

土 木 研 究 所 資 料

首都圏外郭放水路の流入立坑に関する水理模型実験

平成6年2月

建設省土木研究所
河川部都市河川研究室

Copyright ©1994 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, 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。

首都圏外郭放水路の流入立坑に関する水理模型実験

室 長 栗 城 稔
研究員 木 内 豪
田 中 義 人

要 旨

本報告書は、首都圏外郭放水路の流入立坑の形式を選定するために行った水理模型実験の内容と計測結果を整理・分析した結果をとりまとめたものである。選定形式の対象としたのは、接線式渦流立坑、複断面型渦流立坑およびプランジ型立坑の3つで、自由落下時の減勢効果や圧力流れ時の損失特性、連行空気量、騒音などについて検討した。

キーワード：渦流式立坑，複断面型立坑，減勢効果，損失水頭，連行空気量，キャビテーション，騒音

目 次

第1章 概 要	1
1.1 首都圏外郭放水路の概要	1
1.2 模型実験の目的	1
1.3 流入立坑の予備設計	2
第2章 水理模型実験の装置と方法	5
2.1 水理模型実験の流れ	5
2.2 相似則と縮尺模型	6
2.3 実験装置	6
2.4 計測項目と計測装置	6
2.5 実験方法	7
第3章 従来型渦流立坑の水理特性	11
3.1 立坑内が開水路流れの場合	11
3.1.1 流況の観察結果	11
3.1.2 導水部の流速分布	11
3.1.3 漸縮部上端水深の推定	12
3.1.4 ピエゾ計水頭の流下方向変化	14
3.1.5 立坑内螺旋流の流速	14
3.2 立坑内が圧力流れの場合	26
3.2.1 流況の観察結果	26
3.2.2 実験模型のエネルギー損失	26
3.2.3 導水部水位がエネルギー損失に及ぼす影響	28
3.2.4 導水部形状がエネルギー損失に及ぼす影響	28
3.2.5 立坑内におけるピエゾ計水頭の流下方向変化	29
3.2.6 渦流状態における立坑内壁面圧力とエネルギー損失量の推定	30
3.2.7 立坑径及び漸縮部下端幅と損失水頭の関係	33
3.2.8 減勢池でのエネルギー損失	33
第4章 複断面型渦流立坑の水理特性	58
4.1 概 要	58
4.2 複断面型とプランジ型の流況	58
4.2.1 複断面型の流況（開水路流れ）	58

4.2.2	複断面型の流況（満管流れ）	59
4.2.3	プランジ型の流況	59
4.3	自由落下時に適正な螺旋流を形成するための導水部形状	59
4.4	自由落下時に設計流量を低水路のみで通過させるための段差	60
4.5	複断面型渦流立坑のエネルギー損失特性	60
4.6	減勢池底面にかかる水圧	67
4.7	キャビテーション	68
第5章	連行空気量の計測結果	83
5.1	概要	83
5.2	連行空気量の相似則	83
5.3	開水路流れの計測結果	84
5.4	圧力流れの計測結果	85
第6章	騒音の計測結果	91
6.1	騒音レベルの定義	91
6.2	騒音レベルの相似則	91
6.3	ダムの放流騒音の計測	91
6.4	水理模型を用いた騒音計測	93
第7章	首都圏外郭放水路流入立坑の形状設計	99
7.1	設計の基本事項	99
7.2	流入立坑の形状決定	99
7.2.1	基本条件の設定	99
7.2.2	漸縮部勾配と下端幅の決定	99
7.2.3	導水部上下端水深（自由落下時）の算定	100
7.2.4	エネルギー損失量の算定	100
7.3	連行空気量とエアベントの設計	101
第8章	結 論	103
8.1	本報告書の結論	103
8.2	今後の検討課題	104
謝 辞		105
参考文献		106

第1章 概要

1.1 首都圏外郭放水路の概要

中川・綾瀬川流域では流域開発が急激に進んだことから治水対策が追いつかず、特に近年市街化の進む中流域では浸水による被害は増加の傾向にある。このため、江戸川と中川、倉松川、古利根川の間を結ぶ新たな放水路を建設する首都圏外郭放水路建設事業が進められている。

本放水路は延長約6.3kmで、地下トンネル部は国道16号の地下約50mの洪積層を貫くように設けられる。計画流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ は放水路最下流に設けられる排水機場を介して江戸川へ排水される。地上河川からの分流量と主な諸元を図1-1に示す。無降雨時には放水路内を空にして管理するので、洪水初期には流入水が放水路内にある程度貯留され、放水路内水位が排水機場の吸水槽敷高を越えるとポンプ排水が行われる。したがって、ポンプ排水時には水路内は圧力流れの状態となり動水勾配が形成される。

地上の3河川から分流する洪水は流入立坑により放水路へ導かれるが、洪水初期には高落差を安定して流下し、かつ、落下時に構造物に損傷を及ぼさないようにする必要がある。一方、圧力流れ時には立坑内水位が地上付近へ上昇しており、施設の設計にあたっては計画流量に対して動水勾配線が所定の高さを越えないようにするのはもとより、立坑内水位の背水効果が上流の越流堰まで及ばないような構造にできることが望ましい。また、排水ポンプが急停止してサージングが発生した場合でも各流入立坑及び途中2箇所に設ける予定のサージタンク（発進立坑を転用したもの）の水位が地盤高を越えないようにする必要がある。また、当該事業の費用試算によれば、排水機場に接続する吸水槽の敷高の違いが機場の建設費に及ぼす影響が大きいため、圧力運用時の放水路全体での損失エネルギーをできるだけ小さくして放水路の動水勾配を緩くし、吸水槽の敷高を浅くすることが望ましい。その他にも、排水による江戸川本川の流れや河床への影響、流入立坑での落下水による騒音や振動、トンネル内空気の排除等について水理的検討を要するとみられる。

1.2 模型実験の目的

1.1で述べた水理的な条件を満たすには、開水路流れと圧力流れの双方における流入立坑でのエネルギー損失特性や洪水初期から計画流量時にわたって望ましい流況となる立坑形式について検討する必要があるとともに、放水路の治水能力とその信頼性を定量化するために放水路全体の挙動を把握することも非常に重要である。従来から開水路流れを対象とした各種流入立坑の水理模型実験が行われてきているが、圧力状態のときの水理特性については基礎的データに欠けていることから、主にこの点について明らかにするため水理模型実験を行った。本報告書は、前述してきた水理的条件を満たす流入立坑の形状を決定するために行った模型実験の結果とその解析および立坑形状の水理設計についてまとめたものである。

1.3 流入立坑の予備設計

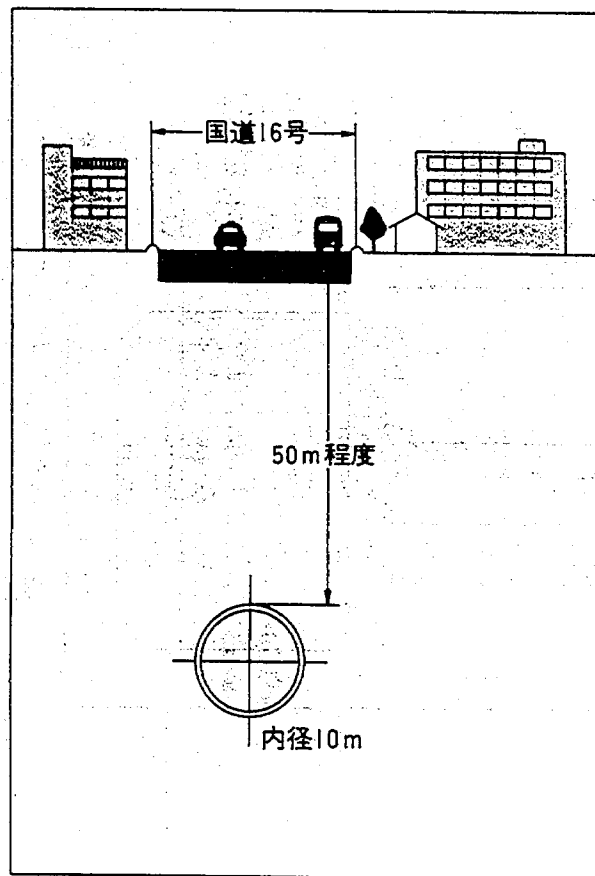
本事業の実施主体である関東地方建設局江戸川工事事務所が行った流入立坑の予備設計では、立坑の形式を接線式渦流立坑とし、立坑の諸元は神田川地下調節池での事例¹⁾を参考に決定されたものである。Jain & Kennedy(1982)によると、当時接線式渦流立坑の適用例は世界でも数例に限られていたが、Milwaukee下水処理域での地下貯留システムの立坑形式として接線式渦流立坑が採用されて以来、わが国での適用例が幾つか見られる。先に述べた神田川地下調節池の他に、五反田川放水路²⁾や江川雨水貯留管³⁾などが同形式の採用を予定している。神田川地下調節池での立坑形式の選定段階では、接線式の他にも階段式、螺旋式について実験が行われており、最終的には施設規模が小さくて済み、安定した流況と高い減勢効率が得られる接線式が採用された。¹⁾

予備設計により決定された実施設（流入立坑）の概略を図1-2に、設計諸元を表1-1に示す。

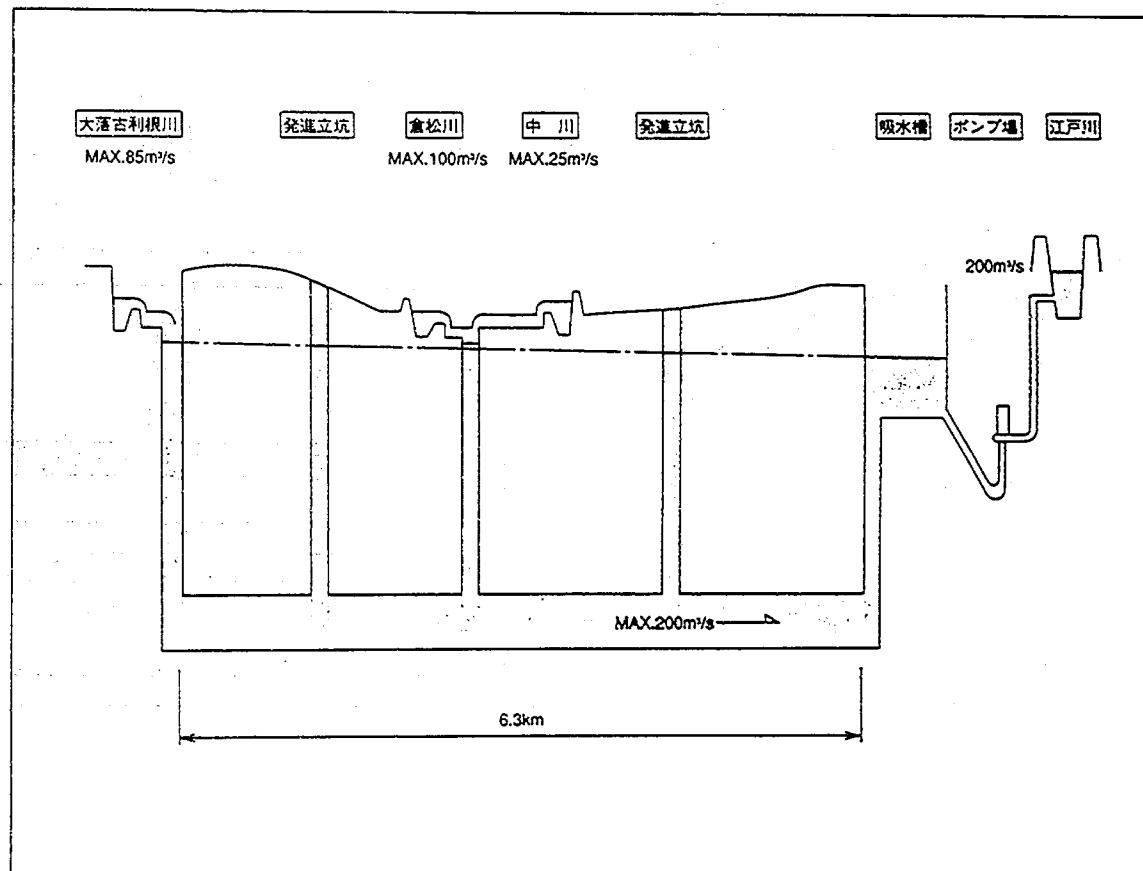
表1-1 実施設の設計諸元

	Q(m ³ /s)	L (m)	e (m)	Z (m)	B (m)	D (m)
倉 松 川	100	21.4	1.13	11.14	8.8	4.08 (9.0)
中 川	25	6.3	0.65	3.28	2.2	2.34 (5.2)
古利根川	85	18.1	1.06	9.42	7.5	3.83 (6.5)

立坑径（D）を表1-1の値にした場合、次章以下で説明する一次実験の結果を基に推定した損失エネルギーが非常に大きくなるため全体の建設費用に及ぼす影響から考えて適当ではないことがわった。また、シールド掘進のための発進立坑内に流入立坑を設けるため立坑径を最小にする必要性が低いことから、立坑径は表1-1の括弧内の値に変更された。それに伴い立坑流入部の形状も修正が必要なため、二次実験における検討結果を踏まえて最終的な流入部の形状の提案を行った。



標準断面図



放水路圧力管運用合流水路方式 全体構成図

図1-1 首都圏外郭放水路の概要図

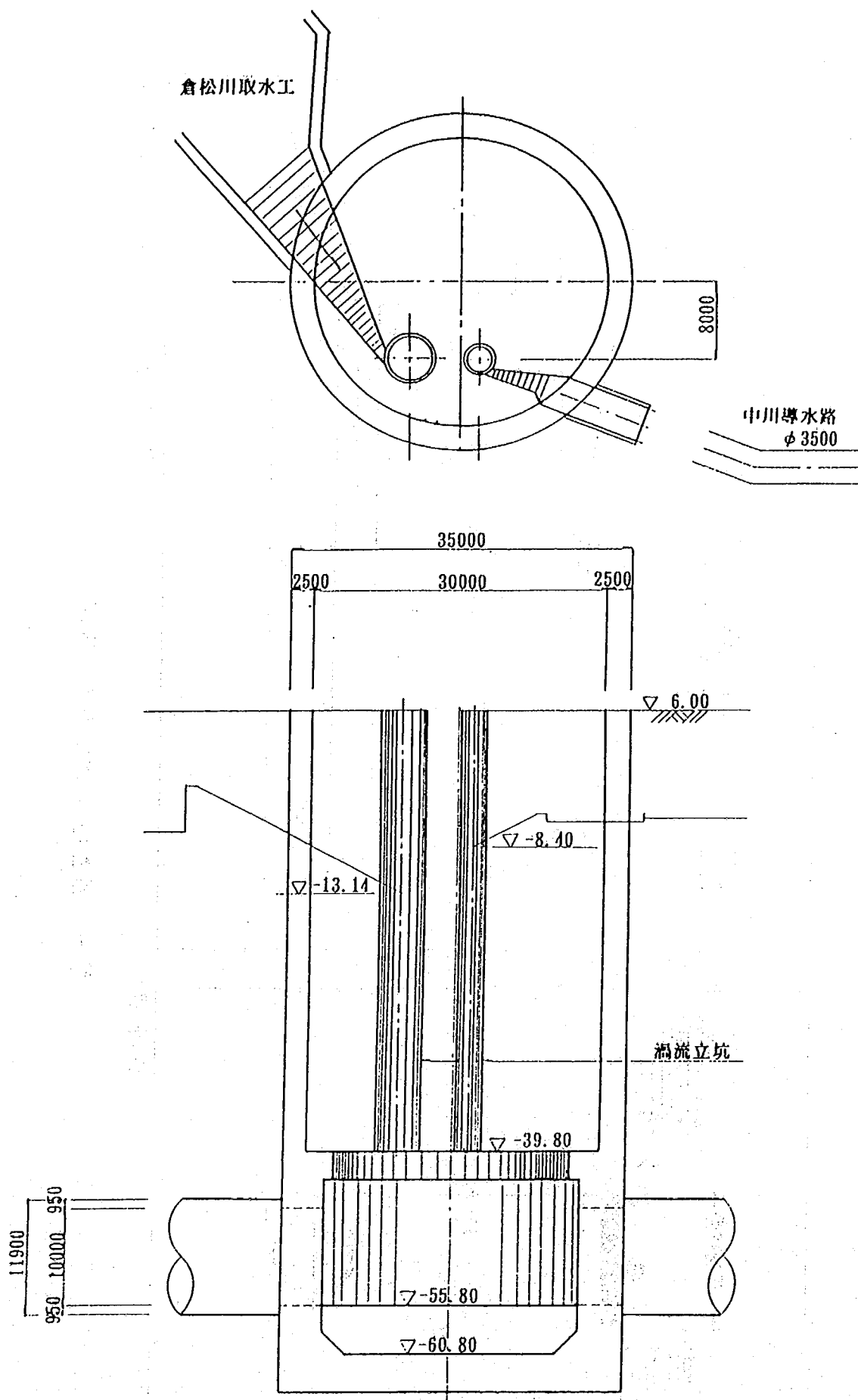


図1-2 流入立坑の概要図

第2章 水理模型実験の装置と方法

2.1 水理模型実験の流れ

立坑の形状諸元を決定するため、二次にわたって水理模型実験を行った。一次実験では神田川地下調節池の流入立坑を参考に決定した当初設計形状案(従来型渦流立坑、図2-1)を基本とし、表2-1に示す10通りの漸縮部形状と立坑径、流量を設定した。一次実験の結果から圧力流れ時の立坑部におけるエネルギー損失が非常に大きいことが明らかとなったため、二次実験では立坑径を一次実験の2倍に変え、また、流入部の形状も従来型(接線式)の他に複断面型及びプランジ型も対象として実験を行った(図2-1)。二次実験で用いた立坑流入部の形状と立坑径及び流量は表2-2の通りである。以下、第3章では一次実験、二次実験の結果のうち従来型渦流立坑の水理特性に関連する実験・解析結果を説明し、第4章で二次実験の複断面型、プランジ型の水理特性及び従来型との比較結果について記述する。さらに、第5,6章では連行空気量および騒音に関する実験結果・観測結果について説明を加え、第7章では第1～6章の内容をもとに立坑の設計形状を決定する。

表2-1 一次実験 (従来型接線式立坑)

ケース	Q(ℓ /s)	D(mm)	B(mm)	L(mm)	z(mm)	c(mm)
A1	9.9, 28.0, 55.9	205	440	615	410	41
A2						51
A3						72
B1				820	410	41
B2						51
B3						72
C1				1230	410	41
C2						51
C3						72
D				1230	615	51

表2-2 二次実験の模型形状と流量

	Q(ℓ /s)	D(mm)	B(mm)	L(mm)	z(mm)	c(mm)
P1(従来型)	55.9	410	440	776	543	185
P2(複断面型)				789	552	185
P3(従来型)						130
P4(複断面型)						130
P5(複断面型)				818	472	80
K1(プランジ型)	28.0,	410	440	804	464	-
K2(従来型)	55.9					100
K3(複断面型)						100
N1(プランジ型)	7.0,	205	110	293	164	-
N2(従来型)	14.0					40
N3(複断面型)						40

2.2 相似則と縮尺模型

水理実験において実物と模型が完全な相似則を満たすには、幾何学的な形状に関する相似、運動学的な相似およびフルード数、レイノルズ数、ウェーバー数、マッハ数に関する相似が成立する必要がある⁴⁾。重力の影響が卓越する流れでは、フルード数に関する相似則が満足されていなければならない。一方、エネルギー損失や空気の連行・輸送は粘性や表面張力の影響を受けるため、レイノルズ数（慣性力と粘性力の比）とウェーバー数（慣性力と表面張力の比）に関して相似であることが要求される。しかし、水理実験で通常の水を用いる場合にはフルード数とレイノルズ数及びウェーバー数の相似を同時に満たすことは不可能である。そこで、対象とする流れの現象の特性に応じて重要性の低いものは相似則の対象から除外するという方法が用いられる。フルード相似のもとで摩擦損失を相似にするためには、摩擦損失係数を模型と実物で等しくするか、粗度係数の縮尺を模型縮尺の1/6乗にする必要がある。空気の連行・輸送については縮尺の異なる模型による実験結果を用いる推定手法がある。

上記の条件を考慮して、実験模型は無歪みとして縮尺は1/20に設定し、フルードの相似則に従った。実験の対象とした立坑は一次実験では倉松川立坑のみ、二次実験では倉松川立坑と中川立坑で、古利根川については倉松川模型の縮尺を読み替えることにより水理量の推定を行うものとした。なお、立坑の鉛直長さ（導水部下端から減勢池上端まで）は厳密に設計案の相似とはなっていないが、無視しうる違いであると判断した。通常、アクリルの粗度係数は0.009～0.01程度といわれており、1/20縮尺模型では摩擦損失量についてもほぼ相似になる。

2.3 実験装置

実験装置の外観を図2-2に示す。模型本体の導水部、立坑部、減勢池、管体はアクリルを用いて製作した。導水部は水平部分と底面勾配のある漸縮部から成る。整流水槽と導水部は鉄骨組の付帯構造物の上に据え付けられている。循環水槽から整流水槽までは鋼管により結ばれており、途中に電磁流量計（横河電機製ADMAG）が設けられている。

本実験の主な目的が導水部と立坑径の諸元決定にあることから、減勢池の形状は予備設計形状とは異なる直方体とした。ただし、この減勢池の容積と深さはほぼ予備設計のものと同じである。また、概略設計と同じ状況とするために立坑の中心線と管体中心線とは交差していない。

2.4 計測項目と計測装置

計測項目と計測機器を表2-3に示す。騒音は、精密騒音計（リオン社製）の

表2-3 計測項目と計測機器

計測項目	計測機器
流況	ビデオ撮影
導水部の水深	ポイントゲージ
立坑内流れの水脈厚	ポイントゲージ
" 流向	トレーサの解析
" ピエゾ計水頭	マノメータ
" エアコア面積	写真計測
" スロート位置	ゲージ読み
連行空気量	簡易測定器
騒音レベル	精密騒音計
減勢池底面の水圧	マノメータ
	圧力計
管体内のピエゾ計水頭	マノメータ

マイクを立坑上端に設置し、パソコンを用いて記録した(JIS Z 8731-1983)。連行空気量は、管体の下流端上部に直径5cmの穴を設け、そこから流出する空気量のある時間継続してビニール容器にて集め、水の体積に換算して求めた。ピエゾ計水頭は、立坑部側面、減勢池底面、管体部に設けたマノメータ水位の最大値と最小値を読み取った(図2-3)。また、二次実験では圧力計を用いて減勢池底面の圧力変動を計測した。

2.5 実験方法

実験は定常流量のもとで次の2つの状態を対象として行った。

①管体内に水位がある開水路流れの状態（管体径の約半分の水深）

②立坑上部に水位が達し、その水位が導水部の水位に影響を及ぼす圧力流れの状態

流量は給水装置に取り付けられた電磁流量計よりも上流側に設置したバルブの開度により調節を行って表2-1,2の値に設定した。フルードの相似則より、1/20縮尺に対して55.9ℓ/s, 14.0ℓ/sはそれぞれ倉松川、中川の設計流量100m³/s, 25m³/sに対応する。模型を1/40縮尺とみなした場合には、9.9ℓ/sが倉松川の設計流量に相当する。②の状態のうち、流量9.9ℓ/sの場合は①の状態の漸縮部上端水深よりも約10cm水位が高くなるように管体の下流に据え付けられたバルブの開度を調節した。同様に、流量55.9ℓ/sの場合は約5cm及び10cm高くなるようにバルブの開度を調節して圧力流れの状態を確保した。二次実験でも同様に、流量55.9ℓ/s, 14.0ℓ/sの場合は約10cm及び20cm高くなるようにし、また、流量28.0ℓ/s, 7.0ℓ/sの場合は約20cm高くなるように保った。

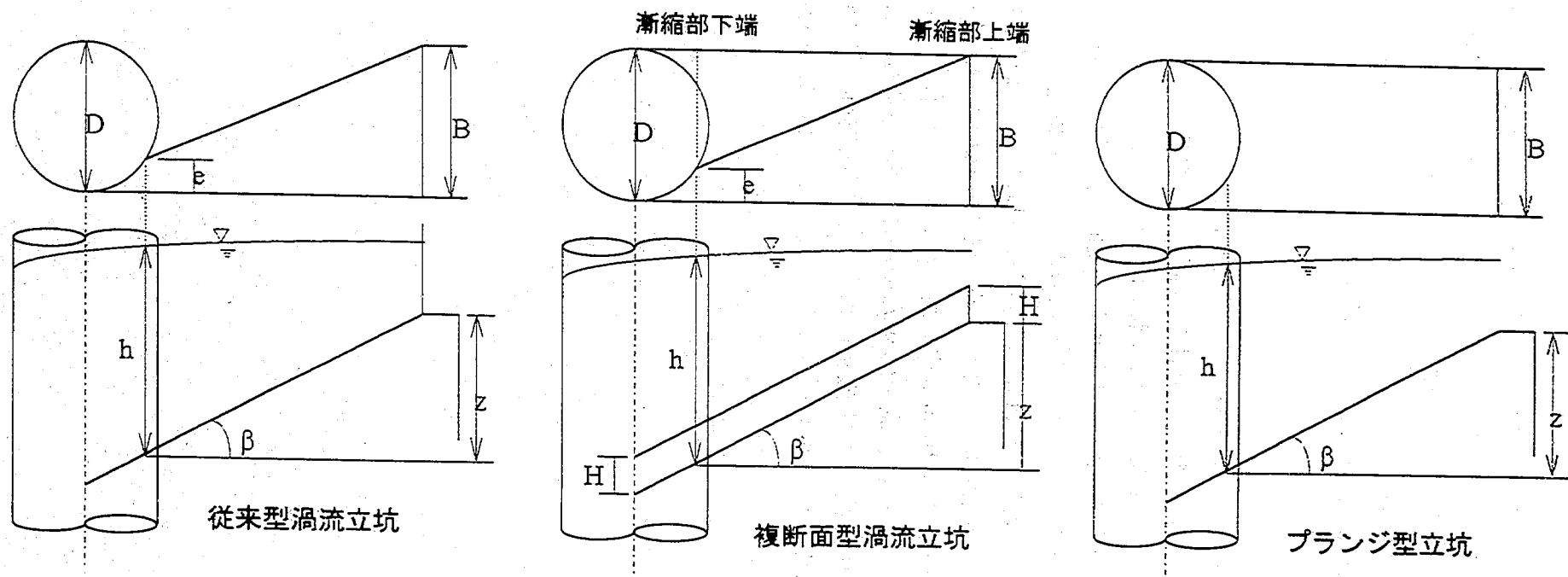


図2-1 実験対象とした流入立坑の形状と記号の説明

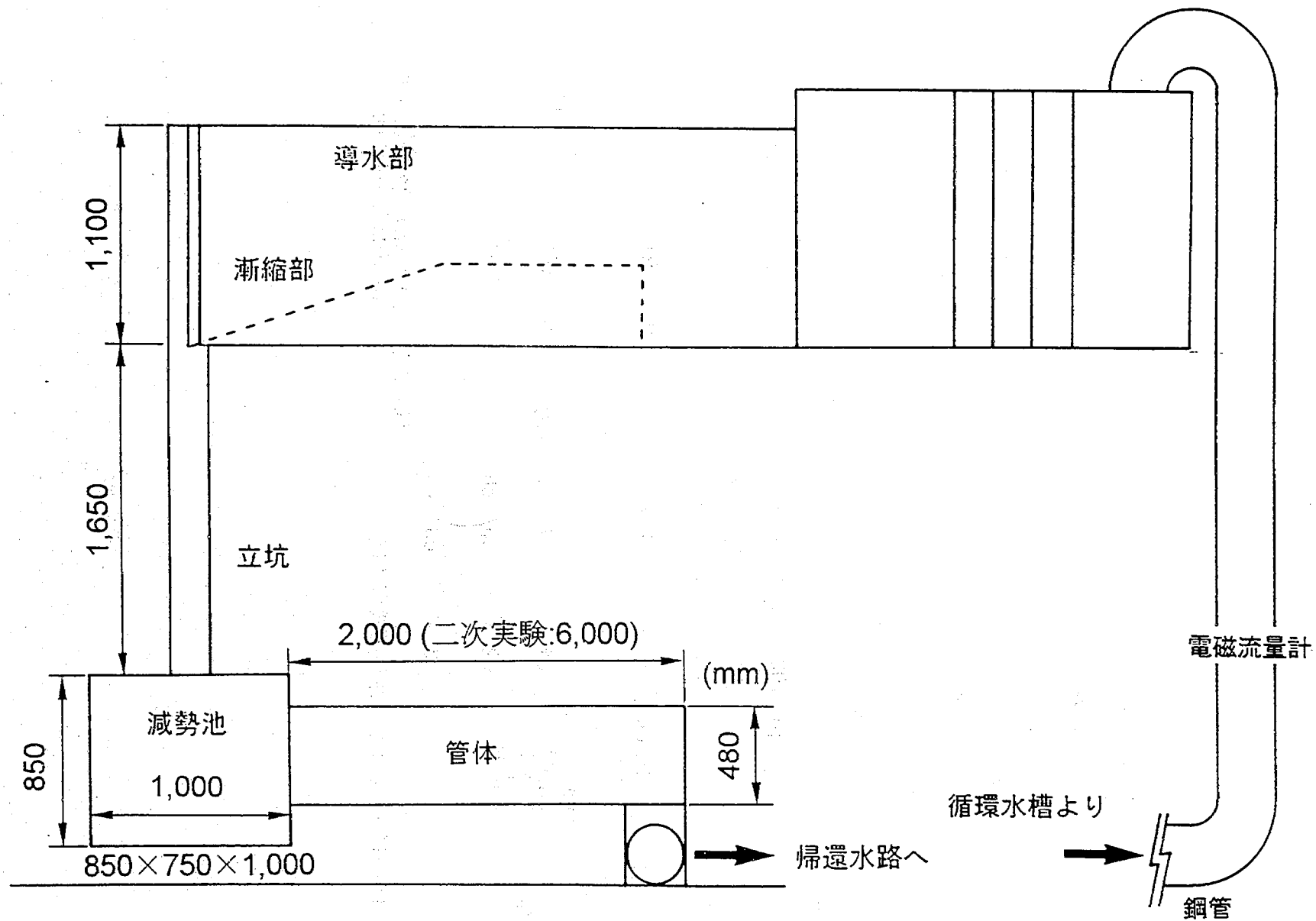


図2-2 実験装置の全体図

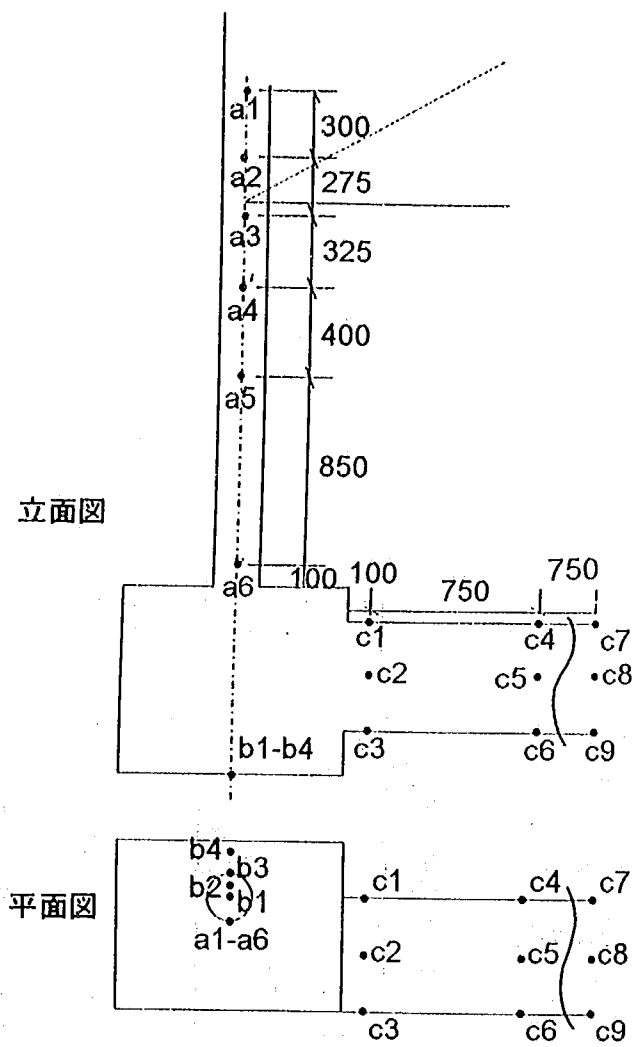


図2-3(a) ピエゾ計水頭の設置位置

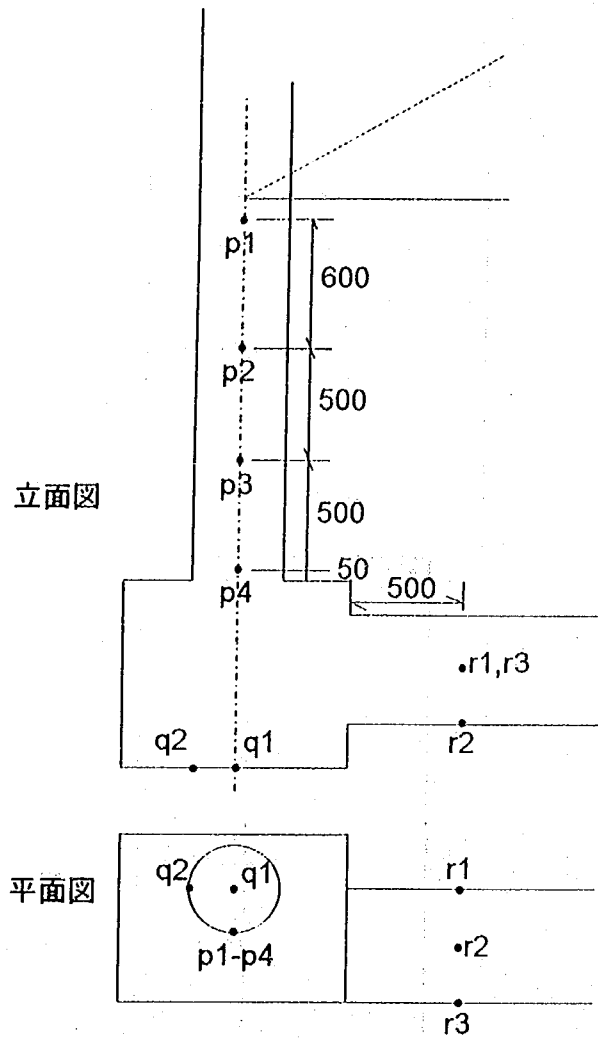


図2-3(b) ピエゾ計水頭の計測位置
(q1, q2は圧力センサー)

第3章 従来型渦流立坑の水理特性

3.1 立坑内が開水路流れの場合

3.1.1 流況の観察結果

導水部の流況

流量 9.9 l/s の場合、漸縮部で水路幅が減少することにより衝撃波が発生し、漸縮部下端や上流では跳水が生じる現象がみられた(写真3-1)。スリット幅が大きく、勾配も緩いケースではこのような現象はみられなかった。跳水が発生した後でも立坑内では壁面に沿った螺旋流が形成されていた(写真3-2)。跳水自体は有効な減勢方式であり、その発生は特に問題にはならないと考えられる。

流量 28.0 l/s の場合、導水部の形状によっては、漸縮部上端がもはや支配断面とはならず、支配断面は漸縮部下端に移り、流量 9.9 l/s の場合には跳水を生じていなかったケースで跳水が発生するようになる。流量 9.9 、 28.0 l/s の場合、導水部の水平区間で水面変動が生じ定常的な波が形成されるため、導水部水深の計測値は時間的な水面変動の平均値を目視から測定した。

流量 55.9 l/s の場合、各導水部形状ケースとも漸縮部下端で堰上げられた状態となり、水面勾配は緩く、上端まで堰上げの影響が達していた。

立坑内の流況

いずれの導水部形状、流量条件においても、流水は壁面に沿って螺旋を描きながら落下していき、立坑内中心にはエアコアが形成される(写真3-3)。エアコア面積が最小となるスロートは、立坑と漸縮部の接続部付近で生じる(写真3-4)。落下するにしたがい接線方向流速が減少する一方で重力の影響により軸方向流速は増加するため、立坑の下端部では内壁に沿う薄い流れとなる(写真3-5)。

減勢池・管体内の流況

立坑からの流れは立坑の円周に沿ってほぼ鉛直に減勢池に落下する。落下地点では、流れが激しく乱れるとともに多量の空気を連行し、管体へと向かう(写真3-6)。管体内の水深が浅い場合には連行空気が流れと分離する前に帰還水路に流出してしまうが、水深を大きくすると圧力の効果により管体内でほとんどの連行空気が分離された。後述する連行空気量の測定では、管体内水位を高めて流れが管体の下流端に達するまでに連行空気が分離するように配慮した。

3.1.2 導水部の流速分布

ここでは、導水部における流速分布の流下方向変化についての計測結果を説明する。導水部上端では通常の開水路流れの流速分布になっていると考えられるが、漸縮部下端では流れの主方向が水平方向から鉛直方向に変化することと立坑内の渦流が導水部からの流れを遮ることから通常の対数分布則と異なることが予想される。そこで、2成分の電磁流速

計を用いて導水路流下方向各断面の中心線における水平流速の鉛直分布を計測した。図3-1は導水路形状ケースC3、流量60.2ℓ/sのときの流速分布の変化を示しており、流下にしたいはば一様な流れから底面で流速が大きくなるべき乗分布へと変化していることがわかる。図3-1に示した各断面は立坑中心から上流側10.6cm、12cm、32cm及び導水路の変曲点に位置している。漸縮部では完全流体の角を曲がる流れに類似した流速分布となることがわかる。また、図3-2は流量54.6ℓ/sの場合の開水路流れ及び圧力流れにおける水平方向流速で同様の分布を示す。いずれも漸縮部下端底面の高さを基準(0)とした回帰曲線により算定したべき乗の分布関数もあわせて表示してある。この回帰曲線を積分して算出した平均流速及び水深と流量の計測値より換算した平均流速がほぼ一致している(図3-3)ことから、導水路底面付近まではべき乗の水平流速分布となっているものと思われる。図3-4は、漸縮部下端付近および立坑中心から32cm位置(b点)での流速分布を無次元表示したもので開水路流れと圧力流れではほぼ同じ分布形を示している。また、写真3-7は漸縮部下端での流速の向きを撮影したもので、漸縮部の底面に近づくにつれて底面勾配と同様の流速方向になっていることがわかる。

3.1.3. 漸縮部上端水深の推定

立坑内が開水路流れの場合に関して、Jain(1984)は漸縮部上流水深と導水路形状の関係について限界水深の発生条件とエネルギー保存則にしたがって次式を導いた。

$$y_* + \frac{1}{2y_*^2} = E_* (E_* > 3/2) \dots (3-1), \quad y_* = 1 (E_* \leq 3/2) \dots (3-2)$$

$$y_* = y/y_c \dots (3-3), \quad E_* = \frac{3}{2} \left(\frac{B \cos \beta}{e} \right)^{2/3} - \frac{z}{y_c} \dots (3-4)$$

$$y_c = \left(\frac{Q^2}{gB^2} \right)^{1/3} \dots (3-5)$$

ここに、Q:流量、y:漸縮部上流水深である。今回の実験により得られた漸縮部上流水深と導水路形状、流量の関係を式3-1,3-2と比較したところ、漸縮部の勾配 β が急になるほど適合性が悪くなることがわかった(図3-5)。また、図3-5で比較的適合性の良い導水路形状ケースCでも図3-1,2あるいは3.1.2で説明した流速分布から明らかなように漸縮部下端では流下方向の流速分布は対数則分布ではなくべき乗分布となっている。図3-6は理論的に定まる限界水深

$$h_c = \left[\frac{1}{g} \left(\frac{Q \cos \beta}{e} \right)^2 \right]^{1/3} \dots (3-6)$$

と漸縮部下端水深の計測値を表しており、式3-1～5の適合性が悪いのは計測値が式3-6で定まる限界水深を上回っていること、すなわち漸縮部下端で限界水深を生じていないことに

よる。漸縮部下端の流速分布は立坑内の渦流にも影響されるものと考えられるので、少なくとも漸縮部下端水深の推定には立坑径も考慮に入れなければならない。

比較的流量が多い場合には底面勾配が急でも水面勾配が緩いことから、漸縮部下端における断面平均の全水頭E及び平均流速Vを次のように定義した。

$$E = \frac{v^2}{2g} + h + z \quad \dots(3-7)$$

$$v = \lambda \frac{Q}{ch \cos \beta} \quad \dots(3-8)$$

ここに、hは漸縮部下端水深、λは断面平均流速の補正係数である。これより $\partial E / \partial h = 0$ の条件から漸縮部上端水深yとの関係を定めれば、導水部形状、漸縮部上端の水深と流量の関係は前述の式3-1～3-3,3-5及び次式により表される。

$$E_* = \frac{3}{2} \lambda' \left(\frac{B}{c \cos \beta} \right)^{2/3} - \frac{z}{y_c} \quad \dots(3-9)$$

$$\lambda' = \lambda^{2/3} \quad \dots(3-10)$$

実験結果を新たに定義したE*とy*の関係で表すと図3-7のようになる。図3-7には、Jain & Kennedyの実験結果¹⁷⁾の一部及び大津放水路の実験結果⁵⁾を合わせて表示しており、実験条件は表3-1の通りである。これらの実験結果を最もよく再現するλ'の値を試行的に求めたところ0.92となった。なお、大阪府においても寝屋川地下河川の検討にあたり同様の実験を行っている⁶⁾が生データがないため比較は行わなかった。

表3-1 接線式渦流立坑の模型実験の条件

	立坑径 D (cm)	下端幅 e (cm)	最大流量 (lit./s)	角度 β (deg.)
土木研究所(一次実験)	20.5	e=D/5,4,3.5	55.9	18.4～33.7
Jain and Kennedy	29.2	7.3	137.3	27.5
滋賀県大津放水路	24,16	e=D/4	31	30
大阪府寝屋川地下河川	15	5,10	23.5	0～30

次に、比エネルギーを最小とする限界水深

$$h_c = \left[\frac{1}{g} \left(\frac{\lambda Q}{e \cos \beta} \right)^2 \right]^{1/3} \quad \dots(3-11)$$

と計測値を比較してみると、図3-6と同様に両者に違いがみられる(図3-8)ものの、図3-6より

もばらつきが小さく比例関係にあるとみなされる。

上記においては λ' の値は実験結果より推定したが、以下のように解析的に求めることを試みた。流速ベクトルが水平面となす角度は水面で0、底面で β になるように線形的に変化し、流速は鉛直方向に同一であると仮定して、次式より補正係数 λ を算定する。

$$H_v = \frac{1}{2gQ} \int v^3 dA = \frac{cv^3}{2gQ} \int \cos \Phi dz = \frac{cv^3 h}{2gQ\beta} \int_0^\beta \cos \Phi d\Phi \quad \dots(3-12)$$

$$Q = \int cv \cos \Phi dz = cvh \sin \beta / \beta$$

これより、

$$H_v = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q\beta}{ch \sin \beta} \right)^2 \quad \dots(3-13)$$

したがって、

$$\lambda' = \left(\frac{\beta \cos^2 \beta}{\sin \beta} \right)^{1/3} \quad \dots(3-14)$$

となる。前述した $\lambda'=0.92$ という値は、式3-14で $\beta \approx 30^\circ$ のときに相当する。

3.1.4 ピエゾ計水頭の流下方向変化

導水部から管体部までの流下距離と減勢池底面を基準面としたときのピエゾ計水頭の関係ケースBとDについて示したものが図3-9,10である。図中の流下距離2mの地点はちょうど漸縮部下端に対応し、ピエゾ計水頭の値には水位ではなく立坑に取り付けられたマンメータa3の読みを用いた。また、減勢池地点（流下距離4.5m付近）のピエゾ計水頭には立坑中心線が減勢池底面と交差する点b1の読みを用いた。

立坑内の水面にはほぼ大気圧が作用し、螺旋流による遠心力分だけ圧力水頭が増加していると考えられる。立坑内では壁面摩擦によるエネルギー損失があり、さらに流線の曲率により摩擦損失が大きくなることから立坑内で効果的な減勢が行われると考えられる。なお、点a6でのピエゾ計水頭が位置水頭を下回り負圧が生じているのは、a5とa6の間にあるアクリルの継ぎ目部分で接続面にいくらか段差が生じて不連続となっていたことによる。

3.1.5 立坑内螺旋流の流速

立坑内の点a4ではポイントゲージを用いて螺旋流の水脈の厚さを計測した。計測結果とそれに基づいて計算した断面平均流速および流線の鉛直方向からのずれを考慮した平均流速（流向補正後流速）を表3-2に示す。実施規模に換算するとB1を除くいずれの導水部形状ケースで秒速10mを越えることになる。水脈が薄いことから螺旋流は多量の空気を連行し、キャビテーションによる構造物の破壊に至るほどの状況にはなりにくいと考えられる。キャビテーションについては4.8で詳しく述べることにする。

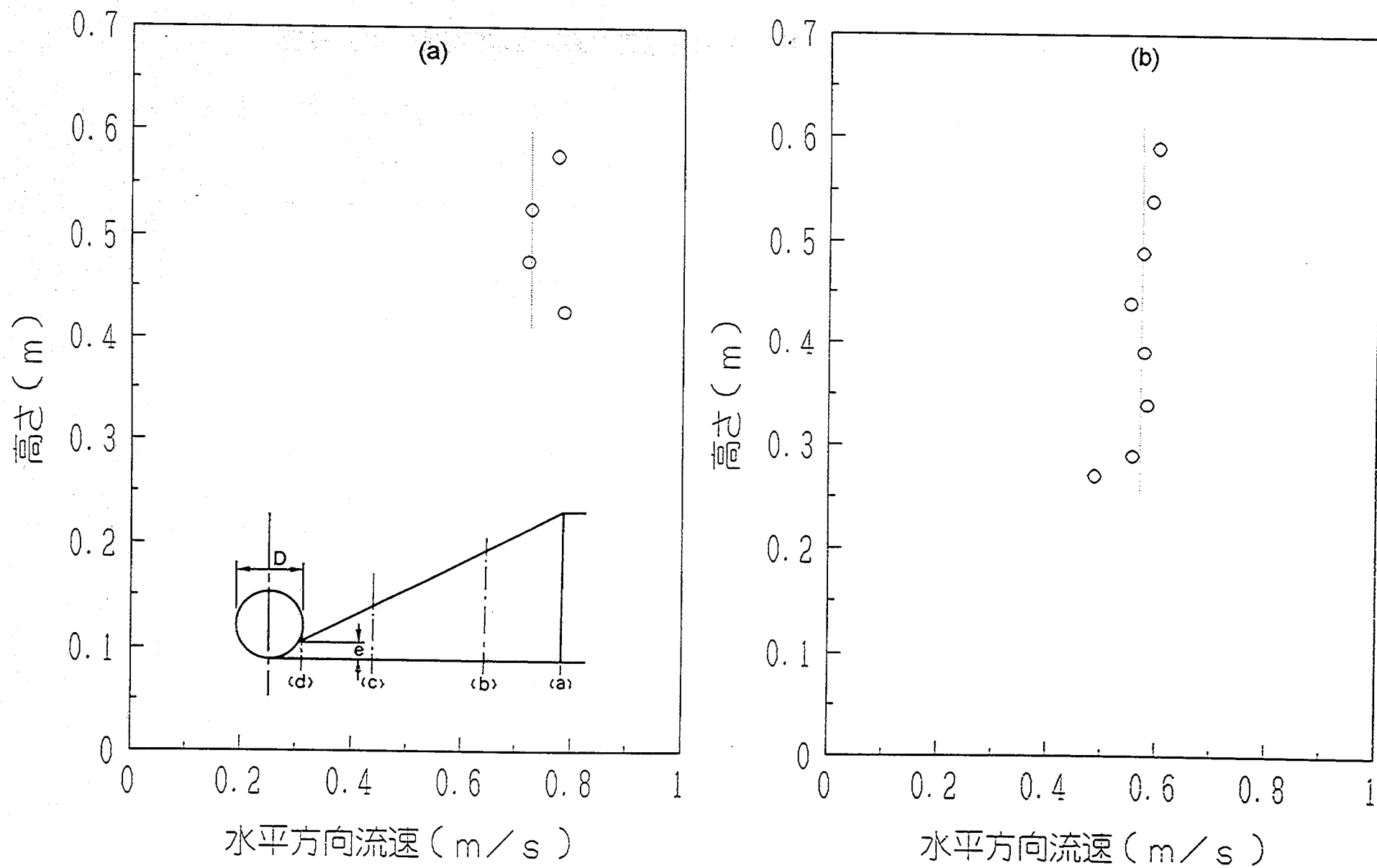


図3-1(a) 導水部水平流速の鉛直分布(縦断変化, 上流側から(a), (b), (c), (d))

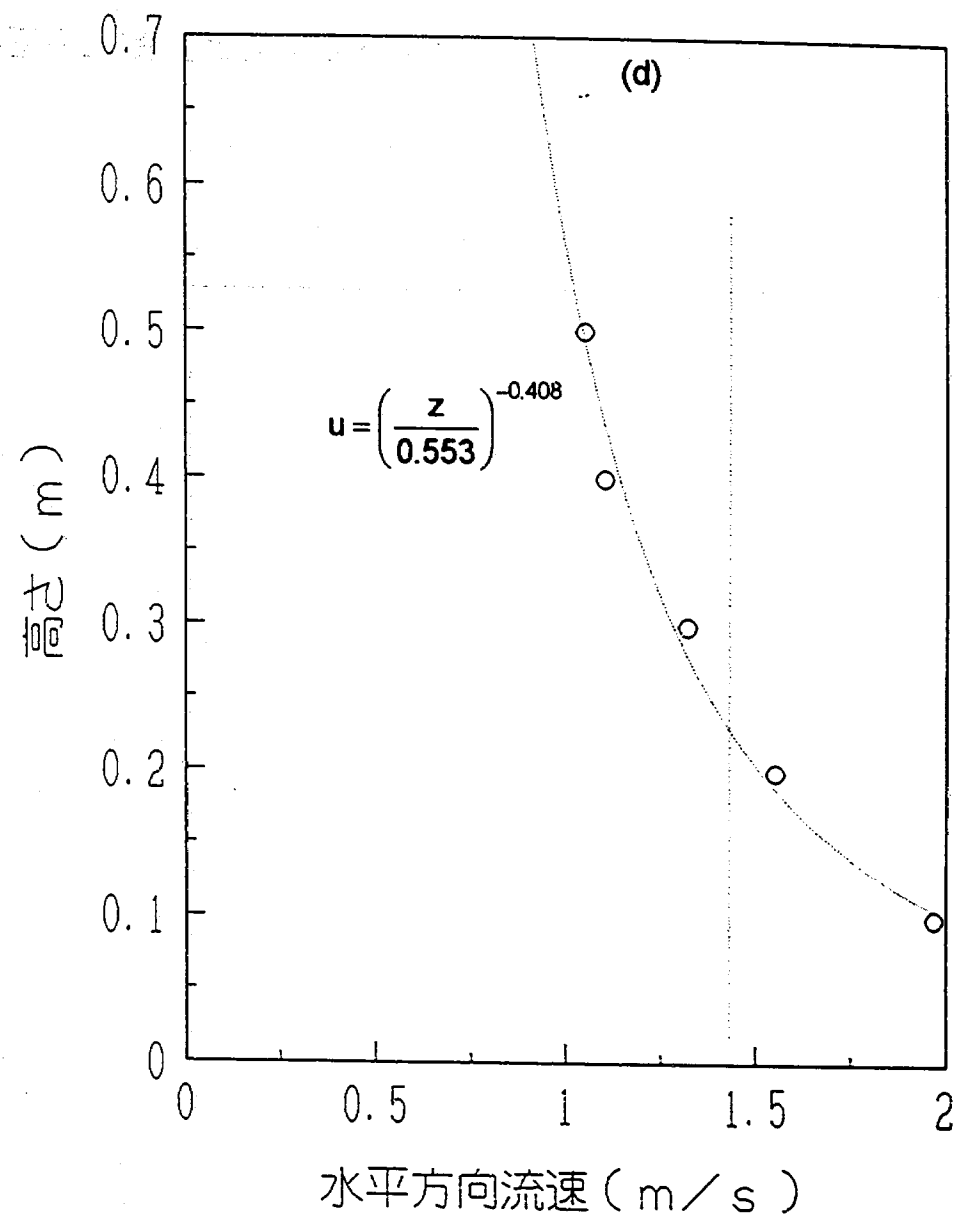
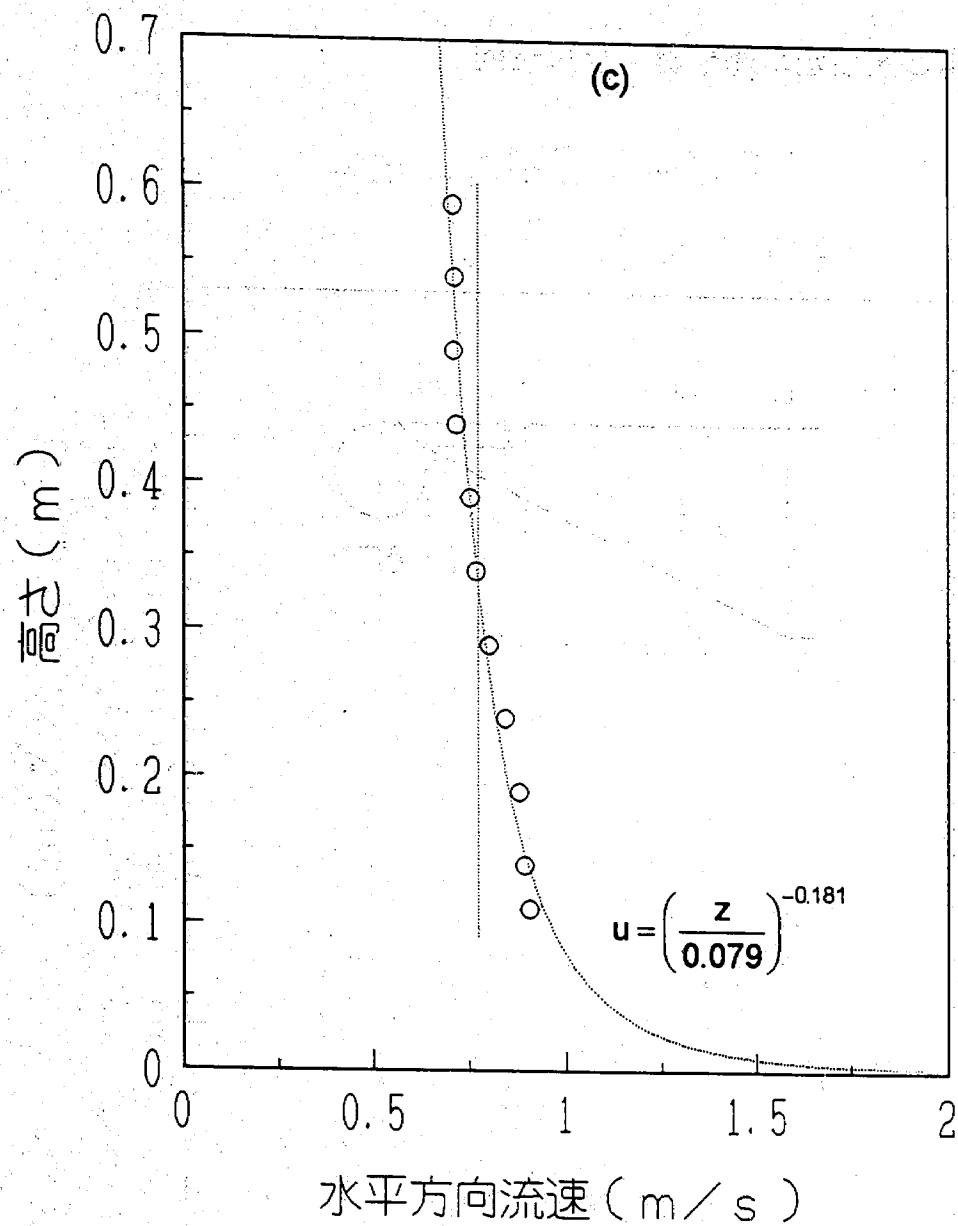


図3-1 (b) 導水部水平流速の鉛直分布 (縦断変化, 上流側から (a), (b), (c), (d))

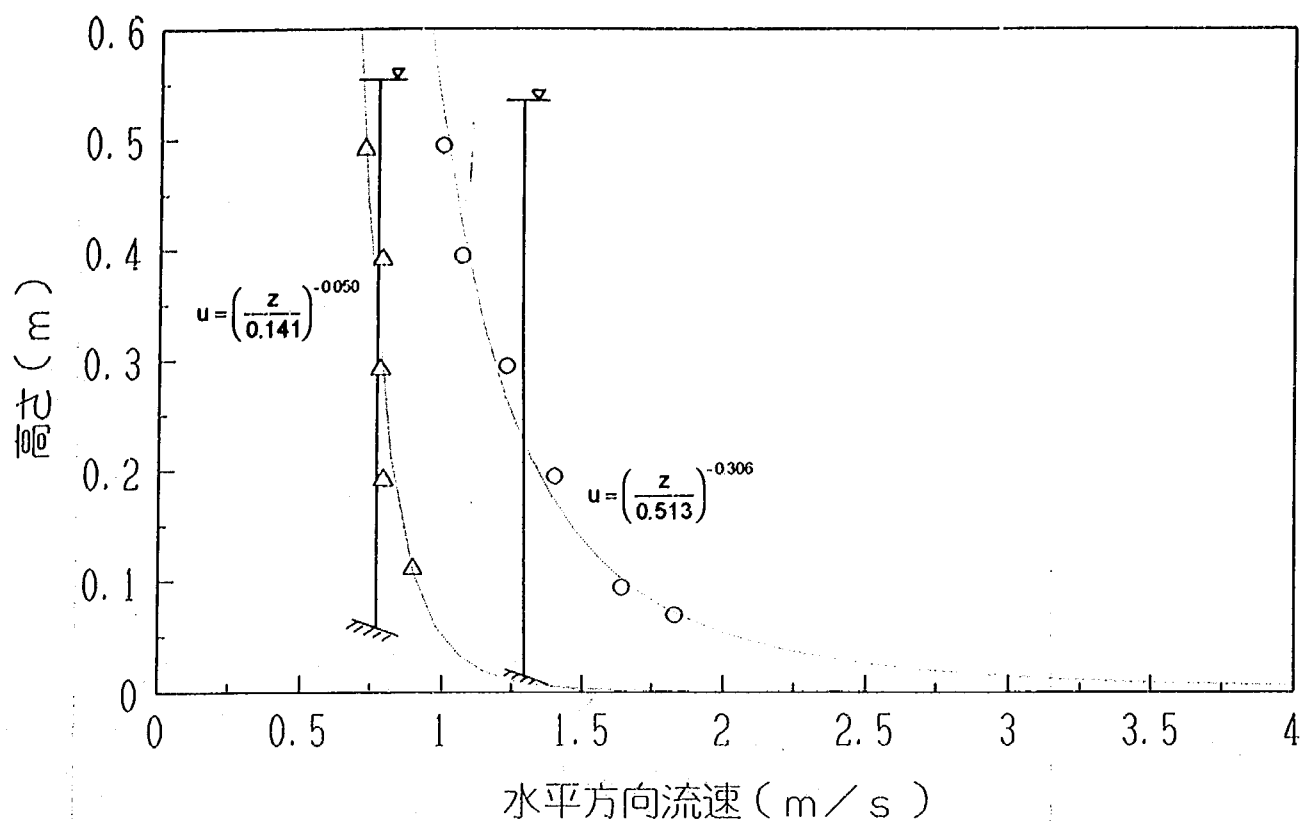


図3-2(a) 漸縮部水平流速の鉛直分布($Q=54.6 \text{ l/s}$, 開水路)

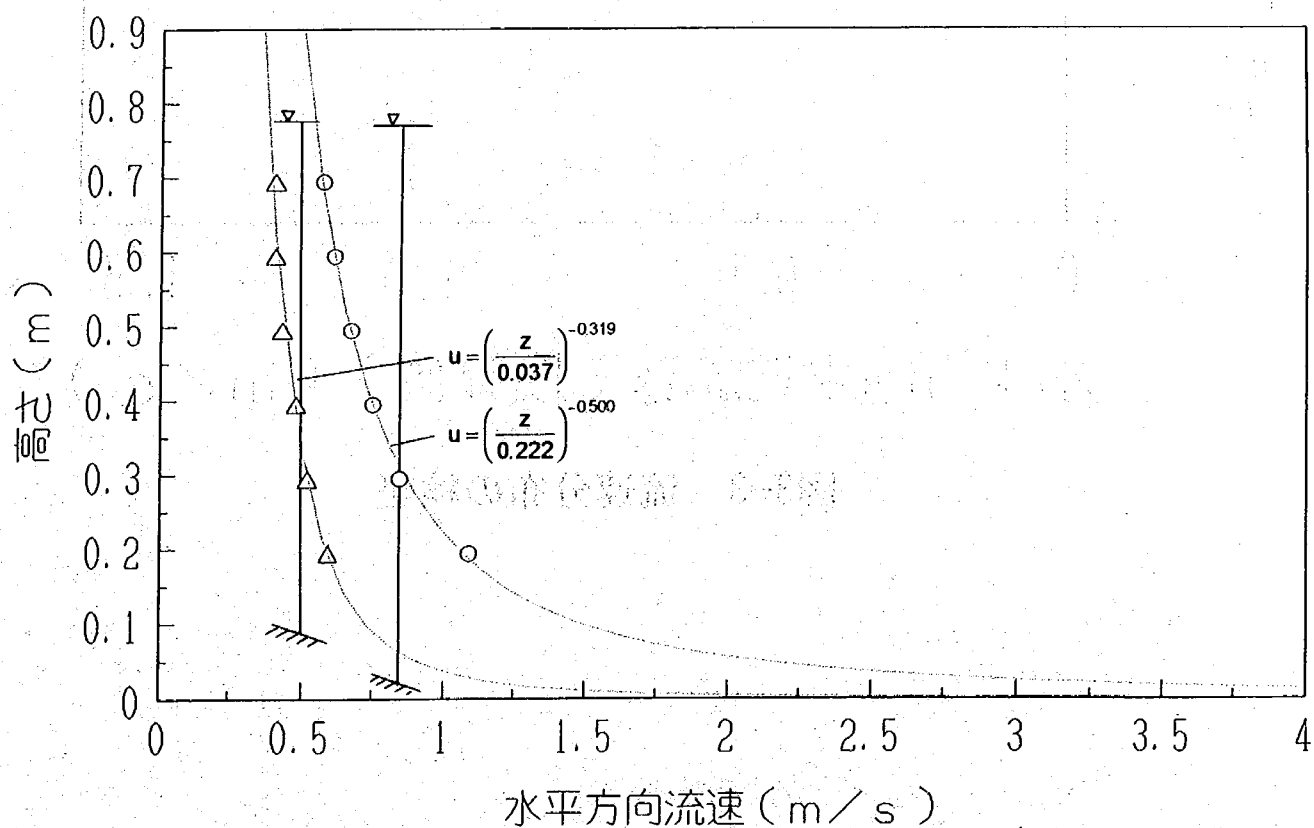


図3-2(b) 漸縮部水平流速の鉛直分布($Q=54.6 \text{ l/s}$, 圧力)

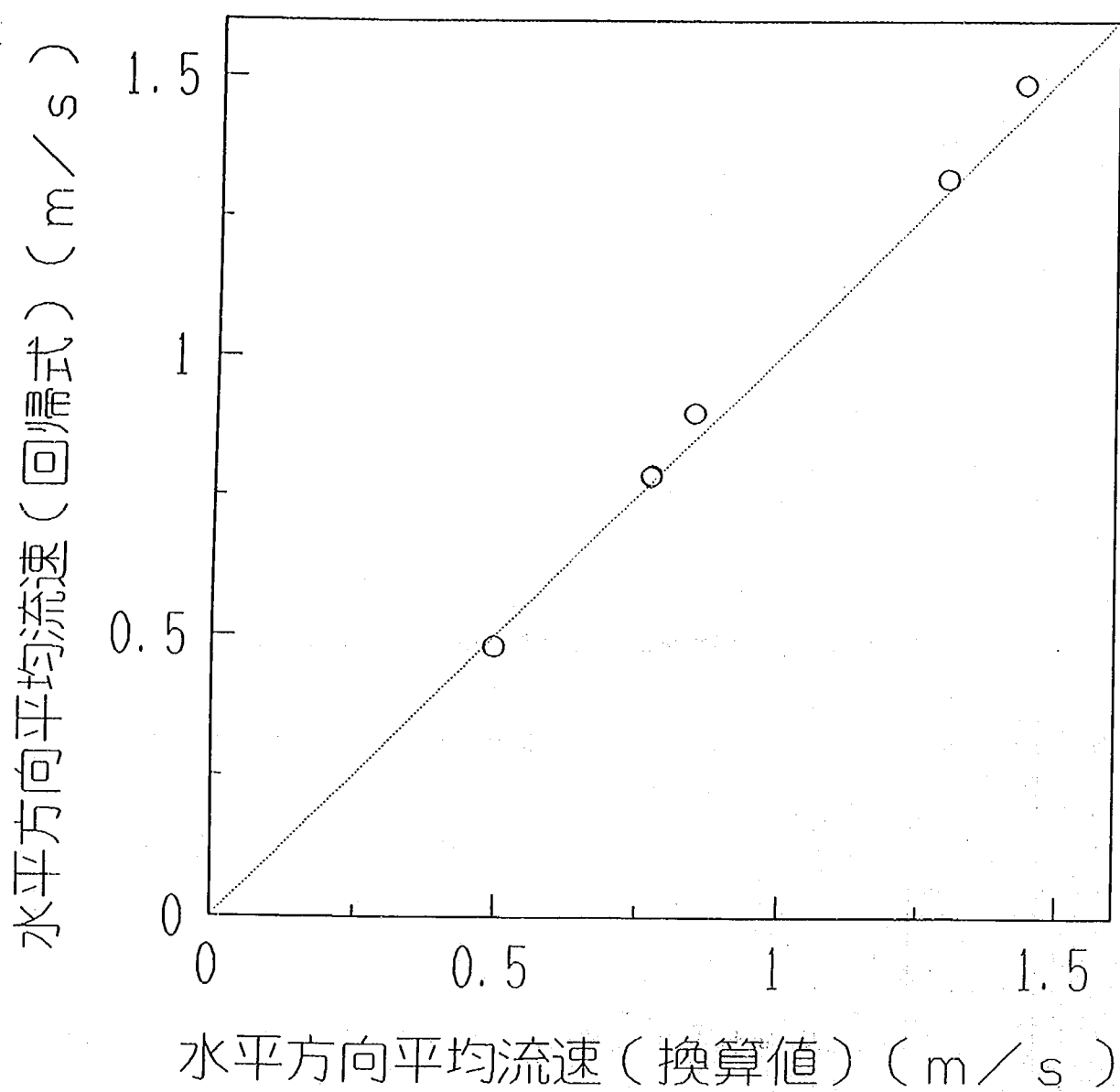


図3-3 流速分布の検証

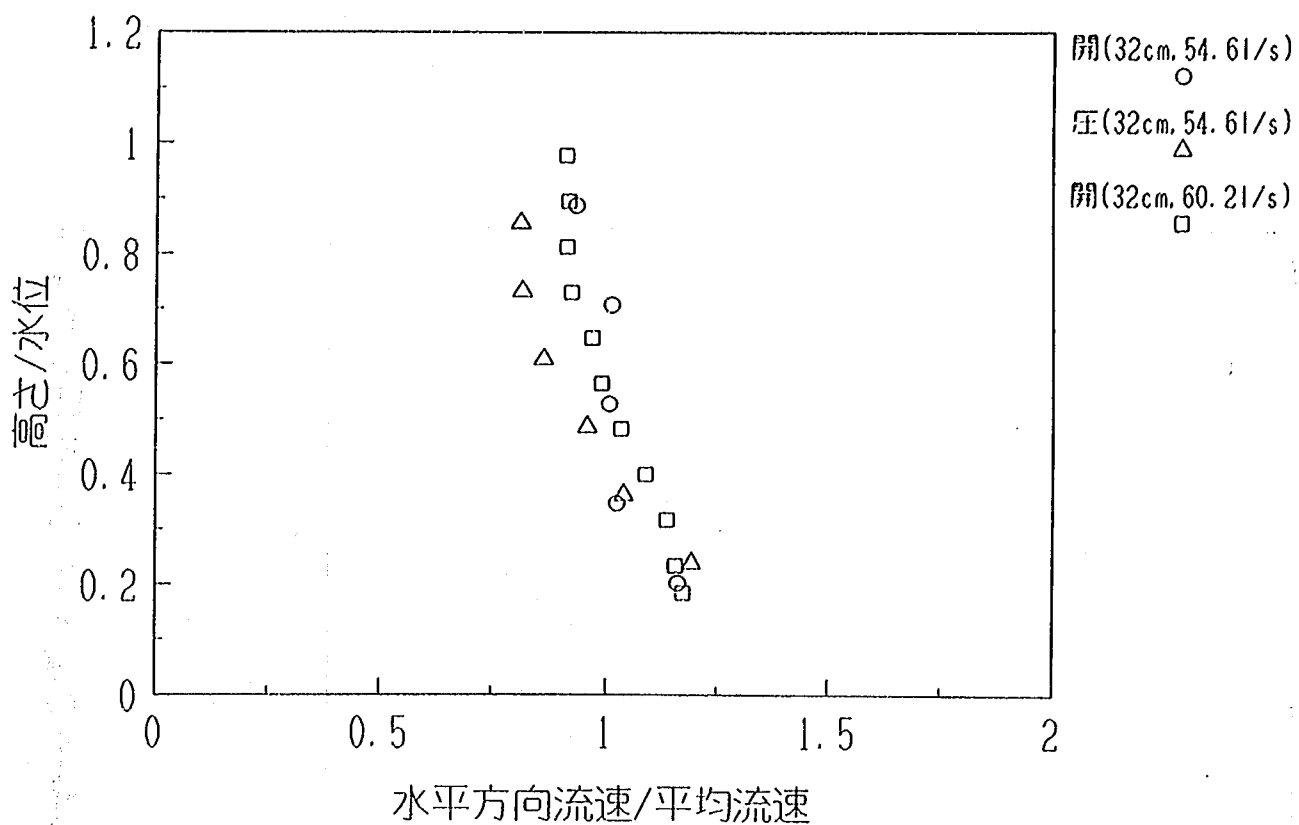


図3-4(a) 流速分布の無次元化

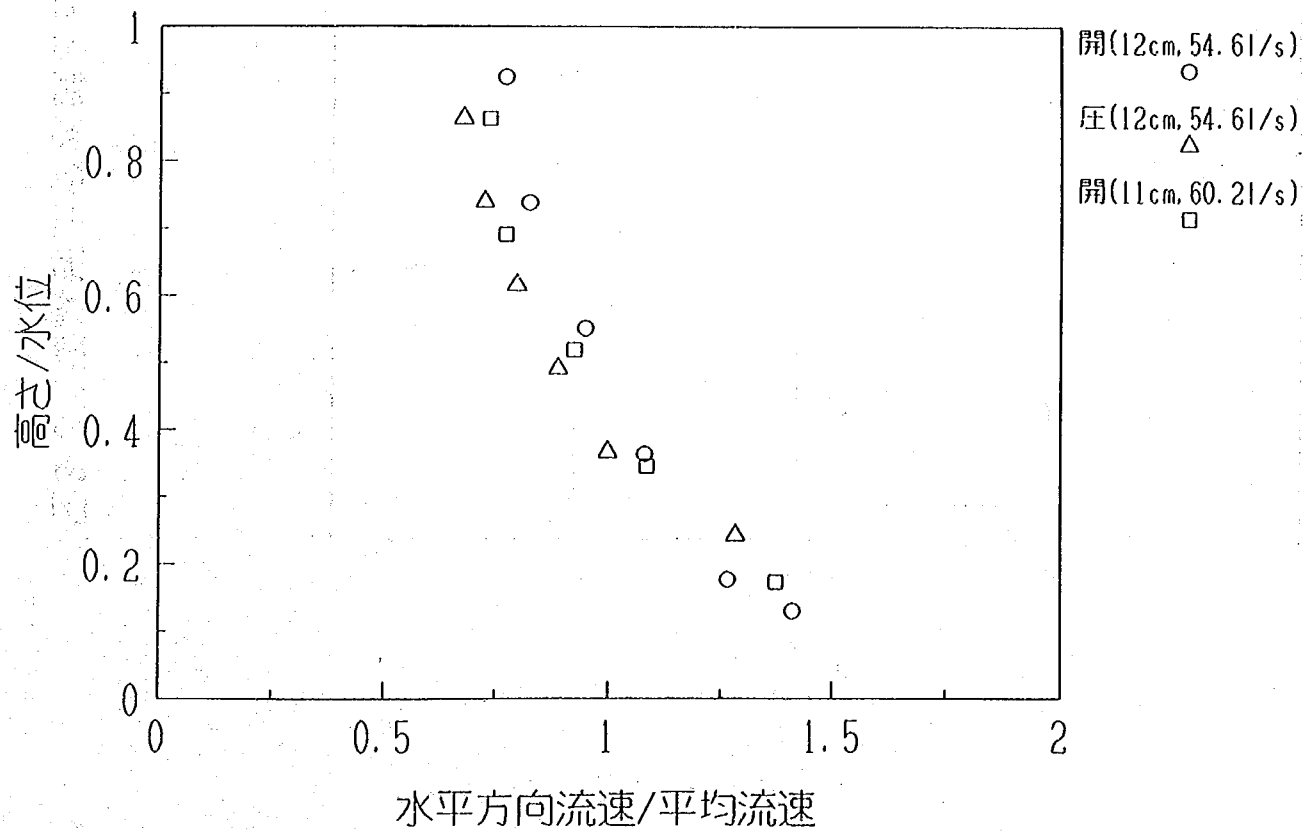


図3-4(b) 流速分布の無次元化

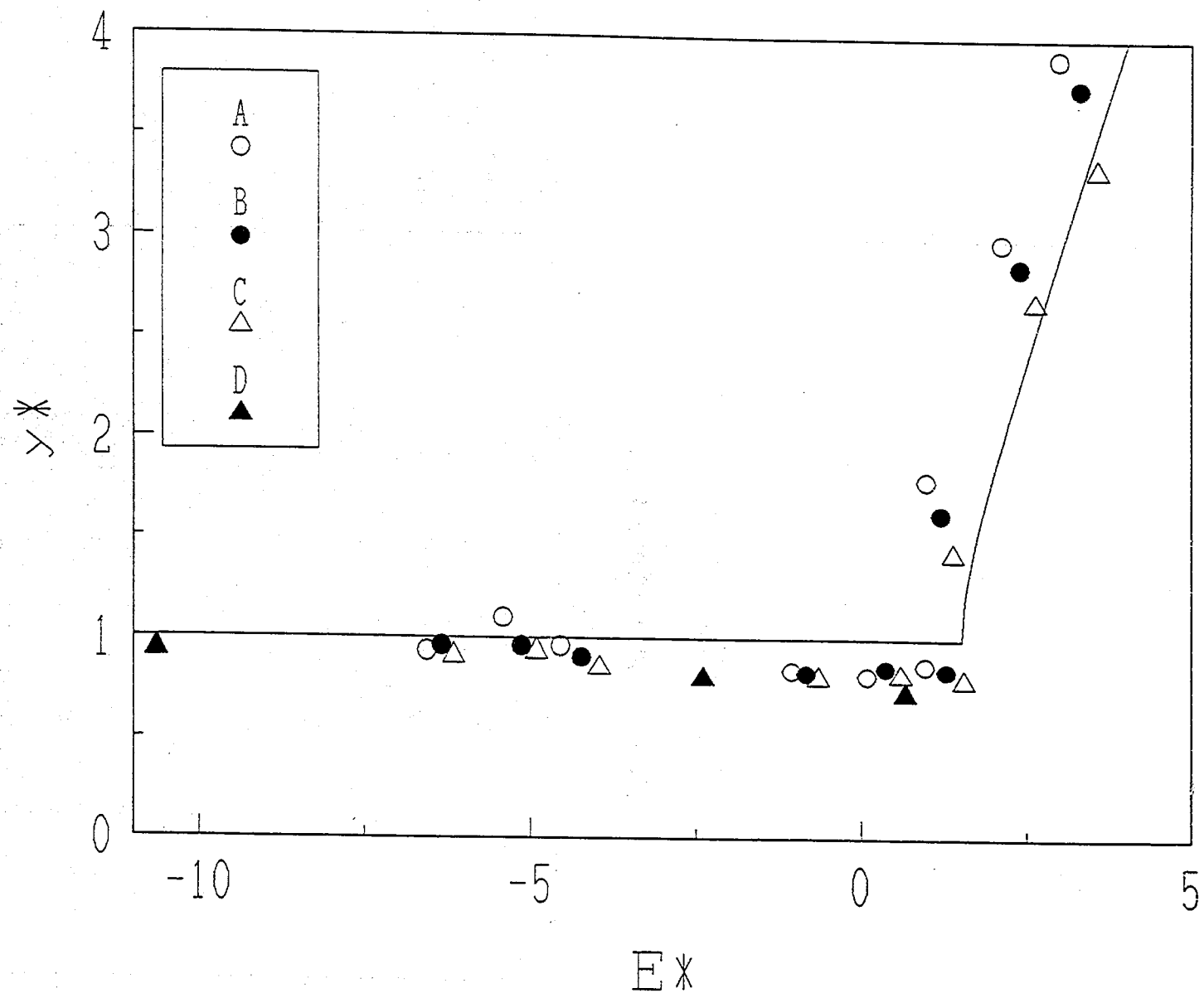


図3-5 漸縮部上流水深と比エネルギーの関係(式3-4を用いた場合)

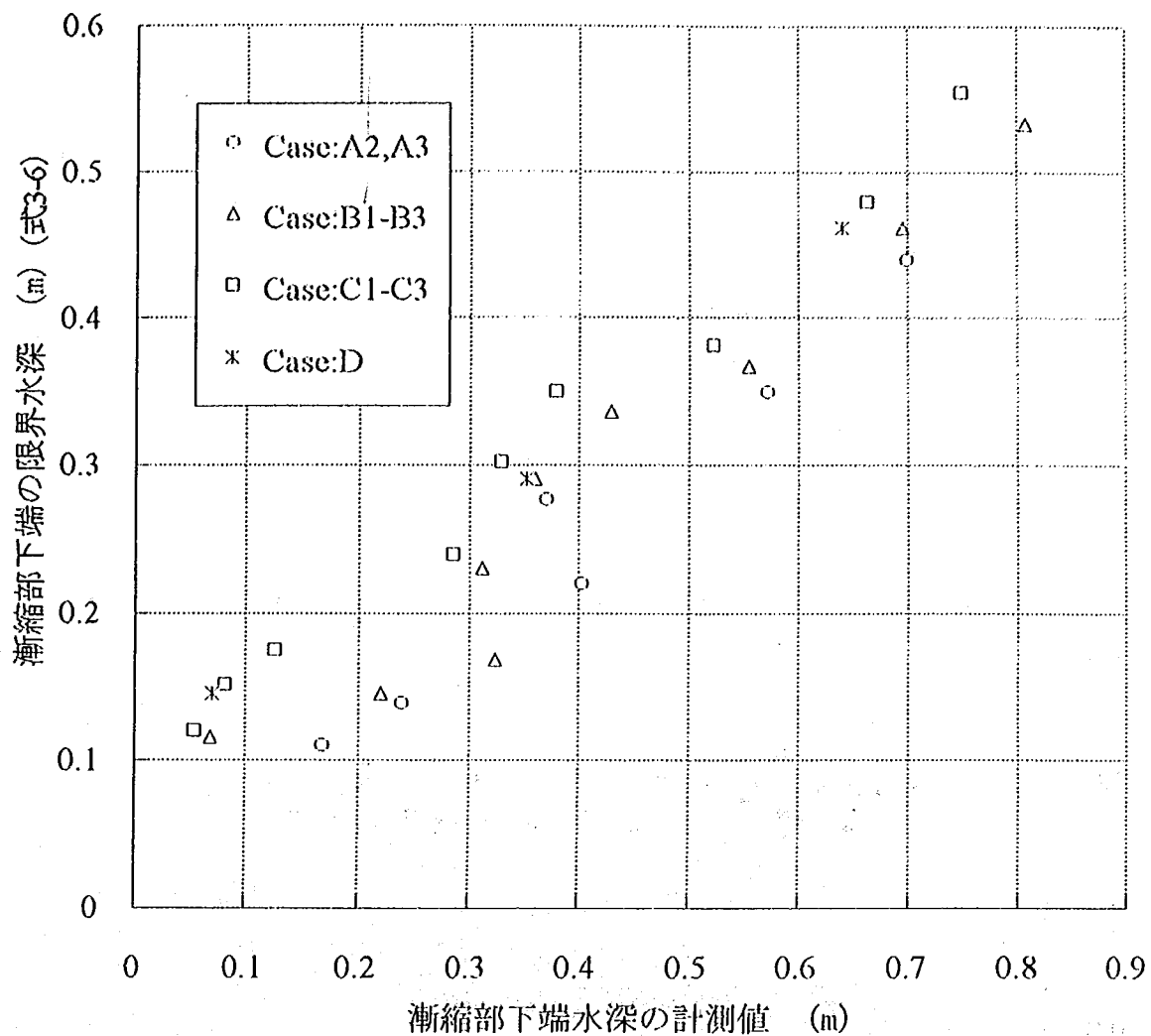


図3-6 漸縮部下端水深(計測値)と限界水深(式3-6)の関係

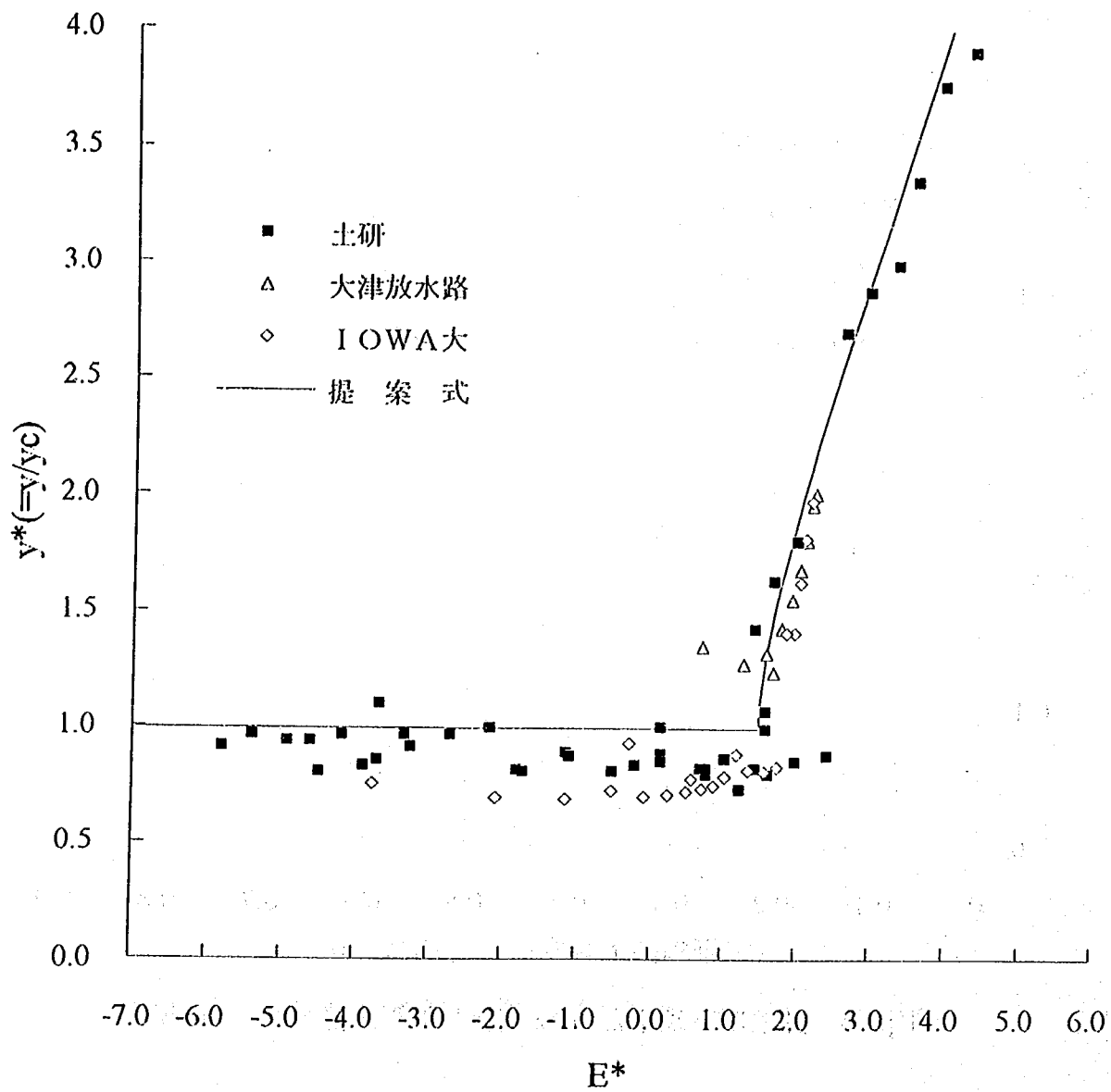


図3-7 漸縮部上流水深と比エネルギーの関係(式3-9を用いた場合)

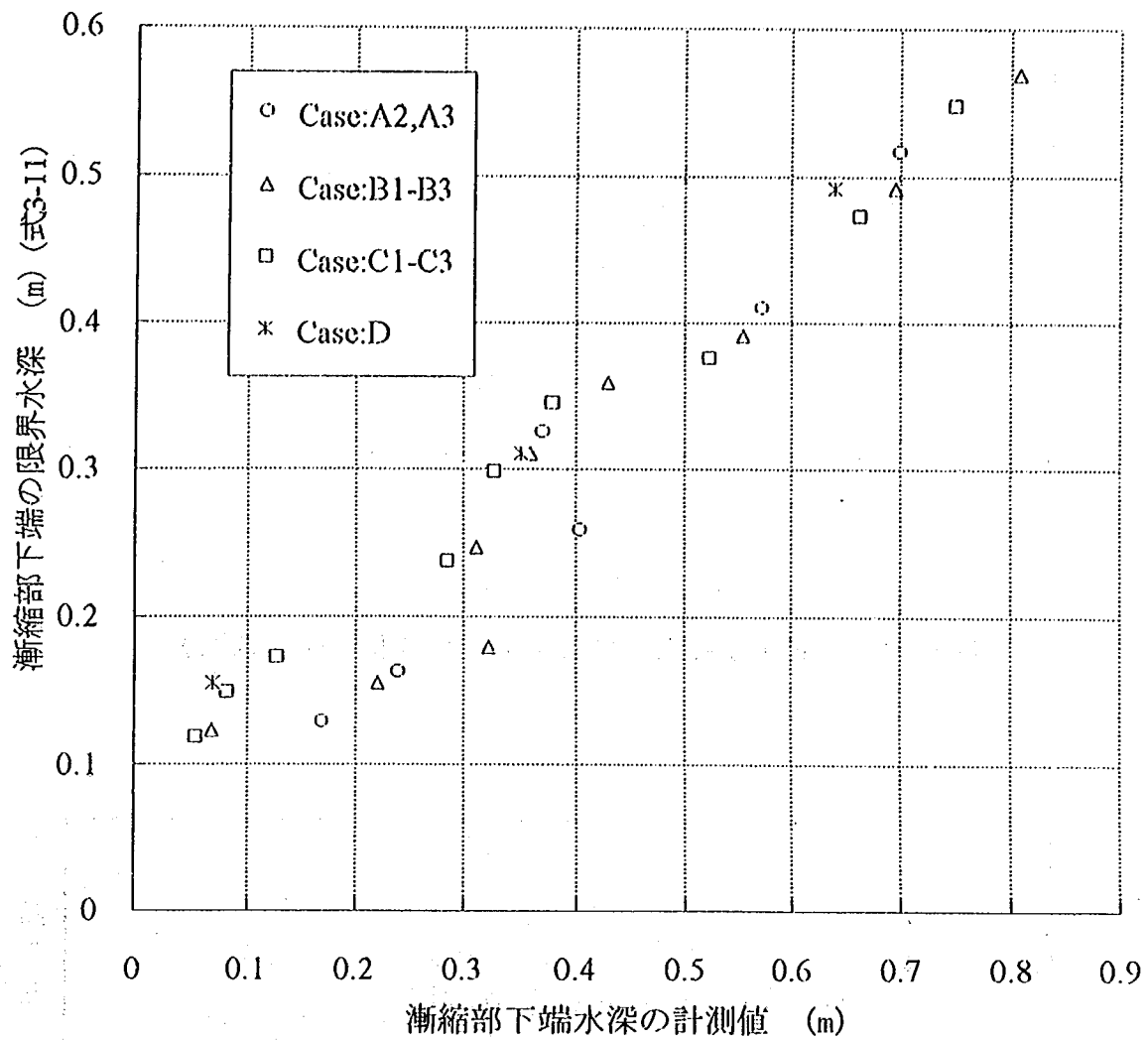


図3-8 漸縮部下端水深(計測値)と限界水深(式3-11)の関係

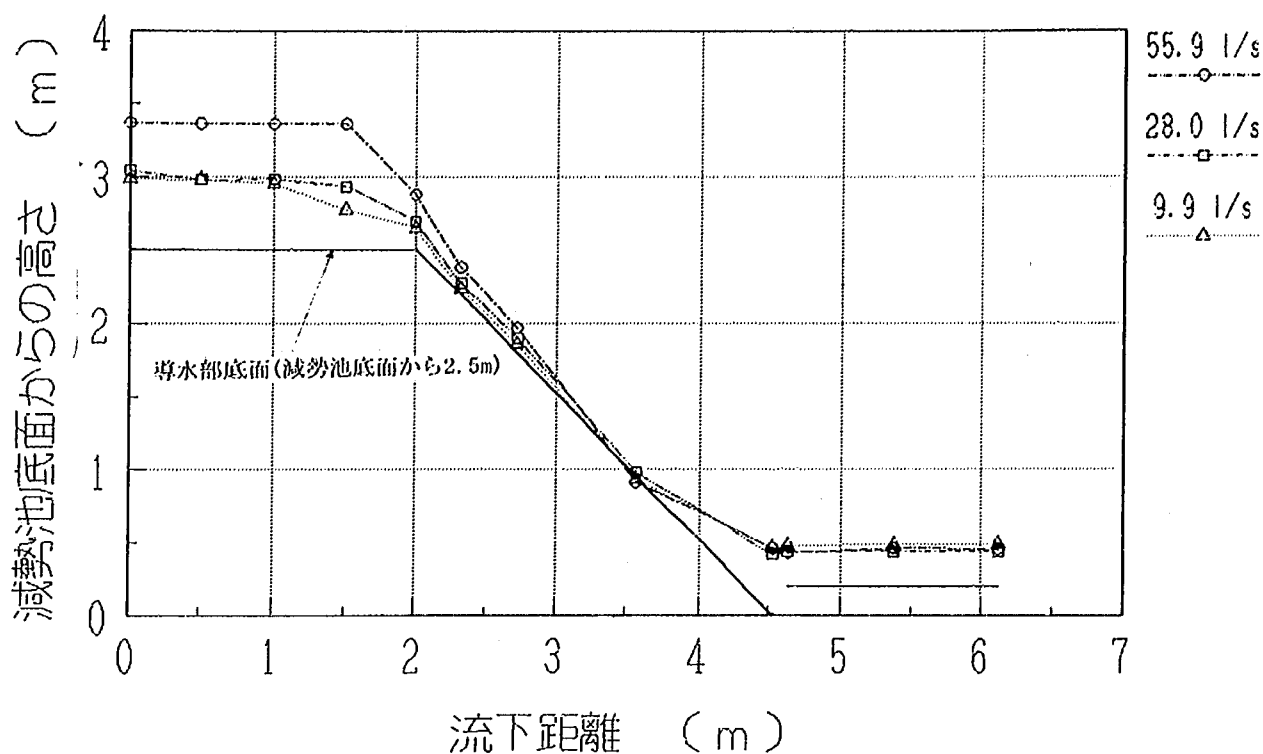


図3-9(a) ピエゾ計水頭の流下方向の変化 (ケースB1)

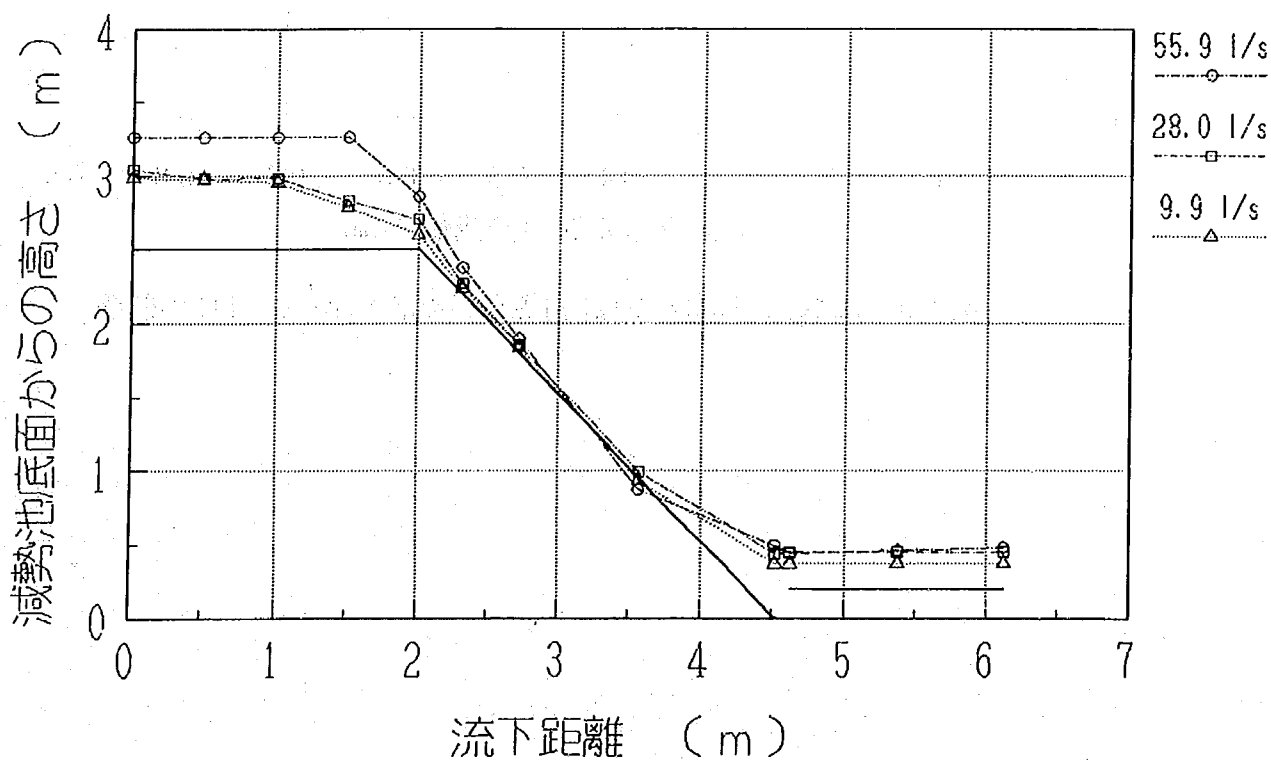


図3-9(b) ピエゾ計水頭の流下方向の変化 (ケースB2)

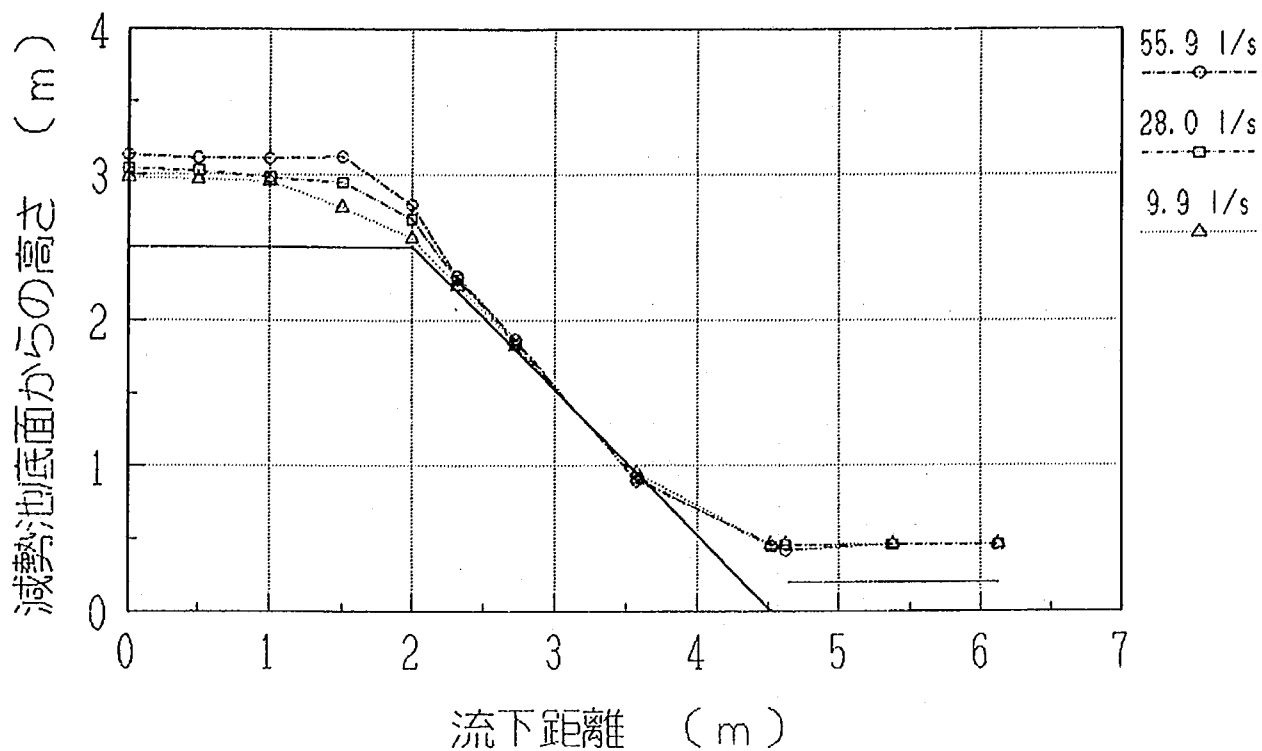


図3-9(c) ピエゾ計水頭の流下方向の変化 (ケースB3)

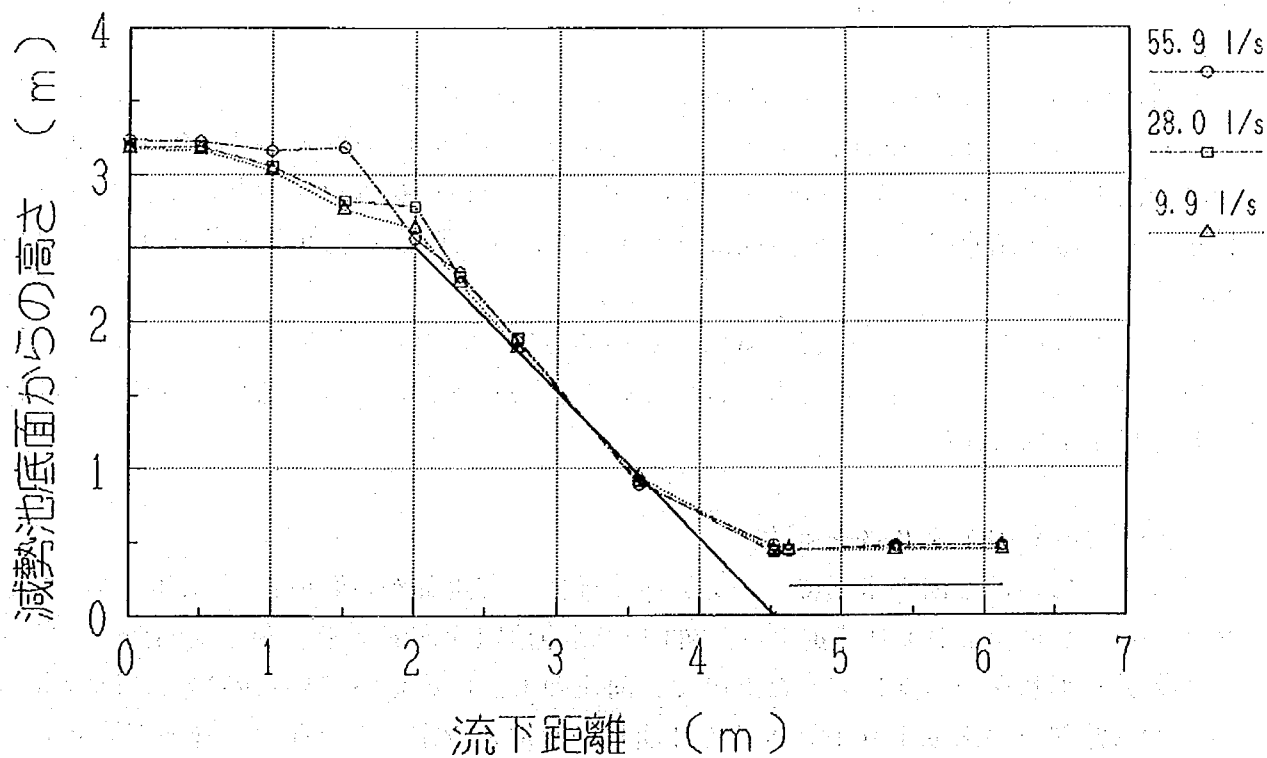


図3-10 ピエゾ計水頭の流下方向の変化 (ケースD)

表3-2 立坑内の水脈厚さ (a4) の計測値と平均流速

導水部形状ケース	流量 (ℓ/s)	水脈厚さ (cm)	流量／流水面積 (m/s)	流向補正後流速 (m/s)	流向補正後流速 (原形) (m/s)
A 1	55.9	4.1	2.65	2.86	12.8
B 1		7.2	1.86	1.96	8.8
C 1		3.0	3.39	3.54	15.8
A 2		4.6	2.43	2.67	11.9
B 2		4.4	2.51	2.67	11.9
C 2		2.5	3.95	4.16	18.6
A 3		2.5	3.95	4.09	18.3
B 3		2.6	3.82	4.11	18.4
C 3		1.8	5.03	5.22	23.3
D		1.8	5.29	5.74	25.7
平均		3.5	2.99	3.18	14.2

3.2 立坑内が圧力流れの場合

3.2.1 流況の観察結果

流量 $9.9\ell/s$ における立坑内の軸方向平均流速は $0.3m/s$ で、立坑上端に形成される渦流も局部的で比較的なめらかな流況であった（写真3-8）。また、導水部から立坑部にかけての水面形はほぼ水平だった。

流量が $55.9\ell/s$ （軸方向平均流速 $1.7m/s$ ）では、立坑の中心軸付近では激しい渦流により自由水面が形成され、立坑内途中からは自由水面そのものは消失するが蒸気状の渦が下端の減勢池まで達する様子が見られた（写真3-9）。立坑内の接線流速も大きく、トレーサの目視等によると流速ベクトルの方向は立坑上部では中心軸から約 $40\sim 50$ 度、下部では $30\sim 40$ 度ずれていた。

どちらの流量ケースとも連行空気はわずかであり、減勢池上部にトラップされた空気の一部は立坑の中心部を通して上方へ抜けていき、残りが連行空気測定孔から間欠的に放出される様子が見られた。

3.2.2 実験模型のエネルギー損失

模型各部における損失水頭について述べる前に、導水部から管体に至る間のエネルギー損失の総量を実験結果より算定する。図3-11は漸縮部上端断面と管体最下流断面における全水頭の差を形状ケース別に表したもので、前述のように流量が $55.9\ell/s$ の場合には導水部水位を開水路状態の水位より上昇させて2通りの水位を設定した。なお、管体下流断面における速度水頭の算定では流下方向の平均流速を用い、接線方向流速は考慮しなかった。実際には管体内でも接線方向流速を持つ流れが観察されたが、それを考慮した場合としない場合で全水頭に及ぼす影響は流量 $9.9\ell/s$ で $0.014\sim 0.015\%$ 、流量 $55.9\ell/s$ で $0.482\sim 0.533\%$ とわずかであった。図3-11より次のことがわかる。

- ・全水頭差は流量により大きく異なる。
- ・計画流量(55.9ℓ/s)では、ケースA、B、Cともに漸縮部下端幅 e が大きいほど全水頭差は小さくなる傾向を示した。また、同一漸縮部下端幅で漸縮部長さ L が異なる場合には、 L の違いによる影響は顕著ではない。
- ・小流量(9.9ℓ/s)では導水部形状の違いが全水頭差に及ぼす影響はほとんど見られない。
- ・計画流量時、いずれの形状ケースにおいても導水部水位が相対的に高い方がエネルギー損失が小さい。これは、水位が高いほど漸縮部における平均流速が小さくなることによる。

図3-11の結果を用いて模型実験で対象とした区間での原形施設の損失水頭（計画流量時）を計算すると7.6～13.2mにもものぼることになる。実際には減勢池部分では合流状態（図1-1参照）となり実験条件と異なるものの、許容できる値（1～2m程度）をはるかに越えており、実施形状には適当ではないと判断される。流量9.9ℓ/sが計画流量になるように相似則を読み変えて形状の縮尺比を1/40と仮定すると、損失量は0.6～3.1mとなる。したがって、立坑径、導水部諸元等を2倍にした場合でも許容値以上の損失が生じる可能性があることになり、細部形状について更に検討が必要である。

次に、全水頭差に関する実験値と各種損失に対する水理公式から得られる損失の推定値を比較してみる。推定において考慮した損失は、①漸縮部での流入損失、②立坑内の摩擦損失、③減勢池での急拡損失、④管体への流入損失である。それぞれの計算式を表3-3のように表す。

表3-3 立坑部損失の推定式

損失種別	計算式	損失係数等
①漸縮部での流入損失 h_1	$h_1 = k_1 \frac{v_d^2}{2g}$	$k_1 = 0.25$
②立坑内の摩擦損失 h_2	$h_2 = \frac{n^2 v_d^2 \ell}{(D/4)^{4/3}}$	$n = 0.01$
③減勢池での急拡損失 h_3	$h_3 = k_3 \frac{v_d^2}{2g}$	$k_3 = 1.0$
④管体への流入損失 h_4	$h_4 = k_4 \frac{v_p^2}{2g}$	$k_4 = 0.5$

表3-3の V_d, V_p は立坑内、管体内の流下方向平均流速、 D, ℓ は立坑径、立坑長さで、損失係数には首都圏外郭放水路予備設計の値を用いた。また、マンニングの粗度係数はアクリル材料の値として0.01を仮定した。

表3-4は予備設計の方法に従って計算した損失の値を示しており、図3-12に実験値と表3-4の計算値との比を導水部形状毎に示した。これによると、流量55.9ℓ/sでは実験値が計算値の2～3倍となっており、表3-3の各式が過小評価になっていることがわかる。この原因と

しては、立坑内に形成される激しい渦流によるエネルギー損失が考えられる。一方、流量 9.9ℓ/s の場合は、比が2倍から12倍とばらついている。これは、渦流によるエネルギー損失以外にも損失量自体が小さいことから計測誤差が大きく影響しているものと思われる。

表3-4 損失水頭の推定値

流量(ℓ/s)	55.9	9.9
流入損失 (cm)	3.7	0.1
摩擦損失 (cm)	2.5	0.1
急拡損失 (cm)	14.6	0.5
急縮損失 (cm)	0.2	0.0
合 計 (cm)	21.0	0.7

3.2.3 導水部水位がエネルギー損失に及ぼす影響

導水部の水位とエネルギー損失の関係を明確にするため、計画流量時の漸縮部下端水深と3.2.2で述べた全水頭差の実験結果を形状ケース別に表したものが図3-13である。C3のケース以外は漸縮部下端水深が大きいほど全水頭差が小さくなるという結果となっている。なお、漸縮部下端水深が全水頭差に及ぼす影響の度合い(図3-13の点線の勾配)と導水部形状の相関関係は見られなかった。

ケースA、B、Cともに e が大きい形状 ($e_{x1} < e_{x2} < e_{x3}$: $x=A,B,C$) の方が下端水深は小さいにもかかわらず全水頭差が小さくなることから、 e の違いによる影響の方が導水部水位の影響よりも大きいことがわかる。

3.2.4 導水部形状がエネルギー損失に及ぼす影響

e と L が等しく導水部高さ z の異なる形状ケースC2とDを比較することにより z が全水頭差に及ぼす影響を推定する。図3-13の結果のうち、水深がほぼ等しい低い水位(図中○印)の場合について比べてみると、 z が大きいケースDの方がエネルギー損失量が多いものの、下端水深がそれよりも大きくなると傾向が逆転する様相を示している。このことから、単に z の大きさだけがエネルギー損失に影響するのではなく、漸縮部下端水深と z の相対的な関係に左右されると推測できる。

次に、勾配が同じで z と導水部長さ L が異なる形状ケースB2とDで比べてみると、同一の下流端水深に対してはB2の方が損失量が大きくなるものとみられる。この理由として、漸縮幅の変化率の違いや水平方向流速から鉛直流れへと方向を変える助走区間の長さの違いが挙げられるが、それらの影響の度合いは今回の実験では判定できなかった。

3.2.2～4の考察結果をまとめると、本実験における導水部から管体に至るまでのエネルギー損失を支配する要因は、流量一定の下では漸縮部下端幅、漸縮部下端水深、導水部高さであることがわかった。導水部長さ L あるいは導水部勾配 β の影響については漸縮部下端水深の条件が異なっており一概に断定できないものの、例えばケースA2とC2(△)を比較すると、勾配の急な (L の短い) ケースA2の方が損失が大きいことから、導水部勾配も支

配要因と考えられる。そこで、以上の要因を表すパラメータとして漸縮部下端での平均流速 $v_o = Q/eh \cos \beta$ をとり、これと実験模型の漸縮部上端から管体部に至るまでのエネルギー損失量との関係を図3-14に示す。この図より、次の関係式が成り立つと考えられる。

$$\begin{aligned}\Delta E_{\text{total}} &= k \frac{(Q/eh \cos \beta)^2}{2g} \\ &= k \frac{Q^2}{2gc^2 L^2} ((\Delta h/L + \tan \beta) \cos \beta)^{-2} \\ &= k \frac{Q^2}{2gc^2 z^2} ((z/L)^2 + 1) (\Delta h/z + 1)^{-2} \quad \dots (3-15)\end{aligned}$$

ここに、 ΔE_{total} は渦流による損失水頭、 $\Delta h = h - z$ である。このような比例関係が成立するという事は、減勢池前後での損失が非常に小さいかあるいは減勢池前後での損失にも立坑内の接線流速が大きく影響するということを意味している。

式3-15を用いて、無次元化した損失水頭と漸縮部の勾配 β の関係を表したのが図3-15である。この図から、 L が一定のもとでは勾配が急な方が損失水頭が相対的に小さいこと、 Δh が小さいと損失水頭は大きくなることがわかる。このことは3.2.4で説明したことを裏付けるものである。次に z が一定のもとで無次元化した損失水頭と漸縮部の長さ L の関係を図3-16に示す。これより、 z が一定のもとでは L が長いほど損失量は小さくなることがわかる。

3.2.5 立坑内におけるピエゾ計水頭の流下方向変化

立坑部における損失量の評価を行うため、流下方向に数点ピエゾ管を設置しピエゾ計水頭を計測した。満管渦流状態の接線方向流速分布、圧力分布はランキン渦によるものと類似していると考えられる(図3-17)ので、マノメータの読みから得られるピエゾ計水頭の値は壁面(近傍)での圧力を示すものであって断面平均値を表すものではないことに注意する必要がある。

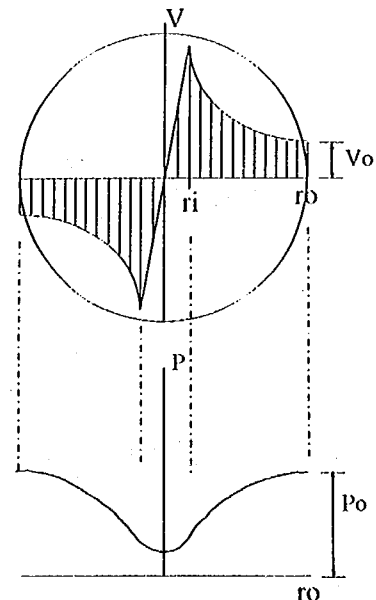


図3-17 ランキン渦による流速分布(上)と圧力分布(下)

ピエゾ計水頭の流下方向変化の実験結果を図3-18に示す。これによると、流量 9.9 l/s ではいずれのケースでもピエゾ計水頭は流下方向に減少し、しかも減少傾向が指数的であることがわかる。しかし、流量 55.9 l/s のときには指数的に減少すると仮定した場合に比べると、 a_2 から a_3 に至るまでの減少量が過大であることが伺える。この理由としては、流量が大きくなると立坑への流入当初は激しい渦流により水面が a_2 から a_3 付近まで形成されて流水断面積が小さくなるため、流速が増加して摩擦損失も増えることが考えられる。また、流量 55.9 l/s ではデータのばらつきが大きく、 a_5 地点の値が a_4 地点の値より大きくなる場合があったが、これがマノメータへの空気混入によるもの

なのかそれ以外の理由によるのかは判明しなかった。

3.2.6 渦流状態における立坑内壁面圧力とエネルギー損失量の推定

立坑内の渦流は漸縮部付近を除くとほぼ軸対称な流れで、軸方向の断面平均流速は流下により変化しないが、壁面に沿う接線成分は流下するにしたがい減少する。渦流流れによるエネルギー損失は壁面近傍での直接的粘性逸散と乱れによる粘性逸散により生じているが、通常の抵抗則で得られる摩擦損失量よりはるかに大きな損失が伴う。Love(1974)は渦の無い流れに対して2オーダーも大きな壁面圧力の低下量があること、エネルギー損失も数オーダー大きくなることを示している。このようにエネルギー損失が増大する要因としては強制渦の部分で図3-17から推察されるように流下方向に圧力が増加するため相対的に壁面近傍での流速が増大することが挙げられる。

渦流が発生している場合に立坑内でどれだけの損失が生じているかを直接計測により算定しようとする、流下方向2断面における流速分布を計測しなければならない。これに関して、Love(1974)は円筒座標系に関する連続式とナビエストークス方程式を幾つかの仮定に基づき簡略化して、渦流状態におけるエネルギー損失量を見積る方法を解析的に示し、Jain(1993)らはスクロール式の立坑における損失量の算定にこれを用いている。この方法では、境界条件として上流側のある地点における強制渦の半径 r_i と立坑の半径 r_0 の比 R 及び壁面における接線方向水平流速 V_0 を与えることにより、立坑側壁での圧力および全エネルギーの流下方向変化が微分方程式の解として得られる。

基礎方程式の簡略化には以下の4つの仮定を設定している。

1) 渦流は壁面近傍を除き非回転流れ(irrotational flow)である。すなわち、

$$V = V_0(z)(r_0 / r) \quad \dots(3-16)$$

ここで、 V は接線流速、 z は流下方向、 r は立坑半径方向(外向き)を表す。また、立坑中心部には強制渦が存在するので全体としては図3-17のようなランキン渦の接線流速分布および圧力分布となる。

2) 渦度の減衰、壁面せん断応力により、壁面での圧力は流下方向に減少するが、中心部では逆に増加する。したがって、圧力 $p(r,z)$ の流下方向の勾配がゼロとなる $r=r_i$ が存在し、それより中心側での z 方向流速 W は負になる。

$$\partial p / \partial z \Big|_{r_i} \cong 0 \quad \dots(3-17)$$

r_i は z により異なる。 r_i により定義される曲面上ではせん断応力 τ は壁面に比べて無視し得るので、 $(\tau_{r0})_{r_i} = 0, (\tau_{rz})_{r_i} = 0$ となる。また、コア内の正味の流れはないとして次の連続式が成り立つ。

$$Q = 2\pi \int_{r_i}^{r_o} W r dr \quad \dots(3-18)$$

3)半径方向流速 U は他の成分に較べて無視できる。したがって、

$$U \cong 0, \partial \tau_{rz} / \partial z \cong 0, \partial \tau_{\theta z} / \partial \theta \cong 0 \quad \dots(3-19)$$

4)壁面せん断応力はBlasiusの摩擦公式で表される。

$$\tau_{r\theta} = (f/8)\rho(\bar{U}^2 + \bar{V}^2 + \bar{W}^2) \quad \dots(3-20)$$

ここに、 f は摩擦損失係数、 $\bar{u}$ は平均流速を示す。

以上の仮定のもとに基礎方程式（連続式とナビエーストークス方程式）を変形すると、次式のようになる。

$$\frac{dR}{dJ} = \frac{(1-R^2)}{R} \left[\frac{1}{J} - J(1-R^2)(1/R^2 - 1 + hR^2) \right] \quad \dots(3-21)$$

ここに、 J は局所的な渦度を表す変数で

$$J = \frac{\tan \Phi_o}{[1 - (r_i/r_o)^2]}, \quad \tan \Phi_o = \bar{w}/\bar{v} \quad \dots(3-22)$$

とあらわされる。 $R=r_i/r_o$ はコア半径と立坑半径の比である。 J は次のようにも定義できる。

$$J \equiv v_o/W_{avg} = \pi r_o^2 v_o / Q \quad \dots(3-23)$$

ここに、 W_{avg} は流下方向の平均流速である。さらに、壁面せん断応力の仮定4)と接線方向の運動方程式から渦流の減衰を表す次式が導かれる。

$$\frac{dJ}{dz} = -\frac{f}{4r_o} J^2 \left[1 + \frac{1}{J^2(1-R^2)^2} \right]^{1/2} \quad \dots(3-24)$$

したがって、式3-21と3-24より J, R の流下方向変化が計算できる。また、壁面における圧力 $p(r_o, z)$ (静圧)の流下方向変化は次式で表される。

$$\frac{dp(r_o, z)}{dz} = -\frac{f}{4r_o} \rho W_{avg}^2 F, \quad F = J^3 \left[1 + \frac{1}{J^2(1-R^2)^2} \right]^{1/2} (R^{-2} - 1) \quad \dots(3-25)$$

立坑の軸方向流速分布を図3-19のように近似すると、全水頭は最終的に次式により算定される。

$$E_t = \frac{p_o}{\rho g} + \frac{W_{avg}^2}{2g(1-R^2)} \left[(1.4-R^2)J^2 + \frac{1-1.2R^2}{(1-R^2)^2} \right] \quad \dots(3-26)$$

以上の式により圧力と全水頭の流下方向変化を算定するにあたっては、接線式立坑の流入部($z=0$)における J, R の境界条件は次のように定めた。

$$R_{z=0} = \left(1 - \frac{c}{r_o}\right), \quad \dots(3-27)$$

$$J_{z=0} = \frac{\pi r_o^2 v(r_o, 0)}{Q}, \quad \dots(3-28)$$

$$v_o = v(r_o, 0) = Q / ch \quad \dots(3-29)$$

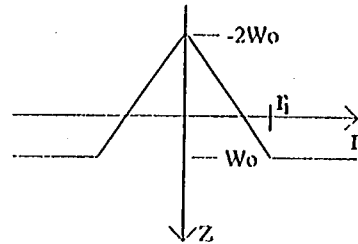


図3-19 流下方向(z)の流速分布

一次実験と二次実験における立坑側壁での圧力水頭の計測結果を用いて、上記の方法による圧力変化の推定精度について確認を行った。式3-21と式3-24は差分法を用いて連立的に解いた。側壁における圧力 $p(r_o, 0)$ の値には、漸縮部下端とほぼ同じ高さに設けられたマノメータの読みを用い、 v_o は漸縮部下端水深の計測値をもとに算出される平均流速に等しいとした。図3-20,21,22は漸縮部下端より低い位置に取り付けられたマノメータ($a_4, a_5, a_6, p_2, p_3, p_4$)の読みと計算値を比較したもので、 $f=0.025$ を用いている。計算では摩擦損失係数 f を0.025から0.050まで変え、それぞれ計算値と実測値を比較したが、計測位置番号の a_4, a_5 では $f=0.025$ のときに計算値が実測値とよく適合しているが、 a_6 になると実測値より大きめの値となりずれが生じている。この原因として減勢池の存在などが考えられるが定かではない。逆に、 f の値が大きくなるにしたがい a_4, a_5 での適合性は劣ってくる結果となった。滑面管路の乱流における f を求めると表3-5のようになり、 $f=0.025$ という値は滑面乱流の場合の摩擦損失係数のおよそ25%から80%大きな値であることがわかる。

表3-5 滑面乱流の摩擦損失係数

流 量(ℓ/s)	9.9	55.9
流 速(m/s)	0.30	1.69
レイノルズ数	6.15×10^4	3.5×10^5
摩擦損失係数 f	0.020	0.014

式3-26および摩擦損失係数 $f=0.025$ を用いて漸縮部下端の全水頭を算出し、漸縮部上端と減勢池下流での全水頭(計測値)を用いて減勢池での損失量を分離した。図3-23,24,25は実験結果から求めた模型全体の損失量と立坑内(長さ約1.65m)の損失量の関係を表している。この結果から、接線式渦流立坑を用いた模型の損失水頭のうち、減勢池での損失の占める割

合が高く、立坑内での損失量はケースP1,P3,K2(図3-24)で全体の1割程度、ケースN2(図3-25)では3割程度となっている。ケースA1~D(図3-23)も同程度の割合であるが、 $Q=55.9\ell/s$ の場合には立坑内の軸方向流速が大きいためその分減勢池での損失量が大きくなる。そのため、図3-23で立坑内での損失量が小さくなくても縦軸の切片は20cmをこえる値となっている。

以上のように、立坑内での損失量の占める割合が小さいにもかかわらず全損失量が漸縮部下端速度水頭に比例する結果が得られたのは、減勢池での損失が接線流速に関係しているからであると考えられる。一方、全水頭に関する漸縮部上端の計測値と立坑下端（減勢池直前）の計算値を用いてその区間の損失水頭を算出し、漸縮部下端速度水頭との関係を整理したのが図3-26である。この結果ではばらつきが大きく損失水頭が負の値を示したものも多く、両者にある決まった関係は見られなかった。

3.2.7 立坑径及び漸縮部下端幅と損失水頭の関係

次に、Loveの方法を用いた計算により渦流型立坑において立坑径を大きくすることが損失量の抑制にどれだけ寄与するかを示す。計算にあたっては $f=0.025$ とし、漸縮部での水深は等しく、立坑径あるいは漸縮部下端幅が異なるという数通りの条件を与えた。図3-27は漸縮部下端幅は一定で立坑径を変化させた場合の立坑内(約1.65m区間)での損失量の計算結果を表したもので、同一の流量に対して漸縮部下端幅と立坑半径の比が0.3程度で損失量が最小値となり、立坑径を大きくしすぎると逆に損失量は増加することがわかる。この理由は、立坑径が大きくなると流下方向速度は小さくなるものの、立坑の潤辺が大きくなり渦流に対して抵抗を及ぼす面積が増加してしまい、両者の効果を複合すると結果として摩擦損失が大きくなるものと解釈できる。したがって、立坑径を大きくすることにより立坑内の損失量を低減する効果にも限界があると考えられるが、立坑径を大きくすることにより減勢池での急拡損失は小さくできるものと考えられるので減勢池での損失も考慮してエネルギー損失を最小化する必要がある。この点については渦流が無い場合に径の異なる立坑を用いて確認した結果について後述することとする。図3-28は図3-27の縦軸を立坑内軸方向平均流速を用いて無次元化したもので、流量によらず一定の関係にあることがわかる。また、図3-29は立坑径は一定で漸縮部下端幅を変化させた場合の立坑内での損失量の計算結果で、同一流量に対しては漸縮部下端幅が小さいほど損失量は大きくなることをわかる。図3-28と同様に縦軸を無次元化したものが図3-30で、流量によらない一定の関係となっている。

3.2.8 減勢池でのエネルギー損失

3.2.7では減勢池における損失が模型全体の損失のかなりを占めていることを示したが、ここでは渦流が無い時に比べて減勢池での損失量がどの程度大きくなるかについて説明する。図3-31は流入部がプランジ型の際の減勢池直前（立坑下端）と池から流出後（点r1~r3）における水頭差の実測値と減勢池下流の管体内速度水頭との関係を表したもので、おおむね次式のような比例関係にある。

$$\Delta E_{ch} = k_{ch} \frac{v_p^2}{2g}, \quad k_{ch} = \begin{cases} 3.04 & (D = 0.410\text{m}) \\ 33.75 & (D = 0.205\text{m}) \end{cases} \quad \dots(3-30)$$

あるいは、立坑内の平均流速を用いて、

$$\Delta E_{ch} = k'_{ch} \frac{v_d^2}{2g}, \quad k'_{ch} = \begin{cases} 1.62 & (D = 0.410\text{m}) \\ 1.12 & (D = 0.205\text{m}) \end{cases} \quad \dots(3-30')$$

と表される。ここに、 ΔE_{ch} :減勢池での損失水頭(m)、 v_d, v_p :立坑内及び管体内速度(m/s)である。この関係に従えば渦流のない場合の減勢池における損失量は表3-6のような値をとる。これより、表3-3から算出した減勢池での損失量は1.2割過小な見積りとなる。減勢池での損失が立坑からの流れによる急拡損失と管体への流れによる急縮損失及び減勢池内での曲がりによる損失から成り、式3-31で表されるとして定数を求めると $\alpha_1=1.09$, $\alpha_2=1.00$ となる。

$$\Delta E_{ch} = \alpha_1 \frac{v_d^2}{2g} + \alpha_2 \frac{v_p^2}{2g} = \left[\alpha_1 + \alpha_2 (D/D_p)^4 \right] \frac{v_d^2}{2g} \quad \dots(3-31)$$

ここに、 D_p :管体径である。

表3-6 減勢池における損失量の試算

立坑径(m)	流量(ℓ/s)	損失量(式3-30) (cm)	損失量(表3-3) (cm)
0.205	55.9	16.43	14.88
0.205	14.0	1.00	0.93
0.205	9.9	0.52	0.47
0.410	55.9	1.48	1.16

図3-32は前述の方法で推定した減勢池での損失水頭と式3-30から算定される損失水頭の比(損失比)を縦軸にとり漸縮部下端での速度水頭との関係を整理したものである。渦流が発生している場合、損失比は漸縮部下端速度水頭に比例し、損失比は2を上回っていた。また、立坑内の流下方向平均流速により損失比がかなり異なってくる。すなわち、減勢池での損失量は

$$\Delta E_{ch} = f \left(\frac{v_e^2}{2g}, \frac{v_d^2}{2g} \right) \quad \dots(3-32)$$

と表される。漸縮部下端速度水頭と立坑下端での接線方向速度成分による速度水頭にはある1対1の関係が成立すると仮定すれば、 ΔE_{ch} は立坑下端における速度水頭(鉛直成分+

接線成分)に比例することになり、立坑内の流下方向流速分布を図3-19で表せば20)、式3-33の関係が導かれる。

$$\begin{aligned}\Delta E_{ch} &= f(E'_v) \\ E'_v &= \frac{2\pi}{Q} \int_0^{D/2} \frac{W^2 + V^2}{2g} W r dr \\ &= \frac{W_{avg}^2}{2g(1-R^2)} \left[(0.2 - \ln R^2) J^2 + \frac{1-1.2R^2}{(1-R^2)^2} \right] \quad \dots(3-33)\end{aligned}$$

図3-33は式3-33に基づき計算した立坑下端での速度水頭と減勢池での損失量の関係を示したものである。比較的 v_d の値が小さなケースを示した図3-33(a)では両者に比例関係が認められたものの、 v_d の値が大きなケースを含む図3-33(b)でははっきりした比例関係が認められなかった。これは、計算では摩擦損失係数を一定値($f=0.025$)で与えているものの立坑径や流量により摩擦損失係数に違いが生じるためではないかと思われる。

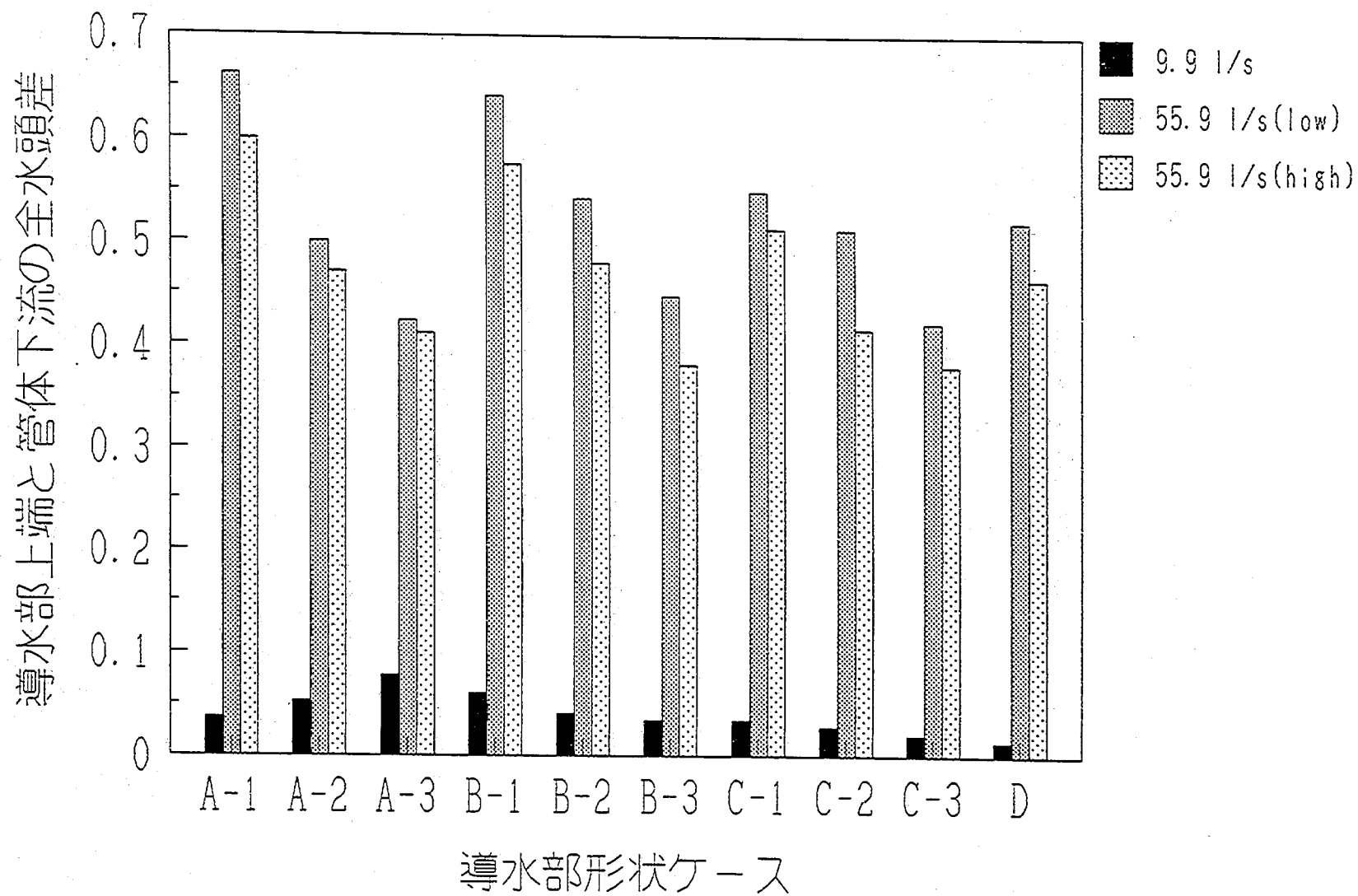
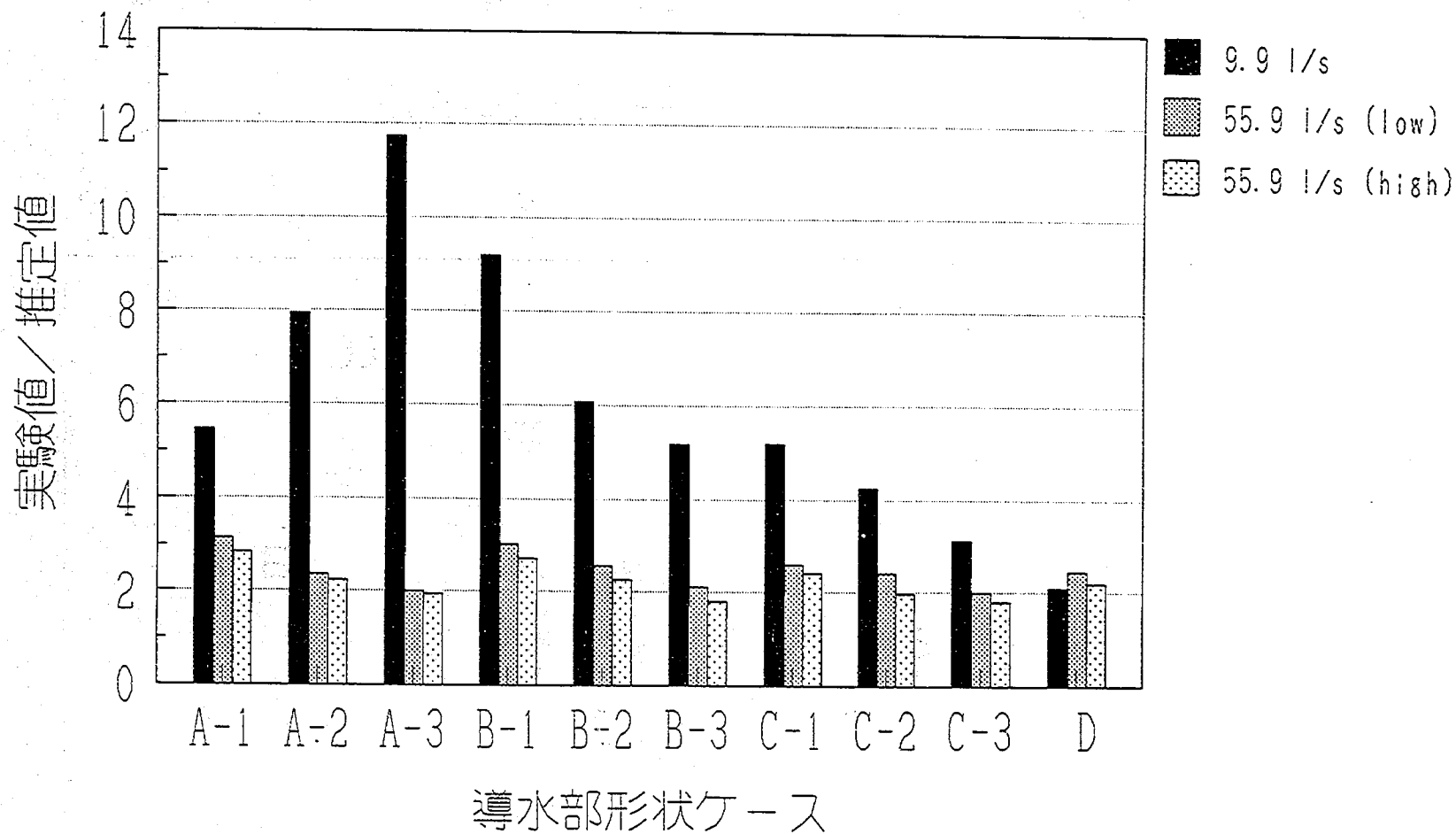


図3-11 形状ケース別の損失水頭



推定値(9.9 l/s) = 0.66(cm)

推定値(55.9 l/s) = 21.02(cm)

図3-12 実験模型における損失水頭の推定値と実験値の比

漸縮部上流端と管体下流の全水頭差 (m)

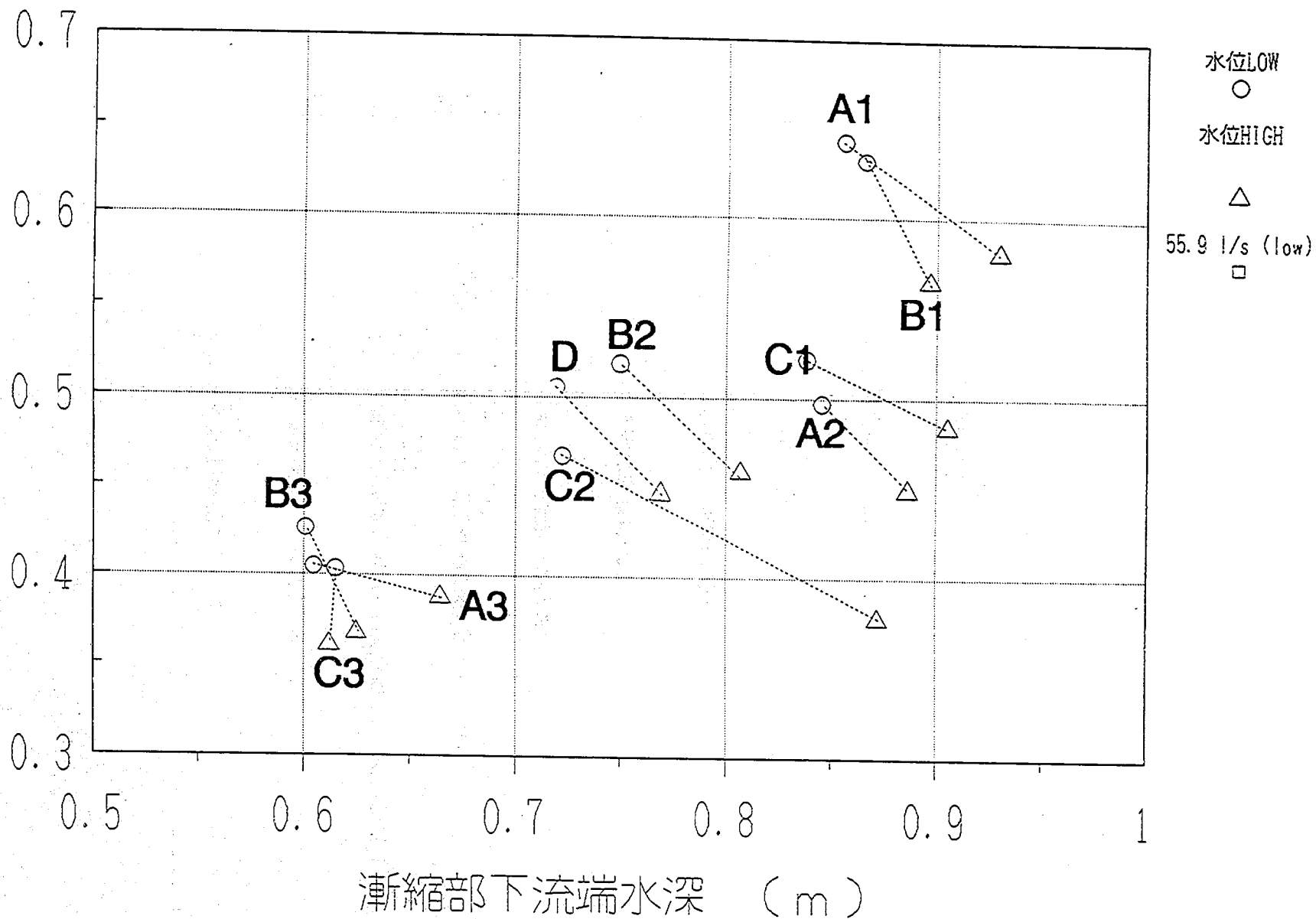


図3-13 形状ケース別の漸縮部下流端水深と損失水頭の関係

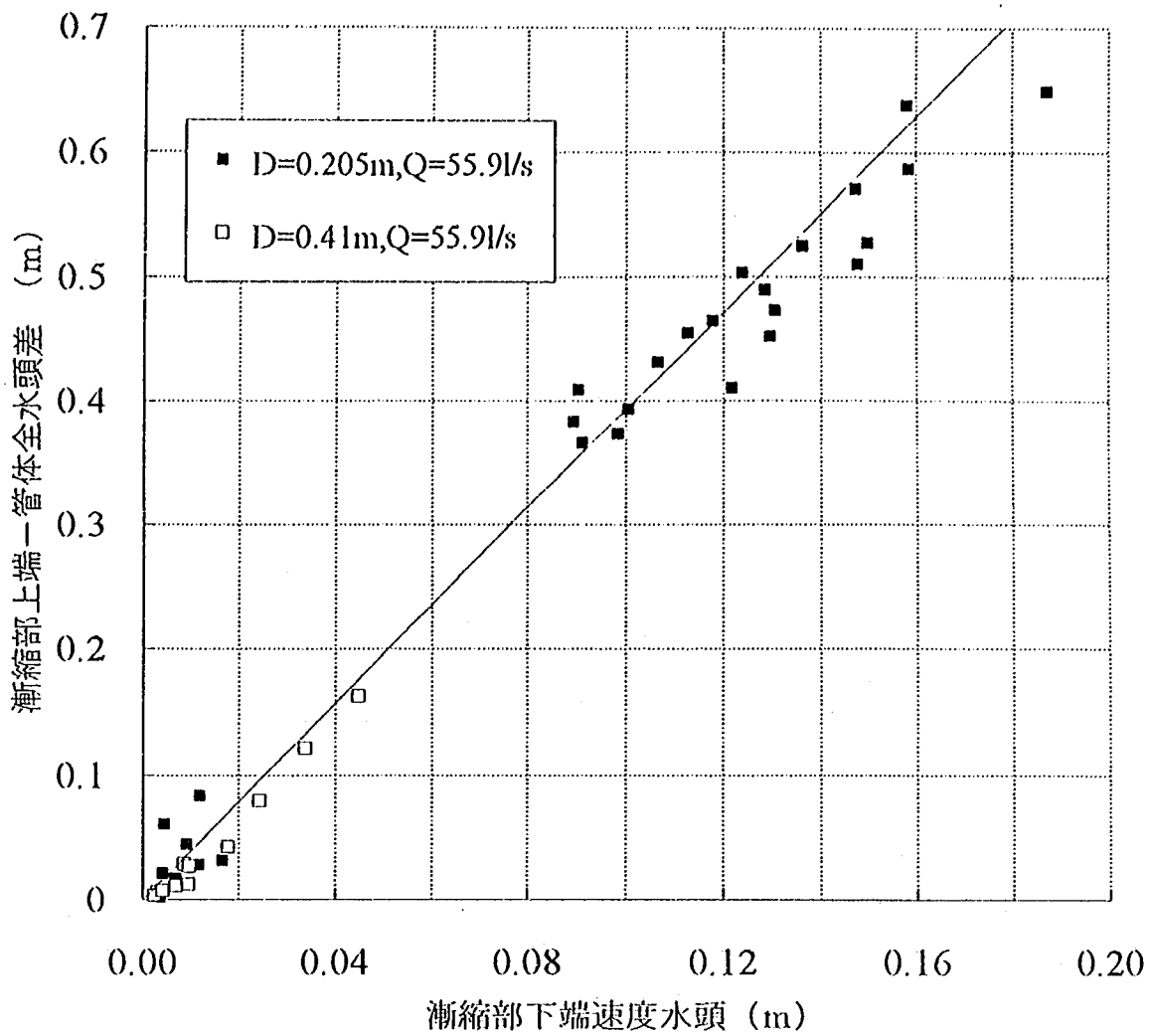


図3-14 漸縮部下端の速度水頭 $\frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{ch \cos \beta} \right)^2$ と損失水頭の関係 (二次実験結果を含む)

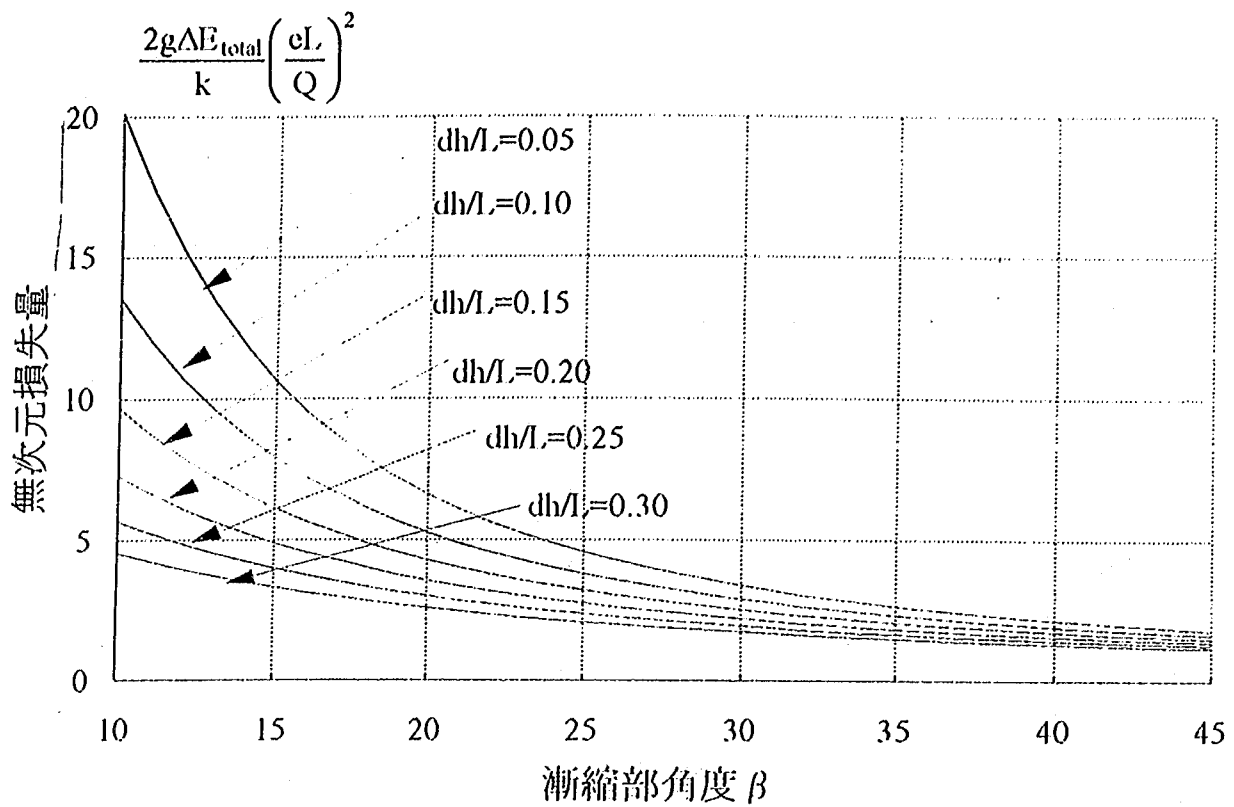


図3-15 漸縮部の勾配が損失量に及ぼす影響

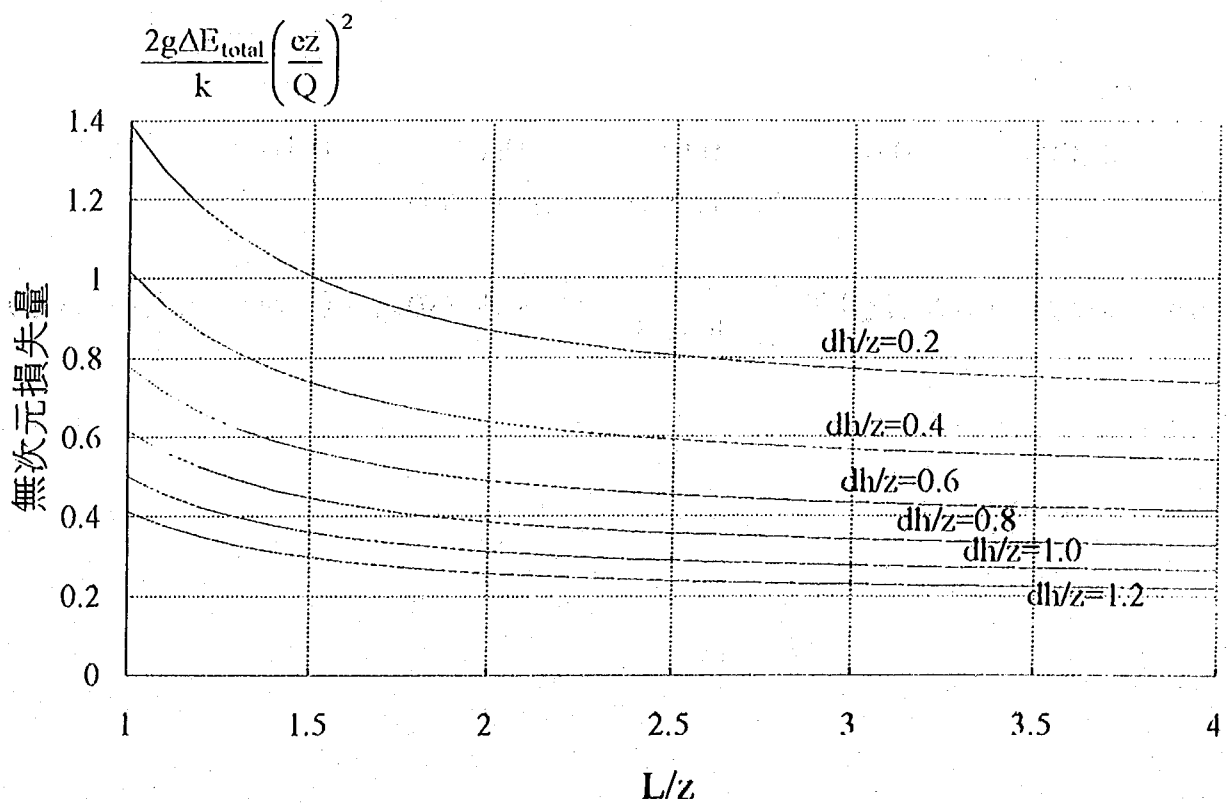


図3-16 漸縮部の長さが損失量に及ぼす影響

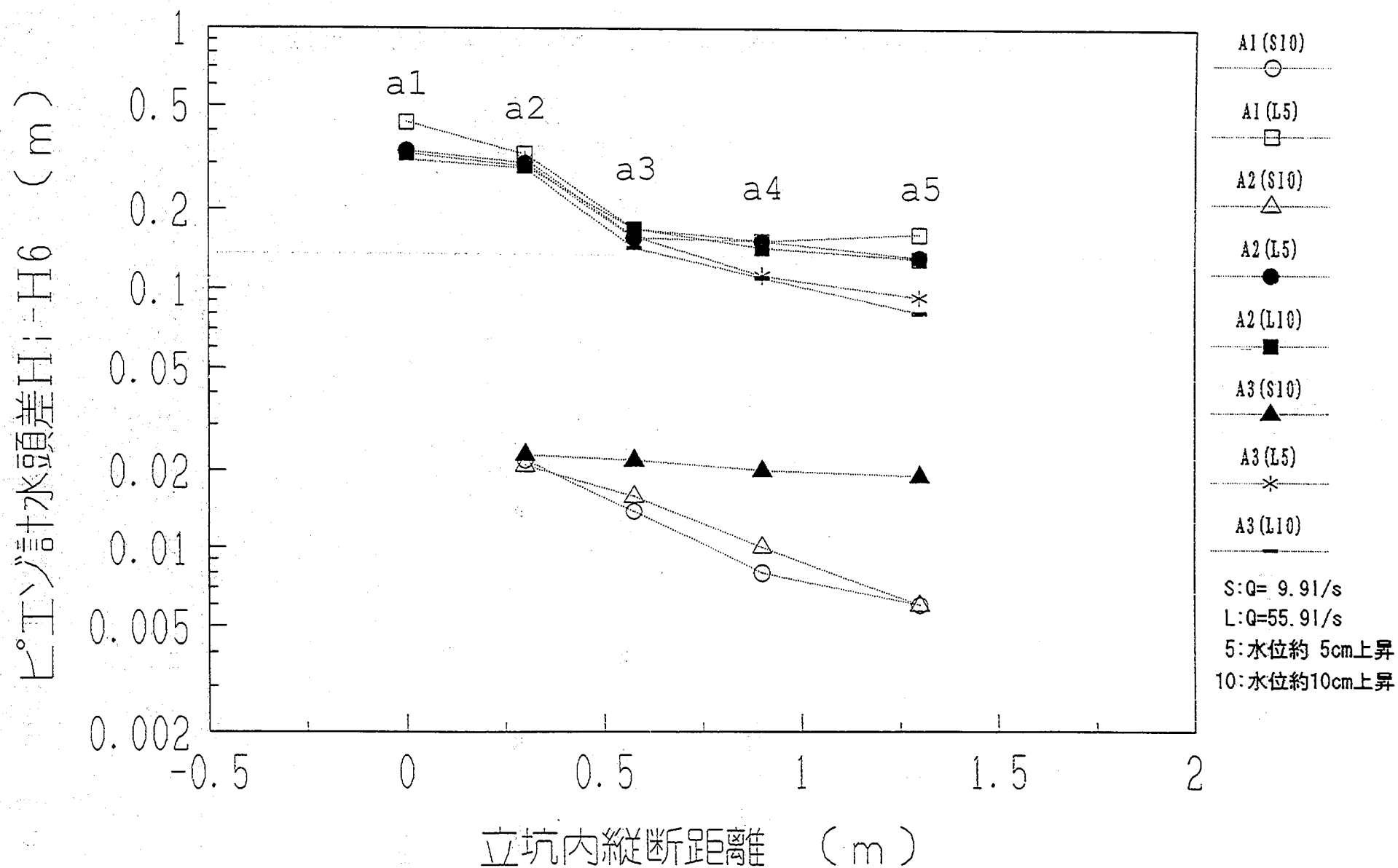


図3-18(a) 立坑におけるピエゾ計水頭の流下方向の変化

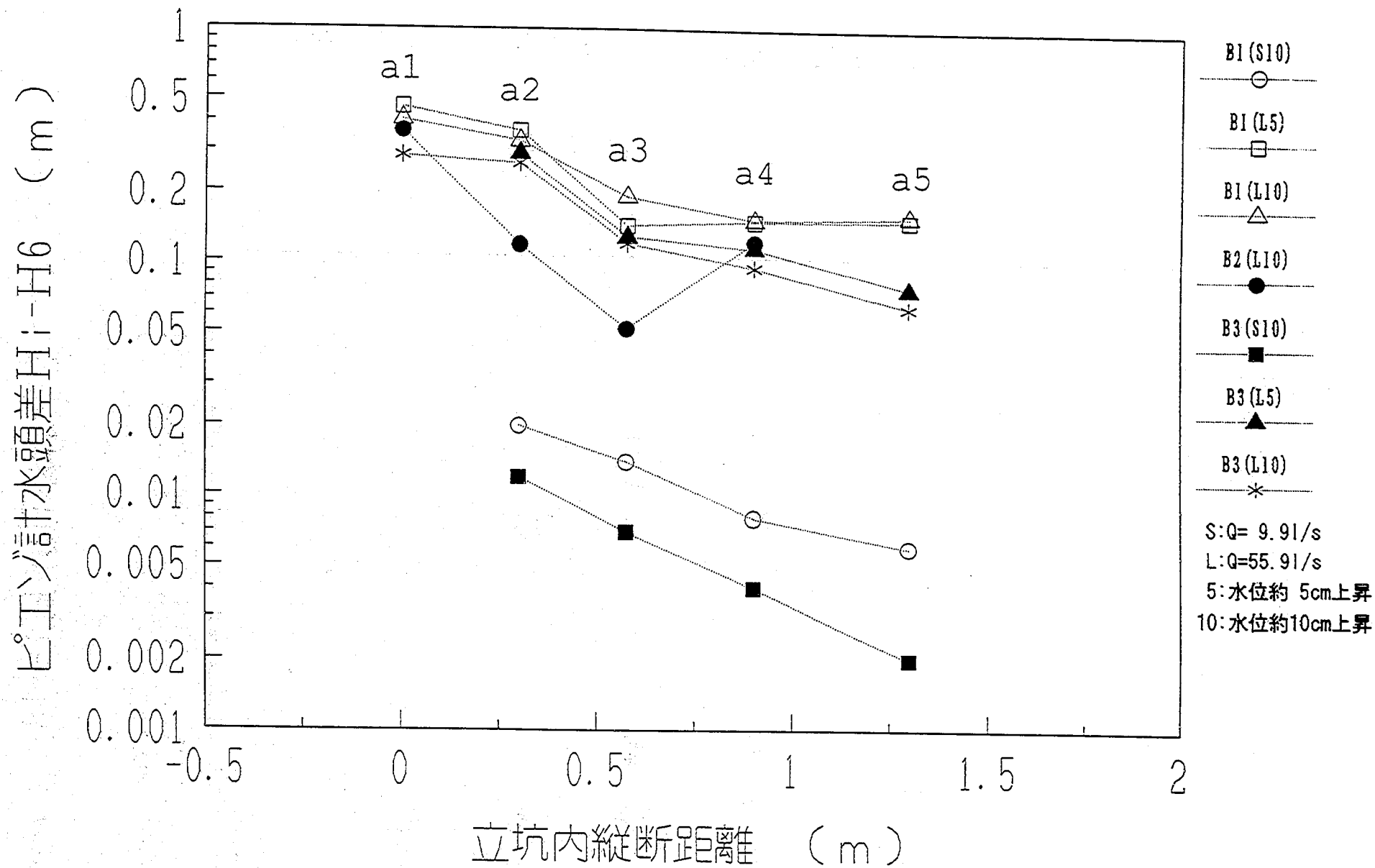


図3-18(b) 立坑におけるピエゾ計水頭の流下方向の変化

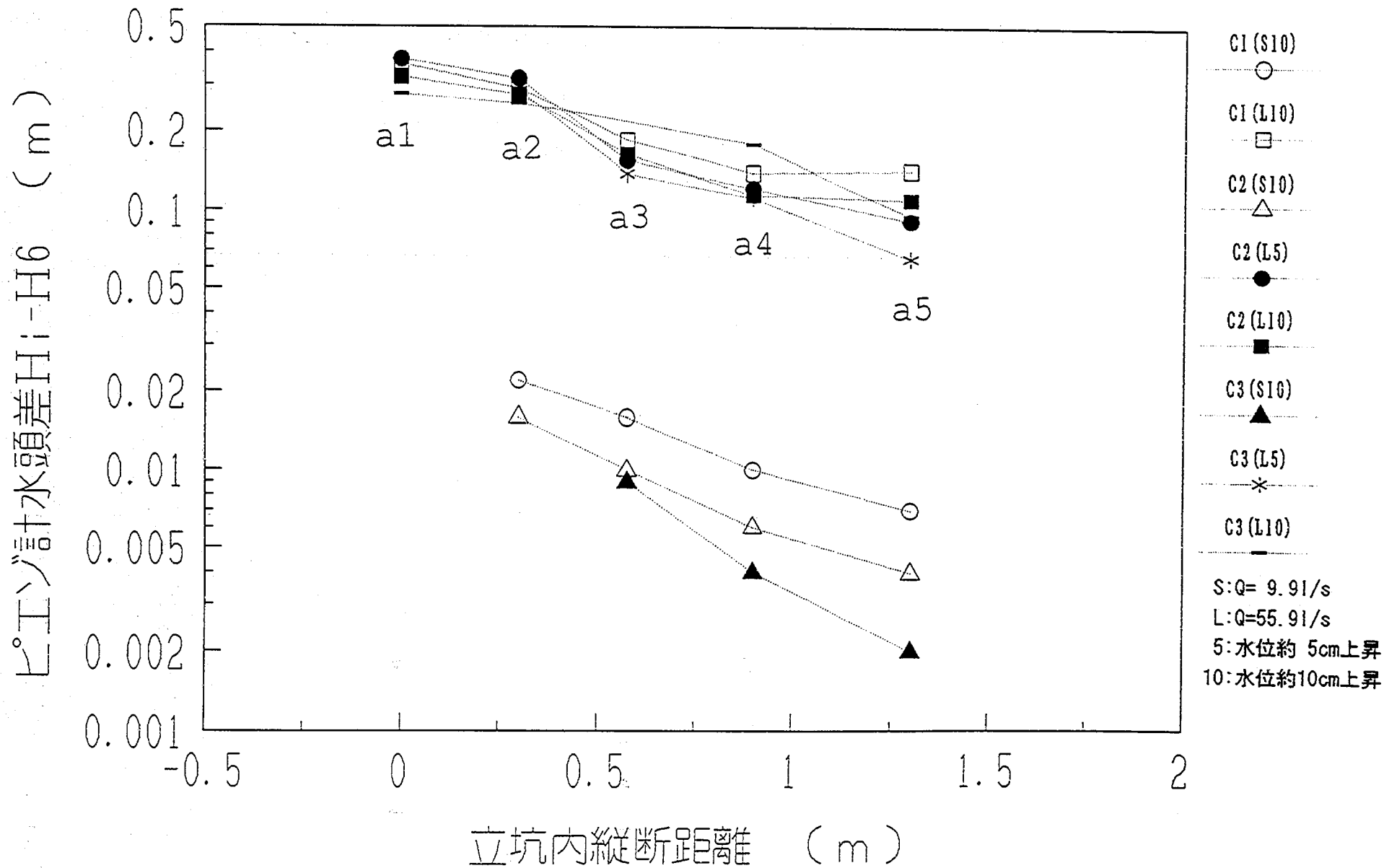


図3-18(c) 立坑におけるピエゾ計水頭の流下方向の変化

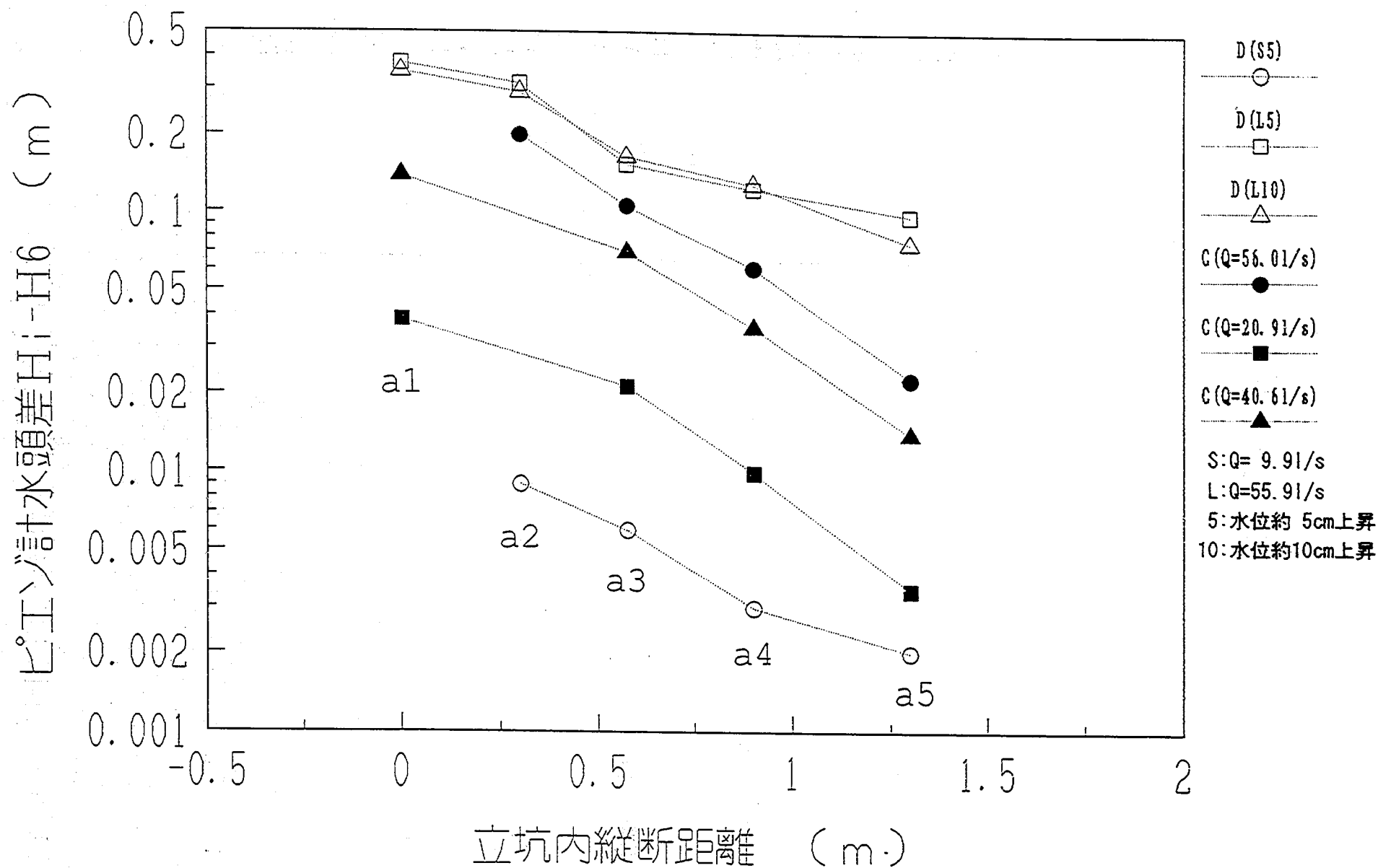


図3-18(d) 立坑におけるピエゾ計水頭の流下方向の変化

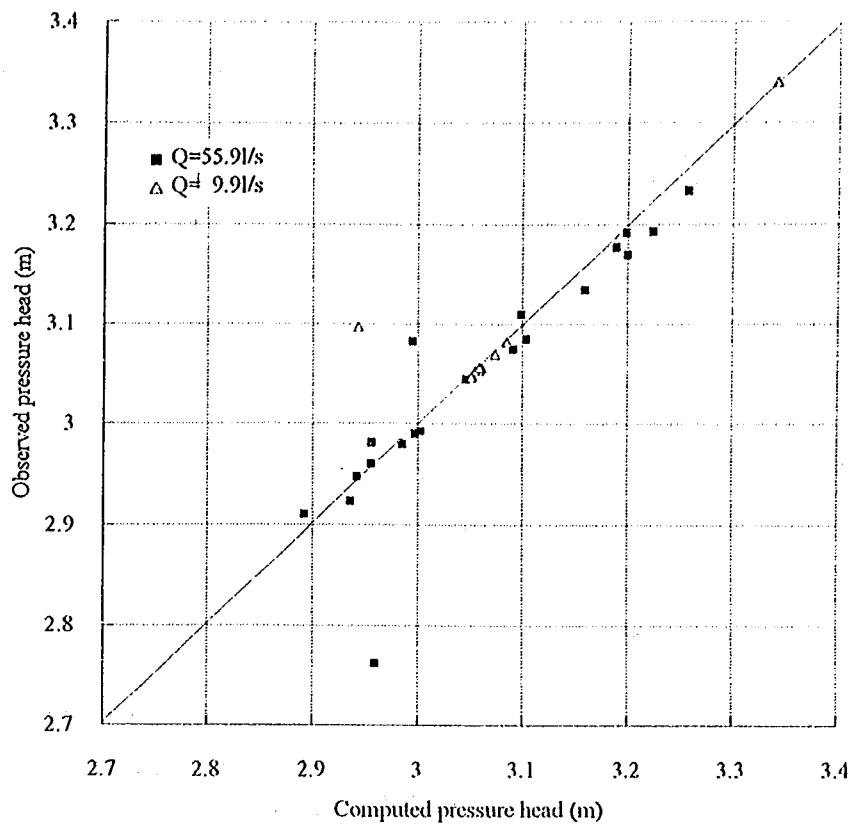


図3-20(a) ピエゾ計水頭の計算値と計測値の比較(一次実験, $D=0.205\text{m}$, a4)

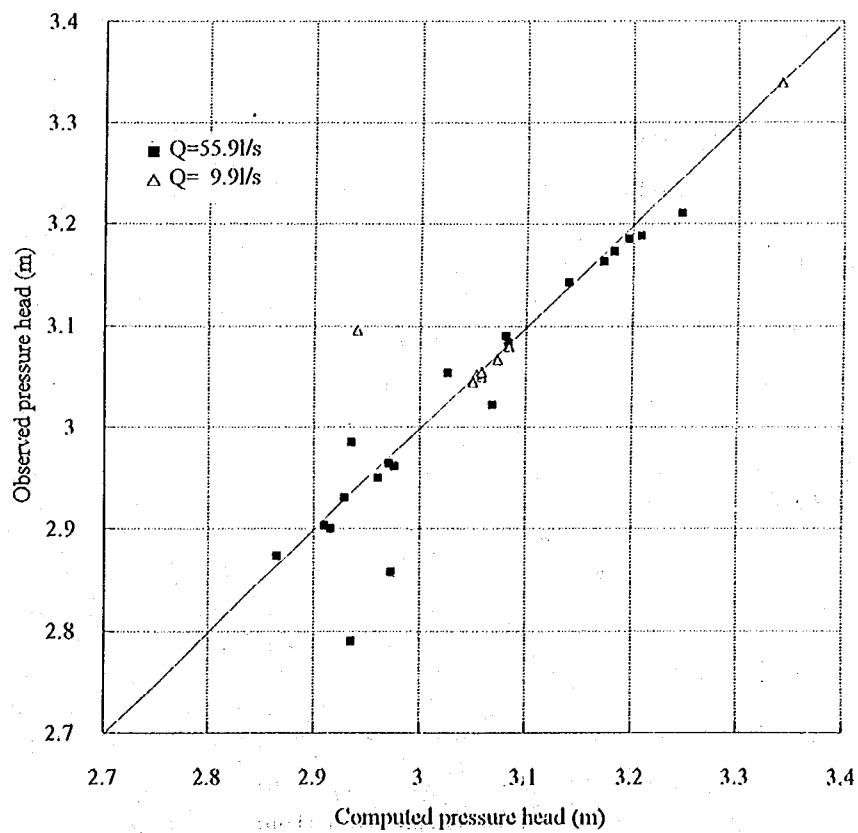
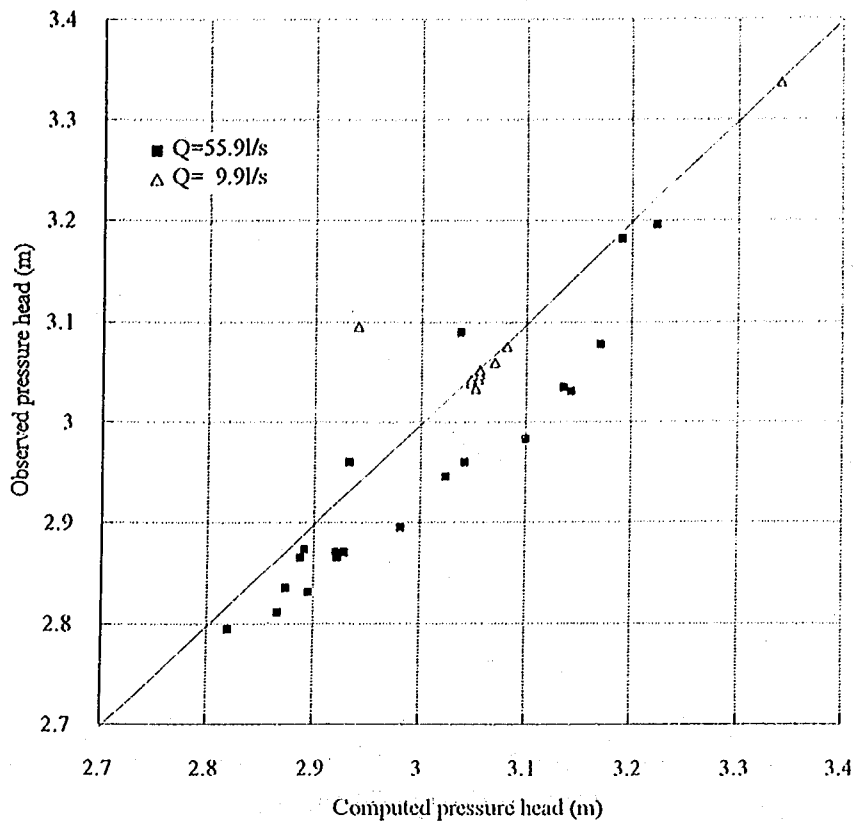


図3-20(b) ピエゾ計水頭の計算値と計測値の比較(一次実験, $D=0.205\text{m}$, a5)



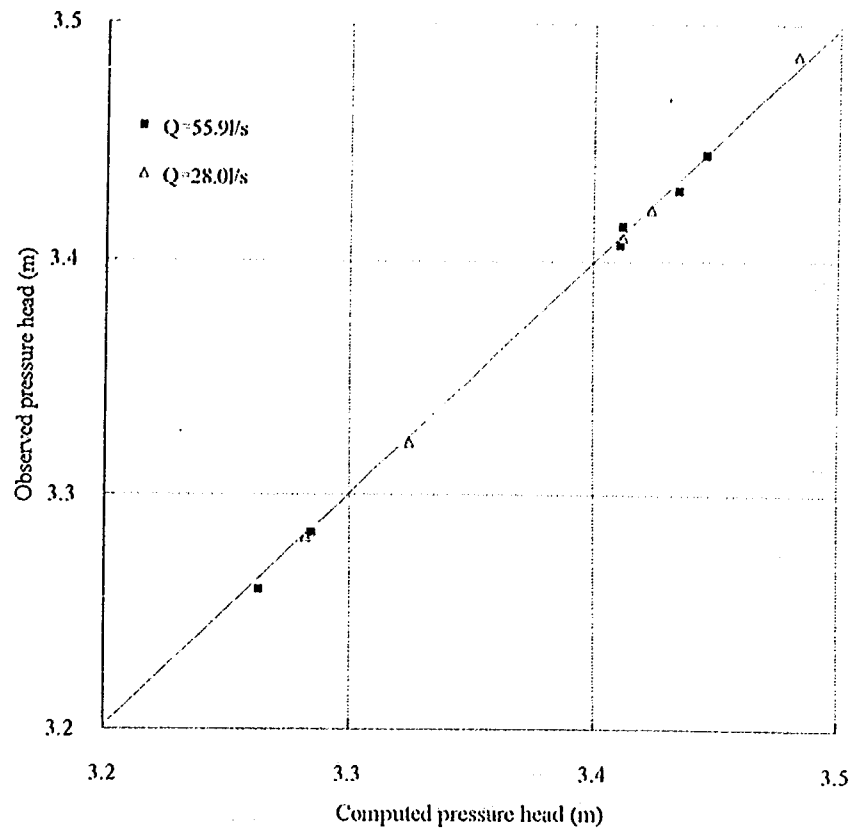


図3-21(b) ピエゾ計水頭の計算値と計測値の比較(二次実験, D=0.410m, p3)

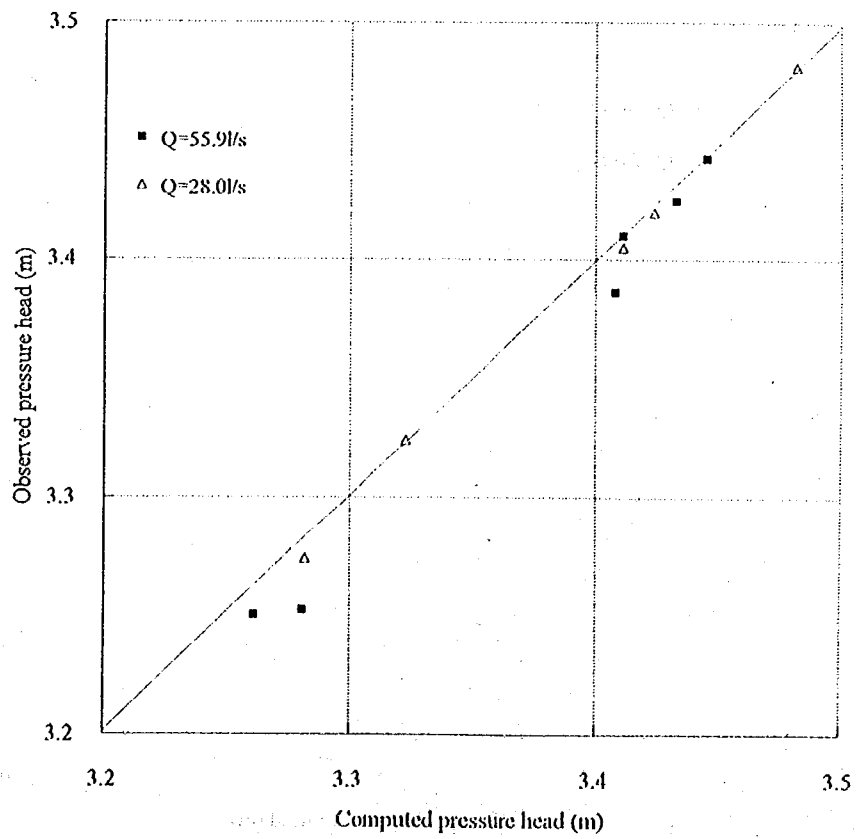


図3-21(c) ピエゾ計水頭の計算値と計測値の比較(二次実験, D=0.410m, p4)

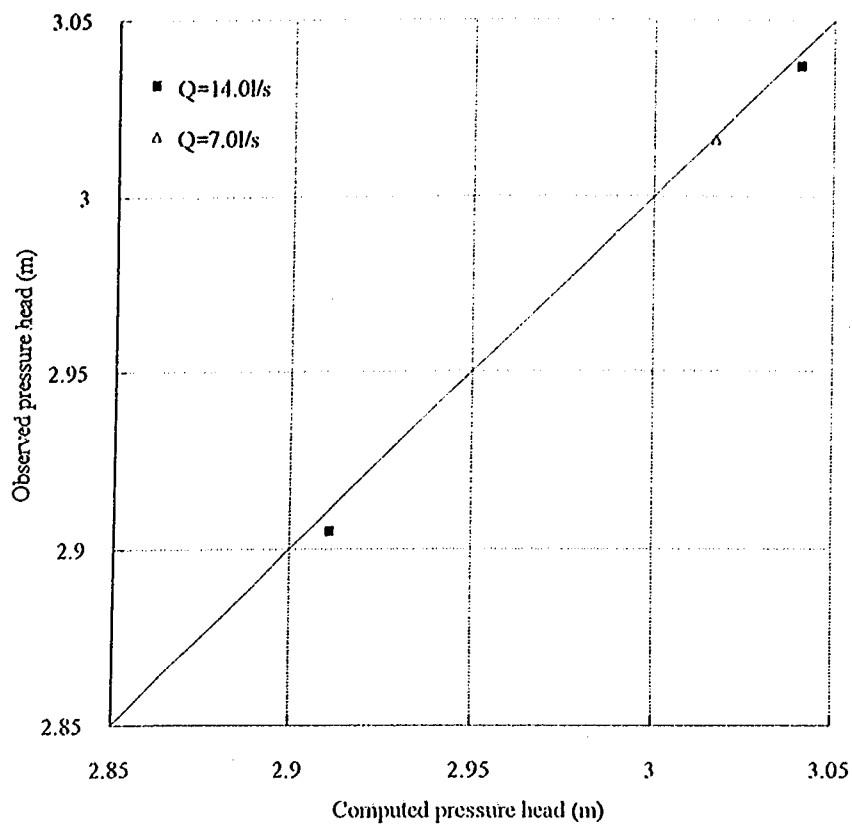


図3-22(b) ピエゾ計水頭の計算値と計測値の比較(二次実験, $D=0.205\text{m}$, $p3$)

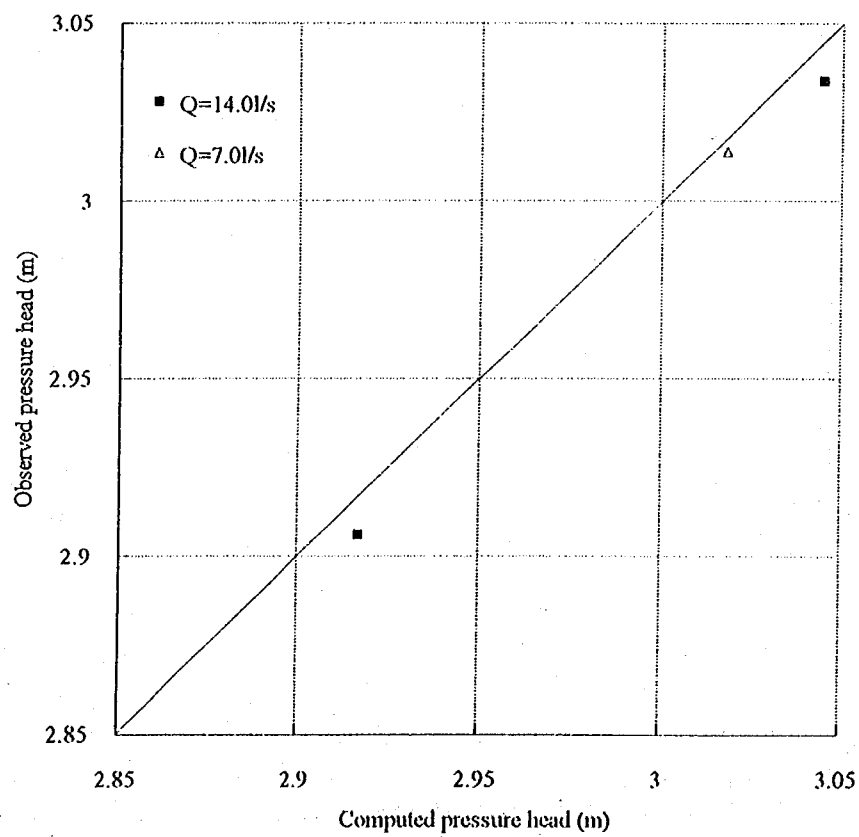


図3-22(a) ピエゾ計水頭の計算値と計測値の比較(二次実験, $D=0.205\text{m}$, $p2$)

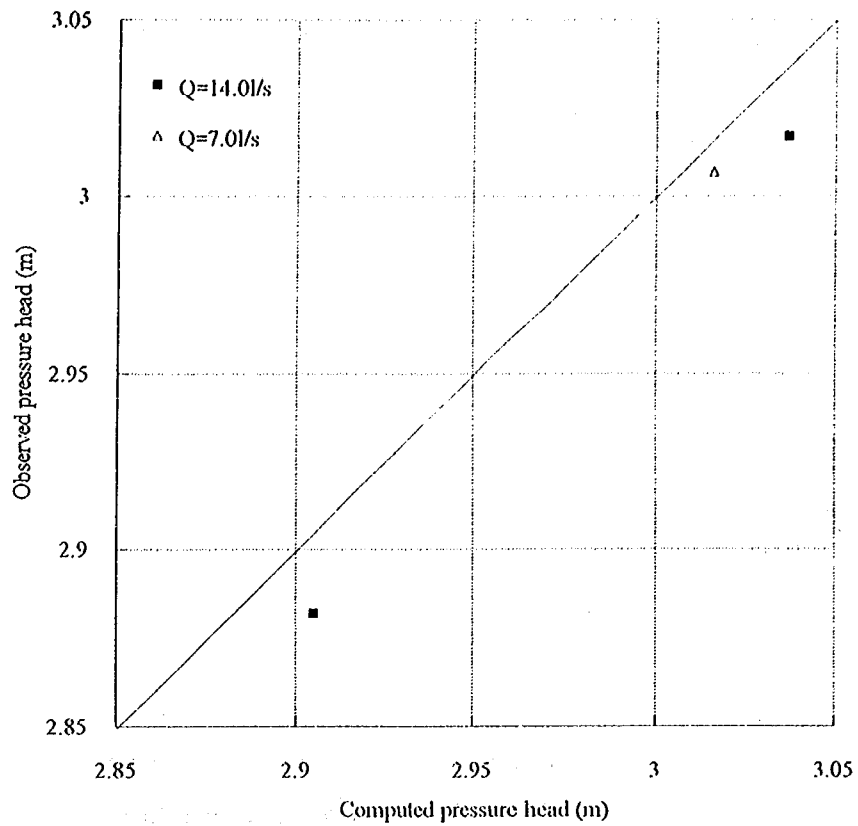


図3-22(c) ピエゾ計水頭の計算値と計測値の比較(二次実験, $D=0.205\text{m}$, p_4)

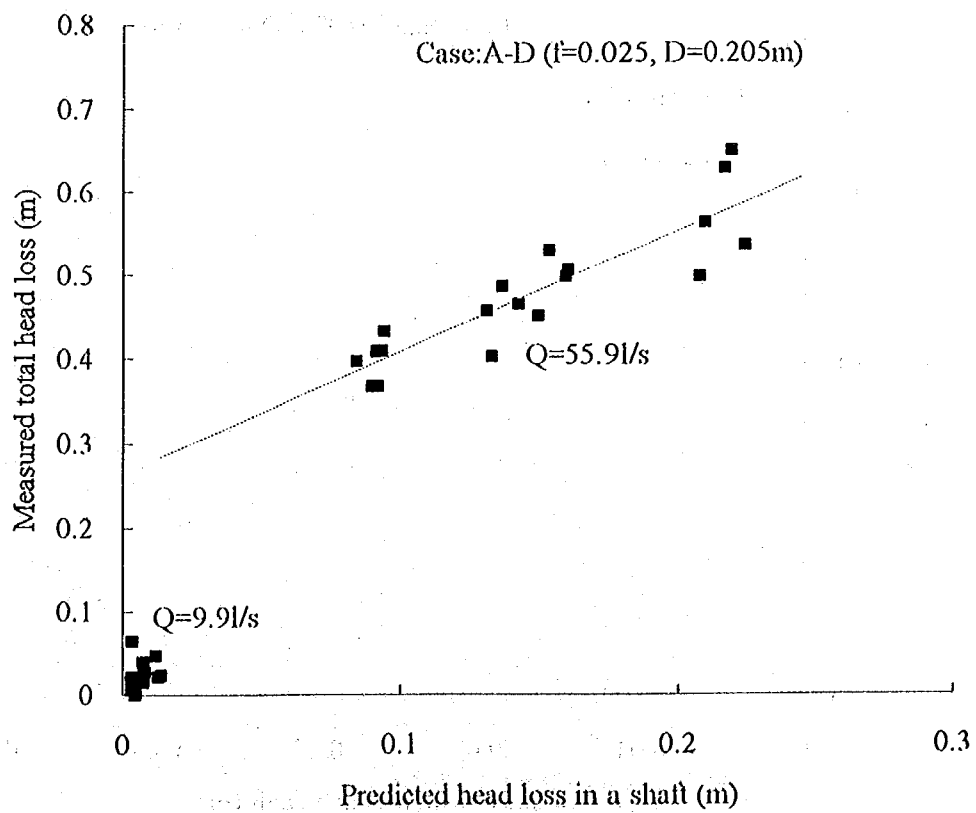


図3-23 立坑内の損失水頭(計算値)と全損失水頭(計測値)の関係(一次実験, $D=0.205\text{m}$)

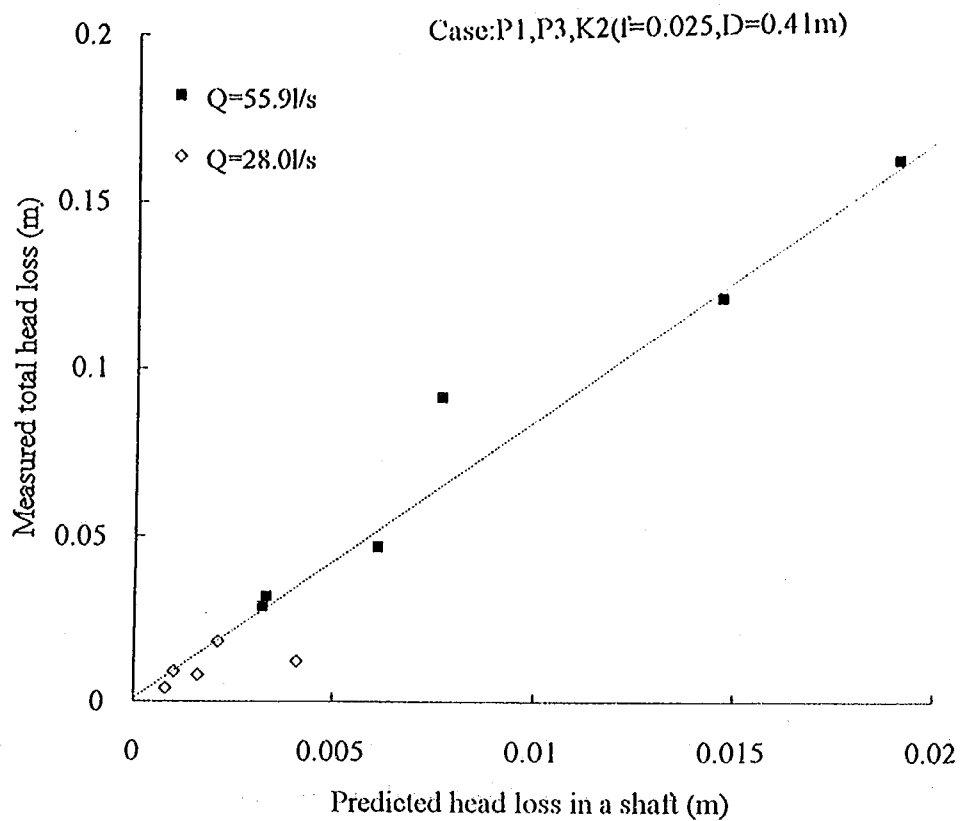


図3-24 立坑内の損失水頭(計算値)と全損失水頭(計測値)の関係(二次実験, $D=0.410\text{m}$)

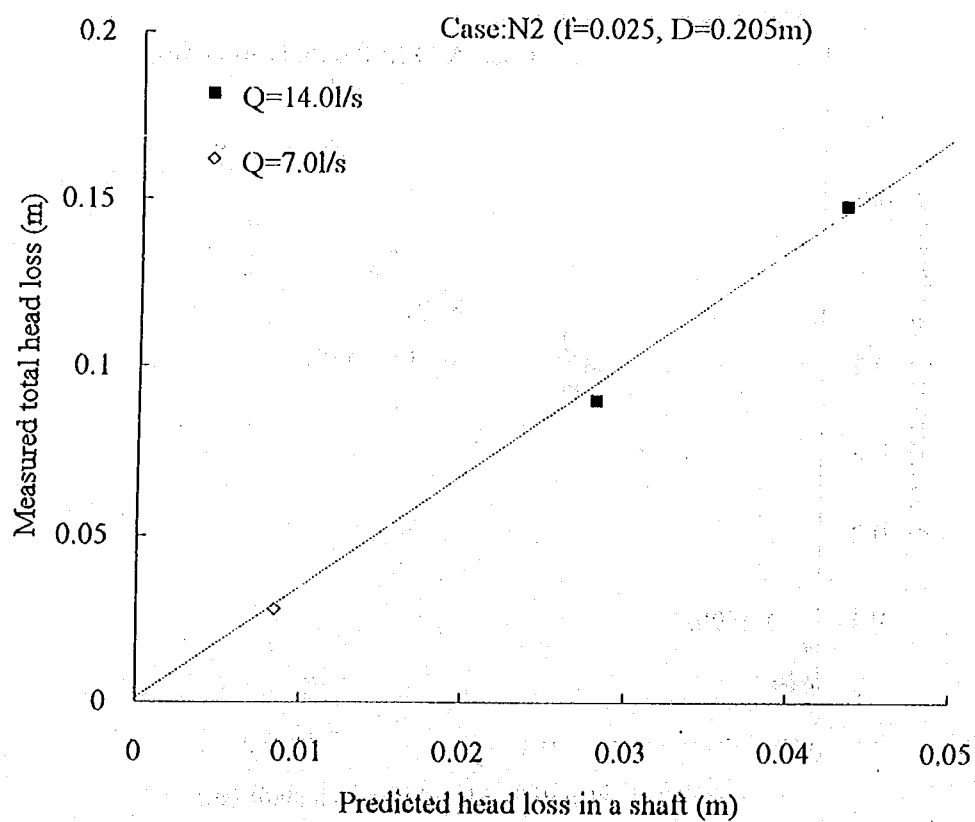


図3-25 立坑内の損失水頭(計算値)と全損失水頭(計測値)の関係(二次実験, $D=0.205\text{m}$)

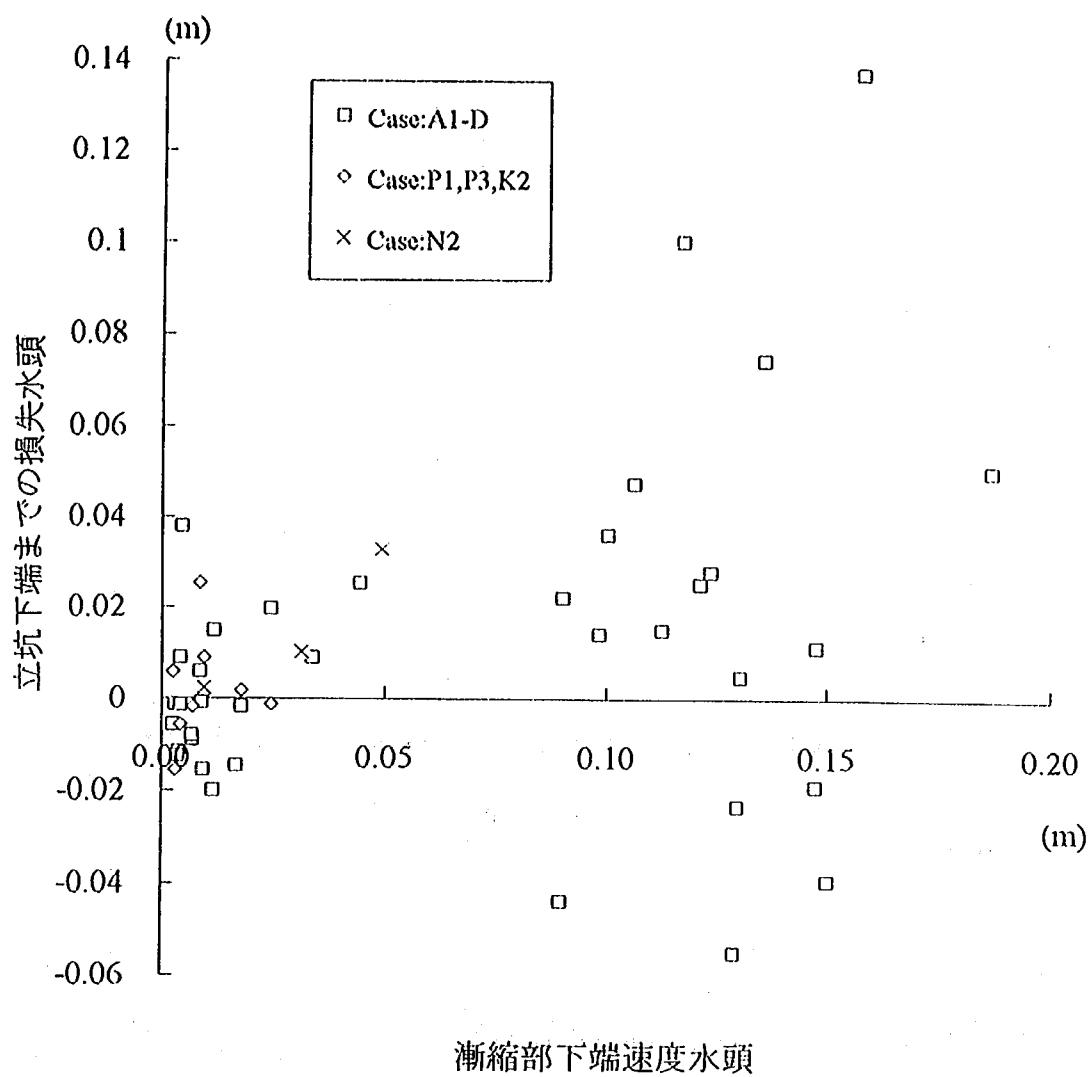


図3-26 漸縮部下端の速度水頭 $\frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{ch \cos \beta} \right)^2$ と立坑下端までの損失水頭の関係

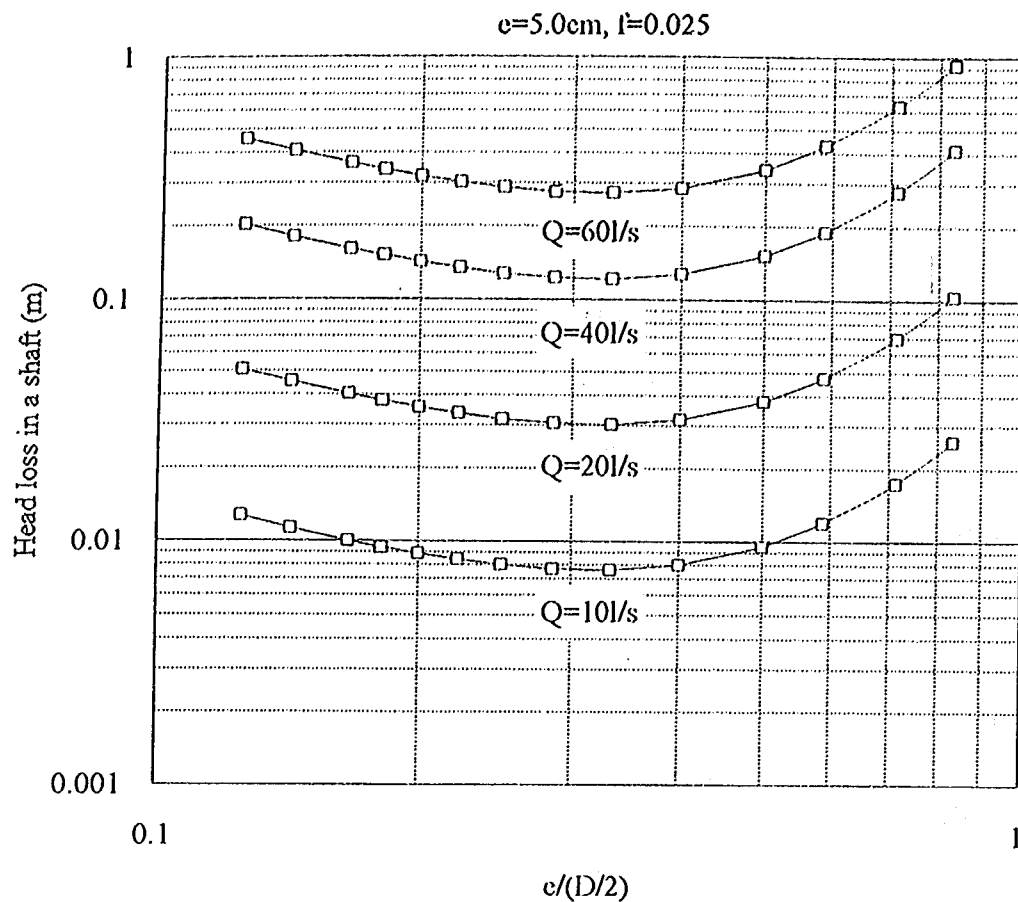


図3-27 漸縮部下端幅が立坑内損失量に及ぼす影響

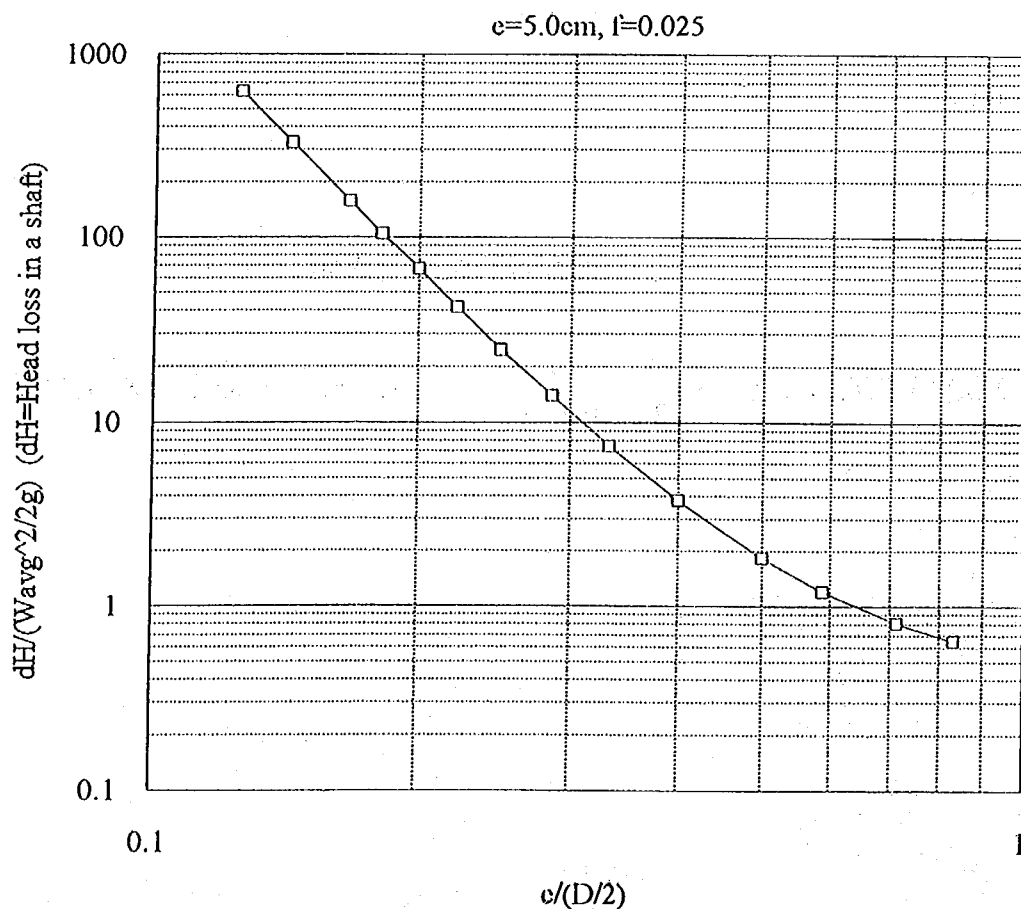


図3-28 漸縮部下端幅と立坑内損失量の関係（無次元表示）

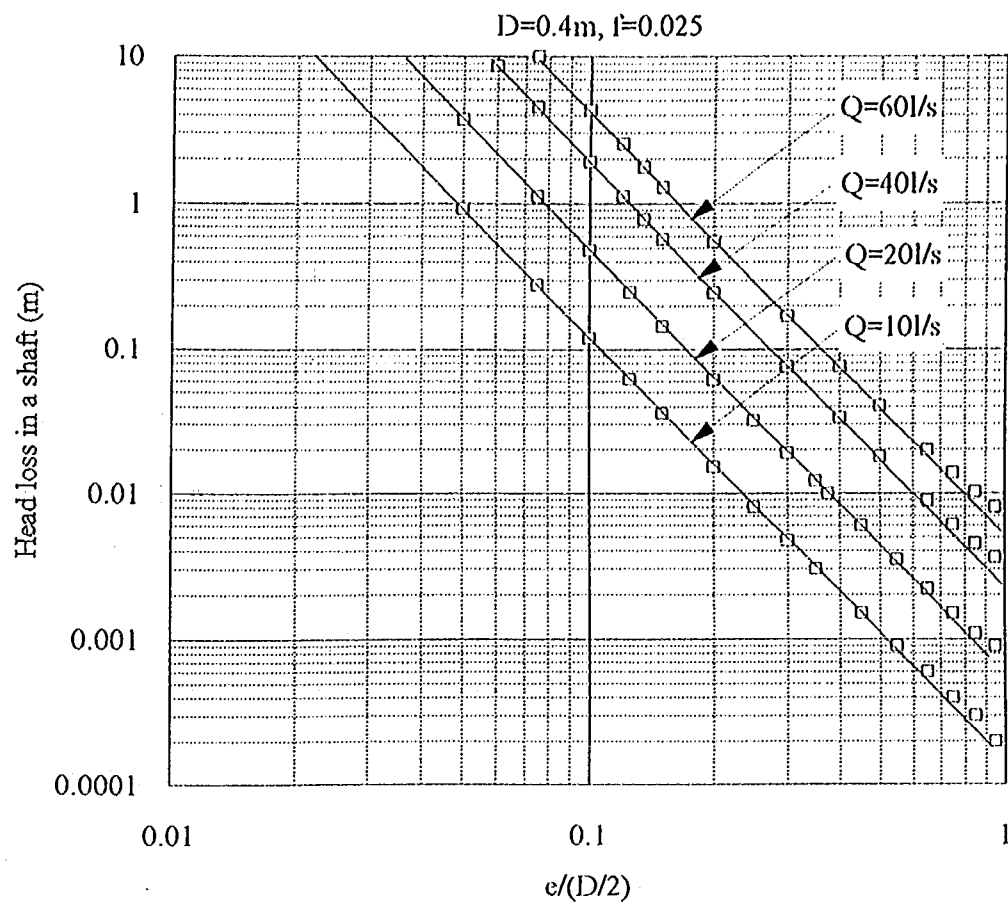


図3-29 立坑径が立坑内損失量に及ぼす影響

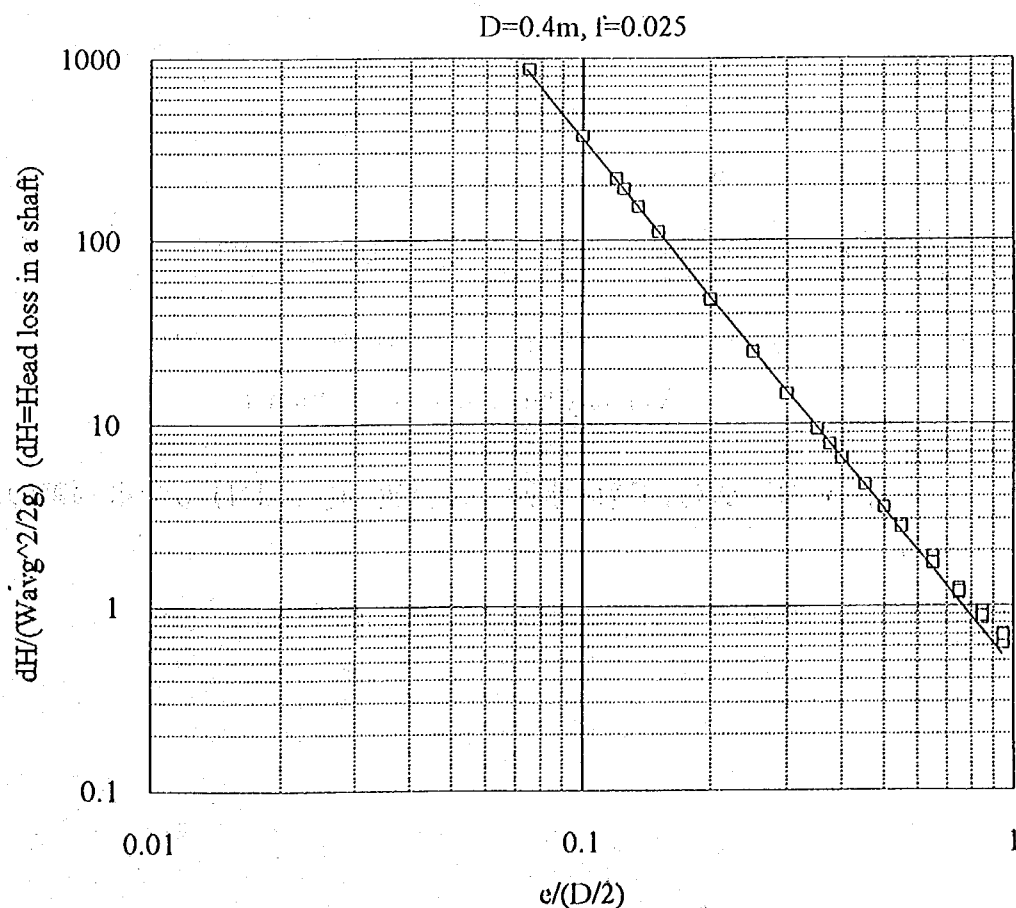


図3-30 立坑径と立坑内損失量の関係（無次元表示）

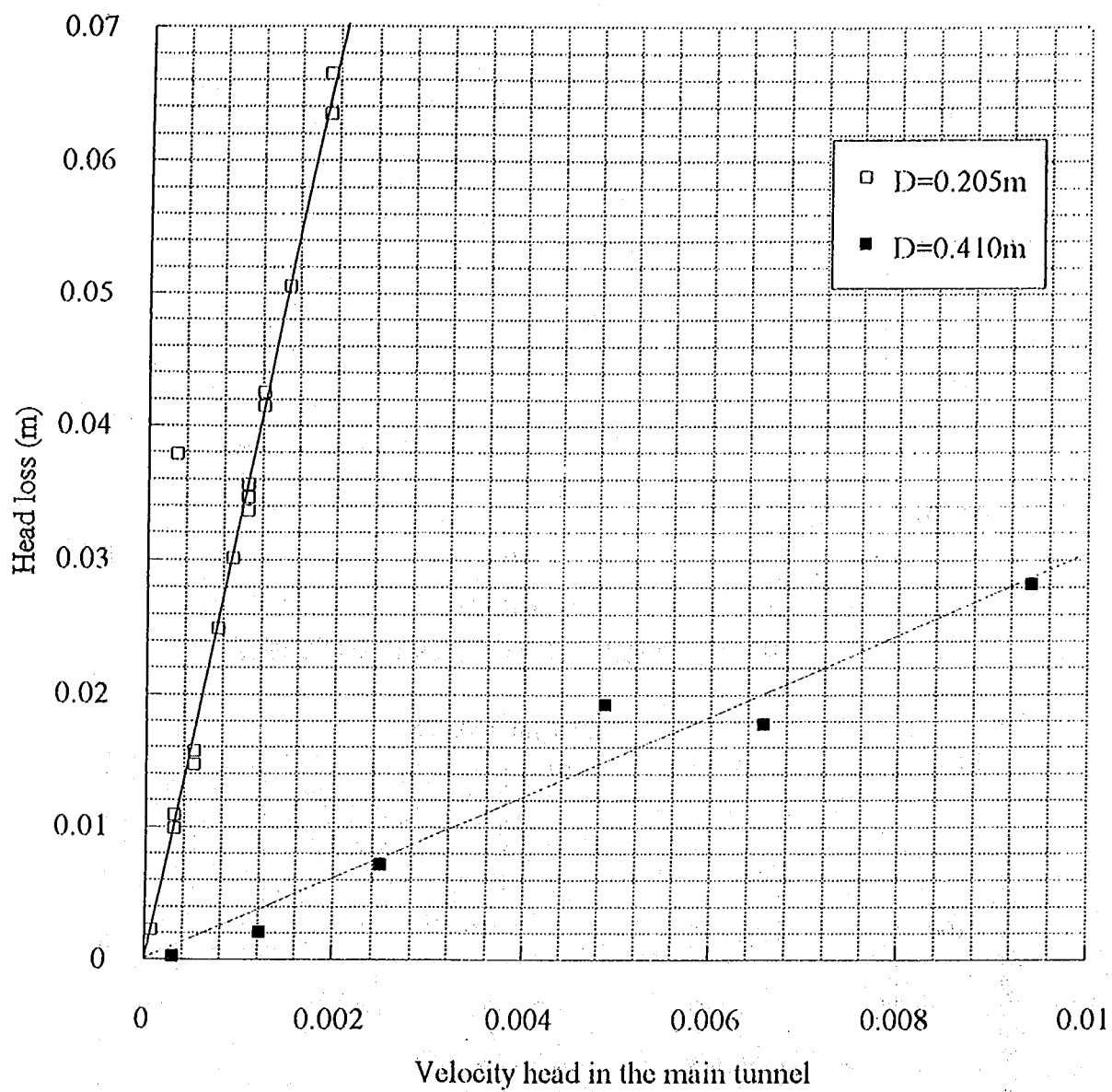


図3-31 管体内速度水頭と減勢池前後における全水頭差の関係

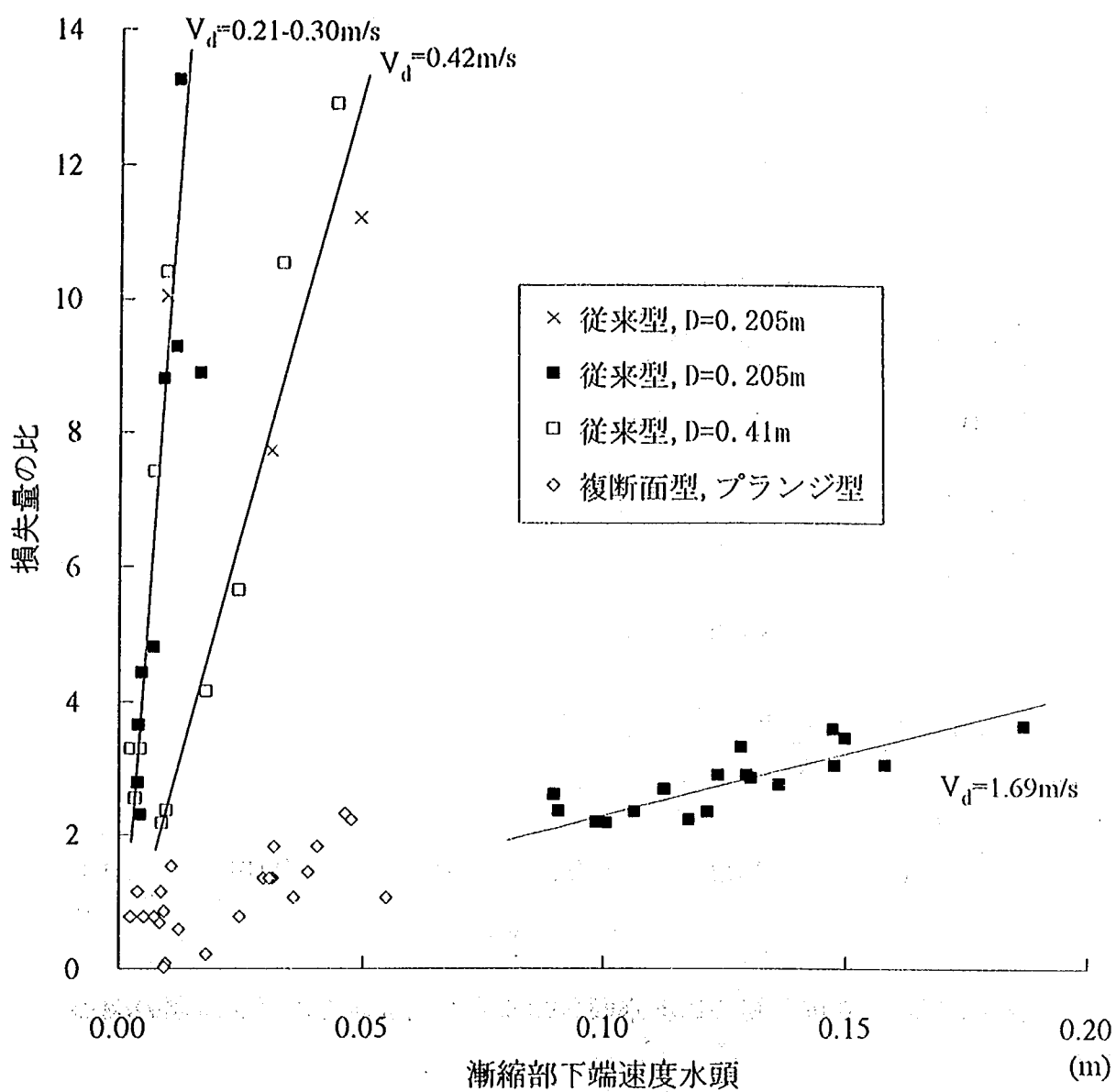


図3-32 渦流の有無による減勢池前後における全水頭差の違い(比)

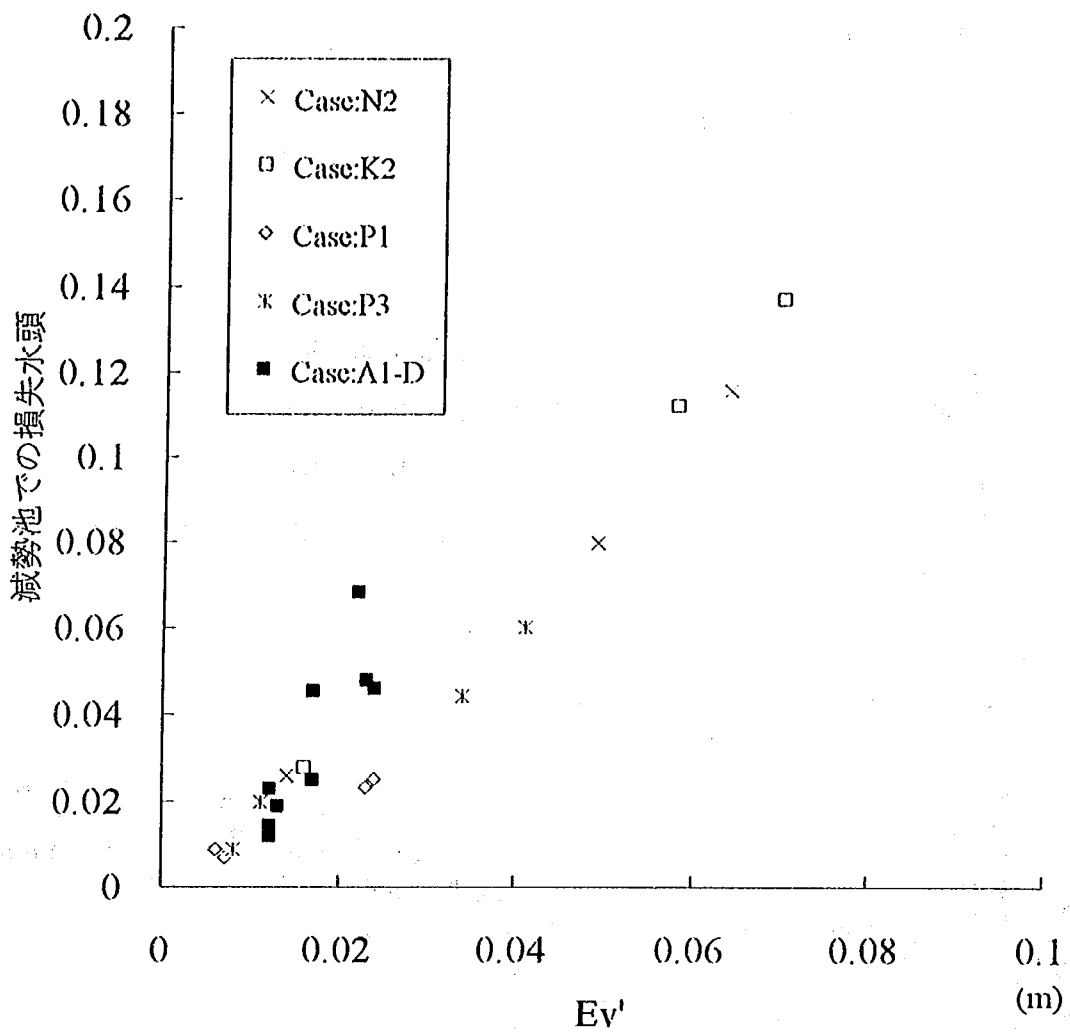


図3-33(a) 立坑下端の速度水頭(式3-33)と減勢池での損失水頭の関係

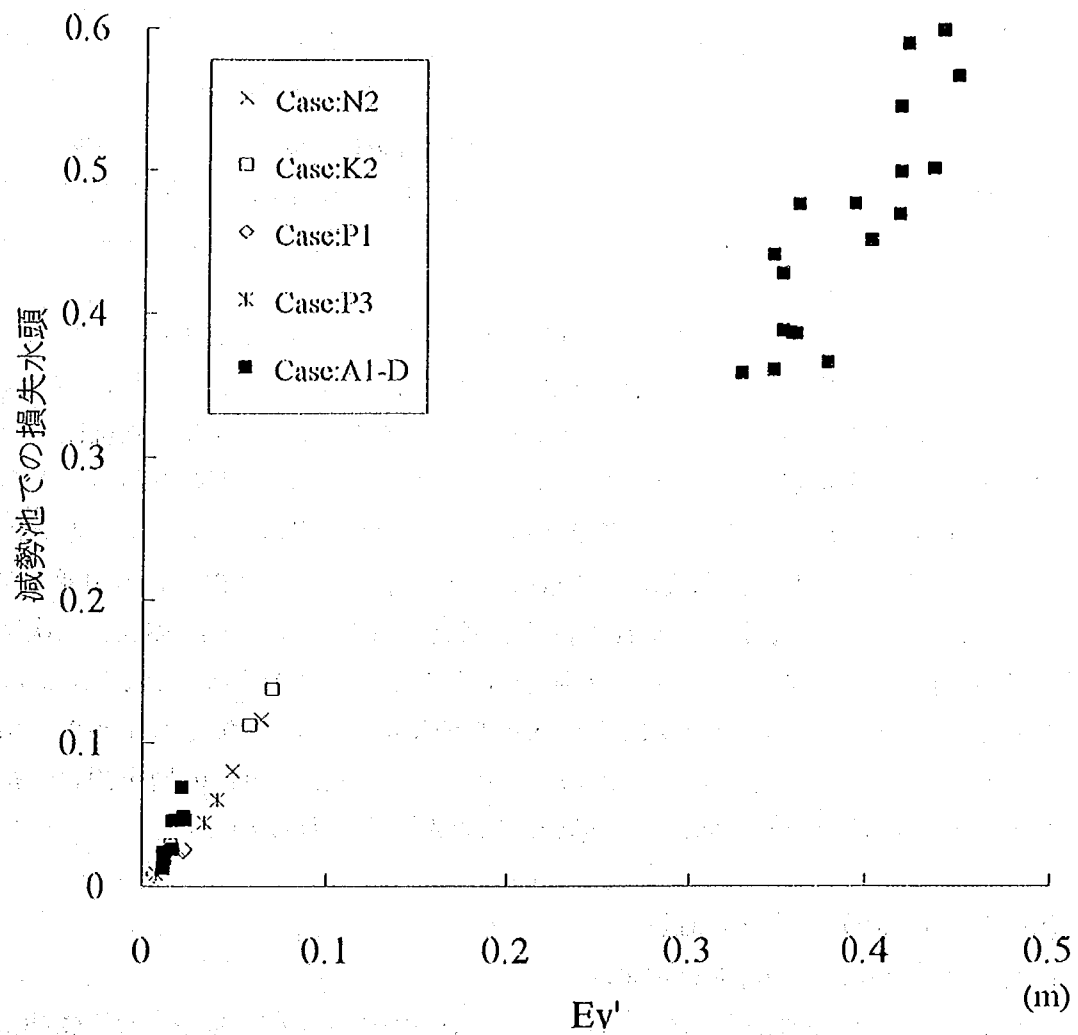


図3-33(b) 立坑下端の速度水頭(式3-33)と減勢池での損失水頭の関係

第4章 複断面型渦流立坑の水理特性

4.1 概要

前述したように、二次実験で立坑径を大きくした理由は満管流れでのエネルギー損失を小さくできること、建設費用の点からみて立坑径を小さく抑えるメリットがないこと、サージングに対しても有効に機能すること等を考慮したものである。従来型渦流立坑でのエネルギー損失が主に漸縮部下端の速度水頭（あるいは、渦流の程度）に依存しているという計測結果に基づき、圧力流れ時に渦流の発生を抑制する構造をもつ複断面型立坑を考案した(図4-1,写真4-1,2)。この形式では、洪水初期の自由落下時には従来型同様に螺旋流が立坑壁面を這うようにして減勢池へと流下するが、圧力流れ時には立坑流入部の高水敷上も流下するので渦流がほとんど発生しない。

第3章では、いくつかの仮定に基づいた従来型立坑内の流れに関する水理解析から実験により得られた水理模型の損失水頭の大部分は減勢池で発生しているという結論が導かれた。減勢池での損失は急拡損失と急縮損失の和として表されるから、立坑径を大きくすることにより嗅覚損失量が小さくなり減勢池での損失は減少するはずである。さらに、渦流自体が減勢池及び立坑内の損失量を増大させることから、渦流をなくすことも損失量の低減には効果的である。また、渦流により減勢池内の流れはかなり複雑になり平均的には図4-2のような流線となって管体へと流れて行くと考えられるので、一次実験、二次実験では渦の巻き方が時計回りであったため、渦流をなくすことにより損失は減少するはずである。しかしながら、渦流を反時計回りにすれば複断面型にすることなくエネルギー損失を小さくできるのではないかと考えられるため、この点についても同じ模型を用いて損失量を計測したところ、渦流の回転方向による違いはほとんどみられなかった。

4.2 複断面型とプランジ型の流況

4.2.1 複断面型の流況（開水路流れ）

基本的には従来型の流況と同様であるが、二次実験では立坑径を一次実験の2倍にしており、また、漸縮部下端幅も最大で立坑径の45%まで広げた(ケースP1～P4)ことから、これらの要素が流況に及ぼす影響について説明する。

ケースP2(写真4-3)では、漸縮部から飛び出した流れのうち衝撃波の部分が立坑接線に対して約70度の角度で衝突しており、流れの一部は螺旋流となるものの残りはそのまま落下してしまう。下端幅を小さくするに従い上記の傾向は弱まり、良好な螺旋流を形成する(写真4-4,5)。また、立坑径が2倍になることにより、立坑内壁の曲率が小さくなる分、漸縮部からの噴出速度を大きくしなければ適正な螺旋流を形成し得なくなり、すぐに流速の接線方向成分が失われる。したがって、漸縮部下端幅を大きくしすぎることは噴出速度と衝突位置という点から望ましくない。

複断面型の場合、流量が大きくなるともはや低水路だけでは流し得ず、高水敷上も流れるようになる。図4-3は、ケースK3で流量が78.9ℓ/sのとき（設計流量の1.41倍）の漸縮部に

おける水面形を表しており、高水敷上（漸縮部下端）では約2cmの水深となっている。

4.2.2 複断面型の流況（満管流れ）

高水敷が水没して立坑内の水位が導水部の限界水深程度まで上昇すると、渦流は皆無に近い状態となる(写真4-6,7)。なお、低水路は死水域となり渦が生じているのが観察された。水位が漸縮部以下に位置している時には低水路部分の流れが卓越するため水面が乱れ空気を連行する(写真4-8)。

従来型の場合、連行された空気は立坑中心に移動して上方に抜けていたが、複断面型では水面の擾乱で連行された気泡は流れの抵抗により下方へ輸送されてしまう(写真4-9)。また、立坑下端部に水位があるときには従来型と同様に落下速度が大きいいため激しく空気を連行して管体へ輸送される。

4.2.3 プランジ型の流況

自由落下時には導水部からの流れが立坑側壁に正面から衝突する（写真4-10）ため、側壁で大きな動水圧を生じると考えられる。また、立坑内の流れは偏りが大きく流況的には渦流式よりも劣っているといえる(写真4-11)。さらに、立坑上部は流れにより覆われてしまうため自由落下から圧力流れへ遷移する途中で空気塊が立坑内に閉塞されてしまい、急激な立坑内水位の上昇が起こると立坑上部で吹き上げる現象が観察された(ケースN1)。一方、圧力流れ時には複断面型とほぼ同様な流況を示した。

4.3 自由落下時に適正な螺旋流を形成するための導水部形状

自由落下時は従来型の接線式渦流立坑と同様と考えて導水部形状を決定すればよいが、ここでは、ある程度立坑径を大きくしなければならないような状況に対応した接線式立坑の設計方法について説明する。

実験結果をもとに、立坑径、漸縮部上端幅を所与の条件として、自由落下時に安定な螺旋流を形成させるための導水部形状を決定する考え方を以下のように整理した。漸縮部では片方の側壁に衝撃波が発生し、漸縮部下端から飛び出す流れが水脈となって立坑に衝突する。そのため、漸縮幅と立坑径の相対的な関係によっては、水脈の衝突位置が不適切で螺旋流とならなかつたり、十分な遠心力が働かず立坑内円周に流れが分散する前に鉛直落下することが考えられる。図4-4は模型実験に用いた接線式渦流立坑の流入部形状ケース別の漸縮線（漸縮部の右岸側壁の延長線）と立坑円周の交点（立坑径で無次元化した値）を表している。D=0.205mではいずれの形状ケースでも良好な螺旋流が形成されたのに対して、D=0.41mでは、交点座標がx軸の負の方向に移るに従い円周にまんべんなく螺旋流が広がらずに若干水脈が発生していた（ケースP1～P4）。図4-5は漸縮線と立坑の交差角度とx座標を各形状ケース別にあらわしたもので、図中、左上に位置するほど望ましくない流況となることを示している。ただし、D=0.205mの場合では角度が50°以上でも支障がなかったものの、D=0.41mでは50°以下でも良好な螺旋流とはならない場合があった。さらに、後述する漸縮部下端水深の推定式4-1を用いて算出した漸縮部下端の流速 V_0 と管径Dを用いて遠心力を表す指標 $V_0^2/(gD/2)$ と交差角度との関係を表したのが図4-6で、図4-4で交点座標がほ

ば同様なケースP4とN3は図4-6上では大きく異なることがわかる。したがって、図中破線より左上で良好な螺旋流となることが予想される。以上のことから、適正な接線流を形成するための条件は漸縮線と立坑の交点座標、交差角度、さらには漸縮部下端における噴出速度と立坑径であると考えられる。

4.4 自由落下時に設計流量を低水路のみで通過させるための段差

複断面型では低水路の高さHを決定する必要がある。漸縮部下端での水深の横断変化は図4-7のようになり、少流量では衝撃波が残り、設計流量になると逆に左岸側が大きい水深となる。複断面型の場合も従来型と同様に漸縮部の形状によっては立坑内の螺旋流により堰上げが生じることから、漸縮部下端の水深は限界水深になるとは限らない。図4-8は一次実験と二次実験の結果に基づき作成した漸縮部下端水深の実測値と漸縮部形状と流量で表されるパラメータとの関係を示している。図4-8に示した結果を管径Dにより無次元化して表したのが図4-9で、両者の間には一定の相関が認められる。これを回帰式で表すと次のようになる。

$$\begin{aligned}\frac{h}{D} &= \frac{5S}{3} - 0.93 \quad (0.93 \leq S \leq 3.2) \\ \frac{h}{D} &= \frac{2S}{3} \quad (0 \leq S \leq 0.93) \\ S &= \frac{1}{D} \left(\frac{(Q / e \cos \beta)^2}{g} \right)^{1/3} \quad \dots(4-1)\end{aligned}$$

したがって、この回帰式を用いて低水路と高水路の段差Hを算定でき、また式3-1～3、式3-5、式3-9～10からは漸縮部上端水深が求められる。

4.5 複断面型渦流立坑のエネルギー損失特性

ここでは、複断面型渦流立坑のエネルギー損失特性について、および複断面型、プランジ型と従来型渦流立坑との比較を行った結果について説明する。

図4-10,11は、二次実験で対象としたケース別の損失水頭（模型全体）を比較したものである。立坑内の水位条件は3.5で説明した通りである。これより、ほぼ同様の水位・流量条件のもとでは従来型の方が損失量が大きく、例えば、図4-11でK2とK3、N2とN3を比べると4～6倍の違いがある。また、P1を除くいずれの形状ケースとも同一流量のもとでは水位が高い方が損失量が小さい傾向にあり、複断面型、プランジ型の場合には同一流量では減勢池での損失量が等しいと仮定すれば、この違いは導水部から立坑へ流入する際の損失によるものと考えられる。

一次実験により、漸縮部上流から減勢池下流までの間で失われるエネルギーは式3-15の漸縮部下端速度水頭に比例することがわかったが、二次実験における複断面型、プランジ型と従来型の損失水頭の算定結果も同様の関係でまとめたものが図4-12,13である。複断面型およびプランジ型の速度水頭は、従来型と同じ断面（漸縮部下端）での正味の流水面積をA

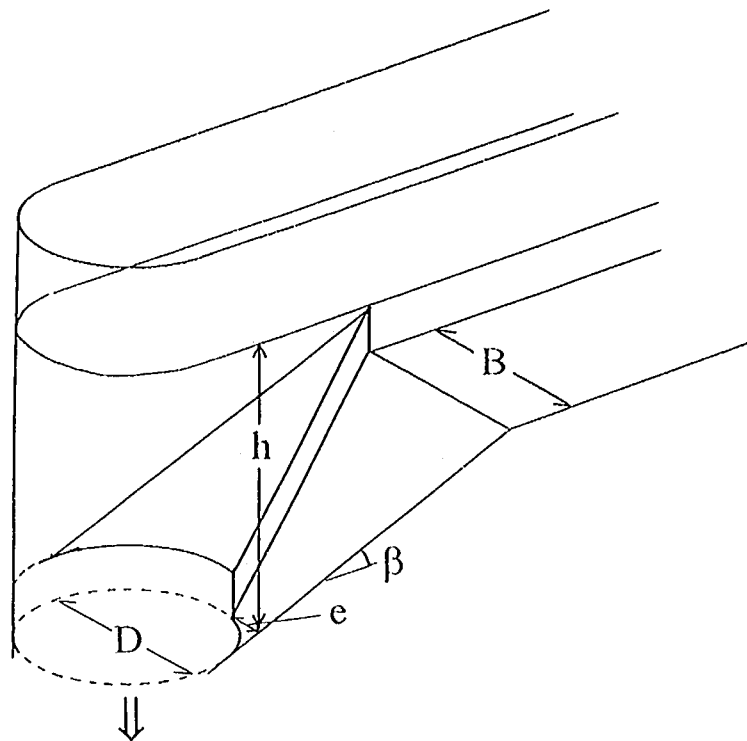


図4-1 渦流立坑の形状（複断面型）

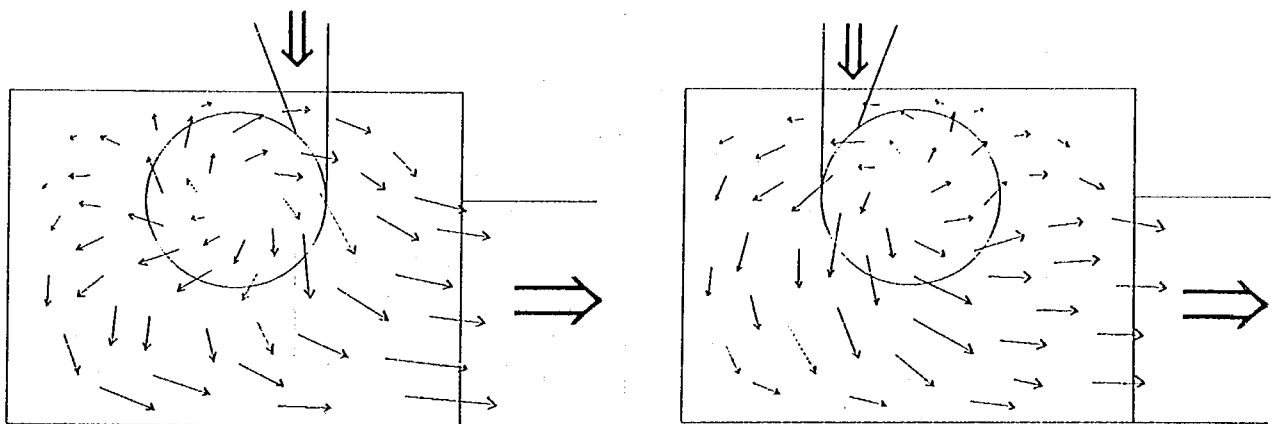


図4-2 減勢池内の流れ（平面図）

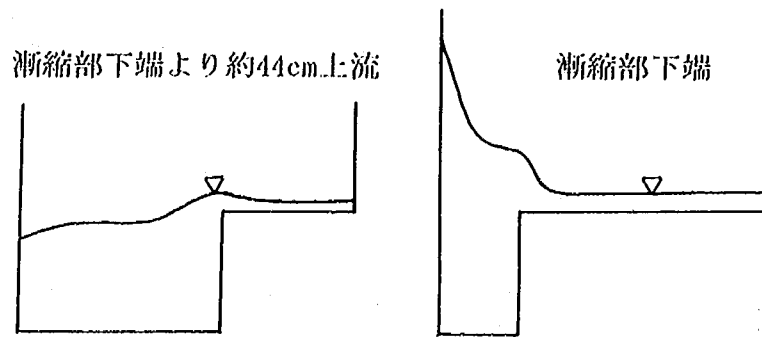
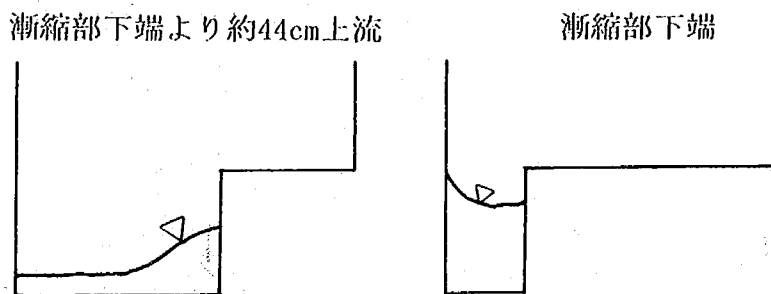


図4-3 複断面型立坑の漸縮部における水面形の横断面図
(流量: 78.9 l/s)

(流量: 28.0 l/s)



(流量: 55.9 l/s)

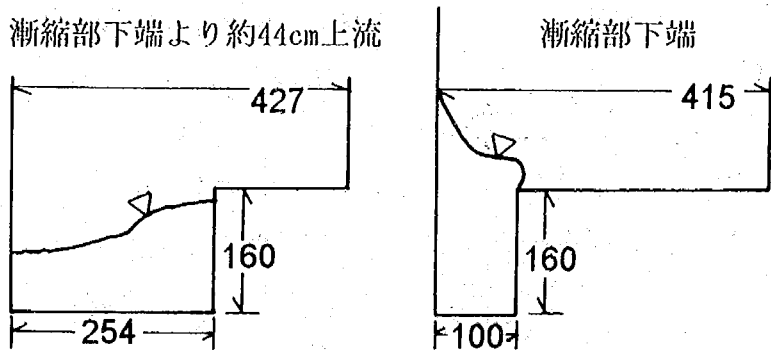


図4-7 複断面型立坑の漸縮部における水面形の横断面図

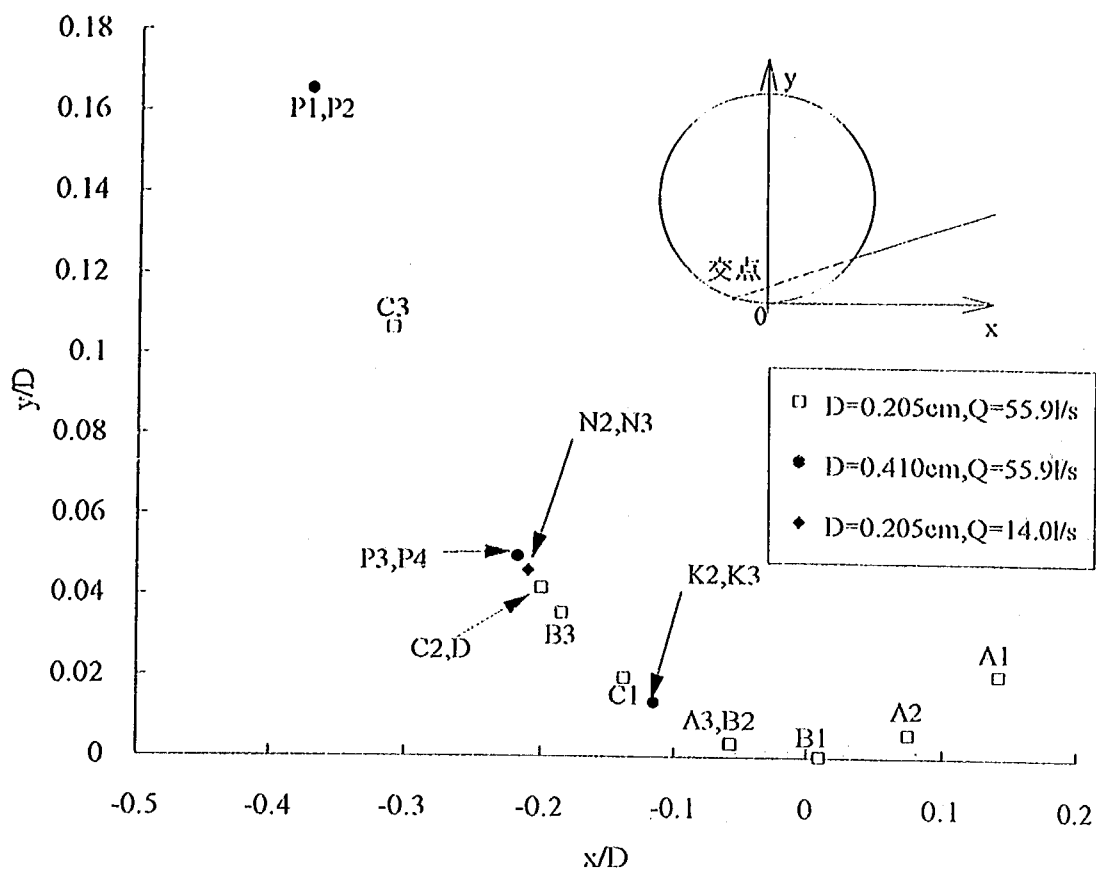


図4-4 漸縮線と立坑の交点座標

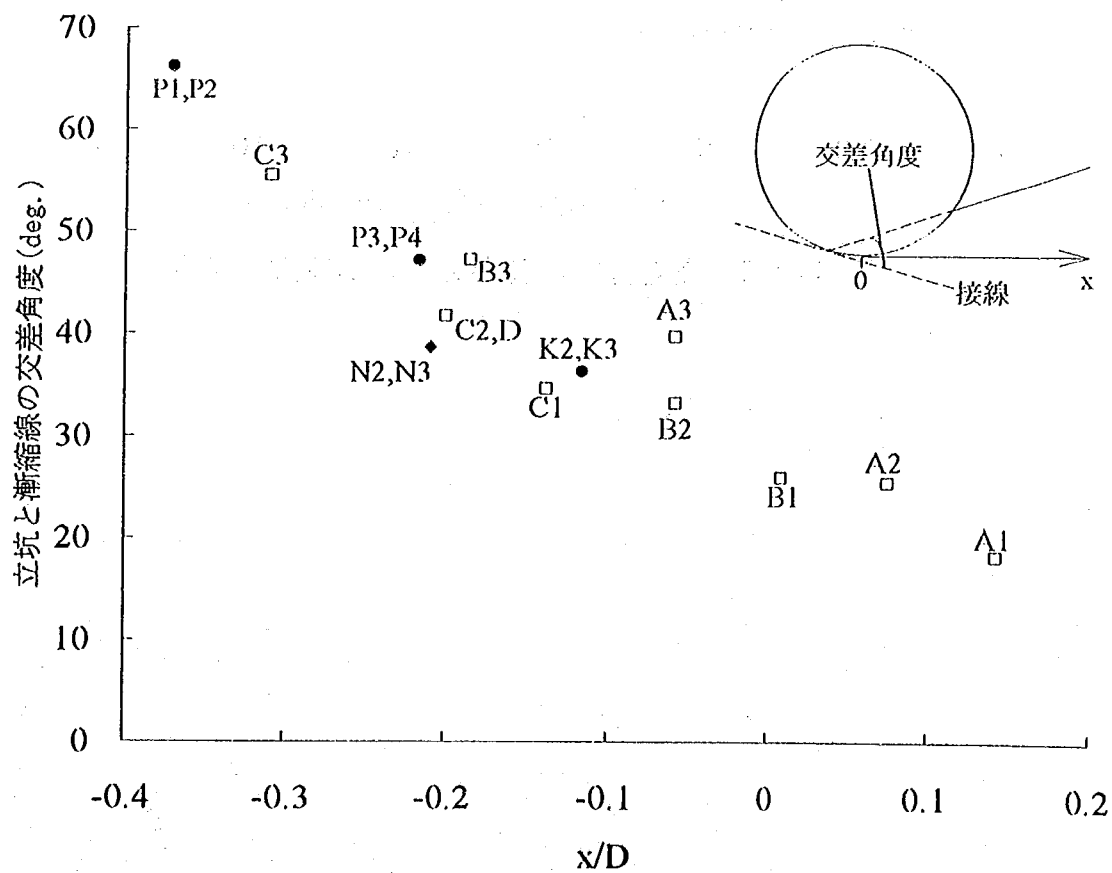


図4-5 漸縮線と立坑の交差角度と交点座標の関係

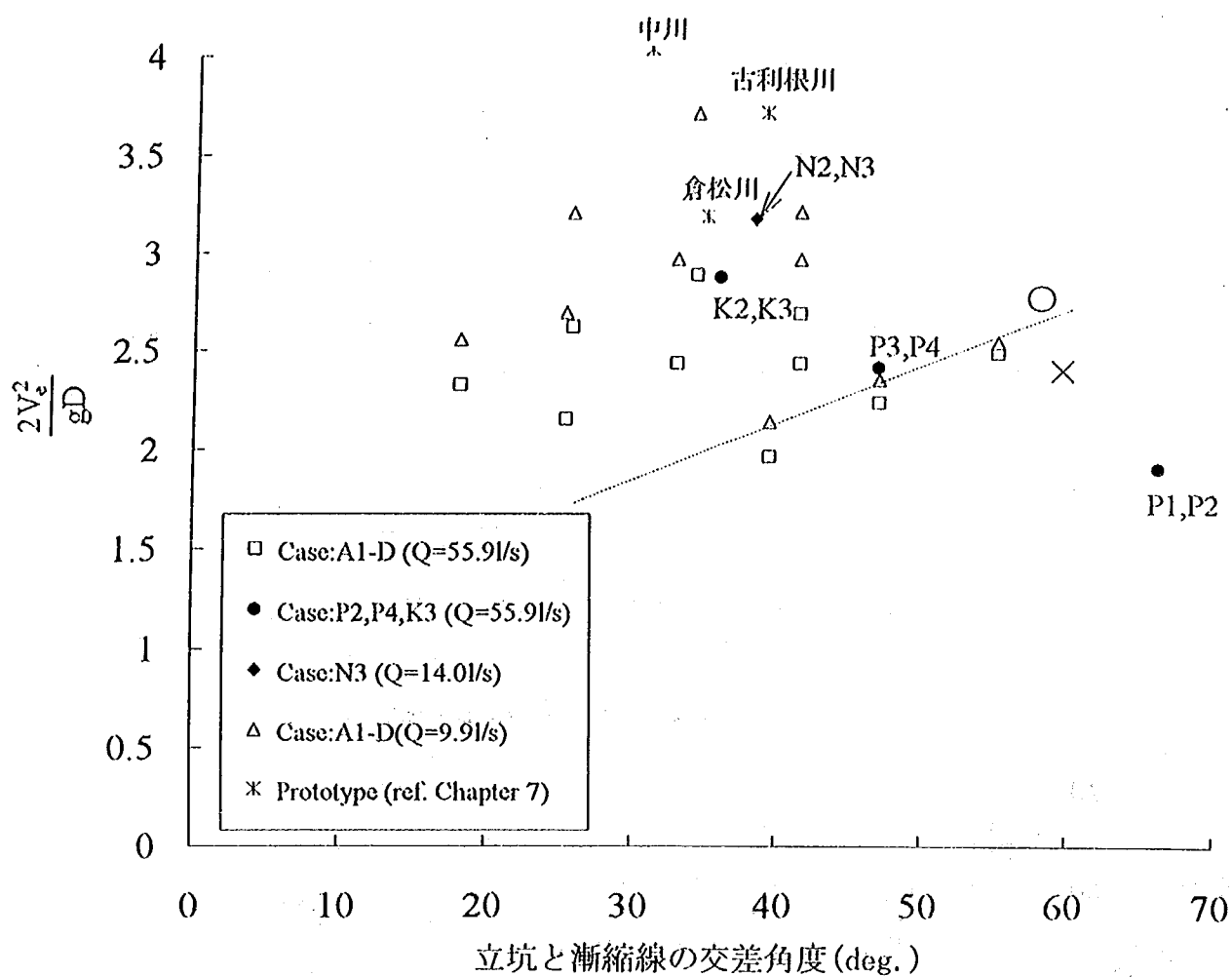


図4-6 交差角度と遠心力による流況の判定

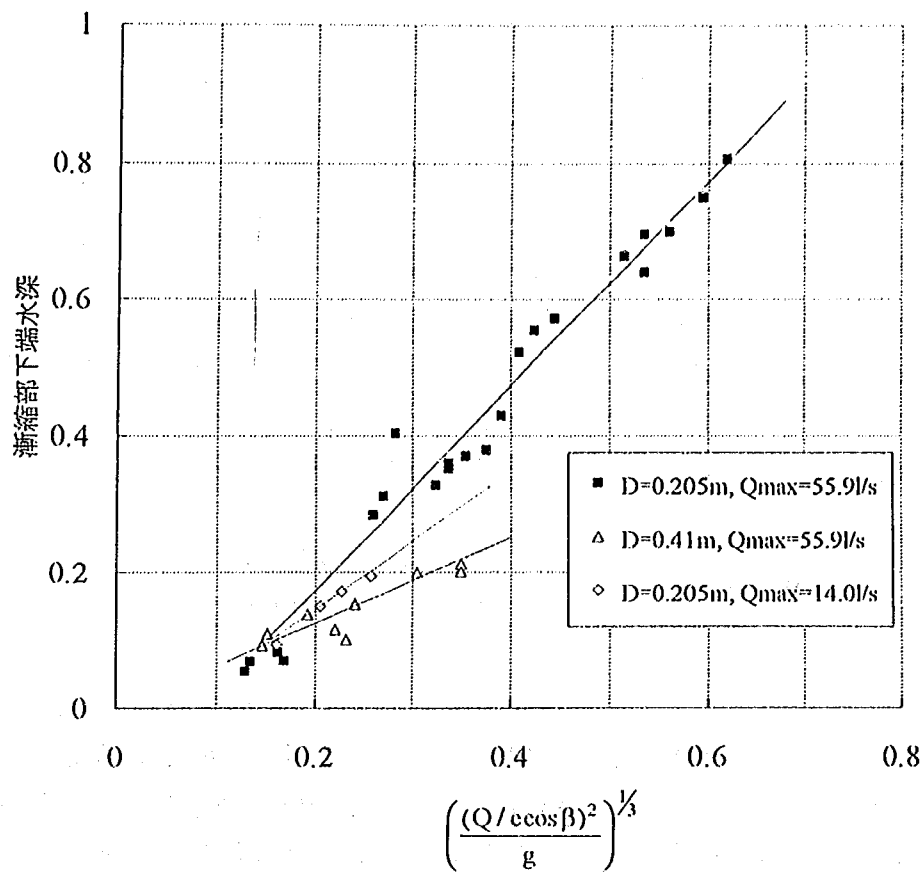


図4-8 漸縮部下端水深の実測値

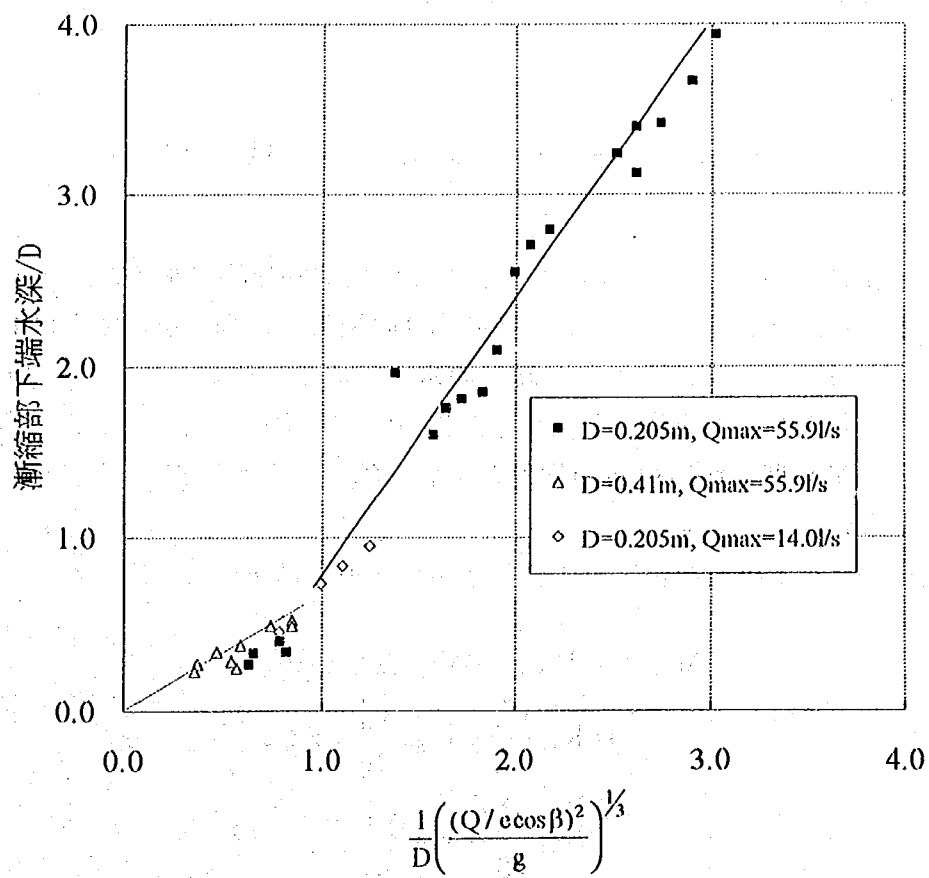


図4-9 漸縮部下端水深を求めるための回帰直線

として $\bar{V}^2/2g = (Q/A \cos \beta)^2/2g$ で定義した。これより、複断面型、プランジ型で損失量が小さくなったのは、立坑流入部（従来型の漸縮部下端位置）での速度水頭が小さくなったことが大きく影響していることがわかる。図4-12,13の結果は従来型に比較してばらついており、これより複断面型渦流立坑の損失水頭についての関係式を求めることはせず、以下においては立坑流入部と減勢池の損失に分けて扱うこととする。

複断面型立坑の損失水頭を、流入部において流向が90度変化することに起因する損失、立坑内の摩擦損失および減勢池における損失に分離ため、減勢池(模型)での損失量をプランジ型の流入立坑における実験結果を用いて算定したところ、3.2.8で説明したように立坑内あるいは管体内の速度水頭と減勢池での損失水頭に比例関係が認められた。

$$\Delta E_{ch} = k'_{ch} \frac{v_d^2}{2g}, \quad k'_{ch} = \begin{cases} 1.62 & (D = 0.410\text{m}) \\ 1.12 & (D = 0.205\text{m}) \end{cases} \quad \dots(4-2)$$

渦流がほとんどないと考えられる複断面型とプランジ型の実験結果と減勢池での損失算定式3-30,30'あるいは4-2を用いて漸縮部上端から立坑下端までの損失量と導水部上端速度水頭の関係求めたところ図4-14のようになった。結果のばらつきが大きいものの導水部上端速度水頭が大きくなると導水部上流から立坑下端までの損失水頭も大きくなる傾向にあり、複断面型とプランジ型の差もほとんどないとみられる。また、立坑径が異なるケースがほぼ同様な関係を示しており、流入部で急拡、急縮がなければ次式が成立するものと考えられる。

$$\Delta E_{inlet} = k_{in} \frac{v_{in}^2}{2g}, \quad v_{in} = Q/By, \quad k_{in} = 1.33 \quad \dots(4-3)$$

ここに、 ΔE_{inlet} :流入損失、 k_{in} :損失係数で、上記の値は回帰的に求めた。

以上の結果より、複断面型、プランジ型の場合の損失量の割合を示すと図4-15のようになる。導水部における損失量は導水部上端での水深、流量に依存しており、導水部と減勢池での損失量のどちらが大きな割合を占めるかについて一概には言えないが、図4-15と図3-24を比較すると、従来型に比べ複断面型の方が導水部から立坑下端に至る区間での損失量の占める割合が多い。

以上の結果から、本模型形状に対するエネルギー損失は次式で算出される。

$$\begin{aligned} \Delta E_{total} &= \Delta E_{inlet} + \Delta E_{chamber} + \Delta E_{friction} \\ &\cong K_{in} \frac{v_{in}^2}{2g} + K_{chl} \frac{v_d^2}{2g} + K_{ch2} \frac{v_d^2}{2g} \\ &= K_{in} \frac{v_{in}^2}{2g} + K_{ch} \frac{v_d^2}{2g} \quad \dots(4-4) \end{aligned}$$

$$v_d = 4Q/\pi D^2$$

ここに、 k_{ch1} :立坑から減勢池への急拡（と減勢池内における曲がり）による損失係数、 k_{ch2} :減勢池から管体への急縮損失係数を表す。また、 k_{ch} は前述した値をとり、立坑径や減勢池形状により異なる。

流入立坑で許容される水位の最大値は、通常、地盤高やそれより上流における越流堤敷高を考慮して与えられるから、その値をもとに式4-4から ΔE_{total} を算出し立坑位置における本管内の動水勾配線の標高の許容最大値が算出される。逆に、本管内の動水勾配線が予め決まっていれば、それと式4-4を用いて立坑内水位が算定される。

4.6 減勢池底面にかかる水圧

首都圏外郭放水路の立坑内水位は可能最大で約+7.0m、減勢池底面は約-55.0mなので、最大+62mの水圧と速度水頭が減勢池底面に作用する。速度水頭は無視して水圧のみを考えると作用する圧力は6.2kg/cm²となる。コンクリートの許容応力度が80kg/cm²であるとするすると圧縮力に対しては特に問題にならないと考えられるが、圧力変動が起振力となって構造物自体が振動を起こして減勢池底面から破壊が進行するということが懸念される。コンクリート施工面と地盤との間に何らかの原因で空隙が発生した場合には圧力変動によりコンクリート構造物の変位が増大し、ひび割れを発生して、周辺地下水位との水圧差により構造物が破壊に至る可能性があるため、施工に際しては細心の注意を払う必要がある。

今回の実験では構造物破壊の原因となると考えられる時間的な水圧変動率を把握するため、一次実験では減勢池底面に作用する水圧の最大値、最小値、平均値（最大値と最小値の平均）を計測した。また、二次実験では減勢池底面2箇所に圧力センサーを設置して動水圧の時間変動を計測し、変動の標準偏差と周波数特性を求めた。センサーの設置点は図2-3に示す通りである。

図4-16は一次実験で計測した開水路状態における減勢池底面の動水圧と管体内底面のピエゾ計水頭をあらわしたもので、最大の圧力水頭は管体内水位を約20%上回っている。石川⁷⁾はダムの洪水吐きから落下する水脈により減勢工に作用する動水圧分布を解析的に明らかにして、実験結果との比較を行っているが、その実験結果と今回の実験結果を比較したものが表4-1である。流量が異なり単純に比較はできないものの、下流水深条件が今回の実験とほぼ等しい条件の下では接線式渦流立坑の方が最大動水圧は小さく、立坑壁面での減勢効果及び水脈が立坑の内周に分散されて落下することによる効果があらわれているといえる。圧力流れの場合は、図4-17に示すように減勢池底面に作用する動水圧は開水路の場合に比べて小さい。

表4-1 最大動水圧の比較

	流量(ℓ/s)	下流水深(cm)	最大動水圧(cm)
自由落下式減勢工	40	40	約17
接線式渦流立坑	56	45	8

表4-2に二次実験で計測された開水路流れと圧力流れの状態での動水圧の平均値と標準偏差値を示す。また、図4-18は流量と標準偏差値の関係を示したものである。この結果から今

回の減勢池内の水位条件に対しては動水圧は常に正の値を示すことが確認された。図4-19,20は開水路流れと圧力流れの動水圧の経時変化とFFTアナライザーを用いて算出したパワースペクトルの例を示したもので、パワースペクトルの単位は電圧出力1Vを基準(0dB)としている。開水路流れでは特に強度が卓越する周波数帯はなかったが、圧力流れでは導水路から立坑にかけてできるさざ波の影響で低周波の周期変動が発生した。

表4-2 減勢池底面における動水圧の平均値/標準偏差値 (単位:m)

形状	計測点	Q=28.0ℓ/s		Q=55.9ℓ/s		
		開水路	圧力(+20cm)	開水路	圧力(+10cm)	圧力(+20cm)
K1	B1	0.647/0.025	3.420/0.002	0.685/0.035	3.367/0.017	3.468/0.005
	B2	0.798/0.013	3.420/0.002	0.831/0.031	3.365/0.017	3.469/0.001
K2	B1	0.620	3.401/0.001	0.562/0.015	3.222/0.007	3.366/0.007
	B2	0.763	3.402	0.751/0.051	3.238/0.007	3.372/0.007
K3	B1	0.620/0.002	3.447/0.001	0.585/0.015	3.381/0.015	3.470/0.005
	B2	0.763/0.003	3.447/0.001	0.777/0.050	3.382/0.015	3.471/0.005
N1	B1	0.473/0.006	3.031/0.000	0.502/0.028	2.948/0.003	3.064/0.002
	B2	0.474/0.012	3.031/0.000	0.511/0.020	2.948/0.003	3.064/0.001
N2	B1	0.450	3.005	0.479/0.003	2.871/0.008	3.113/0.007
	B2	0.451	3.004/0.002	0.477/0.002	2.873/0.008	3.114/0.006
N3	B1	0.455/0.001	3.031/0.001	0.440/0.004	2.951/0.003	3.080/0.002
	B2	0.455/0.001	3.031/0.001	0.441/0.002	2.951/0.003	3.080/0.001

4.7 キャビテーション

流線の曲率が大きいところや高速流が発生するところでは、急激な圧力の低下により流体中に平衡状態で存在していた微小な気体（核）の圧力が蒸気圧以下になりそれ(cavity)が発達しながら下流に移動して、あるいは淀み域において圧潰されることにより短時間に非常に大きな圧力となる（1000気圧のオーダー¹⁵⁾）。この現象がキャビテーションと呼ばれるもので、固体表面（近傍）で発生することにより構造物への損傷を引き起こすため、水理構造物の設計に際してはキャビテーションに関する評価が必要となる。

ある流れでキャビテーションが発生するかどうかを表すパラメータはキャビテーション初生数と呼ばれ、次式で定義される。

$$K_i = \frac{p_0 - p_v}{\frac{1}{2}\rho V^2} \quad \dots(4-5)$$

ここに、 K_i :キャビテーション初生数、 p_0, V :（初生時における）基準点での絶対圧と平均流速、 p_v :水の蒸気圧（温度の関数）である。 K_i は流れの状態や構造物により異なり、核の大きさがわかれば理論的に求めることもできる²⁾が、多くの場合、実験的に求める必要がある。ただし、模型実験では核の大きさや濃度の点で実物と異なり、初生値は実物よりも小さくなる²⁾。

ある流れのキャビテーション数

$$K = \frac{p_o - p_v}{\frac{1}{2} \rho V^2} \quad \dots(4-6)$$

が初生数よりも小さい時にはキャビテーションが生じることとなり、構造物の設計を変更したり空気の連行を促進するなど何らかの対策が必要となる。

渦流式立坑においてキャビテーションに関する検討を要する地点として漸縮部から立坑へ90度流向を変える地点、減勢池の底面、立坑壁面が考えられる。このうち、立坑壁面は基本的には垂直壁であるから圧力の急激な低下は起こり得ないものと考えられる。ただし、流下物による壁面の損傷により凸凹が発達するとその地点で局所的な圧力低下が発生するので、定期的に構造物の損傷の度合を監視する必要がある。図4-21は流下方向に段差がある場合の段差の大きさによる初生数の変化を計測した結果¹⁹⁾で、段差が6mmのとき K_1 はおおよそ0.28である。二次実験の実験結果によると、キャビテーション数は表4-3のようになり、いずれも0.28より大きな値を示している。

表4-3 立坑内の水脈厚さ (Λ_4) の計測値と平均流速

導水部形状ケース	流量 (ℓ/s)	水脈厚(cm)	流量/流水面積 (m/s)	流向補正後流速(m/s)	流向補正後流速 (原形) (m/s)	キャビテーション数 K
K2,K3	55.9	1.0	4.33	4.61	20.6	0.47
平均	28.0	0.5	4.37	4.65	20.8	0.46
N2,N3	14.0	0.9	2.36	2.51	11.2	1.58
平均	7.0	0.6	1.88	2.00	9.0	2.44

減勢池では、侵入してくる噴流と周辺流体との間のせん断層でキャビテーションが発生し、減勢池底面に影響を及ぼすことが考えられる。これについてはJain(1983)は噴流に関する初生数0.6を基準としてキャビテーションの有無の判断をしているが、今回の実験における減勢池底面での圧力変動の計測結果から算出されるキャビテーション数は表4-4に示す結果となり、特に問題はないと判断される。

表4-4 減勢池における水理量(原形)とキャビテーション数

ケース	水深(m)	流量(m ³ /s)	標準偏差(m)	最小圧力(m)	K
K3	15.5	100	1.0	12.5	1.04
N3	8.8	25	0.04	8.7	2.94

今回の実験では、漸縮部下端断面における鉛直方向の圧力分布も計測したが、最も圧力が小さくなると考えられる漸縮部直下端の立坑側壁では計測を行わなかった。この点についてJainら(1983)は開水路流れにおいて漸縮部下端より少し下流側の立坑側壁で圧力水頭の計測を行い、漸縮部下端を若干湾曲させることにより負圧がかなり減少されるとしている(図4-22,23)。しかしながら、写真4-5からもわかるように導水部形状の関係から漸縮部下端

直下に流れは行かず大気圧となっていることから開水路時には負圧の問題はないと考えられる。一方、複断面型では圧力流れの時には漸縮部下端の流速も小さいので同様に負圧は生じないと考えられるが、この点については検討の余地がある。

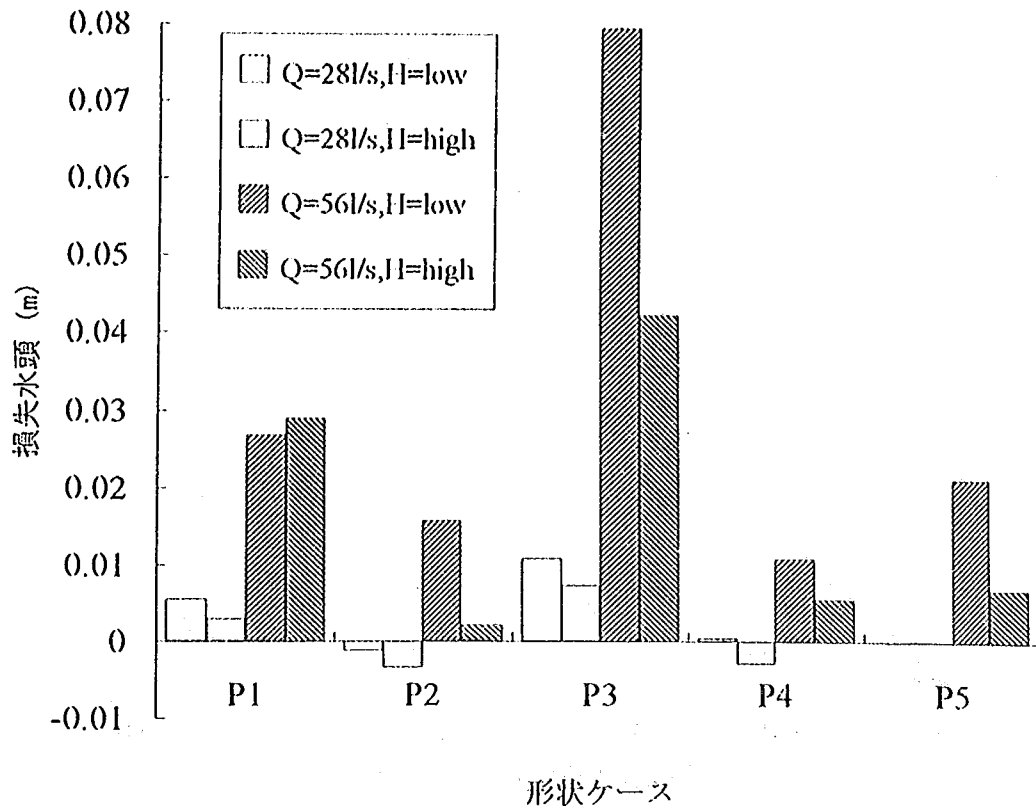


図4-10 形状ケース別の損失水頭(P1～P5)

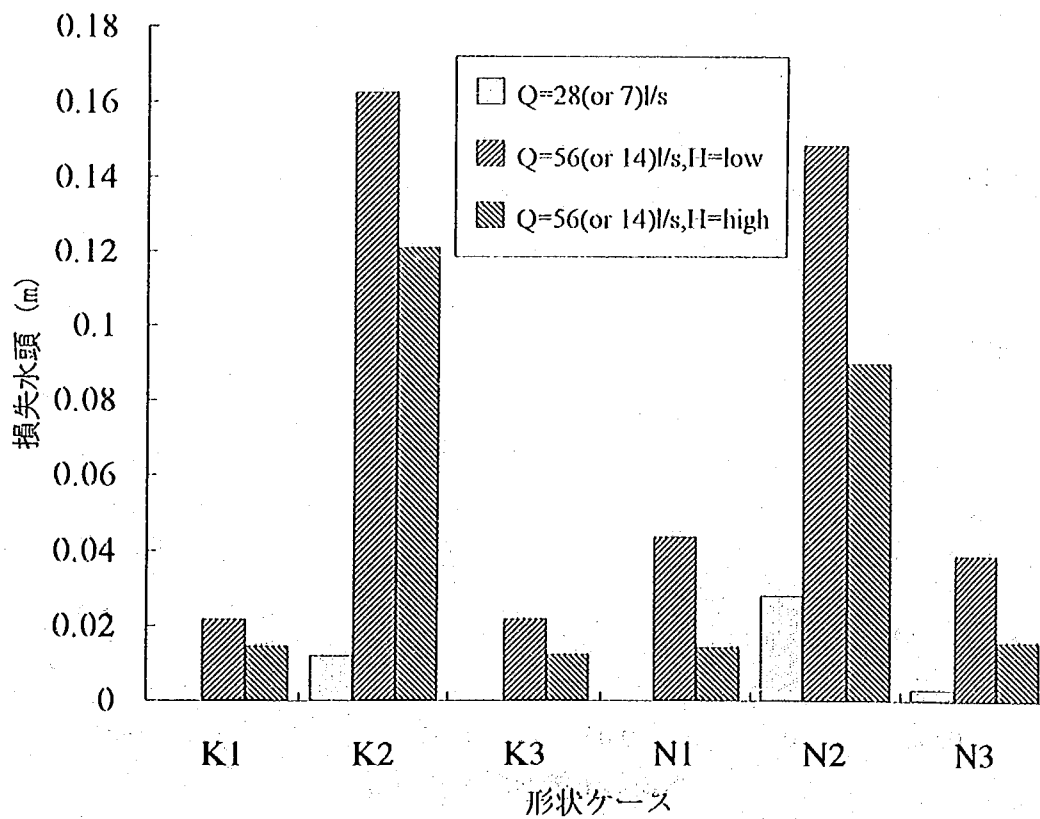


図4-11 形状ケース別の損失水頭(K1～K3, N1～N3)

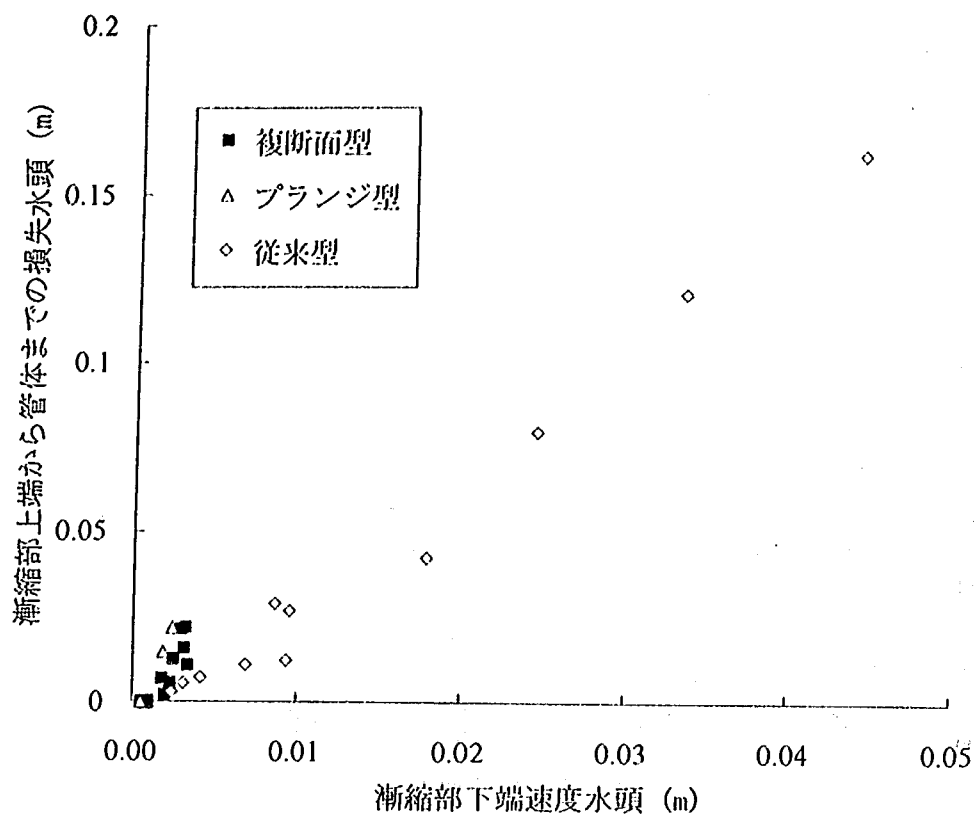


図4-12 漸縮部下端の速度水頭 $\frac{\bar{V}^2}{2g}$ と損失水頭の関係 (P1~P5, K1~K3)

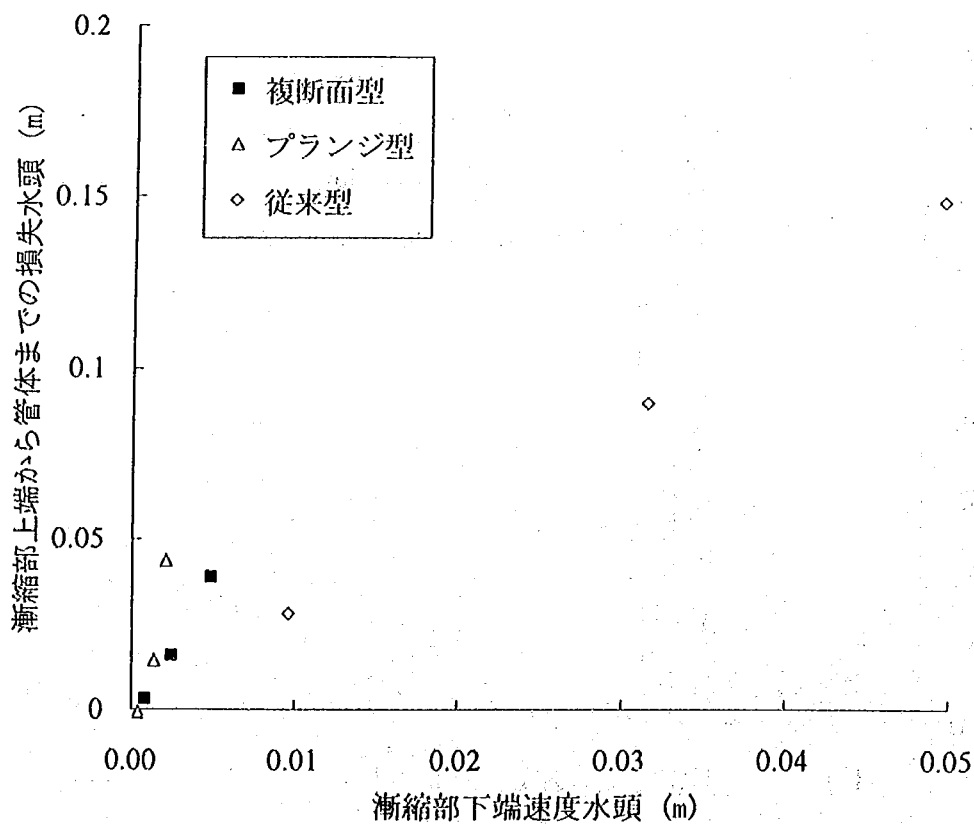


図4-13 漸縮部下端の速度水頭 $\frac{\bar{V}^2}{2g}$ と損失水頭の関係 (N1~N3)

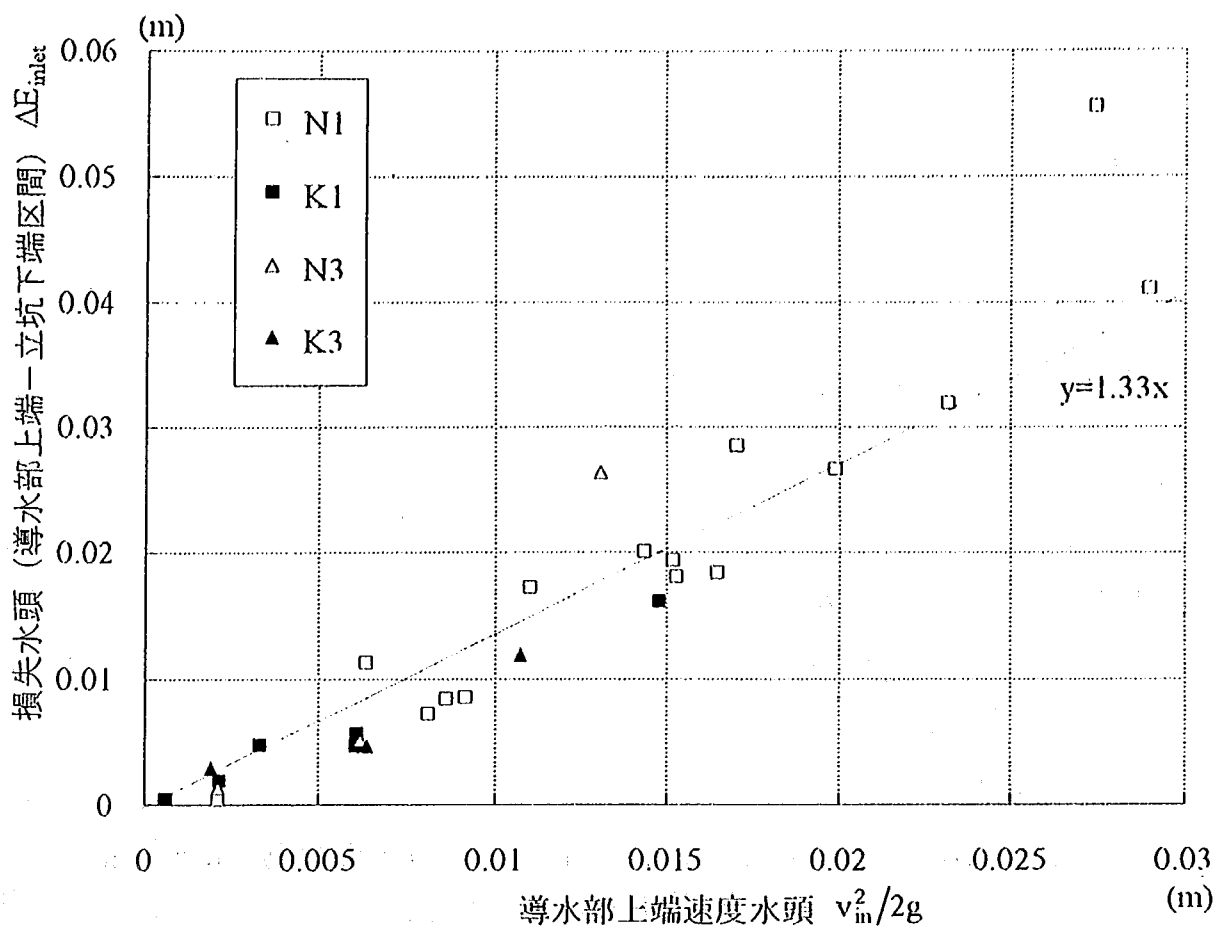


図4-14 導水部上端の速度水頭 $\frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{By} \right)^2$ と立坑下端までの損失水頭の関係

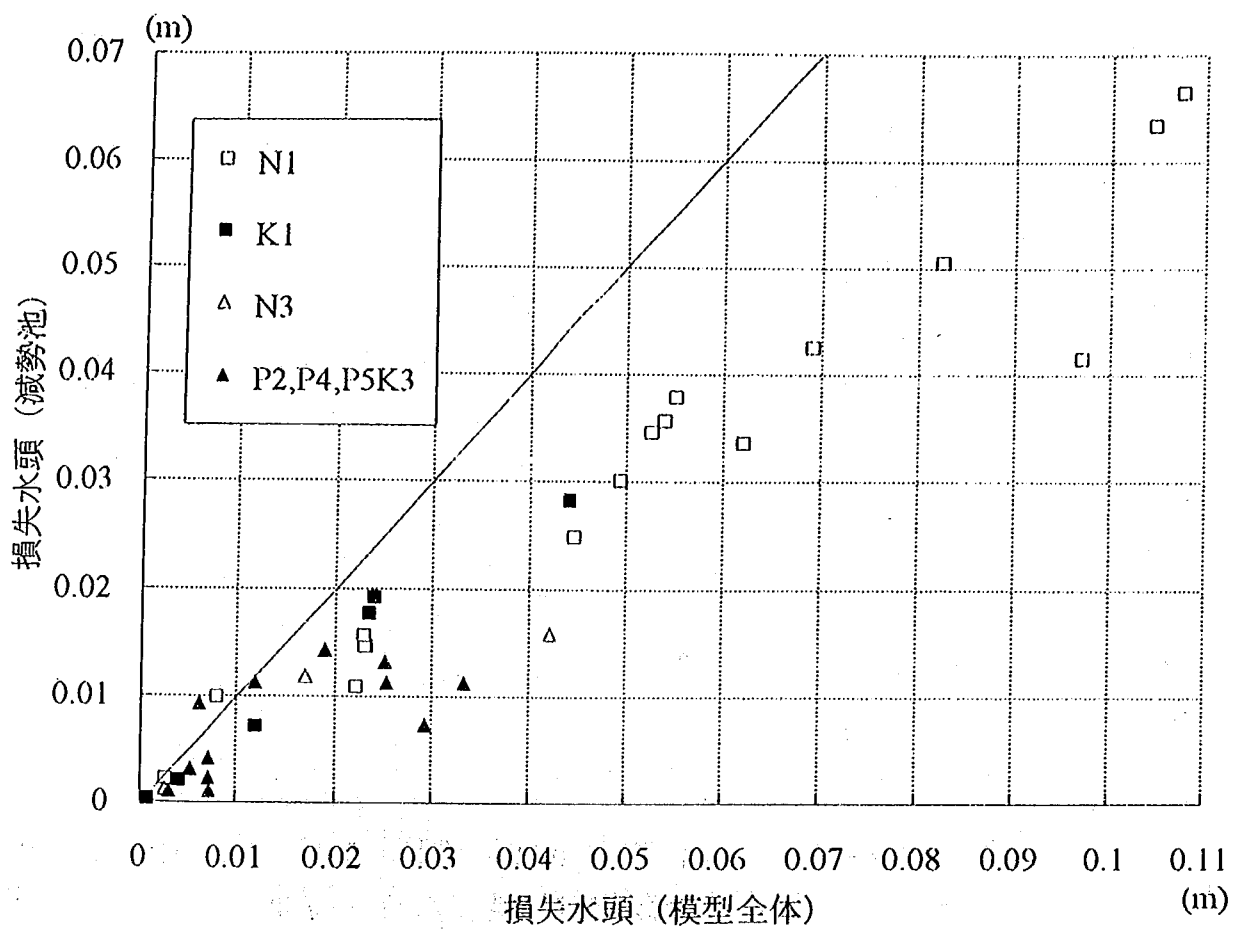


図4-15 減勢池での損失量が模型全体の損失量に占める割合

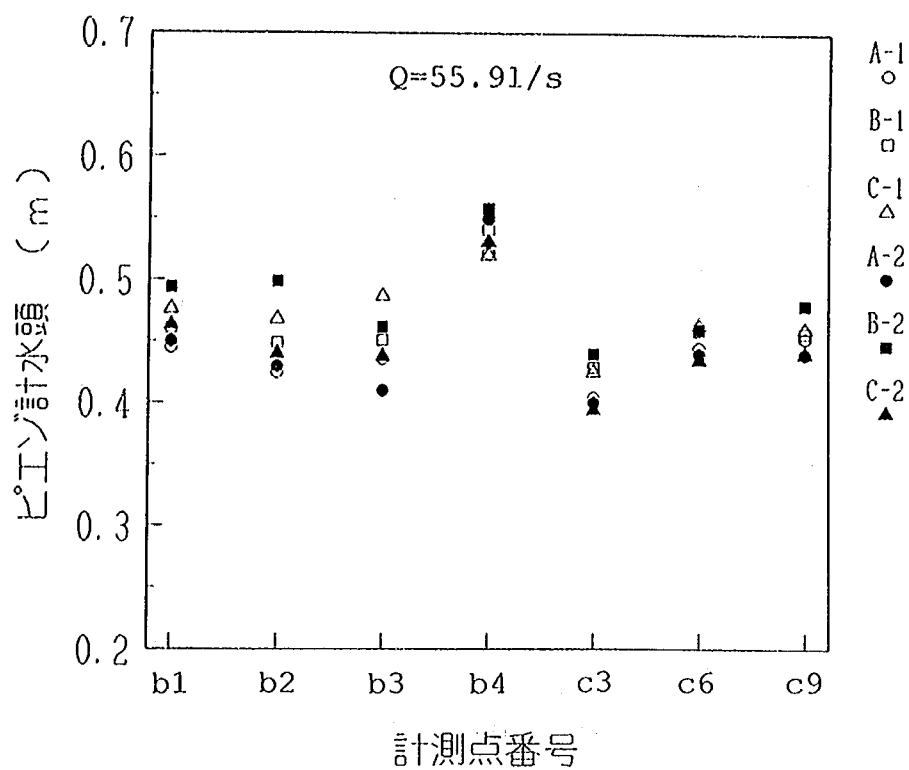


図4-16 減勢池底面及び管体でのピエゾ計水頭の計測値
(一次実験, 開水路流れ)

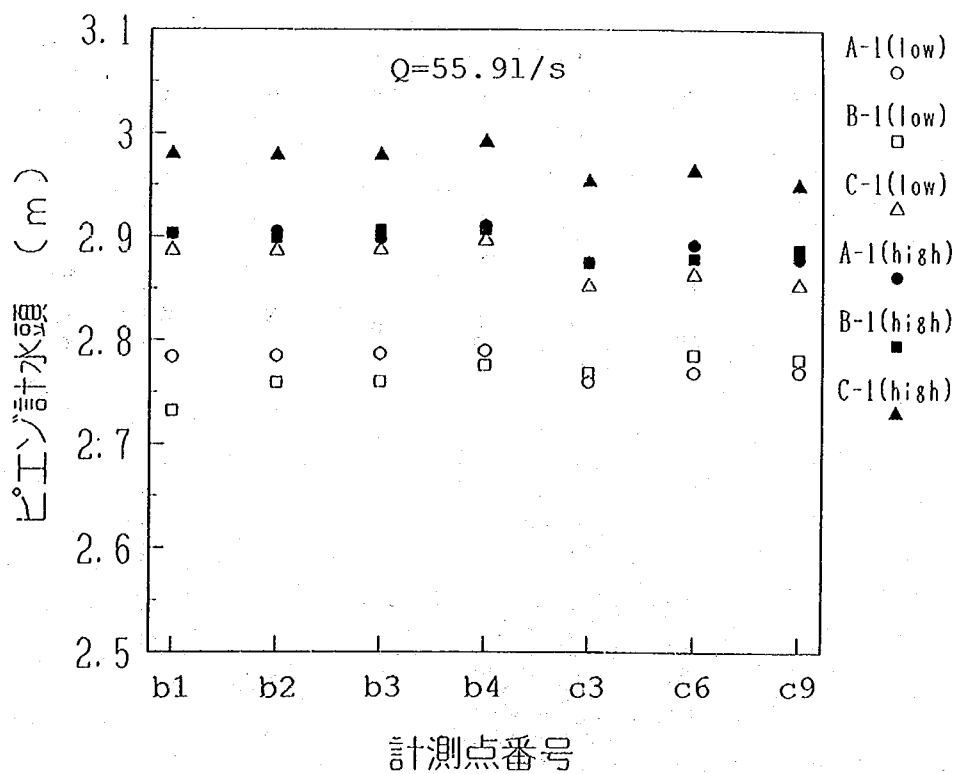


図4-17(a) 減勢池底面及び管体でのピエゾ計水頭の計測値
(一次実験, 圧力流れ)

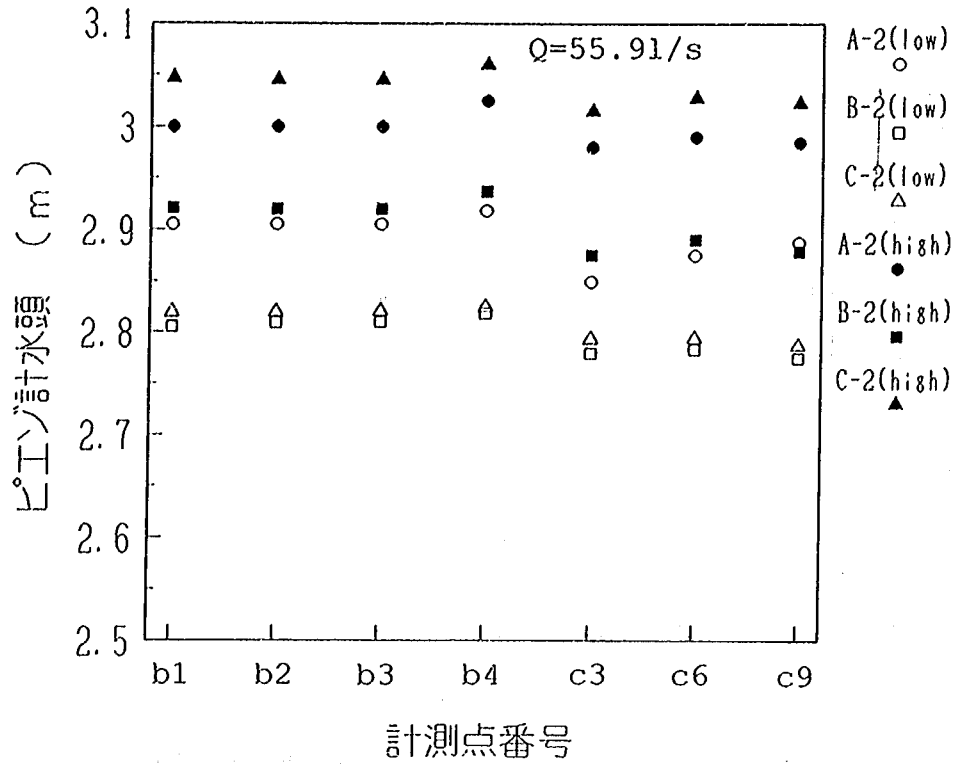


図4-17(b) 減勢池底面及び管体でのピエゾ計水頭の計測値
(一次実験, 圧力流れ)

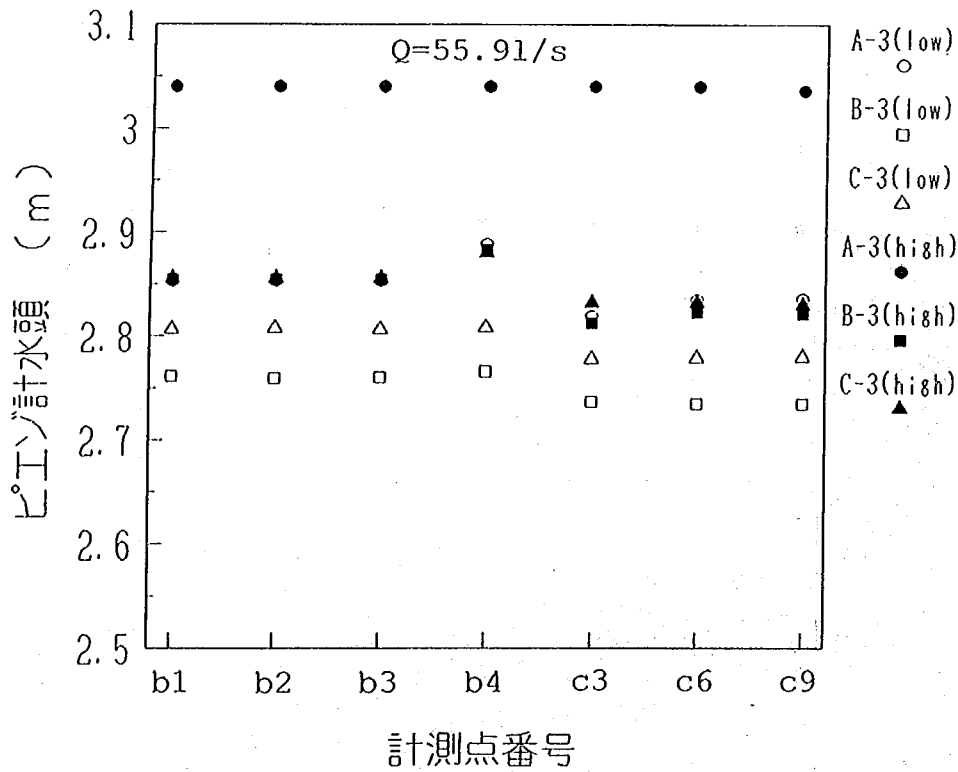


図4-17(c) 減勢池底面及び管体でのピエゾ計水頭の計測値
(一次実験, 圧力流れ)

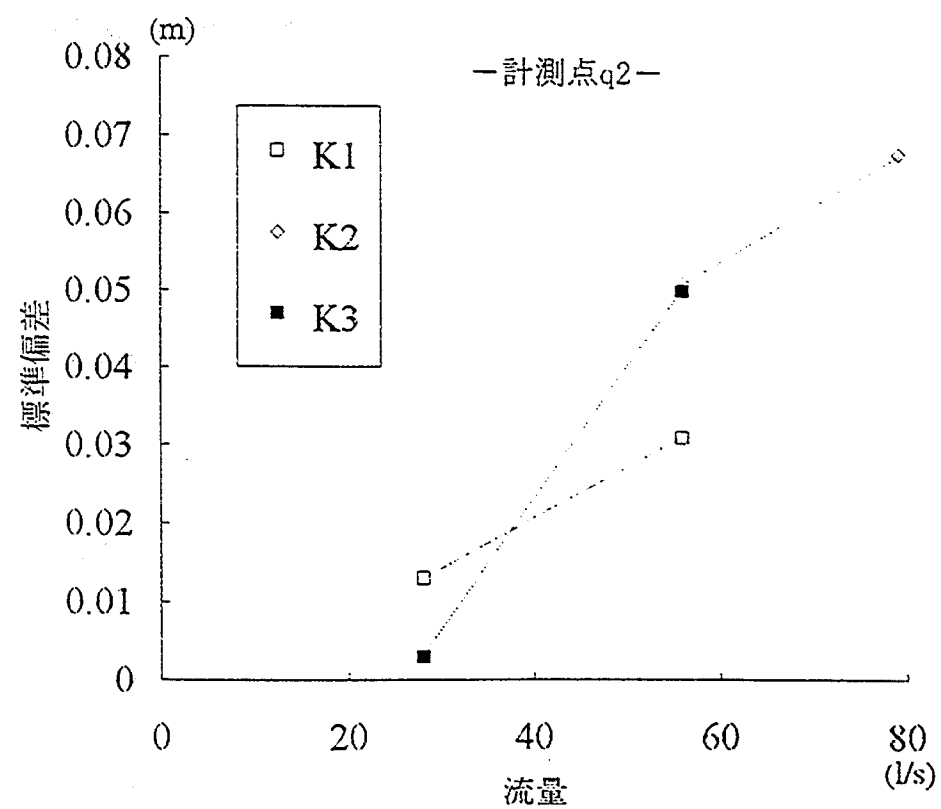
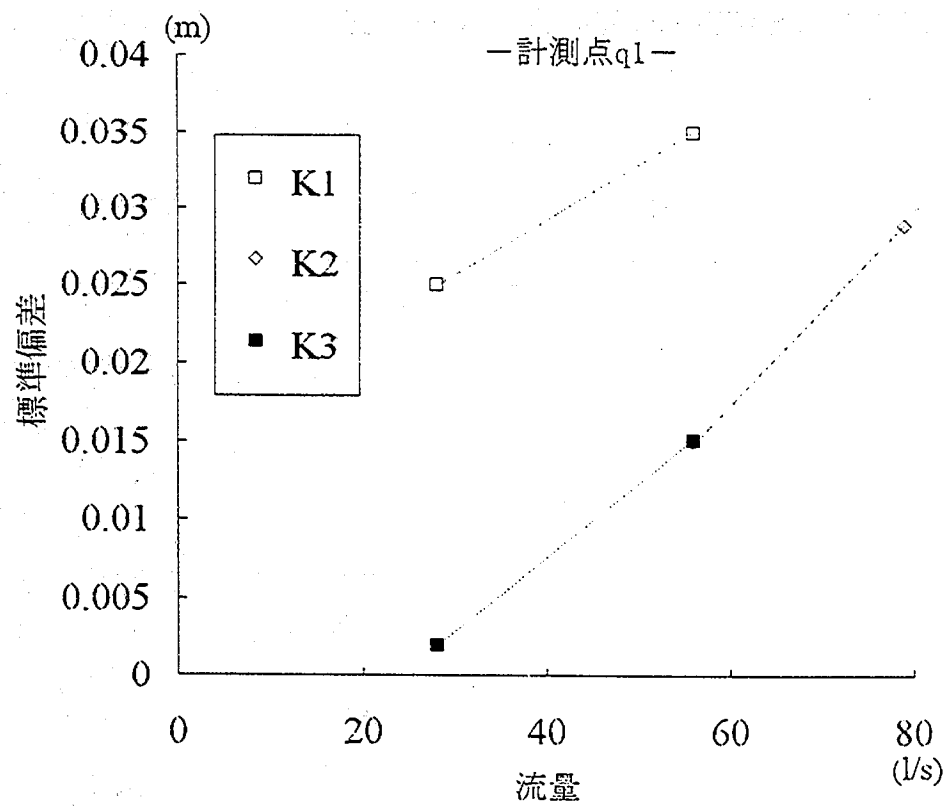


図4-18(a) 圧力計の記録から算出した動水圧変動の標準偏差値（二次実験, 開水路流れ）

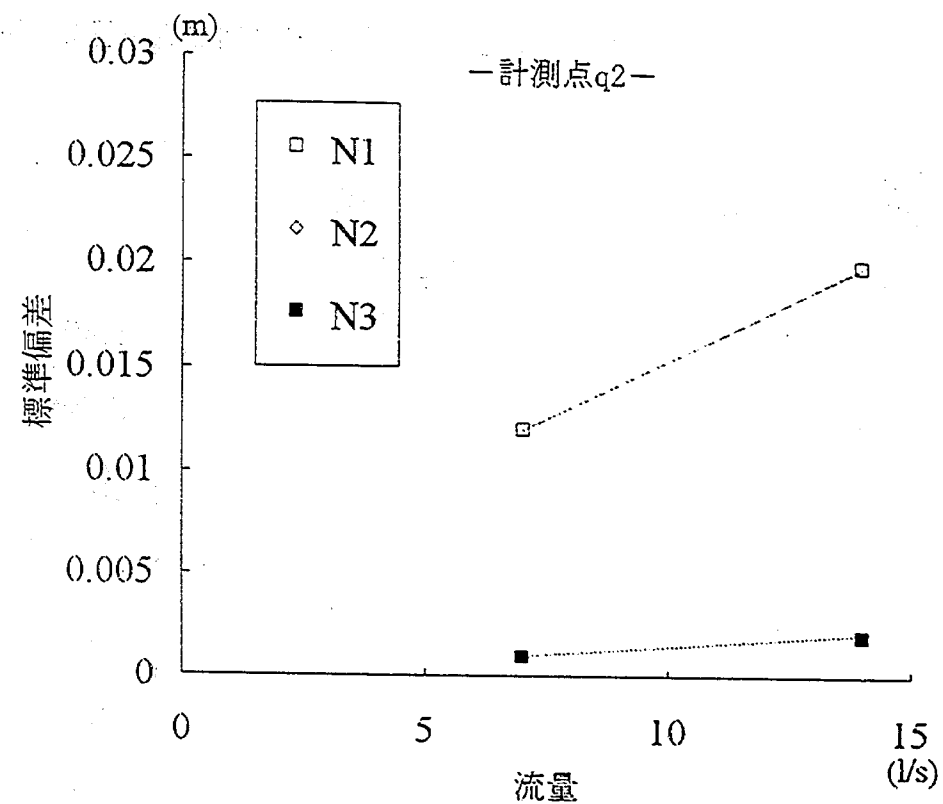
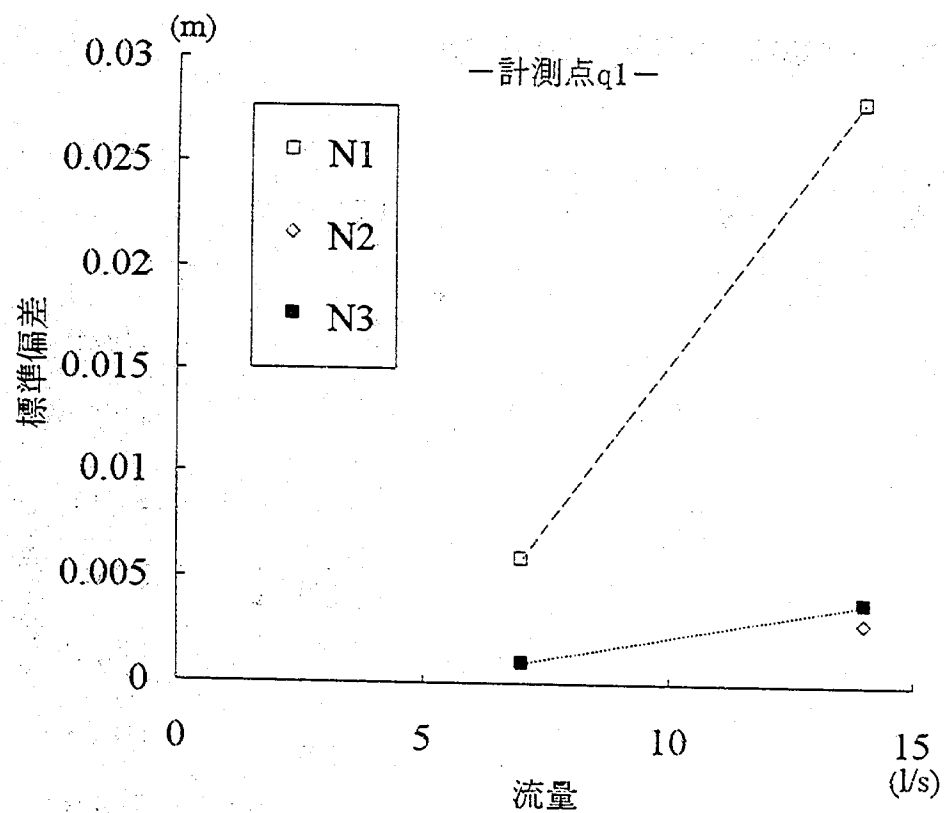


図4-18(b) 圧力計の記録から算出した動水圧変動の標準偏差値 (二次実験, 開水路流れ)

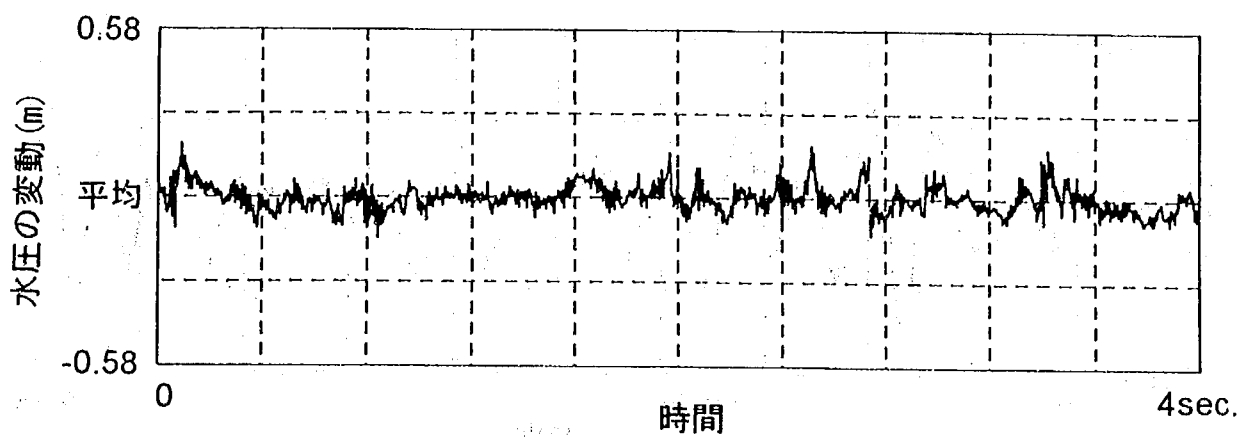
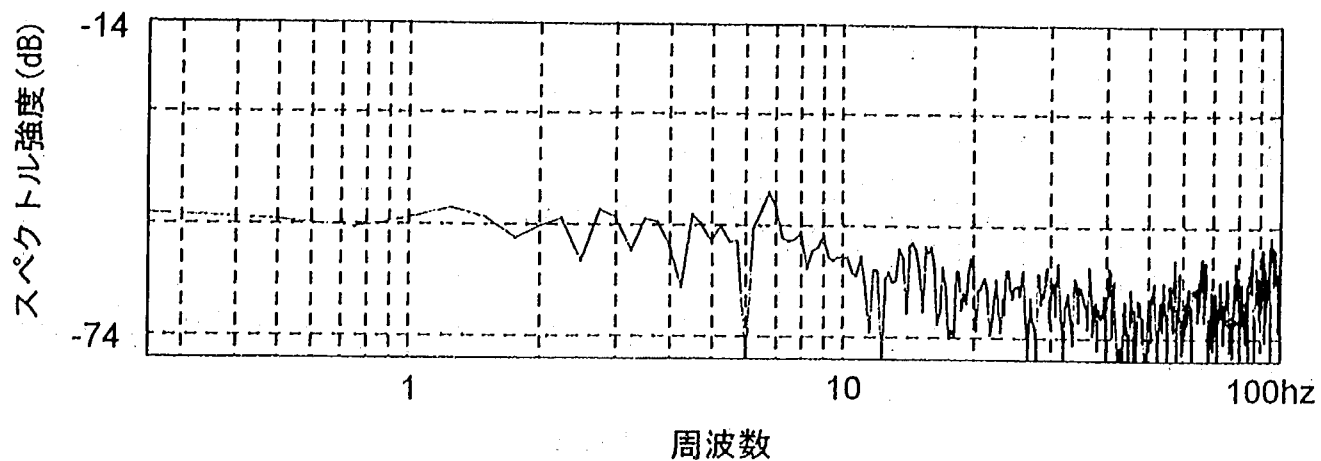


図4-19 減勢池底面に働く圧力の経時変化(下)とパワースペクトル(上)
(Case: K3, $Q=55.9\text{ l/s}$, 開水路流れ, 計測地点: q2)

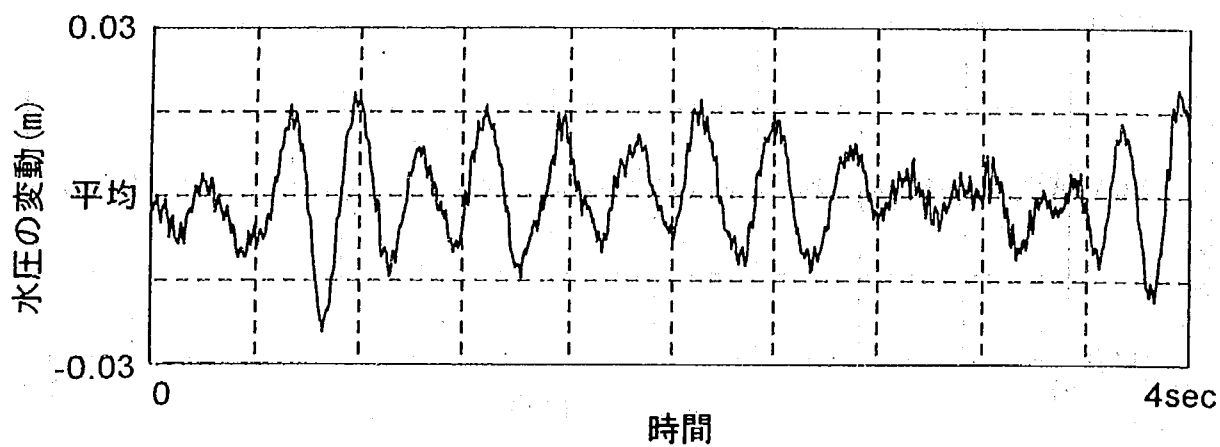
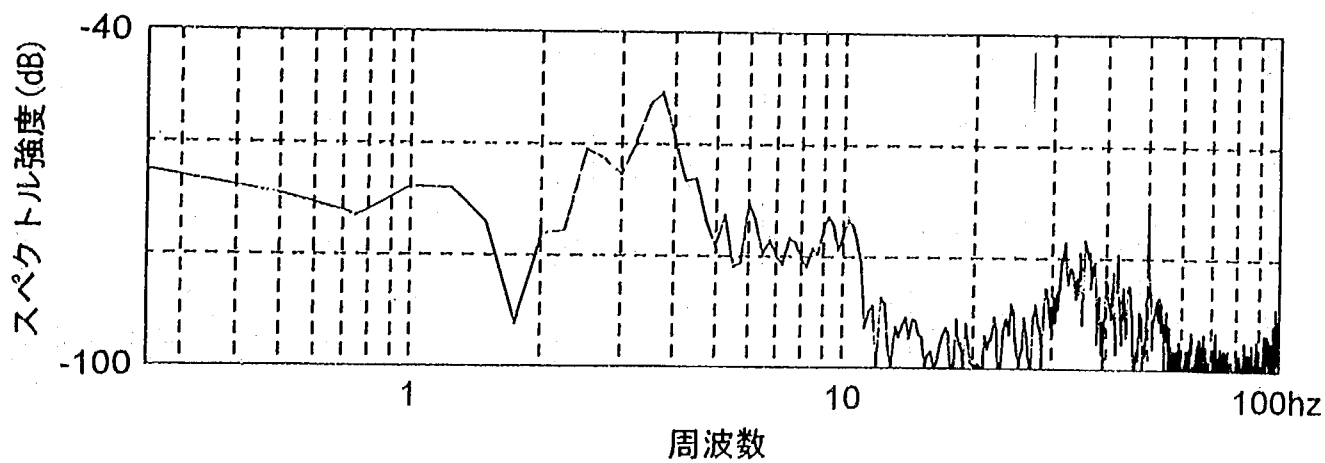


図4-20 減勢池底面に働く圧力の経時変化(下)とパワースペクトル(上)
(Case: K3, $Q=55.91/s$, 圧力流れ(+20cm), 計測地点: q2)

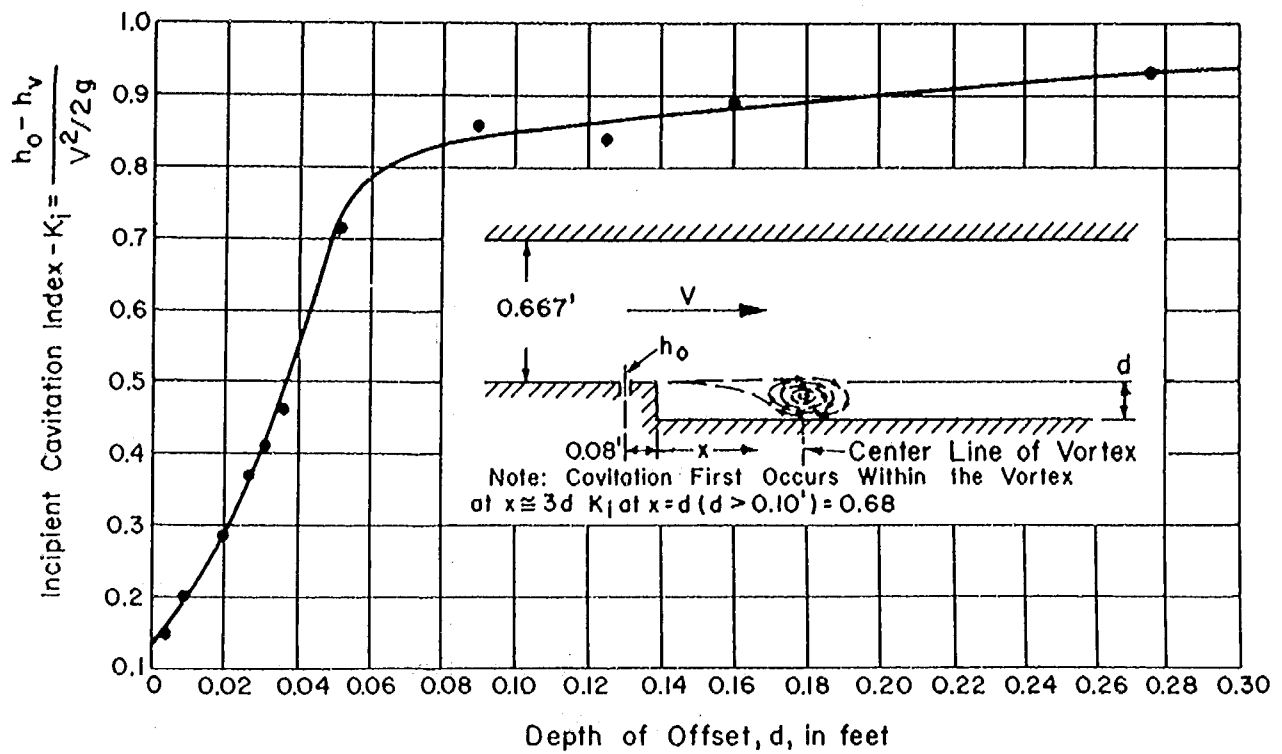


図4-21 段差がある場合のキャビテーション初生数

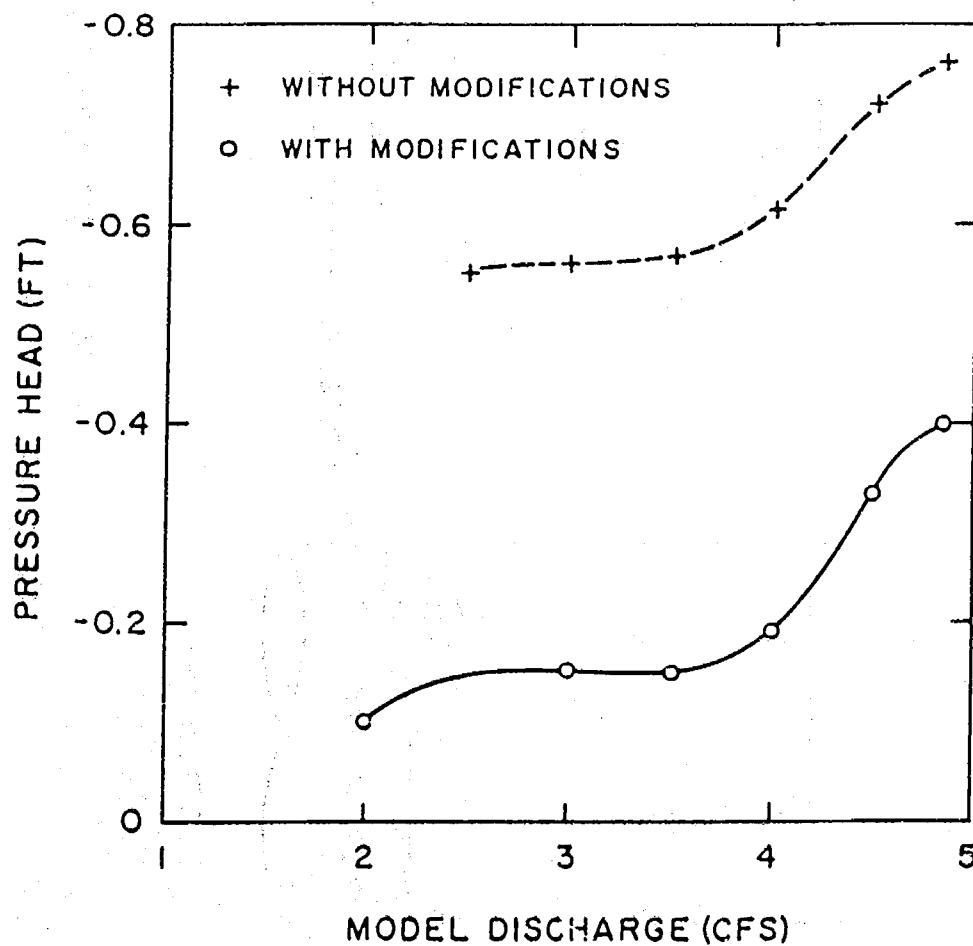


図4-22 曲率の有無による圧力水頭の違い

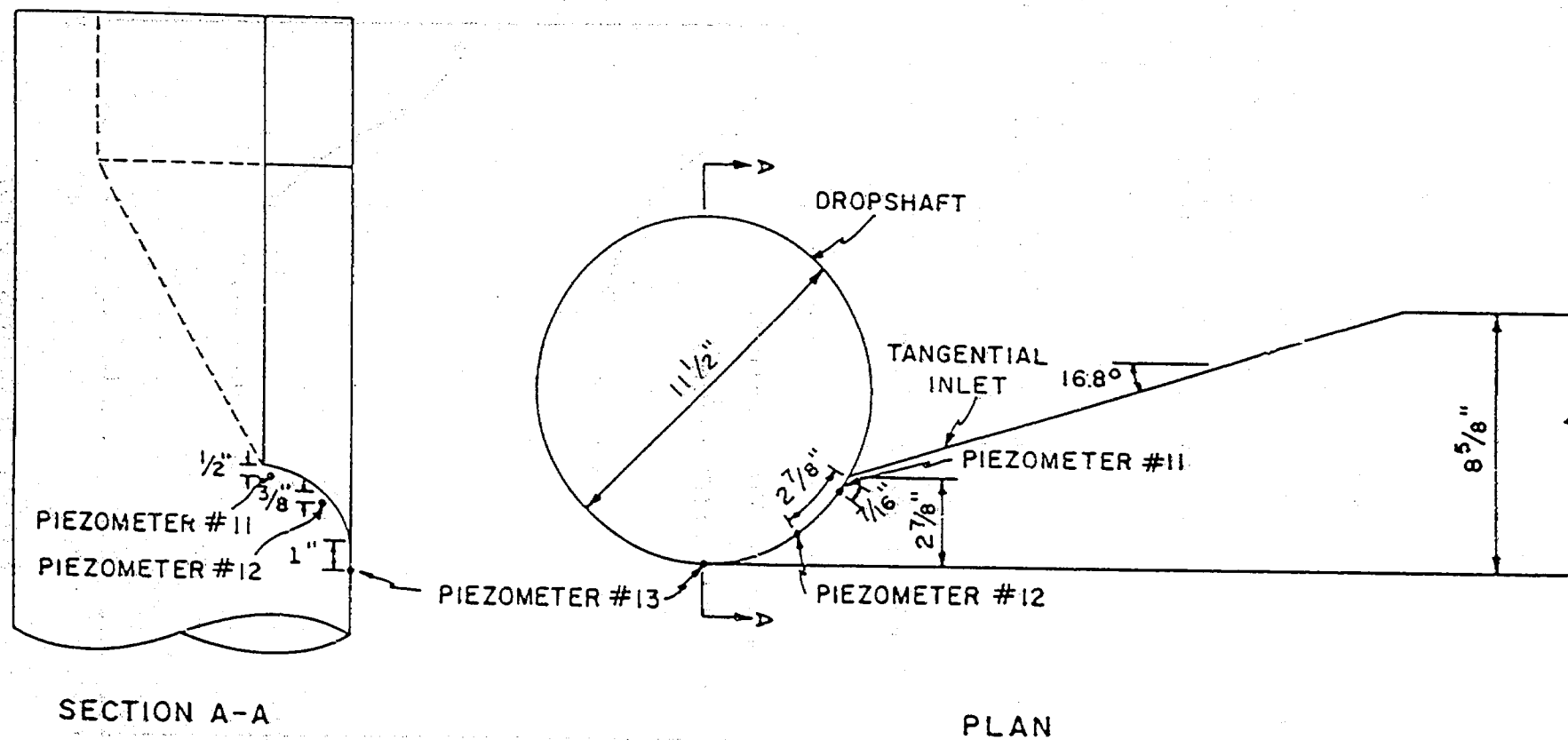


図4-23 実験模型の形状とピエゾメーターの位置

第5章 連行空気量の計測結果

5.1 概要

圧力式地下河川において空気の連行が問題になる場合として次の3つが挙げられる。

1) 管体内に水位がある場合

洪水初期に管体内の水位が上昇するのに伴い、立坑内を落下してくる流れにより連行される空気と管体内にもとから存在していた空気を効果的に排気する必要がある。

2) 立坑下部に水位がある場合（遷移流れ）

管体内は満管であるが立坑内水位が低い場合、立坑内を落下してくる流れにより多量の空気が連行される。その一部は立坑内を浮上するが、残りは、小さな気泡がだんだん集まり成長しながら立坑内の流れとともに管体下流へ輸送される。管体の勾配や管体内の流速によっては空気塊が管体頂部に滞留したり立坑へ再び逆流する。さらに、立坑内へ噴出した空気塊により立坑内水位が変動し、地下河川全体系の振動へ発展する可能性がある。一方、一部流れに連行されながら下流へ輸送された空気塊はエアベントや別の立坑から再び浮上する。

3) 満管流れの場合

立坑内の水位が地上近くにあるときは、基本的にはほとんど空気が連行されないものと考えられるが、わずかな空気であってもそれが累積して流積を縮小する可能性はある。

5.2 連行空気量の相似則

空気の連行と浮上あるいは輸送はそれぞれ流体の表面張力と粘性に支配されるため、レイノルズ数とウェーバー数の相似則を満たす必要があるが、一般の水理実験では原形模型を用いない限りフルードの相似則とこれら2つの相似則を同時に満たすことは不可能である。そこで、立坑部の流れのように慣性力が卓越する流れではフルード数の相似則が優先されるため、連行空気の実験結果に含まれる縮尺効果を適正に評価する必要が生じてくる。フルードの相似則を満たした場合、本来1となるべきウェーバー数の比 W_p が幾何形状の縮尺比 L_r の二乗となるため、実験では実際の連行量を過小に評価することになる。しかしながら、Zukoski(1966)によると円管の径が200mm以上あれば傾斜している場合であっても表面張力の影響は無視できる。一方、模型と実物で気泡の浮上速度は基本的には同じであるにもかかわらず、立坑内の流速はフルード相似により実物の方が大きいため、模型における連行空気量の計測値が小さめとなる¹⁾。Ervine & Kolkman(1980)は、水平もしくは緩勾配管路内の跳水による空気連行はフルード相似となるが、急勾配のサイフォンや立坑では空気の浮上速度などの要因によりフルード相似からはずれるため空気の連行と輸送に分けて現象を考えて、空気連行に必要な最小流速を V_c 、ある地点まで空気を浮上させずに輸送するために必要な流速を V_r とすると、流量に占める連行空気量の割合 β は次式で表されるとしている。

$$\beta = kF_r^2 \left(1 - \frac{V_c}{V_b}\right) \left(1 - \frac{V_r}{V_b}\right) \quad \cdots (5-1)$$

ここに、 V_b ：衝突速度、 V_o ：連行後の流速である。 V_c は空気を連行し得なくなる流速、 V_r は浮力に逆らって気泡を輸送するための最小流速である。したがって、 k を定数とすると実構造物とフルード相似を満たす模型における連行空気量の割合 β_p/β_m は

$$\beta_p/\beta_m = (1 - \frac{V_c}{V_{bp}})(1 - \frac{V_r}{V_{op}}) / (1 - \frac{V_c}{V_{bm}})(1 - \frac{V_r}{V_{om}}) \quad \dots(5-2)$$

と表される。添字 p, m はそれぞれ実物と模型の値であることを表す。また、Ahmedら(1984)は同様の考え方のもと数多くの実験結果から次のような回帰式を導いている。

$$\beta_p/\beta_m = (1 - \frac{0.8}{V_{bp}})^3 (1 - e^{-2(V_{op}-V_r)/V_{br}}) / (1 - \frac{0.8}{V_{bm}})^3 (1 - e^{-2(V_{om}-V_r)/V_{br}}) \quad \dots(5-3)$$

ここに、 V_{br} は気泡の上昇速度で0.25m/sをとるものとする。また、 $V_c=0.8$ m/s、 V_r は鉛直立坑に対して0.15～0.25m/sとなる。

さらに、曲りの部分に形成される空気塊は下流への輸送と連行により消失するので、フルード数と流速の縮尺効果を考慮する必要がある。Goldring(1983)は次式により空気塊の消失を説明している。

$$\beta = k(F_{r1} - 1)(1 - \frac{1}{V_1})^2 (1 - \frac{1}{V_1})^{-1}, \quad k \approx 0.08 \quad \dots(5-4)$$

ここに、 F_{r1}, V_1 ：空気塊下部流れのフルード数、流速である。

5.3 開水路流れの計測結果

開水路流れでは、減勢池で激しく連行された気泡が流れとともに管体部へ運ばれていく様子がみられた。連行空気量の計測結果を図5-1,2に示す。ケースA1～Dで比較すると、導水部形状間で値のばらつきが大きく形状と連行空気量の相関はみられない。ばらつきの原因としては空気を集めるためのビニール袋の一部が水に濡れて閉塞したことが挙げられる。また、ケースA1～Dの結果を平均した連行量は流量とともに増加する。これをK1～K3の同一流量の場合の結果(3度の計測値の平均)と比較すると、プランジ型が最も連行空気量が多くついでK2, K3となっており、立坑下端の流速の違い(表3-2, 表4-2)を反映している。K1～K3とN1～N3の結果にも同様の違いがあらわれており、N1(プランジ型)はN2, N3よりも約60%連行空気量が多い。図5-3,4は単位流量当たりの連行空気量(連行空気率)を形状ケース別に示したもので、N1～N3以外は流量が増加すると連行空気率は逆に減少することがわかる。

実験では意図的に管体内の水位を上げ、連行された空気は管体内でほとんどが流れから分離するようにした。このような状況では、5.1で述べた連行空気率の縮尺効果に影響を及ぼす因子は減勢池内水面へ衝突する手前でのフルード数と衝突速度となる。そこで、

Ahmedらの実験結果に従い、次の関係を仮定して実験結果を整理したものが図5-5である。

$$\beta = kF_r^2 \left(1 - \frac{0.8}{V_b}\right)^3, F_r = \sqrt{\frac{V_b}{gd_b}} \quad \dots(5-5)$$

図5-5に示した実験結果の値は表5-1のとおりである。この内、衝突速度には表4-3の立坑下端の速度を用いた。

表5-1 連行空気率の縮尺効果

形状ケース	流量(ℓ/s)	衝突速度 $V_b(m/s)$	F_r	$F_r^2(1 - 0.8/V_b)^3$
K3	28.0	4.37	19.9	215.5
	55.9	4.33	14.2	109.4
N3	7.0	1.88	7.7	11.2
	14.0	2.36	8.5	20.9

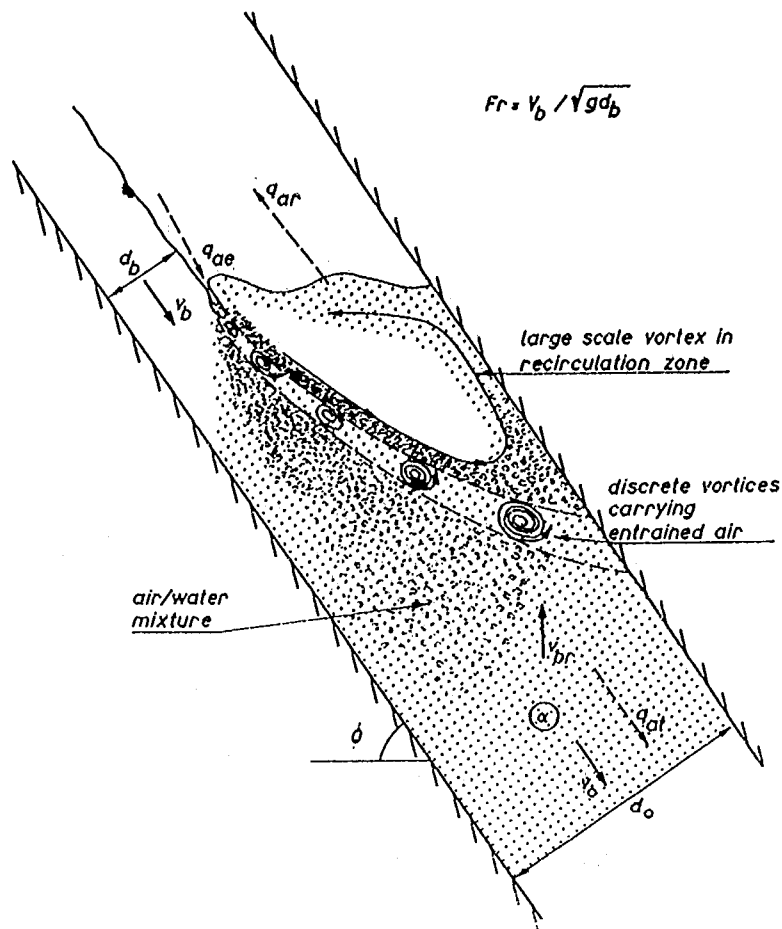
ケースK3,N3ともに、衝突速度は流量によらずほぼ一定値を示したため両対数で表した図5-5の結果はAhmedらのものと類似しているが、速度の大きなK3の方が空気率は小さくなるという点では逆の傾向が見られた。この原因は、立坑径が大きくなることにより減勢池で浮上した空気が立坑内のエアコアから抜けやすくなるためではないかと考えられる。

以上、開水路流れにおける連行空気量の縮尺効果について整理したが、実施規模でどのくらいの連行空気量が予想されるかについては第7章で説明する。

5.4 圧力流れの計測結果

圧力流れでは連行自体ほとんどなく、また、渦流により気泡が立坑中心へ移動して大きくなり立坑上方に抜けていくため連行空気量はかなり小さく、各導水部ケースの連行率の平均値は $3.2 \times 10^{-3}(\%)$ であった(図5-6,7)。また、流量が $9.9 \ell/s$ の場合は連行空気は皆無に等しく計測不能であった。図5-6の結果によると、立坑内の水位を10cm上昇させた場合の方が5cm上昇の場合に比べて連行空気量が少なくなる傾向にあるが、これは減勢池に到達するまでの渦の減衰と関係があると考えられる。つまり、水位が低い場合には渦の強度を保ったまま減勢池に到達してしまうため立坑中心に移動してきた空気塊が上昇する間も無く流下してしまうのに対して、水位が高いときには中心への到達と浮上の時間が長くなることによるものと推察される。

導水部形状ケースのC3については、立坑内に水位がある場合についても連行空気量の計測を行った。図5-8に示すように、立坑内水位が高いほど連行空気量は少なくなり、漸縮部水位が立坑内水位の影響を受ける圧力流れの状態では、水面と落下してくる水の衝突が無くなるため、連行量は極端に減少する。



立坑内における空気連行と輸送¹⁾

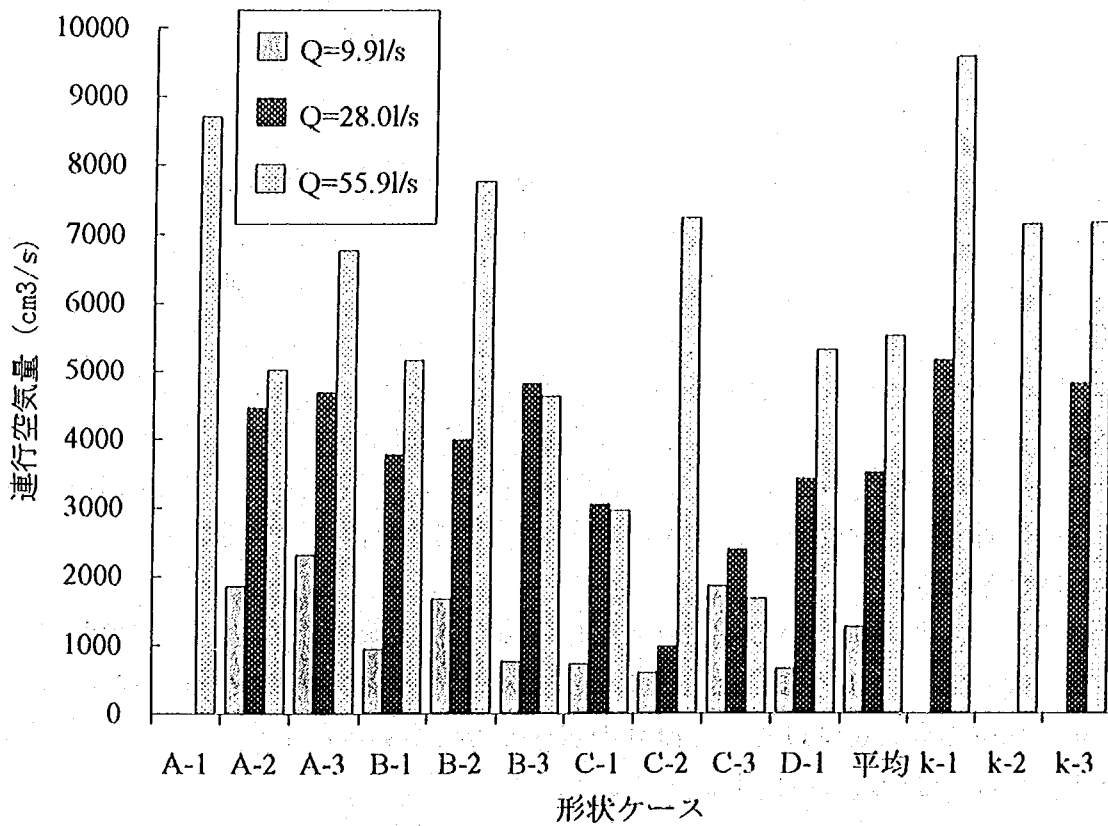


図5-1 形状ケース別の連行空気量(A1~D, K1~K3, 開水路流れ)

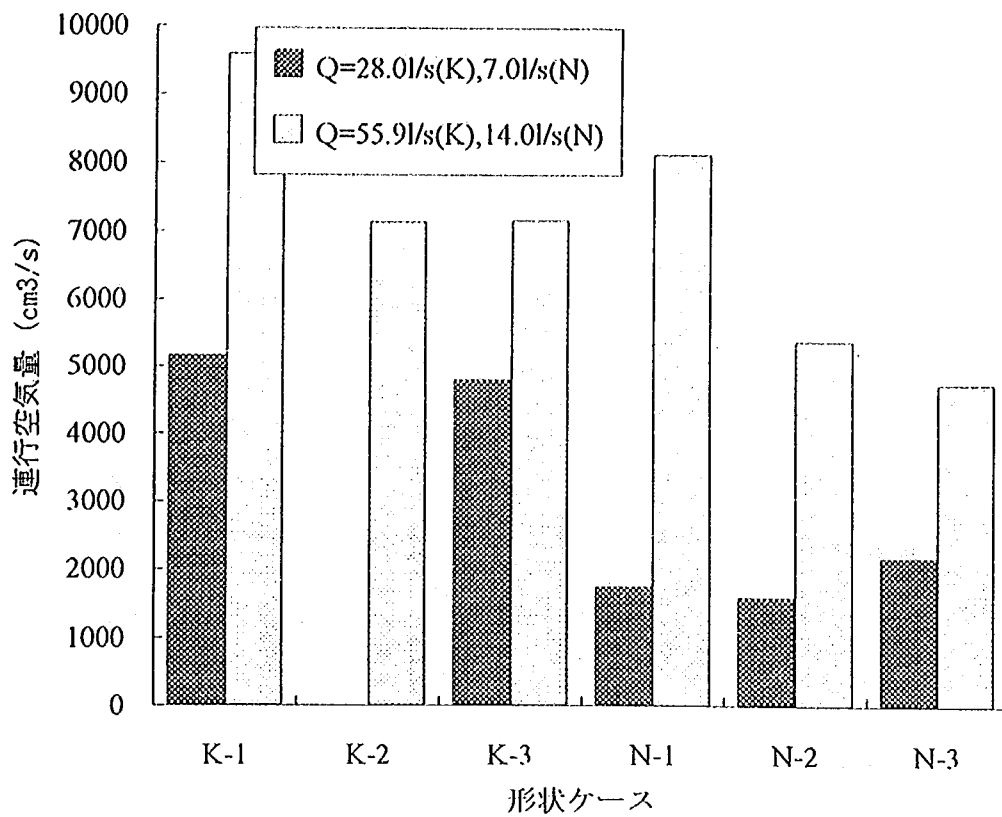


図5-2 形状ケース別の進行空気量 (K1~K3, N1~N3, 開水路流れ)

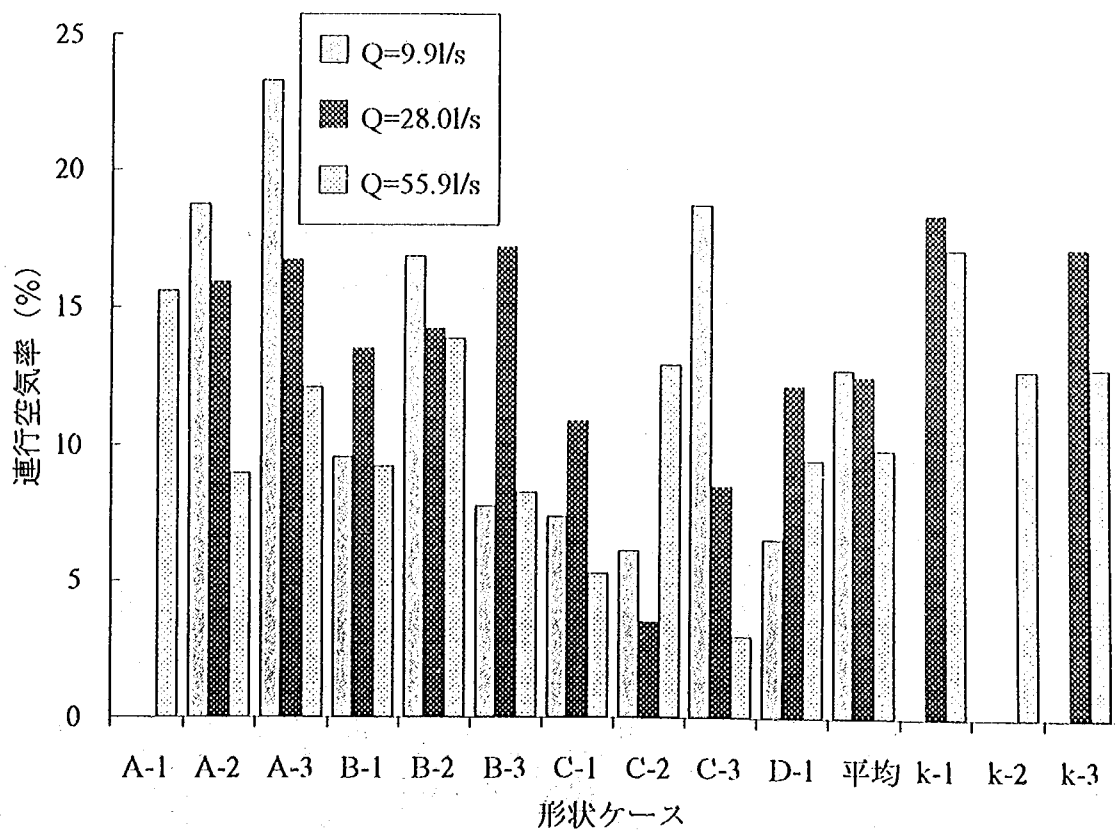


図5-3 形状ケース別の進行空気率 (A1~D, K1~K3, 開水路流れ)

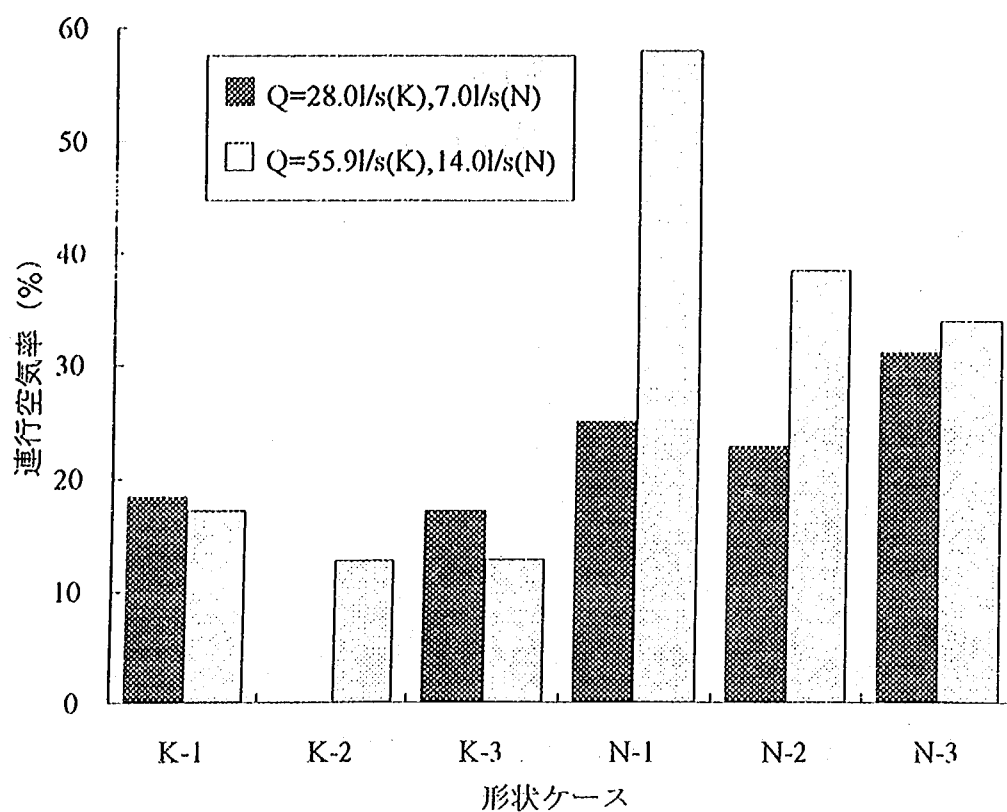


図5-4 形状ケース別の連行空気率 (K1~K3, N1~N3, 開水路流れ)

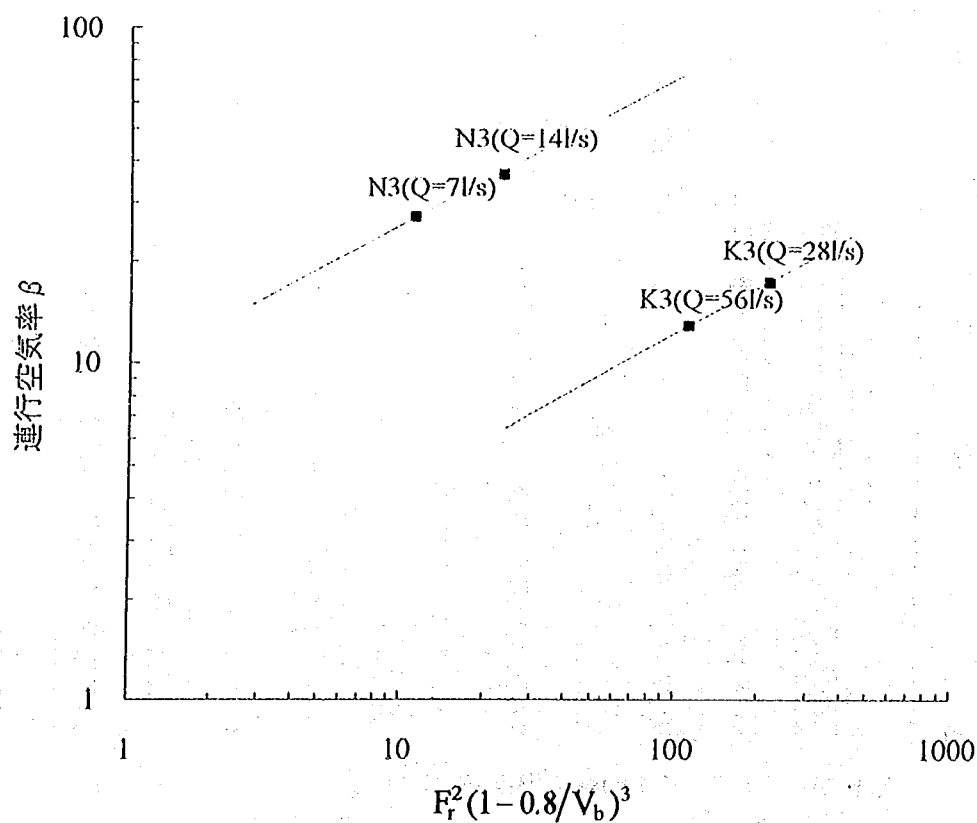


図5-5 連行空気率とフルード数 $F_r = V_b / \sqrt{gd_b}$, 衝突速度 V_b の関係

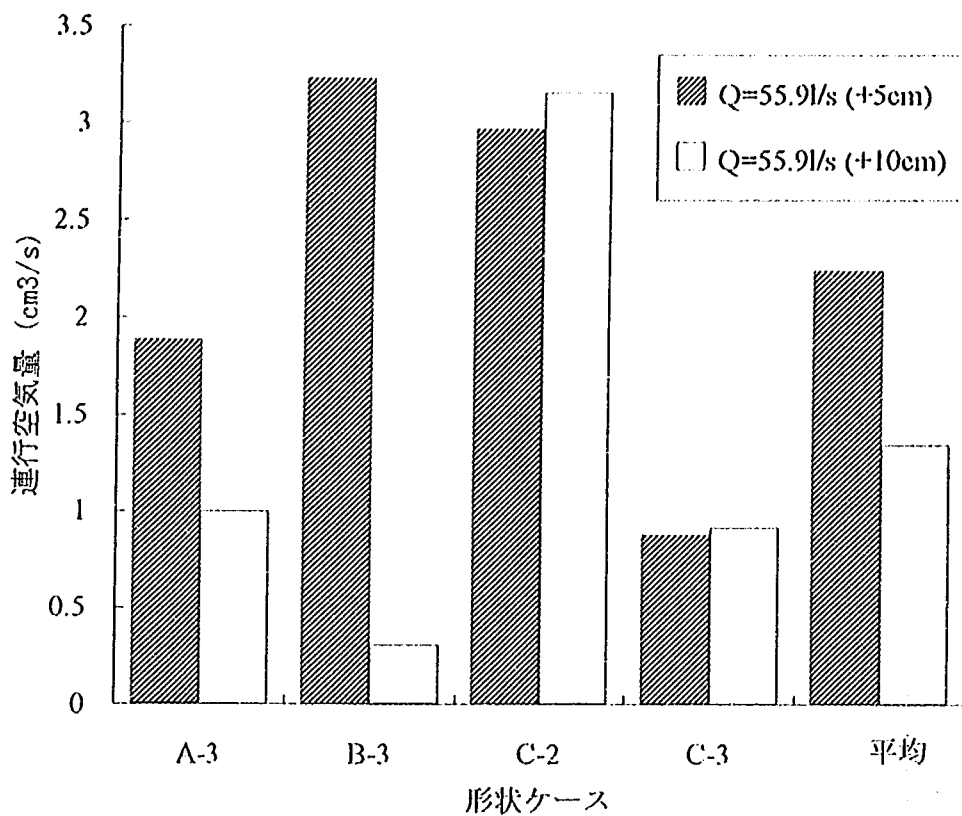


図5-6 形状ケース別の連行空気量(圧力流れ)

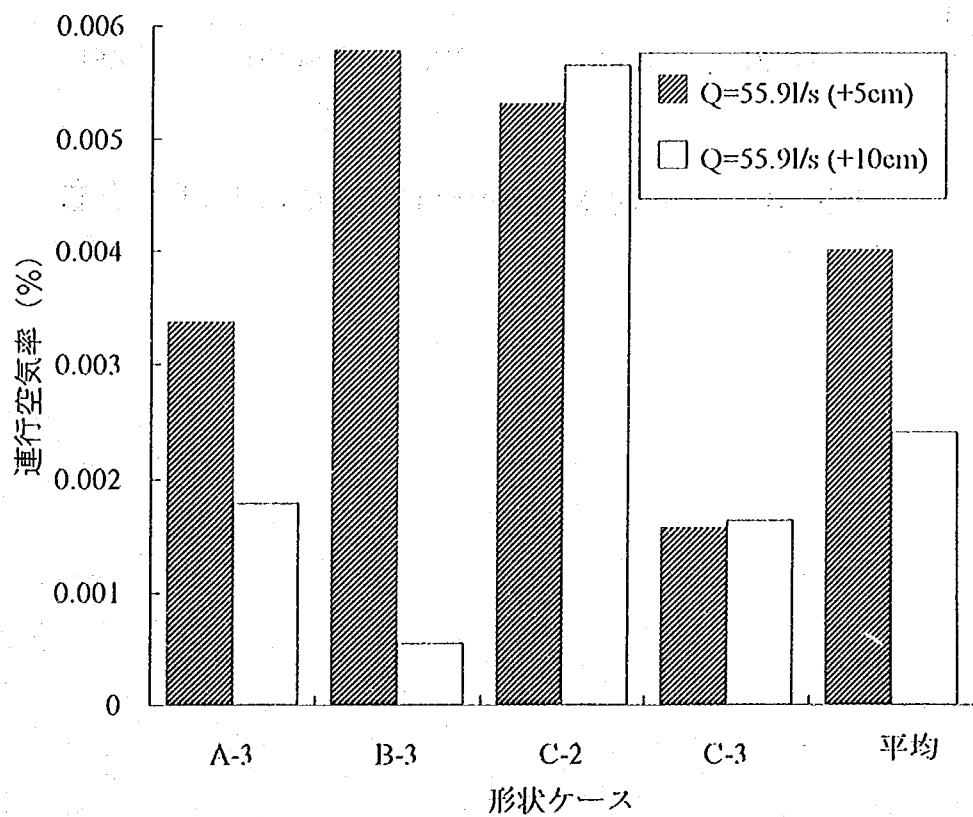


図5-7 形状ケース別の連行空気率(圧力流れ)

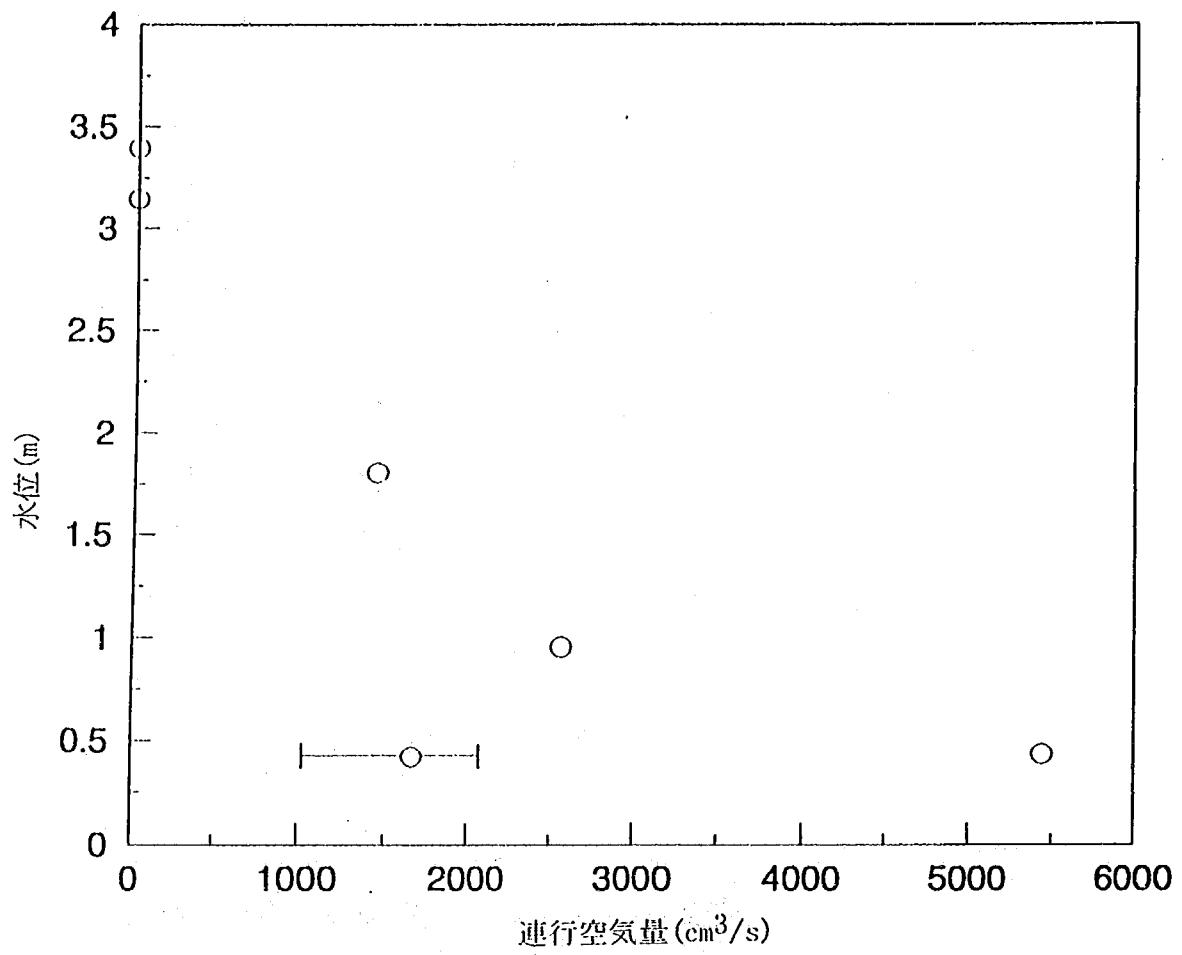


図5-8 立坑内水位が連行空気量に及ぼす影響

第6章 騒音の計測結果

6.1 騒音レベルの定義

人間の耳は図6-1に示すように周波数2000～4000Hzの音に対して最も感度が良く、騒音の程度を表す指標には、このような周波数に対する感度の違いを考慮した次式を騒音レベルと呼んで用いている(JIS Z 8731-1983)。

$$L_A = 10 \log(p_A^2/p_0^2) = 20 \log(p_A/p_0) \quad \cdots(6-1)$$

単位はdB (デシベル) で、 p_A はA特性で重み付けられた音圧の実効値、 p_0 は人間の聞き得る音の強さの最小値 10^{-12}W/m^2 に対応する音圧の実効値で $20 \mu \text{Pa}$ である。A特性とは、耳の周波数に対する感度の違いを考慮した周波数補正特性を意味し、図6-2に表される特性曲線となる。不用な低い周波数成分や高い周波数成分の多い音の音圧レベルの測定にはC特性が用いられる(JIS C 1505-1988)。

6.2 騒音レベルの相似則

音は様々な波長を持つ空気の疎密波の伝播により発生し、認識される。音の強さ(単位時間に単位面積を通過するエネルギー W/m^2)は周波数成分別の疎密波の振幅の大きさと音源の形態、音源からの距離などに依存する。また、音速は温度にのみ依存する。したがって、通常、音響の模型実験では波長と構造物の幾何形状の関係を満たすように模型の縮尺分だけ実際に生じると思われる対象音源の周波数を高域にシフトさせた音を人工的に発生させ、その構造物の音響特性を把握する方法が用いられる。しかし、対象とする音源の周波数特性が不明な場合にはその方法も適用できないので、事後評価や定性的評価に成らざるを得ない。

接線式立坑の場合には落下水の衝突音の周波数特性が不明なため、類似の現象である滝の音、ダム放流時の音などを直接計測して、周波数特性を明らかにする必要がある。その際、流水と静止状態にある水面の衝突により生じる音の周波数成分が衝突面の大きさによって異なることが予想されるので、流量規模は対象とする立坑のものとあまり変わらないようにすることで音圧レベルの定量的評価を可能にできる。

その他に、騒音レベルの相似則には、壁の反射率、空気中の吸音減衰が考慮されなければならない。空気中の吸音減衰は周波数、気温、湿度に関係し、特に周波数が高くなるほど吸音減衰の影響を受け易くなる。

6.3 ダムの放流騒音の計測

6.2で述べたように立坑上部における騒音レベルの評価にあたっては、音源となる大流量の落下騒音の周波数特性を知る必要がある。河川の堰から落下する流れの音についての観測・実験は報告されているものの、いずれも流量規模が小さいため好ましくない。また、ダム放流時の騒音に関する計測事例も幾つかあるが、対象は低周波騒音に限られている。

そこで、騒音レベルと周波数特性に関する基礎資料とするため、流量規模がほぼ等しく渦流式立坑と落下の状態も似ている重力式ダムの放流時の騒音を計測した。計測の対象としたダムは建設省の管理している五十里ダムで、放流時の最大流量は $100\text{m}^3/\text{s}$ 、落差高は約40mである。五十里ダムの平面図と横断面図を図6-3,4に、放流の様子を写真6-1,2に示す。

計測した騒音レベルの種類は、等価騒音レベル L_{eq} と最大値 L_{max} である。等価騒音レベルとは、測定時間内の平均二乗音圧から求めた騒音レベルで、最大値は測定時間内にサンプリングする騒音レベルの最大値を意味する。1/3オクターブバンド分析器（リオン社製、NX05型）を用いた周波数分析もあわせて行った。放流時間約23分のうち流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ が安定して放流されている間に図6-3,4のP,Q点にマイクロフォンを設置して騒音レベルと周波数バンド別の音圧レベルの計測を行った。また、放流開始直前に暗騒音を計測した。

P,Q両地点における騒音レベル（オールパス、A特性）の結果を表6-1に示す。放流水が減勢池に衝突する位置から約25m離れているP地点での騒音レベルは105dBを越えているが、これには距離減衰の効果が含まれているので衝突位置付近での騒音レベルはこれよりも幾分大きな値となる。そこで、ダムの堤体と減勢池水面に挟まれた1/4空間における点音源及び有限の線音源からの距離減衰の2通りを仮定してP,Q地点の計測結果に含まれる距離減衰の効果を推定した。点音源の場合は、音源からそれぞれ r_1, r_2 離れた地点での音圧レベル L_1, L_2 は次式で表される。

$$L_1 - L_2 = 20 \log \frac{r_2}{r_1} \quad \dots(6-2)$$

また、有限線音源の場合は、点音源の連続とみなすことにより次式で表される。

$$L_1 - L_2 = 10 \log \left[\frac{\tan^{-1}(a+w)/b_1 - \tan^{-1} a/b_1}{\tan^{-1}(a+w)/b_2 - \tan^{-1} a/b_2} \right] + 10 \log \frac{b_2}{b_1} \quad \dots(6-3)$$

$$b_i = \sqrt{q_i^2 + h^2}, \quad q_1 = 0$$

以上の式に今回の観測地点での各値(表6-1)を代入してP,Q地点間の音圧レベルの差を算出すると、点源近似の場合で4.3dB、有限線源近似の場合は3.4dBとなり、点源近似の場合で実測値の4.4dBにかなり近い値となった。そこで、音源から上方5mの位置での音圧レベルの推定に式6-2を用いたところ、その値はP地点よりも12.8dB大きい119.3dBとなることがわかった。また、A特性の騒音レベルは92dB程度になると予測される。

表6-1 ダム放流による騒音レベルの計測結果(単位:dB)

地点	騒音レベル(オールパス)	騒音レベル(A特性)
P	105.5	81.9
Q	101.1	80.2
a=21m, w=10m, h=5.5m, $q_2=28\text{m}$		

周波数帯別音圧レベルの計測結果は図6-5,6に示す通りで、図6-5は重み付けをしない周波数帯別音圧レベル、図6-6は前述したA特性で重み付けをした周波数帯別音圧レベルである。これより、大流量が静止水面に衝突する際に生じる音は200Hzより小さい周波数成分が支配的であることがわかる。しかし、人間の耳にどう聞こえるかを判断するためにA特性で表すと、500～5000Hz程度の周波数帯の音波が騒音として影響を及ぼすものと考えられる。したがって、実際の流入立坑内における騒音予測を音響模型実験により行う場合、この周波数帯の音の共鳴特性等についての計測を行う必要がある。

6.4 水理模型を用いた騒音計測

騒音レベルの相似則という点では問題があるが、予備的な検討として一次実験の模型上の流れにより発生する騒音をマイクフォンを立坑上部に設置して計測し、開水路状態と圧力状態の相対的な比較を行った。開水路状態での減勢池内水面と落下水との衝突により発生する音の等価騒音レベルは、どの導水路形状についても流量の違いによる変化は小さく、84.9～91.9dBであった(図6-7)。一方、圧力流れ(導水路に水位がある)の場合には立坑内の渦流により音が発生するため流量の違いにより騒音レベルが大きく変化した(図6-8)、流量9.9ℓ/s、55.9ℓ/sでそれぞれ平均67.0dB、90.3dBであった(表6-2)。なお、実験で計測した周波数分布のバンド帯は20Hzから20kHzであったので、騒音レベルの相似則により周波数を1/20に読み直すと、実施設における1Hzから1kHzまでの範囲での比較であることになる。また、立坑上部での計測結果のため発生源から上部へ至るまでの共鳴・減衰特性は不明である。

表 等価騒音レベル(A特性)の平均値

	条件・流量(ℓ/s)	騒音レベル(dB)
開水路	9.9	86.8
	28.0	87.3
	55.9	87.8
圧力	9.9(+10cm)	67.7
	55.9(+5cm)	91.6
	55.9(+10cm)	89.2
	暗騒音	61.7

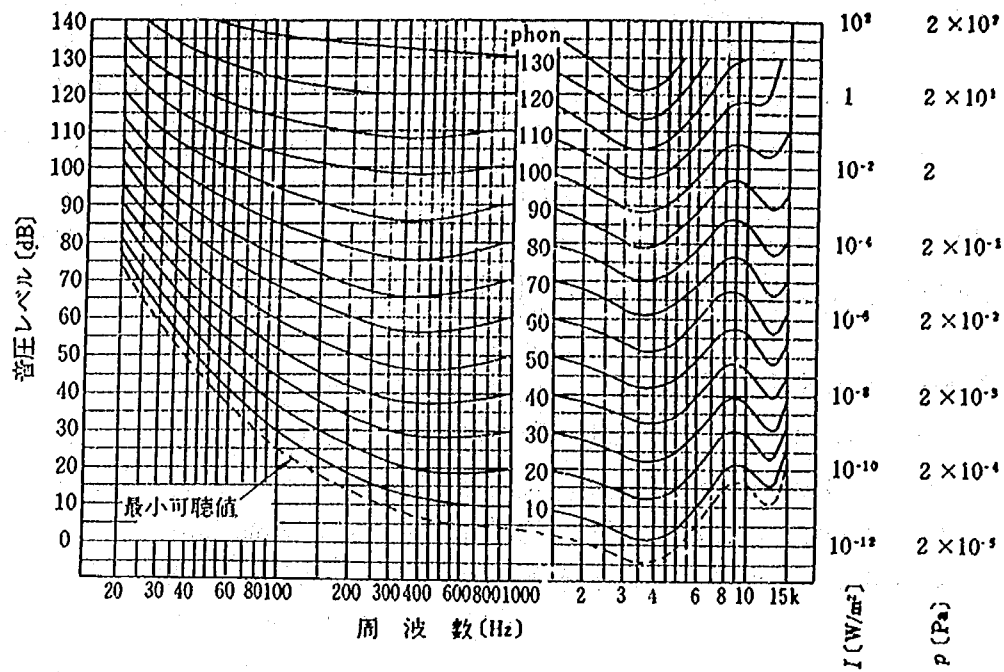


図6-1 音の大きさの聴感曲線

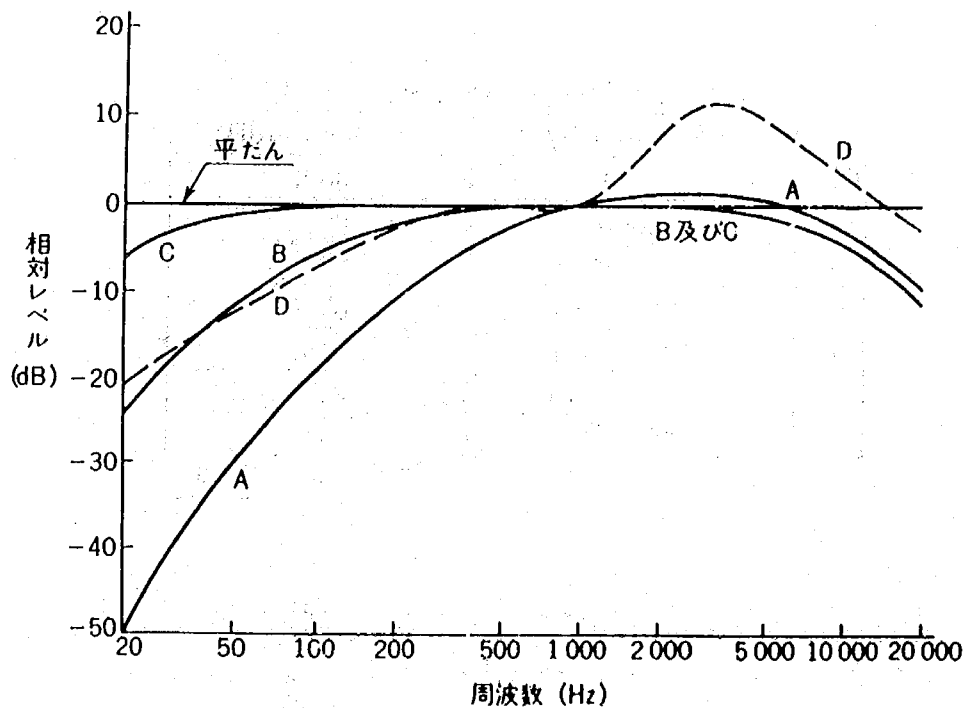


図6-2 周波数の重み特性

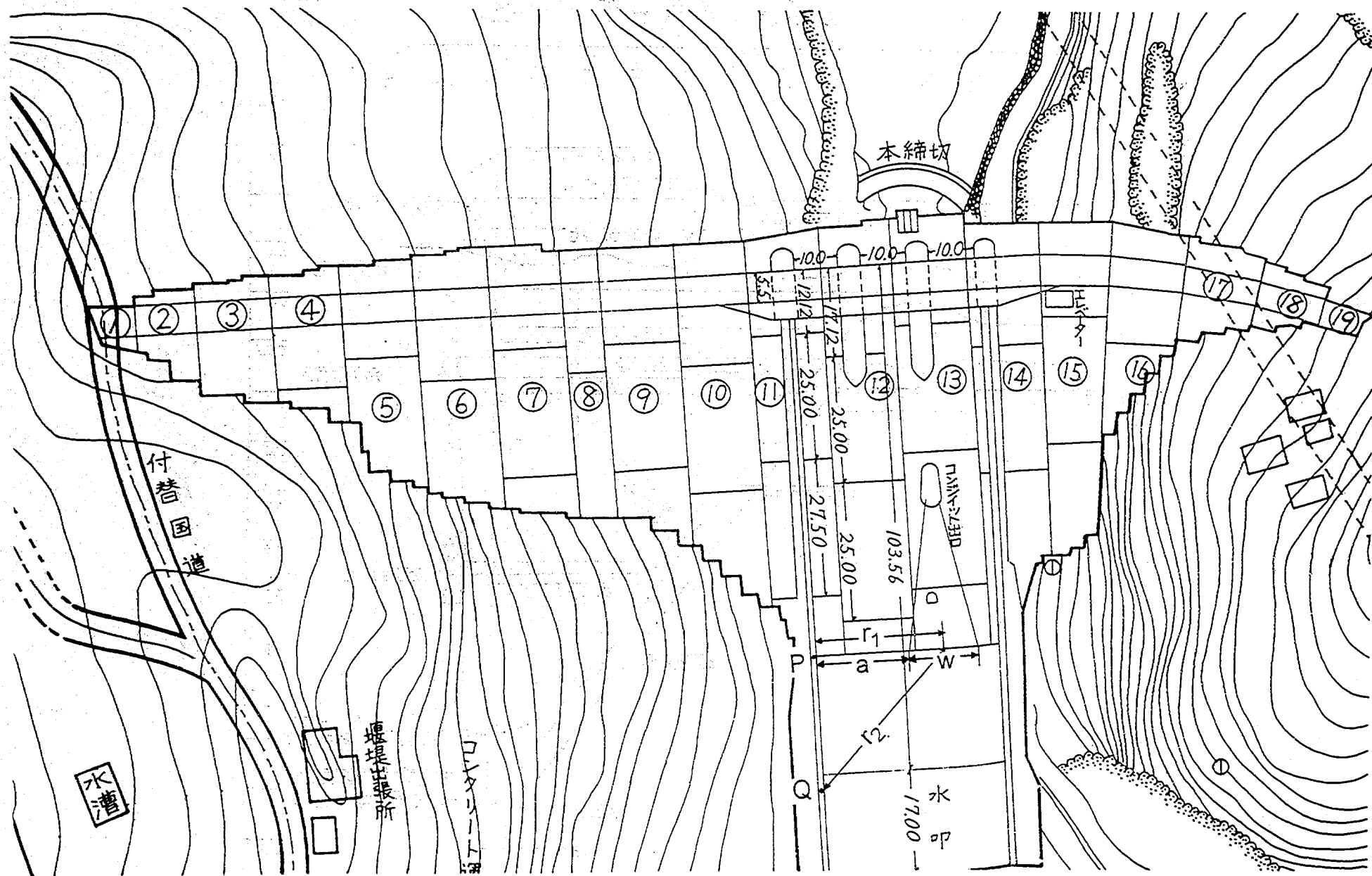


図6-3 五十里ダム平面図(1/1000)

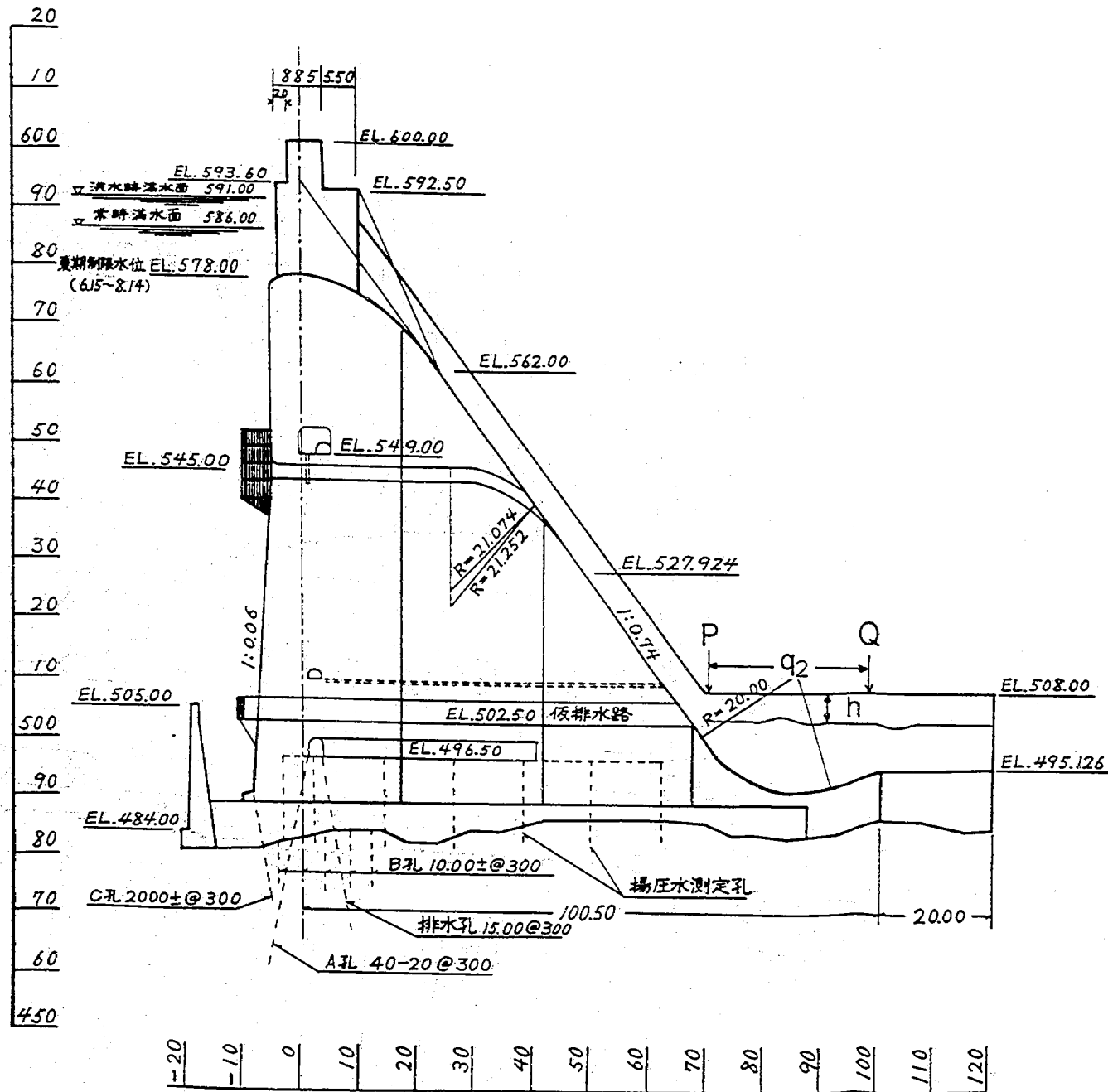


図6-4 五十里ダム断面図(1/1000)

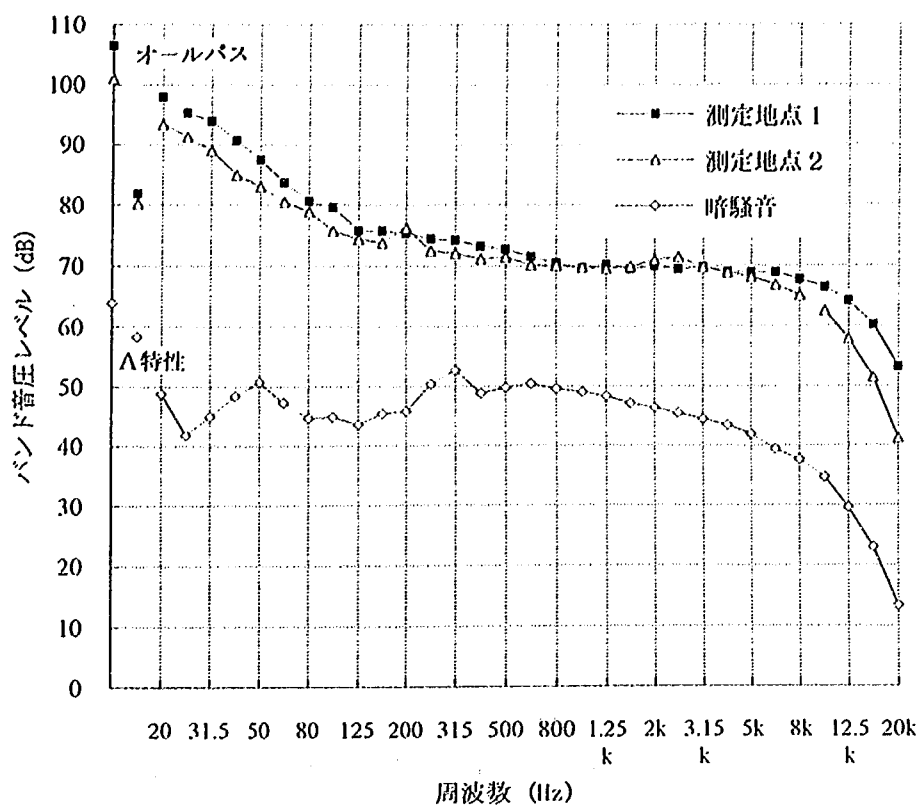


図6-5 1/3オクターブ分析結果(重み付けなし)

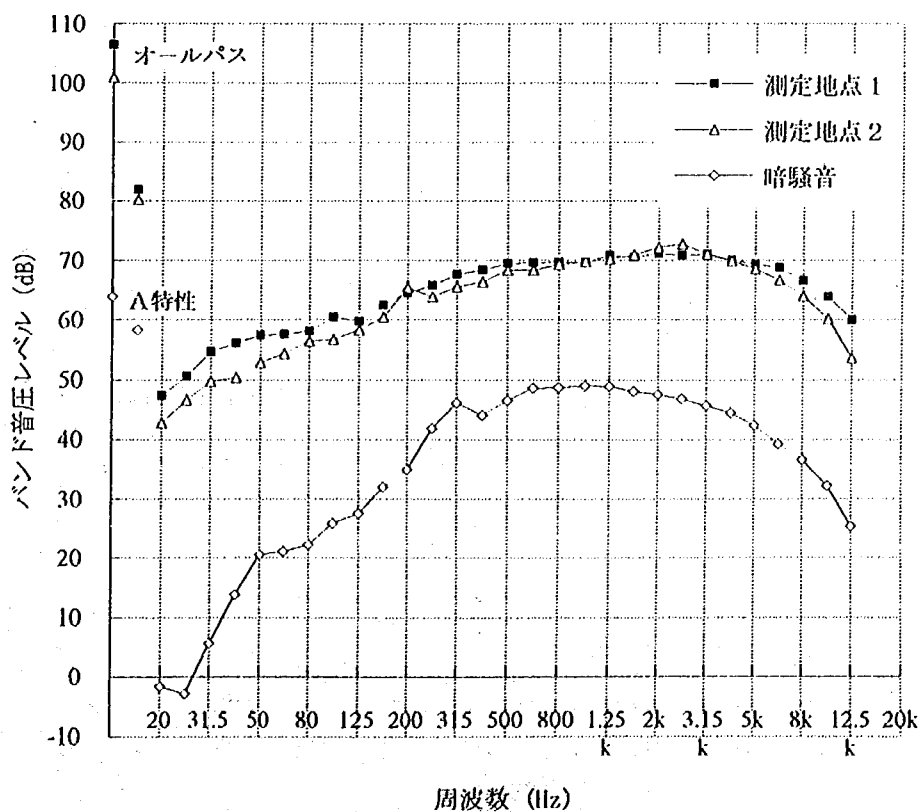


図6-6 1/3オクターブ分析結果(A特性)

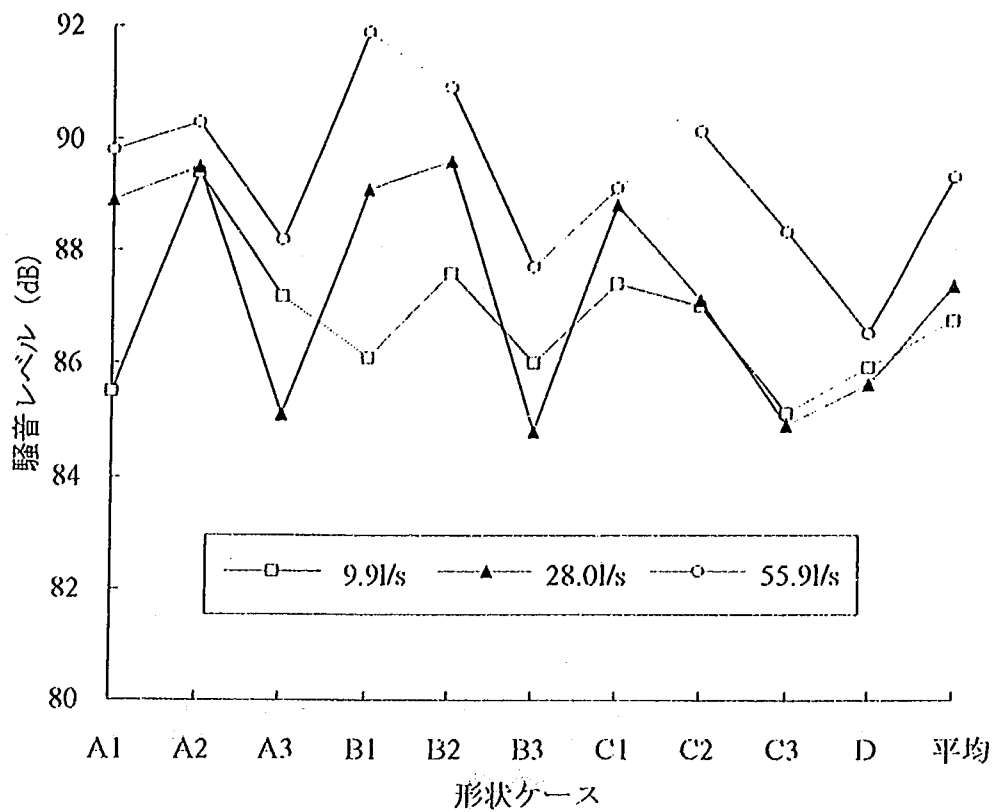


図6-7 形状ケース別の騒音レベル（開水路流れ）

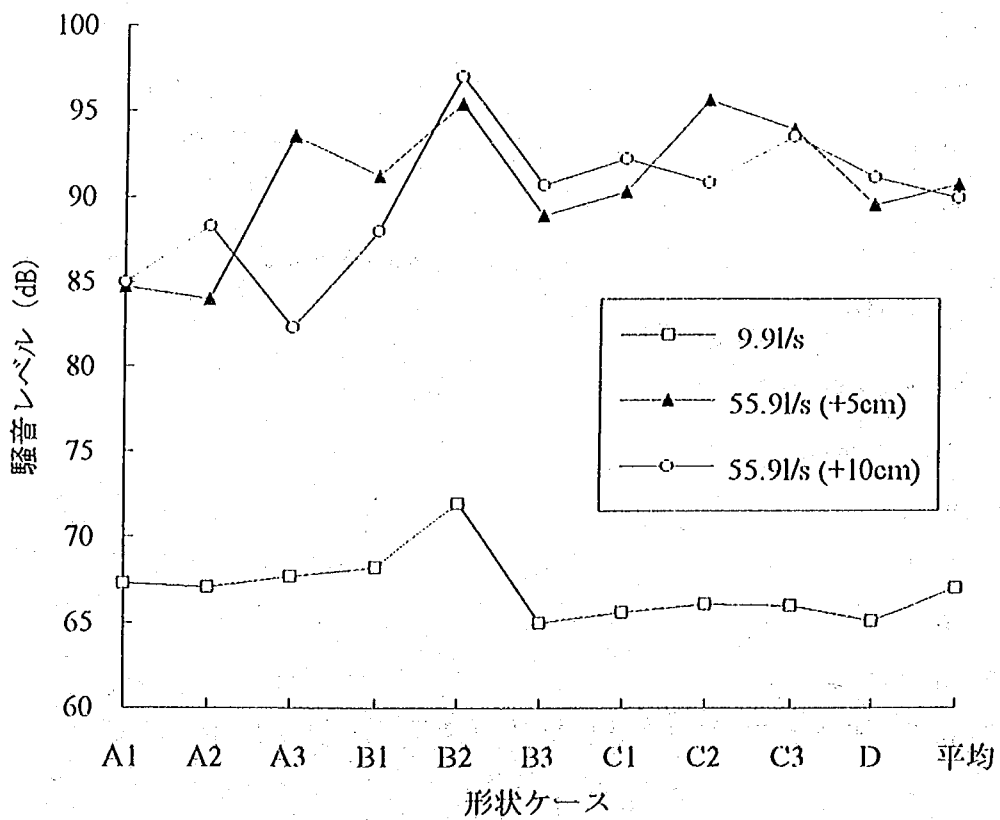


図6-8 形状ケース別の騒音レベル（圧力流れ）

第7章 首都圏外郭放水路流入立坑の形状設計

7.1 設計の基本事項

第1章で述べたように、首都圏外郭放水路には3本の流入立坑が建設される予定であり、それぞれ設計流量や許容される最大の立坑径が異なるため、前章までの実験結果に基づきそれぞれの立坑の水力設計を行った。

複断面型立坑の設計により決定を要する点は次のとおりである。これらの項目は、立坑単独で決定されるものではなく、地下河川全体の水力設計や施設設計とも大きく関連するため、施設の全体計画が同時に進行していなければならない。したがって、ここで提示する設計値が必ずしも最終的な施設形状を定めるものではないことを断っておく。

- a) 自由落下時に適正な螺旋流を形成するための導水部形状 (4.4参照)
- b) 低水路の段差 (4.5参照)
- c) 渦管流れ時のエネルギー損失量の推定 (4.6参照)
- d) 連行空気量の推定と適切な排気施設の設置 (5章参照)
- e) 落下水による騒音予測と対策 (6章参照)

7.2 流入立坑の形状決定

7.2.1 基本条件の設定

分流部の用地範囲や発進立坑内で取り得る最大の立坑径、立坑以外の施設の占有面積を考慮して、江戸川工事事務所により表7-1のように基本諸元が設定された。

表7-1 実施設の設計諸元

	Q(m ³ /s)	L(m)	B(m)	D(m)	導水部上端(m)	導水部下端(m)	立坑下端(m)
倉 松 川	100	22	9.0	9.0	+0.8	-12.34	-約40
中 川	25	12	3.5	5.2	-1.9	-8.83	-約40
古利根川	85	10	6.5	6.5	+1.0	-4.77	-約40

7.2.2 漸縮部勾配と下端幅の決定

漸縮部勾配は実験に基づき30度とした。これは、図3-15より圧力流れ時の損失量を考慮したものである。また、漸縮部下端幅 e は漸縮線と立坑の交点座標及び漸縮線の交差角度に関する実験結果をもとに決定した。交点座標 $x/D > -0.15$, 交差角度 $\theta < 40$ 度の条件を満たすように e を求めたところ、

倉 松 川 $e=2.0\text{m}$ ($x/D=-0.123, \theta=35.3^\circ$)

中 川 $e=0.8\text{m}$ ($x/D=-0.141, \theta=31.3^\circ$)

古利根川 $e=2.2\text{m}$ ($x/D=-0.065, \theta=39.3^\circ$)

となった。

7.2.3 導水部上下端水深（自由落下時）の算定

図3-7の係数を用いて導水部上端水深 y および下端水深 H を算定したところ、表7-2のようになった。例えば古利根川の場合、

$$z=(10-\sqrt{2.2 \times (6.5-2.2)})\tan 30=4.0\text{m}$$

$$z_*=z/y_c=4/((85/6.5)^2/9.8)^{1/3}=4/2.59=1.54$$

$$E_*=1.5 \times 0.92 \times (85/2.2/\cos 30)^{2/3}-1.54=1.587$$

$$\text{以上より、} y_*=1.29, y=1.29 \times 2.59=3.34\text{m}$$

$$S=0.90 \text{より、} H=2 \times 0.9/3 \times 6.5=3.9\text{m}$$

表7-2 流入立坑導水部の形状

	E_*	$y_c(\text{m})$	$z(\text{m})$	$y(\text{m})$	S	$H(\text{m})$
倉 松 川	-0.38	2.33	10.54	2.33	0.78	4.65
中 川	1.06	1.73	5.20	1.73	0.98	3.67
古利根川	1.59	2.59	4.00	3.34	0.9	3.92

7.2.4 エネルギー損失量の算定

立坑内の水位は、地下河川本管の動水勾配線の高さにより様々な値を取り得るので、立坑でのエネルギー損失量の算定すなわち立坑内水位の算定は地下河川の全体系における動水勾配線の決定と同時に行われなければならない。その際、立坑内水位に対して許容される高さを設定し、それを満たすように動水勾配線が決められる。現段階では合流部における損失特性について実験的な検討を行っているので全体系を考慮した立坑内水位の算定は先送りし、ここでは立坑内水位を越流堤頂の敷高に等しいとして概略の立坑内での損失量を算定するにとどめる。

複断面型とした場合、立坑壁面での摩擦損失はコンクリートの粗度係数を0.015と仮定すると倉松川：0.23cm、中川：0.19cm、古利根川：1.10cmとなり無視できる大きさである。また、流入部における損失量の算定には図4-14の結果を用いる。ただし、流入部での損失量を算定するには導水部の水深が既知でなければならないので、地上河川越流部で完全越流となるように不等流計算で求めた水位を用いる(表7-3)。

表7-3 流入部における損失量(AP表示)

	導水部 上端敷高(m)	導水部上端 許容水位(m)	導水部 上端幅(m)	導水部上端 速度(m/s)	損失水頭 (m)
倉 松 川	+0.80	+3.682	9.0	3.86	1.01
中 川	-1.90	+3.571	3.5	1.04	0.07
古利根川	+1.00	+5.351	6.5	2.83	0.54

また、減勢池における損失の算定にあたっては、表3-6にも示したように表3-3による損失量の推定結果と実験式との違いが1,2割であったので式3-31を用いた。算定結果は表7-4のと

おりである。なお、減勢池下流の管径は倉松川と中川で10m、古利根川で6.5mとした。したがって、各立坑における損失量の合計(概略値)は、

倉松川： $1.01 + 0.22 = 1.23\text{m}$

中川： $0.07 + 0.05 = 0.12\text{m}$

古利根川： $0.54 + 0.62 = 1.16\text{m}$

となる。

表7-4 減勢池における損失量

	流量(m^3/s)	立坑内流速(m/s)	損失水頭(m)
倉松川	100	1.57	0.22
中川	20	0.94	0.05
古利根川	80	2.41	0.62

以上の手順により決定される形状を表7-5に示す。

表7-5 流入立坑の形状

	倉松川	中川	古利根川
管径D(m)	9.0	5.2	6.5
導水路幅B(m)	9.0	3.5	6.5
漸縮下端幅c(m)	2.0	0.8	2.2
漸縮部長さL(m)	22.0	12.0	10.0
落差高z(m)	12.70	6.93	5.77
段差H(m)	4.65	3.67	3.92
設計流量Q(m^3/s)*	100.0	25.0	85.0

*自由落下にかかわる設計時

7.3 連行空気量とエアベントの設計

放水路内の水位が上昇しているときには、立坑の隣に設けられるエアベント(2ヶ所)とサージタンクを兼ねたエアベント(2ヶ所)及び吸水槽から空気が排除される。その量は、流入立坑で連行されて流入してくる分とはじめから放水路内に存在していた分の和になる。地上3河川からの分流量を Q_d 、立坑部における連行空気量を Q_a とすると、単位時間に排除される空気量 Q_t は次のようになる。

$$Q_t = Q_d + Q_a \quad \cdots(7-1)$$

連行空気量の相似則は式5-5に従うものとし、計画ハイドログラフと分流開始流量及びエアベントの断面積がわかれば、地下河川本体が満管になる前の排除空気量とエアベントから地上への出口における風速が算定される。式5-5の適用にあたっては立坑下端での流速を推定しなければならないので、マンニングの平均流速公式を用いて次式から立坑内の終速度 V_∞ を決定した。

$$V_{\infty} = n^{-3/5} \left(\frac{Q}{\pi D} \right)^{2/5} \dots (7-2)$$

当該放水路の計画ハイドログラフにおいて、放水路の貯留容量約50万m³が満杯となるときの分流量は倉松川単独(それ以外に分流はない)で約54m³/sであるから、縮尺効果を考慮した連行空気量は表7-4のようになる。なお、縮尺効果の計算ではフルード数がほぼ同じ値となる表5-1のK3の連行空気率等の値を用い、式5-5のkの値は一定とみなした。

表7-4 開水路流れ時の連行空気量の推定

分流量	立坑下端流速	Fr	縮尺効果 β_p/β_m	連行空気率	連行空気量
54m ³ /s	16.1m/s	14.8	1.72	22.1%	11.9m ³ /s

式7-1より排除空気量はおよそ66m³/sであり、例えば面積5m²の開口部を持つエアベント3基で排除するとした場合、風速は4.4m/sとなる。

エアベントの設計にあたっては、連行空気も含めた排除空気による風速の他にも遷移流れ時に連行される空気が効果的に排除される位置、サージング現象で共振を起こさないような形状についての検討が必要である。

第8章 結論

8.1 本報告書の結論

渦流式立坑は高落差を自由落下する流れに対する減勢工として有効であり、国内外における適用例もいくつか見られる。しかし、渦流式立坑を圧力式地下河川である首都圏外郭放水路の流入立坑に適用するにあたっては次のような点について明らかにする必要がある。

1) 自由落下時の適正な螺旋流の形成

本放水路の流入立坑は地下放水路の掘削のための発進立坑を転用するものであり従来のように立坑径をできるだけ小さくしなければならないという制約がない。したがって、立坑径が比較的大きな場合にも適正な螺旋流を形成し、十分な減勢効果を発揮するような施設形状を決定する方法を提案する必要がある。

2) 圧力流れ時の損失特性の把握

流入立坑を有する地下河川は本管、立坑、合流部（減勢池）などから成っており、従来の水理学を用いて推定の可能な損失要素もあるが（摩擦損失や曲がりの損失など）、渦流式立坑の損失特性については実験により明らかにしなければならない。

3) その他

上記以外にも、圧力流れ時の連行空気による流水断面積の縮小や遷移状態での空気の挙動、自由落下時の騒音、振動などについて明らかにする必要がある。

以上の点について水理模型実験を主な手段として接線式渦流立坑(従来型、複断面型)およびプランジ型立坑の特性を検討した結果、以下のような主要な結論を得た。

1) 従来型渦流立坑について

- ・減勢池を含めた従来型渦流立坑模型のエネルギー損失量は漸縮部下端で定義される速度水頭に比例する。
- ・実験と理論解析による分析から、従来型渦流立坑模型の流入部と減勢池での損失量を比べると、圧倒的に減勢池での損失量が多いことがわかった。また、減勢池での損失量は接線流速を考慮した立坑下端の速度水頭に比例すると推定された。その理由は、接線流速成分の影響により立坑内の速度水頭が大きくなるため、減勢池での損失量が渦流がない時の損失量よりも大きくなることによる。
- ・理論解析によると、立坑径と漸縮下端幅の条件によっては立坑径を大きくしても損失量が小さくなるとは限らない。
- ・圧力流れ時に連行された空気はほとんどが立坑上方へ抜けるため、管体への輸送量は皆無に近い。
- ・自由落下時に適正な螺旋流とするには、漸縮線と立坑との交点座標、交差角度、遠心力等を考慮する必要がある。

2) 複断面型渦流立坑について

- ・複断面の段差は流量と流入部の形状から実験式により算定できる。
- ・複断面型では従来型に比べ減勢池を含めた模型全体での損失量を1/5程度に減少でき、プランジ型とほぼ同等の値を示す。
- ・流入部における損失量と導水部上端の速度水頭には比例関係が認められた。
- ・圧力流れ時に連行された空気は立坑上方へ抜けることなく下方へ輸送されるが、少量であるため減勢池部に滞留し、間欠的に立坑部に浮上する。管体への輸送量は皆無に近い。

3) その他

- ・開水路流れ時の連行空気量を縮尺効果を考慮して推定したところ、実験結果の約1.7倍の連行空気量が見込まれることがわかった。
- ・ダムの放流騒音の計測結果から、立坑内を落下する流れが減勢池の水面と衝突することによりおよそ120dBの騒音が発生する可能性があることがわかった。

8.2 今後の検討課題

圧力式地下河川の流入立坑の水理設計では合流部（減勢池）における損失の定量的な評価についても不確実な点があるため、現在実験により検討を行っており、結果がまとまり次第報告したい。また、立坑の音響特性についても模型を用いた音響実験により明らかにし、立坑施設周辺の騒音予測を行う予定である。

謝 辞

本報告書にまとめた水理模型実験は関東地方建設局江戸川工事事務所からの委託を受けて行われたものであり、同事務所放水路課の清水、内藤両氏からは適宜有益な助言を頂いた。さらに、本研究の遂行にあたっては、(財)土木研究センター、古川、野堀両氏 ((株)建設技術研究所つくば試験部) の協力を得たことをここに記して感謝致します。

また、アイオワ大学Jain教授、パシフィックコンサルタンツ筑波水理実験場の佐々木、浜口両氏からは貴重な資料を提供して頂いた。心から感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1)東京都第三建設事務所：神田川調節池水理模型実験調査（概要報告書）、昭和63年3月。
- 2)川崎市土木局：五反田川治水施設予備設計業務委託水理模型実験報告書、平成2年3月。
- 3)府川好夫：川崎市における雨水貯留管の設計について、月刊下水道Vol.14, No.10。
- 4)須賀堯三：水理模型実験、山海堂
- 5)滋賀県大津土木事務所：大津放水路単独河川改良業務報告書、平成4年3月。
- 6)大阪府土木部都市河川課、国土開発技術研究センター：寝屋川地下河川施工技術検討委託業務総括報告書、平成5年3月。
- 7)石川忠晴：自由落下式減勢工の水理機能(2)、土木技術資料Vol.21, No.12, 1979。
- 8)(社)計量管理協会編：騒音と振動の計測、コロナ社。
- 9)名古屋土木局河川工務課：若宮大通調節池水理水質実験調査（騒音振動実験調査報告書）、昭和58年3月。
- 10)Ahmed, A.A., Irvine, D.A. and McKee, E.J., The Process of Aeration in Closed Conduit Hydraulic Structures, Proc. Symposium of Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, IAHR, 1984。
- 11)Irvine, D.A., and Kolkman, P.A., Air Entrainment and Transport in Closed Conduit Hydraulic Structures, Report on Basic Research S330, Delft Hydraulics Laboratory, 1980。
- 12)Irvine, D.A. and S.K. Himmo, Modelling the Behaviour of Air Pockets in Closed Conduit Hydraulic Systems, Proc. Symposium of Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, IAHR, 1984。
- 13)Ettema, R., Jain, S.C., and Kennedy, J.F., Hydraulic Design of Drop Structures, a State-of-the-Art Review, IIHR Limited Distribution Report, No.98, The University of Iowa, 1982。
- 14)Goldring, B.T., Air Voids at Downshaft-Tunnel Bends, Proc. ASCE, J. Hyd. Div., Vol.109, No.2, pp.189-198, 1983。
- 15)Hamilton, W.S., Preventing Cavitation damage to hydraulic structures, International Water Power & Dam Construction, 1983。
- 16)Jain, S.C., Air Transport in Vortex-Flow Drop Shafts, J. Hyd. Div., ASCE, vol.114, No.12, 1987。
- 17)Jain, S.C., and Kennedy, J.F., Vortex-Flow Drop Structures for the Milwaukee Metropolitan Sewerage District Inline Storage System, IIHR Report, No.264, The University of Iowa, 1983。
- 18)Jain, S.C., C. Tachoon and P. Inbo, Hydraulic Design and Model Study of a Conveyance System for the Flood Diversion Plan, IIHR Limited Distribution Report No.212, 1993。
- 19)Johnson, V.E., Mechanics of Cavitation, J. Hyd. Div., ASCE, vol.89, No. HY3, 1963。
- 20)Love, W.J., Prediction of Pressure Drop in Straight Vortex Tubes, AIAA Journal, Vol.12, No.7, 1974。
- 21)Zukoski, E.E., Influence of Viscosity, Surface Tension and Inclination Angle on Motion of Long Bubbles in Closed Tubes, Journal of Fluid Mechanics, Vol.25, pp.821-837, 1966。

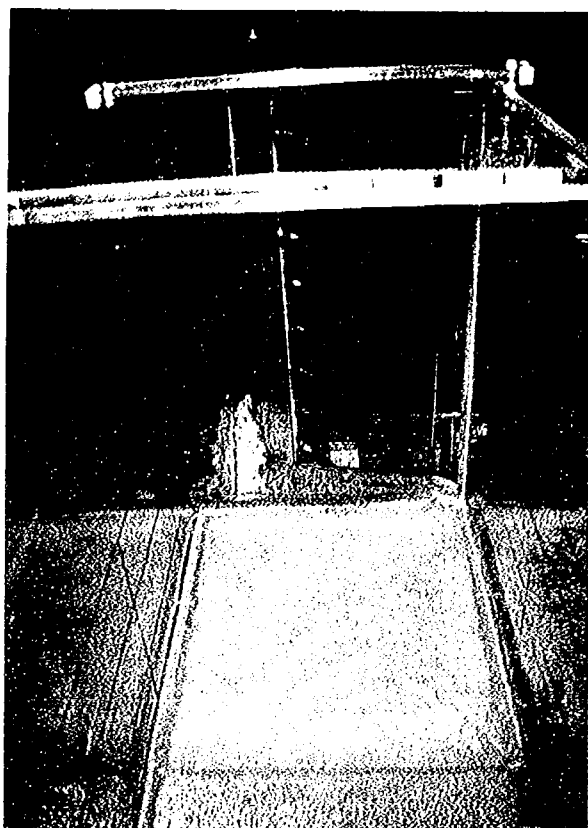


写真3-1 形状ケースA1,開水路, $Q=9.91/s$

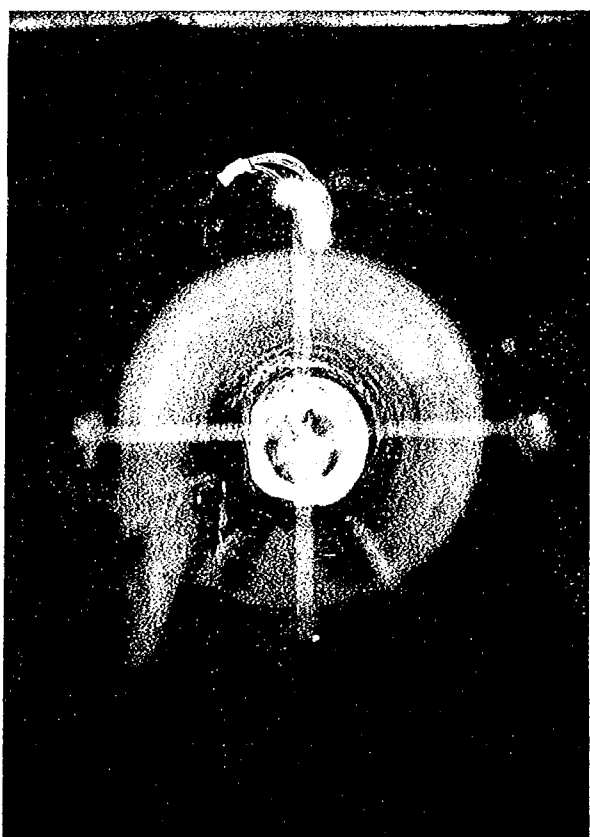


写真3-2 形状ケースC1,開水路, $Q=9.91/s$

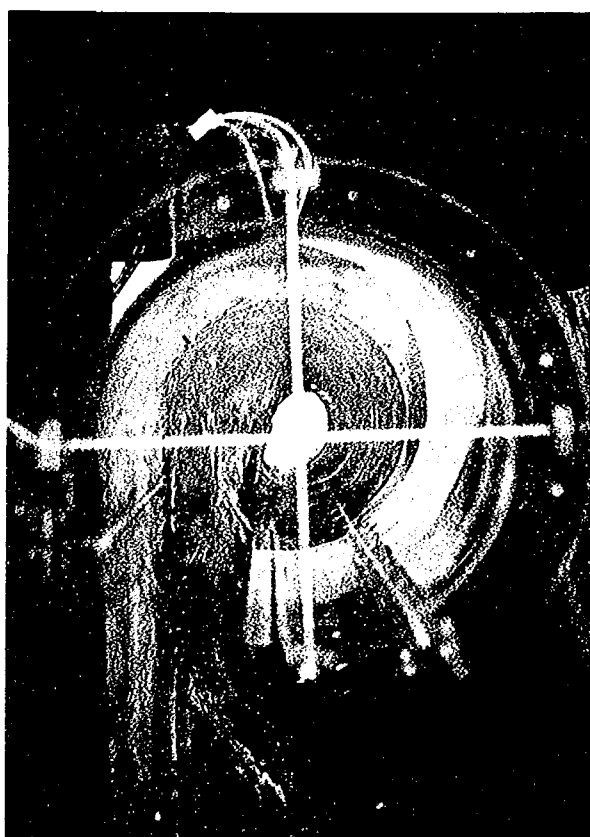


写真3-3 形状ケースC3,開水路, $Q=55.91/s$



写真3-4 形状ケースC3,開水路, $Q=55.9\text{l/s}$

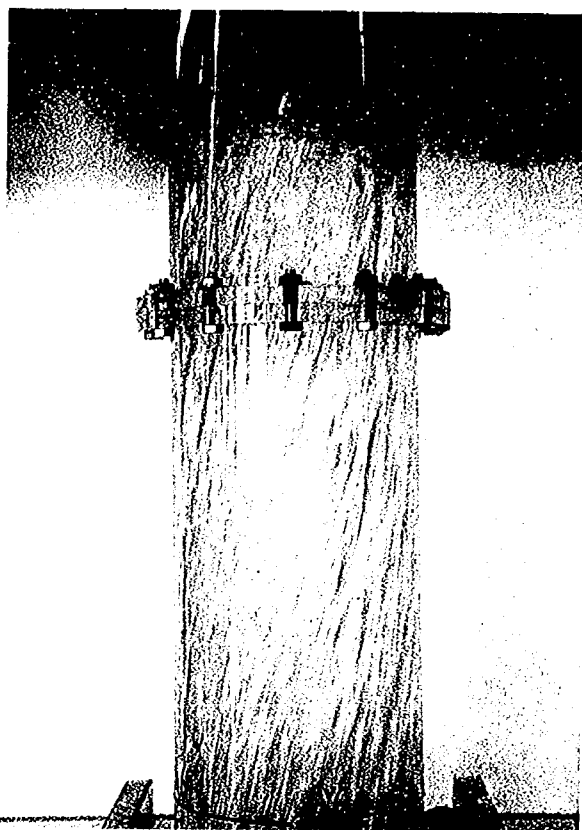


写真3-5 形状ケースB3,開水路, $Q=55.9\text{l/s}$

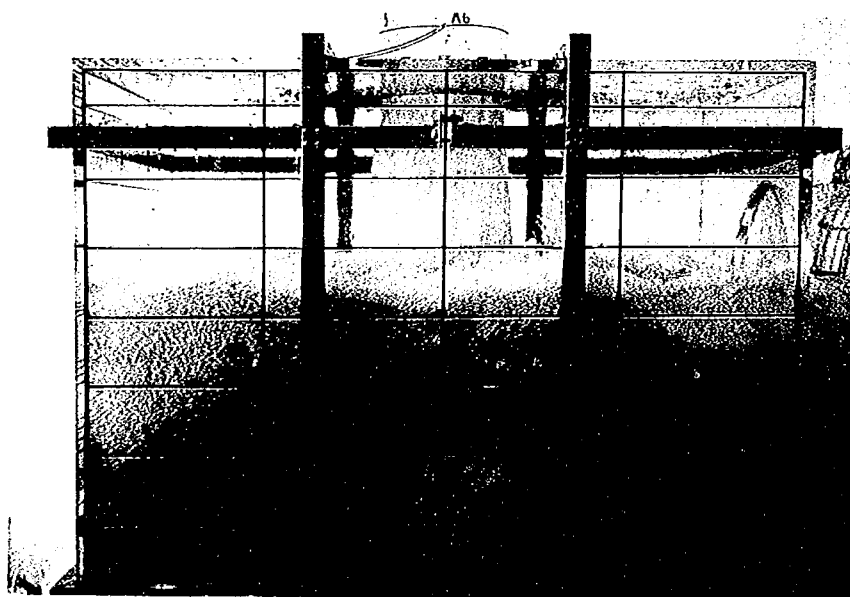


写真3-6 形状ケースA3,開水路, $Q=55.9\text{l/s}$



写真3-7 形状ケースC3,開水路

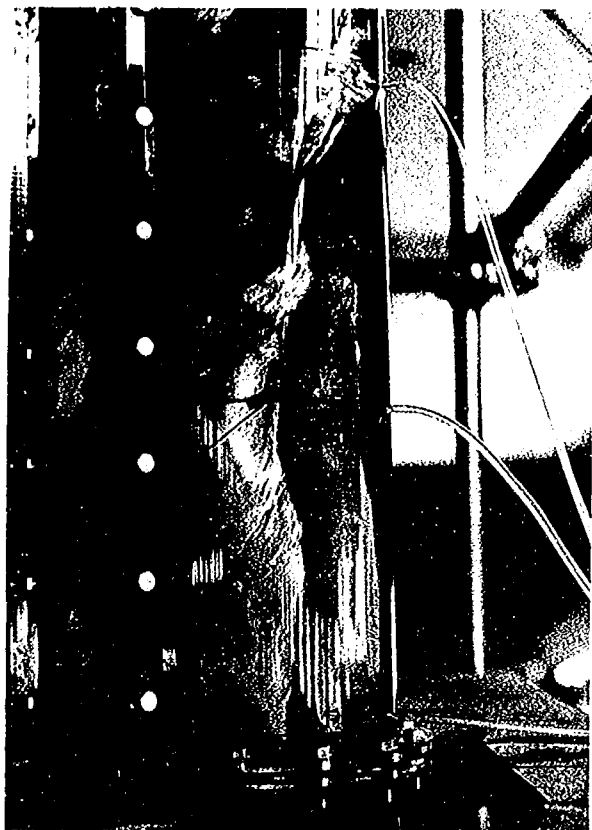


写真3-9 (a) 形状ケースB3,圧力, $Q=55.9\text{l/s}$



写真3-8 形状ケースB1,圧力, $Q=9.9\text{l/s}$

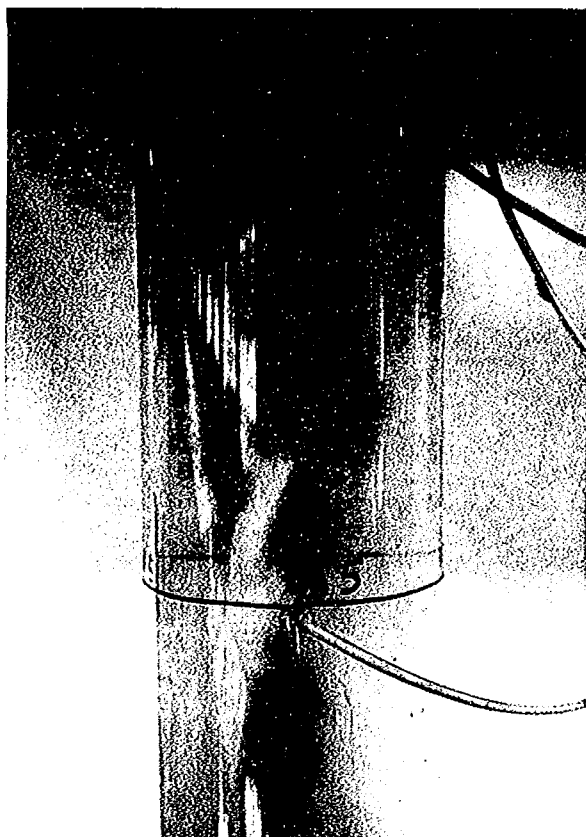


写真3-9 (b) 形状ケースB3,圧力, $Q=55.9\text{l/s}$

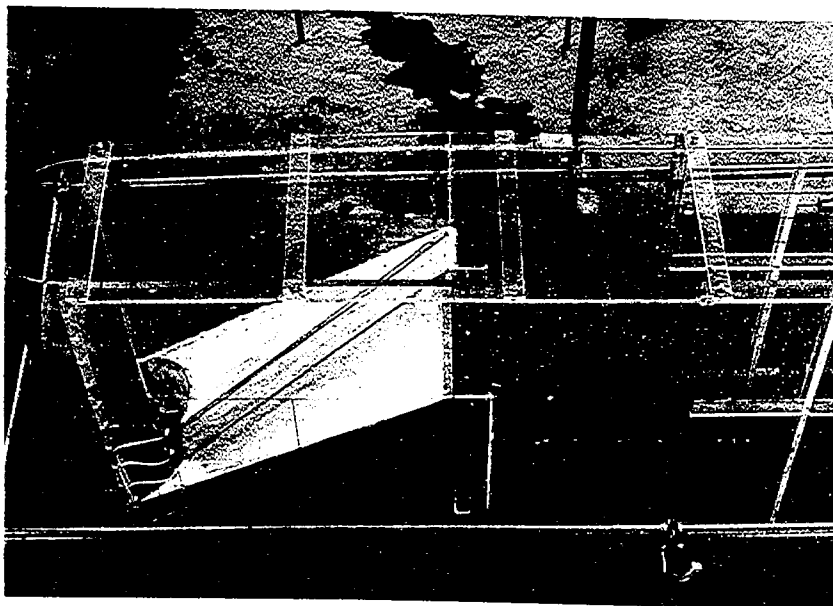


写真4-1 複断面型流入立坑 (K3)

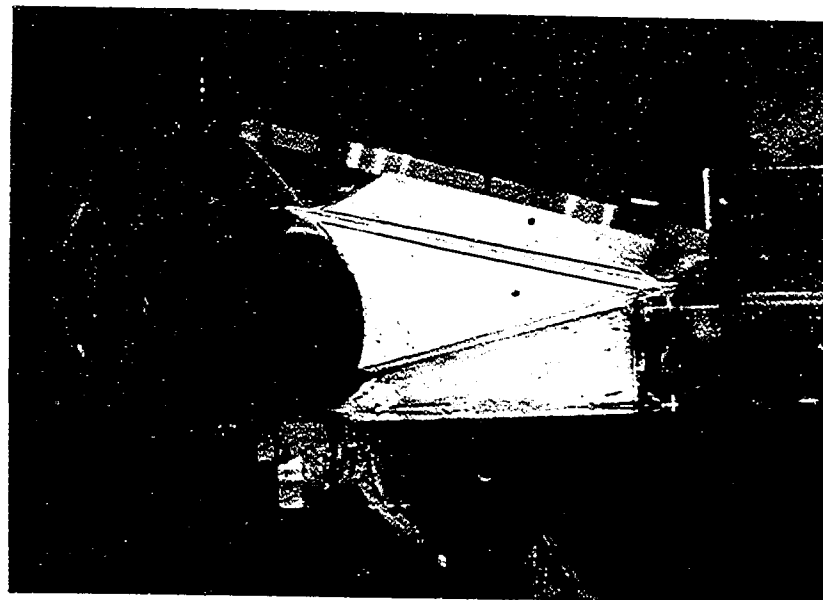


写真4-2 複断面型流入立坑 (N3)

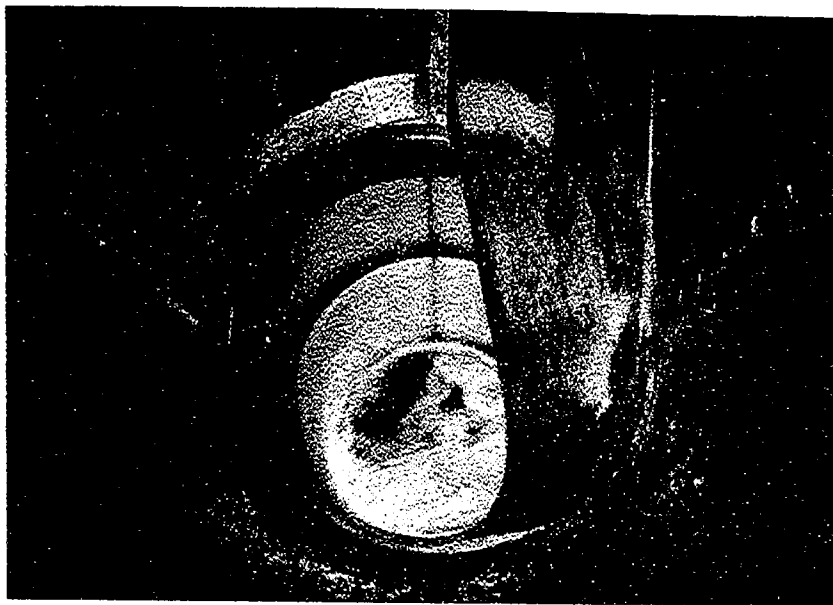


写真4-3 形状ケースP2,開水路, $Q=28.01/s$

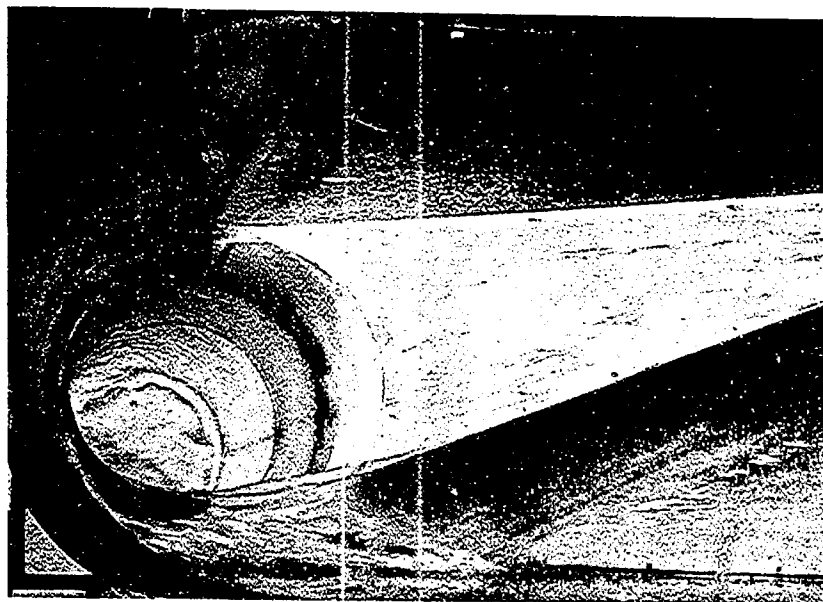


写真4-4 形状ケースK3,開水路, $Q=55.91/s$

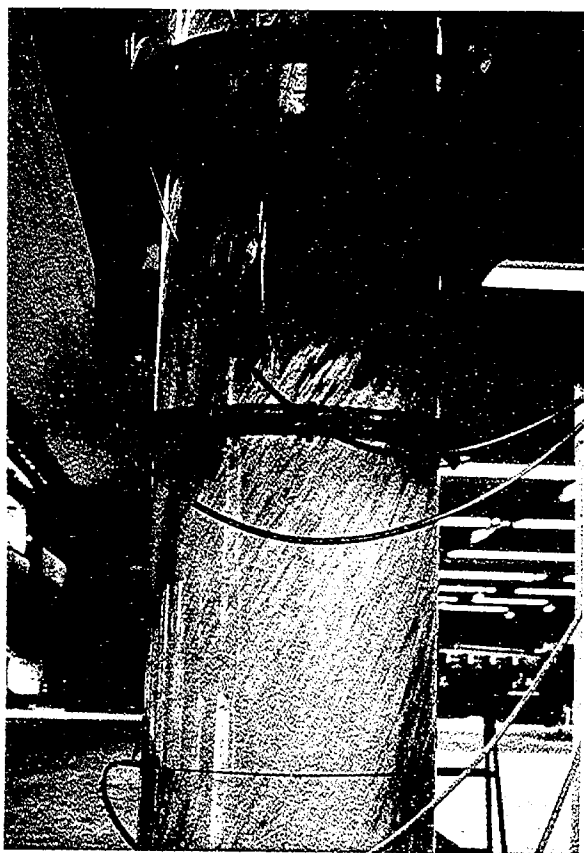


写真4-5 形状ケースK3,開水路, $Q=55.9\text{l/s}$

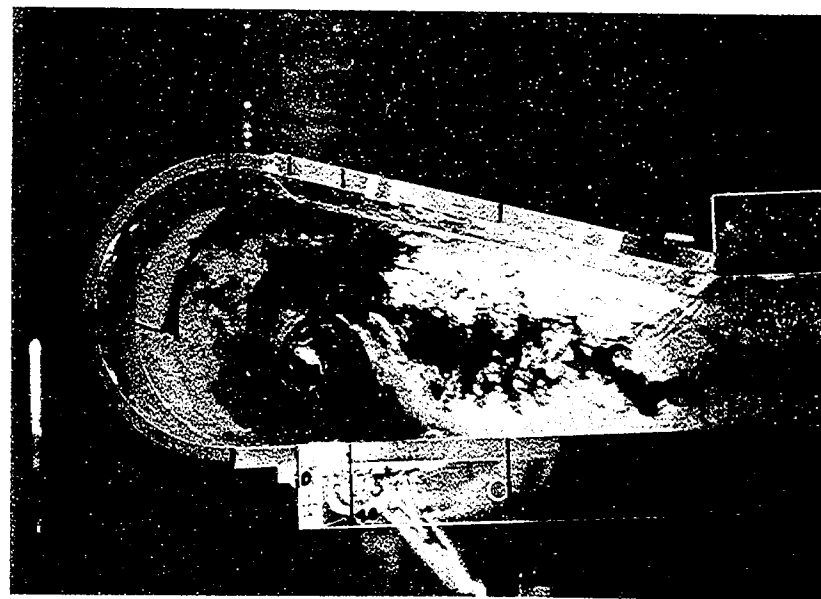


写真4-6 形状ケースN3,圧力, $Q=14.0\text{l/s}$ (上面)

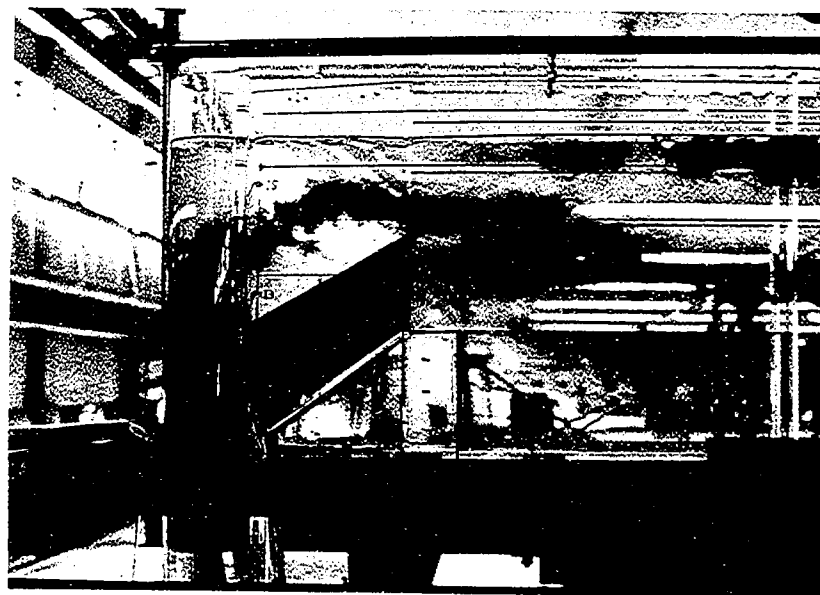


写真4-7 形状ケースN3,圧力, $Q=14.0\text{l/s}$ (側面)

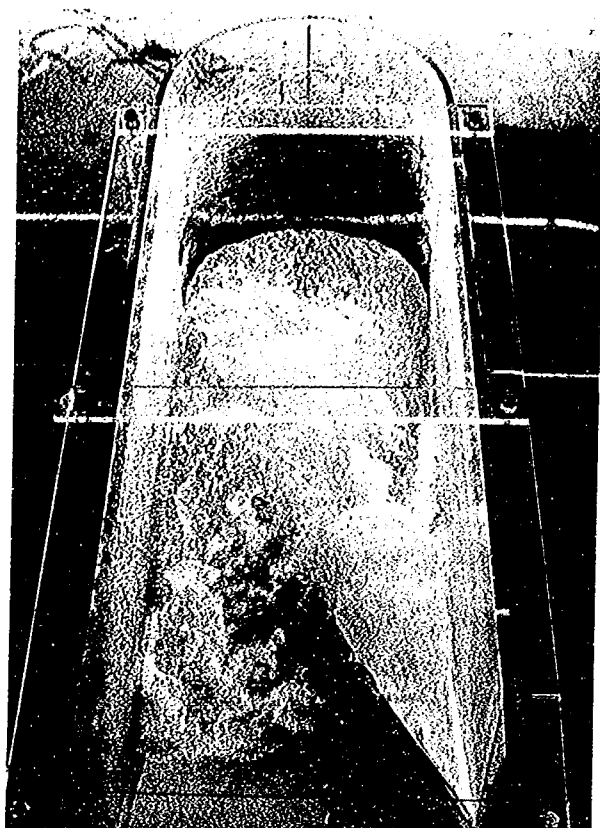


写真4-8 形状ケースK3, 圧力, $Q=55.9\text{l/s}$

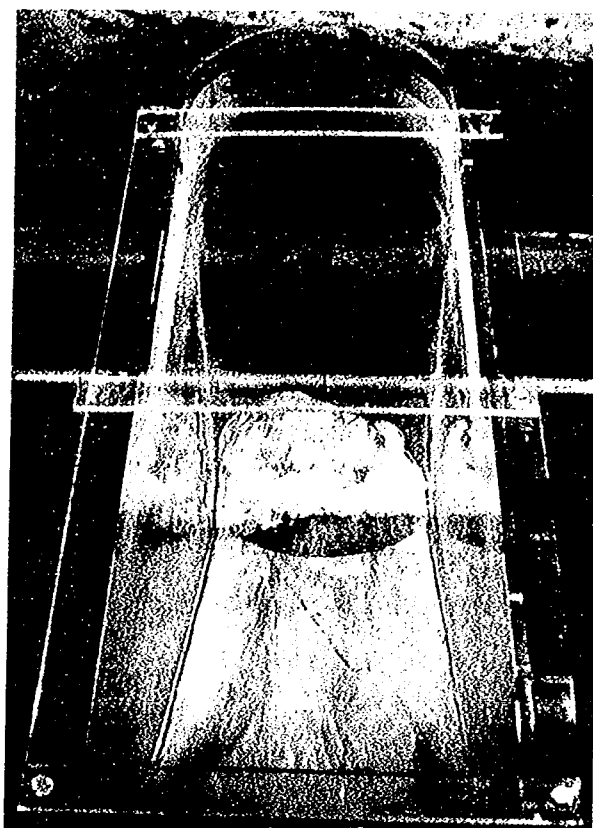


写真4-10 形状ケースK1, 開水路, $Q=55.9\text{l/s}$

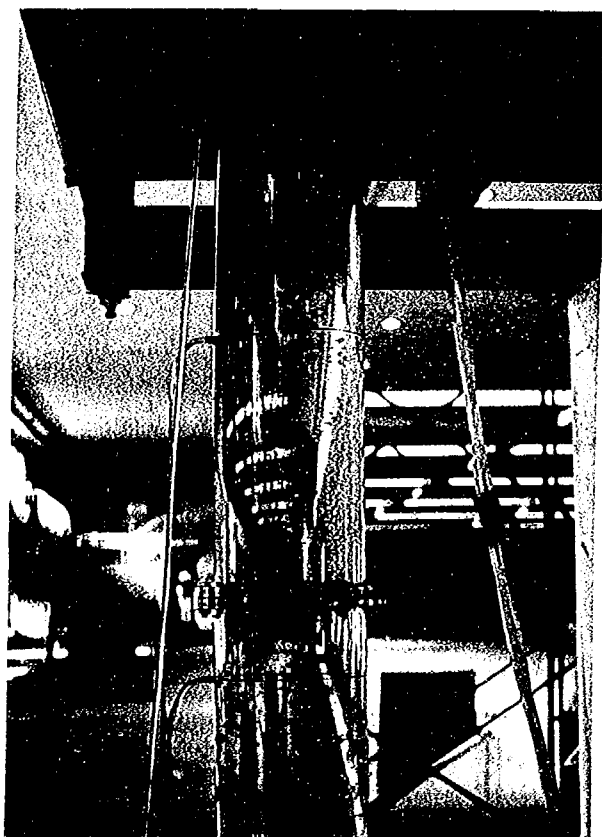


写真4-9 形状ケースN3, 圧力, $Q=14.0\text{l/s}$

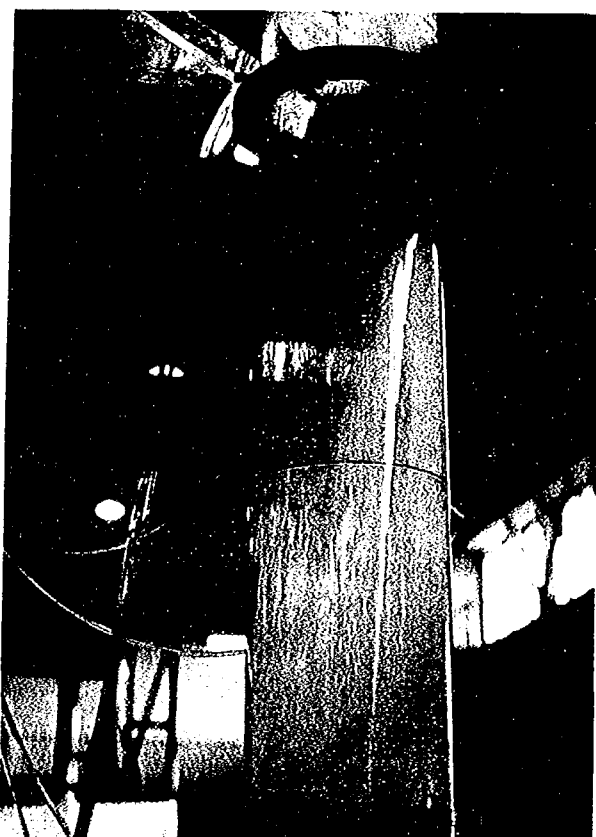


写真4-11 形状ケースN1, 開水路, $Q=14.0\text{l/s}$

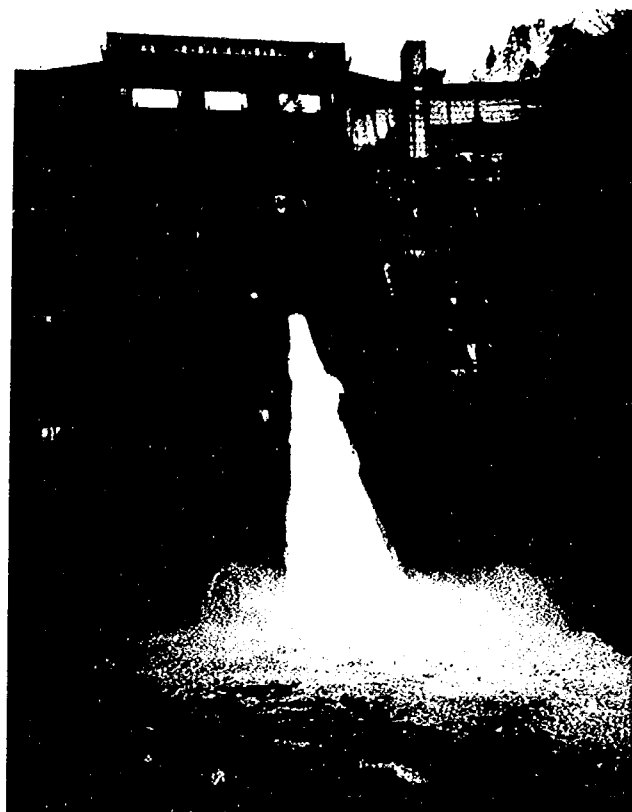


写真6-1 五十里ダムの放流状況



写真6-2 減勢池水面と放流水の衝突状況

首都圏外郭放水路の流入立坑に
関する水理模型実験

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3243号
平成6年2月(1994)

要 旨

栗城 稔, 木内 豪, 田中義人

本報告書は、首都圏外郭放水路の流入立坑の形式を選定するために行った水理模型実験の内容と計測結果を整理・分析した結果をとりまとめたものである。選定形式の対象としたのは、接線式渦流立坑、複断面型渦流立坑およびブランチ型立坑の3つで、自由落下時の減勢効果や圧力流れ時の損失特性、連行空気量、騒音などについて検討した。

キーワード：渦流式立坑，複断面型立坑，減勢効果，損失水頭，連行空気量，キャビテーション，騒音



郵便はがき

五十円切手
をはって
さい

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部都市河川研究室
行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 3243 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印