

土 木 研 究 所 資 料

水戸桜川治水緑地模型実験

昭和58年3月

建設省土木研究所
河川部都市河川研究室

Copyright ©1983 fiscal year 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

ま え が き

水戸市を貫流する一級河川桜川（那珂川右支川）は、水戸市北西部にある朝房山に源を発し、途中、偕楽園附近で沢渡川を合流し、千波湖に沿って水戸市内を東に下り、千波大橋下流で逆川と合流し、水戸市上坪に至り、那珂川本川右岸 8.5 km + 210 m に合流している。その流域面積は 77.6 km²、幹線流路延長は約 19 km である。

桜川流域は、水戸市総合開発計画によれば、昭和 65 年までに流域の約 2/3 程度が都市開発されると推定されており、現在、その計画に従って急速に開発が進められている。そのため、将来の洪水流量の増大を見込んだ河川計画が設定され、それにとまなう河道計画が検討されている。

桜川下流部の河道沿いは人家密集地であり、現況の河川敷を大きく拡幅する改修方法は極めて困難な状態になっており、茨城県では、桜川流域のこうした都市化にとまなう雨水流出増に対処するため、これまでの線的な洪水防御対策でなく、面的な洪水調節機能を持つ遊水池（空間）で対応することとした。

また、千波湖に沿った桜川右岸堤は、市民の散策道路やマラソンコースになっており、さらに遊水池の懸案地点附近には偕楽園、公園、文化施設があり、市民の憩いの中心となっている。

こうした周辺の土地利用を考慮し、遊水池は、常時は都市における緑地空間としてスポーツ、広場、自然保全など、市民に緑と水の憩いの場を提供する都市河川治水緑地とし、合流する三河川の河川沿いの谷地田に、それぞれ見川調節池（桜川本川）、緑町調節池（沢渡川）、および笠原調節池（逆川）を建設し、下流部市街地の洪水氾濫を防止する計画とした。三調節池の総調節容量は 1,030,000 m³ となっている。

本報告書が水理模型実験で検討する対象は、桜川本川と沢渡川の合流点直上流に計画されている見川調節池で、現在谷地筋を流下している桜川を新たに左岸側山付けとし、右岸側台地との間を治水緑地とするものである。調節池面積、および調節容量はそれぞれ 27.2 ha、579,000 m³ である。洪水流入方式は横越流堤が調節池上流側（3.5 km 地点）に計画され、その堤長は全体計画（確率 1/5）で 50 m である。洪水調節量は、計画流量 190 m³/s の時に 110 m³/s を調節する計画となっている。実験では、治水緑地計画のうち、越流堤部の越流機能、治水緑地内における洪水流の流況についての水理的問題点の把握と、その対策について検討することが主体となっている。

本水理模型実験は茨城県の依頼により、土木研究所が昭和 55、56、57 年度に行ったものであり、この資料が桜川治水緑地計画に役立てば、我々の望外の喜びとするところである。

なお、本水理模型実験にたずさわった当研究所の要員は下記のとうりである。

昭和 58 年 3 月

都市河川研究室長	馬 場 洋 二
前都市河川研究室	関 友 春
都市河川研究室	綿 貫 克 彦

目 次

まえがき

1. 桜川治水緑地計画の概要と実験目的	1
2. 桜川治水緑地水理模型実験	3
2.1 実験施設および模型の縮尺	3
2.2 検討事項および方法	3
① 横越流堤部の機能実験	3
② 池内流況実験（導水路がない場合の流況実験）	3
③ 池内導水路実験	4
2.3 模型検証実験	4
① 河床粗度検証実験	4
② 越流係数検証実験	4
②-1 越流係数検討実験	4
②-2 越流係数調整実験	5
2.4 実験結果	7
① 越流堤機能実験	7
①-1 越流堤部流況実験	8
② 池内流況実験	8
③ 池内導水路実験	9
2.5 まとめ	11
① 横越流堤部の越流機能	11
② 池内洪水流の流況	11
③ その他	12
3. 今後の問題点	13
① 本川河道および越流施設	13
② 越流堤下部シルおよび減勢池	13
③ 放流施設の構造・規模	13

図・表 目 次

図- 1	流量配分図(将来計画)	本文中 (1)
図- 2	桜川治水緑地位置図	14
図- 3	桜川 見川調節池土地利用計画図	15
図- 4	越流堤計画諸元	16
図- 5	桜川 見川調節池縦断面図	16
図- 6	模型実験施設配置図	16
図- 7	水位・流速測定点位置図 (I)	17
図- 8	水位・流速測定点位置図 (II)	17
図- 9	河床粗度検証実験結果図	18
図- 10	越流係数検討実験施設図	19
図- 11	越流係数検討実験模型堤体側面図	19
図- 12	越流係数検討実験測定点位置図	19
図- 13	越流係数検討実験結果	20
図- 14	越流係数調整実験施設図	20
図- 15	越流係数調整実験測定結果	21
図- 16	鉄線および Staple 設置概図	本文中 (6)
図- 17	越流係数調整実験結果	22
図- 18	計画ハイドログラフ(全体計画)	22
図- 19	越流堤機能実験 越流量一本川流量相関図	23
図- 20	越流堤部流況実験測定点位置図	24
図- 21	越流堤部流況実験本川水位縦断面図 (A, B)	25
図- 22	越流堤部流況実験本川流速縦断面図 (A, B)	26
図- 23	越流堤池内側法面部水位縦断面図 (A, B)	27
図- 24	越流堤池内側法面部流況観察図 (A, B)	28
図- 25	池内流況実験結果 (30 m ³ /s)	29
図- 26	池内流況実験結果 (60 m ³ /s)	30
図- 27	池内流況実験結果 (90 m ³ /s)	31
図- 28	洪水流誘導水路平面図	32
図- 29	洪水流誘導水路縦断面図	32
図- 30	洪水流誘導水路流頭部(減勢池)平面図	33
図- 31	導水路内水位縦断面図	34
図- 32	導水路内流速縦断面図	34
図- 33	池内導水路実験池内流況図 (30 m ³ /s)	35

図- 34	池内導水路実験池内流況図(60 m ³ /s)	36
図- 35	池内導水路実験池内流況図(90 m ³ /s, 6.4 m)	37
図- 36	池内導水路実験池内流況図(90 m ³ /s, 7.5 m)	38
表- 1	フルード則における諸量の縮尺	本文中 (3)
表- 2	越流堤機能実験 越流堤部構造一覧	39
表- 3	越流堤機能実験 実験結果総括表	43
表- 4	越流堤接近流速(平均), フルード数	48
表- 5	池内流況実験 池内湛水位条件	本文中 (8)
表- 6	池内流況実験 道路カルバート下流代表流速	本文中 (9)
表- 7	洪水流誘導水路区間別流下能力	本文中 (9)
表- 8	池内導水路実験 池内湛水位条件	本文中 (10)

1. 桜川治水緑地計画の概要と実験目的

桜川治水緑地計画は、将来計画（確率1/30）において下流直轄、那珂川の基本計画流量（将来計画） $480\text{ m}^3/\text{s}$ に合わせ、桜川本支川それぞれに見川調節池（本川、調節容量 $750,000\text{ m}^3$ ）、緑町調節池（沢渡川、 $227,000\text{ m}^3$ ）、笠原調節池（逆川、 $53,000\text{ m}^3$ ）を建設し、計画洪水流量に対し、見川調節池では $180\text{ m}^3/\text{s}$ 、緑町調節池で $105\text{ m}^3/\text{s}$ 、笠原調節池で $30\text{ m}^3/\text{s}$ 調節する計画となっている（図-1）。しかし、当面、直轄の現計画流量（暫定計画） $250\text{ m}^3/\text{s}$ に合わせた全体計画（確率1/5）として、河道計画および、治水緑地、越流堤諸元が決定されている。全体計画では、逆川の笠原調節池を設けないこととして、総調節容量 $752,000\text{ m}^3$ 、見川調節池での調節容量 $579,000\text{ m}^3$ 、洪水調節量は計画流量 $190\text{ m}^3/\text{s}$ の時に $110\text{ m}^3/\text{s}$ を調節する計画となっている。

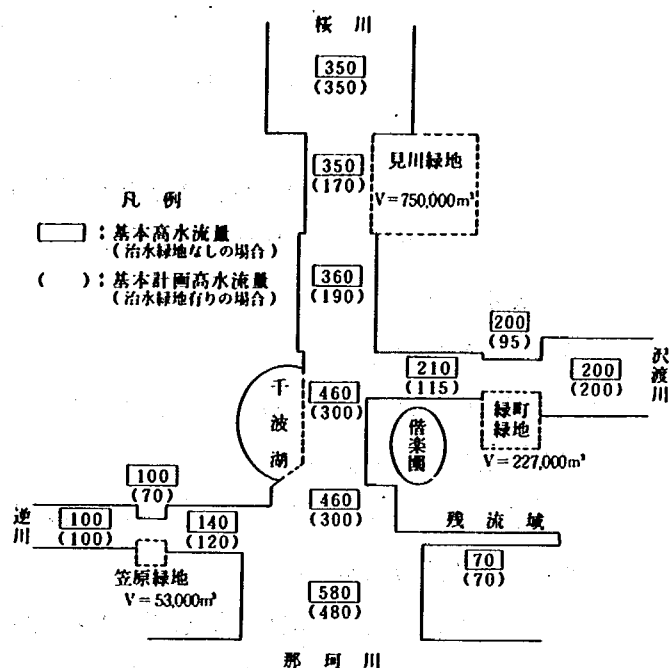


図-1 流量配分図（将来計画）

桜川本川堤体および堰堤は盛土構造となり、緑地内の多目的利用を勘案し5割を基調とした緩い法勾配となっている（図-2, 3, 4, 5）。

この計画で検討を必要とする事項は、

① 横越流堤部の分流機能

越流堤は計画によれば、本川流量が約 $65\text{ m}^3/\text{s}$ から越流を開始し、計画流量 $190\text{ m}^3/\text{s}$ のとき $110\text{ m}^3/\text{s}$ カットすることとなっている。越流機能は越流水深や越流堤の堤頂高、堤頂部形状、河道側法勾配および堤体延長などに関係するほか、越流堤位置附近の河道線形、河道内水理量にも関係する。見川調節池の越流堤計画位置は図-3, 5に示すように、彎曲区間にはさまれており、また越流堤位置を含む本川2.85 kmより上流は河床勾配が1/150と急で、計画どうり越流するか実験的検討を要する。

② 池内洪水流の流況

池内は、平時は公園として利用する計画であり、洪水流々況や池内湛水状況は洪水貯留計画ならびに緑地計画上重要な要素である。すなわち、計画越流量 $110\text{ m}^3/\text{s}$ が流下するさい、池内の土砂移動、洗堀、あるいは芝生のはく離など、地表面変動をできるだけ防ぐ必要があり、流心位置、最大流速値を把握しておく必要がある。池内流況が池内表面や施設の保護上問題が起ころうであれば、越流水（洪水流）の流心位置を固定する洪水流誘導水路を考慮する必要がある。また、越流堤天端高と減勢池地盤高とは約7 mの落差があり、効果的な減勢池の検討が必要である。

③ 貯留水放流施設の構造・規模

図-5に示すように、桜川本川河床勾配が $1/150 \sim 1/250$ と急なため、緑地最下流地点から洪水終了後に放流する場合において、ピークカット後の残留水位 T. P. + 11.904 m に対して、放流地点の河道水位は T. P. + 7.4 ~ T. P. + 5.4 m と低いため、内外水位差が 4.5 ~ 6.9 m となる。放流樋管を経た水は大きな勢力を持つため、そのまま桜川本川に接続させると河道の洗堀、波動などを起こす恐れがある。したがって、放流施設構造、規模、減勢工、放流制御のためのゲート開度調整について検討を要する。

④ その他。春雨川、狭間川、および都市下水路の対策

以上のことを考慮して、実験では全体計画河道および治水緑地、越流堤諸元に対して以下の目的、検討事項を設定した。

1) 横越流堤部の機能実験

越流堤原案についての越流機能、および越流堤部流況把握。改善案の検討。

2) 池内洪水流の流況実験

計画地盤上での洪水流の流心位置と最大流速の把握。利用上の水理的問題点の検討。

3) 池内洪水流誘導水路実験

池内洪水流を人工的に固定し、洪水流による池内施設への影響をできるだけ小さくしようとするもので、公園広場利用に対する洪水流誘導水路（以下、導水路）の効果、断面形状、線形の検討。
水理模型実験は、次のように展開された。

昭和 55 年度： 治水緑地、および本川河道（2.02 ~ 4.02 km 区間）の模型製作と、計画越流堤の越流係数検討実験を二次元水路で実施した。

昭和 56 年度： 越流堤機能実験と、池内に流入した洪水流の流況把握に関して現況（導水路なし）と導水路設置の実験を行った。また、これらの実験に先だち、河道および越流堤の相似律調整を実施している。

昭和 57 年度： 前年度実施した越流堤機能実験について、計画河道の修正も含む、修正・改善案の実験を行った。

2. 桜川治水緑地水理模型実験

2.1 実験施設および模型の縮尺

前述の水理上の諸問題を模型実験で検討する場合、実験上の種々の制約が考えられる。まず横越流堤の越流機能を実験で検討する場合、模型での越流水深の大きさは実験精度を大きく左右する。一般的には水深 1 cm 以下では、越流水脈が水の表面張力の影響を受けて、流量精度が落ちるとされている。一方あまりに大きな模型は製作費用がかさむ。したがって通常、鉛直方向と水平縮尺とに許される範囲の違い（歪という）をもうけて実験が実施される。また、桜川治水緑地の横越流堤附近の河床は急勾配で、流速の大きな流れとなっており、一次元的な模型実験は適当ではなく、平面的に正確に表現された模型を使用する必要がある。このさい前述の歪度の影響を考慮せねばならないことはいうまでもない。さらに、越流水脈の落下地点の減勢池の減勢効果を把握するためには、大きな歪度は避けなければならない。このような歪度のある模型実験の場合、閉断面水路は断面形状が変化し、水理特性が変化してくることとなるので、放流施設に関する水理実験が不可能となってくる。こうした点を考慮し、茨城県側の御了解を得て、模型は水平縮尺 1/40、鉛直縮尺 1/20 のモルタル製とした。

模型範囲は、本川河道 2.02 ～ 4.02 km 区間、および治水緑地全体とした。その施設概要を図 - 6 に示す。

実験における諸量の縮尺は、フルードの相似則にしたがうものとして、算出した縮尺を表 - 1 に示す。

2.2 検討事項および方法

本実験において対象とした検討事項は以下のとおりである。

表 - 1 フルード則における諸量の縮尺

① 横越流堤部の機能実験

流量を上流の量水槽で調節して所定の流量に設定し、越流堤より下流側の本川河道の流量を下流量水槽で求め、その差を越流量とした（定常流実験）。

流れが定常状態になったあと、本川河道および越流堤頂部の水位側定、流況観察を行っている。

② 池内流況実験（導水路がない場合の流況実験）

越流堤より下流の本川河道を一時締切り、計画越流量を上流量水槽であたえ、池内湛

項目	計 算 式	縮 尺
水平距離	$L_r = L_p / L_m = 40 / 1$	1 : 40
鉛直距離	$H_r = H_p / H_m = 20 / 1$	1 : 20
勾 配	$I_r = H_r / L_r = 20 / 40 = 1/2$	2 : 1
断 面 積	$A_r = H_r \cdot L_r = 800$	1 : 800
流 速	$V_r = \sqrt{g_r \cdot H_r} = \sqrt{20} = 4.472$	1 : 4.472
流 量	$Q_r = A_r \cdot V_r = H_r^{3/2} \cdot L_r = 3578$	1 : 3578
時 間	$T_r = L_r / V_r = 8.944$	1 : 8.944
粗度係数	$n_r = H_r^{1/6} \cdot I_r^{1/2} = 1.165$	1 : 1.165
越流係数	$\mu_r = (H_r^{3/2} \cdot L_r) / (L_r \cdot H_r^{3/2}) = 1$	1 : 1

水位が所定の水位になるように調節ゲートを操作し、定常状態になったところで測定を行った。測定項目には、流速、水位があり、主に主流部について測定した。また、写真撮影やスケッチにより流況観察

も行っている。

③ 池内導水路実験

池内流況実験同様、計画越流量を上流量水槽であたえ、池内湛水位を調節後、水位、流速、流況の測定、観察を行った。水位および流速の測定は、導水路内を重点的に行うこととし、導水路からの氾濫および射流発生状況について注意深く観察した。

水位測定は、図-7、8の○印の位置でポイントゲージとレベルを用いて行っている。流速は小型プロベラ流速計、およびピトー管により△印の位置で行っており、本川河道および導水路内流速は、水深方向6割で、各鉛直方向1点の測定とした。流況測定（観察）は、染料を流すことによって現象を明確にし、写真撮影、スケッチ等を行っている。

横越流堤部の機能実験では、計画原案（全体計画諸元）における水理量および流れの状況から越流堤構造の妥当性を検討し、その結果好ましくない現象を呈する場合は、模型改造を行い再び上記作業を繰り返した。

2.3 模型検証実験

模型はモルタル製の鉛直方向 1/20、水平方向 1/40 で作られており、これが幾何学的・運動学的に相似でなければならない。このため本実験に先だち、河道の粗度調整実験、越流堤歪み模型に対する補正実験を実施し、相似律を満足させることとした。河道の粗度調整には径 25 mm 程度の碎石を河床および法面に格子状に接着し、間隔を調整することによって必要な粗度係数をあたえた。越流係数については、予備実験（越流係数検討実験）結果に基づき越流堤の前面に粗度状のものを取り付けて歪による補正を行った。

① 河床粗度調整実験

計画粗度 $n = 0.030$ を用い、不等流計算により求めた計算水位に、実験水位が合致するよう碎石粗度の間隔等を調整した。なお、越流堤部は一時的に締切って実施した。この結果を図-9に示すが、ほぼ満足すべき状態を得ることができた。

② 越流係数検証実験

越流堤に歪度 2 をつけると、結果的に越流堤断面（切断面）が鋭角化する。そのため一般的には流量係数が増大する。したがって模型実験によって、正確な流量を持つように、模型の越流堤の流量係数を調整する必要がある。

②-1 越流係数検討実験

越流堤自体の越流特性について基礎実験を行うもので、正面越流実験により無歪模型、歪模型について越流係数を求め、相互に比較検討することによって、歪のある越流堤の流量係数を調整（減少）しようとするものである。

実験施設としては、図-10に示すようにラワン合板およびアクリル板によって二次元水路（水路巾：90 cm）を製作し、図-11に示す各タイプの模型堤体をそれぞれ配置し、実験を行った。

流量条件は、全体計画のピークカット流量（ $110 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を目標にして、 $10 \sim 120 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で10

m^3/s ピッチで流量を変化させた。流量係数の算定に必要な水位の測点位置は図-12に示す縦断方向5測線、横断方向3点とした。縦断方向5測線の測点は水面形をとらえることを目的としており、越流水深の算定に使用する水位は堤頂部より1m上流(模型値)の測定点の値とした。

図-13に越流水深(h_1)と越流係数(μ)の関係を示す。実験値は各流量段階毎に、特に小流量時にバラツキが大きい、これは測定誤差および流量精度の影響を受けているものと思われる。比較的影響が少なく、設定流量の安定している越流水深1.0m(現地量)以上で見ると、タイプ1(無歪)に比べタイプ2, 3(歪度1.5, 2)はそれぞれ約5%, 11%の差異を示しており、歪をつけたことによる影響が現われている。本体のモルタル製三次元模型は歪度2で製作されており、越流係数を無歪レベルまで減少させる工夫が必要であることが判る。

なお、この実験では堤頂部附近に橋脚を据付ける場合の実験も行っているが、橋脚が限界水深の発生する位置より下流側に据付けられる計画であり、越流係数には影響をあたえないことが判った。

②-2 越流係数調整実験

越流係数検討実験結果に基づきその補正を行った。検討実験では正面越流方式で行っているため、モルタル製三次元模型でも図-14に示すように河道を一時的に改造し、正面越流状態で行った。

水位測定結果を図-15に示す。モルタル製三次元模型では越流堤頂部に、河床勾配と同じに1/150の勾配がついているため越流水深が場所毎に異なる。したがって次の2つの方法で越流係数を検討した。

a) 各区分流量を全断面積と、その区分断面積との比により算出する場合、

$$q_{1i} = \frac{b_i \cdot h_{1i}}{b \left(\frac{h_{11} + h_{16}}{2} + \sum_{i=2}^5 h_{1i} \right)} \times Q_p$$

q_{1i} : 測点 i の支配する区分流量

b_i : 各区分巾 = 10 m

($i = 1, 6$ は 5 m)

h_{1i} : 測点 i の越流水深

b : 測点間隔 = 10 m

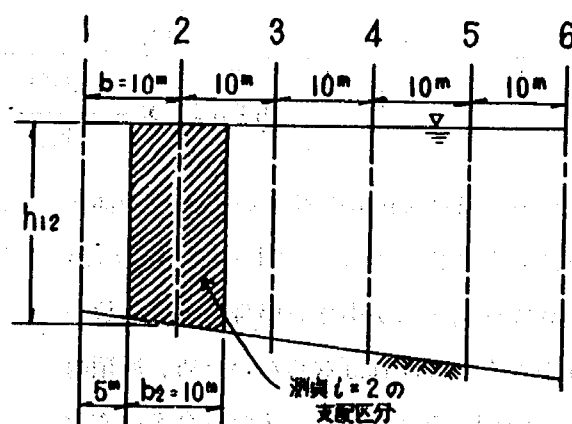
Q_p : 全断面流量

$$\mu_{1i} = \frac{1}{\sqrt{2g}} \cdot \frac{q_{1i}}{b_i \cdot h_{1i}^{3/2}}$$

μ_{1i} : 測点 i の支配区分の越流係数

g : 重力の加速度

各支配区分の越流係数(μ_{1i})の計算値にはそれぞれ差が小さいので、全断面での越流係数(μ_1)を、それぞれの計算値(μ_{1i})の算術平均値で表現すると、



$$\mu_1 = \frac{\sum_{i=1}^6 \mu_{1i}}{6}$$

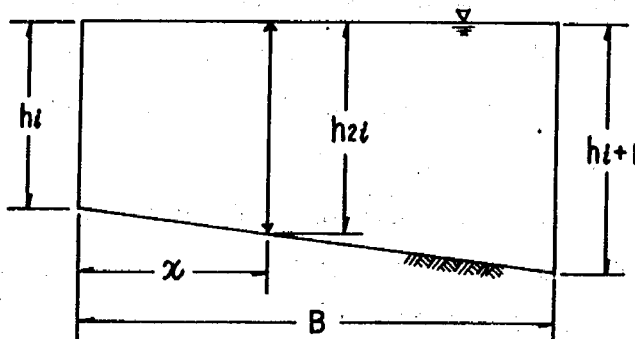
μ_1 : 全断面での平均越流係数

b) $i \sim i+1$ 区間における単位巾当り流量を次のとおり定義し、全区間流量を算出し、それと、あたえた実際流量との比を越流係数とした場合、

$$q_{2i} = K \cdot h_{2i}^{3/2}$$

ここで、 h_{2i} : 測点 $i \sim i+1$ 間水深は直線的に変化するものとし、次式で算出する。

$$h_{2i} = h_i + \frac{h_{i+1} - h_i}{B} \cdot x$$

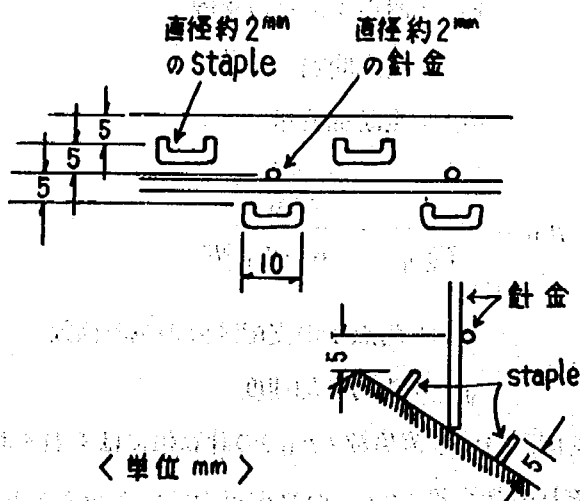


$$Q_p = K \left(\int_0^b \left(h_i + \frac{h_2 - h_1}{B} x \right)^{3/2} dx + \int_0^b \left(h_2 + \frac{h_3 - h_2}{B} x \right)^{3/2} dx + \dots + \int_0^b \left(h_5 + \frac{h_6 - h_5}{B} x \right)^{3/2} dx \right)$$

$$= K \frac{2}{5} B \left\{ \frac{h_2^{5/2} - h_1^{5/2}}{h_2 - h_1} + \frac{h_3^{5/2} - h_2^{5/2}}{h_3 - h_2} + \dots + \frac{h_6^{5/2} - h_5^{5/2}}{h_6 - h_5} \right\}$$

$$\mu_2 = \frac{K}{\sqrt{2g}} = \frac{Q_p}{\frac{2}{5} b \sqrt{2g} \sum_{i=1}^5 \frac{h_{i+1}^{5/2} - h_i^{5/2}}{h_{i+1} - h_i}}$$

調整方法は径 2 mm の針金を越流堤頂部に鉛直に直立させ、さらに、図-13 からわかるように越流水深が小さい場合の越流係数をより小さくしなければならないため、堤頂附近に staple を打ち込み、また針金を一本水平方向に張りわたすことによって調整することとした(図-16)。針金および staple での調整には、流向によって投影形状、しゃへい面積が変化し、調整能力も変化することが考えられるが、本調整では、それらの影響を無視することとした。



< 単位 mm >

図-16 針金および staple 設置概図

調整実験結果を図-17に示す。計算方式a)およびb)の両方式とも無歪み模型の越流係数にはほぼ合致し、また両方式の比較においては計算方式a)の方がわずかに大きな μ をあたえるようである。

正面越流状態での流量係数の調整は終了し、横越流状態の流量係数も相似になったと判断される。

2.4 実験結果

河床粗度および越流係数の調整も終了したので、モルタル製三次元模型を使つての実験を行う。

① 越流堤機能実験

計画流量ハイドログラフは図-18のとうりである。一方、越流開始流量は計算では約 $65 \text{ m}^3/\text{s}$ となっているが、越流水深 2 cm 以上(模型値)となる $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $130 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $160 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $190 \text{ m}^3/\text{s}$ の4流量を考え、定流実験で行うこととした。

越流堤部構造としては、表-2に示すように計画原案を含む修正・改善案合計15タイプについて行った。構造の決定は、それぞれの実験結果を踏まえて茨城県河川課と協議の上、追加、修正していったものである。なお、河床勾配については現実的な落差工(落差 1 m)の設置間隔からみて、 $1/250$ より緩勾配の河床にすることは困難であるとされた。また、横越流堤の堤長は、都市計画道路と河道の彎曲部との間でとり得る最大値より、 90 m が限界とされた。

本川流量と計画越流量の相関図に実験値を記入したものを図-19(ただし、ケース数が多くなり、見にくいので、構造物を設置したタイプ2~6はプロットを省略した)に、各タイプの流況図および越流特性を概説したものを表-3に示す。

一般的に言えば、本川河道の河床勾配が $1/150$ 、 $1/250$ と急であり、越流堤に接近してくる流速が大きいため、越流堤区間で急角度に屈折・越流することができず、 3.50 km 右岸堤防へ激しく衝突しながら越水する、と描写することができる。本川下流方向への速度成分を残したまま越流するため、池内側越流堤法面の左岸側に集中する、といえる。これらの現象を軽減するため、本川河道を越流堤区間で拡巾(エプロン)するタイプ2、エプロン部に導流堤、導流壁など構造物を設置し、強制的に流向を調整するタイプ3~5、堤頂部に減勢池を設けたタイプ6を試みた。タイプ2では本川の流向が左岸護岸に衝突しながら越流堤方向へ屈折してくるものの、 3.50 km 右岸堤防に激しく衝突する。その他のタイプで、構造物を設置し強制的に屈折させるタイプではそれぞれの効果を確認することができたが、河道規模にくらべて導流構造物の規模が大きすぎるため、実現性はうすいと考えられる。また、本川河道に落差工($2.90 \sim 3.85 \text{ km}$ 間に4基)を設置し、越流堤区間およびその上下流区間の河床勾配を $1/250$ に変更したタイプ9、10、11では、本川河道の流速が低減し、比較的安定した流れとなり、池内側越流堤法面の左岸側への集中は若干弱まることが確認された。堤長を 50 m から 90 m (ないし 70 m)に変更するタイプ12、13、14では、越流巾が拡がるため、池内側越流堤法面左岸側への集中は弱まる。

越流量については、本川計画流量 $190 \text{ m}^3/\text{s}$ の時計画越流量は $110 \text{ m}^3/\text{s}$ であるが、実験値は約 $70 \text{ m}^3/\text{s}$ の越流量となっている。逆に本川流量が $100 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、計画越流量より約 $10 \text{ m}^3/\text{s}$ 多い実験結果を得ている。これらは本川河床勾配が $1/150$ と急なために本川下流方向への速度成分が強く、流れが越流堤方向へスムーズに屈折しきれないためと考えられる。その他のタイプでは、例えばタイプ

1, 13, 14は計画流量 $190 \text{ m}^3/\text{s}$ での越流量を計画値にはほぼ一致させることができるが、越流開始流量が計画値 $65 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して、 $20 \text{ m}^3/\text{s}$ 前後に落ちる。

本川越流堤区間、および接近する流れの特性、池内側越流堤法面部の流下特性を明確にするため、越流堤部流況実験を行った。

①-1 越流堤部流況実験

本川 (3.46 ~ 3.70 km) および越流堤流入部、池内側越流堤法面部の流況を把握するため、機能実験タイプ7 (越流堤流況実験A) およびタイプ8 (越流堤流況実験B) を用いて、それぞれ本川河道、池内側越流堤法面部の水位・流速の測定と、流況観察を行った。本川流量ケースは $190, 160, 130 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ とした。

水位および流速の測定点を図-20に、本川水位縦断図および流速縦断図を図-21, 22、池内側越流堤法面部の水位縦断図を図-23に示し、流況観察結果を図-24に示す。また越流堤上流側の本川平均流速、およびフルード数を整理したものを、他のタイプも含めて表-4に示す。

本川の流況は、河床勾配が $1/150$ のタイプでは、越流堤より上流の本川内平均流速は各流量ケースとも $4 \sim 5 \text{ m/s}$ で、ほとんど射流に近い状態で流下している。また越流堤にさしかかる $3.57 \sim 3.58 \text{ km}$ 附近で最大流速を発生し、フルード数を見ても射流が発生していることが確認できる。これは、越流堤区間にさしかかることにより本川河道が急拡の状態になり、低下背水状態になっているためと考えられる。一方、河床勾配が $1/250$ の河道の場合、平均流速も $2 \sim 3 \text{ m/s}$ 程度まで低減し、 $3.56 \sim 3.58 \text{ km}$ で発生していた射流状態が確認されず、比較的安定した流れであることがわかる。

池内側越流堤法面部の流況は、図-23に示されるように越流堤法面部左岸側に流れが集中し、その集中の規模は流速、集中巾で約 9 m/s 、 8.4 m 程度となっている。また堤頂部附近の流れは、一様に越流堤法面部左岸側に向き、法勾配方向下流に向うにしたがい、越流堤に鉛直方向に変化してくる。越流堤法面部の流速は $5 \sim 8 \text{ m/s}$ である (いずれも本川流量 $190 \text{ m}^3/\text{s}$)。さらに越流堤法面部左岸側の水深、集中巾、流速から試算すると、集中量は $80 \sim 90 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、越流量のほとんどが左岸側に集中して流下することがわかる。

② 池内流況実験

越流量 $30, 60, 90 \text{ m}^3/\text{s}$ を上流側量水槽であたえ、越流堤から全量流入するよう河道を一時締め切りまた流入水はすべて貯水するものとして各流量時の湛水位を下流端調整堰で調節し、定流状態で実験を行った。越流量に対する池内湛水位条件 (計画の越流状況より算定した水位) を表-5に示す。

表-5 池内湛水位条件

洪水越流量	下流端水位 (湛水位)
$30 \text{ m}^3/\text{s}$	T. P. + 5.7 m
$60 \text{ m}^3/\text{s}$	T. P. + 6.4 m
$90 \text{ m}^3/\text{s}$	T. P. + 7.5 m

各流量ケースにおける池内流況図を図-25~27に示す。

実際の横越流の状態と少し異なるが、池内側越流堤法面部の流況はほぼ類似なので記述することにする。3流量とも越流堤部は射流で流下し、越流堤下部のシルにより跳水を発生し、シル左岸側から T. P. 8 m 池内平場の中央部方向へ流下する。流量 $60, 90 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、その後池内 3.30 km 断面右岸側方向へ流れ、右岸台地堤防ではね返り、市道緑岡団地線盛土道路カルバート (以下、道路カルバート) 側に

向いて流れる。30 m³/s では、60、90 m³/s よりも右岸台地堤防へのはね返りは弱くなり、池内中央寄りを道路カルバートに向いて流れる。また市道緑岡団地線盛土道路より上流側は、道路カルバートの開口巾が狭く、疎通能力が不足するため T. P. 8 m 池内平場上に 30 m³/s で水深約 0.8 m、60 m³/s で約 1.8 m、90 m³/s で約 3.4 m

表-6 道路カルバート下流代表流速

の湛水を生じ、90 m³/s ではさらに T. P. 10 m 池内平場上にも水深約 1.1 m の湛水を生ずる。道路カルバートによって縮流を起こす流れは、その下流で射流跳水を生じ、除々に流速を弱めながら流下する(表-6)。30 m³/s

流 量	3.22 k (カルバート)		3.14 k (右岸部)		2.90 k (段落部)	
	水深	流速	水深	流速	水深	流速
	(m)	(m/s)	(m)	(m/s)	(m)	(m/s)
90 m ³ /s	0.42	7.7	1.40	3.7	1.30	2.8
60 m ³ /s	0.35	6.5	0.73	2.9	0.20	4.9
30 m ³ /s	0.40	4.5	0.40	1.9	0.10	4.6

ではほぼ池内中央部を流れ、左右岸の周囲堤に強い水衝部は生じないが、2.90 km 断面の段落部では射流を起こしている。60、90 m³/s の場合縮流による流速が大きいため、道路カルバート直下流は直線的な流向で流れ、池内 3.14 km 断面右岸周囲堤に水衝部を生じ、その後反射によりやや蛇行性のある流れで流下する。また池内下流端の流速は 90 m³/s で 1.4 m/s、30 m³/s で 1.5 m/s とほぼ同じ値であるが、60 m³/s では 0.8 m/s と小さくなっている。

たとえば池内を野球場として利用する場合、少なくとも 100 m 四方の面積は必要であり、また、土砂移動のない方がよい。したがって洗堀の恐れのある流心部分附近はできるだけ避ける必要があろう。すなわち、公園など多目的に利用する場合はその地点に発生する流速が小さいほどよく、また流心位置が流量によって変化せず、一箇所に固定でき、洪水流(越流水)による池内施設への影響をできるだけ小さくしたほうがよい。

こうした流況については、茨城県河川課担当者にも実験を見ていただいて、合同の検討会をもよおしたところである。

③ 池内導水路実験

池内流況実験結果を踏まえ、池内洪水流を導水路によって人工的に固定しようとするもので、立案された導水路第1案(図-28、29、30)を池内に作製し、実験を行った。導水路の粗度は、人工水路の粗度係数から見て 0.023 (模型値は 0.020) とした。

第1案は盛土堤体の安全、越流水減勢池の配置や右岸堤内地排水路兼用などを勘案し、ほとんど自然崖線である右岸側に計画されている。水路勾配は、導水路流頭部高 T. P. +5.0 m、下流端 T. P. +3.5 m 間を直線で結ぶ 1/633 の勾配となってい

る。また断面は図-28に示すとおり底敷巾 4.0 m、兩岸2割のコンクリート3面張り構造となっている。なおこれらの諸元は湛水位を加味した導水路必要断面積を検討し、作られたもので、水路の場所的流下能力は表-7

表-7 洪水流誘導水路区間別流下能力

項目 \ 場所	池内平場の高さ (T. P.)			
	5 m	6 m	7 m	8 m
導水路設計流	12 m ³ /s	30 m ³ /s	60 m ³ /s	90 m ³ /s

のようになっている。

越流量および流入条件は、池内流況実験同様、30、60、90 m³/s とし、本川河道を一時締め切り、また流入水はすべて貯水させて定流状態で実験を行った。越流量に対する池内湛水位条件を表-8に示す。ここで90 m³/sの場合、計画洪水波形における池内湛水位条件(T. P. + 7.5 m)と、計画洪水波形にくらべ急な立ち上がりの洪水波形を想定した T. P. + 6.4 mの2条件を設定している。

表-8 池内湛水位条件

洪水越流量	下流端水位(湛水位)
30 m ³ /s	T. P. + 5.7 m
60 m ³ /s	T. P. + 6.4 m
90 m ³ /s	T. P. + 7.5 m
90 m ³ /s	T. P. + 6.4 m

導水路内水位縦断面図および流速縦断面図を図-31、32に、池内流況図を図-33～36に示す。

流量 30 m³/s の場合、導水路から溢水することなく下流端減勢池に流入する。その時の水路内流速は 2.6～3.0 m/s 程度であり、上流減勢池内は十分に減勢されている。60 m³/s では、越流堤下部のシルによる跳水がわずかではあるが T. P. 8 m 池内平場に越水し、道路カルバート上流側の T. P. 7 m 池内平場に流下する。これは池内側越流堤法面部の左岸側に越流水が集中するためである。主な流れは、ほとんどが導水路内を流れ、池内 2.90 km 断面附近の湛水域内 T. P. 6 m 池内平場に注いでいる。このケースで道路カルバート下流部に湛水がみられるが、導水路内流れの水面振動でわずかずつ池内 3.22 km 断面附近から溢水湛水したもので、量的にも少なく、地表面を洗掘するような流れとは思われない。水路内流速は 3.0～3.5 m/s である。上流部減勢池は左岸側半分が機能しているだけであるために、導水路流入口の流況を改善する必要がある。一方湛水区域内では、洪水流が池内 2.82 km 断面の彎曲部附近で湛水面を拡散しはじめ、とくに T. P. 6 m 池内平場上の右岸側崖線に沿った流れは 1.5～2.0 m/s 程度の流速を生ずる。池内下流端の流速は 1.0 m/s 以下である。90 m³/s でも、本川を一時締め切って、強制的に越流堤方向へ流向を変更させた実験であるが、越流水は池内側越流堤法面の左岸側堤防に沿って、集中した流束となって落下する。この流束は越流堤下部のシルに衝突後跳水を起こす。しかしシルの右岸側には流水がないため跳水は存在しない。跳水を起こした流束の減勢池に流入する量はわずかで、ほとんどが減勢池左岸側堤防を乗り越えてしまい、続いて T. P. 8 m 池内平場に落下する。この実験条件は現実の流況を完全に模擬させたものではないが、その後の実験によると、90 m³/s 越流時には類似の流況を呈している。T. P. 8 m 池内平場に落下した流束は、同平場上を急激に(大きい流速で)拡がり、道路カルバート方向へ向かう。この時、T. P. 8 m 池内平場の洗掘が大変重要な問題となる。一方、池内湛水位が低い場合(T. P. + 6.4 m)には、導水路 60 m³/s 設計河道に 90 m³/s が流れることになり、池内 3.06～3.22 km 間で溢水する。この時の池内平場上の流況は、図-35のように、カルバートから直接下流へ向かう流れの流速が大きくなる。他方、池内湛水位が高い(T. P. + 7.5 m)場合には、導水路 90 m³/s 設計河道の断面に余裕はあるものの、T. P. 8 m 池内平場から落下水がはいり込むこととなり、そのため池内平場および導水路河道の保護が必要となる。なおカルバートより下流では、図-36に示すように、2.0 m/s の流速をもつ流水が存在し、湛水位が低い場合(T. P. + 6.4 m)と関連させた池内平場保護が必要である。

導水路を設置した場合、池内洪水流の流心がある程度固定できることが確認できたが、今回の導水路第1案でも流量が $60 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $90 \text{ m}^3/\text{s}$ と大きくなった場合、湛水面で拡散した流れや導水路彎曲部で導水路河道から逸脱した流れで、池内平場を $2.0 \sim 3.0 \text{ m/s}$ の流速で流下する箇所が観察された。模型はモルタル製であるため、実際の池内地被とは表面粗度に違いはあると考えられるが、池内の利用、地被の保護には注意を要する。

2.5 まとめ

以下に今回の実験結果についてまとめる

① 横越流堤部の越流機能

横越流堤部の越流機能については、本川河床勾配が計画の $1/150$ 、改善案の $1/250$ について、堤頂部の構造、堤長を修正変更して計画原案を含む 15 タイプについて実験を行った。しかし、本川の越流堤へ接近する流速が $4 \sim 5 \text{ m/s}$ (河床勾配 $1/150$)、 $3 \sim 4 \text{ m/s}$ (河床勾配 $1/250$) と大きく、フルード数も $0.8 \sim 1.2$ ($1/150$)、 $0.4 \sim 0.9$ ($1/250$) と射流に近い流れである。そのため、原計画では計画分流を達成することが難しい状況にある。越流堤高を低下させることにより $110 \text{ m}^3/\text{s}$ 分流は可能であるが、分流開始流量が小さくなってしまう。図-17の越流係数に関して、実験に使用した越流係数と現地のそれに若干の誤差がある。図-17より、本川流量 $190 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度では実際には 1.3% 越流係数を向上させて良い、また本川流量 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ では、約 3.1% (Δ 印)、1.2% ($\square$ 印) 越流係数を低下させてよいはずである。こうした補正を施すと、例えばタイプ1について示すと、図-19中の破線のようになる。他のタイプについても補正が可能であるが、しかし大きな補正が期待されないのはタイプ1と同様であり、越流機能についての本文の記述が大きく変わるわけではない。

各タイプの越流量曲線は図-19に示す通りである。実験誤差を勘案すると、補正された越流量曲線の勾配は計画越流量曲線の勾配に接近することとなるが、タイプ1について示した補正後の曲線程度の接近が限界である。

本川河道を越流堤区間で拡巾し、越流堤、導流壁など構造物を設置することにより越流堤部の流況は、強制的ではあるが調整できる。しかし、構造物規模がきわめて大きくなるため、それらの実現はうすいものと考えられる。

越流堤長を計画の 50 m から 90 m (ないし 70 m) に延ばした場合 (タイプ12, 13, 14) は、越流水が池内側越流堤法面部の左岸側に集中する流況に改善がみられるものの、越流量については、河床勾配が $1/150$ 、 $1/250$ のいずれの場合であっても本川計画流量 $190 \text{ m}^3/\text{s}$ で、堤長 50 m の越流堤 (タイプ1, 9) に対して、 90 m の越流堤では越流量が $7 \sim 8 \text{ m}^3/\text{s}$ 増加する程度で、ほとんど改善されない。

② 池内洪水流の流況

池内洪水流は、導水路なしの状態では流量の大小によって流心位置が若干移動するが、ほぼ池内の中央を流れ、池内の多目的利用の面からは好ましい流況ではない。なお、この傾向は道路カルバートの位置、方向、規模によって変化すると思われるが、盛土道路の位置が狭窄部のためあまり調整は望めない。また、地表面の洗堀は主流発生箇所では当然予想され、流量によって流心位置が移動することは利用上

かなり障害となる。芝生は流速 1.8 m/s 程度までが耐洗堀限度といわれており、それ以上の流速が生ずる場所には保護工法で防護し、利用計画にも考慮が必要である。

洪水流誘導水路は、主流部を導水路内またはその附近に固定するため土地利用上有効である。しかし、湛水位が上昇してくると導水路内から逸脱、拡散し池内平場を流下する流れが観察され、逸脱、拡散した流れで流速 2.0 m/s 程度の流れも観察されている。また、流量（越流量） $60 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の場合池内側越流堤法面部の左岸側堤防沿いに集中した流束が、越流堤下部のシルに衝突後跳水を起し、左岸側堤防を乗り越え T. P. 8 m 池内平場上に落下し、池内平場を流下後導水路河道に流入する現象と合わせて、池内平場および導水路河道の保護・対策が必要と考えられる。

導水路を有効利用するためには、導水路流入口部に曲線形を入れること、導水路彎曲部を拡巾し導水路河道からの逸脱を軽減する、および余裕高を設けることなどが考えられる。また、池内側越流堤法面部の左岸側への集中が解消されれば、左岸側堤防を乗り越え T. P. 8 m 池内平場上へ落下する現象も軽減できるものと考えられる。

③ その他

越流開始断面の流頭部右岸堤形状（越流を促すような形状）、3.5km 断面右岸堤流頭部形状（流水の衝突、水しぶき等の対策）、同断面左岸堤の形状と護岸（断面縮小部）、池内側越流堤法面部（全面が有効に利用されていない点）、同法面部の方向、壁高の検討、および減勢池（全体が有効に利用されていない点）について改善が必要と考えられる。またこうした計画に当たって、本川右岸堤は新堤であることを念頭においた構造計画等が必要であろう。

3. 今後の問題点

① 本川河道および越流施設

越流堤への接近流速を十分に低下させスムーズに分流するとともに、池内側越流堤法面部を均一に流下させるため、河道の勾配、線形、断面の再検討をする必要がある。

また、現計画は水位の安全側を考え河道の計画粗度を 0.030 とし、本実験も計画粗度を用いて実験している。しかし、三面張りの河道を考えた場合、実際の粗度は工事完成直後 0.02～0.023 程度が予想され、現地に生ずる流れが実験値の水位を確保できるのか、分流量が変化することもあると考えられる。また、現地に生ずる流速の大きさは実験値よりも大きいと推定される。

② 越流堤下部シルおよび減勢池

越流堤構造の再検討とも関連するが、シルに衝突後跳水、左岸側堤防を乗り越えての池内平場落下防止対策、および減勢池規模、導水路流入口部形状について再検討する必要がある。

③ 放流施設の構造、規模

今回実験できなかったが、放流（桜川本川との合流）時の水理現象について確認しておく必要がある。

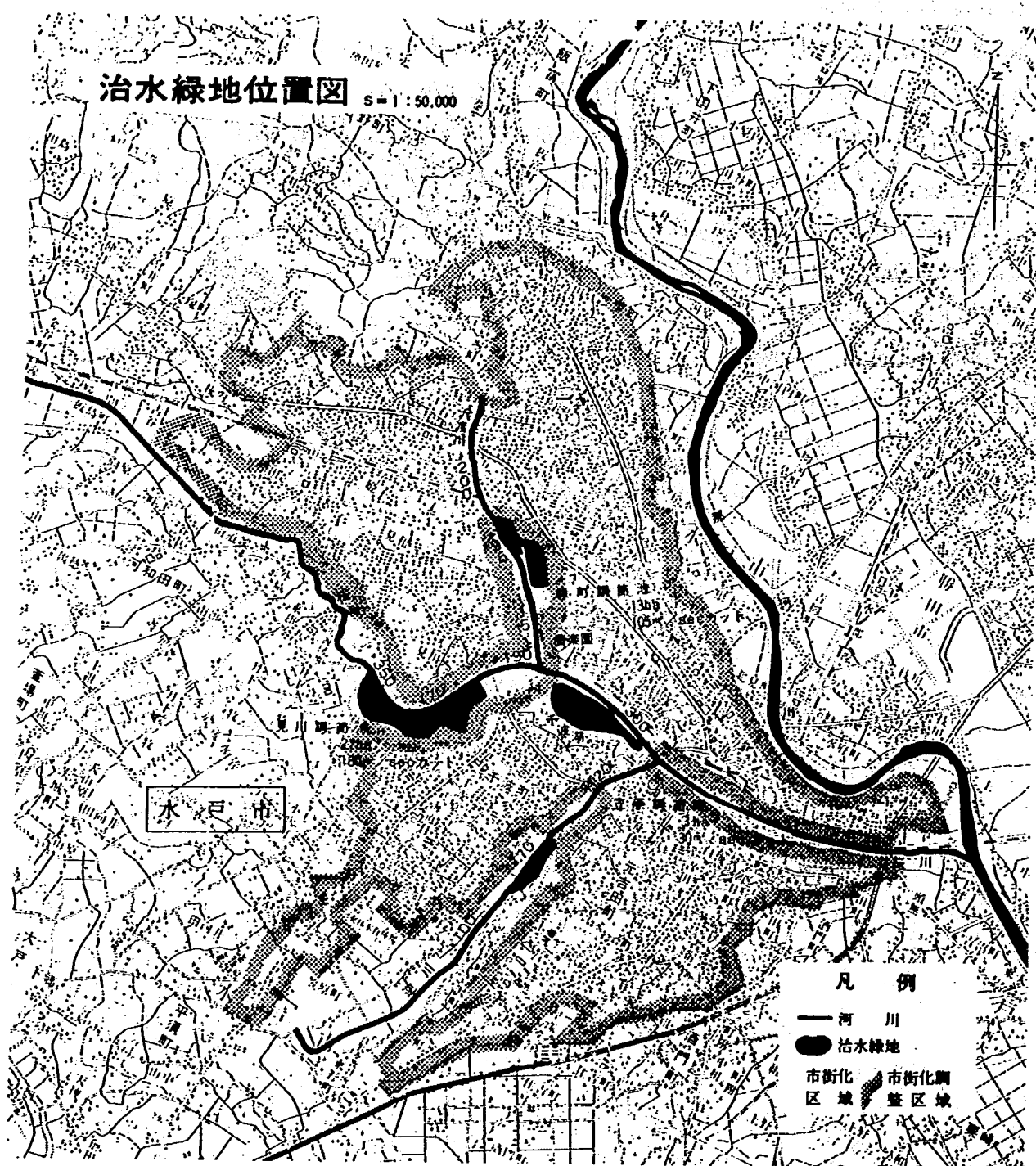


図-2 桜川治水緑地位置図

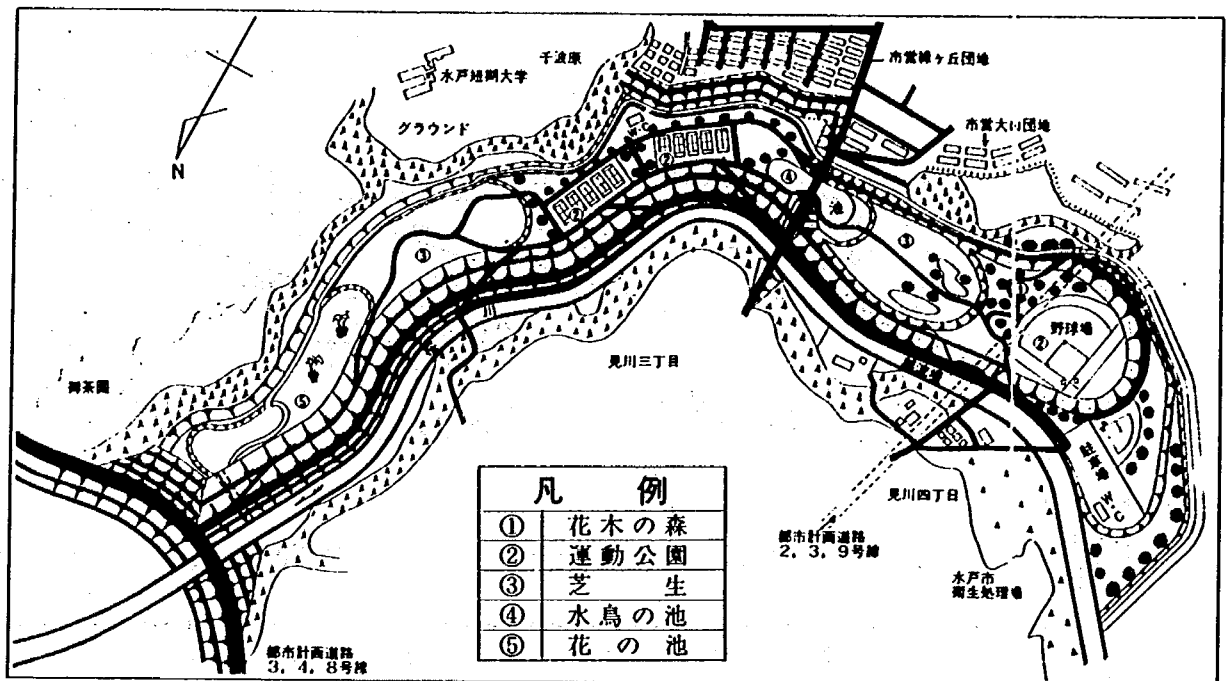


図-3 桜川見川調節池土地利用計画図

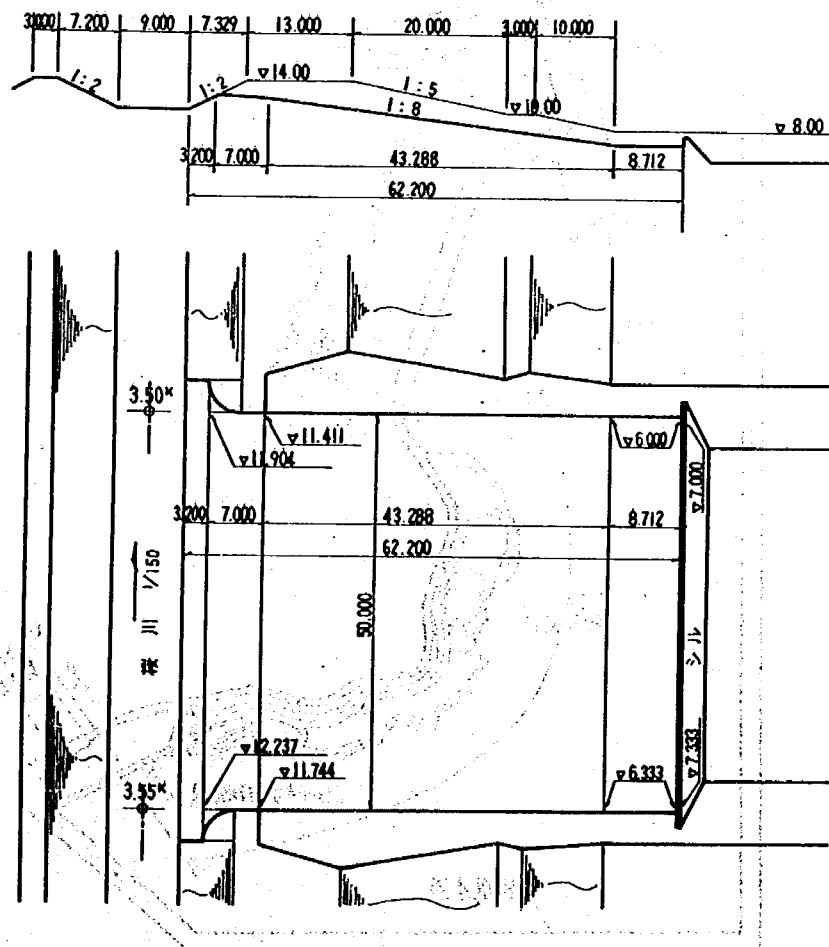
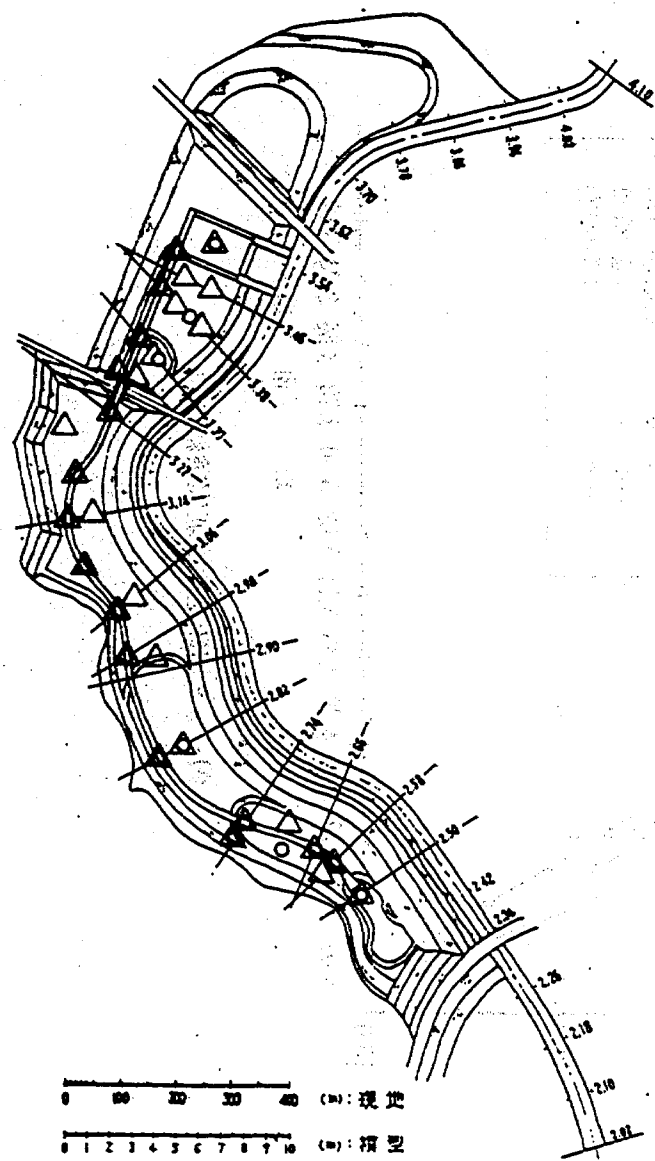


図-4 越流堤計画諸元



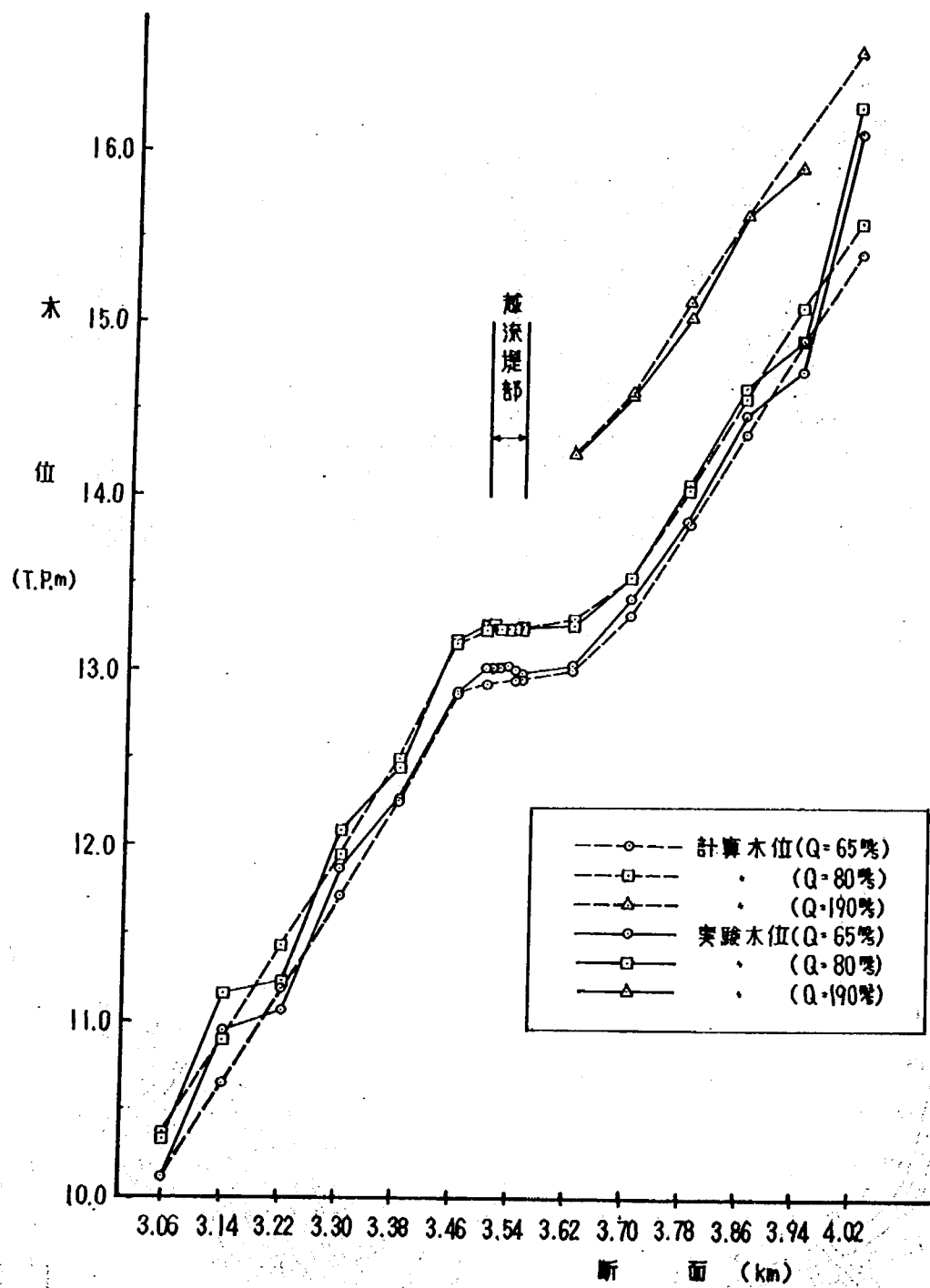


図-9 河床粗度検証実験結果図

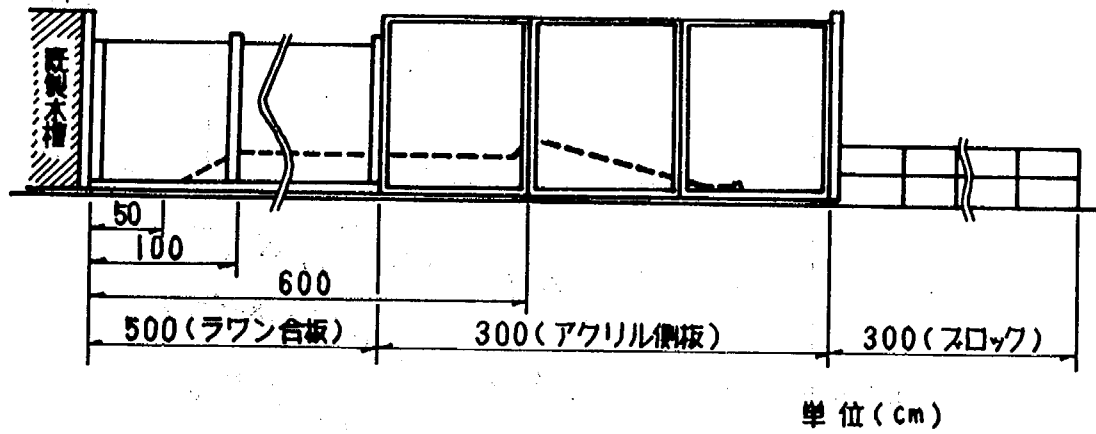


図-10 越流係数検討実験施設図

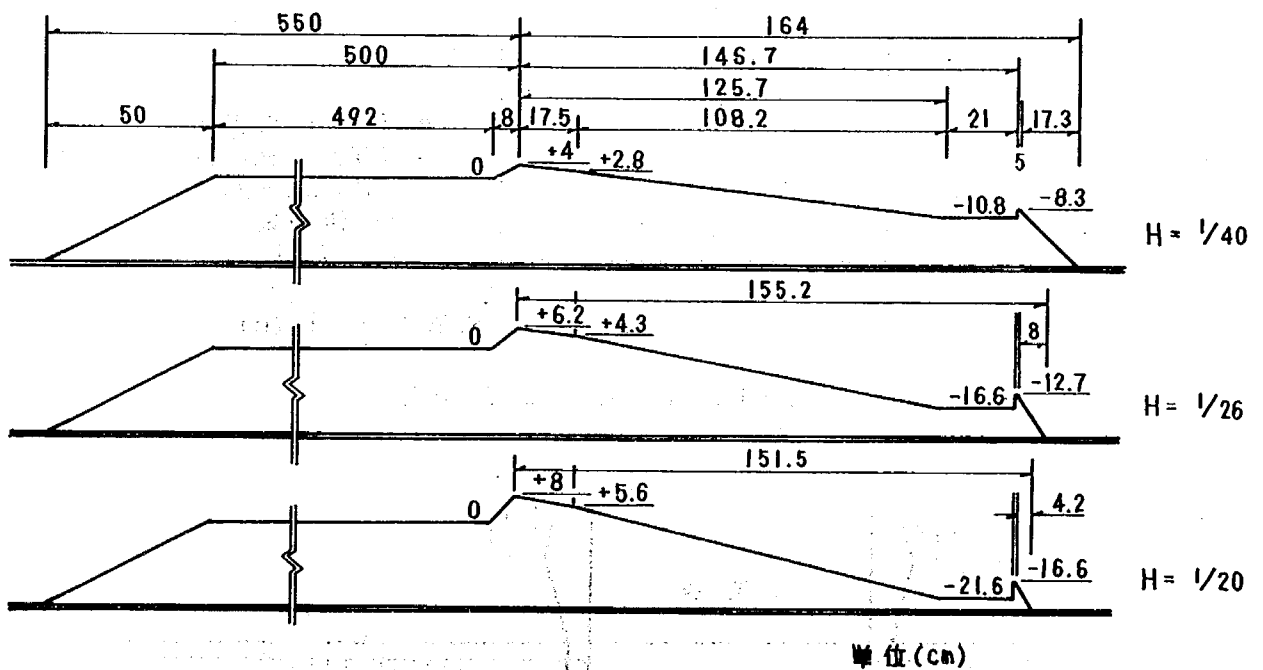


図-11 模型堤体側面図 (cm)

(上から無歪模型 (TYPE1), 歪度 1.5
(TYPE2), 歪度 2 模型 (TYPE3))

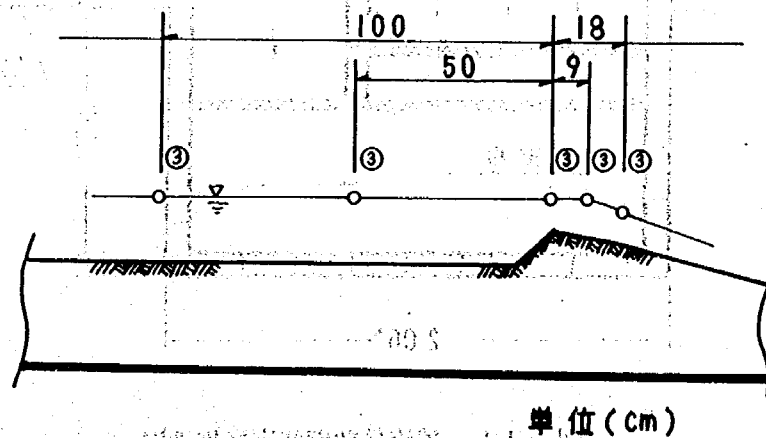


図-12 測定点位置図 (模型値: cm)

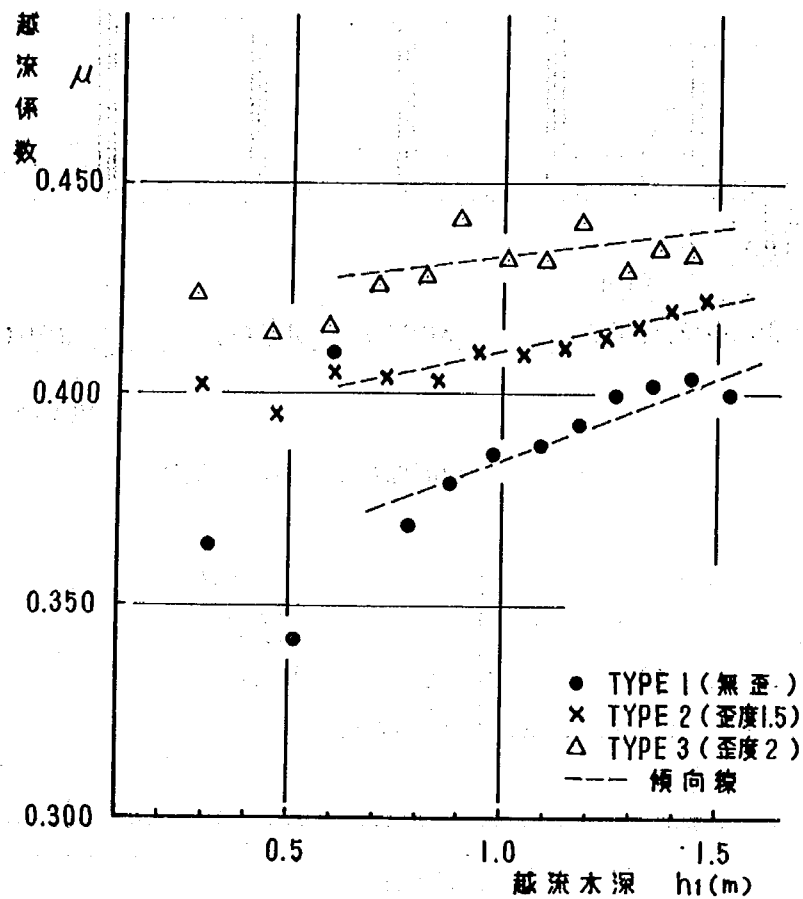


図-13 越流係数検討実験結果

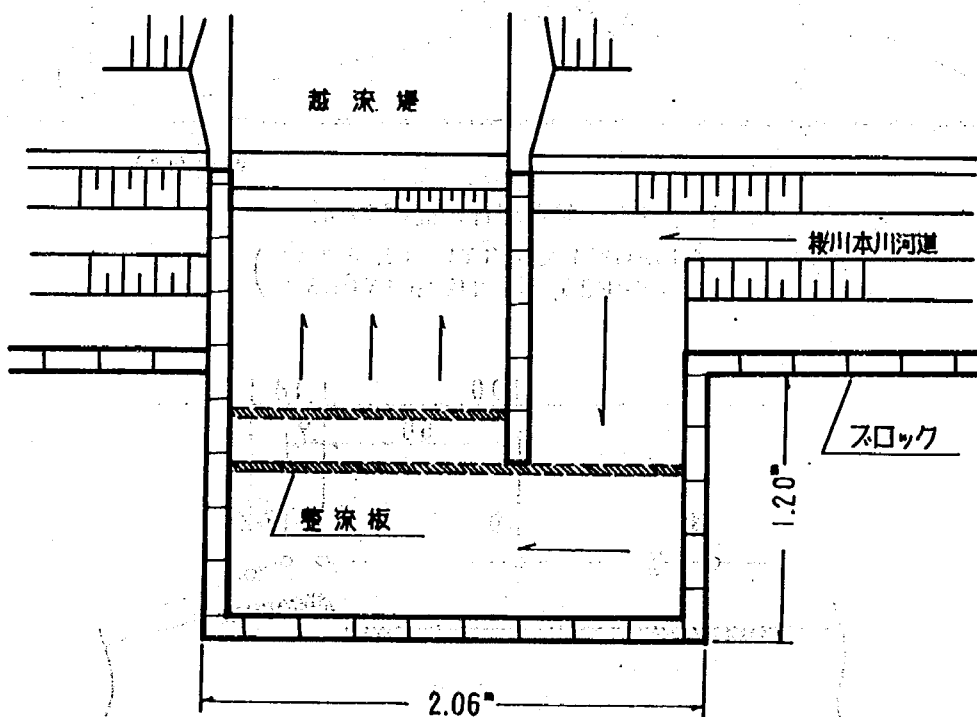


図-14 越流係数調整実験施設図

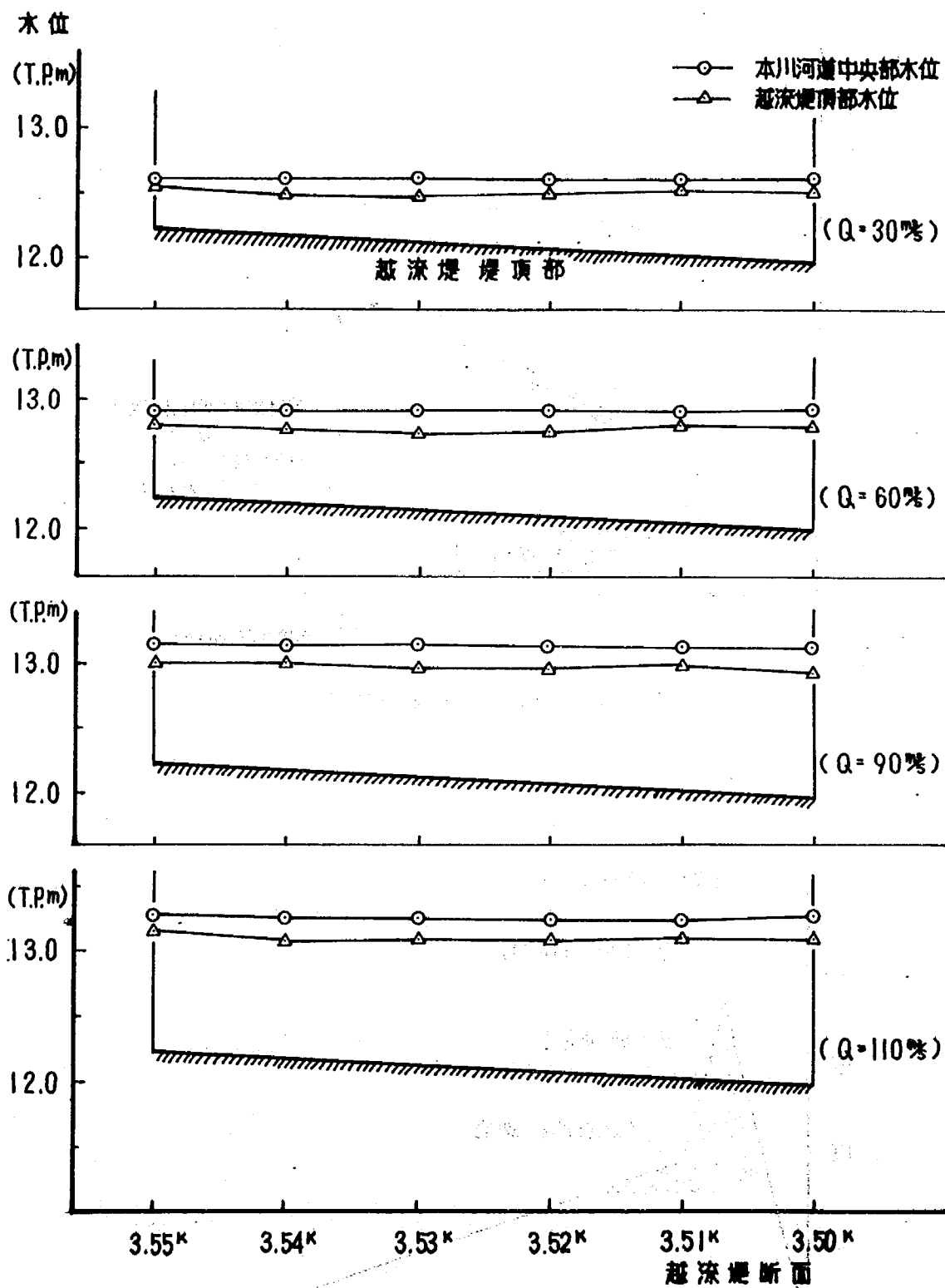
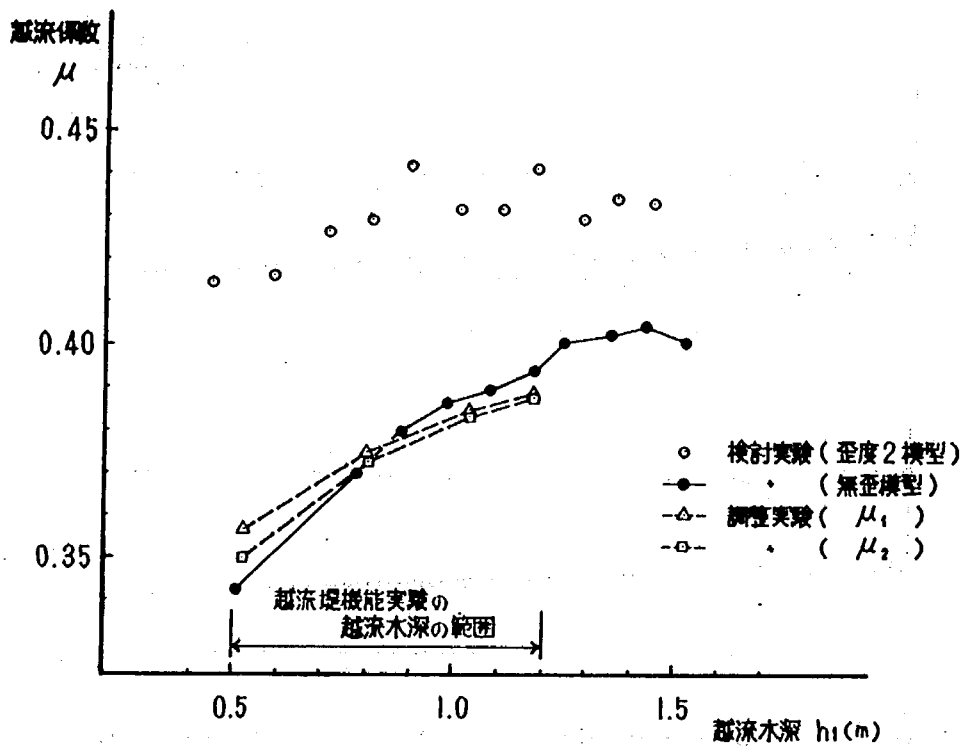
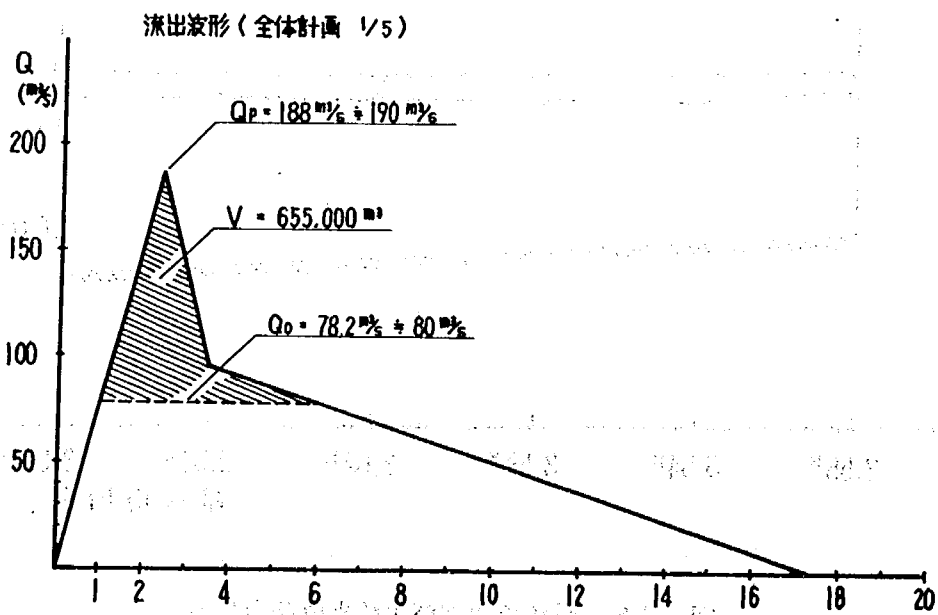


図-15 越流係数調整実験水位測定結果



図一 17 越流係数調整実験結果



図一 18 計画ハイドログラフ (全体計画)

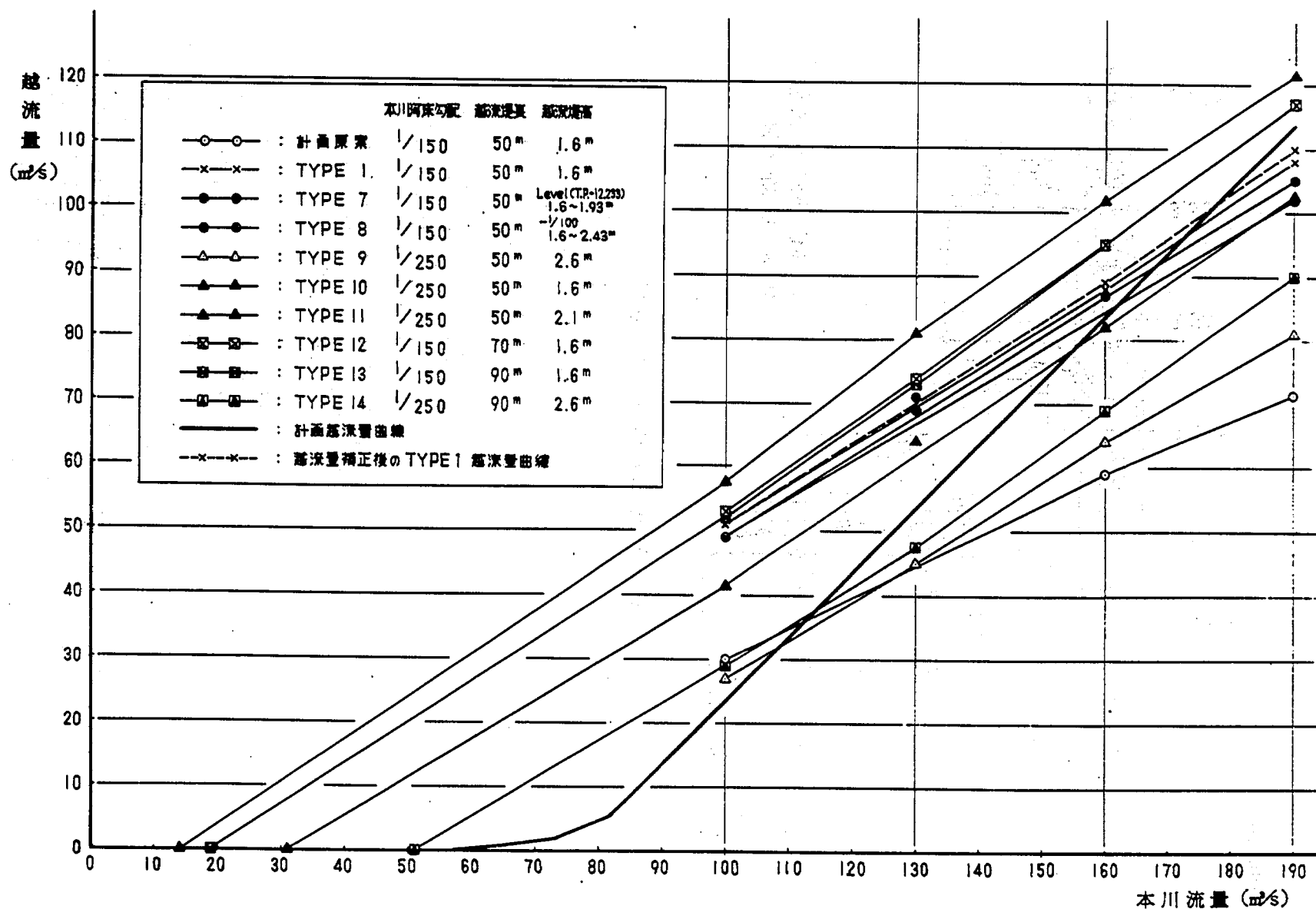


図-19 越流堤機能実験 越流量-本川流量相関図

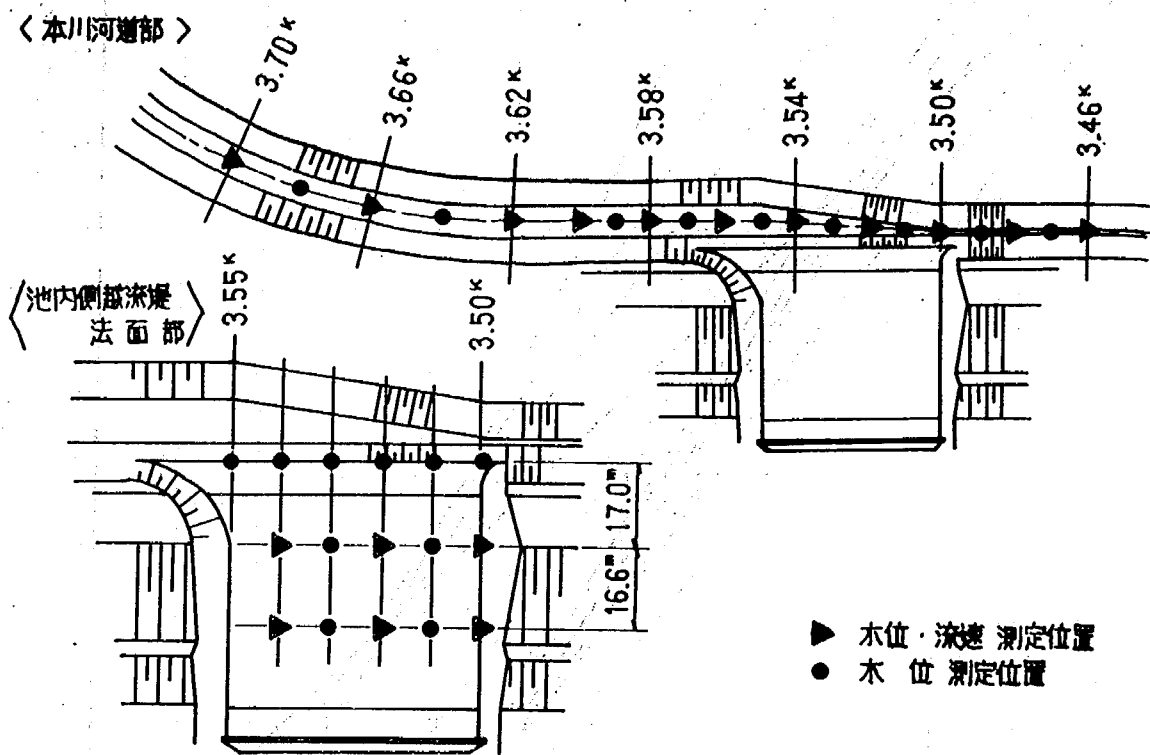


図-20 越流堤部流況実験測定点位置図

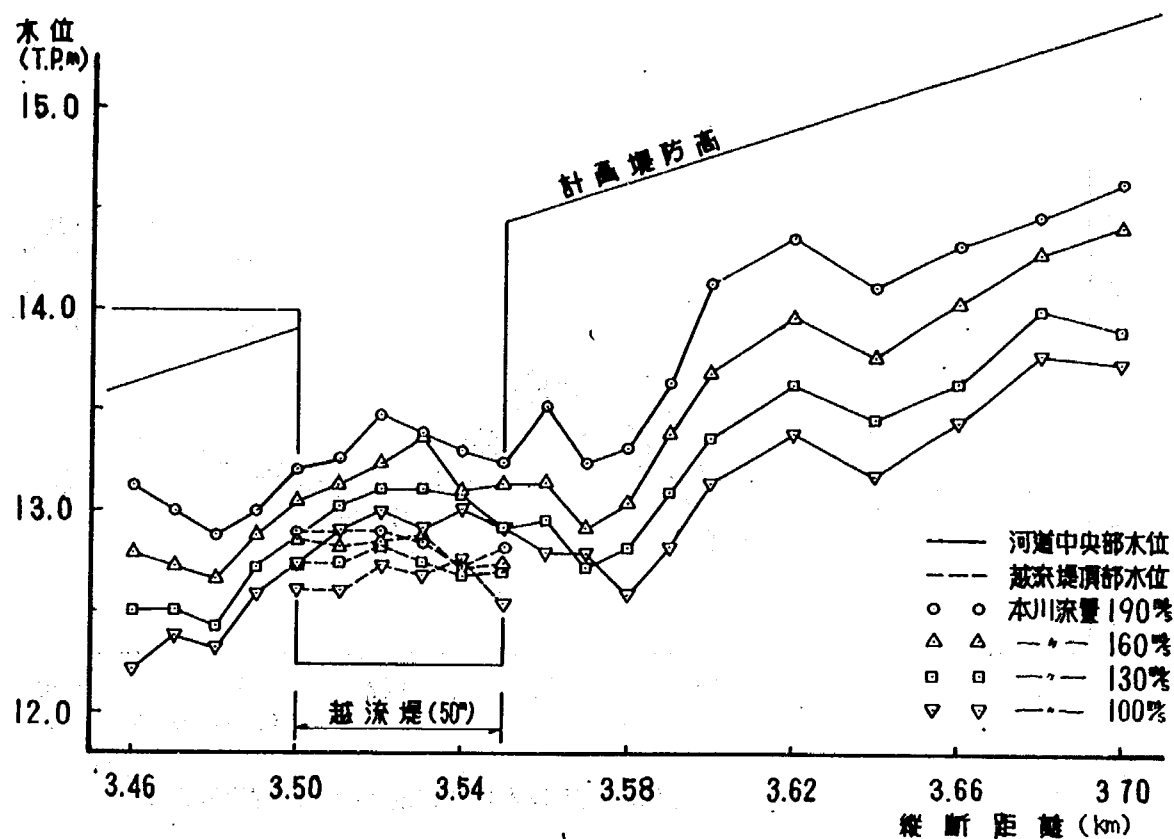


図-21(A) 越流堤部流況実験本川水位縦断図(流況実験A)

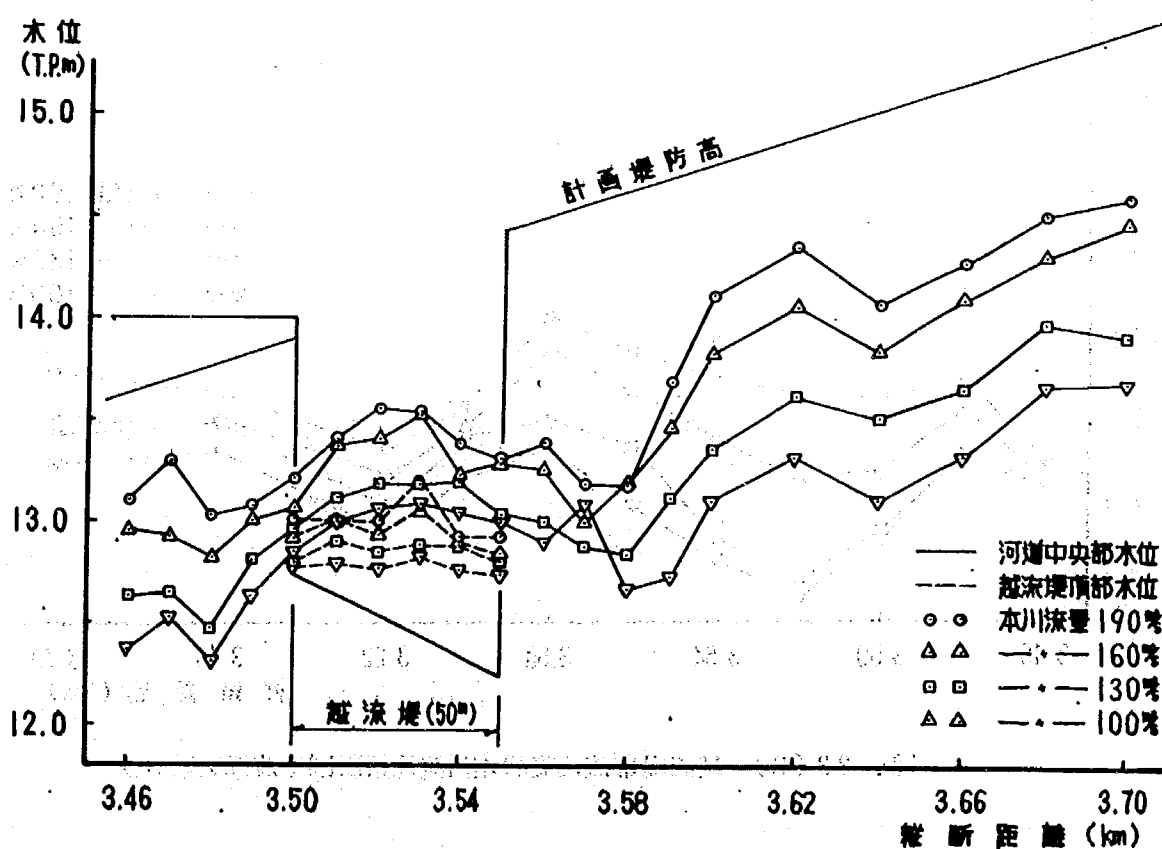


図-21(B) 越流堤部流況実験本川水位縦断図(流況実験B)

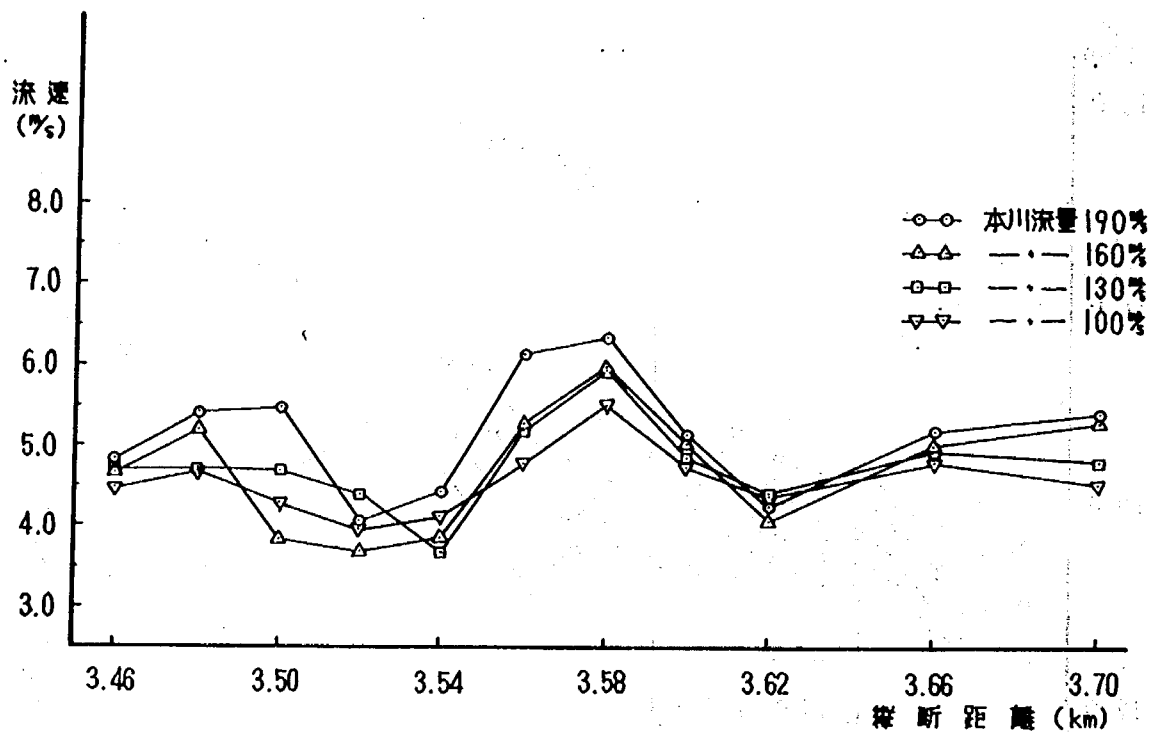


図-22(A) 越流堤部流況実験本川流速縦断図(流況実験A)

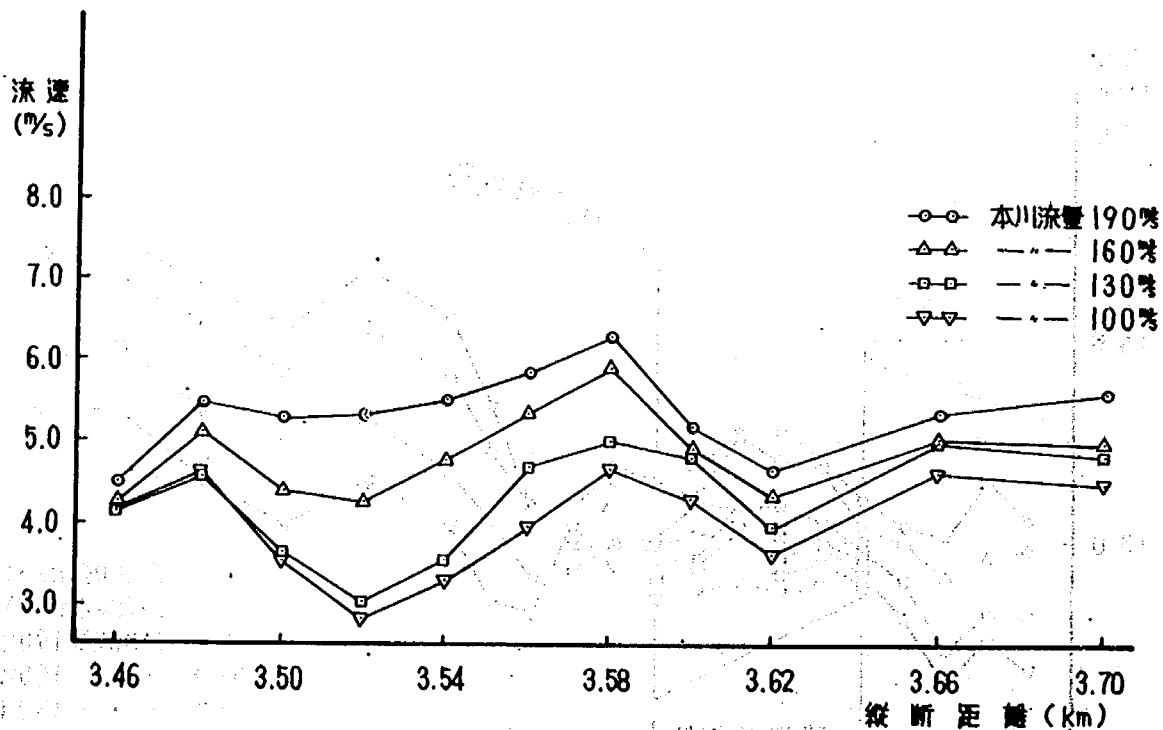


図-22(B) 越流堤部流況実験本川流速縦断図(流況実験B)

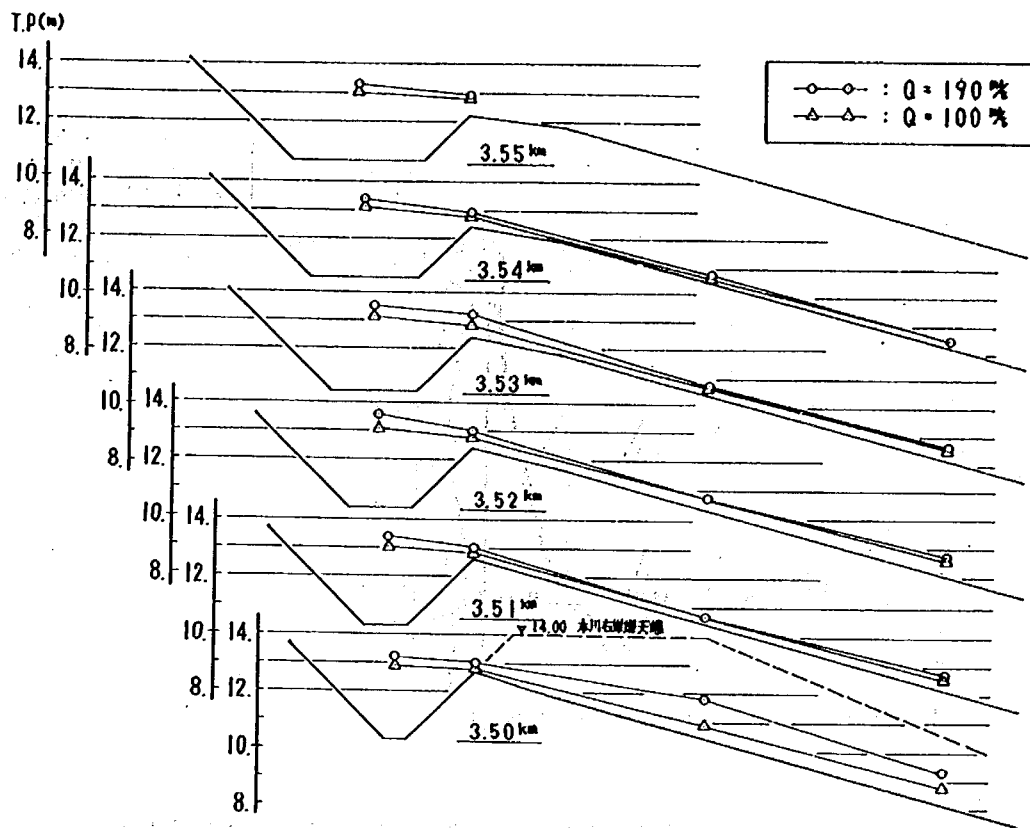


図- 23 (A) 越流堤池内側法面部水位縦断図 (流況実験 A)

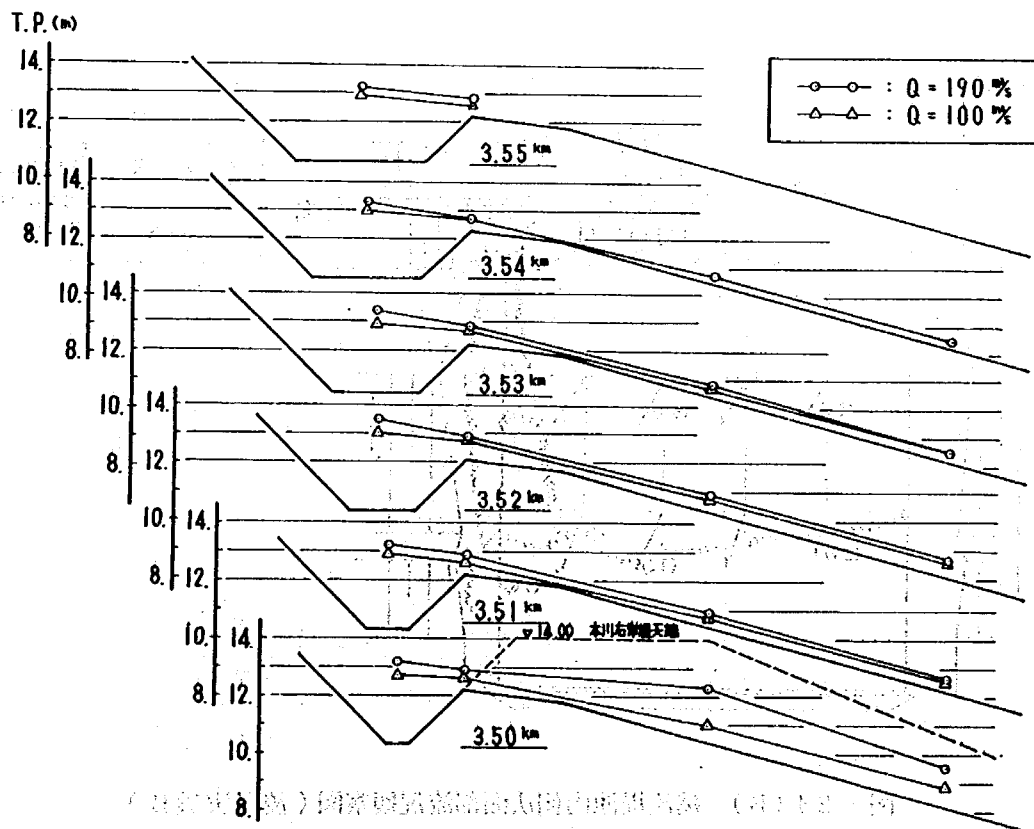


図- 23 (B) 越流堤池内側法面部水位縦断図 (流況実験 B)

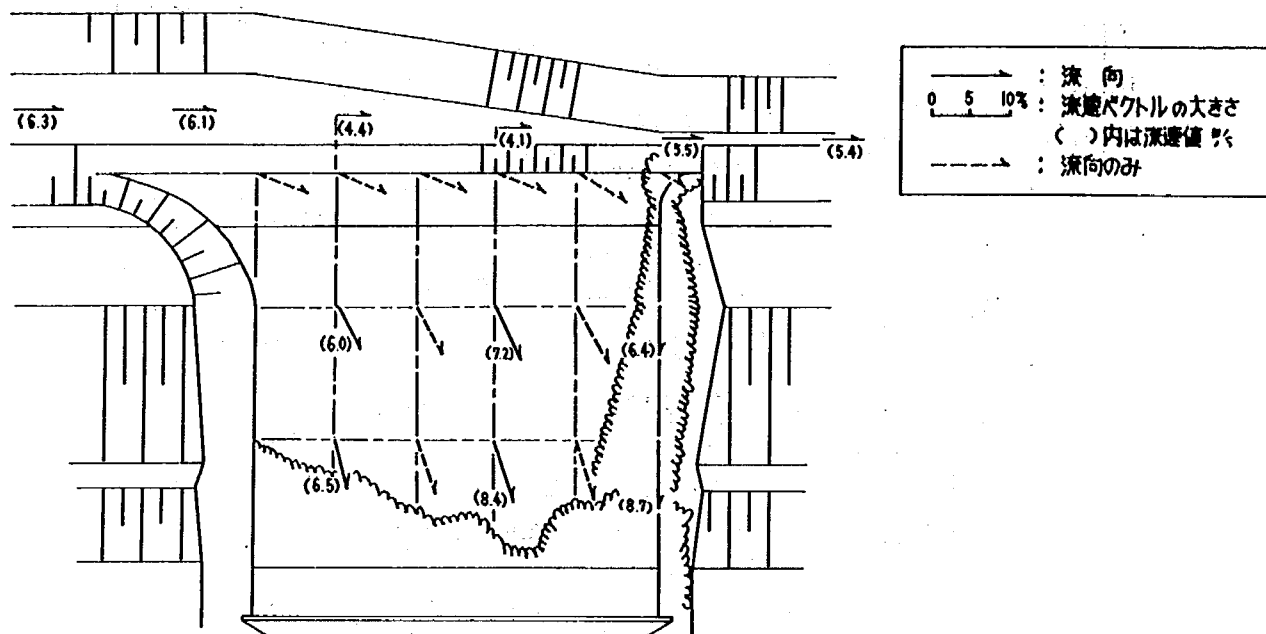


図- 24 (A) 越流堤池内側法面部流況観察図 (流況実験 A)

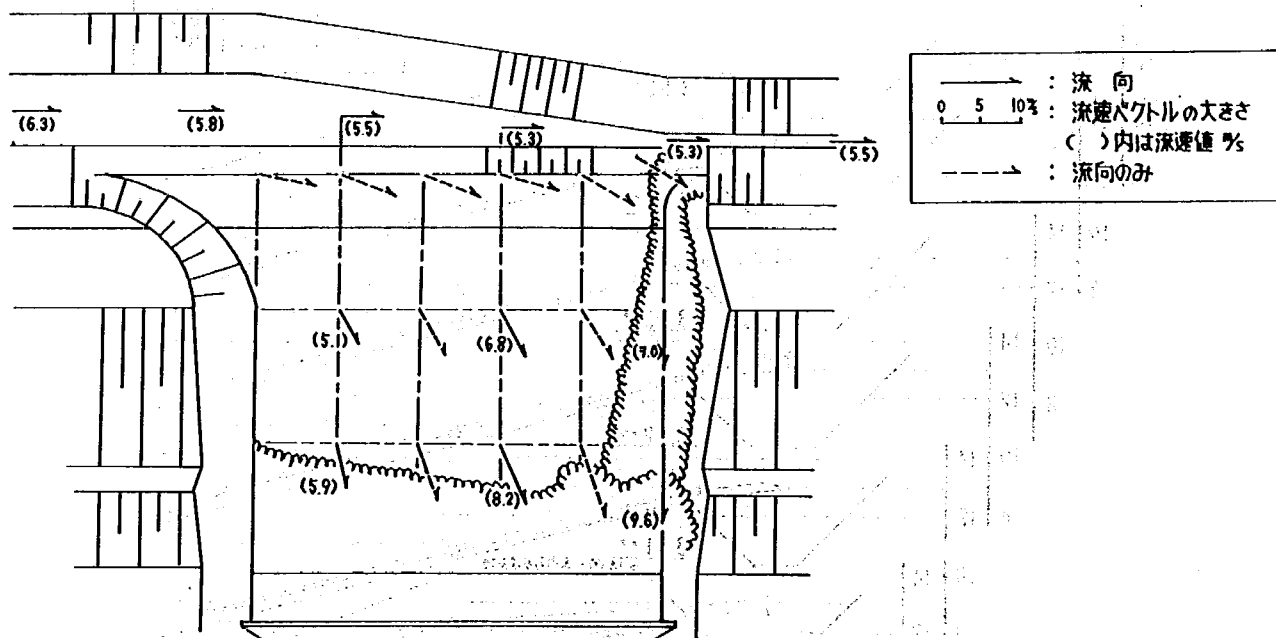


図- 24 (B) 越流堤池内側法面部流況観察図 (流況実験 B)

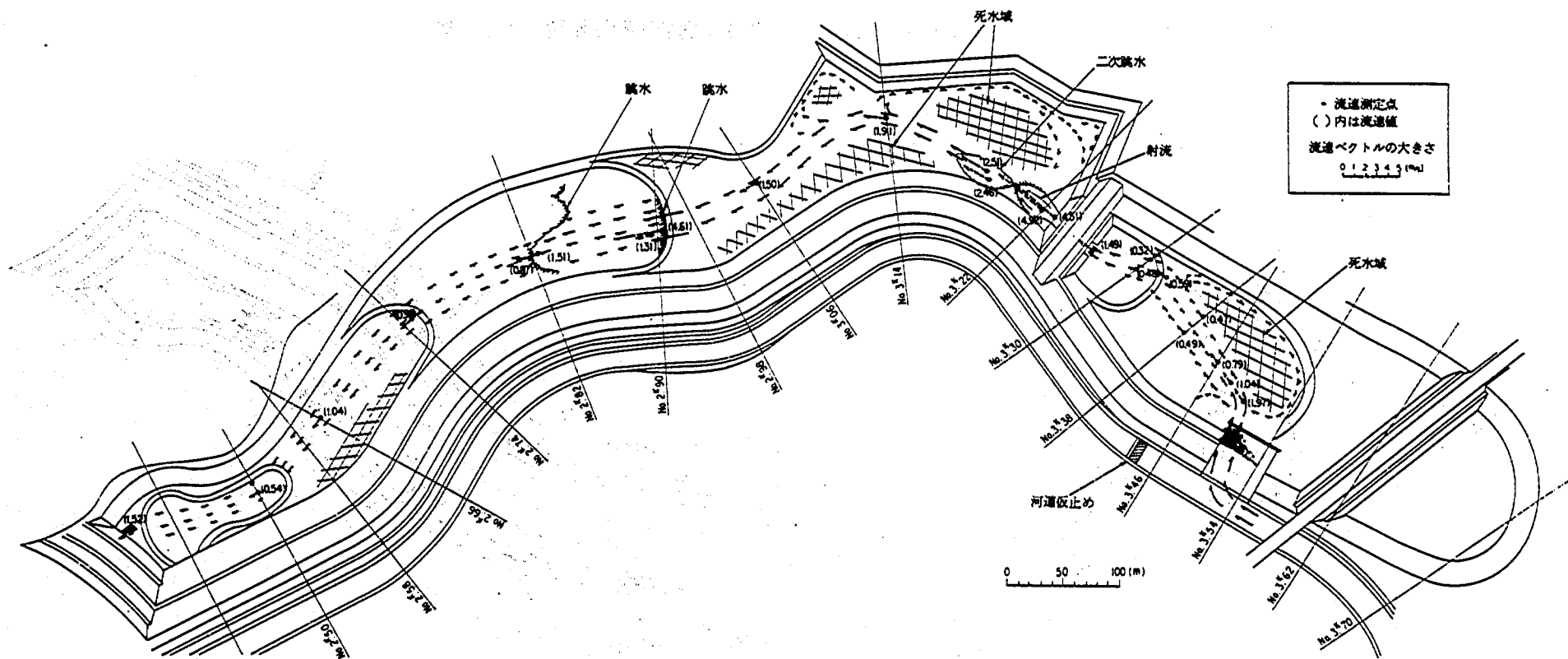


図-25 池内流況実験結果 ($Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$, 池内湛水位 = T. P. + 5.7 m)

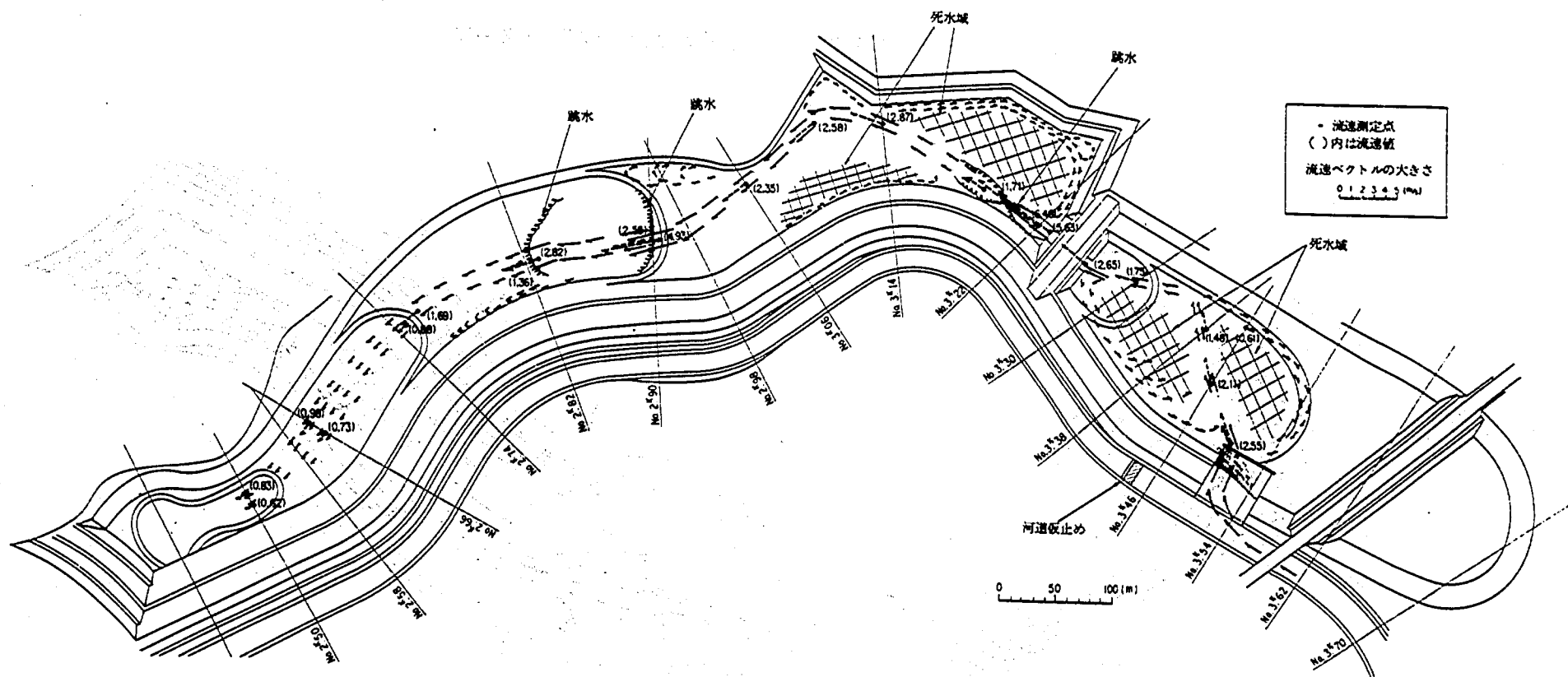


図-26 池内流況実験結果 ($Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$, 池内湛水位 = T. P. + 6.4 m)

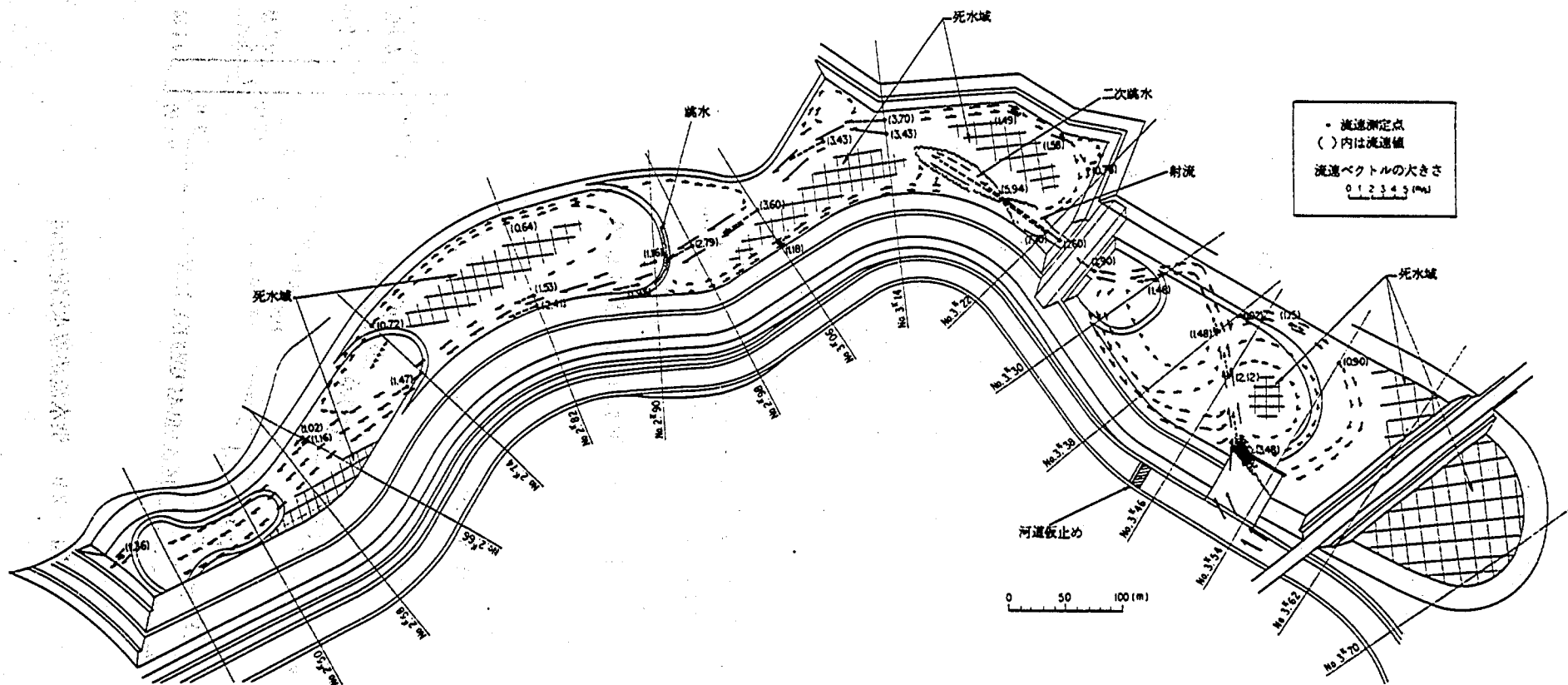


圖-27 池內流況實驗結果 ($Q=90\text{ m}^3/\text{s}$, 池內湛水位=T. P. + 7.5 m)

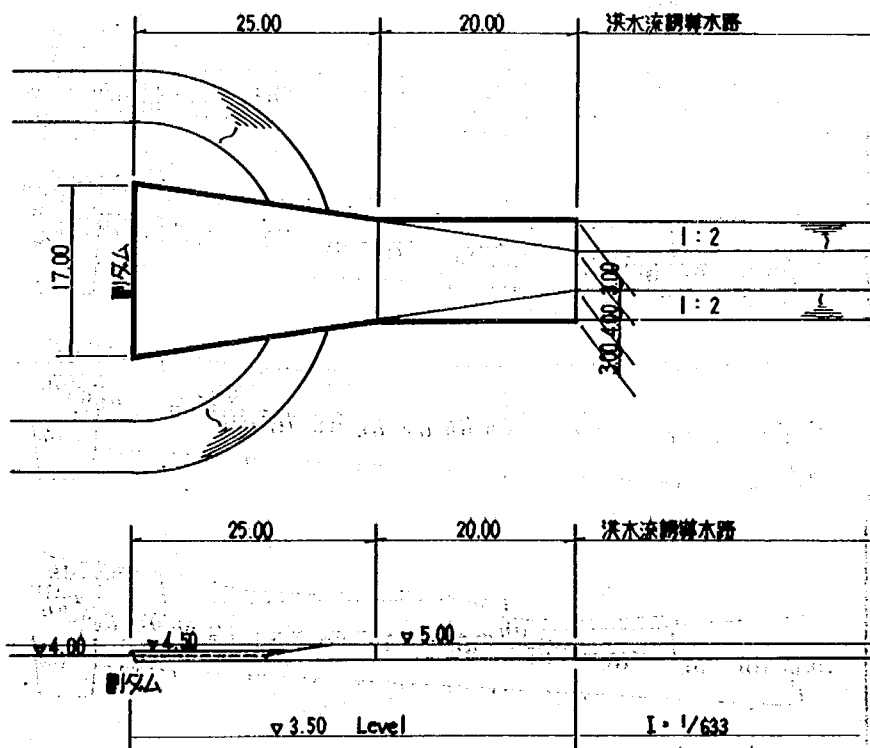
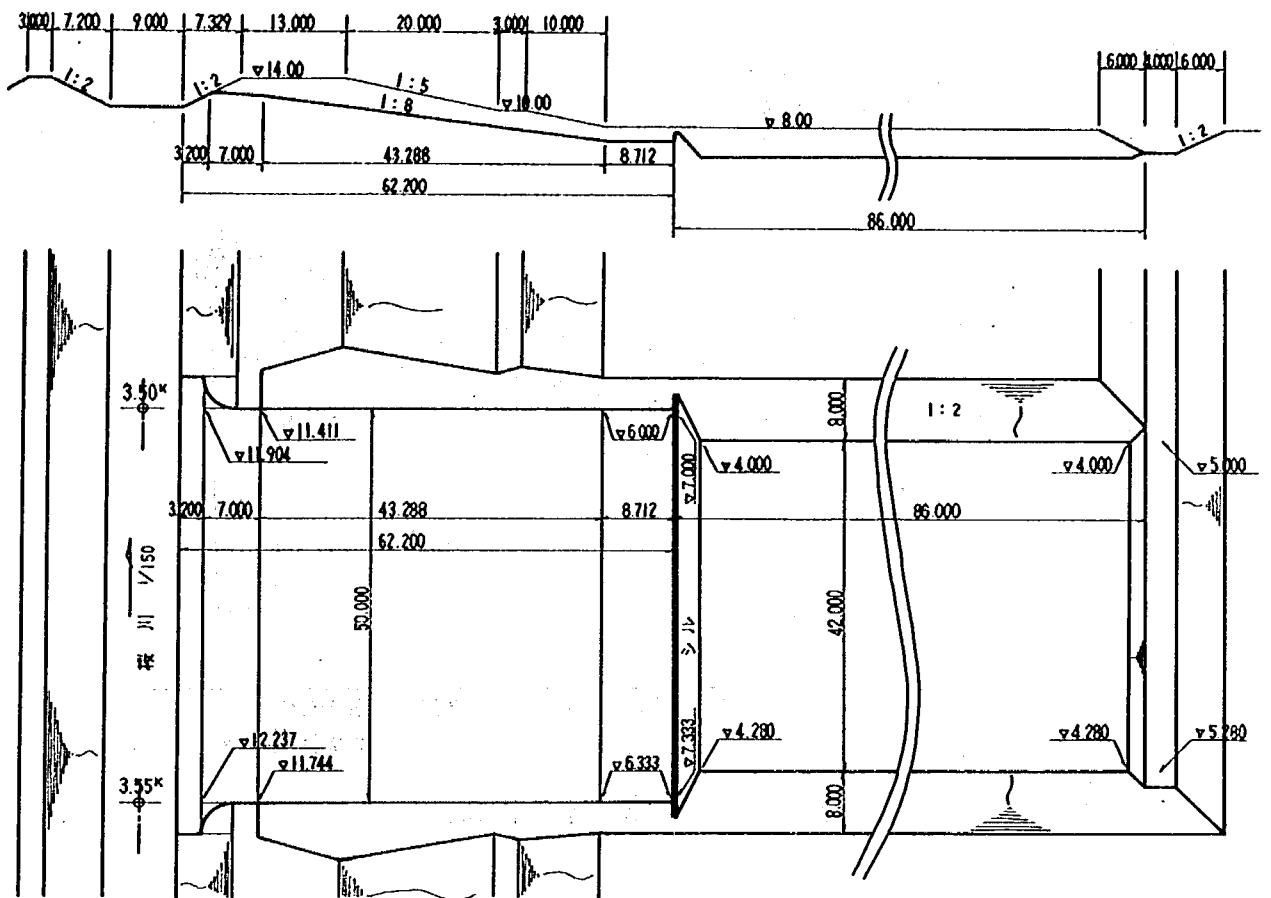


图-30 洪水流誘導水路流頭部(減勢池)平面図

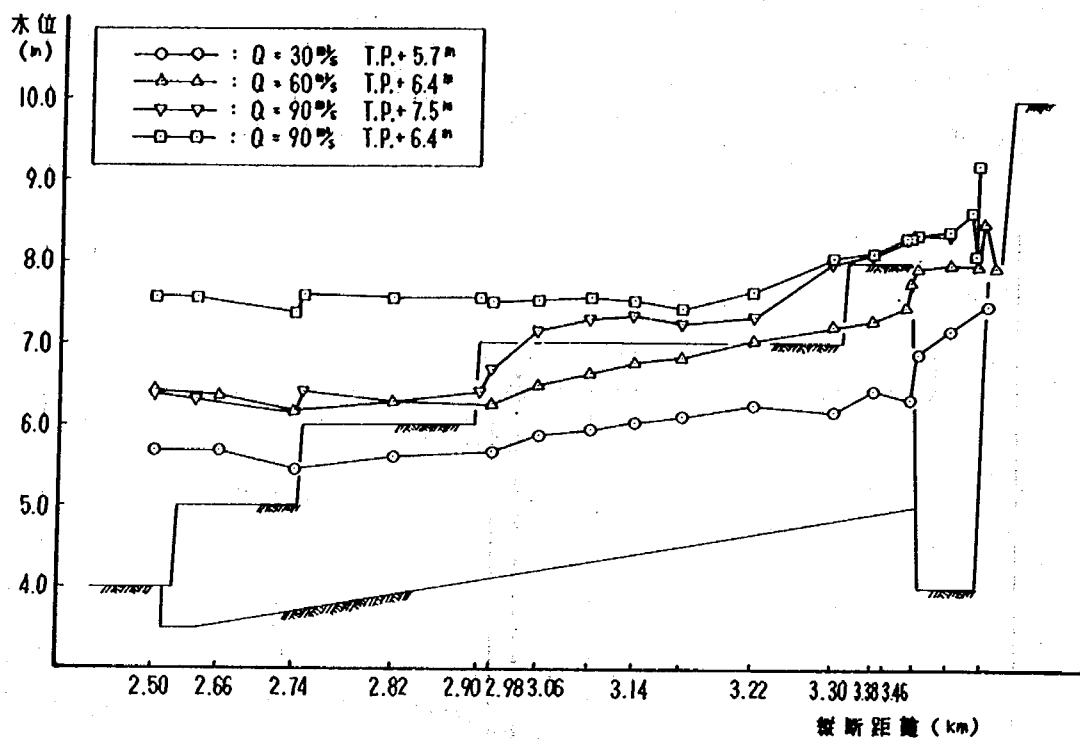


图-31 導水路内水位縦断面

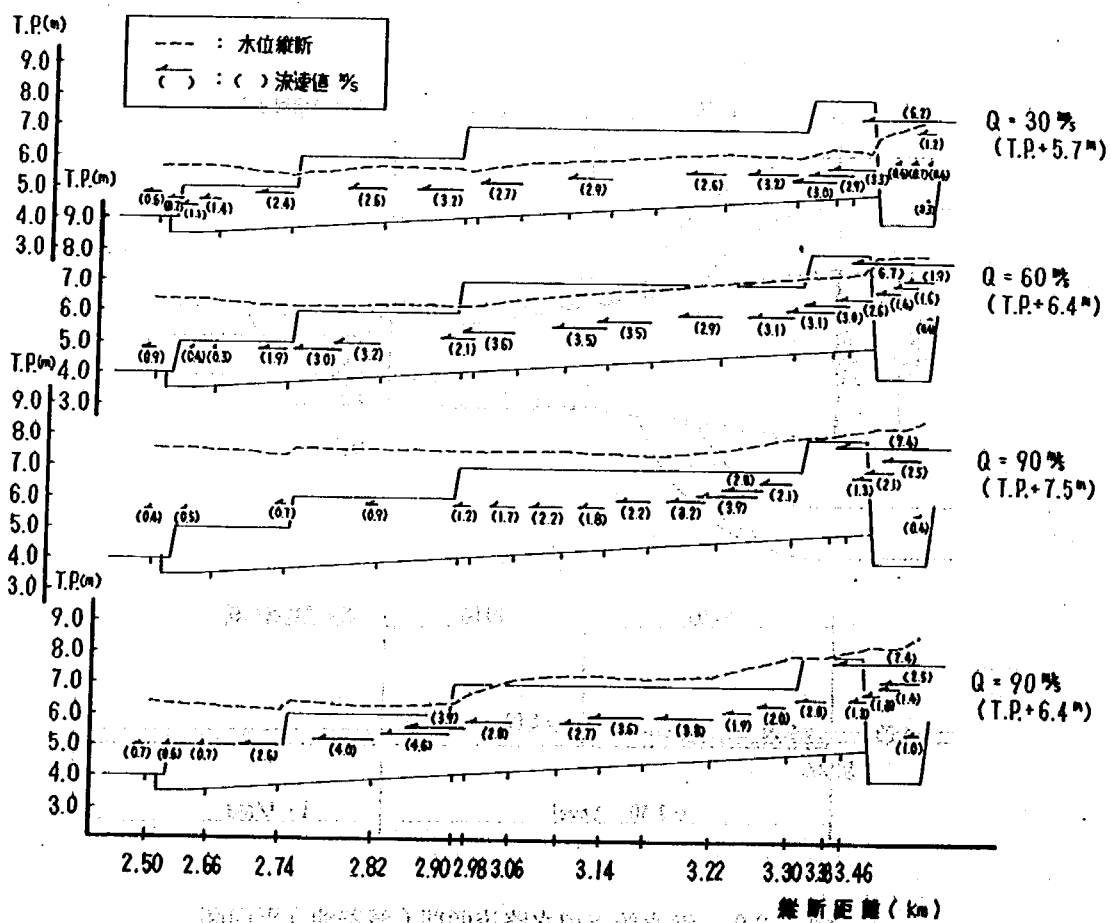


图-32 導水路内流速縦断面

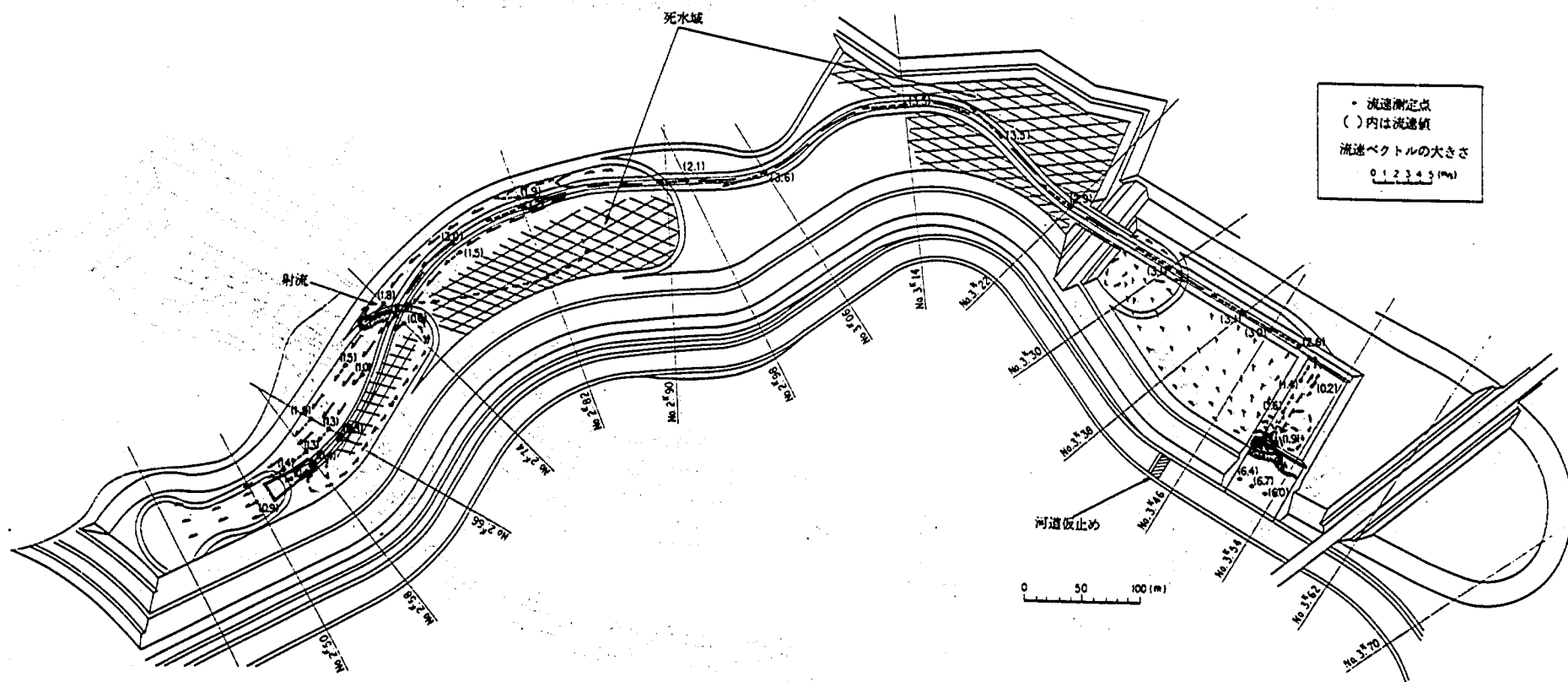
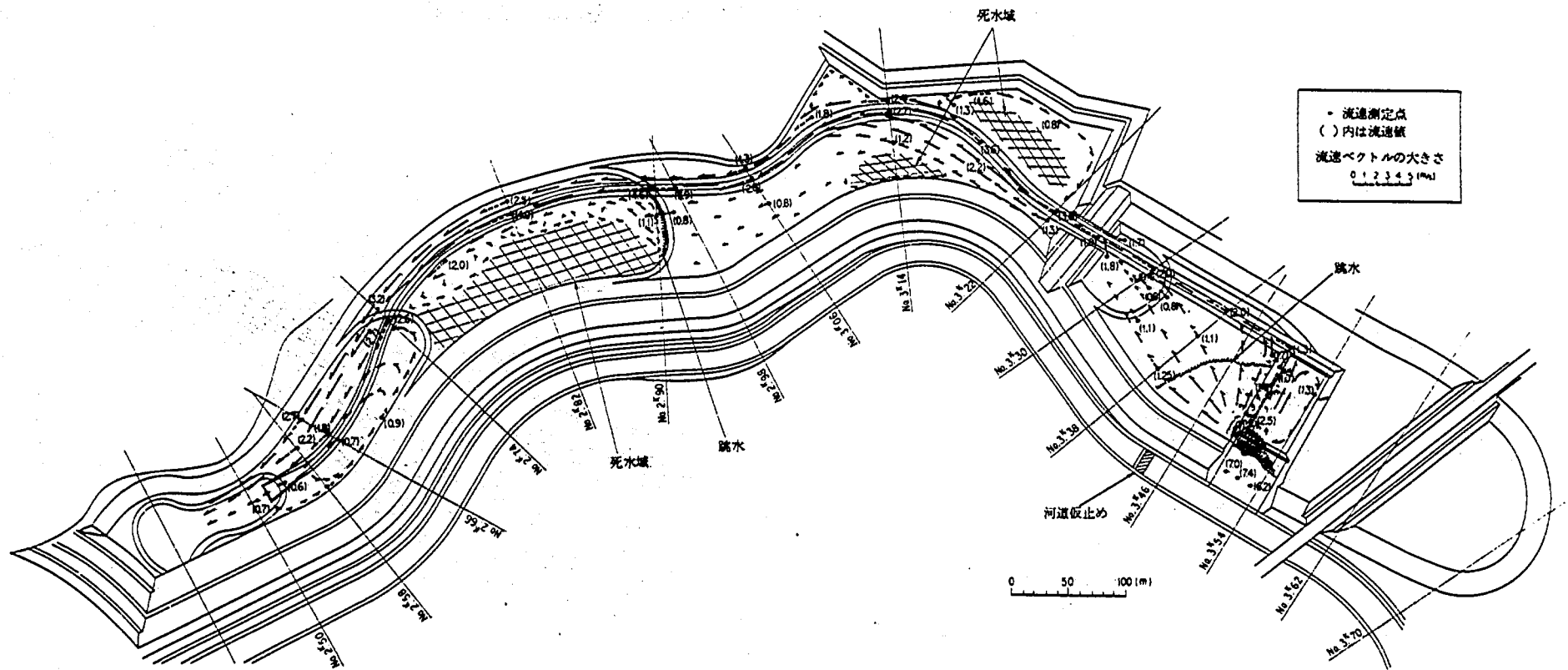


図-34 池内導水路実験 池内流況図 ($Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$, 池内湛水位 = T. P. + 6.4m)



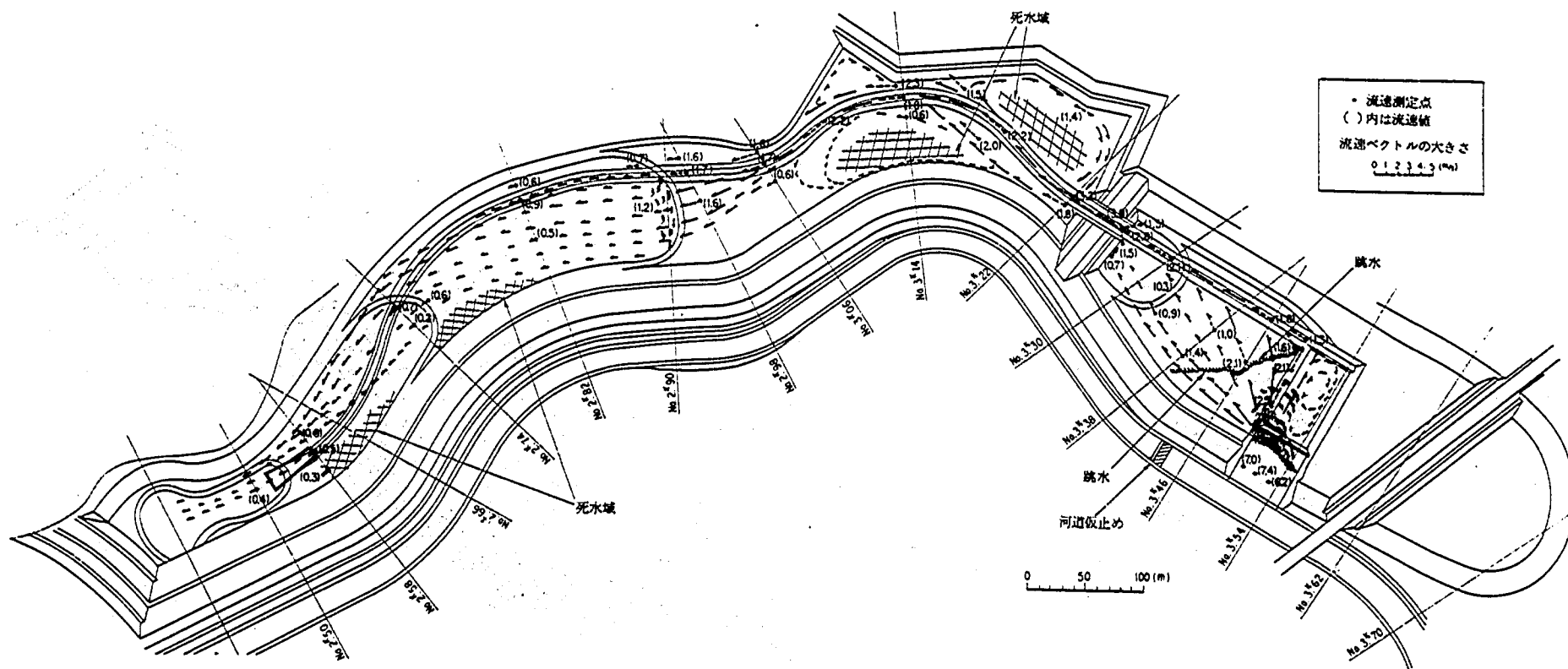


図-36 池内導水路実験 池内流況図 ($Q = 90 \text{ m}^3/\text{s}$, 池内湛水位 = T. P. + 7.5m)

表-2(1) 越流堤機能実験 越流堤部構造一覧

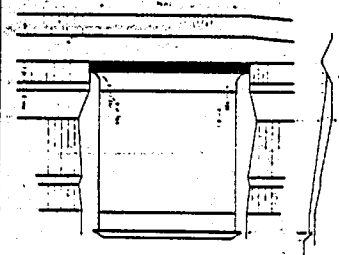
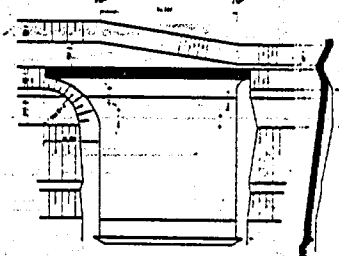
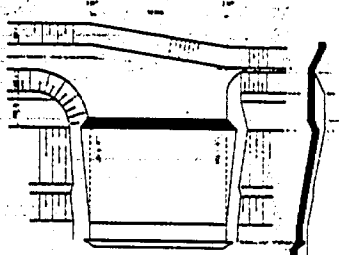
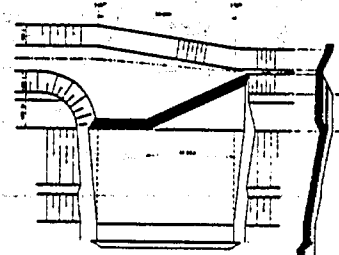
模型タイプ	越流堤部略図	越流堤部概説	越流堤部諸元						実験流量ケース				
			本川河床勾配	越流堤長	越流堤勾配	越流堤高	本川漸縮区間	本川180m/s断面河床巾	本川190m/s断面河床巾	190m/s	160m/s	130m/s	100m/s
計画原案		計画原案どおり。	1/150	50 m	1/150	1.6m	2.85k~3.50k	1.5m	9.0m	○	○	—	○
TYPE 1		越流堤長、堤高など構造諸元は計画原案どおりとし、本川河道漸縮を越流堤区間(350~355k)とする。	1/150	50 m	1/150	1.6m	3.50k~3.55k	1.5m	9.0m	○	○	—	○
TYPE 2		越流堤を、池内側に16 m(現地量)移動させ、その間を河道と水平とし、減勢池的役目(エプロン)を持たせる。堤長、堤高は計画原案どおり。河道漸縮はTYPE1と同じ。	1/150	50m	1/150	1.6m	3.50k~3.55k	1.5m	9.0m	○	○	○	○
TYPE 3		TYPE2の模型に対し、池内側越流堤法面部左岸側への流れの集束対策として、エプロン部下流側に三角の平場を設ける。堤長、堤高は計画原案どおり。	1/150	50m	1/150	1.6m	3.50k~3.55k	1.5m	9.0m	○	—	—	○

表-2(2) 越流堤機能実験 越流堤部構造一覧

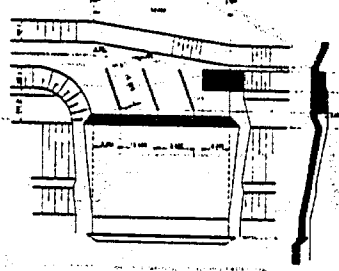
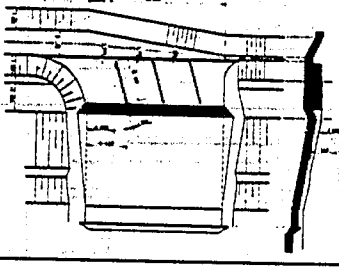
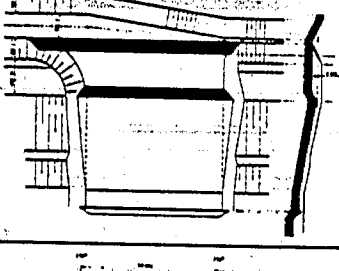
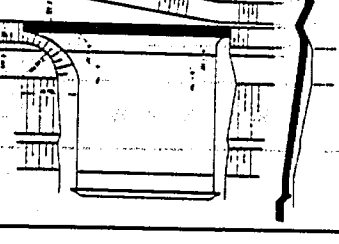
模型タイプ	越流堤部略図	越流堤部概説	越流堤部諸元						実験流量ケース				
			本川河床勾配	越流堤長	越流堤勾配	越流堤高	本川漸縮区間	本川180m ² /s断面河床力	本川180m ² /s断面河床力	190m ² /s	160m ² /s	130m ² /s	100m ² /s
TYPE 4		TYPE2の模型に対し、本川下流(3.50k)の流況を安定させる目的で導流堤を設け、また池内側越流堤法面部左岸側への流れの集中を防ぐため、エプロン部に3枚の導流壁を設ける。なお、導流壁の設置位置については、各種変更して、最適条件を把握する。 堤長、堤高は計画原案どおり。	1/150	50m	1/150	1.6m	3.50k~3.55k	1.5m	9.0m	○	—	—	○
TYPE 5		TYPE2の模型に対し、エプロン部を0.5m底上げすることにより、本川下流の流況の安定を計り、また池内側越流堤法面部左岸側への流れの集中を防ぐため、TYPE4同様導流壁を設ける。 堤長、堤高は、計画原案どおり。	1/150	50m	1/150	1.6m	3.50k~3.55k	1.5m	9.0m	○	○	○	○
TYPE 6		池内側越流堤法面部左岸側への流れの集中を防ぎ、均一に流下させるため、TYPE2の模型に対し旧越流堤位置(計画原案、TYPE1)に越流堤を設置し、その間を減勢池とした。新たに設置した越流堤の高さは、完全越流が起こる上限値として、計画原案越流堤より40cm高くした。 堤長は計画原案どおり。	1/150	50m	1/150	2.0m	3.50k~3.55k	1.5m	9.0m	○	○	○	○
TYPE 7		TYPE1の模型で、越流堤クレストの縦断勾配、池内側法面部の横断勾配をレベルにし、左岸側への流れの集中を防ぐこととした。堤長は計画原案どおり。堤高は、計画原案での3.55k断面の高さ(T.P.12.237m)とした。	1/150	50m	Level (T.P.+12.237m)	1.6m~1.93m	3.50k~3.55k	1.5m	9.0m	○	○	○	○

表-2(3) 越流堤機能実験 越流堤部構造一覧

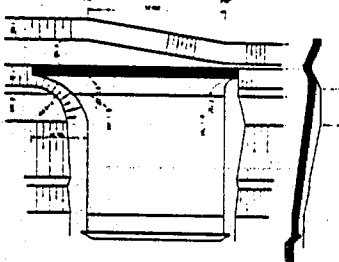
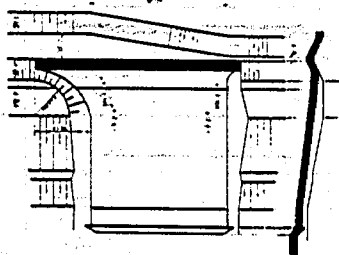
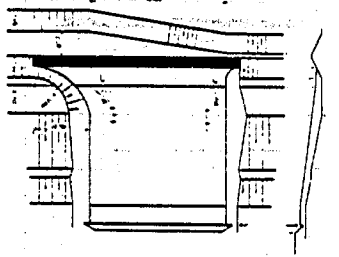
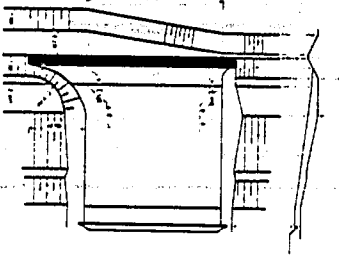
模型タイプ	越流堤部略図	越流堤部概説	越流堤部諸元						実験流量ケース				
			本川河床勾配	越流堤長	越流堤勾配	越流堤高	本川漸縮区間	本川180m/s断面河床巾	本川190m/s断面河床巾	190m ³ /s	160m ³ /s	130m ³ /s	100m ³ /s
TYPE 8		TYPE7同様、池内側法面部左岸側への流れの集中を防ぐため、越流堤クレストの縦断勾配を逆勾配(3.55kの高さ、T.P.12.237mを基点に1/100)をつけた。堤長は計画原案どおり。	1/150	50m	1/100	1.6m~2.43m	3.50k~3.55k	1.5m	9.0m	○	○	○	○
TYPE 9		本川河道の流速を低減させることを目的とした、河床勾配変更案。 河床勾配変更案は、本川河床勾配を1/250(本川河道に落差工4基設置)、越流堤高を2.6m(越流堤勾配1/250)としている。	1/250	50m	1/250	2.6m	3.50k~3.55k	3.1m	12.2m	○	○	○	○
TYPE10		TYPE9の模型に対し、越流堤高を1.6mに変更。	1/250	50m	1/250	1.6m	3.50k~3.55k	3.1m	12.2m	○	○	○	○
TYPE11		TYPE9の模型に対し、越流堤高を2.1mに変更。	1/250	50m	1/250	2.1m	3.50k~3.55k	3.1m	12.2m	○	○	○	○

表-2(4) 越流堤機能実験 越流堤部構造一覧

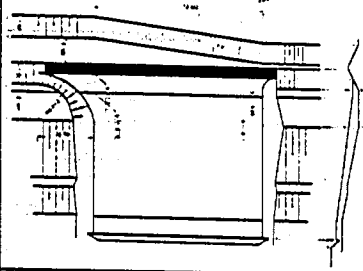
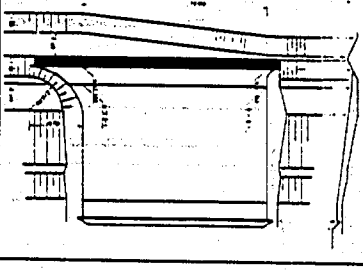
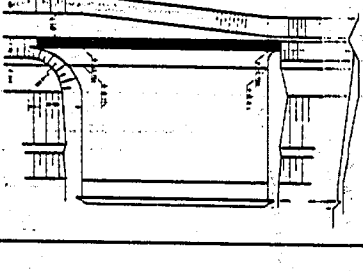
模型タイプ	越流堤部略図	越流堤部概説	越流堤部諸元							実験流量ケース			
			本川河床勾配	越流堤長	越流堤勾配	越流堤高	本川漸路区間	本川1180m/s断面河床巾	本川1190m/s断面河床巾	190m/s	160m/s	130m/s	100m/s
TYPE12		池内側越流堤法面部左岸側への流れの集中を防ぎ、また越流堤長の変更による越流機能の変化を把握するため、TYPE1の模型に対し、堤長を70 mに変更。	1/150	70 m	1/150	1.6m	3.48k~3.55k	1.5m	9.0m	○	○	○	○
TYPE13		池内側越流堤法面部左岸側への流れの集中を防ぎ、また越流堤長の変更による越流機能の変化を把握するため、TYPE1の模型に対し、堤長を90 mに変更。	1/150	90 m	1/150	1.6m	3.46k~3.55k	1.5m	9.0m	○	○	○	○
TYPE14		池内側越流堤法面部左岸側への流れの集中を防ぎ、また越流堤長の変更による越流機能の変化を把握するため、TYPE9の模型に対し、堤長を90 mに変更。	1/250	90 m	1/250	2.6m	3.46k~3.55k	3.1m	12.2m	○	○	○	○

表-3(1) 越流堤機能実験 実験結果総括表

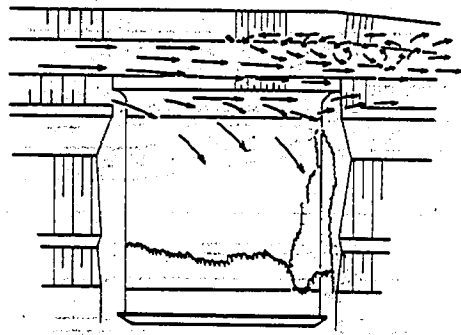
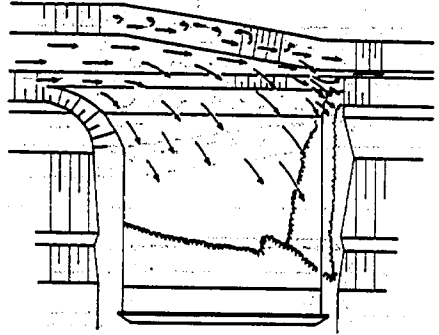
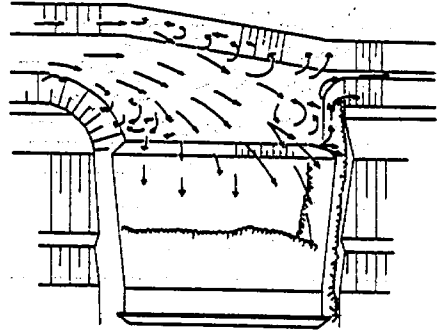
模型タイプ	越流堤部流線図 (190 m ³ /s)	越流特性概説	本川流量			
			190 m ³ /s	160 m ³ /s	130 m ³ /s	100 m ³ /s
計画原案		本川流量190 m³/sでは計画越流量より約40 m³/s少なく、逆に本川流量100 m³/sでは約10 m³/s多くなっている。本川流量120 m³/s附近では計画どおりの越流量となっている。 越流状況については、本川流量100 m³/sでは越流堤下流端側が上流端側にくらべ下流量がやや多く、160 m³/s 190 m³/sになると、その差は大となる。例えば、190 m³/sでは越流堤区間中央より下流部にかけて越流量の大部分が流下するようになり、本川の大きな流速成分を持った流れは、そのまま3.50 km堤防に衝突し、堤防上に越水するようになる。 本川3.55 km地点での平均流速は、4.6 m/sと大きく、越流堤区間で流れが屈折しきれないため上流側約1/4区間はわずかな越流しか生じない。	計画越流量			
			110 m ³ /s	80 m ³ /s	50 m ³ /s	20 m ³ /s
			実験越流量			
			71.5 m ³ /s	59.0 m ³ /s	—	30.1 m ³ /s
TYPE 1		越流量は、190 m³/sの場合、計画越流量をほぼ満足するが、160 m³/sで約8 m³/s、100 m³/sでは約30 m³/s計画越流量を上回る。 本川河床巾を越流堤区間で漸縮したため、本川の流れを3.50 km地点で堰上げる形となり、越流量を全体に増加させている。 しかし、計画原案同様、本川の流速が大きいこともあって、越流堤全区間での越流とはならず、下流側ではほとんどが越流し、3.50 kmで堤防天端に越水が起こり、激しくのり上げる。 さらに、池内側法面部左岸側に強い流れの集中を発生する。 本川の越流堤接近流速は5 m/s (190 m³/sの場合)前後で、3.56 ~ 3.58 kmで強い射流状態が確認される。	108 m ³ /s	88 m ³ /s	—	51 m ³ /s
TYPE 2		本川流速を低下させ、越流堤全区間でできるだけ均一に越流させるため、本川河道を越流堤区間で拡巾したが、この程度の拡巾では流速の低下が充分ではなく、池内側法面部で左岸側に強い集中を生じる。 越流量は、全体に計画越流量に比べ大巾にオーバーしている。190 m³/s、160 m³/sでは、ほぼ計画越流量の1.5倍であり、100 m³/sでは3.5倍となっている。 越流堤前面にエプロン(16 m)を設置したことにより、本川の流向は左岸護岸に衝突しながらエプロン部に屈折して流れ、越流堤下流端(3.50 km)で堤防天端に激しく衝突し、さらに越流堤を流下するものと、本川に戻るものとに二分される。本川に戻る流れは、本川の流れと合流して左岸護岸附近に左回りの渦を発生させる。この渦のため上流水位は、約0.5 m程度(現地量190 m³/s)周期変動を繰り返す。また、安定した屈折流は、本川左岸側(3.52 ~ 3.55 km)に死水域を生じさせる。	152 m ³ /s	125 m ³ /s	98 m ³ /s	72 m ³ /s

表-3(2) 越流堤機能実験 実験結果総括表

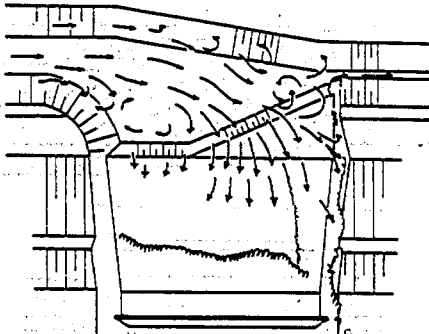
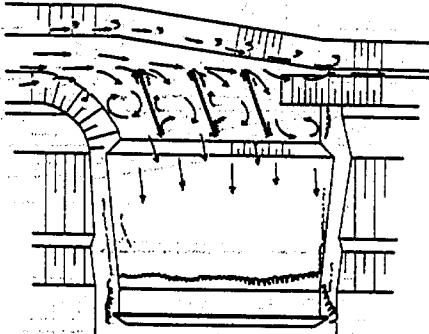
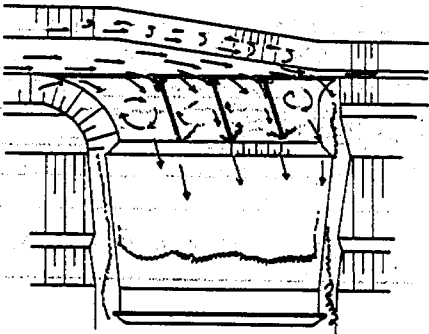
模型タイプ	越流堤部流線図 (190m ³ /s)	越流特性概説	本川流量			
			190m ³ /s	160m ³ /s	130m ³ /s	100m ³ /s
TYPE 3		3.50 kmの堤防天端へ激しく衝突する流れが軽減し、池内側法面部の左岸側への集中はTYPE 2にくらべ弱まるが、集中自体は防ぐことができず、本川およびエプロン部、池内側法面の流況はTYPE 2とほとんど変わらなかった。 越流量は、190m³/sの場合、計画越流量の1.25倍、100m³/sでは約3倍であった。	計画越流量			
			110m ³ /s	80m ³ /s	50m ³ /s	20m ³ /s
			実験越流量			
			138m ³ /s	—	—	61m ³ /s
TYPE 4		導流壁を設置することにより、池内側法面部での流れの集中を防ぐことができ、ほぼ均一に法面部を流下する。また、導流堤を設置することにより、3.50 km堤防天端への集中衝突は解消する。 越流量は、190m³/sで計画越流量の0.95倍、100m³/sで2.5倍となっている。しかし、本川の流速が大きいため導流壁へ激しく衝突し、大きくのり上げる。特に上流側の導流壁への衝突が大きい。	計画越流量			
			104m ³ /s	—	—	51m ³ /s
			実験越流量			
			120m ³ /s	98m ³ /s	78m ³ /s	58m ³ /s
TYPE 5		TYPE 4同様、池内側法面部および3.50 km堤防天端への集中、衝突は防ぐことができたが、エプロン部を0.5 m底上げすることにより、実質的には越流堤高を低くしたことになり、越流量はTYPE 4を上回る。 越流量は、190m³/sで計画越流量の1.1倍、160m³/s、130m³/s、100m³/sで、それぞれ1.2倍、1.6倍、2.9倍となった。	計画越流量			
			110m ³ /s	80m ³ /s	50m ³ /s	20m ³ /s
			実験越流量			
			138m ³ /s	—	—	61m ³ /s

表-3(3) 越流堤機能実験 実験結果総括表

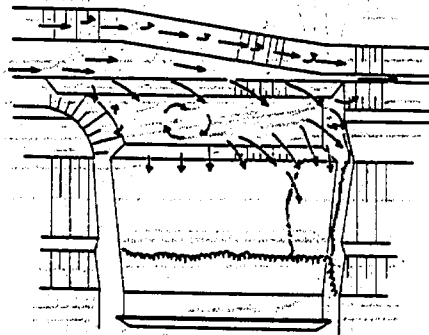
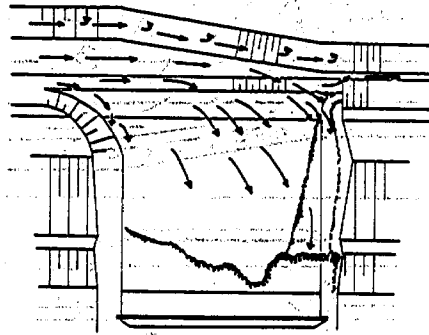
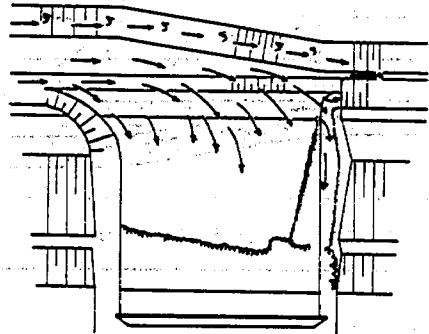
模型タイプ	越・流・堤・部・流・線・図 (190m ³ /s)	越流特性概説	本 川 流 量			
			190m ³ /s	160m ³ /s	130m ³ /s	100m ³ /s
			計 画 越 流 量			
			110m ³ /s	80m ³ /s	50m ³ /s	20m ³ /s
			実 験 越 流 量			
TYPE 6		越流堤頂部に減勢池を設置することにより、他のTYPEより池内側法面部への集中は軽減する。しかし、下流端では依然集中が認められる。これは、大きな流速を持つ本川の流れが、3.50km地点で堰上げられ、また、3.50km堤防天端に衝突、越水し、越流堤の3.51km附近では完全越流せずにもぐりこんでしまうため、流れがそのまま減勢されずに流下するためである。 越流量は、TYPE 1にくらべ越流堤高を0.4m高くしているため、全流量ケースにおいて少なめになっている。190m³/sの場合、計画越流量の0.86倍、160・130・100m³/sで、それぞれ0.98倍、1.22倍、2.25倍となっている。	95m ³ /s	79m ³ /s	61m ³ /s	45m ³ /s
TYPE 7		越流堤頂部勾配をレベルにしても、池内側法面部での流れの集中、3.50km堤防天端への衝突、越水は、防ぐことができなかった。 また、本川流量を小さくしてくると、越流堤に流入する主流部は上流側へ移動してゆく。これは、本川流量が小さい場合は、越流堤への接近流速が小さくなるため、その分慣性力が弱まり、水面勾配の大きい方向に曲がる傾向が強くなるためと思われる。 越流量は、190m³/sの場合、計画越流量の0.95倍、160・130・100m³/sで、それぞれ1.1、1.4、2.5倍となっている。	105m ³ /s	87m ³ /s	71m ³ /s	49m ³ /s
TYPE 8		越流堤頂部勾配を逆勾配にすることによって3.50km堤防天端への衝突、越水はごく弱いものとなる。しかし、池内側法面部での集中は防ぐことができなかった。 また、TYPE 7同様、流量を小さくするにつれて越流堤に流入する主流部は上流側へ移動してゆることが観察された。 越流量は、190m³/sの場合、計画越流量の0.93倍、160m³/sではほぼ計画越流量、130・100m³/sでは、それぞれ1.4倍、2.5倍となっている。	102m ³ /s	82m ³ /s	69m ³ /s	49m ³ /s

表-3(4) 越流堤機能実験 実験結果総括表

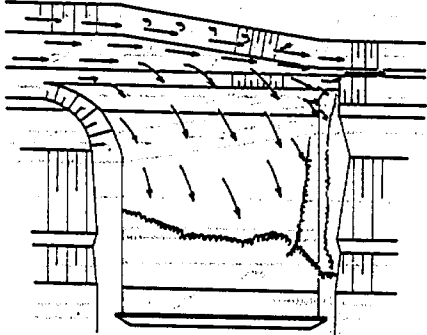
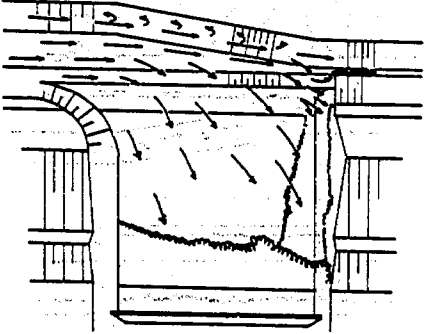
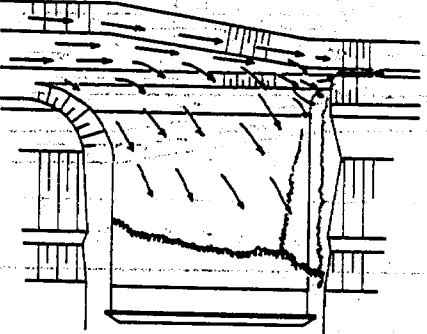
模型タイプ	越流堤部流線図 (190 m ³ /s)	越流特性概説	本川流量			
			190 m ³ /s	160 m ³ /s	130 m ³ /s	100 m ³ /s
			計画越流量			
			110 m ³ /s	80 m ³ /s	50 m ³ /s	20 m ³ /s
TYPE 9		本川河床勾配を1/250に変更することにより、越流堤附近の本川流速は3m/s (190m³/s) 前後まで低減し、3.56~3.58kmで発生していた射流状態が確認されず、比較的安定した流れであることがわかる。 池内側法面部の流況は、本川流速が低減されたこともあって、左岸側への集中、3.50km堤防天端への衝突は若干弱まったが、やはり3m/s程度の流速があるため、本川下流方向への速度成分を残したまま流下する傾向にある。 越流量は、190m³/sの場合、計画越流量の0.74倍、160・130m³/sでは、それぞれ0.8・0.9倍となっており、100m³/sで1.35倍となっている。	実験越流量			
			81 m ³ /s	64 m ³ /s	45 m ³ /s	27 m ³ /s
TYPE10		TYPE 9にくらべ、越流堤高を1m (現地量) 低くしたため、越流量は、全流量ケースとも上回っている。 池内側法面部の流況は、TYPE 9にくらべ左岸側への集中、3.50km堤防天端への衝突とも、強くなっている。これは、越流量が増加した分だけ本川の水面勾配が大きくなり、越流堤への接近流速も大きくなるためと考えられる。 越流量は、190m³/sの場合、計画越流量の1.1倍、160・130・100m³/sでは、それぞれ1.27・1.62・2.88倍となっている。	121.5 m ³ /s	101.7 m ³ /s	81.0 m ³ /s	57.5 m ³ /s
TYPE11		越流堤高がTYPE 9、TYPE10の中間ということで、本川流況および池内側法面部流況 (左岸側への集中)、越流量も、それぞれTYPE 9、10の中間となっている。 越流量は、190m³/sの場合、計画越流量の0.93倍、160・130・100m³/sでは、それぞれ1.03・1.28・2.08倍となっている。	102.5 m ³ /s	82.0 m ³ /s	64.0 m ³ /s	41.5 m ³ /s

表-3(5) 越流堤機能実験 実験結果総括表

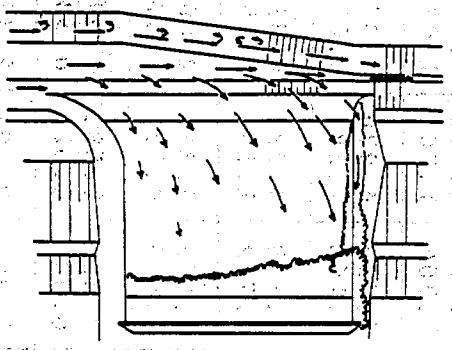
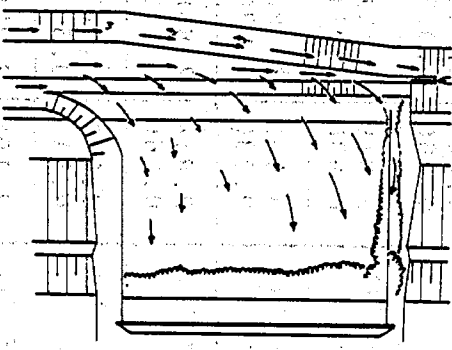
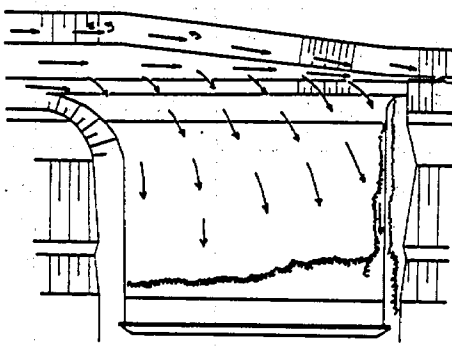
模型タイプ	越流堤部流線図 (190m ³ /s)	越流特性概説	本川流量			
			190m ³ /s	160m ³ /s	130m ³ /s	100m ³ /s
TYPE12		池内側法面部左岸側への流れの集中は、堤長が伸びたため、越流巾も拡がり、相当弱いものとなった。越流は本川流速(流向)の影響もあって、越流堤上流端(3.55~3.53km)ではほとんど起こらず、下流3.53~3.48km区間で行われる。 3.53~3.50km区間で越流した流れは、3.48km堤防へ衝突することなく、流向をしだいにシルに対し鉛直方向に変化させてゆく。 越流量は、TYPE1にくらべ、全流量ケースとも、それぞれ10%増程度で、190m³/sの場合、計画越流量に対し、1.06倍、160・130・100m³/sでは、それぞれ1.19・1.48・2.65倍となっている。 本川河道の流況は、TYPE1同様、3.57~3.58km区間で射流状態を発生している。	計画越流量			
			110m ³ /s	80m ³ /s	50m ³ /s	20m ³ /s
			実験越流量			
			117m ³ /s	95m ³ /s	74m ³ /s	53m ³ /s
TYPE13		本川河道流況および池内側法面部の流況は、TYPE12とほとんど同じであり、越流堤3.52~3.46km区間で越流が行われる。池内側法面部左岸側への流れの集中・衝突は、TYPE12より弱くなる。 越流量は、TYPE12とほとんど同じで、190m³/sの場合、計画越流量に対し、1.06倍、160・130・100m³/sでは、それぞれ1.19・1.46・2.60倍となっている。	117m ³ /s	95m ³ /s	73m ³ /s	52m ³ /s
TYPE14		本川河床勾配が1/250に変更されたこともあり、越流堤への接近流速が低減し、池内側法面部への集中・衝突はどのTYPEよりも弱くなる。 越流は、越流堤3.53~3.46km区間で行われ、下流端附近の越流水を除く、ほとんどの流れは、池内側法面をしだいにシルに対し鉛直の方向に流向を変化させ、3.46km堤防への集中・衝突は起こらない。 越流量は、TYPE9にくらべ全流量ケースとも概ね、10%増であり、190m³/sの場合、計画越流量に対し、0.82倍、160・130・100m³/sでは、それぞれ、0.86・0.95・1.45倍となっている。	90m ³ /s	69m ³ /s	47.5m ³ /s	29m ³ /s

表-4(1)越流堤接近流速(平均), フルード数

模型タイプ	流量条件	平均流速: $\bar{V}$ フルード数:Fr	本川河道断面					
			3.55km	3.56km	3.57km	3.58km	3.59km	3.60km
TYPE 1	190%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	5.356 1.256	4.643 1.042	5.168 1.199	5.106 1.180	4.562 1.019	- -
	160%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	4.812 1.152	4.517 1.059	4.998 1.210	4.866 1.168	4.162 0.952	- -
	130%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	- -	- -	- -	- -	- -	- -
	100%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	3.318 0.818	3.777 0.972	3.938 1.026	4.313 1.157	3.523 0.885	- -
TYPE 7	190%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	5.128 1.186	4.602 1.030	5.502 1.300	5.462 1.288	4.782 1.084	3.908 0.834
	160%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	4.555 1.071	4.698 1.115	5.584 1.398	5.354 1.323	4.581 1.079	4.067 0.924
	130%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	4.188 1.023	4.193 1.024	5.136 1.338	4.998 1.291	4.437 1.103	3.900 0.932
	100%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	3.207 0.782	3.639 0.924	3.793 0.975	4.556 1.243	4.051 1.064	3.443 0.859
TYPE 8	190%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	4.956 1.134	4.927 1.126	5.656 1.348	5.879 1.418	4.675 1.052	3.940 0.842
	160%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	4.208 0.966	4.426 1.032	5.301 1.306	4.968 1.200	4.398 1.023	3.791 0.843
	130%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	3.919 0.938	4.151 1.011	4.633 1.168	4.978 1.284	4.352 1.076	3.935 0.943
	100%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	3.063 0.736	3.380 0.838	3.143 0.762	4.296 1.150	4.310 1.155	3.516 0.883
TYPE 9	190%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	2.814 0.560	2.868 0.575	2.803 0.558	2.874 0.576	2.881 0.578	2.916 0.587
	160%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	2.541 0.517	2.587 0.529	2.554 0.520	2.583 0.528	2.598 0.532	2.633 0.542
	130%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	2.195 0.455	2.256 0.472	2.256 0.472	2.291 0.481	2.327 0.491	2.358 0.500
	100%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	1.838 0.391	1.893 0.407	1.892 0.406	1.910 0.412	1.940 0.420	1.969 0.428

表-4(2)越流堤接近流速(平均), フルード数

模型タイプ	流量条件	平均流速: $\bar{V}$ フルード数:Fr	本 川 河 道 断 面					
			3.55km	3.56km	3.57km	3.58km	3.59km	3.60km
T Y P E 10	190 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	4.294 0.976	3.841 0.843	3.711 0.805	3.620 0.779	3.794 0.829	3.610 0.777
	160 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	3.951 0.925	3.694 0.846	3.467 0.778	3.105 0.672	3.512 0.791	3.467 0.778
	130 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	3.483 0.838	3.460 0.830	3.235 0.759	3.126 0.725	3.406 0.813	3.179 0.742
	100 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	2.956 0.735	2.866 0.705	2.704 0.652	2.928 0.725	2.956 0.735	2.679 0.644
T Y P E 11	190 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	3.311 0.693	3.348 0.704	3.294 0.689	3.322 0.696	3.431 0.726	3.348 0.704
	160 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	3.024 0.649	3.062 0.660	2.983 0.638	2.951 0.629	3.122 0.677	3.116 0.676
	130 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	2.599 0.568	2.641 0.580	2.616 0.573	2.673 0.590	2.702 0.598	2.661 0.586
	100 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	2.119 0.472	2.255 0.513	2.224 0.503	2.210 0.499	2.271 0.517	2.335 0.537
T Y P E 12	190 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	4.687 1.055	4.183 0.910	4.884 1.113	4.659 1.047	4.487 0.963	4.139 0.898
	160 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	4.401 1.024	3.929 0.883	4.554 1.071	4.515 1.059	4.231 0.973	4.143 0.980
	130 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	4.419 1.010	3.666 0.860	4.323 1.066	4.188 1.023	3.934 0.942	3.862 0.920
	100 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	3.448 0.860	3.167 0.770	3.552 0.894	3.740 0.958	3.484 0.872	3.465 0.866
T Y P E 13	190 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	5.106 1.179	4.418 0.977	5.248 1.222	3.811 1.091	4.509 1.003	4.391 0.969
	160 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	4.812 1.151	4.257 0.981	4.995 1.208	4.510 1.057	4.307 0.995	4.251 0.979
	130 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	4.402 1.092	3.988 0.959	4.375 1.083	4.434 1.102	4.052 0.978	4.022 0.970
	100 m ³ /s	$\bar{V}$ (m/s) Fr	3.596 0.909	3.425 0.853	3.732 0.956	3.745 0.959	3.554 0.895	3.482 0.871

表-4(3)越流堤接近流速(平均),フルード数

模型タイプ	流量条件	平均流速: $\bar{V}$ フルード数:Fr	本川河道断面					
			3.55km	3.56km	3.57km	3.58km	3.59km	3.60km
T Y P E 14	190%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	3.073 0.629	3.160 0.652	3.095 0.635	3.078 0.630	3.255 0.678	3.230 0.671
	160%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	2.770 0.578	2.789 0.583	2.806 0.587	2.842 0.598	2.803 0.587	2.879 0.608
	130%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	2.374 0.505	2.412 0.516	2.376 0.506	2.414 0.516	2.458 0.529	2.531 0.550
	100%	$\bar{V}$ (m/s) Fr	1.953 0.422	1.978 0.430	2.025 0.443	2.061 0.454	2.048 0.450	2.125 0.472

水戸桜川治水緑地模型実験

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2114号
昭和58年3月

馬場洋二・関 友香
綿貫克彦

キーワード：治水緑地，横越流，池内流況

要 旨

桜川（水戸）に計画されている治水緑地について，水理模型
実験により，その流域機能，洪水流況等について検討した。

郵便はがき

40円切手
はって下
さい。

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

都市河川研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○



土木研究所資料第 2114 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

