、実際の撮影・測定ではこの他に種々の誤差が混入する。特に、測定対象物の認識誤差が精度に与える影響は大きく、測定点をできるだけ明瞭に写真に写し込むことは、

測定精度を上げる大きな要件となる。以下、このための改良法を示す。

① 距離杭に標識を取付け、基準点として用いる

航空機による洪水流撮影では、一時に広範囲の垂直撮影が可能であり、この場合の基準点には左右岸の距離杭を使用することができる。通常、距離杭の位置、高さは精度良く求められており、しかも写真内の周囲に多数写し込むことが容易にできるので、基準点として用いるには最適である。距離杭の周囲を白ペンキや白い標識で明示しておけば、洪水時の撮影写真に距離杭の位置を明瞭に記録することができる。ただし、距離杭は堤防の嵩上げ等で移動していることがあり、撮影時点の距離杭の位置、高さを再確認しておく必要がある。

② 水表面の位置を明瞭に認識するための対策を講じる。

水表面の位置を明瞭に認識するための対策を講じることにより、水際線の高さを読取るという従来の方法に比較して大幅に精度を向上させることができる。水表面の位置を表示する方法として、次のようなものがある。

▲フロートを水面に浮かべる方法

- a) 係留フロート方式：フロートを堤防や低水路河岸から係留する。係留する際には、水位の変動に応じてフロートが水表面に追従できるように係留に用いるロープの長さに余裕を持たせる。
- b) 竹竿フロート方式：竹竿を立て、リング状のフロートをそれに取り付け、水位の変動に応じてフロートが水表面位置に追従するようにする。
- c) 量水標フロート方式：リング状のフロートを量水標に取り付け、水位の変動に応じてフロートが水表面位置に追従するようにする。

▲堤防表法面を用いる方法

- d) 堤防表法面マーク方式：堤防表法面にマークを付け、水際線の位置を明瞭にするとともに、水際線の水平位置から水面の高さを読取れるようにする。

以上の方式の概要図が図-6・5に示されている。水表面の高さを表示するフロートを用いる場合には、写真上でフロートが認識できるように、撮影高度が大きい程フロートを大きくする（表-6・2参照）。

最も簡便な方法 [a]係留フロート方式]において用いるフロートの構造について現地試験による検討を行った。その結果、図-6・6に示すように、正方形の硬質ポリフォームの対角線上に角材を取付け、係留用の

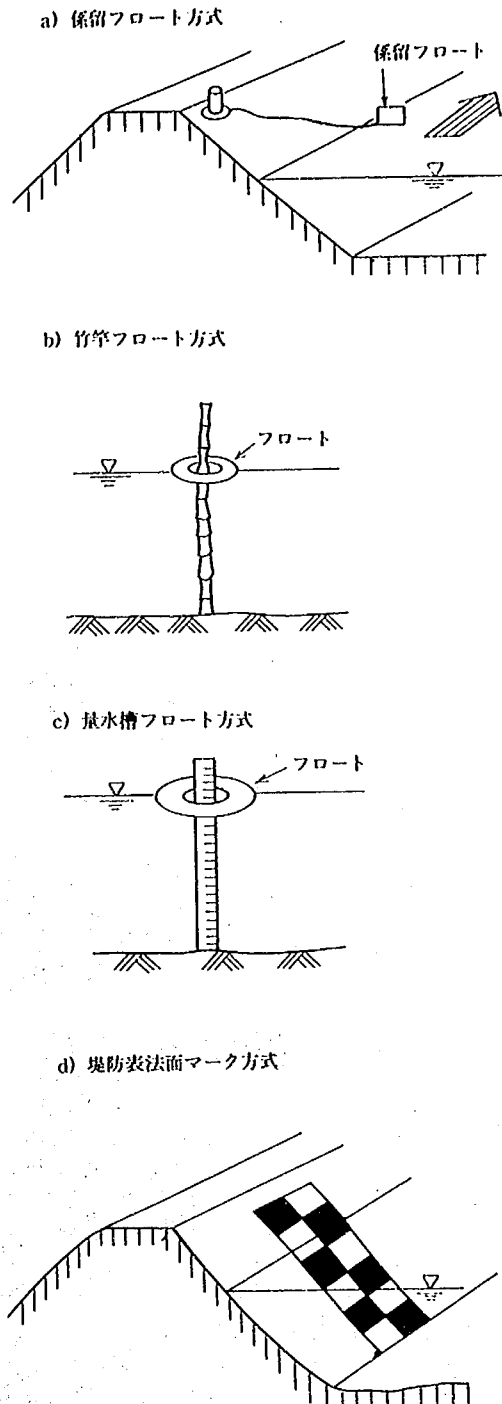


図-6・5 水表面の位置を明瞭に認識するための対策

ロープを角材が取付けられた対角線のある頂点付近にとり付けたフロートが、水面上で安定な姿勢を取り、水表面位置を表示する標識として適当であることが分かった。写真-6・1は、この検討を行った際のプロートの

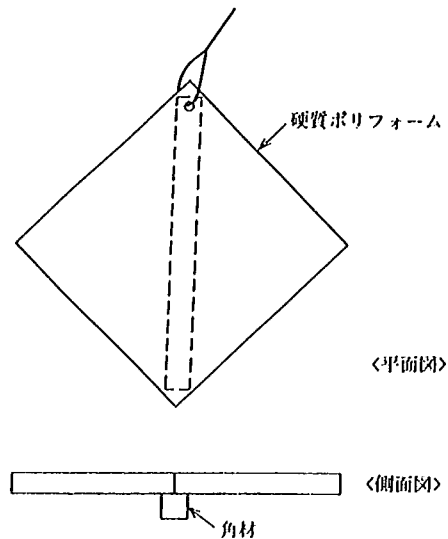


図-6・6 係留用フロート



写真-6・1 水位測定用係留フロート

水面上での状況を示したものである。

また、d) 堤防表法面マーク方式を用いる場合、具体的には次のような準備を行っておく。護岸法覆工がある場合には法覆工に直接ペンキなどでマークをつけ

る。護岸がない場合には、ペンキなどでマークを付けた排水板やボールを堤防表法面に流水によって動かないように固定する。マークの幅は、表-6・2に準じて決める。

表6-2 撮影縮尺とフロートの大きさ a との関係

撮影縮尺	撮影高度[m]	a [cm]
1/ 4,000	600	15
1/ 5,000	750	20
1/ 6,000	900	25
1/ 7,000	1,050	25
1/ 8,000	1,200	30
1/ 9,000	1,350	35
1/10,000	1,500	35

(焦点距離 $f = 150\text{mm}$ の場合)



(4) 高精度図化機を使用する

適正な方法で撮影された写真からさらに精度の高い測定を望む場合、解析図化機を使用する必要がある。代表的な解析図化機では、立体写真測量作業をコンピュータ制御によるデジタル解析写真測量を用いて実施する。写真座標の測定精度は ± 2 ミクロンと従来の図化機が $\pm 10 \sim 20$ ミクロンであるのに比べてはるかに高い精度を持ち、測定精度が2~3倍向上する。また、立体写真観測の範囲が原写真上で $4\text{cm} \times 4\text{cm}$ と広範囲であり、立体写真像の投影に用いられるスクリーンは、 1mm に60本という人間に肉眼の2倍以上の解像力を持ち、極めて鮮明な立体像が、カラー、白黒写真を問わず得られる。また、拡大率は、 $\times 10$ 、 $\times 17$ 、 $\times 27$ と変化させることができる。その他、写真像のレンズ収差、フィルムの伸縮、大気屈折の影響、地球の曲率の補正がデジタルに実行され、精度向上に貢献している。

6.2.3 まとめ

本節に示した改良を行うことにより、例えば、縮尺1/5000、撮影高度750mの航測において、原理的には、高さについての誤差 $\pm 8 \sim 10\text{cm}$ 以下の精度を期待することができる。

6.3 改良した航測法の濁沼川洪水への適用

6.3.1 概要

前節に示した高さに関する精度向上のための改良法を、濁沼川の洪水観測区間に適用し、その有効性を調べた。航空写真の撮影は、平水時（低水路水深約50cm）と小出水時（低水路水深約70cm）に行い、撮影と同時に地上においても100m間隔に設置された量水標による水位観測を行い、航測による水位測定との精度の検討を行えるようにした。この際、8610号台風時に従来の方法により撮影した結果との比較も行う。

6.3.2 航測の方法

1) 地上作業

(1) 基準点標識設置

水位測定との精度向上を図るため、写真を評定する基準点に標識を設置する。基準点には、観測区間に細かいピッチ（20cm）で距離杭が設置してあり、三次元座標が与えられているため、この杭を基準点として使用した。標識には、1辺20cmの白色板（ポリフォーム）を使用し、杭の上面と同じ高さに合せた（写真-6・2）。標識は、左右岸とも100mピッチで設置した。

(2) 水位フロート設置

航空写真から精度良く水位を求めるには、水位を写真上に示す標識が必要である。そのため、係留フロート方式（図-6・5a）を採用することとした。フロートの大きさは60cm×60cm、厚さ50mmで、上下流左岸及び、観測ブリッジの中央の計12ヶ所で、ロープで係留した。係留地点を図-6・7に、係留されたフロートの状況を写真-6・3に示す。

(3) 流速測定用浮標の散布

撮影時には、流速ベクトル分布測定用の浮標を散布し、上流28.6km付近から下流27.6kmまで、全域に浮標が流れるようにした。浮標の散布は低水路河岸より、投入することにより行った。撮影機の進入前に、自動車電話によって調布基地と飛行機の上空到着時刻を確認し、浮標の流下時間を考慮し浮標を流し始める時刻を決定した。

2) 撮影

撮影は次のように行った。

- ▲撮影縮尺 1/4000
- ▲撮影高度 600m
- ▲カメラ 航空カメラ $f = 15 \text{ cm}$
- ▲オーバーラップ率 80%

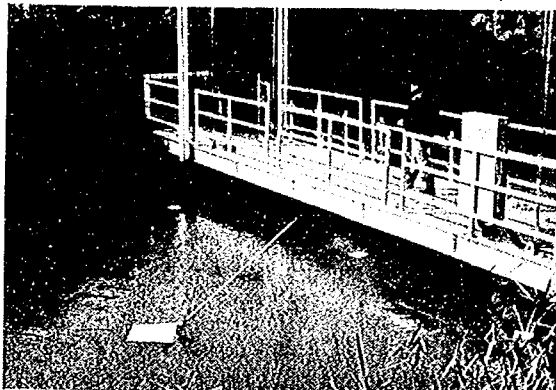
3) 計測

(1) 計測方法



写真-6・2 距離杭に設置された基準点

a) 観測台に係留された河道中央にあるフロート



b) 河岸に係留されたフロート



写真-6・3 係留された水位測定用フロートの状況

撮影後、写真処理を行い原寸のポジフィルムを作成を行った。これらのポジフィルムから図化機によって縮小した幾何学的3次元モデルを作成した。計測に使用した機械は、高精度測定できる解析図化機である。標定作業は、一対の航空写真が撮影された時と同じ条件を図化機の中で設定することであり、解析図化機では、オペレータのデータ入力によって自動的に高精度

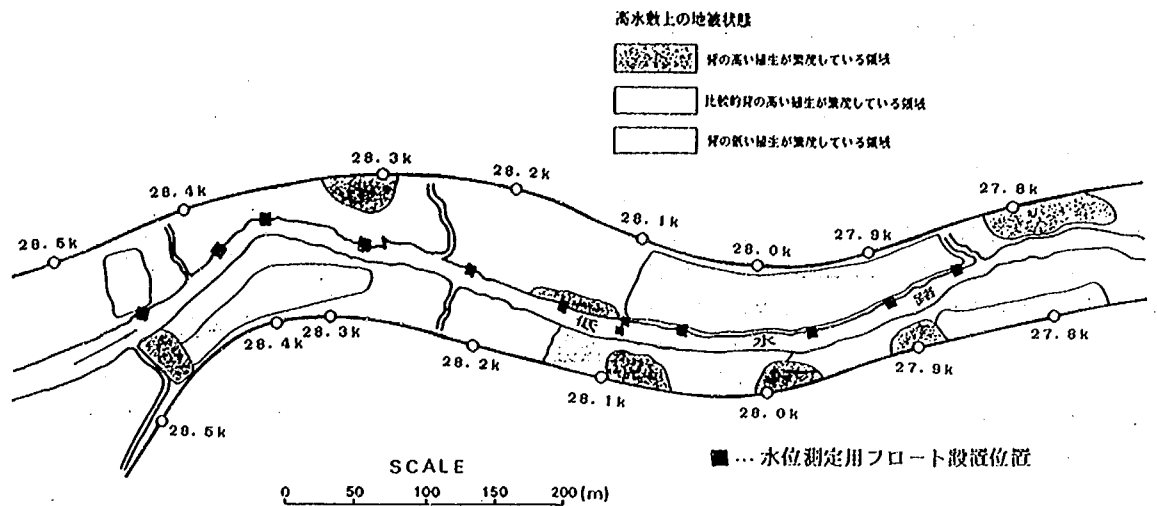


図-6・7 濁沼川測定対象区間平面図及び水位測定用フロート設置位置

の評定を行うことができる。

測定の手順は次の通りである。

- ① 測定に使用する一対のポジフィルムをセットする。
- ② 画像の中の対応する地物を相互に計測し、評定計算を行う。
- ③ 基準点を測定し、基準点座標を入力する。
- ④ 絶対評定計算を行い、測定誤差をチェックする。
- ⑤ 測定を開始する。

平面図(縮尺分布、植生高)

縮尺1/1000

水位高12点 4モデル

流速ベクトル 2モデル

流速ベクトル測定は、写真上の水面を固定として各写真上の同一浮標の点の位置(X, Y)を測定し、プロットする。この2点の長さは、座標から求められ、時間差から流速を求めることができる。今回の測定では4枚の写真で同一フロートを測定することによってフロートの軌跡を表示し、数秒間の流跡線も表現した。

水位測定では、オーバーラップ率60%(1枚とばして)の2枚の写真を解析図化機にセットし、撮影時に河岸及びブリッジに係留したフロートの高さを精密測定する。フロートの厚さは5cmで、観測するとその厚さが認識できるので、ほぼその中間を測定する。

(2) 植生高測定

河道内に繁茂している植生の高さを測定する。この高さは個々の比高ではなく絶対高であり、表示については、値1m毎の等高線及び代表的または平均的な樹

木について単点として標高表示した。

6.3.3 解析結果

1) 高さに関する測定

(1) 基準点標定の精度

解析図化機を使用して距離杭に設置された基準点の標定を行った。その結果得られた基準点高の残差は表-6・3に示す通りである。この表から分かる通り、残差の標準偏差は2~3cm程度であり、通常の方法による航測の高さの精度に比較して大幅に小さくなっている。

表6-3 基準点標定の残差

写真番号	標準偏差m	最大誤差m
22 - 24	0.021	0.034
23 - 25	0.021	0.043
26 - 28	0.039	0.069
25 - 27	0.027	0.044

(2) 水位測定の精度

① 従来の手法による水位測定点結果

水位を測定するための基準点の標高は1/2500平面図中の地盤高を用いた。従来の撮影法により撮影した洪水航空写真から測定した水位と、同一時間に量水標で観測した水位の比較を図-6・8に示す。これを見ると、水位の測定精度は悪く、そのずれは最少でも35cmあり、平均50cm程度であった。

② 改良した方法による水位測定結果

基準点の高さをもとに、水位フロートから評定した水位を平水時のものと小出水時のものと合せて、図-6・

9に示した。なお、図-6・9には航空写真撮影と同時刻の量水標より測定した水位も示してある。

平水時に撮影した航空写真から測定した結果と量水標の観測結果との一致の程度は高く、28.1kmの地点を除いて誤差は4 cm 以内に収まっている。小出水時のものも、航空写真から測定した水位と、量水標の観測結果との一致の程度は高く、すべて4 cm 以内の誤差にとどまっている。このように改良した方法による水位測定誤差は従来の方法に比較して著しく小さくなる。ここで、平水時の測定でただ一つだけ測定水位と観測水位のずれが8 cm となった28.1kmの測定誤差の原因を考えてみる。28.1kmの水位フロートの状況は写真6・3a)に示されている。水位フロートは河道の中心に係留されているためにこの写真に見られるように水面上のフロートが流勢により斜に傾いているのが分かる。このことが、観測水位とのずれが大きくなった原因と思われる。このことより、水位測定フロートはできるだけ流れの穏やかな障害物の少ない河岸付近に設置するのが良いことが分かる。このように、改良した方法は従来の方法に比べ、その精度が格段に良くなっており、実用上十分な精度を持つことが確かめられた。

(3) 植生の高さ

従来の航空写真では、測定されていても測定精度が悪く利用できなかった情報が改良された方法では利用可能になる。例えば、これまでは現地調査と地上測量によるしかなかった河道内の微地形や植生状況が航空写真から得られる。図-6・10に樹木等高線図、図-6・11に図-6・10より読みとったある断面の樹木の横断分布形状を示す。図-6・12は図-6・11と同じ地点の樹木の分

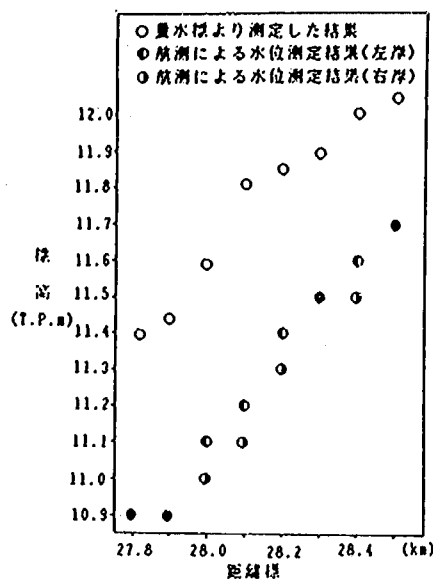


図-6・8 従来の方法による水位観測結果

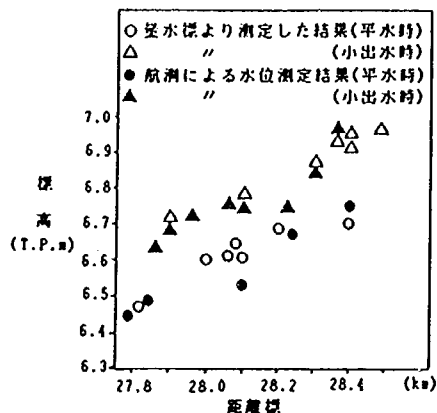


図-6・9 改良した方法による水位測点結果

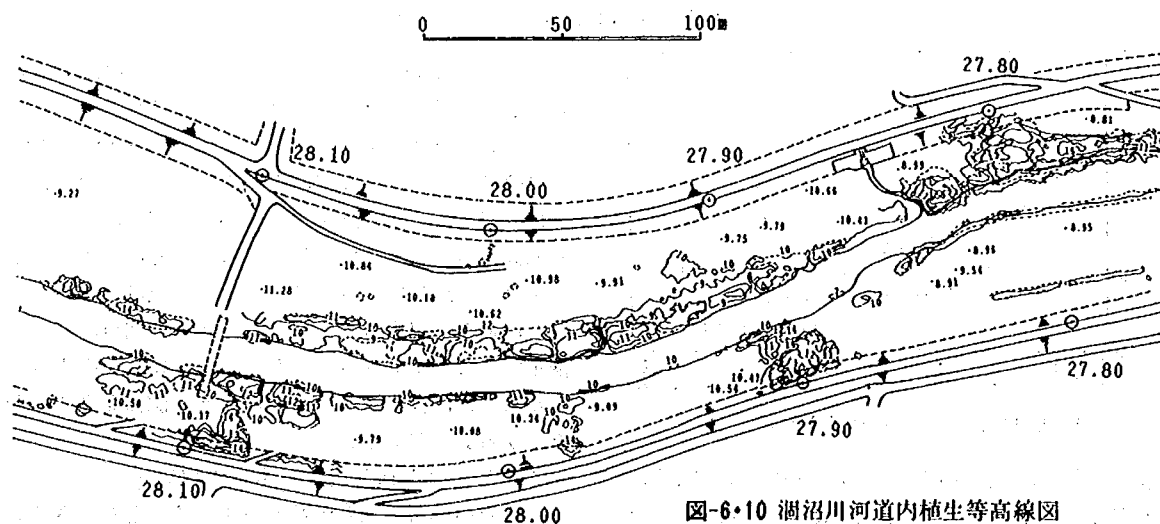


図-6・10 澗沼川河道内植生等高線図

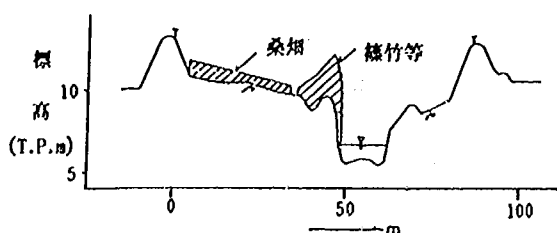


図-6・11 樹木の横断分布形状(改良した航測による)

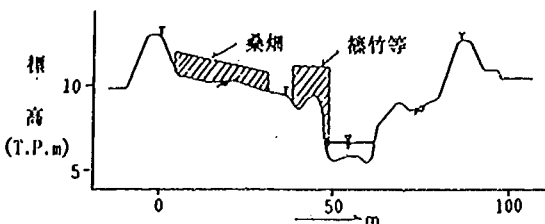


図-6・12 樹木の横断分布形状(現地調査による)

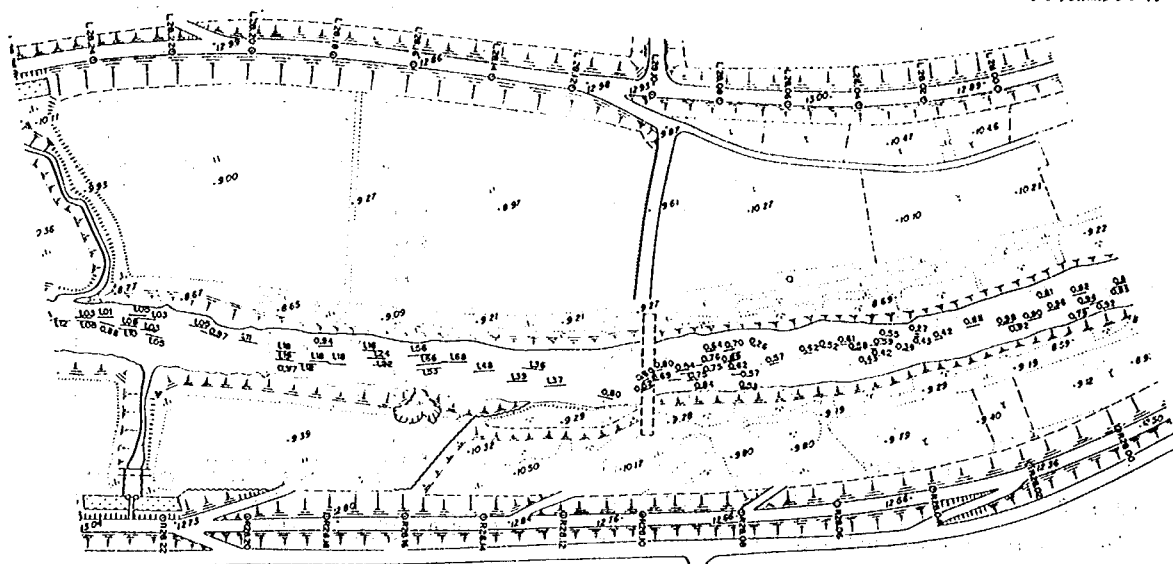


図-6・13 小出水時の流速ベクトル分布

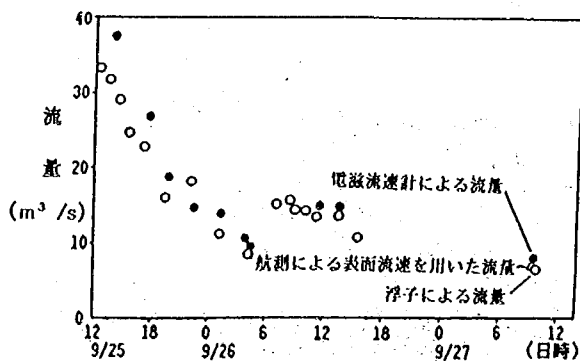


図-6・14 流量～時刻ハイドログラフ

子投下位置での流速を電磁流速計を用いて、2点法により測定しそれぞれの領域の河積をかけたものであ

布を現地で直接測定した結果であり、両者の対応は良い。このように、植生の分布形状を現地で時間をかけて測定しなくても、航空写真より容易に精度よく知ることができ、その結果は不等流計算などに用いることができる(4, 5章参照)。

2) 流速ベクトル測定

図-6・13に、同一浮標の写真上の位置を平面図上にプロットし、また、その軌跡から計算で求めた流速値を合せて表示した。今回の洪水では浮標を散布したため、2つの撮影時間差間の移動物体が明瞭であり、このため高精度の流速ベクトルが得られたといえる。

このようにして得られた表面流速分布から、ほぼ同時刻の概算流量を縦断的に知ることができる。図-6・14は、小出水時の流量ハイドログラフである。図中の流量は、低水路を5分割した浮子法による流観値及び浮

る。同図中に流観を行っている箇所の表面流速(航測による)を用いて算出した流量も示してある。表面流速から流量を算出する場合、表面流速と平均流速の関係が問題となるが、今回は表面流速と平均流速との比を1.0とした。この図を見ると、小流量時には航測による表面流速から求めた流量とその他の方法による流量とがほぼ一致している。このように、航測によって水位と流速を測定することにより、任意の地点の流量を推定することができる。ただし、より精度を向上させるためには、表面流速と平均流速との関係をさらに明確にする必要がある。

こうして得られた流量と水位を用いることによって、任意の場所の粗度係数も算出することができる。

6.3.4 植生繁茂状況の詳細な把握についての検討

植生繁茂状況は航空写真によって明瞭に判読することができる。ここでは瀬沼川における航測による植生状況の計測結果から、航測により植生状況をどの程度まで把握できるかを検討する。

(1) 季節による繁茂状況の違い

低水路河岸及び高水敷上の植生は、夏期、冬期で大きな相違を示している。これは樹高測定において明瞭であり、冬期では葉がないため等高度ラインの描画が困難なところも一部あるが、夏期では、樹木の伸長によって樹高が明瞭に測定できる。図-6・15は、ある測線における夏期と冬期の植生高の横断面図を示したものである。夏期の植生高は、冬期に比較してかなり大きくなっていることが分かる。

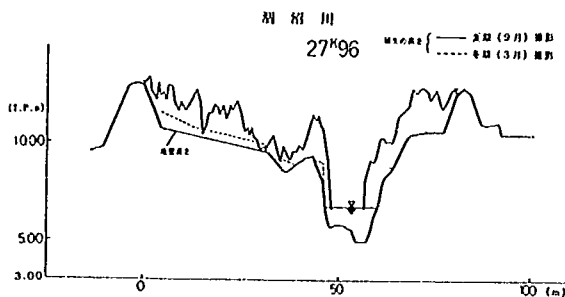


図-6・15 夏期と冬期の植生高さの違い（横断面図）

(2) 植生の密度

樹木の本数や密度（単位面積当りの樹木の本数）も、航空写真を用いることによってある程度判読することができる。すなわち、冬期においては、葉がなくなり幹や枝が露出するため、冬期に撮られた縮尺のある程度大きい写真を用いることによって、樹木の本数を数えることができる。この情報をもとに、河道内の樹木の繁茂密度の平面分布、樹種や環境による密度の違いなどを比較的容易に調べることができる。

(3) その他

夏期と冬期の植生高の違いから、植生の屈撓性についてある程度の情報を得ることができる。すなわち、冬期に植生が無く夏期にだけ植生が繁茂した領域の植生は比較的軟らかな屈撓性のある植生から成っていることが多く、一方、冬期に繁茂している領域の植生は、1年中枯れることが無く繁茂していることから、比較的堅い植生から成っていることが多いと推定される。

6.4 改良した航測手法の評価

2節に示した改良を施すことによって、瀬沼川での

航測において、 ± 4 cm 以内の精度で水位を測定できることが確認された。また、地盤や植生の高さの平面分布が、実用上十分な精度で求まることが明らかとなった。これら高さに関する情報と従来より得ることが可能であった流速分布に関する情報を組み合わせることによって、任意の場所の流量、粗度係数など定量的な水理量の算出を行うことができるようになり、特に、5章において改良した不等流計算法を詳細な現地踏査なしに適用できるようになる。この結果、洪水流航測により得られる情報の利用範囲を一層広げることができる。

第7章 まとめ

低水路の粗度係数は、水深の増大と共に増加する。この原因は、低水路に繁茂した河岸植生が大きな流速低減効果を持ち、水深が増加すると河岸植生の外縁からなる潤辺長の全潤辺長に占める割合が大きくなるからである。低水路河岸植生や高水敷に繁茂した植生の存在を無視した不等流計算は、水位縦断面に現われる細かな凹凸を再現できず、実測水位と最大20~30cmの差が生じる。また、観測水位と実測水位を平均的に合せるための粗度係数が通常用いられている値に比較して非常に大きくなり、かつその値が水深によって大きく変化する。したがって、瀬沼川観測区間においては、精度の高い水位予測を行う必要がある場合、従来の不等流計算法をそのまま適用すること是不適切である。

植生繁茂領域を死水域とし、水没していない植生繁茂領域についてその上下流に形成される死水域を設定し、河岸植生の持つ流速低減効果による付加的なエネルギー損失を考慮することにより、実測水位の水位縦断面をよく再現することができる。また、水位縦断面の精度良い再現のために与えるべき粗度係数の数値が河床や高水敷の状態から予測される値に近く、水位による変動も少ない。以上から、本編で示した不等流計算法の改良によって、水位予測の精度が向上することが示された。

従来の洪水航測手法を改良することにより高さに関する測定精度が高まり、上記の不等流計算に必要な河道状況（植生繁茂形態など）に関する詳細が情報が簡単に得られることが明らかとなった。改良された洪水航測は十分な精度を持つ水位測定にも適用することができるので、従来から得ることが可能であった表面流

速に関するデータと合せることにより、洪水航測の利用範囲を大幅に拡げることができる。

第III編

河床と河岸に及ぼす洪水の作用

第1章 概要

本編では、第I編に示した2洪水が河道に及ぼした影響について検討する。瀬沼川の河床材料は代表的な2つの粒径からなる広範囲にわたる粒度分布を持っている。このため、掃流力や河道形状に応じて河床材料がふるい分けられ、この現象が河床変動や流水抵抗の特性に大きな影響を与えたと考えられる。そこでまず、河床材料の特性と観測した2洪水によるふるい分け作用を明らかにする。また、瀬沼川においては、低水路河床高の変化、みお筋の変化、低水路河岸の侵食、高水敷の堆積・侵食などの様々な河床変動が洪水によって引き起こされた。そこで次に、これらの河床変動特性を明らかにし、それらの発生機構について検討を行う。

第2章 瀬沼川河道の河床材料分布と河床材料ふるい分け機構の検討⁶⁾

瀬沼川の河床材料は、前述したようにチャートや粘板岩等の堆積岩からなる比較的大きな礫と花崗岩の風化したまき土によって構成されている。とくに笠間で産出される花崗岩は稲田石と呼ばれ、細かく破碎されやすいものである。ここでは、この瀬沼川における河床材料粒径を調査し、その粒度分布特性と縦横断的な河道地形との関係を検討した。

2.1 調査地点と採取方法

調査地点は、図-2・1に示す瀬沼への流入地点(16.0 km 地点)から笠間の下市毛水位観測所(約42.9 km 地点)間の道路橋付近を対象(20断面)とし、さらに瀬沼川観測施設を中心とした27.8 km~28.5 km 間は、縦断方向100 m 間隔に調査を実施した。河床材料採取位置は、低水路の中央および左右岸(主として水際位置より約3 m 地点)の表層について採取した。この河床材料の採取方法は、バケツを水中に沈めて表層の土砂を集めて採取したり、網目の細かい金網を後部に張った塵取りを水中に沈めて表層の河床材料を採取した。このとき、水深が大きく流れの速い場所では、採取時の河床の乱れによって、細粒分が流れてしまったり、大きな礫が採取されていない可能性もあるので注意が必

要であった(水中の採取器具としては、しじみ取りに使う道具のようなものに網目の細かい金網を張って採取するような方法を考慮する必要があると思われる)。さらに、この河床材料の採取場所では、他に低水路部横断形、採取時の水面勾配(上流部)の測定と河道断面状況の写真撮影を行った。なお、瀬沼川の河床材料は、表層および下層(30 cm)においてもほぼ同一の河床材料分布を示している。

2.2 調査時の状況と調査地点付近の河床勾配

観測施設を中心とした上下流の27.8 km~28.5 km 間の調査は、S.61年8月29日に行い、瀬沼川の広範囲な調査は、S.61年9月11, 12日に実施した。8月29日の調査時には、観測サイト(28.1 km)での流量が、約2.5 m³/s であり、28.4 km~28.5 km 付近では河床波(砂堆)が形成され、それが流下する現象も見られた。しかし、9月11, 12日の調査時には水位が高く水がかなり濁っていたため、河床状態を見ることができなかった。

一方、瀬沼川16.4 km~36.4 km 間の横断測量成果(昭和61年度 茨城県作成, 200 m ピッチ)を用い、最深河床高、低水路平均河床高および左右岸平均低水路肩の縦断図(図-2・2)を作成した。河床勾配は、最深河床高および低水路平均河床高を縦断的に平滑するようにここでは設定した。これによると、現況河道において固定堰が設けられている24.2 km 付近を除き、計画河床勾配とほぼ同程度となる。この河床勾配は、瀬沼合流点の16.4 km から20.7 km 間が $i = 1/1450$, 20.7 km 付近から上流の固定堰が設置されている24.2 km 間は河床勾配が緩やかとなり、 $i = 1/2125$ となっている。ここより上流に向って河床勾配は急となり、24.2 km から床止め工が設置されている28.8 km 間で $i = 1/1285$, 観測サイト付近の26.8 km~32.0 km 間が $i = 1/912$ となる。さらに上流は急勾配となり、32.0 km~32.25 km 間で $i = 1/540$, 35.25 km~36.0 km 間が $i = 1/310$ である。36.0 km 地点より上流の河床勾配は横断図等がないため、ここでは不明となっているが、河床勾配が極端に変化するような状況ではなかった。

なお、ここでは観測サイト付近の建設省の距離標と県の距離標が異なるため、県の距離標を用いた。

2.3 各調査地点の河道状況と河床材料粒径

調査時における各河床材料粒径調査位置の河道状況

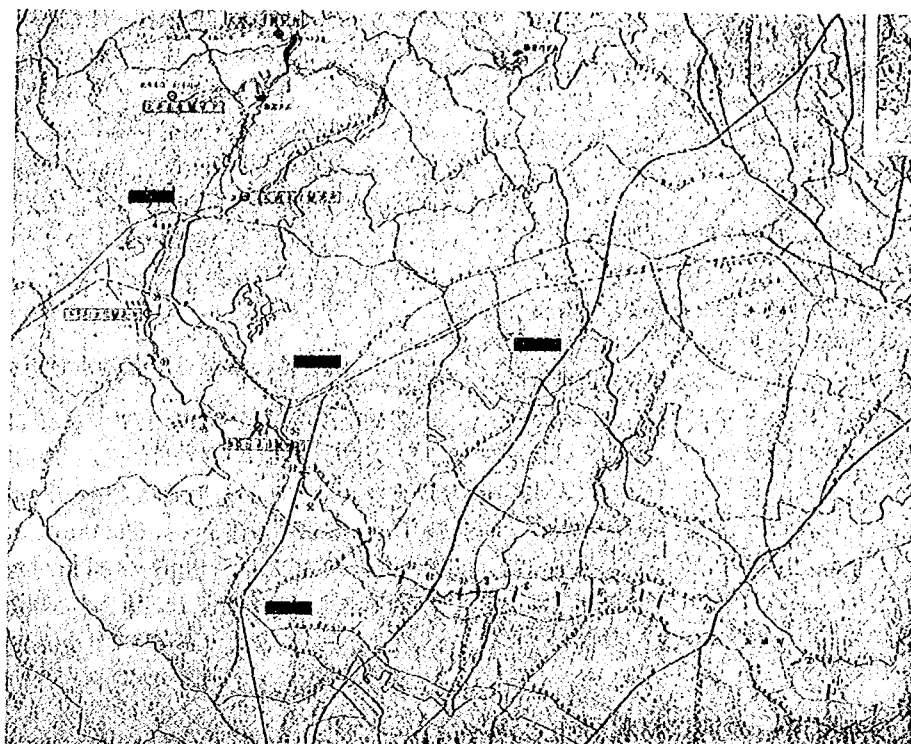


图-2·1 河床材料採取位置图

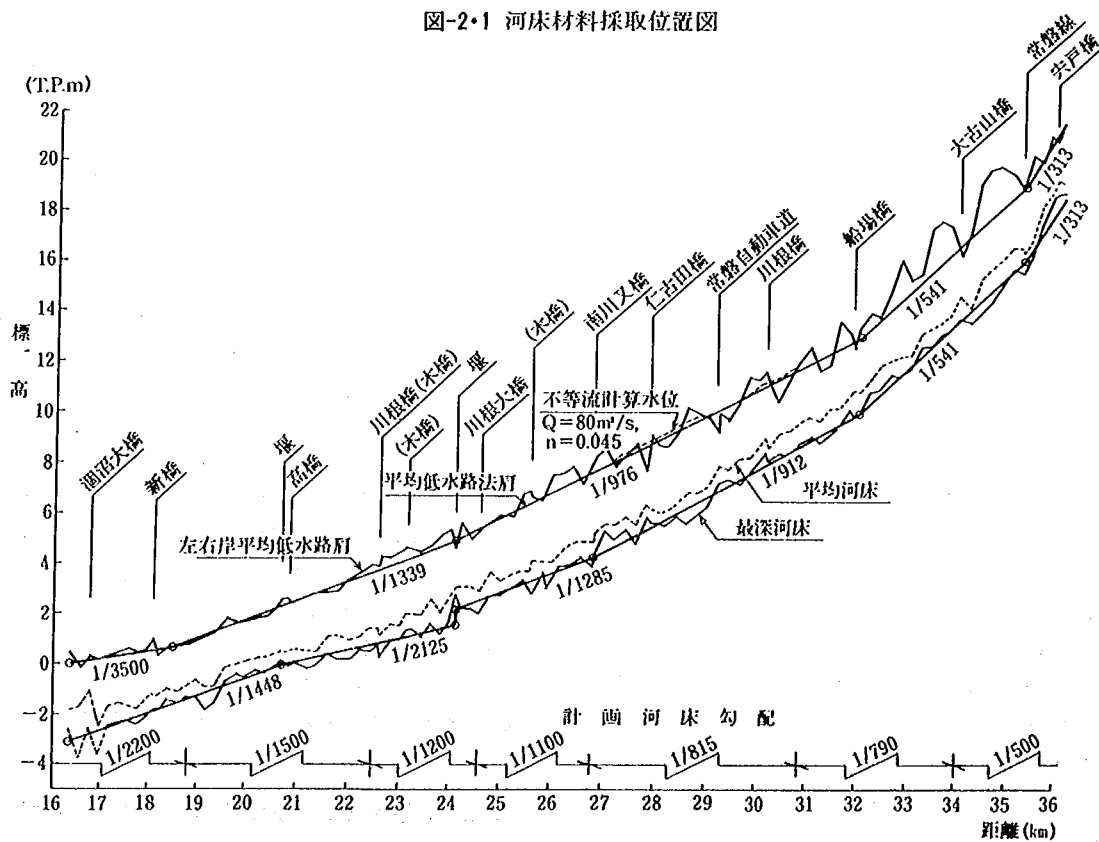


図-2・2 縦断図

および河床材料粒径は次のようである。なお、写真2・1に、採取した河床材料を示すので、一緒に参照されたい。

(1) P.20 (下市毛水位観測所, 約42.91km 地点)

この地点は、笠間市の河道改修済みの区間であり、複断面に河道は整正され、平均低水路幅約20mの比較的直線部である。また、この下流の未改修地点河道が狭窄部となっているため、河床勾配も緩く河床材料調査時の水面勾配は約1/2680であった。河床材料の最大粒径は約50mmであり、 d_{60} 粒径は右岸および中央で約3.3mm、左岸側は比較的粒径が大きく $d_{60}=12\text{mm}$ の混合粒径である。

(2) P.19 (宮下橋下流約50m 地点, 41.39km)

この区間の下流で山間部に入る河道位置である。河道は宮下橋上流で右に湾曲し、下流側では左方向に緩やかに湾曲している。両岸には低い堤防があり、低水路幅は約16.7mと狭く、河床勾配も比較的急勾配に見受けられた。河床状況は礫が表層を覆い、細粒分は砂礫堆下流および左岸側に見られる。最大粒径はP.20と同様に約50~60mmであるが、60%粒径は主流部となる右岸側で24mm、河道中央部16mm、および左岸側が3.2mmである。

(3) P.18 (亀の甲橋上流約25m, 38.825km)

この区間は上流約500m位置で右に、約50m下流で左にほぼ直角に湾曲している間の直線部である。低水路幅は約15.4mと狭く、河岸は篠竹等が繁茂している。河床砂はかなり動いているように見受けられたが、主流部となっている左岸側は礫が多く細粒分は少ない。 d_{60} 粒径は右岸および中央で3.8mm、左岸側で21.0mmである。

(4) P.17 (新栄戸橋下流15m, 36.285km)

この地点の上流約50~70m位置では瀬になっており、下流側では岩が露出し、堰上げられた状態になっている。したがって、低水路幅が約22.3mと広いのにもかかわらず水深が大きく、水面勾配も緩い、河床は $d_{60}=0.7\sim0.8\text{mm}$ の砂となっているが、洪水時にはこの砂分が流出し、低層は砂利になるのかも知れない。

(5) P.16 (栄戸橋下流30m, 35.862km)

この区間は右に緩やかに湾曲しており、左岸側は岩が露出している。右岸側の高水敷部には8月出水時に堆積した土砂が見られる。河床材料は礫を含む混合粒径となっており、最大粒径は50~100mm、 d_{60} 粒径は河道中央および右岸で7~12mmであった。

(6) P.14 (大古山橋上流20m, 34.013km)

この区間はP.16と同様に右に緩やかに湾曲してお

り、この区間の上流約50m地点では左方向に大きく湾曲している。両岸には堤防があり、低水路幅約20mの比較的整正されている河道である。河床は全面で動くような材料であり、最大粒径で約25mm、 d_{60} 粒径は右岸および中央で約3.5mm、主流部となる左岸側で7.3mmとなっている。

(7) P.13 (船場橋上流30m, 31.908km)

この区間は直線部であるが、低水路幅は約15.1mと狭く、河床勾配も比較的大きいように見受けられた。したがって、河床材料採取時の流速が大きく、かつ左岸側水深が大きかった。河床材料粒径はP.16と同様な礫を含む混合粒径となっており、 d_{60} 粒径は右岸が10.3mm、中央が17.0mm、主流部の左岸で21.0mmであった。

(8) P.12 (川根橋水位標地点, 30.125km)

8月の10号台風による出水以前では、この地点の河床は粘土状の固結した材料が露出していたが、出水後では土砂が堆積し、橋の直下の左岸側は砂州が形成されている。河床材料最大粒径は主流部となっている右岸および中央で約100mm、左岸で50mmである。 d_{60} 粒径は左岸で13.2mm、中央36.5mm、右岸側で21.5mmであり、8月出水時にはこの程度の砂利が掃流されたものと思われる。

(9) P.11 (常磐高速道上流10m, 29.191km)

この区間は直線部となっており、高速道路橋の上流側は比較的川幅も広い。しかし、高速道路橋直下流では水面勾配が大きく、低水路幅も上流側より若干狭くなっている。最大粒径はいずれも65mm程度であり、 d_{60} 粒径は右岸で約10mm、中央21.2mm、左岸側が4.8mmである。左岸側土砂は堆積傾向箇所に見受けられた。

(10) 27.83(28.5)km~28.05(27.82)km 間

この区間は瀬沼川観測エリアの部分である。28.73(28.5)kmの上流は左に大きく湾曲し、右岸側は護岸が設置されている。28.73(28.5)km~28.63(28.4)km付近は上流側湾曲部の固定砂州下流側に位置し、低水路幅も広い位置から狭くなる区間である。河床は低水路全幅にわたって動くような材料で占められ、砂堆の形成流下が活発に見られる。28.73(28.5)km地点の最大粒径は左岸、中央、および右岸とも約10mm、 d_{60} 粒径は同様に約2.5mmである。28.63(28.4)km地点では流下した砂堆によって比較的均一な粒径の砂となり、 d_{60} 粒径は約1.1mmと上流より細くなっている。

28.63(28.4)km~28.53(28.3)km間は低水路幅も狭く右に湾曲し、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。このため、28.53(28.3)kmの右岸では礫を含む混合粒径となり、 d_{60} 粒径が約28mmである。河道中央から左岸では10mm以下の材料が多くを占め、 d_{60} 粒径はそれぞれ6.1mm, 1.9mmとなっている(最大粒径は70mm)。

28.53(28.3)km~28.33(28.1)km区間の低水路は直線部であるが、低水路幅は比較的狭く、下流に向けて若干広がっている。28.43(28.2)km地点から約50m下流には砂礫堆に近いようなものが形成されているが、この位置はほぼ固定されている。28.43(28.2)km地点の河床材料粒径分布は上流28.53(28.3)km地点の右岸とほぼ同様であり、最大粒径約70mm、 d_{60} 粒径は右岸および中央で約17.0mm、左岸で24.5mmである。28.33(28.1)km地点は上流から移動する細粒分の河床砂が多くを占め、右岸および中央で4.0mm、左岸で23mmとなっている。28.33(28.1)km右岸側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。

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付近右岸に根固ブロックが設置されている。この右岸側河床は軟岩が見受けられる。河床材料粒径は28.23(28.0)km中央は $d_{60}=9.8\text{mm}$ であるが、他は比較的均一な砂となっており、右岸および左岸でそれぞれ $d_{60}=1.2\text{mm}$, 0.6mmである。28.13(27.9)kmも粒径は比較的小さく、右岸および中央で $d_{60}=2.4\sim 2.0\text{mm}$ 、左岸側で $d_{60}=1.2\text{mm}$ という結果であった。

28.05(27.82)km地点は、この付近から下流右岸側高水敷部に上流から運ばれた土砂が堆積し、また低水路内も8月洪水によって堆積した傾向となっている。河床材料は礫を含む混合粒径で占められ、最大粒径は約70mm、 d_{60} 粒径は約25mmである。

(11) P.9 (仁古田橋下流60m, 27.798km)

この地点は8月の洪水によって仁古田橋直下流付近が堆積し、上流は堰上げられた状態になっている付近の堆積部末端位置である。また、この下流側は低水路幅が比較的狭くなり、右に湾曲している区間である。河床材料粒径は主流部となっている右岸側が粗く $d_{60}=22.4\text{mm}$ 、中央は $d_{60}=6.0\text{mm}$ 、左岸が $d_{60}=4.1\text{mm}$ である。

(12) P.8 (南川又橋下流100m, 26.704km)

南川又橋地点は落差工が設置されており、河床勾配の変化点となっている。この落差工によって、下流側の河床材料は細粒分が少なく、調査区間の中で最大の粒径分布となっている。 d_{60} 粒径は左岸で約24mm、中

央および右岸側で約45mmとかなり大きい。

(13) P.7 (木橋下流35m, 25.540km)

低水路両岸には篠竹が非常に繁茂し、河道は比較的直直ぐな部分である。河床材料は混合粒径分布となっており、右岸側で $d_{60}=17.5\text{mm}$ 、中央および左岸で $d_{60}=10.7\text{mm}$ である。

(14) P.6 (川根大橋下流, 24.6km)

この区間は、川根大橋から下流の低水路幅が比較的広い場所である。河床は洪水時にかなり動くような材料となっており、河道内には高さの低い砂礫堆状の砂州が形成されている。河床粒径はP.7より細かく、左岸および中央で $d_{60}=8\sim 7\text{mm}$ 、右岸が $d_{60}=12.5\text{mm}$ である。

(15) P.5 (木橋上流30m, 23.149km)

この場所は8月洪水によって流出した木橋上流であり、土砂が左岸側に若干堆積した領域の部分と思われる。河床材料粒径は上流P.6より若干細かく、 $d_{60}=4.0\sim 6.0\text{mm}$ である。

(16) P.4 (木橋下流50m, 22.525km)

比較的直直ぐな河道部分であり、河床材料粒径分布はP.6地点とほぼ同じである。ただし、河道中央部では固結したシルト性の材料となっており、現河道の河岸を構成しているような土質である。

2.4 河床材料のふるい分け特性

2.4.1 粒径の平面分布特性

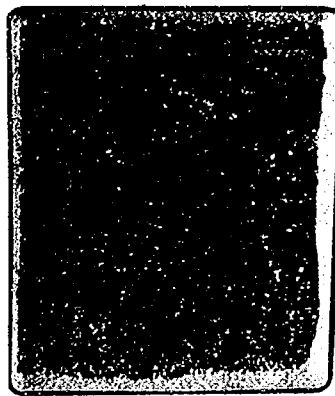
図-2・3と図-2・4に、河床材料調査結果より得られた河床材料粒径 d_{60} , d_{90} それぞれの縦断変化特性を示す。図には、左岸、中央、右岸の粒径が一緒に示されており、主流部の位置(本研究では、主流部の位置を横断面内の水深が最も大きい場所として定義する)の粒径は黒い記号で示されている。また、河道平面形から河道を湾曲部と直線部に分け、湾曲部については河床材料粒径を湾曲外岸部、河道中央部および湾曲内岸部の3種に分類した。図より、粒径が縦断的にも横断的にも大きく変化していること、ほとんどの調査地点において主流部の粒径がそれ以外の粒径よりも大きいことが分かる。図-2・5は、各調査地点における横断方向の粒径変化について、主流部の粒径と非主流部の粒径との関係を示したものである。この図から、主流部の粒径と非主流部の粒径との比が2倍程度の地点が多く、場所によってはこの比が10倍以上の差していることが分かる。以上から、瀬沼川の河床材料においては、顕著なふるい分けが生じていることが明らかとなっ

右 岸

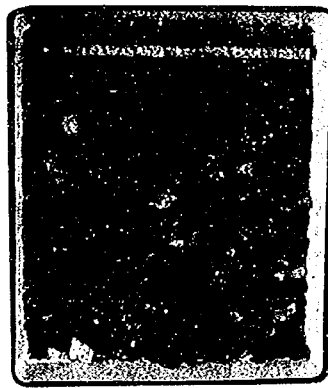
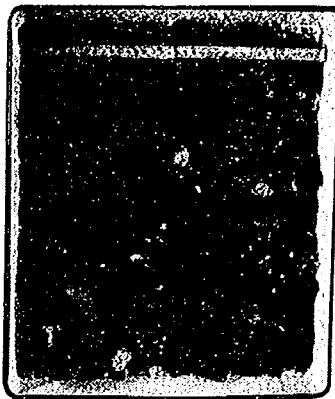
中 央

左 岸

No.20



No.19



No.18

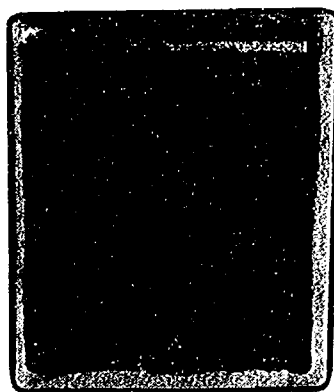


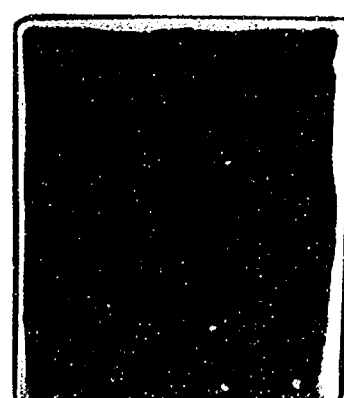
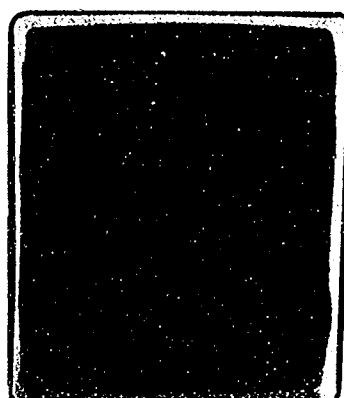
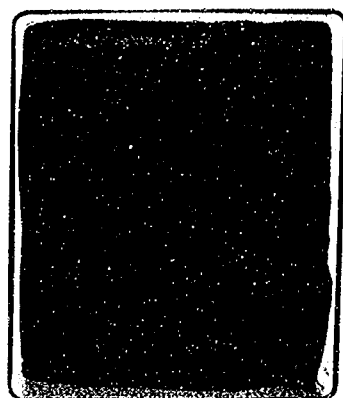
写真-2・1(1) 採取した河床材料

右岸

中央

左岸

No.17



No.16



No.14

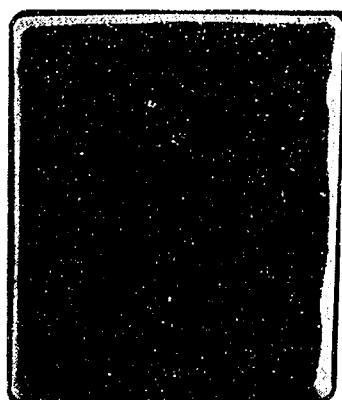


写真-2・1(2) 採取した河床材料

右 岸

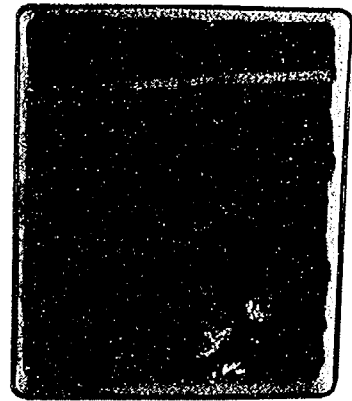
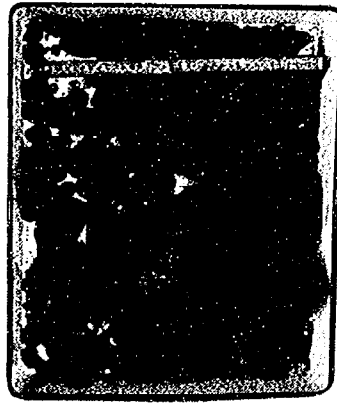
中 央

左 岸

No.13



No.12



No.11

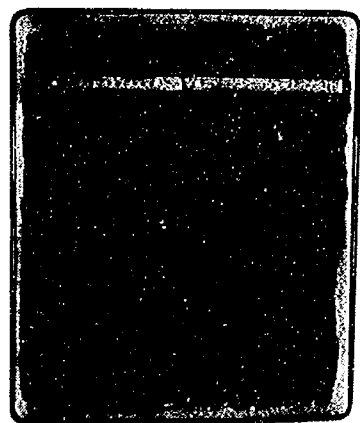
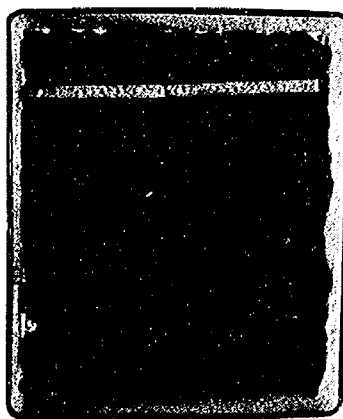


写真-2・1(3) 採取した河床材料

右 岸

中 央

左 岸

(達股省)

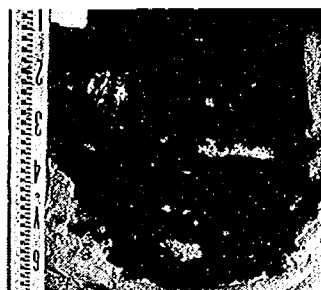
28.5km



28.4km



28.3km



28.2km

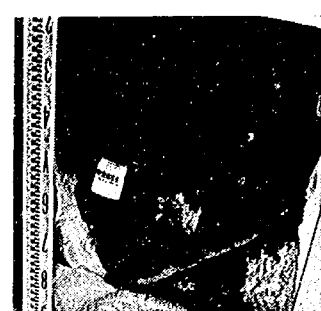
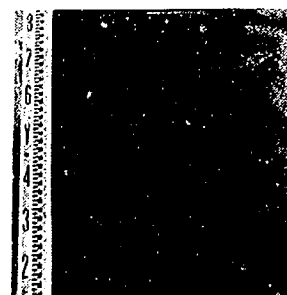


写真-2・1(4) 採取した河床材料

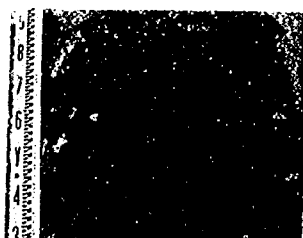
右 岸

中 央

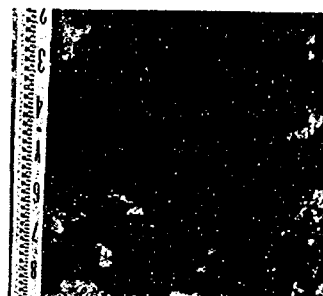
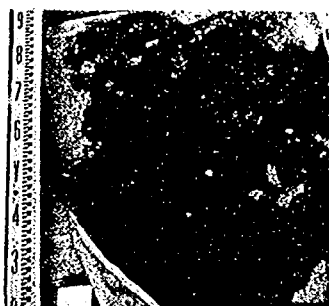
左 岸

(建設省)

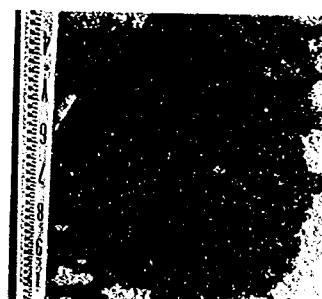
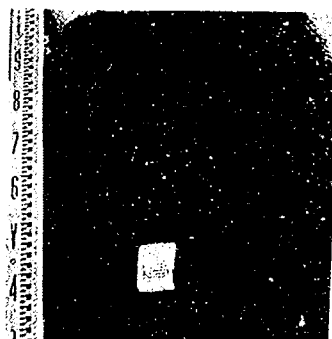
28.1km



28.0km



27.9km



27.82km



写真-2・1(5) 採取した河床材料

右 岸

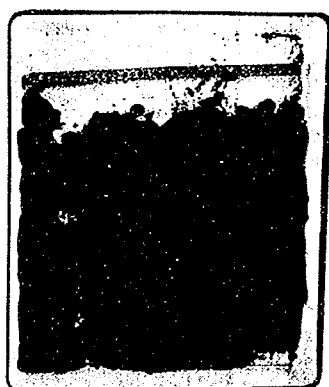
中 央

左 岸

No. 9



No. 8



No. 7



写真-2・1(6) 採取した河床材料

右 岸

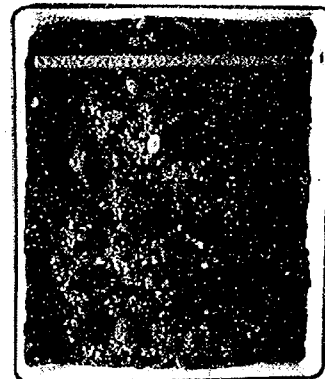
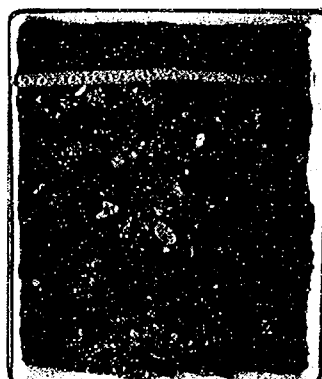
中 央

左 岸

No. 6



No. 5



No. 4

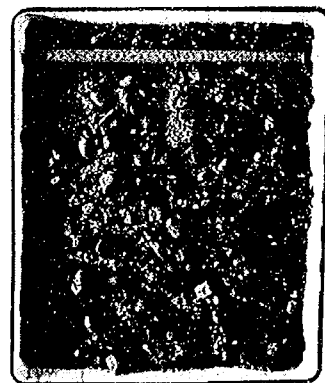
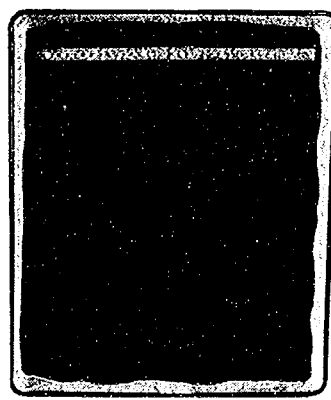
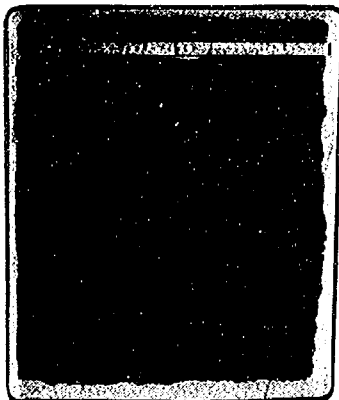
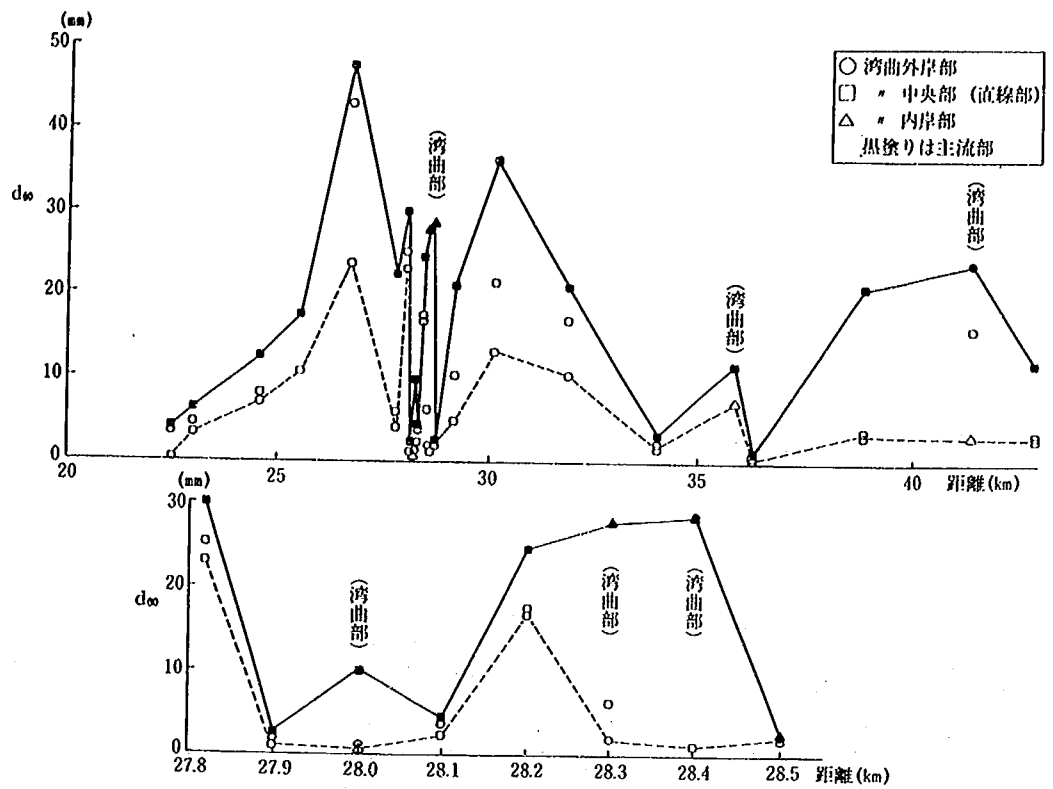
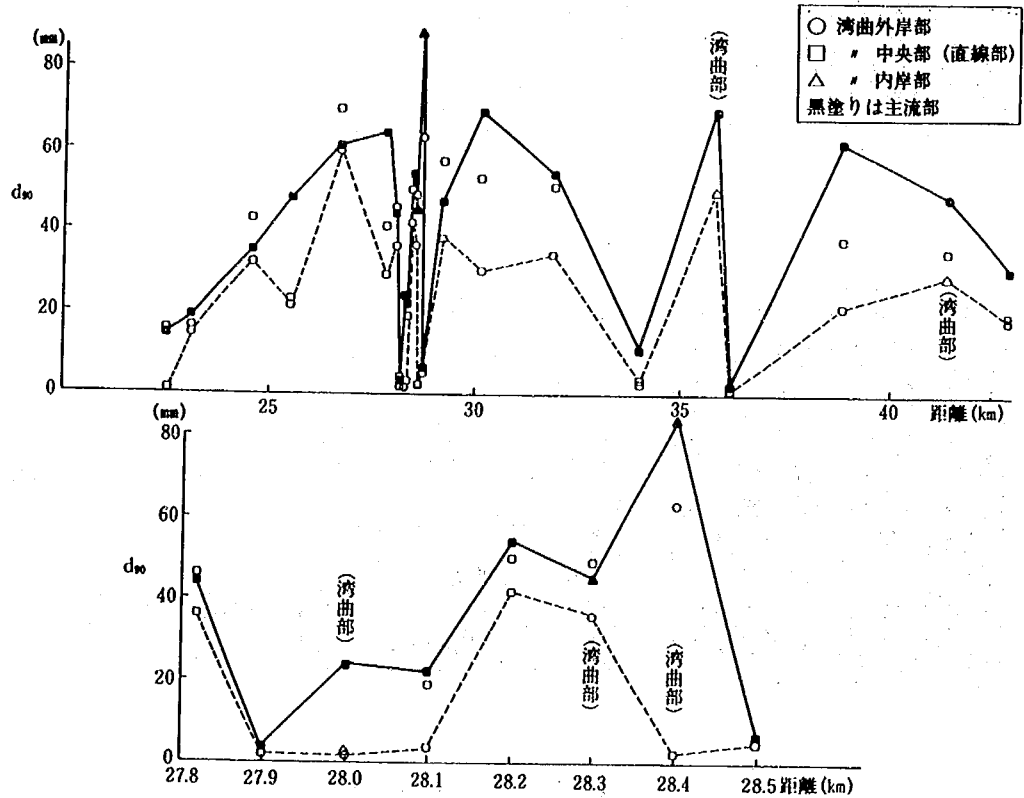


写真-2・1(7) 採取した河床材料

図-2・3 平面形状と河床材料粒径 (d_{60})図-2・4 平面形状と河床材料粒径 (d_{90})

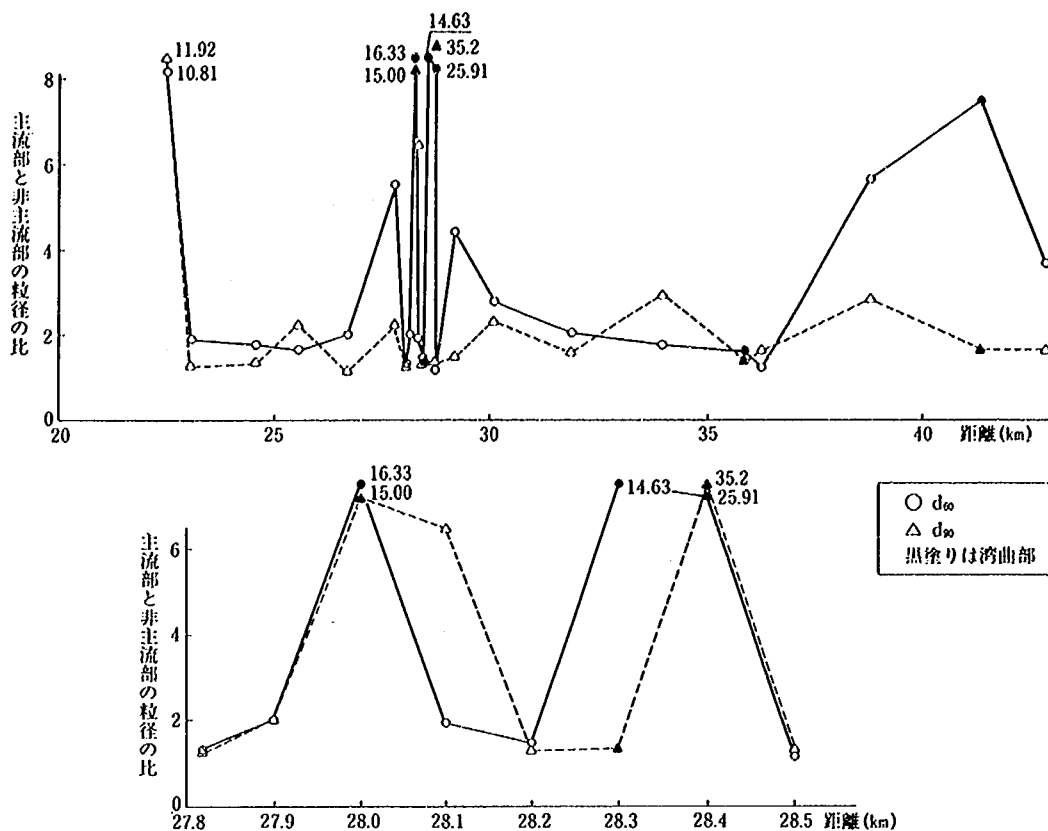


図-2.5 主流部と非主流部の粒径の比

た。この原因については、濁沼川の河道特性から次のように説明することができる。濁沼川の低水路は川幅水深比が小さいという特徴を持っているため、法線の湾曲や川幅の変化による掃流力の場所的变化が大きい。低水路河床の縦横断面形は、このような掃流力の平面分布に応じて決り、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。濁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が場所的に大きく変化すると考えられる。

次に、ふるい分けを生じさせる原因を水理的な観点から考察する。まず、横断的なふるい分けが生じる最も大きな原因は、河道の湾曲であると考えられる。一般に、湾曲部では、二次流の発生や流れの集中等により、断面内の流速は湾曲外岸側が速く、湾曲内岸側では反対に遅くなる。このため流速が大きくなる湾曲外岸側では、小粒径の河床材料が掃流され粒径の大きいものが残る。反対に湾曲内岸側は、掃流力が小さいことにより、河床材料粒径も小さいもの残り、横断方向に粒径のふるい分けが生じて変化する。これに対し、

直線部においては断面内の流速がかなり一様となることにより、横断方向の粒径変化は河道湾曲部より小さいものと考えられる。このことは、図-2.5において、湾曲部に位置する41.5km付近と28.3~4km付近および28.0km付近の主流部と非主流部の粒径の比が他の地点に比較して著しく大きいことから裏付けられる。なお、図-2.3、図-2.4においては、これらの湾曲部における外岸の粒径が内岸および中央に比較して必ずしも大きな粒径を持っていない。これは、河床材料調査地点が湾曲部の最大曲率地点より上流もしくは下流側に多少ずれているため、河道湾曲による横断方向の顕著なふるい分け作用の影響を受けているものの、主流部が外岸側からずれている場合があるためと考えられる。湾曲部の横断的なふるい分けの特性については、2.6節において、河床材料の平面分布を細かく調べることができる大型模型実験に基づき詳細に検討を行なっている。一方、縦断的なふるい分けの主な原因は、縦断的な河積の変化に起因する掃流力の縦断変化であると推定される。そこで、次項において、この点について詳細な検討を行なう。

2.4.2 河道特性と縦断的なふり分けとの関係

(1) 河道特性に関する設定条件

濁沼川河道は前述したように開析谷と呼ばれ、河岸はシルト質の堆積土によって形成されている。したがって、低水路の河道特性(幅、深さ)により河床材料粒径が支配されるものと考えられる。よって、ここではこれらの関連性について検討を行った。

濁沼川は低水路幅が堤間幅に比して極端に狭い典型的な複断面河道である。そこで河道特性については低水路部を対象として、低水路満杯流量時の水理諸量および断面特性の関係を求めることとした。しかし、現況河道における低水路法肩は、図-2・2にも示したように縦断的な高低差が大きく、また左右岸についても高低差があり、横断図から直ちに低水路部の河積等を求めるのは問題がある。そのため、ここでは平均低水路法肩(縦断的に滑らかな低水路満杯流量程度に対する水位)を以下のように設定し、それを基に河道特性について検討した。

左右岸平均低水路法肩を平滑にするようにし、かつ現況河床勾配をも留意して、図-2・2に示すような平均低水路法肩を設定した。さらに、その平均低水路法肩の妥当性を確認するため、今回の調査対象区間において流量観測結果等が得られている観測サイト付近の水理量を基に、不等流計算を行い、その計算水位と平均低水路法肩との整合性を検討した。不等流計算に関する諸条件は次のように設定した。

観測サイト上下流の28.05(27.82)km~28.73(28.5)km間は、8月洪水における水位、流量観測結果があり、低水路満杯流量については $Q=80\text{m}^3/\text{s}$ がほぼ妥当であると考えられる。そこで、観測サイト付近を含み、流量変化がないと考えられる区間、つまり支川合流がない区間の枝折川合流点付近(27.0km)~桜川合流点付近(30.8km)間において不等流計算を実施した。この区間における低水路粗度係数は、第II編第2章において観測サイト上下流の28.05(27.82)km~28.73(28.5)km間について検討されており、 $n=0.045$ ($Q=88\text{m}^3/\text{s}$ 、樹木群を死水域とした場合)がほぼ妥当であるという結果が得られている。これより、ここでは観測サイト付近の粗度係数 $n=0.045$ を調査対象区間において代表させることとした。下流端水位(27.0km地点水位)については、設定した平均低水路法肩の妥当性を検討するという事から、27.0km地点における平均低水路法肩(T.P.7.78m)とした。

以上の不等流計算に関する設定条件をまとめると次のようである。

- ・計算区間 枝折川合流点付近(27.0km)~桜川合流点付近(30.8km)
- ・下流端水位 27.0km地点における平均低水路法肩(T.P.7.78m)
- ・低水路満杯流量 $Q=80\text{m}^3/\text{s}$
- ・低水路粗度係数 $n=0.045$

不等流計算結果を図-2・2に示したが、不等流計算による平均流速は $0.6\text{m/s}\sim 1.4\text{m/s}$ であり、また、8月洪水時の流量観測による低水路満杯程度の表面流速は $0.8\text{m/s}\sim 1.7\text{m/s}$ である事から、不等流計算に関する設定条件はほぼ妥当なものであり、不等流計算結果も信頼できるものと考えられる。この結果より、設定した平均低水路法肩と計算水位との差は、最大25cm程度であり両者はほぼ同程度である事から、今回設定した平均低水路法肩は妥当なものと思われる。

以上の結果より、低水路部の河積は、この平均低水路法肩以下の河積とし、低水路幅は平均低水路法肩における水面幅とし、その断面特性を求めることとした。

(2) 河道特性と河床材料粒径について

河床材料粒径と河道特性の関係として、図-2・6に主

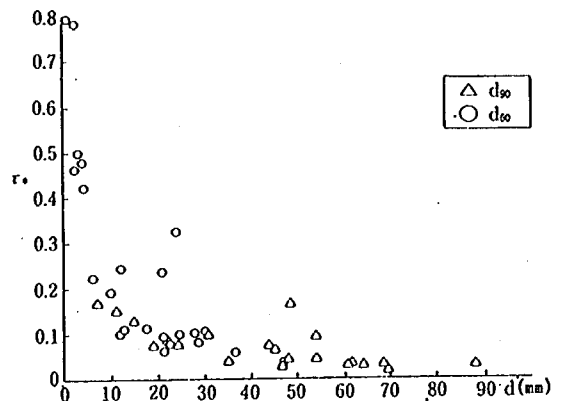


図-2・6 主流部の河床材料と低水路満杯時の r_*

流部の粒径 d と無次元掃流力 r_* の関係、図-2・7に河床材料調査全区間についての粒径 d と低水路幅、低水路部の河積および掃流力 r_* との関係を示し、図-2・8には観測区間についての粒径 d と低水路幅、低水路部の河積および掃流力 r_* との関係を示した。なお、低水路部の河積および低水路幅は(1)で検討した設定条件に基づいて求めたが、観測サイト下流部の28.05(27.82)km~28.73(28.5)km間を除く36.0kmより上下流の河床材料粒径調査位置は、横断測量位置と異なり、正確な横断測量成果がないため、河床材料粒径調査位置を狭む上下流断面の値を用いて、内挿により河床材料粒径調査位置に対する低水路幅、低水路部の河積を求めた。

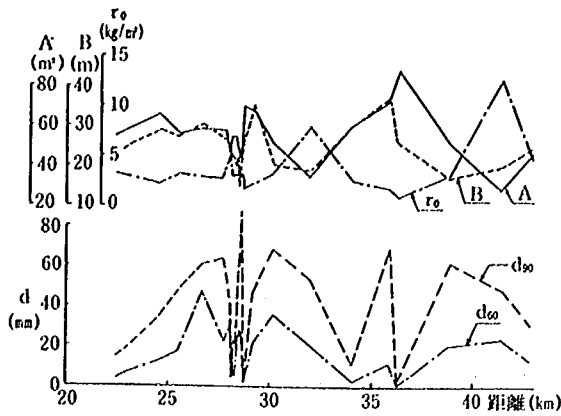


図-2.7 主流部の河床粒径と河道特性の関係

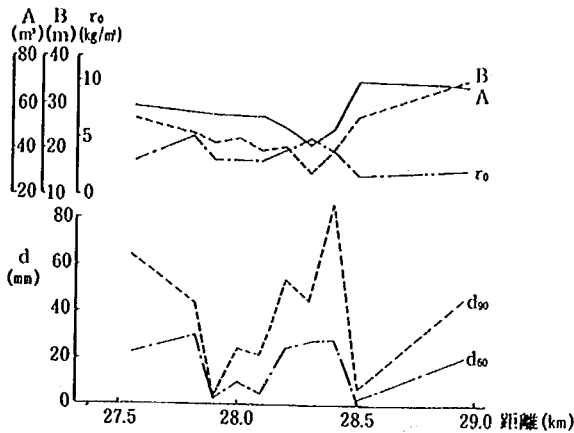


図-2.8 主流部の河床粒径と河道特性の関係

無次元掃流力 r_* , 掃流力 r_0 は低水路満杯流量を $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, 低水路粗度係数を $n = 0.045$ として次式により算出した。

$$r_* = \frac{u_*^2}{sgd} = \frac{RI_e}{sd}$$

$$r_0 = \rho g RI_e$$

$$I_e = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}}$$

ここで R : 径深 ($= A/B$, A : 低水路部の河積, B : 低水路幅)

d : 河床材料粒径

s : 水中比重 ($= (\sigma/\rho - 1) = 1.65$)

ρ : 水の密度

g : 重力の加速度 ($= 9.8 \text{ m/s}^2$)

I_e : エネルギー勾配

n : マニングの粗度係数 ($= 0.045$)

v : 平均流速 ($= Q/A$, Q : 低水路満杯流量 $80 \text{ m}^3/\text{s}$)

図-2.6は、河床材料調査地点断面の主流部における d_{60} 粒径および d_{90} 粒径とその地点の低水路満杯流量時

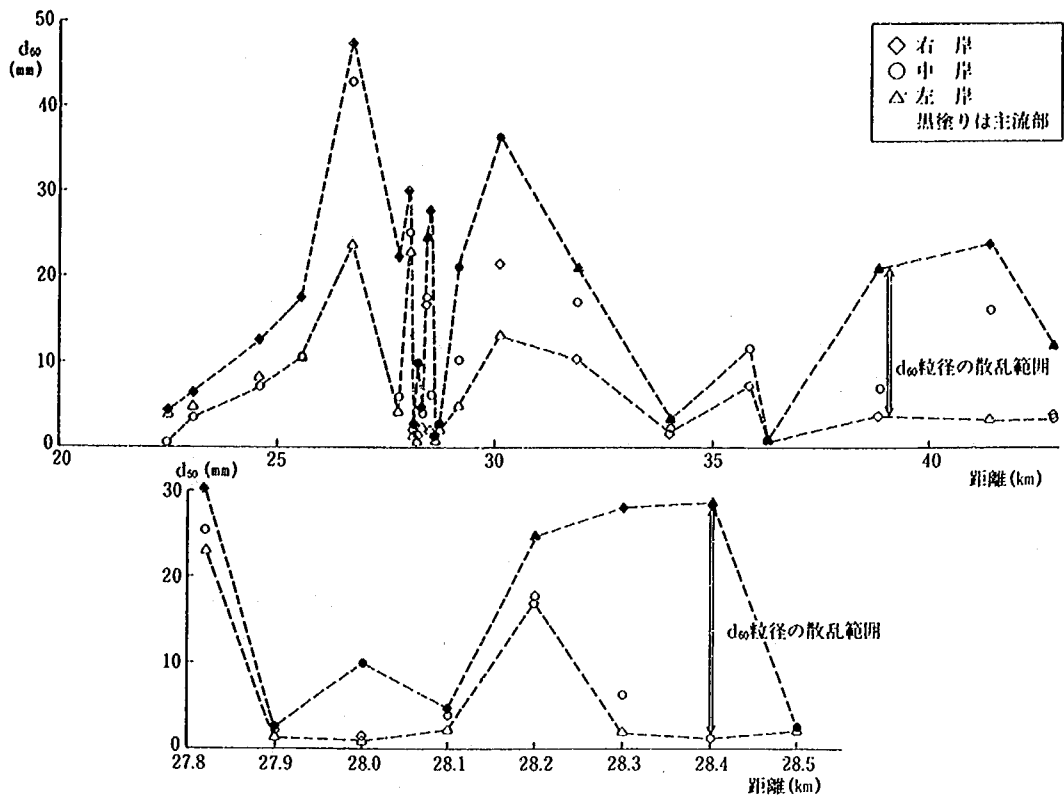
における無次元掃流力 r_* との関係である。これによると d_{60} 粒径についての r_* は、ほとんどが限界掃流力である 0.06 程度以上となっており、低水路満杯流量時において d_{60} 粒径のほとんどが移動することが分かる。一方、 d_{90} 粒径の限界掃流力は、エギアザロフの式によれば 0.03 程度であり、図-2.6から、かなり多くの箇所で d_{90} の r_* が限界掃流力付近の値を持っていることが分かる。このことは、低水路満杯流量時において、 d_{90} 粒径のかなりの部分が移動しないことを示している。

次に図-2.7より、河道特性と河床材料粒径の関係をみると次のようである。まず、低水路部の河積との関係は、全体的に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いことが認められる。さらに掃流力 r_0 と粒径との関係は、 r_0 の大きい箇所において粒径が大きく、 r_0 の小さい箇所では粒径も小さく、特に d_{60} 粒径の方が r_0 との相関が強い傾向を示している。これは、河床材料粒径が河道特性と大きな係わりを有しているという事であり、低水路の河岸材料が河床材料に比較して著しく細かく、かつ粘着性が高いため、河床に比して河岸の耐侵食性が大きいことと強く関係している。すなわち、低水路部の河積が小さい箇所では河岸の耐侵食性が大きいこと、側方侵食されずに結果として小さい粒径の河床材料が掃流され河床材料粒径の大きなもの残り、逆に低水路部の河積の大きい箇所では小さい粒径の河床材料となっている。また、掃流力 r_0 に対して d_{60} 粒径の方が d_{90} 粒径より強い傾向を示すのは、図-2.6に示したように、低水路満杯流量時では d_{60} 粒径の殆どが移動する領域であるのに対し、 d_{90} 粒径は約半数程度しか移動する領域に属さないためと考えられる。このことは、先に検討した河道の平面形状と河床材料粒径との関係において、 d_{60} 粒径が移動する程度の流量規模の方が d_{90} 粒径が移動するような大流量規模より低水路法線形状等の影響を反映していることも一致している。

このように、 d_{60} 粒径と低水路部の河積、掃流力 r_0 とは、ほぼ一意的な関係にあることが分かる。

図-2.8は、観測区間付近について粒径と河道特性の関係をみたものである。この区間でも、低水路部の河積及び掃流力 r_0 と粒径との関係は、上述した様な傾向を示し、やはり d_{60} 粒径の方がより強い相関を示している。

一方、図-2.9は、河道左右岸及び中央における d_{60} 粒径の縦断変化を調査全区間及び観測区間について示したものである。図中で黒く塗ってある部分は主流部である。これによると主流部の d_{60} 粒径が小さい箇所では

図-2.9 d_{60} 粒径の縦断変化

は河道内での横断的な粒径変化は小さく、主流部の d_{60} 粒径が大きい箇所では河道内での横断的な粒径変化が大きい。この原因としては、1) 粒径変化の大きい所は河道湾曲部にあたっており、湾曲による河床材料のふるい分け作用が働いた、2) 上述したように、主流部の d_{60} 粒径が大きい箇所では掃流力が大きいため、ふるい分けにつながる断面内での掃流力分布の偏差が大きくなりやすい、の2つが考えられる。

2.5 河床材料厚さについて

渦沼川による洪水流観測区間の河床変動を把握するため、低水路内の河床材料厚さについて調査した。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、および検土丈によって砂利層の厚さを調べた。調査断面は、28.63(28.4)km, 28.43(28.2)km, 28.33(28.1)km, 28.31(28.08)km, 28.29(28.06), 28.13(27.9)km の6断面である。

なお、砂利層の厚さが1.0m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る。しかし、検土丈は長さが1.0mであったため、それ以上の深さの場合はハンドオーガーを用いた。ただし、ハンドオー

ガーによる調査は、砂利層が締め固まっているため、掘削および採取が非常に困難であった。これらの河床材料厚さの調査結果を図-2.10に示し、その概要を以下に述べる。

(1) 28.63(28.4)km 地点

この断面は、砂利層の厚さがほぼ一定であり、その厚さは約60~70cmとなっている。砂利層の下は粘土およびシルト層となっており、その標高は約T.P. 5.3~5.4mである。

(2) 28.43(28.2)km 地点

この地点は、低水路中央部で砂利層の厚さ約80cmであり、その左右岸側では1.0m以上となっている。粘土およびシルト層は約T.P. 5.0m付近から下に存在する。

(3) 28.33(28.1)km 地点

観測サイト地点は、右岸側の約5.0m範囲で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1.0m~1.2mとなっている。粘土層の標高は右岸側約T.P. 5.8m、中央部付近より左岸側が約T.P. 4.9mである。

(4) 28.31(28.08)km および28.09(28.06)km 地点

この地点は浮子による流量観測の第1および第2見

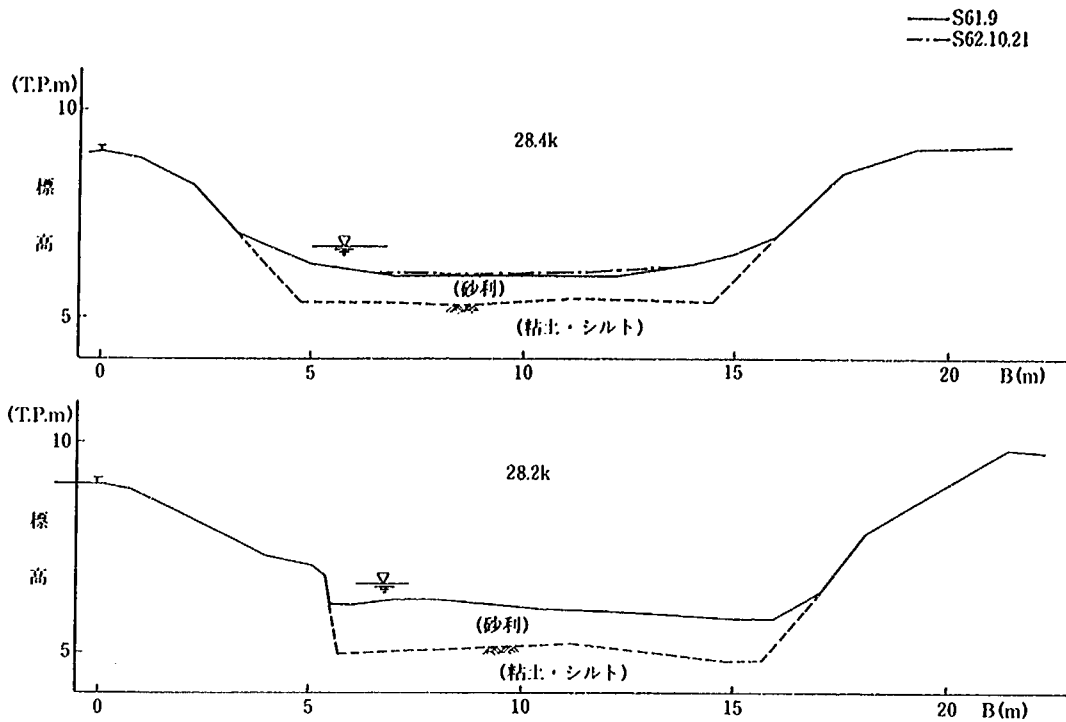


図-2・10(1) 河床材料厚さの調査結果

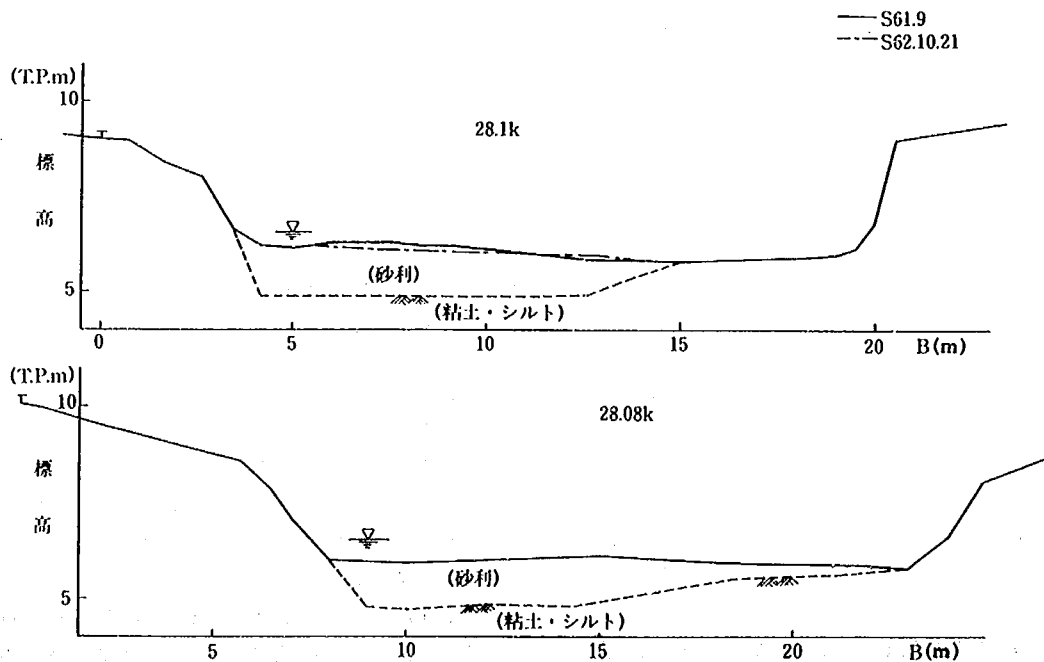


図-2・10(2) 河床材料厚さの調査結果

通し断面であり、28.33(28.1)kmと同様に右岸側は粘土層が非常に浅い位置にある。右岸側の約5.0m範囲は約T.P.5.7~5.8m、低水路中央部付近から左岸側で

約T.P.4.8mより下が粘土層であり、砂利層の厚さは右岸側で約20cm~40cm、左岸側で1.0m~1.2mである。

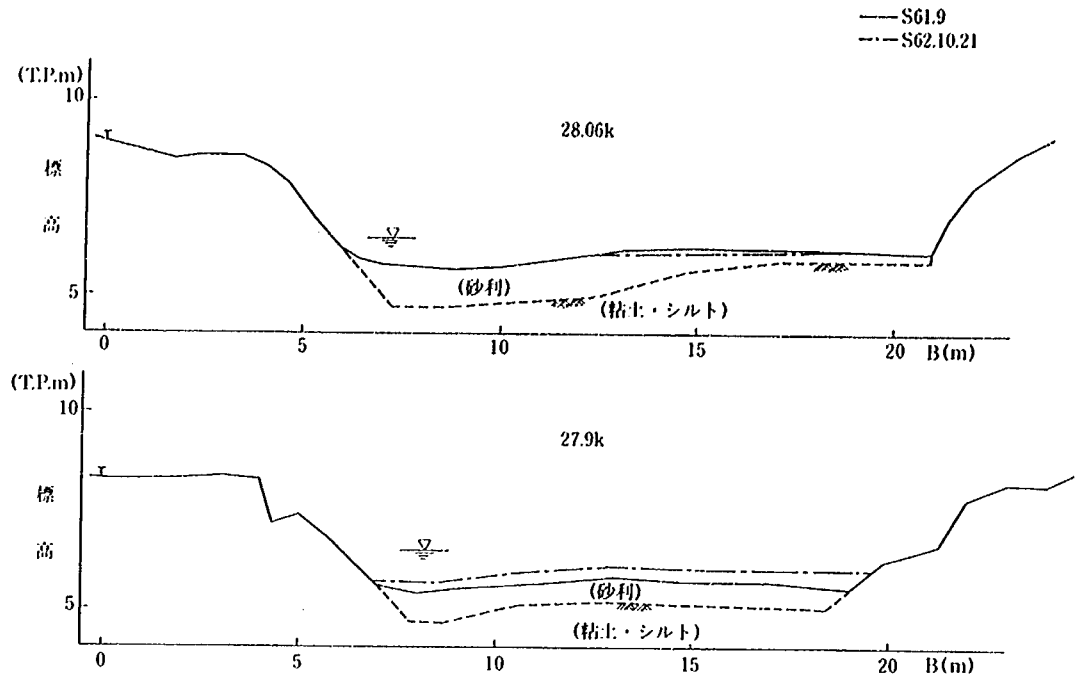


図-2・10(3) 河床材料厚さの調査結果

(5) 28.13(27.9)km 地点

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

(6) その他

観測サイトの上流側の28.37(28.14)km 地点付近までは右岸側の浅い位置に粘土層があり、洪水時には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、瀬沼川洪水流観測区間の28.43(28.2)km 地点付近より下流では約 T.P.5.0~4.8m 以下に粘土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28.31(28.08)km ~28.37(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.5.8m 付近に存在する。上流の28.63(28.4)km 地点付近では、粘土層の位置が28.43(28.2)km 地点の下流側より若干高くなり、約 T.P.5.3~5.4m に存在している。

2・6 大型模型実験によるふり分け現象の把握

2.6.1 概要

瀬沼川低水路について、縮尺の異なる2種類の模型(1/15, 1/20)を用いて移動床実験を行った。得られた結果を詳細な現地観測の結果と比較することにより、

河床材料のふり分け、流水抵抗、河床変動に関して、実験による現地の再現性を調べ、また、再現性に与える模型縮尺の効果を調べた。

2.6.2 実験方法

縮尺1/20, 1/15の模型両方について、第II編3章2節に示した方法により実験を行った。なお、第II編3章2節で述べたように、本模型実験では、模型においてリップルが生じるような小さな粒径の河床材料を除いているので、流れ、流砂両方の現象について、フルードの相似則を適用することができる。

2.6.3 模型実験と現地観測結果との比較

(1) 河床変動

図-2・11に平均河床高の縦断変化を示す。これらの図より、縮尺1/20については、模型における通水後の河床高が現地の8月洪水後の河床高とよく一致しており、河床変動特性について現地と模型に大きな差がないことが分かる。

縮尺1/15についても、28.2~28.3km 地点を除けば、現地の河床高を概ね再現している。28.2~28.3km 地点の模型河床高が現地より大きくなっているのは、28.3~28.4km 地点にある湾曲部の深掘れが模型において現地より大きくなり、洗掘された河床材料がその下流に堆積したためである。このことから、縮尺1/15の模型の方がやや河床変動が活発であったと推定さ

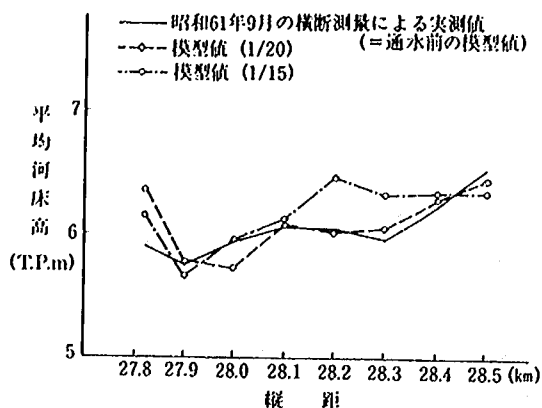


図-2・11 通水後の平均河床高縦断面図

れる。

(2) 抵抗特性

図-2・12に、代表的な2つの流量に対応する水位縦断面変化を模型と現地について示す。現地の水位データは8月洪水増水期のものである。模型についても流量増加時のデータが示されている。図より、縮尺1/15の模型水位が縮尺1/20の模型水位より小さいものの、その差は小さく、両方とも観測値をよく再現しているといえる。

(3) 河床材料のふるい分け

図-2・13の実線は、現地の主流部の60%粒径 d_{60} の縦

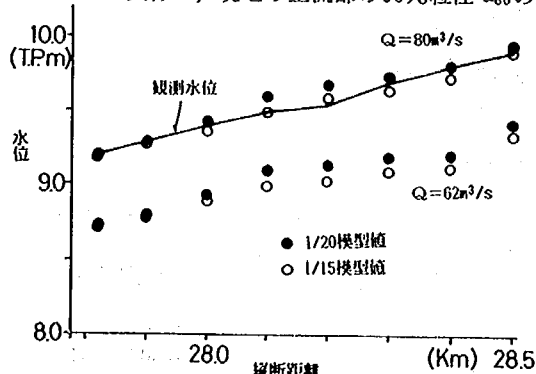
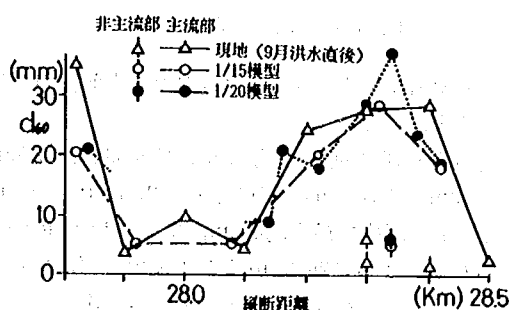


図-2・12 水位縦断面図


 図-2・13 d_{60} の縦断面変化

断変化であり、図-2・14は、不等流計算により求めた低水路満杯時の掃流力 τ の縦断変化である。図より、 d_{60} が縦断的に大きく変化していること、 τ の増減が d_{60} の増減と密接な関係を持っていることが分かる。図-2・13の破線と点線は、それぞれ1/15、1/20模型の通水後の主流部における d_{60} の縦断変化を示したものである。両方とも現地の d_{60} の変化傾向をよく再現している。図-2・13には、河道湾曲により横断的に大きなふるい分けが生じている28.3~23.4km付近の区間について、主流部以外の河床材料 d_{60} もプロットされている。図から、模型においても、現地と同様、主流部以外の位置においては細かな粒径集団が河床を占めていることが分かる。写真-2・2は、この湾曲部の通水後の河床の状況と代表地点の粒径を示したものである。この写真から、湾曲部最大曲率点の直下流において、内岸に小さな粒径が、外岸に大きな粒径がふるい分けられていることが分かる。このことは、湾曲が横断的な河床材料のふるい分けを起こすことを裏付けている。

以上から、ふるい分け作用による現地の縦断的横断的な粒度分布の違いが両方の縮尺の模型においてよく再現されること、河道湾曲が横断的な河床材料のふるい分けに大きな役割を果たしていることが明らかとなった。

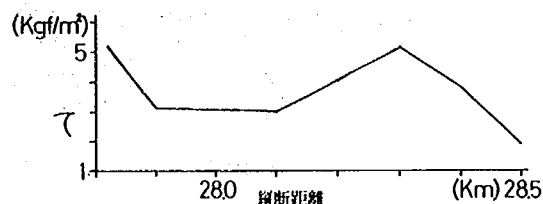


図-2・14 低水路満杯時の掃流力の縦断変化

第3章 河岸侵食と河床変動⁶⁾

観測区間の河床縦・横断測量は、8月洪水、9月洪水をはさんで実施した(7月、9月)。また、この他に9月洪水時と平水時においては、河床波形状等の測定、および洪水後に高水敷の堆積物と洗掘調査も実施した。これより、瀬沼川における河床変動状況について以下に検討を行った。

3.1 縦断形状

洪水前・後の最深河床高及び平水時以下の平均河床

a) 縮尺1/15



写真-2・2(1) 28.3~28.4km地点にある湾曲部の通水後の河床の状況

b) 縮尺1/20

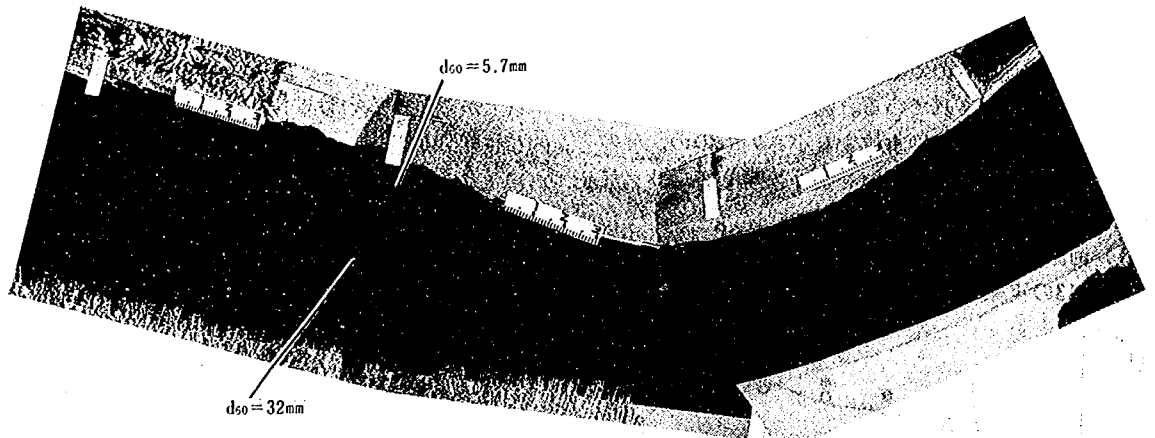


写真-2・2(2) 28.3~28.4km地点にある湾曲部の通水後の河床の状況

高の縦断変化を図-3・1及び、深掘れ深（平均河床—最深河床）の縦断変化を図-3・2に示した。さらに、図-3・

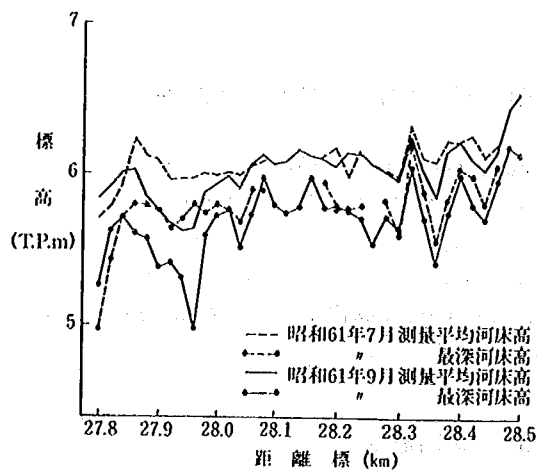


図-3・1 最深河床高、平均河床高縦断図

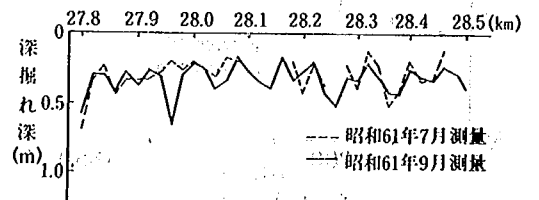


図-3・2 深掘れ深縦断図

3には渦沼川河道平面図に低水路内の洪水前後の横断形の変化を示した。

図-3・1より洪水前後の河床高の変化は、27.80km~27.84kmで約10cm程度の堆積、27.86km~28.02kmでは平均河床で最大約40cm、平均で20cmの洗掘が見られる。さらに28.3kmより上流でも平均で約10cmの洗掘となっており、全区間で見ると洗掘傾向である。また、最深河床高も平均河床高と同様の変動と

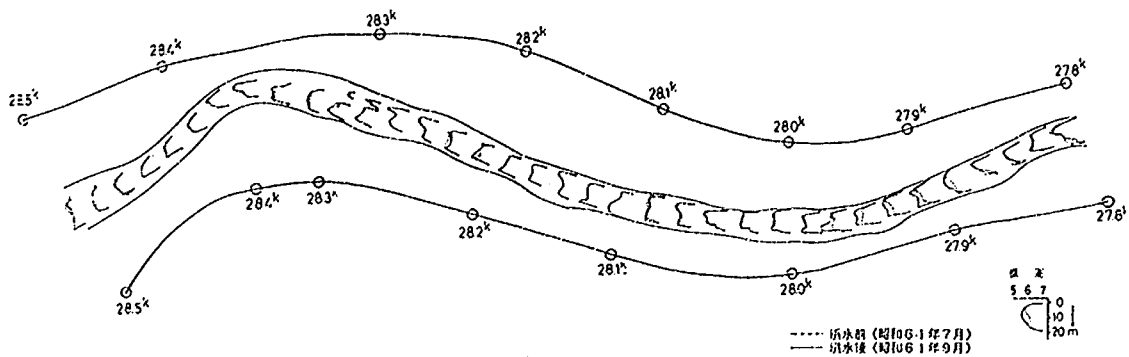


図-3.3 湖沼川平面図

なっている。ここで、27.86km～28.02km 区間で特に洗掘が大きいのは、航空写真より得られた等流速線図（図-3.4）に見られる様に、この区間の高水敷上に桑畑や林および竹林があるため、低水路に流れが集中し流速が速くなり、洗掘が大きくなったものと思われる。また、この洗掘土砂によって、その下流の27.80km～27.84km 間では堆積傾向となっている。洪水前後の平均河床勾配はそれぞれ1/2025、1/1536であり、下流側の大きな洗掘により洪水後の河床勾配がやや急になっている。

一方、図-3.2から深掘れの状況を見ると、洪水前では、27.80km を除き区間内での平均河床高と最深河床高の差の縦断的な変化は小さかったが、それが洪水後には増大しており、とくに27.96km 右岸には大きな深掘れが見られた。局所的な深掘れの進行が見られた27.96km 付近は、左右岸高水敷とも桑畑や篠竹が密集しており、このため流れが低水路に集中し、かつ図-3.3の平面形状から分かるように、若干湾曲しているため右岸側に洗掘が生じたものと考えられる。

3.2 横断形状

2 洪水をはさむ河道横断形の変化は、先の図-3.3に示したように、28.28km より上流の洪水後の河床形状が全体に若干低下し、洗掘傾向となっているのが分かる。中には、28.36km、28.38km 左岸の水衝部が低下している断面もある。この断面は、湾曲部に位置している。また、28.28km では、主流部となる右岸が洗掘され、左岸側では堆積が生じ、左岸側にある中州状のものが侵食を受けている。さらに、湾曲部である28.38km～28.32km では外岸側の河岸に侵食が若干生じた形跡が見られる。

28.22km では全体に堆積傾向となり、その下流の

28.20km では洪水前、低水路中央にあった砂堆らしきものが洪水により消滅している。

27.86km～28.1km 区間では殆んどの断面で、河床低下の傾向となっており、中でも27.96km 右岸では最深河床高が80cm も低下している。この28.0km 付近は主流部が左岸から右岸へ変わる地点となっている。なお28.02km、28.04km の左岸、27.98km 右岸では側方侵食によって河岸が削られた形跡が見られる。また、27.90km 左岸側の河岸沿いに堆積状態となっている部分が見られた。しかし、これは洪水観測を行っている最中の減水期に27.9km 左岸の量水標がかん没した事及び洪水後の現地調査より、堆積した部分の土質と付近の低水路肩の土質と同様のものである事から判断して、この部分は堆積したものではなく、河岸の法尻が洗掘され、河岸法尻が崩壊したためであることが分かった。この河岸の洗掘を裏づけるものとして、等流速線図（第I編図-5.1）を見ると、流速の速い部分が、28.02km より左へ湾曲し、27.9km 左岸へ向っており、27.9km 付近が水衝部となっているのが分かる。この影響により、27.92km、27.94km 左岸でも低水路左岸の側岸の侵食が見られる。

27.80km～27.84km の区間は、全体に堆積傾向となっており、その堆積厚は右岸で約40cm である。この区間の上・下流は、高水敷に植生が密集しており、この影響によって低水路への流れの集中が起こり、流速が速くなっている。しかし、堆積している区間では右岸の高水敷が草地であり、上・下流に比して植生の影響が少なくなり、かつ河積が広くなることにより流速が軽減して堆積したものと考えられる。

3.3 流路変動

図-3.4は平均河床より低い部分を平面的に連ねたも

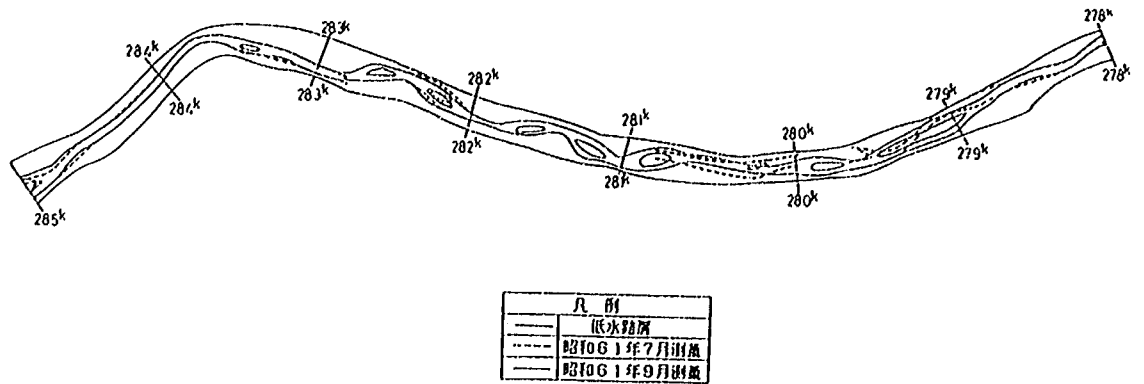


図-3・4 流路平面図

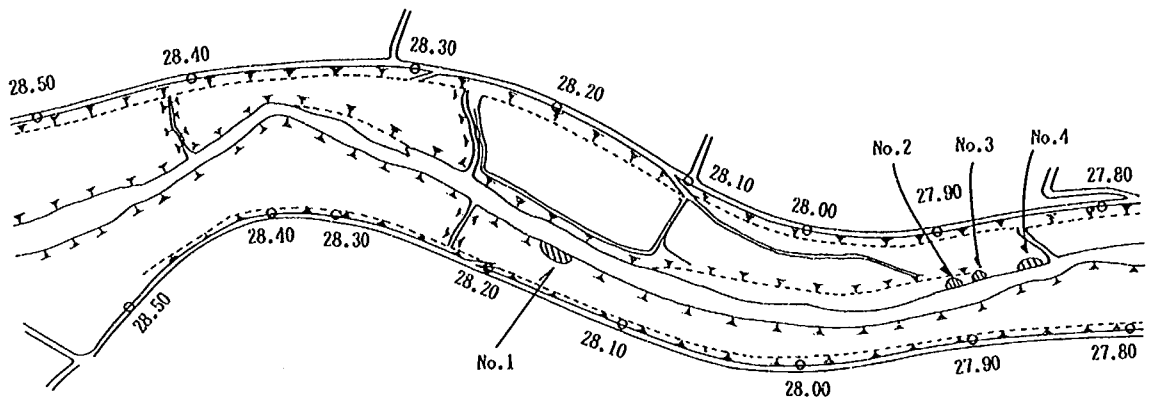


図-3・5 河岸侵食発生箇所

ので主流部の変動を示したものである。これによると、28.2kmより上流では洪水前後で流路の変動は少なく、28.1km～28.3km付近の蛇行波長は約100mと川幅の約4倍となっている。しかし、28.1kmより下流では流路の変動が見られる。すなわち、洪水前では低水路内において蛇行が見られるが、洪水後は低水路内での蛇行は消滅している。上流で流路の変動が少ない理由としては、低水路が28.36kmで右に大きく湾曲しており、この湾曲が流路の蛇行を支配しているためと思われる。また、洪水後の蛇行波長が、28.1kmを境にして上下流で異なっているが、これは28.1km下流では、前述したように高水敷の植生による影響が大きく、低水路に流れが集中する。一方、28.1kmから上流では、高水敷が水田であり、この高水敷でかなりの流量が受け持たれ、低水路を流れる流量は、下流に比較して少ないと思われる。このことより、同じ洪水でも代表流量が下流側で大きいと考えられ、下流側の方が蛇行波長が長いと推定される。

3.4 河岸植生の河岸侵食軽減効果

本研究で対象にしている2つの洪水によって、本観測区間の4ヵ所で明確な河岸侵食が生じた。図-3・5に侵食発生箇所の平面位置を示す。図上では、それぞれの侵食箇所にNo.1～4までの番号を付けた。写真-3・1～4には、侵食の状況を示す。各侵食箇所の状況は以下のようなものである。

侵食箇所No.1の河岸では、比較的植生が少なく側岸の土がかなり露出している。侵食の発生は河岸の上部が中心であり、比較的深く側方へ進んだガリ状の侵食形態を持っている。図-3・4から分かるように、侵食箇所では、主流路が侵食発生側の側岸に近寄っており、弱い水衝部であったことが分かる。

侵食箇所No.2の河岸では、河岸植生がその上下流に比べて少なくなっている。侵食は、河岸沿いの高水敷のある幅が低水路河床の方向へ滑った形態を持っている。この付近の主流路も侵食が発生した河岸に接近している。

侵食箇所No.3の侵食もNo.2と同じ侵食形態を持つ。ただし、侵食箇所もその上下流と同じように密な河岸植生に覆われており、侵食によって、河岸植生が



写真-3・1 侵食発生箇所No.1の状況



写真-3・2 侵食発生箇所No.2の状況



写真-3・3 侵食発生箇所のNo.3の状況

あったと考えられる。4ヵ所のうち、No.2～4では、侵食形態が側岸の滑りとなっている。このことから、図-3・6に示すように、河岸近くの河床洗掘が側岸の土質力学的不安定を招き、このことが滑りを伴う侵食を引起したものと考えられる。図-3・7のNo.2地点の横断図が示すように、侵食箇所の河岸近くの河床が洗掘を受けていることもこの考えを裏付けている。一方、No.1での侵食については、側岸の滑りを伴っておらず側岸の土の露出度が高いことから推定して、高流速

側岸の土と一緒に低水路河床方向に滑っている。この付近の主流路も侵食が発生した河岸に接近している。

侵食箇所 No.4 の河岸では、比較的植生が少ない。河岸上部には明瞭な段差があり、河岸がある幅で低水路河床方向へ滑ったことがよく分かる。この付近の主流路も侵食が発生した河岸に接近している。

以上に示した侵食状況から側岸侵食の機構について考察する。まず、4ヵ所とも、侵食が発生した河岸に主流路が接近しており、弱い水衝部であった。したがって、水衝部の特性、すなわち河岸に作用する流速の増大と河岸近くの河床の洗掘が側岸侵食の第一の原因で

を持つ流水による側岸の直接的な侵食が側岸侵食の主因であったと考えられる。侵食箇所が持つもう一つの共通した特徴は、No.3を除いて、いずれも河岸植生が少なかったことである。また、写真-3・5に示すように河岸植生が密生している27.98km地点の左岸では、侵食を受けたNo.2地点と同じように側岸の勾配が急であり(図-3・7参照)しかも主流部が左岸に接近しているにもかかわらず側岸侵食は発生していない。以上のことから、河岸植生の有無が側岸侵食発生の有無に大

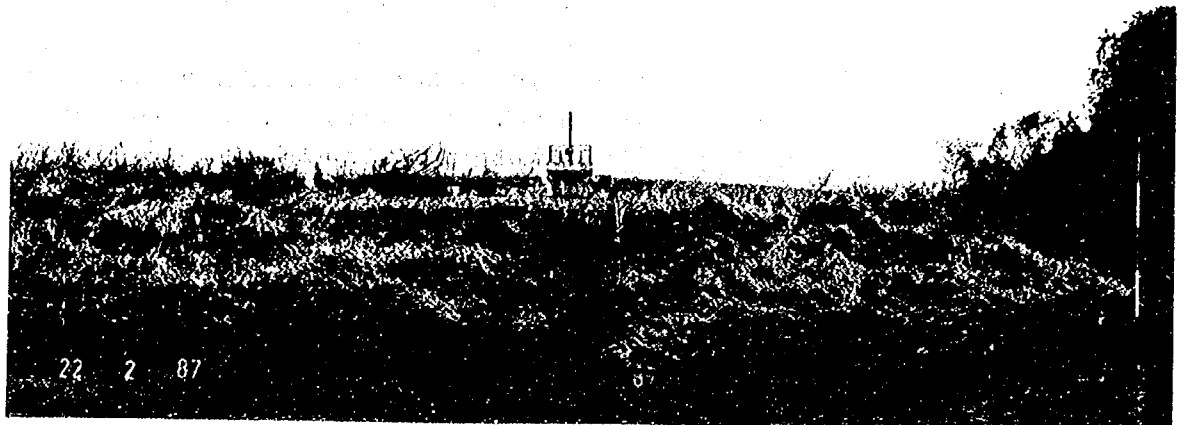


写真-3・4 侵食発生箇所No4の状況



写真-3・5 27.98～27.96km地点の低水路左岸の状況

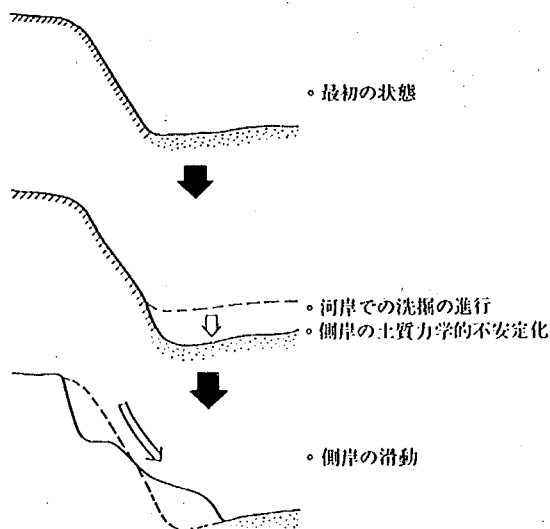


図-3・6 側岸の滑りを伴う侵食の発生機構

きく係わっていると考えられる。河岸植生が存在すると、側岸の耐侵食性が高まるだけでなく、その付近の

流速が減少し河床洗掘が軽減されるという効果を持つことから、河岸植生は上記の2つの侵食機構のいずれについても侵食を軽減する効果を持つ。このために、上述したような河岸植生の有無による侵食特性の違いが現われたと考えられる。このような河岸植生の機能は、水防林について言われてきた河岸侵食軽減機能と基本的には同じものと考えられる。

以上のように、河岸植生は、第II編2～4章で述べた流水抵抗増大効果を持つ半面、顕著な側岸侵食軽減効果を持つ可能性が高いことが示された。したがって、河岸植生の取扱に当たっては、これら2つの両方を考慮しなくてはならない。

3.5 河床波形状と河床高の経時変化

平水時における河床波の測定は、8月29日に河床波(砂堆)が形成されていた28.44km(B地点)、28.48km(A地点)で測定を行った。結果を図-3・8に示した。

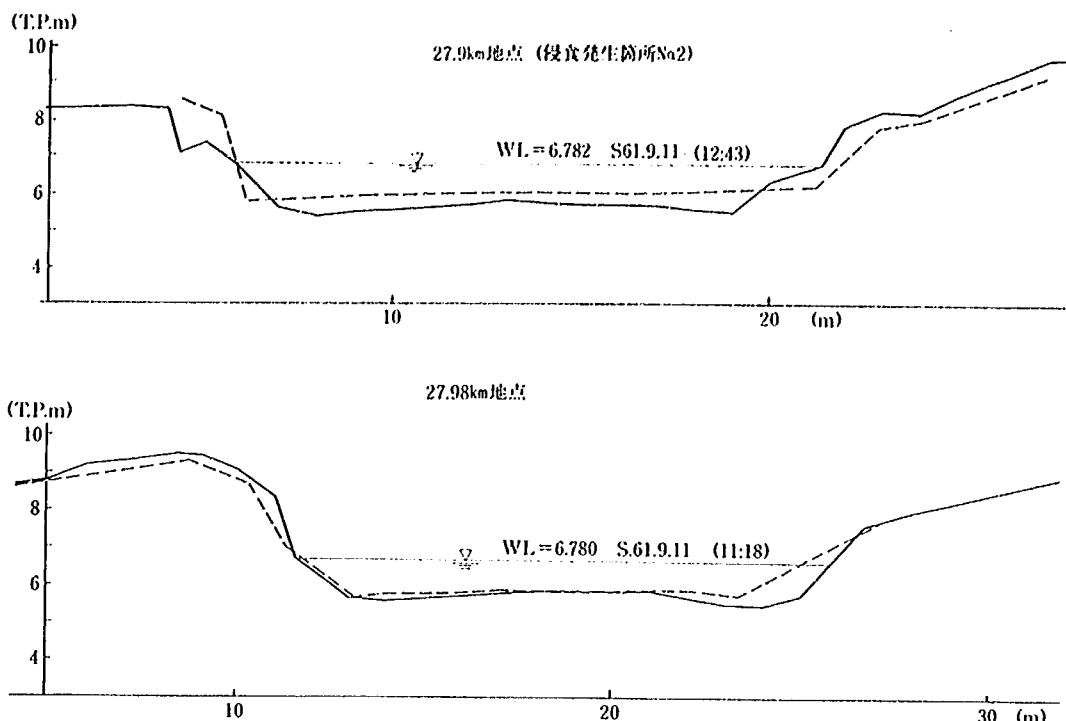


図-3-7 代表的な地点についての洪水前後の低水路河床横断形状の比較 (破線が洪水前、実線が洪水後)

〈測定A地点〉	〈測定B地点〉
砂堆波長 $\lambda=1.4\text{m}$	砂堆波長 $\lambda=1.6\text{m}$
砂堆波高 $H_s=4.2\text{cm}$	砂堆波高 $H_s=9.5\text{cm}$
平均水深 $H=0.31\text{m}$	平均水深 $H=0.52\text{m}$
平均表面流速 $V=0.77\text{m/s}$	平均表面流速 $V=0.82\text{m/s}$
水面幅 $B=15.3\text{m}$	水面幅 $B=9.6\text{m}$

ていた。しかし、これより約1ヵ月後にはこの砂は掃流されてしまい、河床表面は洪水時の主要な移動河床材料であった粗い礫が再び現われ、このため平水時には河床波は見られなくなった。

さらに、洪水時における河床波の測定は、9月洪水時の減水期 (9/3 14:26~9/3 16:08) に実施した。その測定方法は、観測昇降台に音響測深機を固定し、2分毎に10秒間河床高を測定した。観測時の流量は $Q \approx 35 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、その結果を図-3-9に示した。これによる

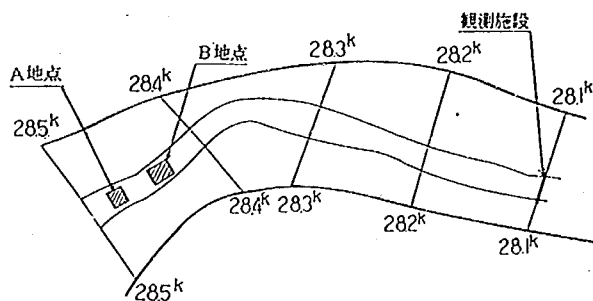


図-3-8 砂堆測定結果 (平水時)

なお、この時の流量は $Q \approx 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$ である。波長はA, B地点で $\lambda_A=1.4\text{m}$, $\lambda_B=1.6\text{m}$ である。また波高は $H_{SA}=4.2\text{cm}$, $H_{SB}=9.5\text{cm}$ となっている。この地点の上流側では、川幅が広がっているため、洪水直後はこの付近に砂が堆積していた。平水時には、この砂が移動流下し、28.48km付近に河床波 (砂堆) が形成し

図-3-9 音響測深機による洪水時河床高経時変化

昭和61年9月3日	凡例
河道中央 14:26~15:16 $Q=35.2 \text{ m}^3/\text{s}$	—●— 河道中央 (左岸より7m)
河道左岸 15:28~16:08 $Q=35.1 \text{ m}^3/\text{s}$	—△— 河道左岸 (左岸より4m)

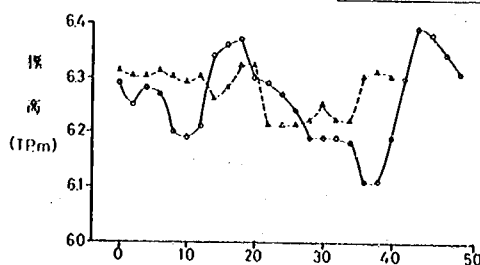


図-3-9 音響測深機による洪水時河床高経時変化

と、河道中央 (左岸より7m, 昇降台左端より6m) 地点では明確な砂堆の移動が見られる。その波高は、

約20cm, 周期約26分である。これに対し, 河道左岸では明確な砂堆の移動は見られなかった。この理由としては, 河道中央では砂堆の形成, 移動が活発であったのに対し, 左岸では, 明確な砂堆は形成されていなかったため, その移動を把握することができなかったものと考えられる。

音響測深機による測定は, この他の小出水時においても観測施設の昇降台の上・下流(幅2 m)で同時に河床高の測定を行い, 河床波の移動速度からその波長の測定も試みた。しかし, 河床波の形成移動がなかったため測定はできなかった。

以上の観測結果より, その測定した時点の水理量を用いて, 河床形態の領域区分として「福岡ら」の領域図と比較したものが図-3・10である。これを見ると, 濁

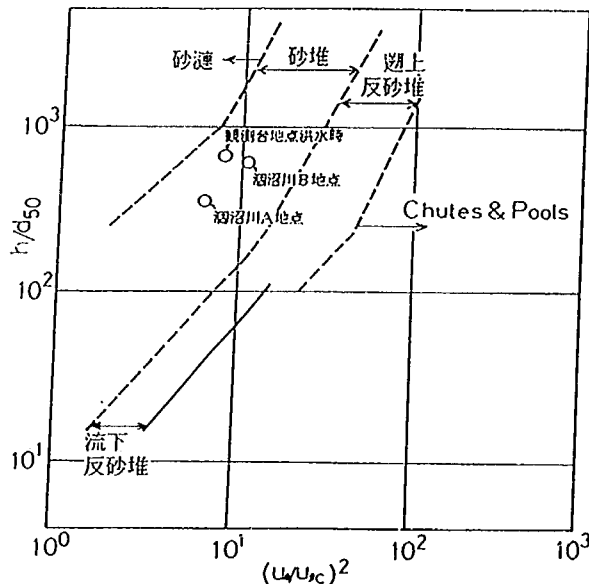


図-3・10 河床形態の領域区分図

沼川は砂堆の領域に属しているのが分かる。

一方, 以上のような河床波測定の外に音響測深機による洪水時の横断形状の測定もここでは実施した。その測定方法は, 観測台の手摺にそってセンサーを水平に保ちながら, 1 m 毎にマーカーを入れることにより行った。

測定は, 9/3洪水の減水期($Q \approx 13 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度)について行い, その結果を図-3・11に示した。なお, 図-3・11には洪水後の横断測量結果も比較のため合わせて示した。これより, 減水期における河床高の変動は最大で約20cm 程度生じていることが分かる。したがって, 流量のさらに大きい状態ではかなりの変動があるものと推察される。

凡	例	
9月4日 9:34測定 $Q \approx 13.2 \text{ m}^3/\text{s}$		音響測深機による 洪水時の測定値
9月4日 12:56測定 $Q \approx 11.5 \text{ m}^3/\text{s}$		
9月5日 測定		

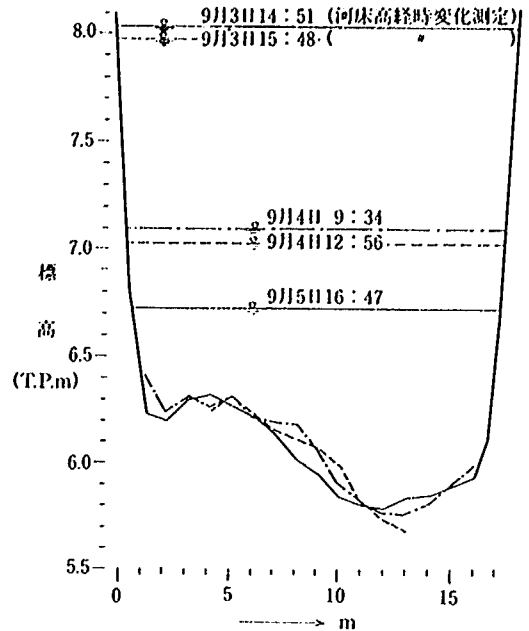


図-3・11 横断形状の変化

3.6 高水敷の堆積物および洗掘調査

3.6.1 概要

8/5洪水においては, 低水路肩から高水敷上での土砂の堆積および洗掘が数多くの箇所で見られた。この堆積・洗掘状況及びその構成材料についての調査を昭和61年12月4日に行った。調査した地点は図-3・12に示す27.82km~27.86km 右岸低水路付近および28.2km 左岸低水路肩付近 (いずれも堆積箇所) と28.02km 左岸高水敷 (洗掘箇所) の3ヶ所である。以下に調査結果を示す。

3.6.2 堆積箇所について

① 27.82km~27.86km 右岸低水路肩付近 (写真-3・6~3・7)

27.82km~27.86km 間右岸では, 低水路側岸より高水敷上に上流から運ばれた土砂が広範囲にわたり堆積している。その堆積厚は40cm 程度であり, 平均粒径2 mm~3 mm 程度である。この堆積物の下層はシルト質の固結した粘土であり, これは高水敷の構成している材料である。高水敷上では, 低水路肩より約7 m の幅で堆積している。

② 28.2km 左岸低水路肩付近

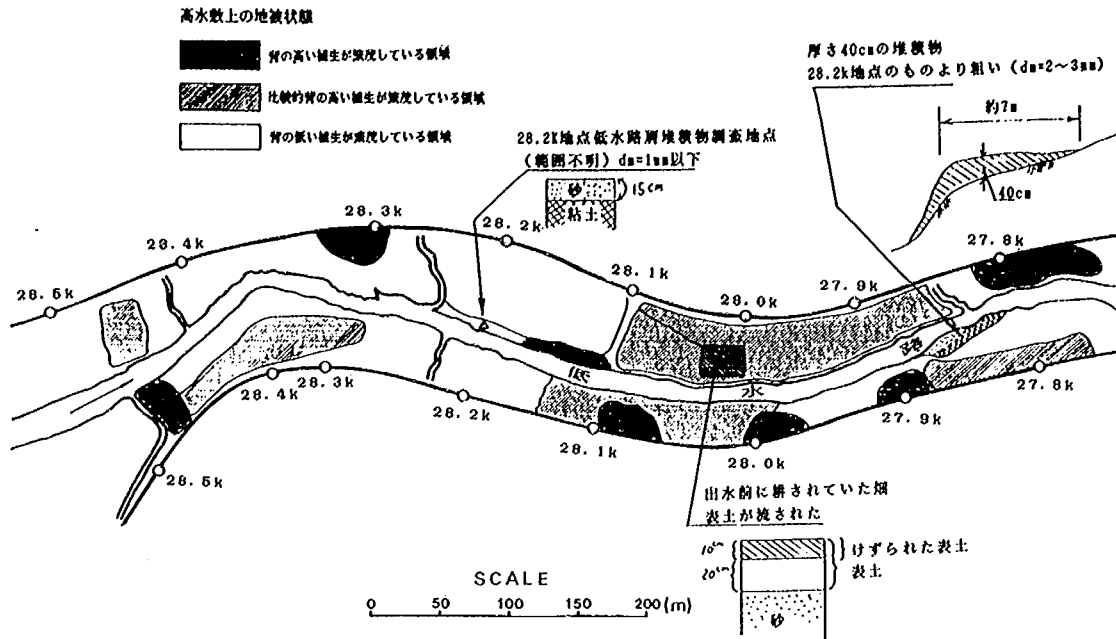


図-3・12 8/5洪水による堆積物調査

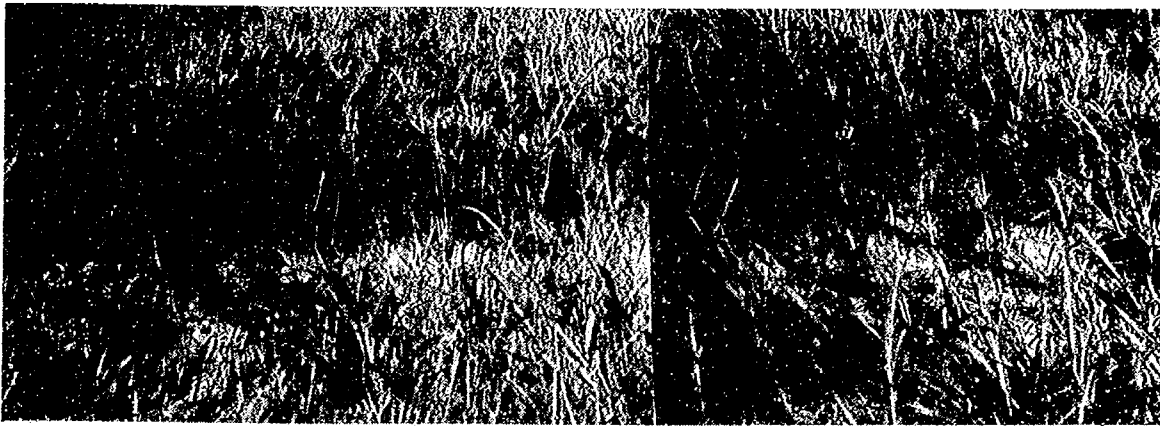


写真-3・6 27.82km付近右岸の堆積状況



写真-3・7 2.82km付近右岸堆積状況 (約40cm)

28.2km 左岸に若干の堆積が見られたので調査した。

堆積物は、①で見られたものよりかなり細かい砂で、平均粒径で0.3mm 以下である。これは掃流砂というよりは浮遊砂に近いものである。これが約15cm 程の厚さで堆積し、その下はシルト質の粘土である。

①と②における堆積物材料粒径の違いは、その区間の植生や、河道特性と密接に係わっている。すなわち、①の上・下流では高水敷上に桑畑や雑木林があり、また低水路肩付近から低水路へのかん木の張り出しが相当見られる。このため、それらが抵抗となり低水路内



写真-3・8 28.0km左岸高水敷の洗掘状況

への流れの集中が起こる。このことは、航空写真による表面等流速線図（第I編図-5・1）より顕著に見ることができる。しかし、堆積が起っている区間では高水敷上が草地となっており、これにより河積が増大し、この部分の流速は減少する。したがって上流から運ばれた土砂は、直進する流れによって右岸高水敷部に乗り上げられ、かつ流速が軽減することにより堆積したと思われる。一方、②の区間では、その下流の左岸低水路肩には竹林が、また28.1kmから下流の高水敷は地盤が高く、その上桑畑となっている。この反対側の右岸高水敷には雑木林があり、その影響で水面がせき上げられ、湛水している状況であった。さらに堆積している低水路肩では草が相当茂っており、その草によって流速が減少していることが、この区間の堆積の主要な要因と考えられる。①と②の堆積物の粒径の違いは、その区間の流速の大小に起因していると思われる。すなわち、流速の速い①では②より大きな粒径のものが掃流されて、堆積したと思われる。

3.6.3 28.02km左岸高水敷の洗掘箇所について

8月洪水によって高水敷上が洗掘された箇所は、28.0km地点左岸高水敷直下の桑畑の上流端から、28.02km地点直上流の桑畑の下流端までの区間である。洗掘の状況を写真-3・8に示す。この区間は畑であり、洪水前には耕された直後の状態であった。その一部が8月洪水により洗掘された。この畑の上下流には桑畑があり、そこには、相当量の堆積が見られ、特に洗掘された畑の下流側の桑畑では、かなりの量が堆積していた。そこで、調査においては、洗掘箇所に加えて、下流側桑畑上の堆積調査及び粒度調査を実施した。

(1) 調査結果

洗掘部の平面形状と横断面図を図-3・13、図-3・14に示す。畑部の洗掘は、堤防法尻沿いの道に沿って平均幅約5m、長さ約40m、平均洗掘深約15cmに及んでおり、その洗掘量は28.7m³であった。畑部の土の厚さは30cm程度であり、その下には3~4mmの小礫の層が見

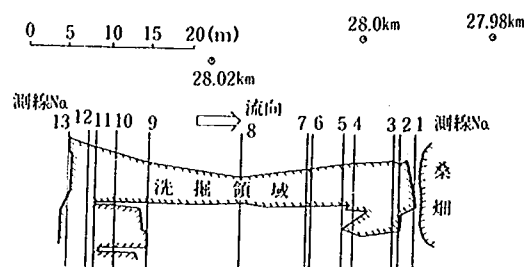


図-3・13 洗掘箇所の平面形状

られる。洗掘はこの層まで及んでいなかった。

上記の洗掘領域の下流側の桑畑における堆積物の分布状況図を図-3・15（平面図）、図-3・16（横断面図）、図-3・17（縦断面図）に示す。また、堆積物の粒度特性を表-3・1に示す。さらに、堆積箇所の状況を写真-3・9に示す。各写真の撮影位置は図-3・15に示されている。下流桑畑部の堆積の状況を見ると、横断方向に並んだ桑の幹の直前面からその後方に長方形、またはやや放射状

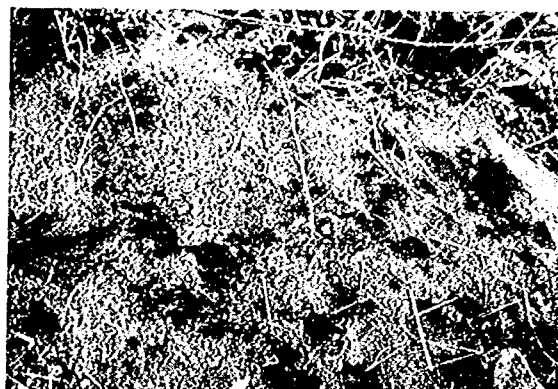
表3-1 28.0km下流桑畑(左岸)堆積物粒度特性表

採取地点No.	d _m (mm)	d ₆₀ (mm)	d ₉₀ (mm)
①	2.27	1.86	4.30
②	9.19	10.30	19.5
③	1.41	1.25	3.10
④	2.58	2.33	5.70
⑤	3.62	1.74	10.15
⑥	1.56	0.93	3.60
⑦	3.01	2.21	7.20
⑧	2.18	1.76	4.22
⑨	1.98	1.36	4.35
⑩	0.92	0.71	1.78
⑪	0.63	0.58	1.13
⑫	1.43	1.08	3.30
⑬	1.26	1.00	2.85
⑭	1.42	1.15	2.95
平均	2.39	2.02	5.30

河床材料採取地点①



河床材料採取地点④



河床材料採取地点②



河床材料採取地点⑤



河床材料採取地点③



河床材料採取地点⑥



写真-3・9(1) 桑畑内の堆積物

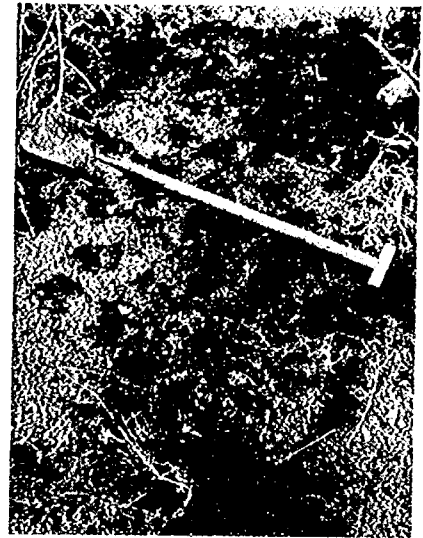
に堆積し、幹の直下流の堆積厚が大きくなっている。堆積物は、写真-3・9や表-3・1から分かるように小礫混じりの砂からなっており、上流側の畑の表土に比べ大きな粒径を持っている。表-3・1から、堆積物の平均粒

径の流れ方向の変化を見ると、下流へ行くに従い粒径が細かくなっていることが分かる。これは、桑畑中の流速が流下方向に減少しているためである。以上から、桑畑内の堆積物は、桑畑内の各位置の掃流力に応じて、

河床材料採取地点⑦



河床材料採取地点⑨



河床材料採取地点⑧



河床材料採取地点⑩



写真-3・9(2) 桑畑内の堆積物

洗掘された畑の中に含まれていた小礫や砂がふるい分けられて堆積したものであることが分かる。このことは、植生群が礫や砂の流出を防止する機能を持っていることを示している。

(2) 畑部の掃流力の検討

同じ畑部の中で、洗掘を受けた部分とその隣の洗掘を受けていない部分との掃流力を求め、畑部における洗掘の有無が掃流力の大小で説明できるかどうかを調べる。洪水航測と地上観測の結果より得られる水理量は表-3・2の通りである。

表-3・2 洗掘部、非洗掘部の水理量

	洗掘部		非洗掘部		洗掘部の水深は洗掘前の高水敷高を想定して求めた
	h [m]	V [m/s]	h [m]	V [m/s]	
28.00km	1.4	0.8	1.6	0.61	
28.02km	1.3	0.80	1.45	0.60	

鉛直方向の流速分布に下式で表わされる対数分布則を仮定する。

$$V/U_* = 6.0 + 5.75 \log(R/ks)$$

$$U_* = V / (6.0 + 5.75 \log(R/ks))$$

ここで、 U_* ：摩擦速度、 ks ：相当粗度、 R ：径深(≒水深)、である。 ks に、下流部の堆積物の d_{90} の最大値 $d_{90}=19.5\text{mm}$ を用いると、摩擦速度 U_* は次のように

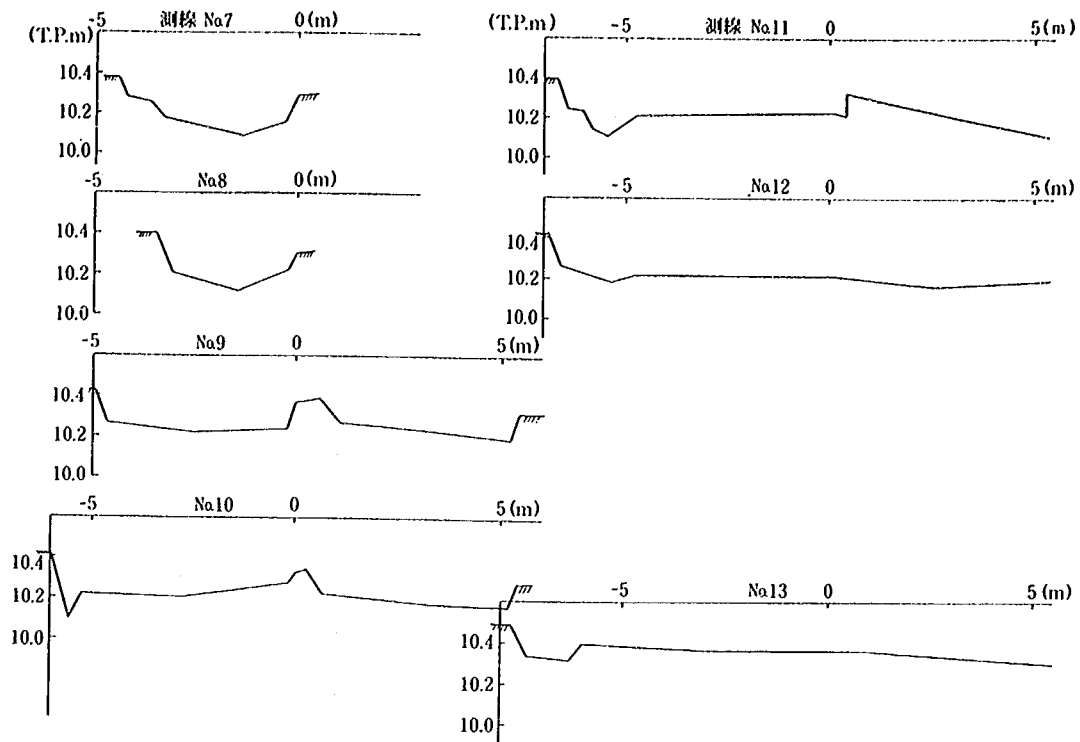


図-3・14(1) 洗掘部横断形状

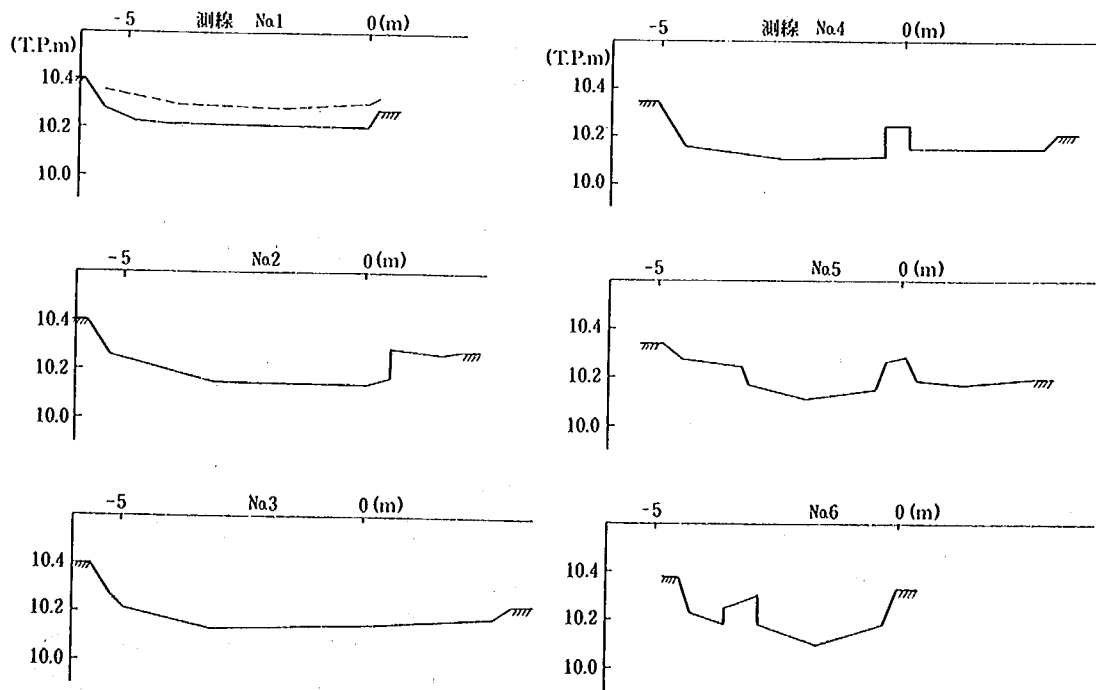


図-3・14(2) 洗掘部横断形状

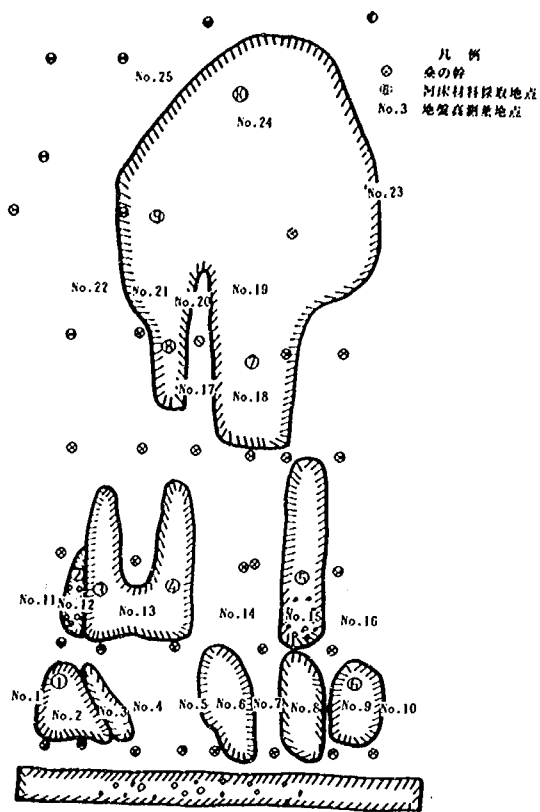


図-3・15(1) 堆積物の平面分布

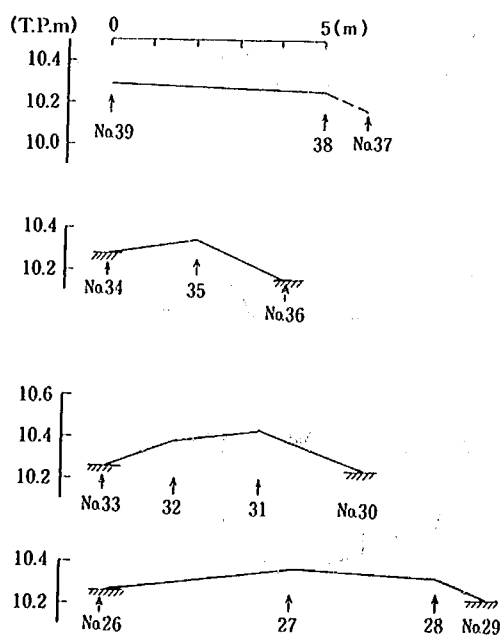


図-3・16(1) 堆積物横断面図

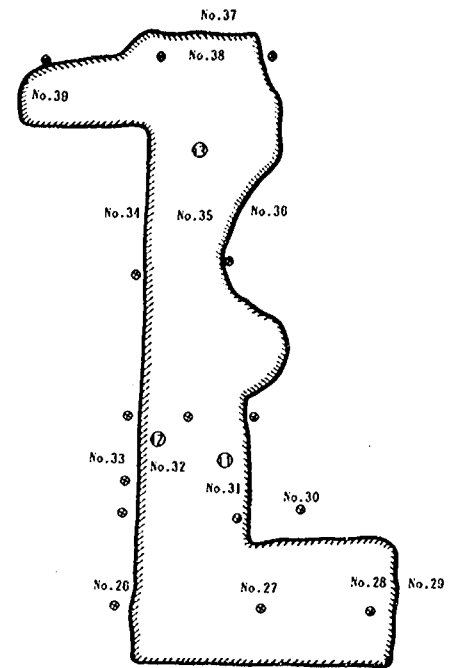


図-3・15(2) 堆積物の平面分布

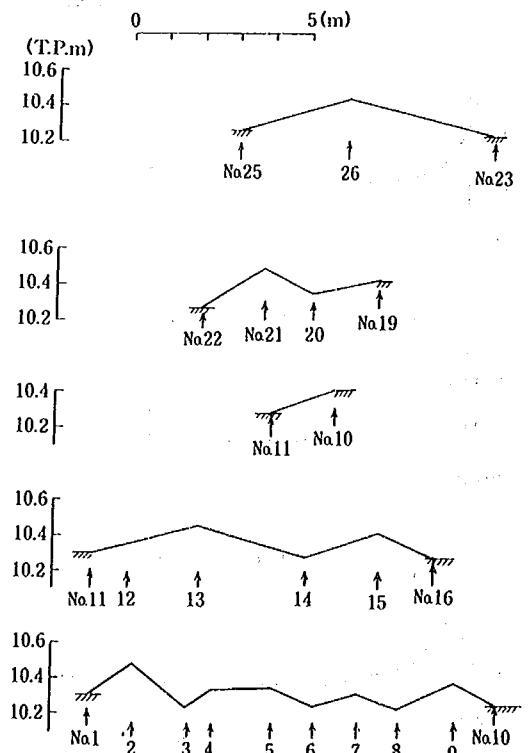


図-3・16(2) 堆積物横断面図

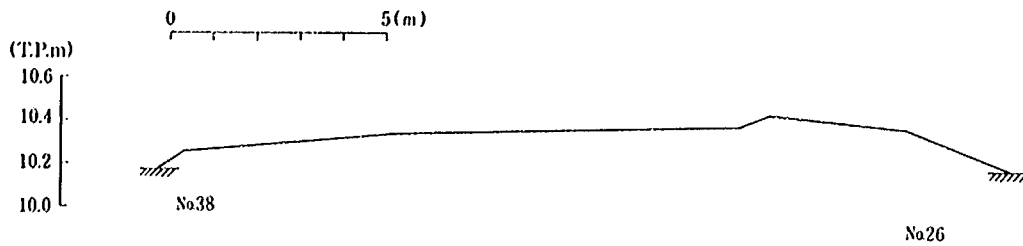


図-3・17 堆積物横断面図

なる。

28.00km		
洗掘部	$U_* = 0.048$ m/s	
非洗掘部	$U_* = 0.036$ m/s	
28.02km		
洗掘部	$U_* = 0.049$ m/s	
非洗掘部	$U_* = 0.036$ m/s	

これらの掃流力に対応した移動限界粒径を求めると次のようになる。

28.00km		
洗掘部	$d = 2.85$ mm	
非洗掘部	$d = 1.59$ mm	
28.02km		
洗掘部	$d = 2.91$ mm	
非洗掘部	$d = 1.60$ mm	

洗掘部、非洗掘部の U_* を比較すると、前者が後者より30%強大さくなっており、 U_* に対応した移動限界粒径で見ると80%弱大さくなっている。これらの差は洗掘を考える上で無視できないものであり、洗掘の有無を掃流力の差で説明することが可能と考えられる。一方、洗掘部下流の堆積域（桑畑部）においては、洗掘部と同程度あるいはそれ以上の表面流速が生じており、この箇所の堆積については、表面流速の違いだけでは洗掘、堆積の有無を説明することはできない。この原因としては以下のことが考えられる。洪水時の桑畑領域表面付近の流速はかなり大きいものの、桑畑内（底面も含む）の流速が桑の幹の流水抵抗により水表面付近に比べ大きく減少し、このため、底面付近を掃流されてきた土砂が堆積したものと考えられる。

第4章 まとめ

湖沼川の河床材料は、チャートや粘板岩等の堆積岩からなる比較的大きな礫と花崗岩の風化したまき土に

よって構成されている。この河床材料は、河道内における流れの非一様性によって、縦横断的にふるい分けが生じ、粒径の大きい地点と小さい地点が混在している。河道内主流部の河床材料粒径は、低水路満杯流量時における河積が小さい箇所または掃流力 τ_0 の大きい箇所で粒径が大きく、反対に河積が大きい箇所または τ_0 の小さい箇所では粒径が小さくなる傾向を示す。とくに低水路満杯流量時においては、 d_{60} 粒径のほぼすべてが移動する領域であり、先の諸量と d_{60} 粒径の関係が強い相関を示すことが明らかとなった。なお、このように河床材料粒径が低水路部の河道特性に対応して変化するのは、河岸が固結したシルト質の堆積物で構成されており、この河岸の耐侵食が大きいことによるものと考えられる。

観測対象とした2度の洪水によって、観測区間の河道においては種々の河床変動が生じた。これらは、低水路平均河床高の変化、低水路内のみお筋の位置変化、低水路河岸の侵食、高水敷上での侵食と堆積からなる。また、平水時の低水路河床に河床波が存在していることが確認された。河道内に繁茂している植生はこれらの河床変動に影響を与える。低水路河岸に繁茂した植生は、河岸に作用する流速を低減し、河岸における局所洗掘深を減少させる効果を持つため、河岸侵食を防止する効果を有する。また、高水敷上の植生は、流下してきた土砂のうち粒径の大きな成分をその場所にとどめる効果がある。ただし、第II編で述べたように、植生は一般に、流速を低減させる効果もあわせ持つので、その機能評価は総合的な観点から行われなければならない。

全体の結論

湖沼川における洪水観測と洪水前後の現地調査を通して、河道状況、特に植生と洪水流の挙動との関係、河床材料のふるい分け、低水路河岸の侵食、高水敷上の洗掘・堆積に関する洪水の作用が詳細に明らかになった。この結果を用いることにより、従来よりもよ

り合理的に河道状況を考慮できる不等流計算法、洪水流および河道の状況を簡便かつ詳細に把握することのできる航測手法を開発することができた。これらの結果は、今後より質の高い河道計画の策定、河道管理を遂行する上で大いに役立つ。

参 考 文 献

- 1) 猪郷久雄ら：日本地方地質誌関東地方改訂版。(昭和55年11月), pp.152~153.
- 2) 建設省河川局治水課, 建設省土木研究所：河道特性に関する研究, 第41回建設省技術研究会報告, pp.604~633, 昭和62年度.
- 3) 福岡捷二ほか：渦沼川における洪水流の特性, 第32回水理講演会論文集, pp.347~352, 1988.
- 4) 福岡捷二, 藤田光一：洪水流に及ぼす河道内樹木群の水理的影響, 土木研究所報告 (投稿中).
- 5) 福岡捷二ほか：河道状態の影響を考慮した洪水流の水位予測手法, 第33回水理講演会論文集, 1989.
- 6) 福岡捷二ほか：1986年8月洪水による渦沼川の河床変動, 第31回水理講演会論文集, pp.635~640, 1987.
- 7) 福岡捷二, 藤田光一, 荒木智三：洪水解析精度向上のための航空写真撮影法の改良, 第32回水理講演会論文集, pp.341~346, 1988.
- 8) 木下良作：航空写真による洪水流解析の現状と今後の課題, 土木学会論文集, 第345号, II-1, 1984.
- 9) 建設省河川局治水課, 土木研究所河川研究室：蛇
- 10) 例えば, Chow, V. T. : Open-Channel Hydraulics, International Student Edition, McGrawhill, 1959.

謝 辞

本研究の遂行に不可欠であった渦沼川洪水観測施設の設置, 種々の観測器材の整備, 観測のための河道整備は, 建設省河川局治水課, 関東地方建設局河川計画課, 各地方建設局及び北海道開発局河川計画課, 茨城県の理解と協力なしには不可能であった。ここに, 深甚の謝意を表す。

平成元年 4月7日 原稿受理

洪水流に及ぼす河道内樹木群の水理的影響

福岡 捷二*, 藤田 光一**

Hydraulic Effects of Luxuriant Vegetations on Flood Flow
by Dr. Shoji Fukuoka*, Koh-ichi Fujita**

要 旨:

洪水観測データの解析, 樹木の抵抗特性実験により, 河道内樹木群の水理特性を調べた。その結果, 樹木群が樹木群内の流れを減速して死水域に近い状態を生じさせ, また, 樹木群周囲の流れを減速させる, という作用があることが明らかになった。そこで, 種々の形状および密度を持つ樹木群模型を用いた水路実験により, これらの作用を定量的に評価した。この結果に基づいて, 樹木群が繁茂した河道における合成粗度係数と水位との関係, 樹木群内及びその周囲の流速分布を予測する手法と不等流計算法を開発した。以上の成果を用いて, 疎通能力の確保, 堤防・河岸保護の観点から樹木群を適切に取扱う計画を策定するための基本的な考え方とその手順を示した。

キーワード: 洪水流, 樹木群, 流水抵抗, 運動量交換, 粗度係数, 不等流計算, 河道計画, 河道管理

Synopsis:

From data on flood flow, the hydraulic effects of tall, luxuriant vegetations in river channels was analyzed. The Analysis showed that the vegetations retarded flood flow due to low permeability of vegetation regions and the lateral momentum transfer between regions with and without vegetations. To evaluate the retardation effect, permeability of the vegetations was examined by measuring the drag coefficient of trees composing the vegetations. The measurements indicated that vegetation regions could be regarded as dead water areas. The lateral momentum transfer was also investigated by the hydraulic model tests, where porous media of various porosity and different dimensions were used as models of the vegetations. From the tests, the mixing coefficient f , which expressed intensity of the momentum transfer, was calculated and relation between the coefficient f and properties of the media was determined. On the basis of these results, methods for predicting the composite roughness coefficient, water stage profiles and lateral distribution in velocity were developed. These methods were found to be very effective for making plans to manage the vegetations in river channels.

Key words: Flood flow, Vegetation, Flow resistance, Lateral momentum transfer, Composite roughness coefficient, Non-uniform flow calculation, River improvement, River management

*) 河川部河川研究室長 (現 東京工業大学工学部土木工学科助教授), 工博, Ph.D.
* *) 河川部河川研究室研究員 (現 財総合研究開発機構研究企画部研究員)

目 次

第1章 序論	(5)
1-1 本研究の目的	(5)
1-2 樹木群が洪水流に与える影響の概観	(5)
1-3 本報告書の構成	(6)
第2章 樹木群内の流れの抵抗特性	(7)
2-1 円柱群で模擬できる樹木群の抵抗特性	(7)
2-1-1 実験方法及び実験結果	(7)
2-1-2 円柱群で模擬できる樹木群（竹林等）の抵抗予測手法	(8)
2-2 円柱群で模擬できない一般的な樹木群の抵抗特性	(9)
2-2-1 抵抗特性予測式	(9)
2-2-2 実験方法	(9)
2-2-3 実験結果	(10)
2-2-4 一般的な樹木群の抵抗予測の考え方	(11)
2-3 水没した樹木群の抵抗特性	(11)
2-3-1 水没した樹木群の抵抗特性の考察	(11)
2-3-2 抵抗特性について実験的な検討	(12)
2-4 まとめ	(13)
第3章 樹木群が一部に繁茂した河道の抵抗特性	(13)
3-1 概要	(13)
3-2 樹木群繁茂形態の分類	(13)
3-3 実験方法	(13)
3-4 河道の片側に一様で連続的に繁茂した非水没樹木群（タイプA）を有する 流れの抵抗特性	(15)
3-4-1 合成粗度係数と水深との関係	(15)
3-4-2 干渉効果の水理的な表現方法	(17)
3-4-3 境界混合係数 f の値の実験的検討	(18)
3-4-4 境界混合係数 f の一般的な表現	(20)
3-4-5 まとめ	(22)
3-5 河道の中央に一様で連続的に繁茂した非水没樹木群（タイプB）の抵抗特性	(22)
3-5-1 合成粗度係数と水深との関係	(22)
3-5-2 樹木群内と周囲の流体との混合の状況	(23)
3-5-3 境界混合係数 f の値の実験的検討	(24)
3-5-4 境界混合係数 f の一般的な表現	(25)
3-5-5 まとめ	(27)
3-6 縦断方向に一様で連続的に繁茂した水没樹木群（タイプC）の抵抗特性	(28)
3-6-1 合成粗度係数と水深との関係	(28)
3-6-2 樹木群が水路片側にある場合の水理特性	(29)
3-6-3 樹木群が水路中央にある場合の水理特性	(30)
3-7 縦断方向に一様で断続的に繁茂した樹木群（タイプD）の抵抗特性	(34)
3-7-1 抵抗特性の表現方法	(35)
3-7-2 樹木群の諸元と f 値との関係	(35)

3-8	樹木群の上下流端付近の水利特性	(36)
3-8-1	概要	(36)
3-8-2	水路の片側に設置された樹木群の場合	(36)
3-8-3	水路中央に幅の小さい樹木群がある場合	(40)
3-9	まとめ	(42)
第4章	樹木群が繁茂した河道の抵抗予測手法	(42)
4-1	概要	(42)
4-2	樹木群内の流れの死水域としての取扱い	(42)
4-3	樹木群が水没していない場合の合成粗度係数予測手法	(43)
4-3-1	基本式	(43)
4-3-2	$(\sum S_{wT})_t$ の求め方	(44)
4-4	樹木群が水没している場合の合成粗度係数予測手法	(44)
4-4-1	樹木群が堤防に接して繁茂している場合	(44)
4-4-2	樹木群が水路中央に繁茂している場合	(45)
4-5	不等流計算法(非水没樹木群の場合)	(45)
4-5-1	計算手法	(45)
4-5-2	樹木群前後の死水域の与え方	(46)
4-6	樹木群を考慮した不等流計算の実河川への適用	(46)
4-6-1	概要	(46)
4-6-2	従来不等流計算法による実測水位の再現性	(46)
4-6-3	植生を考慮した計算法による実測水位の再現性	(48)
第5章	樹木群が繁茂した河道の流速分布予測手法	(50)
5-1	概要	(50)
5-2	堤防に接して繁茂している樹木群による流速低減効果の評価	(50)
5-2-1	流速低減効果の説明	(50)
5-2-2	流速分布予測手法	(51)
5-2-3	計算値と実測値との比較	(52)
5-3	堤防から離れて繁茂している樹木群が堤防近傍の流速に与える影響	(53)
5-3-1	検討対象とする樹木群繁茂パターン	(53)
5-3-2	基本的な水利特性とその問題点	(53)
5-3-3	樹木群と側壁とのすき間を通る流れの流速と樹木群諸元との関係	(55)
5-3-4	V_{smax} 決定機構についての考察	(57)
5-3-5	まとめ	(58)
5-4	堤防沿いに繁茂した樹木群の流速低減効果	(58)
5-4-1	横断流速分布	(58)
5-4-2	堤防近傍の流速低減に必要な樹木群巾	(58)
5-5	堤防から離れて繁茂した樹木群による流速増大効果	(59)
5-6	まとめ	(59)
第6章	河道計画・管理における樹木群の取扱いについての考察	(59)
6-1	概要	(59)
6-2	樹木群の取扱いを決定するための基本的な考え方	(60)
6-2-1	問題点を明確にするための検討(図-6・1)	(60)

6-2-2 問題解決策を立案するための検討(図-6・2).....	(61)
6-3 本研究の成果の利用法.....	(61)
参考文献.....	(62)
謝 辞.....	(63)
付録1 横断流速分布予測式の誘導.....	(63)
付録2 β_w , L_w , L_m の誘導	(64)

第1章 序論

1-1 本研究の目的

河道内に繁茂している樹木群は、水利的観点から見ると大きな粗度要素の集団と考えることができる。このため樹木群は、河道内の粗度を構成する重要な要素となり、場合によっては、水位や流速に影響を与え、また、堤防や河岸を保護する水利的な役割を期待できる場合もある。樹木群について、各河川の状況に応じた適切な取り扱いを検討するためには、樹木群の水利的特性を客観的に評価する手法を開発するとともに、その水利特性に基づいて、河道計画・管理における樹木群の取り扱いについての基本的な考え方を確立する必要がある。そこで本研究では、樹木群の水利特性を調べ、その結果から樹木群が洪水流に与える影響を把握する方法を明らかにした。また、河道計画・管理において河道内樹木群を取り扱う際にとるべき基本的な考え方を水利的観点から検討した。

1-2 樹木群が洪水流に与える影響の概観

洪水時航空写真及びその解析結果から読み取れる樹木群の流れに与える影響は以下の4種類がある。

1) 樹木群内は死水域、もしくは周囲に比べ流速が非常に小さい流れとなっている。2) 樹木群内は死水域または弱い流れの領域であるが、樹木群内とそのまわりの水流とが混合し、それによる流れの抵抗も無視できない。3) 湾曲部等で主流の方向と河道の法線形が一致せず、かつ河道法線に沿って長い距離樹木群が続いている。この樹木群の存在は、流水抵抗を構成する主要な要素となる。4) 樹木がまばらにしか生えていないため、樹木群の流れに与える影響は小さい。写真-1・1、1・2は2)の例である。これらの写真に示されている河道においては、低水路の法肩付近に長い距離にわたって樹木群が生えている。図-1・1、1・2は、対応する横断面内の表面流速分布を示したものである。写真-1・1は、流下方向に続く樹木群の上流端付近で撮影したもので、ここでは樹木群と周囲流体の混合が徐々に

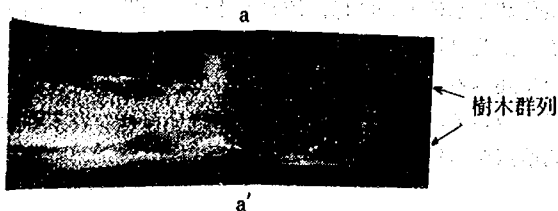


写真-1・1 2)の例（樹木群の上流端付近）

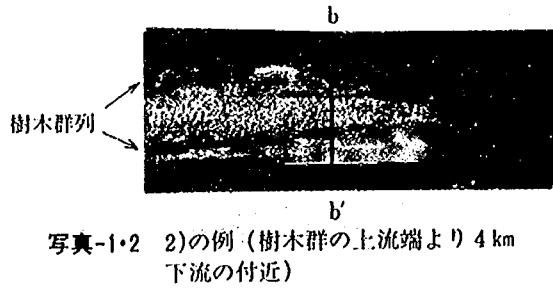


写真-1・2 2)の例（樹木群の上流端より4km下流の付近）

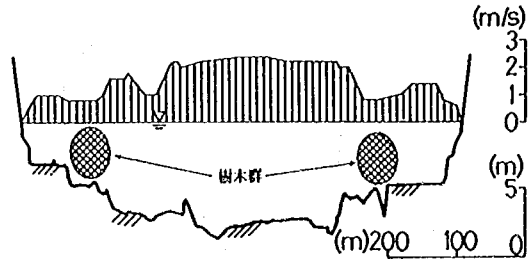


図-1・1 a~a'断面の表面流速分布

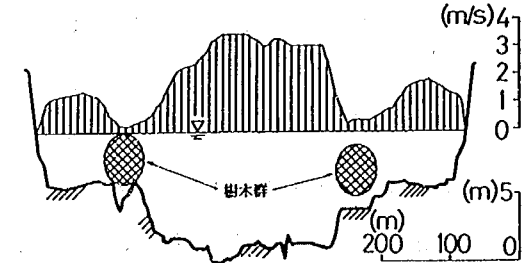


図-1・2 b~b'断面の表面流速分布

発達しているが、大きな混合現象に発達するまでには至っていない。写真-1・2は、樹木群上流端から4km下流で混合が充分に発達しきった例であり、図-1・1、1・2の流速分布の比較から混合の規模の違いを知ることができる。写真-1・2に示す流況が現れている場合、樹木群の存在による周囲流体との混合にともなう運動量変化を考慮しなければならない。写真-1・3は3)の例である。すなわち、湾曲部において低水路肩に樹木群が生えている場合で、図-1・3はその表面流速分布を表している。高水敷上の水流は流下方向に長く連なる樹木群を横切るように低水路に向って流れており、樹木の流水抵抗がかなり大きいことが想像できる。

以上に示された樹木群周辺の流況から、樹木群の水利特性を、大きく次の2つに分けることができる。

- 1) 樹木群内では、幹、枝、葉が密生しているため、樹木群内を通過する水は非常に大きな抵抗を受け、實際上、樹木群の流速は無視できるほど小さい場合が多い。したがって樹木群は、樹木群内の流速を通常よりも非常に遅くするという水利特性を持つ。
- 2) 樹木群内の流速がきわめて遅いため、樹木群外の



写真-1.3 3)の例

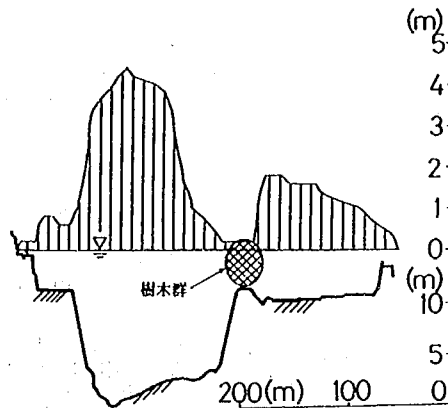


図-1.3 c-c'断面の表面流速分布

流速と樹木群内の流速との間には大きな差が生じ、樹木群内外で活発な流れの干渉が起こる。この干渉効果により樹木群内の流速の小さな流体が樹木群外へ輸送されるため、樹木群の外側においても樹木群近傍では通常よりも流速が遅くなる。したがって樹木群は、周囲の流れを減速するという特性を持つ。これらの特性のため、樹木群がある河道では、その繁茂状況によって程度に差はあるものの次のような特徴が現われる。

- 1) 樹木群がない場合に比べ流水抵抗が大きく、同一流量に対して水位が大きくなり、同一水位に対して流量が小さくなる。
- 2) 合成粗度係数が水深とともに変化し、多くの場合増大する傾向を持つ。
- 3) 樹木群及びその近傍において、低流速域が現われる。

これらのうち第一の特徴は、河道の流過能力に直接関係し、また第二の特徴は、規模の小さい洪水による粗度係数逆算結果をそのまま計画粗度係数とすることに伴う粗度係数過小評価の程度に関係する。また、第三の特徴は、樹木群の持つ流速低減効果による堤防や河岸の保護効果に密接に関係する。以上のように樹木群は、河道計画・管理を考える上で無視できない影響

を洪水流に与える可能性を持っており、その影響を定量的に明らかにすることが非常に重要であることがわかる。

以上より本研究では、まず、樹木群の2つの水理特性、すなわち樹木群自体の抵抗特性と樹木群が周囲の流れを減速する効果を調べる。次に、その結果を用いて、樹木群がある河道の流過能力、合成粗度係数と水深との関係、樹木群の持つ洪水流減勢効果を把握する方法を明らかにする。最後に、これらの結果を用いて、河道計画・管理における樹木群の取り扱いについての基本的な考え方を検討する。

なお、本論文においては、「樹木群」という言葉を、以下の2条件を満足する河道内にある物体を指す用語として用いている。

- ほぼ均質等方で空隙率の非常に大きい（1に近い）多孔質体である。
- 流れに明確な影響を与えるだけの体積、高さを有している。

したがって、竹を含む草本類は厳密な植物学上の定義から言えば樹木には分類されないが、本論文においては、上記の条件を満たす限り草本類も対象に含める。これは、

- 本論文の目的が、植生種類別の水理特性を知ることではなく、上記2条件を満たす物体が引き起こす種々の水理現象の一般的な特性を明らかにすることにある、
- 樹木群が、河道内に存在し上記2条件を満たす最も代表的な物体であり、本論文の性格上、上記2条件を満たす物体をすぐに想起できるわかりやすい言葉「樹木」を用いることが厳密な定義より適切である、と考えているからである。

1-3 本報告書の構成

本報告書の構成は以下の通りである。まず2、3章では、樹木群の基本的な水理特性、すなわち樹木群自体の抵抗特性、樹木群が一部に繁茂した河道の抵抗特性を明らかにする。次に4、5章では、2、3章で得られた知見を用いて、樹木群が繁茂した河道の合成粗度係数と水位との関係、流量と水位との関係を予測する手法及び樹木群周囲の流速分布を予測する手法について述べる。最後に第6章において、4、5章の内容に基づいて、河道内樹木群の取り扱い法について水理的観点から検討を行う。

第2章 樹木群内の流れの抵抗特性

前章で述べたように、流水は樹木群を通過する際に大きな抵抗を受ける。本章では、こうした樹木群を通過する流れの抵抗特性を明らかにするとともに、抵抗の予測手法を提案する。

2-1 円柱群で模擬できる樹木群の抵抗特性

河道内樹木群には、水防林として設置された竹林から成っている場合がかなり多く見られる。このような竹林内では、竹林領域の周辺を除いて葉や枝の位置が高いため、竹の幹だけを考慮することによって抵抗特性の把握が可能であり、この場合、円柱により竹林を模擬することができる。そこで、円柱群で模擬した竹林模型を水路に設置し通水することにより、円柱に模擬できる樹木群の抵抗特性を実験的に調べ、その予測手法を提案する。

2-1-1 実験方法及び実験結果

実験水路はラワン合板で製作されており、水路の幅は1 m、長さは20 mである。水路底に小さな穴をかけ、塗装を施した後、太さ6 mm、長さ22.5 cmの丸棒を差し込んだ。実験にあたっては、竹林模型密度3種類(50本/m²、100本/m²、200本/m²)、水路床勾配3種類(1/100、1/500、1/1,000)と通水流量を組み合わせた実験条件を設定した。竹林模型の配置状況を図-2・1に示す。なお、上記の竹林諸元は、1 m²当たり直径6 cm程度の竹の幹1本という、実際の竹林の標準的な諸元を参考に、その1/10スケール程度を想定して定めたものである。流れが、ほぼ等流となるよう下流端の堰高を調節し、水位の縦断変化と流量を測定した。使用した実験水路床の粗度係数は、0.010である。

実験により得られた粗度係数と水深(縦断方向の平均水深)との関係を、竹林模型密度別に分けて図-2・2に示す。なお、粗度係数は、竹林模型が設置された水路における流れについて、通常の開水路流れと同じ取扱いにより算定したものである。この図から、水深の増加に伴い粗度係数が増加すること、竹林模型密度が高くなるにしたがい粗度係数が大きくなっていることがわかる。また、水深が大きい時の粗度係数値は0.06以上に達している。一方、本実験条件の範囲内では、粗度係数に与える水路勾配の影響はほとんど見られない。粗度係数の値自体が大きい(竹林模型についての実験を現地の1/10スケールの実験と考えると、フルードの相似則にしたがえば、現地の粗度係数は模型値の

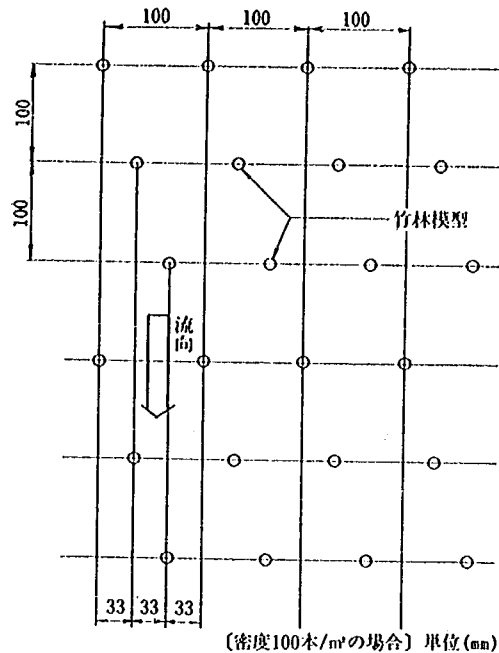
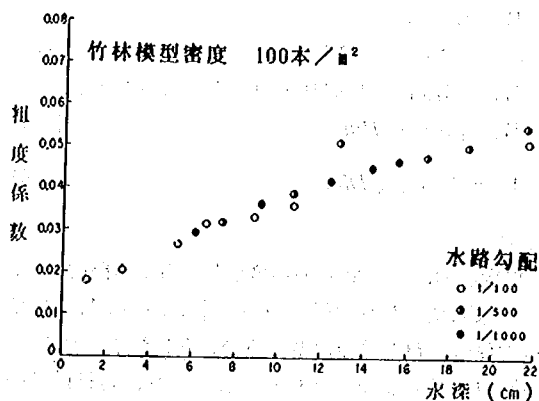
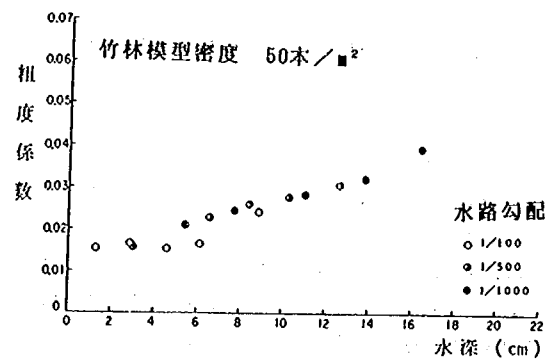


図-2・1 竹林模型配置図

(10)^{1/6}≒1.5倍となる。このことから、実験で得られた粗度係数は、通常の河道の粗度係数に比較してかなり大きいことがわかる。)ことに加えて、粗度係数が水深



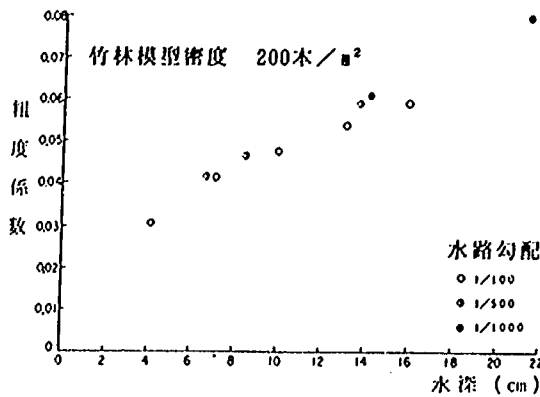


図-2・2 粗度係数と水深の関係

によって大きく変化することは、竹林内の抵抗特性を通常の河道や水路の粗度係数と同じ取り扱いにより表現することができないことを意味している。そこで、以下に竹林模型（円柱群）の粗度係数を予測する手法について検討を加える。

2-1-2 円柱群で模擬できる樹木群（竹林等）の抵抗予測手法

ここでは、秋草、吉川らの杭出し水制の抵抗予測の考え方¹⁾が、竹林など円柱群により模擬できる樹木群の抵抗評価に適用できるかどうかを調べる。

等流状態にある竹林模型の流れにおける単位河道長さの流体塊についての力のつり合いを考えると、次の式が得られる。

$$\rho g A I_b = W \quad (2-1)$$

ここで ρ : 水の密度, g : 重力加速度, A : 河積, I_b : 河床勾配である。

W は、対象としている流体塊に竹林模型が作用する力であり、これは、底面のせん断力に起因する力 W_f と幹の模型の抗力に起因する力 W_d の2つに分けられる。

$$W = W_f + W_d \quad (2-2)$$

水深にくらべて幅が十分大きい水路を対象にする場合、 W_f と W_d はそれぞれ次のように表される。

$$W_f = \rho g u^2 n_b^2 B / h^{1/3} \quad (2-3)$$

$$W_d = \frac{1}{2} a B C_D \rho D h u^2 \quad (2-4)$$

ここで

u : 平均流速, n_b : 底面の粗度係数, B : 水路幅, a : 単位河床面積当たりの幹の模型の本数, C_D : 幹の模型の抗力係数, D : 幹の模型の直径, h : 水深, である。

(2-1)~(2-4)式を連立させることにより、竹林模型の

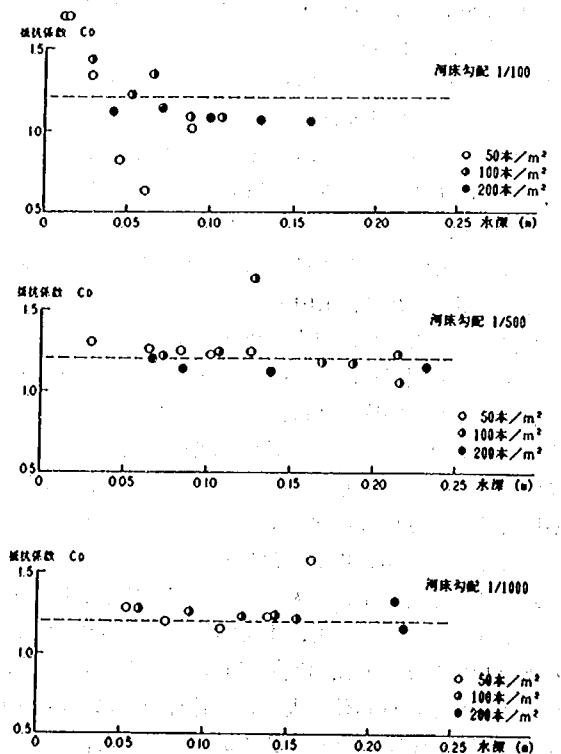
粗度係数 n_t を求める次式が得られる。

竹林模型の粗度係数

$$n_t = (n_b^2 + \frac{C_D}{2g} D h^{1/3} a)^{1/2} \quad (2-5)$$

図-2・3は、(2-5)式を用いて実験結果から逆算した C_D 値を水深との関係で示したものである。これらの図から、多少のバラツキはあるものの、密度の違いや水路勾配によらず C_D は1.2程度の値を持つことがわかる。この値は、2次元円柱についての抗力係数にほぼ一致する。図-2・4は、図-2・3から得られた $C_D=1.2$ を用いて(2-5)式より計算した n_t 値と実験による n_t 値とを比較したものである。この図より実験値と計算値がよく一致することがわかる。

以上より、竹林に代表される円柱群で模擬できる樹木群を通過する流れの抵抗特性は、(2-5)式により予測することが可能であり、その際用いるべき C_D (円柱の抗力係数)は、2次元円柱にほぼ等しい1.2程度であるとの結果が得られた。(2-5)式より、この式が成立する条件において、円柱群で模擬できる樹木群の粗度係数は河床勾配に関係せず、また、ある程度水深が大きい場合には、水深の2/3乗、円柱群密度の1/2乗に比例して粗度係数が増大することがわかる。

図-2・3 抵抗係数 C_D と水深の関係 ($n_b=0.0106$)

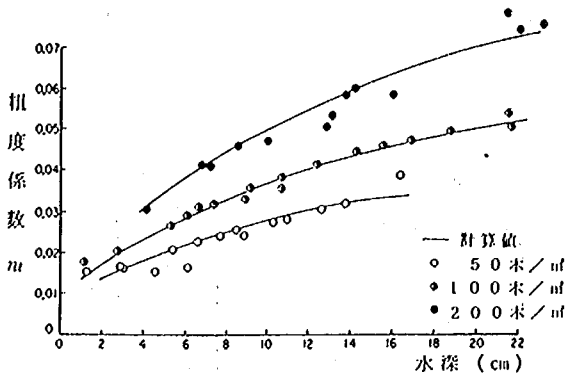


図-2・4 粗度係数と水深の関係についての計算値と実験値との比較

2-2 円柱群で模擬できない一般的な樹木群の抵抗特性

幹や枝の配置が不規則であり、葉が流れに与える影響を無視できない一般的な樹木群を対象とする場合には、樹木群を円柱群により模擬することに無理が出てくる。そこで本節では、こうした一般的な樹木群の抵抗特性を調べる²⁾。

2-2-1 抵抗特性予測式

円柱群で模擬できない一般的な樹木についても、等流状態において樹木及び河床底面が流れに与える力（それぞれ W_d , W_f ）と流水に作用する重力 W とがつり合うとの考えにより、その抵抗特性が予測できるものと考えられる。これらの諸量のうち、 W , W_f は、それぞれ(2-1), (2-3)式による表現をそのまま用いることが可能であるが、 W_d については、対象とする樹木が一般的なものとなるため、次のように書き換える必要が出てくる。

$$W_d = \frac{1}{2} B C_D \rho a_v h u^2 \quad (2-6)$$

ここで、 a_v ：単位体積の流体塊中にある樹木の総投影面積である。(2-1), (2-3), (2-6)式を(2-2)式に代入して整理することにより、一般的な樹木の抵抗特性を予測する次式が得られる。

一般的な樹木の粗度係数

$$n_w = (n_b^2 + \frac{C_D}{2g} a_v h^{1/3})^{1/2} \quad (2-7)$$

上式を一般的な樹木の粗度係数 n_w の予測に用いることができるようにするためには、 C_D の値と a_v (樹木の投影面積の取り方) を明らかにする必要がある。

そこで、以下に、一般的な樹木の C_D , a_v について実験的検討を行った結果を述べる。

2-2-2 実験方法

一般的に樹木は、幹と複雑な形状配置を持つ枝、枝についた葉から成っているため、明確な相似則に基づいた縮小模型を作ることが困難である。そこで、ここでは、実物の樹木を用いて、流水から受ける力の特徴を調べた。実験には、長さ100m、幅6mの長方形断面を有する大型の水路を用いた。水路中央には、図-2・5に示す抗力測定装置が設置されている。測定項目は、抗力 D_r 、流量 Q 、水深 h である。抗力の測定方法は、図-2・5に示すように、抗力測定装置に樹木を取り付け、

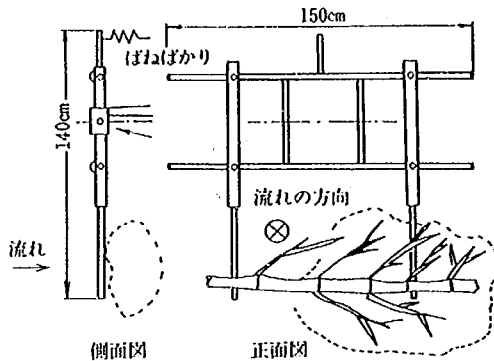


図-2・5 抗力測定装置

これを流水中に浸し、抗力を直接バネばかりの指示値で読みとるものである。流量 Q 及び水深 h は、それぞれ電磁流量計及び水位標より得た。

抗力係数 C_D は、次式により求めた。

$$C_D = D_r / (\frac{1}{2} \rho a_v u^2) \quad (2-8)$$

ここに、 D_r ：抗力、 ρ ：水の密度、 a_v ：樹木試料の投影面積、 u ：流速、である。なお、流速 u は次式により求めた。

$$u = \alpha Q / (Bh) \quad (2-9)$$

ここに、 B ：水路幅(=6m)、 α ：装置に取り付けた試料を水中に没したとき、平均流速 $U = Q/(Bh)$ を試料が位置するところの局所的な流速 u に換算するための補正係数(実験によりあらかじめ求めておく)である。実験に先立ち、抗力測定装置の精度を検証するため、この装置を用いて滑面円柱の抗力係数を測定した所、過去に精度よく測定された抗力係数の値とほぼ一致した。これにより、本装置の有効性が確認された。

実験では、この抗力測定装置に樹木試料を取り付け、水深を60cmに保ち、流量を変えることにより0.3~1.2

m/sの範囲の7種の流速を与え、それぞれについて抗力を求めた。実験に用いた樹木試料はすべて竹である。8本の竹それぞれについて、葉がついた場合と葉をすべて取り去った場合の2通りについて抗力測定を行った。また、試料として用いた枝の総投影面積を各試料毎に算定した。

2-2-3 実験結果

(2-8)式の投影面積 a_v に枝の総投影面積を用いることにより、得られた結果から C_D を求めた。図-2・6

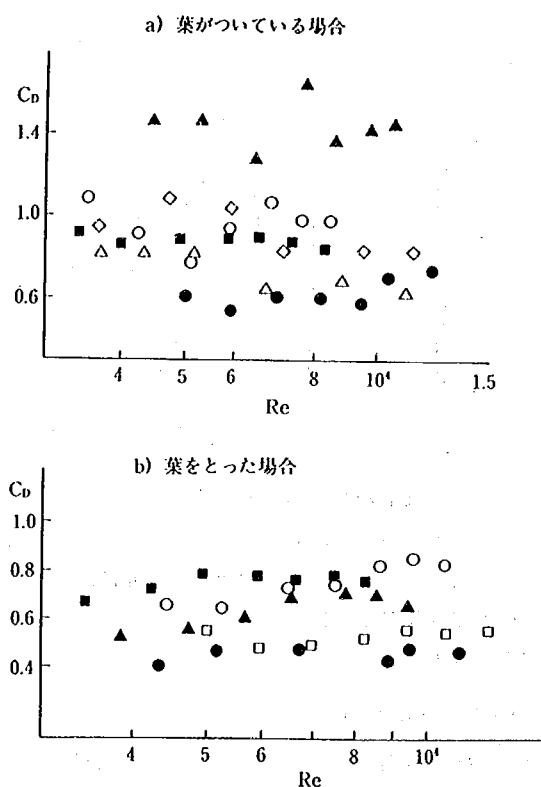


図-2・6 C_D と Re との関係

は、葉がついている場合と葉がついていない場合の $C_D \sim Re$ 関係($Re = u d_m / \nu$, d_m :枝の平均直径, ν :水の動粘性係数)を、各試料について示したものである。図中のプロット記号の違いは試料の違いを意味する。図より、まず、各試料については、 $4,000 < Re < 10,000$ の範囲で Re 数による C_D の変化が小さく、 C_D を Re 数によらずほぼ一定とみなすことができることがわかる。しかし、各試料毎の C_D の平均値 C_{Dm} は、樹木毎に異なる。この原因について検討する。図-2・7に示すように、樹木は幹である第一枝に対し第二枝が放射状の構造を持つ。したがって、流水中では枝間の相互作用

用があらわれる。そこで、枝の密度 λ を図-2・7を用いて次のように定義する。

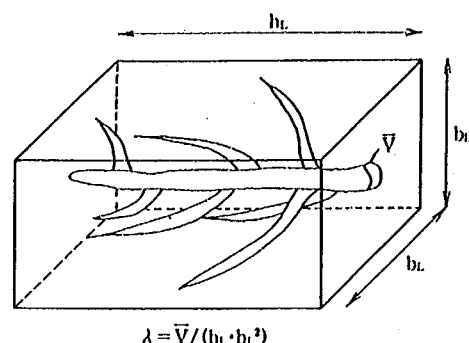


図-2・7 樹木の密生度 λ の定義

$\lambda = (\text{葉を無視した樹木の实质体積}) / (\text{樹木の影響を受ける流水部分の体積}) = \bar{V} / (h_L b_L^2)$ (2-10)

ここに、 $\bar{V}$:葉を無視した樹木の实质体積, h_L :樹木の高さ, b_L :樹木の影響を受ける流水部分の幅, である。得られた λ と C_{Dm} との関係を示したのが図-2・8

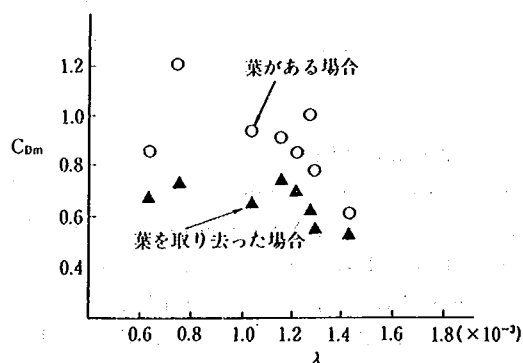


図-2・8 樹木の密生度 λ と C_{Dm} との関係

である。この図によれば、ばらつきはあるものの、 λ が増加するに従い C_{Dm} が減少する傾向がみられる。ばらつきの主要な原因は、樹木ごとの葉の枚数の違いにある。 λ が小さいとき C_{Dm} が相対的に大きいのは、個々の枝間の相互作用が小さく、枝の周辺の流速が無遠慮の流速とあまり変わらないためと考えられる。一方、 λ が大きいつき C_{Dm} が小さいのは、枝間に相互作用が働き、ある枝はそれより上流部の枝の後流域に入ってしまうような現象が起こっているためと考えられる。なお、整列した円柱の C_D と λ との関係については研究がいくつか行われており、相互作用が現れてくる λ は本研究における λ より大きい。樹木の場合は、個々の枝が整列しておらず、乱雑であり、また、第一枝と第二枝の結合部付近は枝の直径に比べて間隔がせまい

ので、整列した円柱の場合より小さな λ でも相互作用が働くものと考えられる。

次に、図-2・8より葉の有無による C_{Dm} の違いを調べると、葉を取り去った場合の C_{Dm} の方が、葉のある場合の C_{Dm} より20~30%小さいことがわかる。したがって、本実験で用いた樹木試料については、葉があることにより抗力の増加分は、枝だけしかない場合の抗力の2~3割と見ることができ。葉の総投影面積を、各葉の表裏の面積の総和と考えると、葉の総投影面積は枝の総投影面積と同じ程度か、それ以上になる。にもかかわらず葉の存在による C_{Dm} の増加量が2~3割程度にとどまっているのは、わずかな水流の存在によって、葉がすぐに流れ方向になびき、流水抵抗を受けにくい形態をとるためと考えられる。図-2・9は、実

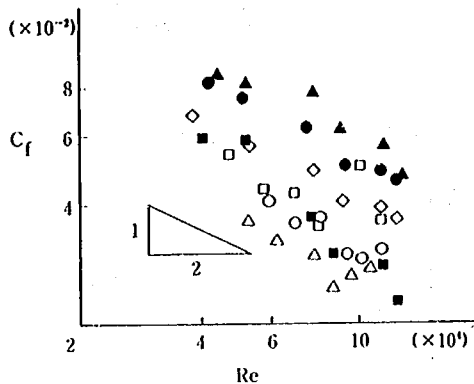


図-2・9 葉群の C_f と Re 数の関係(記号の違いは、試料の違いを表わす)

験に用いた試料の葉だけをピアノ線に数多く直接付け、その抗力を測定することにより得られた葉の抵抗係数 C_f と Re 数との関係を示したものである。なお抵抗係数 C_f は、次式で定義され、 C_D とほぼ同じ意味を持つ。

$$C_f = \frac{D_r}{\left(\frac{1}{2} \rho a_L u^2\right)} \quad (2-11)$$

a_L : 葉の総表面積

図より、 C_f は、 C_D に比較して、1オーダー以上小さく、前述の推定、すなわち、葉は、自らなびくことにより、流水中において流れの抵抗を受けにくい形態を取るということを裏付けている。

以上より、少なくとも本実験において対象とした竹の枝については、葉の存在により見かけ上透過度が悪く見える場合においても、実際に抵抗に寄与する分は枝の寄与分に比較して小さく、樹木の全抵抗は枝の投影面積を中心に考えればよいと判断できる。

2-2-4 一般的な樹木群の抵抗予測の考え方

前項において示した実験結果に基づき、一般的な樹木群の抵抗予測式として、次式が得られる。

$$n_w = \left(n_b^2 + \frac{C_D(\lambda, \text{葉のつき方})}{2g} \cdot a_w h^3 \right)^{1/2} \quad (2-12)$$

a_w : 単位体積の流体塊中にある枝の総投影面積

λ : 枝の密生度

上式に示すように、一般的な樹木を対象にする場合に用いる C_D は一定でなく、図-2・7で定義される密生度 λ と葉のつき方(葉の形状と数)により変化する。前述の実験で用いた竹の枝の場合には、 $C_D \sim \lambda$ 関係について図-2・8の関係が得られているが、(2-12)式を一般的なものとするには、さらに多くの樹種について $C_D \sim \lambda$ 、葉のつき方との関係を明らかにする必要がある。また、本実験においては、流水中に単独で枝を没するという条件で力を測定しているが、この結果を群生した樹木についてそのまま適用できるかどうかを今後確認する必要がある。

2-3 水没した樹木群の抵抗特性

前節までは、樹木が水没しない状態だけを想定していた。しかし、樹木群の中には、水位が上昇した時に水没する程度の高さしか持たないものもある。このような樹木群を対象にする場合、図-2・10に示すような形態を持つ流れの抵抗特性を知る必要がある。そこで本節では、図-2・10に示す流れの抵抗特性について検討を行う。

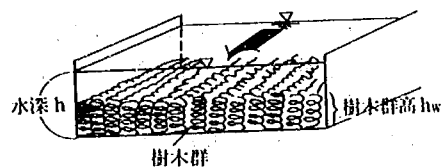


図-2・10 水没した樹木群

2-3-1 水没した樹木群の抵抗特性の考察

水没した樹木群内部を通過する流れと、それらの上部を通る流れとは抵抗特性が基本的に異なる。すなわち前者の流れでは、流体塊の各部分が樹木群を構成する幹、枝、葉からほぼ均等に抵抗を受けるのに対して、後者の流れでは、流れの底面でのみ重力に抵抗するせん断力が作用する。したがって、これら2つの流れの抵抗を表わす方法も当然分けて考える必要がある。まず、樹木群内を通過する流れ(図-2・11の④の部分)の

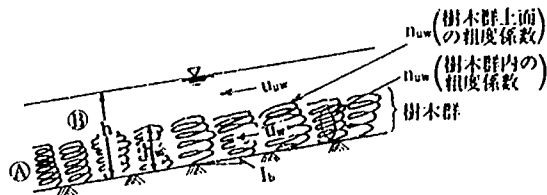


図-2・11 水没した樹木群をもつ水路の流れ

流速は、(2-12)式を用いることにより次のように表わされる。なお、ここでは等流状態を想定している。

$$u_{uw} = (1/n_{uw}) h_w^{2/3} I_b^{1/2} \quad (2-13)$$

$$= \frac{1}{\sqrt{n_b^2 + \frac{C_D}{2g} a_w h_w^{4/3}}} h_w^{2/3} I_b^{1/2}$$

一方、樹木群上の流れについては、前述のように底面で抵抗を受ける通常の開水路流に近い流れと考えられる。したがって、図-2・11中の③の部分の平均流速は次式により表現される。

$$u_{uw} = \frac{1}{n_{uw}} (h - h_w)^{2/3} I_b^{1/2} \quad (2-14)$$

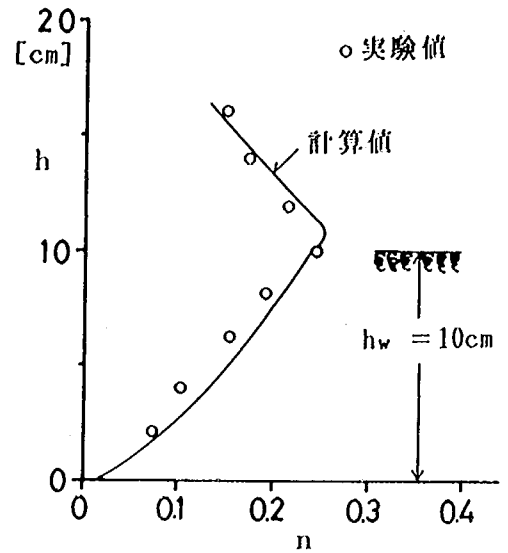
流れ全体の粗度係数は、(2-13)、(2-14)式を用いることにより求めることができる。

2-3-2 抵抗特性について実験的な検討

前項の考え方が妥当かどうかを調べるため、樹木群模型を用いた水路実験を行った。実験に用いた樹木群模型は、樹木群模型 [c]、[d] (写真-3・1参照) であり、片方はプラスチック糸がはちの巣状にからみあった超多孔体 (空隙率0.91) であり、もう一方は、細いプラスチックの糸を数十本ずつ束ね、一定間隔で植え付けたものである。図-2・12は、それぞれの樹木群模型についての流れ全体の粗度係数 (全断面を有効として計算した河積、径深を用いた粗度係数) と水深との関係を示したものである。図より、粗度係数は、水位が樹木群より小さい間は水深の増大とともに増加するのに対して、水位が樹木群よりも大きくなると、水深の増大とともに急激に減少することがわかる。図中の実線は、 n_b 、 $(C_D/2g)a_w$ 、 n_{uw} に表-2・1に示す値を用いた場合の、(2-13)、(2-14)式による流れ全体の粗度係数 n ~ 水深 h 関係の計算値であり、実測値とよく一致していることがわかる。これより、樹木群内の流れを2-3-1の方法により与え、樹木群上の流れを通常の開水路流れのように考えることにより、水没した樹木群を持つ流れの抵抗特性をよく表現できることがわかる。

ここで問題になるのは、樹木群上面上の流れに関す

a) 樹木群模型 [d]



b) 樹木群模型 [c]

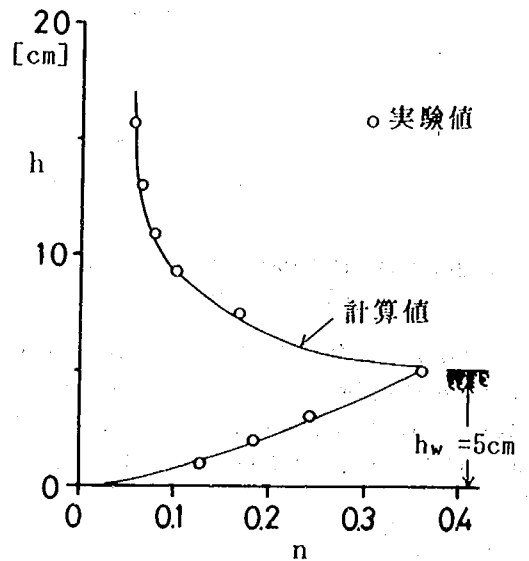
図-2・12 樹木群が水没する場合の粗度係数 n と水深 h との関係

表2-1 水没した樹木群の粗度係数の計算に用いた各パラメータ値

	樹木群模型 [c]	樹木群模型 [d]
n_b	0.0100	0.0100
$\frac{C_D}{2g} \cdot a_w$	6.84	1.29
n_{uw}	0.0284	0.0390

る粗度係数 n_{uw} の与え方である。樹木群内の流れは、2 節において検討したように、樹木の諸元より求めることができる。しかし、樹木群上の流れについての、粗度係数 n_{uw} は、樹木群上面の凹凸と、樹木群内と樹木群上の流れとの運動量のやりとりの両方から決まる水理量であり、これら 2 つの因子とも予測することは簡単ではない。特に、現地の樹木群の上面の形状は、千差万別であり、表-2・1 に示した実験値をそのまま用いることはできないと考えられる。したがって、実験により 2-3-1 の考え方の妥当性はある程度確認されたものの、 n_{uw} 値については現地観測などによりさらに検討を加え、実用上用いて差支えない n_{uw} 値を見出す必要がある。

2-4 まとめ

円柱群に模擬できる樹木群については、樹木群諸元と樹木群を通過する流れの粗度係数との関係は、(2-5) 式によりほぼ予測できる。また、円柱群では模擬できない一般的な樹木群については、樹木諸元と粗度係数との関係を表わす (2-12) 式が得られ、現在のところ一般化が不十分なパラメータ C_D が残されているものの、粗度係数予測の枠組みと、今後調べる必要のある抵抗特性が明らかとなった。また、樹木群が水没した場合についても、抵抗特性を予測するための基本的な考え方が (2-13)、(2-14) 式により示され、実験によりその妥当性が確認された。ただし、樹木群上面の粗度係数 n_{uw} については、その特性を現地観測等によりさらによく調べる必要がある。

本章で得られた樹木群を通る流れの抵抗特性は、4 章において樹木群が一部に繁茂した河道の抵抗特性を予測する手法を考える際に用いられる。

第 3 章 樹木群が一部に繁茂した河道の抵抗特性

3-1 概要

樹木群が河道全体にわたって繁茂していることは少なく、多くの場合その繁茂領域は河道の一部にとどまっている。河道の一部に樹木群が繁茂している場合、樹木群が繁茂している領域では流速が非常に小さくなるため、河道内で大きな流速差が生じ、樹木群繁茂領域の流れが、それ以外の領域の流れに影響を与えることを、樹木群が一部に繁茂した河道の洪水時航空写真を通して見てきた (1-2 参照)。このため、樹木

群が繁茂していない河道に比較して、樹木群のある河道は複雑な抵抗特性を示す。

本章では、河道内の樹木群繁茂形態を水利的観点から分類し、それぞれの樹木群形態についての抵抗特性を主に水理模型実験に基づいて調べる。その結果を解析することにより、4 章での検討に必要な基本的な知見を得る。

3-2 樹木群繁茂形態の分類

本章では、問題の本質を損わない程度に現象を単純化して考えることにする。すなわち、広長方形断面を有する直線水路に樹木が繁茂している場合を検討の対象とする。代表的な樹木の繁茂形態としては、写真-1・1~1・3 に示した低水路河岸沿いに 1 列に繁茂しているタイプがあげられる。また、堤防沿いに樹木群が繁茂しているタイプも、水防林などにしばしば見られる。これらにもとづいて、ここでは、次のような観点から樹木群繁茂形態を分類する。

- 樹木群が堤防沿いに繁茂している場合 (河道の片側)、堤防から離れて繁茂している場合 (河道の中央)
- 縦断方向に一樣または非一樣な場合
- 繁茂状況が連続的または断続的な場合 (断続的とは、樹木群がある間隔をおいて繁茂していたり、連続的に近い状態であつてもところどころ切れて樹木のない部分が存在する繁茂形態のことを意味する。)
- 水没しているか、または水没していない (非水没) 場合

そこで、まず縦断方向に一樣に繁茂している樹木群を図-3・1 に示すタイプ A~D の代表的な 4 つの形態に分け、それぞれについて抵抗特性を調べる。なお、これらのタイプは、縦断方向に一樣に繁茂した樹木群であることから、その抵抗特性を主に合成粗度係数と水深との関係により検討する。樹木群の上下流付近では、縦断方向の河積の変化によって、流況が局所的に大きく変化する。そこで、上記のタイプ A~D の樹木群形状に関する検討に加えて、樹木群上流及び下流端付近の水理特性、特に、水位縦断変化特性と樹木群前後に形成される死水域の特性を調べる。

3-3 実験方法

本章における 4 節以降の内容は、主に樹木群模型を用いた水理実験の結果に基づいて議論されている。ここでは、これらの実験の内容をまとめて説明しておく。実験に用いた水路諸元は表-3・1 等示す通りである。実河川と同じように大きな水路幅水深比を持つよう幅の

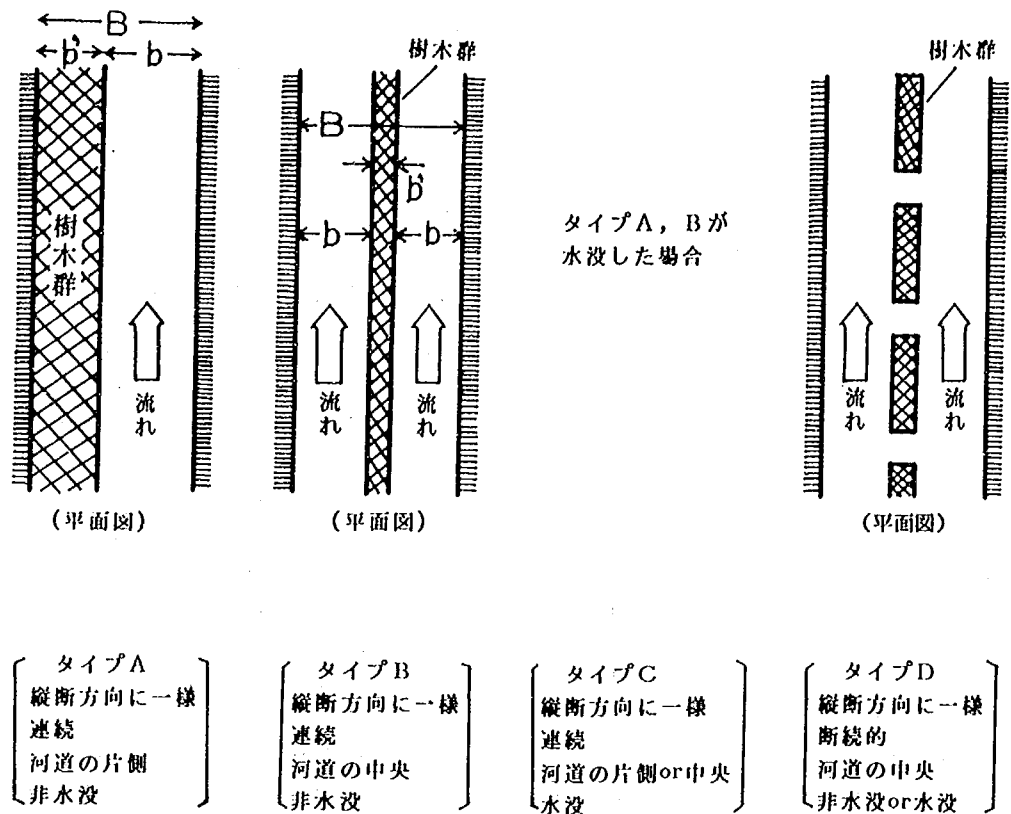


図-3・1 検討対象とする樹木群形態

表3-1 実験に用いた水路

	勾配	全巾	全長	横断面形	底面の粗度係数 n_m
水路a	約1/1000	1.6m	20m	長方形	0.0091
水路b	約1/1000	3m	48m	長方形	0.0105~0.0113
水路c	約1/1000	2m	48m	長方形	0.0103~0.0106

表3-2 実験に用いた樹木群模型

樹木群模型の名称	模型の形態	透過係数 K [m/s]
[a]	円柱群 直径2mmの円柱を1m ² 当り900本立てたもの	$K \approx 2.74$
[b]	プラスチックの糸がからみ合った超多孔体 (空隙率97%)	$K \approx 0.96$
[c]	プラスチックの糸がからみ合った超多孔体 (空隙率91%)	$K \approx 0.38$

広い水路を用いている。

これらの水路に表3-2の特性を有する3種類の樹木群模型 [a], [b], [c] を設置し、縦断方向に一樣

な樹木群を対象にする場合には等流状態となるように、縦断方向に非一樣な樹木群を対象にする場合には、樹木群下流端において樹木群がない部分が等流水深となるように実験水路下流端の堰高を調整した後実験を行った。写真-3・1には樹木群模型 [b], [c] が示されている。表中の K は、下式で定義される樹木群模型の透過性の大きさを表わす [透過係数] である。

樹木群内の見かけの平均流速

$$v = K I_e^{1/2} \quad (3-1)$$

ここで、 I_e ：エネルギー勾配である。なお K は速度の次元を持つ。上式の K は、次のような物理的意味を持つ。(2-12)式において、水路底面の摩擦抵抗が、樹木自体の抵抗に比較して無視できる場合には、流速とエネルギー勾配との関係は次式により表わされる。

$$v = \frac{1}{\sqrt{a_w C_D / 2g}} I_e^{1/2} \quad (3-2)$$

この場合、 K は次のように樹木群諸元と1対1の関係を持つ。

$$K = \frac{1}{\sqrt{a_w C_D / 2g}} \quad (3-3)$$

実験に用いた樹木群は、いずれもかなり透過性の低

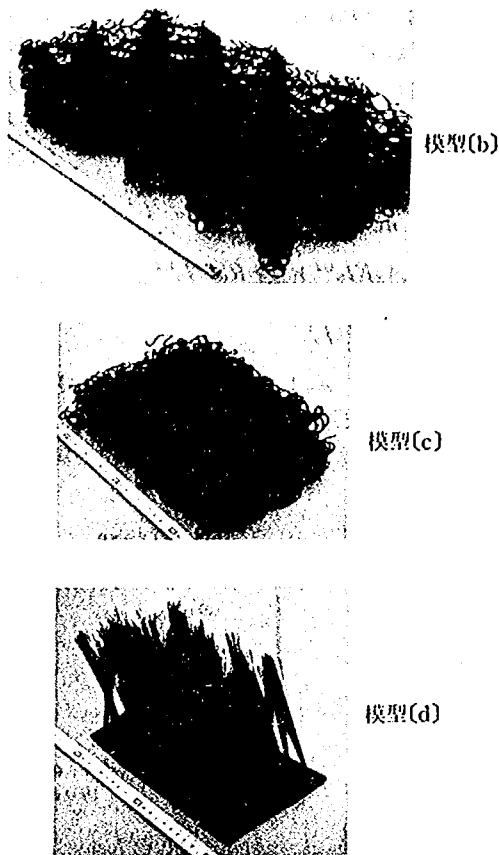


写真3-1 実験に用いた樹木群模型

いものであり、底面摩擦に比較して樹木模型自体の抵抗がかなり大きい。このため、流速とエネルギー勾配との関係は(3-2)式で表現できる。以上より、樹木群模型の抵抗特性を(3-1)式による K で表現することとした。

表-3・2に示した樹木群模型と実際の樹木群との対応関係については次のように考えればよい。模型 [a] は実際の竹林をそのまま1/30に縮小した諸元を持つことから、実際の竹林の1/30模型に対応する透過性を持つ。樹木群模型 [b], [c] は、この竹林模型に対してそれぞれ約1/3, 1/7の透過係数を持つことから、縮尺を1/30と考える場合には、それぞれ実際の竹林の1/3, 1/7の透過性を持つ樹木群模型と考えることができる。

上記の樹木群模型は、いずれも、実験水路内の流水によっては撓みがほとんど生じない剛性を持っている。したがって、一連の実験は、流水による植生の揺動を抑えた条件で行なっていることになる。一方、実際の樹木は流水によってかなり変形することが知られており、樹木群の揺動が流水抵抗に影響を与えると考

えられる。水路内に置かれた植生の揺動が流水抵抗に与える影響については、室田・福原らが水路底面の水草模型を設置した場合について³⁾、石川・田中が水路中央に一直列に樹木模型を設置した場合について⁴⁾実験的な検討を行なっている。前者の実験によって、水草模型が揺動することによって揺動しない場合よりも粗度係数が2割程度増加すること、後者の実験によって、水路全体の流水抵抗の2割強が樹木模型の揺動によって生じていることが示されている。これらのことから、樹木群の揺動が流水抵抗を増加させる働きを持つことがわかる。ただし、揺動による流水抵抗増加量の絶対値は、揺動のスケールと樹木群模型内外の流体混合領域のスケールの比によって大きく異なると考えられる。すなわち、揺動のスケールに比べて流体混合領域のスケールが大きい場合には、揺動の流水抵抗に与える影響は相対的に小さくなり、逆の場合には相対的に大きくなると考えられる。室田・福原らの実験は、混合領域のスケールと揺動幅がほぼ同じ程度となる条件で行なわれており、また、石川・田中の実験では、揺動幅に対して混合領域のスケールが4倍程度となっている。一方、実河川の諸元に近い水路幅水深比の大きい条件で行なった本研究での実験では、樹木群内外の混合が活発な場合には、混合領域の幅が水深の10倍程度となっており(詳細は3-4以降参照)、揺動幅が水深の半分程度と考えると、揺動幅に対する混合領域の幅の比が20程度となる。このことから、本実験では、上記の2つの実験に比較して揺動の影響が小さいものと推定できる。以上のことから、本研究では、揺動の影響がない条件下での実験により樹木群の流れへの影響が概ね評価できると考えて、揺動を考慮しない実験を行なっている。揺動の影響を厳密に考慮するためには、本実験で得られた樹木群の流れへの影響に揺動の影響を加える必要がある。

3-4 河道の片側に一様で連続的に繁茂した非水没樹木群(タイプA)を有する流れの抵抗特性⁵⁾

3-4-1 合成粗度係数と水深との関係

ここでは、抵抗特性を表わす指標として、従来より一般的に用いられてきた下式で表わされる合成粗度係数 N を用いる。

$$N = (A/Q) R^{2/3} I_e^{1/2} \quad (3-4)$$

ここで、 Q : 流量、 A : 河積、 R : 径深 $= A/S$ 、 S : 潤辺、 I_e : エネルギー勾配である。 A 、 S の算定にあ

たつては、樹木群がある部分も含めて考える。実際の N の算定にあたっては、となり合う水位測定点間について上式に基づいて合成粗度係数を算出し、それらを縦断方向に平均したものを N とした。ここで、いわゆるマンニングの粗度係数に“合成”という言葉をつけているのは以下の理由による。樹木群が一部に繁茂した河道では、前述したように流れの特性が樹木群内外で大きく異なるために、(3-4)式で定義された粗度係数は、単一の特性から成る河道(単断面河道)の粗度係数が持っていた物理的意味を失い、流量とエネルギー勾配との間を結びつける単なるパラメータとしての意味しか持たなくなる。このため、こうした性質を持つ粗度係数を、物理的意味の明確な単断面河道の粗度係数と区別して表現するために、“合成”という言葉をつける。合成粗度係数は、河道や水路の粗度と明確な関係を持たず、また後述のように、水深に代表される流量規模によって変化するのが一般的である。

実験結果の代表として、水路cに種々の巾を持つ樹木群模型[c]を置いた場合の合成粗度係数 N と水深 h との関係を図-3・2に示す。なお、全巾を B 、樹木群

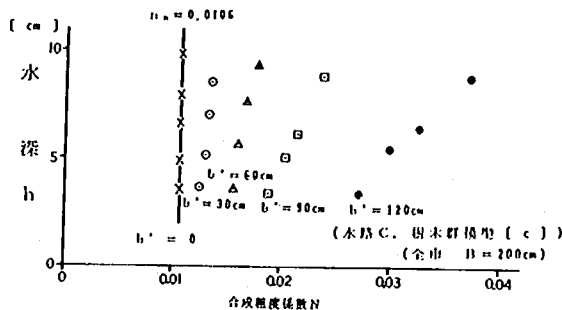


図-3・2 合成粗度係数 N と水深 h との関係

模型の巾を b' 、樹木群模型のない部分(以降主流部と呼ぶ)の巾を b により表わす。図より樹木群がない場合には N が小さく、また水深による N の変化がないのに対して、樹木群巾が大きくなるにつれ、 N 値自体が大きくなるとともに、水深の増大による N の増加率が大きくなることがわかる。このことは、樹木群の存在が単に合成粗度係数を増加させるだけでなく、水深の増大に伴い N が増加するという特性を持たせることを示している。したがって、ある程度の巾の樹木群がある水路では、樹木群の存在による N の増加に加えて、水深の変化に伴う合成粗度係数 N の変化を知ることが重要となる。

次に、合成粗度係数の実測値と、断面分割法による粗度係数の予測値との比較を行う。断面分割法とは、

樹木群内とそれ以外の部分(主流部)の流れが独立であり、それぞれの領域で成立する抵抗則に基づく流量を足し合わせた値が全体の流量になるという仮定のもとに導かれたものである^(3,7)。すなわち断面分割法によれば、下式により合成粗度係数 N を求めることになる。

$$Q = \frac{A_w}{n_w} R_w^{2/3} I_b^{1/2} + \frac{A_m}{n_m} R_m^{2/3} I_b^{1/2} \\ = A_w K I_b^{1/2} + \frac{A_m}{n_m} R_m^{2/3} I_b^{1/2} \quad (3-5)$$

$$N = \frac{A}{Q} R^{2/3} I_b^{1/2} \quad (3-6)$$

ここで、 n_w, n_m ：それぞれ樹木群内、主流部の粗度係数、 I_b ：河床勾配であり、添字 w は樹木群を、添字 m は主流部を意味する。図-3・3は、前出の実験結果のう

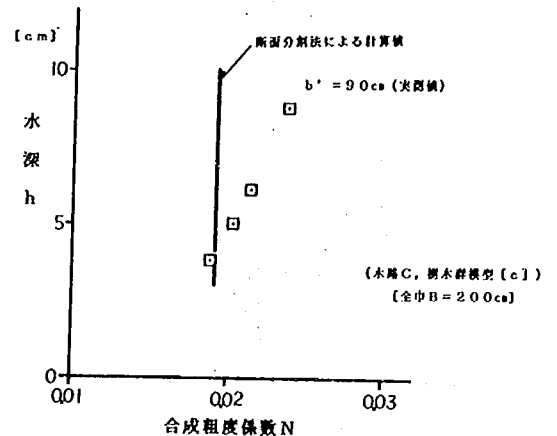


図-3・3 断面分割法による計算 N 値と実測 N 値との比較

ち $b'=90$ cmの場合について、断面分割法による N の計算値と実測値とを比較したものである。図より、実測値の方が計算値よりもかなり大きくなっており、また、両者の差が水深の増大とともに大きくなることがわかる。このことは、断面分割法の仮定、すなわち樹木群内外の流れが独立であるとの仮定が実際には成立せず、樹木群内の遅い流れが外の速い流れを減速し、このため全体として、断面分割法が想定している流れよりも流量が小さくなり、抵抗が大きくなることを示している。このような樹木群内の遅い流れとその周囲の流速を減少させる効果を、“干渉効果”と呼ぶことにする。図-3・4は、 $b'=90$ cmの場合の横断流速分布を示したものである。この図より、樹木群の外側であっても、境界付近では、境界から離れた場所に比べて流速が減少している。断面分割法では、このような流速減少は考慮されていない。また、写真-3・2は、この時の流況であり、樹木群内の遅い流体(白い染料の部分)が

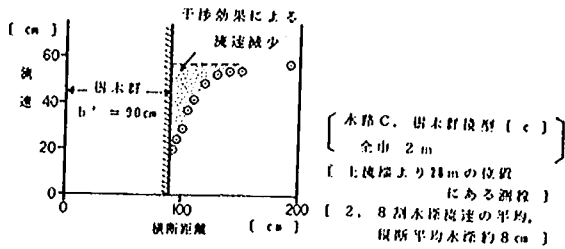


図-3-4 横断方向流速分布

その外に流出し、主流部の流れと混合していることがわかる。これより、樹木群内外の境界において明確な“干渉”が生じていることがわかる。

以上に示されたように、樹木群の存在によって水路内に大きな流速差が生じる場合には、干渉効果によって、断面分割法による予測値より大きい合成粗度係数 N が現われるとともに、水深（あるいは流量）の増大に伴って N が増大するという特性が現われる。こうした特性が卓越する場合には、この効果を水利計算に取込む必要がある。

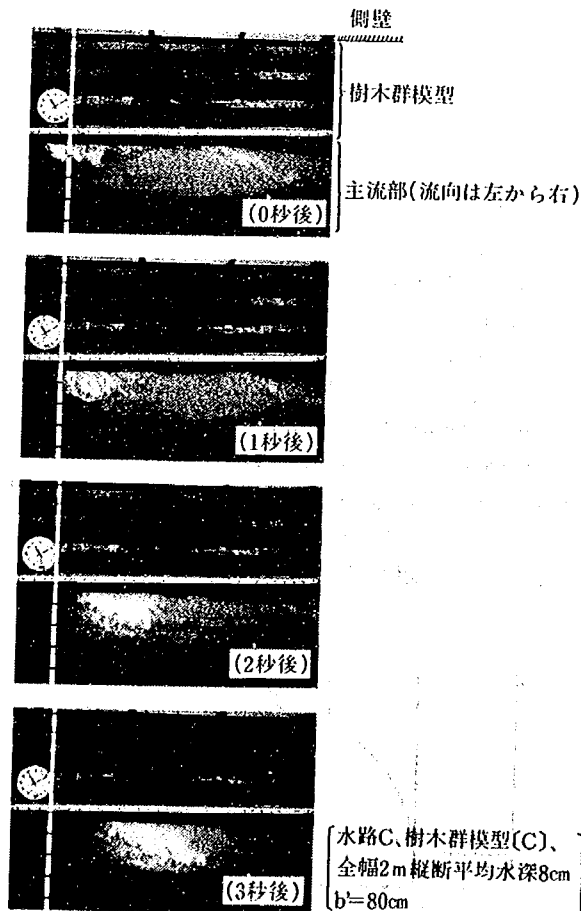
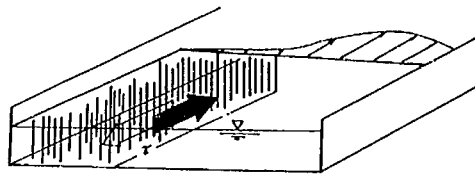


写真3-2 樹木群模型内外の境界付近の流況

3-4-2 干渉効果の水利的な表現方法

干渉効果を水利計算に取込むためには、干渉効果を水利モデルにより表現する必要がある。ここではこの手法について検討する。

写真-3-2に示したように、干渉は遅い流体と速い流体がある境界を挟んでお互いに混じり合う現象である。マクロに見れば、複断面水路における高水数上の流れと低水路内の流れとの境界に作用する Apparent shear stress の考え方と同様に、樹木群内外で運動量が交換されそれに伴い境界でせん断力が作用すると考えることができる⁸⁾ (図-3-5参照)。そこで干渉効果の

図-3-5 樹木群と周囲との境界に作用するせん断力 τ

水利的影響を、樹木群内外の境界に作用するせん断力 τ により表現する。例えば、本節で対象としている図-3-1のタイプAの樹木繁茂形態についての水利計算は、この τ を考慮することにより、次のように行うことができる。

$$\frac{\rho g n_m^2 u_m^2}{R_m^{1/3}} (B - b') + h\tau = \rho g h (B - b') I_b \quad (3-7)$$

$$\begin{aligned} \frac{\rho g n_w^2 u_w^2}{R_w^{1/3}} b' - h\tau &= \rho g R_w (u_w^2 / K^2) b' - h\tau \\ &= \rho g h b' I_b \end{aligned} \quad (3-8)$$

ここで、 h : 水深、 u_w , u_m : 樹木群内、主流部それぞれの平均流速、である。

(3-7)式は主流部の流れに関する力のつり合いであり、 τ によって主流部の流れが減速される。一方、(3-8)式は樹木群内の流れに関する力のつり合いであり、 τ によって流れが加速される。後者の加速効果よりも前者の減速効果の方が大きいので、 τ によって水路全体の抵抗は増大する。あらかじめ τ がわかれば、上の2つの式を連立させて解くことにより樹木群内外の流速が得られ、それより流量が計算できる。

以上のように、樹木群内外の境界に作用するせん断力 τ がわかれば、干渉効果が無視できない場合の水路の疎通能力を計算することが可能となる。そこで τ を求める方法について考える。速度差のある流体間に作用するせん断力は、次の形で流速差と結びつけられる^{9), 10), 11)}。

$$\tau = \rho f (\Delta u)^2 \quad (3-9)$$

ρ : 水の密度

Δu : 樹木群内外の流速差

f : 干渉の強さを表わす境界混合係数 (無次元)

f の値がわかれば, (3-7)~(3-9)式を連立させて解くことにより, 樹木群内部, 主流部それぞれの平均流速を求めることができる。

3-4-3 境界混合係数 f の値の実験的検討

(1) 境界混合係数 f の水理的意味

樹木群内に流速 u_w , 質量フラックス ρQ_w の流体があり, 主流部に流速 u_m , 質量フラックス ρQ_m の流体があるとす。樹木群内外で流下方向の単位長さ当たり ρq の流体の交換があるとすると, 樹木群内外の流れについての運動量保存則より次式が成立する。

$$\begin{aligned} \rho u_w Q_w + \rho q u_m &= \rho u_w' Q_w + \rho q u_m' \\ \rho u_m Q_m + \rho q u_w &= \rho u_m' Q_m + \rho q u_w' \end{aligned} \quad (3-10)$$

ここでプライム'は, 流下方向の単位距離流下後の流速を表わす。上式を変形すると,

$$\begin{aligned} \rho Q_w (u_w' - u_w) &= \rho q (u_m - u_w) \\ \rho Q_m (u_m - u_m') &= \rho q (u_m - u_w) \end{aligned} \quad (3-11)$$

上2式の左辺は, 樹木群内及び主流部の運動量の変化を表わしており, 変化量が, 流体の単位流下方向長さ当たりの交換量 ρq に元々の流速差 $(u_m - u_w)$ を掛けたものに等しいことがわかる。このそれぞれの領域における運動量変化を, 外部からの単位流下方向長さ当たりの力 F で表現すると次のようになる。

$$F = \rho q (u_m - u_w) = \rho h_{ex} v (u_m - u_w) \quad (3-12)$$

ここで h_{ex} : 交換する流体の水深, v : 交換する流体の横断方向の流速 (樹木群内外の流体の交換速度), である。

(3-12)式から,

$$\tau = F / h_{ex} = \rho v \Delta u \quad (3-13)$$

上式と(3-9)式を比較することにより次式が得られる。

$$f = v / \Delta u \quad (3-14)$$

以上より, 境界混合係数 f は, 樹木群内外の流体の交換速度 v の流速差 Δu に対する比であることがわかる。したがって f は, 交換速度の大きさ v に大きく依存し, 交換速度を大きくする要因の影響の度合によって, その値が決まると考えられる。無限に広がる空間の中での2次元噴流のような流れの場合は, 交換速度を大きくする要因は混合に関わる流体運動に起因するもの以外ないので, f 値はほぼ一定となり, 大きな値を持つと考えられる¹²⁾。しかし, 水路においては, 干渉

の大きさ, すなわち交換速度を大きくする要因がいくつか存在する。これらの要因のうち支配的なものとしては, 主流部底面の粗度, 水深, 樹木群の透過度, 樹木群の中, 樹木群繁茂形態などがあげられる。そこで, 種々の条件の下での f 値を実験により求め, 境界混合係数 f を支配する要因の f 値に与える影響を明らかにする。

(2) 実験による境界混合係数 f の算出方法

① 2つの算出方法

(方法1) マクロな視点より求める方法 (平均流速法)

実験により, 流量, 水位縦断変化を測定し, これらの水理量から合成粗度係数 N を逆算する。これより, 種々の水深 h での流量 Q が(3-4)式より得られ, その結果と連続の関係から, 次式を得ることができる。

$$\frac{A}{N} R^{2/3} I_b^{1/2} = h (b u_m + b' u_w) \quad (3-15)$$

(3-15)と(3-7), (3-8)式を連立させ解くことにより, 未知数 u_m , u_w , τ を得ることができ, これらの結果を用いれば, f の定義式である(3-9)式より f を逆算することができる。なお Δu には上で得られた $(u_m - u_w)$ を用いる。

(方法2) 横断流速分布より求める方法 (流速分布法)

方法2では, 実験により得られた鉛直平均流速の横断分布 (以後, 横断流速分布と呼ぶ) を用いて, 樹木群内外の境界におけるせん断力 τ を求める。まず主流部の横断流速分布 $u(y)$ を次の式形で表わす。

$$u(y) = u_{m0} - \alpha e^{-\beta y} \quad (3-16)$$

ここで, u_{m0} : 干渉効果が及ばない主流部の流速, α : u_{m0} と樹木群内外の境界における流速との差, β : 流速分布形を決める係数, y : 樹木群内外の境界から樹木群の外向きに測った距離, である。 u_{m0} , α は, 図-3-6を参考にして, 実測横断流速分布より求める。 β は, 流速の実測値に最小自乗法を適用することにより

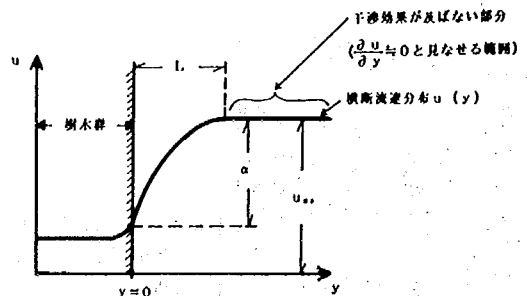


図-3-6 流速分布法による τ の算定

得られる次式により求める。

$$\beta = \sum \left\{ \frac{\ln(u_{mo} - u_i) - \ln \alpha}{y_i} \right\} \quad (3-17)$$

次に等流状態にある主流部の力のつり合いから、次式が得られる。

$$\begin{aligned} h\tau &= \rho g h L I_b - \int_0^L \tau_b dy \\ &= \rho g h L I_b - \frac{\rho g n^2}{h^{1/3}} \int_0^L u^2 dy \end{aligned} \quad (3-18)$$

ここで L は $u = u_{mo}$ となる y , τ_b は底面の摩擦力、である (図-3・6参照)。

マンニングの抵抗則 $n = \frac{1}{u_{mo}} h^{2/3} I_b^{1/2}$ を上式に代入し整理することにより次式を得る。

$$h\tau = \frac{\rho g h I_b^2 (e^{-2\beta L} - 1)}{2\beta u_{mo}^2} - \frac{2\rho g h I_b \alpha (e^{-\beta L} - 1)}{\beta u_{mo}} \quad (3-19)$$

以上より、(3-19)式から樹木群内外の境界に作用するせん断力 τ を求めることができる。得られた τ より、(3-9)式を用いて、 f を逆算する。この時 Δu は次式より求める。

$$\Delta u = \bar{u}_m - K I_b^{1/2} \quad (3-20)$$

ここで、 $\bar{u}_m$ は主流部の平均流速である。 $K I_b^{1/2}$ は、干渉が及ばない領域における樹木群内部の流速を意味する。方法1と同じ考え方によるならば、 $K I_b^{1/2}$ の代わりに樹木群内の平均流速を用いるべきであるが、樹木群内の流速はその外の流速に比較して非常に小さいことから、近似的に上式を用いることとする。

〈ii〉 2つの算出方法の特徴とその適用条件

2つの f 算出法のいずれも、主流部の流れによる底面せん断力に主流部幅を掛けたものと重力の流下方向成分との差から干渉により生ずるせん断力 τ を求めているが、底面せん断力を実験値から求める際の方法が異なっている。すなわち平均流速法 (方法1) では、主流部の平均流速から底面せん断力を求めているのに対して、流速分布法 (方法2) では、主流部の横断方向の流速分布を考慮して、底面せん断力の合力を求めている。したがって、方法1は干渉による流速低減が主流部の全域に及んでいる流れに適用することが望ましい。一方、方法2は、原理的にはほぼ正確に干渉によるせん断力を求めることができるが、実際の計算にあたって、干渉効果の及ばない領域での流速 u_{mo} を実験値 (横断流速分布において、横断方向の流速変化がない領域の流速) から求めているため、 u_{mo} が精度よく得られる流れ、すなわち主流部の中で干渉効果が及んでいない部分が存在する流れに適用することが望まし

い。以上より、 f の算出にあたっては、巾のせまい水路 a , c の実験については方法1により f を求め、巾が広く、流速一定の領域が存在する水路 b の実験については、方法2により f を求める。なお、2つの方法により算出された f 値が、どの程度異なるかを調べるため、(3-16)式に示した横断流速分布の式形を用いて、平均流速法 (方法1) によって求めた干渉によるせん断力 τ と流速分布法 (方法2) によって求めた τ とを比較した。結果を横断流速分布形と合わせて図-3・7に

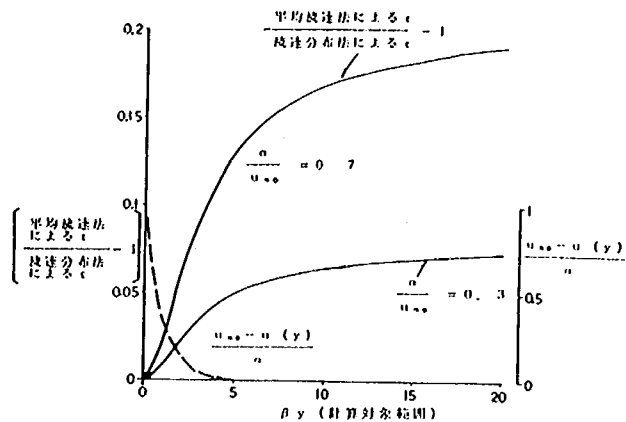


図-3・7 方法1と方法2による f 値の比較

示す。図の横軸は、横断方向の距離を無次元形 βy で表わしたものであり、 f の計算対象範囲を示す。実線についての縦軸は、2つの算出法による樹木群内外の境界部 ($y=0$) でのせん断力 τ の差を流速分布法による τ 値を基準に示したものである。 f は τ と Δu^2 に比例し、 Δu は2つの計算法によってほとんどが変らないので、 τ の違いがそのまま f の違いになると考えてよい。したがって、この値が大きい程2つの手法による違いが大きくなることを意味する。破線についての縦軸は、流速分布を $\{u_{mo} - u(y)\}/\alpha$ の形で表わしたものである。これらの図から、実線の値、すなわち方法1の誤差は、計算対象範囲 βy が小さい、すなわち対象範囲の横断流速の変化が大きい場合には小さく、 βy が大きく5以上となる、すなわち対象範囲が流速一定の領域まで広がると大きくなるのがわかる。このことは、前に述べた方法1の誤差についての特徴を裏付けている。また、図より、 $\beta y < 5$ 、すなわち、計算対象範囲全体にわたって流速が横断方向に大きく異なる (干渉効果がほぼ水路全域に及んでいることを意味する) 場合には、方法1の誤差は α/u_{mo} が大きい場合でも1割程度にとどまることがわかる。したがって、前述のように方法1と方法2を使い分ければ、方法1、2それぞ

れによる f 値の差は小さいと考えられる。そこで以下の考察では、方法1, 2により得られた f 値について一括した議論を行う。

(3) 実験により得られた境界混合係数 f の特性

図-3・8に、実験より算定された f 値を樹木群巾 b' との関係で示す。なお、実験では左岸側に連続的に非水

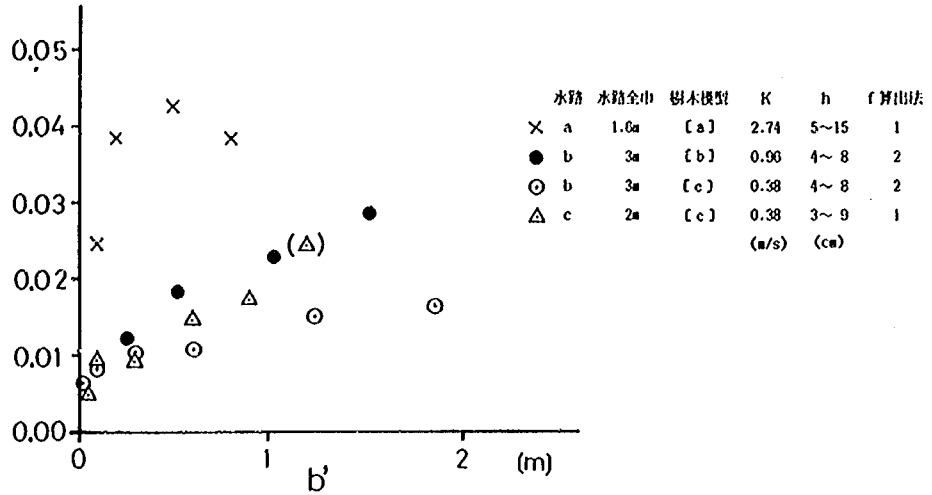


図-3・8 樹木群巾 b' と f との関係

没樹木群を縦断方向に一様に配しており、同じ b' について水深を変えて実験を行っている。一つの b' についての水深の違いがそれ程大きくないこと、またここでは主な b' と樹木群の K による f の変化傾向を知ることが目的とすることから、異なる水深での f 値を平均することにより、1つの b' についての代表的な f をプロットしている。図より以下のことがわかる。まず、 b' が0から増大するにつれ、 f 値が急激に増大し、やがて f の増加率が小さくなり、ほぼ一定の f 値に近づく。このことは、ある程度以上の b' がある場合には f 値は b' によらず一定となるが、 b' がある程度以下になると、 f 値が b' の減少とともに小さくなることを意味している。これは、 b' の巾が小さいと、樹木群内外の流体の出入りが樹木群側の壁によって拘束を受け、流体の混合が抑制されるためと考えられる。また図より、樹木群模型の透過係数 K が大きい程 f の値が大きいことがわかる。このことは、透過係数 K も流体の横断方向の出入りに影響を与え、 K が小さいと樹木群内外の出入りが生じにくくなるため、 f 値が小さくなると推定される。なお、水路aの実験データが他と著しく異なる特性を示しているのは、水路巾/水深が他の実験に比べて小さく、主流部の流れが側壁により強い影響を受けているための推定される。実際河川では、主流部の流れれば側壁に強い影響を受けることはないと考えられることから、以後は、この水路aについての実験

データを除外して考察を進める。また、水路cを用いることにより得られた f 値のうち(△)で示したのも、主流部の巾が小さく主流部側の側壁の影響を受けている可能性があるため以後の考察ではこのデータを除外する。

以上から、 f 値は一定でなく、樹木群の巾や樹木群の透過係数 K により変化することが明らかとなった。

ここでの検討は、 f と次元量 b' との関係に基づいて行なった。 f についてのより一般的な検討を行うためには、 f を支配する無次元量を見出す必要がある。無次元量としてまず考えられるのは、 b'/B (B : 水路巾)である。しかし、上で示したように、 b'/B が同じであっても主流路幅の絶対値が小さくなると、干渉効果が主流路側の側壁の影響を受けるため、 f 値が大きくなる。このことは、 f を支配する無次元量として b'/B が適切でないこと、水深に対して($B-b'$)が小さい条件での実験では、水深に対して($B-b'$)の充分大きい実際河川と比較して、より強調された干渉効果が現われることを示している。(本研究では、このことを考慮して、実河川と同じように水深に対して幅の充分大きい条件で実験を行っている)そこで、次項においては、 b' を無次元化する代表長さを物理的考察に基づいて見出し、 f を一般的な形で表現することを検討する。

3-4-4 境界混合係数 f の一般的な表現

実験により得られた f の特性と水利的な考察を含めて、 f 値を求める一般的な方法について検討を行う。

3-4-3で示されたように、境界混合係数 f は、樹木群巾 b' と透過係数 K により変化する。 b' 、 K のいずれも、横断方向の流体の混合を抑制することに関係する諸量であることから、 b' 、 K 、すなわち樹木群側の側壁と樹木の透過性の悪さに起因する混合抑制効果が評価できれば、 f 値の一般的な表現法が得られるものと考えられる。

まず、 b' による混合抑制効果については次のように考える。 b' が充分大きければ樹木内には図-3・9に示す

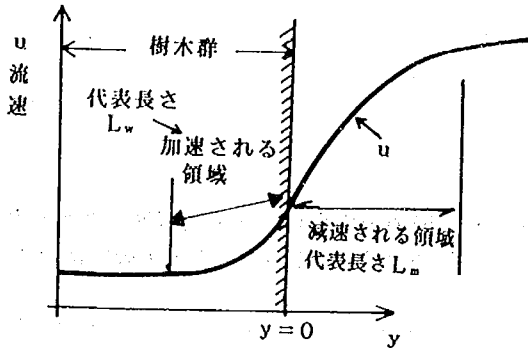


図-3・9 L_w 、 L_m の考え方

ように、主流部の流れによって加速される領域（樹木群内の混合領域）が存在する。今この領域の中を表す代表長さを L_w とする。 b' が L_w に対して充分大きい場合には、側壁の存在が混合を抑制することがなく、一方、 b' が L_w よりも小さくなると、側壁による混合抑制効果が卓越してくると考えられる。 $b'=0$ となると、樹木群がなくなり、樹木群内外の境界は通常の側壁に一致する。この時の f 、すなわち $f_{b'=0}$ は固体壁の抵抗側から推定して、 $f_{b'=0} = F_b/2$ (F_b : 側壁の摩擦損失係数) にほぼ一致すると考えられる。以上のことから、樹木群側の側壁の存在による f の減少は、 $(f - f_{b'=0}) / (f_{b'=\infty} - f_{b'=0}) \sim b' / L_w$ という2つの無次元数間の関係により表現できると考えられる。ここで、 $f_{b'=\infty}$ は $b'=\infty$ の時の f 値であり、具体的には、 b' が充分大きく b' による f 値の変化がなくなった時の f 値を指す。樹木群内の混合領域の中を代表する長さ L_w は、次式により与えられる。

$$L_w = \sqrt{\frac{hK}{2g}} \cdot f_{b'=\infty} \cdot \left(\sqrt{\frac{2gh}{F_m}} - K \right) \left\{ (2F_m gh)^{-\frac{1}{4}} + \sqrt{\frac{K}{2gh}} \right\} \quad (3-21)$$

ここで、 h : 水深、 F_m : 主流部の摩擦損失係数 (=

$2gn_m^2/h^{1/3}$)、 $f_{b'=\infty}$: $b'=\infty$ の場合の境界混合係数 f 、である。上式は、樹木群内の横断流速分布を次式で表現する場合に現われる β_w の逆数 $1/\beta_w$ に相当するものである。

$$u_w = (u_b - u_{w0}) \exp(-\beta_w y) + u_{w0} \quad (3-22)$$

ここで、 u_b : 樹木群内外の境界における流速、であり、座標 y のとり方は図-3・6と同じである。 β_w 、 L_w の算出法については、付録2を参照されたい。

次に、以上に示した考え方が妥当かどうかを調べるため、前出の実験データをもとに、 $(f - f_{b'=0}) / (f_{b'=\infty} - f_{b'=0}) \sim b' / L_w$ 関係を調べた。結果を図-3・10に示す。なお、同じ b' に関する実験においても水深 h が違えば L_w が異なってくることから、図-3・8の場合のように b' が同じで水深が異なる実験データを平均することなしに、 b' が同じでもすべての h のデータをプロットしている。また図-3・10を作るにあたって必要となる

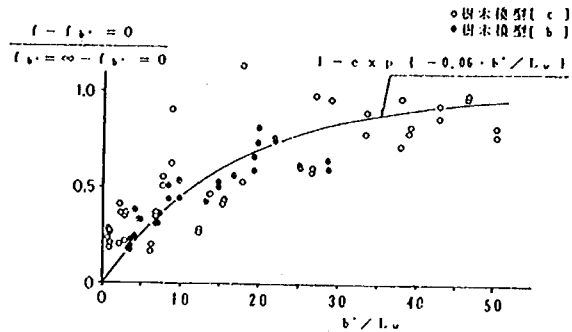


図-3・10 $\frac{f - f_{b'=0}}{f_{b'=\infty} - f_{b'=0}} \sim b' / L_w$ 関係

$f_{b'=\infty}$ 、 $f_{b'=0}$ については次のように求めた。まず、 $f_{b'=\infty}$ については、図-3・8の $f \sim b'$ 関係に指数分布を当てはめ、 $b'=\infty$ の時に漸近すると予測される f 値を用いた。樹木模型 [c] の場合には $f_{b'=\infty} = 0.018$ 、[b] の場合には $f_{b'=\infty} = F_b/2$ 、 $F_b = 2gn^2/R^{1/3} \approx 0.007$ ($n=0.01$ 、 $R=h/2$ を用いている) より、 $f_{b'=0} = 0.0035$ とした。図より、 $(f - f_{b'=0}) / (f_{b'=\infty} - f_{b'=0}) \sim b' / L_w$ には、ほぼ一意の関係があることがわかる。その曲線は近似的に次式で表わすことができる。

$$(f - f_{b'=0}) / (f_{b'=\infty} - f_{b'=0}) = 1 - \exp(-0.06 b' / L_w) \quad (3-23)$$

以上より、 b' による f の変化は上式によって一般的に表現できると考えられる。

次に、 K 値が f に与える影響について考察を行う。図-3・10に示されたように、 b' が f に与える影響は、 K 値が異なっても (3-23) 式によって概ね推定できることが示された。したがって、 K が $f_{b'=\infty}$ 値に与える影響が

明らかとなれば、 f の一般的な表現が可能になると考えられる。 K が $f_{b'=\infty}$ に与える物理的な影響は次のように考えることができる。 K が ∞ の場合には、横方向の混合を樹木が阻害することなく、自由乱流、すなわち流速の異なる流れが平行に合わさった時に、それらの境界で生じる混合現象に一致する。こうした自由乱流についての境界混合係数 f に相当する係数値については、既に調べられており^{12),13)}、平行合流については0.033、後流については0.04という値が得られている。一方 $K \rightarrow 0$ になると、樹木群が壁と同じ性質を持ち、 f は大巾に減少する。前述のように $K \rightarrow 0$ の時の f 値の目安としては、 $F_b/2$ (F_b : 側壁の摩擦損失係数)を用いることができよう。 $K=0$ と ∞ との間については、先に示したように2つの K について $f_{b'=\infty}$ が得られている。図-3・11は、以上の実験データに基づいて、

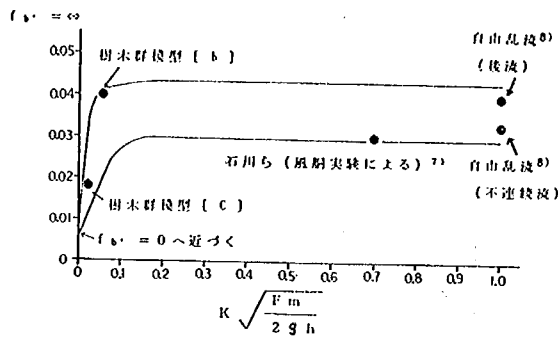


図-3・11 $f_{b'=\infty} \sim K \sqrt{\frac{F_m}{2gh}}$ 関係推定図

$f_{b'=\infty}$ と K との関係を示したものである。なお、図の横軸には、 K の代わりに $K \sqrt{F_m / (2gh)}$ という無次元パラメータを用いている。この無次元パラメータは、 L_w と、主流部側の L_w に相当する干渉巾の代表長さ L_m との比を取ることににより得られたものである。具体的な L_m 算出過程については付録2を参照されたい。この図より、 $f_{b'=\infty} \sim K \sqrt{F_m / (2gh)}$ 関係に次のような傾向、すなわち、 $K \sqrt{F_m / (2gh)}$ がある値以上の場合には、 $f_{b'=\infty}$ は0.03~0.04程度の比較的大きな値を取るが、 $K \sqrt{F_m / (2gh)}$ がある値以下になると、 $f_{b'=\infty}$ 値が急激に減少し、 $f_{b'=0}$ の値に近づく、という傾向があることがわかる。今後さらに多くのデータを用いた検討によりこの傾向が一般的なものであるかどうかを判断する必要がある。

3-4-5 まとめ

- 樹木群が水路の片側に設置されると、合成粗度係数が、樹木群がない場合に比較して大きくなり、また、

水深の増大とともに合成粗度係数が増加するようになる。

- 実測合成粗度係数は、断面分割法による計算値よりも大きい。これは、樹木群内外の流れの干渉によって、主流部の流速が減少させられるためである。
- 樹木群内外の流れの干渉が水路全体の抵抗に与える影響は、樹木群内外の境界に作用するせん断力を考慮することにより評価することができる。[(3-7), (3-8)式]
- 干渉によるせん断力は、樹木群内外の流速差と境界混合係数 f により表現できる。[(3-9)式]
- 境界混合係数 f を主に支配するのは、樹木群の透過係数 K と樹木群巾 b' である。 f は(3-23)式により概ね表現できる。
- 以上より、樹木群が河道の片側に繁茂している場合の河道内の流れの抵抗を予測する方法が得られた。

3-5 河道の中央に一様で連続的に繁茂した非水没樹木群(タイプB)の抵抗特性⁵⁾

前節で示した実験水路を用いて、水路の中央に樹木群模型が設置された場合の抵抗特性を調べた。以下の記述では、 B を全川幅、 b' を中央に置かれた樹木群模型の巾、 b を $(B-b')/2$ とする。

3-5-1 合成粗度係数と水深との関係

図-3・12に、種々の巾の樹木群[c]を樹木群形態B

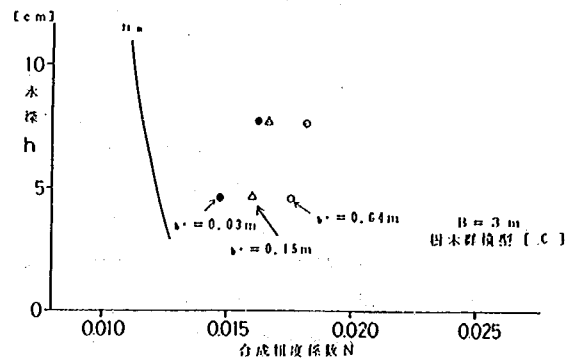


図-3・12 合成粗度係数 N と水深 h との関係 (樹木群形態B)

の様式で設置した場合の合成粗度係数と水深との関係を示す。図より、樹木群を水路の片側に置いた場合と同様に、水深の増加に伴い N が増大することがわかる。図-3・13は、前節で示した断面分割法による合成粗度係数 N の予測値と実測 N 値を、水深との関係で比較した

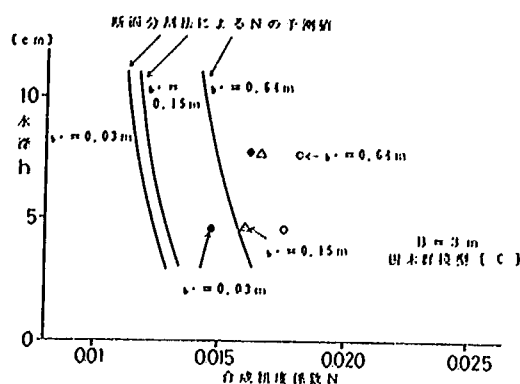


図-3・13 断面分割法による計算N値と実測N値との比較

ものである。図より、実測の N 値は、樹木群内外の境界における干渉を考慮していない断面分割法による予測値よりもかなり大きく、樹木群が水路の片側に置かれた場合と同様に、干渉による抵抗増加を無視できないことがわかる。図-3・14は、横断流速分布の代表例と

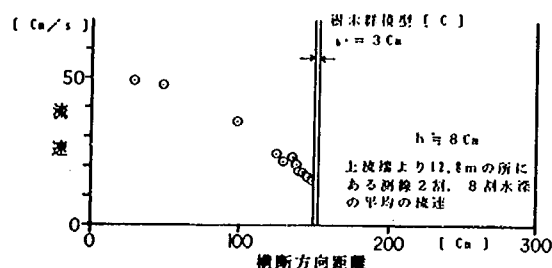


図-3・14 横断方向流速分布の例

して、 $b' = 3$ cm、樹木群模型[c]の実験結果を示したものである。図より、樹木群による流速低減の顕著な主流部領域の中が、図-3・4に示した場合に比較してかなり大きく、樹木群位置が中央にある場合の方が片側にある場合よりも活発な干渉が起こっていることがわかる。

以上から、樹木群が中央に置かれた場合も、片側に置かれた場合と同様に、樹木群内とその周囲との流れの干渉が抵抗特性を支配することが示された。そこで、以下では、干渉効果に絞って、考察を進める。

3-5-2 樹木群内と周囲の流体との混合の状況

典型的かつ顕著な干渉が見られた実験の代表例として、樹木群模型[c]を用いた $B=300$ cm、 $b'=30$ cmの実験において撮影された連続写真を写真-3・3に示す。写真の撮影間隔は3 secであり、樹木群の中に投入された染料が左右に流出して行く様子が撮影されてい

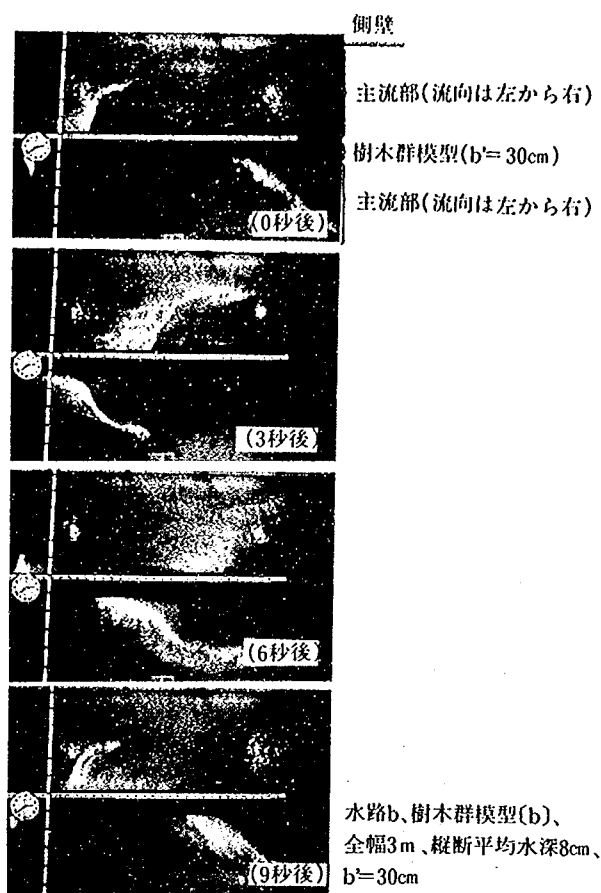


写真3-3 樹木群模型周囲の流況

る。この写真から、樹木群内に投入された染料が左右交互に周期的に流出していることがわかる。また同時に、この流出流を補償するように主流部から樹木群への流入が交互に行われている。また、樹木群を横切る流れが生じている場所は、一定の速度で下流に進行している。この結果、樹木群をはさんで、左側の主流部から右側の主流部へ、また右から左へという周期的な流れが生じ、この横方向の流体移動のパターンが全体として一定速度で下流に進行するという流況が現われる。樹木群を横切る流れの中で、主流部から樹木群へ流入する際には、流向と樹木群がなす角度は小さい(20°程度)のに対して、樹木群から反対側の主流部へ流出する際の流向は、写真からわかるように、樹木群とほぼ直交していることがわかる。このことは、主流部から樹木群へは、流下方向に大きな流速を持った流体が流入するのに対して、樹木群内から反対側の主流部へは、流体が樹木群を横切る際大きな抵抗を受け減速させられるため、主流部の平均流速に対して非常に小さい流下方向速度を持つ流体が流出することを示し

ている。このため、樹木群が左右の主流部へ遅い流体を放出することになり、水路全体の抵抗が増大することになる。以上の混合特性は、基本的には、石川らの実験で見られた混合現象⁴⁾と同じであると考えられる。

図-3・15は、水路横断方向のセイシュの周期 $T_s =$

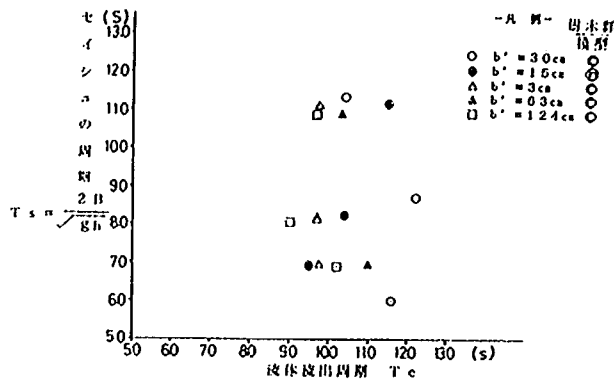


図-3・15 水路横断方向のセイシュの周期 T_s と樹木群からの流体流出周期 T_e との関係

$2B/\sqrt{gh}$ と樹木群からの流体流出発生周期 T_e との関係を調べたものである。図から、セイシュの周期と樹木群からの流体流出の周期の間には明確な相関がないことがわかる。このことは、混合現象が水路横断方向のセイシュとの共振現象では説明できないことを意味している。

図-3・16は、樹木群と左右の主流部との境界近傍での

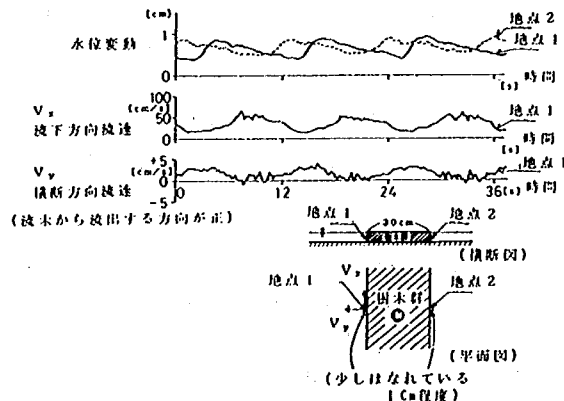


図-3・16 樹木群近傍の水位、流速変動

水位変動と、片方の境界近傍における流下方向と横断方向の流速変動 (V_x , V_y) を示したものである。図より以下のことがわかる。まず、水位、流速とも周期的な変動を繰り返している。樹木群左右の水位は、同じ波形で位相が 180° 異なる時間変動をしている。このた

め、樹木群左右で周期的に横断方向の水面勾配が現われる。例えば地点2の水位が地点1の水位に対して大きくなると、地点2から1への水面勾配が生じ、この水面勾配に対応して、 V_y 、すなわち地点2から1への横断方向の流速が生じる。このことは、樹木群左右の水位差の周期的な変動が、樹木群を横断する周期的な流れを起こすことを示している。 V_y が正、すなわち樹木群からの流出があると、その地点の流下方向速度 V_x が大巾に減少し、逆に V_y が負になると V_x が増大することがわかる。このことから、樹木から流出する流体は、写真-3・3からも指摘したように、非常に小さな流下方向流速を持っており、一方、樹木群へ流入する流れは、 50cm/s 程度の主流部の平均流速とほぼ同じ流下方向流速を持っていることがわかる。樹木群からの遅い流体の流出があると、その流出に少し遅れて、流出した側の水位が急激に大きくなる。これは、流下方向に運動量をほとんど持たない流体が樹木から流出したために、水位がせき上げられることにより起こる。以上に示されたように、樹木群模型が中央に設置された水路では、

樹木群左右での水位差の発生→横断方向の水面勾配の発生→横断方向の流れの発生→樹木群からの遅い流体の流出→流出した側の水位の増大→樹木群左右での水位差の発生

という一種の自励的な現象が生じ、これが干渉による抵抗増加の原因となる。

なお、このような自励的な現象は、樹木群が水路の片側に置かれた場合にも生じており、ここで示した水位・流速の時間変動測定と同様の測定により確認されている。樹木群が水路中央にある場合には、樹木群の左右両方で水位変動が生じるため、横断方向の流体輸送が片側に樹木群がある場合に比較して活発になる。このため、こうした現象がより明確に現われる。

3-5-3 境界混合係数 f の値の実験的検討

$B=300\text{cm}$, 水路床勾配約 $1/1000$, 樹木群模型 [c], [b] を用いた実験の結果を用いて、境界混合係数 f を算出する。 f の計算に必要な樹木群と主流部との境界におけるせん断力 τ は、3-4-3に示した方法1, 方法2の両方を用いて求めた。2つの方法を併用したのは、樹木群模型が中央にある場合の干渉効果が河道の片側に樹木群がある場合に比較して大きいため、樹木群の存在による速度欠損領域が水路巾全体に及び、方法2

だけでなく方法1の適用も可能になるからである。また、樹木群内と主流部との流速差 Δu については、次式により求めた。

$$\Delta u = (\text{主流部の平均流速 } \bar{u}_m) - KI_w^{1/2} \quad (3-24)$$

I_w : 水面勾配 $\approx I_b$

樹木群へは、主流部から大きな流速を持った流体が流入するため、樹木群内の平均流速は干渉を受けない場合の流速 $KI_w^{1/2}$ に比較して大きくなる。にもかかわらず、 Δu として上式を用いるのは次の理由による。3-5-2で示したように、主流部から樹木群へ流入する流体は大きな流下方向速度を持っているが、樹木群を横断する際に大巾に減速され、反対側の主流部へ流出する時には、流下方向速度が非常に小さくなる。したがって、主流部への運動量輸送に実質的に寄与する流速差は、主流部の平均流速から樹木群内から流出する流体の持つ流下方向速度を差し引いたものである。樹木から流出する時の流下方向速度を厳密に定めることは困難であるが、3-5-2で示したようにその速度が0に近いこと、また $KI_w^{1/2}$ も同じように小さな値を持っていることから、 $KI_w^{1/2}$ が樹木群模型からの流出時の流下方向速度の目安になると考えられる。以上により、 Δu の算定式として(3-24)式を用いることとした。

図-3-17は、実験結果より求めた f 値と b' との関係

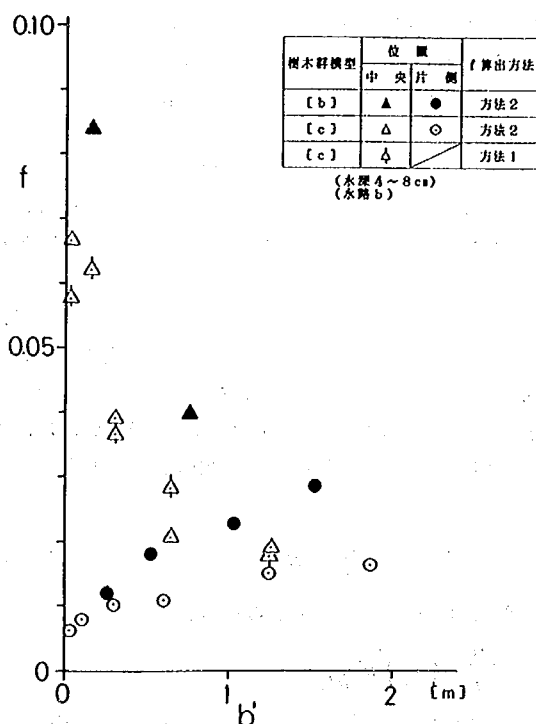


図-3-17 境界混合係数 f と樹木群巾 b' との関係

を示したものである。なお、図には、樹木群が片側に置かれた場合の結果も一緒に示してある。また、図-3-8の場合と同様に、異なる水深(4~8 cmの範囲)での f 値を平均することにより、1つの b' について1つの代表 f 値をプロットしている。この図より以下のことがわかる。 f は、 b' が小さくなるにつれて急激に大きくなり、またその値は、樹木群が片側にある場合に比較してはるかに大きい。 b' が大きくなると、 f 値が一定値に漸近する傾向を示し、また b' が大きい時の f は b' の大きい樹木群が片側にある場合の f 値と近い値を持つ。また、透過係数 K の大きい樹木群 [b] の f 値の方が、 K の小さい樹木群 [c] の f 値よりも大きい。以上のように、樹木群が中央にあると、巾 b' が小さい方が f が大きくなり、またその値が片側に樹木群がある増合に比較してかなり大きくなる。したがって水路中央に位置する幅の小さい樹木群は、巾のわりには大きな影響を主流部に与えることになる。

以上から、樹木群が中央にある場合の抵抗特性は片側にある場合と全く異なり、その一般的な表現方法についても前節とは異なる考え方に基づいて検討する必要があると考えられる。

3-5-4 境界混合係数 f の一般的な表現

(1) 混合現象についての説明

まず、混合機構についての考察結果をもとに f と b' との間に図-3-17に示した関係が見られる理由について検討し、その結果から、 f を支配する一般性を持つパラメータを明らかにする。

樹木群に隔てられた2つの主流部のある横断測線における水位変動(樹木近傍)とその地点における主流部間の流体の移動速度の変動を模式的に表わすと図-3-18のようになる。まず2つの主流部の水位の時間変

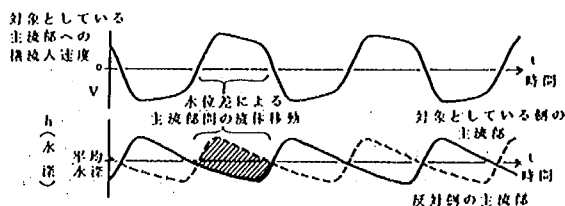


図-3-18 主流部の水位変動、主流部間の横方向流速変動の模式図

動は、現象が左右対象であることから、互いに位相が π ずれた波形を持つ。このため、樹木群をはさんだ両側の流れにおいては、図中の斜線で示すような水位差を生じる。この水位差が原因となって、樹木群を横断方

向に通過する流れ v が生じる。樹木群両側の水位差の時間変化と樹木群を横断する流れの時間変化との間には、位相差はほとんど生じない。このため、図に示したように、 $v \sim t$ の波形と斜線部分、すなわち水位差の波形との間に時間的なズレはほとんど生じない。これは以下の理由による。

樹木群を横断方向に横切る流れを、近似的に下式に示す横断方向の1次元運動方程式で表現する。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v^2}{K^2} = 0 \quad (3-25)$$

ここで v は、横断方向の流速である。上式のうち左辺第2項は、樹木群内の流れのフルード数が1に対して充分小さいので無視することができる。残りの3つの項のうち時間変化項 $(1/g)(\partial v/\partial t)$ のオーダーを図-3・16の結果を参考に見積もると $(0.05\text{m/s})/(6\text{s})/(9.8\text{m/s}^2) \approx 8 \times 10^{-4}$ となる。一方、水面勾配項 $\partial h/\partial x$ のオーダーは、樹木群両側の水位差を樹木群幅で割った値により推定できる。図-3・16の結果から水位差の代表値として 0.005m をとると、樹木群幅 $b' = 0.3\text{m}$ から、 $\partial h/\partial x$ のオーダーとして 1.7×10^{-2} が得られる。このことから、時間変化は、水面勾配に比較して $1 \sim 2$ オーダー小さいことがわかる。このことは、樹木群内を横切る流れに関しては、時間変化を無視することができ、横断方向流速が両側の水位差に応じて、ほとんど遅れ時間を持たずに生じることを示している。樹木群の幅が小さくなるほど、 $\partial h/\partial x$ に対する $(1/g)(\partial v/\partial t)$ 比は小さくなる。干渉効果が大きく、樹木群を水路中央に置いたことの効果が強く現われている幅の小さい（本実験の場合 $b' < 30\text{cm}$ 程度）樹木群については、樹木群の幅が変わっても、ここで示した特性は変わらないと考えられる。

以上述べた混合現象は、次の2つに分けて考えることができる。

①主流部の流れ

主流部においては、片方の側壁に相当する樹木群から $v(kx - \omega t)$ (k : 波数, ω : 角周波数, v は周期 2π の周期関数) で表わされる横流入が存在する。また、 v が負、すなわち主流部から樹木群内へ横流入する流体は主流部の平均流速とほぼ同じ流下方向流速を持つが、横流出する流体の流下方向流速は0に近い。このような横流入、流出によって、主流部には $h(kx - \omega t + \delta)$ なる水深変動が生じる。ここで、 h : 周期 2π の周期関数, δ : v に対する h の位相の遅れ、である。反対側の主流部においても、 $h(kx - \omega t + \delta + \pi)$ の水深変動が生じる。

②樹木群内の横断方向の流れ

主流部で、 $[h(kx - \omega t + \delta) - h(kx - \omega t + \delta + \pi)]$ の水位差が生じる。この水位差のため、横断方向の流速 $KI_T^{1/2} =$

$$K \frac{\sqrt{h(kx - \omega t + \delta + \pi) - h(kx - \omega t + \delta)}}{\sqrt{b'}}$$

(I_T : 樹木群内の横断水面勾配) が生じる。

以上の2つの流れが同時に存在するためには、次式が成立しなければならない。

$$v(kx - \omega t) = \frac{K}{\sqrt{b'}} \sqrt{h(kx - \omega t + \delta + \pi) - h(kx - \omega t + \delta)} \quad (3-26)$$

すなわち、周期的な横流入によって生じた水位変動による樹木群内の横断方向流れが、元の横流入流れに一致するように、 h の波形, k , ω , δ , 振幅が決定される。 h が決まれば、それに応じて v が決まる。

(2) 境界混合係数 f を規定する因子の考察

任意の波形を持つ周期的な横流入を受けた主流部の水位変動が解析できれば、(1)に示した考え方により、水位変動と横流入量を求めることができ、それらから混合係数 f を算出することができる。しかし、現段階では、こうした解析を厳密に行うことは困難である。そこで、現象を単純化してとらえ、水位の時間変動と横流入速度の時間変動、それぞれの振幅だけに着目することにより、混合係数 f の決定機構について考察する。今、主流部の水位変動の振幅を Δh とし、また横流入流速の振幅を v_0 で表わす。「①主流部の流れ」に示した内容より、安定した混合が存在する場合の Δh と v_0 との間には、下式に示されるように、主流部のフルード数 F_r ごとに、一意*の関係があると予想される。

$$\Delta h/h = F(F_r, v_0/u) \quad (3-27)$$

ここで、 h : 平均水深, u : 主流部の平均流速, F : $\Delta h \sim v_0$ 関係を表わす関数である。一方、*「②樹木群内の横断方向の流れ」の内容より、 Δh と v_0 には、大ざっぱに考えれば、下式に示す関係があると考えられる。

$$v_0 = K \sqrt{I_T} = \frac{K}{\sqrt{b'}} \sqrt{\Delta h} \quad (3-28)$$

上式を変形すると次式が得られる。

$$\frac{\Delta h}{h} = \left(\frac{v_0}{u} \right)^2 b' \frac{u^2}{hK^2}$$

上式を(3-27)式に代入することにより、次式が得られる。

$$\left(\frac{v_0}{u}\right)^2 \frac{b' u^2}{h K^2} = F(F_r, v_0/u)$$

3-4-3(1)より $f \sim v_0/u$ が成立するから、下式が成立する。

$$f = F_1(F_r, \frac{K\sqrt{h}}{u\sqrt{b'}}) \quad (3-29)$$

上式は、混合係数 f が、フルード数と、 $K\sqrt{h}/(u\sqrt{b'})$ という無次元パラメータに支配されることを意味している。

*) k, ω が変われば当然 $\Delta h/h \sim v_0/u$ 関係も変化するが、安定した混合が存在するためには、 F_r 数に応じて特定の k, ω 値しか取り得ないと考えて、一意の関係が $\Delta h/h \sim v_0/u$ 間に存在すると仮定した。

(3) $f \sim K\sqrt{h}/(u\sqrt{b'})$ 関係

(2)に示した f の規定因子が妥当かどうかを調べ、また(3-29)式の具体的な関数形を調べるため、実験結果から、 $f \sim K\sqrt{h}/(u\sqrt{b'})$ 関係を調べた。結果を図-3・19に示す。図では、図-3・8、図-3・17と異なり、 b', K が同じで水深が異なる場合、各水深についてのデータを平均せずに別々にプロットしている。また、 $F_r = 0.38 \sim 0.45$ と $F_r = 0.45 \sim 0.54$ のデータを区分できるようにしている。図-3・19より以下のことがわかる。

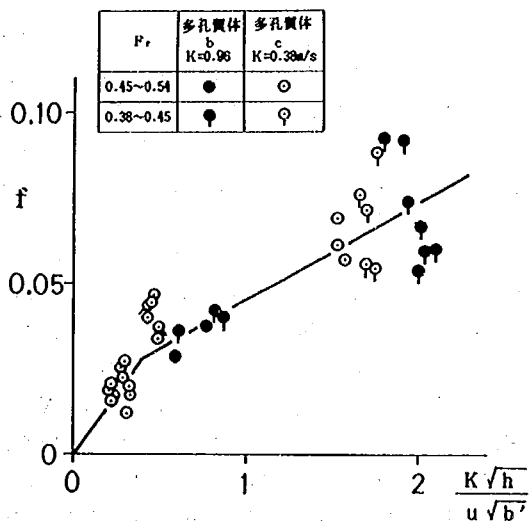


図-3・19 f と $\frac{K\sqrt{h}}{u\sqrt{b'}}$ との関係

データにはややバラツキが見られるものの、全体的に見ると $K\sqrt{h}/(u\sqrt{b'})$ の増大に伴い f が増大するという明確な関係が見られる。また、本実験で設定した F_r

及び K 値の範囲では、 $f \sim K\sqrt{h}/(u\sqrt{b'})$ 関係に与える K 値及び F_r 数の影響は小さい。これらのことから、図-3・19から見る限り、 F_r が同じであれば、 f が無次元パラメータ $K\sqrt{h}/(u\sqrt{b'})$ に支配されるという考えが妥当であり、また、 $F_r = 0.38 \sim 0.54$ 程度の範囲では、両者の関係に与える F_r の影響が小さいと判断できる。

今、図-3・19の $f \sim K\sqrt{h}/(u\sqrt{b'})$ 関係を、2つの直線からなる折線で近似すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{K\sqrt{h}}{u\sqrt{b'}} \leq 0.4 &\rightarrow f = 0.072 \frac{K\sqrt{h}}{u\sqrt{b'}} \\ \frac{K\sqrt{h}}{u\sqrt{b'}} > 0.4 &\rightarrow f = 0.017 + 0.029 \frac{K\sqrt{h}}{u\sqrt{b'}} \end{aligned} \quad (3-30)$$

ここで、原点を通る折線で近似したのは、 $K \rightarrow 0$ の場合 $f \rightarrow 0$ となることを考慮したからである。上式は、 f を予測する上での目安となる。ただし b' が大きくなることによって $K\sqrt{h}/(u\sqrt{b'})$ が小さくなる場合には、上式の適用が妥当でなくなることに注意しなければならない。これは、(3-30)式からは $b' \rightarrow \infty$ になると、 $b' \rightarrow 0$ という結果が得られるが、実際には、主流部と樹木との間に水路片側に樹木が置かれた場合と同じような混合が生じ、 f が $f_{b'=\infty}$ に漸近するため $f \rightarrow 0$ とはならないからである。したがって、 b' が大きくなることによって樹木群が水路中央にあることによる f の増加が顕著でなくなる場合には、 f を $K\sqrt{h}/(u\sqrt{b'})$ と関係づける考え方そのものの有効性が失われるため、(3-30)式の適用は不適当となる。このような場合には、樹木群中央に隔壁があると考え、 $b' = b'/2$ として水路片側に樹木群がある場合の f 予測式を適用することにより、近似的な f の予測を行うのがよいと考えられる。

以上によって、樹木群が水路の中央に置かれた場合の混合係数 f を予測する式が得られた。しかし、上式については、さらに広い条件下での実験結果の追加解析的検討及び現地への適用を通して、その妥当性の確認を重ねて行く必要がある。

3-5-5 まとめ

- 樹木群が流路中央にあると、流路片側にある場合と同様に、樹木群がない場合に比較して合成粗度係数が増大し、また、合成粗度係数が水深の増大とともに増加するという特性を持つようになる。これらの特性は、樹木群内外の干渉によるせん断力を考慮することにより評価できる。
- 干渉効果の大きさを表わす境界混合係数 f は、樹木群幅 b' が小さくなると大きくなり、その値は充分 b' の大きい樹木群が水路片側にある場合の f 値よりも

大きくなる (図-3・17)。

- このため、水路中央に置かれた巾の小さい樹木群模型は、巾が小さいわりに水路全体の抵抗に大きな影響を与える。
- f を支配する主な因子は、樹木群の透過係数 K と巾 b であり、これらの関係は(3-30)式により概ね把握できる。
- 以上より、水路中央に樹木群がある場合の水路全体の抵抗を予測する方法が得られた。

3-6 縦断方向に一様で連続的に繁茂した水没樹木群 (タイプC) の抵抗特性

樹木群の高さは有限であり、水位が高くなると場合によっては樹木が水没する。すなわち水位が樹木の天端よりも高くなることが起こる。水没した樹木は、水没しない樹木群とは異なる抵抗特性を示す。そこで、本節では、4, 5節で対象にした2つのタイプ、すなわち河道の中央と河道の片側に繁茂した樹木群が水没した場合の抵抗特性を調べる。

3-6-1 合成粗度係数と水深との関係

図-3・20, 21に、水没した樹木群の代表として、水路 b (巾3 m) の片側に $b'=120$ cm, 樹木高 $h_w=5$ cmの樹木群模型[c]を設置した場合、中央に $b'=30$ cm, 樹木高 $h_w=5$ cmの樹木群模型[c]を設置した場合の合成粗度係数と水深との関係を示す。なお、図に示した合成粗度係数 N を算出するにあたっては、樹木群部分の面積を流積から除外してある。これは、後章でみるように樹木群内を通過する流速が樹木群外の流速に比較して著しく小さく、樹木群内を死水域と考えて差し支えないこと、また、樹木群が水没している場合、全流積に占める樹木群模型断面積の割合が水深によって大きく変化するため、樹木群を流積から除外しないと、この変化によっても合成粗度係数 N が変化し、 N の水理的解釈が繁雑になること、以上2つの理由による。なお、樹木群模型を流積から除外した場合の合成粗度係数 N を計算するにあたっては、樹木群の存在による河床の段差が $N \sim h$ (水深) 関係に及ぼす影響を打消すため、井田法による合成径深を用いた⁷⁾。また図には、断面分割法による合成粗度係数 N の計算値も示されている。この N の計算にあたっては、主流部の粗度係数 n_m として予備実験で得られた値0.0113を、また樹木群模型上の粗度係数 n_{uw} として、表-2・1より0.0284を与えた。断面分割法による N の予測には干渉効果が全く考慮されていないことから、上記の計算値と実測 N 値とのズレは、干渉による合成粗度係数増加

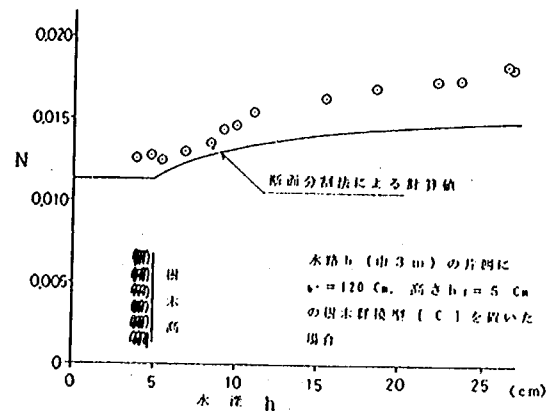


図-3・20 合成粗度係数と水深との関係 (樹木群模型が水路片側に置かれた場合)

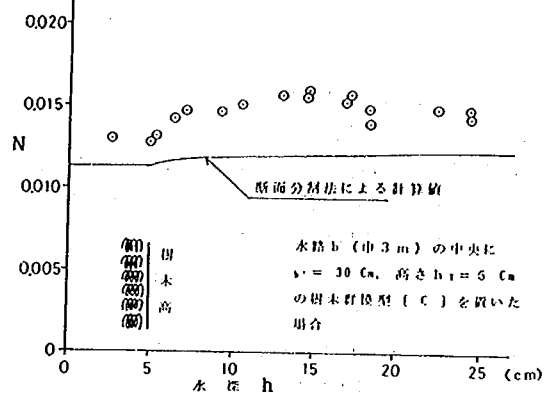


図-3・21 合成粗度係数と水深との関係 (樹木群模型が水路中央に置かれた場合)

分を表わす。図-3・20, 21より次のことがわかる。巾120 cmの大きい樹木群模型を水路片側に置いた場合には、樹木群が水没する条件において、水深の増大に伴い N が増加し、この傾向は水深が樹木高の5倍に当る $h=25$ cmになるまで変らない。一方、巾30cmの樹木群が中央に置かれた場合には、水深が増大し樹木が水没した直後に N が急増する。その後さらに水深が増大すると、 N がゆるやかに増加し、樹木高の3倍に当る $h=15$ cm程度で最大となり、以後 h がさらに増加すると、 N はゆるやかに減少する。以上のように、樹木群が水路中央にある場合には、水没した直後の N の急増、 N の最大値の存在(最大値が発生する水深よりも大きい水深では N が減少する)という特徴が見られる。また、巾120cmの樹木群が置かれた場合と、巾30cmの樹木群が置かれた場合の N 値に大きな差がないことから、水没する場合においても、水路中央に置かれた樹木群は、片側に置かれた樹木群に比較して大きな影響を洪水流に与えることがわかる。断面分割法による計算 N 値と実測 N 値との差については、次のような傾向がある。樹

木が片側にある場合には、2つの N 値の差が水深の増大とともに大きくなり、この傾向が樹木高の5倍に当る $h=25\text{cm}$ となるまで変らない。一方、樹木が中央に置かれた場合には、計算 N 値が水深によってあまり変化しないため、2つの N 値の差は、実測 N 値自体の水深変化特性と同じ特性を示す。このことから、前述の特徴すなわち水没直後の N の急増、 N の最大値の存在の原因は、水深によって干渉効果に変化することによることがわかる。樹木群上の水深の変化に伴う干渉のこのような急激な変化は、非水没樹木では見られないことから、特に水路の中央にある水没樹木群の抵抗特性については、前節までと違った角度からの検討が必要となる。以上から明らかになったように、水没した後の樹木群は、非水没樹木群と同様に、合成粗度係数 N が水深 h によって変化するという傾向を持つことから、こうした $N \sim h$ 関係を予測することが必要となる。そこで以下では、樹木群が水路片側に置かれた場合、中央に置かれた場合それぞれについての特性、抵抗決定の機構を明らかにし、抵抗予測の考え方を示す。

3-6-2 樹木群が水路片側にある場合の水理特性

(1) 流れの特性

樹木群が水路の片側にある場合、樹木群が水没していない場合と同様、樹木群領域と主流部との間に流れの干渉が生じる。ただし、水没している場合、樹木群上の水深が樹木群の高さに比較して充分小さい場合を除いて、この干渉は主に樹木群上の流れと主流部との間で生じる。これは、樹木群内よりも樹木群上の流れの方が横方向に動きやすいため、主流部と樹木群上の流れとの混合が、樹木群内との混合に比較してより活発になることに起因する。

(2) 抵抗決定機構についての考察

上記の流れの特性に基づき、ここでは、図-3・22に示

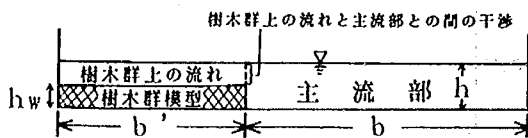


図-3・22 水没した樹木群を持つ水路の領域分割

すように、流れの状況を、主流部、樹木群上、樹木群内の3つに分け、このうち流速が他に比較して著しく小さい樹木群内の流れを無視して死水域とし、樹木群上と主流部との間の流れの干渉を(3-9)式で表現することにより、抵抗特性を説明する。樹木群内の流れを死水域とすることは、水没している樹木群を有する流れ

は比高 h_w を有する複断面河道の流れと同等であることを意味する⁹⁾。すなわち、下式に示される樹木群上の流れに関する力のつり合い式と主流部の流れに関する力のつり合い式を(3-9)式と連立させることにより合成粗度係数 N を計算する。

$$\rho g n_m^2 \frac{u_m^2}{R_m^{1/3}} b + (h - h_w) \tau = \rho g h b l_b \quad (3-31)$$

$$\rho g n_{uw}^2 \frac{u_{uw}^2}{R_{uw}^{1/3}} b' - (h - h_w) \tau = \rho g (h - h_w) b' l_b \quad (3-32)$$

ここで、 h_w ：樹木群の高さ、添字 uw ：樹木群上の流れに関する水理量であることを表す。なお(3-9)式の Δu には、下式を用いた。

$$\Delta u = u_m - u_{uw} \quad (3-33)$$

水路 c の片側に高さ $h_w = 5\text{cm}$ 、巾 $b' = 124.3\text{cm}$ 、93.2cmの樹木群模型を設置した場合について、計算 N 値と実験による N 値とを比較した結果を、それぞれ図-3・23、図-3・24に示す。なお、 N 値の計算に当っては、

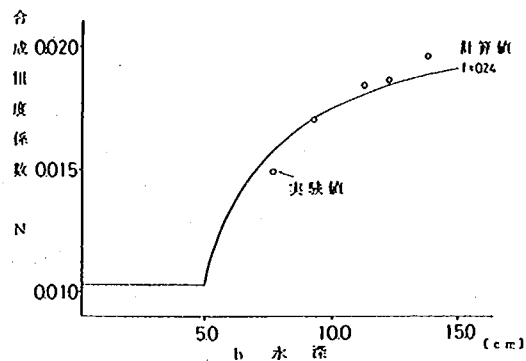


図-3・23 $N \sim h$ 関係 ($B=200\text{cm}$, $b'=124.3\text{cm}$, $h_w=5\text{cm}$)

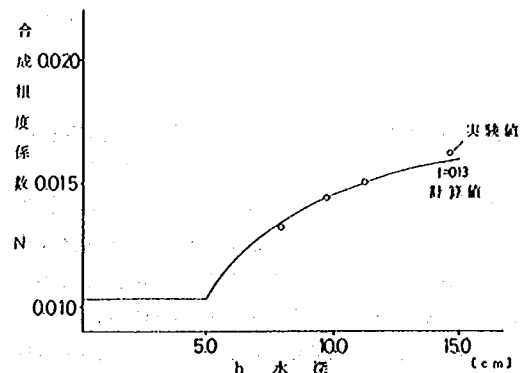


図-3・24 $N \sim h$ 関係 ($B=200\text{cm}$, $b'=93.2\text{cm}$, $h_w=5\text{cm}$)

n_{uw} に表-2・1に示した0.0284を与え、 n_m には予備実験により得られた0.0103を与えた。これらの図からわかるように、混合係数 f に適切な値を与えることによ

て、計算による N 値は、実験により得られた水深 h による N の変化特性をよく再現することがわかる。図-3・25は、樹木群諸元が f 値に与える影響を調べるた

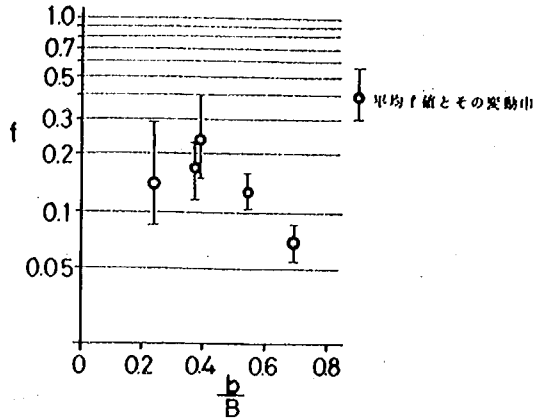


図-3・25 境界混合係数 f と b/B との関係

め、各樹木群形状についても最もよく実測 $N \sim h$ 関係（水深が樹木群高の1.5～3倍の範囲）を再現する f 値を求め、 b/B に対し示したものである。図より、主流部巾が全巾に占める割合が大きくなると f 値が小さくなる傾向があるものの、 b/B が0.2～0.6の範囲では $f = 0.13 \sim 0.24$ となっている。これらの f 値は、(3-26)式に示した非水没条件での値に比較して1オーダー大きく、樹木群の水没条件での干涉効果が非水没の場合よりはるかに大きいことを示している。この f の値は、複断面河道の高水敷と低水路の間の境界混合係数とほぼ同じ値となっている⁸⁾。

以上のように、水没した樹木群の場合、樹木群上の流れと主流部との間の干涉効果を考慮した計算を行ない、混合係数 f 値に0.13～0.24程度の値を与えることによって、 N 値を再現することができる。

3-6-3 樹木群が水路中央にある場合の水理特性

(1) 樹木群模型諸元と抵抗特性($N \sim h$ 関係)

樹木群模型が水路中央に置かれた場合の抵抗特性について検討を行なう。図-3・26は、種々の樹木群模型諸元と水深 h による合成粗度係数 N の変化特性との関係を示したものである。図に示した実験値は、水路 b の中央に $b' = 5, 10, 30, 60, 90$ cm、高さ $h_w = 5$ cmの樹木群模型[c]を設置した場合のものである。図より以下のことがわかる。いずれの b' 値を持つ場合においても、樹木群が水没した直後は、 h の増大に伴い N が急増する。 h がさらに増大すると、 b' が小さい(5cm, 10cm)場合にはすぐ N がピーク値を示し、その後減少

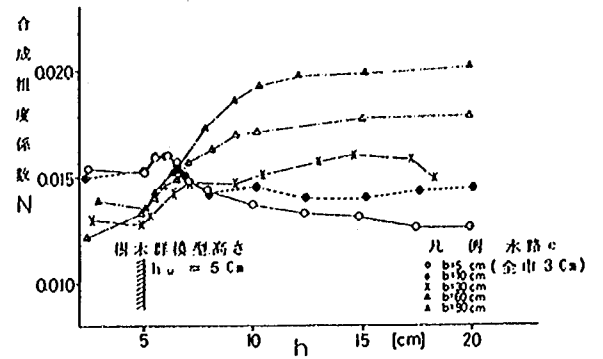


図-3・26 種々の諸元を持つ樹木群模型を水路中央に設置した場合の $N \sim h$ 関係

するようになる。一方、 b' が大きい(30cm, 60cm, 90cm)場合には、 h が増大するに伴い、引続き N が増大し、やがてほぼ一定の値に近づき、本実験の範囲では、 N が減少に転じることはない。図-3・27, 3・28は N 値に

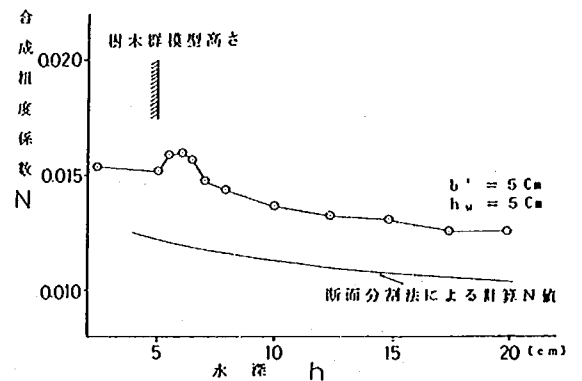


図-3・27 断面分割法による計算 N 値と実験値との比較($b' = 5$ cm)

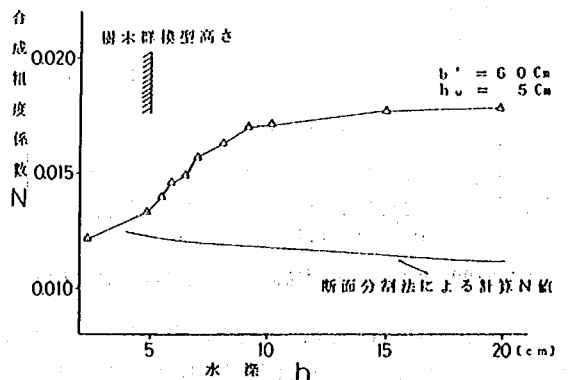


図-3・28 断面分割法による計算 N 値と実験値との比較($b' = 60$ cm)

明確なピークが現われる前者の傾向を示す代表として、 $b' = 5$ cmの場合、 N 値が h の増大とともに上昇し明

確なピークを持たない後者の傾向を示す代表として $b'=60\text{cm}$ の場合、それぞれの $N \sim h$ 関係を樹木群領域を死水域とした断面分割法による計算 N 値と比較したものである。

計算 N 値は干渉効果を考慮しないものであり、計算値と実験値との差の大きさが干渉効果による合成粗度係数の増大を表わしている。これらの図から、3-5節で述べたように、非水没の段階ですでに干渉効果が大いことが第一の特徴であることがわかる。 $b'=5\text{cm}$ の場合は、樹木群が水没した直後に計算 N 値と実験値との差が最大になり、さらに水深が増大すると減少する。一方、 $b'=60\text{cm}$ の場合には、水深の増大とともに N 値と実験値との差が増加し、水深が 10cm 以上になるとほぼ一定になることがわかる。以上のことは、 b' が小さい場合には樹木群が水没した直後に干渉効果が増大するのに対して、 b' が大きい場合には、水深がかなり大きくなるまで干渉効果が増大し続けることを意味している。樹木群の巾によって干渉の特性にこのような違いが表われる理由は以下の通りである。図-3・29は、

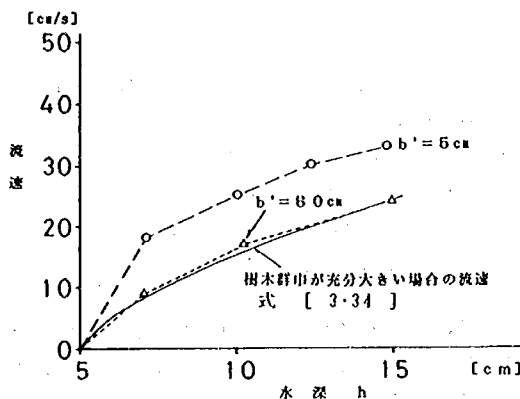


図-3・29 樹木群模型中央の鉛直平均流速と水深との関係

樹木群中央の鉛直平均流速と水深との関係を $b'=5\text{cm}$ と $b'=60\text{cm}$ の場合について示したものである。図には水没している樹木群の巾が無限に大きい場合の流速と水深との関係が下式に基づき示されている。

$$u_{uw} = \frac{1}{n_{uw}} (h - h_w)^{2/3} I_b^{1/2} \quad (3-34)$$

図から、 $b'=5\text{cm}$ の場合には、少なくとも水深が 7cm 以上の場合に、樹木群巾が充分大きい場合の流速よりもかなり大きな流速が現われている。一方 $b'=60\text{cm}$ の場合には、水深が 15cm に達しても、流速がほぼ樹木群巾が充分大きい場合の流速に一致している。このことから、 b' がある程度以上大きい場合には、樹木群上の

流速はほぼ(3-34)式から予想される値となるが、 b' がある程度以下の値を持つ場合には、樹木群上の流れはその周囲(主流部)の速い流速により加速され、(3-34)式による流速値よりかなり大きくなる。 b' が小さい場合のように樹木群上の流速が加速される場合には、主流部と樹木群上の流速の差が小さくなる。このため、干渉効果の合成粗度係数に与える影響が小さくなる。

以上に示した検討結果を総合することにより、樹木群模型が水路中央に設置された場合の抵抗特性について次のことがわかる。樹木群が水没すると、水没していない時に比較して、流水が樹木群上を横切って横方向に移動しやすくなる。このため、非水没状態に比較して流れの干渉が激しくなり、合成粗度係数 N が増大する。水深がさらに増大し、樹木群上の水没深が大きくなると、樹木群上の流速が大きくなり主流部と樹木群上の流れとの流速差が小さくなるため、水深の増大に伴う N の増大の程度が小さくなり、やがて N が一定に近づく。ただし、 b' が小さい場合には、樹木群上の流れは両側の主流部の流れの影響を強く受けて、 b' が大きい場合に比較して著しく加速されるため、干渉効果が水深の増大とともに急激に小さくなる。このため、図-3・26あるいは図-3・27に示したように、非水没状態及び水没水深が小さいうちに N 値が増大しピークが現われ、それよりも水深が増加すると、 N 値が減少する。

(2) 抵抗予測手法 I

抵抗予測の第1の考え方として、3-6-2(2)に示した手法を適用してみる。すなわち、流れの状況を、主流部、樹木群上、樹木群内の3つに分け、このうち流速が他に比較して著しく小さい樹木群内の流れを無視して死水域とし、樹木群上と主流部との間の流れの干渉を(3-9)式で表現することにより、抵抗特性を再現する。このことは、樹木群内外の干渉効果が樹木群上と主流部との流れの干渉に比べて小さいと仮定してこれを無視することを意味する。合成粗度係数の計算には、(3-31)～(3-33)式と(3-9)式を用いる。ただし、樹木群が水路の中央に置かれているため、計算においては水路の半分を対象にする。図-3・30に、計算値(破線)と実測値を示す。

なお、比較の対象にしたのは、図-3・26に示した実験値である。また、計算に用いた主流部の粗度係数と樹木群模型上の粗度係数 n_m , n_{uw} は、それぞれ次のように与えた^{*)}。

$$n_m = 0.01 + 0.003832 \exp(-11.28h)$$

$$n_{uw} = \frac{h_{uw}^{1/6}}{\sqrt{g}} \frac{1}{6 + 5.75 \log\left(\frac{h_{uw}}{0.045}\right)}$$

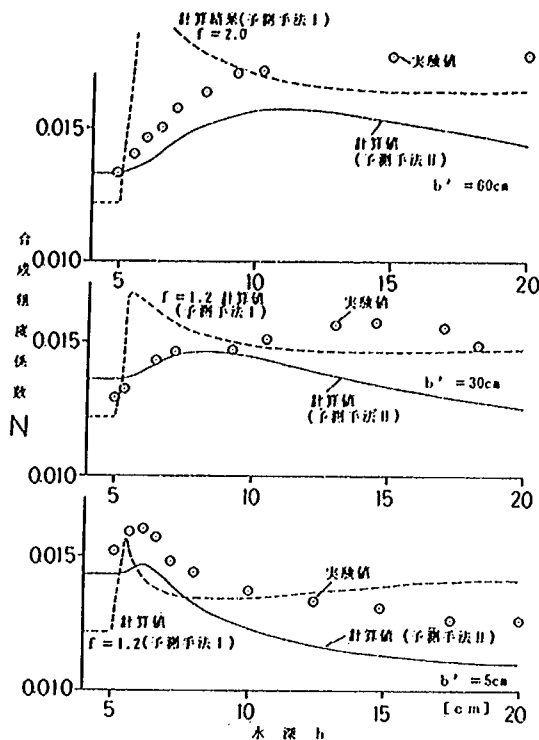


図-3-30 計算値と実験値との比較 ($N \sim h$ 関係)

*) n_m を表示する式は、予備実験の結果から得られた n 値を再現するように作られた実験式である。一定値にならなかったのは、水路底面がやや凸凹を持っていたためである。 n_{uc} を表示する式は、対数則をそのまま適用したものである。相当粗度は、予備実験で得られている水深が大きい (4 cm 以上程度) 条件での粗度係数値 0.0284 が再現できるように定めている。ここで、水深方向の n_{uc} の変化を考慮したのは、水深の減少にともなう n_{uc} の増大を考慮しないと、樹木群上の水深 h_{uc} が小さいときの干渉を充分再現できないためである。

このとき、計算に用いる境界混合係数は、水没水深の充分大きい領域での計算値が実測値と概ね一致するように定めている。図から、樹木群が水路の片側にある場合に比較して、 f 値が 1 オーダー大きくなっている ($f=1.0 \sim 2.0$) ことがわかる。このことは、水没条件で樹木群が河道中央にある場合には、水没条件で河道の片側に樹木群があるときに比べてさらに f 値が大きくなることを示している。また、水深が樹木群高の 2 倍以下になると、計算値と実測値の差が大きくなり、

両者の $N \sim h$ 関係の特性が全く異なってくる。このことは、ここで示した抵抗予測手法 I が、水深・樹木高比の小さい場合には適用できないことを示している。この原因としては、水深が小さく樹木群内外の流れの干渉が樹木群上の主流部との流れの干渉と同程度の大きさを持つ場合に予測手法の仮定が成立しなくなること、水深・樹木群高比が小さい領域では境界混合係数 f 値が水深によって変化することが考えられる。そこで、次に予測手法 I では考慮されていないこれらの現象を考慮する方法を検討する。

(3) 抵抗予測手法 II

1) 抵抗予測の考え方

水深と樹木群高との差が大きい場合には、水没樹木群の f に対し、非水没樹木群の境界混合係数 f である (3-30) 式の適用が可能と仮定する。この仮定は、樹木群上の水深が小さい場合には、樹木群上を横断する流れの流速が大きくなり樹木群内を横断する流速とあまり変わらないため、樹木群を横切る流れが概ね 2 次元的であり、樹木群内とその上の流れを一体化して扱うことができるという推定に基づくものである。(3-30) 式を適用する際に用いる K には、樹木群内と樹木群上の流れの両方を考慮した合成透過係数 K_e を用いる。 K_e を表わす式は以下のように導かれる。

横断方向の水面勾配 I_r が原因となって樹木群模型を横断方向に横切る流れの鉛直平均流速を v_e とする。 v_e は下式により表わすことができる。

$$v_e = \frac{1}{n_{uw}} (h - h_w)^{2/3} I_r^{1/2} \frac{h - h_w}{h} + K \frac{h_w}{h} I_r^{1/2}$$

ここで、 n_{uw} ：樹木群上面の粗度係数、 h_w ：樹木群の高さ、である。透過係数の定義、すなわち $v_e = K_e I_r^{1/2}$ より下式が得られる。

$$K_e = \frac{1}{n_{uw}} \frac{(h - h_w)^{5/3}}{h} + K \frac{h_w}{h} \quad (3-35)$$

上式により算定される K_e を (3-30) 式の K に代えることによって境界混合係数 f を求めることができる。

次に、図-3-31 に示す樹木群内外の境界に作用するせ

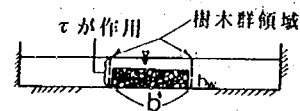


図-3-31 水深と水没樹木群の高上の差が大きい流れ (樹木群が水路中央にある場合)

ん断力 τ を算定する際に必要となる Δu について考察を行なう。非水没樹木群を対象にする場合には、樹木群内の流速が主流部の流速に比較して充分小さいた

め、(3-24)式により Δu を算定しても大きな誤差は生じなかった。しかし、ここで対象としている水没樹木群の場合には、 Δu を算定する際に、樹木内に比べて大きな流速を持つ樹木群上の流れを考慮する必要がある。そこで、水没樹木群の場合には、主流と樹木群領域(図-3・31参照)との運動量交換に寄与する流速差という観点から、本予測に用いる Δu 算定式を導く。今、下式に示すように、運動量の交換の程度を表わす境界でのせん断力 τ が、樹木群を横切る横断方向の代表流速 v_e と τ の計算に用いるべき流速差 Δu の積で表わされると考える。

$$\frac{\tau}{\rho} = v_e \Delta u \quad (3-36)$$

一方、 τ/ρ は、3-4-3(1)に示した考察から、次のように表わすことができる。

$$\frac{\tau}{\rho} = \frac{h_w}{h} (u_m - u_w) v_w + \frac{h_{uw}}{h} (u_m - u_{uw}) v_{uw} \quad (3-37)$$

ここで、 u_m ：主流部の流下方向流速、 u_w ：樹木群内の流下方向流速、 v_w ：樹木群内の横断方向流速の代表値、 u_{uw} ：樹木群上の流下方向流速、 v_{uw} ：樹木群上の横断方向流速の代表値、 h_{uw} ：樹木群上の水深(= $h - h_w$)、である。(3-36)式と(3-37)式を連立させることにより、下式が得られる。

$$\Delta u = u_m - \left(u_w \frac{v_w}{v_e} \frac{h_w}{h} + u_{uw} \frac{v_{uw}}{v_e} \frac{h_{uw}}{h} \right)$$

上式に下式を代入することにより(3-38)式が得られる。

$$\begin{aligned} v_e &= K_e I_r^{1/2} \\ v_w &= K I_r^{1/2} \\ v_{uw} &= \frac{1}{n_{uw}} h_{uw}^{2/3} I_r^{1/2} \\ \Delta u &= u_m - \left(u_w \frac{K}{K_e} \frac{h_w}{h} + u_{uw} \frac{h_{uw}^{2/3}}{K_e n_{uw}} \frac{h_{uw}}{h} \right) \end{aligned} \quad (3-38)$$

上式により、 τ の算定に用いる Δu を求めることができる。ここで、 u_w 、 u_{uw} にどのような値を与えるかを考察する必要がある。 u_w 、 u_{uw} は、いずれも、主流との運動量交換に寄与する量であることから、樹木群領域から主流部に流出する際の値を用いるべきである。 u_w については、非水没の場合と同様水没条件においても、樹木から流出する流体の流下方向速度が主流流速に対して充分小さいと考えて、下式で近似できると考える。

$$u_w \approx K I_b^{1/2} \quad (3-39)$$

一方、 u_{uw} は、樹木群幅 b' や水深 h_{uw} によって大き

く変化し、特に b' が小さい場合には、流速が両側の主流部から加速されるため、図-3・29に示したように、樹木群上面の粗度係数、水深、水路勾配から決まる流速と u_{uw} とが大きく異なる場合がある。そこで、 u_{uw} の算定法について以下でさらに考察を加える。

2) u_{uw} の推定

主流部から樹木群上を横切る流れは図-3・32に示す

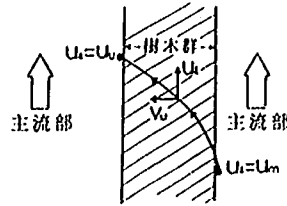


図-3・32 樹木群上の流れの流体の軌跡

ような軌跡を描く。すなわち、主流部において u_m の流速を持っていた流体は、樹木群領域に入ると樹木群上面の大きな粗度により減速され、次第に流下方向の流速成分を減少させる。主流部から樹木群領域内に入る流体の減速過程は、流下方向の流速 u_1 が横断方向の流速 v_1 に対して充分大きいという仮定を用いると、下式で表わすことができる。

$$\dot{u}_1 = \frac{-F_{uw}}{2h_u} u_1^2 + g I_b \quad (3-40)$$

ここで、 F_{uw} ：樹木群上面の摩擦損失係数である。また、 u 、 v に付けられた添字 1 は、ラグランジュ的流速を示す。ここで、「 $t=0$ において $u_1 = u_m = \sqrt{2gh I_b / F_m}$ 」という初期条件の下に上式を解くと、下式が得られる。

$$\alpha = \frac{(1+x) + (1-x) \exp\left(-\sqrt{\frac{2g I_b F_{uw}}{h_{uw}}} t\right)}{(1+x) - (1-x) \exp\left(-\sqrt{\frac{2g I_b F_{uw}}{h_{uw}}} t\right)} \quad (3-41)$$

$$x = \sqrt{\frac{F_m}{F_{uw}} \frac{h_{uw}}{h_m}} \quad (3-42)$$

$$\alpha = \frac{u_1}{\sqrt{\frac{2g h_{uw} I_b}{F_{uw}}}} \quad (3-43)$$

ここで α は、樹木群上面の粗度、水深、河床勾配から決まる流速に対する実際の流速の比である。今、樹木群上を横断する流速の代表値を v_{uw} とすると、樹木群領域を出る時の α は下式で表わされる。

$$\alpha = \frac{(1+x) + (1-x) \exp\left(-\sqrt{\frac{2g I_b F_{uw}}{h_{uw}}} \frac{b'}{v_{uw}}\right)}{(1+x) - (1-x) \exp\left(-\sqrt{\frac{2g I_b F_{uw}}{h_{uw}}} \frac{b'}{v_{uw}}\right)} \quad (3-44)$$

(3-43)式と(3-44)式から下式が得られる。

$$u_{uw} = \alpha \frac{1}{n_{uw}} h_{uw}^{2/3} I_b^{1/2} \quad (3-45)$$

u_{uw} は下式により与えられる。

$$\begin{aligned} v_{uw} &= \frac{1}{n_{uw}} h_{uw}^{2/3} \frac{f \Delta u}{K_e} \\ &= \sqrt{\frac{2gh_{uw}}{f_{uw}}} \frac{f \Delta u}{K_e} \end{aligned} \quad (3-46)$$

(3-44)と(3-46)式から、

$$\alpha = \frac{(1+x) + (1-x) \exp\left(-\frac{F_{uw}}{h_{uw}} \frac{b' K_e}{f \Delta u} \sqrt{I_b}\right)}{(1+x) - (1-x) \exp\left(-\frac{F_{uw}}{h_{uw}} \frac{b' K_e}{f \Delta u} \sqrt{I_b}\right)} \quad (3-47)$$

(3-38)式、(3-45)式と(3-47)式を連立させることにより、 α 、 u_{uw} を求めることができる。

3) 抵抗予測

抵抗予測の手順を以下に示す。

- ①(3-35)式より K_e を求める。
- ②(3-30)式と K_e から f を求める。
- ③ K_e と f を用い、(3-48)式、(3-45)式と(3-47)式を連立させることにより、 α 、 u_{uw} を求める。なお、(3-38)式の u_m には、近似的に、干渉効果を受けていない主流部の流速 $[(1/n_m)h^{2/3}I_b^{1/2}]$ を用いる。
- ④主流部についての力のつり合い式である下式から主流部の平均流速 u_m を求める。

$$\begin{aligned} &\frac{\rho g n_m^2 u_m^2}{h^{1/3}} \frac{B-b'}{2} + \rho f h (\Delta u)^2 \\ &= \rho g h \frac{B-b'}{2} I_b \end{aligned} \quad (3-48)$$

Δu は(3-38)式から求める。

上式を解くと、 u_m を直接得ることのできる次式が得られる。

$$u_m = \frac{P_2 + \sqrt{P_2^2 - P_1 P_3}}{P_1} \quad (3-49)$$

ここで、

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{\rho g n_m^2}{h^{1/3}} \frac{B-b'}{2} + \rho f h \\ P_2 &= \rho f h \left(u_w \frac{K}{K_e} \frac{h_w}{h} + u_{uw} \frac{h_{uw}^{2/3}}{K_e n_{uw}} \frac{h_{uw}}{h} \right) \\ P_3 &= \rho f h \left(u_w \frac{K}{K_e} \frac{h_w}{h} + u_{uw} \frac{h_{uw}^{2/3}}{K_e n_{uw}} \frac{h_{uw}}{h} \right)^2 - \rho g h \frac{B-b'}{2} I_b \end{aligned} \quad (3-50)$$

- ⑤樹木群領域の平均流速 $\overline{u_w}$ を下式より求める。

$$\overline{u_w} = K_e I_b^{1/2} \quad (3-51)$$

なお、上式は、樹木群領域の平均流速を干渉を受けない状態の流速から求めることを意味する。ここで、樹木群領域内の流速算定において干渉の影響を考慮し

なかったのは、本節では幅の小さい樹木群が水路中央に設置された場合を対象にしており、この場合、干渉による樹木群領域の流速増加は水路全体の抵抗に大きな影響を与えないと考えたからである。

- ⑥ u_m 、 $\overline{u_w}$ から水路全体の流量を求め、合成粗度係数を計算する。

以上の方法により計算された合成粗度係数の計算値を実験値と比較した結果を図-3・30に示す(実線が計算値)。なお、計算に用いた主流部の粗度係数と樹木群上の粗度係数 u_m 、 n_{uw} は、抵抗予測手法Ⅰの場合と同じ方法で与えた。この図からわかるように、水深が8~10cm程度(樹木群模型高さの2倍程度)以下の場合には、計算値が実測値を誤差0.001程度の範囲内で概ね再現できる。特に、水位が樹木群模型高さよりも大きくなる際の N 値の急増や、 b' が大きくなるにつれてピーク N 値が現れる水深が大きくなるという特性が良く再現されている。一方、水深が10cmよりも大きくなると、実測値が計算値よりも大きくなり、その差が水深の増大とともに大きくなる傾向を示している。この実験値と計算値との差の原因としては、水深が大きくなると樹木群領域と主流部との混合が3次元性的性質を持つようになるため、本予測手法の前提となっている仮定が満足されないこと、すなわち、2次元性的な混合が生じる実験条件から求めた(3-30)式の有効性が失われる(実際の境界混合係数の方が(3-30)式による予測値より大きい)ことが考えられる。抵抗予測手法Ⅰにおいて、水深が大きい場合の計算値と実測値を適合させる境界混合係数 f 値が2次元性的な混合状態での f 値よりもはるかに大きくなることも、この推定を支持している。以上のことから、ここで示した抵抗予測手法は、水深が樹木群高に比較してそれ程大きくない(本実験の結果からは2倍以下)場合には、有効であると判断できる。

(4) まとめ

河道中央にある樹木群が水没している場合には、水深によって樹木群周辺と主流部との流れの干渉機構が変化するため、一つの考えに基づく抵抗予測手法を全ての水深に適用することはできない。本研究で行った実験結果に基づく解析からは、水深が樹木群高の2倍以下の場合には手法Ⅱが有効であり、2倍以上の場合には手法Ⅰが有効となるという結論が得られる。

3-7 縦断方向に一樣で断続的に繁茂した樹木群(タイプD)の抵抗特性

河道内に繁茂している樹木群は、必ずしも連続的な

ものだけでなく、途中で樹木のない部分がある場合や、逆に樹木群のある部分がところどころ存在する形態を取る場合も考えられる。本節では、樹木群が断続的に繁茂する場合（図-3・1，タイプD）の抵抗特性を明らかにする。なお、本節では、流れに大きな影響を与える水路中央に置かれた巾の小さい樹木群を対象に選び検討する。

3-7-1 抵抗特性の表現方法

本節で対象にしている巾の小さい樹木群においては、樹木群自体の抵抗（樹木内の流速が、樹木外の流速よりも著しく小さいことによる）よりも、樹木群内部の水と主流部の水との干渉の方が、流れの抵抗に与える影響が大きい。そこで、樹木群内と主流部との干渉の強さをもとに、抵抗特性についての検討を行うことにする。干渉の強さについては、連続的に樹木群が繁茂している場合と同様に、混合係数 f を指標にして考える。 f の計算に必要な樹木群内と主流部との流速差 Δu については、(3-24)式を用いる。(3-24)式においては、 Δu を求める際の樹木群内の流速に $KI_w^{1/2}$ を用いている。しかし、実際には、縦断的に見て樹木のない部分の占める割合が大きい場合、樹木内の平均的な流速が $KI_w^{1/2}$ よりもかなり大きくなり、(3-24)式による Δu に誤差が入る。しかし、縦断的に見て樹木のない部分の占める割合が大きい場合に、干渉の減少による抵抗減少と樹木群領域内の流速増大による抵抗減少とを分離するのは困難である。このため、樹木群がない部分の割合が増大することによる抵抗の変化を、便宜的に、(3-24)式による Δu より計算される f 値により表現することとした。したがって、本節で議論される f 値は、前節までの f 値に比較して、その物理的厳密性がやや低いことに注意する必要がある。

3-7-2 樹木群の諸元と f 値との関係

断続的な樹木群の諸元と f 値との関係を調べるため、図-3・33に示すように水路 b の中央に種々の諸元を持つ樹木群模型を設置し、 f 値を調べた。実験に用いたのは、 $b'=10\text{cm}$ 、 $l=50, 100\text{cm}$ の形状を持つ樹木群[c]である。ここで l は、1つの樹木群ブロックの流下方向の長さである（図-3・33参照）。これらの樹木群模型が設置された水路において、水深5cm程度と8cm程度の2つの等流状態を作ることにより抵抗特性を調べた。混合係数 f_{IN} は、3-4-3(2)に示した方法1を用いた。図-3・34に結果を示す。図の横軸は縦断方向の長さに占める樹木群が存在する部分の割合 $IN=l/l$

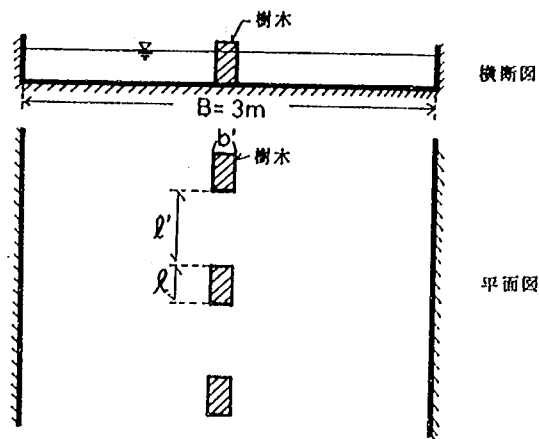


図-3・33 断続的に配置された樹木群模型

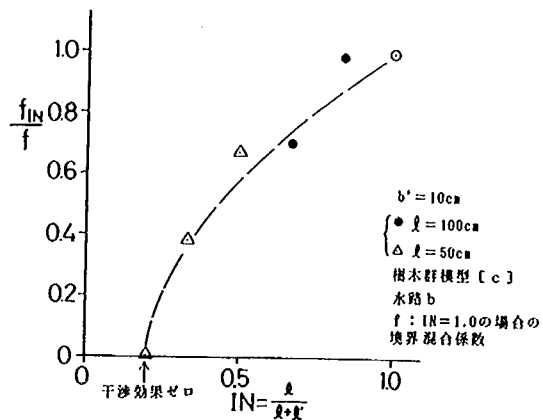


図-3・34 樹木群が断続的に水路中央に設置された場合の境界混合係数 f_{IN} と IN との関係

$+l'$ (l' : 樹木群の縦断方向距離間隔)である。図からわかるように、 IN が1から減少するにつれ f_{IN} は減少し、ある値よりも IN が小さくなると f_{IN} が0になることがわかる。この f_{IN} が0になる時の $IN=IN_0$ は、水路の抵抗を考える上で樹木群領域内外の干渉を考慮する必要がなくなる樹木群諸元を表わす。したがって IN が IN_0 より小さいときには、樹木群領域を流積から除外するだけで、樹木の存在による抵抗増加分を見積もることができる。 IN_0 値は、本実験の結果によれば、0.2程度となっており、この値が、干渉効果を考慮する必要があるかどうかを判断する目安になり、同時に、干渉効果を生じさせない樹木群間隔を検討する際の判断基準となる。

3-8 樹木群の上下流端付近の水理特性

3-8-1 概要

前節までは、幅に対して縦断方向の長さが充分大きい樹木群を対象に検討を行ってきた。このため、縦断方向の水理量の変化を考慮せずに、その抵抗特性を明らかにしてきた。一方、3-2で述べたように、樹木群の幅が横断方向に大きく変化する場所では、水位や流速が縦断的に大きく変化する。したがって、縦断的に長い樹木群の上下流端付近に位置する河道や縦断方向の長さが幅に対してあまり大きくない樹木群が繁茂した河道を対象にした水位計算では、部分的な樹木群の存在に伴って発生する水理量の縦断変化が再現されなければならない。そこで本章では、樹木群の存在によ

り水理特性が縦断的に大きく変化する区間の水位計算（不等流計算）を精度良く行う方法について検討する。なお、本節では、水路の片側に置かれた樹木群と水路中央に置かれた水路幅に比して十分幅の小さい樹木群を対象に検討を進める。

3-8-2 水路の片側に設置された樹木群の場合

(1) 樹木群周囲の流れの状況

長さ6m、幅0.9mの樹木群模型[c]を水路bの片側に設置して実験を行うことにより、樹木群周囲に形成される死水域の特性を調べた。実験においては、樹木群より下流側に充分離れた地点で等流水深となるように下流端条件を設定した。実験は、死水域範囲が大きくなる条件、すなわち非水没条件で行っている。図-3・35は、等流水深が約7cmと約10cmの実験により得ら

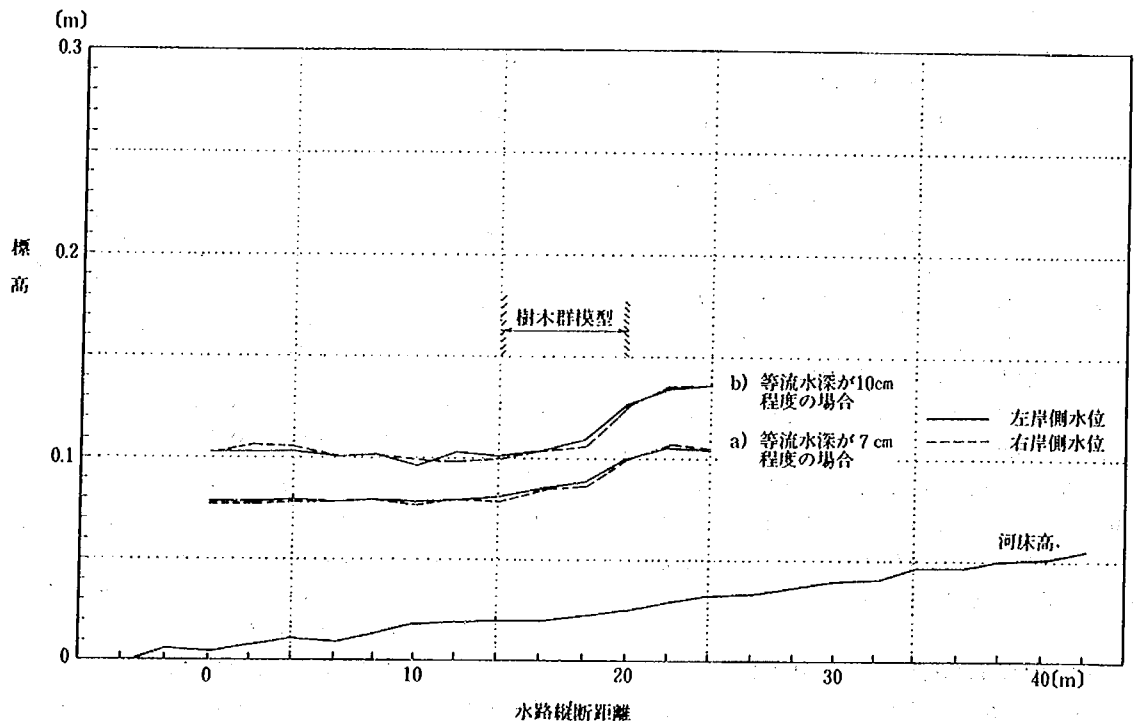


図-3・35 水位縦断変化

れた水位縦断変化であり、樹木群の存在によって、水位に凹凸が現れ、樹木群上流側の水位がせき上げられていることがわかる。樹木群が水位に与える影響を予測するには、この図に現れている水位縦断変化をある程度正確に再現されなければならない。図-3・36には、流速分布が示されている。この図から、樹木群の背後にはかなり下流まで流速が0に近い領域、すなわち死水域がひろがっていることがわかる。一方、上流側に

は、下流側ほど大規模な死水域は生じていない。死水域とその外側の主流域との間にはかなり大きな混合が生じていると考えられる。

(2) 不等流計算法の検討

図-3・37の破線は、樹木群領域は死水域とせず、地盤高より上は、すべて河積とする従来の不等流計算法¹⁶⁾による水位であり、計算水位が樹木群の存在による水位の凹凸を再現していないことがわかる。同図の実線

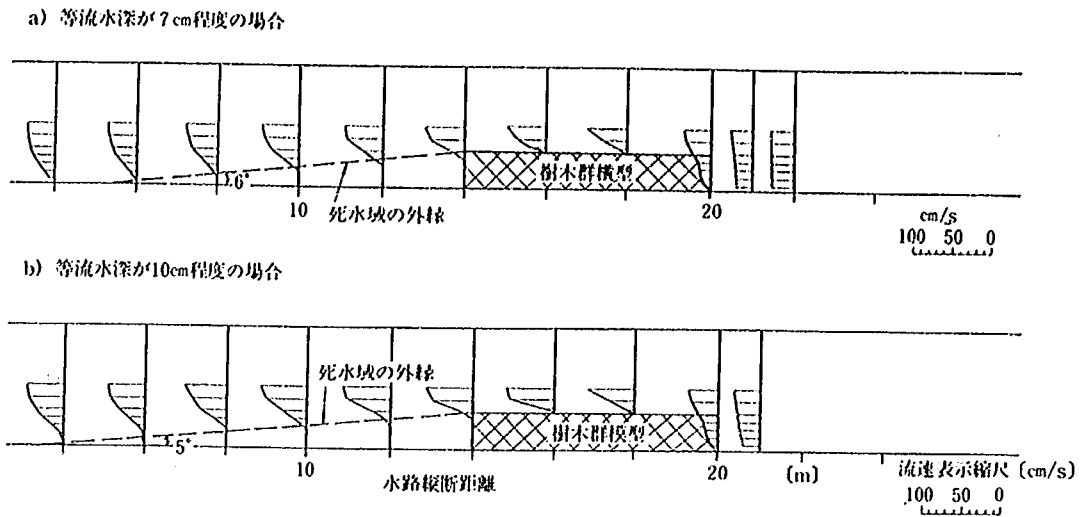


図-3-36 流速の平面分布

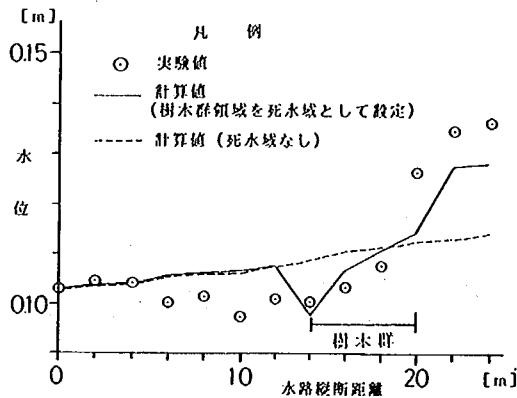


図-3-37(1) 計算水位と実験水位との比較

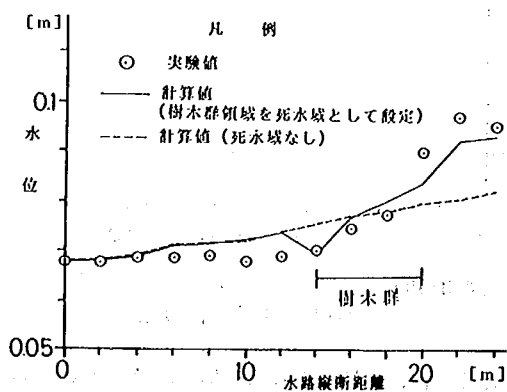


図-3-37(2) 計算水位と実験水位との比較

は、樹木群の範茂領域だけを死水域として河積から除外し、樹木群内外の流れの干渉により樹木群外縁に作

用するせん断力 (3-9式) を考慮することにより得られた計算水位である (樹木群内外の流れの干渉効果によるせん断力を不等流計算に考慮する方法については、4-5-1参照のこと、(3-9式) 中の境界混合係数 f には、図-3-8から0.012を用いた)。図から、計算水位に樹木群の影響がはっきり現れていることがわかる。しかし、樹木群の上流端付近と樹木群の下流区間において、計算水位と実測水位にかなりの差が現れている。この原因として、以下の2つがあげられる。

①樹木群の存在に伴って生じる樹木群上下流の死水域を計算において考慮していない。

②樹木群上流端と下流端において生じる急縮、急拡による付加抵抗を考慮していない。

そこで、次に示す方法によって、不等流計算に上記の項目を考慮する。まず、樹木群下流側に形成される死水域を河積から除外する。死水域として河積から除外する範囲は、図-3-38に示す方法によって行う。ここ

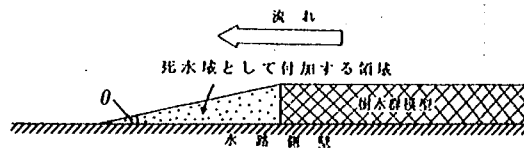


図-3-38 樹木群下流側の死水域設定法

で樹木群上流側に形成される死水域を考慮していないのは、上流側死水域の面積が下流側に比べて小さく (図-3-36参照)、通常の不等流計算における隣り合う計算断面の中に死水域が含まれてしまうからである。急縮、急拡による付加抵抗については、不等流計算による計算水位に急縮、急拡による損失水頭を加えることによ

り考慮する。それぞれの損失水頭は、次式から求める。

$$\text{急拡による損失水頭 } \Delta H_e = \zeta_e (V^2/2g)$$

$$\text{急縮による損失水頭 } \Delta H_c = \zeta_c (V^2/2g)$$

ここで、 ζ は損失係数であり、 V は急拡、急縮の場合、それぞれ小さい断面の流速である。急拡の損失水頭は、樹木群下流の死水域の範囲に平均的にふりわけて与える。急縮の損失水頭は、樹木群の上流端で与える。

以上の方法による不等流計算の結果を図-3・39に示

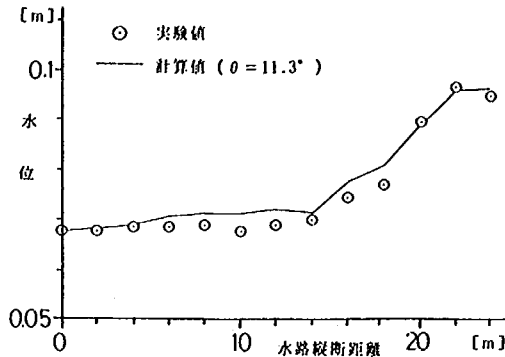


図-3・39(1) 計算水位と実験水位との比較
(改良した不等流計算法による)

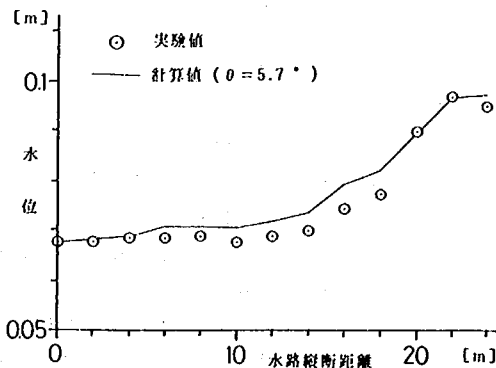


図3-39(2) 計算水位と実験水位との比較
(改良した不等流計算法による)

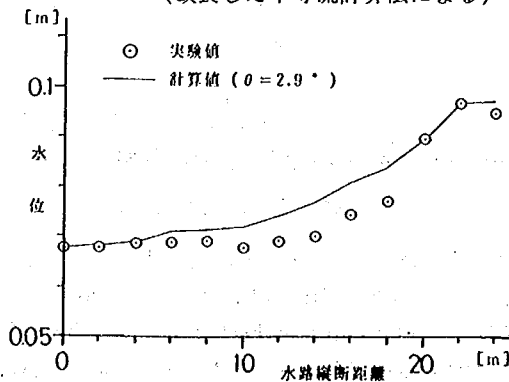


図-3・39(3) 計算水位と実験水位との比較
(改良した不等流計算法による)

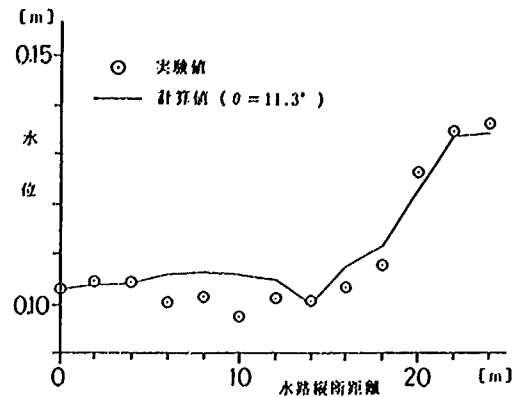


図-3・39(4) 計算水位と実験水位との比較
(改良した不等流計算法による)

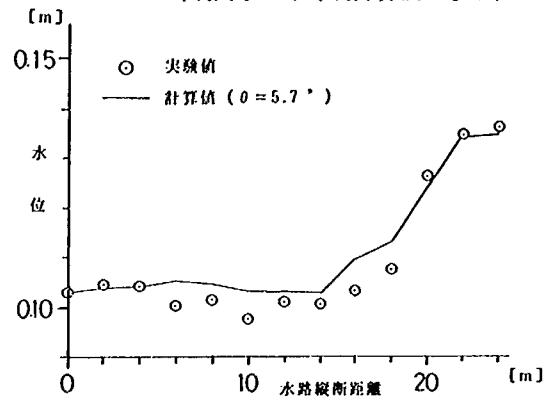


図-3・39(5) 計算水位と実験水位との比較
(改良した不等流計算法による)

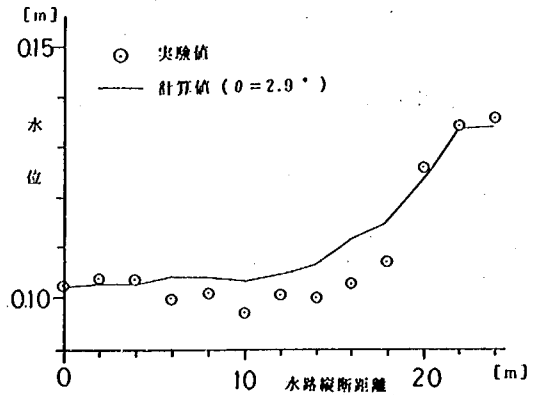


図-3・39(6) 計算水位と実験水位との比較
(改良した不等流計算法による)

す。計算では、急拡による損失係数の算定を芦田らによる方法¹⁷⁾によって行い、急縮による損失係数には管路の急縮に関する損失係数をそのまま用いた。図-3・39の計算においては、 $\zeta_e=0.23$ 、 $\zeta_c=0.30$ を与えている。また、いくつかの θ 値について計算を行っている。図

から、図-3・37に比較して、計算値と実験値が良く一致していることがわかる。特に、死水域と主流部との境界と側壁とがなす角度 θ (図-3・38参照)が 5.7° の場合に、実験値と計算値の一致度が最も高くなっている。図-3・36からわかるように、主流部の下流への拡がり角度は $5\sim 6^\circ$ であり、上記の θ の値と一致している。このことは、死水域の形状を主流部の拡がりの形状に合わせて設定することにより、精度の高い計算水位が得られることを示している。

2次元噴流の拡がり角度は 11° 程度であり¹²⁾、本実験で得られた $5\sim 6^\circ$ という値は 11° に比較してかなり小さい。急拡水路の主流部の拡がり角度が噴流の拡がり角度より小さい $4\sim 7^\circ$ 程度であり、この原因が側壁の存在と流下方向の圧力勾配 (水面勾配) であることが、芦田らによって指摘されている¹⁷⁾。本実験における樹木群下流の流れが急拡水路の急拡部下流の流れと本質的に同じ現象であることから、 $\theta=5\sim 6^\circ$ という結果は、急拡水路に共通した一般的な特性と考えられる。

以上の検討結果から、従来の不等流計算法に以下の改良、すなわち 1) 樹木群の領域を死水域として河積から除外する、2) 樹木群の上下流に形成される死水域を河積から除外する、3) 樹木群内外の流れの干渉により樹木群外縁に作用するせん断力を考慮する、4) 樹木群上下流端の急縮・急拡に伴う付加的損失を考慮する、を加えることにより、実験値を良く再現する計算結果が得られることが明らかになった。

上記の計算法においては、既往の研究により明らかになっている急拡、急縮の付加的損失を導入することにより、樹木群上下流端での流れの急変に伴う付加的な抵抗を考慮した。このうち、樹木群下流端における付加的抵抗は、図-3・40に示すように、主流部と樹木群

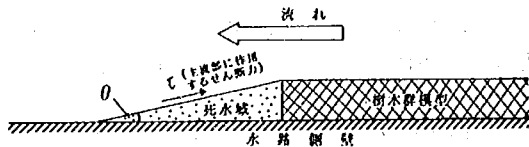


図-3・40 主流部と死水域との境界に作用するせん断力 (流水間の干渉に)

下流に形成される死水域との境界において、流水間の干渉によりせん断力が作用することにより生じるととらえることもできる。そこで、急拡の損失を持込む代わりに、(3-9)式により干渉によるせん断力を表現し、せん断力を不等流計算に組込んで不等流計算を行い (干渉により作用するせん断力を不等流計算に考慮する方

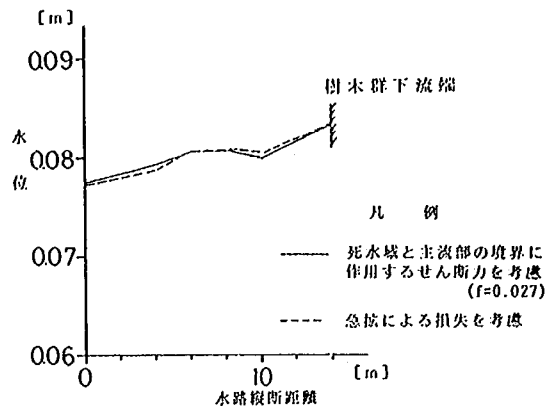


図-3・41(1) 樹木群下流端での急拡による付加抵抗を考慮する2つの方法の違いによる計算水位の違い

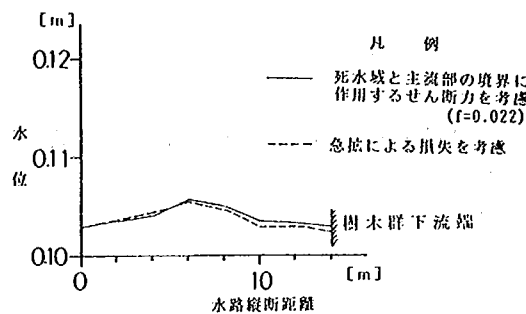


図-3・41(2) 樹木群下流端での急拡による付加抵抗を考慮する2つの方法の違いによる計算水位の違い

法については、4-5-1参照のこと)、図-3・39に示した計算値と比較した結果を図-3・41に示す。なお、(3-9)式中の境界混合係数 f 値には、急拡による損失を考慮した計算結果と最もよく一致する値を与えた。図より、(3-9)式によるせん断力を導入した方法は、急拡の損失を考慮した方法による計算結果とほぼ同じ結果を与えることがわかる。この時用いた f 値は $0.02\sim 0.03$ 程度であり、図-3・11に示した自由乱流の値とオーダーが同じであり、値自体はやや小さ目となっている。このことは、樹木群下流の主流部と死水域との混合が自由乱流の混合と同じ性質を持っていることを示している。 f 値が自由乱流に比較してやや小さくなっているのは、側壁の存在により混合が抑制されているためと推定される。以上のことから、樹木群下流端での急拡にともなう損失は、樹木群下流に形成される死水域と主流部との境界に作用するせん断力を考慮することによっても再現でき、この時与えるべき境界混合係数 f の値は、自由乱流に相当する値よりもやや小さな値 ($0.02\sim 0.03$ 程度) であることが明らかとなった。

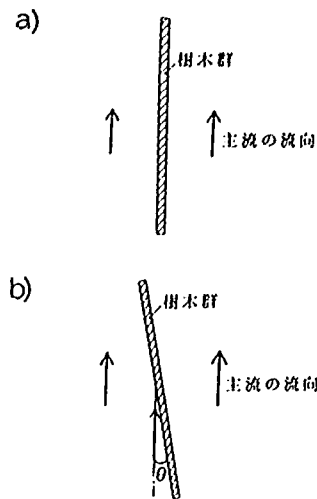


図-3・42 水路中央に設置された幅の小さい樹木群 (平面図)

3-8-3 水路中央に幅の小さい樹木群がある場合

(1) 樹木群周囲の流れの状況

図-3・42 a)に示すように、樹木群の向きと主流の向きが一致している場合には、川幅に対して充分小さい幅しか持たない樹木群の上下流に形成される死水域は小さく、流れに大きな影響を及ぼさない。この場合には、3—5で検討した方法、すなわち樹木群内外の干渉を考慮して主流部の流速を求めることにより樹木群の水理的な影響を評価できると考えられる。一方、図-3・42 b)に示すように、両者の向きが一致せず、ある角度 θ を持つようになると、 θ の値によっては樹木群下流に大きな死水域が形成される場合がある。この場合には、干渉効果に加えて、樹木群下流に形成される死水域を考慮しなければ、精度良い不等流計算を行うことはできないと考えられる。このことを調べるため、水路bの中央に巾15cmの樹木群模型 [b] を断続的に設置し、種々の θ の下での流況を調べた。この時の流況を写真-3・4に示す。 $\theta=0^\circ$ 、すなわち主流と樹木群が平行な場合には、3—5で述べたように、樹木群からその両側への周期的な流出が見られる。 $\theta=1.4^\circ$ の場合、 $\theta=0^\circ$ の場合見られていた周期的なわき出しがやや不規則になり、樹木群の水裏側への流出が反対側への流出よりも卓越する。さらに $\theta=3.9^\circ$ になると、樹木群の水表側（上流に向いた面）から水裏側へ樹木群を横断する定常的な（周期的な変動を持たない）流れが生じる。水が樹木群内を横断する際に流速が大きく減少させられるため、水裏側へ流出する水の流下方向速度が小さくなり、樹木群の水裏側から樹木群とほぼ直

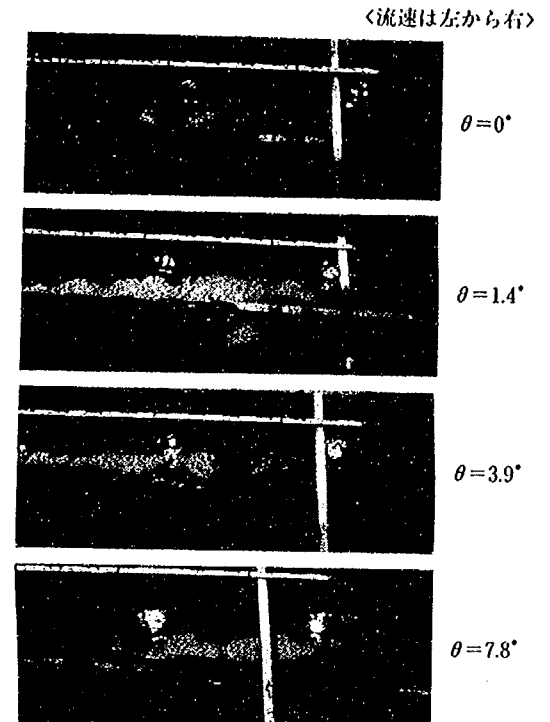


写真-3-4 樹木群が主流と平行でない場合の流況 (水路b、樹木群模型(b)、 $b=15\text{cm}$)

交する方向に流出していることが写真からわかる。このような樹木を横切る定常的な流れは、樹木群をはさむ両側の水位差が θ の増大とともに大きくなり、 $\theta=0^\circ$ の時に生じていた水位変動の振幅よりも大きくなることにより生じると考えられる。

以上に示したように、樹木群が主流となす角度 θ が増大するにつれて、樹木群内外の流れの干渉は、樹木を横切る定常的な流れによって起こるようになる。この場合、樹木群の水裏側には流速の小さな領域がかなり広範囲に形成されるので、樹木群の水理的な影響を評価するためには、3—5で述べた方法とは別の考え方をを用いる必要が出てくる。

(2) 主流方向と樹木群とがなす角度 θ と抵抗の大きさとの関係

水路bに、幅が15cmで樹木群のある部分とない部分の長さがそれぞれ25cmの断続的な樹木群模型を設置した（写真-3・4の樹木群模型設置条件と同じ）。この際、図-3・43に示すように樹木群模型の中心が水路の中央

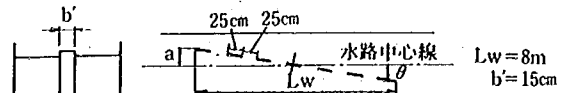


図-3・43 樹木群模型の設置方法

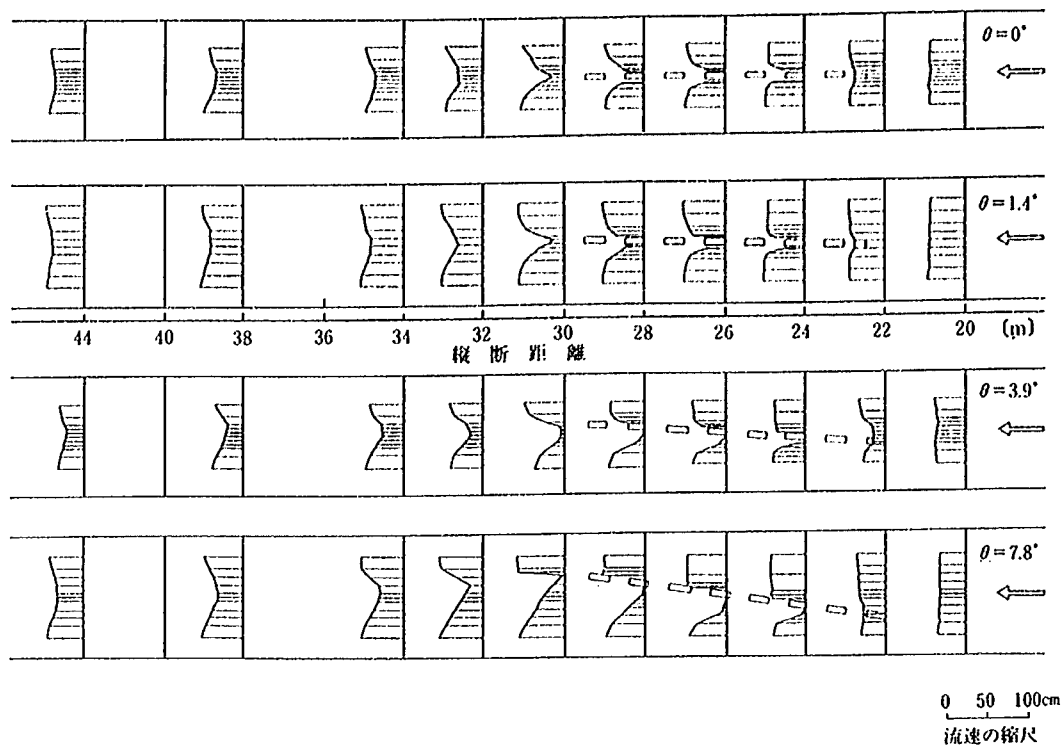


図-3-44 水路中央に樹木群模型を斜めに設置した場合の流速分布

に位置し、水路中心線に対して種々の角度 θ を持って傾くように樹木群模型を設置した。この状態で通水を行ない、抵抗特性と流況を調べた。図-3-44に、各ケースの樹木群模型付近の水路下流方向の流速分布を示す。図より、 θ が増大するにしたがって、水裏に当る側の樹木群近傍の流速が減少し、流速が0に近い死水域の面積が大きくなり、また水表側の樹木群近傍の流速が増大することがわかる。特に θ が 4° 程度以上にな

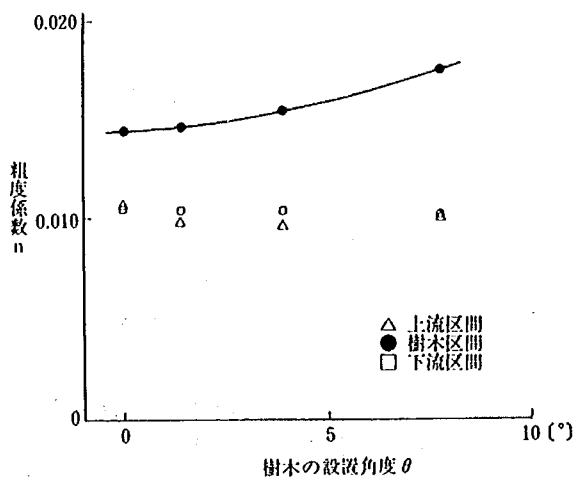


図-3-45 樹木群区間とその上下流区間での粗度係数の変化

ると、死水域が顕著に現われるようになる。図-3-45は、樹木群上流側区間、樹木群下流側区間の縦断平均粗度係数と θ との関係を示したものである。図より、樹木群の上下流では θ によって粗度係数がほとんど変化せず、またその値は0.010程度で水路床の粗度係数にほぼ一致している。このことは、樹木群上下流では、樹木の存在を考慮しない通常の不等流計算を用いることが可能であることを示している。一方樹木群区間の粗度係数は、上下流の粗度係数よりも大きく、また、 θ が 4° 程度以上になると急に増大することがわかる（樹木群区間の粗度係数の計算にあたっては、各横断面ごとに、当該横断面において樹木の占める部分をその横断面の河積から除いている）。このことは、 $\theta > 4^\circ$ では、3—5において対象にした干渉効果だけでは粗度係数の精度良い予測を行なうことができないことを示している。これは、図-3-44を参照すればわかるように、 $\theta > 4^\circ$ の条件では樹木群の水裏側に顕著な死水域が形成され、この死水域を考慮しない方法では、十分な精度で抵抗予測を行なうことができないためである。

(3) 抵抗予測の考え方

図-3-42に示した形態の樹木群が置かれた水路の抵抗を予測するにあたっては、次のような考え方を適用する必要がある。樹木群左右の主流部に対して別々に

不等流計算を適用し、左右の主流部それぞれの水位縦断変化を求める。樹木群を横断する流れにより、2つの主流部には横流出と横流入が存在するので、不等流計算を行うにあたっては、左右の主流部の水位差から決まる横流入量、横流出量を考慮する。左右の主流部の流量は、樹木群上流端で左右の主流部の計算水位が一致するように与える。不等流計算の基本式は以下の通りである。

$$\frac{1}{2g} \frac{d}{dx} \left(\frac{Q_R^2}{A_R^2} \right) + \frac{dH_R}{dx} + \frac{n^2 Q_R^2}{R_R^{4/3} A_R^2} - \frac{Q_R q_*}{g A_R^2} = 0 \quad (3-52)$$

$$\frac{1}{2g} \frac{d}{dx} \left(\frac{Q_L^2}{A_L^2} \right) + \frac{dH_L}{dx} + \frac{n^2 Q_L^2}{R_L^{4/3} A_L^2} + \frac{Q_L q_*}{g A_L^2} = 0 \quad (3-53)$$

$$q_* = -\frac{dQ_R}{dx} = \frac{dQ_L}{dx} \quad (3-54)$$

$$q_* = K \frac{h_R + h_L}{2} \left(\frac{H_R - H_L}{b'} \right)^{1/2} \quad (3-55)$$

ここで、 Q : 流量、 A : 河積、 H : 水位、 R : 径深、 h : 樹木群近傍の水深、 g : 重力加速度、 n : マニングの粗度係数、添字 R, L : 樹木群左右それぞれの流れに関する水理量であることを表す添字、 q_* : 樹木群を右岸側から左岸側へ横切る単位幅当たりの流量、である。

以上の計算の過程で得られた横流入量が、 $\theta = 0$ の時の干渉による流体混合量よりも小さい時には、上記の不等流計算の結果を用いず、3-5に示した方法によって抵抗を評価する。逆の場合には、上記の計算結果を用いて抵抗の評価を行う。この判断は下式に基づいて行う。

$$|q_*| \leq f \frac{Q}{A} h \cdots 3-5 \text{の方法を用いる}$$

$$|q_*| > f \frac{Q}{A} h \cdots (3-52) \sim (3-55) \text{式を用いる。}$$

以上の方法はやや繁雑である。樹木群の抵抗をおおざっぱに評価する簡単な計算法として次のような方法が考えられる。すなわち、 θ が4°以下の場合、3-5に示した考え方に基づいて抵抗予測を行い、 θ が4°以上の場合には、樹木群の水裏側に形成される死水域を考慮して不等流計算を行う。すなわち、前節で示したように、樹木群領域に加えて水裏側の死水域を計算における河積から除外して不等流計算を行う。この際、水裏部の死水域は図-3・46に示すように設定する。

3-9 まとめ

本章で行った検討によって、図-3・1に示した基本的な樹木群繁茂形態の抵抗特性と、それらの周囲に形成

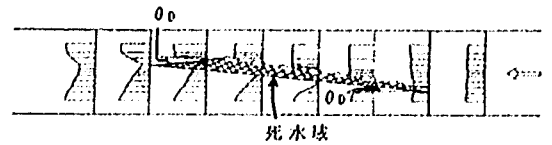


図-3・46 死水域の設定法

される死水域の形成特性が明かとなり、それぞれについて流水抵抗や水位の縦断変化を予測するための基本的な手法が得られた。本章の成果を基に、4章では抵抗予測手法、不等流計算法の検討を行う。

第4章 樹木群が繁茂した河道の抵抗予測手法

4-1 概要

本章では、第3章において明らかとなった知見をもとに、樹木群が繁茂した河道の抵抗を実用上十分な精度で予測する手法について述べる。なお予測手法を導くにあたっては、許される範囲内で計算条件の単純化を図っている。また、水理的に厳密に考えると3章の結果だけからはっきり定められないパラメータについても、簡便な抵抗予測手法を確立することに重点を置くという立場から使うべきパラメータの値をある程度割切って定めている。

4-2 樹木群内の流れの死水域としての取扱い

図-4・1は、標準的な諸元を持つ樹木群が河道の一部

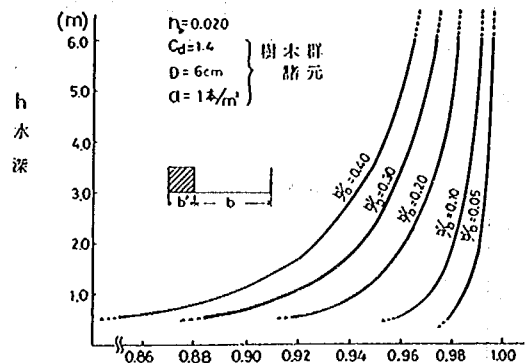


図-4・1 樹木群を死水域としたときと死水域としないときの流量比

に繁茂している場合について、樹木群内の流れを考慮して計算した流量と、樹木群内の流れを死水域として計算した流量との比を水深との関係で表わしたものである。なお計算は、河床勾配1/1000の広長方形一様断

面水路内に、縦断方向に一様な形状を持つ樹木群が繁茂している場合を対象にしている。また、樹木群内を流れる流量は2-1-2の結果を用いて求めた。樹木群の諸元としては、標準的な竹林を想定した。図より、水深がある程度(2~3 m)以上大きくなると、樹木群の領域を死水域と考えて求めた全体の流量は、樹木群内の流れを考慮して求めた流量と最大5%程度($b'/b=0.4$ の場合)しか変わらないことがわかる。実際には、洪水時のゴミが樹木群に引っ掛かるなど樹木群の抵抗をさらに増大させる要因がある。また、上記の計算では、周辺を取り囲んでいる葉の存在を無視している。以上のことから判断して、樹木群が全河道幅に占める割合が極端に大きくないかぎり、樹木群領域を実際上死水域と考えて良いと考えられる。以上の結果から、樹木群が一部に繁茂した河道の抵抗予測に当たっては、樹木群内の流れを無視する、すなわち樹木群繁茂領域を死水域と考えることとする。

以上のように樹木群内流れを取扱うと、水利的な取扱いが次のように単純化される。すなわち、樹木群内の流れに関する力のつり合い式である(3-8式)を用いる必要がなくなり、また、干渉によるせん断力 τ と水量を結びつける(3-9)式が次式のように単純化される。

$$\tau = \rho f u_m^2 \quad (4-1)$$

ここで、 u_m は、主流路の平均流速である。 τ が主流路の平均流速 u_m だけから表現されるようになったため、 u_m は、主流路と樹木群内の流れに関する力のつりあい式を連立させて解く必要がなくなり、(4-1)式を主流路の流れに関する力のつりあい式である(3-7)式に代入した式から直接 u_m を求めることができるようになる。以上によって、抵抗予測やそれに基づく不等流計算が大幅に単純化される。

4-3 樹木群が水没していない場合の合成粗度係数予測手法

樹木群繁茂領域及び河道形状の縦断方向変化が大きい場合には、代表断面の河道横断面形と樹木群繁茂形態が縦断方向に一様に続くとして計算した合成粗度係数により、河道の抵抗特性を概略把握できる。この結果は、樹木群が河道の抵抗に与える影響、疎通能力への影響と樹木群形態との関係などを把握する際役立つ。そこで、上述のように縦断方向に一様な河道形状、樹木群繁茂形態を持つ河道の合成粗度係数を計算する手法について述べる。

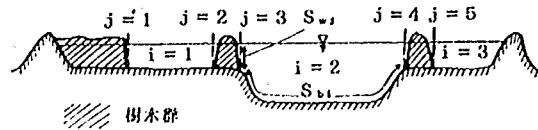


図-4-2 合成粗度係数の予測(非水没)

4-3-1 基本式

今、図-4-2に示すように、河道横断面が樹木群によっていくつかの流路に分割されているとする。添字 i をつけて分割された各流路を表わすと、流れは等流であると仮定して、各流路の平均流速 u_i は(3-7)式から導かれる次式により求めることができる。

$$n_i^2(u_i^2/R_i^{1/3})S_{bi} + (\sum S_{wj}\tau_j)/\rho g = A_i I_b \quad (4-2)$$

ここで、 n_i : 流路 i の底面の粗度係数、 R_i : 流路 i の径深($=A_i/S_{bi}$)、 A_i : 流路 i の河積、 S_{bi} : 流路 i の底面についての潤辺、 S_{wj} : 流路と樹木群との境界 j の潤辺長、 τ_j : 境界 j での干渉によるせん断力、である。 $(\sum S_{wj}\tau_j)_i$ は、流路 i に接する境界 j についての総和を表わす。上式左辺の第2項は、樹木群内外の干渉による流速低減効果を表わすものである。前節で述べたように、樹木群内の流速を0としているので、 $(\sum S_{wj}\tau_j)_i$ が流路 i の流速だけから決定されるため、各流路の流速 u_i を、(4-2)式に示す当該流路の力のつりあい式だけから計算することができる。上式より各流路の流れの平均流速 u_i が得られるので、全流量 Q を下式により求めることができる。なお、 $(\sum S_{wj}\tau_j)_i$ の求め方については後述する。

$$Q = \sum_{i=1}^m u_i A_i \quad (4-3)$$

ここで m は、樹木群によって分割された流路の総数である。上式により得られる Q と、全河積 A 、合成径深 R_c から合成粗度係数 N が得られる。

$$N = (A/Q) R_c^{2/3} I_b^{1/2} \quad (4-4)$$

樹木群を死水域と考えた N を計算する場合には、 A に樹木群部分を除いた河積を用いればよい。 R_c には、樹木群を死水域とする場合にもしない場合にも、次式で表される井田法による径深を用いる^{7),16)}。

$$R_c = \left(\frac{1}{A} \sum_{i=1}^m R_i^{2/3} A_i \right)^{3/2} \quad (4-5)$$

A : 全断面の河積、 m : 分割断面総数

以上の式を用いることにより、樹木群繁茂形態と N 、疎通能力 Q との関係、樹木群繁茂形態に応じた H (水位)~流量関係を求めることができる。

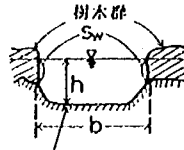
次に、(4-2)式中の $(\sum S_{wj}\tau_j)_i$ の求め方について述べる。前述したように、この項は樹木群内外の干渉によ

る流速低減効果を表わし、この効果が無視できる程小さい場合には、 $(\sum S_{wj} \tau_j)_i = 0$ とすることができる。干渉による流速低減効果が無視できるかどうかは、次式を用いて簡単に判定する。

干渉効果を無視して算定した流量に対する無視しないて算定した流量の比は(4-6)式で与えられる：

$$\gamma = 1 / \sqrt{1 + f(h^{1/3}/gn^2)S_w/b} \quad (4-6)$$

ここで f は境界混合係数であり、 S_w 、 b 、 h は図-4・3に示されている。 γ が1に充分近づければ、干渉が流量



n : 粗度係数
 b : 主流部の河幅
 h : 主流部の水深
 S_w : 樹木群と接している河辺の長さ

図-4・3 干渉効果の大きさの判定に必要な諸量に与える影響を無視できる。一方、 γ の1からの低下量が大きい場合には、干渉効果の無視が疎通能力の過大評価につながることになるので、 $(\sum S_{wj} \tau_j)_i$ を無視することができない。この時には、4-3-2で述べる方法にしたがって、 $(\sum S_{wj} \tau_j)_i$ を(4-2)式の計算に組込まなければならない。なお(4-6)式からわかるように、 γ を支配する最も重要なパラメータは S_w/b である。図-4・4は、

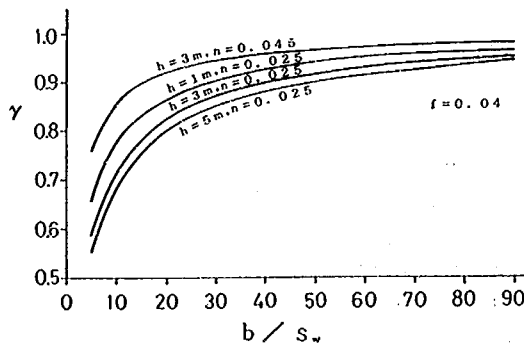


図-4・4 γ と b/S_w との関係

いくつかの代表的な f 、 h 、 n について γ と b/S_w との関係を示したものである。図より S_w/b が1/30を越えると、干渉効果を無視した計算の精度が低下することがわかる。以上に示したように、計算対象横断面内の代表的な主流部について図-4・3を参考にして γ を計算することにより、 $(\sum S_{wj} \tau_j)_i$ を計算に考慮する必要があるかどうかを判定することができる。

4-3-2 $(\sum S_{wj} \tau_j)_i$ の求め方

(4-2)式を解くために必要な $(\sum S_{wj} \tau_j)_i$ は次式により求める。

$$(\sum S_{wj} \tau_j)_i = \rho u_i^2 (\sum f_j S_{wj})_i \quad (4-7)$$

(4-7)式と(4-2)式を連立させることにより u_i を求める。 f_j は、境界 j に関する混合係数であり、先に3-4-4、3-5-4で述べた結果に準じて次のように与える。

a) 境界 j に関する樹木群が堤防に接している場合

$$f_j = 0.04 \times \{1 - \exp(-0.06 b'/L_w)\} + 0.007 \quad (4-8)$$

ここで b' : 樹木群の巾

$$L_w = 0.04 \times \{h^3 K^2 / (2 F_m^3 g)\}^{1/4} \quad (4-9)$$

K には16m/sを用いる^{*)}。

b) 境界 j に関する樹木群が堤防と接していない、2つの主流部にはさまれている場合

$$f = \begin{cases} \frac{K\sqrt{h}}{u\sqrt{b'}} \leq 0.4 \rightarrow f = 0.072 \frac{K\sqrt{h}}{u\sqrt{b'}} \\ \frac{K\sqrt{h}}{u\sqrt{b'}} > 0.4 \rightarrow f = 0.017 + 0.029 \frac{K\sqrt{h}}{u\sqrt{b'}} \end{cases} \quad (4-10)$$

u : 主流部の平均流速

ここで $K=16\text{m/s}$ を用いる^{*)}。

c) b)の樹木群が主流の流向と平行でない場合

樹木群と主流の流向とがなす角度 θ が小さい場合には(4-10)式による f 値を用いる。大きい場合には、樹木群周囲に形成される死水域を考慮した不等流計算を行なう。詳細については4-5を参照のこと。

*) $K=16\text{m/s}$ という数値は、1m²あたり直径6cmの竹が一本ある竹林を想定し、(3-3)式から求めたものである。この竹林諸元は、樹木群の中では比較的大きな透過性を持つ。透過性が大きくなると K が大きくなり、 f が大きく計算され、抵抗予測の観点からは安全側の結果が得られるため、ここでは比較的大きな K 値を設定した。

4-4 樹木群が水没している場合の合成粗度係数予測手法

4-4-1 樹木群が堤防に接して繁茂している場合

図-4・5に示すように、河道の片側に樹木群が繁茂し

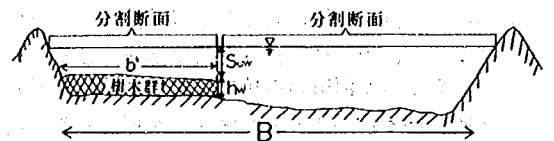


図-4・5 合成粗度係数の予測（水没、河道の片側に樹木群）

ている場合を対象にして説明を行う。河道内の流れを主流部と樹木群上の流れとに分割する。下に示すそれ

それぞれの流れに関する力のつりあい式 [4-11, 4-12式] と2つの流れの境界に作用するせん断力 τ に関する式 [4-13式] を連立させて解くことにより、各断面の流速を求める。

$$\frac{\rho g n_{uw}^2 u_{uw}^2}{R_{uw}^{1/3}} b' - S_{uw} \tau = \rho g A_{uw} l_b \quad (4-11)$$

$$\frac{\rho g n_m^2 u_m^2}{R_m^{1/3}} (B - b') + S_{uw} \tau = \rho g A_m l_b \quad (4-12)$$

$$\tau = \rho f S_{uw} (u_m - u_{uw})^2 \quad (4-13)$$

ここで、添字 uw は樹木群上の流れに関する水理量であることを表わし、添字 m は主流部の流れに関する水理量であることを表わす。各断面の流速から流量を求め、合成粗度係数 N を下式から計算する。

$$N = \frac{A}{Q} R_c^{2/3} I_b^{1/2} \quad (4-14)$$

ここで R_c は、(4-5)式に示す井田の方法により計算する。境界混合係数 f の値には、3-6-2より $f = 0.13 \sim 0.24$ の平均値 0.17 を用いる。

樹木群繁茂領域が複数の場合も、上と同様に各分割断面の流速についての力のつりあい式と各断面間に作用するせん断力についての式を連立させることにより、流速、流量を求め、合成粗度係数を計算する。

4-4-2 樹木群が水路中央に繁茂している場合

図-4-6に示すように、断面内の1箇所樹木群が繁

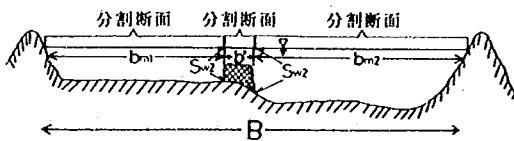


図-4-6 合成粗度係数の予測（水没、河道の中央に樹木群）

茂している場合を対象にして説明を行う。河道内の流れを、樹木群領域と左右の主流路とに分割する。次に、(3-35)式から K_e を求める。得られた K_e を用いて、(4-10)式から f を求める。 K_e と f を用い、(3-38)式、(3-45)式と(3-47)式を連立させることにより、 a 、 u_{uw} を求める。以上の準備の後に、各主流路についての力のつりあい式である下式から、主流路の平均流速 u_{m1} 、 u_{m2} を求める。

$$\frac{\rho g n_{m1}^2 u_{m1}^2}{R_{m1}^{1/3}} b_{m1} + S_{w1} \tau_1 = \rho g A_{m1} l_b \quad (4-15)$$

$$\frac{\rho g n_{m2}^2 u_{m2}^2}{R_{m2}^{1/3}} b_{m2} + S_{w2} \tau_2 = \rho g A_{m2} l_b \quad (4-16)$$

$$\tau_1 = \rho f S_{w1} \left\{ u_{m1} - \left(K l_b^{1/2} \frac{K}{K_e} \frac{2h_w}{S_{w1} + S_{w2}} + u_{uw} \frac{h_{uw}^{2/3}}{K_e n_{uw}} \right) \right\}^2 \quad (4-17)$$

$$\tau_2 = \rho f S_{w2} \left\{ u_{m2} - \left(K l_b^{1/2} \frac{K}{K_e} \frac{2h_w}{S_{w1} + S_{w2}} + u_{uw} \frac{h_{uw}^{2/3}}{K_e n_{uw}} \right) \right\}^2 \quad (4-18)$$

樹木群領域の平均流速 u_w は下式により求める。

$$u_w = K_e l_b^{1/2} \quad (3-53)$$

ここで、添字 uw は樹木群上の流れに関する水理量であることを表わし、添字 $m1$ 、 $m2$ はそれぞれ左右の主流路の流れに関する水理量であることを表わす。各断面の流速から流量を求め、合成粗度係数を計算する。

樹木群繁茂領域が複数の場合も、上と同様に各分割断面の流速についての力のつりあい式と各断面間に作用するせん断力についての式を連立させることにより、流速、流量を求め、合成粗度係数を計算する。

4-5 不等流計算法（非水没樹木群の場合）

4-5-1 計算手法

河道及び樹木群の形態が縦断的に大きく変化しない河道を対象とする場合には、4-3、4-4に示した手法によって計算対象洪水に対応する粗度係数を求め、その値に基づき通常の不等流計算を行えば、水位の予測を行うことができる。しかし、河道の一部に樹木群が繁茂している場合には、合成粗度係数などの特性が縦断方向に大きく異なるので、この影響を不等流計算に考慮する必要がある。そこで本節では、河道内に大規模な樹木群を持つ場合の不等流計算法について検討を加える。

樹木群がある河道では、樹木群の領域を死水域として計算対象領域から除外して不等流計算を行うことはすでに述べた。しかし、樹木群の繁茂状況によっては、単に樹木群領域を死水域としただけでは樹木群の影響を十分考慮できず、このような場合には、こうしたことの原因となっている樹木群内外の干渉効果を従来の不等流計算に取込む必要がある（4-3-1参照）。その方法を以下に示す。

まず、各計算断面について、図-4-7を参考に樹木群

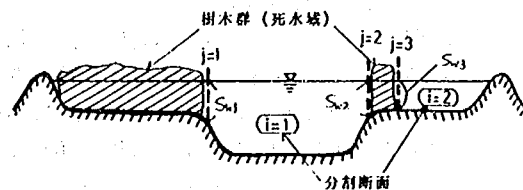


図-4-7 樹木群がある河道の不等流計算

領域とそれ以外の領域に分割する。ここで、 i は各分割断面に付けられた番号を、 j は樹木群と周囲の流路との各境界に付けられた番号を示す。なお、樹木群が存在しなくても、樹木群の影響により死水域に近い状況になっている場所は、死水域として扱う。つぎに、以下の式に基づき不等流計算を行う。

$$\{H_2 + (D_2/2g)(Q_2/A_2)^2\} - \{H_1 + (D_1/2g)(Q_1/A_1)^2\} = h_e \quad (4-19)$$

$$h_e = (1/2)\{N_1^2 Q_1^2 / (A_1^2 R_1^{4/3}) + N_2^2 Q_2^2 / (A_2^2 R_2^{4/3})\} \Delta x + (1/2)(EL_1 + EL_2) \Delta x \quad (4-20)$$

(4-19)式は、河川砂防技術基準(案)¹⁰⁾における複断面についての不等流計算式であり、記号の意味も同じである。すなわち、 H ：水位、 R ：井田法による径深、 D ：井田法によるエネルギー補正係数、 N ：井田法による合成粗度係数、添字1, 2：隣り合う2つの計算断面の水理量であることを表す添字、である。ただし、(4-20)式中の EL_1 , EL_2 は、各計算断面における樹木群内外の流れの干渉によるエネルギーロスである。 EL は次のようにして求める。

$$EL = \{1/(\rho g \sum_i A_i)\} (\sum_j \tau_j S_{wj}) \quad (4-21)$$

ここで i は分割断面の番号、 j は樹木群内外の境界の番号である。 h_j は樹木群内外の境界での水深である(図-4.7参照)。 τ_j は次式により求める。

$$\tau_j = \rho f_j \left\{ Q \frac{n_{i=p} S_{i=p}^{2/3}}{\sum_i \left(\frac{A_i^{5/3}}{n_i S_i^{2/3}} \right)} \right\}^2 \quad (4-22)$$

ここで、 A_i ：分割断面 i の河積、 S_i ：分割断面 i の潤辺長、 n_i ：分割断面 i の粗度係数、である。 f_j は前出の混合係数である。 p は樹木群内外の境界 j に接している分割断面番号である。 f_j の与え方は、4-3の場合と同様である。

4-5-2 樹木群前後の死水域の与え方

樹木群の周辺に形成される死水域のうち樹木群の上流側に形成される死水域は、面積が小さく流れに与える影響も小さいので、計算においては考慮しない。樹木群の下流側に形成される死水域については、図-4.8に示す方法にしたがって死水域を設定して不等流計算を行う。すなわち、河道の片側に樹木群が繁茂している場合には、図-4.8a)に示すように、堤防法線と樹木群下流端から伸びる死水域外縁線とがなす角度が 5° となるように死水域を設定する。また、河道中央に幅の小さい樹木群が繁茂している場合には、図-4.8b)に示すように、死水域を設定して不等流計算を行う。ただし、主流の流向と樹木群の繁茂している方向のなす

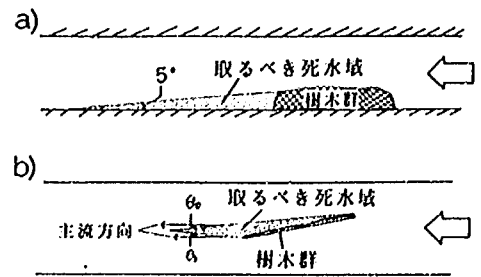


図-4.8 樹木群下流に発生する死水域の不等流計算における設定法

角が θ_0 以下の場合には、計算において樹木群前後の死水域を設定せず、樹木群内外の干渉効果だけを考慮した不等流計算を行う。 θ_0 については 4° を目安とする。樹木群上下流端の死水域が存在する範囲については、4-5-1と同様の計算を行う。ただし、 f 値には3-8-2の結果より0.025を与える。

4-6 樹木群を考慮した不等流計算の実河川への適用^{14),15)}

4-6-1 概要

土木研究所河川研究室では、瀬沼川において洪水流や河床変動の現地観測を行っている。瀬沼川27.8km～28.5km区間には、河道内に高さや密度の異なる植生が繁茂している(図-4.9参照)。そこで、この区間を対象にして、従来の不等流計算法、本論文で提案した植生(樹木群)を考慮した不等流計算法を用いて水位を計算し、実測値と比較することにより、それぞれの有効性を明らかにする。なお、ここでは、主に植生の存在にともなう死水域を考慮することに重点をおいて検討を進める。

4-6-2 従来の不等流計算法による実測水位の再現性

(1) 従来の不等流計算法の問題点

河道内の植生の状況が縦断的に変化している場合、粗度係数が各区分ごとに変化することになり、結果的に断面内の合成粗度係数が縦断的に変化することになる。河道計画に、細かな区分ごとに粗度係数を設定するという取扱いは現実的ではないので、通常粗度係数の逆算は、粗度係数が一定と考えられる区分(大きな支川の合流がなく河床材料が大きく変らない区分、河床勾配が変化しない区分、川幅の大きな変化や河川構造物がない区分)において同一粗度係数を与えて、平均的に実測水位に合うものを求めている。植生の影響

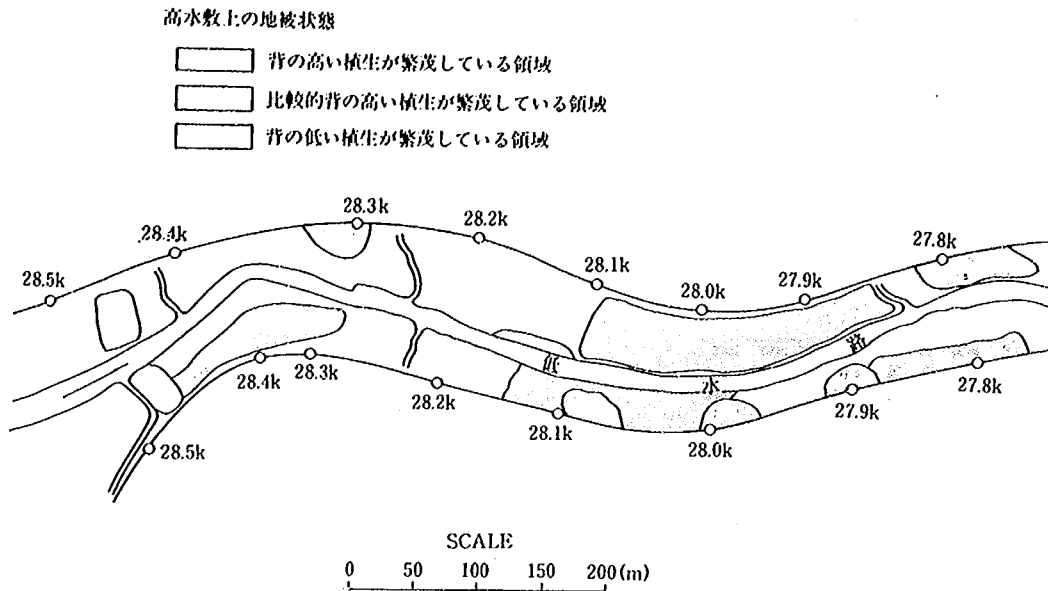


図-4・9 濁沼川観測区間平面図と植生の状況

により粗度係数が区間ごとに細かく変化している場合には、全区間一定の平均的な粗度係数を用いたのでは、不等流計算による水位予測の精度は低下する。このような問題に対処するためには、細かな区間ごとに最適な粗度係数を与える必要があるが、このような手順には多くの労力が伴い、実際上不可能である。

(2) 計算水位と実測水位の比較

計算の対象にしたのは、1986年8月の台風10号によって生じた堤防満杯規模の洪水である。この洪水のピーク水位 (8/5 8:00)、増水期でのピーク水位より50cm低い水位 (8/5 4:00) 及び減水期 (8/5 16:00) について、死水域を考慮しない従来の不等流計算によって、水位計算を行った。水位計算においては、低水路の粗度係数を航空写真による流速測定結果から推定した $n_{mc}=0.050$ とし、計算水位縦断が実測水位縦断と平均的に合うようになるまで高水敷の粗度係数 n_{fp} を変化させ行なった。設定した流量は、8/5 8:00が $Q=430\text{m}^3/\text{s}$ (以降流量ケース1)、8/5 4:00が $Q=340\text{m}^3/\text{s}$ (以降流量ケース2)、8/5 16:00が $Q=250\text{m}^3/\text{s}$ (以降流量ケース3) である。なお、水位計算には井田による不等流計算法を採用した。

逆算した水面形を図-4・10に示す。これを見ると、高水敷上に比較的高い植生が繁茂している27.82km～28.10km区間で、実績水位の水面勾配は他の区間のそれに比べてかなり大きくなっているが、計算水位の水面勾配をみると、いずれの流量ケースにおいても実績

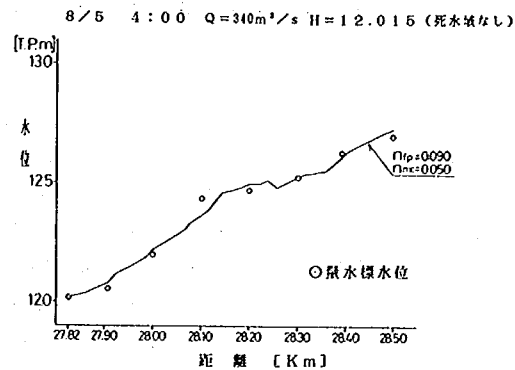


図-4・10(1) 不等流計算結果

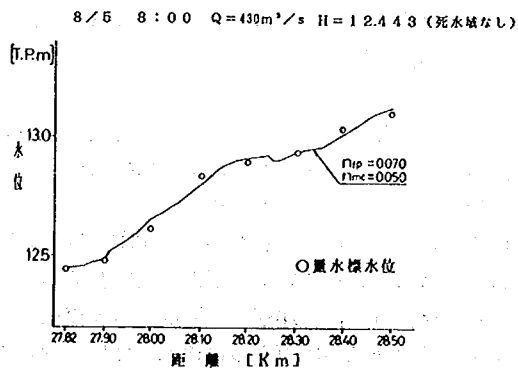


図-4・10(2) 不等流計算結果

水面勾配に比べ小さくなっている。計算水位が平均的に実績水位に合うような高水敷の粗度係数を見ると、

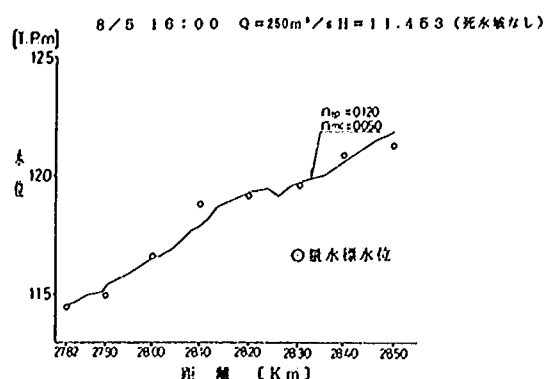


図-4・10(3) 不等流計算結果

流量ケース 1 では $n_{fp}=0.070$ 、流量ケース 2 では $n_{fp}=0.090$ 、流量ケース 3 では $n_{fp}=0.120$ となり、流量によって n_{fp} を大幅に変える必要があることがわかる。また、この粗度係数値は実態から考えて大きすぎると思われる。以上のことから、従来の計算法は、実測洪水を充分には説明していないと考えられる。

4-6-3 植生を考慮した計算法による実測水位の再現性

(1) 死水域設定の考え方

前節に示したように、1つの粗度係数値により計算水位と実測水位とを検討対象区間全体で平均的に合わせる場合、高水敷上に高い植生が繁茂している27.82km～28.10km区間の計算水位の水面勾配が実測水面勾配よりもかなり小さくなる。また、与えるべき高水敷粗度係数 n_{fp} の値が流量によって大幅に変わるため、河道の状態に応じて適正な n_{fp} 値をあらかじめ設定することは困難である。そこで、これらの問題を克服できる新しい不等流計算法について検討し極力洪水流の実態に合った不等流計算を行うことにする。渦沼川において従来の不等流計算法では、充分考慮されていない洪水流にかかわる現象に以下の2つがある。

① 植生等の存在によって生じた低流速域とその周囲の高流速域との流体混合による抵抗増加

② 植生による低流速域の存在

渦沼川では、その植生の状況から上記①の現象の影響が最も顕著に現われているのが低水路流れである。これは低水路流れが、河岸植生の形成する低流速域と高水敷上の低流速域の両方から流速低減作用を受けるためである。しかし、本解析では、低水路満杯流量の実測値より求めた逆算低水路粗度係数値を用いており、この値にこれらの流速低減の影響がほとんど含まれているため、①の効果を新ためて考慮しないものと

する。しかし、一般的に植生がある河道の不等流計算を行うときには、前述のように①の効果を考慮する必要がある。一方、②の現象は、高水敷上に多くの植生が繁茂している渦沼川観測対象区間では大きな影響を洪水流に与えるので、以下ではこの点について計算法の検討を行う。②の現象は、4・5で検討したと同じ方法、すなわち、植生の存在による低流速域を死水域として河積から除外することにより、不等流計算の中で考慮できる。しかし、高水敷上に繁茂した植生を考慮した計算を実際に行うにあたっては、2つの問題が生じる。1つは、死水域と考える植生の高さの設定法である。一部の植生は洪水時にしなったり、植生の密度が小さい場合には植生内をかなりの流量が透過することが起こり得るので、平水時に植生繁茂領域として測量された部分をすべて河積から除外すると、植生の水理的影響を過大に評価してしまうことになる。したがって、死水域として河積から除外すべき植生繁茂領域と、河積に入れるべき植生繁茂領域を、植生の繁茂形態から判定することが必要となる。本解析では、次のような考え方に基づいて、死水域設定についての判定を行った。

a) 草本類の繁茂領域は死水域としない。これは、草の場合、幹がやわらかく洪水中にかなりしなっていると考えられるからである。

b) 樹木群(竹も含む)の繁茂領域は、原則として死水域とする。これは、樹木類の場合、幹、枝が堅く、洪水流の中でも容易にはたわまないため、流水中において明確な死水域が形成されたと考えたからである。ただし、樹木が繁茂している場合でも、その密度が小さく、樹木群領域全体が死水域になると考えられない場合には、死水域としない。また、柳のように樹木であっても流水により大きくしなる場合には、しなりによる死水域の減少を考慮する。

以上に示した2つの基準に基づいて判定した高水敷植生による死水域を図-4・11(平面図)に斜線群で示す。なお、死水域設定の際、高水敷上の桑については、次のように死水域とするかどうかを判定した。まず、桑の幹より上の葉と枝の部分は死水域から除外した。これは、この部分が流水によって容易にたわむことから判断したものである。また、桑のうち、1m²の面積を持つ地面の上にある枝と幹の流下方向総投影面積が500cm²以下の部分は死水域としなかった。これは、繁茂密度がある程度以下になると、樹木(桑)内を透過する流れの流量が大きくなり、死水域とはならないことを考慮したからである。なお、500cm²という数値は、目

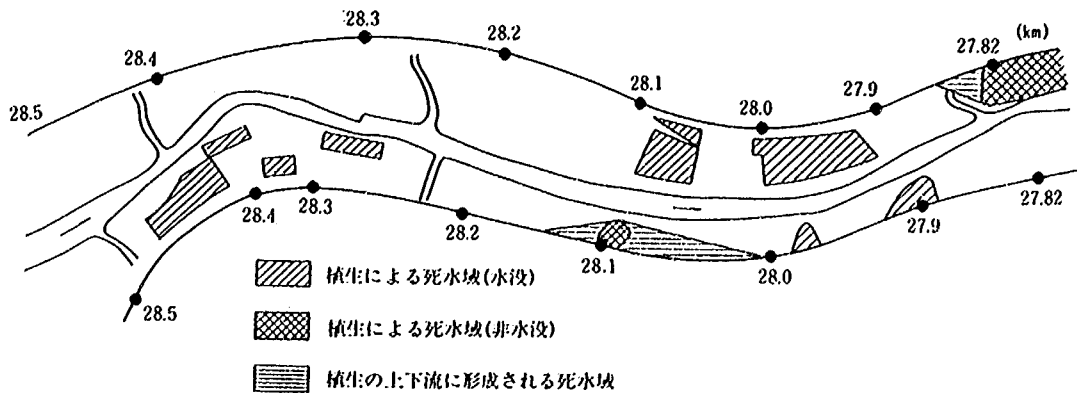


図-4・11 死水域として設定した領域

視によって、桑の集合体が地面からある高さまでの領域をすべて覆いつくすように繁茂していると判断できるかできないかの別とその場所の繁茂密度との関係から定めたものである。したがって、他の樹種にこの数値を適用することの妥当性は、現段階では判断できない。一方、桑以外の樹木（竹、篠竹）については、密生度が大きく流水によるたわみ量が小さいことから、その繁茂領域全てを死水域とした。

ところで、図-4・11に示すように死水域を設定して不等流計算を行うと、死水域前後で河積が急激に変化するため、計算水位に、実際には現れない大きな凹凸が現れる恐れがある。これは、死水域を形成する植生の上下流（特に下流）に生じる死水域を計算に考慮していないことに起因する。そこで、4-5-2に示した方法にしたがって、図-4・11の横線群に示すように、植生による直接的な死水域の上下流に形成される死水域を設定した。植生による死水域の上下流に形成される死水域の設定は、水深よりも背の高い植生領域に限定し、水没する植生群に関しては行わなかった。これは、水没する植生群についても上下流の死水域を考慮すると、

図-4・12に示すように、計算水位が実測水位よりも高くなり、これを無理に実測値まで下げるためには極端に小さい高水敷粗度係数値を用いなければならない、計算の物理性を失うからである。この原因については次のように考えられる。水没する植生の上下流に形成される死水域は、植生上を通る流れがあるために、植生から離れるにしたがってすばやくその高さを減ずるのに対して、水没しない植生の上下流に形成される死水域は、主流の影響を側方からしか受けないため、植生から離れることによる死水域の減少の割合が小さい。このため、水没の有無およびその程度によって、植生繁茂領域の上下流に形成される死水域の大きさが大きく異なり、水没水深がある程度以上大きくなると、その上下流の死水域は計算上無視できる大きさとなるためである。

(2) 計算水位と実測水位の比較

図-4・11のように設定した断面条件を用い、前節と同じ流量ケースについて、同じ方法を用いて不等流計算を行い、最も計算水位と実測水位が平均的に合う高水敷粗度係数 n_{fp} の下での計算水位を求めた。低水路粗度係数 n_{mc} には前節と同様0.05を用いた。図-4・13に計算結果を示す。図より、植生による死水域を多く設定した27.82～28.10km区間の再現性が死水域を設定しない場合に比べてかなり良くなっていることがわかる。また、計算で用いた高水敷粗度係数値は、0.030～0.045であり、死水域を設定しない場合に比較して小さくなり、変動の幅も小さくなっている。28.1 km付近で水位が急に下がっているのは、植生の影響範囲が大きくなり、このため河積が小さくなっているためであり、観測値は存在しないが現実にも水位の降下があったものと考えられる。

以上の結果は、事前に各区間の高水敷粗度係数を知

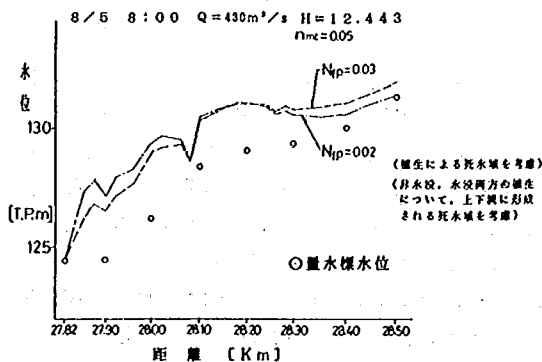


図-4・12 不等流計算結果

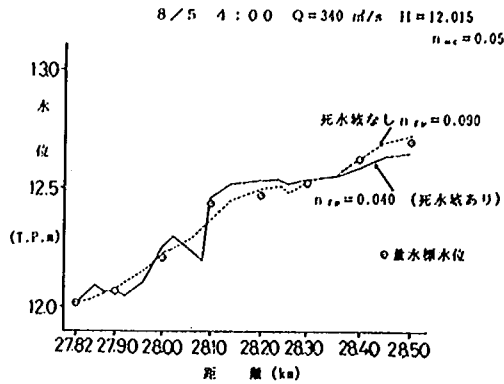


図-4・13(1) 不等流計算結果(植生による死水域を考慮)

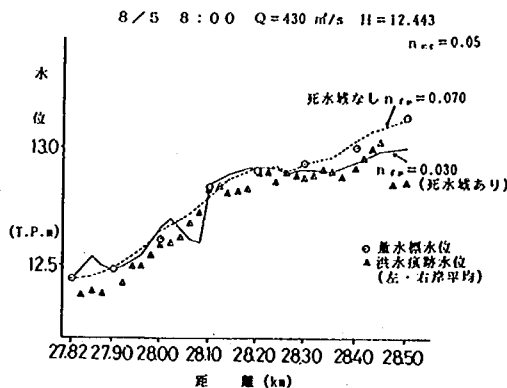


図-4・13(2) 不等流計算結果(植生による死水域を考慮)

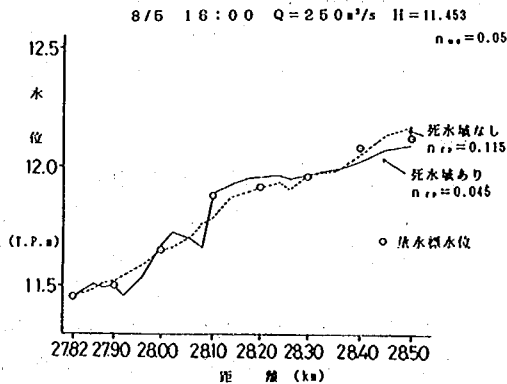


図-4・13(3) 不等流計算結果(植生による死水域を考慮)

らなくとも、考え得る一定の高水敷粗度係数を与えることによって、植生が繁茂した河道の水位予測を行うことができる可能性を示唆している。

第5章 樹木群が繁茂した河道の流速分布予測手法

5-1 概要

河道内に樹木群があると、河道全体の抵抗が変化することに加えて、樹木群繁茂領域及びその近傍の流速が変化する。本章では、樹木群がその近傍の流速場に与える影響について検討を行う。河道計画、河道管理上必要となる流速に関する情報は、堤防に沿って繁茂している樹木群が堤防近傍の流速を減少させる効果、堤防から離れて繁茂している樹木群が堤防近傍の流速に与える影響の2つ、であると考えられる。前者は、樹木群の堤防保護機能の評価に、後者は、堤防洗掘危険度を高める樹木群繁茂形態の判定にとって重要な情報となる。そこで本章では、これら2つの点についての水理的検討を行う。

5-2 堤防に接して繁茂している樹木群による流速低減効果の評価

5-2-1 流速低減効果の説明

樹木群が流れに与える重要な影響の1つが流速低減効果である。すなわち、樹木群の存在により樹木群内とその周辺の流速が小さくなる。本節では、こうした流速低減効果の基本的な特性を明らかにする。図-5・1

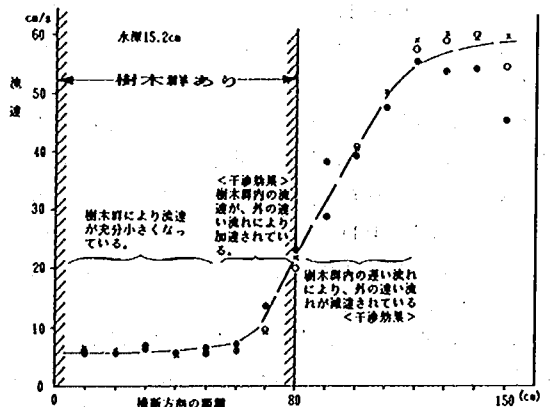


図-5・1 水路の片側に樹木群模型がある場合の横断流速分布特性(水路a、樹木群模型(a))

は、水路aの片側に巾80cmの縦断方向一様な樹木群模型[a]を設置した場合の横断方向流速分布を示している。この図から、水路の側壁沿いに樹木群があると、樹木群内の流速は外部に比べて非常に小さくなり、また、樹木群の外部の領域であっても樹木群近傍ではその内外の干渉のため流速が減少することがわかる。このように、河岸沿いに存在する樹木群は、河岸付近の流速を大巾に低減させる効果を持つ。横断流速分布がわかればこの流速低減効果を的確に評価することができる。そこで以下では、水路側壁沿いに樹木群が繁茂

している場合の横断流速分布予測手法についての検討を行う。なお、流速低減の基本的な特性を簡便に把握することに重点を置いたため、以下の検討では縦断方向に一樣な直線水路及び樹木群形態だけを対象としている。

5-2-2 流速分布予測手法

(1) 基本方程式及びその解

縦断方向に一樣な水路及び樹木群形態を想定し、図-5・2のように座標を設定した場合、横断流速分布に関

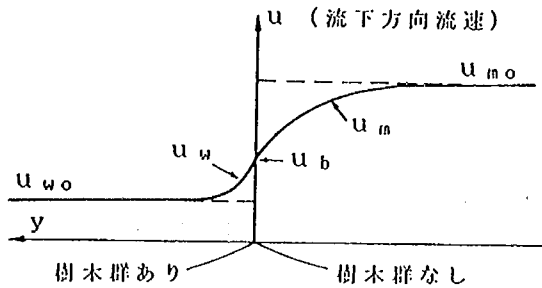


図-5・2 座標のとり方

する運動方程式は次式で表わされる。

$$\rho g h I_b - \frac{\rho}{2} F u^2 + h \rho \varepsilon d^2 u / dy^2 = 0 \quad (5-1)$$

ここで、 u ：鉛直平均流速、 h ：水深、 F ：摩擦損失係数（ $F=2gn^2/h^{1/3}$ ）、 ε ：横断方向の干渉効果の大きさを表わす水平渦動粘性係数、である。 ε が与えられれば上式に基づいて u を求めることができる。しかし、ここで対象としているような流体間の混合現象では、 ε は流れと独立に与えられるものではなく、流れの状況、具体的には横断流速分布と強い関係を持っている。したがって、対象としている流れと無関係に ε を与えても実測値を説明できるような解は得られない。石川らは¹⁰⁾、横断方向に粗度を変化させることにより得られる開水路平面セン断流の横断流速分布を求める方法について検討している。その中で、干渉効果が顕著な部分の幅と流速差とを掛合わせたものが ε と比例関係にあると仮定することにより、横断方向の流速分布を計算により再現できることを示している。すなわち、 ε が次式により決まると仮定している。

$$\varepsilon = f'(u_{mo} - u_{wo}) \Delta Y \quad (5-2)$$

ここで ΔY ：干渉効果が顕著な部分の巾、 f' ：上式より ε を決めるための無次元の係数、である。ここで取り扱っている流れも、基本的には開水路平面セン断流の一種であると考えられるが、粗度の半分が樹木群から成っていることが石川らの対象とした流れと異

なっている。そこで、粗度を構成する部分の一部が樹木群から成っている場合にも石川らの平面セン断流解析の方法が有効かどうかを確認するため、計算値と実験値を比較する。まず、水路の片側について樹木群の抵抗則、すなわち[流速 $u_w=KI^{1/2}$]を用いることにより得られる横断方向の流速分布の計算式を得る。結果を以下に示す。（誘導については付録1参照）

$$u_w = (u_b - u_{wo}) \exp\left(-\sqrt{\frac{F_w u_{wo}}{h\varepsilon}} \cdot y\right) + u_{wo} \quad (5-3)$$

$$u_m = (u_b - u_{mo}) \exp\left(-\sqrt{\frac{F_m u_{mo}}{h\varepsilon}} \cdot y\right) + u_{mo} \quad (5-4)$$

ここで、 u_w ：樹木群内での流速、 u_m ：主流部での流速、である。また F_w, F_m ：それぞれ樹木群内と主流部での摩擦損失係数、 u_b ：樹木群内外の境界での流速、 u_{wo}, u_{mo} ：それぞれ干渉効果の影響範囲外での樹木群及び主流部での流速（図-5・2参照）、である。 F_w, F_m はそれぞれ次式により求めることができる。

$$F_w = 2gh/K^2 \quad (5-5)$$

$$F_m = 2gn_m^2/h^{1/3} \quad (5-6)$$

u_b, ε は次式で与えられる。

$$u_b = \frac{u_{wo}\sqrt{F_w u_{wo}} + u_{mo}\sqrt{F_m u_{mo}}}{\sqrt{F_m u_{mo}} + \sqrt{F_w u_{wo}}} \quad (5-7)$$

$$\varepsilon = (f')^2 (u_{mo} - u_{wo})^2 \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{F_m u_{mo}}} + \frac{1}{\sqrt{F_w u_{wo}}} \right)^2 \cdot h \quad (5-8)$$

(2) f' についての考察

(1)に示した計算式により流速を求めるには、適切な f' 値を与える必要がある。そこで f' 値の物理的意味について考察する。水平渦動粘性係数 ε の定義より次式が得られる。

$$\text{セン断力 } \tau = \rho \varepsilon \frac{du}{dy} \quad (5-9)$$

上式に(5-2)を代入し、 $du/dy|_{y=0}$ は $(u_{mo} - u_{wo})/\Delta Y$ であるので、

$$\tau = \rho f' (u_{mo} - u_{wo})^2 \quad (5-10)$$

が得られる。上式と(3-9)式を比較することにより f' が混合係数 f と同一のものとみなせることがわかる。

(3) 河岸の存在の流速分布に及ぼす影響

(1)に示した基本方程式においては、河岸境界の存在が考慮されていない。ここでは、河岸の存在、特に樹木群側の河岸が流速分布に与える影響について考察する。河岸が存在することの水理的な影響は次の2つに分けられる。1つは、横断方向の流体の混合を抑制することであり、もう1つは、河岸において流速が0になることである。これらのうち前者の影響は、3-4-4に示した混合係数 f 値と樹木群幅との関係において考

される。樹木群内においては流水抵抗が非常に大きい
ため、河岸での流速が0になることの影響は河岸近傍
の狭い領域に限定され、河岸から少し離れば、河岸
において流速が0になることの影響よりも樹木群自体
の抵抗が卓越すると考える。したがって、河岸におい
て流速が0になることの影響は、横断流速分布に対し
ては大きな影響を与えないと考えられる。以上のこと
から、 f 値を適切に評価することにより、河岸の影響
をすべて考慮できると考えられる。

5-2-3 計算値と実測値との比較

前節に示した横断流速分布式が妥当かどうかを調べ
るため、計算値と実測値の流速分布の比較を行った。
計算にあたっては、種々の樹木群巾、樹木群模型につ
いての実験条件を対象とし、まず、実験値を最もよく
説明する f 値を求め、その最適 f 値を用いて計算した
結果を実験値と比較した。結果を以下に示す。

図-5.3は、樹木群模型 [a] を用いた実験の結果と

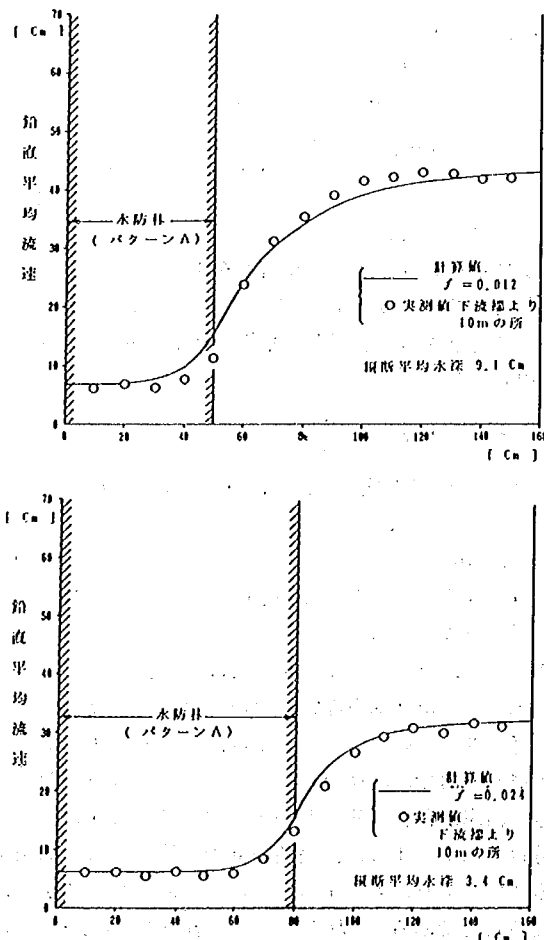


図-5.3 横断流速分布の計算値と実測値との比較(その1)

計算値を比較したものである。なお前述したように、
樹木群模型 [a] を用いた実験は巾の小さい水路 a で
行われているため主流部側の側壁が流速分布に影響を
与えている可能性がある。そこでここでは、こうした影
響の少ない条件で行われた実験、すなわち b が小さ
く主流部の巾が大きい場合と、水深の小さい場合につ
いて計算値と実測値を比較している。図より、計算値
が実測値をよく再現していることがわかる。図-5.4は、

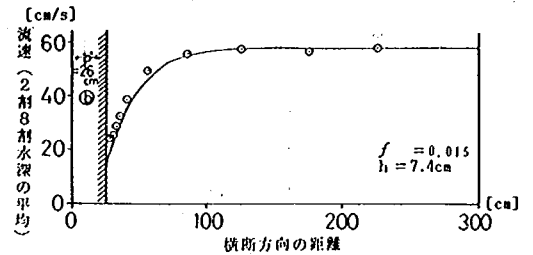


図-5.4(1) 横断流速分布の計算値と実測値との比較
(その2) (水路b、樹木群模型⑥)

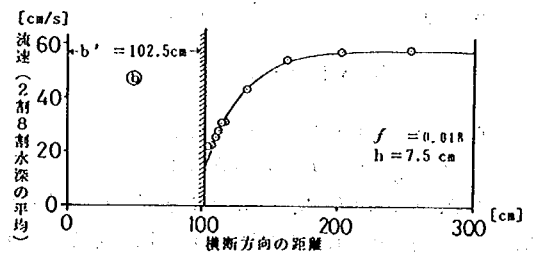


図-5.4(2)

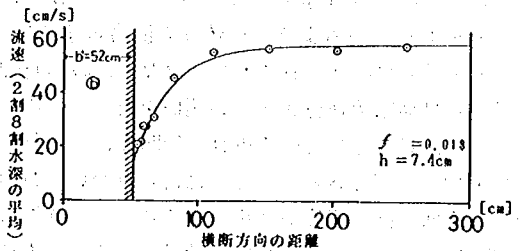


図-5.4(3)

巾の広い水路 b に種々の巾 b を持つ樹木群模型 [b]
を設置した場合について、図-5.5は、同様に水路 b に
樹木群模型 [c] を設置した場合について、実験値と
計算値とを比較したものである。用いている樹木群模
型内の流速分布の測定が困難であったため、主流部の
横断流速分布だけを測定している。図より、いずれの
場合も計算値が主流部の実測流速分布をよく再現して
いることがわかる。また、樹木群巾の減少に伴って最
適 f 値が小さくなっている。このことは、樹木群巾 b
の減少に伴う流速低減領域の縮小が f 値を変化させる

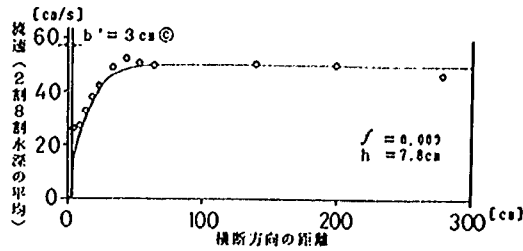


図-5・5(1) 横断流速分布の計算値と実測値との比較(その3) (水路b、樹木群模型 $\odot$)

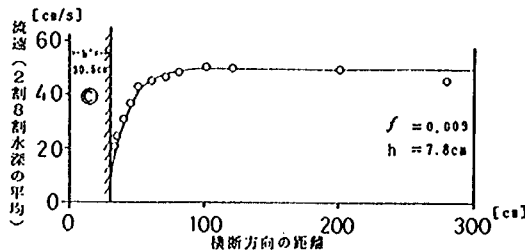


図-5・5(2)

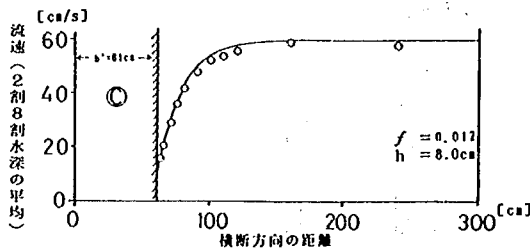


図-5・5(3)

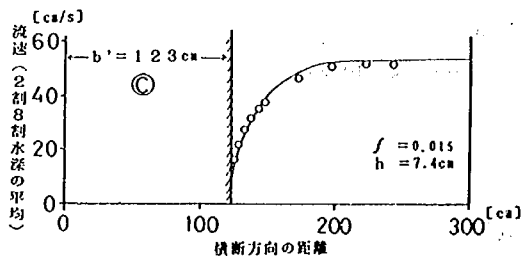


図-5・5(4)

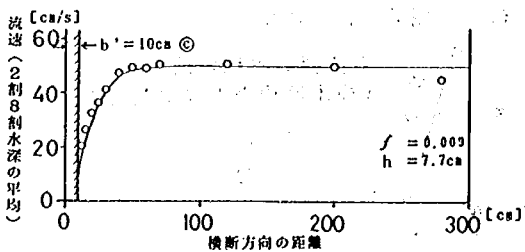


図-5・5(5)

ことにより適確に表現されていることを表わしている。以上より、樹木群の巾が有限であり樹木群側の側

壁の影響を無視できない場合にも、(5-3)～(5-8)式が、実測値をよく再現することが示された。

以上の検討結果から、堤防沿いに繁茂している樹木群の持つ流速低減効果を評価する上で必要となる横断流速分布式が得られた。

5-3 堤防から離れて繁茂している樹木群が堤防近傍の流速に与える影響

5-3-1 検討対象とする樹木群繁茂パターン

図-5・6に示すように、矩形的の樹木群が堤防からわず

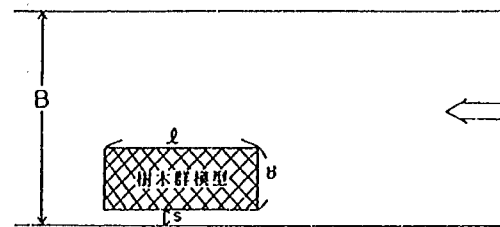
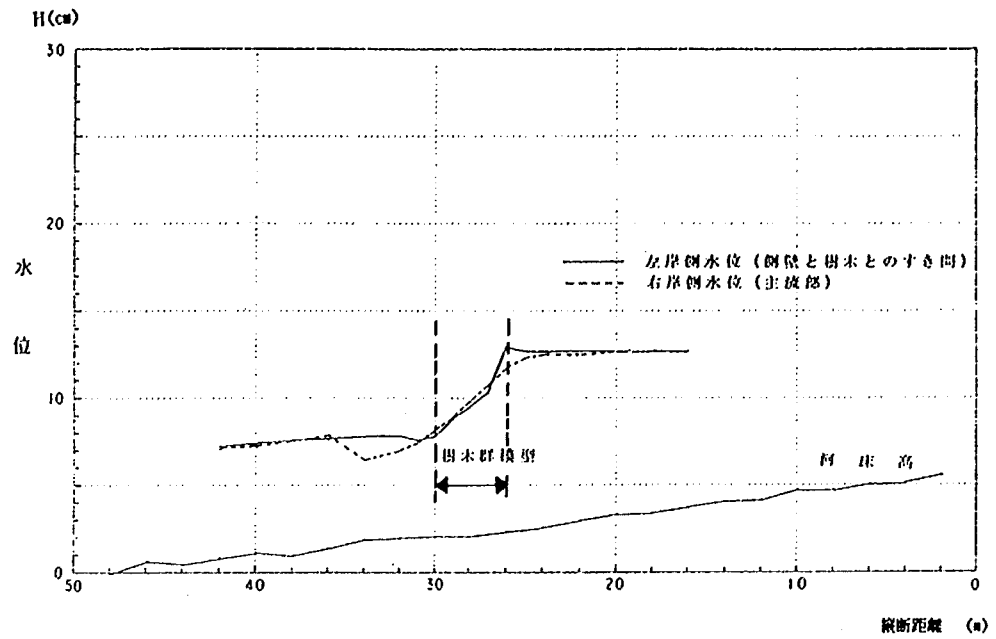
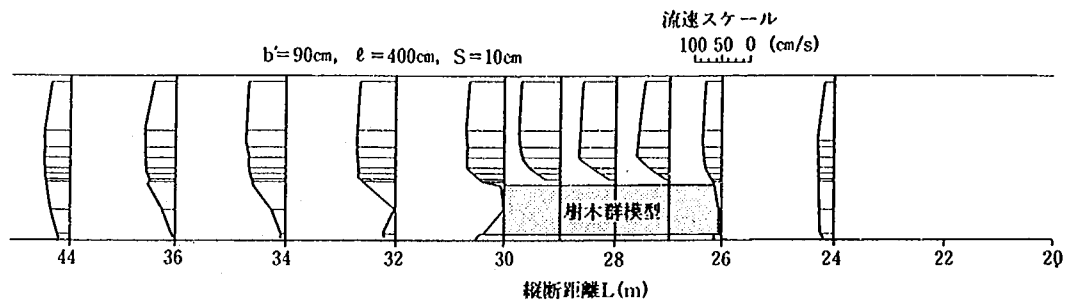
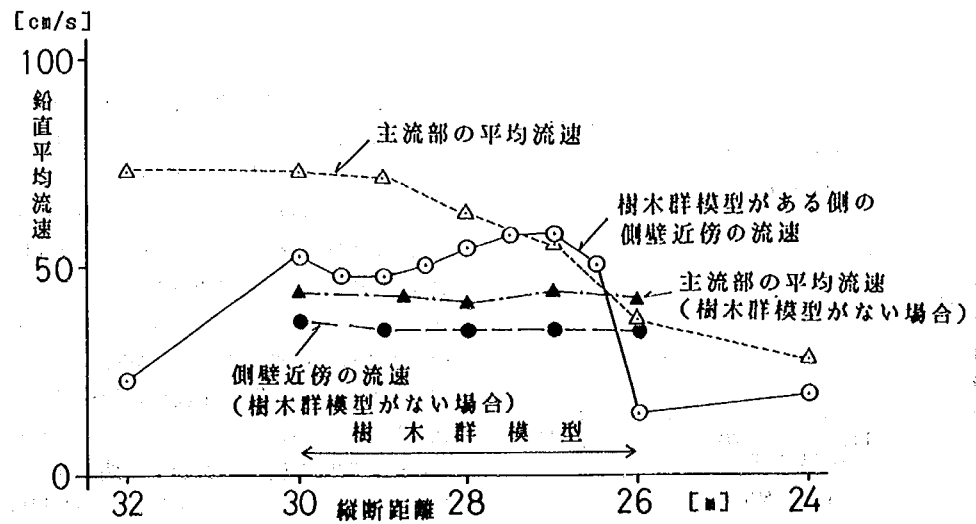


図-5・6 検討対象とした樹木群諸元と配置

かな (川幅に比較して充分小さい) 距離はなれて繁茂している場合を対象として、樹木群周辺の水理特性、特に樹木群の存在が堤防近傍の流速に与える影響について実験的検討を行った。実験においては、水路bを用い、矩形的の樹木群模型[c]を種々の方法で配置して通水を行い、水位、流速などの水理特性を調べた。実験は、樹木群から充分下流の樹木群の影響を受けない地点での水位が等流水深 ($h = 7$ cm) となるように下流端条件を設定し、樹木群は非水没条件で設置されている。

5-3-2 基本的な水理特性とその問題点

まず最初に、樹木群が堤防から離れて繁茂している場合に注目すべき水理特性を明確にするため、代表的な樹木群模型諸元 [$b' = 90$ cm, $s = 10$ cm, $l = 400$ cm] の場合の水理特性を示す。図-5・7に水位縦断変化、図-5・8に流速分布を示す。図-5・7からわかるように樹木群区間において主流部がせまくなっているため、樹木群前後で大きな水位差が生じる。図-5・8から、樹木群の存在により樹木群区間の主流部の流速は、その上下流に比較して流速が大きくなっていることがわかる。また、左岸側の側壁と樹木群とのすき間 (10 cm) を水が通り抜け、この部分の流速が主流部と同じ程度の値を有している。図-5・9は、樹木群がある側の側壁近傍 (側壁から2.5 cmはなれた点) での鉛直平均流速と、主流部の

図-5・7 水位縦断面図 ($b'=90\text{cm}$, $\ell=400\text{cm}$, $s=10\text{cm}$)図-5・8 流速分布 ($b'=90\text{cm}$, $\ell=400\text{cm}$, $s=10\text{cm}$)図-5・9 流速の縦断分布 ($b'=90\text{cm}$, $\ell=400\text{cm}$, $s=10\text{cm}$) (側壁近傍=側壁より2.5cmの地点)

流速（横断面内の最大値）の縦断変化を示したものである。図には、樹木群がない場合の側壁から2.5cmの点での流速も一緒に示されている。図より、樹木群と堤防との間の流速は、樹木群がない場合よりも大きく、主流部の流速に匹敵する値となっている。また、特に樹木群上流端と下流端付近において流速が増大している。以上のことからわかるように、河岸と樹木群の間が離れていると、そのすき間を水が走り、そこに主流部と同じような流速が発生する。このことは、堤防際に樹木群が繁茂している場合でも、堤防と樹木群との間にすき間があるとその部分に比較的大きな流速を持つ流水が生じ、樹木群がない場合よりも流速が大きくなり、堤防に影響を与える可能性があることを意味している。ここで示した実験での水路側壁と樹木群とのすき間の大きさは10cmであり、ほぼ水深（7cm程度）スケールである。実際の堤防においては、堤防表法面が2割あるいは3割程度の勾配を持っているため、堤防表法尻ギリギリまで樹木群が繁茂している場合においても、上記の実験の場合と同様、堤防表法面との間に水深スケールの空間ができる。以上のことから、上記の実験で見られた河岸と樹木群とのすき間を通る比較的流速の大きい流れに関する問題は現地においても生じうると考えられる。

堤防際に繁茂した樹木と堤防とのすき間を通る流水が堤防に与える影響を評価するには、その部分の流速と樹木群諸元との関係を把握しなければならない。そこで以下に、これらの関係についての実験的検討の結果を示す。

5-3-3 樹木群と側壁とのすき間を通る流れの流速と樹木群諸元との関係

(1) 樹木群がある側の側壁近傍の最大流速 V_{smax}

樹木群がある側の側壁近傍（側壁より2.5cmの点）の最大流速を V_{smax} とし、この V_{smax} と樹木群諸元との関係を以下に示す。なお以下に示すデータは、すべて $S=10\text{cm}$ （水深スケールに対応）のものである。図-5・10は、 l を400cmと30cmの場合について、 b' を変えた場合の V_{smax} の変化を示したものである。図より、 V_{smax} は b'/B の増大に伴い増加すること、 $V_{smax} \sim b'/B$ 関係は l にはほとんど影響を受けないことがわかる。図-5・11は V_{smax} と l との関係を $b'=90\text{cm}$ の場合について示したものである。図より、 V_{smax} の l による変化は小さく、 V_{smax} が l にほとんど依存しないことがわかる。

(2) 樹木群がある側の側壁近傍の最大流速

V_{smax} と主流部流速 V_m との比

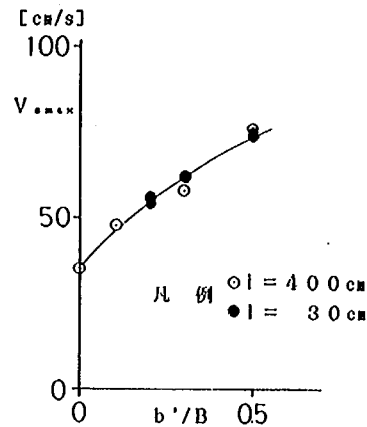


図-5・10 V_{smax} と b'/B との関係 ($l=400\text{cm}$ 、 30cm 、 $b=300\text{cm}$ 、 $s=10\text{cm}$)

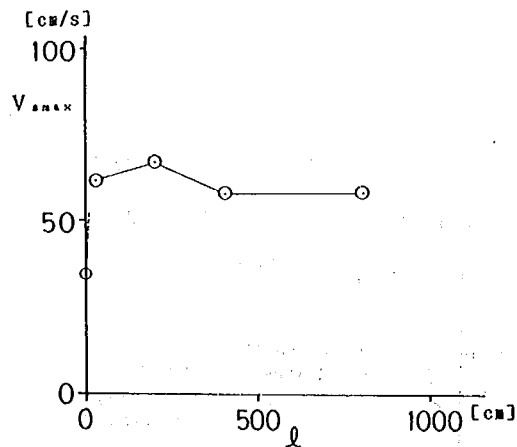


図-5・11 V_{smax} と l との関係 ($b'=90\text{cm}$ 、 $s=10\text{cm}$)

ここでは、 V_{smax} と主流部流速 V_m との比 V_{smax}/V_m と樹木群諸元との関係を調べる。 V_m には、樹木群区間の横断平均流速の最大値を用いた。図-5・12は V_{smax}/V_m と b'/B との関係を、図-5・13は V_{smax}/V_m と l との関係を示したものである。これらの図から、 V_{smax}/V_m は b'/B 、 l によってあまり変化せず、その値が0.8~1.0の付近にあることがわかる。このことは、側壁と樹木群との間に水深スケールのすき間がある場合、そこを通過する流水の流速の最大値が概ね主流部の横断平均流速程度、あるいはそれよりやや小さい程度の値を持つことを示している。

(3) 側壁と樹木群とのすき間 S が V_{smax} に与える影響
 図-5・14に、代表的な樹木群諸元について、 V_{smax} と

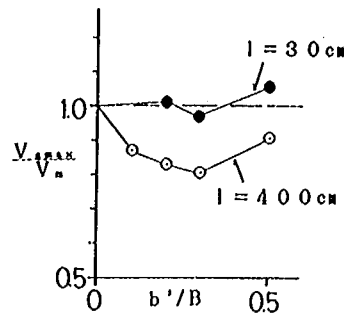


図-5・12 $V_{smax}/V_m \sim b'/B$ との関係 ($l = 400, 30 \text{ cm}$, $b = 300 \text{ cm}$)

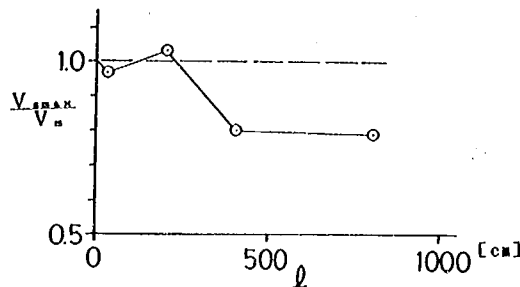


図-5・13 $V_{smax}/V_m \sim l$ との関係 ($b' = 90 \text{ cm}$)

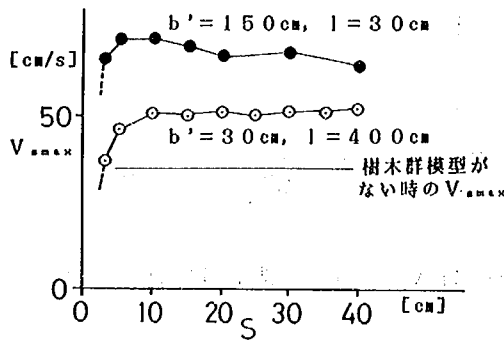


図-5・14 V_{smax} と S との関係

水路平面図

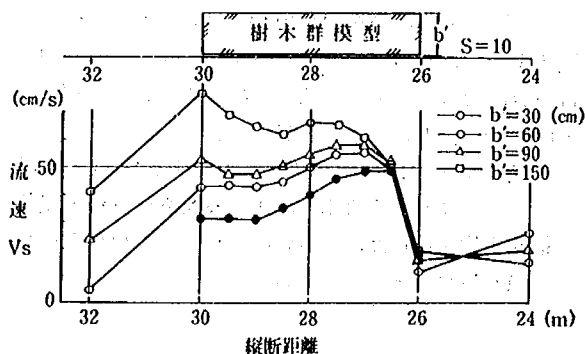


図-5・15 V_s の縦断分布に与える b' の影響 ($l = 400 \text{ cm}$)

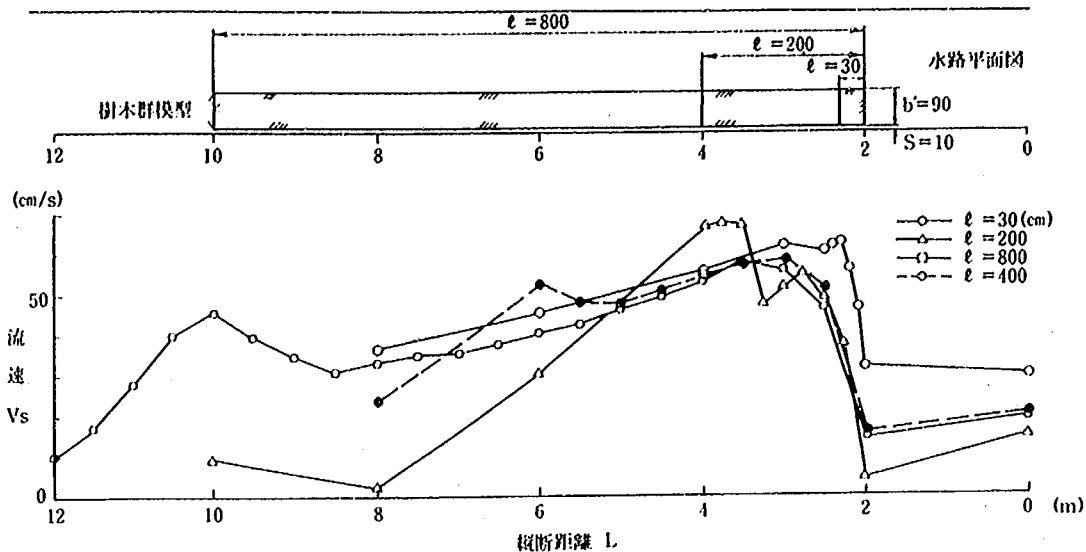
S との関係を示す。これらの図から、 S が 5 cm 以上の場合には V_{smax} 値に与える S の影響が小さく、 S が 5 cm 以下になると V_{smax} が減少することがわかる。このことは、 S を 5 cm 以下にしないと、 V_{smax} を減少させる効果が現れないことを意味している。本実験の条件において、 5 cm は平均的な水深の 7 割程度に相当する。したがって、樹木群により堤防近傍の流速を充分減勢するには、実際上堤防と樹木群との距離を水深に対して充分小さい値にしなければならないと考えられる。

(4) 樹木群がある側の側壁近傍の流速 V_s の縦断変化特性

樹木群がある側の側壁から 2.5 cm 離れた点の鉛直平均流速を V_s として、 V_s の縦断変化特性を調べる。図-5・15は、 V_s の縦断変化に与える b' の影響を調べたものである。図から、 b' が小さい場合には、樹木群設置区間の上流近くで V_s が最大となり、以後下流に行くにしたがって減少すること、また b' が大きい場合には、樹木群設置区間内の上流近くと下流近くにおいて V_s が大きくなり、これらの点で極大値が現れることがわかる。 b' が増大するにつれて、上流側の極大値に対して下流側の極大値が大きくなる。

図-5・16は、 V_s の縦断分布に与える l の影響を示したものである。図から、 l が変化しても、樹木群区間の上流側と下流側に V_s の極大値が出るという性質は変わらないことがわかる。

しかし、樹木群設置区間の下流の V_s の通減特性は、 l によって大きく異なる。すなわち、 b' に対して l が充分大きい (本実験では $l = 200 \text{ cm}$ 以上) 場合には、樹木群を設置した区間の下流では、下流に行くにしたがって V_s が急速に減少する。一方、 b' よりも l が小さい (図では $l = 30 \text{ cm}$ の場合がこれに相当) 場合には、この V_s の減少の度合いが小さく、樹木群と側壁との間の大きな流速が樹木群下流側のかなり長い範囲にわたって保持されている。これは、図-5・17に示す樹木群下流の流速分布からわかるように、 l が大きい場合には樹木群下流端面からの流速が 0 に近く (図中の☆1印)、このためすき間からの高流速が急速に減勢させられるのに対して、 l が小さい場合には、樹木群を通り抜ける流速があるため、樹木群下流端近くの流速が大きく (図中の☆2印)、 l が大きい場合に比較してすき間の高流速の減勢の度合いが小さくなるためである。以上のことから、樹木群の長さ l が小さい場合には、樹木群設置区間下流のかなり広い範囲にわたって大きな V_s が現れることがわかる。

図-5-16 V_s の縦断分布に与える l の影響 ($b'=90\text{cm}$)5-3-4 $V_{s\max}$ 決定機構についての考察

側壁と樹木群とのすき間の流れの幅は水深スケールしかないため、その流れに関する径深は、主流の径深の1/3程度である。さらに、すき間を通る流れの粗度係数は、潤辺の一部が粗度の大きな樹木群外縁からなっているため、主流部に比較して大きい。一方、樹木群上下流端の水位差に関しては、図-5-7からもわかるように、主流とすき間の流れとの間に大きな差は生じない。これらのことから、樹木群と側壁とのすき間を通る流れの流速が主流の流速よりも大幅に小さくなると推定することができる。しかし、上記の実験結果は、種々の樹木群諸元について、主流と同程度の流速がすき間に生じることを示している。以下に、この理由について考察する。

図-5-18は、 $b'=30\text{cm}$ 、 $l=400\text{cm}$ 、 $S=5\text{cm}$ の樹木群模型諸元について、樹木群模型[c]を用いた場合と、透過度の全く無い($K=0$)樹木群模型を用いた場合の水位(樹木群模型を置いた側)と流速 V_s の縦断変化を樹木群設置区間について示したものである。この図から、樹木群の透過度が0の場合には、 V_s が下流に向かって増加し、その増加率が下流に向かって変化する。水位が下流に向かってゆっくりと減少することがわかる。一方、透過度のある樹木群模型[c]を用いた場合には、流速が樹木群上流端付近で急増し、最大値に達した後、下流に向かって減少する。水位は、樹木群上流端で急減し、以後下流に向かって漸減する。これら2つの流れの特性は、以下の点で大きく異なっている。すなわち前者においては、樹木群内に流れが生じない

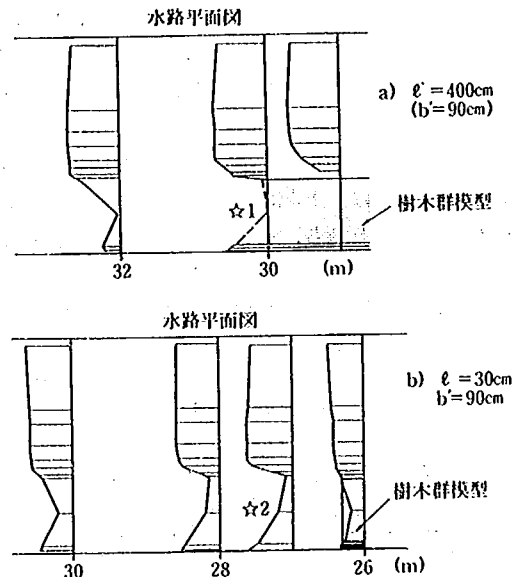


図-5-17 樹木群模型の下流側の流速分布

ため、すき間を通る流れの流量は縦断方向に変化しない。この場合、すき間の流れは、主流から分流し、主流に合流する派川として水利的に解析することが可能である。一方、後者においては、水位と流速の両方が下流に向かって減少していることからわかるように、下流に向かって流量が減少している。これは、樹木群が透過性を持っているため、水が下流に流下するのに伴い運動量が側方(樹木群模型の側)に拡散し(図-5-19参照)、その結果、樹木群内に流れが生じる一方ですき間の流量が流下方向に減少するからである。このことは、

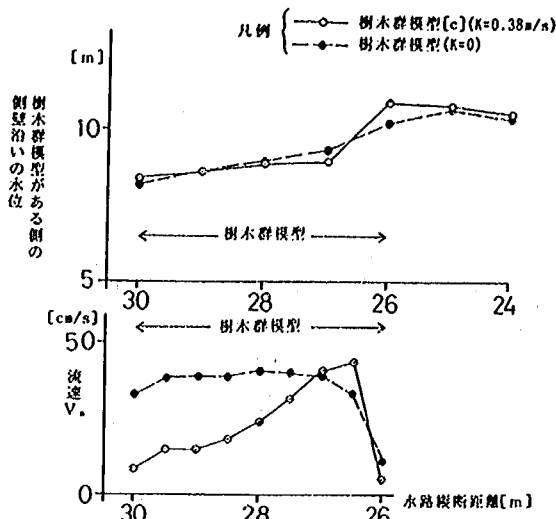


図-5-18 樹木群模型の透過度が水位と V_s に与える影響
($b'=30\text{cm}$, $\ell=400\text{cm}$, $s=5\text{cm}$)

すき間の流れが図-5-19に示すように一種の漸拡水路の役割を持つことを意味する。このために、樹木群上流端の流れが狭窄部を通過する流れに似た状態になり、この付近で水位が急に低下し、その直下流で流速が最大となる。樹木群と側壁とのすき間とが水深スケールしかないにもかかわらず主流部と同程度の流速がすき間に現れるのは、上記のように、樹木群上流端付近が狭窄部の役割を持ち、その直下流で大きな流速が生じるためである。このことは、樹木群がある側の側壁において、樹木群の上流端付近で高流速が発生しやすいことを示している。

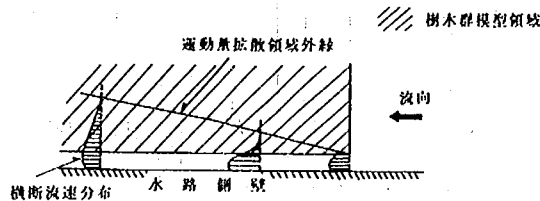


図-5-19 側壁と樹木群模型とのすき間における水理特性（概念図）

5-3-5 まとめ

樹木群を単断面水路側壁沿いに設置すると、5-2に示したように水路側壁近傍の流速が大幅に減少する。しかし、側壁と樹木群との間に水深スケール程度のすき間があると、その部分を水が流れる。その時発生する流速の樹木群区間の最大値 $V_{s\max}$ は、概ね主流部の流速程度の値となる。樹木群側の側壁近傍の流速は、樹木群区間の上流端付近で大きくなる。すき間を通る流れの流速を小さくするためには、側壁と樹木群との間隔を水深に対して充分小さい値にしなければ

ならない。このことは、例えば堤防付近の流速を低減させるため堤防際に樹木群を設置しても、水深程度のすき間が堤防と樹木群との間にある場合、そこに主流部と同じ程度の流速が発生し、ほとんど流速低減効果を期待できないことを意味する。

5-4 堤防沿いに繁茂した樹木群の流速低減効果

5-4-1 横断流速分布

河道及び堤防法線の曲率が小さく、樹木群巾の縦断方向の変化が大きくない場合には、直線河道の堤防沿いに一様巾の樹木群が繁茂している場合の横断流速分布とほぼ同じ横断流速分布が現われると考えられる。このような場合には、(5-3)～(5-8)式により横断流速分布の概略を予測することができる。 f 値は、(4-8), (4-9)式から求める。

5-4-2 堤防近傍の流速低減に必要な樹木群巾

図-5-20に示すように、主流と接する側の樹木群の内部では、主流との干渉により流速が大きくなる。したがって水防林としての樹木群の巾は、干渉により流れが速められる領域の巾よりも大きく取ることが必要と考えられる。そこで、この考えに基づいて、必要樹木群巾 b_w を求めてみる。樹木群外部からの干渉を受けていることを目安として、

$$u_w > 1.1 \times u_{wo} \quad (5-11)$$

を用い、上式の条件が満たされる領域の巾を b_w とすると(図-5-20参照)、(5-11)式より b_w を求める次式が得られる。

$$b_w = - \frac{\ln \left(\frac{0.1 \cdot u_{wo}}{u_b - u_{wo}} \right)}{\sqrt{\frac{F_w u_{wo}}{h \epsilon}}} \quad (5-12)$$

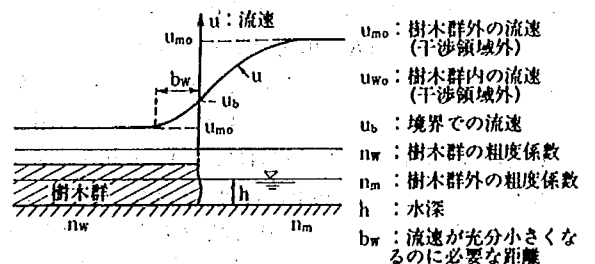


図-5-20 堤防近傍の流速低減に必要な樹木群巾の考え方

u_b , ϵ は、(5-7), (5-8)式を用いて求める。また、 f 値には、(4-8), (4-9)式を用いる。(5-12)式による計算結果の一例として、 b_w ～水深関係を図-5-21に示す。図より、堤防近傍の流速を十分低減させるために必要

となる樹木群巾は、十数 m であることがわかる。

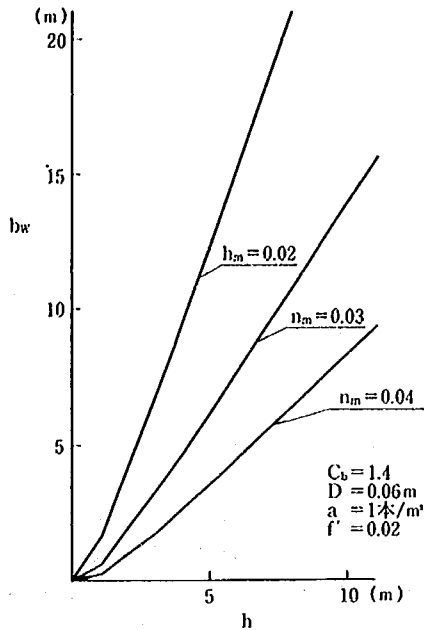


図-5・21 $b_w \sim h$ 関係の計算例

5-5 堤防から離れて繁茂した樹木群による流速増大効果

樹木群が堤防際に繁茂していても、樹木群と堤防との間が離れていると、その部分に、比較的大きな流速が発生することがある。樹木群と堤防との距離は水深スケール程度の場合が多い。このような場合にその部分に生じる流速の最大値は、単断面河道において概ね主流部の流速程度となる。4-5に示した方法によって樹木群繁茂区間の主流部の平均流速を求め、上記の最大流速の目安とする。

5-6 まとめ

樹木群が河道内にあると、樹木群繁茂領域の流速を低減させる一方、その他の部分の流速を増大させる場合がある。本章で行った検討によって、堤防沿いに繁茂した樹木群が及ぼす流速低減量と流速増大量を予測できるようになり、充分な流速低減を得るために必要な樹木群諸元や流速増大量を抑えるための樹木群諸元を水理的に検討することができるようになった。

第6章 河道計画・管理における樹木群の取扱いについての考察

6-1 概要

樹木群が洪水流に与える水理的影響の中で、河道計画・管理を考える際、特に重要となるのは、次にあげる4項目である。

- ① 樹木群が存在することにより合成粗度係数が大きくなり、疎通能力が減少する。
- ② 樹木群が存在すると、多くの場合、合成粗度係数が水深の増加とともに増大する傾向を持つようになる。このため、規模の小さい洪水により得られた合成粗度係数をそのまま計画規模の洪水に対応する計画粗度係数に用いると、疎通能力を過大評価することになる。
- ③ 樹木群が存在すると、樹木群内及びその近傍の流速が大きく減少する。このため、堤防沿いに繁茂した樹木群は、堤防保護効果を持つ。
- ④ 上記③に示した樹木群の流速に与える影響のため、樹木群の配置によっては、樹木群が堤防近傍の流速を増大させる場合がある。

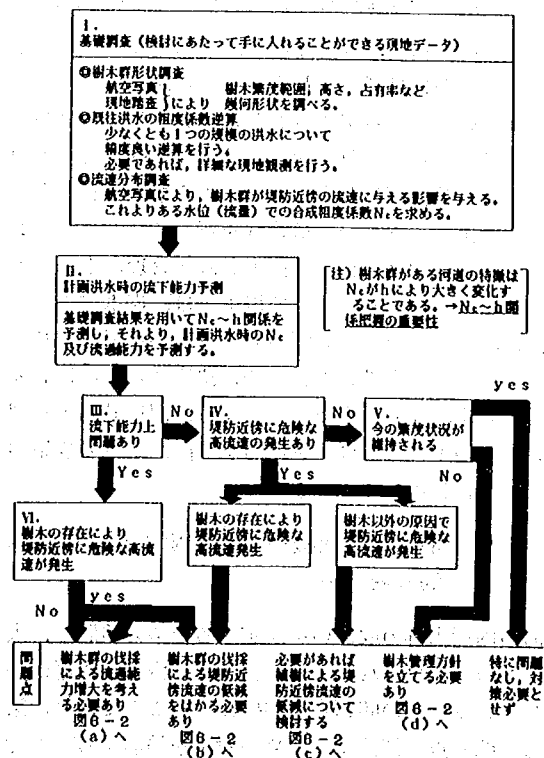


図-6・1 河道内樹木群の取扱いを決定するための検討過程(その1) 問題点を明確にするための検討

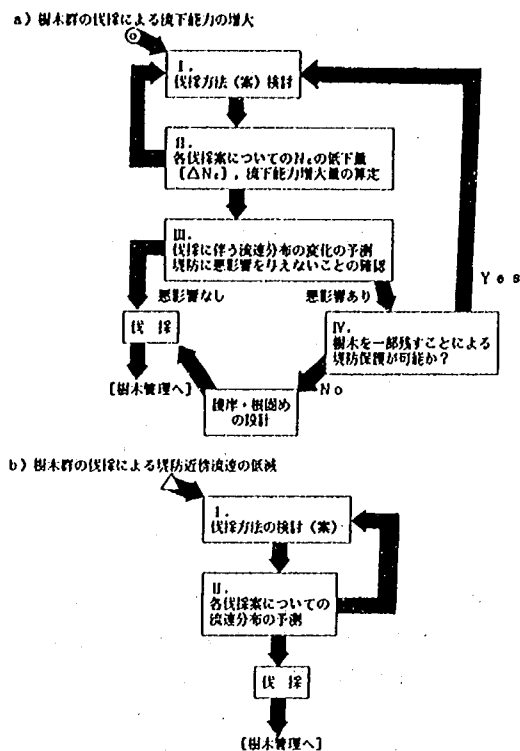


図-6・2 河道内樹木群の取扱いを決定するための検討過程(その2) 問題解決策立案のための検討

これらの項目は、③を除いて、治水上負の効果に相当すると一般には考えられる。しかし、そのことが河道内樹木の存在を否定することには必ずしもつながらないと考えられる。重要なことは、樹木群の持つ上記の影響を充分把握した上で、そのような影響を考慮した河道計画の立案及び河道管理を行っていくことであり、樹木の伐採はそれらの河道計画・管理の中の一手段と位置付けられる。そこで以下では、樹木群の存在を河道計画、河道管理計画の立案に適切に反映させ、河道内樹木群の取扱いを合理的に決定するために必要となる基本的な考え方を示し、また、河道計画・管理における樹木群の取扱いを検討する際、本章の成果がどのように利用できるかを示す。

6-2 樹木群の取扱いを決定するための基本的な考え方

河道内樹木群の取扱いを決定するための検討は、大きく2つに分けられる。第1は、河道内に樹木群が繁茂していることの問題点を明確にすることであり、第2は、問題点を解決するための対策を検討することである。図6-1には前者についての検討フローを、図6-2には後者についての検討フローを示す。以下に、

それぞれの検討内容について説明を行う。

6-2-1 問題点を明確にするための検討(図-6・1)

I. 基礎調査

本調査は、樹木群繁茂形態調査と、粗度係数調査、洪水時流速分布調査の3つから成る。

1番目は、樹木群繁茂領域、地盤からの高さ、樹木群の密生度などを対象区間について調べるものであり、航空写真を利用した測量により広範囲にわたる調査を短時間に簡便に行うことが可能である¹⁸⁾。2番目は、対象区間の抵抗特性を知るために欠かすことのできない粗度係数を、既往出水データからの逆算により求めるものである。粗度係数の逆算において注意すべきことは、精度の高い逆算結果を得なければならないということである。したがって、十分な精度を持たない逆算を数多く行ってもそれほど意味はなく、少数でも十分な精度を持つ逆算結果が得られる精度の高い洪水データを用いた粗度係数逆算を行う必要がある。こうしたことから、精度の高い粗度係数を得て、樹木群が洪水流に与える影響を把握するという目的に見合った洪水観測を行い、精度の高いデータを集積することも重要となる^{19),20)}。3番目は、樹木群が流速、特に堤防近傍の流速に与える影響を把握するために行う調査であり、洪水航測による表面流速解析の結果を利用する。

II. 計画洪水時の河道流過能力の予測

ここでは、計画高水時の粗度係数を予測し、その結果から対象河道の流過能力を把握する。粗度係数の把握は、原則としてIにおいて求めた既往洪水の粗度係数逆算結果を用いる。この際注意すべき事は、河道内に顕著な樹木群が繁茂した河道においては、粗度係数が水深によって変化するという特性がしばしば現われるということである。したがって、逆算粗度係数をそのまま計画高水時の粗度係数として用いるのではなく、水深による粗度係数の変化特性を十分把握した上で、計画高水時の粗度係数を決めなければならない。ただし、1)精度の高い逆算粗度係数が求まっていない場合、2)精度の高い逆算値は求まっているが、逆算対象洪水が発生した時の河道状況と検討対象としている河道の状況が大きく異なっている場合には、既往洪水についての逆算結果をそのまま用いることはできず、対象とする河道の状況から直接計画高水時の粗度係数を予測しなければならない。

III. 流過能力に問題があるかどうかの判定

IIで得られた結果をもとに、対象河道の流過能力に

問題がある（低すぎる）かどうかを判定する。問題がある場合には、樹木群の一部伐採による流過能力の増大を検討する必要がある。

IV. 堤防近傍の流速についての検討

樹木群の繁茂形態、河道の水理的諸元、洪水航測による表面流速分布から、堤防にとって危険な高流速が堤防近傍に発生するかどうか、また発生する場合その原因が樹木群の存在によるものなのかを判定する。樹木群の存在により堤防近傍に危険な高流速が発生していると判断された場合には、樹木群の伐採による堤防近傍流速の低減を図らなければならない。一方、樹木群以外の原因により、堤防近傍に危険な高流速が発生していると判断された場合には、樹木群の伐採という対策は不用となる。この時、河道の流過能力に余裕があり、堤防沿いの植樹による堤防近傍流速の低減が有力な対策となる可能性がある場合には、植樹による堤防保護について検討を行うことも考えられる。

V. 繁茂状況の経年的変化についての検討

現在の樹木群繁茂状況がこのまま維持されるか、将来変化し、流過能力や堤防近傍の流速に影響を与えるようになるかを判定する。後者に該当する場合には、樹木群が現在の状態のまま維持されるよう樹木管理を行わなければならない。

6-2-2 問題解決策を立案するための検討(図-6・2)

(a) 樹木群の伐採による流過能力の増大

I. 伐採方法の検討

効率良く流過能力の増大を図ることができ、かつ伐採によって堤防近傍の流速に悪影響がでないような伐採方法の案を作成する。

II. 伐採案についての流過能力増加効果の算定

I で得られた伐採案について、粗度係数の低下量を計算し、それより流過能力増大量を算定する。I と II の手順を繰り返すことにより、所定の流過能力を得るための伐採法を明らかにする。

III. 伐採に伴う流速分布の変化予測

II で得られた伐採による堤防近傍流速の変化を予測し、伐採が堤防に悪影響を与えないことを確認する。

IV. 堤防保護のための樹木群一部保存の可能性についての検討

流過能力増大のための伐採が堤防近傍に悪影響を与えることの対策として、堤防沿いに樹木を一部保存することが可能かどうかを検討する。

(b) 樹木群の伐採による堤防近傍流速の低減

I. 伐採方法の検討

効率良く堤防近傍流速の低減を図ることができる伐採方法の案を作成する。

II. 伐採案についての流速分布変化予測

I で得られた伐採案が所定の流速低減効果を持つかどうかを検討する。

(c) 植樹による堤防近傍流速の低減

I. 堤防保護に必要な植樹領域の検討

堤防近傍の流速を、堤防洗掘に対して十分安全な値まで下げるために必要な植樹領域、樹木に高流速が作用し樹木が流失することがないような植樹方法について検討を行う。

II. 植樹による流下能力低下量の算定

I で得られた植樹によって流下能力がどの程度減少するかを調べ、流下能力低下量が河道計画、治水上問題となるかどうかを判断する。

なお、樹木が洪水に流失すると、ごみや流木となって下流に流下し、治水上悪影響を及ぼすことが考えられる。また、樹木に上流から流れてきたごみが引掛かり、当初予測していた以上の影響を洪水流に与えることも考えられる。植樹に当たっては、ここで示した水理的観点からの検討に加えて、樹木の流失、ごみの引掛かりの観点からの検討を合わせて行い、必要に応じて、流失しにくい樹種の選定、流失防止工の施工、ごみの引掛かりの影響予測とその対策工の選定などを適切に行わなければならない。

(d) 樹木管理

一般的に樹木群は年月の経過とともに成長するので、伐採してもその状態が長く維持されることはなく、再び元の状態に戻る傾向が見られる。したがって、樹木群繁茂の許容範囲を明確にして、それを越えた大きさになった時に再び伐採するような管理計画を立てる必要がある。

6-3 本研究の成果の利用法

図-6・1, 6・2 に示した検討を行なう際に必要となる情報を以下に示す。また、それらの情報を得るにあたって本研究の成果をどのように利用できるかを示す。

①樹木群形状調査法

樹木群形状の調査には、航空写真測量の活用が極めて有効である。その詳細は文献(18), (19)に示されている。

②粗度係数逆算法、流速分布測定法

これらの手法は、ほぼ確立されている。(文献(16), (19), (20)参照)

③水位 h による N の変化が無視できない程大きいかどうかを判定する方法

h (水位) の変化による N の変化を無視できない〔河道と樹木形態〕を明確にする。これにより、計画洪水時の粗度係数を予測する手法の的確な選択を行なう。
4-3, 4-4 の成果を用いることにより、この方法を見出すことができる。また、文献(9), (10)においても、この方法が示されている。

④ $N \sim h$ 関係の予測

ある h (水深) での逆算値が与えられた時に、計画高水位時の N を予測する方法が必要となる。これには、4-3, 4-4 の成果が直接役立つ。

⑤ 樹木群が堤防に悪影響を及ぼしているかどうかを判断する方法

流水に対する堤防の安全度を低下させる可能性のある樹木群繁茂形態を抽出するための方法が必要となる。5章と4-5の成果を用いることにより、この手法を見出すことができる。

⑥ 疎通能力確保にとって問題となる樹木群形状・位置の判別法

「どのような場所にあるどのような形状の樹木が特に疎通能力にとって問題か？」を明らかにし、伐採計画を立てる際の根拠を得るための方法である。これは、4章の成果をもとに得ることができる。

⑦ 樹木の伐採による N の低下量の関係

4章の成果をもとに得ることができる。

⑧ 堤防保護の観点から問題になる樹木配置と形状の判別方法

「どのような場所、形状の樹木が特に堤防付近の流速を増大させるか？」を明らかにし、堤防保護(流速分布)の観点から伐採計画を立てる際の根拠を得るために用いる方法である。5章と4-5の成果を利用することにより、この情報を得ることができる。

⑨ 堤防保護に必要な樹木配置、形状の判定法

堤防近傍の流速を充分小さくするのに必要な樹木の巾を算定する手法であり、5-4-2の成果を用いる。

⑩ 樹木の伐採に伴う流速分布の変化の予測

伐採により堤防に悪影響が出ないかどうかを調べるために必要となる。5章および4-5の成果を適用することができる。

⑪ 樹木の成育状況と疎通能力阻害程度との関係

どの程度樹木が繁茂すると洪水流下への影響が大きくなるかを予測し、的確な樹木管理計画を立てるために必要となる情報である。4章の成果を用いる。

参 考 文 献

- 1) 秋草勲・吉川秀夫・坂上義次郎・芦田和男・土屋昭彦：水制に関する研究，土木研究所報告，第107号，1960。
- 2) 福岡捷二，藤田光一，平林桂：樹木群の流水抵抗について，第31回水理講演会論文集，1987。
- 3) 室田明・福原輝幸・村越一也：水草を有する流れの抵抗特性，第29回水理講演会論文集，1985。
- 4) 石川忠晴・田中昌宏：開水路中のかん木の抵抗特性に関する研究，第31回水理講演会論文集，1987。
- 5) 福岡捷二・藤田光一：洪水流の横断方向流速差がもたらす付加抵抗の評価，第33回水理講演会論文集，1989。
- 6) 例えば，Chow, V.T. : Open-Channel Hydraulics, International Student Edition, McGraw-Hill, 1959。
- 7) 井田至春：広巾員水路の定常流一断面形の影響について，土木学会論文集，第69号別冊(3-2)，1960。
- 8) 福岡捷二・藤田光一：複断面河道の抵抗予測と河道計画への応用，土木学会論文集，第411号/II-12，1989。
- 9) Myers, W.R.C : Momentum Transfer in a Compound Channel, J. Hydraulic Research, IAHR, Vol.16, No.2, 1978。
- 10) 石川忠晴・山崎真一・金丸督司：開水路平面せん断流に関する実験的研究，第39回年次学術講演会概要集，第2部，1984。
- 11) Ogink, H.J.M. : The Effective Viscosity Coefficient in 2-D Depth-averaged Flow Models, Proceedings of the 21st Congress, IAHR, Melbourne, Australia, 1985。
- 12) Schlichting, H : Boundary Layer Theory, McGraw-Hill, 1955。
- 13) 田中昌宏・石川忠晴・木村聡：平行平板間の乱流の水平混合特性について，第41回年次学術講演会概要集，第2部，1984。
- 14) 福岡捷二，藤田光一：河道状態の影響を考慮した洪水流の水位予測手法，第33回水理講演会論文集，1989。
- 15) 福岡捷二ほか：湖沼川における洪水流と河床変動の研究，土木研究所報告第180-3号，1990。
- 16) 建設省河川局監修：改訂建設省河川砂防技術基準(案)調査編，52年改訂，山海堂，1977。

- 17) 芦田和男・荒木民哉：開水路断面急拡部における水理に関する研究(1)―矩形水路幅急拡による損失水頭，土木研究所報告，第101号，1959.
- 18) 福岡捷二・藤田光一・荒木智三：洪水解析精度向上のための航空写真撮影法の改良，第32回水理講演会論文集，1988.
- 19) 建設省河川局治水課，土木研究所河川研究室：河道特性に関する研究，第42回建設技術研究会報告，昭和63年度，1988.
- 20) 福岡捷二・藤田光一：洪水追跡法(その3) 一種々の粗度係数逆算法の比較と適用条件一，土木技術資料，Vol.28, No.10, 1986.
- 21) 福岡捷二・藤田光一：洪水追跡法(その4) ――次元解析法の有効性と適用限界一，土木技術資料，Vol.28, No.11, 1986.

※ここで示す式の誘導は，石川ら(文献(10))の方法に基づいている。

謝 辞

本研究の2章および3章4節に記した研究内容を遂行するにあたっては，平林桂研究員(河川研究室)の全面的な援助を受けた。ここに記して謝意を表す。

付録1 横断流速分布予測式の誘導*

1. 基本式及びその解

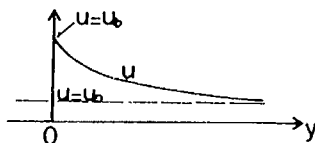


図-A1・1 記号の説明

広長方形断面を持つ直線一様水路を考え，横断方向の座標を y とおき，水路下流方向の流速を u で表わす。(図A1-1参照) 等流状態の流れの運動方程式は下式で表わされる。

$$\rho g h l_b - \frac{\rho}{2} F u^2 + h \rho \varepsilon \frac{d^2 u}{dy^2} = 0 \quad (\text{A1-1})$$

ここで， h ：水深， F ：底面の摩擦損失係数， ε ：水平渦動粘性係数， l_b ：水路勾配，である。 $\varepsilon=0$ の時の流速を u_o とおくと， u_o は下式で表わされる。

$$\rho g h l_b - \frac{\rho}{2} F u_o^2 = 0 \quad (\text{A1-2})$$

(A1-1)式から(A1-2)式を差し引き， $u' = u - u_o$ とおくと次式が得られる。

$$-F u_o u' - \frac{F}{2} u'^2 + h \varepsilon \frac{d^2 u'}{dy^2} = 0 \quad (\text{A1-3})$$

上式左辺第2項が他の項に比較して小さいとして，これを無視すると

$$\frac{d^2 u'}{dy^2} - \frac{F}{h \varepsilon} u_o u' = 0 \quad (\text{A1-4})$$

となる。「 $y=0$ において $u=u_b$ 」という境界条件の下で上式を解くと次式が得られる。

$$u' = (u_b - u_o) \exp\left(\sqrt{\frac{F u_o}{h \varepsilon}} y\right) \quad (\text{A1-5})$$

2. 樹木群内外の境界付近の横断流速分布

広長方形断面を持つ直線一様水路の片側に一定巾を持つ樹木群が繁茂している状況を考える。図A1-2に示すように，境界において $y=0$ となる座標を設定し，また，樹木群内外それぞれの領域の流速を， u_w ， u_m で表わす。さらに， $\varepsilon=0$ ，すなわち互いの干渉を受

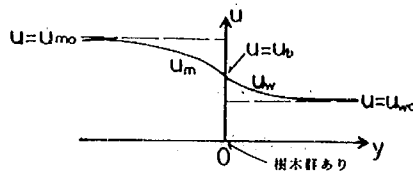


図-A1・2 樹木群内外の境界付近の流速分布

けていない状態での樹木群内外での流速をそれぞれ u_{wo} ， u_{mo} ，境界での流速を u_b とおく。(A1-5)式から，樹木群内外それぞれの横断流速分布が次のように得られる。

$$u_w = (u_b - u_{wo}) \exp\left(-\sqrt{\frac{F_w u_{wo}}{h \varepsilon}} y\right) + u_{wo} \quad (\text{A1-6})$$

$$u_m = (u_b - u_{mo}) \exp\left(-\sqrt{\frac{F_m u_{mo}}{h \varepsilon}} y\right) + u_{mo} \quad (\text{A1-7})$$

ここで， F_w ， F_m ：それぞれ樹木群内外の摩擦損失係数である。 F_w は， $u_w = K \sqrt{l_b}$ の関係より樹木群の透過係数 K と結びつけられる。

$$F_w = \frac{2gh}{K^2} \quad (\text{A1-8})$$

u_b は，境界においてせん断力が連続，すなわち

$$\left. \frac{du_w}{dy} \right|_{y=0} = \left. \frac{du_m}{dy} \right|_{y=0} \text{ の条件を用い，}$$

$$(u_{wo} - u_b) \sqrt{\frac{F_w u_{wo}}{h \epsilon}} = (u_b - u_{mo}) \sqrt{\frac{F_m u_{mo}}{h \epsilon}}$$

$$u_b = \frac{u_{wo} \sqrt{F_w u_{wo}} + u_{mo} \sqrt{F_m u_{mo}}}{\sqrt{F_m u_{mo}} + \sqrt{F_w u_{wo}}} \quad (A1-9)$$

を得る。本編(5-2)式中の ΔY は、図A1-3を参考に

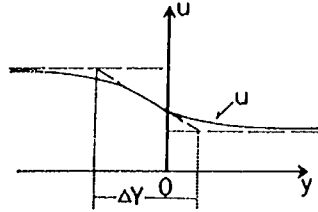


図-A1-3 ΔY の取り方

して、次のように与えられる。

$$\Delta Y = \sqrt{\frac{h \epsilon}{F_m u_{mo}}} + \sqrt{\frac{h \epsilon}{F_w u_{wo}}} \quad (A1-10)$$

(A1-10)式を(5-2)式に代入することにより ϵ を求める式が得られる。

$$\epsilon = (u_{mo} - u_{wo}) f' \left(\frac{1}{\sqrt{F_m u_{mo}}} + \frac{1}{\sqrt{F_w u_{wo}}} \right) \sqrt{h} \sqrt{\epsilon}$$

$$\epsilon = (u_{mo} - u_{wo})^2 (f')^2 \left(\frac{1}{\sqrt{F_m u_{mo}}} + \frac{1}{\sqrt{F_w u_{wo}}} \right)^2 h \quad (A1-11)$$

付録2 β_w , L_w , L_m の誘導

本編(3-22)式と(A1-6)式から、

$$\beta_w = \sqrt{\frac{F_w u_{wo}}{h \epsilon}} \quad (A2-1)$$

$$L_w = \frac{1}{\beta_w} = \sqrt{\frac{h \epsilon}{F_w u_{wo}}} \quad (A2-2)$$

が得られる。上式に、(A1-8)式、(A1-11)式を代入し、さらに $u_{wo} = K I_b^{1/2}$ を考慮すると、

$$L_w = \sqrt{\frac{K}{2 g I_b^{1/2}}} (u_{mo} - u_{wo}) f' \left(\frac{1}{\sqrt{F_m u_{mo}}} + \frac{1}{\sqrt{F_w u_{wo}}} \right) \sqrt{h}$$

$$L_w = \sqrt{\frac{K h}{2 g I_b^{1/2}}} \times f' (u_{mo} - u_{wo}) \{ (2 F_m g h I_b)^{-1/4} + \sqrt{\frac{1}{2 g h I_b^{1/2}}} \}$$

$$L_w = \sqrt{\frac{K h}{2 g I_b^{1/2}}} \times f' \left(\sqrt{\frac{2 g h I_b}{F_m}} - K I_b^{1/2} \right) \{ (2 F_m g h I_b)^{-1/4} + \sqrt{\frac{K}{2 g h I_b^{1/2}}} \}$$

$$L_w = \sqrt{\frac{K h}{2 g}} \times f' \left(\sqrt{\frac{2 g h}{F_m}} - K \right) \{ (2 F_m g h)^{-1/4} + \sqrt{\frac{K}{2 g h}} \} \quad (A2-3)$$

となる。 $f' \rightarrow f'_{\infty}$ とすると、(3-21)式が得られる。

(A2-1)、(A2-2)式と同様にして、 L_m についての次式が得られる。

$$L_m = \sqrt{\frac{h \epsilon}{F_m u_{mo}}} \quad (A2-4)$$

L_m に対する L_w の比、 L_w/L_m は次のように表わされる。

$$\frac{L_w}{L_m} = \sqrt{\frac{F_m u_{mo}}{F_w u_{wo}}} = \sqrt{\frac{F_m \sqrt{\frac{2 g}{F_m}} \sqrt{h I_b}}{\frac{2 g h}{K^2} K I_b^{1/2}}} = \left(K \sqrt{\frac{F_m}{2 g h}} \right)^{1/2}$$

上式から、 K に関する無次元パラメータ $K \sqrt{\frac{F_m}{2 g h}}$ が得られる。

平成元年6月5日 原稿受理

高透水性岩盤に対する透水試験

土木研究所報告
第180号-1 1990年1月

山口 嘉一 渡市 秀雄 松本 徳久

要 旨：

ダム基礎や貯水池周辺に、開口節理を有する高透水性の岩盤が存在することがしばしばある。これらの高透水性の岩盤に対してダム基礎に対する最も一般的透水試験方法であるルジオンテストを実施すると、乱流の影響を受け正しく透水性の評価ができない場合がある。本研究は、こうした高透水性の岩盤の正確な透水性を評価できる原位置透水試験方法の確立を目的として、実施したものである。

具体的には、孔内圧力計を用いた精度の高いルジオンテストと、ボーリング孔を利用するルジオンテストの利点を生かした高粘性流体透水試験法を実際の高透水性岩盤に適用した。得られた主な結論は以下のようである。

- 1) 高透水性の岩盤でルジオンテストを実施すると、乱流の影響を受けることがある。
- 2) 乱流の影響を受けるような岩盤を対象として、精度の高いルジオンテストを実施すれば、乱流時の抵抗則を知ることができる。
- 3) 乱流の影響を受けるような岩盤を対象として、高粘性流体透水試験を実施すれば、層流時の透水性を求めることができる。
- 4) 透水性がほぼ同じであれば、開口節理を有する岩盤の方が多孔質媒体より低い注入圧力から乱流が発生する。
- 5) 高粘性流体透水試験に用いる高粘性流体としては、メタルセルローズ系の増粘材の水溶液が現状では最適なものだといえる。

キーワード：ダム、節理性岩盤、透水試験、漏水量

涸沼川における洪水流と 河床変動の研究

土木研究所報告
第180号-2 1990年1月

福岡 捷二 浅野 富夫 高橋 晃 藤田 光一 渡辺 明英
平林 桂 坂野 章 森田 克史 加賀谷 均 林 正男
長谷川 賢市 野堀 均 荒木 智三 小谷 裕司 黒川 信敏

要 旨：

茨城県を流下する那珂川の右支川である涸沼川の長さ約700mの複断面河道区間において、河道満杯流量規模と低水路満杯流量規模の2つの洪水についての高密度な観測と洪水前後の河床変動調査を行った。本報告は、これらの成果をまとめたものである。第I編では、現地観測の方法と流量、水位など観測された洪水の基本的な特性を示した。第II編では、低水路の抵抗が低水路水深によって大きく変化すること、その原因が主に繁茂した植生であることを観測データの解析と大型模型実験により明らかにし、これらの特性を不等流計算に考慮する方法を示した。さらに、高水敷が水没する規模を持つ洪水流の種々の特性を示し、高水敷上の植生の存在を考慮するための不等流計算法の改良について述べた。最後に、洪水航測の改良とその涸沼川への適用結果について述べた。第III編では、2つの洪水前後の河床変動の特性、洪水中及びその後観測された河床波の特性、河床材料の平面的なふるい分けの特性、河岸侵食と河床変動について述べた。

キーワード：洪水流、河床変動、粗度係数、不等流計算、植生、ふるい分け、現地観測、涸沼川、洪水航測

洪水流に及ぼす河道内樹木群の 水理的影響

土木研究所報告
第180号-3 1990年1月

福岡 捷二 藤田 光一

要 旨：

洪水観測データの解析、樹木の抵抗特性実験により、河道内樹木群の水理特性を調べた。その結果、樹木群が樹木群内の流れを減速して死水域に近い状態を生じさせ、また、樹木群周囲の流れを減速させる、という作用があることが明らかになった。そこで、種々の形状および密度を持つ樹木群模型を用いた水路実験により、これらの作用を定量的に評価した。この結果に基づいて、樹木群が繁茂した河道における合成粗度係数と水位との関係、樹木群内及びその周囲の流速分布を予測する手法と不等流計算法を開発した。以上の成果を用いて、疎通能力の確保、堤防・河岸保護の観点から樹木群を適切に取扱う計画を策定するための基本的な考え方とその手順を示した。

キーワード：洪水流、樹木群、流水抵抗、運動量交換、粗度係数、不等流計算、河道計画、河道管理

Field Permeability Tests for Highly Permeable Rock Masses

Report of PWRI
Vol. 180-1 Jan. 1990

by Yoshikazu Yamaguchi
Hideo Shibuchi
Dr. Norihisa Matsumoto

Synopsis:

Highly permeable rock masses with open cracks are often found in damsites. When we carry out Lugeon water tests, the most popular field permeability tests for dam foundations, for highly permeable rock masses, it is sometimes difficult to evaluate the accurate permeability of rock masses because of influence of turbulent flow. The purpose of our study is to establish field permeability tests to evaluate accurately permeability of highly permeable rock masses. We conducted the Lugeon water tests with pore pressure gauge in the test section and the field permeability tests by using high viscous fluids in boreholes (thereafter, they are described as high-viscous-fluid, permeability tests), for highly permeable rock masses. Main conclusions are:

- 1) Lugeon water tests for highly permeable rock masses gave us the results which were influenced by turbulent flow.
- 2) Carrying out the accurate Lugeon water tests, we could obtain the resistance law of high permeability rock masses in turbulent flow condition.
- 3) We could get the permeability of highly permeable rock masses in laminar flow condition with high-viscous-fluid permeability tests.
- 4) Compared to porous media having almost the same permeability, in rock masses with open cracks results of Lugeon water tests were influenced by turbulent flow at the lower injection pressure stage.
- 5) In the present stage, we think that the solution Methyl-Cellulose viscosity improver and water is optimum as the high viscous fluid for field permeability tests.

Keywords : dam, jointed rock, permeability test, leakage

Study on Flood Flow and River-bed Variation in the Hinuma River

Report of PWRI
Vol. 180-2 Jan. 1990

by Dr. Shoji Fukuoka, Dr. Tomio Asano, Akira Takahashi,
Koh-ichi Fujita, Akihiko Watanabe, Katsura Hirabayashi,
Akira Sakano, Katsushi Morita, Hitoshi Kagaya,
Masao Hayashi, Ken-ichi Hasegawa, Hitoshi Nobori,
Tomokazu Araki, Yuji Kotani, Nobutoshi Kurokawa

Synopsis:

Comprehensive field observations have been conducted to investigate characteristics of flood flow and river-bed variation in a reach of the Hinuma River having a compound cross section. The observations revealed that Manning's roughness coefficient in a main channel changed remarkably depending on the water level. Hydraulic model experiments on the observation reach showed that the change in the roughness coefficient was mainly due to the effect of the flow retardation caused by the bank vegetation. Analysis on flow resistance on flood plains showed that flood flow on the flood plains were also affected by vegetation. In consideration of these facts, the method of non-uniform flow computation was improved so that it would be possible to predict water stage in channels with luxuriant vegetation with more accuracy, compared with the existing methods. Variations in river-bed height and bed materials due to flood flow were also investigated by analyzing the data measured before and after the floods. Through the investigation, remarkable sorting occurred both transversely and longitudinally and the longitudinal variation in bed material size had a close relation to the variation in maximum tractive force in each cross section. This attractive phenomena were also investigated in detail by using a hydraulic model with a large scale. This proved how the cross-section of the Hinuma river was formed by the action of flood flow. Finally, the improvement was made for the aero photograph technique of flood flow, especially it became possible to measure the water level within the accuracy of ± 4 cm.

Key words : Flood flow, River-bed variation, Manning's roughness coefficient, Nonuniform flow computation, Vegetation, Sorting, Field observation, Hinuma River, Aerial survey.

Hydraulic Effects of Luxuriant Vegetations on Flood Flow

Report of PWRI
Vol. 180-3 Jan. 1990
by Dr. Shoji Fukuoka
Koh-ichi Fujita

Synopsis:

From data on flood flow, the hydraulic effects of tall, luxuriant vegetations in river channels was analyzed. The Analysis showed that the vegetations retarded flood flow due to low permeability of vegetation regions and the lateral momentum transfer between regions with and without vegetations. To evaluate the retardation effect, permeability of the vegetations was examined by measuring the drag coefficient of trees composing the vegetations. The measurements indicated that vegetation regions could be regarded as dead water areas. The lateral momentum transfer was also investigated by the hydraulic model tests, where porous media of various porosity and different dimensions were used as models of the vegetations. From the tests, the mixing coefficient f , which expressed intensity of the momentum transfer, was calculated and relation between the coefficient f and properties of the media was determined. On the basis of these results, methods for predicting the composite roughness coefficient, water stage profiles and lateral distribution in velocity were developed. These methods were found to be very effective for making plans to manage the vegetations in river channels.

Key words: Flood flow, Vegetation, Flow resistance, Lateral momentum transfer, Composite roughness coefficient, Non-uniform flow calculation, River improvement, River management

土木研究所報告第180号

平成2年1月23日発行

発行 建設省土木研究所
〒305 茨城県つくば市大字旭1番地
電話 0298 (64) 2211

印刷 株式会社 東 神 堂
東京都千代田区神田司町2-14
電話 03 (252) 7611

本研究報告より転載又は複製する場合は、前もって
建設省土木研究所情報資料課に連絡のうえ、許可を
得てください。

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 180, January 1990

CONTENTS

1. Field Permeability Tests for Highly Permeable Rock Masses	Yoshikazu Yamaguchi Hideo Shibuichi Norihiisa Matsumoto	1
2. Study on Flood Flow and River-bed Variation in the Hinuma River	Shoji Fukuoka Tomio Asano Akira Takahashi Koh-ichi Fujita Akihida Watanabe Katsura Hirabayashi Akira Sakano Katsushi Morita Hitoshi Kagaya Masao Hayashi Ken-ichi Hasegawa Hitoshi Nobori Tomokazu Araki Yuji Kotani Nobutoshi Kurokawa	35
3. Hydraulic Effects of Luxuriant Vegetations on Flood Flow	Shoji Fukuoka Koh-ichi Fujita	129
