

ISSN 0386 - 5878

土木研究所資料第3161号

土 木 研 究 所 資 料

堤防満杯流量時の水位変動による堤防越流

—高規格堤防の水理設計のために(1)—

平成5年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1993) 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。

堤防満杯流量時の水位変動による堤防越流

—高規格堤防の水理設計のために(1)—

河川研究室 室 長 山本 晃一

主任研究員 藤田 光一

関東地方建設局荒川下流工事事務所

所 長 布村 明彦

要 旨

平均水位が堤防天端高に等しいか少し下回る場合であっても、水位に時間的・空間的変動があると堤防越流が起こり得る。このため、超過洪水発生時の堤防越流量を見積る際には、不定流計算等により求まる平均水位と堤防天端高との差に加えて、水位変動の影響を考慮しなければならない。そこで、実測水位データの解析、水理計算等により洪水時の水位変動特性を調べ、水位変動量を見積った。次に、堤防満杯流量（堤防天端高に等しい平均水位を発生させる流量）時の水位変動が堤防越流に与える影響を解析し、この時の堤防越流量を求めた。以上を総合して、堤防越流量の見積りにおいて水位変動の影響を加味する手法を提案した。本手法は、高規格堤防設計水位の決定に際して役立つものである。

キーワード： 高規格堤防、設計水位、堤防越流、水位変動、超過洪水対策

目 次

1. 概要	1
1.1 破堤氾濫防止のための堤防構造改良	1
1.2 本研究の目的	1
1.3 本研究の内容と基本的な立場	2
2. 河床に起因する水位変動量の見積り	4
2.1 水位変動量の定義	4
2.2 各要因による水位変動の性質把握	4
2.2.1 小規模河床形態（砂堆）	4
2.2.2 中規模河床形態（交互砂州）	4
2.2.3 粗度係数の縦断的変動	4
2.2.4 まとめ	5
2.3 実測洪水データに基づく水位変動量の見積り	5
2.3.1 水位変動の読み取り方法	5
2.3.2 読み取った水位変動の整理	14
3. 河道内構造物に起因する水位変動量の見積り	19
3.1 水位変動量の定義	19
3.2 水位変動量の見積り	19
4. 風に起因する水位変動量の見積り	21
4.1 吹き寄せによる場合	21
4.1.1 水位変動量の定義	21
4.1.2 水位変動量の見積り	21
4.2 風波による場合	21
4.2.1 水位変動量の定義	21
4.2.2 水位変動量の見積り	22
5. 水位変動による越水の総合検討	23
5.1 各原因による水位変動量の見積り結果	23
5.2 越流水深算定の考え方	23
5.3 越水に伴う河道流量減少による越流水深分散効果の見積り	24
5.3.1 水位変動が生じている区間が短い場合	24

5.3.2	水位変動が生じている区間が長い場合	25
5.4	越流水深および越流量の見積り	27
5.4.1	H の算定	27
5.4.2	H' の算定	27
5.4.3	H' の算定結果	27
5.5	高規格堤防の設計に適用する際の留意事項	31
5.5.1	堤防天端高、疎通能力の縦断変化が越流水深に与える影響	31
5.5.2	不定流計算による越流水深に水位変動が重なる場合の越流水深	32
5.5.3	まとめ	33

参考文献

付録1	砂堆による水位変動の性質を把握する方法	39
付録2	交互砂州による水位変動の性質を把握する方法	39
付録3	粗度係数の縦断的変動による水位変動の性質を把握する方法	40
付録4	水位変動が生じている区間が短い場合の H'/H の下限値の推定法	41
付録5	水位変動が生じている区間が長い場合の H'/H の推定法	41
付録6	堤防天端高、疎通能力の縦断変化が越流水深に与える影響の推定法	42

第1章 概 要

1.1 破堤氾濫防止のための堤防構造改良

河川改修が計画通りに完了し必要な維持管理が行なわれている河川であっても、計画の規模を越える洪水（以下、超過洪水と呼ぶ）が発生すると、それまで河道内を流れていた洪水が堤防を越水する恐れが大きくなる。普通の堤防は土で造られており越水に非常に弱いため、越水が発生すると、堤防が地盤高さまで破壊されいわゆる「破堤」の状態に至る危険性がきわめて高くなる。破堤が起こると、同じ規模の洪水で破堤せず越水だけで済んだ場合に比較して堤内地の被害ははるかに大きくなる。このことは、河川改修が完了していない河川の堤防についても同様に当てはまる。堤防が上限を制御できない自然外力を相手にする防災施設であることから、「外力が一定以上になるとその機能を大部分失う」という普通の堤防が持つこのような特徴は本来改良されるべきものである。その一方で、河川改修の進捗度が低く洪水氾濫の頻度が高い状況では、堤防構造の質的改良よりも河川改修による疎通能力の増大（築堤、堤防かさ上げ）がまず優先されるべきことも当然である。

近年、河川改修がある程度進捗する一方で、氾濫原への人口・資産の集積、土地利用の高度化・形態変化が進行したことから、頻度は小さいが一度起こると激甚な災害に直結する破堤氾濫を防止するための堤防構造の改良が重要かつ具体的な課題として認識されるようになった¹⁾。この認識に基づく堤防構造の改良法の1つとして、高規格堤防（通称「スーパー堤防」）がある。

高規格堤防は、普通の堤防よりもはるかに緩やかな幅広の裏法部を持つ盛土構造を基本とする堤防であり、その裏法が通常の土地利用に供されていることを前提にして、超過洪水（計画の規模を越える洪水）の発生時に作用すると予想される諸外力に対して堤体が破壊されないように設計されるものである。高規格堤防の裏法上では通常の土地利用がなされることが前提であり、また河川法上の規制も極めて緩やかであることから、普通の堤防を高規格堤防にする際に、規制の程度との関係から、河川管理者が土地を新たに買収する必要がないという大きな特長がある。また、高規格堤防は、越水や河道内洗掘だけでなく浸透と地震にかかわる外力も設計対象となるため、原理的には堤防破壊要因のすべてに対応できる堤防となる。さらに河川近傍の地盤が全体的に底上げされるため、様々な面で河川およびその周辺の環境の質的向上を図ることができる。こうしたことから現在高規格堤防は、人口・資産・情報が高度に集積した大都市を氾濫原に持つ主要河川の超過洪水対策の主役として位置づけられている²⁾。

1.2 本研究の目的

以上のような破堤氾濫防止を目標とする堤防改良を行なうには、破壊要因として堤防に作用する外力を具体的に設定しなければならない。ここでは、破堤氾濫防止という意味で特に重要な越水による外力について考える。越水による堤防の破壊は、天端および裏法を流れ下る越流水による大規模な堤防洗掘が原因となる。したがって、越水による堤防への外力（以後、越水外力と呼ぶ）は基本的には単位幅当たりの越流量あるいは越流水深（単位幅当たりの越流量に換算されることを前提とする）で表示するのが妥当である。

越流水深は水位と堤防天端高との差であるから、従来、その予測は横越流を考慮した不定流あるいは不

等流計算により行なわれてきた。すなわちそれらの計算水位と堤防天端高との差が越流水深とされ、それに基づき越流公式を用いて単位幅当たりの越流量が求められた。このようにして計算される越流水深は、疎通能力が縦断方向に不連続的に変化する地点（例えば、合流後の疎通能力が合流前より小さい合流点、川幅縮小点、疎通能力より大きな流量が山間部から有堤河川区間へ出て来る地点、堤防高さが下流方向に低くなる地点など）において最も高くなり、それから上下流に離れるにしたがって小さくなり、やがて堤防天端高に等しい水位に近づくという特性を一般的に持つ³⁾。このことは、どこかで越流が生じるような流量が河川に発生した場合、明確な越流が起こる区間以外に、水位が堤防天端高にほとんど等しい状態となる河道区間が相当の長さにわたって生じることを意味する。本研究では、この状態のことを堤防満杯流れと呼び、この状態を起こす流量を堤防満杯流量（堤防天端高に等しい水位を発生させる流量）と呼ぶ。

不定流・不等流計算により堤防満杯流れと判断される区間では、計算上の越流水深と越流量は0となる。しかし、実際の洪水流の水位は、いくつかの要因により空間的・時間的に細かな変動を伴うことが予想され、計算水位はそれを平均したものに相当すると考えられる。ここで言う細かい変動とは、空間スケールで高々川幅の数倍程度、時間スケールで数秒から高々数分程度の、不等流および不定流計算ではとらえられない変動のことを指す。以後、この変動を「水位変動」、その量のことを「水位変動量」と呼ぶ。堤防満杯流れの区間では、わずかな水位変動が越流の発生に直結するので、計算上の越流水深が0であることを理由に破堤氾濫防止のための堤防改良がその区間で不要と判断するのは不適切である。堤防満杯流れ区間においても明確な越流水深を持つ区間と同様に、越流による堤防破壊防止を目的とした堤防改良設計を行なうべきである。しかし、堤防満杯流れの区間における水位変動による越流量がどの程度になるかについての検討は従来行なわれていなかった。本研究は、堤防満杯流れが生じている区間において発生すると予想される水位変動による越流量を見積ろうとするものである。

1.3 本研究の内容と基本的な立場

本研究では、検討対象とする水位変動を、「その大きさを予想することは可能であっても、その発生区間を特定することは不可能で、その大きさを制御することも不可能な性質を持つもの」に限定する。すなわち、河道区間の「どこにでも」起こり得るが、抑制することのできない水位変動だけをここでは取扱う。したがって、ここで取上げる水位変動に伴って発生する越水への対処は、河道満杯流れの出現が予想される河道の全ての区間で取られなければならないことになる。発生区間が特定できる水位変動に対しては、その区間についてだけ別途対策を講じればよく、この際の堤防改良の方法は発生区間を特定できない場合と基本的に異なる。本研究では、堤防改良において上に示すように限定した水位変動についての知見がまず必要になると考えて、それだけを取りあげている。

洪水流の水位変動を予測するための情報と理論の蓄積は不十分である。したがって、現段階で実際の水位変動を正確に予測することは難しい。本研究は、水位変動の実態を予測することではなく、現在適用し得る技術的知見の範囲で発生すると予想される水位変動による越流量を見積り、堤防改良設計の参考にするという立場から検討を行なっている。したがって最終的な見積り結果についてもその趣旨に沿った理解と適用が求められる。

このような立場から、本研究ではまず、考えられる水位変動要因をとりあげ、それぞれによる水位変動量を見積る（2～4章）。見積った各要因による水位変動量を総合することにより、発生すると予想される水位変動量とそれによる越流量を見積り、その結果を堤防改良の設計に生かす際の留意事項について述べる（5章）。本検討で取り上げる水位変動は以下の通りである。

〔A〕河床（高水敷も含む）に起因するもの

小規模河床形態（砂堆）、中規模河床形態（砂州）、粗度係数の縦断変化など

〔B〕河道内構造物に起因するもの

橋の影響

〔C〕風に起因するもの

風波、風による吹き寄せ

〔A〕は2章で、〔B〕は3章で、〔C〕は4章で検討する。

第2章 河床に起因する水位変動量の見積り

2.1 水位変動量の定義

河床に起因する水位変動量 ΔH を図-2.1のように定義する。

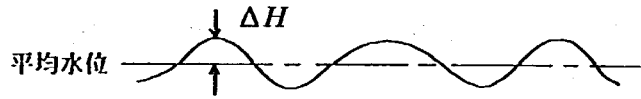


図-2.1 水位変動量 ΔH の定義

2.2 各要因による水位変動の性質把握

河床に起因する水位変動要因について、付録1～3に示す仮定と近似に基づく簡易計算により支配パラメータと水位変動の性質を把握する。なお、以下の計算では、いずれも、線形近似を行い、また水位変動要因について単純化を行っているため、その結果を水位変動の定量的把握にそのまま用いることはできない。

2.2.1 小規模河床形態（砂堆）

小規模河床形態の1つである砂堆による縦断方向の水位変動の性質は、付録1に示す計算により、次のように表わされる。

$$\text{水位変動 } \Delta H = h \cdot \frac{0.15}{\frac{1.27}{F_r^2} - 1.9} \quad (2.1)$$

2.2.2 中規模河床形態（交互砂州）

交互砂州による水路側壁沿いの縦断方向の水位変動の性質は、付録2に示す計算により、次のように表わされる。

$$\text{水位変動 } \Delta H = \begin{bmatrix} 0.5h / \left(\frac{37}{F_r^2} - 1 \right) \\ \updownarrow \\ 1.5h / \left(\frac{37}{F_r^2} - 1 \right) \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

2.2.3 粗度係数の縦断的変動

低水路粗度係数が縦断的に最も大きく変化するのは、河床がdune（砂堆）～flat（平坦）状態の間で変化している時であり、これに対応するマンニングの粗度係数 n の変化幅は、およそ $n=0.02 \sim 0.04$ である。高水敷の粗度係数は、その表面がグラウンドから高さ1mのヨシ原へ変化した場合に対応する $n=0.02 \sim 0.05$ 程度の変化幅を持ち得る。以上から、河道全体の粗度係数は $0.02 \sim 0.04$ 程度の縦断的変動を持ち得ると考えることができる。

このような n の縦断的変動に対応した水位変動の性質は、付録3に示す計算により、次のように表わされる。

$$\Delta H = h \frac{\Delta(n^2)}{N} \frac{1}{\sqrt{(1-F_r)^2 (2\pi)^2 \left(\frac{h}{LI}\right)^2 + \frac{100}{9}}} \quad (2.3)$$

ここで、 N ： n^2 の縦断平均値、 $\Delta(n^2)$ ： n^2 の変動幅の $1/2$ 、 L ： n の変動波長（ n^2 の変動は正弦波で与えた）、 I ：河床勾配、である。

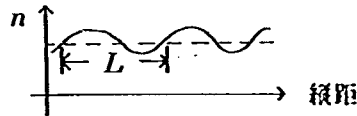


図-2.2 n の縦断的変動の与え方

2.2.4 まとめ

以上をまとめると次のようになる。

- ・ ΔH （水位変動量）/ h （水深）比が物理的意味のある無次元パラメータになる。
- ・ $\Delta H/h$ を支配するのは
 - F_r 、河道状況（河床波形状、 n の縦横断分布）
- ・ このうち F_r だけの影響を見ると、 F_r 大 $\rightarrow \Delta H$ 大の傾向がある。

2.3 実測洪水データに基づく水位変動量の見積り

前説2.2で示した検討は、計算について近似を行っていること、河床状況について仮定を設けていることから、定量的結論を導き出すには不十分である。特に、河床状況によって大きな影響を受ける n 値の縦断的変動、河床波や砂州等による水位変動については、実態に基づく検討が必要である。そこで、2.2で得られた知見をデータ整理法に反映させつつ、洪水データの中では比較的精度が高いと考えられる水位データだけを用いて水位変動量の実態把握を行い、変動量を見積もる。

2.3.1 水位変動の読み取り方法

洪水の実測水位に基づく水位変動の読み取りは、次に示す全く異なる2種類の方法で行う。

[方法1]

1) 用いる水位データ

同一河川にある2地点での規模の大きい洪水時の水位～時間データ（洪水ピーク付近を中心に用いる）で、以下の条件を満たすもの。

- ・ 2地点間に、分合流など、未知の流量変化要因がない
- ・ 2点とも、精度の良い水位測定法を取っている。
- ・ 2点とも、水位に与える特殊な影響（構造物など）を受けていない。
- ・ 2点間の距離が、2～15kmを目安とする。

2) ΔH_1 の読み取り（図-2.3参照）

- ・ 各洪水毎に、縦軸に地点1の水位 H_1 、横軸に地点2の水位 H_2 を取り、収集した洪水ピーク付近

の水位データをプロットする。

- ・ H_1 、 H_2 関係を良く再現する滑らかな近似線を引き、各プロット点と引いた近似線との距離を算出し、これを ΔH_1 とする。増水期と減水期でループを描く場合には、近似線もループ状にする。

3) 水位変動量 ΔH と ΔH_1 との関係

多数の ΔH_1 値の散らばりは、任意の時刻における水位の平均水位（水位変動を平滑化した水位）からのズレの分布に一致する。したがって、 ΔH_1 値の包絡線が、求めるべき水位変動量 ΔH に対応する。 ΔH_1 読み取りに用いたデータを表-2.1に示す。

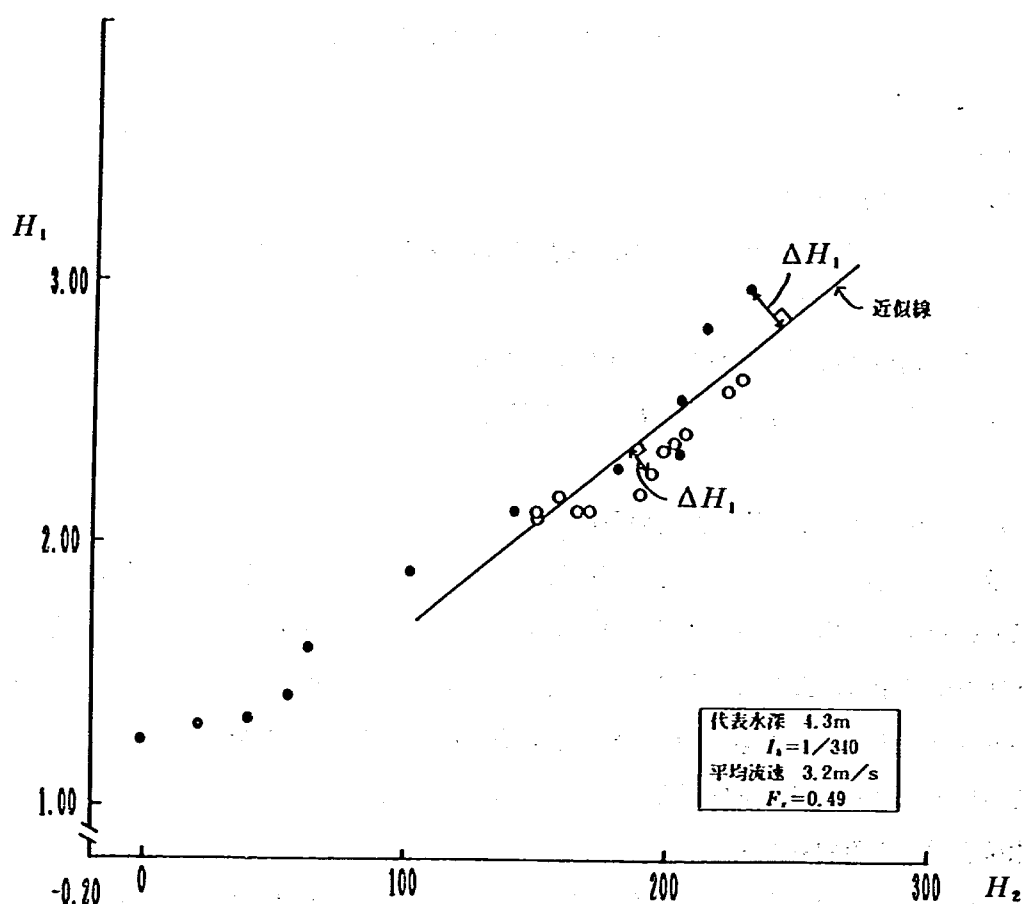


図-2.3 ΔH_1 の読み取り法

[方法2]

1) 用いる水位データ

図-2.4に示すように水位が連続的に記録されている規模の大きい洪水時の水位自記記録紙

2) ΔH_2 の読み取り

図-2.4に示すように、自記記録紙から洪水ピーク付近の ΔH_2 を読み取る。

3) データの取捨選択

- ・ 構造物による河道流れの急変など特定の河道状況に起因する水位変動が現れているデータは削除する。

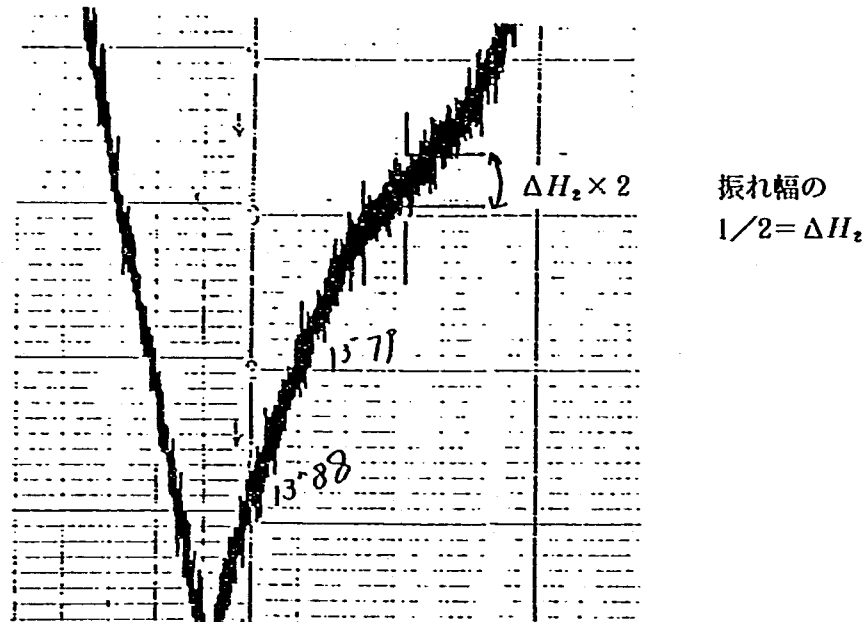


図-2.4 ΔH_2 の読み取り法

・導水管長が0で、観測塔に直接穴が開けられた観測所は、観測塔の存在による水位変動の影響を受けていると考えられるので削除する（図-2.5参照）。

4) 水位変動量 ΔH と ΔH_2 との関係

ΔH_2 値の包絡線が、求めるべき水位変動量 ΔH に対応する。 ΔH_2 読み取りに用いた水位データを表-2.2に示す。なお、 ΔH_2 は風波の影響を受けていないものと判断して以後の解析を進めている。これは以下の理由による。表-2.2に示す D 、 d 、 ℓ 値から、観測塔内外に25cmの水位差が生じた後、水位差がほぼ0になるまでに3～10秒かかることが計算される。この外水位に対する観測塔水位の応答遅れによって、周期が数秒の風波による水位変動は観測塔内では平滑化されと考えられる。

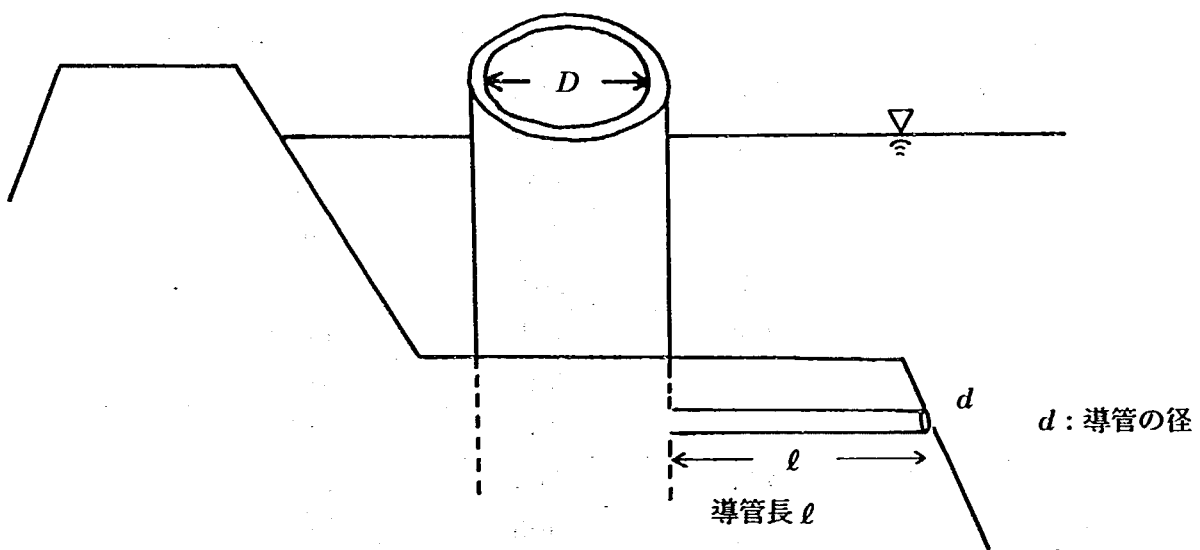


図-2.5 自記水位計の観測塔の構造

表-2.1 対象洪水および水位観測所
(ΔH_1 読み取り用)

雄物川

対 象 洪 水	水位観測所 H_1	水位観測所 H_2	近くの流量観測所
S54. 8. 6洪水	刈和野橋	木田原	刈和野橋
S56. 8. 22洪水	雄物川橋	大上橋	雄物川橋
	鶴巣	雄物川橋	雄物川橋
S62. 8. 17洪水	刈和野橋	木田原	刈和野橋

信濃川

対 象 洪 水	水位観測所 H_1	水位観測所 H_2	近くの流量観測所
S56. 8. 23洪水	長岡	天神	長岡
	妙見	浦	小千谷
	小千谷	妙見	小千谷
S57. 9. 13洪水	浦佐	小出	小出
S58. 9. 29洪水	与板	大河津	与板
	妙見	浦	小千谷
	小千谷	妙見	小千谷

鬼怒川

対 象 洪 水	水位観測所 H_1	水位観測所 H_2	近くの流量観測所
S56. 8. 23洪水	宝積寺	石井(右岸)	石井(右岸)

渡良瀬川

対 象 洪 水	水位観測所 H_1	水位観測所 H_2	近くの流量観測所
S57. 8. 2洪水	足利	早川田	足利

利根川

対 象 洪 水	水位観測所 H_1	水位観測所 H_2	近くの流量観測所
S56. 8. 23洪水	布川	須賀	布川
	押付	布川	布川
S57. 8. 2洪水	布川	須賀	布川
	押付	布川	布川
	田中	取手	取手
	芽吹	管生	芽吹橋
	古戸	川俣	川俣
	八斗島	古戸	古戸
S57. 9. 13洪水	布川	須賀	布川
	押付	布川	布川

表-2.1 つづき

江戸川

対 象 洪 水	水位観測所 H_1	水位観測所 H_2	近くの流量観測所
S57. 8. 2洪水	松戸	市川	市川
	野田	流山	流山
	東金野井	野田	野田
	西関宿	東金野井	西関宿
S57. 9. 13洪水	松戸	市川	市川
	野田	流山	流山

多摩川

対 象 洪 水	水位観測所 H_1	水位観測所 H_2	近くの流量観測所
S49. 9. 1洪水	田調 上	田調 下	田調 下
S57. 8. 2洪水	田調 上	田調 下	田調 下
	玉川	田調 上	田調 下
	石原	玉川	石原
S57. 9. 12洪水	田調 上	田調 下	田調 下
	玉川	田調 上	田調 下
	石原	玉川	石原

荒川

対 象 洪 水	水位観測所 H_1	水位観測所 H_2	近くの流量観測所
S57. 8. 2洪水	大芦戸	太郎	太郎
	熊谷	大芦戸	熊谷
S57. 9. 13洪水	熊谷	大芦戸	熊谷

淀川

対 象 洪 水	水位観測所 H_1	水位観測所 H_2	近くの流量観測所
S57. 8. 2洪水	高浜	枚方	枚方
H 2. 9. 20洪水	高浜	枚方	枚方

大和川

対 象 洪 水	水位観測所 H_1	水位観測所 H_2	近くの流量観測所
S57. 8. 2洪水	藤井	柏原	国豊橋

斐伊川

対 象 洪 水	水位観測所 H_1	水位観測所 H_2	近くの流量観測所
S47. 7. 11洪水	大津	源光寺	大津
S54. 10. 19洪水	大津	源光寺	大津
S58. 9. 28洪水	大津	源光寺	大津

表-2.2 対象洪水および水位観測所 (ΔH_2 読み取り用)

河川名	洪水名	観測所	キロ標 (km)	河床勾配	川 幅 (m)	平面形状	ピーク流量 (m^3/s)	ピーク 水 位 (m)	ピーク 水 深 (m)	ピーク 流 速 (m/s)	フルード数 F_r	短期 ^{※)} 振 幅 (cm)	観測塔 内 径 D (m)	導 水 管 径 d (m)	導 水 管 長 l (m)
信濃川	S58. 9	野横	0.2R	-		河口部	-	-	-	-	-	27.0	0.85	-	-
"	"	渡部	3.0R	1/490	343	緩湾曲	6,220	10.86	6.25	2.9	0.37	7.8	-	-	-
"	"	玉千石	8.1R	1/2,590		堰下部	-	-	-	-	-	0	-	-	-
"	"	大河津	9.1R	1/1,910		水衝部 (外)	-	-	-	-	-	1.8	0.5	0.2	1.3
"	"	長岡	28.4R	1/1,260	541	水衝部 (外)	6,590	22.26	3.92	3.1	0.50	1.5	1.0	0.2	6.0
"	"	小千谷	45.2L	1/600		-	7,820	48.58	5.23	4.4	0.61	2.0	0.95	0.4	11
"	"	宮野原	98.0L	-	102	-	4,710	242.79	6.95	6.6	0.81	6.8	0.6	0.2	10
"	S57. 9	渡部			345		7,140	11.18	6.96	3.0	0.36	10.3			
"	"	大河津					-	-	-	-	-	2.4			
"	"	長岡			545		7,380	23.09	4.39	3.1	0.47	0.8			
"	"	小千谷			345		9,340	49.12	5.45	5.0	0.68	1.8			
"	"	宮野原			101		5,870	243.57	7.22	8.0	0.95	0.5			
"	S56. 8	野横					-	-	-	-	-	12.5			
"	"	渡部			345		6,570	10.66	5.94	3.2	0.42	9.5			
"	"	玉千石					-	-	-	-	-	2.5			
"	"	大河津					-	-	-	-	-	3.5			
"	"	長岡			547		8,250	22.74	4.06	3.7	0.59	0			
"	"	小千谷			335		7,720	48.18	4.92	4.7	0.67	3.3			
"	"	宮野原			98		3,710	241.75	6.01	6.3	0.82	0			

※) 短期振幅 = $2 \Delta H_2$

表-2.2 続き

河川名	洪水名	観測所	キロ標 (km)	河床勾配	川 幅 (m)	平面形状	ピーク流量 (m^3/s)	ピーク 水 位 (m)	ピーク 水 深 (m)	ピーク 流 速 (m/s)	フルード数 F_r	短 期 ^{※)} 振 幅 (cm)	観測塔 内 径 D (m)	導 水 管 径 d (m)	導 水 管 長 ℓ (m)
那賀川	H2. 9	古庄	7.0R	1/730		直線部	6.730	7.10	8.6	4.0	0.44	2.3	-	-	-
"	"	和食	28.8L	1/950	100	"	6.230	9.90	11.8	5.3	0.50	8.3	-	-	-
"	H1. 8	古庄				"	4.100	5.79	7.4	3.3	0.39	3.3			
"	"	和食			100	"	3.600	7.0	8.9	4.0	0.43	2.5			
"	S54. 9	古庄				"	6.160	6.58	8.0	3.8	0.43	3.8			
"	"	和食			100	"	5.660	8.68	11.3	5.0	0.48	2.3			
筑後川	H2. 7	瀬ノ下	25.5L	1/2,400	325	-	5.150	5.47	6.44	2.5	0.31	0.0	0.8	0.3	9.0
"	"	荒瀬	62.0L	-	100	-	3.740	6.69	9.6	3.9	0.40	4.3	0.9	0.3	6
"	S54. 6	瀬ノ下			325	-	5.370	6.41	5.70	2.9	0.38	1.7			
"	"	荒瀬			100	-	-	-	-	-	-	5.5			

※) 短期振幅 = $2 \Delta H_2$.

表-2.2 続き

河川名	洪水名	観測所	キロ標 (km)	河床勾配	川 幅 (m)	平面形状	ピーク流量 (m^3/s)	ピーク 水 位 (m)	ピーク 水 深 (m)	ピーク 流 速 (m/s)	フルード数 F_r	短 期 [※] 振 幅 (cm)	観測塔 内 径 D (m)	導 水 管 径 d (m)	導 水 管 長 ℓ (m)
黒部川	S62. 8	宇奈月一	19.6R	1/92	300	-	1.760	6.52	2.79	7.4	1.42	23.3	-	-	-
"	S51. 8	"	"	"			920	5.99	-	-	-	10.3			
"	S47. 9	"	"	"			1.580	6.39	-	-	-	0			
木曽川	H1. 9	犬山	59.7L	1/360		-	8.790	10.01	-	-	-	0.8	1.4	0.2	12.2
"	S63. 9	"	"				8.580	10.08	-	-	-	3.4	"	"	"
"	S58. 9	"	"				14.100	13.14	-	-	-	1.7	"	"	"
大和川	S58. 9	藤井	25.5L	1/850		直線部	930	6.78	5.8	-	-	2.3	1.0	0.5	7.6
"	S57. 8	"	"			"	1.430	7.72	8.0	2.6	0.29	3.4			
"	S54. 6	"	"			"	-	7.1	6.3	-	-	2.8			
"	S54. 6	柏原	17.0L	1/1.000		"	1.380	3.27	4.2	-	-	0.3	0.8	0.3	19.3
木津川	H2. 9	加茂	0.5L			直線部	3.540	4.29	-	3.1	-	5.0	1.5	0.6	21.9
斐伊川	S58. 9	木次	28.42R	1/550		直線部	670	3.76	3.76	1.9	0.31	0	1.0	?	40
"	S54.10	"	"	1/550			1.070	4.27	4.27	2.4	0.37	0			
"	S47. 7	"	"	1/550			1.080	3.89	3.89	2.6	0.42	0			

※) 短期振幅 = $2 \Delta H_2$

表-2.2 続き

河川名	洪水名	観測所	キロ標 (km)	河床勾配	川 幅 (m)	平面形状	ピーク流量 (m^3/s)	ピーク 水 位 (m)	ピーク 水 深 (m)	ピーク 流 速 (m/s)	フルード数 F_r	短 期 ^{※)} 振 幅 (cm)	観測塔 内 径 D (m)	導 水 管 径 d (m)	導 水 管 長 ℓ (m)
雄物川	S62. 8	樟川	13.11R	1/5.000	300	直線部	3.230	7.90	5.11	2.10	0.30	0.1	0.9	0.6	15.8
"	"	新屋	2.23L	1/3.300		水衝部外側	-	-	-	-	-	0.5	0.9	0.6	33.3
"	"	木原田	49.36L	1/4.970		"	-	-	-	-	-	0.8	0.7	?	12.0
"	"	鶴の巣	100.79L	1/636		"	-	-	-	-	-	3.3	0.7	?	5.0
"	S56. 8	木原田	49.79L			"	-	-	-	-	-	0.5	0.7	?	12.0
"	"	鶴の巣	100.79L			"	-	-	-	-	-	5.7	0.7	?	5.0
"	S54. 8	木原田	49.36L			"	-	-	-	-	-	0.8	0.7	?	12.0

※) 短期振幅 = $2 \Delta H_2$

2.3.2 読み取った水位変動の整理

これらの2つの独立した方法を用いて読み取った ΔH_1 、 ΔH_2 を、 $F_1 \sim \Delta H_1/h$ 、 $F_2 \sim \Delta H_2/h$ 関係に整理した。結果を図-2.6に示す。ここで、

$$F_1 = V/(gh)^{1/2} \quad V = Q/A \quad h = A/W$$

Q : 流量、 g : 重力加速度、 A : 河積、 W : 水面幅

である。また、図-2.7には、 $\Delta H_1/h$ 、 $\Delta H_2/h$ と河床勾配 I_1 との関係を示す。これらの図より、 $\Delta H_1/h$ 、 $\Delta H_2/h$ の包絡線が、 F_1 、 I_1 が小さい範囲ではそれらの増加とともに大きくなり、 F_1 、 I_1 が一定値以上になると、ほぼ一定になることが分かる。この傾向は、図-2.2に示した関係と定性的に一致している。また、 ΔH_1 データと ΔH_2 データとの間に、定性的にも定量的にもさほど大きな違いが見られない。以上のことから、ここで示された ΔH_1 、 ΔH_2 データは、水位変動量を算定する上での最低限の信頼性を持つものと判断し、また、以後の整理では、 ΔH_1 と ΔH_2 を一緒に扱う。

図-2.8は、河床勾配を以下の3つの領域に分け、

$$1/I_1 = \begin{cases} \sim 500 & \text{(扇状地河道中心)} \\ 500 \sim 1200 & \text{(扇状地以外の砂利河道中心)} \\ 1200 \sim & \text{(砂河道中心)} \end{cases}$$

それぞれの領域について、 $F_1 \sim \Delta H_1/h$ 、 $\Delta H_2/h$ 関係を示したものである。この図から、各河床勾配領域内では、 ΔH_1 、 ΔH_2 値の包絡線が F_1 によらずほぼ一定と見ることができ、 ΔH_1 、 ΔH_2 の包絡線が水位変動量 ΔH に対応すると考えられることから、図-2.8より ΔH を推定すると次のようになる。

$$\Delta H/h = \begin{cases} 4\% & \leftarrow 1/I_1 = \sim 500 \\ 4\% & \leftarrow 1/I_1 = 500 \sim 1200 \\ 2.5\% & \leftarrow 1/I_1 = 1200 \sim \end{cases} \quad (2.4)$$

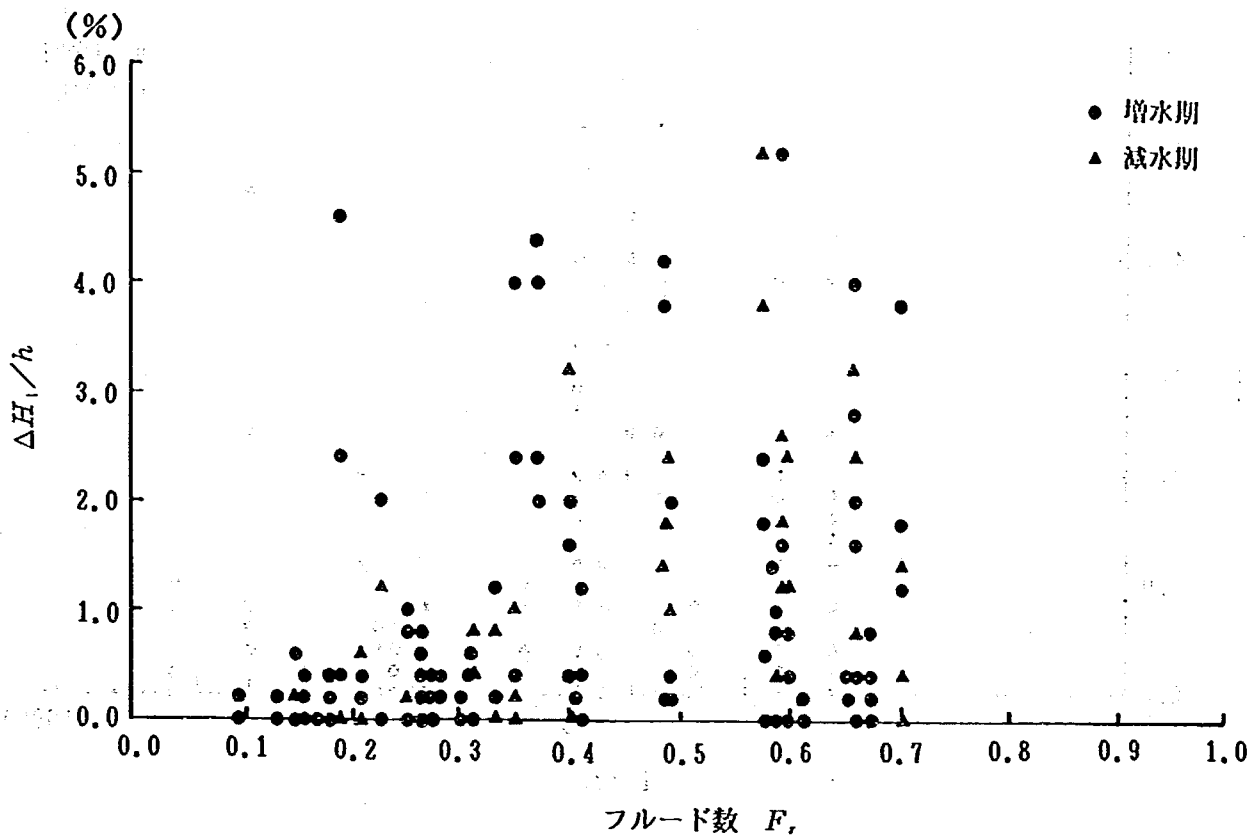


図-2.6 a) $\frac{\Delta H_1}{h} \sim F_r$ 関係

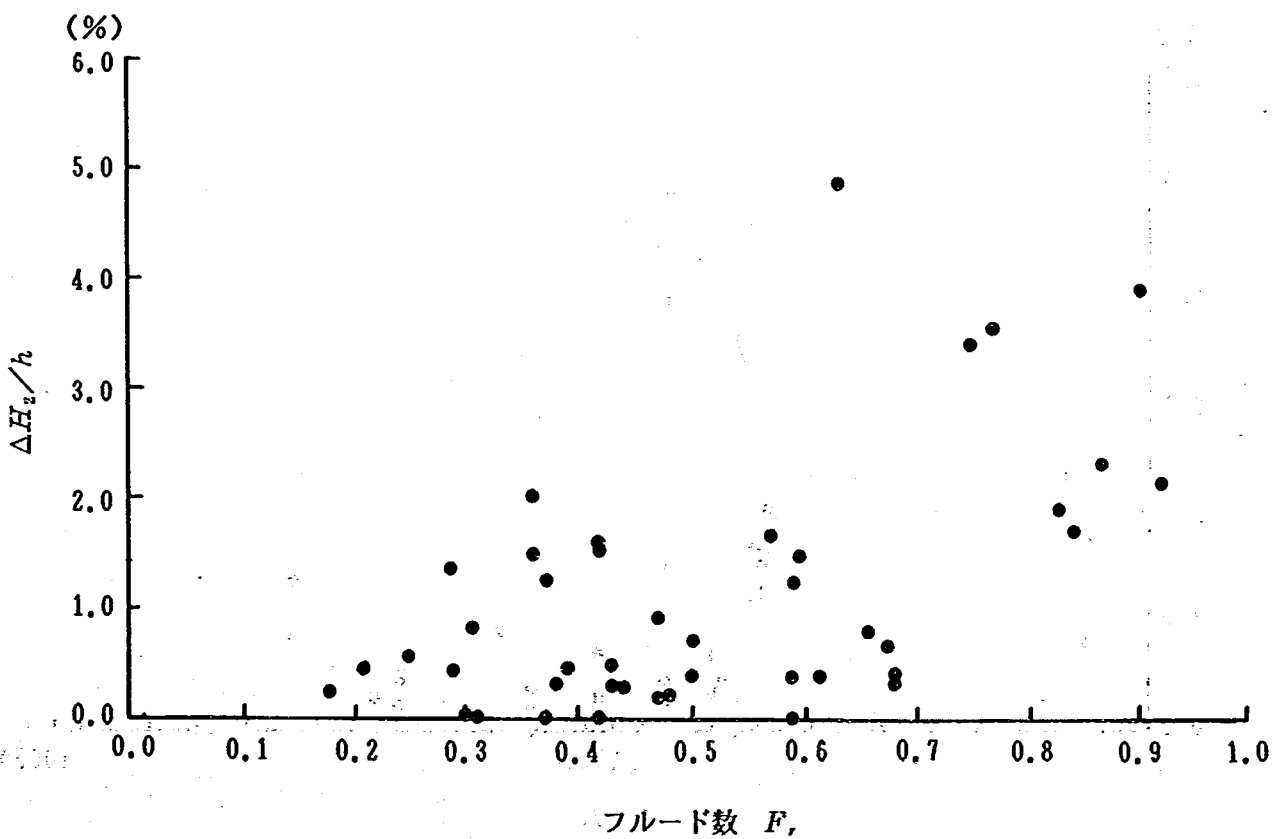


図-2.6 b) $\frac{\Delta H_2}{h} \sim F_r$ 関係

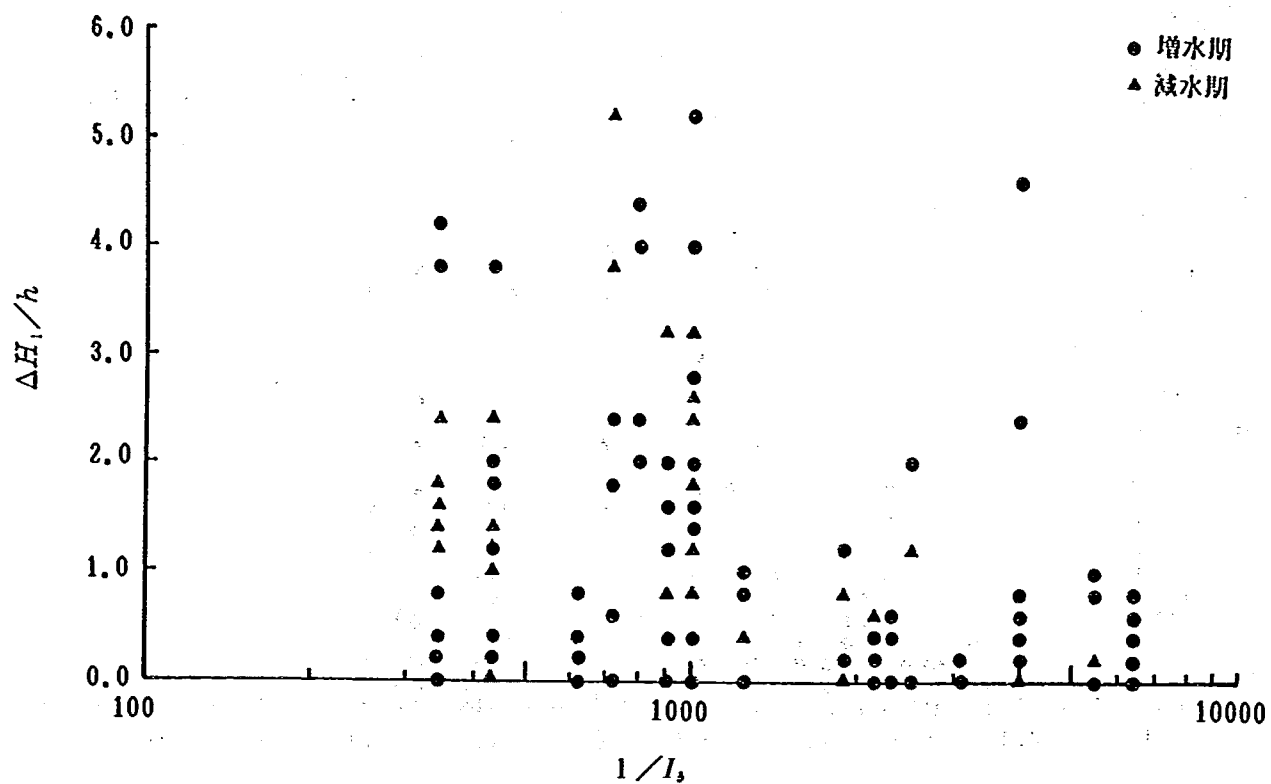


図-2.7 a) $\frac{\Delta H_1}{h} \sim I_1$ 関係

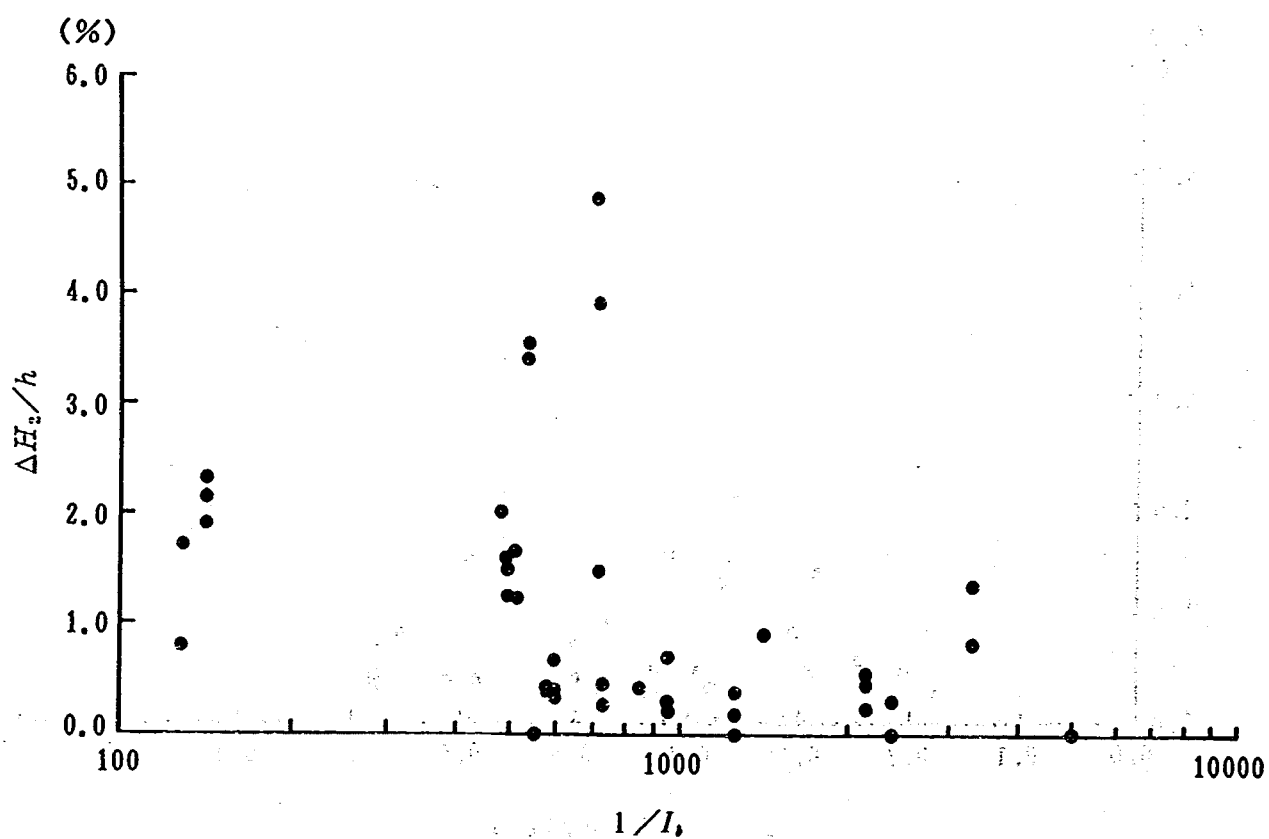


図-2.7 b) $\frac{\Delta H_2}{h} \sim I_1$ 関係

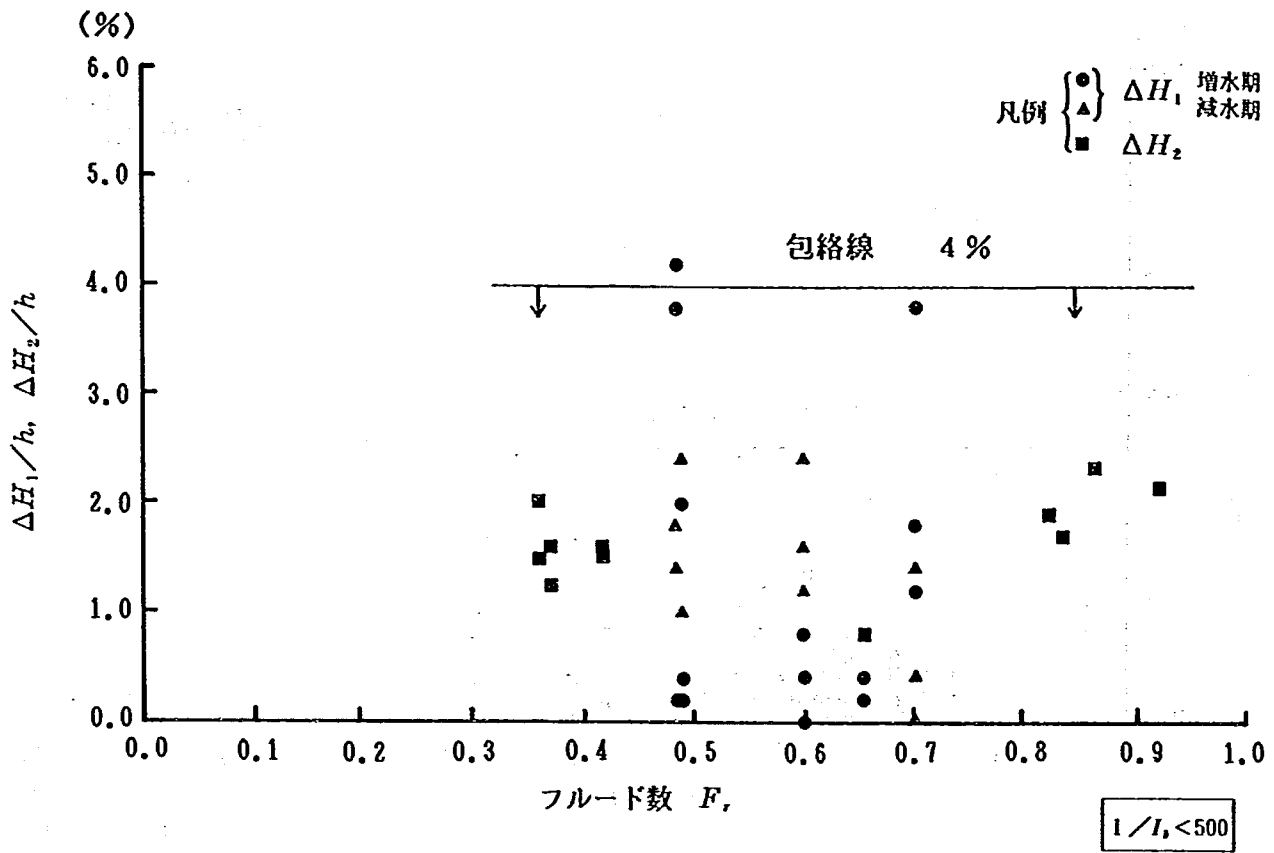


図-2.8 a) $\frac{\Delta H_1}{h}, \frac{\Delta H_2}{h} \sim F_r$ 関係

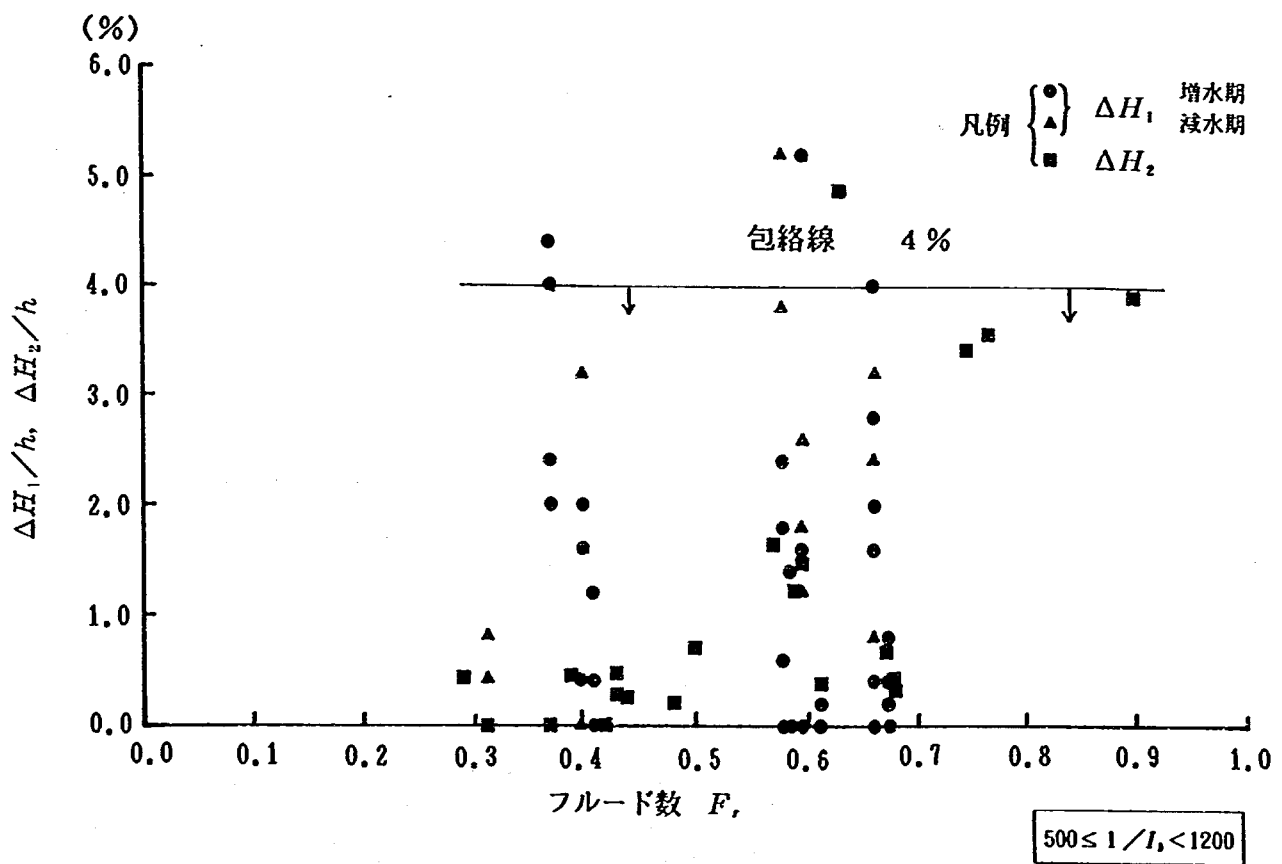


図-2.8 b) $\frac{\Delta H_1}{h}, \frac{\Delta H_2}{h} \sim F_r$ 関係

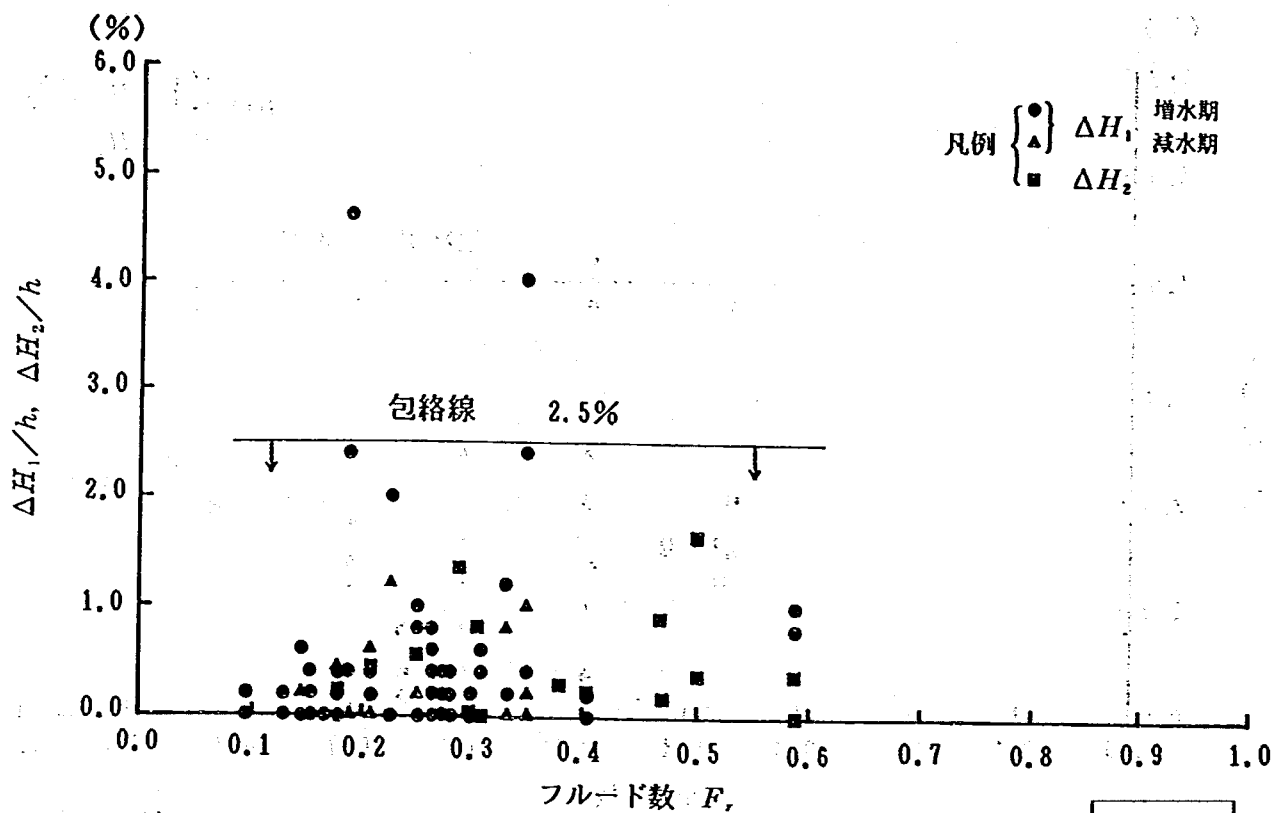


図-2.8 c) $\frac{\Delta H_1}{h}, \frac{\Delta H_2}{h} \sim F$ 関係

第3章 河道内構造物に起因する水位変動量の見積り

3.1 水位変動量の定義

河道内構造物、具体的には橋の存在による水位変動量 ΔH を図-3.1のように定義する。まず、堤防天端よりも D_1 だけ水位が高い状態（したがって越水しながら流下する状態）を想定する。この状態で、下面の高さが堤防天端高に一致する橋桁が置かれた時の橋桁直上流での水位上昇量を ΔH と定義する。この定義による ΔH は、他の原因による水位変動量が橋桁の存在によってどれだけ増幅されるか、すなわち橋桁に起因する水位変動上乘せ量を意味する。

ここで、橋脚の水位堰き上げ量を考えないのは以下の理由による。橋脚による水位堰き上げは、河道満杯状態に至る以前すなわち計画規模以下の洪水に際しても生じるものであり、その影響は河道計画において考慮されている、あるいは、することができる。河道満杯流量になっても、橋脚の堰き上げ量が急激に増大することは考えられないから、その考慮は、河道満杯流量時にも有効である。一方、橋桁に起因する水位堰き上げは、河道満杯状態で流下する洪水に水位変動が加わってはじめて問題となるため、その影響は河道計画においては考慮されておらず、ここで別途取上げる必要がある。

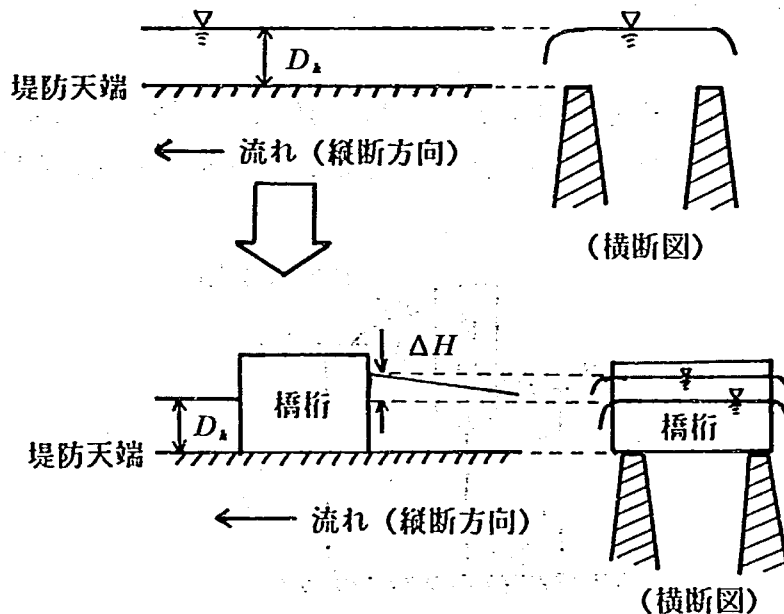


図-3.1 ΔH の定義

3.2 水位変動量の見積り

図-3.2に示す状況を考える。 $(h_1 - h_2)$ が ΔH であり、 $(h_2 - a)$ が他の原因による水位変動量に相当する。なお、流れが橋桁にぶつかることによる「局所的な堰き上げ」は考慮しない。これは、「局所的な堰き上げ」の生じる範囲が小さいため、それによる越水規模も小さく、一般に橋桁上面（橋面）と堤防天端とはいわゆる「すりつけ」がなされており越水がほとんど生じないと考えられること、必要であれば水

防活動などの緊急対策で対応可能であることによる。

ゲートの潜り流出の公式を準用することにより次式が得られる。

$$\frac{h_1}{h_2} + \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^2 \cdot \frac{1}{2} F_{r2}^2 = \frac{F_{r2}^2}{2\beta^2} + 1 - 2F_{r2}^2 \left(\frac{1}{\beta} - 1\right) \quad (3.1)$$

ここで、 F_{r2} : 下流側のフルード数、 $\beta = a/h_2$ 、である。 β は $[1 - (\text{他の原因による水位変動量} ; h_2 - a)/a]$ に対応する。2章の結果を参考に $(h_2 - a)/a$ がどんなに大きくても5%と判断し、 $\beta = 0.95$ において $\Delta H/a = (h_1 - h_2)/a$ を求めると次のようになる。

F_r	0.1	0.3	0.5	0.7
$\Delta H/a$ (%)	0.001	0.02	0.04	0.07

☆ゴミによる閉塞を起こさせないよう十分な間隔をあけて橋脚が設置されている場合には、橋桁の水没によるゴミのひっかかりも生じないとしてよいと考えられることから^{※)}、ここでは、ゴミのひっかかりによる堰き上げを考慮していない。

この結果から、橋桁による水位変動量上乘せ分は、局所的な堰き上げを除けば非常に小さいと判断できる。なお、局所的な堰き上げ量は、 $[F_{r2}^2 \times \text{水深}]$ の数割のオーダーを持つと考えられる。

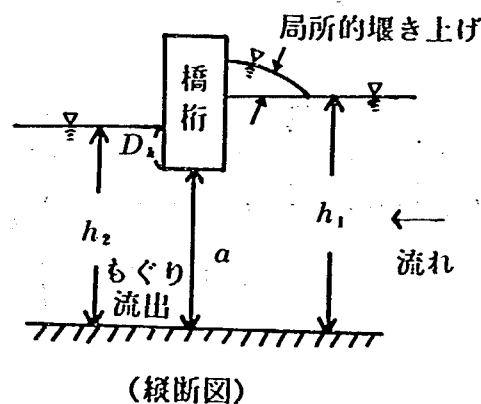


図-3.2 記号の説明

※) 米元の実験によれば⁵⁾、流木の橋での堰止率を主に支配するのは「流木長/径間長」と水面からの桁下面高であり、前者が大きくなる程、また後者が0に近づくと堰止率が大きくなる。ただし、「流木長/径間長」が0.2程度以下では、水面からの桁下面高の堰止率に与える影響はほとんど見られず、堰止率は0%に近い値となる結果となっている。このことから、流木長に対して十分な間隔を持つ橋脚については、流木などゴミのひっかかりによる水位上昇は考えなくてよいものと判断した。

第4章 風に起因する水位変動量の見積り

4.1 吹き寄せによる場合

4.1.1 水位変動量の定義

河道横断方向の風の吹き寄せによって生じる静的な水位上昇による水位変動量 ΔH を図-4.1のように定義する。ここでは、河道法線と直角の風向きを持つ風によるせん断力が水面に作用することにより横断方向の水面勾配が生じ、その結果堤防近傍の水位が上昇する現象を対象としている。

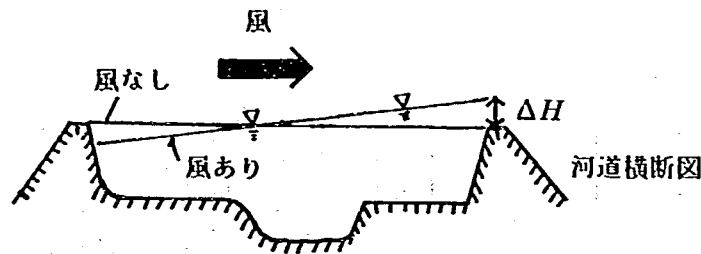


図-4.1 水位変動量の定義

4.1.2 水位変動量の見積り

ΔH は近似的に次式で表わされる。

$$\Delta H = (\rho_a / \rho_g) \cdot \gamma_s^2 (B/h) \cdot U^2 \cdot (1 + \lambda) / 2 \quad (4.1)$$

ここで、 h ：水深、 ρ_a ：空気の密度、 ρ_g ：水の単位体積重量、 γ_s^2 ：摩擦係数（ $=2.6 \times 10^{-3}$ ）、 U ：水面上10mの風速、 B ：川幅、 λ ：定数、である。 $\lambda = 1$ と置き、風速を30m/sとすると、 $\Delta H = 0.0003 \cdot B/h$ [m] となる。 B/h が高々150程度（例えば、川幅1500mで水深10m）であるから、 ΔH は大きくとも5cm程度となる。

4.2 風波による場合

4.2.1 水位変動量の定義

ここで必要となる水位変動量は、風波の振幅そのものではなく、堤防越流量に直接結びつく水位変動量である。そこで、図-4.2に示すように、平均水位が堤防天端高に等しい状態で、生じると予想される波高 H_w 、波長 L_w の波が堤防法線と直角に進行する場合の「単位幅当たりの越流量 q_w 」を求め、これと同じ単位幅当たり越流量 q が生じるための堤防越流水深を算出し、その越流水深を水位変動量 ΔH とする。

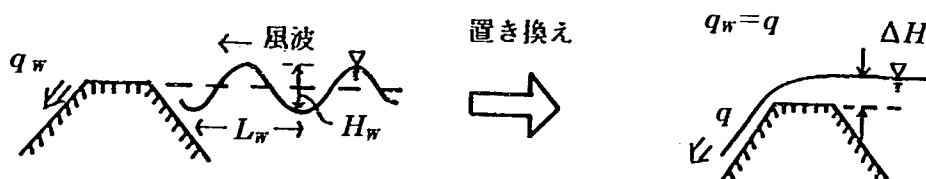


図-4.2 水位変動量の定義

4.2.2 水位変動量の見積り

風速30m/s、水深10m、吹走距離1000m（川幅相当）を想定して、Bretschneiderの波浪推算手法（水理公式集参照）を適用すると、波高 $H_w=0.9$ m、波長 $L_w=22$ m、周期3.7秒が得られる。これらに基づいて、越波量推定手法として合田らの方法¹⁾を準用することにより、越波量 q_w （単位幅当たりの風波による越波流量）を求めると図-4.3のようになる。

堤防天端の越流公式として $q=1.6 \cdot \Delta H^{3/2}$ [m-s単位] (q : 単位幅当たりの越流量) を用いると、 $q=0.09$ [m³/s/m] に対して $\Delta H=0.15$ mが得られる。

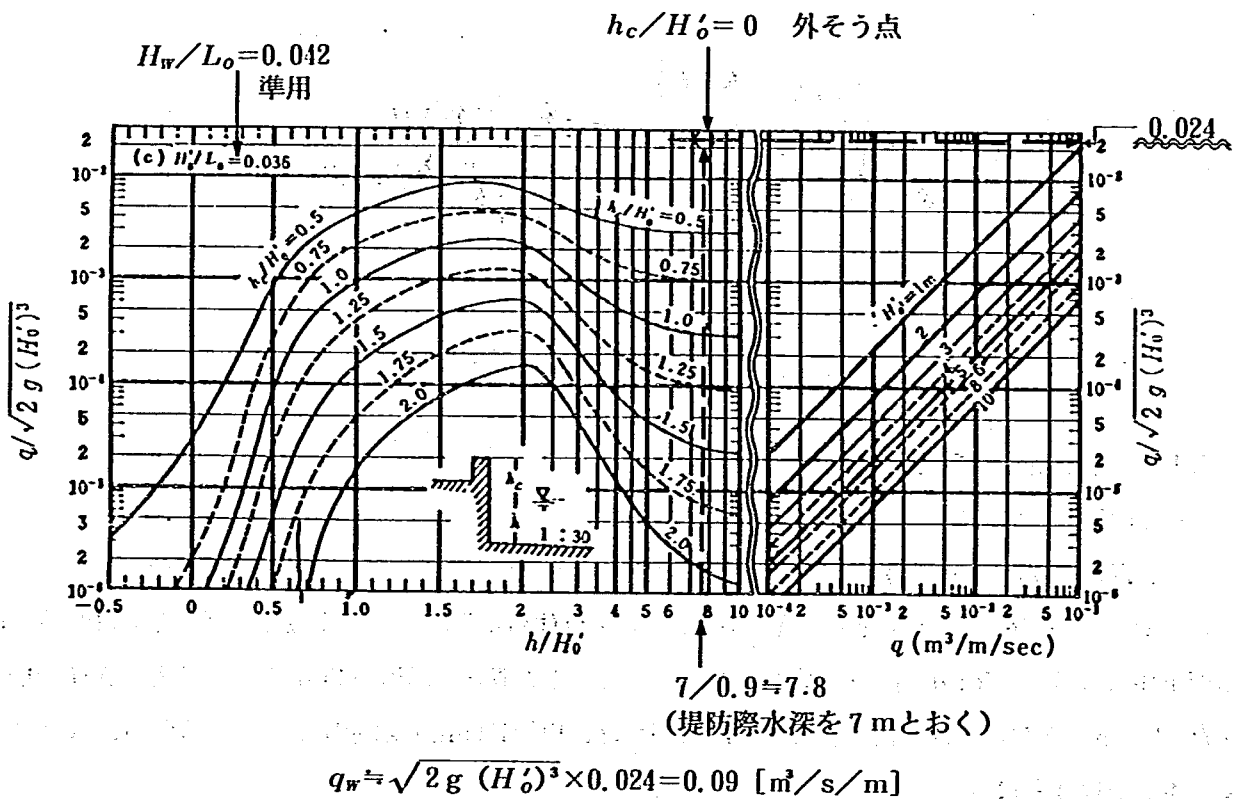


図-4.3 風波による水位変動量の見積り（合田らの方法¹⁾より）

第5章 水位変動による越水の総合検討

5.1 各原因による水位変動量の見積り結果

前章までに示した各原因による水位変動量の見積り結果をまとめると次のようになる。

① 河床に起因する水位変動量（以後 ΔH_A で表示）（2章より）

$$\Delta H_A/h = \begin{cases} 4\% & \leftarrow 1/I_b = \sim 500 \\ 4\% & \leftarrow 1/I_b = 500 \sim 1200 \\ 2.5\% & \leftarrow 1/I_b = 1200 \sim \end{cases} \quad (5.1)$$

② 河道内構造物（橋桁）に起因する水位変動量（以後 ΔH_B で表示）（3章より）

$$\Delta H_B/h \approx 0 \quad (5.2)$$

③ 風の吹き寄せに起因する水位変動量（以後 ΔH_{C1} で表示）（4章1節より）

$$\Delta H_{C1} = 0.05 \text{ [m]} \quad (5.3)$$

④ 風波に起因する水位変動量（以後 ΔH_{C2} で表示）（4章2節より）

$$\begin{aligned} \Delta H_{C2} &= 0.15 \text{ [m]} \\ q_w &= 0.09 \text{ [m}^3/\text{s/m]} \end{aligned} \quad (5.4)$$

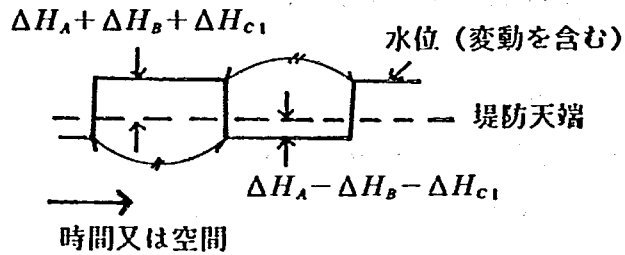
q_w : 越波量

5.2 越流水深算定の考え方

各原因による水位変動が合成された水位変動によって生じる単位幅当たりの越流量 q と同じ越流量を生じさせる定常越流水深を H と定義する。 H の算定は各原因による水位変動 ΔH_A 、 ΔH_B 、 ΔH_{C1} 、 ΔH_{C2} の性質から考えて次のように行う。

$$H = \text{MAX} \{0.6 (\Delta H_A + \Delta H_B + \Delta H_{C1}), \Delta H_{C2}\} \quad (5.5)$$

すなわち、 $0.6 (\Delta H_A + \Delta H_B + \Delta H_{C1})$ と ΔH_{C2} の大きい方を水位変動量による越流水深 H とする。 $(\Delta H_A + \Delta H_B + \Delta H_{C1})$ に0.6を掛けたのは、河床に起因する水位変動量 ΔH_A が空間的、時間的に比較的細かく変動する量であり、越流外力として用いる平均的な越流量が得られる越流水深に換算する必要があるからである。0.6という係数は、水位が平均水位より ΔH_A だけ大きい状況と ΔH_A だけ小さい状況が同じ頻度で現れると仮定して求めた（図-5.1参照）。また、風波による越流量の増分 q_w が最大になるのは堤防天端から測った堤防近傍平均水位が0の時であり、その水位が大きくなると急激に q_w が小さくなることから、 ΔH_{C2} を他の要因による ΔH と足し合わせていない。



$$\begin{aligned} & \left\{ \beta (\Delta H_A + \Delta H_B + \Delta H_{C1}) \right\}^{\frac{3}{2}} \\ &= \frac{1}{2} (\Delta H_A + \Delta H_B + \Delta H_{C1})^{\frac{3}{2}} \\ &\Rightarrow \beta = (0.5)^{\frac{2}{3}} \approx 0.6 \end{aligned}$$

図-5.1 一定越流水深への換算

5.3 越水に伴う河道流量減少による越流水深分散効果の見積り

前節までに求めた水位変動による越流水深 H は、越水に伴う河道流量の減少による越流水深の分散効果（越流水深の低減）を考慮していない。越水があると、河道内流量が非越水状態より減少するので、実際の越流水深は H より小さくなる。そこで本節では、この分散効果を取り入れた越流水深を H' とおき、越流水深の分散効果による低減割合 H'/H を見積る。なお、本節の検討においては、水位変動によって空間的に一様で定常的な水位上昇 H が起こるものとして解析を行なう。

5.3.1 水位変動が生じている区間が短い場合

図-5.2は、近似的な方法（付録4参照）により、 H'/H の下限値と水位上昇区間長（＝水位変動による水位上昇 H が生じている区間の長さ）との関係をいくつかの河道・流量条件について示したものである。この図から、

水位上昇区間が100m程度で短い場合 H'/H は1からあまり低下しないので $H' \approx H$ とする。

ことが妥当であることがわかる。

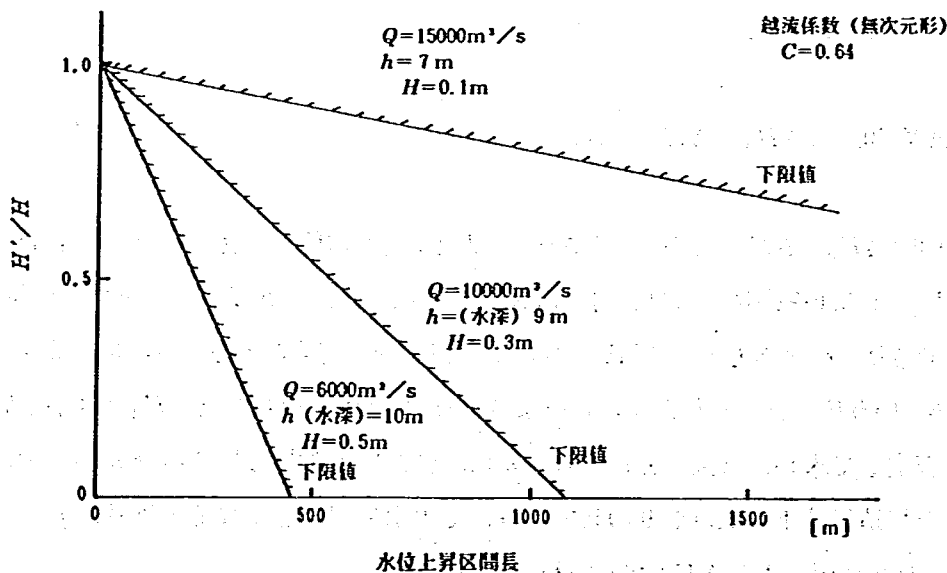


図-5.2 $\frac{H'}{H}$ の下限値と水位上昇区間長との関係

一方、水位上昇区間長が長い場合には、 H'/H の下限値が0に近づくことからわかるように、 H' が H に比較して大幅に小さくなる可能性がある。この場合には、次項に示す方法によつて H'/H の見積りを行なう必要がある。

5.3.2 水位変動が生じている区間が長い場合

越水を許さない条件で図-5.3a)に示す水位変動による水位上昇 H が生じている状況を考える。この水位変動発生状況の下で越水を許すと図-5.3b)の状況になる。すなわち、流下するにつれ越流水深が小さくなり、水位変動による水位上昇 H を持つ条件での河道満杯流れの状態に漸近する。b)の状況は図-5.3c)のように置き換えることができるので、図-5.3c)の状況について水理計算を行い、 H'/H を求めると次のようになる。

$$H'/H = \{F_r, B/(C\phi^2h), H/h_0\} \text{ の関数} \quad (5.6)$$

(計算法および関数形の詳細については付録5参照)

ここで ϕ ：流速係数 ($=h^{1/6}/(g^{1/2}n)$)； n は粗度係数)、 B ：川幅、 C ：越流係数(無次元形)、である。結果を図-5.4に示す。この図より、河道が急流河川の特性(F_r 、川幅水深比、粗度係数が大きい)を強く持つほど分散効果が少なくなること、 H/h の影響が小さいことがわかる。 F_r の影響が非常に大きく、 F_r が0から増大すると急激に H'/H が増大する。このことは、いわゆる急流河川では H の分散効果がほとんど期待できず、緩流河川では分散効果が期待できることを意味している。以上より、

水位変動区間が長い場合、 H'/H が河道、水理条件により大きく変化するので、 H'/H を図-5.4より求める

ことが妥当であることがわかる。

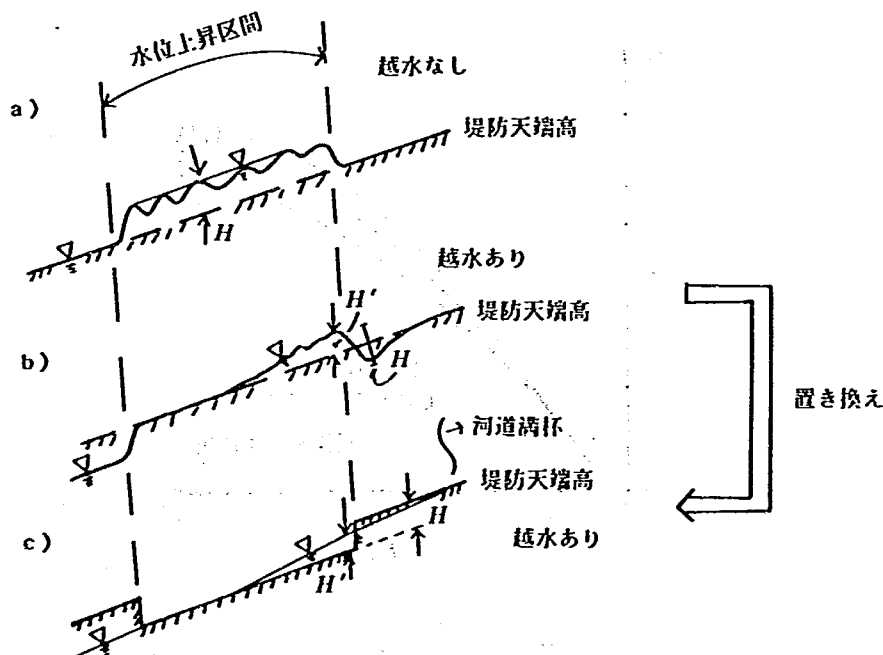


図-5.3 越流水深の分散効果

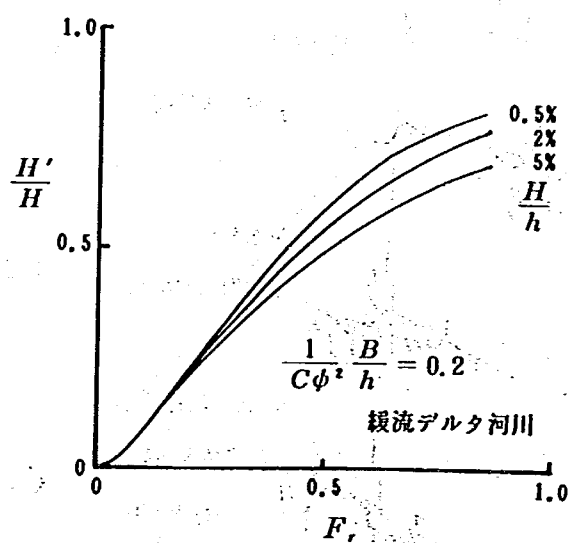
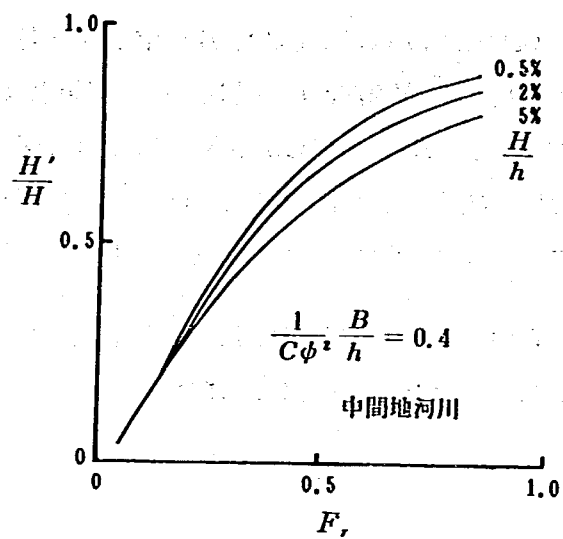
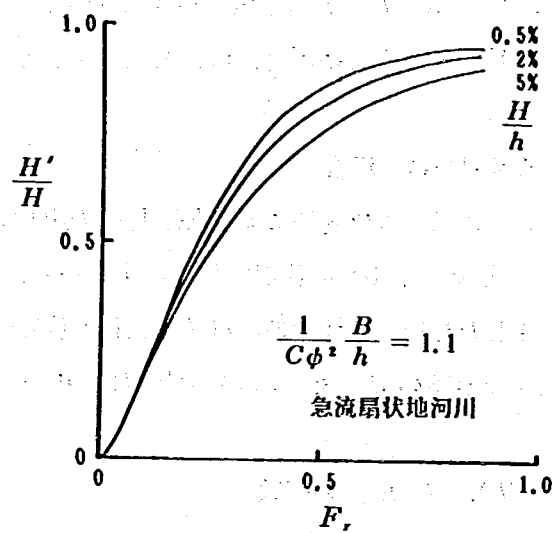


図-5.4 $\frac{H'}{H}$ と河道・水理条件との関係
(水位変動区間が長い場合)

5.4 越流水深および越流量の見積り

5.4.1 H の算定

表-5.1に示す河川の代表地点における計画河道形状、河床勾配から、 $0.6(\Delta H_A + \Delta H_B + \Delta H_{C1})$ と ΔH_{C2} を求め、5.2に示した考え方にしたがって H を求めた。なお水深 h は、河道満杯流れの河積を堤間幅で割ることにより求めた（河道満杯流れ時の平均水深に対応）。

5.4.2 H' の算定

H に H'/H を掛けることにより H' を算定した。この時、水位変動発生区間が局所的である状況を想定する場合には $H'/H=1$ とし、長い区間にわたる水位変動発生を想定する場合には図-5.4より求まる H'/H を用いた。図-5.4を用いる際には、河道満杯流れ時の流量に計画高水流量の1.2倍、河積に河道満杯流れ時の河積、川幅に堤間幅、粗度係数に計画で用いられた値、水深に上記5.4.1の水深、越流係数 C （無次元形）に0.64（越流公式から求まる0.32の2倍；両側から溢れることを想定しているため）を用いることにより得られる当該地点の F 、と $B/(C\phi^2h)$ を用いた。この時、すべての地点について、 $H/h=1\%$ を用いている。

5.4.3 H' の算定結果

以上により算定した H' を河床勾配 I_b との関係でプロットすると図-5.5のようになる。この図から、

局所的な水位変動発生を想定する場合		
$H' < 30\text{cm}$	$I_b > 1/1200$	} (5.7)
$H' < 25\text{cm}$	$I_b \leq 1/1200$	
長い区間での水位変動発生を想定する場合		
$H' < 15\text{cm}$	$I_b > 1/1200$	} (5.8)
$H' < 10\text{cm}$	$I_b \leq 1/1200$	

であることがわかる。

水位変動を起こす要因（風や河床波など）が1ヶ所に局限される状況は極めて考えにくく、水位変動要因は、通常少なくとも同じ河道特性を持つ区間長（5km以上はある）では一様に存在すると考えられる。このことから、長い区間での水位変動発生を想定して求めた H' 算定値を水位変動による越流水深の見積り結果として採用することが妥当と考えられる。また、第1章に述べた堤防改良設計の参考にすることを考えた場合、越流水深の上限値が重要となる。以上から、越流水深の見積り結果は次のようになる。

河床勾配が $1/1200$ を越える場合の越流水深	15cm
河床勾配が $1/1200$ 以下の場合の越流水深	10cm

越流量は、上記の越流水深を越流公式に代入することにより求めることができる。

以上の見積り結果は、1に近いあるいはそれ以上の F を持つ極端な急流河川には適用できない。適用可能条件の目安は $F < 0.7$ である。

表-5.1 総合水位変動量算定に用いた河道諸元と水理量

河 川 () 河口からの距離 [km]	河積 ^{**} (m^3)	川幅 ^{**} B (m)	水深 ^{**} h (m)	河床勾配 I_b	計画高水 流量 Q_d (m^3/s)	計画に用い られた粗度 係数 n_d	流速係数 ϕ^{**}	$\frac{B}{C\phi^2h}$	F_r	$\frac{H'}{H}$	H (cm)	H' (cm)
雄物川 (5.9)	5127	598	8.57	5000	9300	0.029	19	0.30	0.24	0.33	16	5
雄物川 (11.6)	3787	476	7.96	5000	9300	0.029	19	0.25	0.33	0.44	15	7
雄物川 (71.2)	4472	578	7.74	1480	7000	0.03	18	0.36	0.22	0.33	15	5
信濃川 (18.0)	6234	900	6.93	2000	11000	0.03	18	0.64	0.26	0.49	15	7
信濃川 (大郷橋上流) 0.6	3033	490	6.19	5837	3300	0.03	17	0.44	0.17	0.26	15	4
信濃川 (庄瀬橋上流) 1.65	2529	490	5.16	5837	3300	0.03	17	0.53	0.22	0.38	15	6
多摩川 (14.8)	2878	392	7.34	780	7000	0.03	18	0.26	0.34	0.45	21	9
多摩川 (48.0)	2291	500	4.58	235	4700	0.035	14	0.84	0.37	0.69	15	10
渡良瀬川 (48.0)	1496	280	5.35	140	4000	0.035	14	0.40	0.44	0.65	16	10
渡良瀬川 (21.0)	2904	366	7.94	2250	4000	0.028	19	0.20	0.19	0.21	15	3
木曽川 (30.0)	8182	685	11.94	4804	12500	0.025	23	0.17	0.17	0.17	21	4
木曽川 (49.0)	5828	585	9.96	460	4900	0.033	17	0.33	0.10	0.11	27	3
木曽川 (南派川6.0)	2563	405	6.33	460	4400	0.033	15	0.42	0.26	0.42	18	8
那賀川 (1.0)	4708	580	8.12		9000	0.03	18	0.35	0.26	0.39	15	6
那賀川 (9.0)	3233	355	9.11	600	9000	0.03	18	0.19	0.35	0.41	25	10
斐伊川 (穴道湖より12.5)	1792	378	4.74	900	4500	0.025	20	0.31	0.44	0.60	15	9
筑後川 (9.4)	4421	450	9.82	16500	9000	0.030	19	0.19	0.25	0.29	18	5
筑後川 (28.0)	3526	384	9.18	2400	9000	0.033	17	0.23	0.32	0.41	17	7

*) 河道満杯流量時

**) n_d 値を考慮して決定

表-5.1 続き

河 川 () 河口からの距離 [km]	河積 A^{**} (m^2)	川幅 B^{**} (m)	水深 h^{**} h (m)	河床勾配 I_b	計画高水 流量 Q_d (m^3/s)	計画に用い られた粗度 係数 n_d	流速係数 ϕ^{**}	$\frac{B}{C\phi^2h}$	F_r	$\frac{H'}{H}$	H (cm)	H' (cm)
利根川 (40.0)	5421	715	7.58	10122	8000	0.020	26	0.21	0.21	0.24	15	4
利根川 (102.0)	4782	595	8.04	5500	11000	0.024	23	0.22	0.31	0.39	15	6
利根川 (130.0)	6267	715	8.77	2700	17000	0.020	27	0.17	0.35	0.40	16	6
利根川 (150.0)	6115	660	9.27	2300	16000	0.026	21	0.24	0.33	0.43	15	6
利根川 (181.0)	5866	970	6.05	500	16000	0.026	20	0.61	0.43	0.71	18	13
江戸川 (19.5)	4054	468	8.66	4785	7000	0.025	21	0.18	0.22	0.24	16	4
江戸川 (34.5)	3838	416	9.23	3400	7000	0.025	23	0.13	0.23	0.22	17	4
江戸川 (39.0)	3396	398	8.53	3600	7000	0.025	21	0.16	0.27	0.29	16	5
江戸川 (58.0)	3526	392	9.00	3660	7000	0.025	21	0.14	0.25	0.25	16.5	4
荒川 (13.5)	3526	460	7.67	Level	7700	0.020	26	0.13	0.30	0.30	15	5
荒川 (21.0)	6524	620	10.52	5600	7700	0.032	18	0.29	0.14	0.17	19	3
大和川 (1.0)	2468	290	8.51	4000	5200	0.03	18	0.16	0.28	0.30	16	5
大和川 (17.0)	1644	200	8.22	1000	5200	0.03	18	0.12	0.43	0.42	23	10
大和川 (29.2)	1175	140	8.39	1100	3400	0.03	18	0.082	0.38	0.31	23	7
大和川 (35.8)	625	90	6.95	800	1550	0.03	18	0.063	0.36	0.26	20	5

*) 河道満杯流量時

**) n_d 値を考慮して決定

a) 局所的な水位変動発生を想定した場合

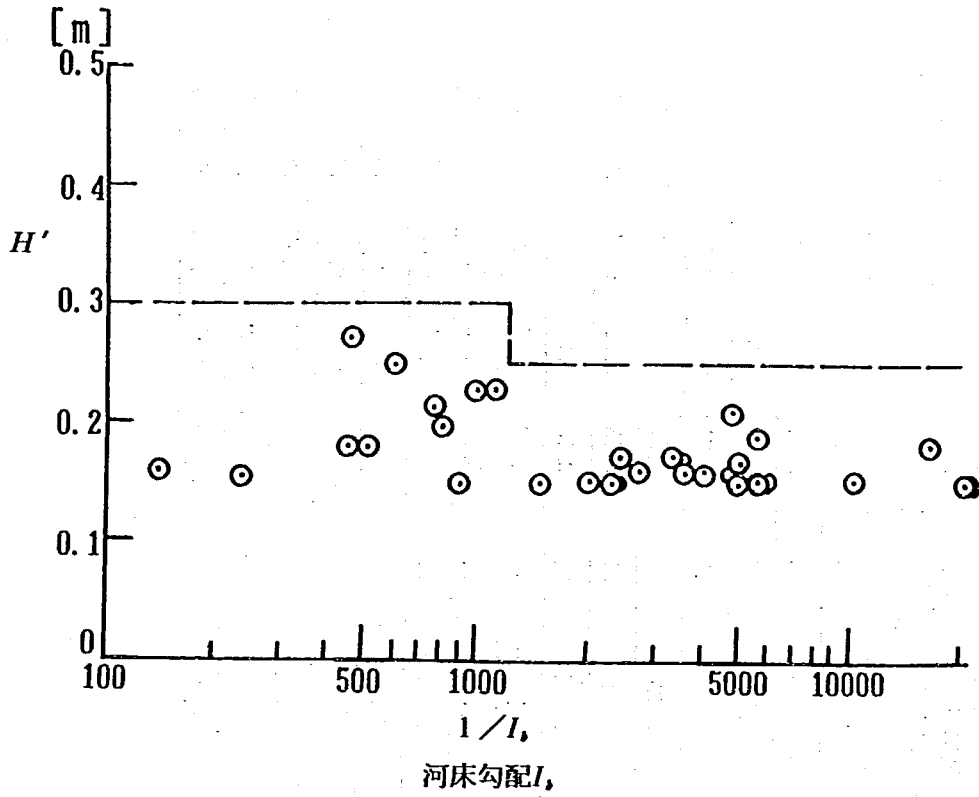


図-5.5 H' と I_b との関係

b) 長い区間での水位変動発生を想定した場合

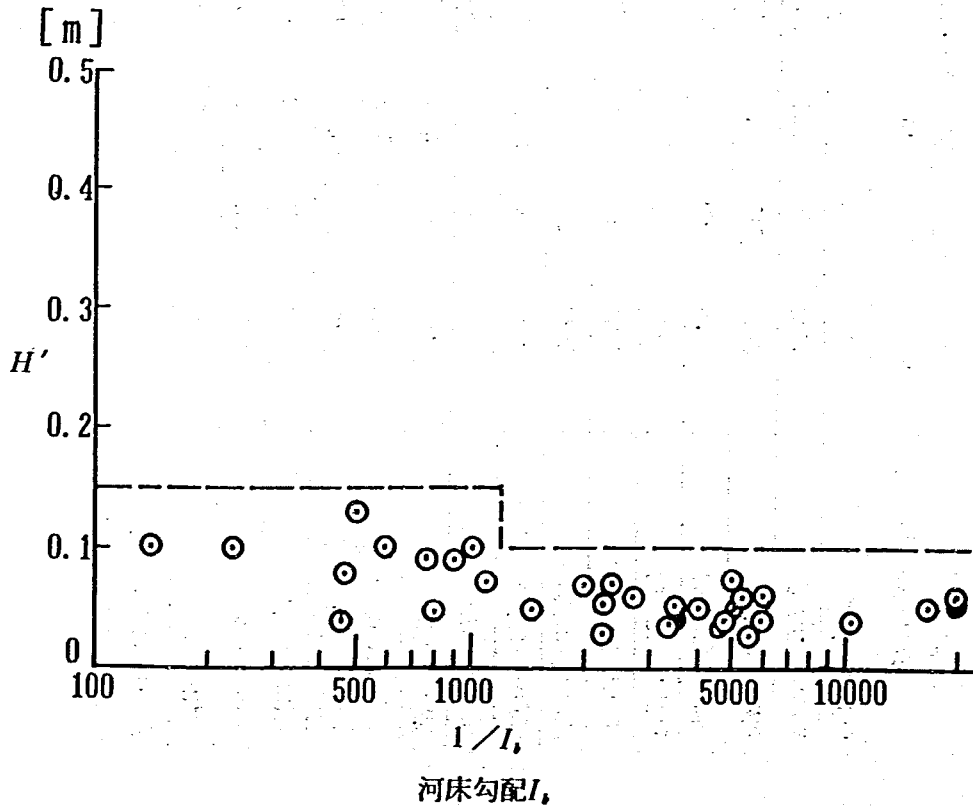


図-5.5 H' と I_b との関係

5.5 高規格堤防の設計に適用する際の留意事項

5.5.1 堤防天端高、疎通能力の縦断変化が越流水深に与える影響

河道設計手法、施工法、河道管理などにおける回避することが實際上困難な種々の要因により、堤防天端高や疎通能力の設計値と実際との間にズレが生じることが考えられる。このズレに起因する越流水深が前節までに見積もった水位変動による越流水深と同程度かそれより大きい場合、越流水深に与えるこのようなズレの影響を無視して行なった前節の見積り結果は無意味となる。すなわち、越流水深は、水位変動よりも堤防天端高、疎通能力の縦断変化に支配されることになる。そこで、本項では、前節で見積もった水位変動による越流水深が意味を持つための条件（堤防天端高および疎通能力の縦断変化に関する）を明らかにする。なお以下では、越流水深の見積り値を15cmとして検討を進める。

(1) 堤防天端高について

1) 短いピッチの堤防高凹凸

堤防高に短いピッチで縦断的な凹凸があると、凹凸の比高と同程度の越流水深を持つ越流が生じる。このことから次の条件が得られる。

$$\text{短いピッチの堤防高凹凸の比高} \leq 15\text{cm} \quad (5.9)$$

ここで比高は、縦距100m程度の区間にわたって平均した堤防高と設計天端高との差として求める。

2) 長いピッチの堤防高凹凸

ある地点から下流方向に、堤防高が設計天端高から離れて減少する場合、その地点から下流で越水が発生する。その最大越流水深が越流水深見積り値以下となる条件から以下の基準が得られる。

$$\text{長いピッチの堤防高凹凸の比高} \leq 11/F, [\text{cm}] \quad (5.10)$$

ここで比高は、数km区間にわたって平均した堤防高と設計天端高との差として求める。上式の誘導については付録6を参照されたい。上式は急流河川 ($F, > 0.5$ が目安) には適用できない。

(2) 疎通能力について

ある地点から下流方向に疎通能力が減少する場合、その地点を中心として越水が発生する。その最大越流水深が越流水深見積り値以下となる条件から以下の基準が得られる。

$$\text{疎通能力比} \geq 1 / (1 + 0.023/F) \quad (5.11)$$

ここで、疎通能力比は、[下流側疎通能力/上流側疎通能力] で定義される。上式の誘導については付録6を参照されたい。上式は極端な急流河川 ($F, > 0.7$ が目安) には適用できない。

(3) まとめ

表-5.1に示した代表地点のほとんどの F 、(河道満杯流れ時)は0.2~0.45の範囲に入る。5.4に示した水位変動による越流水深見積り値が有効になるための条件は以下ようになる。

	F			
	0.2	0.3	0.4	0.5
短いピッチの堤防凹凸の比高	15cm以下	15cm以下	15cm以下	15cm以下
長いピッチの堤防凹凸の比高	55cm以下	37cm以下	28cm以下	22cm以下
疎通能力減少地点の疎通能力比	0.90以上	0.93以上	0.95以上	0.96以上

水位変動による越流水深見積り値を1章で述べた堤防改良設計の参考とする場合、これらの条件の数値が河道設計、施工、河道管理を通して達成されることが前提となる。

なお、上記の数値は、堤防高や疎通能力の縦断変化パターンの中で最も厳しいもの（疎通能力や堤防高の下流方向の急減）を想定している。起こり得る縦断変化パターンを限定すれば（例えば、疎通能力や堤防高の下流方向の急減がなく、減少があっても数kmにわたる緩やかなもの）、上記の条件をさらに緩めることができる。

5.5.2 不定流計算による越流水深に水位変動が重なる場合の越流水深

今までは、堤防満杯流れ時の水位変動による越流を考えてきた。ここでは、不定流・不等流計算による水位（変動を均した平均水位に相当）が堤防天端高を上回るという予測結果が得られた区間に水位変動が重なった場合の越流水深の見積り方法を示す。以下の説明では、水深、水位についてcmの単位を用いる。

(1) 水位変動による越流水深 H' の概略の算出過程

5.4までに示した水位変動による越流水深 H' の算出過程は概略つぎのように表わされる。

$$H' = (\Delta H_A + 5 \text{ cm}) \times 0.6 \times \alpha \quad [\text{単位: cm}] \quad (5.12)$$

①

河床に起因する水位変動量

②

風の吹き寄せによる水位変動量

③

等価越流量を得るための補正係数 (5.2 参照)

④

越流による河道流量減少による分散効果

($\alpha = H'/H$)

表-5.1に示した代表地点についての式各項の数値の傾向は以下のようなものである。

◇河床勾配 I_b が1/1200を越える場合：上式①～③（ $=H$ ）が30cm。上式④（ $=\alpha$ ）が0.5。

→ H' が15cm程度

◇河床勾配 I_b が1/1200以下の場合：上式①～③（ $=H$ ）が25cm。上式④（ $=\alpha$ ）が0.4。

→ H' が10cm程度

(2) 水位変動による越流水深 H' と不定流計算による越流水深の足し合わせ

1) 足し合わせの考え方

- a) 不定流・不等流計算結果（流れの計算に越流を考慮）による越流水深を X とする。
- b) 越流を起こさせない条件での不定流・不等流計算結果による堤防天端を基準とした水位（=天端上水深）を X_0 とする。すなわち、 $X_0 \times \alpha = X$
- c) X_0 に(5.12)式の①～②を足し合わせて、それに③と④（ $=\alpha$ ）を掛けたものを最終的な越流水深（不定流計算による越流水深に水位変動が重なる場合の越流水深）とする。

2) 足し合わせの計算

1)の考え方に従い、また(1)の内容を考慮することにより次式が得られる。

足し合わせ後の越流水深 $H_T =$

$$0.6\alpha (X_0 + \Delta H_A + 5 \text{ cm}) = 0.6\alpha X_0 + 0.6\alpha (\Delta H_A + 5 \text{ cm}) = 0.6X + 0.6\alpha (\Delta H_A + 5 \text{ cm})$$

$$= \begin{cases} 0.6X + 15 \text{ cm} & \dots\dots I_b > 1/1200 \\ 0.6X + 10 \text{ cm} & \dots\dots I_b \leq 1/1200 \end{cases} \quad [\text{単位: cm}] \quad (5.13)$$

次式の条件が成立しない時には、変動する水位の下限值も堤防天端高を上回るようになるので、(5.12) 式③項の補正係数が0.6でなくなる。

$$\Delta H_A > (X/\alpha) + 5 \text{ cm} \quad (5.14)$$

この時には、この補正係数として、0.6の代りに次式で表わされる β を用いなければならない。

$$\beta = \left[\frac{1}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{X/\alpha - \Delta H_A + 5 \text{ cm}}{X/\alpha + \Delta H_A + 5 \text{ cm}} \right)^{3/2} \right\} \right]^{2/3} \quad (5.15)$$

この β は、図-5.1に示した考え方を応用して求めたものである。(5.14) 式が成立しない時の H_T は次式で表わされる。

$$H_T = \beta \alpha (X_0 + \Delta H_A + 5 \text{ cm}) = \beta X + \beta \alpha (\Delta H_A + 5 \text{ cm}) \quad [\text{単位: cm}] \quad (5.16)$$

以上より得られる H_T と X との関係を図-5.6に示す。この図から、越流を考慮した不定流・不等流計算により発生が予測される越流水深 X に水位変動が重なった時の越流水深 H_T を概略見積ることができる。越流水深 H_T は、 H や H' と同様に、越流公式に代入することにより平均的な越流量が算出されるように定義されている。したがって、越流公式を用いて H_T から単位幅当たりの越流量を直接求めることができる。

5.5.3 まとめ

第1章で述べたように、洪水流の水位変動を予測するための情報と理論の蓄積は不十分であり、以上に示した見積り結果は、現在適用し得る技術的知見の範囲で発生すると予想されたものとして解釈する必要がある。

水位変動による越流は、堤防越流の1つの原因に過ぎないから、発生すると予想される越流の見積りに当たっては、水位変動による越流に加えて、越流を考慮した不定流・不等流計算によって発生が予測される越流、堤防天端高や疎通能力の縦断変化などによる越流を総合的に勘案して、本章で示した内容を適切に組合わせることが肝要である。

実際の高規格堤防の設計に当たっては、このようなことを考慮して、図-5.6の H_T を最低でも15cmとしているようである。

1章2節で述べたように、越水による堤防への外力は単位幅当たりの越流量であるから、高規格堤防の設計における越流外力の見積りに当たっては、越流水深を単位幅当たりの越流量に換算しなければならない。今まで示してきた越流水深は、越流外力としての越流量に換算されるためのものであり、越流水深自体が高規格堤防の設計条件になるわけではない。

越流水深を単位幅当たりの越流量に換算する際には越流公式を用いることになるが、この時採用すべき越流係数値が問題になる。越流量算定法の理論的整合性を重視する立場からは、本研究で越流水深を求める際に用いた越流係数値を、越流量に換算するための越流係数値としてそのまま用いなければならないことになる。しかし、実際の高規格堤防の天端が様々な土地利用形態をとること、また、厳しい天端高管理をするにしても実際の天端高には設計値とのいくらかのズレが生じることを避け得ないこと、これらの状況（天端での土地利用形態、天端高の設計値からのズレ幅）を固定的に設定することがほとんど不可能であることを考慮した時、みかけの理論的整合性よりも越流による堤防破壊の防止という目的にかなう

設計外力の算定を重視する立場からは、第一の立場とは異なる越流係数設定法が選択され得る。すなわち、越流水深を求める際には考えられる越流係数の幅の中で小さめの値を採用し（予想される越流水深の上限値に対応）、単位幅当たりの越流量を求める際には、考えられる越流係数の幅の中で大きめの値を取る（予想される越流量の上限値に対応）という方法である。異なる2つの越流係数値を設定することは、起こり得ない現象を無理に想定していることには必ずしもつながらない。このことは、たとえば、越流区間のほとんどの場所では上記の小さめの越流係数値に対応した堤防形状となり、それに応じた越流水深が発生する一方で、この越流区間の一部に大きめの越流係数値に対応した堤防形状が存在する場合を想定すれば容易に理解される。構造物設計という観点からは、考え得る範囲内で、このような堤防にとって厳しい状況を想定することの方がむしろ合理的であると判断される。

本研究は、1章で述べたように、越流による堤防破壊防止を目的とした設計外力の見積りを目的としていることから、上記の2つの立場のうちの後者の立場にある。したがって、越流水深に直結する水位計算に用いる越流係数（5章4節の H'/H を求める際の C 値（無次元形）；単位幅当たりの越流量 $q=(2g)^{1/2}CH^{3/2}$ で定義される）としてやや小さめの値を用いている^(注)。この立場で一貫して考えるのであれば、単位幅当たりの越流量を求める際の越流外力として、これより大きめの値を用いることの方が適切である。この場合に採用する C 値は、天端での土地利用形態や天端高の設計値からのズレ幅から考えられる越流係数の幅の中で大きめの値に対応することになる。

高規格堤防の実際の設計においては、今まで述べてきた2つの立場のうち後者の立場からの越流係数設定が行なわれているようである。

注) 4.2.2では、越流量から越流水深を求めるために越流公式が用いられており、越流公式の使われ方がここで
の議論と異なるので、考えられる越流係数値幅の中のやや大きめの値が用いられる。

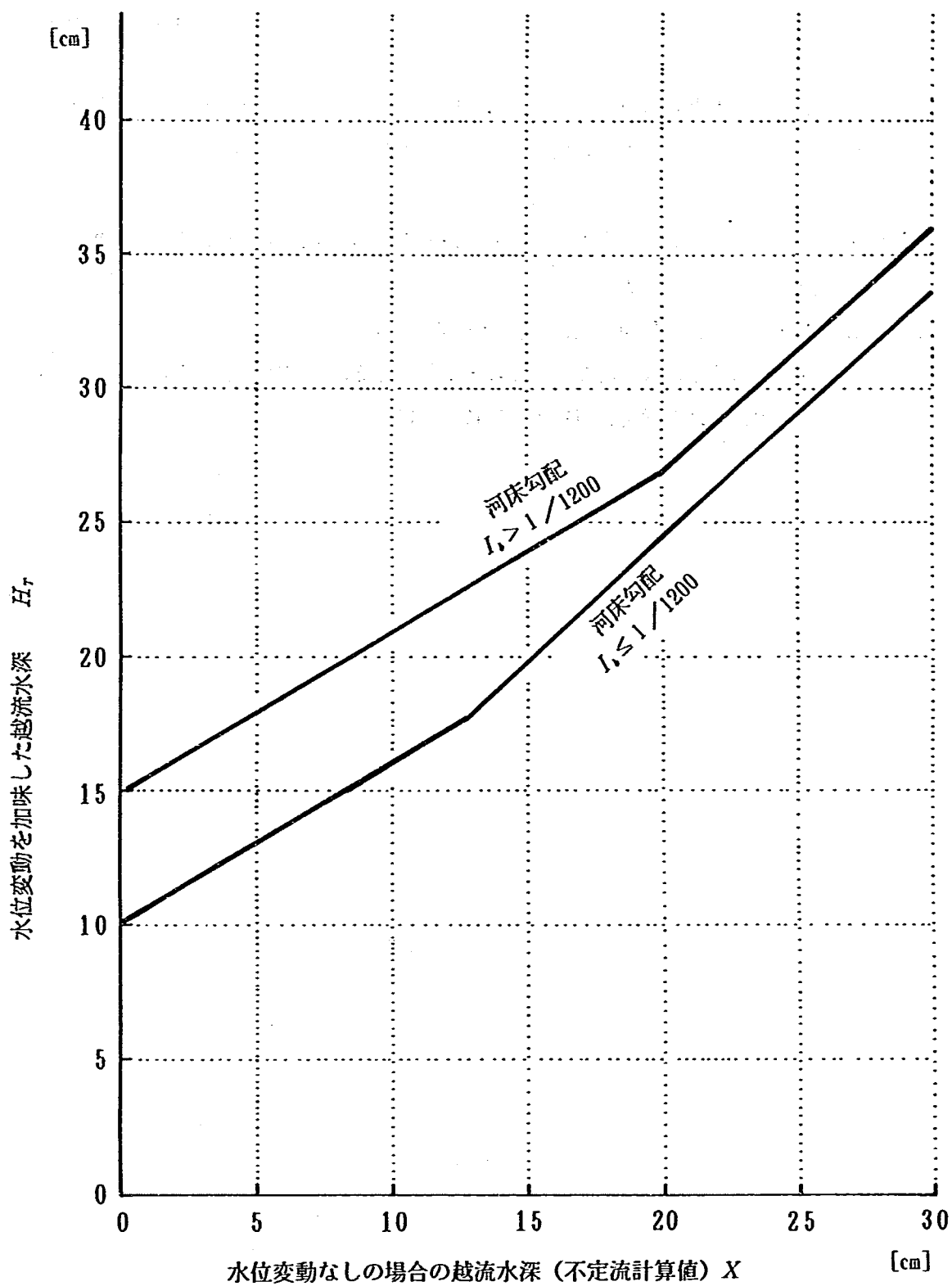


図-5.6 不定流計算により計算される越流水深に水位変動が重なる場合の越流水深

参考文献

※付録の参考文献も含む

- 1) 河川審議会：「超過洪水対策及びその推進方策について」についての答申、昭和62年3月。
- 2) 建設省河川局監修：今後の河川整備はいかにあるべきか、(社)日本河川協会、
pp. 103~115、1991.
- 3) 石川忠晴：堤防越水をとみなう直線矩形断面河道の水面形、第26回水理講演会論文集、
pp. 417~422、1982.
- 4) 土木学会：水理公式集、昭和60年版、pp. 531~532、1985.
- 5) 米元卓介：洪水時の流木が橋梁及び堤防に及ぼす影響とその対策に関する研究、
早稲田大学理工学研究所報告、第17号、1961.

付 録

- 付録1 砂堆による水位変動の性質を把握する方法
- 付録2 交互砂州による水位変動の性質を把握する方法
- 付録3 粗度係数の縦断的変動による水位変動の性質を把握する方法
- 付録4 水位変動が生じている区間が短い場合の H'/H の下限値の推定法
- 付録5 水位変動が生じている区間が長い場合の H'/H の推定法
- 付録6 堤防天端高、疎通能力の縦断変化が越流水深に与える影響の推定法

Journal of Management Education 30(6)p.789-804
© The Author(s) 2006

付録1 砂堆による水位変動の見積り方法

砂堆形状を正弦波で近似する。流れの縦断面について2次元ポテンシャル理論を適用し、河床と水面の境界条件について微小振幅の仮定に基づく線形近似を行うと、水面形も正弦波となり、河床高の振幅 a_b と水面高の振幅 a_s の比が次式で表わされる。

$$\frac{a_s}{a_b} = \left\{ \frac{\tanh(kh)}{kh F_r^2} - 1 \right\} \cosh(kh) \quad (\text{A 1. 1})$$

$$kh = \frac{2\pi h}{L} \quad (\text{A 1. 2})$$

ここで、 h ：平均水深、 L ：砂堆波長、である。

砂堆の場合 h/L が0.2程度であることから $h/L = 0.2$ を上式に代入し、また、砂堆の波高 $2a_s = 0.3h$ とおくと、次式が得られる。

$$\frac{a_s}{h} = \frac{0.15}{\frac{1.27}{F_r^2} - 1.9} \quad (\text{A 1. 3})$$

付録2 交互砂州による水位変動の見積り方法

交互砂州の縦断方向と横断方向の形状をともに正弦波で近似する。3次元ポテンシャル理論を適用し、河床と水面の境界条件について微小振幅の仮定に基づく線形近似を行うと、水面形も縦・横断方向ともに正弦波となる。この時、側壁沿いの河床高の振幅 a_b と水面高の振幅 a_s の比が次式で表わされる。

$$\frac{a_s}{a_b} = \left\{ \frac{\tanh(\beta h)}{F_r^2 k^2 h^2 / (\beta h)} - 1 \right\} \cosh(\beta h) \quad (\text{A 2. 1})$$

$$kh = \frac{2\pi h}{L} \quad (\text{A 2. 2})$$

$$\beta h = 2\pi \frac{h}{L} \left\{ 1 + \left(\frac{L}{b_s} \right)^2 \right\}^{1/2} \quad (\text{A 2. 3})$$

ここで、 h ：平均水深、 L ：交互砂州波長、 b_s ：水路巾 B の2倍、である。(A 2. 1) 式は次のように変形できる。

$$\frac{a_s}{a_s} = \left[\frac{\tanh [2 \pi h / L \cdot \{1 + (L/b_s)^2\}^{1/2}]}{2 \pi h / L \cdot \{1 + (L/b_s)^2\}^{-1/2} \cdot F_r^2} - 1 \right] \cdot \cosh [2 \pi h / L \cdot \{1 + (L/b_s)^2\}^{1/2}] \quad (\text{A2. 4})$$

$L/b_s = 6$ とし、 $B/h = 15 \sim 60$ より $h/L = 1/180 \sim 1/720$ とおくと、次式が得られる。

$$\frac{a_s}{a_s} = \frac{37}{F_r^2} - 1 \quad (\text{A2. 5})$$

砂州の波高 $2 a_s$ が平均水深の $1 \sim 3$ 倍とおくと、次式が得られる。

$$a_s/h = \begin{cases} 0.5 / (37/F_r^2 - 1) \\ \updownarrow \\ 1.5 / (37/F_r^2 - 1) \end{cases} \quad (\text{A2. 6})$$

付録3 粗度係数の縦断的変動による水位変動の見積り方法

広長方形断面の一樣水路における流れについての1次元解析を考える。マンニングの粗度係数の縦断平均値の自乗を N とし、粗度係数の自乗の N からのズレを ΔN とおく。また、粗度係数の縦断平均値に対する等流水深を h_0 、粗度係数の変動による h_0 からの水深のズレを Δh とする。不等流の基本方程式を ΔN 、 Δh について Taylor 展開し、1次の項までを取ると次式が得られる。

$$(1 - F_r^2) \frac{d}{dx}(\Delta h) = -\Delta N \cdot q^2 h_0^{-10/3} + \frac{10}{3} N q^2 h_0^{-13/3} \cdot \Delta h \quad (\text{A3. 1})$$

ここで q : 単位巾当たりの流量、 x : 流下方向に沿った座標である。

ΔN を次のようにおく。

$$\Delta N = a_N \sin(kx) \quad (\text{A3. 2})$$

式 (A3. 2) を式 (A3. 1) に代入し、 Δh の振幅について解くと次式が得られる。

$$\Delta h \text{ の振幅 } a_h = h_0 \cdot \frac{a_N}{N} \frac{1}{\left[(1 - F_r^2)^2 4 \pi^2 \left(\frac{h_0}{L I} \right)^2 + \frac{100}{9} \right]^{1/2}} \quad (\text{A3. 3})$$

ここで、 $k = 2 \pi / L$ 、 I : 河床勾配である。

付録4 水位変動が生じている区間が短い場合の H'/H の下限値の推定法

広長方形断面を持ち縦断方向に一樣な水路を考える。流量を Q 、 Q に対応した等流水深を h とする。流量 Q が ΔQ だけ減少した時の等流水深を $h_0 - \Delta h$ とする。 $\Delta h/h \ll 1$ 、 $\Delta Q/Q \ll 1$ と仮定し、シェジ一型の抵抗則を用いると、近似的に次式が得られる。

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{2}{3} \frac{\Delta Q}{Q} \quad (\text{A4. 1})$$

堤防満杯流れが生じている場合に、長さ l の区間で水位を H 上昇させる要因が作用した状況を扱う。この区間での越流による流量減少量 ΔQ が次式で表わされるとする。

$$\Delta Q = C \sqrt{2g} l H^{3/2} \quad (\text{A4. 2})$$

ここで、 C は越流係数である。式(A4. 2)を式(A4. 1)に代入することによって、越流による流量減少に応じた等流水深の減少分 Δh が次式で表わされる。

$$\Delta h = \frac{2}{3} \frac{C \sqrt{2g} l H^{3/2}}{Q} \cdot h_0 \quad (\text{A4. 3})$$

H' に関して次式が成立する。

$$H' > H - \Delta h \quad (\text{A4. 4})$$

上式の不等号が成立するのは以下の理由による。

①水位上昇要因が作用している長さ l の区間では越流による水位低下が生じるが、式(A4. 2)ではその水位低下を見込んでおらず、 ΔQ が過大評価されている。

②越流による水位減少が上記の Δh に達するのは越流区間の最下流端においてであり、その上流の水位は最下流端水位よりも高い。

式(A4. 3)と式(A4. 4)から次式が得られる。

$$\frac{H'}{H} > 1 - \frac{2}{3} \frac{C \sqrt{2g} l H^{3/2} \cdot h_0}{Q} \quad (\text{A4. 5})$$

付録5 水位変動が生じている区間が長い場合の H'/H の推定法

広長方形断面を持ち縦断方向に一樣な水路において、本編図-5. 3c)に示す流れが生じている状況を考える。越流区間より下流の流量を Q 、その流量に対応する等流水深を h とする。図-5. 3c)に示す流れについては、石川による解析法²⁾があり、それによると H'/H は次式で表わされる。

$$\frac{H'}{H} = \frac{-\gamma + (\gamma^2 + 6\Delta h \cdot \delta)^{1/2}}{2\delta \cdot \Delta h} \quad (\text{A5. 1})$$

ここで、 $\Delta h = H/h_0$ である。また、 γ 、 δ は次式で表わされる。

$$\gamma = \frac{(3\beta + bp^*) \pm \{(3\beta + bp^*)^2 + 8\beta b(\alpha - 1)\}^{1/2}}{4\beta} \quad (\text{A5. 2})$$

$$\delta = \frac{(1-\alpha)a + (2\gamma - 3\alpha)b - (a+b)\gamma p^* - b\gamma^2 p^* - \beta(3-\gamma^2)\gamma}{2\{bp^* + 3(1-\gamma)\beta\}} \quad (\text{A5. 3})$$

ここで、 $a=2$ 、 $b=0.12$ 、 $p^*=1$ であり、また α と β は次式で表わされる。

$$\alpha = \frac{1}{Fr^2} \quad (\text{A5. 4})$$

$$\beta = Fr \cdot \frac{B}{C\phi^2 h_0} \quad (\text{A5. 5})$$

ここで、 Fr ：越流区間より下流の流れのフルード数、 B ：川巾、 ϕ ：流速係数、 C ：無次元形表示の越流係数（式（A4. 2）参照）、である。

式（A5. 2）～式（A5. 5）からわかるように、 H'/H は H/h_0 、 Fr 、 $B/(C\phi^2 h_0)$ の関数となる。式（A5. 2）の正符号を根とし、式（A5. 1）～式（A5. 5）を解くことにより、本編の図-5. 4が計算される。

付録6 堤防天端高、疎通能力の縦断変化が越流水深に与える影響の推定法

（1）堤防天端高の縦断変化について

堤防天端高が下流方向に急に減少する場合に発生する越流水深は、本編図-5. 3 c) に示した状況での H' に対応する。 H' は次のように変形できる。

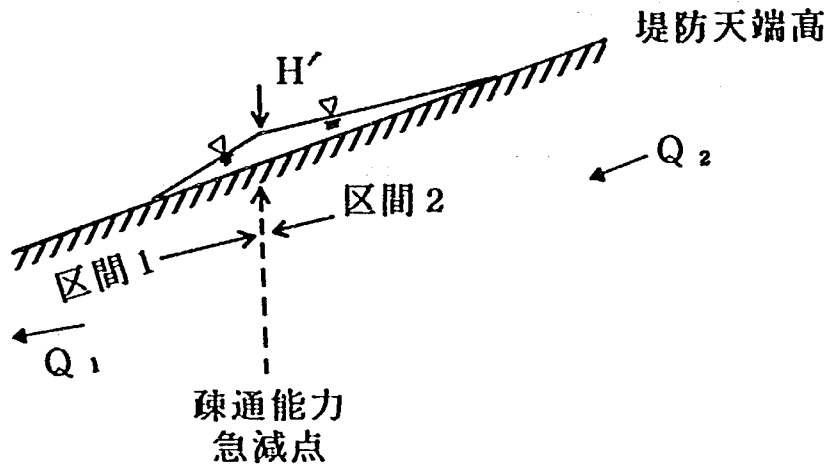
$$H' = \frac{H'}{H} H \quad (\text{A6. 1})$$

H'/H に関する本編図-5. 4を見ると、 $B/(C\phi^2 h_0) = 0.2 \sim 0.4$ の範囲で $Fr < 0.5$ の場合、 $H'/H \approx 1.4 Fr$ と近似できることがわかる。堤防天端高の減少量を H とし、 H' が越流水深の見積り値15cm以下という条件から次式が得られる。

$$\text{堤防天端高の減少量} \leq \frac{11}{Fr} \quad [\text{単位；cm}] \quad (\text{A6. 2})$$

(2) 疎通能力の縦断変化について

広長方形断面を持ち縦断方向に一樣な水路において、ある地点から下流で堤防満杯流れ時の流量が Q_2 から Q_1 に急減する状況を考える。上流で堤防満杯流れ状態であった洪水流は、この疎通能力急減点を中心に図-A 6. 1 に示すような越流を起こす。



図A 6. 1 疎通能力の急減による越流

最大越流水深 H' は疎通能力急減点で生じる。石川による解析法⁹⁾を用いると、区間2における Q_2 に対する等流水深 h_{02} と H' との比に関する次式が得られる。

$$\frac{H'}{h_{02}} = \frac{-(\gamma_2 - R\gamma_1) \pm \{(\gamma_2 - R\gamma_1)^2 - 4(\delta_2 - R\delta_1)(1-R)\}^{1/2}}{2(\delta_2 - R\delta_1)} \quad (\text{A 6. 3})$$

ここで $R=Q_1/Q_2$ である。また、 γ と δ はそれぞれ式(A 5. 2)、式(A 5. 3)から求める。添字1の γ と δ は区間1の諸元から求まる α 、 β より求め(式(A 5. 2)の正符号の根を採用)、添字2の γ と δ は区間2の諸元から求まる α 、 β より求める(式(A 5. 2)の負符号の根を採用)。

ここで、越流させない条件で流量 Q_2 が区間1を流下した場合の等流時の水位から堤防天端高を差し引いたものを H とおく。 H'/H は次のように変形できる。

$$\frac{H'}{H} = \frac{H'/h_{02}}{H/h_{02}} \quad (\text{A 6. 4})$$

また、 Q_2 から Q_1 への変化が河積ではなく粗度係数の変化で生じているとすると、次式が成立する。

$$F_{r1} = F_{r2}R \quad (\text{A 6. 5})$$

$$\left[\frac{B}{C\phi^2h_0}\right]_1 = \left[\frac{B}{C\phi^2h_0}\right]_2 \frac{1}{R^2} \quad (\text{A 6. 6})$$

$$H/h_{02} = 2/3 \cdot (1-R)/R \quad (\text{A 6. 7})$$

ここで添字1, 2はそれぞれ区間1, 2に対応する水理量であることを表す。式(A 6. 3)～式(A 6. 7)より、 H'/H が R 、 $[B/(C\phi^2h_0)]_2$ 、 F_{r2} の関数となることがわかる。図-A 6. 2に、 $H'/H \sim F_{r2}$ 関係の計算例を示す。

H' は次のように変形できる。

$$H' = H \frac{H'}{H} = \frac{H'}{H} \frac{H}{h_{0.2}} h_{0.2} \quad (\text{A6. 8})$$

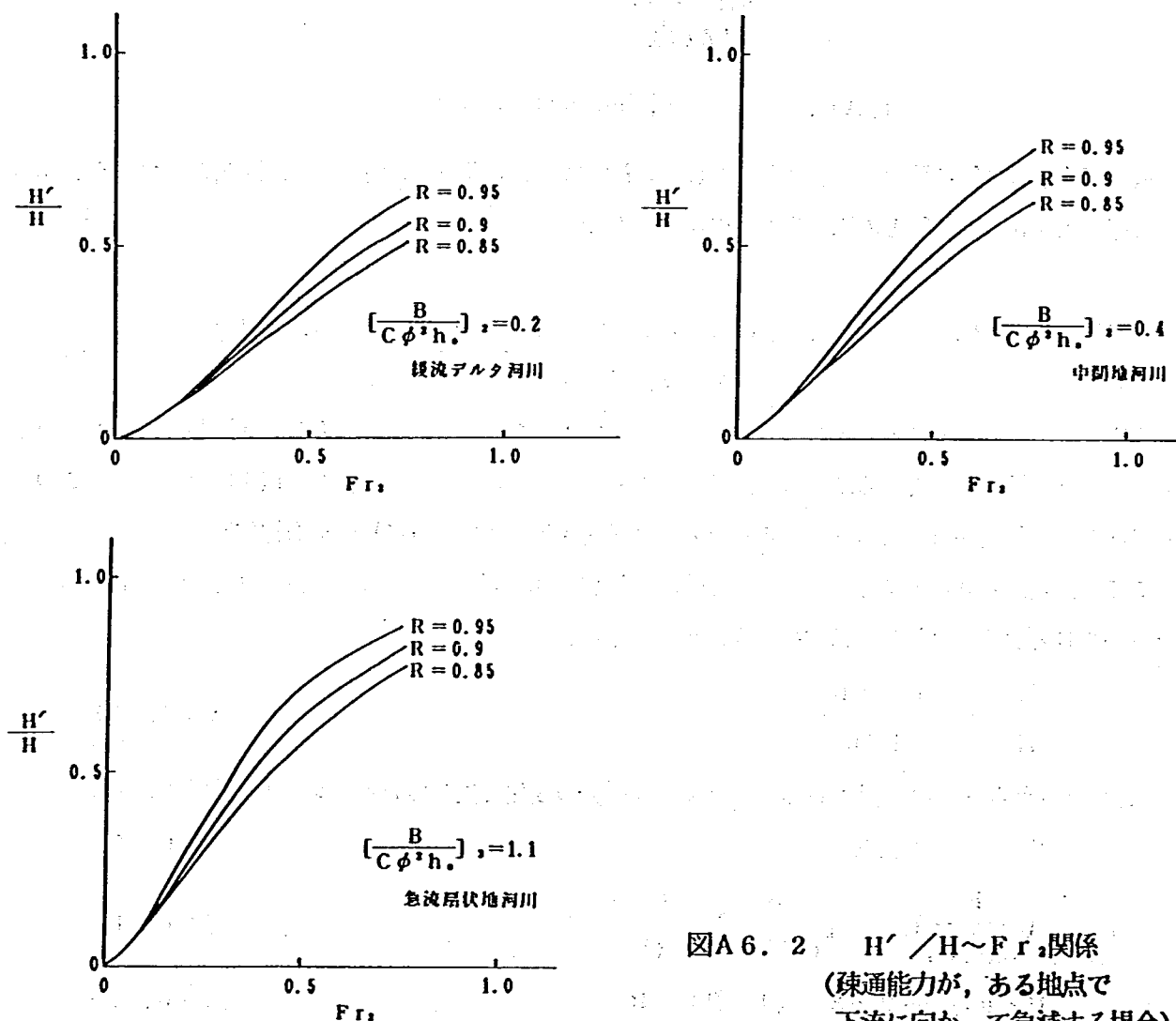
図-A6. 2から、 $[B/(C\phi^2 h_0)]_2 = 0.2 \sim 0.4$ の範囲では、 $H'/H \approx F_{r,2}$ と近似できることがわかる。この近似と式(A6. 7)を用いると、式(A6. 8)は次のように変形できる。

$$H' = F_{r,2} \cdot \frac{2}{3} \frac{1-R}{R} h_{0.2} \quad (\text{A6. 9})$$

H' が越流水深の見積り値である15cm以下という条件から、次式が得られる。

$$R \geq \frac{1}{1 + \frac{0.023}{F_{r,2}}} \quad (\text{A6. 10})$$

なお、上式を求める際には $h_{0.2} = 1.0 \text{ m}$ を用いている。



図A6. 2 $H'/H \sim Fr_2$ 関係
(疎通能力が、ある地点で
下流に向かって急減する場合)

堤防満杯時の水位変動による堤防越流
—高規格堤防の水理設計のために(1)—

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3161号
平成 5 年 3 月 (1993)
山本晃一・藤田光一

要 旨 : 平均水位が堤防天端高に等しいか少し下回る場合であっても、水位に時間的・空間的変動があると堤防越流が起り得る。このため、超過洪水発生時の堤防越流量を見積る際には、不定流計算等により求まる平均水位と堤防天端高との差に加えて、水位変動の影響を考慮しなければならない。そこで、実測水位データの解析、水理計算等により洪水時の水位変動特性を調べ、水位変動量を見積った。次に、堤防越流量(堤防天端高に等しい平均水位を発生させる流量)時の水位変動が堤防越流に与える影響を解析し、この時の堤防越流量を求めた。以上を総合して、堤防越流量の見積りにおいて水位変動の影響を加味する手法を提案した。

キーワード: 高規格堤防、設計水位、堤防越流、水位変動、超過洪水対策

郵便はがき

切手
はって
下さい

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部河川研究室 行

№ _____

№ _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3161号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印