建設省土木研究所
50.2.24
室

土木研究所資料

第969号

北上川一ノ関遊水池計画に関する水理的検討報告書

昭和49年7月

建設省土木研究所
鹿島試験所

土木研究所資料 第969号 北上川一ノ関遊水池計画に関する水理的検討報告書 昭和49年7月 建設省土木研究所

「北上川一ノ関地区水理模型実験」の報告書が出来上りましたので、御送りいたします。
青焼きの正誤表をいっしょに御送りいたしますが、後ほど正誤表を印刷して、お送りします。

正　誤　表

頁	行	誤	正
14	8	幾向学的にまた、	幾何学的にまた、
17	14	$\frac{\partial(b_m \cdot h_P \cdot u_P)}{\partial x_P} = \frac{x \cdot h \cdot u}{x} \cdot \frac{\partial(b_m \cdot h_m \cdot u_m)}{\partial x_m}$	$\frac{\partial(b_P \cdot h_P \cdot u_P)}{\partial x_P} = \frac{x \cdot h \cdot u}{x} \cdot \frac{\partial(b_m \cdot h_m \cdot u_m)}{\partial x_m}$
19	18	$b_{fP} \frac{h_P}{t_P} = b_f \cdot b_{fm} \frac{h}{t} \frac{\partial h_m}{\partial t_m}$	$b_{fP} \frac{\partial h_P}{\partial t_P} = b_f \cdot b_{fm} \frac{h}{t} \frac{\partial h_m}{\partial t_m}$
〃	19	$\frac{\partial(b_{fP} \cdot h_P \cdot u_P)}{\partial x_P} = \frac{b \cdot h \cdot v}{x} \cdot \frac{\partial(b_{fm} \cdot h_m \cdot u_m)}{\partial x_m}$	$\frac{\partial(b_{fP} \cdot h_P \cdot u_P)}{\partial x_P} = \frac{b_f \cdot h \cdot u}{x} \cdot \frac{\partial(b_{fm} \cdot h_m \cdot u_m)}{\partial x_m}$
21	6	さらにv=0つまり	さらにv_1=0つまり
〃	12	$\Delta H = H_1 - H_2 = \frac{1}{2g}(1+C)\frac{g^2}{H_2^2}$ …(3-46)	$\Delta H = H_1 - H_2 = \frac{1}{2g}(1+C)\frac{q^2}{H_2^2}$ …(3-46)
22	2	$q \cdot q_m = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{2g \cdot g_m} + (1+C \cdot C_m)}}\, h^{\frac{3}{2}} \sqrt{\Delta H_m \cdot H_{2m}}$	$q \cdot q_m = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{2g \cdot g_m} \cdot (1+C \cdot C_m)}}\, h^{\frac{3}{2}} \sqrt{\Delta H_m \cdot H_{2m}}$
41	2	運動方程式を示すと次式を示すと次式のようになる。	運動方程式を示すと次式のようになる。
106	14	$h_{2r} = \frac{h_{2P}}{h_{2m}} = \frac{x_r}{M_r} \cdot \frac{\sqrt{1+8H_r^2 F_{rm}^2} - 1}{\sqrt{1+8F_{rm}^2} - 1}$	$h_{2r} = \frac{h_{2P}}{h_{2m}} = \frac{x_r}{M_r} \cdot \frac{\sqrt{1+8M_r^2 F_{rm}^2} - 1}{\sqrt{1+8F_{rm}^2} - 1}$
107	21	フルードの相似側	フルードの相似則
172~176		越流堤法面スケッチ(S=1/20)	越流堤法面スケッチ
281		小堤第6案 実験80620	小堤第2案 実験80620

○P351 図6.26.5とP.357 図6.27.5の○と色順の統一　.図・6・26・5 オ3遊水池
32～34の赤色の実線

要　　旨

本報告書は、北上川一ノ関遊水池計画に関する水理的検討を行うため、模型実験を実施したがその結果をとりまとめたものである。

本検討の内容は主として次の２項である。

①　越流堤の規模と遊水効果の検討　②　越流堤に付随する減勢工の検討

以上の事項について、縮尺水平 $1/100$ 、鉛直 $1/20$ の模型を使用して実験的検討を行ない結論を得た。

まえがき

北上川は岩手県御堂村にその源を発し、流路東側の北上山脈および西側の奥羽山脈から発する大小幾多の支川を合わせて岩手県中央部を南下、一ノ関下流で宮城県に流下し、柳津地点で新旧両川に分流し、石巻湾（旧川）、追波湾（新川）に注ぐ、流路延長約２５０Km、流域面積１０,２４０Km^2 を有する東北第一の河川である。

一ノ関地区はこの中流部に位置し、下流に狭さく部をひかえており河川改修事業もおくれているため、毎年中小洪水によって被害をこおむっている。

元来、一ノ関地区には舞川遊水池が計画にとり入れられているが、さらに土地の高度利用と計画流量増に対し洪水調節量を増すため、新らたな遊水池計画が立案され検討がかさねられてきた。しかしながら、一ノ関遊水池計画がこれまで行なわれてきた他の遊水池計画と異なった特殊性（例えば、越流堤を全面越流とする。遊水池内を民地として残し、洪水ごとに補障する。など）をもっているため、机上あるいは電算機による計画案のみでは多くの不明確な点をのこすと考えられ、現象を三次元的にながめることが要求された。

このような背景のもとに、東北地建・岩手工事事務所より土木研究所に、次のような事項について模型実験による検討依頼があった。

(1) 遊水池による洪水調節効果
(2) 越流堤高の検討
(3) 遊水池内の流況
(4) 水門操作の検討
(5) 越流堤形状・減勢工の検討

遊水池模型実験はその技術的なむづかしさのため今まで行なわれた例がなく、多くの未知な問題点を持っている。例えば、下流端のH～Qをどう与えるか、遊水池内の粗度係数をどう見積るか、支川の取り扱い、相似則はフルード則のみでよいか、等である。これらすべての問題点について検討が行なわれることが望ましいが、それはかなり困難であり、今回はその影響の大きいものについて検討を加え実験精度を高めるように努力したつもりである。

実験は昭和４６，４７，４８年度にかけて行なわれた。本報告書はそれらの結果をとりまとめたものである。

昭和４９年７月

河川部長　土屋昭彦
河川研究室長　須賀堯三
鹿島試験所・研究員　浜谷武治
〃　小川良市

目　　次

第１章　北上川流域計画および一ノ関遊水池計画について…… 1
1.1　北上川流域の概要 …… 1
1.2　水文特性 …… 1
1.3　既往洪水概要 …… 2
1.4　計画の経緯 …… 4
1.5　一ノ関遊水池計画について …… 9
第２章　実験目的 …… 13
第３章　模型実験の信頼性について …… 14
3.1　模型実験の相似律 …… 14
3.2　歪模型の影響 …… 23
3.3　境界条件としての模型製作 …… 25
3.4　越流堤の相似 …… 25
3.5　水門流出の相似 …… 32
3.6　河道内・遊水池内の粗度係数の相似…… 32
3.7　流量測定 …… 39
3.8　遊水面積及び貯留量の相似…… 40
3.9　下流端設定条件…… 40
第４章　実験経過 …… 56
4.1　昭和４６年度の経過…… 56
4.2　昭和４７年度の経過…… 56
4.3　昭和４８年度の経過…… 56
4.4　昭和４９年度の経過…… 57
第５章　検証実験結果についての考察…… 63
5.1　定流実験による粗度検証 …… 63
5.2　不定流実験による遊水効果検証…… 63
第６章　小堤高検討実験結果についての考察…… 75
6.1　洪水調節効果…… 75
6.2　現状と計画の浸水状況比較…… 87
6.3　水門操作 …… 89
第７章　小堤高検討結果の結論…… 95
第８章　小堤下流構造物についての検討…… 96
8.1　水叩きおよび減勢工…… 96

8.2　減勢工検討実験……104
8.3　一ノ関遊水池小堤減勢工について……113
第9章　小堤下流構造物検討結果の結論……124

図　目　次

図－1.1	北上川上流流域図	1
1.2	北上川本川縦断図	1
1.3	全年降水量図	2
1.4	北上川最高水位縦断図	3
1.5	北上川上流の基本高水流量	5
1.6	流量配分図	5
1.7	堤防平面位置図	7
1.8	アナログ計算断面区間割	9
1.9	アナログ計算結果	10
1.10	ディジタル計算結果	10
1.11	一ノ関遊水池付近平面図	11
3.1	記号説明図	16
3.2	記号説明図	18
3.3	記号説明図	19
3.4	記号説明図	21
3.5	Upper Narrow Damの越流係数	26
3.6	縮尺差による堤形の変化	27
3.7.1	$H_1/W \sim C$（歪なし）	29
3.7.2～5	$H_1/W \sim C$（歪度5）	29
3.8.1	実験装置概図	33
3.8.2	水位測定位置	34
3.9.1～2	水位縦断図	169
3.10.1～2	堤断面越流水面形および数値表	170
3.11.1～2	越流堤法面流況スケッチ	172
3.11.6～10	流速ベクトル図	177
3.12	粗度付け例	35
3.13	河積減少例	35
3.14	模型実験粗度係数（調整前）	36
3.15	金網設置説明図	36
3.16.1～3	模型実験組度係数（調整後）	37
3.17	水位計構成図および測定結果	39
3.18.1	利根川取手流量観測所におけるH～Q曲線	43

図－3.18.2	某外国T河、H橋流量観測所におけるH～Q曲線	44
3.19	モデル河道におけるH～Q曲線の例	44
3.20	銚子～相川実測水位相関図	45
3.21	北上川県境地点H～Q	46
3.22	不定流計算使用ハイドログラフ	47
3.23.1～2	相川H～Q曲線	182
3.23.3～4	銚子H～Q曲線	183
3.24.1～3	銚子・相川H～H曲線	184
3.25	水位相関の与え方（その１）	48
3.26	実測水位相関図	48
3.27	水位相関の与え方（その２）	49
3.28.1～3	α_tの値	187
3.29.1～2	下流端ゲート調節による水位変化	191
3.30	水位差のとり方	49
3.31.1～4	ゲート調節による水位変動量	195
3.32.1～2	水位変動時間変化	50
3.33	与流量ハイドロ	51
3.34.1～3	水位調節変化による水位変化差	199
3.35.1～4	銚子～相川水位相関図	201
3.36.1～2	10秒ごとの銚子～相川水位相関図	54
4.1	模型平面図	59
4.2	粗度石配列図	59
5.1	水位縦断図（定流）	203
5.2	箱石流量～時間曲線	64
5.3.1～3	実験71114のData	205
5.4.1～3	〃 71212のData	208
5.5.1～3	〃 71215のData	211
5.5.4～6	〃 71218のData	214
5.6.1～3	〃 71220のData	217
5.6.4～6	〃 71222のData	220
5.6.7～9	〃 71225のData	223
5.7.1～4	〃 80117のData	225
5.7.5～7	〃 80120のData	228
5.8.1～6	〃 80803のData	231
5.8.7～10	〃 80806のData	236

図－5.9.1～5	実験80824のData	239
5.10.1～4	〃 80913のData	244
5.11	磐井川考慮の相川流量グラフ（S47. 7 洪水）	67
5.12	一ノ関（鉄道より山側分）H～V	69
5.13	支川流量、模型外浸水量を考慮して箱石ハイドロを補正	69
5.14	粗度石配置例	70
5.15	相川～銚子水位相関比較	71
5.16	相川水位～流量曲線（実験81220）	72
5.17	Time Scaleの影響	73
5.18	川岸砕石配置例	74
5.19	川岸に砕石設置の有無による流出量変化	74
6.1	小堤高示図	77
6.2.1～2	小堤高縦断図	79
6.3	量水槽～箱石地点伝波時間	80
6.4	18.0K～パーシャルフリューム伝波時間	80
6.5	不定流計算による河道逓減図	80
6.6	磐井川計算水面形	81
6.7	磐井川貯留補正説明図	82
6.8	磐井川H～B曲線	82
6.9.1～10	実験81004のData	248
6.10.1～5	〃 90607－1のData	258
6.11.1～4	〃 90607－2のData	263
6.12.1～4	〃 90608のData	266
6.13.1～8	〃 80507のData	269
6.14.1～6	〃 80620のData	277
6.15.1～8	〃 81107のData	284
6.16.1～10	〃 81129のData	291
6.17.1～6	〃 81214のData	302
6.18.1～8	〃 81220のData	308
6.19.1～5	〃 90121のData	318
6.20.1～8	〃 90226のData	323
6.21.1～6	〃 90325のData	332
6.22.1～4	〃 90417－2のData	339
6.23.1～4	〃 90516のData	342

図－6.24.1～4	実験90521のData	345
6.25	箱石流量～時間曲線	86
6.26.1～5	実験90327のData	348
6.27.1～6	〃 90417－1のData	353
6.28.1～6	〃 90328のData	361
6.29.1～11	越流堤有無による遊水池内水位変化比較	369
6.30	排水門位置図	90
6.31	水門付近の流れ	89
6.32.1～5	水門付近の水位差	91
6.33	水門流出の形	94
8.1	減勢工説明図（その1）	96
8.2	減勢工説明図（その2）	96
8.3	越流堤付近エネルギー減少	97
8.4	記号説明図	98
8.5	$\zeta \sim \frac{\lambda \xi}{}$の関係	99
8.6	$\zeta \sim \frac{\lambda^2 \xi}{2}$の関係	100
8.7	$\lambda \xi_s / 2$ と F_{ro} の関係	100
8.8	跳水の基本型	101
8.9	記号説明図	101
8.10	Kと $\tan\theta$ の関係	101
8.11	記号説明図	102
8.12	順傾斜水路跳水の F_{r1} と h_2/h_1	103
8.13	順傾斜水路跳水の F_{r1} と L_w/h_2	103
8.14	減勢池説明図	105
8.15	二次元実験水路	108
8.161～17	水位縦断図	375
8.17.1～2	堤法面の流速ベクトル線図	392
8.26	記号説明図	118
8.18	MとH/Dの関係	109
8.19	h_2/h_1 と F_{r1} の関係	110
8.20	Kと $F_{r_1}^2$ の関係	111
8.21	ℓ_w/h_2 と F_{r1} の関係	112
8.22	ℓ_w/h_2 と ℓ_0/ℓ_w の関係	112
8.23	h_1 とHの関係	113

図－8.2 4.1～4	減勢工規模決定Flow Chart	114
8.2 5.1～3	HとHrの関係	394
8.2 7	(d+Δd)／h_2とℓ_o/ℓ_wの関係	119
8.2 8.1	減勢池の深さ	120
8.2 8.2	必要な小堤敷幅	121
8.2 9	減勢池下流の渦流	119
表－1.1	既住洪水群一覧表	3
1.2	計画規模	5
3.1	諸物理量の縮尺	23
3.2	長方形ぜきの流量係数	26
3.3	現地粗度係数	32
3.4	190～248 Kのn	35
3.5	測定値の偏差	53
4.1	検証実験ケース一覧表	61
4.2	本実験ケース一覧表	62
5.1	本支川流量（S 47. 7 洪水）	66
5.2	単位時間浸水量	68
写真－1.1	遊水池計画範囲写真（観音山よりのぞむ）	129
1.2	棚ノ瀬橋	130
1.3	千歳橋（もぐり橋）	130
1.4	太田川	130
1.5	遊水池計画内近影（第2遊水池）	130
3.1	上流量水槽	131
3.2	模型導水路	131
3.3.1～2	現地・模型ピアー比較	131
3.4.1～2	現地・模型河岸付近比較	132
3.5.1～2	現地・模型道路比較	132
3.6.1～2	現地・模型狭サク部	133
3.7	下流堰上装置	133
3.8.1～2	越流堤比較（歪なし、歪5）	133
3.9	パーシャルフリューム	134
3.10.1～2	水位計（検出部・記録部）	134
5.1～7	検証実験（実験90621）状況	135
6.1.1～2	上流量水槽の越流状況	138

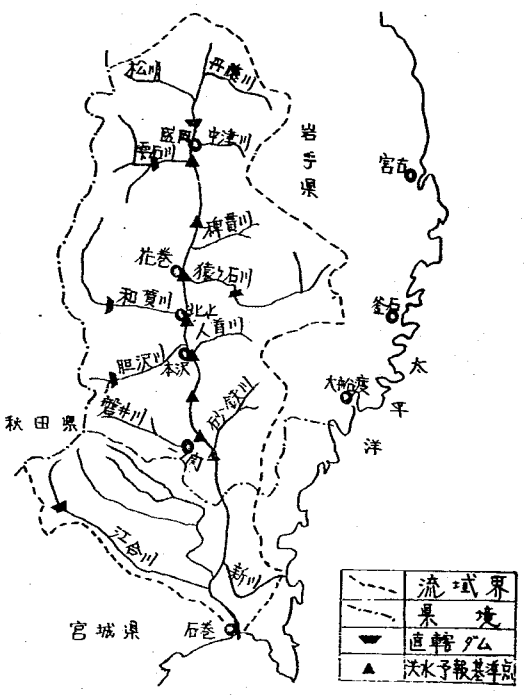
写真－6.2.1～10　下流パーシャルフリュームの流出状況 …… 138
6.3.1～30　現況実験（実験90607－1）状況 …… 141
6.4.1～23　小堤8案（実験90325）状況 …… 153
6.5.1～5　排水門付近流況 …… 163
8.1～5　越流堤二次元実験状況 …… 164

第１章　北上川流域計画および一ノ関遊水池計画について

１．１　北上川流域の概要

北上川は岩手県御堂村に源を発し、流路東側の北上山脈及び西側の奥羽山脈から発する大小幾多の支川を合せて岩手県中央部を南下、一ノ関下流で宮城県に流下し、柳津地点で新旧両川に分流し、旧川は石巻湾、新川は追波湾に注ぐ、流路延長約２５０㎞、流域面積１０，２４０㎢（内岩手分7,８００㎢）の東北第一の河川である。

流域の形は図－1.1のように南北に長いほぼ長方形で、縦断的にみると図－1.2のようになる。地形は上流部においては山地が流域面積の約８５％を占め、地質は北上山系はほとんどが古生層、奥羽山系は岩手山、駒ケ嶽、七時雨山、駒ケ岳、焼石岳等の火山岩部を除いては第３紀層、北上本川の流下する平地部は第４紀層よりなっている。



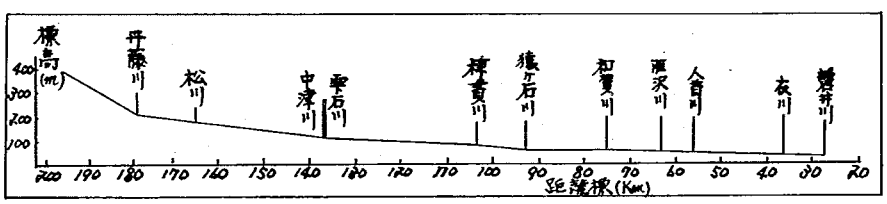
図－１・１　北上川上流々域図

１．２　水分特性

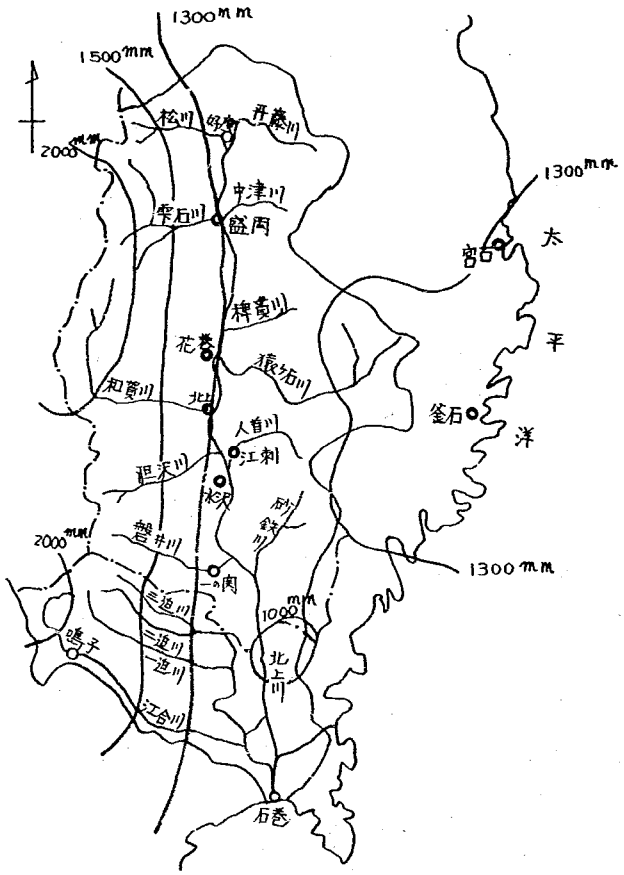
北上川流域の降水の状況は夏から秋にかけて多く冬季に少ない。年降水量は全国的にみて少ない方であり、平地部及び北上山系で1,１００～1,３００㎜程度であり、奥羽山地が最も多く1,５００～2,０００㎜に達している。（図－１．３）

又一年中最も降水量の多いのは９月であり、これは台風が原因と考えられる。

しかし降雨日数は７月が最も多く、ついで６月となっている。



図－１・２　北上川本川縦断図



図－１・３　全年降水量図

１．３　既往洪水概要

北上川における出水の原因は、融雪と大雨に大別されるが、大出水はほとんど大雨によるものであり、更にそのうち台風によるものが過半を占めることが表－1.1によりわかる。しかし台風による場合でも不連続線をともなう事が多く、地域別にみると降雨量は一般に奥羽山脈の東側斜面に多い。北上川上流全域の既往最大洪水は図－1.4の水位縦断図からわかるように台風性降雨によるＳ２２.９洪水であるが、朝日橋上流部は、Ｍ４３.９洪水が既往最高水位を示している。

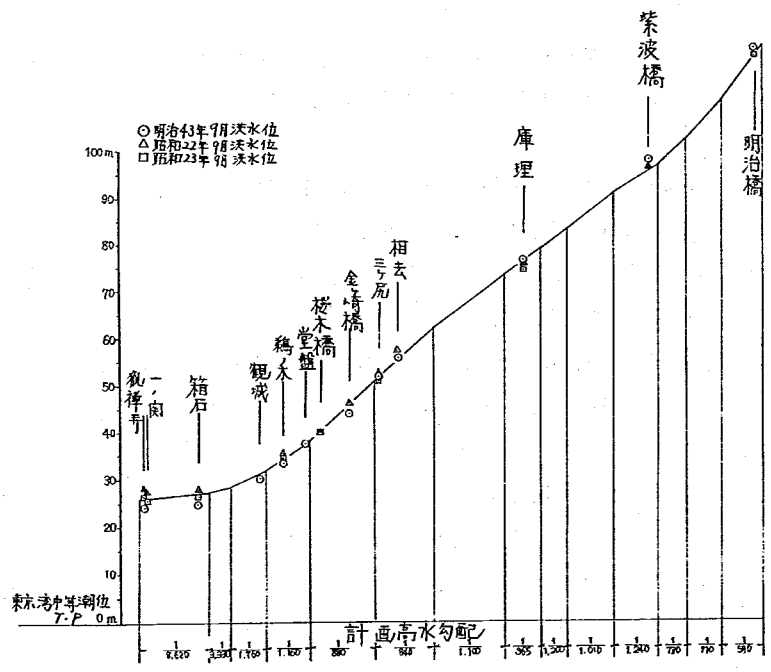
Ｓ２２.９洪水では一ノ関において大氾濫を呈し、その氾濫量は全川で約6.5億㎥、そのうち一ノ関市付近で約３億㎥と算定される。又Ｍ４３.９洪水では主に盛岡市付近において氾濫している。

表－１．１　既往洪水群一覧表

単位 m^3/S

摘要 / 生起年月	降雨型	流域平均2日雨量	最大流量 明治橋	朝日橋	狐禅寺	備考
M 43.8	台風	131.8	1,500 (700)	(2,600)	4,650 (4,600)	田瀬ダム既往最大
M 43.9	〃	174.2	4,100 (4,100)	(6,300)	4,600 (5,800)	御所　〃
T 2.8	〃	163.4	2,900 (2,650)	(4,300)	5,300 (4,800)	当初計画主要対象（朝日橋下流）
T 9.8	〃	172.0	1,900 (1,700)	(3,800)	4,750 (5,200)	〃　（明治橋上流）
S 6.8	前線	79.2	(2,400)	(3,300)	(4,000)	〃　（明治橋、紫波橋）
S 13.8	台風	132.5	(1,300)	(2,800)	2800 (3,400)	
S 22.9	〃	182.6	3,500 (3,000)		7,900 (7,800)	現計画主要対象（朝日橋下流）
S 23.9	〃	147.7	2,400 (2,400)	(5,000)	5,500 (6,700)	〃　（猿ケ石川、磐井川等）
S 25.8	〃	102.6	750 (700)	(1,900)	3,300 (4,000)	石渕ダム既往最大
S 30.6	前線	115.5	1,050 (1,140)	2,050 (1,750)	3,450 (4,500) ダムnocut	湯田　〃

注　上段は実測水位とH～Q図より求めた流量
（　）流量はアナンコ計算より求めた流量



図－１・４　北上川最高水位縦断図

1．4　計画の経緯

北上川の改修計画検討は、昭和２年頃より当時の全流域既往最大である、大正２年８月洪水を中心に、明治４３年９月、大正９年８月、昭和６年８月洪水をも考慮して昭和１６年４月に決定され、改修工事に着手した。このとき５大ダム計画構想が打ち出され、基準点孤禅寺の基本高水流量を7,７００㎥/Sとし、ダム調節後の計画流量を5,６００㎥/S としている。（当初計画）

その後昭和２２年（キャサリン台風）、昭和２３年（アイオン台風）と当初計画をはるかに越える洪水が続いており、当初計画が過少であることが実証され、昭和２４年２月に、昭和２２年洪水を対象に検討が行なわれ、５大ダム及び遊水池による洪水調節に重点をおき、基準点孤禅寺の基本高水流量を9,０００㎥/Sとし５大ダム及び遊水池により2,７００㎥/Sを調節して計画流量を6,３００㎥/Sとして計画高水流量を決めた。（第一次改訂計画）

しかし昭和２２年９月のみを対象とする第一次改訂計画では本川筋上流部の既往最大である明治４３年９月洪水を考えていないので、明治４３年９月、昭和２３年９月をも考慮して河道全川に亘る既往最大を取り、猿ケ石川、和賀川間並びに和賀川合流点より下流部では３川合流（和賀川、猿ケ石川、北上川本川）による未知因子を考慮して既往最大洪水流量5,000㎥/S に700㎥/Sの余裕を持たせ 5,700㎥/Sを、猿ケ石川、和賀川間は前記 ７００㎥/Sの約$\frac{1}{2}$の ４００㎥/Sを加えて4,800㎥/S としている。（第二次改訂計画）

更に昭和３６年９月に支川流量の一部と四十四田ダムの調節効果について若干の変更（四十四田ダムの調節量４５０㎥/Sを６５０㎥/S と増大）を加えたのが現計画で基準点孤禅寺の基本高水流量9,０００㎥/S ５大ダム及び遊水池により2,７００㎥/S を調節し、計画高水流量を6,３００㎥/S としている。

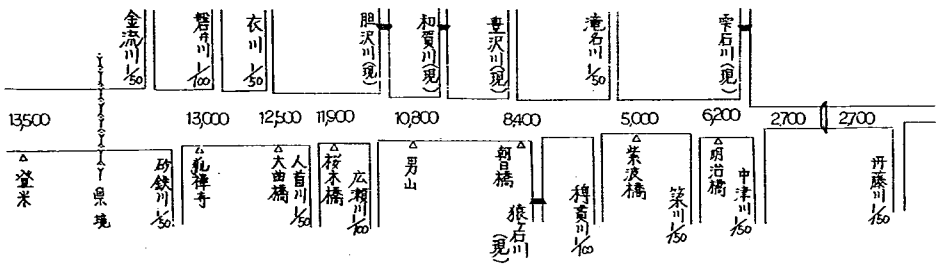
現計画9,０００㎥/sec は1/75の確率であるが、沿川の開発により水害に対する安全度を改善する必要が生じ、新計画では孤禅寺で1/100、盛岡市明治橋上流で1/150とすることになった。流域平均２日雨量の超過確率を上記のとおりすれば、計画規模は表－1.２のとおり孤禅寺で、１3,０００㎥/sec の基本高水流量になる。

なお、雨量から流量への変換にあたっては、流域をダム流域中心に分割し、降雨中心を変えて検討し、また、雨の時間分布、前期降雨は既往３大洪水（明治４３年９月、昭和２２年９月、昭和２３年９月）の実績資料を用いて解析し、安全側のパターンを採用している。

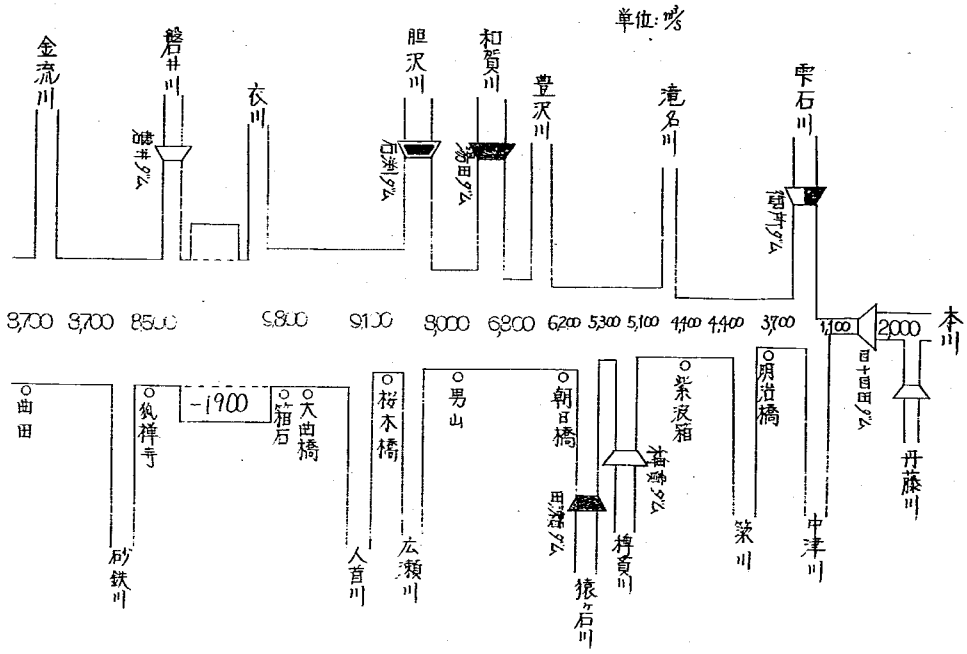
北上川上流部の基本高水流量関係を図－1.5に示す。この基本高水に対し、四十四田、御所、田瀬、湯田、石淵の５ダム（このうち石淵ダムは嵩上げ）に丹藤、磐井、稗貫ダムを加え、さらに一ノ関遊水池による遊水量を考えれば、孤禅寺地点で2,６００㎥/sec の調節が可能であり、このような施設計画案に対する計画流量配分を示すと図－1.６のようである。[1) 2)]

表－1.2　計　画　規　模

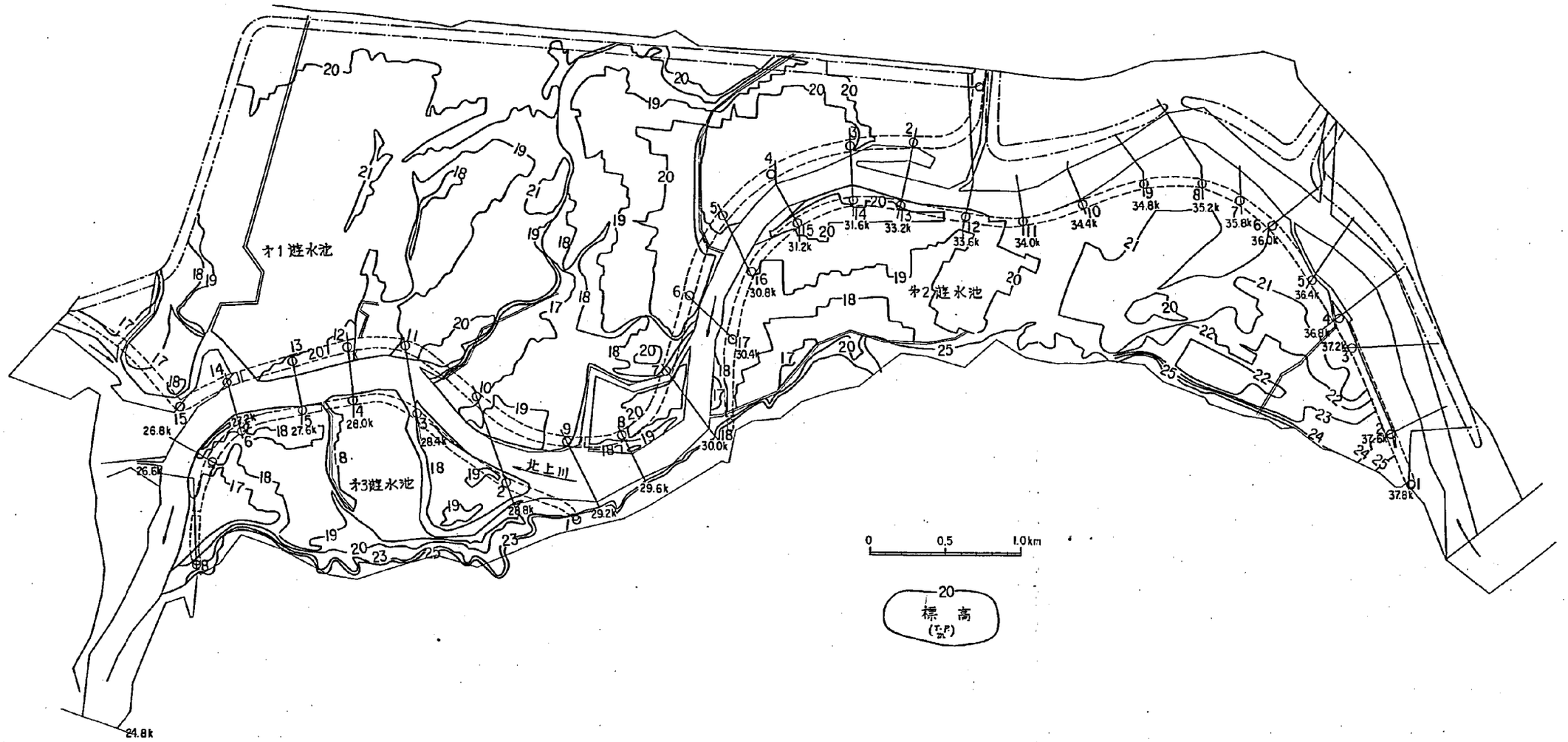
計画基準地点及び区域	流域平均２日雨量超過確率	確率年に対応する流域平均２日雨量	基本高水流量
明治橋（明治橋上流）	１５０年	２２６㎜	6,200㎥/sec
孤禅寺（孤禅寺上流）	１００年	１９４㎜	13,000㎥/sec



図－１・５　北上川上流の基本高水流量



図－１・６　流量配分図


オ1遊水池
オ2遊水池
オ3遊水池
北上川
24.8k
26.8k
26.6k
27.6k
28.0k
28.4k
28.8k
29.2k
29.6k
30.0k
30.4k
30.8k
31.2k
31.6k
33.2k
33.6k
34.0k
34.4k
34.8k
35.2k
35.8k
36.0k
36.4k
36.8k
37.2k
37.6k
37.8k
0
0.5
1.0km
20
標高
(T.P.)

図－1・7　堤防平面位置図

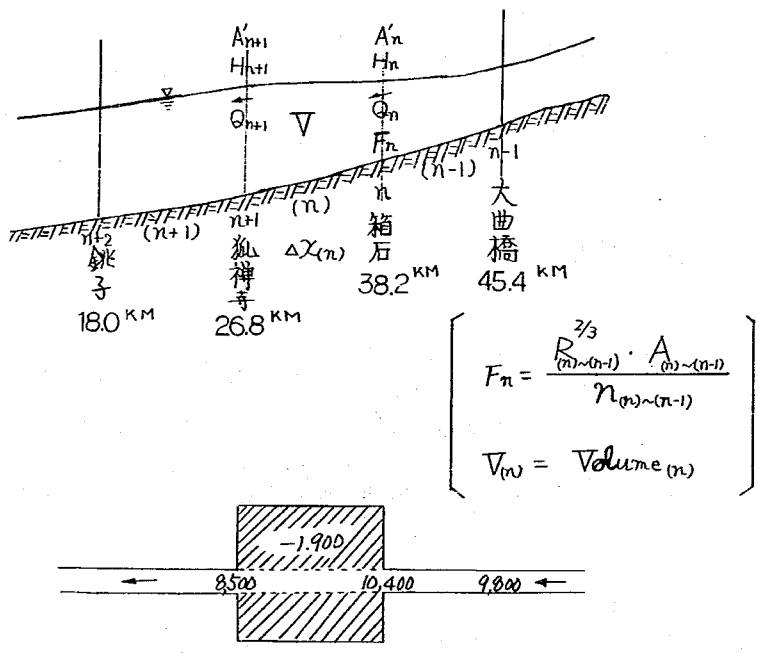
1．5　一ノ関遊水池計画について

前述のように、新計画では狐禅寺地点の基本高水流量は13,000 ㎥／sec であり、これに対し、ダム調節により700㎥/sec を（狐禅寺流量に対し）カットし、1,900㎥/sec を一ノ関遊水池により調節しようとするのが今回の流量計画である。この計画について、東北地建で行なわれた検討は概略つぎのようなものである。

一ノ関遊水池計画では種々の遊水池化計画案が検討された結果、囲繞堤案が採用された。囲繞堤案とは、川沿の囲繞堤をアスファルトフェーシングを施した小規模な全面越流堤とし、頻度の大きい中小洪水から耕地を守るようにしたものであり、右岸側東北本線沿には一ノ関市防禦のためH. W. L. まで高水護岸を有する周囲堤を計画、平泉、衣川地区右岸は完成堤としたものである。その平面的位置は図－1.7に示す。

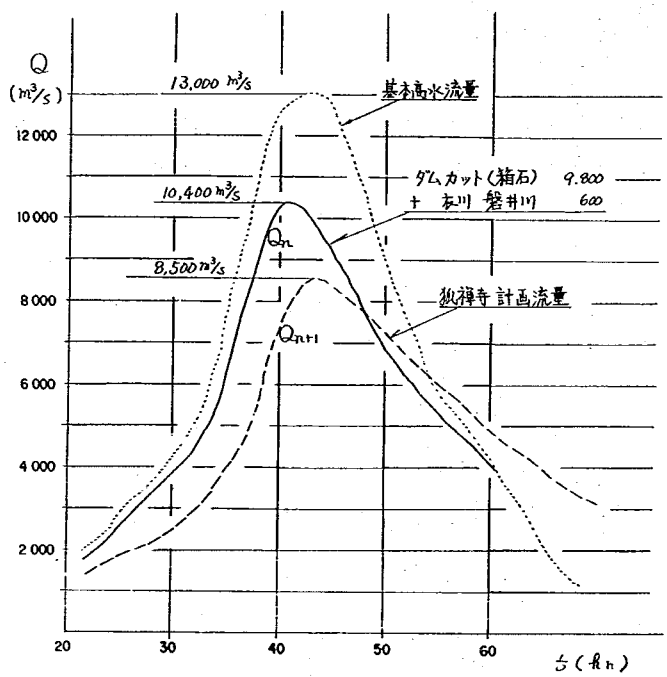
囲繞堤は工事費・用地補償費等を考え、4,000㎥/sec 以上で越流を開始するものとし川幅は300mとした。

一ノ関遊水池によるカット効果については、Analog computer および Digital computer により、計算によって一応の解が得られている。Analog computer では図－1.8に示すような断面区間を設定し、遊水池は単純な貯水池としての計算法により、図－1.9のように結果が示されている。

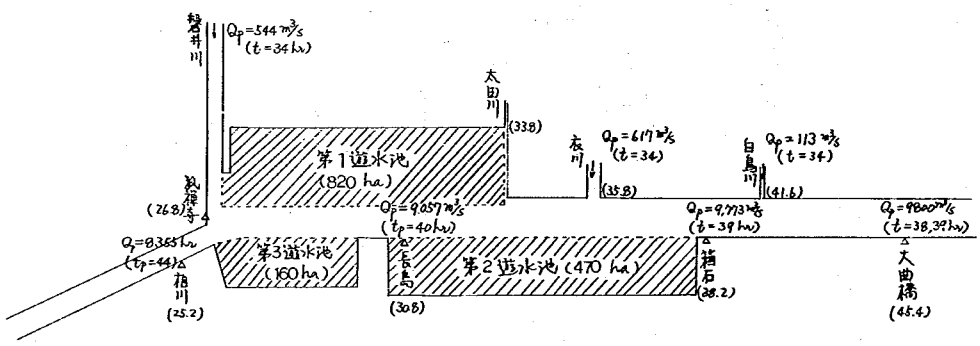


図－1・8　アナログ計算断面区間割

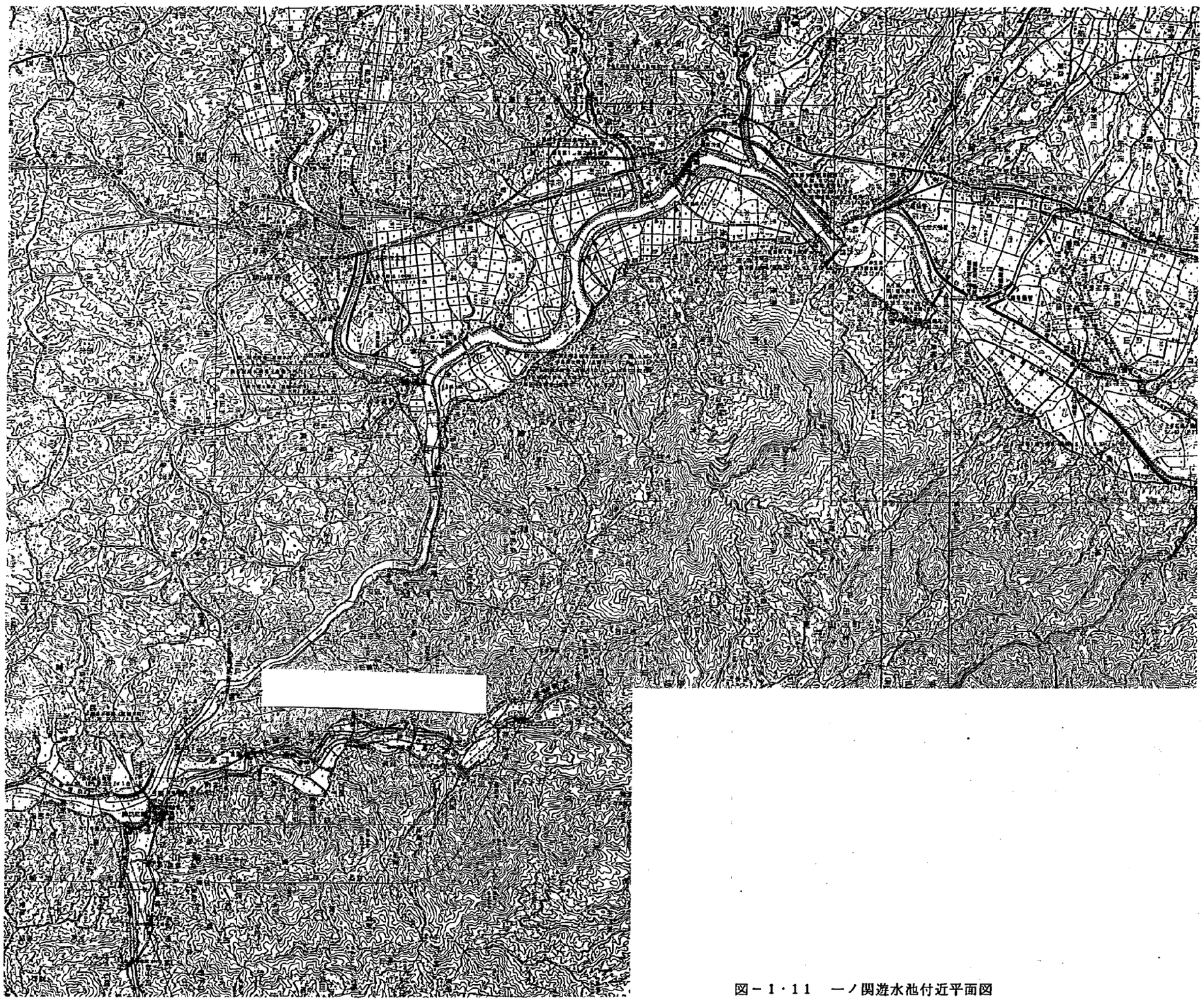
一方、Digital computerによる検討は、遊水池を単純な貯水池とみなしただけの計算でなく、池内を縦断方向約４００ｍピッチで分割し、流れを考えた計算法を行なっている。これは現在なお計算法を改善中であるが、その一例を示すと図－1.１０のような結果が得られている。[3)]



図－１・９　アナログ計算結果



図－１・１０　ディジタル計算結果



図－1・11　一ノ関遊水池付近平面図

第２章　　実　験　目　的

本実験の目的はまえがきの中でも述べたが、洪水調節効果の検討、池内の流況その他種々の現象の解明、越流堤構造の検討（特に水理的）にある。さらに、遊水池模型実験手法の開発は土木研究所として興味ある課題であった。

まず、洪水調節効果の検討は遊水池計画の基本となるものである。すなわち、上流からの流入量に対し遊水池でカットできる流量を把握することにより、下流河道の計画がなり立つ。逆に下流河道が許容し得る流量があれば、上流流入との差分だけはカットできる遊水池計画をたてねばならない。この問題についての模型実験での検討は上流で与えたＱ～ｔ（流量・時間曲線）に対し、下流のＱ～ｔがどのようになるかを求めることである。

次に、池内の流況その他種々の現象の解明は、一ノ関遊水池計画が、今まで計画され実施されてきた他の遊水池計画と若干異なった計画であるため、特に重要となったものである。すなわち、その第１は越流堤を全面越流方式としたこと、しかも、三遊水池共にほぼ同時刻から越流を開始するものとした。その２は遊水池内を民地としてのこしたことである。この問題についての模型実験による検討は、各遊水池で最初に越流を開始する位置およびその時の各遊水池ごとの時間のズレ、池内浸水状況、排水状況などである。

越流堤構造の検討については、既に渡良瀬遊水池の越流堤についてアスファルトや土質力学的検討が詳細に行なわれているので、ここでは、水理学的な検討特に堤下流水たたきおよび減勢工についてのみ検討を行なった。

遊水池模型実験手法については、主として模型の相似性と下流端条件の設定について検討が行なわれた。

第３章　模型実験の信頼性について

水理模型実験は実物をあるスケールで縮尺した模型を使って実験的に運動方程式を解くことである。したがって、実物と模型との間に力学的な相似が成り立っていることが必要である。

しかし、相似律が明らかにされたとしても、実験はあくまで近似解であり、相似律の仮定・実験手法・測定の誤差などによりその精度または信頼性が問題となる。これらの問題についても相似律と同様考察を行なうことが必要である。

３．１　模型実験の相似律

実物と模型との両者に起る二つの現象が、幾向学的にまた、力学的に相似でなければならぬとすると、まず基本方程式（基本量間の関係）を π 定理によって無次元積の間の関係式に書きなおしておき、一つ一つの無次元積が両者で同じ値を保つようにすればよい。

π 定理により基本方程式（３－１）を書きなおすと（３－２）式となる。

$$f\ (h,\ a,\ b,\ t,\ k,\ v,\ p,\ g,\ \rho,\ \mu,\ T,\ E) = 0 \qquad (3-1)$$

$$\varphi\ \left(\frac{h}{a},\ \frac{b}{a},\ \frac{vt}{a},\ \frac{k}{a},\ \frac{p}{\rho g a},\ \frac{v^2}{ga},\ \frac{\rho v a}{\mu},\ \frac{\rho v^2 a}{T},\ \frac{v}{\sqrt{E/\rho}}\right) = 0 \qquad (3-2)$$

h：水深、a・b：水平方向の長さ、t：時間

k：側壁の凹凸の高さ、v：速度、p：圧力の強さ、g：重力加速度、ρ：密度、

μ：粘性係数、T：表面張力の強さ、E：体積弾性係数

h/a、b/a、k/aは平面、水深方向とともに粗さの程度も幾何学的相似がなければならぬことを示す。vt/a は時間は速度に関係することを示す。h/a、$p/\rho ga$、v^2/ga はベルヌイの定理に相似が必要であることを示す。$v/\sqrt{ga} = Fr$、$\rho va/\mu = Re$、$\rho v^2 a/T = We$、$v/\sqrt{E/\rho} = Ma$ はそれぞれ Froude 数、Reynolds 数、Weber 数、Mach 数で慣性力の重力、粘性力、表面張力および弾性力に対する比である。

厳密にはこれからすべての比が同一であることが望まれる。しかしこれは不可能であり、現実には現象に支配的な力の比を同一とすることにより相似性を保っている。

一般に開水路では慣性力と重力が他の力に比し卓越しているといわれており、フルードの相似が成り立てば実物の現象を模型上に再現し得るといえよう。そこで以下には、①河道および遊水池内の流れ、②越流堤を含んだ流れ、③水門を含んだ流れなどについてフルードの相似が成り立つか否かを確かめてみる。

◇　河道および遊水池内の流れ

不定流の運動方程式は次のようになる。ただし、水は非圧縮性とし一次元的に解く。

$$\frac{Du}{Dt} = X - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} - \nu\frac{\partial \tau}{\partial x} \qquad (3-3)$$

ここで、u：流速、t：時間、X：外力、ρ：密度、p：圧力、x：長さ、
ν：粘性力：τ：セン断力　（3－3）式は次のようになる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u\frac{\partial u}{\partial x} + v\frac{\partial u}{\partial y} + w\frac{\partial u}{\partial z} = g\,i - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} - \nu\frac{\partial \tau}{\partial x} \qquad (3-4)$$

ただし、v、wはそれぞれy、z方向の流速であり、いまx方向一次元的に解くとしたので
$v = w = 0$。また水の単位重量$W = \rho g = 1$ゆえ$1/\rho = g$。さらに$\partial p/\partial x = \partial h/\partial x$、摩察損失項をmanning式で表わすと、結局（3－4）式は

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u\frac{\partial u}{\partial x} = g\,i - g\frac{\partial h}{\partial x} - \frac{n^2 \cdot u^2}{R^{\frac{4}{3}}} \qquad (3-5)$$

ここで、n：粗度係数、R：径深
さらに、（3－5）式は次のようになる。

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{g}\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{2g}\frac{\partial u^2}{\partial x} - i + \frac{n^2 \cdot u^2}{R^{\frac{4}{3}}} = 0 \qquad (3-6)$$

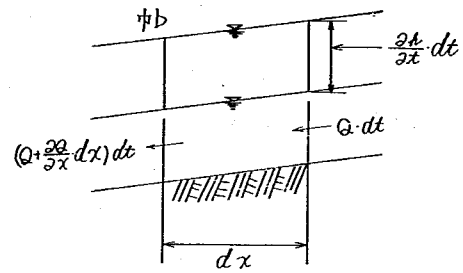
これがx方向一次元的な不定流の運動方程式である。

流れの連続方程式は次のようにして求まる。図3.1の記号をつかって、dt時間における微少断面b·dxの流入・流出量の差がその区間b·dxの水面変化量となる。

$$Q \cdot dt - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x}dx\right) dt = b \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \cdot dt \cdot dx \qquad (3-7)$$

$$b\frac{\partial h}{\partial t}dx \cdot dt + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot dx \cdot dt = 0 \qquad (3-8)$$

$$b\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \qquad (3-9)$$



図－３・１　記号説明図

ここで、$Q=Au=b\cdot h\cdot u$ とすると結局連続式は次のように表わせる。

$$b\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial(b\cdot h\cdot u)}{\partial x}=0 \qquad (3-10)$$

以上のようにして、流れの運動方程式（３－６）、連続式（３－１０）が求まったので各方程式の相似について考えてみる。まず運動方程式についてみる。

現地に添字ｐ（prototype）、模型にｍ（model）をつけると、それぞれの運動方程式は次のようになる。

$$\frac{\partial h_p}{\partial x_p}+\frac{1}{g_p}\frac{\partial u_p}{\partial t_p}+\frac{1}{2g_p}\frac{\partial u_p^2}{\partial x_p}-i_p+\frac{n_p^2u_p^2}{R_p^{\frac{4}{3}}}=0 \qquad (3-11)$$

$$\frac{\partial h_m}{\partial x_m}+\frac{1}{g_m}\frac{\partial u_m}{\partial t_m}+\frac{1}{2g_m}\frac{\partial u_m^2}{\partial x_m}-i_m+\frac{n_m^2u_m^2}{R_m^{\frac{4}{3}}}=0 \qquad (3-12)$$

ここで、$h=\frac{h_p}{h_m}$、$x=\frac{x_p}{x_m}$、$u=\frac{u_p}{u_m}$、$t=\frac{t_p}{t_m}$、$g=\frac{g_p}{g_m}$、

$i=\frac{i_p}{i_m}$、$n=\frac{n_p}{n_m}$、$R=\frac{R_p}{R_m}=\frac{h_p}{h_m}$ とおくと、

$$\frac{\partial h_p}{\partial x_p}=\frac{h}{x}\frac{\partial h_m}{\partial x_m},\quad \frac{1}{g_p}\frac{\partial u_p}{\partial t_p}=\frac{1}{g\cdot g_m}\frac{u}{t}\frac{\partial u_m}{\partial t_m} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots$$

これらを（３－１１）式に代入すると

$$\frac{h}{x}\frac{\partial h_m}{\partial x_m}+\frac{1}{g\cdot g_m}\frac{u\partial u_m}{t\partial t_m}+\frac{1}{2gg_m}\frac{u^2\partial u_m^2}{x\cdot\partial x_m}-i\cdot i_m+\frac{(n\cdot n_m)^2\ (u\cdot u_m)^2}{(h\cdot h_m)^{\frac{4}{3}}}=0 \qquad (3-13)$$

（３－１２）式＝（３－１３）式とならせる条件が流体運動の面から現地と模型での現象を相似にする条件である。今、（３－１２）式＝（３－１３）式となるには各項の比が一定になればよい。それゆえ、

$$\frac{h}{x}=\frac{u}{gt}=\frac{u^2}{gx}=i=\frac{n^2u^2}{h^{\frac{4}{3}}}=k=const \qquad (3-14)$$

各項に x/h を乗ずると

$$1=\frac{ux}{gth}=\frac{u^2}{gh}=i\frac{x}{h}=\frac{n^2\cdot u^2\cdot x}{h^{\frac{7}{3}}}=\frac{x}{h}k \qquad (3-15)$$

このうち１項と３項がフルードの関係であり、この式から諸物理量の縮尺を求めればフルードの相似は満足されるといえる。

次に連続方程式の相似について考える。現地・模型の各連続方程式は次のようになる。

$$b_p\frac{\partial h_p}{\partial t_p}+\frac{\partial(b_p\cdot h_p\cdot u_p)}{\partial x_p}=0 \qquad (3-16)$$

$$b_m\frac{\partial h_m}{\partial t_m}+\frac{\partial(b_m\cdot h_m\cdot u_m)}{\partial x_m}=0 \qquad (3-17)$$

ここで、 $b=\frac{b_p}{b_m}=\frac{x_p}{x_m}=x$ 、$h=\frac{h_p}{h_m}$、 $u=\frac{u_p}{u_m}$、 $t=\frac{t_p}{t_m}$ とおくと、

$$b_p\frac{\partial h_p}{\partial t_p}=x\cdot x_m\frac{h}{t}\frac{\partial h_m}{\partial t_m},\quad \frac{\partial(b_m\cdot h_p\cdot u_p)}{\partial x_p}=\frac{x\cdot h\cdot u}{x}\cdot\frac{\partial(x_m\cdot h_m\cdot u_m)}{\partial x_m}$$

これを（３－１６）式に代入すると

$$x\cdot\frac{h}{t}\cdot x_m\cdot\frac{\partial h_m}{\partial t_m}+\frac{x\cdot h\cdot u}{x}\cdot\frac{\partial(x_m\cdot h_m\cdot u_m)}{\partial x_m}=0 \qquad (3-18)$$

（３－１７）式＝（３－１８）式とならせる条件が流体連続の面から現地と模型での現象を相似ならしめる条件である。それゆえ、

$$x\cdot\frac{h}{t}=h\cdot u=k=const \qquad (3-19)$$

各項に u/gh^2 を乗じると

$$\frac{x\cdot u}{ght}=\frac{u^2}{gh}=\frac{u}{gh^2}\ k \qquad (3-20)$$

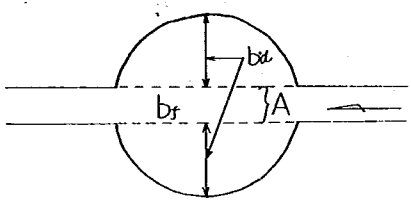
このうち１項＝２項の関係は（３－１５）式で成り立つことが確かめられている。したがって、連続式もフルードの相似関係がなり立っている。

次に連続式のうちでも死水域を含んだ流れの相似を考えてみる。連続の基本式は次のようにな

る。

$$b \cdot \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (A \cdot u)}{\partial x} = 0 \qquad (3-21)$$

次に、図3.2に示すように流れ幅b_f、流積A、死水域幅b_dとすると、死水域を含んだ連続式は



図－3・2　記号説明図

$$(b_f + b_d)\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (A \cdot u)}{\partial x} = 0 \qquad (3-22)$$

$A = b_f \cdot h$ とすると（3－22）式は

$$b_f \left(1 + \frac{b_d}{b_f}\right)\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (b_f \cdot h \cdot u)}{\partial x} = 0 \qquad (3-23)$$

連続式の現地・模型各式を示すと次のようになる。

$$b_{fp} \left(1 + \frac{b_{dp}}{b_{fp}}\right)\frac{\partial h_p}{\partial t_p} + \frac{\partial (b_{fp} \cdot h_p \cdot u_p)}{\partial x_p} = 0 \qquad (3-24)$$

$$b_{fm} \left(1 + \frac{b_{dm}}{b_{fm}}\right)\frac{\partial h_m}{\partial t_m} + \frac{\partial (b_{fm} \cdot h_m \cdot u_m)}{\partial x_m} = 0 \qquad (3-25)$$

ここで、 $b_f = \frac{b_{fp}}{b_{fm}} = \frac{x_p}{x_m} = x$、 $b_d = \frac{b_{dp}}{b_{dm}} = \frac{x_p}{x_m} = x$ 、 $h = \frac{h_p}{h_m}$ 、

$t = \frac{t_p}{t_m}$ 、 $u = \frac{u_p}{u_m}$ とおくと、

$$b_{fp} \left(1 + \frac{b_{dp}}{b_{fp}}\right)\frac{\partial h_p}{\partial t_p} = b_f \cdot b_{fm} \left(1 + \frac{b_d}{b_f} \cdot \frac{b_{dm}}{b_{fm}}\right)\frac{h}{t}\frac{\partial h_m}{\partial t_m} \text{ 、}$$

$$\frac{\partial (b_{fp} \cdot h_p \cdot u_p)}{\partial x_p} = \frac{b_f \cdot h \cdot u}{x} \cdot \frac{\partial (b_{fm} \cdot h_m \cdot u_m)}{\partial x_m}$$

これを（3－24）式に代入すると、

$$b_f \cdot b_{fm} \left(1 + \frac{b_d}{b_f} \cdot \frac{b_{dm}}{b_{fm}}\right)\frac{h}{t}\frac{\partial h_m}{\partial t_m} + \frac{b_f \cdot h \cdot u}{x} \cdot \frac{\partial (b_{fm} \cdot h_m \cdot u_m)}{\partial x_m} = 0 \qquad (3-26)$$

ここで$b_d / b_f = 1$　つまり流れの幅と死水域の幅の比は現地、模型で変わらないとすると、（3－25）式＝（3－26）式とならせる条件は、

$$b_f \frac{h}{t} = \frac{b_f \cdot h \cdot u}{x} = k = \text{const} \qquad (3-27)$$

（3－27）式で$b_f = x$とすれば、

$$x \cdot \frac{h}{t} = h \cdot u = k = const \qquad (3-28)$$

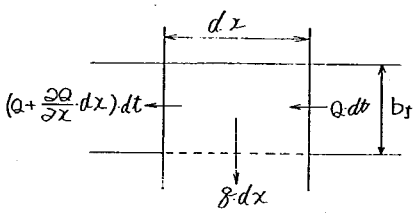
となり、これは（３－１９）式と同じになる。したがって、死水域を含んだ場合も、流れ幅と死水域幅の比が現地・模型で同じならばフルードの相似が成り立つ。

◇　越流堤を含んだ流れ

横流出のある場合の連続方程式は図－3.3に示す記号を使うと次のようになる。

$$Q \cdot dt - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx\right) dt = b_f \frac{\partial h}{\partial t} dx \cdot dt + q \cdot dx \cdot dt \qquad (3-29)$$

$$b_f \frac{\partial h}{\partial t} dx \cdot dt + q \cdot dx \cdot dt + \frac{\partial Q}{\partial x} dx \cdot dt = 0 \qquad (3-30)$$



図－３・３　記号説明図

各項をｄｘ・ｄｔで割ると

$$b_f \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} + q = 0 \qquad (3-31)$$

$Q = b_f \cdot h \cdot u$、 $q = C \cdot H^{\frac{3}{2}}$　とすると

（３－３１）式は次のようになる。

$$b_f \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (b_f \cdot h \cdot u)}{\partial x} + CH^{\frac{3}{2}} = 0 \qquad (3-32)$$

連続式の現地・模型各式を示すと次のようになる。

$$b_{fp} \frac{\partial h_p}{\partial t_p} + \frac{\partial (b_{fp} \cdot h_p \cdot u_p)}{\partial x_p} + C_p H_p^{\frac{3}{2}} = 0 \qquad (3-33)$$

$$b_{fm} \frac{\partial h_m}{\partial t_m} + \frac{\partial (b_{fm} \cdot h_m \cdot u_m)}{\partial x_m} + C_m \cdot H_m^{\frac{3}{2}} = 0 \qquad (3-34)$$

ここで、 $b_f = \frac{b_{fp}}{b_{fm}} = \frac{x_p}{x_m} = x$、 $h = \frac{h_p}{h_m}$、 $u = \frac{u_p}{u_m}$

$t = \frac{t_p}{t_m}$、$C = \frac{C_p}{C_m}$、 $H = \frac{H_p}{H_m}$、とおくと

$$b_{fp} \frac{h_p}{t_p} = b_f \cdot b_{fm} \frac{h}{t} \frac{\partial h_m}{\partial t_m}$$

$$\frac{\partial (b_{fp} \cdot h_p \cdot u_p)}{\partial x_p} = \frac{b \cdot h \cdot u}{x} \cdot \frac{\partial (b_{fm} \cdot h_m \cdot u_m)}{\partial x_m}$$

$$C_p \cdot H_p^{\frac{3}{2}} = C \cdot H^{\frac{3}{2}} \cdot C_m \cdot H_m^{\frac{3}{2}}$$

これを（３－３３）式に代入すると次のようになる。

$$b_f \cdot \frac{h}{t} \cdot b_{fm} \frac{\partial h_m}{\partial t_m} + \frac{b_f h u}{x} \cdot \frac{\partial (b_{fm}\ h_m\ u_m)}{\partial x_m} + CH^{\frac{3}{2}}\ C_m\ H_m^{\frac{3}{2}} = 0 \qquad (3-35)$$

（３－３４）式（３－３５）式なる条件は

$$b_f \frac{h}{t} = \frac{b_f \cdot h \cdot u}{x} = CH^{\frac{3}{2}} = K = \text{const} \qquad (3-36)$$

$b_f = x$とすると（3－３６）式は

$$\frac{xh}{t} = h \cdot u = CH^{\frac{3}{2}} = k \qquad (3-37)$$

各項にu/gh^2を乗じ比例定数を１とすると、

$$\frac{xu}{gth} = \frac{u^2}{gh} = C \cdot \frac{H^{\frac{3}{2}} u}{gh^2} = \frac{u}{gh^2}\ k = 1 \qquad (3-38)$$

このうち第１、２項の関係が（３－１５）式よりフルードの関係で成り立っている。したがって３、５項より

$$C \cdot \frac{H^{\frac{3}{2}} u}{gh^2} = 1 \qquad (3-39)$$

越流を含んだ流れにもフルードの相似が成り立つことが証明されたので $u = h^{\frac{1}{2}}$ とすることができ、これを（３－３９）式に代入すると

$$C \cdot \frac{H^{\frac{3}{2}}}{gh^{\frac{3}{2}}} - = 1 \qquad (3-40)$$

$$C = g\left(\frac{h}{H}\right)^{\frac{3}{2}} \qquad (3-41)$$

gはつねにg＝１であるから（３－４１）式は結局次のようになる。

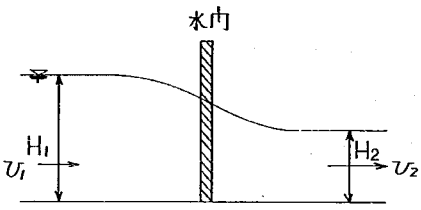
$$C = \left(\frac{h}{H}\right)^{\frac{3}{2}} \qquad (3-42)$$

これから、越流係数は鉛直方向の比hと越流水深の比Hの比で相似される。h＝Hの場合C＝１となり越流係数が現地・模型で等しい。逆にいえば、越流係数が現地・模型で等しい場合のみ、

越流量の面からはフルードの相似がなり立っているといえる。

◇　水門付近の流れ

水門を全開した時の水門付近の流れは、流れ方向一次元的にみると図－3.4に示す記号を用いて次のように表わされる。



図－3・4　記号説明図

$$H_1+\frac{v_1^2}{2g}=H_2+\frac{v_2^2}{2g}+C\frac{v_2^2}{2g} \qquad (3-43)$$

ここで、C：流出係数、さらにv＝0つまり大きな貯水池から流出するような場合を考えると、式（3－43）は次のようになる。

$$H_1=H_2+\frac{v_2^2}{2g}+C\frac{v_2^2}{2g} \qquad (3-44)$$

単位幅当りの流出量をqとするとq＝H_2v_2で表わされ、これを（3－44）式に代入すると

$$H_1=H_2+\frac{q^2}{2gH_2^2}+C\frac{q^2}{2gH_2^2} \qquad (3-45)$$

$$\Delta H=H_1-H_2=\frac{1}{2g}(1+C)\frac{g^2}{H_2^2} \qquad (3-46)$$

$$q=\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{2g}(1+C)}}\sqrt{\Delta H}\cdot H_2 \qquad (3-47)$$

式（3－47）の現地・模型式を求めると次のようになる。

$$q_p=\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{2g_p}(1+C_p)}}\sqrt{\Delta H_p}\cdot H_{2p} \qquad (3-48)$$

$$q_m=\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{2g_m}(1+C_m)}}\sqrt{\Delta H_m}\cdot H_{2m} \qquad (3-49)$$

ここで　$q=\frac{q_p}{q_m}$、$g=\frac{g_p}{g_m}$、$C=\frac{C_p}{C_m}$、$\Delta H=\frac{\Delta H_p}{\Delta H_m}=h$、$H_2=\frac{H_{2p}}{H_{2m}}=h$

よって　$q_p=q\cdot q_m$、$\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{2g_p}(1+C_p)}}\sqrt{\Delta H_p}\cdot H_{2p}=\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{2gg_m}(1+C\cdot C_m)}}\sqrt{h\cdot\Delta H_m}\cdot h\cdot H_{2m}$

これを（3－48）式に代入すると

$$q \cdot q_m = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{2gg_m}(1+C \cdot C_m)}} \sqrt{h \cdot \Delta H_m} \cdot h \cdot H_{zm} \qquad (3-50)$$

$$q \cdot q_m = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{2gg_m}(1+C \cdot C_m)}} h^{\frac{3}{2}} \sqrt{\Delta H_m} \cdot H_{zm} \qquad (3-51)$$

式（３－５１）の中で、同じ重力場で実験を行なうとすればｇ＝１とみなしてよい。次にC＝1つまり流出係数の現地・模型比が１とすれば、$q = h^{\frac{3}{2}}$ の場合に相似はなり立つが、この関係はフルード則にのっとったものである。したがって、水門付近の流れも流出係数が等しいければフルードの相似がかなり立つ。

以上の考察結果より、遊水池の実験もある程度の仮定のもとにはフルード則によって行ない得ると考えてよい。ただし、仮定のうち流れを一次元的に取り扱っていることや模型を歪めることによる流れへの影響を考慮していないことなどは問題のある仮定である。

一応フルードの相似が成り立つとすると、諸物理量の縮尺は式（３－１５）から次のように求まる。ただし、ｇ＝１とする。式（３－１５）の１、３項から流速の縮尺は、

$$v = \sqrt{h} \qquad (3-52)$$

さらに１、２項より時間縮尺は

$$t = \frac{u \cdot x}{h} = \frac{x}{\sqrt{h}} \qquad (3-53)$$

３、４項よりエネルギー勾配の縮尺が

$$i = \frac{h}{x} \qquad (3-54)$$

さらに１、５項より粗度係数の縮尺は

$$n = \frac{\sqrt{h^{\frac{7}{3}}}}{v\sqrt{x}} = \sqrt{\frac{h^{\frac{4}{3}}}{x}} \qquad (3-55)$$

で求まることになる。なお、断面積、流量の縮尺はそれぞれ

$$A = x \cdot h \qquad (3-56)$$

$$Q = v \cdot A = x \cdot h^{\frac{3}{2}} \qquad (3-57)$$

で表わされることは明らかである。

以上、水平・鉛直縮尺ｘ・ｈを知って、フルード則にのっとった諸物理量の縮尺を求める式をまとめて記すと以下の通りである。

$$A = x \cdot h \qquad (3-58)$$

$$Q = x \cdot h^{\frac{3}{2}} \qquad (3-59)$$

$$v = h^{\frac{1}{2}} \qquad (3-60)$$

$$t = x \cdot h^{-\frac{1}{2}} \qquad (3-61)$$

$$i = h \cdot x^{-1} \qquad (3-62)$$

$$n = h^{\frac{2}{3}} \cdot x^{-\frac{1}{2}} \qquad (3-63)$$

水平縮尺1/100、鉛直縮尺1/20とすると各縮尺は表－3.1に示すようになる。

表－3.1　諸物理量の縮尺

物理量	縮　尺
X	1／100
h	1／20
A	1／2,000
Q	1／8,944
V	1／4.47
t	1／22.36
i	1／0.2
n	1／0.737

3．2　歪模型の影響

現地の現象をなるべく誤りなく再現するために、模型を歪めないのが理想であるが、場所・流量・水深・河床材料等いろいろの制約のため、模型を歪めざるを得ない場合がおこってくる。

模型を歪めるとは、模型を実物に対して全く幾何学的に相似に製作しない事を言い、その方法としてはO. Brien と Hickox[4] が述べているように、

1) 模型を移動河床とする場合、模型用砂および粗度を変える。

2) 模型の全体又は一部を傾けて勾配を変える。

3) 流量・時間等加減のできる水理学的量を歪める。

4) 水平と垂直の模型縮尺を変える。

5) 縦方向と横方向と垂直方向とにおいて模型縮尺を変える。

等があるが、この中で4)が一番多く用いられる。

このようにして、歪められた模型についての問題点としては、一番多く用いられる4)の方法について述べると、

1) 流体は等方性のものであるから、歪めた模型に対しては、歪めた通りの型の水路に特有な流れ方をする。従って、模型を歪めるという事は、流体運動の相似性から言って厳密な物理的意義を失なったものである。

2) 水平・垂直の模型縮尺を変えた場合、流速分布が異なり、最大流速の位置も変ってくる。

3) 河床勾配が大となり断面も大となるので、従って流速が大となり、流水のもつ運動エネルギーは丁度歪めた度合だけ大となる。

運動エネルギー増加の割合を求めてみると、流速式として manning 式を使用すれば、運動エネルギーKは、

$$K=\frac{1}{2}M\cdot v^2=\frac{M}{2}\cdot\frac{1}{n^2}\cdot R^{\frac{4}{3}}\cdot I \qquad (3-64)$$

で表わされるから、実物に p、模型にmの添字をつけると、各運動エネルギー、K_p、K_m は、

$$K_p=\frac{M_p}{2}\cdot\frac{1}{n_p^2}\cdot R_p^{\frac{4}{3}}\cdot I_p \qquad (3-65)$$

$$K_m=\frac{M_m}{2}\cdot\frac{1}{n_m^2}\cdot R_m^{\frac{4}{3}}\cdot I_m \qquad (3-66)$$

で表わされ、その比は次のようになる。

$$\frac{K_p}{K_m}=\frac{M_p}{M_m}\cdot\frac{n_m^2}{n_p^2}\cdot\frac{R_p^{\frac{4}{3}}}{R_m^{\frac{4}{3}}}\cdot\frac{I_p}{I_m} \qquad (3-67)$$

ここで、

$$K=\frac{K_p}{K_m},\ m=\frac{M_p}{M_m},\ n=\frac{n_p}{n_m},\ r=\frac{R_p}{R_m},\ i=\frac{I_p}{I_m},\ \ell=\frac{L_p}{L_m}=\frac{B_p}{B_m},\ h=\frac{H_p}{H_m}$$

とおくと（3－67）式は

$$K=m\cdot n^{-2}\cdot r^{\frac{4}{3}}\cdot i \qquad (3-68)$$

と表わされ、今、模型においても流体が水であるとするとm＝1であり、水深Hに対し川幅BがB≫Hであればr＝hとみなすことができる。そして、i＝h/ℓで表わされるから、結局Kは、

$$K=n^{-2}\cdot h^{\frac{4}{3}}\cdot\left(\frac{h}{\ell}\right)=\frac{1}{n^2}\cdot\frac{h^{\frac{7}{3}}}{\ell}=\frac{\ell^{\frac{4}{3}}}{n^2}\cdot\frac{1}{d^{\frac{7}{3}}} \qquad (3-69)$$

で表わされる。ここで、d＝歪度＝ℓ/h

つまり、模型の運動エネルギーは、歪度の 7/3 乗に比例して増加する事がわかる。

従って、河川水が静止している海に流出し、渦を生じながらその運動エネルギーを減少してゆく場合、歪めない模型に対し、歪めた模型の運動エネルギーの方が大であるので、海に生ずる渦の中心位置・大きさ・形状・強さが異なってくるものと思われる。

4) 海の渦のみならず、湾局部の渦も歪の影響を受ける。

5) 移動床実験での砂や石炭粉の安息角は常に一定であるが、歪めることにより法勾配が急になって、実際の場合よりくずれやすくなる。

以上の問題点が考えられ、歪めた模型で実験を行なう場合には、これらのことを十分考慮した上で実験結果を考察する必要があると思われる。

3．3　境界条件としての模型製作

模型は水平1/100 、鉛直1/20 の縮尺をもつ歪模型であり、勾配は現地勾配の5倍となっている。したがって、模型では現状に比し縦方向を非常に強調したようになっている。また、現状では遊水池内は田地であり、田地の1枚1枚は水平であるが、模型ではこれを斜めに結んでいるため、田地の1枚1枚は模型上に再現されていない。

河道内に設置されている水制・ピアーは縮尺に従って縮少し模型内に設置した。また、遊水池内にある水路および道路も主要なものについては設置した。

支川は、衣川・太田川・磐井川いずれも本川への合流点付近のみであり、完全な貯留面積を確保しているとはいえない。

3．4　越流堤の相似

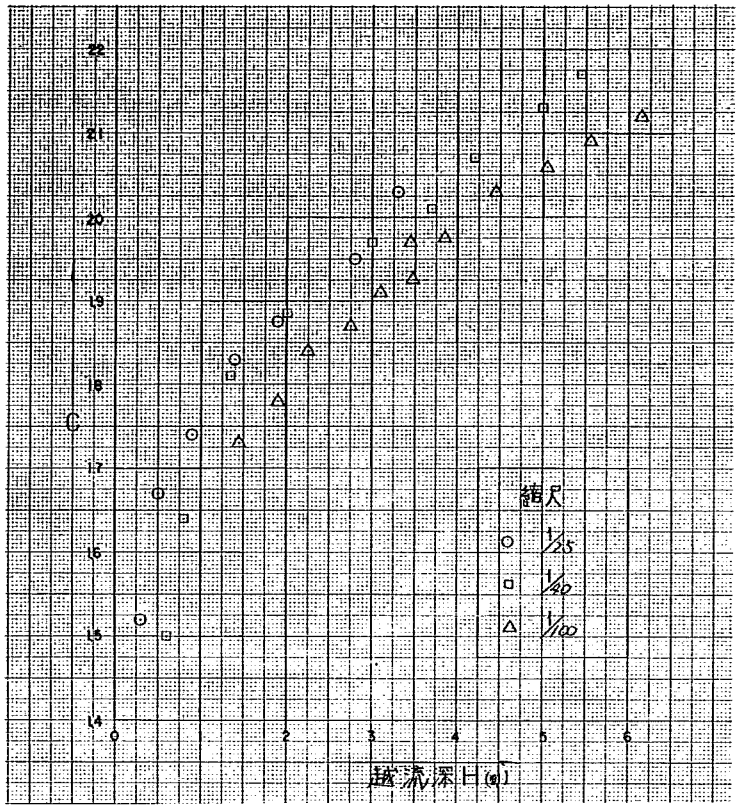
越流堤を含んだ模型実験においては、越流量の相似がなり立つことが必要となる。越流量Qを求める式は簡単に表わすと、$Q=CBH^{\frac{3}{2}}$　ここで、C：越流係数、B：越流幅、H：越流水深、となる。

現地・模型の越流量の比をとると、

$$\frac{Q_p}{Q_m}=\frac{C_p}{C_m}\cdot\frac{B_p}{B_m}\cdot\frac{H_p^{\frac{3}{2}}}{H_m^{\frac{3}{2}}} \qquad (3-70)$$

となり越流量の相似はC、B、Hに関係していることがわかる。単位幅越流量は $Q=CH^{\frac{3}{2}}$ で簡単に求められるから、越流を相似にするには、越流係数Cと越流水深Hが相似になればよいことがわかる。このうち、越流水深は模型を歪めなければ相似になるが、この場合、越流係数は前述の式（3－15）では相似になることになっているが、実際はスケールエフェクトを検討してみると図－3.5に例示するように同型でもCの値が異なっている。[6] この理由としては粘性係数の影響もあげられるが、もう1つ、H/Lつまり、越流水深と堤頂幅の比のちがいによるエネルギー損失過程のちがいがあると考えられる。すなわち、広頂ゼキの実験による分類を示すと表－3.2のようになるが、縮尺により①が②へ、また②が③の領域へはいりこむことになる。ただし、異なっているのは1/100縮尺の模型のみであり1/40 、1/20模型の場合はほぼあっている。

また、他の例として測定値の精度を1桁あげたPick Wick Landing Damでは1/50 、1/100、1/200で実験され、その誤差が2％以内におさまっていたから、1/200 程度の模型でも行ない得ると報告されている。このような例をみると、縮尺1/50 以上の大縮尺模型のCは同型ならばその縮尺に関係なく等しいとみなしてよい。もっとも、これは粘性の影響の少ない付近であり、水深2.0 cm以上について論じた場合である。



図－3・5　Upper Narrow Damの越流係数

表－3.2　　長方形ぜきの流量係数

	名　称	H／L	C_1	流　　況
1	長頂せき	$0<H/L\leqq 0.1$	式 (1)	連続した波状水面
2	広頂せき	$0.1\leqq H/L\leqq 0.4$	式 (2)	せき頂面に平行な流れ
3	狭頂せき	$0.4\leqq H/L\leqq(1.5\sim1.9)$	式 (3)	完全な曲線流
4	刃形せき	$(1.5\sim1.9)\leqq H/L$	式 (4)	下測水脈がせき頂からはく離

$Q=C_1 Bh^{\frac{3}{2}}$

(1)　$0<H/L\leqq 0.1$　：$C_1=1.642(H/L)^{0.022}$

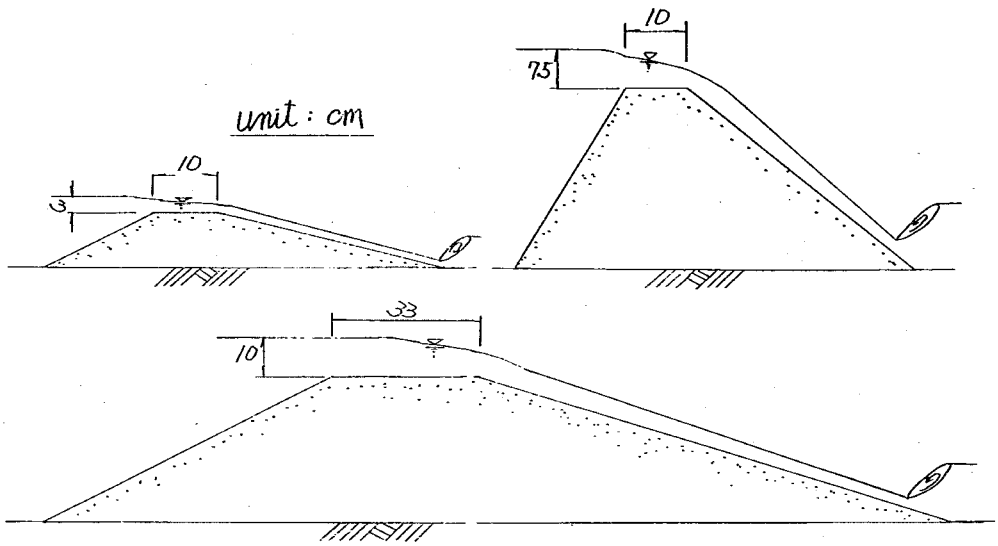
(2)　$0.1\leqq H/L\leqq 0.4$　：$C_1=1.552+0.083(H/L)$

(3)　$0.4\leqq H/L\leqq(1.5\sim1.9)$　：$C_1=1.444+0.352(H/L)$

(4)　$(1.5\sim1.9)\leqq H/L$　：$C_1=1.785+0.237(H/W)$

次に、模型を歪めた場合にはどうなるか。越流係数Cは模型の歪度に関係しないが、模型を歪めることはより堤形が異なり越流水深の相似がくずれ、結果として越流係数も異なってくる。

模型を歪めることにより越流水深のこわれるのは、前述のエネルギー損失過程の違いによるものと考えられる。例えば図－3.6に示すような3種の越流堤を考えた場合、現地1.5mに相当する越流水深はそれぞれ3.0 cm、10.0 cm、7.5 cmであり、H/Lはそれぞれ0.3、0.3、0.75となる。これは、前述の表によれば前2つは同じ領域だがのこりは異なる領域となっている。



図－3・6　縮尺差による堤形の変化

この最後の堤が歪模型堤であり、このH/Lが前2者と同じ領域にはいるようにすれば、おのずと越流水深の相似が満足され、越流量も相似になると思われた。

そこで、まず歪なしの模型堤による越流係数を求めてみる。この値は、前述のような理由から現地越流堤の越流係数と考えてよい。使った模型堤は縮尺1/50、1/15 の2種である。その結果を示すと図－3.7.1に示すようになる。この図は横軸にH/Wつまり、越流水深と堤高の比をとって無次元化して示されている。H/Wが0.5付近までの値は縮尺1/15の堤によるものであり、縮尺1/50 の堤の値は0.5以上となっているため、いずれも水深は3 cm以上あり、粘性の影響は少ないと思われる。

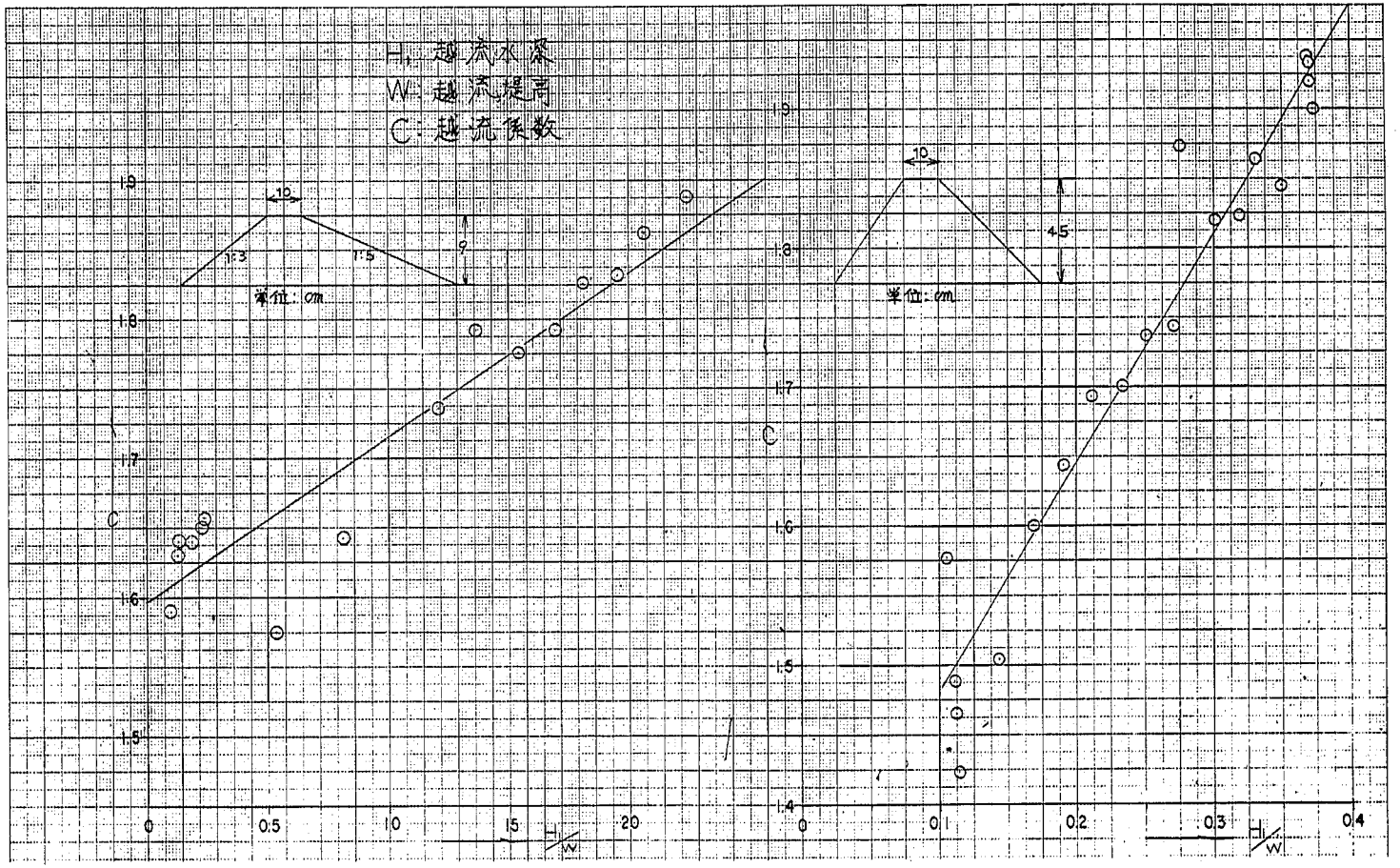
次に、水平縮尺1/50、鉛直縮尺1/10の歪模型の越流係数を、前と同様横軸にH/Wをとって示すと図－3.7.2に示すようになる。これもH/Wが0.1以上であり、水深は4.5 cm以上の範囲で行なっているので粘性の影響は少ない。これらの図を比較してみると、歪堤の方が越流水深の変化に対する越流係数の変化が著しいことがわかる。これは、同じH/Wの値に対しても堤頂の影

響の仕方が異なるためである。つまりH/Wを0.1以上にかぎって見る（あまり小さいと粘性の影響がはいるから）と歪なし堤の堤頂の影響がより強く作用している。したがって、歪堤とした場合には堤表面に何らかの処理をほどこし、堤頂の影響をより強くする必要があった。

この方針のもとに歪堤の表面にいろいろな処理をほどこして越流係数を求めてみると、図－3.7.3～4に示すようになり、最終的に採用した金網をはる処理法による越流係数と、H／Wの関係を示すと図－3.7.5に示すようになった。値はかなりバラついているが、ほぼ求める越流係数の範囲になっていると思われる。

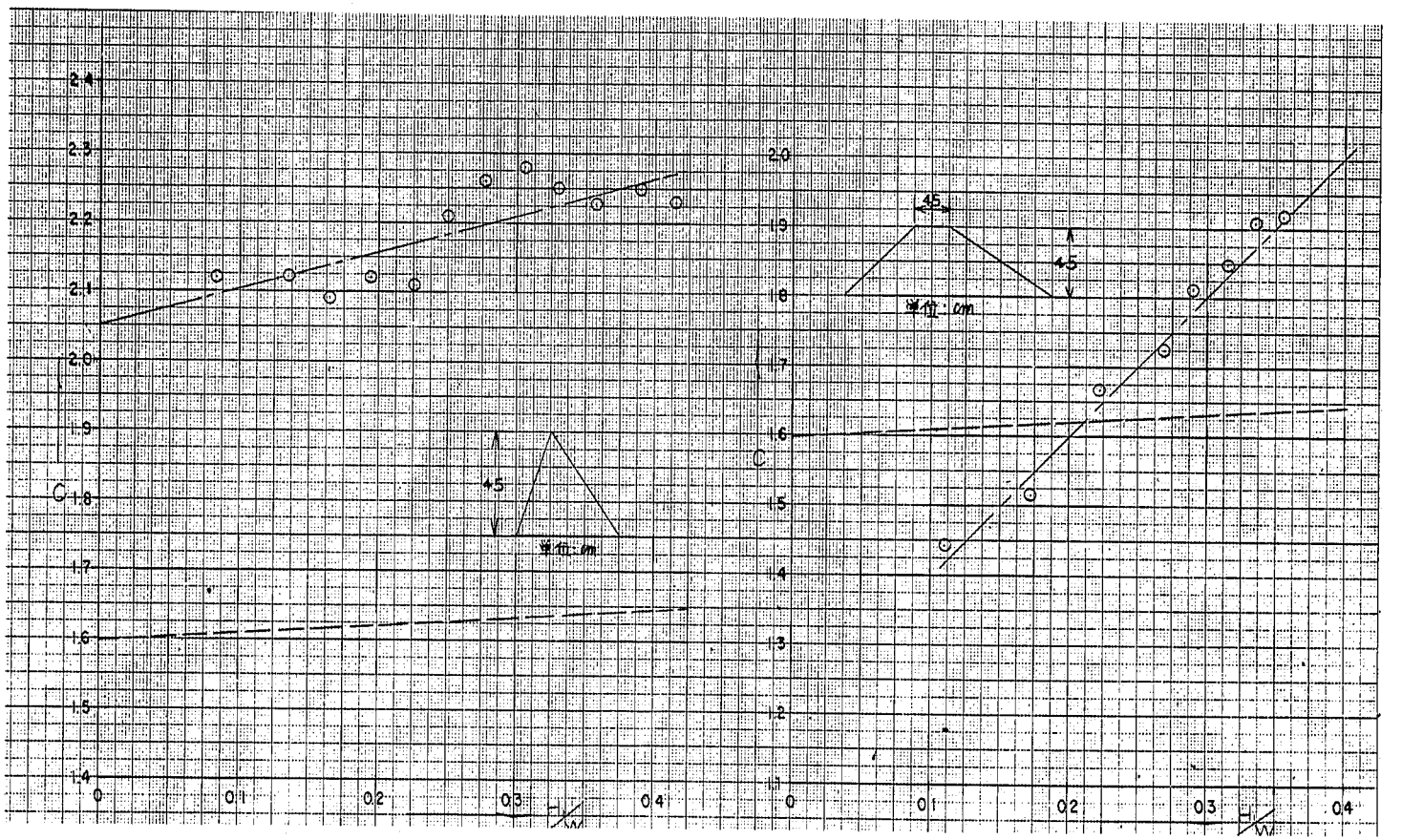
次に、越流堤の相似で問題になるのは、堤に対し河道の流れ方向が種々にあるため、横越流を生ずる可能性のある点である。しかし、全面越流である今回の一ノ関遊水池計画の越流堤は、堤防の一部を低くして部分的に越流させる横越流堤とは異なり、堤頂における流線は堤法線に対し、ほぼ直角とみなしてよいものと思われる。

したがって、今回の遊水池実験では越流堤は一般的な台形堰と考えているが、今、参考に横越流堤の検討結果を示してみると次のようになる。



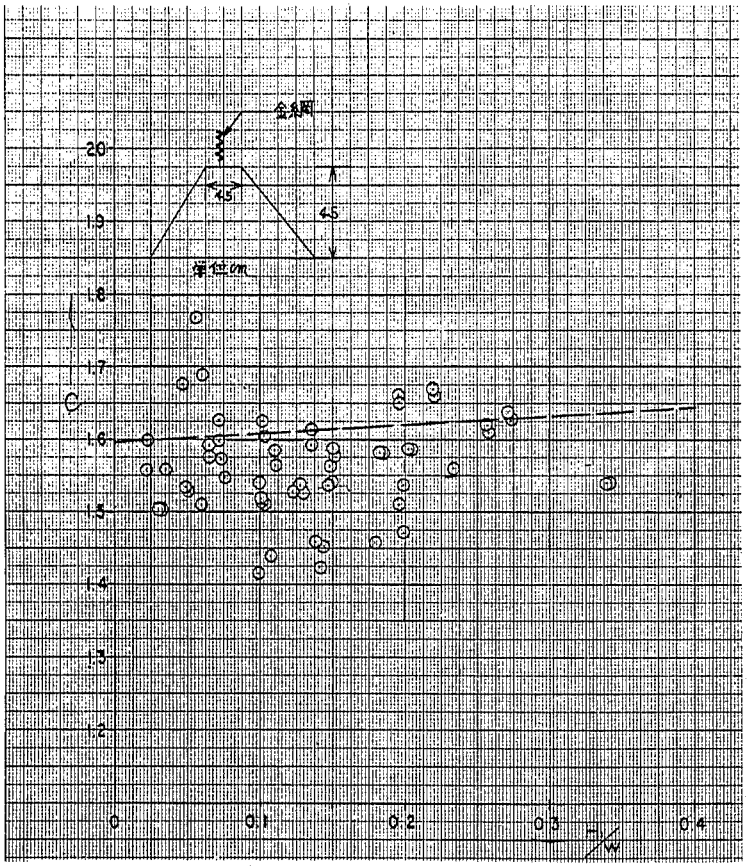
図－3・7・1　H_1/W～C　（歪なし）

図－3・7・2　H_1/W～C　（歪度5）



図－3・7・3　H_1／W～C　（歪度５）

図－3・7・4　H_1／W～C　（歪度５）



図－3・7・5　$H_1/W \sim C$　（歪度５）

実験は、図－3.8.1～2に示すような装置をつかって縮尺1/50で行なった。その結果、本水路における水位縦断は図－3.9.1～2に示すように越流堤付近で急な勾配をもっている。これが越流堤のCを複雑にしている理由である。また、堤横断方向の水面形をみると図－3.10.1～2に示すようになっていた。

次に、堤付近の表面流況は図－3.11.1～5に示すようになっており、越流水深が増すほど流線は堤に直な法線に対し下流へかたむいた方向を示しているが、これによる越流係数の変化は、流れに直な方向にある一般的台形堰に対しそれほど大きくはないと思われる。

3．5　水門流出の相似

水門流出についての検討実験は行なっていない。水門からの流出量の相似には、前述の式（3－51）から流出係数の等しくなることが必要であることがわかる。水門の流出は、水門開度を全開とすると上下流の水位差により決まってくるが、模型を歪めることにより、水門付近に発生する渦や水面勾配の値が異なってきて、流出係数が異なってくることが考えられた。

しかし、水門付近の流れはごく最終的な流れ（ほとんど遊水池内の水が排除された頃の流れで、かなりの流速をもって水門を流下している）を除いてゆるい常流であり、発生する渦（特に模型を歪めることにより変化してくる三次元的渦）の規模も水門流出量に影響を与えるほどではなく、越流堤を歪めることによって生ずる水門流出係数の誤差は、越流堤の越流係数ほどの誤差を生じないと考えられる。

3．6　河道内・遊水池内の粗度係数の相似

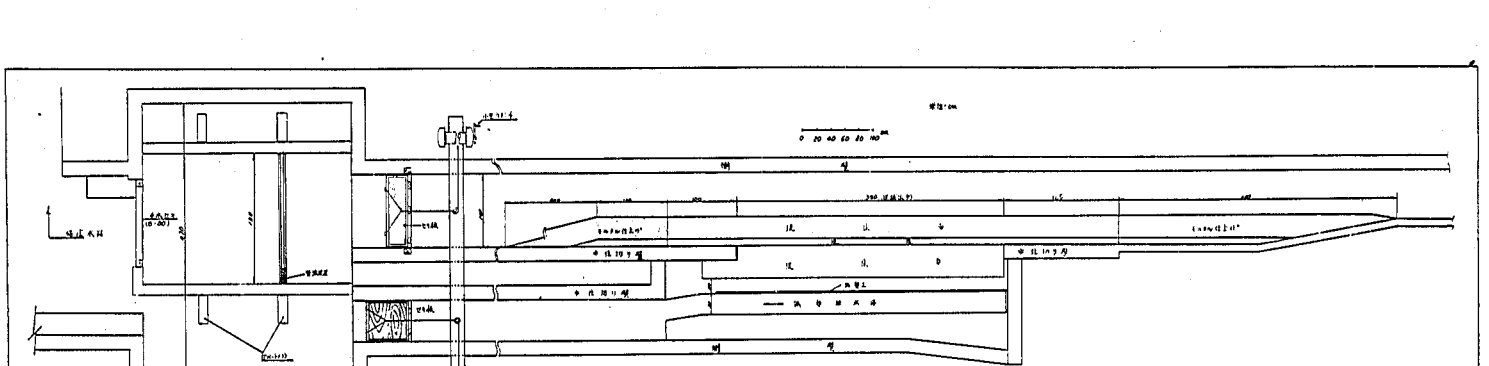
河道内および遊水池内の流れは、遊水池内のごく水深の浅い場合やごく流速のおそい場合をのぞいて重力項が支配的であり、相似はフルード則がなり立つ。したがって、粗度係数の縮尺比n_rは水平・鉛直縮尺比x_r・h_rで表わすと

$$n_r = \sqrt{\frac{h_r^{\frac{4}{3}}}{x_r}} \qquad (3-71)$$

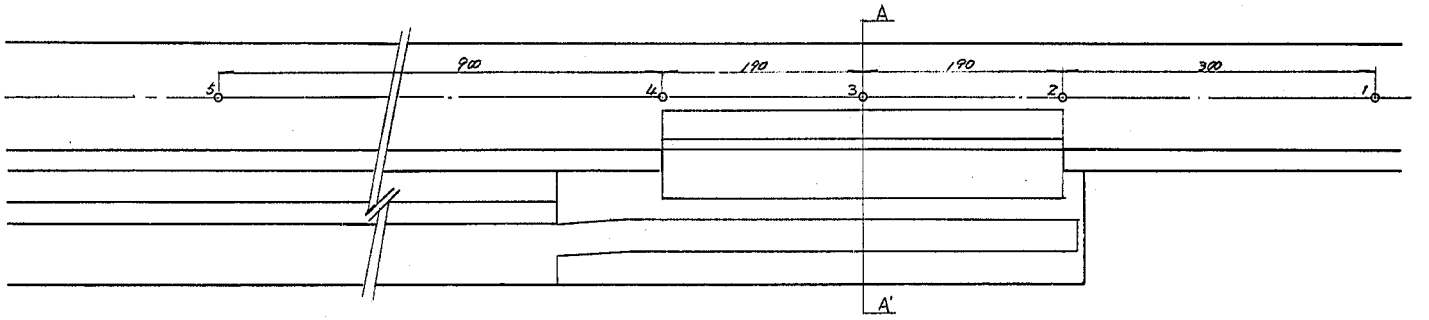
となる。北上川一ノ関の模型では$x_r = 100$、$h_r = 20$であるから、$n_r = 0.737$となる。模型製作区間内の現地粗度係数は表－3.3に示すように0.03～0.04と大きく、模型ではこれの

表－3.3　現地粗度係数
（計画粗度係数）

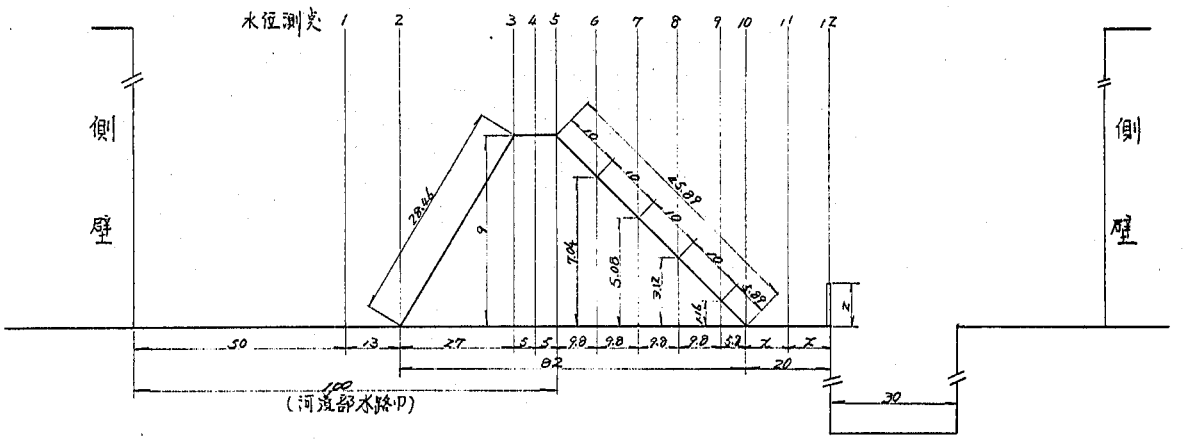
河道距離	粗度係数
18.0k～26.8k	n＝0.04
26.8k～38.2k	n＝0.03



図－３・８・１　実験装置概図



A-A' 断面形状及び水位測定位置　S=H: 1/10 V: 1/20

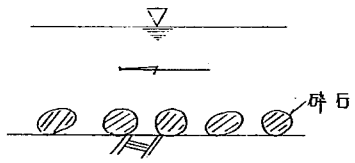


図－３・８・２　水位測定位置

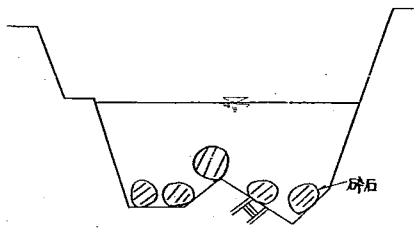
1/0.737 倍つまり 0.041～0.054 の粗度係数が必要とされる。遊水池内では、現地の実測による粗度係数は得られていないため、適当に仮定して決めた。しかし、遊水池内は河道に比し流速がおそいため、粗度係数に仮定値を用いた影響は少ないと思われる。

◇ 河道内の粗度係数の相似

模型はモルタル製でその表面は金ゴテ仕上げされているので、その実質的な粗度係数は0.013～0.016[7]であろう。これに河床の凹凸を考えたとしても、粗度係数は求める値0.041～0.054には達しないので、何らかの方法で粗度を増すことが必要となる。これに対し現在行なわれている一般的方法は、図－3.12に示すように砂利や砕石をモルタル面に並べることである。北上川一ノ関模型の場合もこれと同じ方法をもちいた。しかし、求めるべき粗度係数があまりに大きいため、水深に対し非常に大きい砕石を設定する必要が生じ、そのようにすれば図－3.13に示すように流積が著しく狭められ、結局フルード数が異なり、流れが変ってくることが予想された。そのため、砕石による粗度増大はある程度にとどめ、河積を狭めることなく粗度を増す方法として金網を設置することとした。砕石の設置は、有効な粗度効果をもたせるため、間隔をS/F＝20なる式で求めて設置した。ここで、S：砕石の間隔、F：砕石の流れ方向投影面積であり、S／Fの値が20以上の場合、1つ1つの砕石が粗度として有効に働く。[8,9] したがって、S／F＝20の場合のSが1つ1つの砕石が有効に働く最小間隔である。



図－3・12　粗度付け例



図－3・13　河積減少例

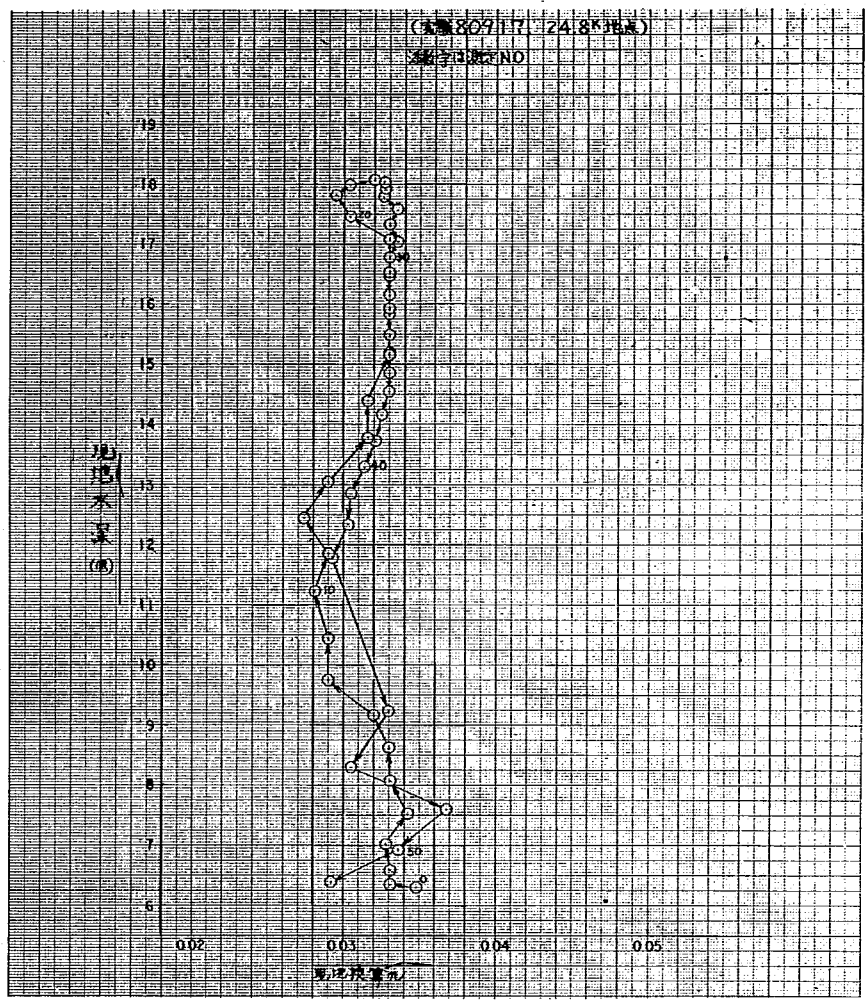
次に問題となったのは狭さく部の粗度係数の相似である。狭さく部は深い谷となっているため、現地の粗度にあわせるために側壁にも砕石をつけ粗度を増すようにした。また、粗度係数が水深と共に変化するので金網を用いた。現地においては、表－3.4に示すように流量によって粗度係数は0.03から0.04まで変化している。流量増つまり水位増にしたがい粗度係数は増大している。しかし、実験で河床および側壁に粗度をつけたのみでは、図－3.14に示すように水深に対しほぼ一定の値（模型n＝0.033程度）を示すのみで、変化をしない。したがって、水深の増大に伴ない粗度係数が変化するよう、図－3.15に示すように水路断面途中にも金網をはり、ある水位（実験では4,000、6,000、8,000㎥/sec 水位に分割）以上で

表－3.4　19.0～248kのn

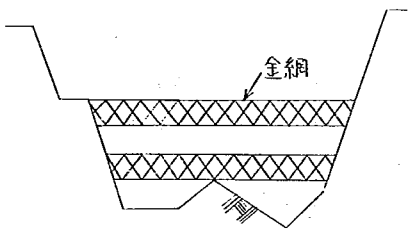
流　量（㎥/sec）	粗度係数
4,000～	0.040
3,500～4,000	0.0395
3,000～3,500	0.0385
2,500～3,000	0.0365
2,000～2,500	0.0335
～2,000	0.030

粗度係数が変化するよう工夫した。その結果、図－3.1 6.1～3に示すように粗度係数は水深と共に変化し、最大値はほぼ0.0 4になった。

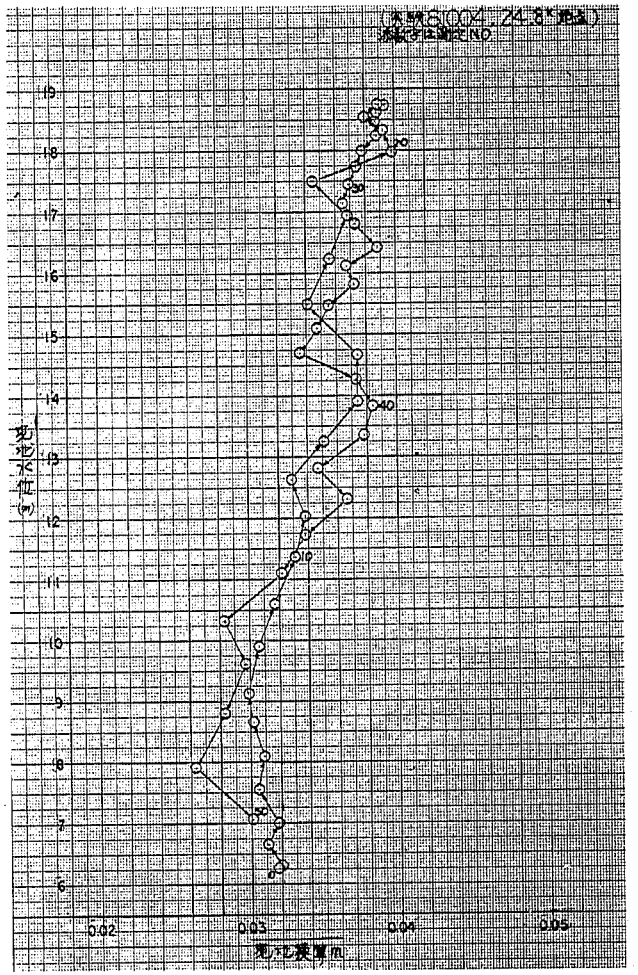
以上のようにして、河道内および遊水池内の粗度調整を行なった。



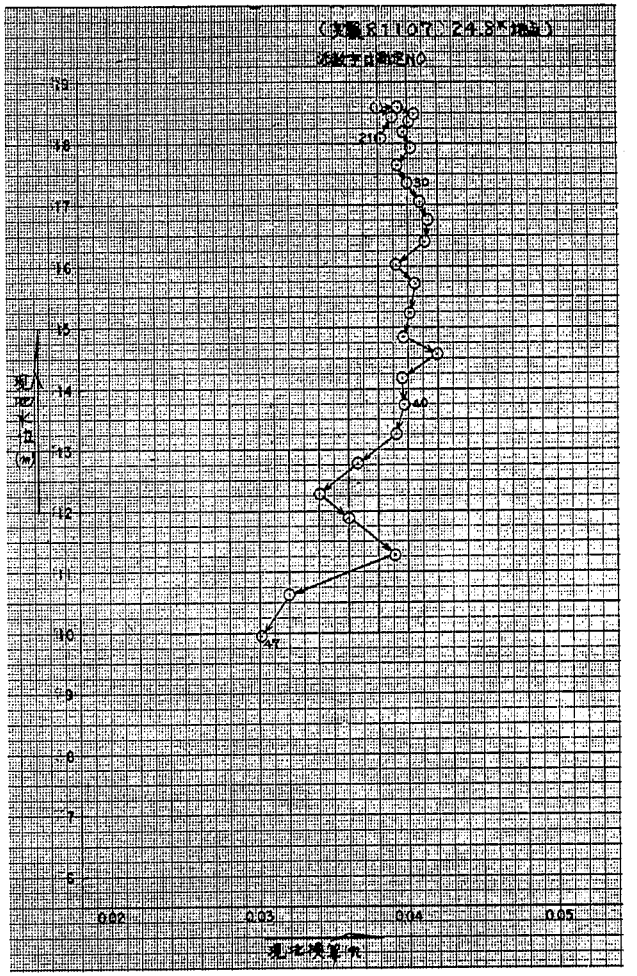
図－3・14　模型実験粗度係数（調整前）



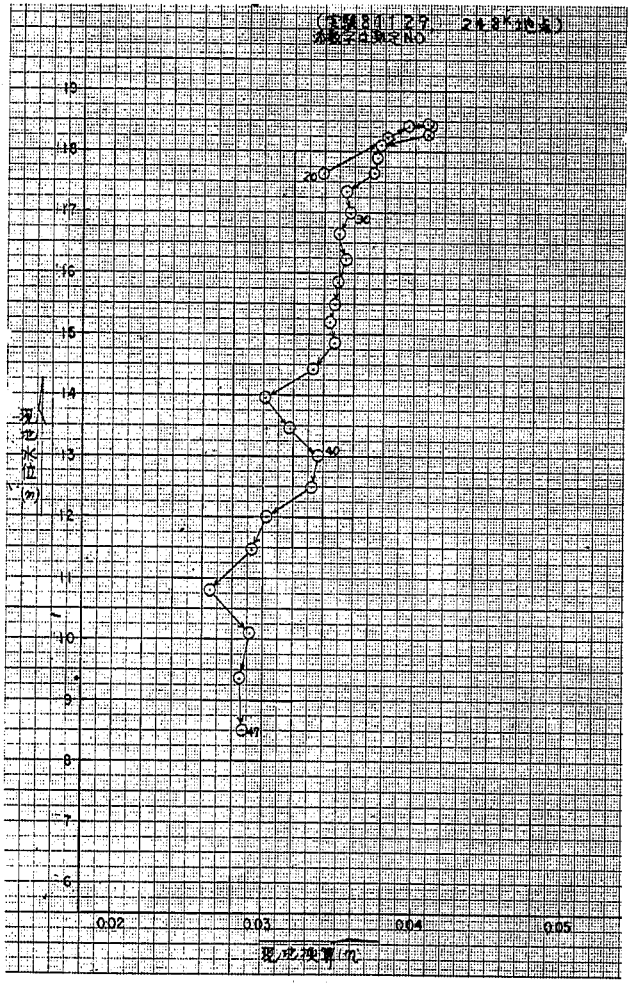
図－3・15　金網設置説明図



図－３・１６・１　模型実験粗度係数（調整後）



図－３・１６・２　模型実験粗度係数（調整後）



図－3・16・3　模型実験粗度係数（調整後）

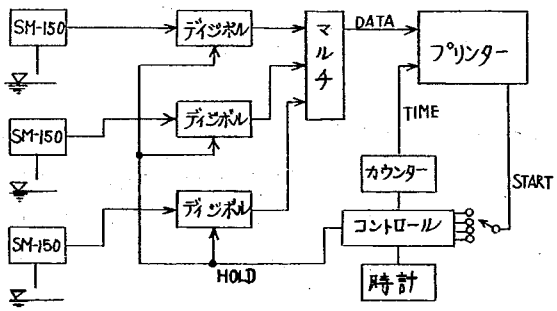
3．7　流量測定

遊水池計画では、遊水池での洪水調節量が重要な問題であるが、模型実験では上流及び下流端で流量を測定し、調節量を求めている。

流量測定法としては上流端では四角ぜきを用い、下流端では低水槽水位との落差が小さいためにせきが使用できず、代りにパーシャルフリュームを用いた。[10] 何れの測定法でも、水位を測定して流量に換算するので、精度の高い水位測定が必要である。特に、こう水波形の変形を求めるので時間間隔の短い繰返し測定が要求される。このため新たに水位の自動計測装置を開発した。[11]

この装置は水位検出部（写真－3.10.1）と記録部（写真－3.10.2）とからなり、検出部は触針型水位計ＳＭ－１５０型を使用した。水位計は円周１０ cm （変更可能）の巻取りプーリーと懸垂ワイヤー触針型電極、可逆モータ、信号変換器、これらを制御する制御部、測定間隔タイマー等により構成されている。図－3.17に構成図を示す。水位計の針は８ sec毎に自動的に上下してその時の水面位置を追随する。水位計検出部での出力電圧はアナログ量で１００～２００ m離れたディジタルボルトメーターに接続されている。水位の測定は、タイマー設定によりそれぞれ１０、３０、６０、１８０ 秒間隔に可能で、実験開始からの経過時刻と共にプリンターに出力される。測定結果の１例を図－3.17に示す。

今回の実験では、すべての実験時間を通じて１０sec 間隔で水位を検出精度±1.0 mmで測定し、フリューム内の流れの波動による測定誤差の生じるのを防いだ。



時間	分	秒	量水槽	フリューム(大)	フリューム(小)
2	33	10	052	223	190mm
2	33	00	053	222	186mm
2	32	50	053	222	187mm
2	32	40	053	222	187mm
2	32	30	052	224	194mm
2	32	20	052	223	191mm
2	32	10	052	225	188mm
2	32	00	052	226	192mm
2	31	50	052	227	192mm
2	31	40	053	228	193mm
2	31	30	053	230	195mm
2	31	20	053	232	198mm
2	31	10	052	231	195mm
2	31	00	052	230	197mm
2	30	50	052	232	201mm
2	30	40	052	233	197mm
2	30	30	054	235	197mm

図－３・１７　水位計構成図および測定結果

3．8　遊水面積及び貯留量の相似

遊水池の面積および貯留量については、現地河川が模型に正確に再現されていれば合っているのが当然である。しかし、例えば面積についてみれば、模型は図－4.1に示す範囲しか製作されていない。したがって本川水位のBackが効く支川面積は模型に含まれていない。今回の実験では、支川が衣川・太田川・磐井川の三川流入しており、衣川・太田川の遊水面積は比較的少ないとして無視しても、磐井川のそれは、本川ピーク水位付近においてはほぼ第3遊水池の面積に匹敵し（第3遊水池の遊水面積は１６０ha、本川ピーク水位付近の磐井川遊水面積は約１５０ha）これを無視し得ない。したがってこの面積を何らかの形で考慮することが必要であり、正確を期すためにはこの遊水面積分を模型上に再現することが必要であった。今回の模型では敷地の関係でこれを行なっていないため、計算による補正を行なうこととした。

本堤のない現状の場合は、計画の本堤よりさらに堤外側にも遊水をするため、遊水面積はさらに異なってくる。このため、検証実験の精度があまりよくない結果となった。

貯留量についても遊水面積と同じ問題をもっている。現在製作されている模型範囲では、田地の１枚１枚を正確に再現していないための誤差は加わっているかもしれぬが、それはわずかと思われ、問題は支川での貯留量および現状実験の場合は計画本堤より堤外地の遊水量であろう。

このように、遊水池の面積あるいは貯留量の相似は、模型製作範囲の不足による不一致の傾向がある。しかし、計画検討の実験ではその不足は支川のみであり、磐井川については補正が可能であるため、それによる誤差はさらに少なくすることができると思われる。

3．9　下流端設定条件

遊水池模型実験の手法のうち、もっとも困難かつ不明確な内容を含んでいるのが下流端水位の設定法である。

従来の水理模型実験では、下流端付近でH～Qカーブ（これは実測のこともあり、計算によることもある）を設定し、それに基づいて水位を調節する方法がもちいられている。しかしながら、遊水池模型実験では下流へ流出する流量を求めるのも１つの実験項目であり、下流端でH～Qカーブを与えられない悩みがある。そのため、実験手法も従来とは異なった手法が必要となる。

3.9.1　下流端水位設定に関する考察

今回の一ノ関遊水池模型実験では、遊水池より下流狭さく部２地点間の水位相関に従って下流端調節を行なうこととした。

その根拠は次に述べるようである。

① 流量が下流端設定条件の１要素として使えなかった。

② ある地点の水位と水面勾配が、その地点の流量を求めるのに大きな要因となっていることがわかった。これについては若干の説明を要する。[12] すなわち、不定流の運動方程式を示すと次式を示すと次式のようになる。

$$\frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x}-i+\frac{n^2v^2}{R^{\frac{4}{3}}}=0 \qquad (3-72)$$

ここで、第1項は加速度勾配であり、第2項は速度水頭の勾配、第3項は水深の勾配、第4項は河床勾配を表わす。第3、4項の和は流れの水面勾配に相当する。第5項は摩擦勾配を表わす。木下は、河川縦断勾配の程度ごとに（3－72）式の各項の値を概算し、その値が微少となる項を省略すれば、おおまかに、

$$i>\frac{1}{1000} \qquad -i+\frac{n^2v^2}{R^{\frac{4}{3}}}=0 \qquad (3-73)$$

$$i>\frac{1}{3000} \qquad \frac{dh}{dx}-i+\frac{n^2v^2}{R^{\frac{4}{3}}}=0 \qquad (3-74)$$

$$i<\frac{1}{3000} \qquad \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x}-i+\frac{n^2v^2}{R^{\frac{4}{3}}}=0 \qquad (3-75)$$

と表わし得るとした。[13]

（3－73）式はmanning の式にほかならず、流量Qは流水断面積をAとして、

$$Q=Av=\frac{A}{n}R^{\frac{2}{3}}i^{\frac{1}{2}} \qquad (3-76)$$

となり、 $i^{\frac{1}{2}}/n$ ＝const とすれば、$AR^{\frac{2}{3}}$ は水位Hの1価関数であるから、QはHの1価関数 $Q=f_1(H)$ で表わされる。すなわち、縦断勾配が急な河川における水位流量曲線は1価関係で表わすことが可能である。

（3－74）式を変形すると

$$Q=Av=\frac{A}{n}R^{\frac{2}{3}}\left(i-\frac{dh}{dx}\right)^{\frac{1}{2}}=\frac{A}{n}R^{\frac{2}{3}}\left(-\frac{dH}{dx}\right)^{\frac{1}{2}} \qquad (3-77)$$

となって、$Q=f_2(H, dH/dx)$ で表わされる。すなわち、縦断勾配がやや緩やかな河川における水位流量曲線は水位と水面勾配との関数で表わされる。

さて、縦断勾配が緩やかな河川については（3－72）式各項とも相対的に無視できなくなり、流水の運動はxおよびtの偏微分方程式で表わされることになる。（3－72）式はvまたはhについて代数的に解くことができないので、一般に、差分式または図解法によって解く。

北上川一ノ関遊水池の場合を考えてみると、その狭さく部の河床勾配は約1/7000あり、前記分類でゆけば縦断勾配が緩やかな河川にはいる。したがって（3－72）式の各項共に相対的には無視できない。このうち、第1項の加速度勾配は洪水の立上り時、洪水ピーク時、感潮区間などにおいて比較的値が大きくなる項であるが、今回の実験の場合、水位相関をとった2地点のうち、上流側の変化を見つめながら下流を調節するという方法をとっているため、第1項の影響が大きい（すなわち、上流側の変化が下流に及ぶ傾向にある）場合にはより有利であり、同手法の問題は洪水下降期にあった。

洪水下降期には第1項は他項に比し相対的に小さいとして無視し得る。この場合には第2～5項で運動方程式を立て得る。これは定常不等流式であり次に示す。

$$\frac{v}{g}\frac{dv}{dx}+\frac{dh}{dx}-i+\frac{n^2v^2}{R^{\frac{4}{3}}}=0 \qquad (3-78)$$

いまQ＝const として、上式に、

$$v=\frac{Q}{A} \qquad (3-79)$$

$$\frac{dv}{dx}=-\frac{Q}{A^2}\frac{dA}{dx}=-\frac{Q}{A^2}\frac{dA}{dh}\frac{dh}{dx} \qquad (3-80)$$

$$\frac{dh}{dx}=i+\frac{dH}{dx} \qquad (3-81)$$

なる関係を代入すると、

$$-\frac{Q^2}{A^3g}\frac{dA}{dh}\left(i+\frac{dH}{dx}\right)+\frac{dH}{dx}+\frac{n^2Q^2}{A^2R^{\frac{4}{3}}}=0 \qquad (3-82)$$

$$Q=\sqrt{\frac{-\frac{dH}{dx}}{\frac{n^2}{A^2R^{\frac{4}{3}}}-\frac{1}{A^3g}\frac{dA}{dh}\left(i+\frac{dH}{dx}\right)}} \qquad (3-83)$$

を得る。（3－83）式の中でA、R、dA/dh はすべて水深hまたは水位Hの関数であるから、結局、流量QはHおよびdH/dx（水面勾配）の関数Q＝f_3（H，dH/dx）で表わされることになる。

もし、河道断面が一様な長方形断面（水面幅B、水深h）と仮定できる場合には、(3－83)

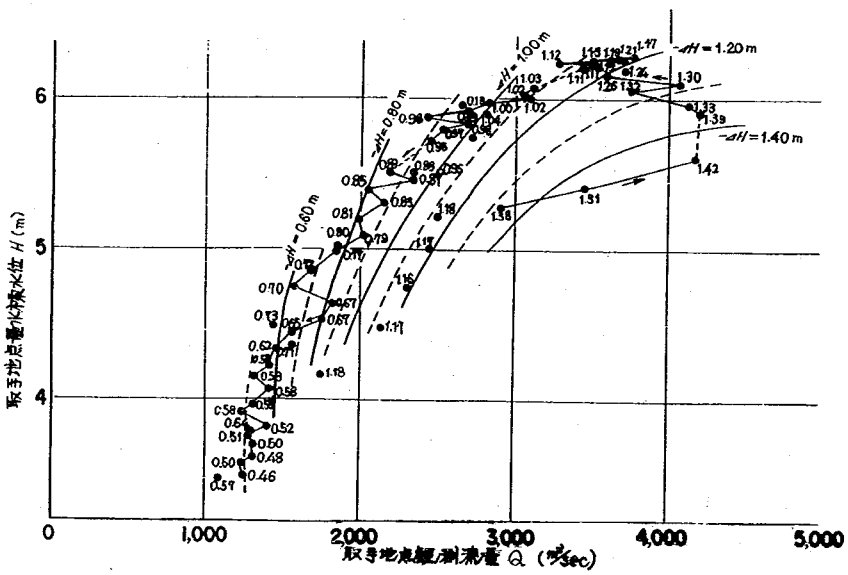
式でA＝Bh、R≒hとおけば、単位幅流量qについて、

$$q=\frac{Q}{B}=\frac{h^3\left(-\frac{dH}{dx}\right)}{\frac{n^2}{h^{\frac{1}{3}}}-\frac{1}{q}\left(i+\frac{dH}{dx}\right)} \qquad (3-84)$$

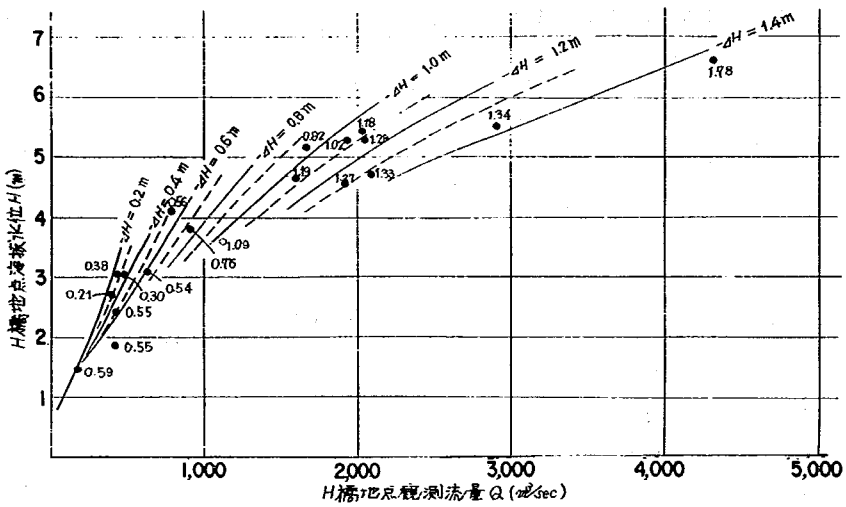
を得る。

その実側を示すと図－3.1 8.1～2のようになる。つまり、図－3.1 8.1は利根川の実測例であり図－3.1 8.2は外国T河の実測例である。また、図－3.1 9はモデル河道における例であり、これからも、水位あるいは水深が一定の場合流量と水面勾配が正の関係（水面勾配が大きいほど流量は大）にあることがわかる。

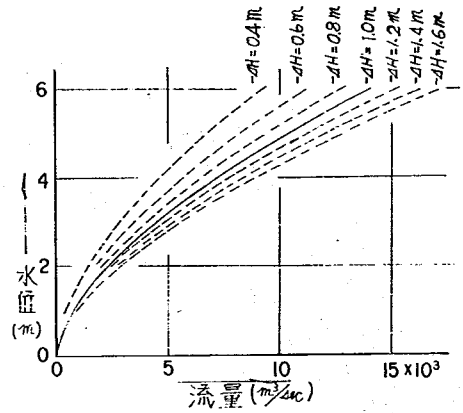
以上の考察から、洪水流の下流端条件はその区間での流量変化が無視できる場合には水位と水面勾配により求められることが導かれる。



図－3・18・1　利根川取手流量観測所におけるH～Q曲線



図－３・１８・２　某外国Ｔ河，Ｈ橋流量観測所におけるＨ～Ｑ曲線



図－３・１９　モデル河道におけるＨ～Ｑ曲線の例

3.9.2　実験に用いた手法

遊水池下流部の相川地点では、洪水時にＨ～Ｑ曲線がループを画くので、Ｈ～Ｑ関係では水位を設定することができない。それでここでは前述したような水位と水面勾配を使用する方法を用いた。

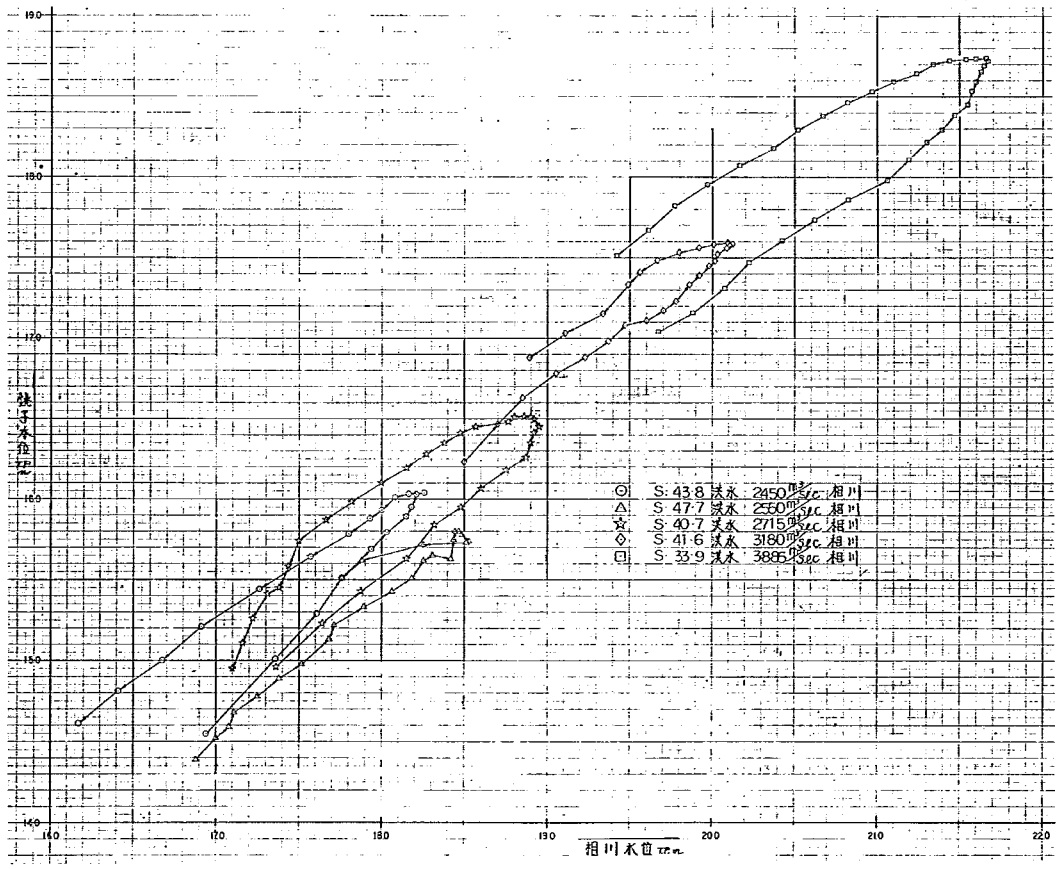
実験では、遊水池下流端（つまりこの地点は狭さく部入口にあたる）の相川（県境からの距離標２４.８ｋ）水位に対し、その地点より約7.0ｋ下流の銚子（県境からの距離標１８.０ｋ）水位を設定するようにした。つまり、銚子地点より約2.0ｍ（現地で２００ｍ）下流に水位調節用のゲートを設置し、相川地点の水位をみつめながらゲート操作をしてゆく方法をとった。

◇　銚子・相川水位相関図作成について

次に、銚子・相川水位相関図作成について述べる。

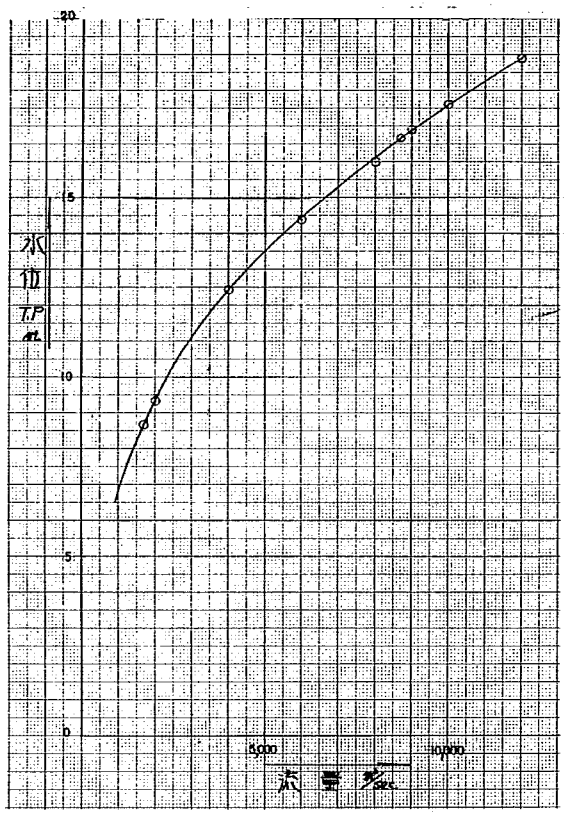
水面勾配を与えるということは、ある距離はなれた２地点の水位をある相関のもとに与えるということである。今回の実験では、銚子と相川の水位相関を設定することが必要である。この方法としては、１つは実績洪水の実測値から相関を求める。２つは狭さく部が一部を除いてごく単純な断面であることから、狭さく部区間のみ不定流計算を行なって相関を求める。の２方法が考えられる。１の方法では実績洪水が計画洪水流量付近まであることが必要であるが、一ノ関の場合には3,０００～4,０００㎥/sec 付近までである。その実測水位相関図を示すと図－3.２０のようになる。したがって、計画洪水量を流す実験は２の方法によらざるを得ない。

不定流計算は、一般的に流れの運動方程式と連続式を差分化して解く方法をもちいた。計算条件は、①計算範囲は岩手・宮城県境（0.０ｋ）から相川地点（２4.８ｋ）までの約２５Kmであり、計算区間距離（⊿ｘ）はほぼ 1.０Kmである。②境界条件としては、下流端（0.０ｋ）で図－3.２１に示す水位・流量曲線を、上流端（２4.８ｋ）で図－3.２２に示す５種の時間流量曲線を与えた。

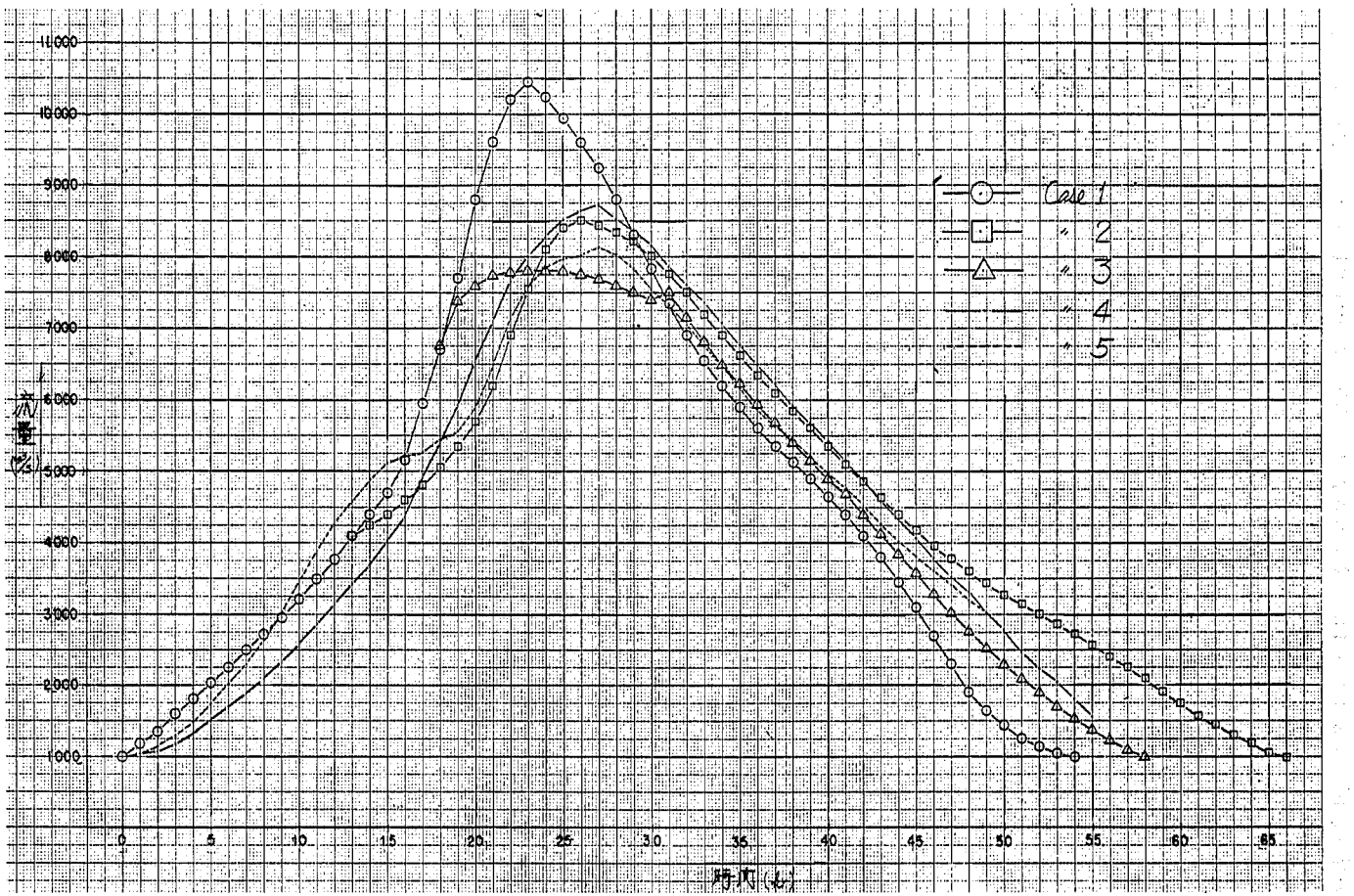


図－３・２０　銚子～相川実測水位相関図

③粗度係数は、０ｋ～9.0ｋ：ｎ＝0.０３４、9.０ｋ～１８.０ｋ：ｎ＝0.０３５、１８.０ｋ～２４.８ｋ：ｎ＝0.０４を与えた。④計算時間間隔は１分とした。⑤初期条件は、計算開始時の上流端流量を全区間同一流量として取り扱い、不等流計算を行ない各断面の水位とした。



図－３・２１　北上川県境地点Ｈ～Ｑ



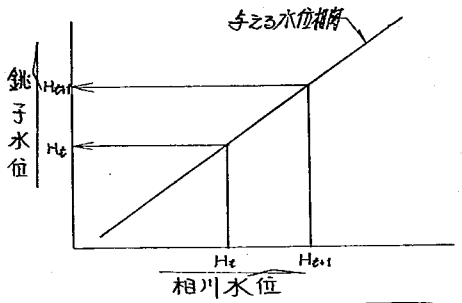
図－３・２２　不定流計算使用ハイドログラフ

その結果、図－3.2 3.1～4に示すような銚子・相川それぞれのH～Qカーブが得られ、図－3.2 4.1～2に示すような銚子・相川水位相関図が得られた。各H～Qカーブをみると、増水期と減水期で同一水位に対する流量が相川では５００㎥／secも違っているのがわかる。また、水位相関図で異なっているのは流量が異なるためである。

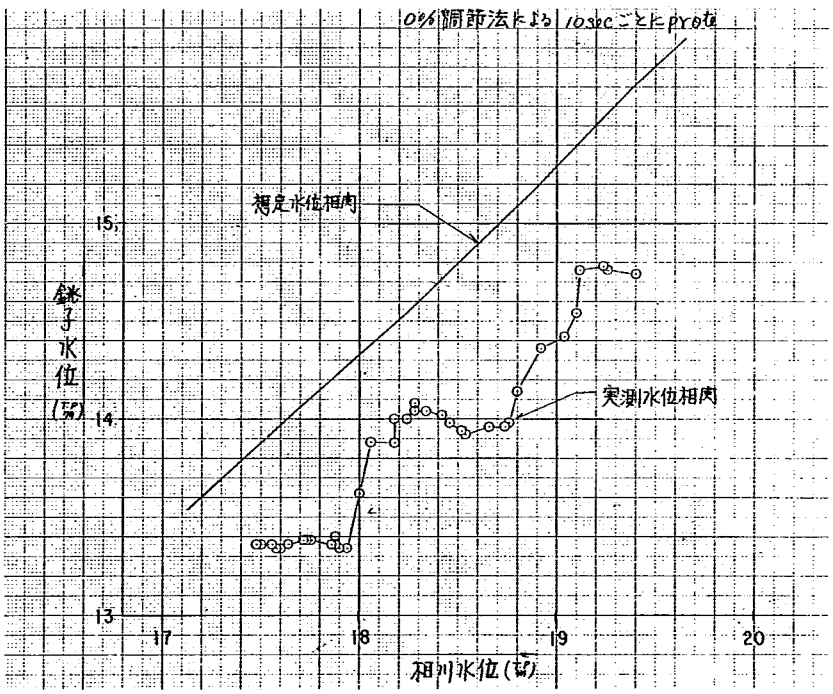
◇　水位相関の与え方

銚子・相川水位相関図として一応前述の図－3.2 4が求められた。この相関図は５種の時間・流量曲線のみによって求められたものであり、起り得るすべてのハイドロの場合の相関図を表わしているとはいえないが、銚子・相川の相関を知るうえでの１つの目安となり得る。

銚子・相川水位相関図が求まった場合、次に問題となるのは、実験中この相関をどのようにして与えるかということである。単純に考えれば、図－3.2 5に示すように、ある時間ｔ時における相川水位を実測して、それに相当する銚子水位を相関図から読みとり下流ゲートを調節すればよい。しかし、実際に実験を行なう場合、水位測定の時間間隔の問題や、実測してからゲートを調節するまでの時間的おくれなどがあり、単純に上記のような方法をとるわけにはいかなかった。上記のような方法をとった場合、想定した水位相関と実際のそれは図－3.2 6に示すようになった。



図－３・２５　水位相関の与え方（その１）

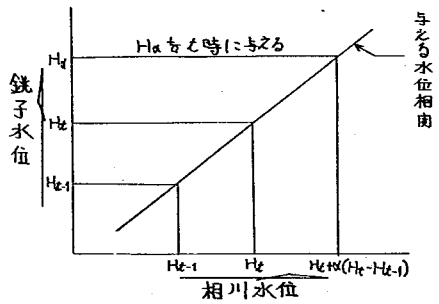


図－３・２６　実測水位相関図

この場合、水位測定間隔は３分、相川水位を測定してゲート調節を終るまでの総時間は約1分30秒（後にはさらに迅速化して１分程度となった）であった。

この図をみるとわかるが、単純に水位相関図に従って後おしで下流水位を設定した場合、相川水位実測からゲート調節までの時間おくれのため、増水期で水面勾配がより急に、減水期でよりゆるやかになる。これを補正するためには、ゲート調節の時間おくれをなくすことと、調節の時間間隔を小さくすることが必要である。

そこで、ゲート調節の時間間隔を小さくすることと、図－3.２７に示すように、ｔ＋１時の水位を予測してｔ時水位との差の何％かをｔ時水位に上のせしてゲート調節を行なうこととした。

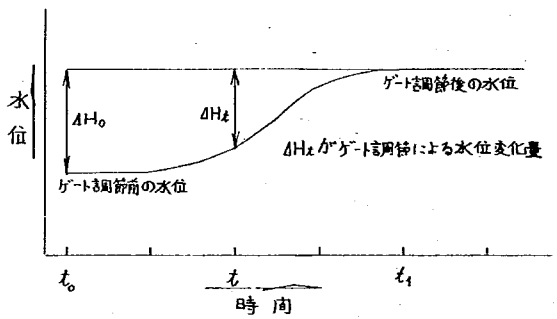


図－３・２７　水位相関の与え方（その２）

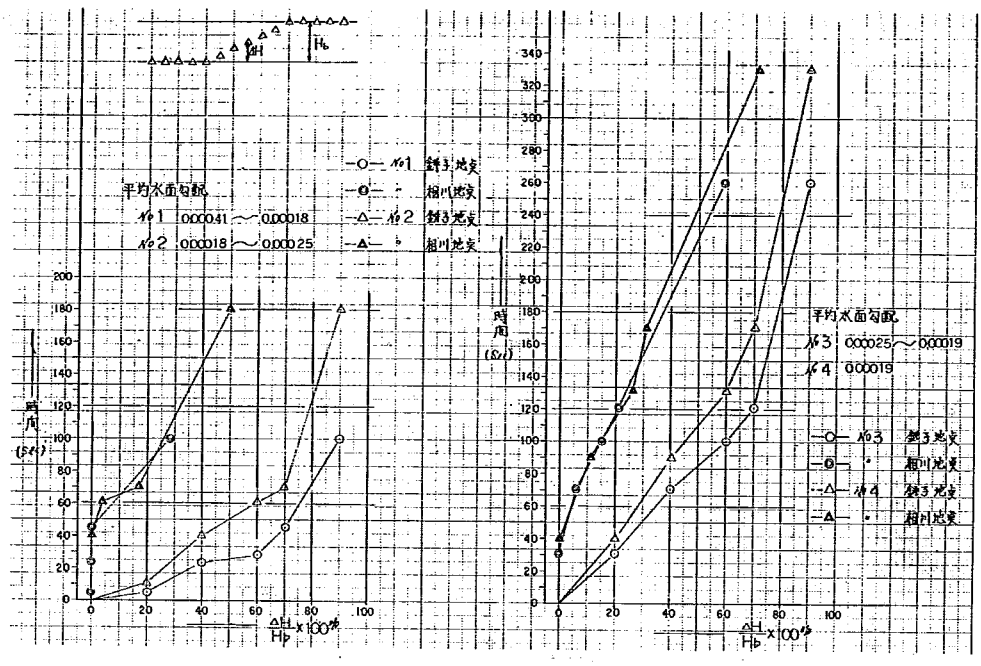
狭さく部区間の不定流計算や実験実測値からｔ時前後の水位上昇量を $\alpha_t = H_{t+1} - H_t / H_t - H_{t-1}$ で求めてプロットすると図－3.２８.１～３に示すようになる。この図から、$\alpha_t = 0.7$ を採用した。

また、相川地点での水位変動に対し、下流端ゲートの調節の影響が支配的であってはならない（相川地点ではできるだけ自然な形でＨ～Ｑを設定するため）が、下流端ゲートの調節がどの程度相川地点におよぶかを検討してみた結果を参考に述べてみる。

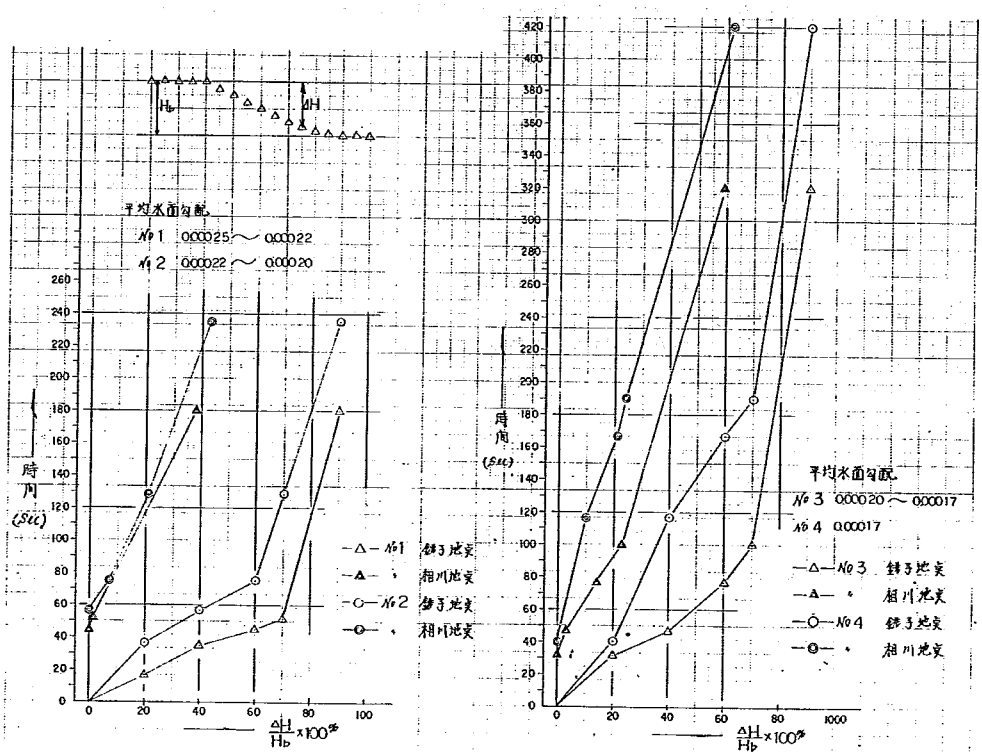
まず、上流から定流（現地2,000㎥／sec、模型２２４ℓ／sec）を流し、下流端ゲートを一定量（4.0～6.0 cm)上昇あるいは下降させた場合の、ゲートから2.0ｍ地点（現地では銚子地点にあたる）と相川地点の水位変化を示すと図－3.２９.１～２となる。これを図－3.３０に例示するように、各地点の変動後の水位と各時間の水位との差をとって示すと図－3.３１.１～４のようになる。これらの図からは、まず下流でのゲート調節による水位変化の影響が相川地点に及びはじめるのは、ゲート調節後約４０sec程度かかることがわかる。また、銚子地点で全変動量の７０％水位が変動した場合、同時間での相川地点の水位変動量は、全変動量の０～２０％程度である。その時間は６０～１２０ secである。



図－３・３０　水位差のとり方

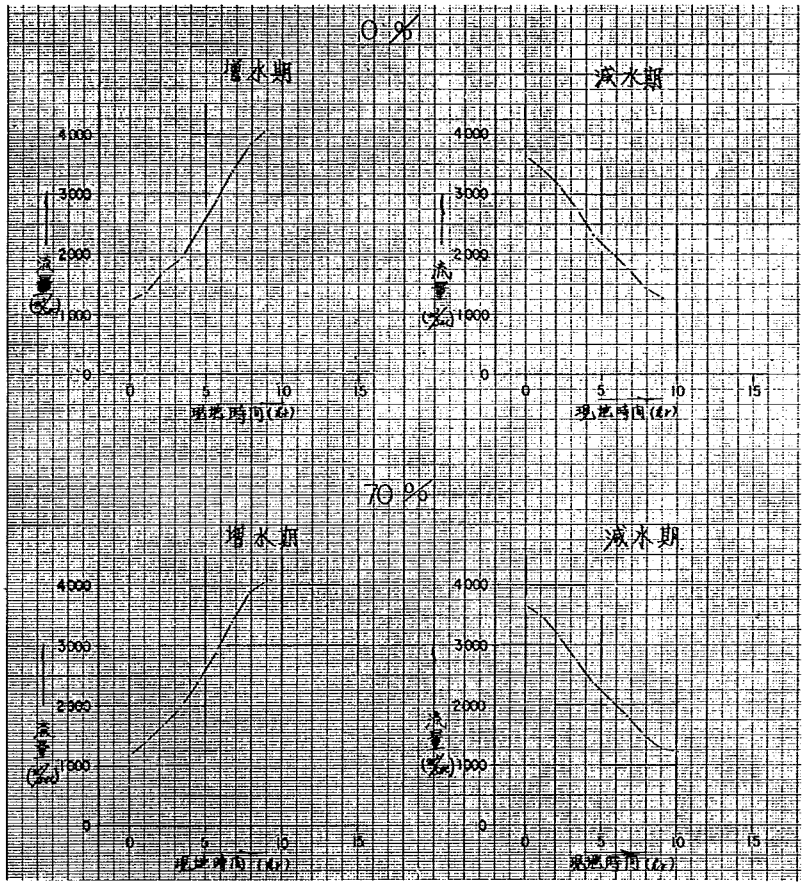


図－3・32・1　水位変動時間変化（上昇時）



図－3・32・2　水位変動時間変化（下降時）

次に、上流からは図－3.3 3に示すような流量ハイドロを与え、下流ゲートの調節を種々に変えた場合の、相川地点の水位変化を比較して示すと図－3.3 4.1～3のようになる。この図をみると、まず増水期では、下流端ゲートを1,000㎥／sec（模型１１１.８ℓ／sec）の水位に調節したまま（この場合、流量増に伴なう水位の自然増はある）にして流量ハイドロを与えたケースと、ゲートを図－3.3 5.1に示す銚子～相川水位相関図そのまま（つまり、相川水位に対応する銚子水位）に縦って調節したケースとでは、水位差がほとんどない。



図－３・３３　与流量ハイドロ

それに対し、７０％水位を上積みしてゲート調節を行なったケースでは、相川水位が高くなっている。さらに、これまでの２ケースは共に、ゲート調節の時間間隔を３分としていたのだが、これを１分３０秒とし７０％の水位上積みのゲート調節法にした水位は、上記３分の場合とあまりかわらない。しかし、図をよくみると、３分のケースの値がきれる付近から１分３０秒のケースの水位がのびはじめており、ゲート操作の時間間隔を短くした効果があらわれている。

減水期についても図－3.3 4.3に示すように、増水期と同じようにゲート操作による効果があらわれている。

下流端水位の設定については以上述べた如くであるが、この方法で完全に現象を表現できたわけではない。

特に洪水のピーク時においては操作方法の差による違いが大きい。しかし、単なるH～Q関係のみによる条件設定法に比べてこの方法では、はるかに精度が向上しており、今回の実験目的を十分満足しているものといえる。

表－3.5　測定値の標準偏差

量水槽

Q	μ	σ_1	σ_2
500m³/sec	51.58	0.86	0.69
(56ℓ/sec)			
1,000m³/sec	82.95	1.23	1.004
(113ℓ/sec)	80.78	1.00	0.61
2,000m³/sec	132.66	1.23	0.71
(224ℓ/sec)	130.34	1.06	0.65
3,000m³/sec	175.29	1.27	0.50
(335ℓ/sec)	174.03	1.31	0.69
4,000m³/sec			
(447ℓ/sec)	213.26	1.15	0.88
5,000m³/sec			
(559ℓ/sec)	244.86	1.14	0.66
6,000m³/sec			
(671ℓ/sec)	277.76	1.16	0.57
7,000m³/sec			
(783ℓ/sec)	307.44	1.30	0.68

パーシャルフリューム（W＝2ｆｔ）

Q	μ	σ_1	σ_2
1,000m³/sec	205.08	0.62	0.31
(113ℓ/sec)			
2,000m³/sec	310.46	0.99	0.42
(224ℓ/sec)			
3,000m³/sec	400.31	1.38	0.51
(335ℓ/sec)			
4,000m³/sec	474.85	1.67	0.78
(447ℓ/sec)			
5,000m³/sec	544.40	2.09	0.97
(559ℓ/sec)			
6,000m³/sec	620.78	3.01	1.36
(671ℓ/sec)			
7,000m³/sec	664.79	3.23	1.55
(783ℓ/sec)			

パーシャルフリューム（W＝1ｆｔ）

Q	μ	σ_1	σ_2
500m³/sec	202.31	1.20	0.89
(56ℓ/sec)			
1,000m³/sec	313.87	1.37	0.58
(113ℓ/sec)			
2,000m³/sec	485.19	0.97	0.31
(224ℓ/sec)			
3,000m³/sec	624.48	1.99	1.58
(335ℓ/sec)			

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} (x_1 - \mu)^2}$$

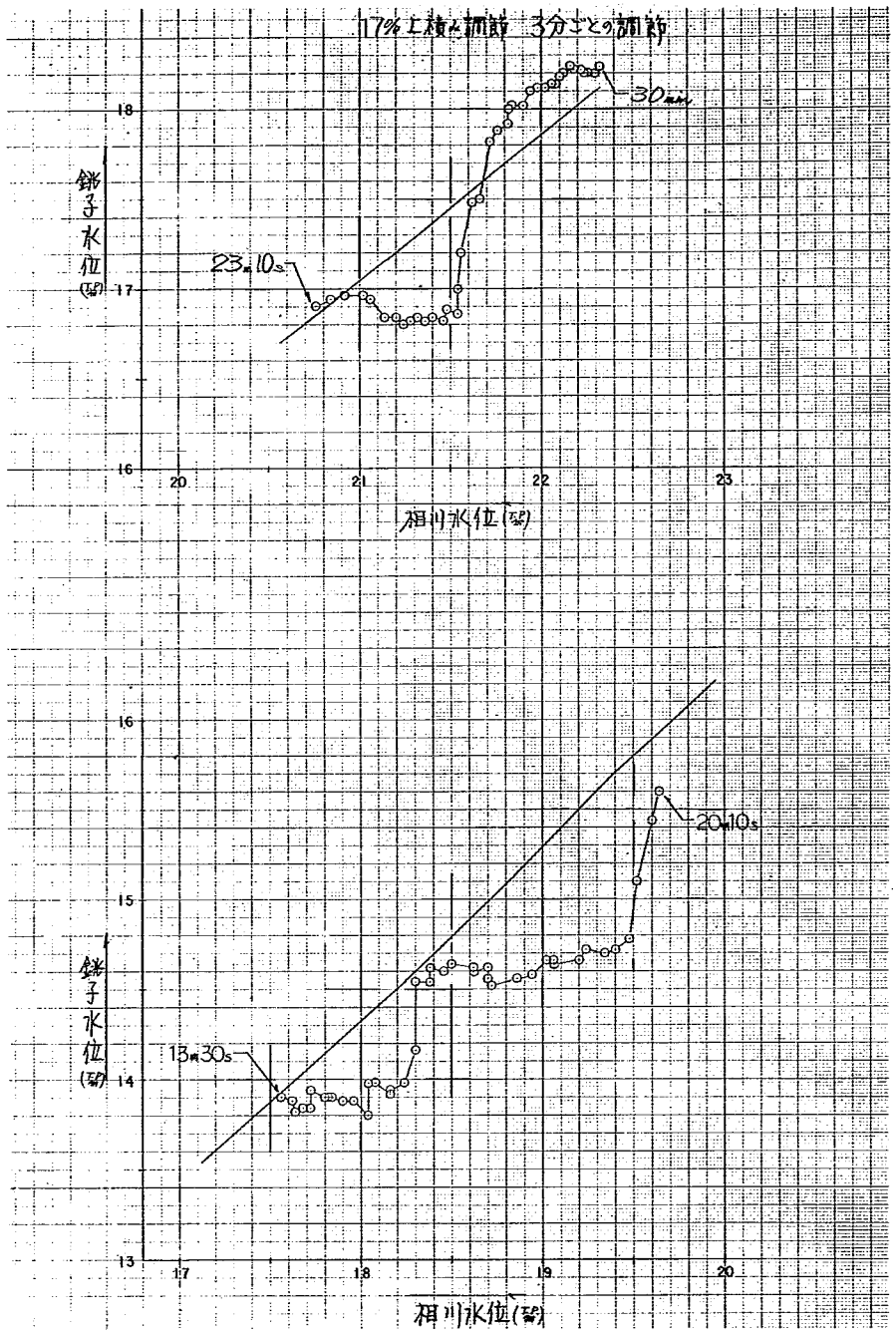
Q：流量　　n：個数　　x_1：測定値

μ：平均

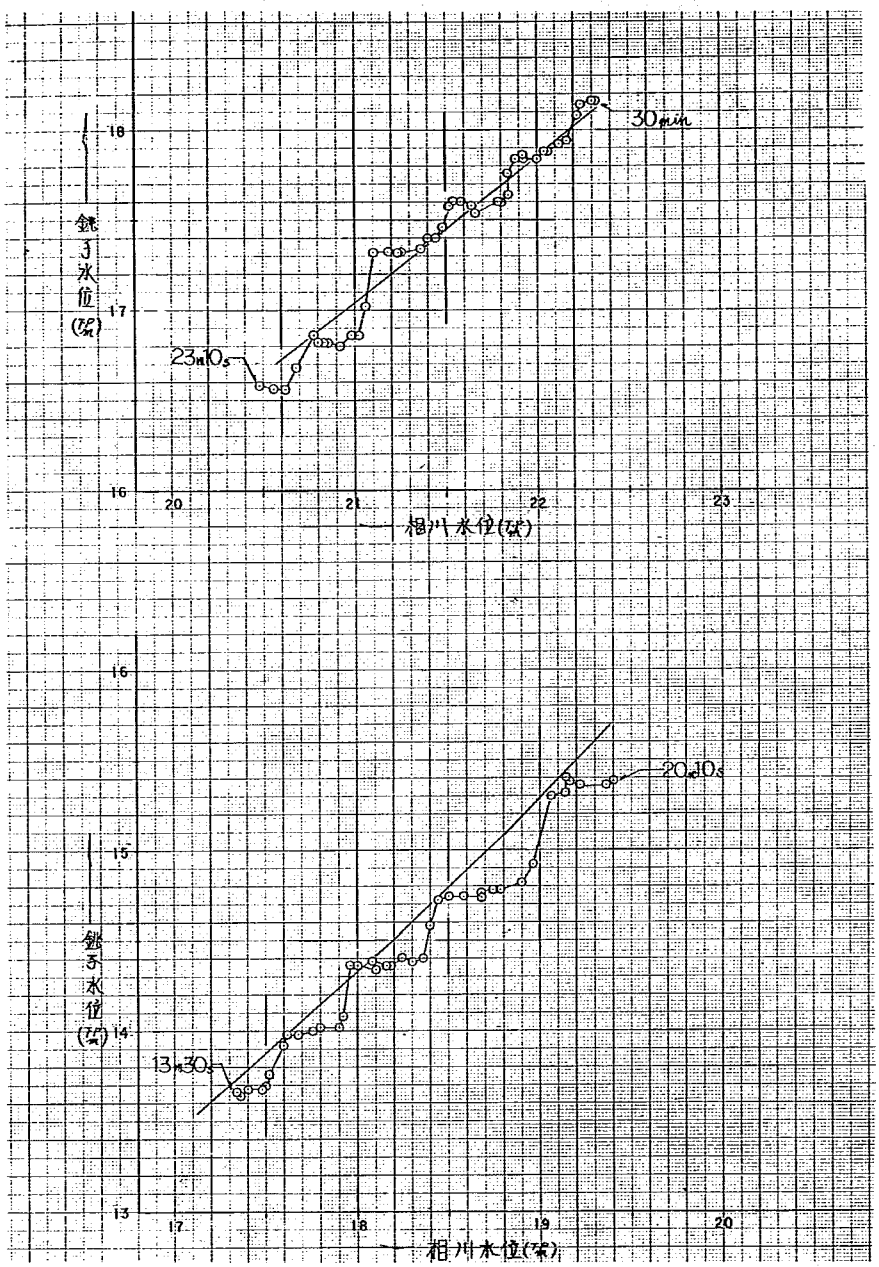
σ：標準偏差

σ_1：６０個の資料全部の標準偏差

σ_2：６０個の資料を６個づつ平均した１０資料の標準偏差



図－３・３６・１　１０秒ごとの銚子～相川水位相関図
７０％上積み調節　３分ごとの調節



図－３・３６・２　１０秒ごとの銚子～相川水位相関図
７０％上積み調節　１分３０秒ごとの調節

第４章　実験経過

4·1　昭和４６年度の経過

昭和４６年度に、岩手工事々務所より土木研究所に模型実験による検討の依頼があり、それを受けて、縮尺・水平1/100，鉛直1/20、歪度５の模型製作にはいった。

模型範囲は、初期には上流を箱石（３８２ｋ）、下流を相川（２４８ｋ）とし、右岸側は東北本線まで左岸側はT.P.30ｍの高さまで山を再現した。しかし、種々の検討を行なった結果、下流の狭サク部も製作が必要となり、昭和４７年度には２４８ｋから１７８ｋまでの７㎞区間を補足製作することとなった。この模型範囲内に存在する橋梁（高館橋，柵瀬橋，千歳橋）、水制、主要水路、主要道路等も規定の縮尺に従って製作した。

また、模型区間内に流入している衣川・太田川・磐井川の支川は、すべて合流点付近のみ一部製作した。

4·2　昭和４７年度の経過

昭和４７年度は、実験手法の開発とともに模型の検証実験、歪越流堤の相似性の検討などを行なった。またその間に小堤を製作してみて、越流の仕方・池内の流況等についても観察を行なった。

模型の検証実験は、目的により分類すると粗度検証と遊水効果の検証にわけられる。前者は主として定流実験、後者は不定流実験による。定流実験にもちいた流量は、河道内のみでほぼ流下し得る流量として1,０００㎥/sec（模型１１２ℓ/sec）、1,５００㎥/sec（模型１６８ℓ/sec）の２種とした。また、不定流実験に使用した既応洪水ハイドロは、昭和４１年６月洪水（ピーク流量3,５００㎥/sec）、昭和４７年７月洪水（ピーク流量3,２１０㎥/sec）のものを使用した。

越流堤の検討は二次元水路に堤を設置して行なった。歪越流堤の相似性の検討、横越流堤の検討は前述（第３章４項）の通りである。

4·3　昭和４８年度の経過

昭和４８年度は、実験手法の開発とともに本格的な堤高検討実験にはいった。堤高の検討は全部で８案までが行なわれた。実験に使用した洪水ハイドロは、箱石流量に衣川・太田川の支川合流量を加えた計画ハイドロ（ピーク流量１０,０００㎥/sec）の他に、最終の堤防案では、増水期のシャープな洪水ハイドロ（ピーク流量9,６００㎥/sec）、増水期のフラットな洪水ハイドロ（ピーク流量7,４００㎥/sec）のケースも検討を行なった。

遊水効果を検証する実験もさらに行なわれ、模型実験の精度向上に努めている。

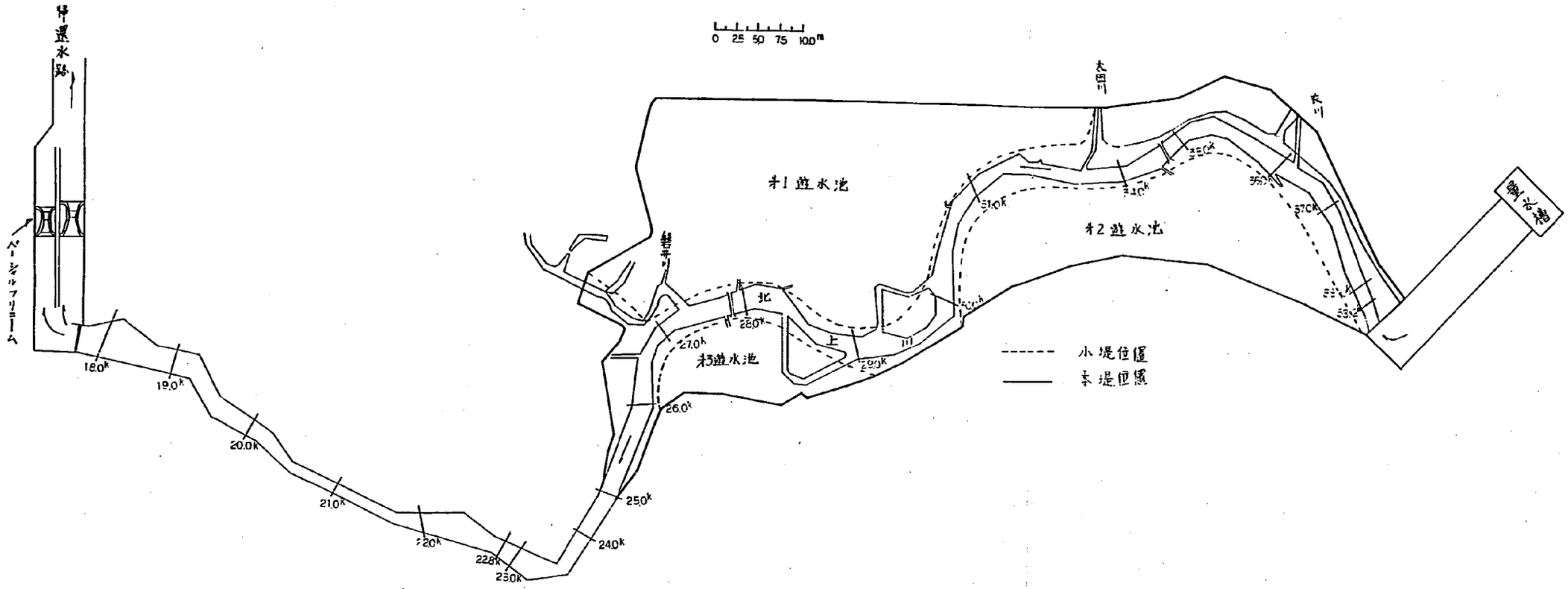
また、越流堤の減勢工の検討も二次元模型（縮尺、水平・鉛直共1／15）をつかって行なわれている。

4·4 昭和49年度の経過

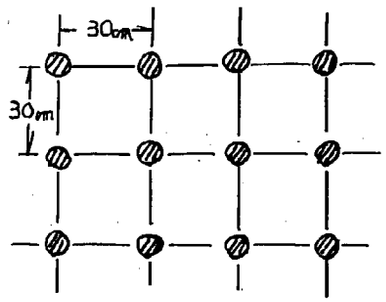
昭和49年度には、まず堤高第8案の場合の下流々出量検討実験をさらに3ケース行なった。上流で与えた流量は計画ハイドロである。これは、下流々出量の計測誤差を少しでも減じようとの意図によるものである。その後、小堤のない場合の下流々出量および浸水状況をつかむための実験を3ケース行なった。いずれも計画ハイドロを与えている。これは前年度行なわれた1ケースに対し、下流水位の与え方を最良手法としたために行なったものである。その後、下流水位の与え方について、既応洪水によってその適応性を確かめ、三次元模型による実験を終了した。

また、越流堤減勢工の検討実験も、前年度と同じ二次元模型をつかって、三種の堤高（43.3, 33.3, 23.3cm）に対する減勢工検討実験を行なった。

以上が、昭和46年度に模型製作を行ない、昭和47・48・49年度に行なった実験の概要である。詳しくはさらに表－4・1～2を参照されたい。



図－４・１　模型平面図



図－４・２　粗度石配列図

表－4.1　検証実験ケース一覧表

実験 No.	洪水年月	ピーク流量（箱石）	河床条件	上流条件	下流条件	時間縮尺	備考
71114	S41.6	3,500㎥/sec	河道内は砕石粗度 遊水池内はモルタル床	洪水ハイドロ1	相川実測H～t	t_r＝22.4	下流流量は相川地点直下流の堰で測定。 実験80120まで同じ。 他はパーシャルフリューム。
71212	〃	〃	河道内は（砕石＋金網）粗度 遊水池内は第1の一部、第3の全部に15cm間隔の千鳥に砕石配列。 図－5.14参照	〃	〃	〃	
71215	〃	〃	〃	〃	〃	t_r＝22.4×0.4＝89.6 ただし、箱石Qが2400～ピークまでの区間	
71218	〃	〃	〃	〃	〃	t_r＝89.6 ただし、箱石Qが2400～相川Qがピークまで	上流で与えるハイドロを量水槽と箱石間の水路伝波を考慮し、3分間前にずらした。 以下同じ。
71220	〃	〃	〃 川岸に沿って砕石（1号）を並べる。	〃	〃	t_r＝22.4	
71222	〃	〃	〃 71220で並べた砕石の裏にさらに5号砕石を配す。 図－5-18参照。 道路を5号砕石で模擬した。 ただし、主要道は実験前にモルタルで再現されていた。	〃	〃	〃	
71225	S47.7	3,035㎥/sec	〃	洪水ハイドロ2	〃	〃	
80117	〃	3,220㎥/sec	〃 遊水池内全面に砕石を配列。 図－4.2参照。	洪水ハイドロ4	〃	〃	
80120	S41.6	3,570㎥/sec	〃	洪水ハイドロ3	〃	〃	
80803	〃	〃	河道を狭さく部区間7k（相川～銚子）延長。	〃	相川～銚子H～H相関 相関図－1	〃	水位相関の与え方 t＋1時の銚子水位はt時の相川水位に対応する水位
80806	S47.7	3,220㎥/sec	〃	洪水ハイドロ4	〃	〃	〃
80824	S41.6	3,570㎥/sec	〃	洪水ハイドロ3	〃 相関図－2	〃	〃
80913	〃	〃	〃	〃	〃 相関図－3	〃	水位相関の与え方 t＋1時の銚子水位は、次式により求められた相川水位に対応する水位 $H_{t+1}=\alpha(H_t-H_{t-1})+H_t$ $\alpha=0.7$

表—4.2. 本実験ケース一覧表

実験No.	最大流量（㎥/sec） 上流（箱石）	最大流量（㎥/sec） 下流（相川）	ピーク水位 T.P.m（孤禅寺）	越流開始時の流量（㎥/sec）	堤条件	上流条件	下流条件	備考
81004	9,980	8,700	27.22		小堤なし 本堤は太田川から下流のみ	計画ハイドロ	水位相関1	ゲート調節は3分間隔
90607—1	9,910	8,600	27.76		〃 本堤はすべて設置	〃	水位相関4	ゲート調節は1分30秒間隔
90607—2	9,950	8,840	27.53		〃 〃	〃	〃	〃
90608	9,970	8,910	27.37		〃 〃	〃	〃	〃
80507	9,850	8,700	27.70	4,220 3,630	小堤第1案	〃	水位相関1	ゲート調節は3分間隔
80620	9,850	9,320	27.74	3,960 3,700	小堤第2案	〃	〃	〃
81107	10,060	8,130	27.03	5,750 4,925	小堤第3案	〃	水位相関2	〃
81129	10,150	8,550	26.97	4,670 4,330	小堤第4案	〃	〃	〃
81214	9,920	8,460	26.88	4,670 4,230	小堤第5案	〃	〃	〃
81220	10,030	8,250	26.87	5,070 4,570	小堤第6案	〃	〃	〃
90121	9,740	8,220	26.89	4,700 4,420	〃	〃	〃	〃
90123	9,890	8,190	28.08	4,150 3,600	〃	〃	〃	〃 狭さく部水位を1.0m高とするよう粗度調整。
90226	9,800	8,150	27.57	4,880 4,580	小堤第7案	〃	水位相関3	ゲート調節は1分30秒間隔 粗度は実験90121以前と同じ。
90325	9,700	8,350	27.11	4,490 4,400	小堤第8案	〃	〃	〃
90417—2	9,800	8,500	27.11		〃	〃	〃	〃
90516	9,950	8,460	27.32		〃	〃	水位相関5	〃
90521	9,840	8,450	27.44		〃	〃	〃	〃
90327	9,440	8,040	26.63	5,550 3,520	〃	波形Ⅰ型	水位相関3	〃
90417—1	8,850	7,950	26.61	5,380 3,670	〃	〃	〃	〃
90328	7,400	6,440	25.10	4,560 4,280	〃	波形Ⅲ型	〃	〃

注1 ： 流量、水位共に値はすべて実測値である。したがって磐井川の影響を考慮した値とするためには、最大流量では箱石Qに＋400㎥/sec、相川Qに＋200㎥/secすればほぼよい。又最高水位では＋40cmすればよい。ただし、実験90327以下はこのかぎりでない。

注2 ： 越流開始時の流量は、上段が箱石流量、下段が相川流量を示す。

注3 ： 洪水波形は図—6.25に示す。

注4 ： 水位相関は図—3.28.3に示す。

第５章　検証実験結果についての考察

5･1　定流実験による粗度検証

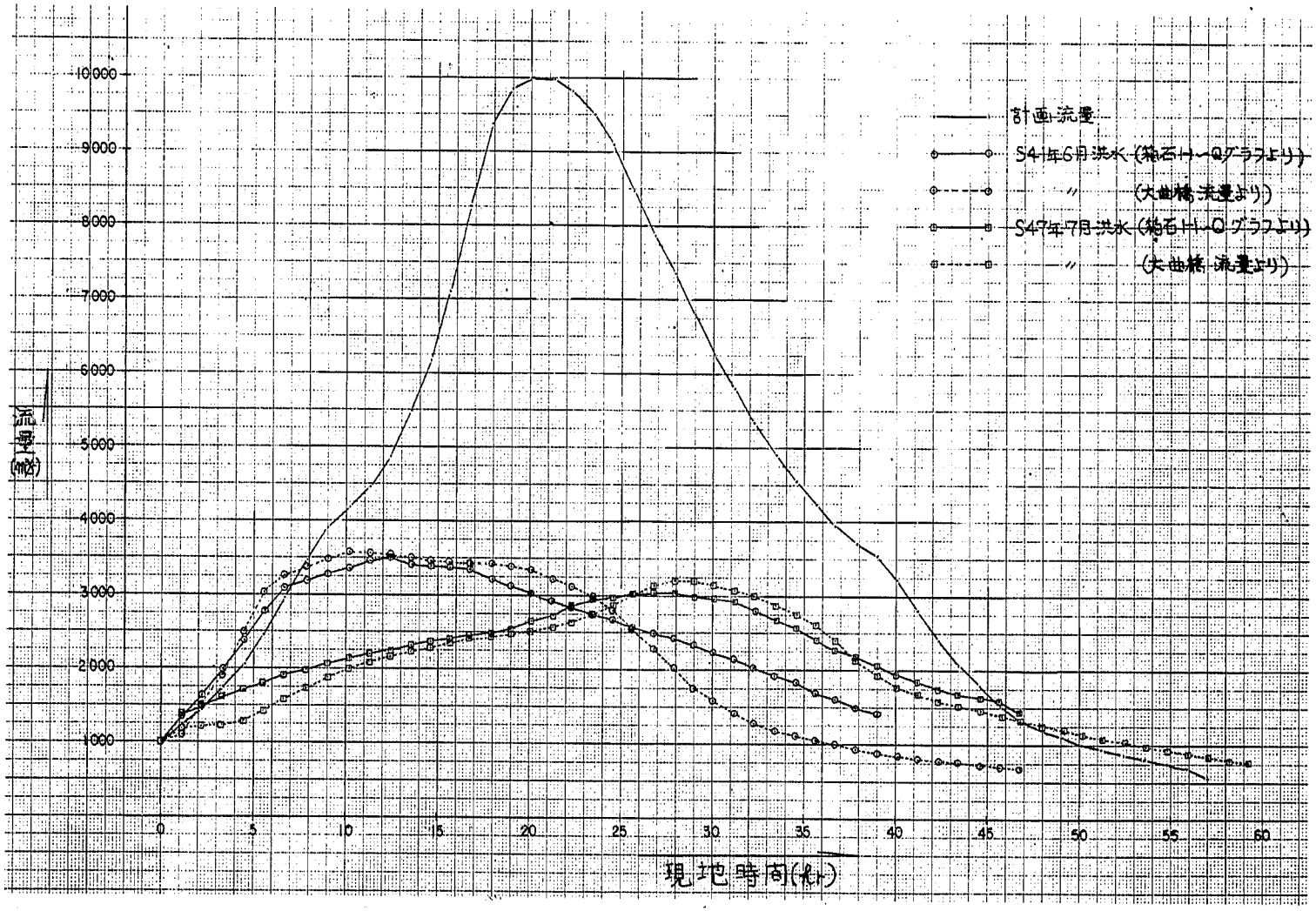
定流実験による粗度検証は、はじめ遊水池範囲の河道のみ対象としたため流量を1,000㎥/sec、1,500㎥/secとしたが、その後、狭サク部では水位増大に伴なう粗度係数の変化が相似になっていないことがわかり、大流量による狭サク部の粗度検証を行なった。

その結果、遊水池範囲の河道について、1,000㎥/sec、1,500㎥/sec時の現地水位に相似ならしめる、あるいは狭サク部については、各流量時に現地と同じように粗度変化を示す粗度の付け方が定められた。これについての詳細は第３章６項に述べた。

5･2　不定流実験による遊水効果検証

検証実験に使用する既応洪水は洪水波形に特徴のあるものを選ぶこととした。その結果、昭和４１年６月洪水（箱石地点ピーク流量3,570㎥/secで増水期がシャープなハイドロ）と、昭和４７年７月洪水（箱石地点ピーク流量3,220㎥/secで増水期がフラットなハイドロ）の二種が選ばれた。今後検討を行なおうとする計画流量が箱石地点で9,800㎥/secであることを考えると、検証実験に使われる洪水は小さすぎるように思われる。また、実績洪水では昭和２２，２３年洪水のように8,000㎥/sec前後の流量が出たこともある。しかし、河床地形が現時点とあまり変化のないことや、資料が比較的ととのっていることなどを考えて前述の２洪水にした。

実験は昭和４７・４８年に主として行なわれた。そのケースを諸条件とともに示すと表－4･1のようになる。通常の確立された模型実験では、与える洪水波形や下流端条件は変化させず検証を行なうのが常であるが、今回の実験は実験手法をも試行錯誤的に求めていった関係もあって、これらの条件も変化させて行なったため条件の変化が複雑になった。各実験条件の特徴と結果を示すと次のようになる。



図－5・2　箱石流量～時間曲線

○実験７１１１４

これは最も初期の検証実験であり、遊水池内には何の粗度調整も行なわれていない。現地河川と比較された水位および流量を示すと図－5･3･1～3のようになる。

○実験７１２１２

これは河道内を砕石＋金網の粗度とし、遊水池内も第１遊水池の一部と第３遊水池全域に砕石を配した。水位および流量を示すと図－5･4･1～3のようになる。

○実験７１２１５，７１２１８

これは、時間縮尺のみフルード相似からはずして洪水ピーク時間のおくれを相似させようとした。水位および流量を示すと図－5･5･1～6のようになる。

○実験７１２２０，７１２２２，７１２２５

これは、現地において川岸の植物群が河川水の浸入排出に影響しているとして、模型上に砕石で模擬したものである。水位および流量は図－5･6･1～9のようになる。

○実験８０１１７，８０１２０

これは、遊水池内は全面に砕石を配列した他、上流で与える洪水波形を詳細に検討して、前記までの実験で使われてきたハイドロを修正した流量を与えた。水位および流量は図－5･7･1～7に示す。

○実験８０８０３，８０８０６

これは、狭さく部７㎞区間を製作し、下流端条件を銚子～相川水位相関で与える手法としたもので、相関は図－3･25 に示す相関１を使った。水位および流量は図－5･8･1～10 に示す。

○実験８０８２４

これも前記実験８０８０３と同じだが、水位相関を図－3･25 に示す相関２を使っている点が異なる。水位および流量を示すと図－5･9･1～5のようになる。

○実験８０９１３

これも水位相関を与えた実験であるが、相関３を使っている。また、相関の与え方として前記３ケースは後追い的水位になっているが、このケースではより妥当なものに改良した。水位および流量を示すと図－5･10･1～４のようになる。

以上述べたように、境界条件あるいは実験手法を種々に変えて、現地河川との相似性を検討してみたが、その結果、水位・流量共にほぼ妥当な値を示すように改善された。しかし、いずれも時間的な相似の面で不満足な点が多い。すなわち水位については、相川で水位を与えた場合にはよいが、相川～銚子の水位相関を与えた場合には必ずピークが前にきてしまった。また流量については、流量のピーク時間のズレ（箱石でピーク流量となった後相川でピーク流量となるまでの時間）が現地と実験で著しく異なっているのがわかる。

現地資料と実験値がうまく相似しない理由としては次のような要因が考えられる。１）支川流量・支川貯留のカット，２）遊水面積の相似性，３）遊水池内の粗度係数の相似性，４）上流端与流量、下流端条件の相似性，５）Time Scale の相似性，６）模型形状の相似性etcである。これらにつ

いてそれぞれ考察を行なってみる。

1) 支川流量、支川貯留のカット

支川流量および支川貯留量は、現地洪水現象では影響を示していることが明らかであるが、実験ではこれを忠実には再現していない。そこでまづ支川流量の影響について検討してみる。昭和４７年７月洪水の場合の磐井川、衣川両支川の流量（いずれも合流点より６０ｋ地点）を示すと表－５・１のようになる。同表には本川・相川地点（狭サク部入口）での流量も示されているが、両支川あわせた流量は本川流量の５％程度にすぎない。しかも、支川流量のピークは本川のそれに比し時間的には前にきている。本川（相川地点）ピーク時の支川流量はわずか１％程度である。昭和４１年６月洪水の支川流量はこれより影響力が大であったようだが現在その資料は不明。しかし、昭和４７年７月洪水にしても、箱石～相川ピーク流量の時間差が現地で１２時間、模型で３時間という誤差に対し、支川流量１～５％程度がこれに支配的であるとはいいがたい。

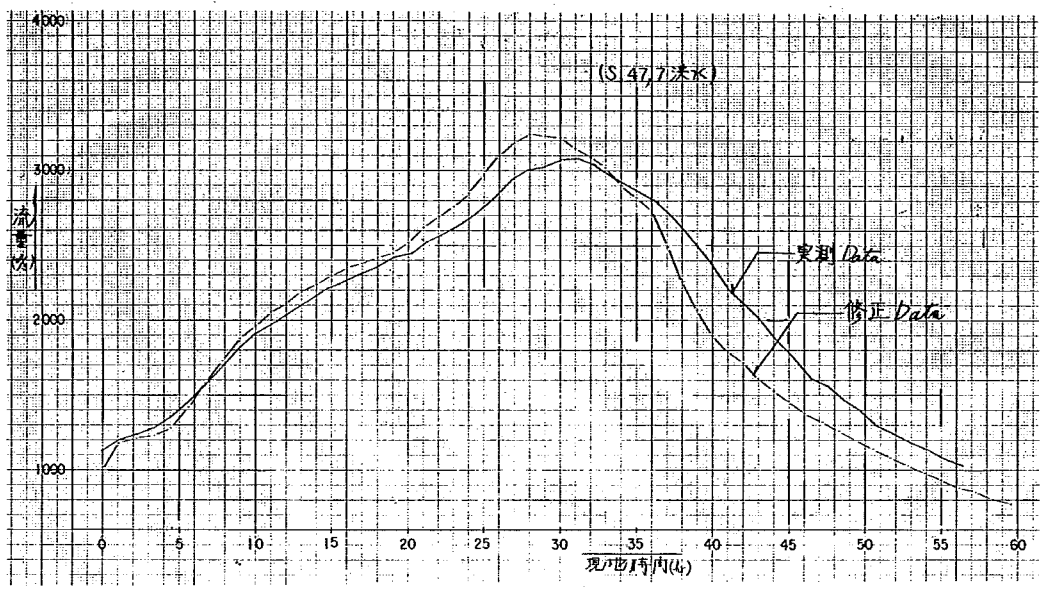
表－５・１　　本支川流量（Ｓ４７.７洪水）

時間		流量 （m^3/sec）		
日	時	本川（24.8k）	磐井川（6.0k）	衣川（6.0k）
9	１０	2,005	１８	１３
	１１	2,060	５５	１６
	１２	2,110	７４	２５
	１３	2,160	８１	３０
	１４	2,225	７６	３７
	１５	2,235	６３	３４
	１６	2,310	５５	３１
	１７	2,370	４７	２５
	１８	2,420	４２	２２
	１９	2,445	３６	２０
	２０	2,465	３３	１７
	２１	2,510	３０	１５
	２２	2,520	２７	１４
	２３	2,520	２６	１３
	２４	2,535	２４	１２
１０	１	2,535	２３	１１
	２	2,540	２１	１０
	３	2,550	１９	９
	４	2,550	１８	９
	５	2,425	１８	８
	６	2,300	１７	８

次に支川貯留量であるが、これは磐井川のみについて考察してみる。模型は磐井川1.2kまで製作されているので、これより上流の貯留効果を求めて実験の相川流量を修正してみると図－5・11に示すようになるが、これでも現地・模型結果の誤差の説明はつかない。

2）遊水面積の相似性

模型製作範囲が右岸側を東北本線までとしたため、遊水池計画区内に流れこんでいる水路を逆流して浸水する、東北本線以西の浸水範囲を模型上に再現していない。たとえば、昭和41年6月洪水の浸水範囲を比較して示した図－5・8・5 をみてもわかるが、浸水範囲は実験に比し現地の方が大きい。今、東北本線以西の浸水量を標高別に図示すると図－5・12のようになり、単位時間の水面上昇量か



図－5・11　磐井川考慮の相川流量グラフ　　（S47. 7洪水）

ら平均的な浸水量を計算してみると表－5・2に示すようになる。Dataは一部であるが、これをみると模型に再現していない部分の浸水量がどの程度であるかがわかる。それは本川流量に対しわずかであり、これがピークのおくれに支配的であるとはいえない。

3）遊水池内の粗度係数の相似性

遊水池内の粗度係数は不明であり、これを明確に決定することは今のところできない。したがって現地の粗度係数は推定するしかないが、水理公式集などを参考にして考えると、田地に稲のない場合でほぼ0.02～0.03、稲のある場合だとn＝0.04～0.05程度になると考えられる。今、模型の遊水池部分につけている粗度は、図－5・14に示すように径約5cmの砕石を15cm間隔の千鳥に配列

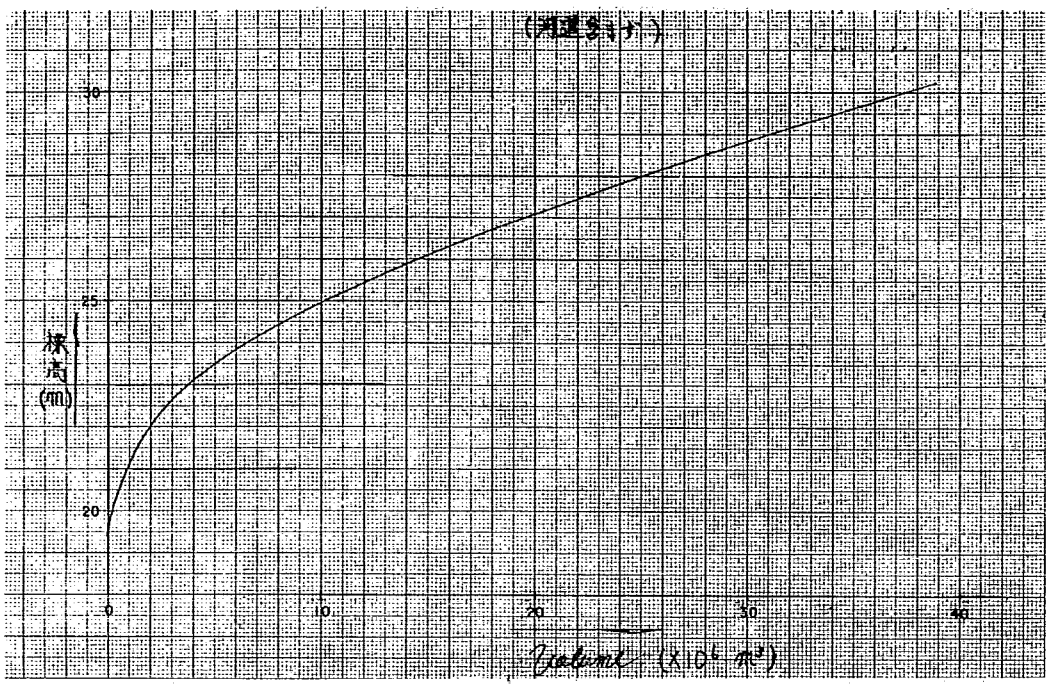
表－5・2　　単位時間浸水量

S 41.6　洪　水

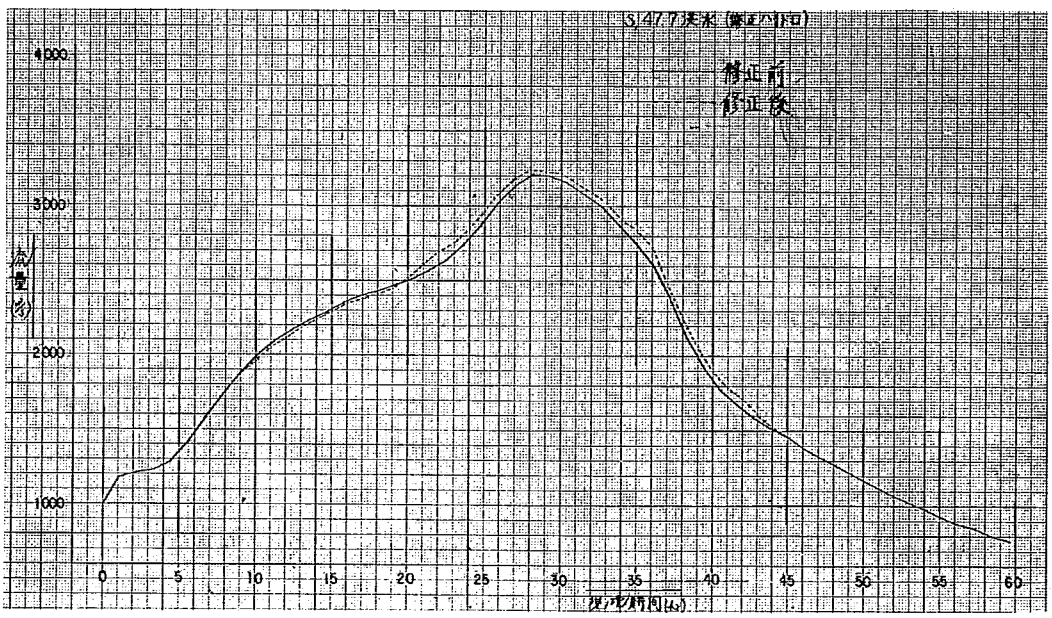
日	時	水　位	浸水容積	単位時間浸水量
		(m)	(m^3)	(m^3/sec)
29	1	20.275	0.4×10^6	
	2	20.800	0.7	83.330
	3	21.100	1.0	83.330
	4	21.400	1.25	69.440
	5	21.575	1.45	55.560
	6	21.650	1.55	27.780
	7	21.725	1.6	13.890
	8	21.800	1.7	27.780
	9	21.875	1.75	13.890
	10	21.930	1.85	27.780
	11	21.915	1.8	−13.890
	12	21.930	1.85	13.890
	13	21.945	1.9	13.890
	14	21.955	1.92	5.560
	15	21.950	1.9	− 5.560
	16	21.910	1.8	−27.780
	17	21.910	1.8	0.
	18	21.975	1.9	27.780
	19	22.000	1.93	8.330
	20	22.015	1.95	5.560
	21	21.900	1.75	−69.440

S 47.7　洪　水

日	時	水　位	浸水容積	単位時間浸水量
		(m)	(m^3)	(m^3/sec)
8	23	20.000	0.2×10^6	
	24	20.150	0.3	27.780
9	1	20.260	0.35	13.890
	2	20.39	0.45	27.780
	3	20.47	0.5	13.890
	4	20.565	0.55	13.890
	5	20.645	0.6	13.890
	6	20.695	0.65	13.890
	7	20.860	0.75	27.780
	8	20.950	0.8	13.890
	9	21.010	0.9	27.780
	10	21.050	0.95	13.890
	11	21.110	1.0	13.890
	12	21.190	1.05	13.890
	13	21.290	1.15	27.780
	14	21.380	1.25	27.780
	15	21.425	1.3	13.890
	16	21.460	1.32	5.560
	17	21.500	1.35	8.330
	18	21.535	1.37	5.560
	19	21.545	1.4	8.330

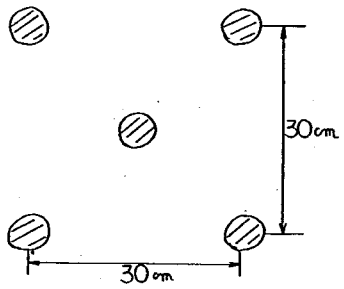


図－５・１２　一ノ関（鉄道より山側分）H～V



図－５・１３　支川流量，模型外侵水量を考慮して箱石ハイドロを補正

したものであり、この粗度は河道内の粗度検証につかった資料から計算してみるとほぼ0.027（模型値）である。これは現地量に換算すると、粗度係数の縮率0.74を乗じてほぼ0.02となる。これは現地で考えられる小さい方の値である。ただし、遊水池内の損失にはこういった河床の損失の他に道路，樹木その他構造物による損失も大きく影響していると思われ、これは模型上に再現してあることから、実際の損失はもう少し大きくなると思われる。



図－5・14　粗度石配置例

だが、水深の大きい場合には前述（3・6）のように遊水池粗度の影響は小さいが、検証実験に使った洪水のように遊水池内水深の浅い場合には粗度の影響が出ていることも考えられる。

4）上流端与流量、下流端条件の相似性

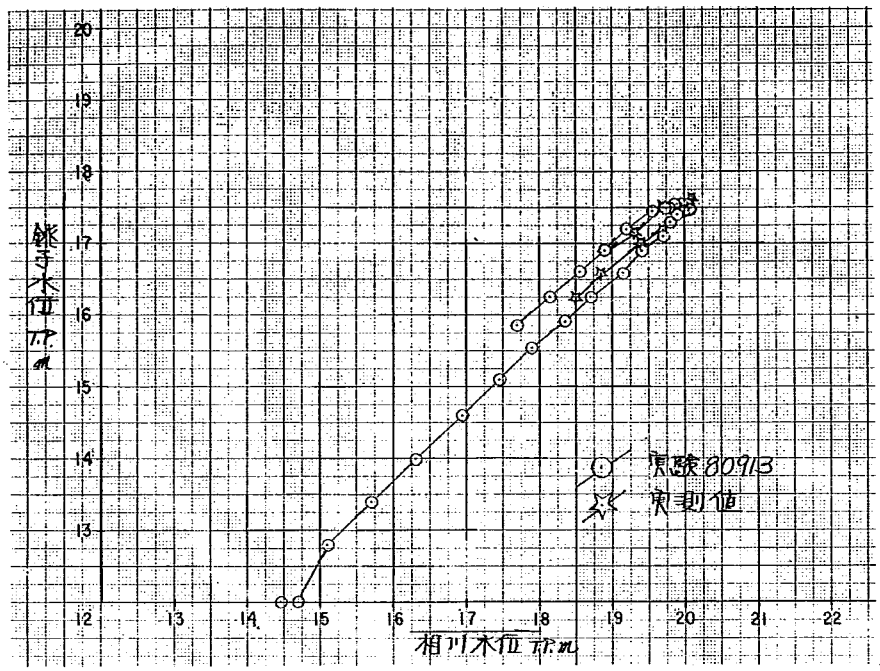
上流与流量は現地資料にそのまま縮率を乗じて求めたものを使用している。したがって、現地で求められた流量資料の正否にかかっている。現地の流量資料は、大曲橋で流量観測が行なわれ求められており、実験でも検証実験の途中からこの資料を使用している。

下流端条件は相川地点（24.8k）で実測された水位を与えている。ただし、実測水位はピーク前後しかないため、これをひきのばした形で与えるような操作をしている。

いずれの条件も現地資料収集の精度にかかっているのだが、流量では数10㎥/secのオーダー、水位では数cmオーダーの誤差はまぬがれ得ないと思われる。

ここで水位であるが、相川地点で水位を与えた実験の結果では、ピークの水位あるいは時間はうまくあっているが、相川～銚子の水位相関を与えた実験の結果では、ピークの発生時間が現地Dataに比し早くなっている。水位相関を与えることの妥当性については前述（第3章9節）した。ただ与え方に若干問題があったかと思われる。そこで水位相関の現地・模型比較を行なってみると図－5・15に示すようになり、実験の方が増水期急勾配となっているのがわかる。そのため水位の下降開始時間が早くなったとも考えられる。本実験の段階でもこの傾向が観測されたことはあるが、その差は1時間以内であった。

さらに相川地点での流出流量であるが、これは現地では水位ピーク付近のみ浮子による観測が行なわれている。そして、相川地点で水位～流量の相関を1直線で与えて流量を求めている。しかし、実際は図－5・16に示すようにループを描き、流量の最大は水位の最大より前にくる。特に、洪水が遊水されるような場合には、QmaxとHmaxの発生時間の付近がダラダラと長くなることが考えられる。こう考えると、昭和41，47年洪水共に相川地点の流量ピークはずっと前にくることになり、模型実験の結果に近づいてくる。



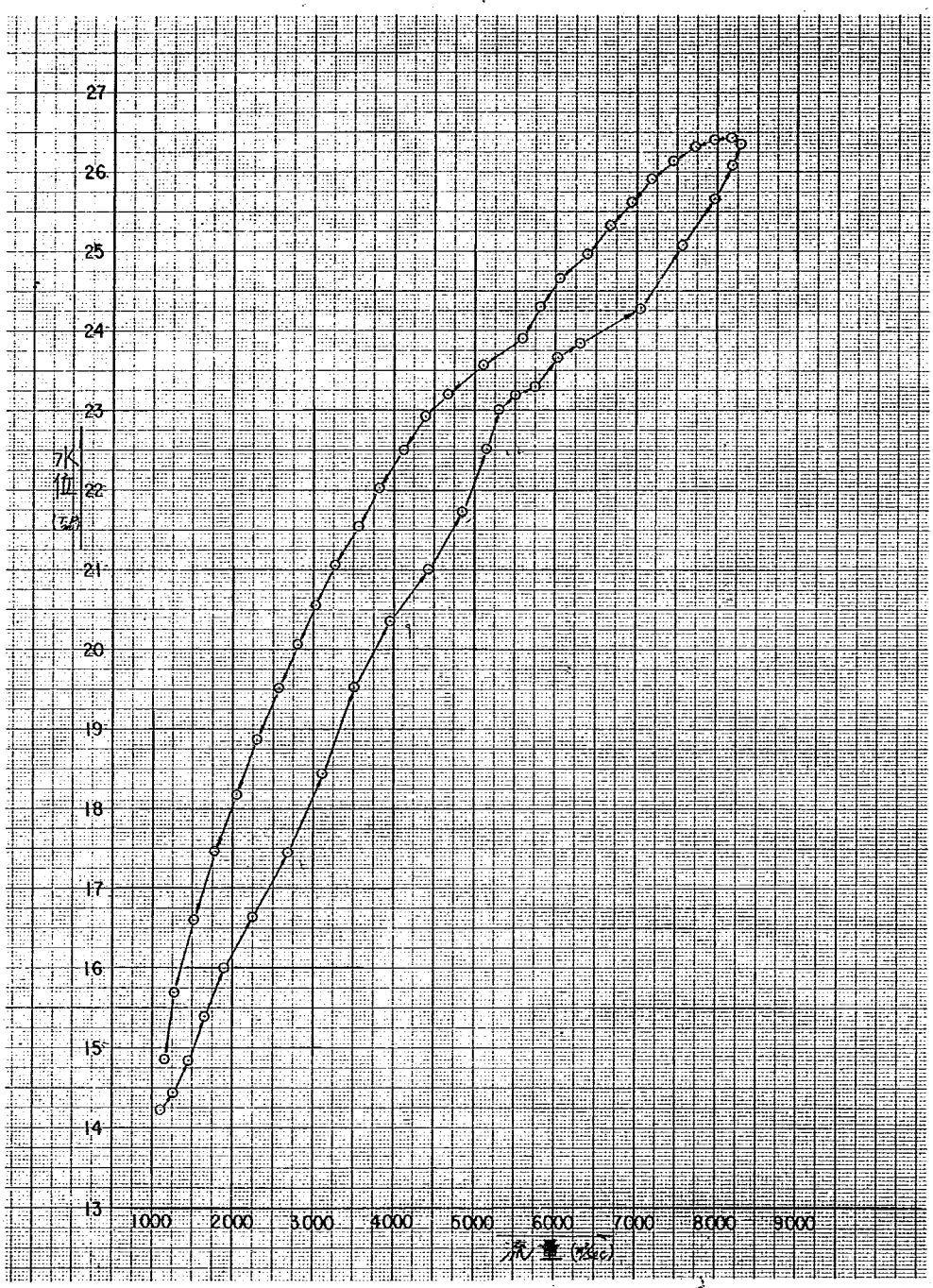
図－５・１５　相川～銚子水位相関比較

5）時間縮尺の相似性

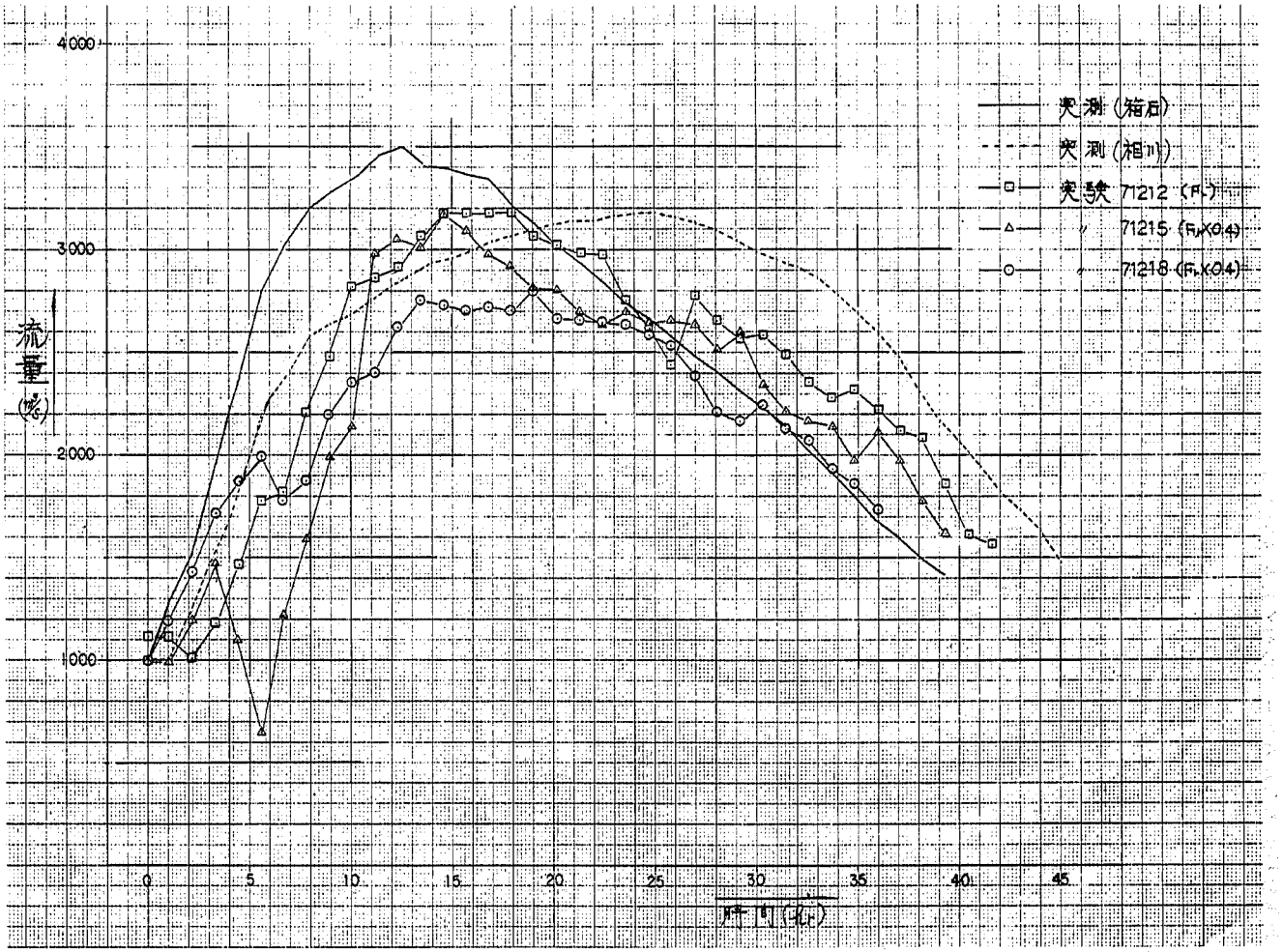
今回問題としているのが洪水ピーク時間のおくれであり、すなわち洪水伝波の問題である。したがって、模型上の単位時間が現地量では何時間にあたるかという時間縮尺の影響は非常に大きい。実験では、流体運動の相似がフルード相似則にのっとるとして、時間縮尺もフルード相似律より求めた値 $t_{sr}=22.4$ を使っていた。しかし、この法則にのらない場合もあり得ると考え、検証実験の途中で時間縮尺をかえて実験を行なってみた。その結果が図－5・17に示すものである。流量測定の精度がよくないが時間縮尺を変化させた影響は認めがたい。時間縮尺を大巾に変えても現地観測ほどの洪水ピークのおくれは生じなかった。

6）模型形状の相似性

模型形状は大きくは現地状況にあわされている。しかし、部分的な形状（たとえば田畑の形状や遊水池内に生えている植物など）は正確には再現されていない。そして池内、特に川岸にある草ヤブが3,000㎥／sec程度の洪水の場合の浸排水のおくれに影響していることもあり得る。そこで、川岸に植生のある部分に砕石（径１０㎝と径１５㎝の砕石）を図－5・18のように並べ、実験を行なってみた。その結果を砕石のない場合と比較してみると図－5・19のようになった。これらの結果から、川岸の植生が池内への浸排水のおくれ、すなわち洪水ピーク時間のおくれに多少影響していることがわかっ



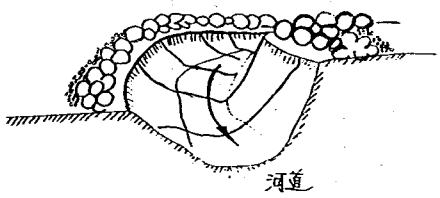
図－５・１６　相川水位～流量曲線　　（実験８１２２０）



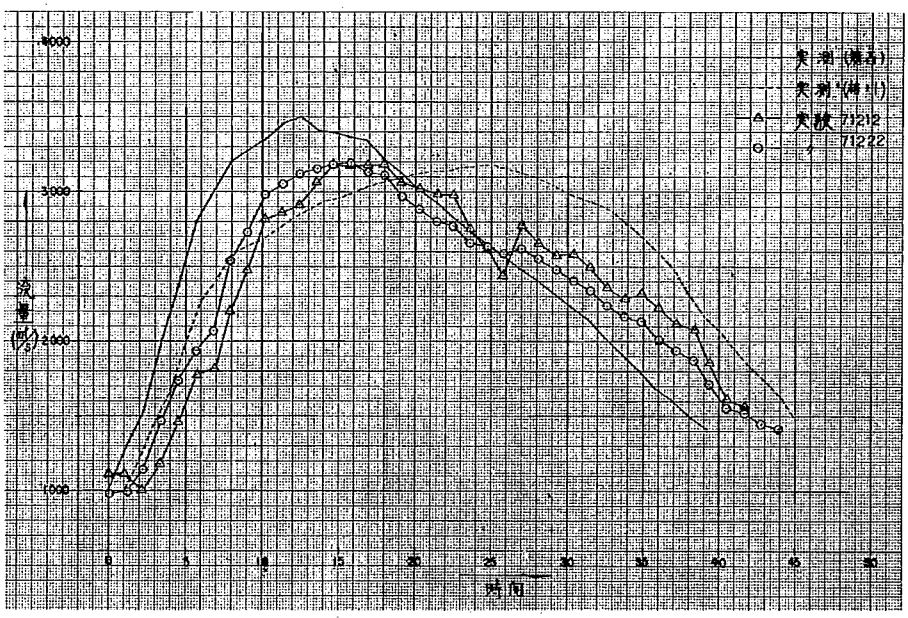
図－5・17　Time Scaleの影響

たが現地資料にみられるピークのおくれを説明することはできない。

以上述べたように、ピーク時間のずれが相似しない理由について若干考察を行なったが、その原因として考えられる主なものは相川流量観測値の精度であった。一方水位の相似はほぼ満足されているので、検証実験としては，これ以上の検討は困難であり一応満足すべきものと考える。なお、銚子～相川の水位相関については、最後の最良手法での検討が行なわれ満足すべき結果を得ている。



図－５・１８　川岸砕石配置例



図－５・１９　川岸に砕石設置の有無による流出量変化

第 6 章　　小堤高検討実験結果についての考察

6·1　洪水調節効果

計画の洪水ピークカット（10,400㎥/secで1,900㎥/sec のカット量）が得られることと最適な越流方式を求めることの2つを目標に遊水池周辺の小堤の各部の高さについて検討を行った。ここで言う最適な越流のさせ方とは、越流した場合池内の田地が荒らされないように標高の低いケ所から越流を開始させるよう小堤高を決定することである。

小堤高の検討は図－6·2·1～2に示すように、4,000㎥/secの不等流計算の水面形に天端をあわせた第1案から、合計8案まで行なった。その他本堤のみ施工した場合の洪水調節効果を求める実験も行なわれた。以下これらについて詳述するが、その前に実験で得られた流量測定値について時刻の補正や河道逓減の影響などについて若干ふれておく。

1)　上下流々量の箱石・相川地点への換算

実験では上流量水槽で洪水ハイドロを与え、下流端のパーシャルフリュームで流出量を測定している。従ってこれらを箱石地点、相川地点の流量とするには、導水路や狭さく河道での流達時間を考慮におかねばならない。

このため、それぞれの水路や河道で表面流達を測定し、時間おくれの図を作成した。図－6·3 が量水槽～箱石でのものであり、図－6·4はパーシャルフリューム～銚子までのおくれを示す。

2)　狭サク部区間の河道逓減量

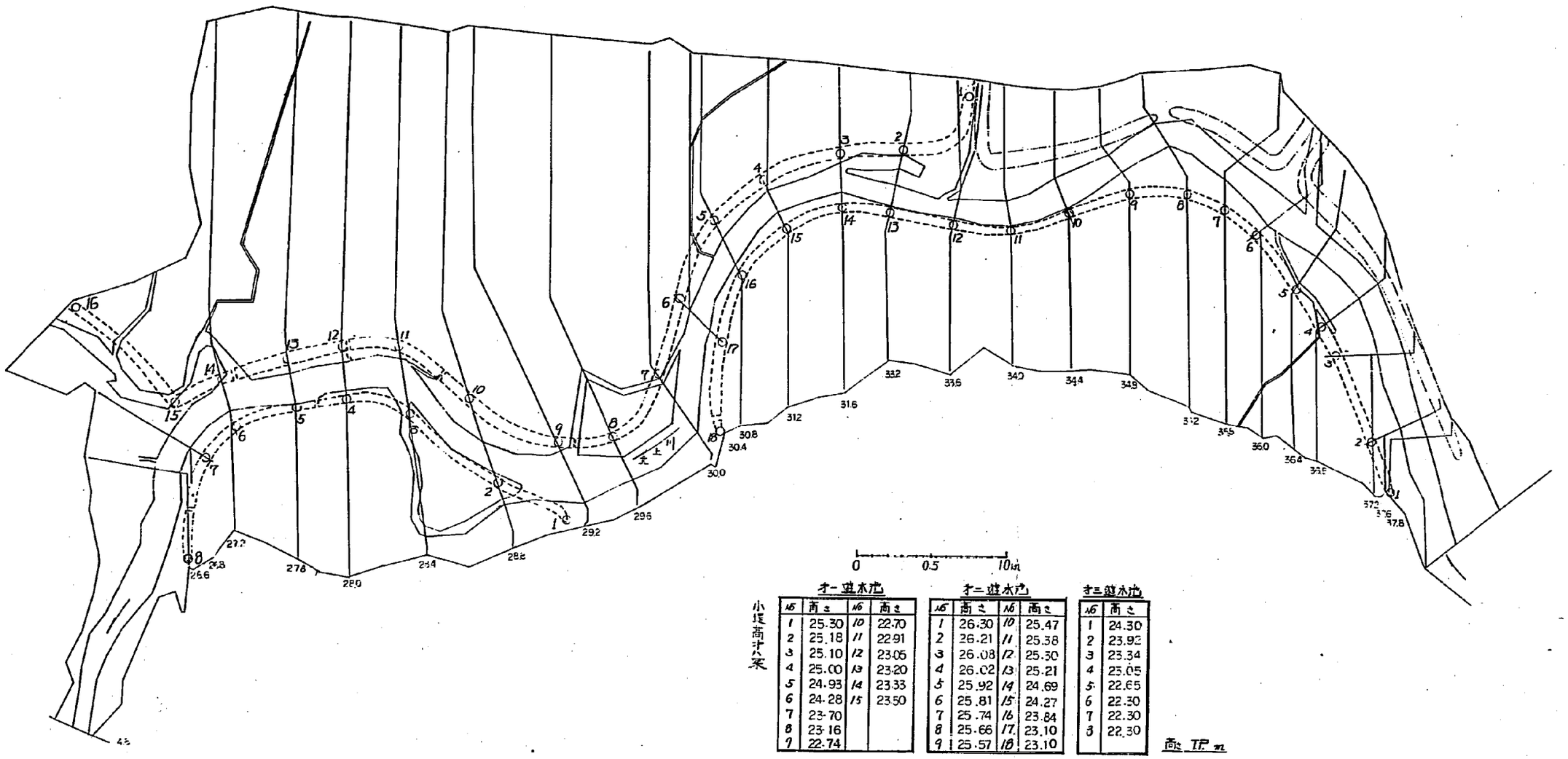
狭サク部区間で支川その他流入がないとした場合河道逓減が考えられる。

今、不定流計算で求めた各地点最大流量と距離の関係を示すと図－6·5 のようになる。この関係を指数関数として表わすと　$Q = Q_0 e^{-\alpha X}$ となる。ここで、Qは各地点の最大流量、Q_0 は t＝0時おける最大流量、αが逓減率を表わす。αは一般に洪水波形および河床勾配等によって変化するが、遊水池より下流への流出波形はほぼ似た形が予想される。北上川模型実験では、多くの実験の結果から推定すると、図－6·5 のうち小堤のない場合の値は計算ケース4が、また小堤のある場合は計算ケース5が代表され得る。そこでこの2ケースについて、248k～180k を対象としたαの値を求めてみると、ケース4，5共にほぼ同一であり $\alpha = 2 \times 10^{-7}$ となる。（X＝7,850m）。この値から、248～180k 区間での河道逓減量は14㎥/sec～15㎥/sec程であり、洪水流量に比し極めてわずかな値である。

3)　支川流量・貯留考慮の計算

前述のように、模型上の支川は合流点の一部（磐井川 1.2km，衣川200m，太田川200m）しか製作されていないし、流入量はカットされたままである。そこで、実験結果に支川流量および貯留効果を加えるには何らかの手法を必要とする。

まず、支川衣川と太田川の流入量だが、これは比較的上流端の箱石に近いので、上流の箱石流量に



小堤高示尺表

No	高さ	No	高さ
1	25.30	10	22.70
2	25.18	11	22.91
3	25.10	12	23.05
4	25.00	13	23.20
5	24.93	14	23.33
6	24.28	15	23.50
7	23.70		
8	23.16		
9	22.74		

オー遊水池

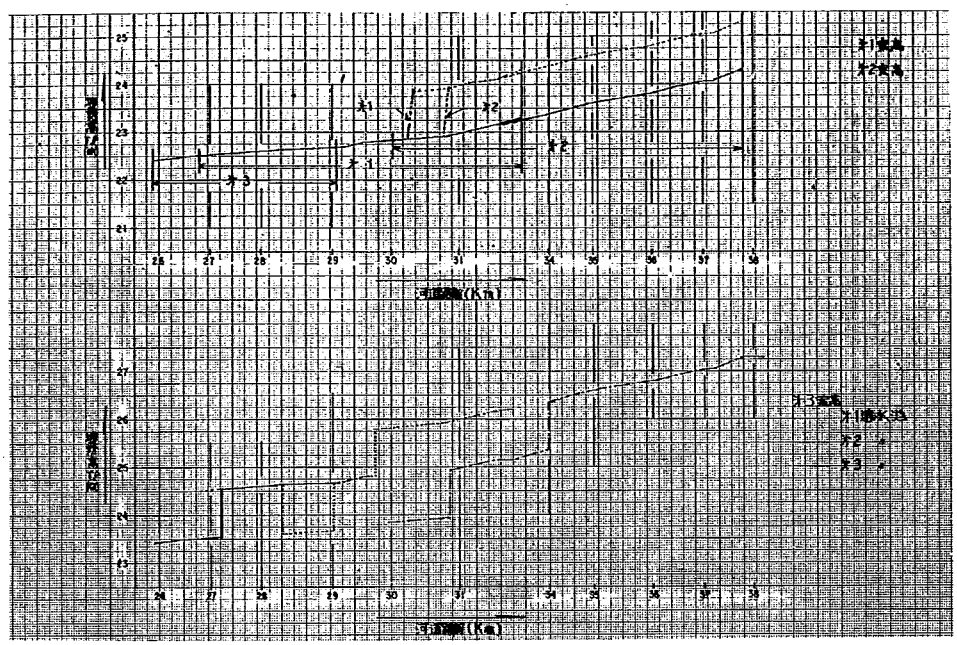
No	高さ	No	高さ
1	26.30	10	25.47
2	26.21	11	25.38
3	26.08	12	25.30
4	26.02	13	25.21
5	25.92	14	24.69
6	25.81	15	24.27
7	25.74	16	23.84
8	25.66	17	23.10
9	25.57	18	23.10

オー遊水池

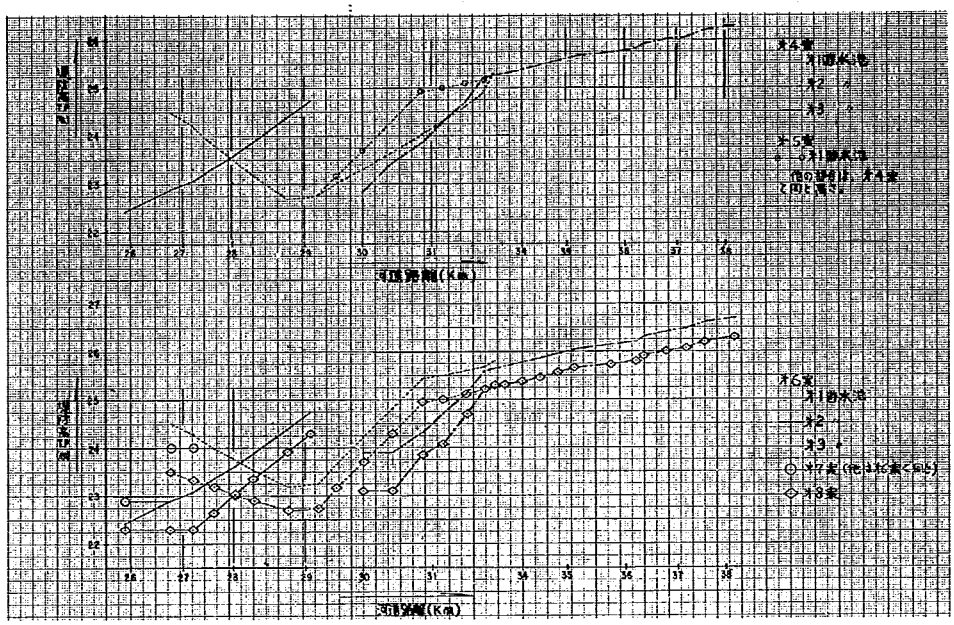
No	高さ
1	24.30
2	23.93
3	23.34
4	23.05
5	22.65
6	22.30
7	22.30
8	22.30

高さ TP m

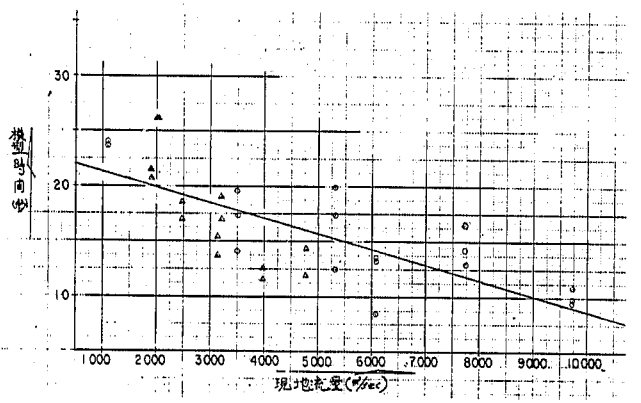
図－6・1　小堤高示図



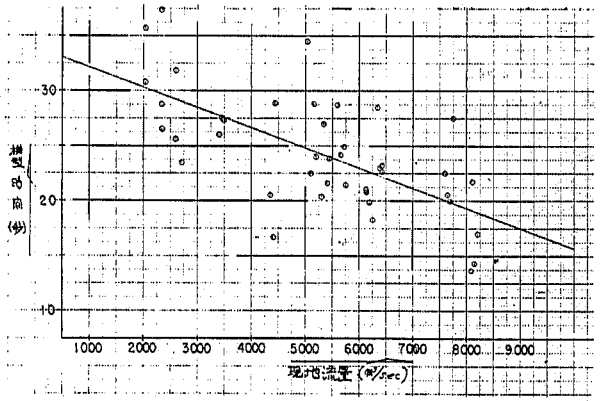
図－６・２・１　小堤高縦断図



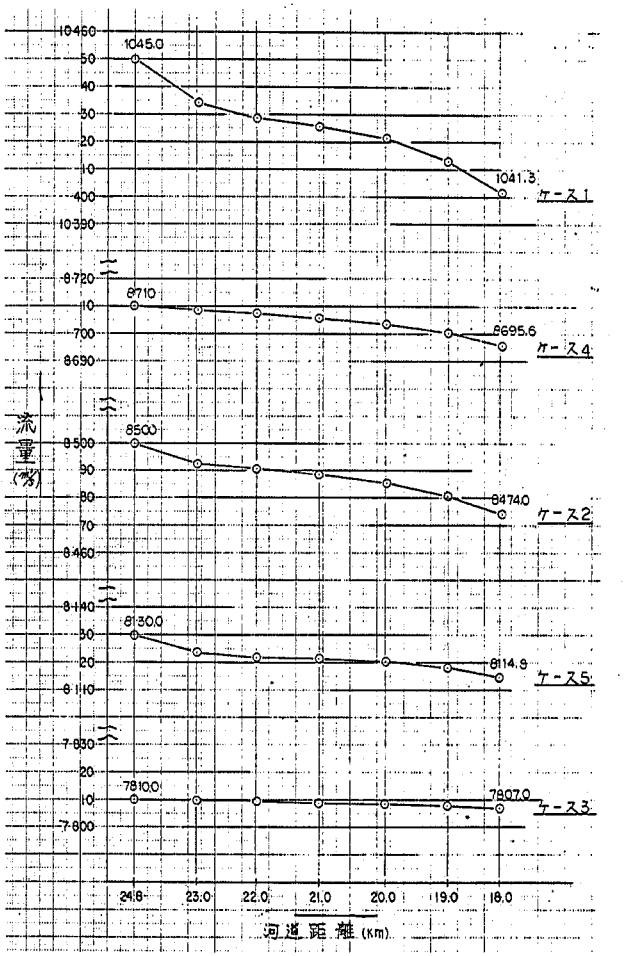
図－６・２・２　小堤高縦断図



図－６・３　量水槽～箱石地点伝波時間



図－６・４　１８.０k～パーシャルフリューム伝波時間

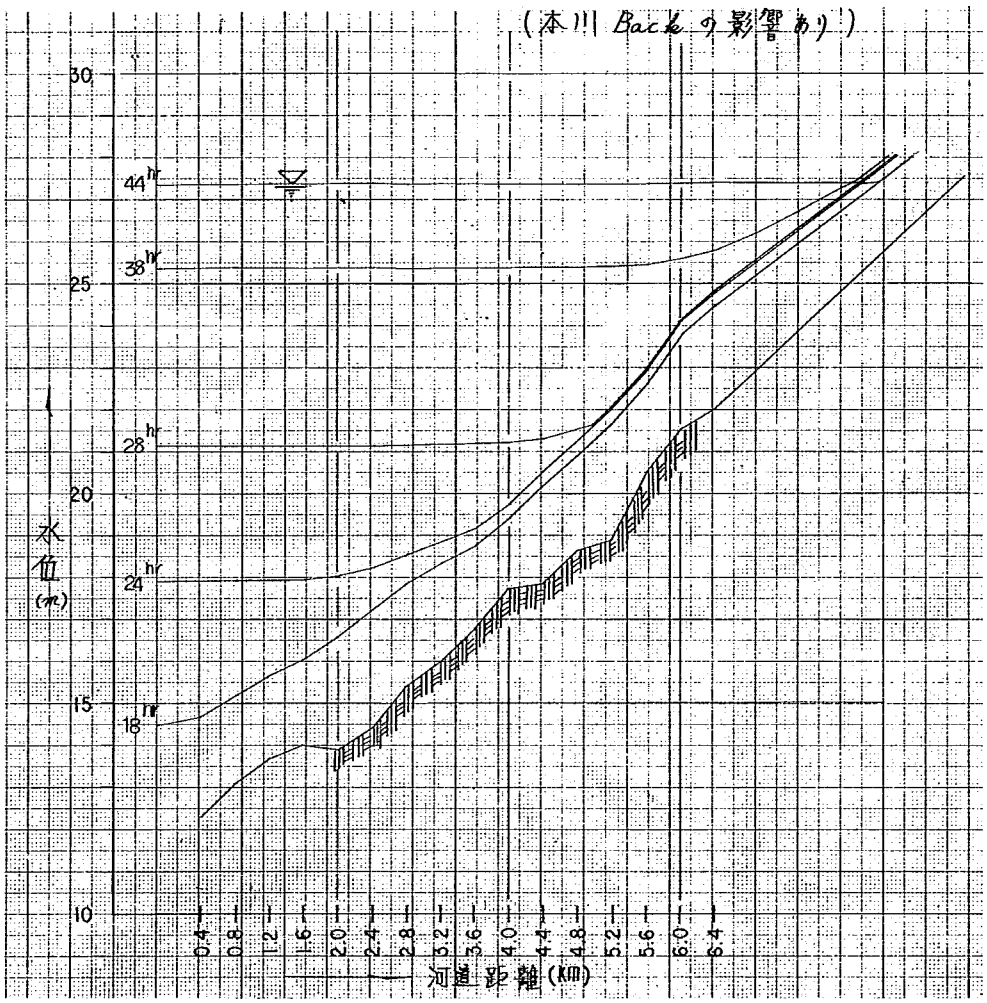


図－６・５　不定流計算による河道逓減図

加えることとした。そのかわり、越流堤の高さを上流から衣川合流口まで支川流量による水位増加分だけ嵩上げした。今回の実験ではこの高さを５㎜（現地で１０㎝）としている。

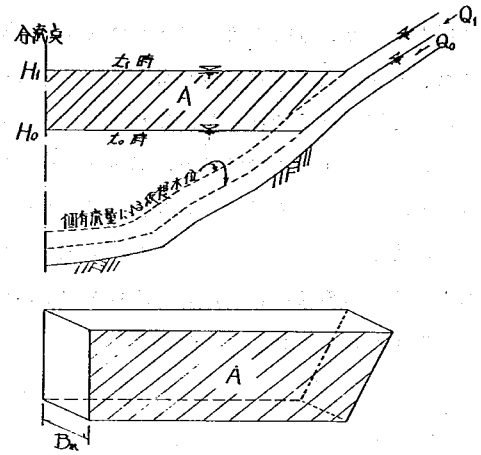
また、衣川・太田川の河道貯留は正確な河道横断もなく影響は小さいので補正は行っていない。

次に磐井川の影響であるが、これは流入量・河道貯留ともに計算による補正を行なった。計算に使用した資料は、１）実験で求めた狐禅寺地点のＨ～ｔ、２）磐井川の計画Ｑ～ｔ、３）磐井川各断面のＨ～Ｂ、４）不定流計算による磐井川水面形（本川のバックを考慮）である。まず t_0 時における本川合流点水位（狐禅寺水位をとる）を H_0 とし、単位時間 t_u 時間後の t_1 時には水位が H_1 になったとする。この時の磐井川個有流量を Q_0，Q_1 とする。そうした場合、図－６・６ に示す各種水面形から内挿によつて H_0，Q_1 時の水面形、H_1，Q_1 時の水面形がそれぞれ図－６・７ のように求める。

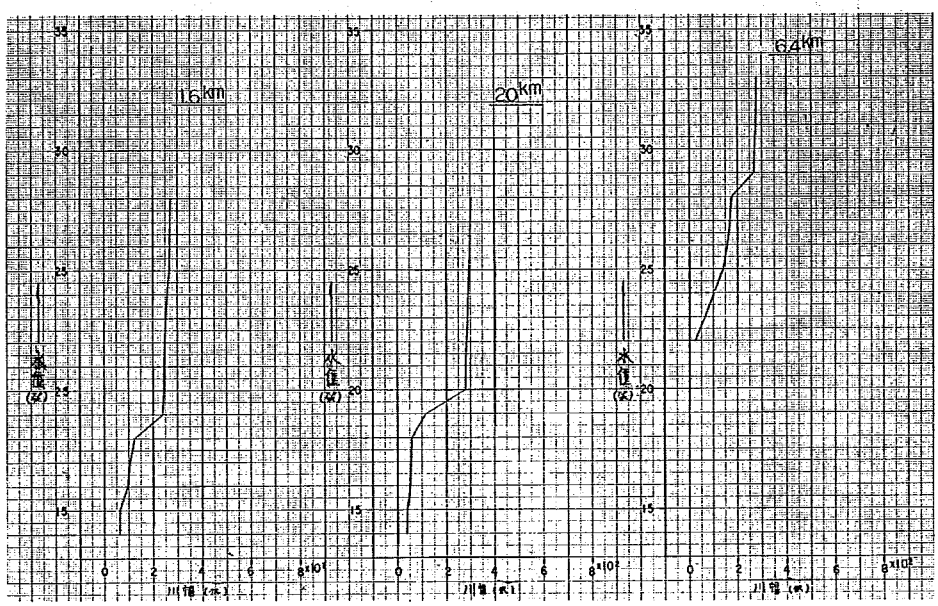


図－６・６　磐井川計算水面形

そして図中斜線をほどこした部分が本川水位増加による t_u 時間の貯留量となる。この面積Aに図－6・8に示す各断面H～Bから影響範囲内の平均川巾 B_m を求めAに乗ずると、$V=A\cdot B_m$ で t_0～t_1 時の河道貯留量が求まる。さらに $Q=V/t_u$（秒単位）とすると、Qは t_0～t_1 時間の平均単位時間の河道貯留量となる。ただし、模型は1.2km地点まで再現されているので、補正計算はそれより上流となる。また、計算値は6.4km地点までしかないので、それより上流に影響がおよぶ場合には内挿によって水面形を推定した。磐井川流入量は前述した計画Q～t曲線である。磐井川流出量から同時刻の貯留量を引いた値が実質的な本川への流入量と考えてよい。この値を相川地点流出流量に増減して、磐井川を考慮した場合の流出量と



図－6・7　磐井川貯留補正説明図



図－6・8　磐井川H～B曲線

した。磐井川合流点は相川地点より上流にあるが、その距離が2km程度であるのでほぼそのまま磐井川流出量が相川地点に伝わるとしてよい。

○現状検討（実験81004，90607－1，90607－2，90608）

これらの実験は小堤のない場合の検討と考えてよい。ただし、前1ケースは高館橋より上流の本堤も排除してあるが後3ケースは本堤はすべて設置してある。また、下流端条件の与え方も、前1ケースと後3ケースは異なり、後3ケースの方がより精度はよくなっている。したがって測定値そのものも後3ケースの方がより信頼できると思われる。また後3ケースは条件を同一として行なったが、ただし実験90607-1のみは相川下流の粗度が検証時の粗度より大（実験時の目視観測により）となっていたので、他の2ケースに比し水位は高く流量は小さく出ていた。実験別に結果を示すと、図-6・9・1～10（実験81004）、図-6・10・1～5（実験90607-1）、図-6・11・1～4（実験90607～2）、図-6・12・1～4（実験90608）となる。以下では実験90607-2，90608について考察を行なってみる。

まずピーク流量10,000㎥/secの計画ハイドロに対する相川地点流量は8,850㎥/sec（実験90607-2），8,920㎥/sec（実験90608）であり、平均8,885㎥/secの下流々出量となる。磐井川を加えた考察では、10,400㎥/secの流入量に対し下流々出量は9,085㎥/secとなり、本堤のみを施工した場合の自然遊水による洪水調節量は1,315㎥/sec程度となる。水位は狐禅寺地点（2.68k）でピークがT.P.27.59m（実験90607-2）、T.P.27.47m（実験90608）となり、ほぼT.P.27.5mである。これに磐井川流量が水位のピーク付近で200㎥/sec程度であるので、その増分40cm程度を加えると、狐禅寺地点水位はT.P.27.90mとなる。

小堤のない場合の洪水調節効果を検討した後小堤検討にはいった。

○小堤第1案（実験80507）

小堤第1案の実験結果は図-6・13・1～8に示される。この案は、4,000㎥/secの不等流計算結果よりその水面形を小堤天端としているが、この場合、図-6・13・5にも示すように必ず各遊水池の上流側から越流を開始し、越流水が遊水池内をはしり耕地を荒すことが十分考えられる。この実験結果から、越流堤高決定に際しては、『遊水池上流側は下流側に比し高くする。また、わん曲外岸側は内岸側に比し高くしなければならない。』ことが示唆された。

○小堤第2案（実験80620）

小堤第2案の実験結果は図-6・14・1～6に示される。この案は、第1，2遊水池の上流側にあたる部分を1.0m嵩上げしたが、第1遊水池ではさらに下流まで嵩上げする必要があった。また、各遊水池の下流から河道へ流出しはじめる時間が後の案に比し早かったことから、この案では目的の洪水調節量は出なかったと思われる。

○小堤第3案（実験81107）

小堤第3案の実験結果は図-6・15・1～8に示される。この案は4,000㎥/sec不等流計算の堤高では低すぎ、徐々に嵩上げしてゆく過程において、その上限を求めるために行なったものである。

流量関係については、計画ハイドロ（ピーク10,000㎥/sec）に対し相川地点流量は8,130㎥/secとなり、洪水調節量は1,870㎥/secとなる。磐井川を加えた考案では、10,400㎥/secの流入量に対し下流々出量は8,330㎥/sec（概算である）程度となり、洪水調節量は2,070㎥/secにもおよぶ。

水位は、狐禅寺地点でピークがT.P. 27.03m となっている。これは磐井川流量増による水位上昇分約40cmを加えてもT.P. 27.43mにしかならず、計画水位T.P. 27.90mを大きく下まわっている。この問題は堤高第6案のケースまで持ちこされたが、その後これが、下流ゲート調節の時間間隔の影響であることが解明され、ゲート調節時間々隔を3分から1分半とすることにより解決をみた。したがって、堤高第3案から第6案までの水位は現地でおこり得る水位より若干低目に、逆に流出流量は多目に出ていると考えてよい。

第3案の場合の越流の仕方は、図－6・15・5に示すように各遊水池共に下流あるいは低地から越流を開始し、越流開始の時間おくれも3遊水池で1時間程度でありほぼ同じとみなしてよい。ただ、第3遊水池のみは上流側から越流を開始する時間が若干早かった（下流からの浸水量が少ない時に越流開始したという意味）ように思われ、この点改良を必要とした。

○小堤第4案（実験81129）

小堤第4案の実験結果は図－6・16・1～10 に示される。この案は各遊水池の最低堤高を4,000㎥/sec 不等流計算水位の高さとし、他は徐々に嵩上げしていったものである。

流量関係は、計画ハイドロ（ピーク10,000㎥/sec）に対し相川地点流量は8,550㎥/secとなる。磐井川を加えた考察では、10,400㎥/sec の流入量に対し8,750㎥/secの流出量となり、洪水調節量は1,650㎥/sec となる。

水位は、狐禅寺地点でピークがT.P. 26.92 mとなっている。磐井川影響分を加えてもT.P. 27.30 m程度にしかならず水位はかなり低い。

越流の仕方は、図－6・16・6に示すように『各遊水池の下流あるいは低地部から越流開始、あるいは各遊水池同時越流開始』という条件はほぼ満足していたが、各遊水池共上流側からの越流開始時間が早すぎ、池内をはしる流れが各所に見られた。特に、第1遊水池の30.8k下流付近にこの傾向が著しく、改善の必要があった。

○小堤第5案（実験81214）

小堤第5案の実験結果は図－6・17・1～6 に示される。この案は第4案の結果から第1遊水池の小堤を若干変更して行なったものである。

流量関係については、計画ハイドロに対し下流々出量は8,460㎥/secとなる。磐井川流量分を考慮した考察では、ピーク流量10,400㎥/sec の流入量に対し下流々出量は8,660㎥/secとなり、洪水調節量は1,740㎥/sec となる。

水位は、狐禅寺水位でT.P. 26.88mの最高値を示してあり、磐井川影響分を考慮してもT.P. 27.28m程度である。

越流の仕方は、図－6・17・5に示すように第2遊水池の下流付近が他に比し早く越流を開始し、遊水池への浸水から逆に河道への流出に変化する時間も第2遊水池が特に早かった。この影響からか第3遊水池への越流開始がかなりおそくなった。このため、洪水調節効果あるいは越流のさせ方などについてさらに堤高の検討が必要とされた。

○小堤第6案（実験81220，90121）

小堤第6案の実験結果は図－6・18・1～8（実験81220）、図－6・19・1～5（実験90121）に示される。この案は洪水調節効果をより増すと共に越流の仕方もよくなるよう、全体的に小堤を嵩上げした。

流量関係については、計画ハイドロに対し相川地点流量は8,250㎥/secとなる。磐井川流量分を考慮した考案では、ピーク流量10,400㎥/secの流入量に対し下流々出量は8,450㎥/secとなり、洪水調節量は1,950㎥/secとなる。

水位は、狐禅寺地点でT.P.26.87mのピークを示し、磐井川影響分を考慮してもT.P.27.27m程度である。

越流の仕方は、図－6・18・6，6・19・5に示すように各遊水池共に下流あるいは低部から越流を開始し、池内にかなり浸水した後上流から越流するという合理的方法であった。だが、第3遊水池が他の遊水池に比し越流開始が若干早く、面積も小さいため浸水時間が早い。たとえば、第3遊水池が全面浸水するのは図－6・18・7に示すように15時間余であるが、この時間には第1，2遊水池共まだ全面積の半分も浸水していない。しかし、第3遊水池が早く浸水するのは、その標高（ほぼTP17～18mで他の遊水池に比し低い）あるいは面積からいって止むを得ないことであろうと思われる。

○小堤第7案（実験90226）

小堤第7案の実験結果は図－6・20・1～8に示される。この案は第6案を改善あるいは事務所の要望等による改良を加えたものである。また、この案から後は下流のゲート調節を最良手法としており実験精度が向上されている。

流量関係については、計画ハイドロに対し相川地点流量は8,350㎥/secとなった。磐井川流量を考慮した考案では、ピーク流量10,400㎥/secの流入量に対し下流々出量は8,550㎥/secとなる。

水位は、狐禅寺地点でT.P.27.57mのピークを示した。これに磐井川流量増分を考慮すると、ほぼT.P.27.97m程度になる。これは計画高水位を7cmばかりオーバーしている。

越流の方法としては、越流開始の個所、時間関係ともに満足のゆくものであった。

以上第7案までは、小堤高決定の要因としては計画洪水調節量が大きい。すなわち、ピーク流量10,400㎥/secの計画ハイドロに対し1,900㎥/secの洪水調節量が計画され、この条件を満たす小堤高が必要であり、その結果、第6案程度の小堤高が必要となった。しかし、この小堤高は当初計画の平均堤高（4.50m）を1.0m近くも上まわる5.40mにもなる。したがって、諸々の要素を考慮した検討が行なわれた結果、堤高を4.50m程度におさえて洪水調節量を若干少なくするように計画が変更された。このため以後の検討は、平均堤高4.50m程度で越流の仕方が満足するものであるよう小堤高を決定し、その条件でいくらの洪水調節を行ない得るかを求めることとした。このようにして小堤第8案が検討された。

○小堤第８案（実験９０３２５，９０４１７－２，９０５１６，９０５２１）

小堤第８案の実験結果は図－６・２１・１～６（実験９０３２５）、図－５・２２・１～４（実験９０４１７－２）、図－６・２３・１～４（実験９０５１６）、図－６・２４・１～４（実験９０５２１）に示される。この案が最終の小堤案となったものである。

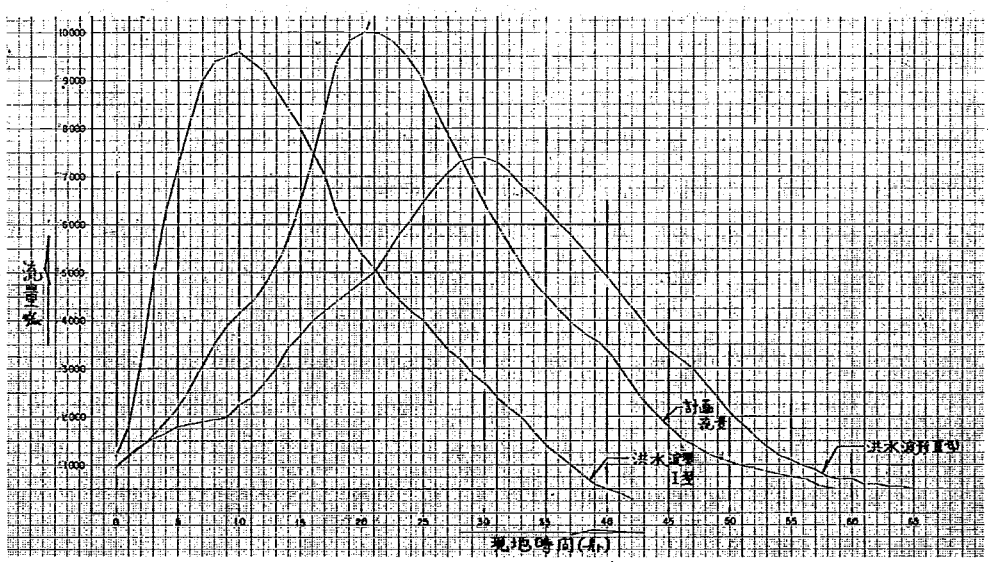
流量関係については、計画ハイドロに対し相川地点流量は８,３５０㎥／sec（実験９０３２５），８,５００㎥／sec（実験９０４１７－２），８,４６０㎥／sec（実験９０５１６），８,４５０㎥／sec（実験９０５２１）となり、平均的にみると下流々出量は８,４４０㎥／sec程度となる。磐井川流量分を考慮した考察では、ピーク流量１０,４００㎥／secの流入量に対し下流々出量は８,６４０㎥／secとなり、洪水調節量は１,７６０㎥／secとなる。

水位は狐禅寺地点でT.P.２７.３５m（実験９０３２５），T.P.２７.１１m（実験９０４１７－２），T.P.２７.３２m（実験９０５１６）となり平均してT.P.２７.２６mとなる。これに磐井川流量増分を考慮するとほぼT.P.２７.６６m程度の水位となる。

越流の仕方は、図－６・２１・５に示すように３遊水池共に意図した位置からほぼ同時に越流を開始しており、ほぼ満足できる越流開始であると思われる。したがって、池内の浸水状況も、図－６・２１・６に示すように低地より高地へと浸水してゆく状況にあり，越流水による耕地の荒廃は小堤のない場合より大きくなることはないと思われる。

○洪水波形の違いによる変化（実験９０３２７，９０４１７－１，９０３２８）

今まではすべて洪水波形が一種（計画ハイドロ）の場合についてのみ小堤の検討を行なってきた。しかし、実際におこる洪水は種々の形をしており、異った波形のハイドロについても検討をしておくことが必要である。ここでは、図－６・２５に示すような２種の波形（波形Ⅰ型，Ⅲ型）について検



図－６・２５　箱石、流量～時間曲線

討を行なった。その結果を実験別に示すと、図－6・26・1～5（実験90327），図－6・27・1～6（実験90417～1），図－6・28・1～6（実験90328）となる。ここで，前二者が波形Ⅰ型後者が波形Ⅲ型である。

まず流量関係についてみると、上流与流量9,440㎥/secに対し下流々出量は8,040㎥/secで1,400㎥/secの洪水調節を示す。—実験90327，波形Ⅰ型—。上流与流量8,850㎥/secに対し下流々出量は7,950㎥/secで1,100㎥/secの洪水調節を示す。—実験90417－1，波形Ⅰ型—。上流与流量7,400㎥/secに対し下流々出量は6,440㎥/secで960㎥/secの洪水調節を示す。—実験90328，波形Ⅲ型—。いずれもピークカット量は少ないが、上流からの流入量が少ないため下流への流出には問題がない。そこで問題とされるのが越流の仕方である。

越流の仕方は、まず波形Ⅰ型の場合図－6・26・5あるいは6・27・5に示すように、下流の越流開始とほぼ同時あるいは1～2時間のおくれ程度で上流側からの越流が始まっている。それに対し、浸水時間は図－6・27・6に示すように、越流をはじめて2時間では第1遊水池は30.6kから上流、第2遊水池では340kから上流にまだ浸水していない状態である。したがって、当然越流水のはしりが観測された。しかしその越流水深をみると、各遊水池上流部の堤では最大でも30cm程度（池内のはしり現象がみられている頃の越流水深の最大）であり、これは減勢池により減勢できるし、堤下流の減勢池を水路として下流低地に導くことも可能であると思われる。越流開始の時間関係もほぼ同時刻で満足するものであった。

次に波形Ⅲ型の場合であるが、これは非常にフラットな波形であり、越流の仕方あるいは浸水状況は図－6・28・5あるいは図－6・28・6に示すように問題はない。

以上の考察より、洪水波形の型は異なっても小堤第8案の場合の越流の仕方に問題は少ないといえる。

6·2 現状と計画の浸水状況比較

現在の浸水状況に対し、小堤設置後の浸水状況はより多くの点で良好とならねばならない。ここではそれらの点について検討を行なってみる。

6·2·1 浸水時間および確率の比較

浸水の確率は、現在は低地ではほぼ毎年浸水をみており一年確率と考えられる。また第1遊水池がほぼ全面浸水となる流量はほぼ4,000㎥/secであるが、小堤計画ではこの流量でなお越流を開始せず浸水もない。この流量の確率は8年以上である。したがって、小堤設置後4,000㎥/sec以下の小洪水では浸水せず、現在の田地が浸水する確率は大巾に減少する。

つぎに，浸水した後の総浸水時間の比較を行なってみる。その比較を行なったのが図－6・29・1～11である。このうち図－6・29・1～8は実験81004（小堤なし）と実験81220（小堤第6案）のDataを比較したものである。また図－6・29・9～11は実験90607－2（小堤なし）と

実験９０３２５（小堤第８案）の結果を比較したものである。いずれの場合も、排水門の開放は図－６・３０に示すうち①②③⑤⑥を同時に開放（３９時間頃）し、３～４時間後④⑦を開放した。

これらの実験を比較してみると浸水時間の差が理解できる。まずこの資料から洪水減水時の時間おくれをみてみると、小堤の有無による差はわずか１時間程度である。すなわち、小堤による排水の妨害は排水門の開放によりかなり減少できることがわかる。それに対し、洪水増水時の浸水開始は流量4,000㎥／sec以上であり、小堤のない場合との浸水時間のおくれは５～６時間程度ある。したがって実質的には、小堤の有無による総浸水時間の差は４～５時間程度あり、小堤を越流して池内に浸水するような大中洪水でも、総浸水時間は長びくことはないと思われる。ここで、磐井川の影響を無視している点が若干気になる。すなわち、磐井川流量が加わることにより各時間の本川水位増が考えられ池内への越流開始時間が現在の資料で示されているより早くなることが考えられる。その分だけ差し引いて考えねばならないが、小堤のない場合でもこの影響はあり、それによる誤差は少ないと思われる。

６・２・２ 遊水池内の流速比較

小堤のない場合の田地への自然遊水的なものに対し、小堤を設置して、洪水をある水位になるまで河道内にとじこめてその後遊水させる場合とでは、遊水池内を流れる浸水流速が異なることが考えられる。この結果として池内の耕地を荒すことが考えられる。そこで図－６・９・９と６・１６・９ではその比較を行なってみた。前者は実験８１００４（小堤なし）の場合であり、後者は実験８１１２９（小堤第４案）の場合である。いずれも浮子による表面流速である。小堤８案の場合のデータはないが、測定値がかなり水深のある場合であることを考えると小堤４案の場合と大差はないと考えられ、上記データを比較することにより小堤の有無による池内流速を比較できる。なお、最も必要とされる越流開始直後の池内流速は、測定の困難さと模型を歪めていることや粗度の問題もあって正確に示し得ない。

前述の図を比較して、池内の水深が大きくなった場合の流速（表面流速）について考えてみる。洪水増水期にはその差はあまりなく、現地流速にして1.0㎥／sec程度の値を示している。この値が測定された値の中では最大値である。洪水がピークに達し以後減水をはじめると流速は極端におちてくる。ピーク付近では小堤のある場合はほとんど測定困難なほどの微流速（模型上）であるのに対し、小堤のない場合には洪水増水期よりは低流速であるが、現地流速にして４０～５０cm／sec程度の流速が測定された。このようにみると、小堤を設置することにより池内の流速は、水深がかなりある場合に現状に比しほぼ変わらないか少しおそくなることが考えられる。

越流開始直後池内に流れこむ流速は、落差３０～５０mをもった流れゆえ相当の流速であることは確かである。しかし、越流開始付近の越流水は多くを標高最低部へ導くような減勢池構造とするので直接池内へ流入する流速はかなり小さくなると思われる。

なお、浸水が道路の盛土やその他構造物によりさえぎられる傾向が各所でみられたが、こういった地点の下流側で洗堀のおそれが十分考えられる。

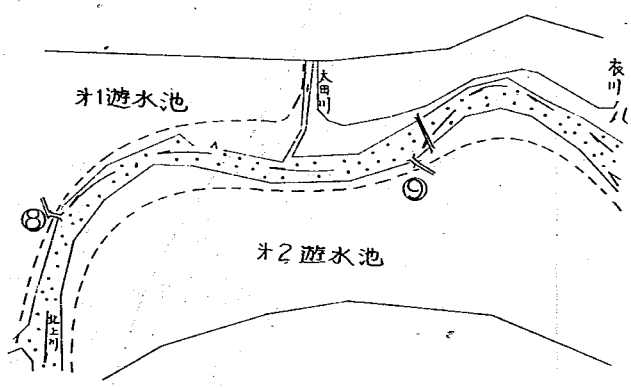
6·3 水門操作

水門は当所図－6・30 に示すような水門の配置が考えられ、これについて検討が行なわれた。

水門の操作は、洪水減水時池内の水をすみやかに河道に排水し、池内の滞水時間を少しでも減ずるように操作しなければならない。しかも、水門の内外であまり水頭差がつきすぎると、水門およびその付近の維持に問題が生じてくるので、水門内外の水頭差は許容以内でなければならない。

実験では厳密な開放時間は設定しなかったが、一応次の点を目安にして開放した。1）越流堤天端が水面に出るか出ないかといった水位になった付近。2）各遊水池の上流側越流堤が水面上に出た後。なお水門開放はすべていっせい開放を原則とした。

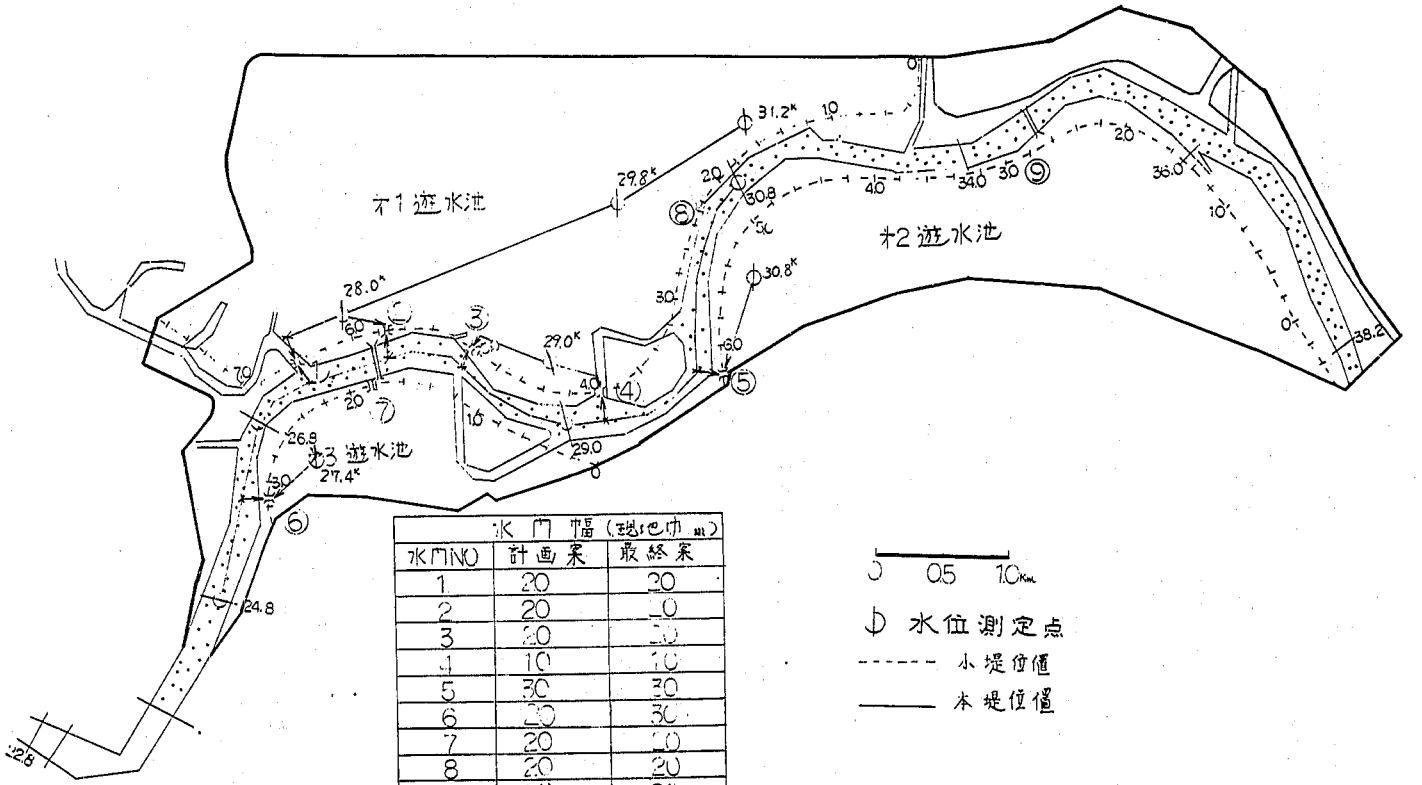
このようにして実験的検討を行なった結果、計画変更をよぎなくされた点は、第⑧⑨水門は常に流水の移動が河道内→遊水池内となり、よほど低水位にならないかぎり排水の役目をなさないということである。その理由は図－6・31に示すように、両水門は丁度わん曲の外岸側（水門⑧）あるいはわん曲後の水はねの当る点（水門⑨）になり、河道内の水位が低下した後水門付近でかなりの水頭差がつかないかぎり流水がおしこまれるからである。したがって、この2水門は減水時の池内排水にはあまり効果はなく、洪水後の内水排除にのみ役だつものであり他の水門と同じ開放方式はとり得ない。むしろ暗渠として計画されるべきであろう。



図－6・31　水門付近の流れ

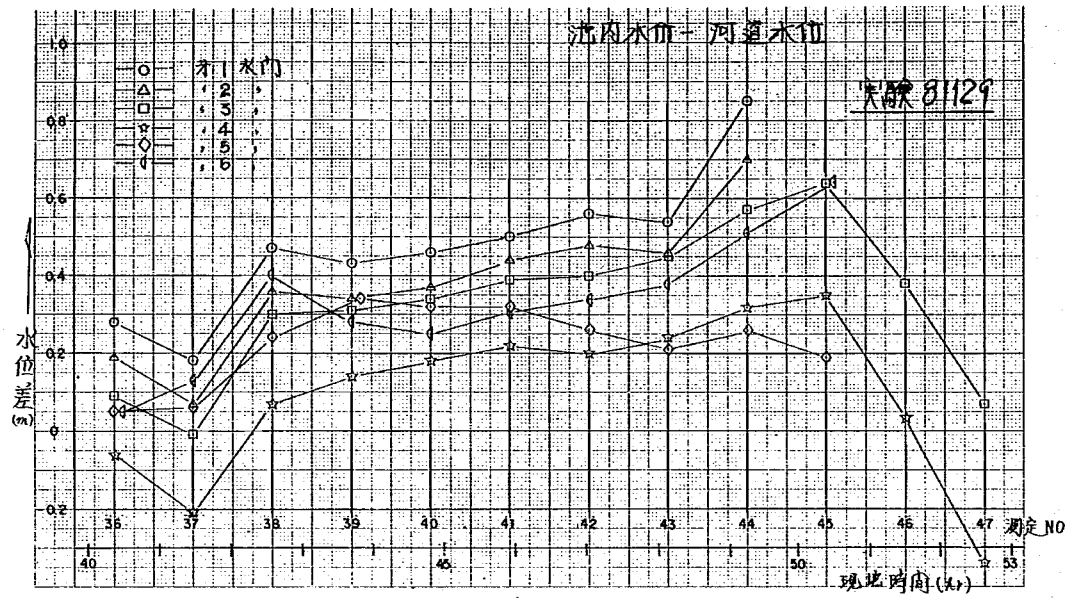
次に第④⑦水門であるが、この2水門は他ののこりの水門と同時刻に開放すると、いったん池内へ逆流し、その後河道内の水位低下に伴ない河道内へと流出を開始する。特に第⑦水門についてこの傾向が顕著である。したがって、この両水門は他ののこりの水門の開放時間より若干おくらせて開放してやるのが得策であると考えられる。そのおくれは第④水門で2時間程度、第⑦水門では5時間程度である。なお、このおくれは洪水ハイドロの型によっても変化してくる。すなわち、減水のおそいものについてはさらにおくれは長びき、早いものについては短くてすむであろう。要は、堤内外に排水に十分な水頭差がついた時開放するということである。

のこりの5門、第①②③⑤⑥水門はいずれも同時開放が可能である。たとえば、第①～⑥水門の堤内外の水位差を前図－6・30 に示すような水位のとり方で求めてみると図－6・32・1～5 のようになり、堤高第8案の場合の水頭差をみると、水頭差の最も大きくなるのが第①水門（第1遊水池）

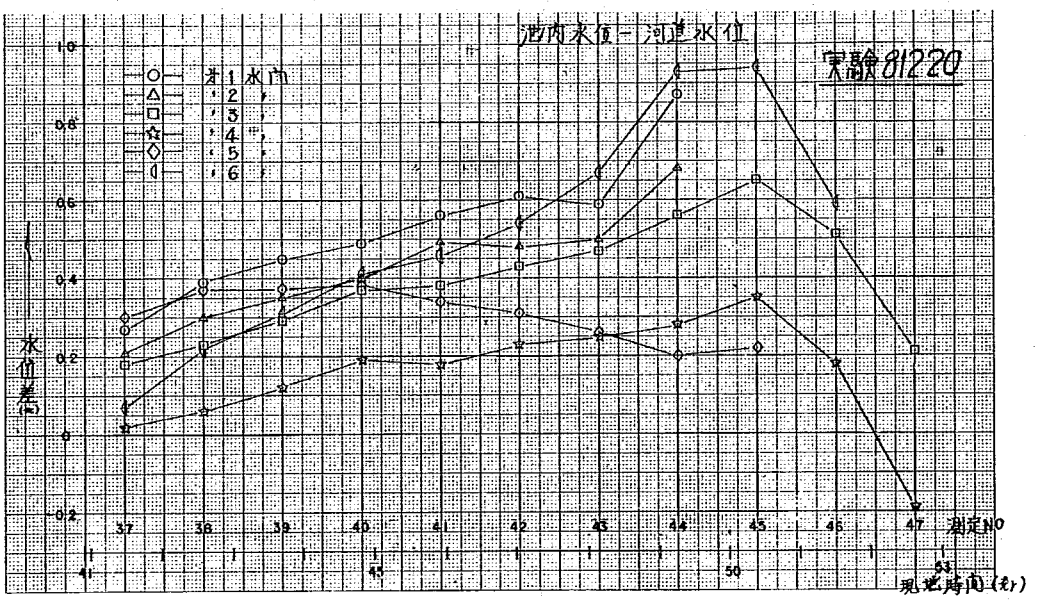


	水門幅（現地巾 m）	
水門NO	計画案	最終案
1	20	20
2	20	20
3	20	20
4	10	10
5	30	30
6	20	30
7	20	20
8	20	20
9	20	20

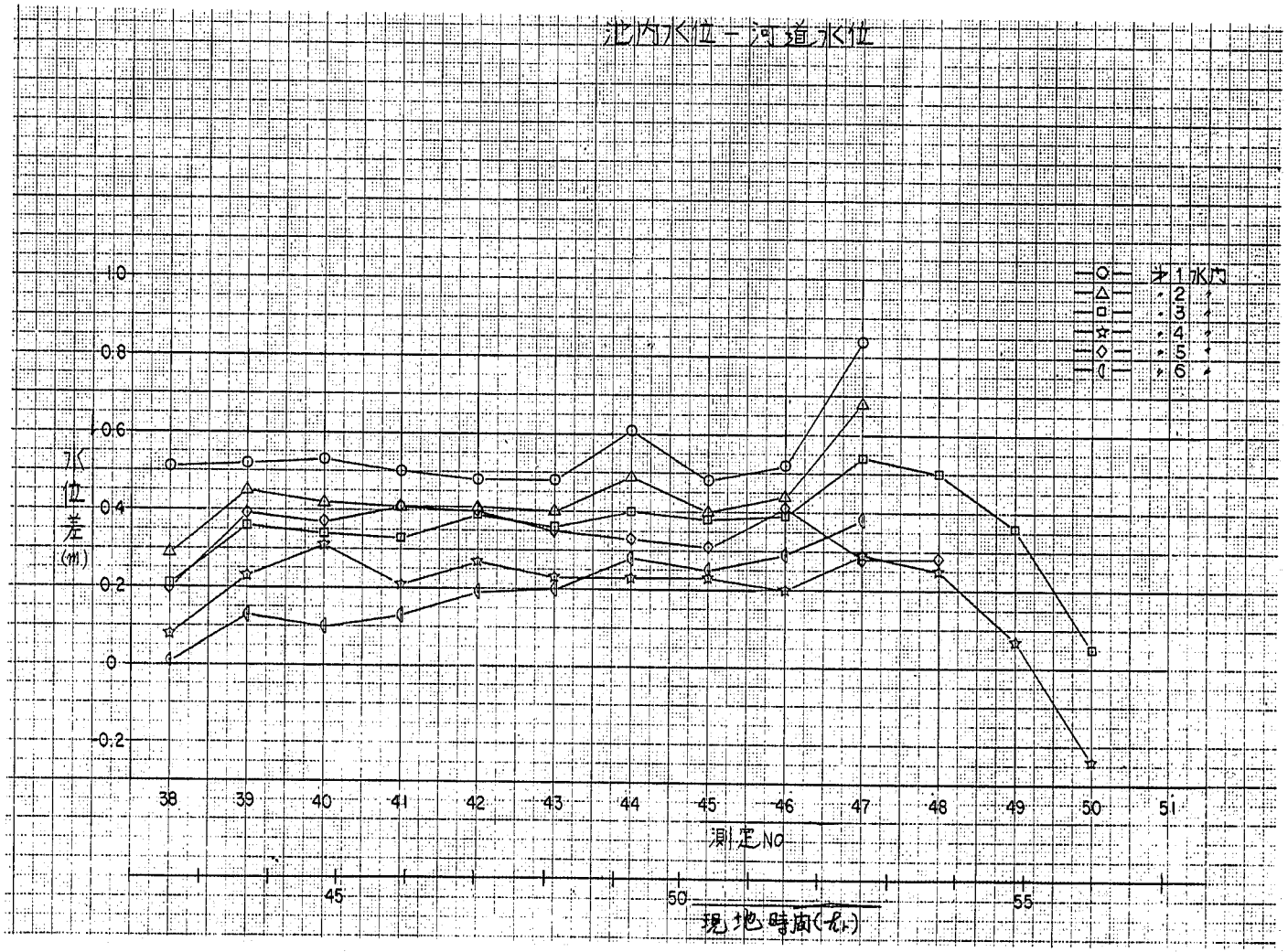
図－6・30　排水門位置図



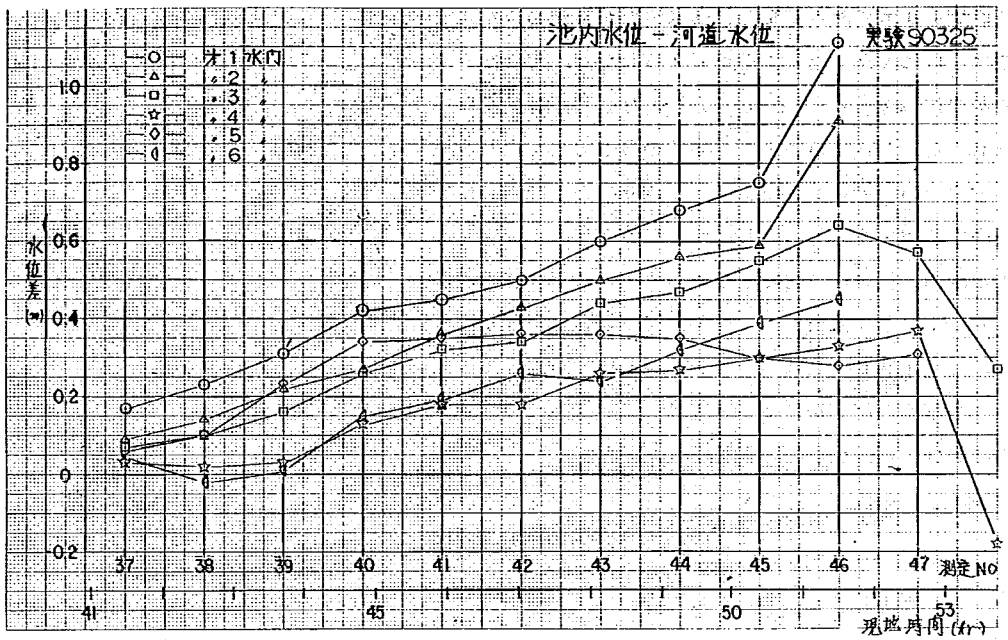
図－６・３２・１　水門付近の水位差



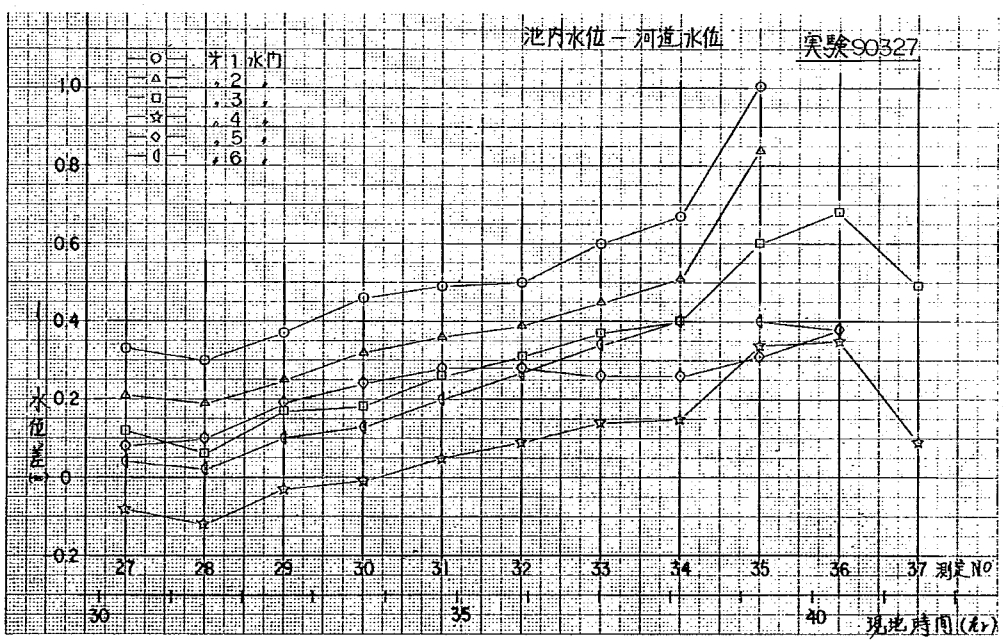
図－６・３２・２　水門付近の水位差



図－6・32・3　水門付近の水位差
実験 90226

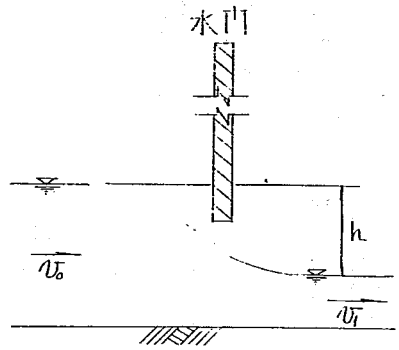


図－６・３２・４　水門付近の水位差



図－６・３２・５　水門付近の水位差

の約１１０㎝である。また、洪水波形が急な場合の水頭差はさらに大きくなることが考えられたが、それをみたのが前述の図－６・３２・５であり、むしろ小さいくらいであった。これでみると、水頭差の最も大きくなるのが第①水門の約１００㎝である。１００㎝の水頭差が他の損失（急縮・急拡等）なしにすべて流速水頭に変換し、また池内の流速はほとんどないので$V_0 \fallingdotseq 0$とすると、図－６・３３に示す流出流速V_1は$V_1 = \sqrt{2gh}$により求められ、ｈ＝１００㎝とすると結局$V_1 = 4.4\ m/sec$となる。最大この程度の流速がでることを考えて水門付近の保護を考えねばならない。



図－６・３３　水門流出の形

第７章　小堤高検討結果の結論

今まで第６章で検討を行なってきた小堤高検討についての考察を要約すると次のようになる。

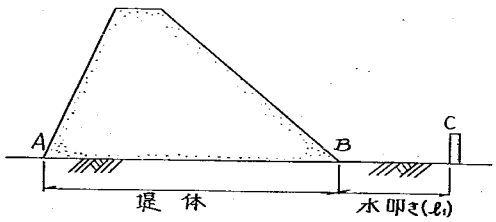
1. 周囲堤のみ完成した場合の洪水調節は、１０,４００m^3／secのピーク流量に対し下流々出量は８,８８５m^3／secとなり、自然遊水による洪水調節量は１,３１５m^3／secとなる。
2. 小堤高は、初期の計画・目的をすべて満足しようとすると第６案の小堤高が必要となる。この場合必要な平均小堤高は５.４０mとなる。
3. 小堤高第８案を最終案としたが、この場合、１０,４００m^3／secのピーク流量に対し下流々出量は８,６４０m^3／secとなり、洪水調節量は１,７６０m^3／secとなる。この場合の平均小堤高は４.６８mである。また、小堤による洪水調節の効果は前述の差約４５０m^3／secである。
4. 洪水波形が異なる場合の越流の仕方（特に波形が急な場合）は、計画ハイドロよりは悪くなるがその程度があまり著しくなく、堤端の減勢池により十分処理可能であると思われる。
5. 遊水池の浸水時間を小堤の有無により比較してみると、計画ハイドロの場合、総浸水時間は小堤設置の場合の方が平均して５～６時間短い。また、遊水池への浸水の確率をみると、小堤高が４,０００m^3／secの流量以上でないと越流しないことからかなり確率が小さくなり、小堤設置による効果はかなり大きい。
6. 池内の流速の比較は、洪水増水期には小堤有無による差はあまりない。ピーク水位付近では小堤を設置した場合の流速低下が著しかった。
7. 水門操作については、図－６・３０に示す水門のうち第①②③⑤⑥水門が同時間開放可能であり、第⑦④水門は前５門よりおくれて開放することが必要と考えられる。また第⑧⑨水門は暗渠としてよいと考えられる。

第８章　小堤下流構造物についての検討

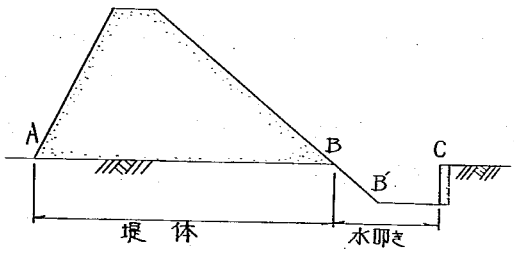
８・１　水叩きおよび減勢工

８・１・１　水叩きおよび減勢工の説明

一般的に、水叩きおよび減勢工とよばれているものは、図－８・１に示すＢＣ区間（水叩き）、Ｃ点の構造物（減勢工）をさす。この場合の水叩きは水平水叩きであるが、これから検討しようとしている減勢池部分は図－８・２に示すようになっている。この場合一応ＢＣ区間を水叩きと考え、ＢＢ′区間はそのうち傾斜水叩きと考えることにする。したがって、この場合ＡＢを堤体とし、ＢＣを水叩き、Ｃ点の構造物を減勢工とよぶ。



図－８・１　減勢工説明図　その１



図－８・２　減勢工説明図　その２

８・１・２　水叩きおよび減勢工の役割

一般に水叩きの役割は、急勾配を流下する射流水脈が堤体の直下流を洗掘しないよう堤体の下流部を被服すると共に、射流の勢力をこの部分でできるだけ消耗させて、さらにこれより下流の洗掘を軽減させようとするものである。

この場合、射流水脈の深さおよび流速と下流常流水深との関係により、跳水のおこる場合とおこらない場合が生じる。前者の場合、射流と跳水による表面渦の終端までを少なくとも水叩きの上に存在せしめ、この上で充分に勢力を消耗させることが必要である。後者の場合には、水叩き下流附近に突起物をつくり、流水の勢力を強制的に減少してやる方法がとられるが、この構造物を減勢工とよぶ。

８・１・３　越流水の減勢と水叩き長についての理論

○堤体下流での跳水の概念

水平な水叩きを有する場合について、堰堤を越流してくる射流水脈がどのような順序をもって勢力を消耗するかを考えてみる。この場合簡単のためにdeflector等の突起物（障害物）がなく、水叩き部上面は水平なるものとする。

Heを有効勢力とし

$$He = \frac{V^2}{2g} + H \qquad (8-1)$$

とすれば、貯水池側では一般に接近流速が極めて小さいので、勢力Heはほぼ貯水池水深に等しい。

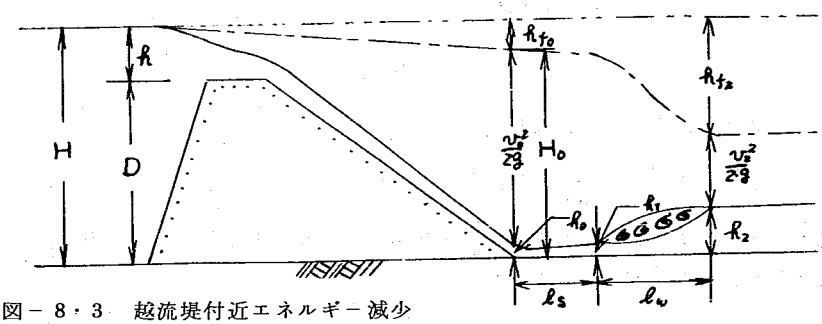
図－８・３　参照。つぎに、堰堤を越流水深ｈにて越流し、堰堤下流面を流下する時に壁面摩擦と内部摩擦によって損失が生ずる（遊水池の越流堤においては壁面摩擦による損失は生じない）。そのため流水が水平となるｈ₀の点における勢力はＨ₀となる。したがって、その時のＶ₀に相当する有効落差は（$H_0 - h_0$）である。Ｌｎｄｉｎはこれを$m(H-h_0)$で表わし、ｍに対しては0.8～0.85なる値を与えている。水平となった射流はやはり摩擦損失によって水深を漸増し、下流水深h_2に対して跳水をおこすべき水深

$$h_1 = \sqrt{\left(\frac{h_2}{2}\right)^2 + \frac{2}{g} h_2 V_2^2} - \frac{h_2}{2} \qquad (8-2)$$

となってはじめて跳水を生じる。したがって、勢力は水平射流の間にH_1に減じ、ついで跳水現象により（特にその表面渦の作用により）大量の損失を生じて下流の常流は相当する勢力H_2となる。

この減衰の過程において、河床を洗掘することなく勢力が減衰されることが望ましい。これに要する被覆長は常流水深h_2の生ずる所までを少なくとも必要とする。すなわちその長さは、水平水叩きに突起のない場合は、水平射流となった点からはじまる露出射流部の長さℓ_sと、これについで生ずる表面渦の長さℓ_wとの和である。もし水叩き先端部に減勢工のある場合はこの長さが縮少される。

水叩上に跳水が生じない場合というのは、図－８・３に示すℓ_sが非常に長い場合で、現象としては跳水のある場合とかわらない。一般に減勢工を考えるのはこの場合が多い。



図－８・３　越流堤付近エネルギー減少

ではつぎに、露出射流部の長さℓ_sと、表面渦の長さℓ_wの求め方について、文献１５を参考に考察をしてみる。

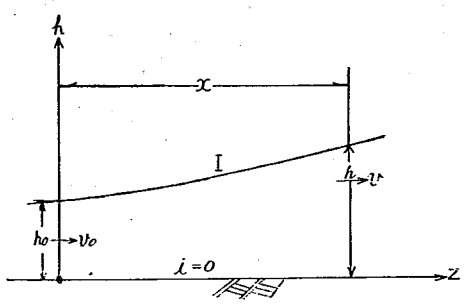
○水平射流水深の変化

今、射流の流体抵抗係数をλとすると、λはＲｏｙｎｏ'ｌｄｓ数や、水深によって変化するが、射流が水平底面上を流れ、流体抵抗により水深が変化する場合を考えると、その変化の割合は小さいので、水深、および流速の変化に伴なうλの変化は小さいものと考えうる。そこでλ＝ｃｏｎｓｔとすれば２次元不等流式は

$$i - \frac{dh}{dx} = \frac{d}{dx}\left(\frac{V^2}{2g}\right) + \frac{\lambda}{2g}\frac{V^2}{h} \qquad (8-3)$$

となる。

ここで、ｈ：原点０より水平距離ｘ点の水深、Ｖ：ｘ点の平均流速、h_0：原点の水深、V_0：原点の平均流速、Ｉ：水面勾配、i：底勾配（図－８・４　参照）



図－８・４　記号説明図

今、水平射流を考えているので $i=0$。単位巾流量を q とすれば（８－３）式は

$$\left(\frac{q^2}{gh^3}-1\right)\frac{dh}{dx}=\frac{\lambda}{2g}\frac{q^2}{h^3} \qquad (8-4)$$

となる。この解は

$$q^2h-\frac{g}{4}h^4=\frac{\lambda q^2}{2}x+C$$

となるから $h_{x=0}=h_0$ なる境界条件よりCを求めると

$$C=q^2h_0-\frac{g}{4}h_0^4 \qquad (8-5)$$

となり、結局解は

$$x=\frac{2}{\lambda}(h-h_0)\left[1-\frac{g}{4q^2}(h+h_0)(h^2+h_0^2)\right] \qquad (8-6)$$

となる。そこで、水深の変化を求める目的をもって、原点 $x=0$ における射流水深 h_0 を基準とし

$$\zeta=\frac{h}{h_0} \qquad \xi=\frac{x}{h_0} \qquad (8-7)$$

とおき、さらに $x=0$ 点におけるFroude数の二乗を F_0、すなわち

$$\frac{q^2}{gh_0^3}=F_0 \qquad (8-8)$$

とおけば、（８－６）式は次のようになる。

$$\xi=\frac{2}{\lambda}(\zeta-1)\left[1-\frac{1}{4F_0}(\zeta+1)(\zeta^2+1)\right] \qquad (8-9)$$

ζ、F_0 の種々な値に対する ξ の値の変化を示すと図－８・５のようになる。この曲線には ζ について一つの極大値があるが、その時の ζ の値は

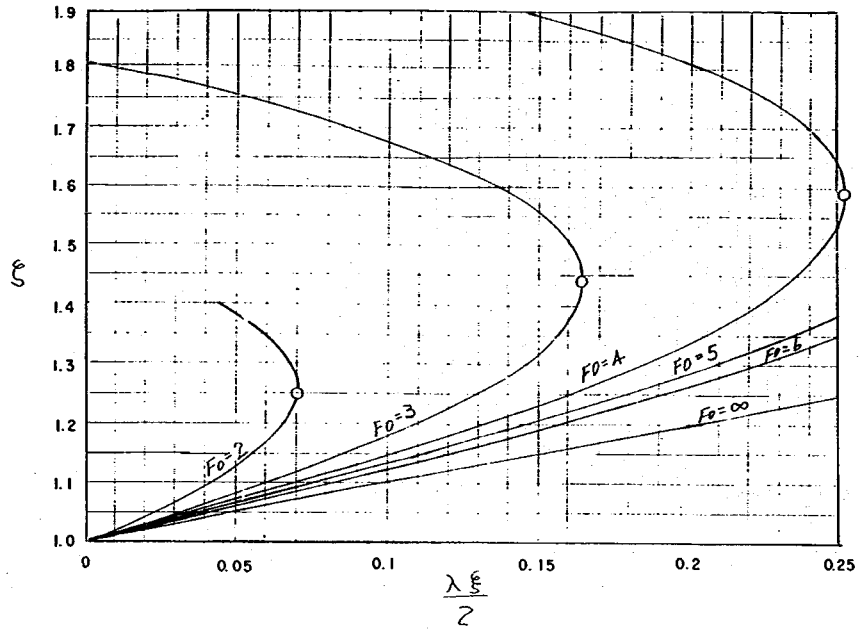
$$\zeta=\sqrt[3]{F_0} \qquad (8-10)$$

である。

これは限界水深にほかならない。この点を図－８・５に白点で示している。図をみてわかるように、射流水深の流体抵抗による変化はきわめて緩であり、その水深が限界水深に近づくにおよんでその変化は急になる。$F_0=2,3,4$ はその射流の強さの程度を示すものであり、F_0 が大となるにしたがい水深の変化もますます緩となり、限界水深となるべき位置の原点よりの距離が大となっている。

水叩き上の射流は共軛水深 h_1 の地点で跳水を始めるが h_1 に達するまでの長さ ℓ_s は次のように求められる。ℓ_s に相当する長さ x は（８－６）式において $h=h_1$ とおけばよいのであるから、

$$\gamma=\frac{h_1}{h_0} \quad , \quad \zeta=\frac{h_2}{h_0} \qquad (8-11)$$



図－8・5　$\zeta \sim \frac{\lambda \xi}{2}$ の関数

とおき共軛水深の関係を用いれば

$$r = \zeta \left(\sqrt{\frac{1}{4} + \frac{2F_0}{\zeta^3}} - \frac{1}{2} \right) \qquad (8-12)$$

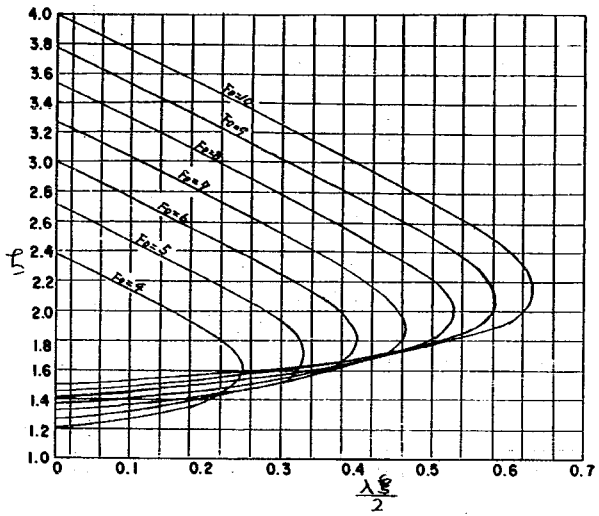
となる。この r を（8－9）式中の ζ に代入すれば、求める x すなわち ℓ_s または $\xi_s = {}^{x_s}/_{h_0}$ は

$$\xi_s = \frac{2}{\lambda}(r-1)\left[1 - \frac{1}{4F_0}(r+1)(r^2+1)\right] \qquad (8-13)$$

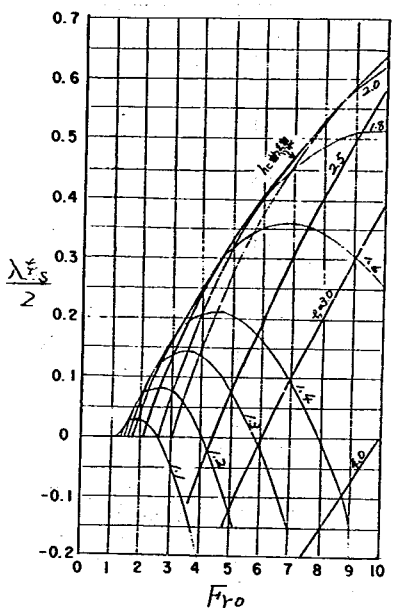
にて与えられる。

射流の強度 F_0 を種々にかえた時の ξ_s 、ζ の変化は図－8・6、図－8・7のようになる。図－8・6をみると、今求める ξ_s は ζ の値に対して極値をとる前の曲線部分をとるべきで、この部分の曲線は ${}^{d\xi_s}/_{d\zeta}$ の値の極めて大きい曲線であるから、ζ の少しの変化によって ξ_s は非常に大きくかわることがわかる。すなわち、下流の常流水深 h_2 のわずかの変化によって跳水をはじめる位置は非常に変化するものである。

今、越流量 q を一定として、図－8・3に示すように越流した水脈が水叩きの水平部始端に致達したときの水深を h_0 とすれば、$h_0 < h_1$ なら水平水叩き上に ℓ_s なる長さの露出射流を生じ、$h_0 = h_1$ なら表面渦始端は提体に接触し、$h_0 < h_1$ ならば跳水としての表面渦の形は存在せず不完全跳水となる。



図－８・６　$\varsigma \sim \frac{\lambda\xi}{2}$ の 関数



図－８・７　$\lambda\xi_s/2$ と F_{ro} の関係

○跳水表面渦の長さ

跳水表面渦の長さを求める研究は２・３の人々によって行なわれているので、ここではその概略を紹介する。

(i)　水平水路の場合

a）Safranezの研究

$$\ell_w = 4.5\, h_2 \quad 、 \quad \ell_w : \text{表面渦の長さ} \qquad (8-14)$$

これは実験結果を整理して求めたものであり、ℓ_w が主に h_1 と F_{r1} の積に比例すること、また h_2 が $V_1\sqrt{h_1}$ に比例することを関連させた導いた。

b）Ludinの研究

$$\ell_w = \frac{h_2 - h_1}{\frac{1}{4.5} - \frac{1}{6Fr_1}} \qquad (8-15)$$

LudinはSafranezの求めた（８－１４）式の代りに $\ell_w = f\cdot(h_2 - h_1)$ の関係を考え、Ludinの求めた $\ell_w = 6\cdot h_1\cdot Fr_1$ の式を用いて導いたものでありSafranezの実験結果を多少見方をかえて表示したに過ぎない。

c）Einwachterの研究

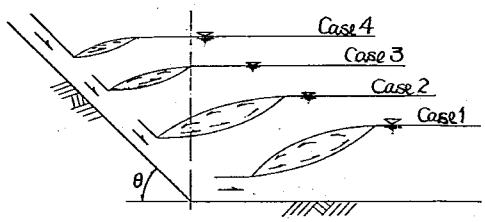
$$\ell_w = \phi\left\{\frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} - \left[\left(h_1 + \frac{V_1^2}{2g}\right) - \left(h_2 + \frac{V_2^2}{2g}\right)\right]\right\} \qquad (8-16)$$

$$\phi = \left(15.2 - 0.241\,\frac{h_2}{h_1}\right)$$

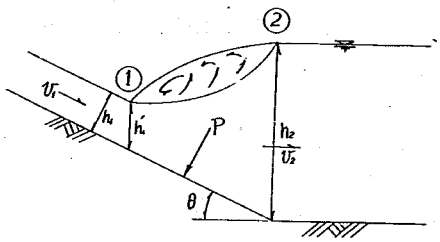
彼は、表面渦の長さがエネルギー損失機構と関係すると考え、全エネルギーの差と、速度水頭の変化（Borda-Carnotの損失）との差によって表わされるとし、その係数φについては実験によって求めたものである。

(ii) 傾斜水路の場合

跳水長（表面渦長）は、傾斜水路の場合水平水路の場合より短かくなるようである。水平水路の跳水の場合は代表的にはSafranez の $L_w = 4.5\ h_2$ がある。しかし、傾斜水路の場合、その傾斜角度によって図－8・13に示すように変化し、5割勾配ではほぼ $L_w = 3.5\ h_2$ におちつく。なおこの場合、勾配0すなわち水平水路の跳水の場合の跳水長が $Lw = 6\ h_2$ となっており、Safranezの4.5に対し大きくなっている。堤勾配がゆるく下流水深の変化する遊水池越流堤では、図－8・8に示すような跳水のケースが考えられる。水平水叩き上の跳水は同図のCase 1の場合である。そこで、Case 2～4のような傾斜面内の跳水について考えてみる。まずKindsuaterの導いた考えをのべてみる。



図－8・8 跳水の基本型

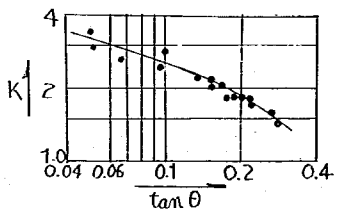


図－8・9 記号説明図

図－8・9を参考にして、今斜面に垂直に作用する水圧Pを次式で表わすとする。

$$P = wK(h_2^2 - h_1'^2) / \cos\theta \qquad (8-17)$$

ここで、w：水の単位重量、K：跳水塊の圧力係数でU.S.Burecou of Reclamationの実験により、勾配により図－8・10に示すように変化するとされている。傾斜面①～②の摩擦による抗力を無視する。



図－8・10 Kとtanθの関係

このようにして、検査面1、2での運動量方程式をたてると次式のようになる。

$$\frac{wh_1'^2}{2} + P\cdot\sin\theta - \frac{wh_2^2}{2} = \frac{wq}{g}(V_2 - V_1\cdot\cos\theta) \qquad (8-18)$$

qは単位巾流量である。

上式から $h_1' = h_1/\cos\theta$、$V_2 = q/h_2$、$V_1 = q/h_1$ とおいて各辺を2／wで除すと次式のようになる。

$$\frac{h_1^2}{\cos^2\theta} + 2K\left(h_2^2 - \frac{h_1^2}{\cos^2\theta}\right)\cdot\tan\theta - h_2^2 = \frac{2q^2}{g}\left(\frac{1}{h_2} - \frac{\cos\theta}{h_1}\right) \qquad (8-19)$$

これを h_2 について整理し、 $Fr_1^2 = V_1^2 / g h_1$ とおくと

$$h_2^2 + \frac{h_1}{\cos\theta} h_2 - \frac{2Fr_1^2 \cdot h_1^2 \cdot \cos\theta}{1-2K\tan\theta} = 0 \qquad (8-20)$$

h_2 は常に正であるので結局 h_2 の解は次のように表わされる。

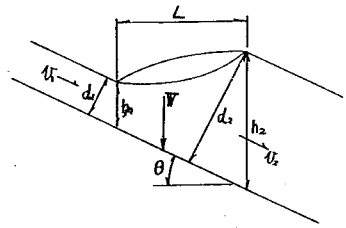
$$h_2 = \frac{1}{2}\left(-\frac{h_1}{\cos\theta} + \sqrt{\frac{h_1^2}{\cos^2\theta} + \frac{8Fr_1^2 \cdot h_1^2 \cdot \cos\theta}{1-2K\cdot\tan\theta}}\right) \qquad (8-21)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2\cos\theta}\left(\sqrt{1+\frac{8Fr_1^2 \cdot \cos^3\theta}{1-2K\cdot\tan\theta}} - 1\right) \qquad (8-22)$$

以上のようにして、図－８・９に示すような跳水については、式（８－２２）から射流水深 h_1 に対応する共軛水深 h_2 が求められる。

また、図－８・１１に示すような順傾斜水路の跳水については、Ven Te Chow が次のように示している。

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8G^2} - 1\right) \qquad (8-23)$$



図－８・１１　記号説明図

$$G = \frac{Fr_1}{\sqrt{\cos\theta - \frac{KL\cdot\sin\theta}{d_2 - d_1}}}, \quad K = \frac{W}{\frac{1}{2}wL(d_1+d_2)} \qquad (8-24)$$

式（８－２４）を式（８－２３）に代入すると次のようになる。

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8Fr_1^2}{\cos\theta + \frac{2W\cdot\sin\theta}{w(d_1^2 - d_2^2)}}} - 1\right) \qquad (8-25)$$

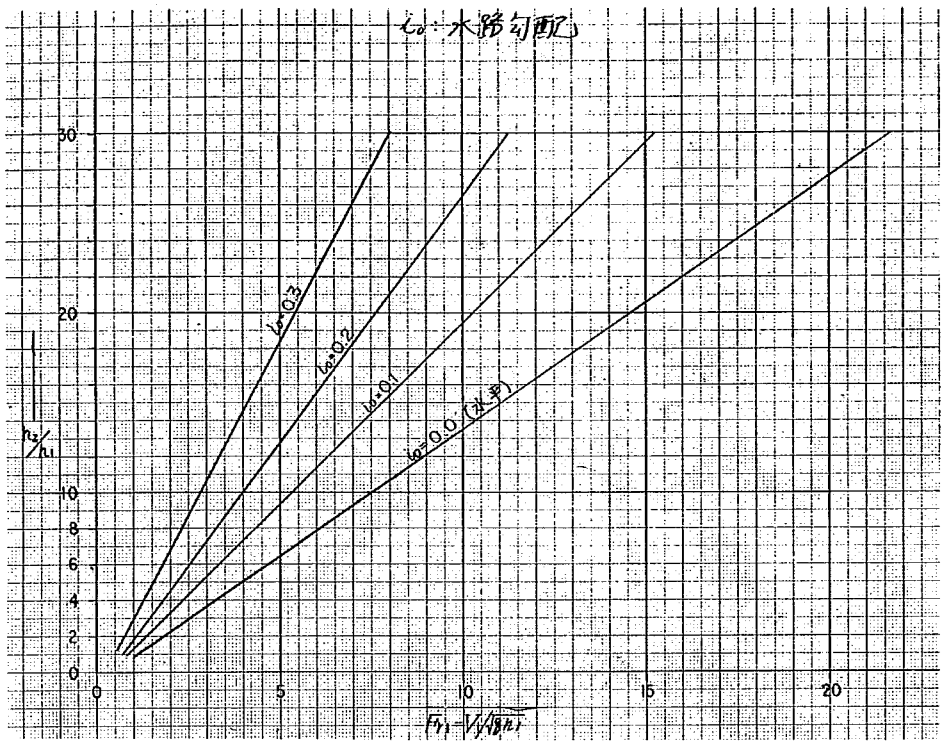
この結果は、図－８・１２に Fr_1 と h_2/h_1 の関係、図－８・１３に Fr_1 と L/h_2 の関係を示す。なおこれは前述の（８－２４）式で求めた値とほぼ同一であることを筆者は確めた。

以上のようにして、跳水の形として図－８・８に示すcase1, 3, 4の形式を表わす公式は求められた。これらをまとめて示すと次のようになる。

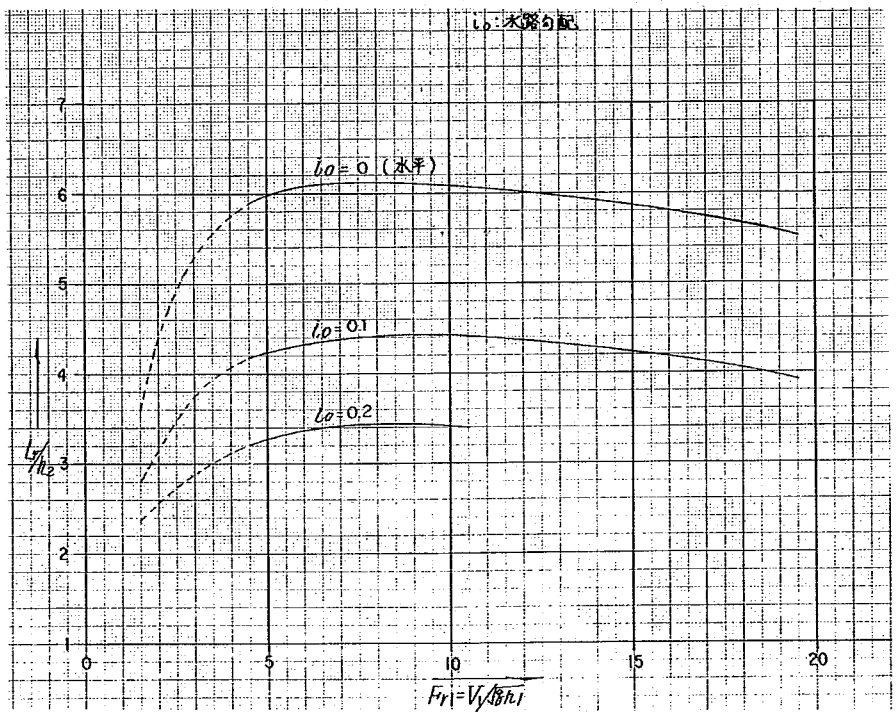
$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8Fr_1^2} - 1\right) \qquad \text{跳水形式 case1} \qquad (8-26)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2\cdot\cos\theta}\left(\sqrt{1+\frac{8Fr_1^2 \cdot \cos^3\theta}{1-2K\cdot\tan\theta}} - 1\right)$$

跳水形式 case3　　（８－２７）



図－８・１２　順傾料水路跳水の F_{r1} と h_2/h_1



図－８・１３　順傾料水路跳水の F_{r1} と L_w/h_2

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8Fr_1^2}{\cos\theta+\frac{2W\cdot\sin\theta}{w(d_1^2-d_2^2)}}}-1\right)$$

跳水形式case4　　（8－28）

この他にcase2の跳水形式が、これは（8－26）式では跳水塊による圧力の項が不足し、（8－27）（8－28）式では跳水塊の圧力の見積りが困難である。これについては、筆者らは（8－27）式を基本にして実験的に求めることとした。

8・1・4　水叩き長の設計方針

水叩きの長さは、露出射流の現れる区間、および跳水区間を十分カバーできることが望ましい。既に述べたように、流れが射流であるとエネルギー損失が少なく、下流側の条件で決まる共軛水深に達するまで長い距離を必要とすることが多い。従って射流区間が短かくなるように減勢工を設けたり、水深が深くなるように水路を掘削したりするのが一般である。この条件を満足させるには、$r=(h_1/h_0)=1$であって

$$h_2=\sqrt{\frac{h_0^2}{4}\frac{2V_0^2\,h_0}{g}}-\frac{h_0}{2}$$　　（8－29）

となるように下流側の水深h_2を大きくすることが必要である。このような場合には、水叩き長は、跳水長より若干大きい程度で十分である。

なお、跳水が不完全で波状跳水を生ずる場合には、その影響が下流に伝わり、表面波などを生じやすいので次のような関係を検討しておくことが望ましい。すなわち、Einwachterの実験的研究によれば、波状跳水を生じない限界水深h_2は次式で与えられる。

$$h_2 \geqq \frac{4}{3}h_c$$　　（8－30）

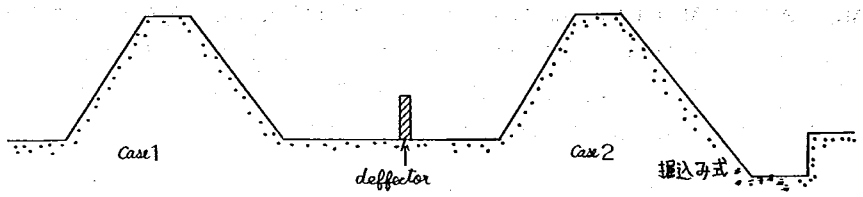
h_c：限界水深

遊水池に設ける小堤の減勢工においては、遊水池内に十分な水深のない場合が想定されるので水叩き下流に減勢池を設け耕地への流出水の流速をできるだけ減少させる工夫が必要である。減勢池から耕地への流出部には蛇かごなどの保護工が必要であろう。

なお小堤の位置によっては、越流開始時に遊水池側の水深が十分あり特に減勢工の不要な個所もある。但し若干の水叩きは必要であろう。

8・2　減勢工検討実験

以上述べたような考え方にもとづき次の様な実験による検討を行なった。まず横越流堤の実験を行ない、越流水深があまり大きくない時には越流堤上の流線が堤に直な方向を示すことを確かめた後、減勢工の検討にはいった。減勢工の検討は当初図－8・14に示すような垂直壁のdeflectorを考えて検討を行なったが、その後同図に示すような掘込み式の減勢工とした。



図－８・１４　減勢池説明図

８・２・１　越流堤実験の相似律

越流堤の堤面を越える流れについては基本的に開水路の流れと同一であってフルードの相似がなり立つと考えてよい。そしてその場合には形状の縮尺に応じて表面粗度の縮尺も相似になることを要求されるが、模型でこれを完全に満足することがむづかしい場合が多い。

今、縦横縮尺の同じ越流堤模型を考えると、堤表面の流れはフルードの相似律によると流速比は$x_r^{\frac{1}{2}}$で表わされる。ここでx_r：長さの縮尺比。しかし粗度の影響を考えて、現地、模型の流速をそれぞれ次のように表わす。

$$V_p = M_p\sqrt{2g(H_p - h_p)},\quad V_m = M_m\sqrt{2g(H_m - h_m)} \qquad (8-31)$$

ここで、V：流速、（H－h）：落差、M：損失係数である。添字の $_p$ はPrototype、$_m$ はModel を示す。したがって、流速縮尺比は次のようになる。

$$V_r = \frac{V_p}{V_m} = \frac{M_p\sqrt{2g(H_p - h_p)}}{M_m\sqrt{2g(H_m - h_m)}} = M_r \cdot x_r^{\frac{1}{2}} \qquad (8-32)$$

次に、単位巾越流量をqとしこの流量が射流水深h_1の断面をも通過するとする。この場合、各流量はそれぞれ次のように表わされる。

$$q = C \cdot H_o^{\frac{3}{2}} \quad 、 \quad q = h_1 \cdot V \qquad (8-33)$$

ここで、C：越流係数、H_o：越流水深である。

また、射流水深の縮尺比をh_{1r}とする。越流係数は前述（第３章４項）の理由により現地・模型共に等しい。結局、（８－３３）式は次のように表わされる。

$$\frac{q_p}{q_m} = \frac{CH_{op}^{\frac{3}{2}}}{CH_{om}^{\frac{3}{2}}} = x_r^{\frac{3}{2}} = \frac{h_{1p}V_p}{h_{1m}V_m} = h_{1r}\,V_r = h_{1r} \cdot M_r \cdot x_r^{\frac{1}{2}} \qquad (8-34)$$

(3)項と(6)項より射流水深比h_{1r}は次のようになる。

$$h_{1r} = x_r / M_r \qquad (8-35)$$

したがってフルード数の比は

$$\frac{F_{rp}}{F_{rm}} = \frac{V_p/\sqrt{g\,h_{1p}}}{V_m/\sqrt{g\,h_{1m}}} = \frac{V_p}{V_m}\left(\frac{1}{h_{1p}/h_{1m}}\right)^{\frac{1}{2}} = M_r \cdot x_r^{\frac{1}{2}} \cdot M_r^{-\frac{1}{2}} \cdot x_r^{-\frac{1}{2}} = M_r^{\frac{3}{2}} \qquad (8-36)$$

すなわち、越流堤面の流れではフルード数の現地・模型比が１とならず$M_r^{\frac{3}{2}}$になっている。一般に

はMp>MmであるゆえMr>1となる。よってフルードの相似律による流量を流して得た模型のフルード数は、現地のそれより小さい値を示していることになる。次には共軛水深の相似も考えてみる。フルードの相似律によるとhzr ＝xr となるが、フルード相似をはずれると次のようになる。跳水始端の射流水深h1とこれに共軛な水深h2の関係は次のようになる。

$$\frac{h_2}{h_1}=\frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8F_r^2}-1\right) \qquad (8-37)$$

（8－37）式の現地・模型式は添字 p ・ m をつけてそれぞれ

$$\frac{h_{2p}}{h_{1p}}=\frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8F_{rp}^2}-1\right) \qquad (8-38)$$

$$\frac{h_{2m}}{h_{1m}}=\frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8F_{rm}^2}-1\right) \qquad (8-39)$$

それぞれの比をとるとそれは次のようになる。

$$\frac{\dfrac{h_{2p}}{h_{2m}}}{\dfrac{h_{1p}}{h_{1m}}}=\frac{\sqrt{1+8F_{rp}^2}-1}{\sqrt{1+8F_{rm}^2}-1} \qquad (8-40)$$

ここで、（8－35）、（8－36）式より

$$\frac{h_{1p}}{h_{1m}}=h_{1r}=\frac{x_r}{M_r}\quad,\quad \frac{F_{rp}}{F_{rm}}=M_r^{\frac{3}{2}}$$

であるので、これを（8－40）式に代入し整理すると次のようになる。

$$h_{2r}=\frac{h_{2p}}{h_{2m}}=\frac{x_r}{M_r}\cdot\frac{\sqrt{1+8H_r^3F_{rm}^2}-1}{\sqrt{1+8F_{rm}^2}-1} \qquad (8-41)$$

したがって、共軛水深の縮尺はxr，Mrの他に模型射流のFr数が関係しているといえる。フルード数が十分に大きい場合には他の項を無視して単純にhzr ＝$x_r\cdot M_r^{\frac{1}{2}}$ とすることができる。

このようにして縮率は一応求め得る。このうちは、Mr ＝1 の場合にはすべてフルードの相似に従い得る。すなわち、自由落下に対する損失係数が等しい場合には、フルード相似に従って実験を行ない得ることになる。しかし、現地越流堤がアスファルト被覆を行うことを考えた場合、1／15縮尺の模型では表面が非常になめらかなもの（たとえばガラス）にすることが必要である。実験ではベニヤ板やアクリル板等を用いて模型を製作したがMr ＝1 を得ることはできなかった。しかし、越流堤あるいは減勢工の構造を相似にした場合、摩擦損失の影響の少い現象（射流水深と共軛水深の関係、表面渦の長さとFr1 との関係 etc）については現地を再現していると考えてもよい。したがって、ここでは減勢工検討に必要な諸公式の妥当性を実験で検討し、それらの公式をつかって現地減勢工の検討を行なう方針で実験を行うこととした。

8・2・2　越流堤実験その1（横越流の検討）

越流堤実験はまず横越流の検討を行なった。実験は図－3・8に示す水路に1／50縮尺のベニヤ製越流堤を設置して行なった。水位はポイントゲージを使い、主水路中央を縦断方向に測定し、越流堤中央部で横断方向に越流水面形を測定した。その結果、水位縦断は図－3・9・1～2に示すように、また越流水面形は図－3・10・1 ～2に示すようになった。水深は上流から徐々に減じて堤下流端で最低値を示し、以後また上昇する傾向にある。

次に流速および流況は上流から5㎜角ほどの色紙を流し、この流跡を8㎜カメラで追跡して測定した。その結果、越流堤表面の流速を図－3・11・6～11に、また流況を図－3・11・1～5 に示す。流速は流量によって差はあるがほぼ1.0～1.5m／sec（模型値）である。この値は単純にフルード相似の縮率を乗ずると7.0～10.5m／sec となる。流況についても越流量の大小によって変化し、越流量が大になるにしたがい堤表面の流路は下流にむかってななめになる。実験に用いた越流量は2.0ℓ／sec～32.6ℓ／secの範囲であるが、実際の現地単位巾越流量は1.6m^3／sec／m 程度と考えられる。この値に相当するものは実験4の4.6ℓ／sec／m （1.62m^3／sec／mに相当）であり、流況についてはこれ以下の流量ケースが参考になる。その場合には河道の流れと堤防が平行でも、越流した流れはほぼ堤と直角に流下してゆくと考えてよい。また、流れのエネルギー損失はななめ流下の方が大きいので減勢工を検討する場合には堤に直角な方向の流れについて検討しておけば安全側である。

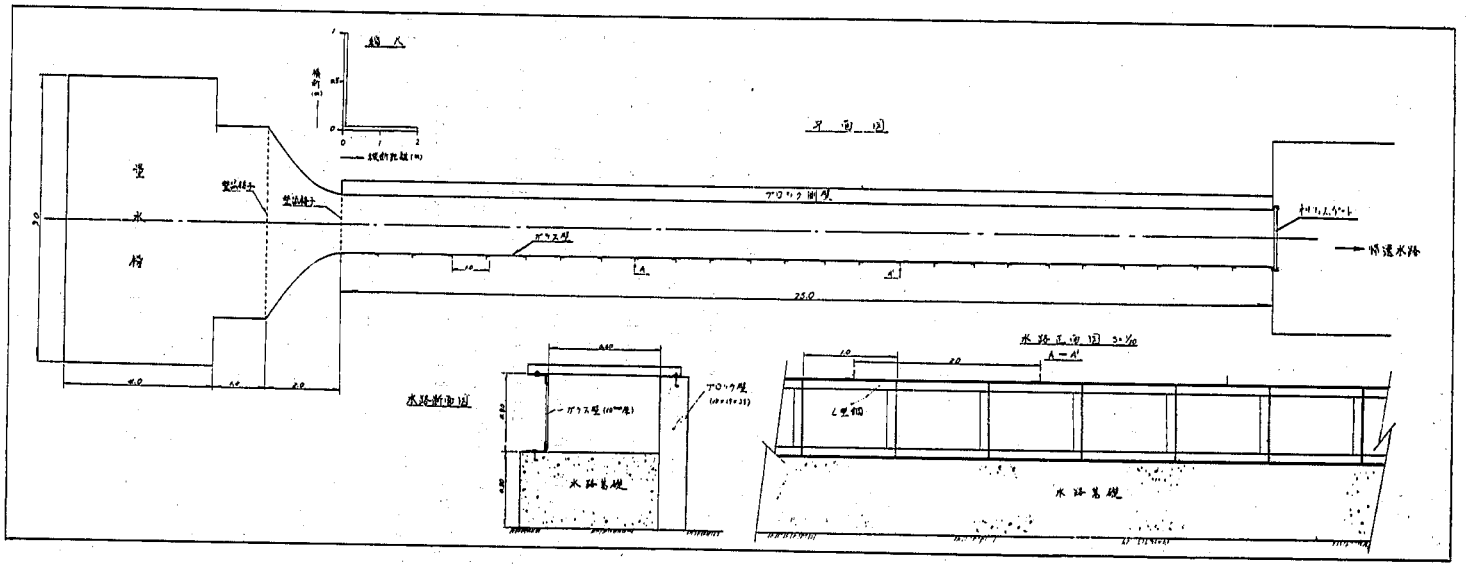
8・2・3　越流堤実験その2（減勢工の検討）

減勢工検討実験は、図－8・15に示すように60cm×80cm×30m の片面ガラス張り水路に、1／15縮率のベニヤ製越流堤を設置して行なった。実験は減勢工の位置・高さを種々にかえながら、水位、表面流速、流況の観測を行なった。水位変化を図－8・16・1～9に、紙片を流し8㎜カメラで測定した表面流速を図－8・17・1～2に示す。堤表面の損失が相似であれば越流堤上の流れもフルードの相似側がなり立つが、模型堤体表面がベニヤであるため損失の相似性が悪いと思われる。

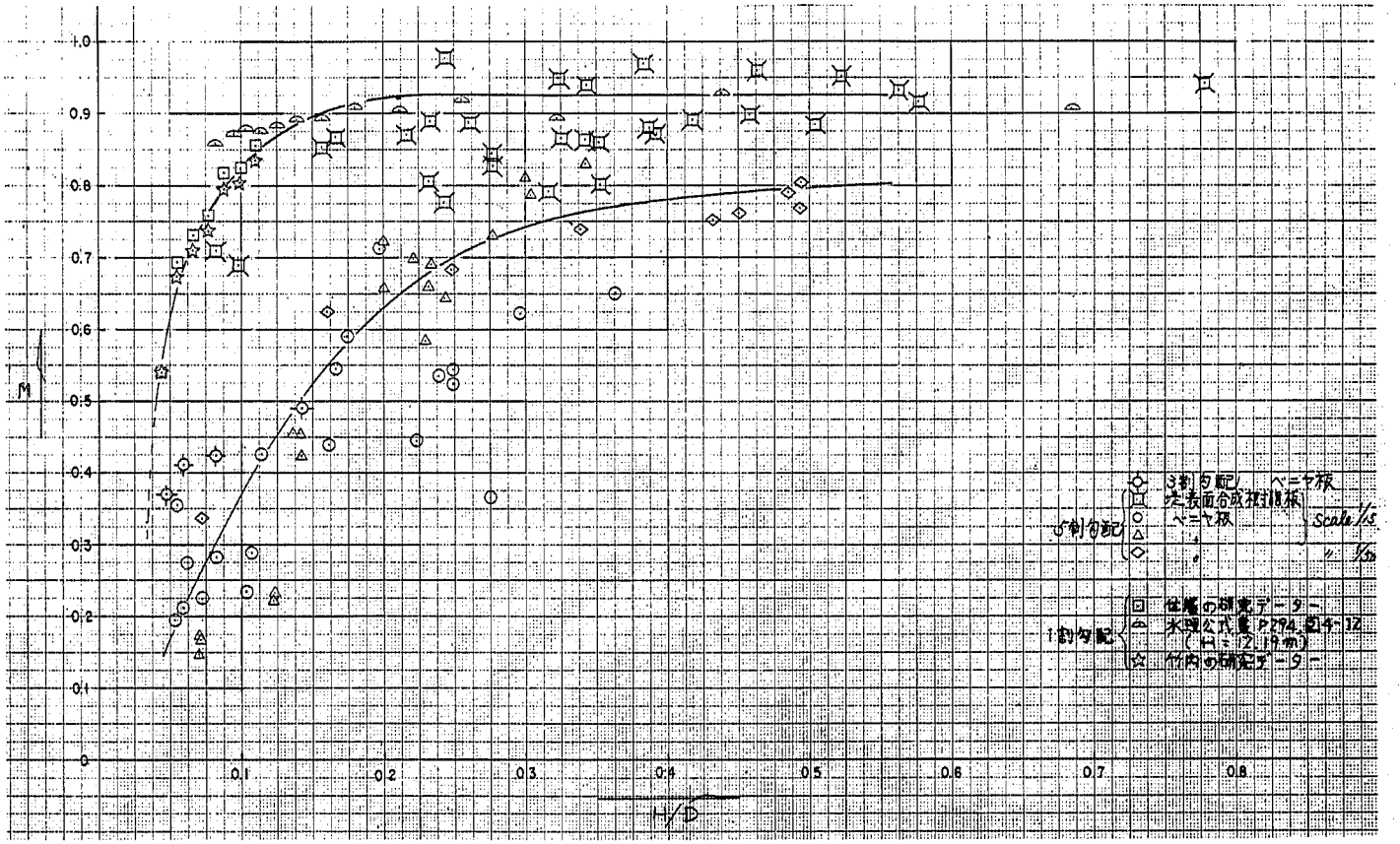
これを確かめるため$V_1=M\sqrt{2g(H+D-h_1)}$からMを求めてH／Dとの関係を調べてみたが図－8・18である。同図には竹内の研究やU.S.Bureau of Reclamation の実測および実験値も示してある。竹内のデータは、堤高60.67cmの越流堰堤で、表面をモルタルでなめらかに仕上げたものであり、U.S.Bureau of Reclamationのデータは、Shasta およびGrand Coulee ダムの実測値やそれに基づく実験の結果求められたものである。これらのデータはすべて勾配がかなり急（1割勾配前後）であることが特徴である。また筆者らが、5割勾配の越流堤表面をアクリル樹指板で被覆して得た結果も同図に示す。図－8・18をみると、Mの値は堤表面ベニヤ→堤表面アクリル樹指→現地資料の順に大きくなっている。このことから、現地越流堤のMは竹内の研究やU.S.Bureau of Reclamation の実測から求められた値に近づくと考えられる。

○ h_2／h_1 の関係

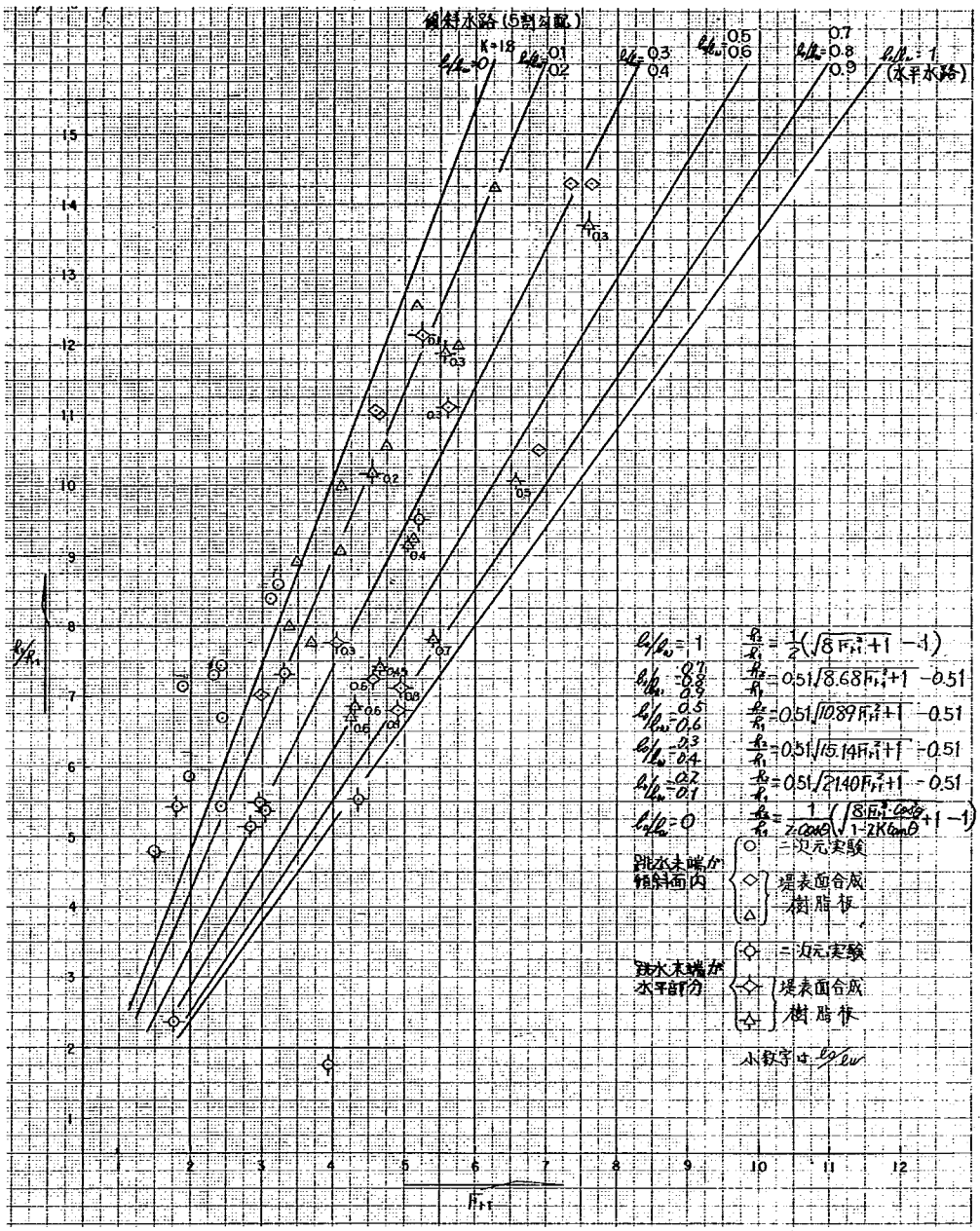
h_2／h_1 とF_{r_1} の関係は前述のように、跳水形式のいろんなケースについて式（8－26）（8－27）（8－28）のように表わされる。これについて検討してみた結果は図－8・19のようになった。図には、h_2／h_1 とF_{r_1} の関係がℓ_o／ℓ_w の値ごとに分類して示されている。この結果から、h_2／h_1 とF_{r_1} の関係がℓ_o／ℓ_w の比によって変化しているのがわかる。ℓ_o／ℓ_w＝0 の場合が傾斜面内跳水



図－８・１５　二次元実験水路

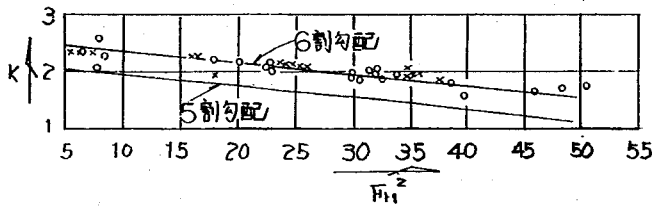


図－8・18　MとH/Dの関係



図－8・19　h_2/h_1 と F_{r1} の関係

の場合で式（８－２７）（８－２８）がなりたつ。また$\ell_o/\ell_w=1$ の場合は水平部跳水の場合で式（８－２６）がなりたつ。その間はℓ_o/ℓ_w の変化により実験的に求まる。したがって、跳水形式により図－８・１９に示す公式を適宜選択して使用すればよい。なお、式（８－２７）式を使う場合K＝1.８としている。これは、U.S.Bureau of Reclamationの実験結果からKの値が匂配のみの関数としたためである。しかし、実験結果をプロットしてみるとバラツキがあり、F_r 数の影響もあると思われる。Kindsvater の結果を参考にして求めてみると図－８・２０のようにKは変化し、実験値はこの線上にある。このような結果も考慮してこれらの数式を使用する必要がある。



図－８・２０　KとF²r1 の関数

○ ℓ_wとh₂ の関係

跳水長（表面渦長）ℓ_w と h₂の関係は前述もしたが種々の公式がある。代表的には次のような式を考えてよいかと思う。

$\ell_w=4.5\ h_2$　（水平水路）　　（８－４２）

$\ell_w=6.0\ h_2$　（　〃　）　　（８－４３）

$\ell_w=3.5\ h_2$　（匂配５割、順傾斜水路）　　（８－４４）

筆者から匂配５割の越流堤で実験を行ない得た結果を、傾斜面内での跳水のみについて整理してみると図－８・２１のようになった。フルード数とともに変化する傾向があるが、ほぼ ℓ_w=（3～3.5）h_2 の関係を示している。

実験結果をℓ_w/h_2とℓ_o/ℓ_w の関係で表わすと図－８－２２のようになる。ここで$\ell_o/\ell_w=0$は傾斜水路内の跳水であり、$\ell_o/\ell_w=1.0$ の時のℓ_w/h_2は5.2～5.3 であるが、安全側に考えて 6.0 とし図のような曲線とした。$0<\ell_o/\ell_w<1.0$ の間では、跳水始端が傾斜面内で末端が水平部内である跳水現象を示している。

○Hと h_1 の関係

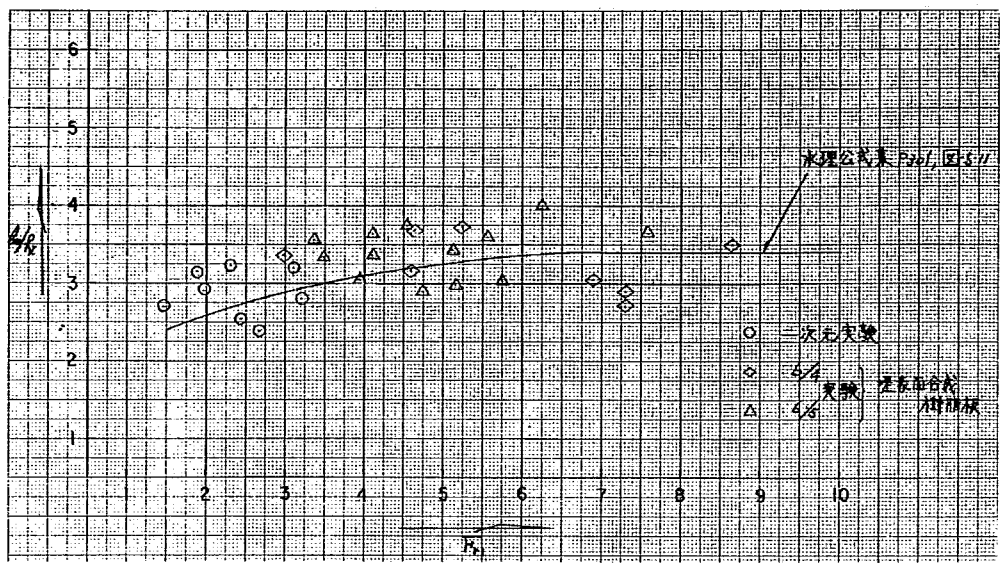
越流水深Hと跳水始端の射流水深 h_1 の関係を求めてみると次のようになる。単位巾流量をqとすると

$$q=C\cdot H^{\frac{3}{2}}=V_1\cdot h_1 \qquad (８－４５)$$

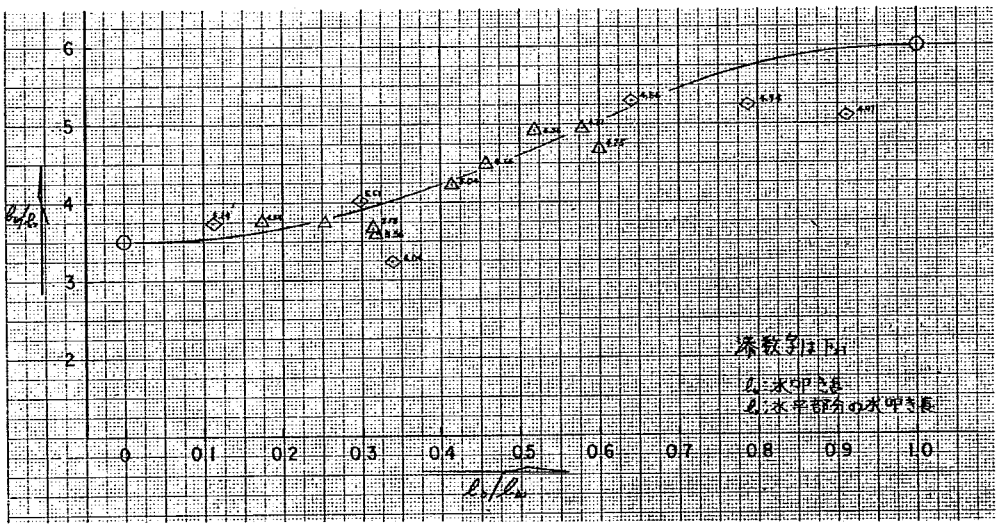
流速V_1が自然落下流速のM倍として$V_1=M\sqrt{2g(D+H-h_1)}$ とし、これを（８－４５）式に代入すると(2)、(3)項より

$$C\cdot H^{\frac{3}{2}}=M\sqrt{2g(D+H-h_1)}\cdot h_1 \qquad (８－４６)$$

（８－４７）式を整理すると次式が求まる。



図－8・21　ℓ_w / h_2 と F_{r1} の関係

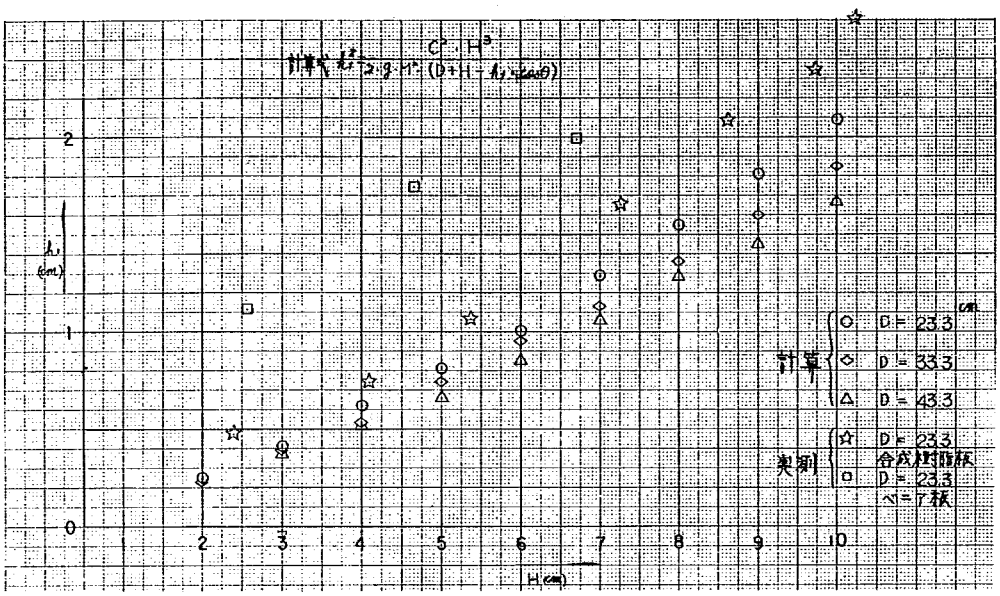


図－8・22　ℓ_w / h_2 と ℓ_o / ℓ_w の関係

$$h_1^2 = \frac{C^2 \cdot H^3}{2gM^2\ (D+H-h_1)} \qquad (8-47)$$

この式を使い h_1 を試行錯誤的に求めてゆくと、ある堤高DとMについて越流水深Hに対する射流水深 h_1 が求まる。

計算結果と実験値を比較してみると図－８・２３のようになる。図中堤表面がベニヤ製の場合の h_1



図－８・２３　h_1 とHの関係

が大きくなっているのは、堤表面における損失形態が異なっているため（具体的に言えば、Mの値が異なっている）であり、堤表面をアクリル樹指加工した実験結果は計算値とよく一致している。

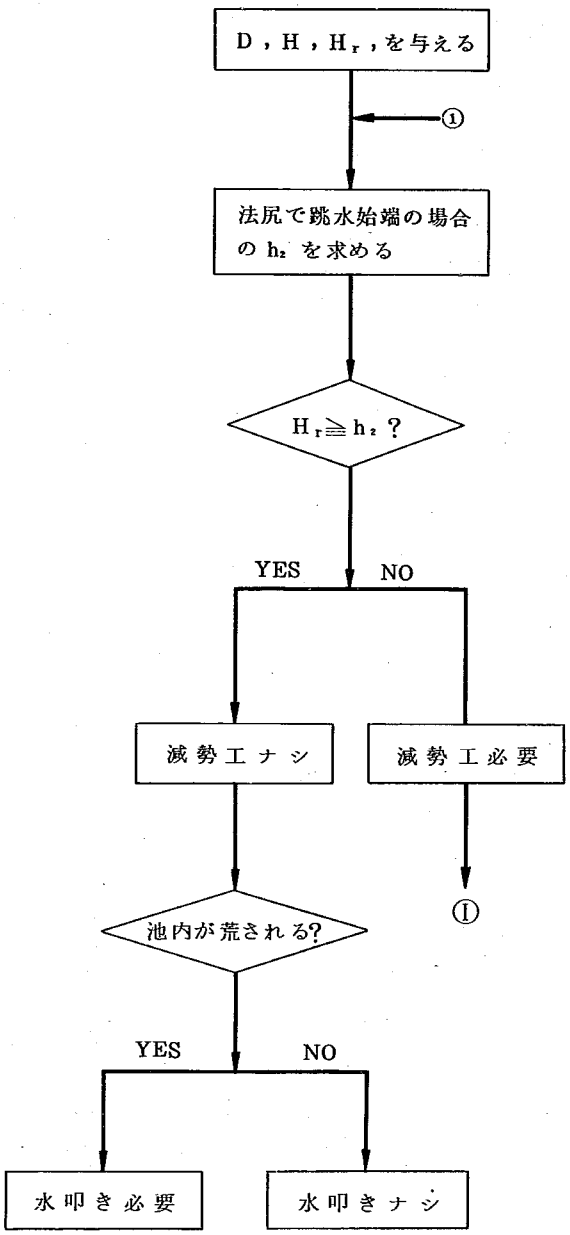
８・３　一ノ関遊水池小堤減勢工について

今まで述べてきた理論あるいは実験結果をつかって、実際に一ノ関遊水池の小堤減勢工を決定してみる。以下ではまずその手順について説明し、その後実際の規模について決定を行なう。

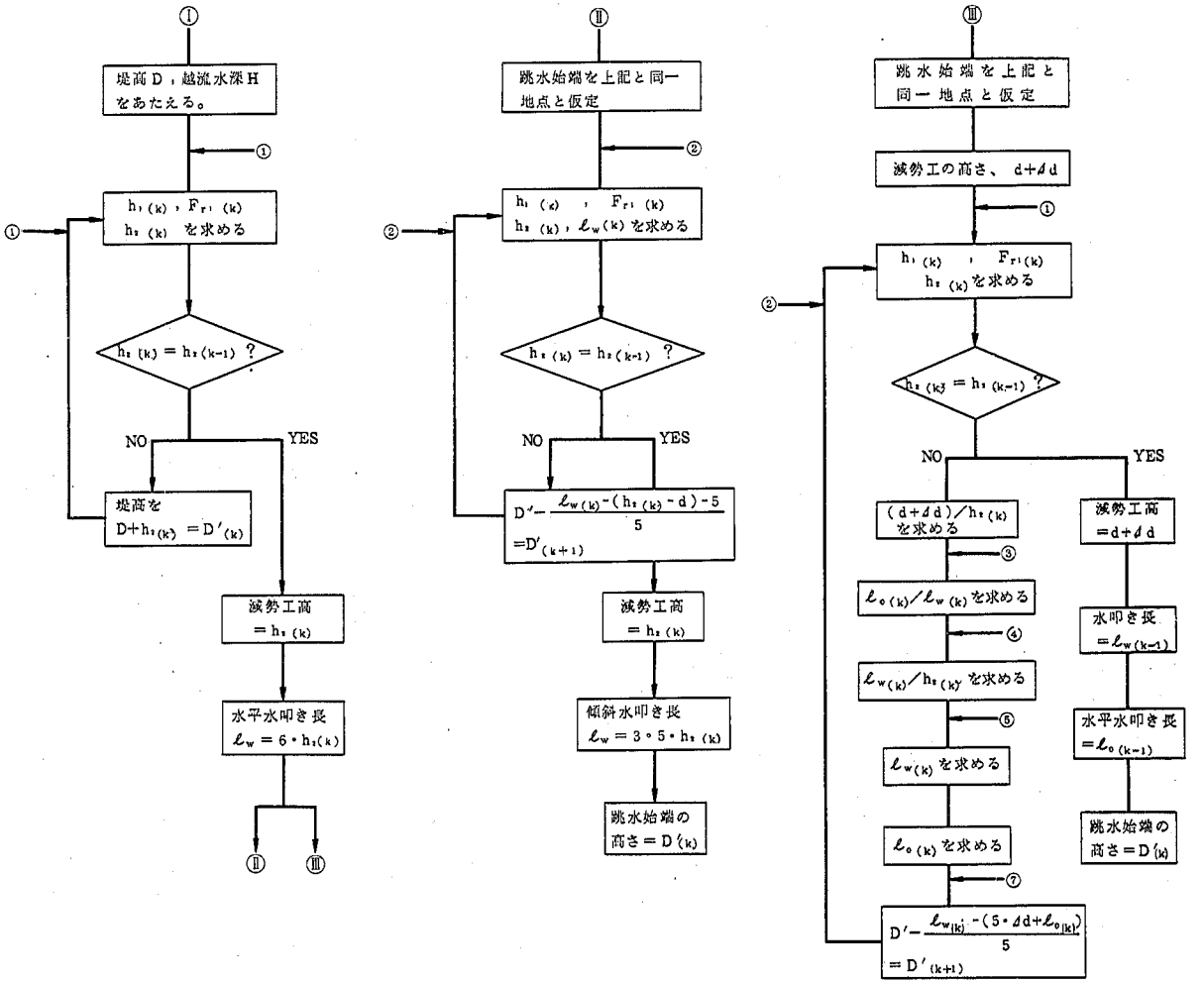
８・３・１　減勢工規模決定の手順

減勢工規模決定の手順は、略図－８・２４・１のようになると考えられる。すなわち、まず小堤下流に減勢工がいるか否かの判断が必要である。この判断要素としては、生じうる越流水深に対して常に堤端で跳水をおこす様な場合には減勢工は不要と考えられる。このためには、小堤下流で共軛水深 h_2 以上の水深のあることが必要である。

減勢工が必要ない場合には更に水叩きが必要か否かの検討が必要である。この判断資料としては、



図—8・24・1　減勢工規模決定 Flow Chart



図－8・24・2　減勢工規模決定　Flow Chart

① 小堤末端において、跳水始端になる状態の、減勢工高及び、水平水叩き長。

② 小堤末端において、跳水末端になる状態の、減勢工高及び、傾斜水叩き長。

③ 減勢工高の変更による、最適な水叩き長及び、水平水叩き長。

①

$$h_1 = \sqrt{\frac{C^2 \cdot H^3}{2 \cdot g \cdot M^2 \cdot (D + H - h_1 \cdot \cos\theta)}}$$

$$V_1 = q / h_1 = C \cdot H^{\frac{3}{2}} / h_1$$

$$F_{r1} = V_1 / \sqrt{g \cdot h_1}$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1\right) \cdots\cdots \text{水平水路の跳水}$$

②

$$h_2 = \frac{h_1}{2 \cdot \cos\theta}\left(\sqrt{\frac{8 \cdot F_{r1}^2 \cdot \cos^3\theta}{1 - 2 \cdot K \cdot \tan\theta}} + 1 - 1\right)$$

$$\ell_w = 3.5\, h_2$$

③ グラフ、$(d + \Delta d)/h_2 \sim \ell_0/\ell_w$ …… 図－8・31

④ グラフ、$\ell_w/h_2 \sim \ell_0/\ell_w$ …… 図－8・26

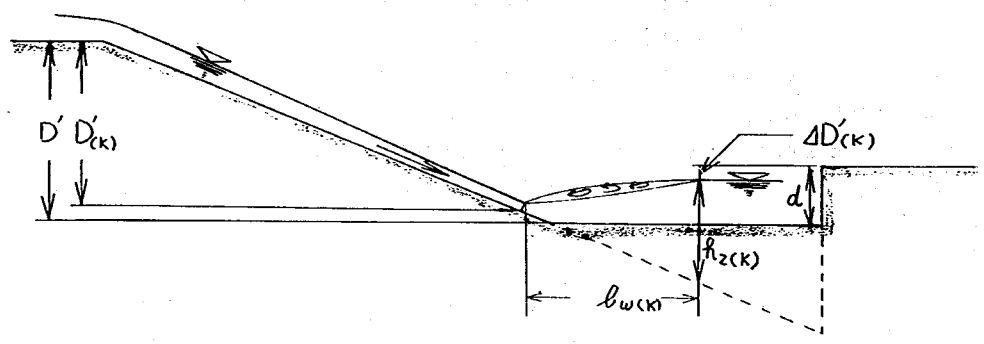
⑤ $(\ell_{w(k)}/h_{2(k)}$ の値$) \times (d + \Delta d) = \ell_{w(k)}$

$C = 1.6$、$g = 9.8$、$\cos\theta = 0.98$、$\tan\theta = 0.2$

$K = 1.8$

図－8・24・3　Flow Chart 記号説明

⑥



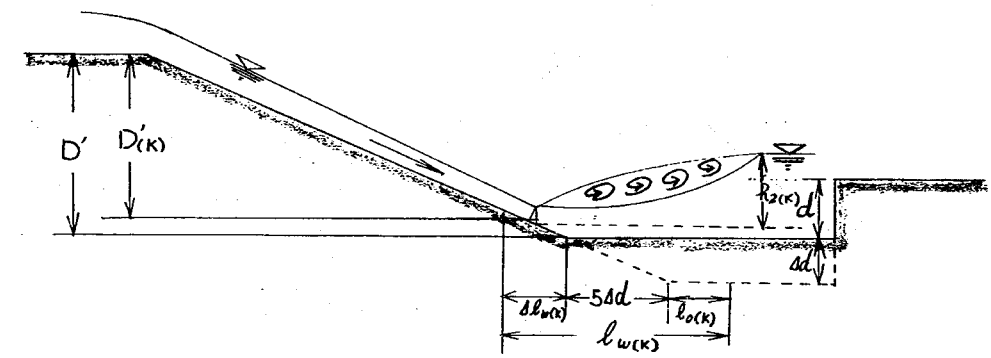
$$D'_{(k+1)} = D'_{(k)} - \Delta D'_{(k)}$$

$$\Delta D'_{(k)} = \left(d + \frac{\ell_w - 5\,(D' - D'_{(k)})}{5} - h_{2(k)} \right)$$

$$\begin{aligned} D'_{(k+1)} &= D'_{(k)} - \Delta D'_{(k)} \\ &= D'_{(k)} - d - \ell_{w(k)} / 5 + D' - D'_{(k)} + h_{2(k)} \\ &= D' - \ell_{w(k)} / 5 + h_{2(k)} - d \end{aligned}$$

$$= D' - \frac{\ell_{w(k)} - (h_{2(k)} - d) \times 5}{5}$$

⑦



$D'_{(k)}$ の位置を跳水始端と仮定し、水平水路の跳水の場合の共役水深 $h_{2(k)}$ を求める。これより、ℓ_o, ℓ_w を求め跳水始端を仮定しなおす。

$$D'_{(k+1)} = D' - \frac{\Delta \ell_{w(k)}}{5} = D' - \frac{\ell_{w(k)} - (5\,\Delta d + \ell_{o(k)})}{5}$$

図−8・24・4　Flow Chart 記号説明

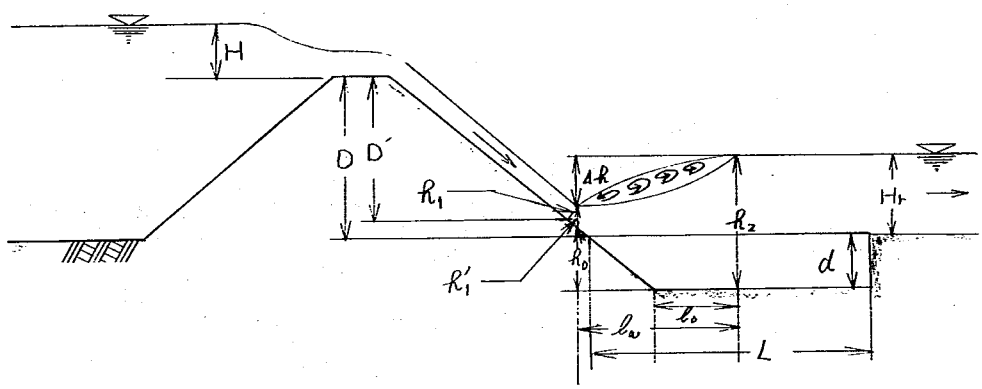
池内水深が池内河床を荒らさない十分な水深であるか否かである。十分な水深でない場合には堤端に水叩きが必要となり、十分池内水深がある場合には現状河床のままでよいといえる。

次に減勢工を必要とする場合の水叩き長および減勢工高決定についてその手順を述べる。この場合、現在検討を行なっているのが掘込式減勢工であり、越流水は減勢池を通して最深部へ導く手法をもちいていることなどから、減勢工高はすなわち減勢池水深であり、この高さがある射流水深 h_1 に対する共軛水深 h_2 となればよいと考えた。したがって、水叩き長および減勢工高の検討は、すなわちある跳水始端の射流水深 h_1（これはその越流堤地点で遊水池内水のない場合の最大水深が主となる）に対する表面渦長と共軛水深を求めることである。

検討は、まず越流堤各地点における越流水深Hと池内水深 H_r を求めることから始める。その結果を示すと図－8・25・1～3 のようになる。この場合越流水深は、水位測定地点間の水位は直線変化として各地点の水位を求め、その地点の堤高との差とした。つぎに池内水深は、池内水面はほぼ水平として各遊水池ごとに池内水位を求め、これと現地地盤との差とした。結果を整理してみると、越流水深と池内水深の関係は直線的に変化していた。したがって、各堤高地点での池内水深0の場合の越流水深、あるいは越流開始時の池内水深が求められる。こうして、減勢池検討の対象越流水深を決定する。

越流水深が決まれば式（８－４７）から跳水始端の射流水深が計算される。この場合、Mの値は図－８・１８を、またCの値は第３章４節の結果を参照して求める。

h_1 と Fr_1 から h_2 が式（８－２６）（８－２７）式などで求まる。直接的には図－８・１９を参考にして求まる。h_2 から図－８・２２に示す関係をつかって ℓ_w を求め、結局、減勢池の深さすなわち h_2 と水叩き長（これは ℓ_w ではなく、図－８・２６に示す長さＬ）を求めることができる。



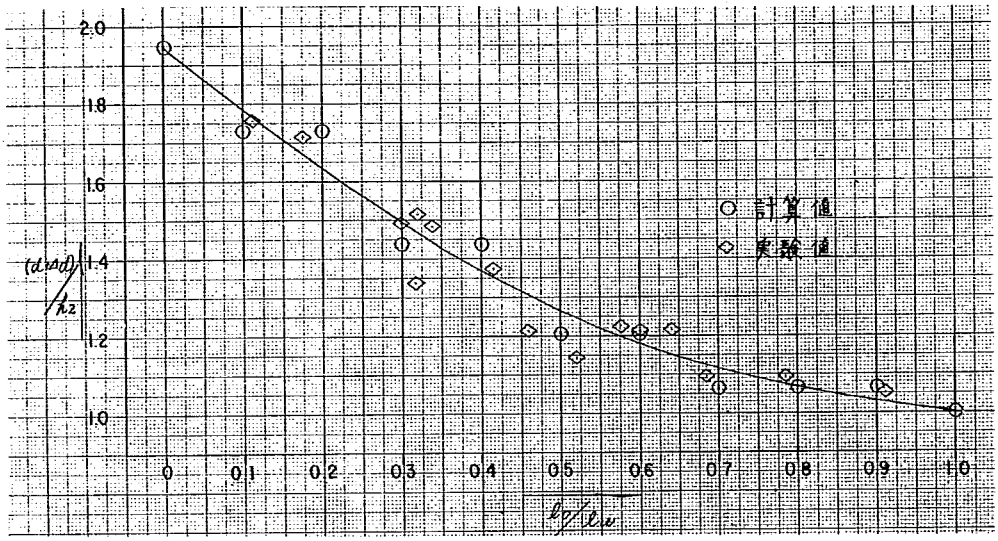
図－８・２６　記号説明図

ただしこの場合、h_1 を求める式（８－４７）のうち、跳水始端の位置により堤高Dが異なること、跳水の形式により h_2 を求める式や ℓ_w を求める式が異なることなどのため、計算は多くの繰返しをよぎなくされる。しかし上記の手順によりある堤高地点で越流水深Hに対する適切なる減勢池規模を決定できる。

8・3・2　一ノ関遊水池減勢池

ここでは対象とする全小堤を3.5、5.0、6.5 mの3堤高に分類し検討することとした。計算のフローチャートを図－8・24・2～4 に示す。この場合に必要なグラフは上記の他に図－8・31がある。

その結果、必要な減勢池規模を示すと図－8・28・1（減勢池の深さ）、図－8・28・2（必要な小堤敷巾）となる。この場合、計算ケース1は小堤高3.5、5.0 mの場合越流水深を1.0 mとし、

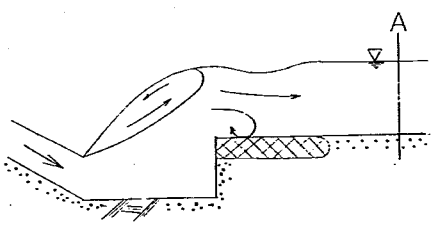


図－8・27　$(d+\Delta d)/h_2$ と ℓ_0/ℓ_w の関係

6.5 mの場合50 cmとして求めた規模であり、計算ケース2は実験Dataを尊重して越流水深と池内水深との関係を考慮しながら求めたものである。

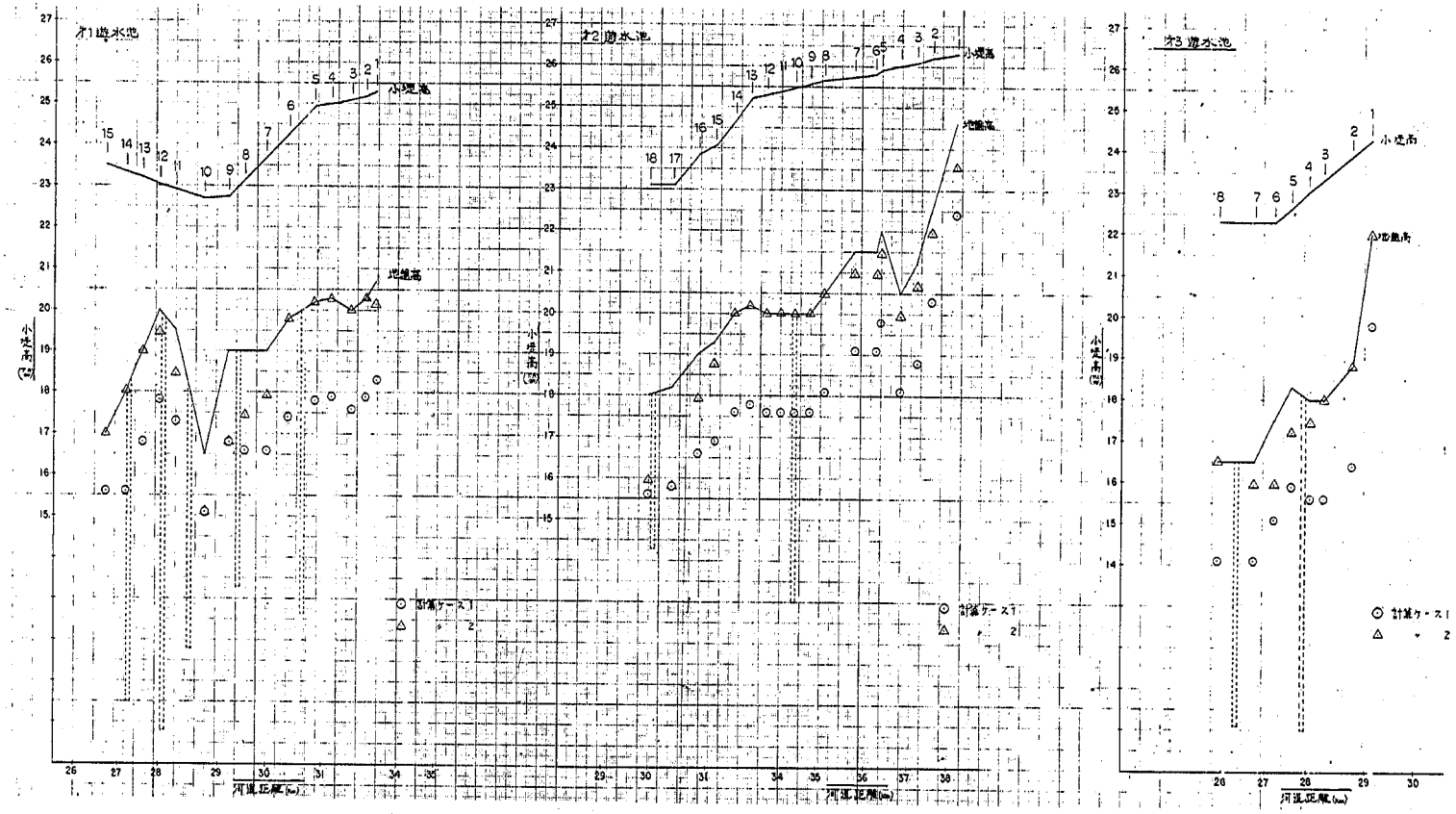
したがって、減勢池設計にあたって設計者は、その規模を前述の計算ケース1と2の間にとればよく、しかも各水路へ排水可能なものとすればよい。

なお、減勢池を越えて池内に越流水が流入するケ所では、堤の近傍で局所的な洗掘が生じる可能性があり保護を必要とする。その長さは厳密な検討を行なっていないが、減勢工検討の途中で若干根固めについて検討してみたところでは、最大（越流水深と池内水深の関係が最悪となった場合）で4.0～5.0 m程度の長さを必要とすると考えられた。この長さは、図－8・29に示すような減勢池下流の特殊な流れ（渦流）について安全な長さであり、同図に示すA断面の流れについては考えていない。

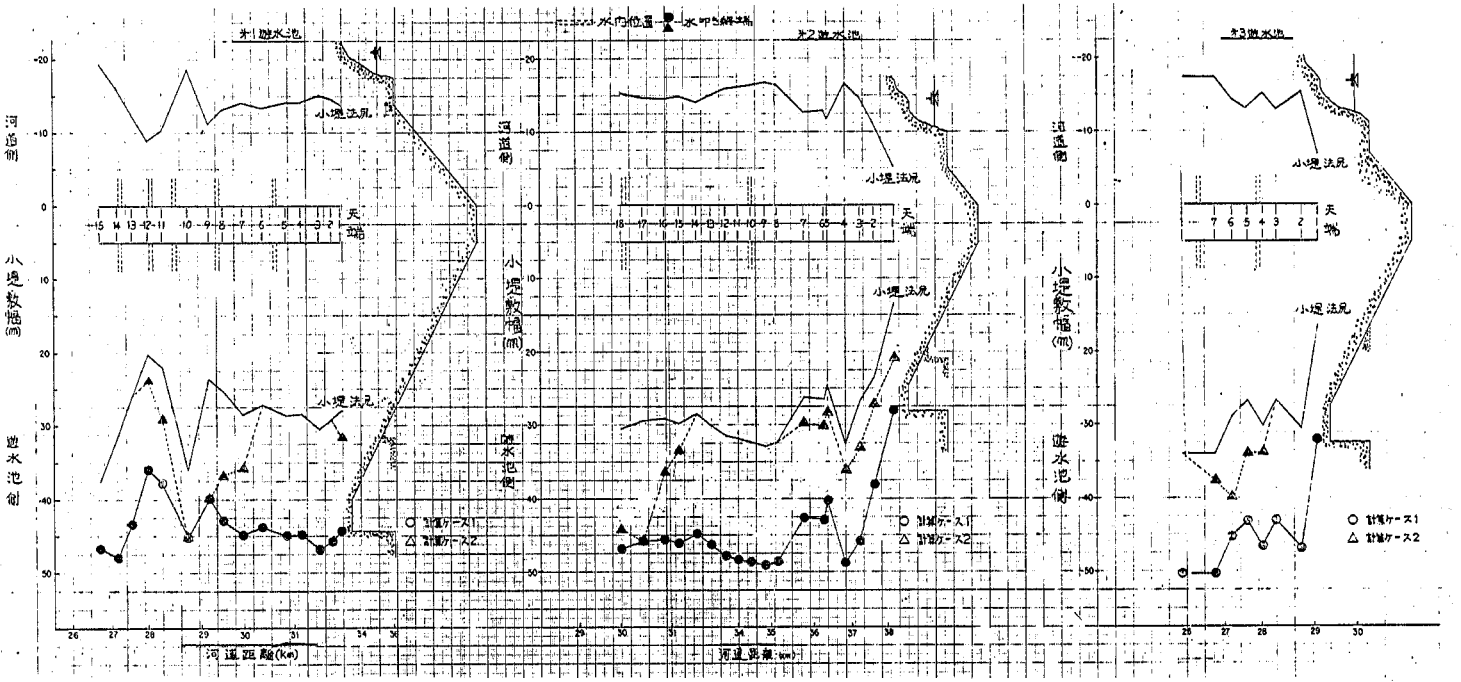


A断面の流速は主として各遊水池の標高最低部において問題となるであろうが、小堤6.5 m、越流水深50 cmの場合に概算して求めると約1.0 m／sec　程度の流速となった。河床勾配の違い（現地では逆勾配、実験では水平河床）、粗度の違い（現地では田地、実験では敷きならした砂面）などから、現地の流速は前述の実験結果よりかなり小さくなると考えられるが、多少田地が荒らされる可能性はある。

図－8・29　減勢池下流の渦流



図－8・28・1　減勢池の深さ



図－８・２８・２　必要な小堤敷幅

表－８・１　小堤高 3.5 m の減勢工規模

堤端で跳水始端の状態

H	1.00	0.70	0.40
M	0.88	0.88	0.80
D′	5.21	4.78	4.27
h_1	0.16	0.10	0.05
F_{r1}	7.80	9.21	10.73
h_2	1.71	1.28	0.77
ℓ_w (6 h_2)	10.28	7.66	4.63

堤端で跳水末端の状態

H	1.00	0.70	0.40
M	0.92	0.88	0.88
D′	4.47	4.21	3.96
h_1	0.17	0.11	0.05
F_{r1}	7.60	8.51	11.74
h_2	3.24	2.36	1.51
ℓ_w (3.5 h_2)	11.35	8.27	5.29

H	1.00
M	0.92
D′	4.65
h_1	0.16
F_{r1}	7.78
h_2（水平水路）	1.71
(d＋⊿d)／h_2	1.30
ℓ_w	10.03
ℓ_o	4.69

減勢工高を 2.2 m とした状態

表－８・２　小堤高 5.0 m の減勢工規模

堤端で跳水始端の状態

H	1.00	0.80	0.60	0.40
M	0.88	0.88	0.80	0.74
D′	6.82	6.52	6.15	5.80
h_1	0.15	0.11	0.08	0.05
F_{r1}	9.21	10.33	10.43	11.77
h_2	1.83	1.52	1.15	0.80
ℓ_w (6 h_2)	10.94	9.13	6.87	4.79

堤端で跳水末端の状態

H	1.00	0.80	0.60	0.40
M	0.88	0.88	0.88	0.74
D′	6.01	5.85	5.68	5.45
h_1	0.15	0.11	0.08	0.05
F_{r1}	8.51	9.63	11.40	11.28
h_2	3.38	2.82	2.25	1.49
ℓ_w (3.5 h_2)	11.81	9.87	7.86	5.21

H	1.00
M	0.88
D′	6.19
h_1	0.15
F_{r1}	8.67
h_2（水平水路）	1.78
(d＋⊿d)／h_2	1.35
ℓ_w	10.39
ℓ_o	4.35

減勢工高を 2.4 m とした場合

表－8・3　小堤高 6.5 m の減勢工規模

堤端で跳水始端の状態

H	0.80	0.60	0.50	0.40
M	0.80	0.74	0.74	0.55
D′	8.02	7.71	7.51	7.01
h_1	0.11	0.07	0.06	0.04
F_{r1}	10.28	12.17	12.06	10.64
h_2	1.52	1.21	1.01	0.58
ℓ_w ($6h_2$)	9.12	7.27	6.04	3.46

堤端で跳水末端の状態

H	0.80	0.60	0.50	0.40
M	0.80	0.74	0.74	0.55
D′	7.35	7.18	7.06	6.83
h_1	0.11	0.08	0.06	0.04
F_{r1}	9.70	11.58	11.56	10.37
h_2	2.83	2.26	1.88	1.09
ℓ_w ($3.5h_2$)	9.90	7.90	6.58	3.80

H	0.5
M	0.74
D′	7.17
h_1	0.06
F_{r1}	11.68
h_2 (水平水路)	1.00
(d＋⊿d)／h_2	1.41
ℓ_w	5.80
ℓ_o	2.13

減勢工高を 1.4 m とした場合

表－8・4　減　勢　工　規　模

単位：m

断面No.	第1遊水池 小堤高	ケース1 d	ケース1 L	ケース2 d	ケース2 L	第2遊水池 小堤高	ケース1 d	ケース1 L	ケース2 d	ケース2 L	第3遊水池 小堤高	ケース1 d	ケース1 L	ケース2 d	ケース2 L
1	4.60	2.40	16.34	0.55	3.70	1.70	2.20	15.78	1.05	7.20	2.30	2.20	15.78	0.00	0.00
2	4.88	〃	〃	0.00	0.00	3.71	〃	〃	0.55	3.70	5.12	2.40	16.34	〃	〃
3	5.10	〃	〃	〃	〃	4.88	2.40	16.34	〃	〃	5.34	〃	〃	〃	〃
4	4.70	〃	〃	〃	〃	5.52	〃	〃	〃	〃	5.05	〃	〃	0.55	3.70
5	4.73	〃	〃	〃	〃	3.92	〃	〃	〃	〃	4.35	〃	〃	1.09	7.20
6	4.48	〃	〃	〃	〃	4.31	〃	〃	〃	〃	4.80	〃	〃	1.55	12.40
7	4.70	〃	〃	1.09	7.20	4.24	〃	〃	〃	〃	5.80	〃	〃	0.55	3.70
8	4.16	〃	〃	1.55	12.40	5.74	〃	〃	0.00	0.00	5.80	〃	〃	0.00	0.00
9	3.74	2.20	15.78	2.20	15.78	5.57	〃	〃	〃	〃					
10	6.20	1.40	9.13	1.40	9.13	5.47	〃	〃	〃	〃					
11	3.41	2.20	15.78	1.05	7.20	5.38	〃	〃	〃	〃					
12	3.05	〃	〃	0.55	3.70	5.30	〃	〃	〃	〃					
13	4.20	〃	〃	0.00	0.00	5.01	〃	〃	〃	〃					
14	5.33	2.40	16.34	〃	〃	4.69	〃	〃	〃	〃					
15	6.50	1.40	9.13	〃	〃	4.97	〃	〃	0.55	3.70					
16						4.84	〃	〃	1.09	7.20					
17						4.90	〃	〃	2.40	16.34					
18						5.10	〃	〃	2.05	13.70					

ケース1　D＝6.5 m，H＝0.5 m
D＝5.0 ，H＝1.0
D＝3.5 ，H＝1.0　の3条件より減勢工規模を計算

ケース2　小堤各部分のD，H，H_rより減勢工規模を計算

第9章　小堤下流構造物検討結果の結論

小堤下流構造物についての検討結果を要約して示すと次のようになる。

1.小堤下流の減勢池は河床上にディフレクターを設置するより掘込式の方が有益である。しかも、減勢池を水路として越流開始付近の越流水を標高最低地に導いたり、排水時の水路とするのがよい手段である。この意味からも掘込式が推奨される。

2.減勢池決定の手法は図－8・24・2～4に示すフローチャートに従えばよい。なおこの場合、減勢池の最深深さが射流水深 h_1 に対応する共軛水深 h_2 となっている。したがって、さらに減勢池からあふれ出る場合には、その水深を h_3 とすると $h_3 > h_2$ となり安全側である。

3.北上川一ノ関の場合、必要とする減勢池規模は図－8・28・1～2 に示す計算結果を参考にして決定すればよい。

あ　と　が　き

本報告書は、北上川一ノ関地区の遊水池計画について水理的な検討を加えた結果を報告したものである。

遊水池模型実験を行なうにあたっては多くの未知なる点があり、実験を行なう上で障害となることが多かった。したがって、実験の遂行上はこれらを解決しながら進むということになり、遅々として進まず多くの方々に迷惑をおかけしたかもしれない。しかし、その結果としてより信頼できる資料を得ることができるようになり、現場にあって計画遂行に従事される人達にとっても、また我々のように実験的研究を行なうものにとっても、より多くの収獲を得ることができたと信ずる。

なお、昭和４６年度を初年度とする本実験の遂行にあたっては次の者が関係した。すなわち、総体的な指導を土屋・須賀が行ない、模型製作・全体的な実験計画・実験結果の考察・報告書の執筆を浜谷が担当し、データの整理を小川が担当した。また実験はその多くを浜谷の指導のもと建設技術研究所が担当した。

最後に、このような問題を提起され遅々として進まぬ実験にもその支援をおしまれなかった岩手工事事務所の方々、特に椎野四国地建河川部長（前岩手工事事務所長）、森屋副所長、小関御所ダム副所長（前岩手工事調査課長）、向井建設専門官、平沢監督官に深い感謝の念を禁じ得ません。なかでも平沢監督官には模型製作の時点から種々の助言でおせわになった。さらに地元住民の意識の高いのも非常なはげみとなった。

実験手法の開発の段階では山本研究員との対話が非常に有益であった。さらに、模型製作の段階では林技官に、昭和４７年度の実験では高垣技官（現在中部地建）に、データ整理では沼田まさえ、大槻美津江両氏に労をわずらわせた。記して感謝の意を表す。

なお、この報告書に記載した多くのデータは、３０数名にわたる観測員の努力により得られたものである。

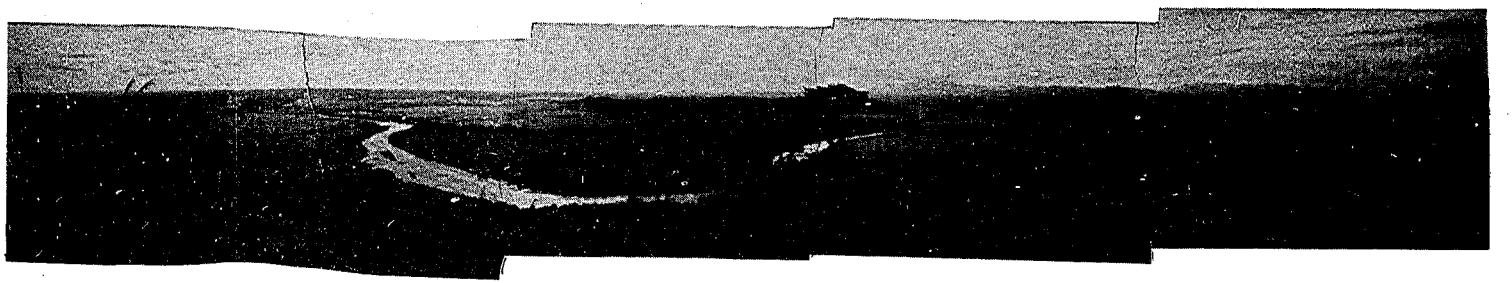
昭和４９年７月

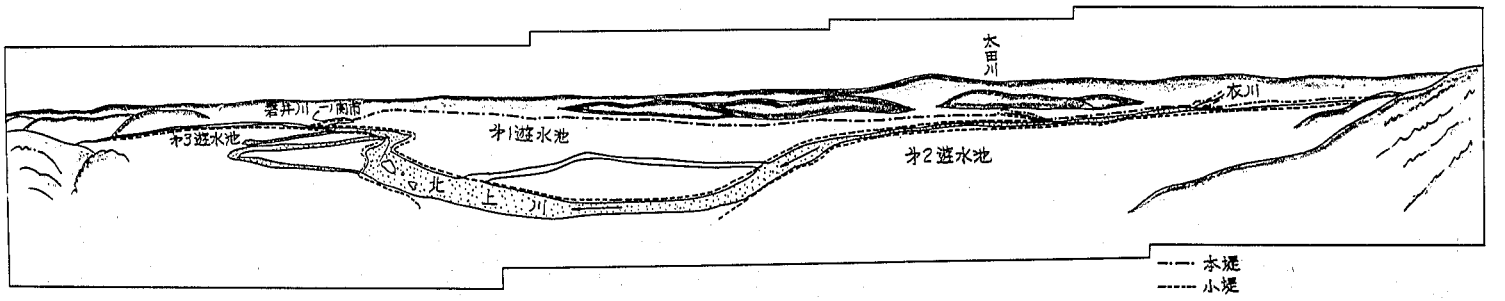
土　屋　昭　彦
須　賀　堯　三
浜　谷　武　治
小　川　良　市

参 考 文 献

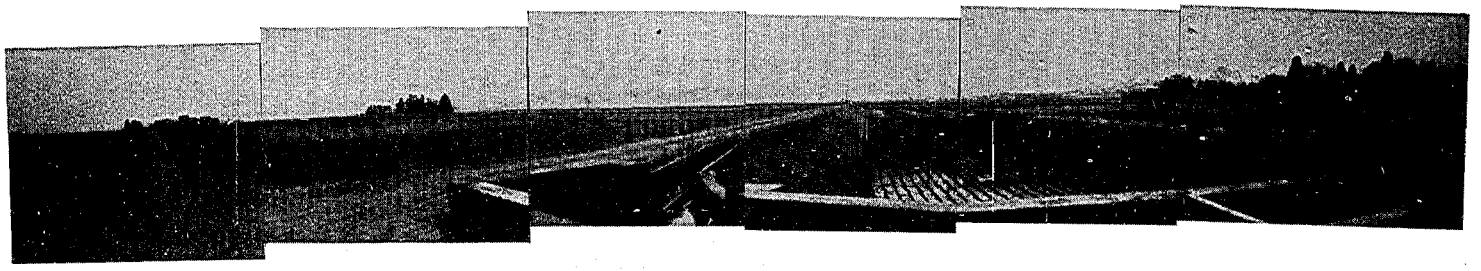
1. 東北地方建設局：北上川一ノ関地区改修計画　昭和４６年８月
2. 〃　：北上川流量検討資料　昭和４７年９月
3. 岩手工事事務所：一ノ関地区遊水池水理解析報告書
4. O.Brien & Hikox : Applied Fluid Mechanico
5. 佐藤清一：水理模型実験の意義ならびに相似律と相似限界について　土木研究所報告６０号　昭和１６年３月
6. 吉高益男：水理模型実験の信頼性について
7. 土木学会：水理公式集
8. 足立昭平：人口粗度の実験的研究　土木学会論文集第１０４号
9. 星畑国松：河川構造物の水理計算(Ⅱ)　土木技術資料 Vol 11、No 10
10. Ven Te Chow : 開水路の水理学 I
11. 土屋昭彦他：水理模型実験の自動制御　第１８回水理講演会講演集　昭和４９年２月
12. 青木佑久：水面勾配をとり入れた水位流量曲線　土木技術資料 Vol 14 No 6
13. 木下武雄：不定流計算への道　伊藤剛編「数値計算の応用と基礎」
14. 近畿地方建設局：淀川計画高水論　第三編洪水特性論
15. 佐藤清一：水叩に関する水理学的考察　土木試験所報告第７２号
16. 竹内俊雄：溢流　堤下流部におけるエネルギー殺減に関する考察(1)　土木試験所報告第７２号
17. Koch-Carstanjen : Bewegung des Wassers Berlin 1926
18. Carl.E.Kindsvater : The Hydraulic Jump in Sloping Channels Trans.A.S.C.E.1944
19. U.S.Bureau of Reclamation : Reserch Study on Stilling basims, energy dissipations,and associated appurtenamces,Hgdraulic Report,No.Hyd -399,1955
20. Ven Te Chow : 開水路の水理学 II

写　真　集

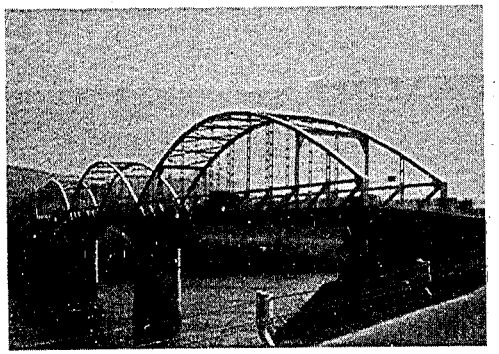




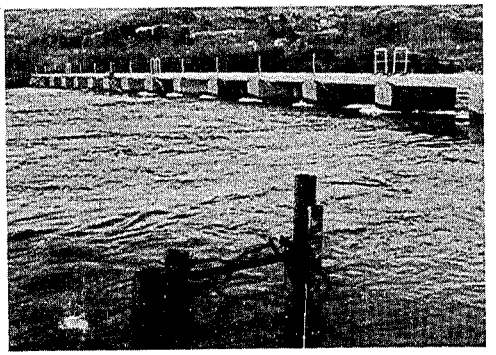
写真－1・1
遊水池計画範囲写真
（観音山より望む）



写真－１・５
遊水池計画内近影（第２遊水池）



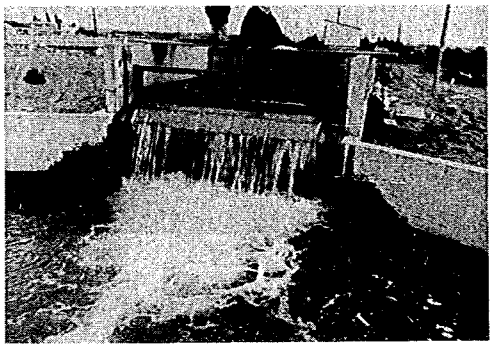
写真－１・２
棚瀬橋　（現）



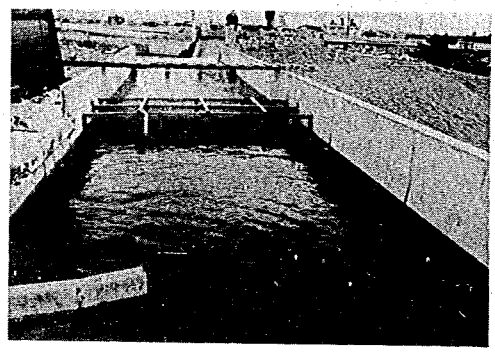
写真－１・３
千歳橋　（現）



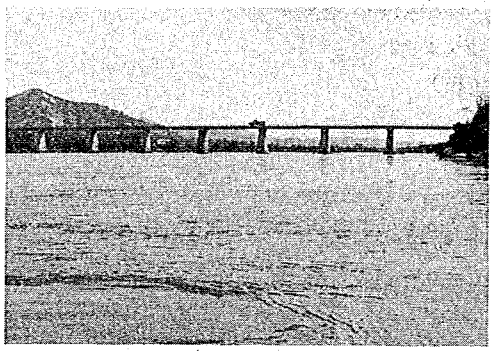
写真－１・４
太田川　（現）



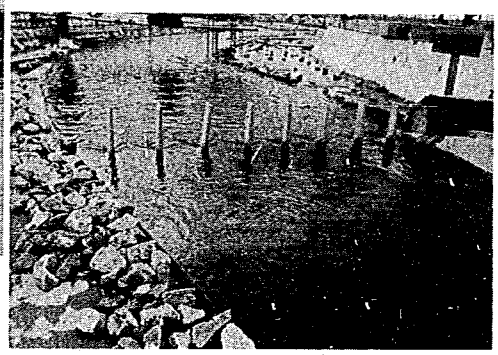
写真－３・１
上流量水槽　（模）



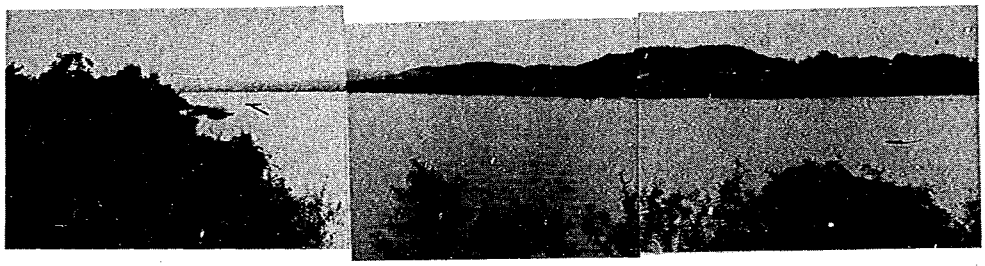
写真－３・２
模型導水路



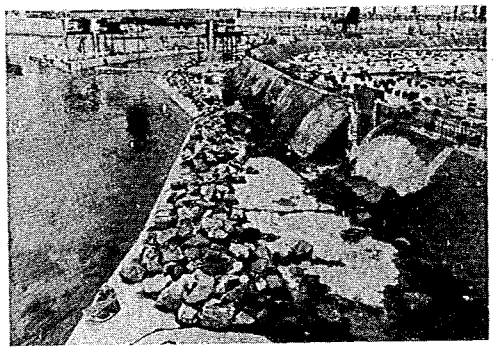
写真－３・３・１
ピアー　（現）



写真－３・３・２
ピアー　（模）



写真－３・４・１
河岸　（現）



写真－３・４・２
河岸　（模）

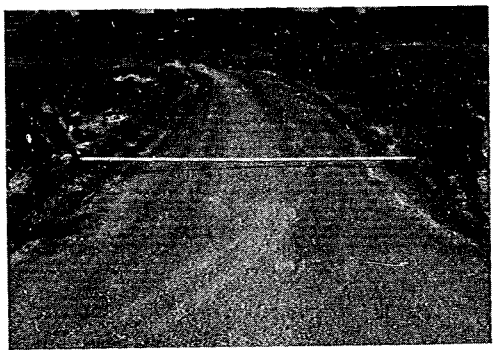
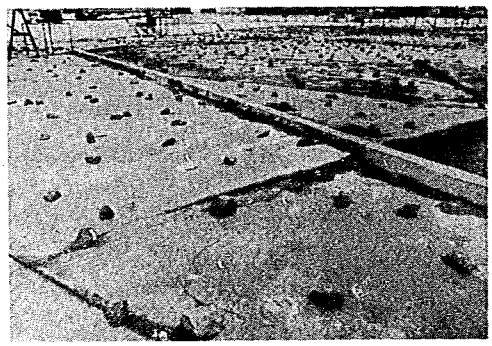
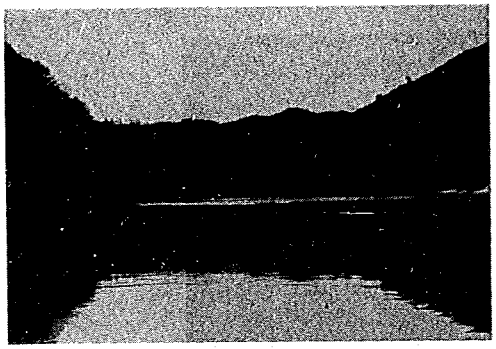


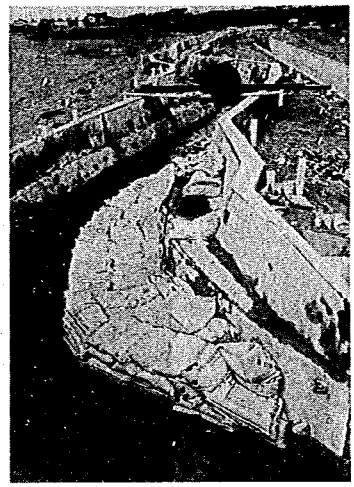
写真３・５・１
道路　（現）



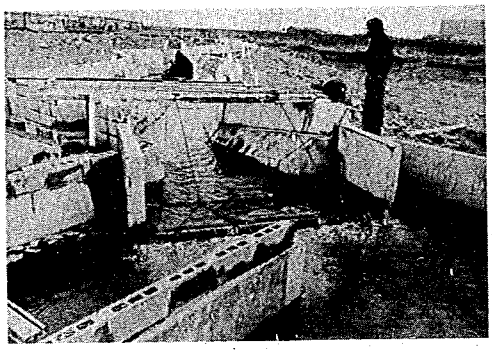
写真－３・５・２
道路　（模）



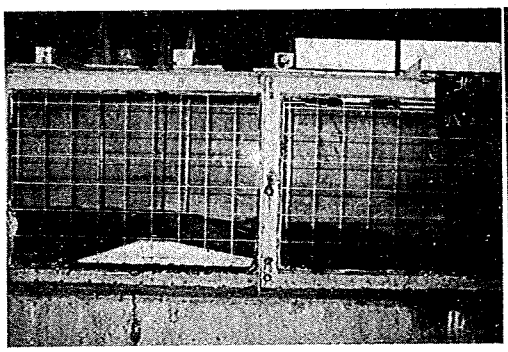
写真－３・６・１
現地狭窄部



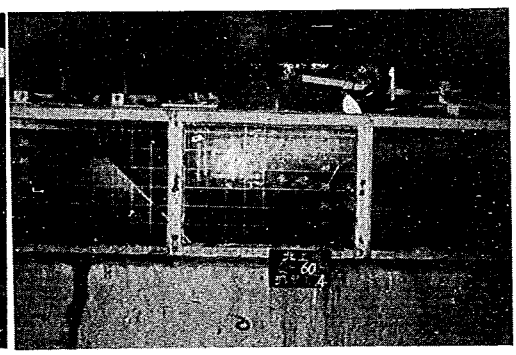
写真－３・６・２
模型狭窄部



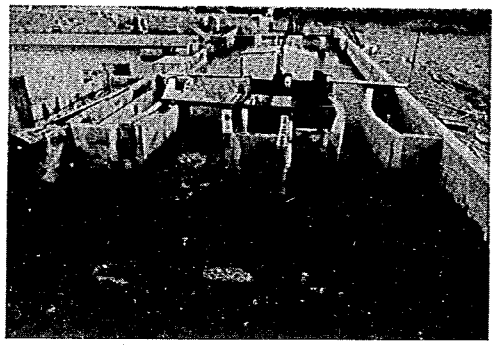
写真－３・７
下流堰上装置



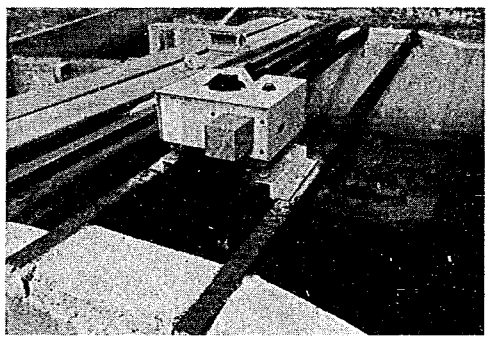
写真－３・８・１
越流堤（歪なし）



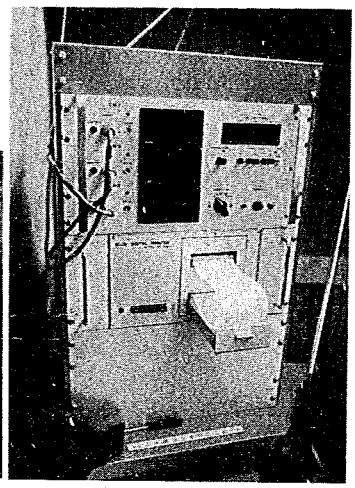
写真－３・８・２
越流堤（歪度５）



写真－３・９
パーシャルフリューム
（下流より）

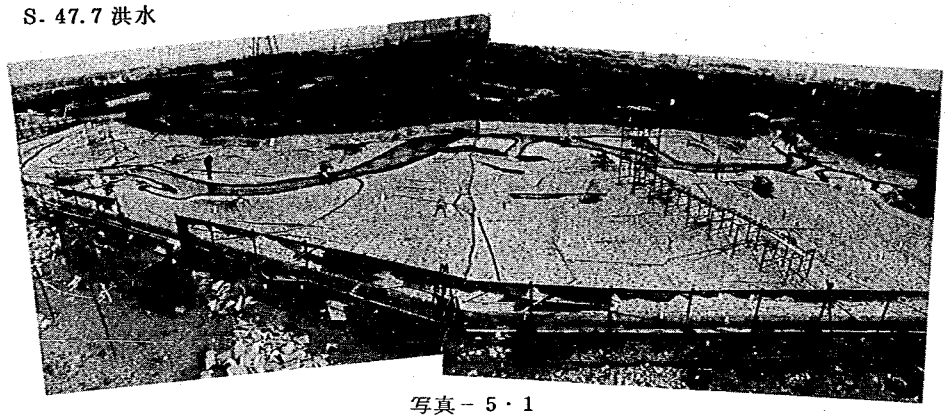


写真－３・10・１
水位計　（検出部）

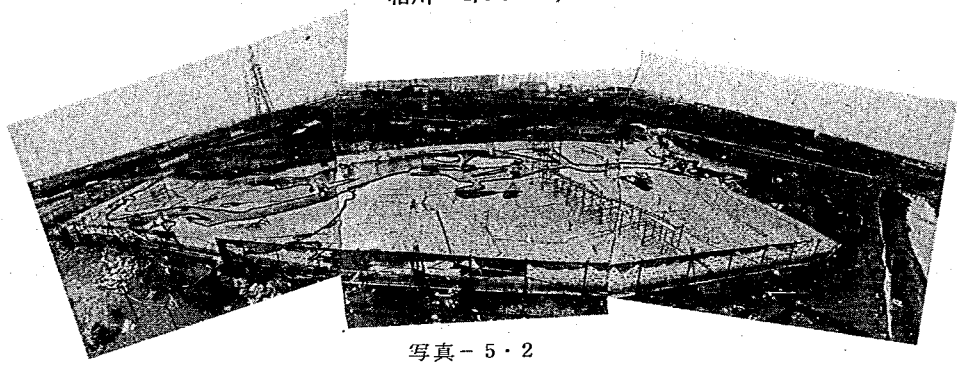


写真－３・10・２
水位計　（記録部）

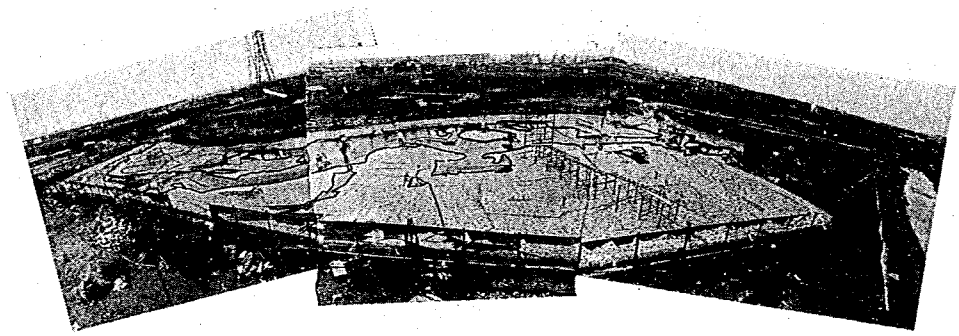
実験№９０６２１
小堤なし
S.47.7 洪水



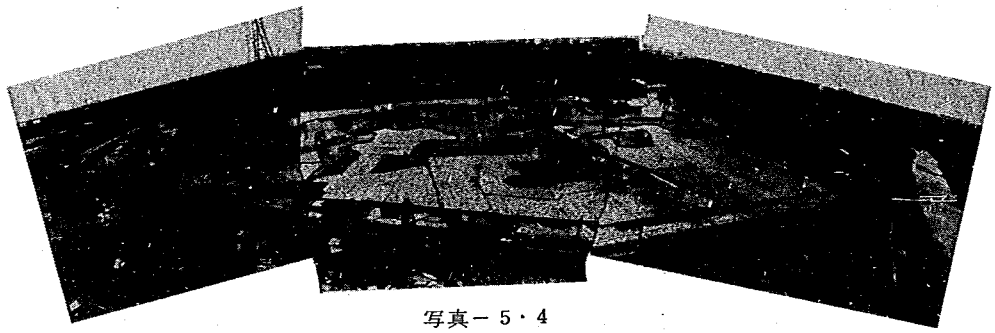
写真－５・１
箱石　1,５００㎥／sec
相川　1,３３０㎥／sec



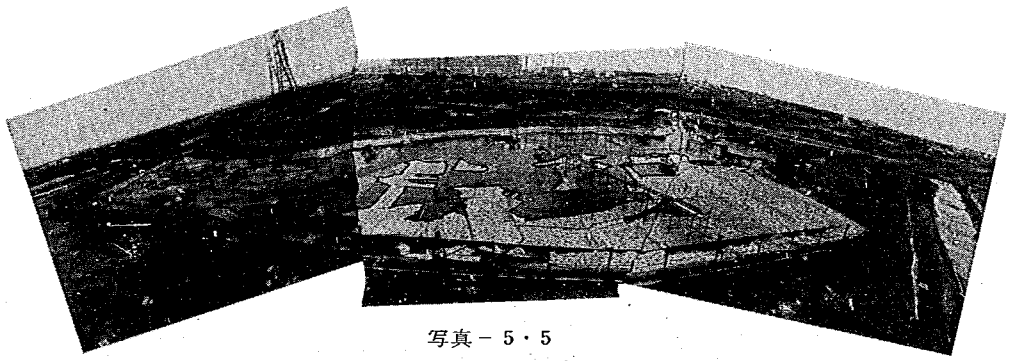
写真－５・２
箱石　2,１２０㎥／sec
相川　1,９００㎥／sec



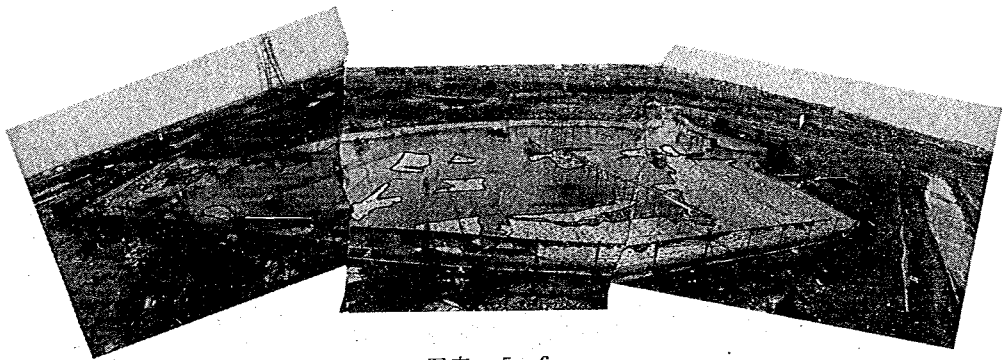
写真－５・３
箱石　2,３５０㎥／sec
相川　2,１６０㎥／sec



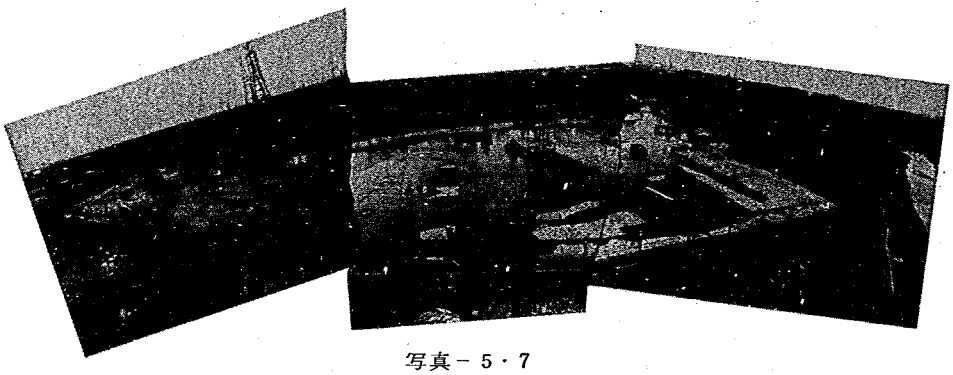
写真－５・４
箱石　2,８９０㎥／sec
相川　2,５５０㎥／sec



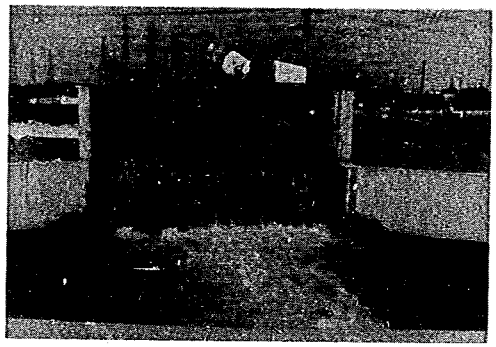
写真－５・５
箱石　3,１１０㎥／sec
相川　1,７１０㎥／sec



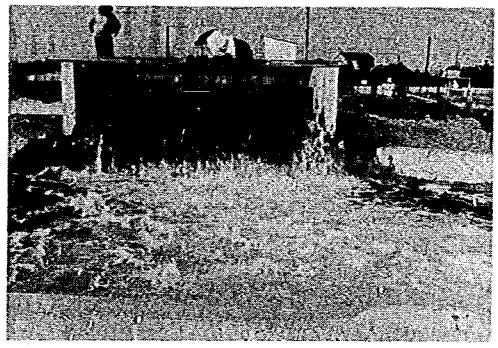
写真－５・６
箱石　3,２２０㎥／sec
相川　2,８２０㎥／sec



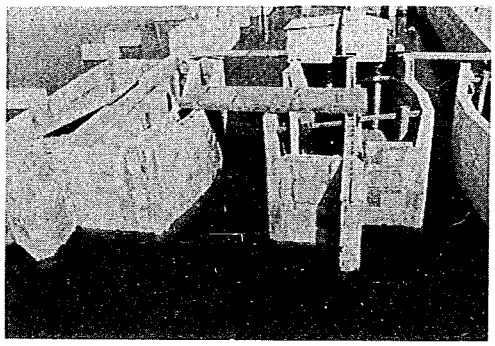
写真－５・７
箱石　2,９３０㎥／sec
相川　2,９３０㎥／sec



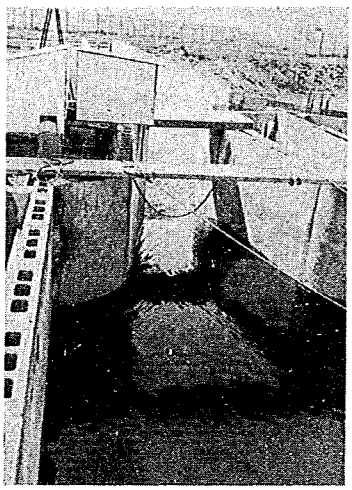
写真－６・１・１
流量＝4,１０５㎥／sec（４９５ℓ／sec）
量　水　槽



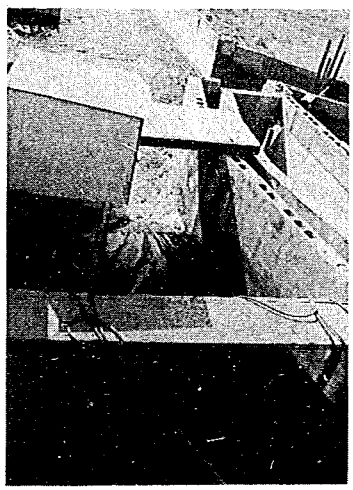
写真－６・１・２
流量＝9,５１６㎥／sec（1,０６４ℓ／sec）
量　水　槽



写真－６・２・１
流量＝９７０㎥／sec（１０８.5ℓ／sec）
パーシャルフリューム
W＝２ft（下流側）



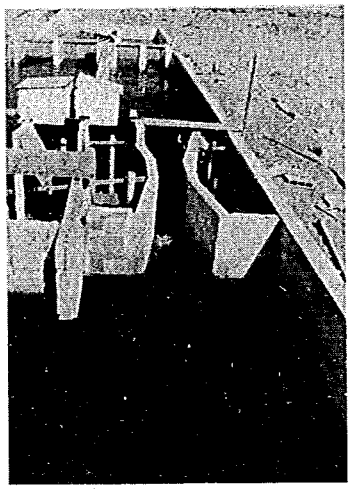
写真－６・２・２
流量＝９７０㎥／sec（１０８.5ℓ／sec）
パーシャルフリューム
W＝２ft（上流側）



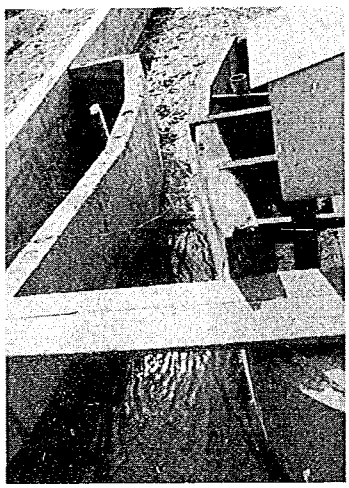
写真－６・２・３
流量＝3,１１０㎥／sec（３４７.7ℓ／sec）
パーシャルフリューム
W＝２ft（上流側）



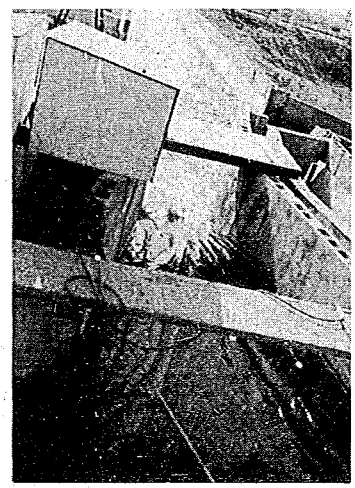
写真－６・２・４
流量＝3,１１０㎥／sec（３４７.７ℓ／sec）
パーシャルフリューム
W＝２ｆｔ（下流側）



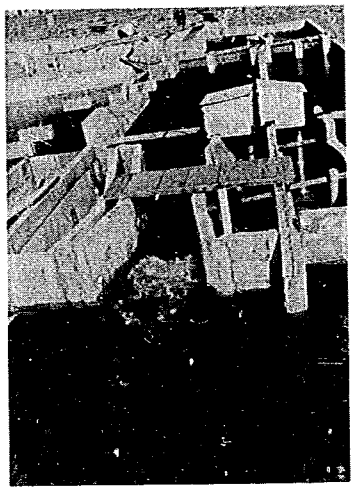
写真－６・２・５
流量＝1,７００㎥／sec（１９０.１ℓ／sec）
パーシャルフリューム
W＝１ｆｔ（下流側）



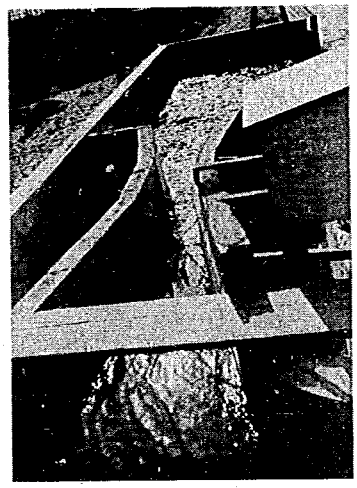
写真－６・２・６
流量＝1,７００㎥／sec（１９０.１ℓ／sec）
パーシャルフリューム
W＝１ｆｔ（上流側）



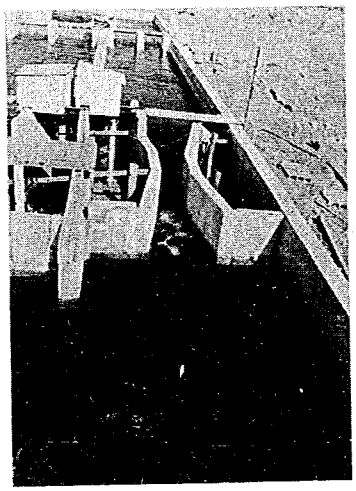
写真－６・２・７
流量＝5,２８０㎥／sec（５９０.３ℓ／sec）
パーシャルフリューム
W＝２ｆｔ（上流側）



写真－6・2・8
流量＝5,280㎥／sec（590.3ℓ／sec）
パーシャルフリューム
W＝2ft（下流側）

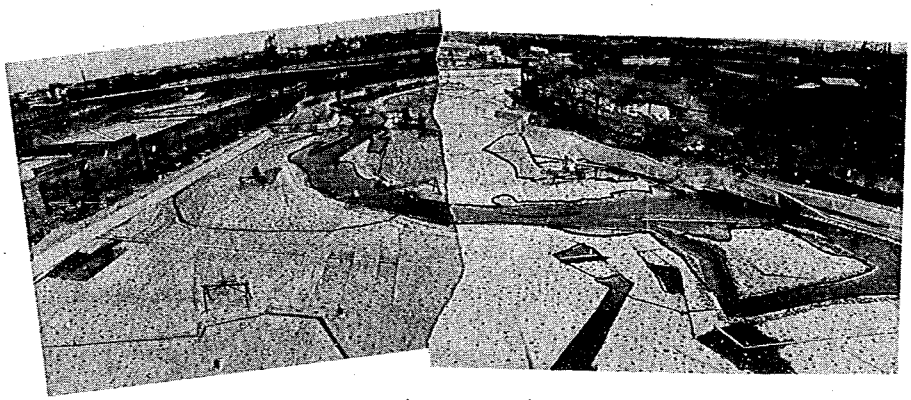


写真－6・2・9
流量＝2,830㎥／sec（316.4ℓ／sec）
パーシャルフリューム、
W＝1ft（上流側）

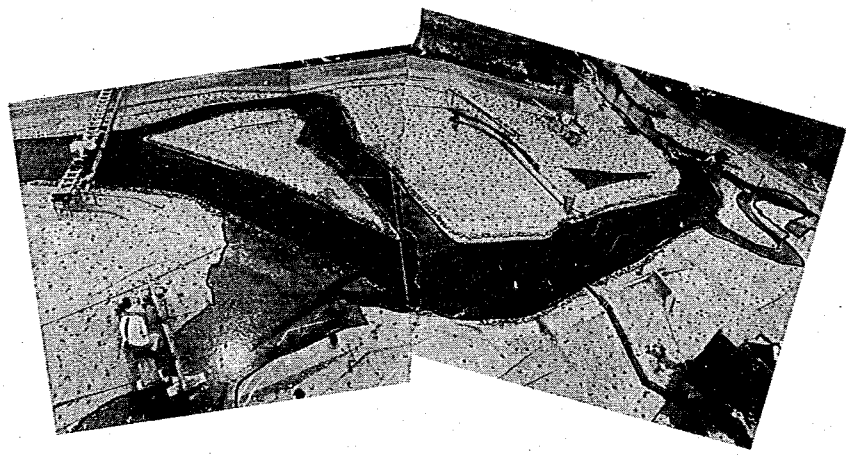


写真－6・2・10
流量＝2,830㎥／sec（316.4ℓ／sec）
パーシャルフリューム
W＝1ft（下流側）

実験№９０６０７－１
小堤なし
計画流量



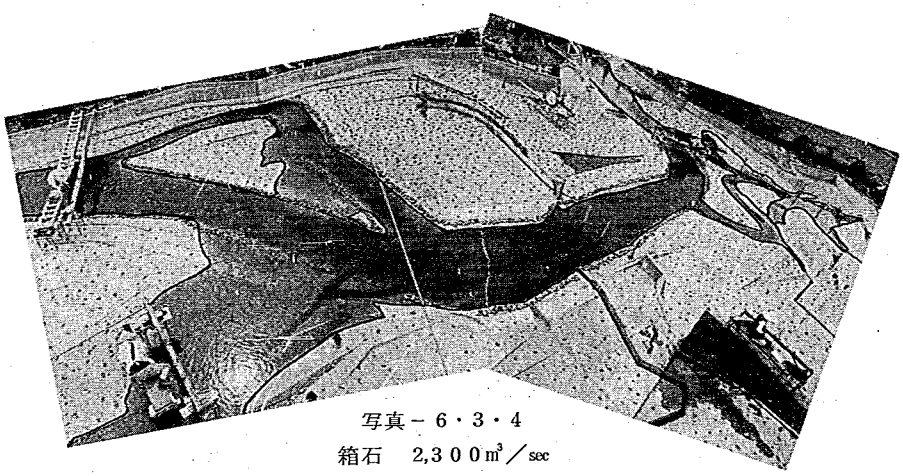
写真－６・３・１
箱石　1,９５０㎥／sec
相川　1,６４０㎥／sec



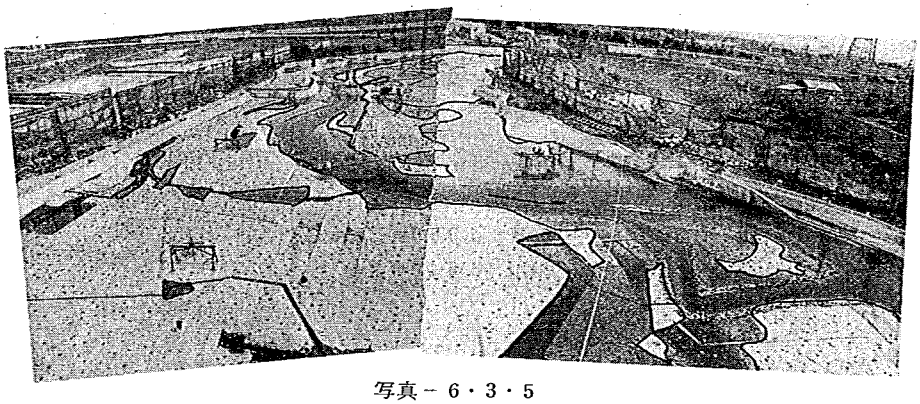
写真－６・３・２
箱石　1,９５０㎥／sec
相川　1,６４０㎥／sec



写真－６・３・３
箱石　2,３００㎥／sec
相川　1,８９０㎥／sec



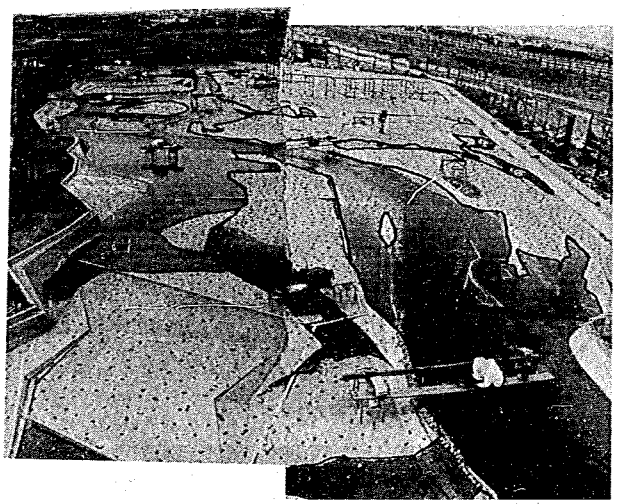
写真－６・３・４
箱石　2,３００㎥／sec
相川　1,８９０㎥／sec



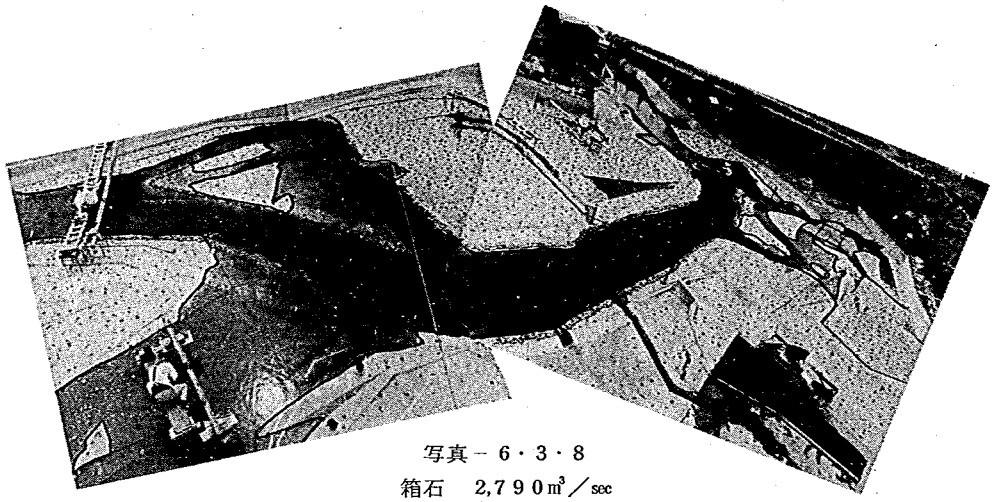
写真－６・３・５
箱石　2,７９０㎥／sec
相川　2,１４０㎥／sec



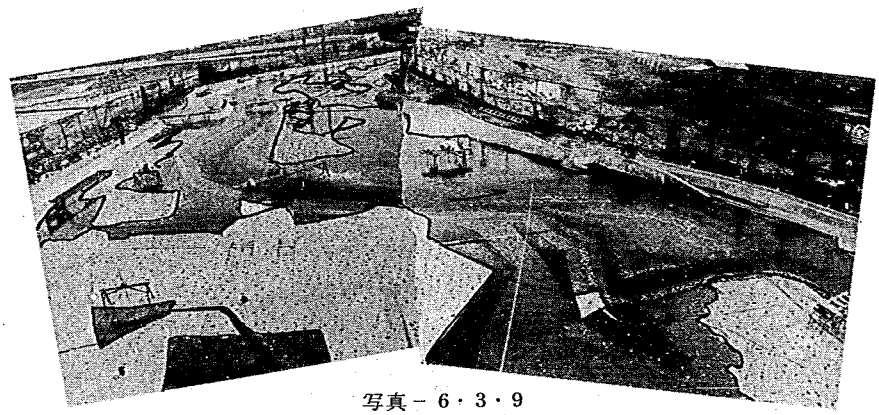
写真－６・３・６
箱石　2,７９０㎥／sec
相川　2,１４０㎥／sec



写真－６・３・７
箱石　2,７９０㎥／sec
相川　2,１４０㎥／sec



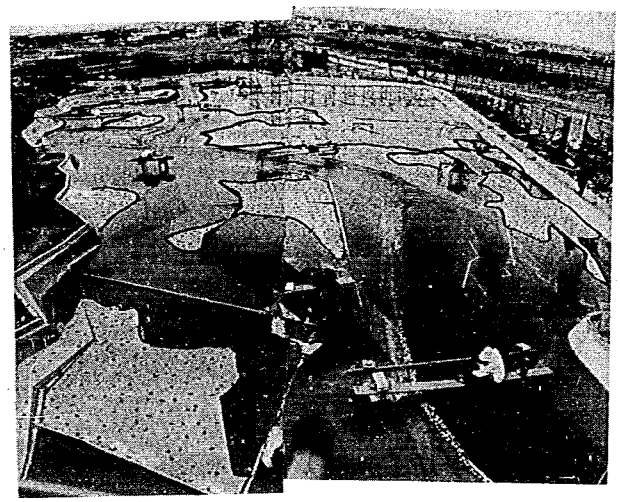
写真－6・3・8
箱石　2,790㎥／sec
相川　2,140㎥／sec



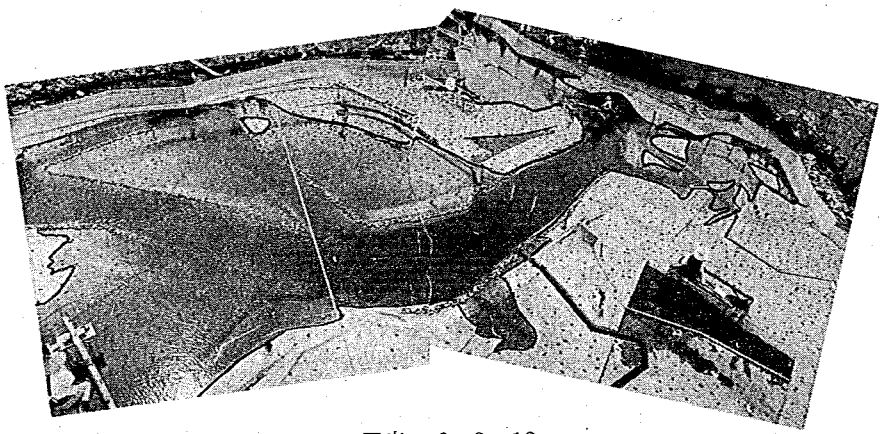
写真－6・3・9
箱石　3,310㎥／sec
相川　2,400㎥／sec



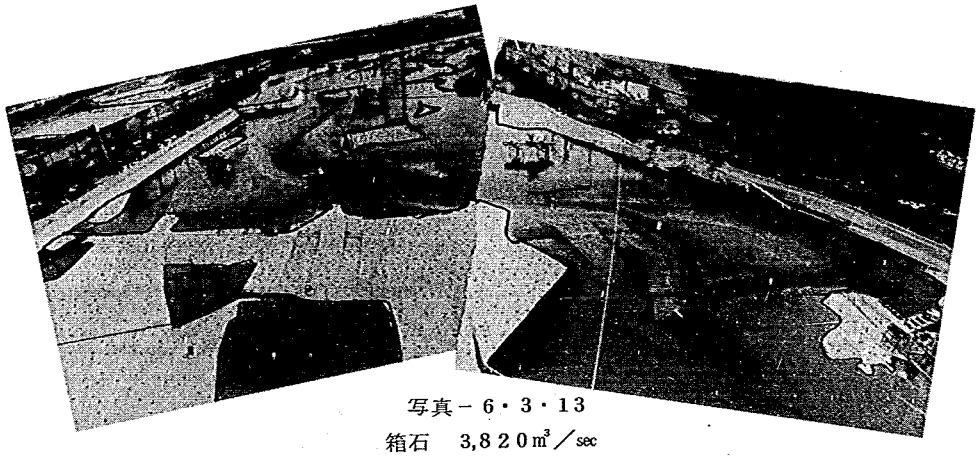
写真－6・3・10
箱石　3,310㎥／sec
相川　2,400㎥／sec



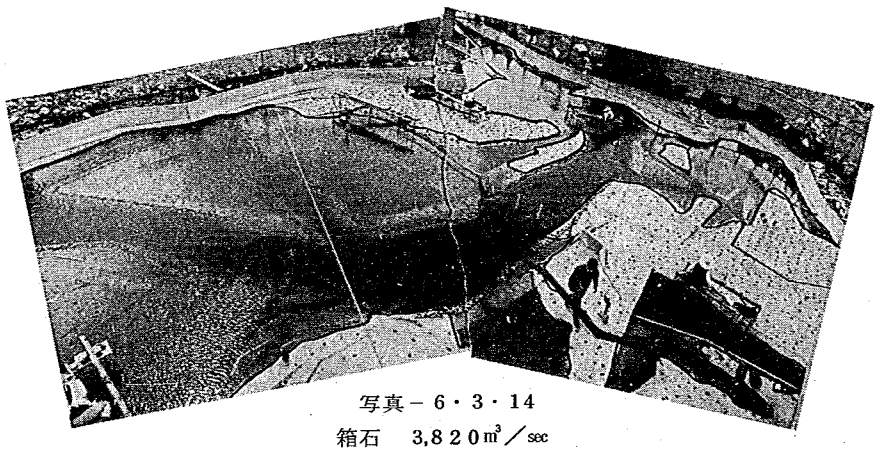
写真－６・３・11
箱石　3,310㎥／sec
相川　2,400㎥／sec



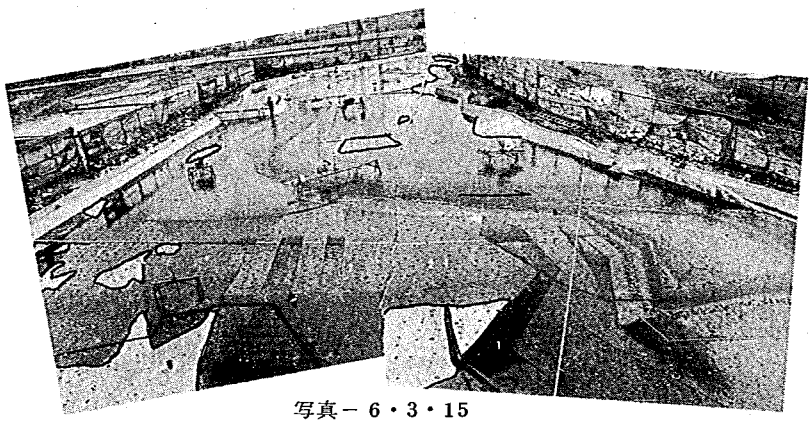
写真－６・３・12
箱石　3,310㎥／sec
相川　2,400㎥／sec



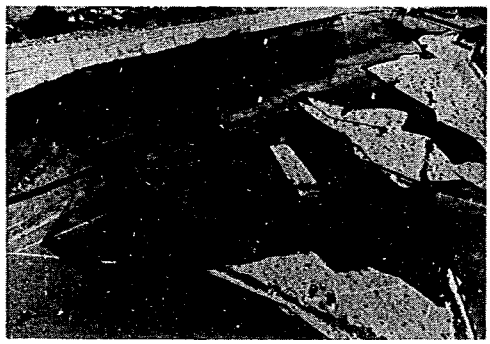
写真－6・3・13
箱石　3,820㎥／sec
相川　2,680㎥／sec



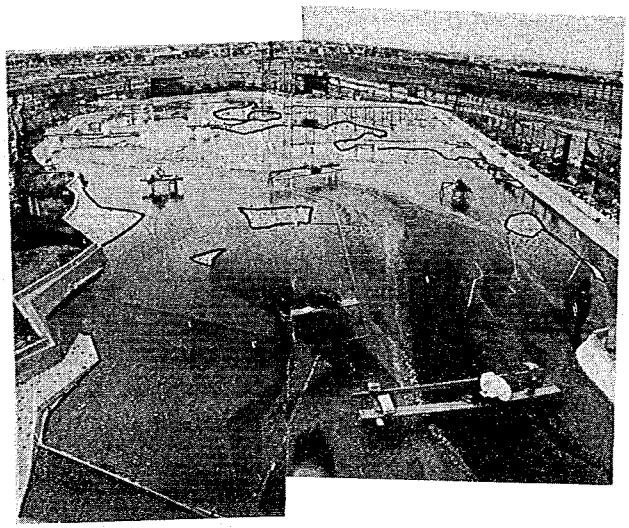
写真－6・3・14
箱石　3,820㎥／sec
相川　2,680㎥／sec



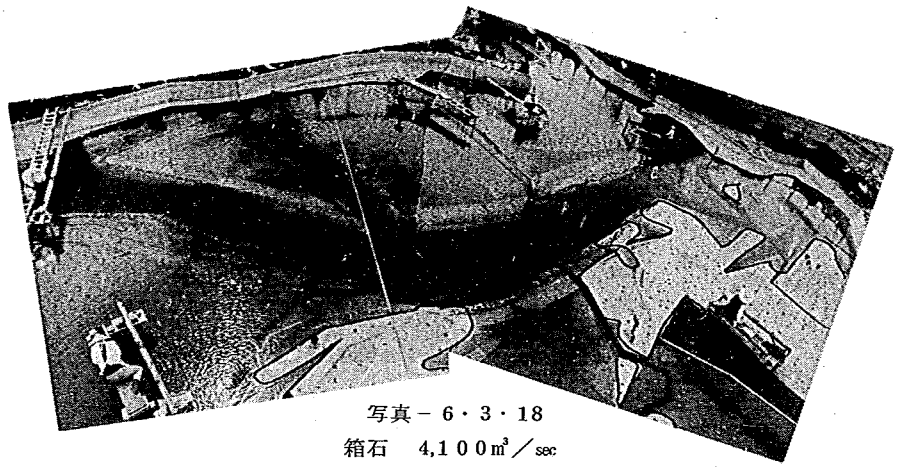
写真－6・3・15
箱石　4,100㎥／sec
相川　3,000㎥／sec



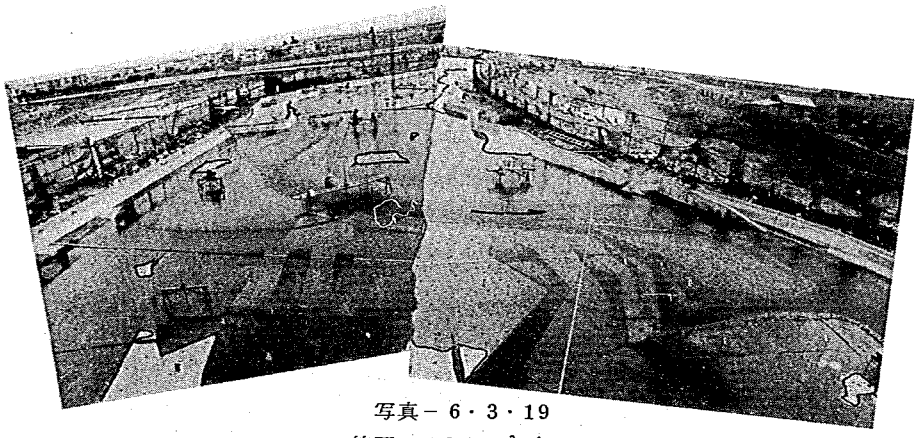
写真－６・３・16
箱石　4,１００㎥／sec
相川　3,０００㎥／sec



写真－６・３・17
箱石　4,１００㎥／sec
相川　3,０００㎥／sec



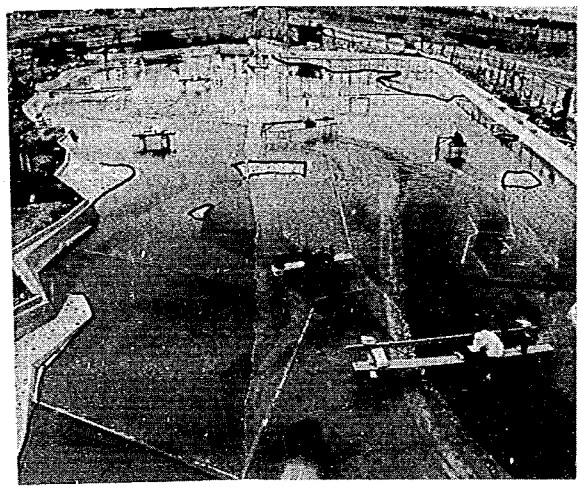
写真－６・３・18
箱石　4,100㎥／sec
相川　3,000㎥／sec



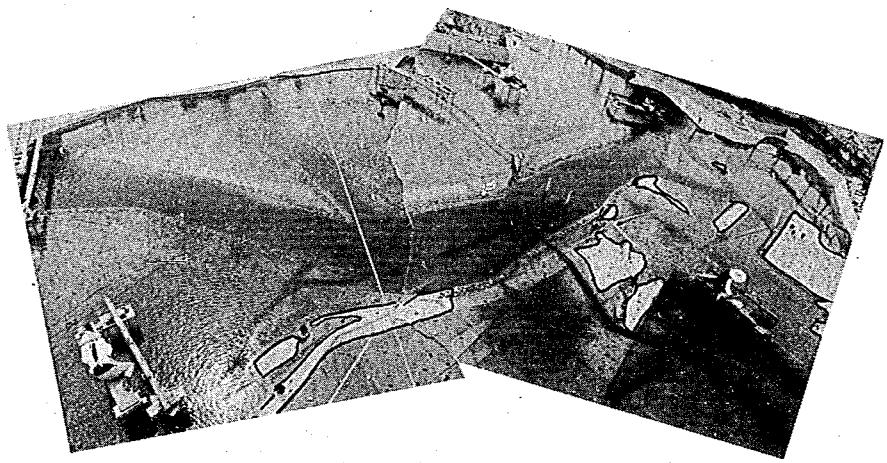
写真－６・３・19
箱石　4,360㎥／sec
相川　3,330㎥／sec



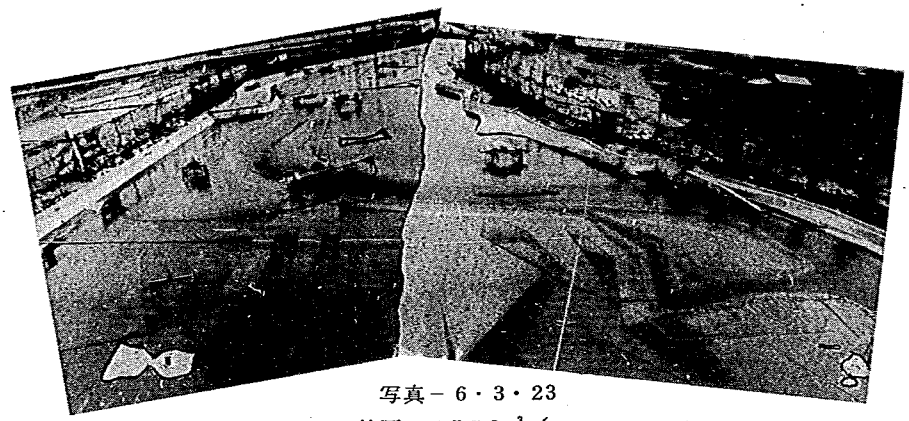
写真－６・３・20
箱石　4,360㎥／sec
相川　3,330㎥／sec



写真－６・３・21
箱石　4,360㎥／sec
相川　3,330㎥／sec



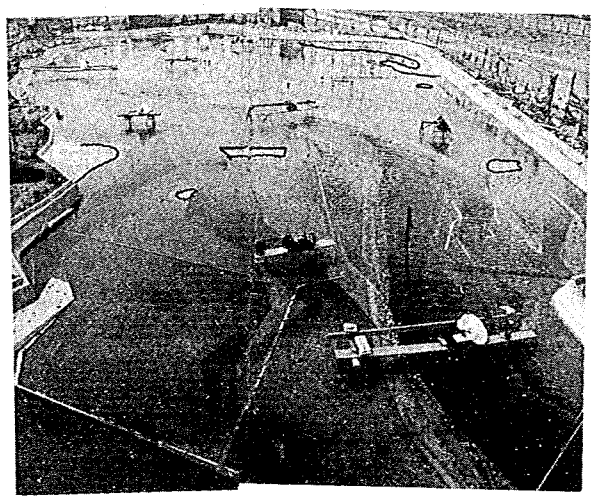
写真－６・３・22
箱石　4,360㎥／sec
相川　3,330㎥／sec



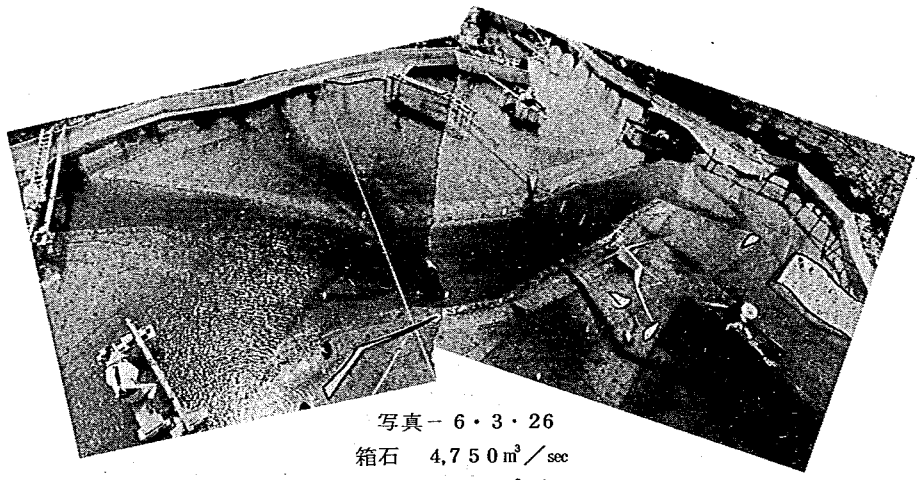
写真－６・３・23
箱石　4,750㎥／sec
相川　3,670㎥／sec



写真－６・３・24
箱石　4,750㎥／sec
相川　3,670㎥／sec



写真－６・３・25
箱石　4,750㎥／sec
相川　3,670㎥／sec



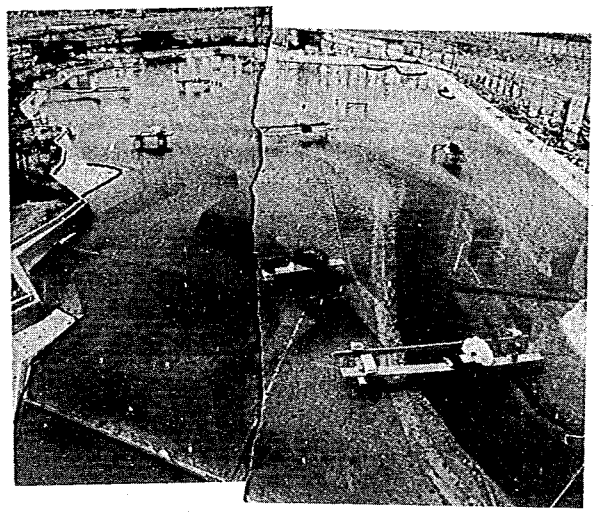
写真－6・3・26
箱石　4,750㎥／sec
相川　3,670㎥／sec



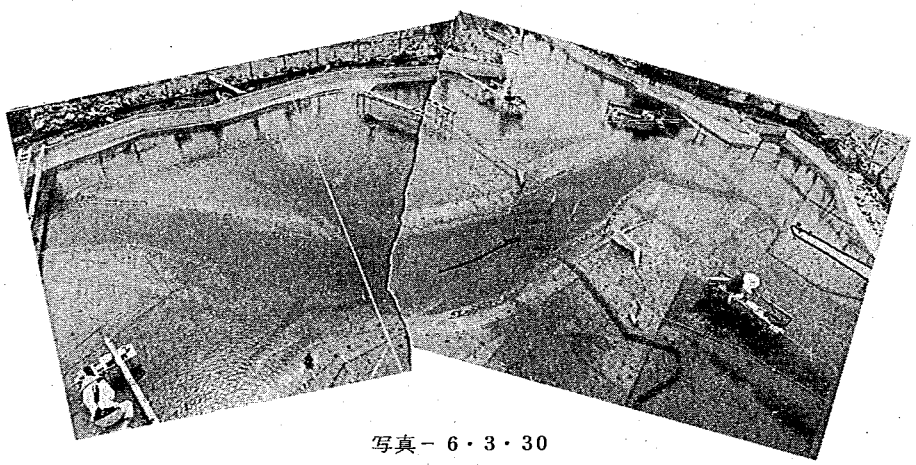
写真－6・3・27
箱石　5,980㎥／sec
相川　4,370㎥／sec



写真－6・3・28
箱石　5,980㎥／sec
相川　4,370㎥／sec

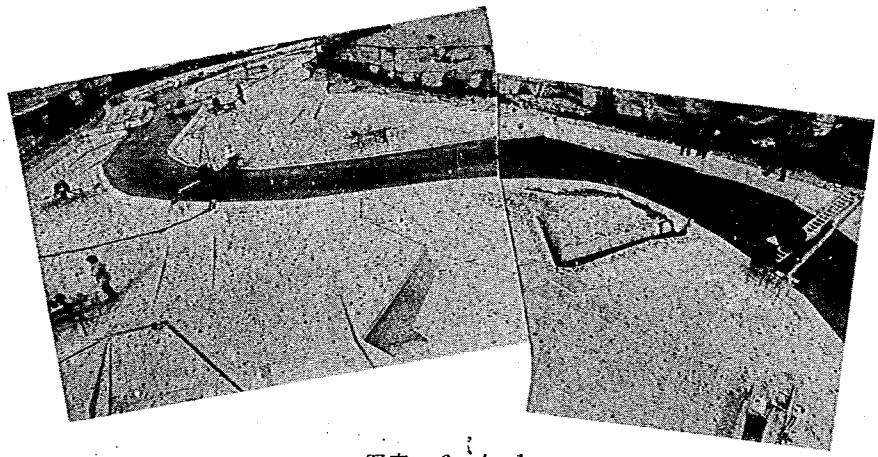


写真－６・３・29
箱石　5,９８０㎥／sec
相川　4,３７０㎥／sec

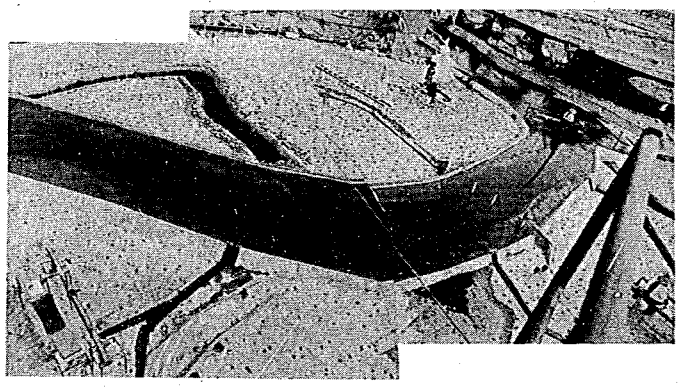


写真－６・３・30
箱石　5,９８０㎥／sec
相川　4,３７０㎥／sec

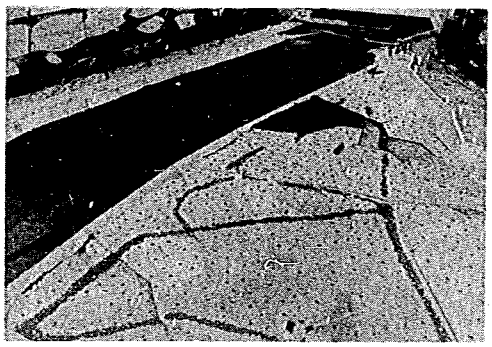
実験No.９０３２５
小堤高第８案
計画流量



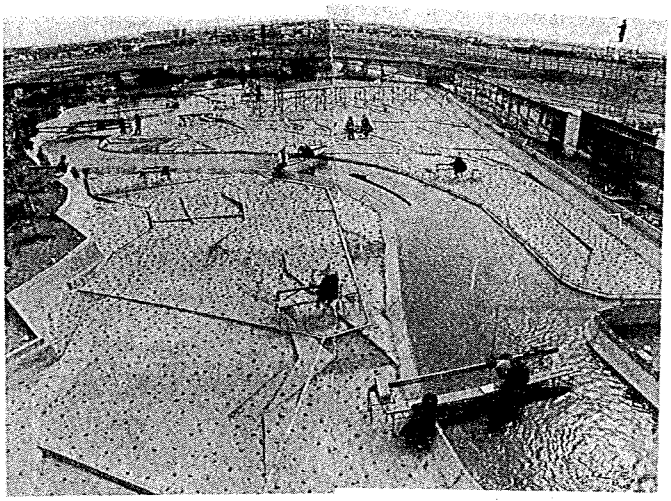
写真－６・４・１
箱石　３,９２０㎥／sec
相川　３,６５０㎥／sec



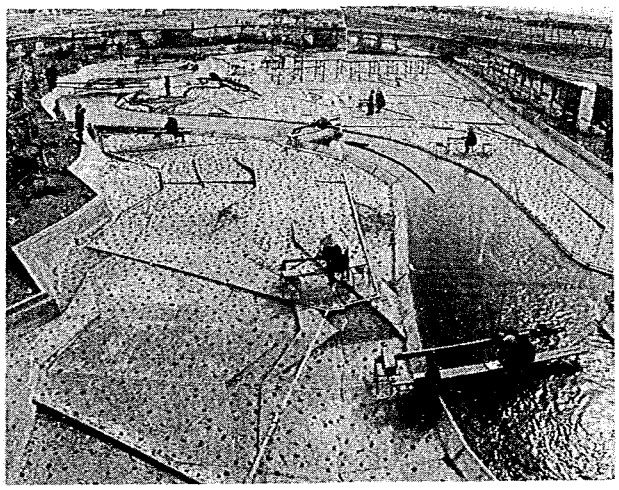
写真－６・４・２
箱石　３,９２０㎥／sec
相川　３,６５０㎥／sec



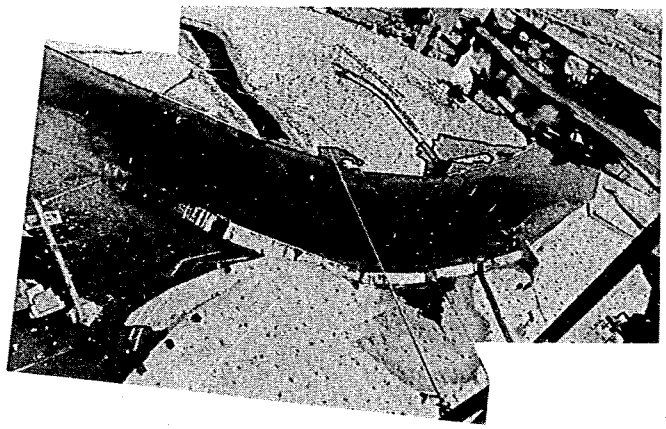
写真－６・４・３
箱石　４,５５０㎥／sec
相川　４,４５０㎥／sec



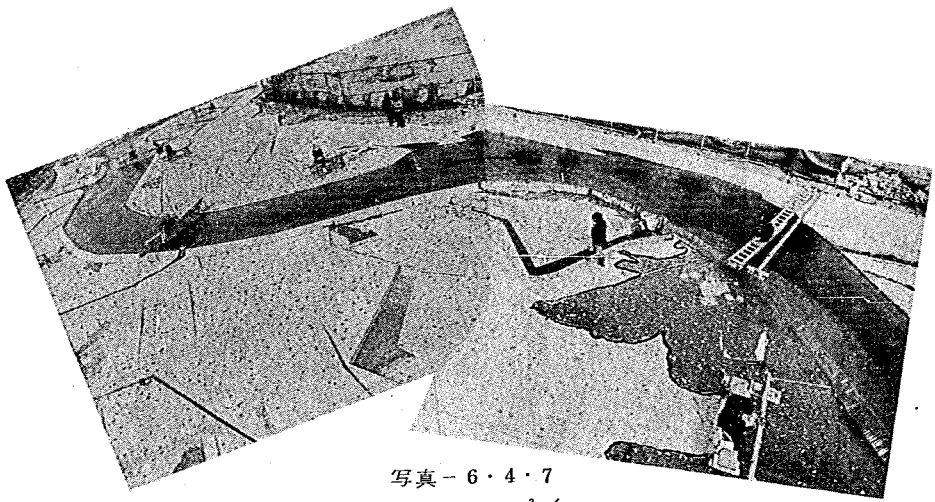
写真－６・４・４
箱石　４,５５０㎥／sec
相川　４,４５０㎥／sec



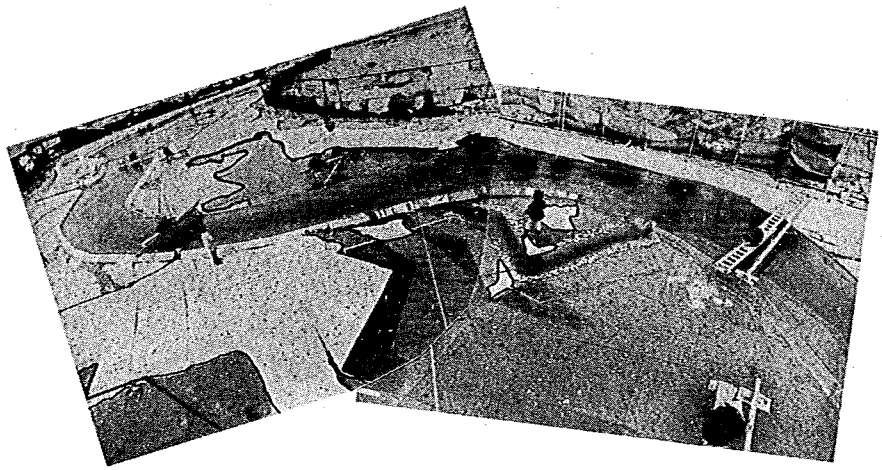
写真－６・４・５
箱石　５,０００㎥／sec
相川　４,６６０㎥／sec



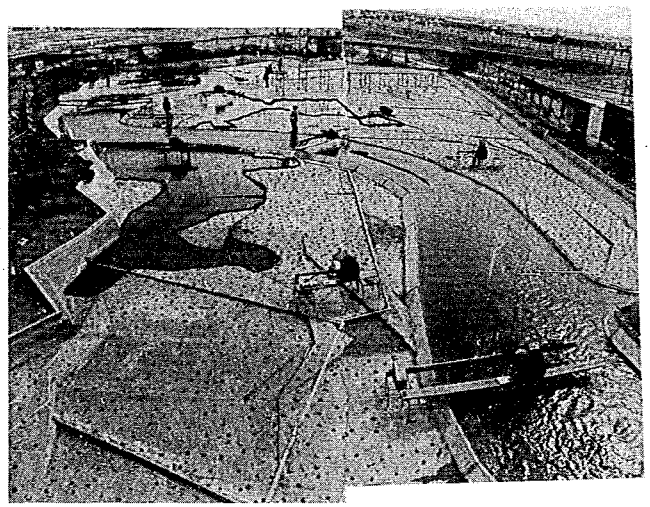
写真－6・4・6
箱石　5,000㎥／sec
相川　4,660㎥／sec



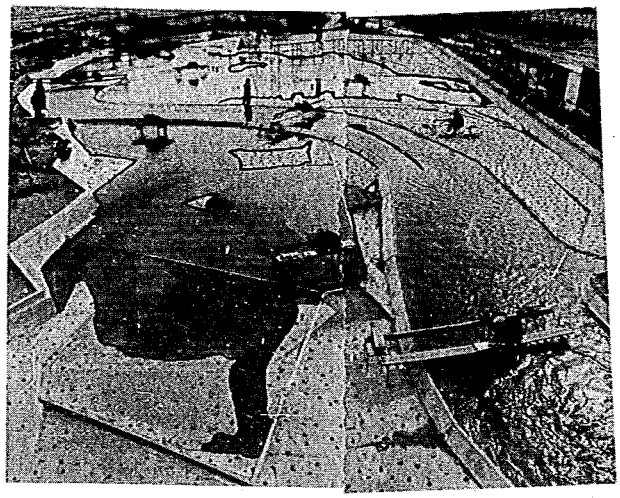
写真－6・4・7
箱石　5,000㎥／sec
相川　4,660㎥／sec



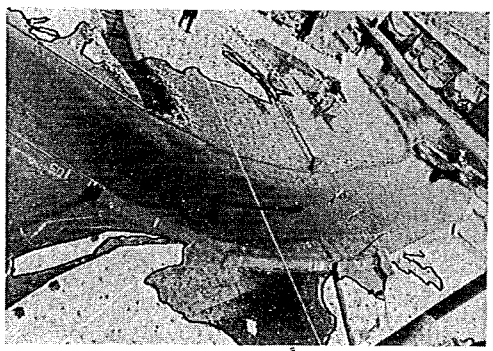
写真－６・４・８
箱石　５,６７０㎥／sec
相川　４,８５０㎥／sec



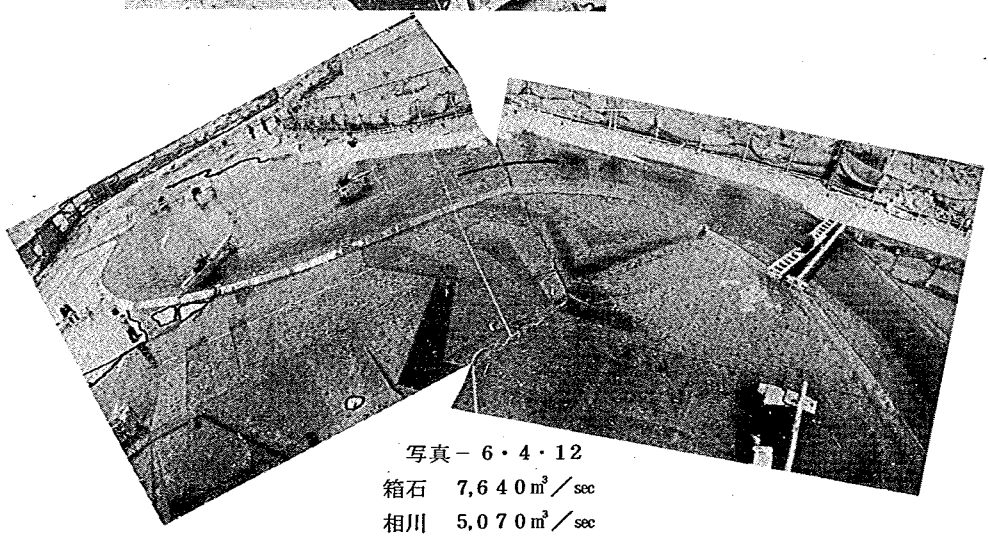
写真－６・４・９
箱石　５,６７０㎥／sec
相川　４,８５０㎥／sec



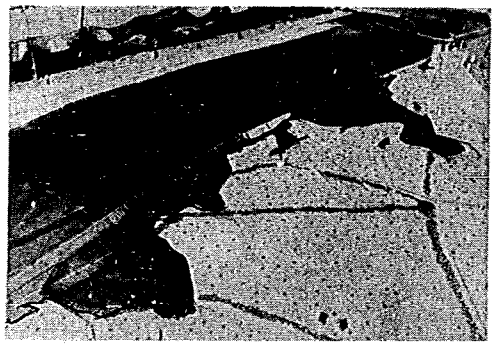
写真－６・４・１０
箱石　６,５２０㎥／sec
相川　４,９５０㎥／sec



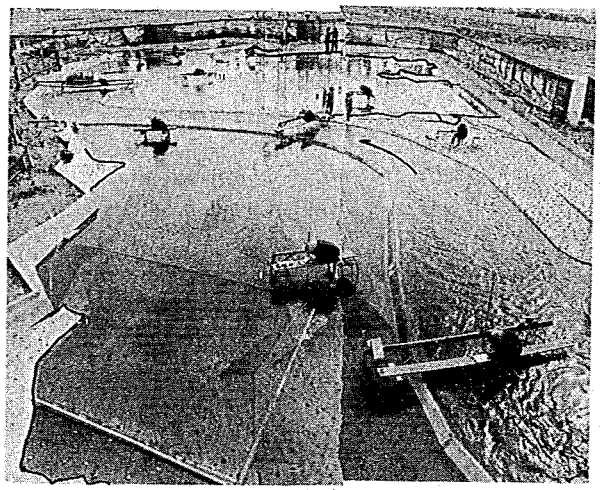
写真－６・４・１１
箱石　５,６７０㎥／sec
相川　４,８５０㎥／sec



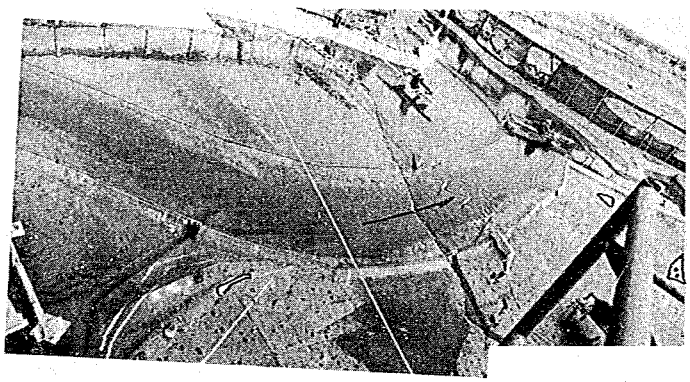
写真－６・４・１２
箱石　７,６４０㎥／sec
相川　５,０７０㎥／sec



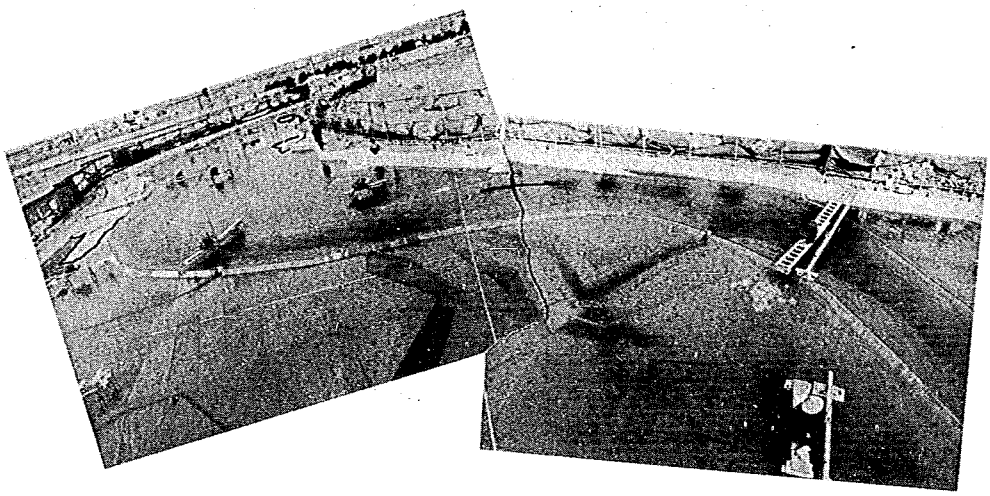
写真－６・４・１３
箱石　７,６４０㎥／sec
相川　５,０７０㎥／sec



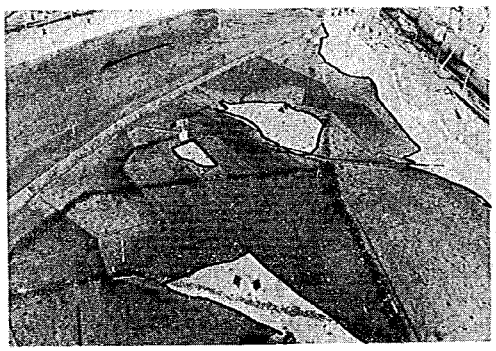
写真－６・４・１４
箱石　７,６４０㎥／sec
相川　５,０７０㎥／sec



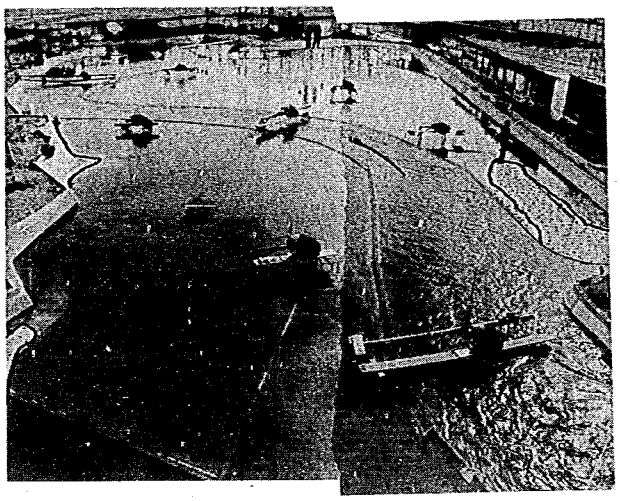
写真－６・４・１５
箱石　７,６４０㎥／sec
相川　５,０７０㎥／sec



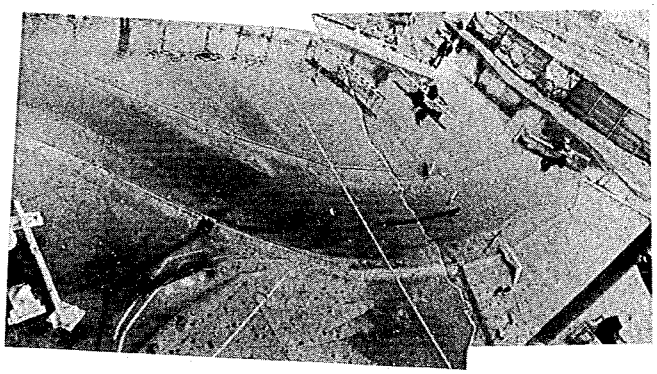
写真－6・4・16
箱石　8,750㎥／sec
相川　5,300㎥／sec



写真－6・4・17
箱石　8,750㎥／sec
相川　5,300㎥／sec



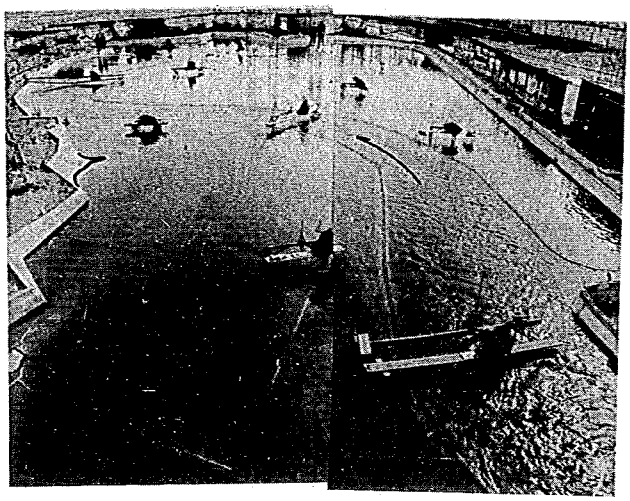
写真－６・４・18
箱石　8,750㎥／sec
相川　5,300㎥／sec



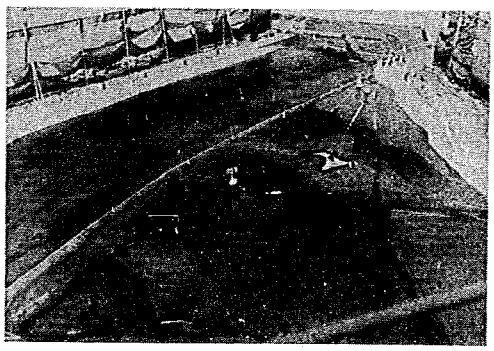
写真－６・４・19
箱石　8,750㎥／sec
相川　5,300㎥／sec



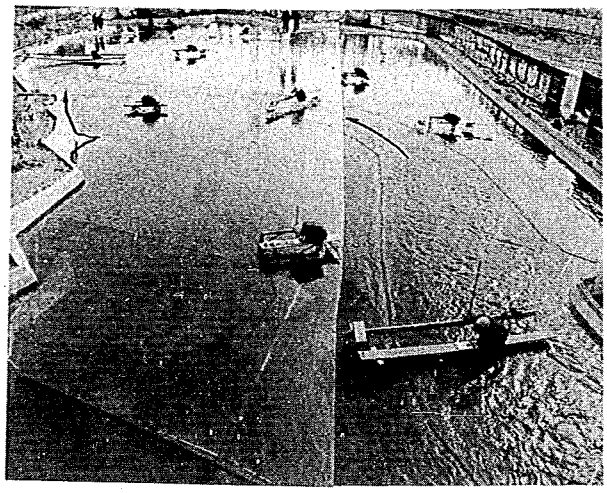
写真－６・４・20
箱石　9,500㎥／sec
相川　5,750㎥／sec



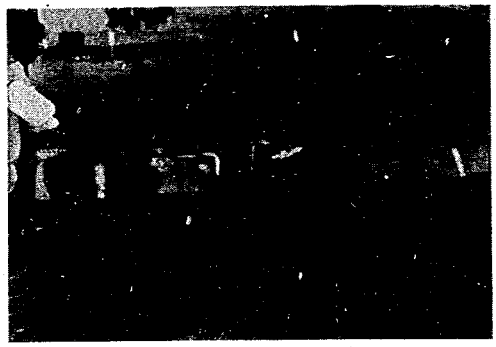
写真－６・４・21
箱石　9,５００㎥／sec
相川　5,７５０㎥／sec



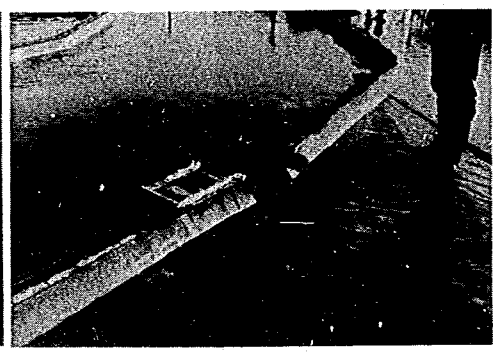
写真－６・４・22
箱石　9,６９０㎥／sec
相川　6,３１０㎥／sec



写真－６・４・23
箱石　9,690㎥／sec
相川　6,310㎥／sec



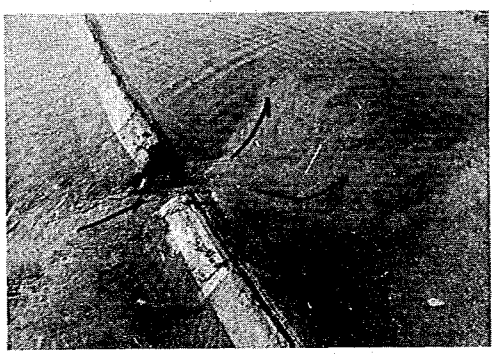
写真－６・５・１
第１遊水池（水門No.１）



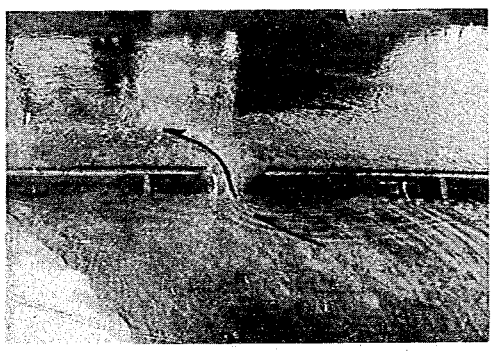
写真－６・５・２
第１遊水池（水門No.３）



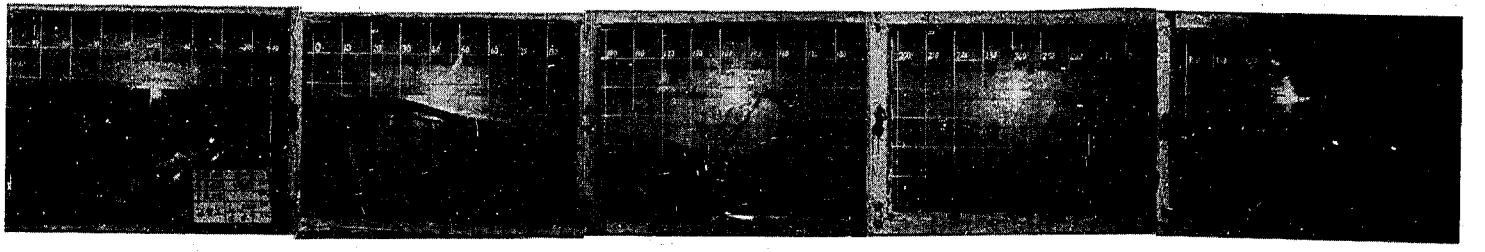
写真－６・５・３
第２遊水池（水門No.５）



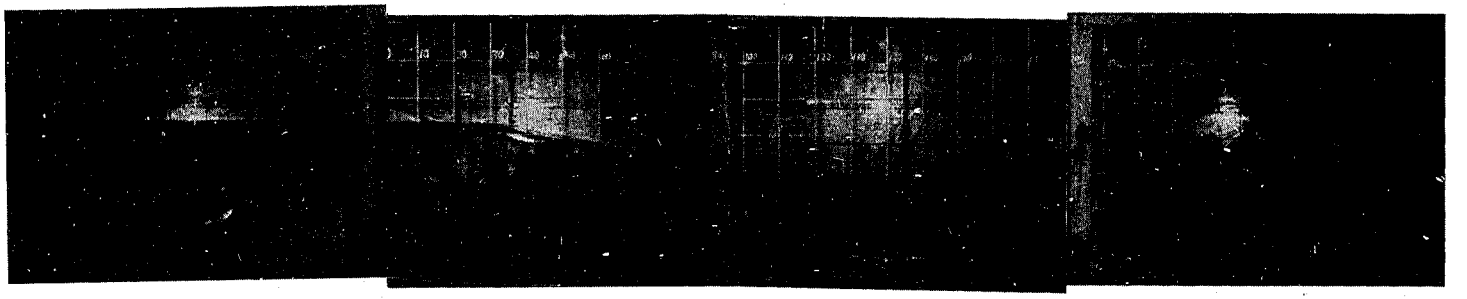
写真－６・５・４
第３遊水池（水門No.６）



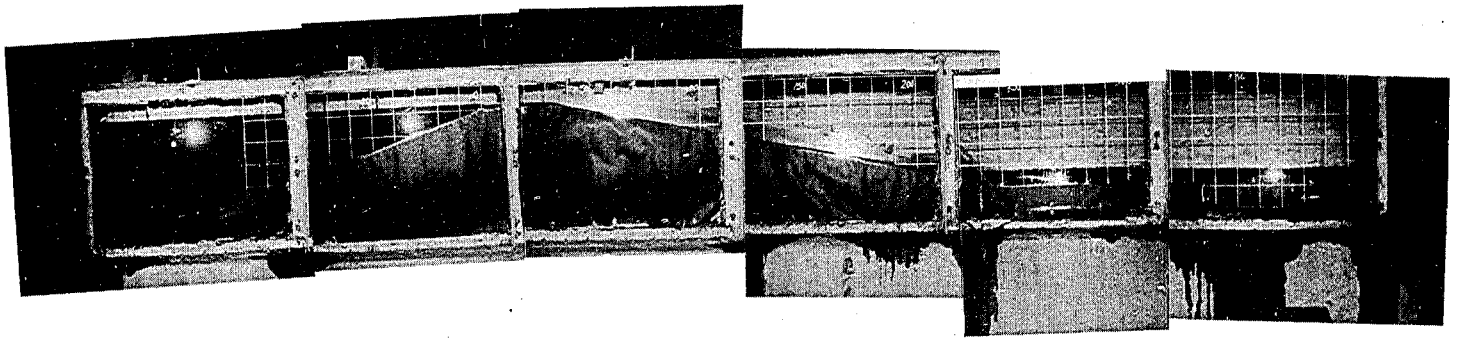
写真－６・５・５
第３遊水池（水門No.６）



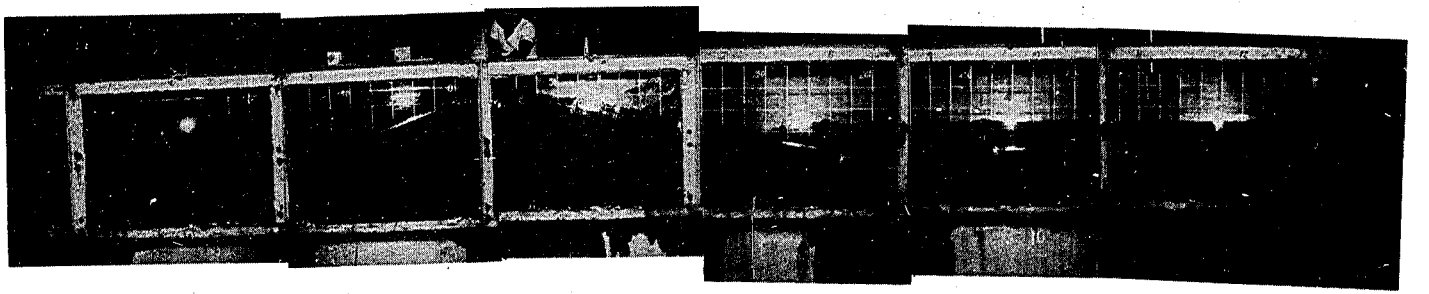
写真－8・1
実験条件　（単位cm）
D＝33.3　　d＝　6.7
H＝　6.67　L＝100.0



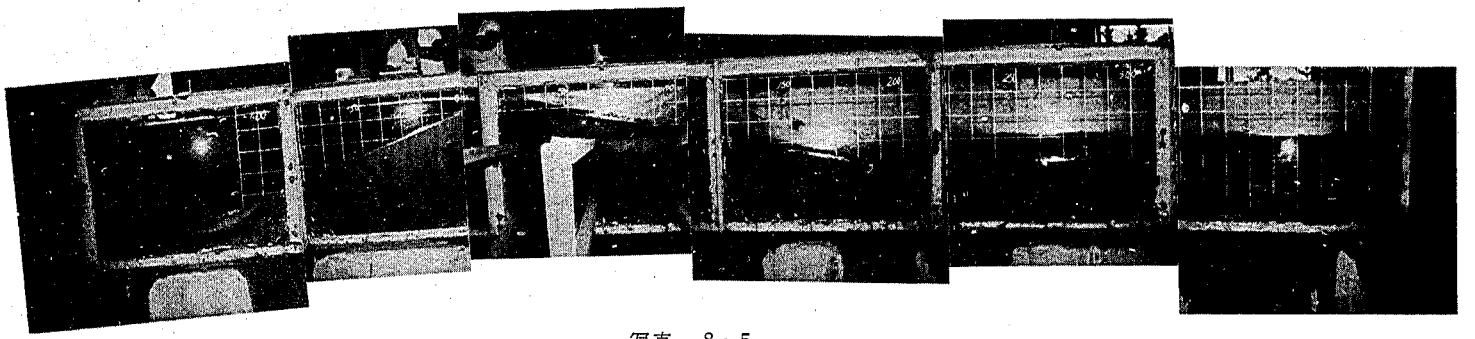
写真－8・2
実験条件　（単位cm）
D＝33.3　　d＝　6.7
H＝　3.33　L＝50.0



写真－8・3
実験条件　（単位cm）
D＝36.7　d＝　3.3
H＝　6.44　L＝45.0



写真－8・4
実験条件　（単位cm）
D＝23.3　d＝　6.7
H＝　6.72　L＝20.0



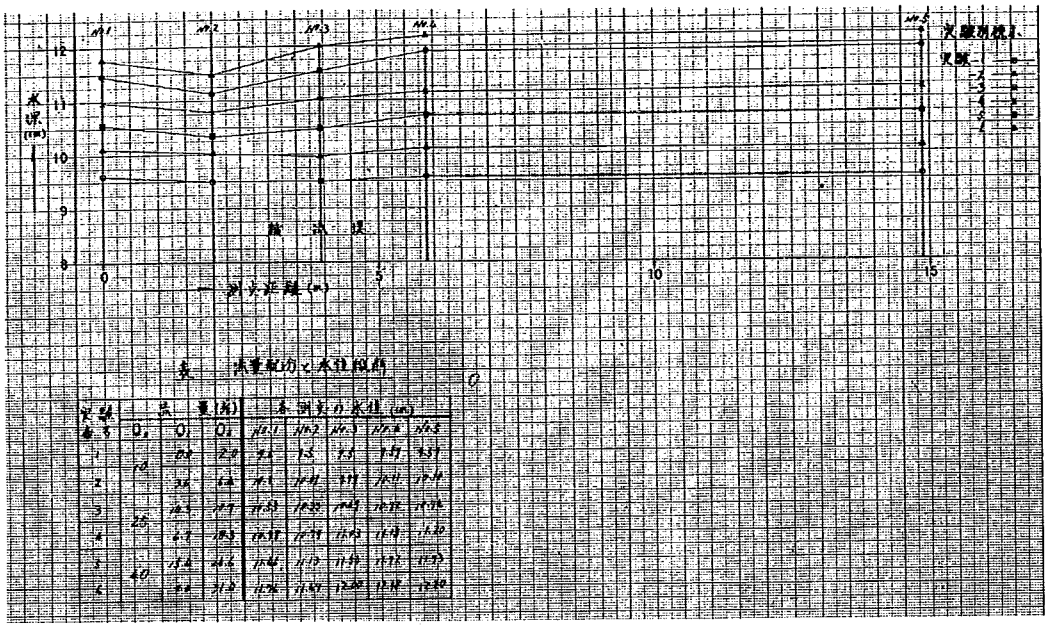
写真－８・５

実験条件　（単位cm）

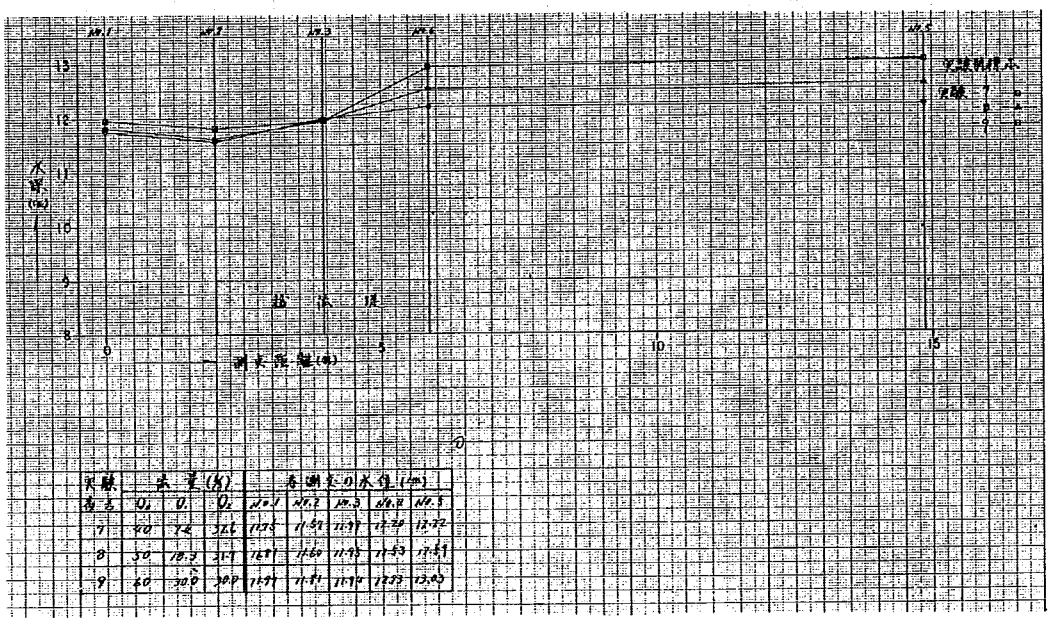
D＝２６.０　　d＝　４.０

H＝　６.６６　L＝３８.０

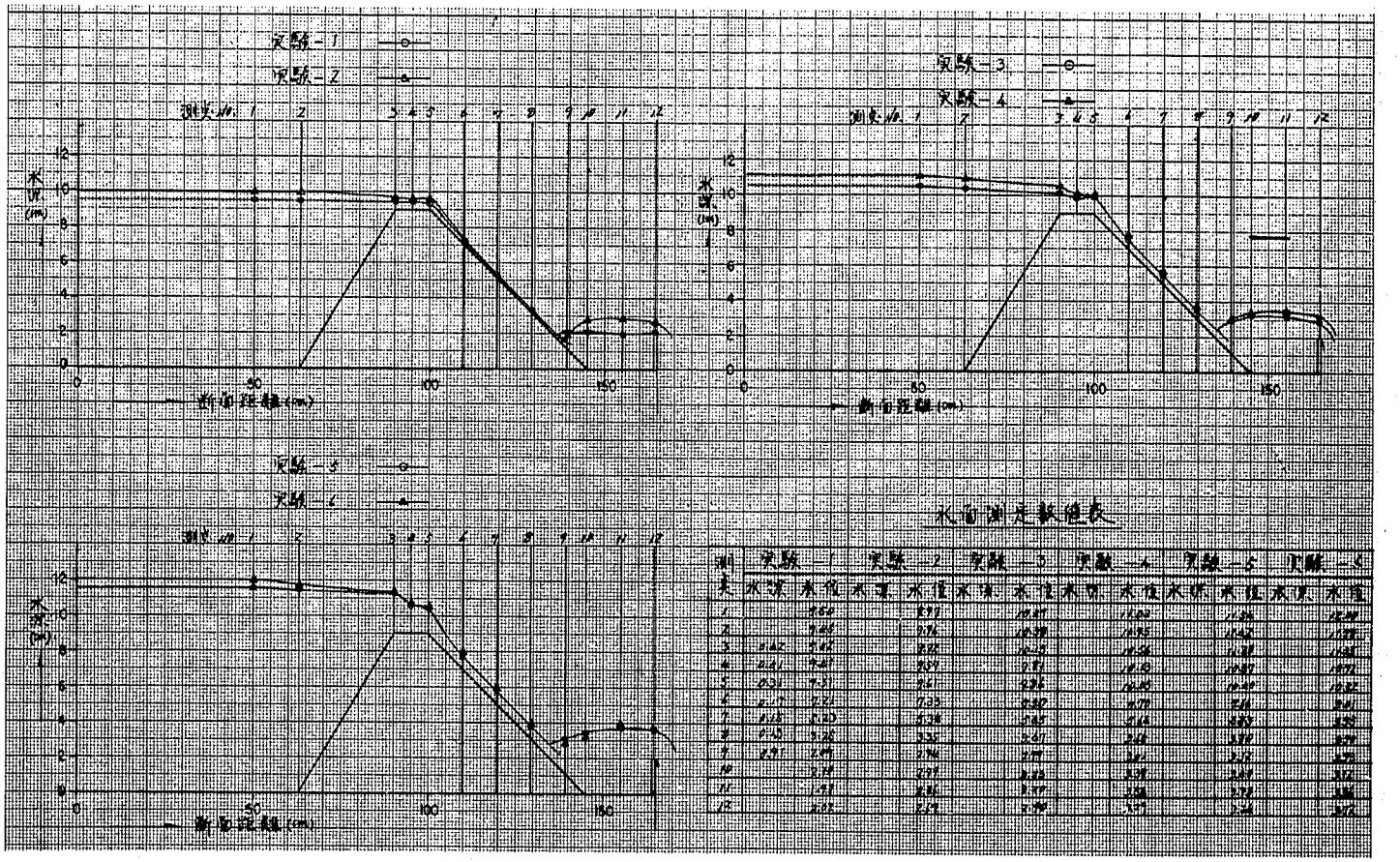
図　面　集



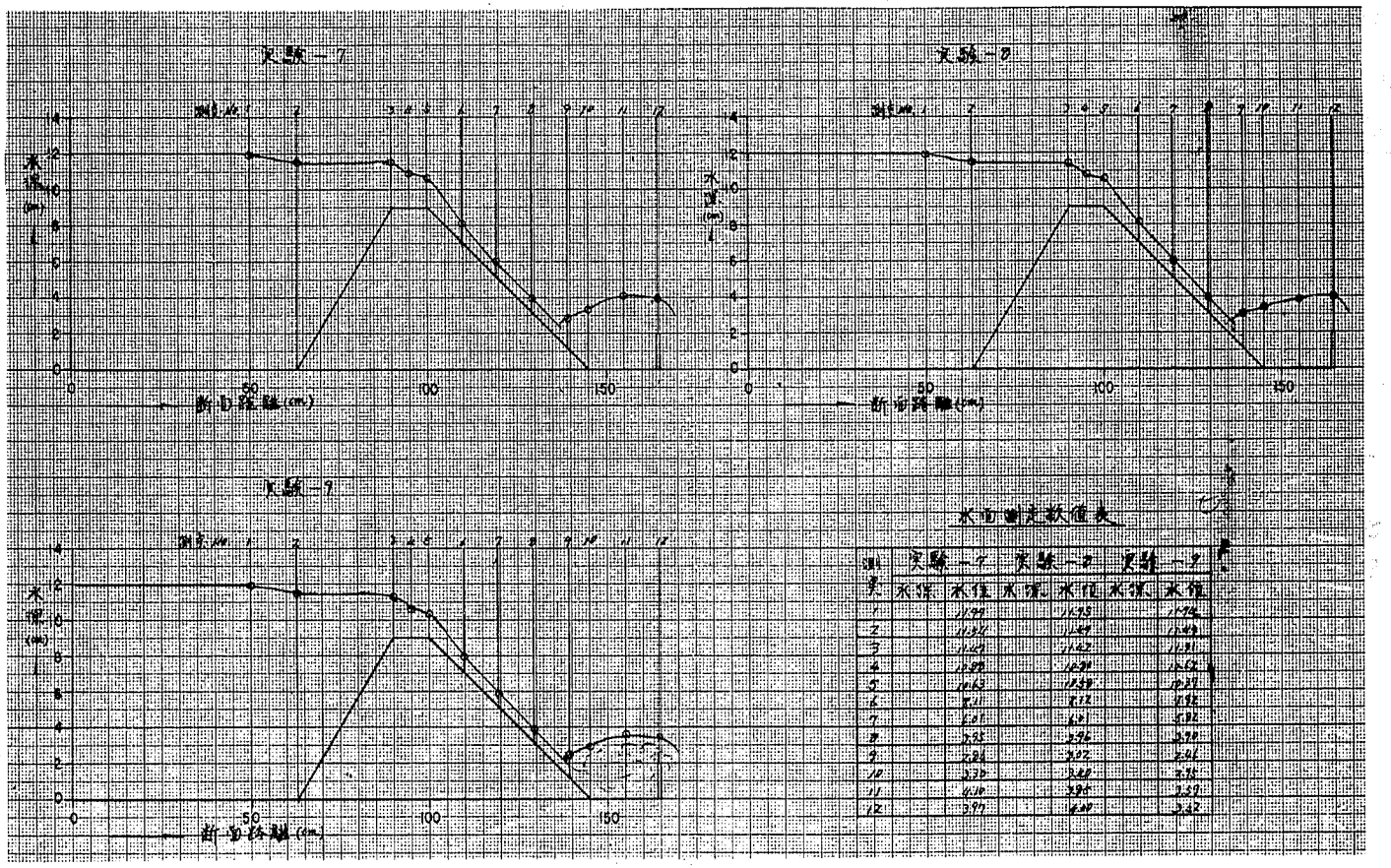
図－３・９・１　水位縦断図



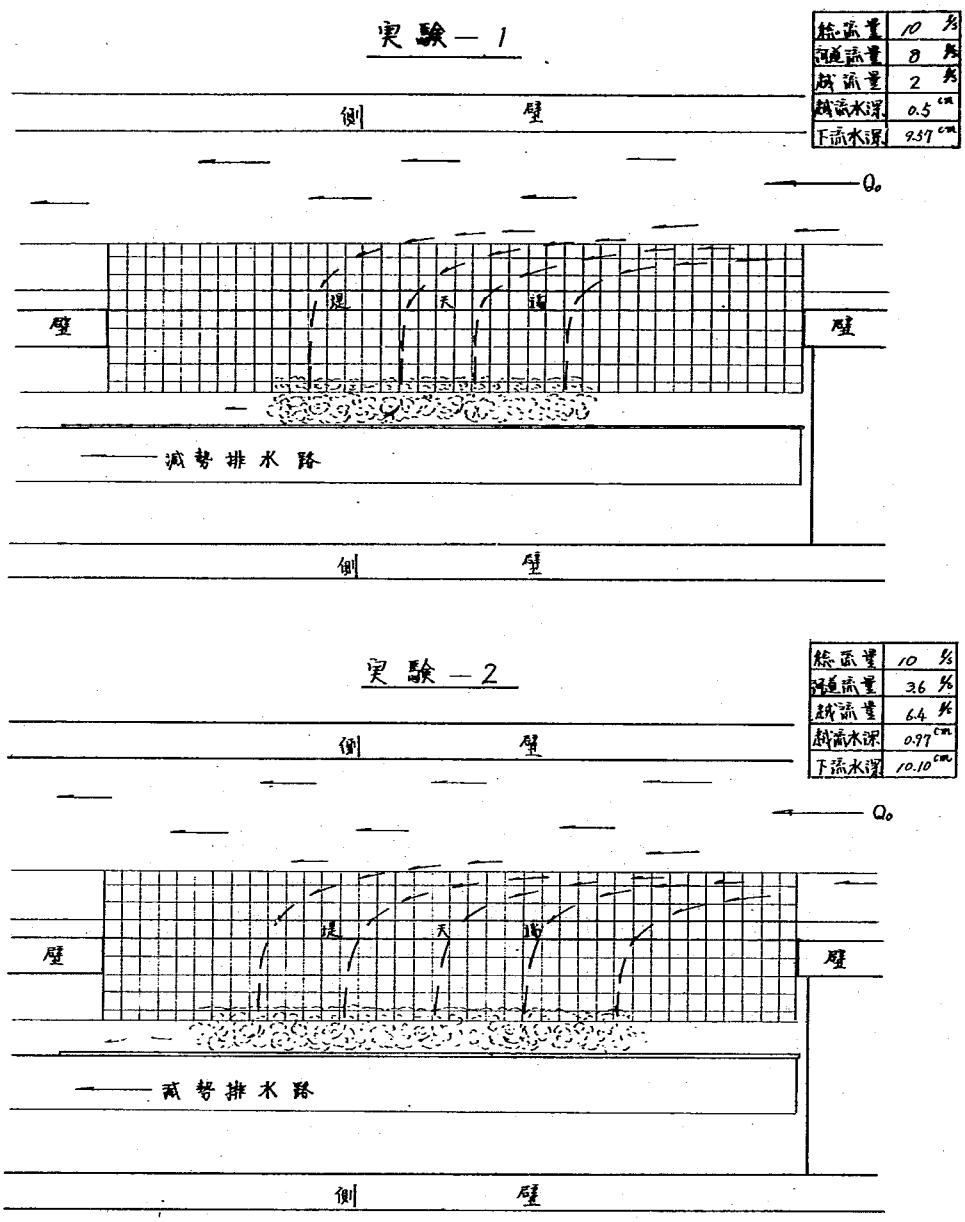
図－３・９・２　水位縦断図



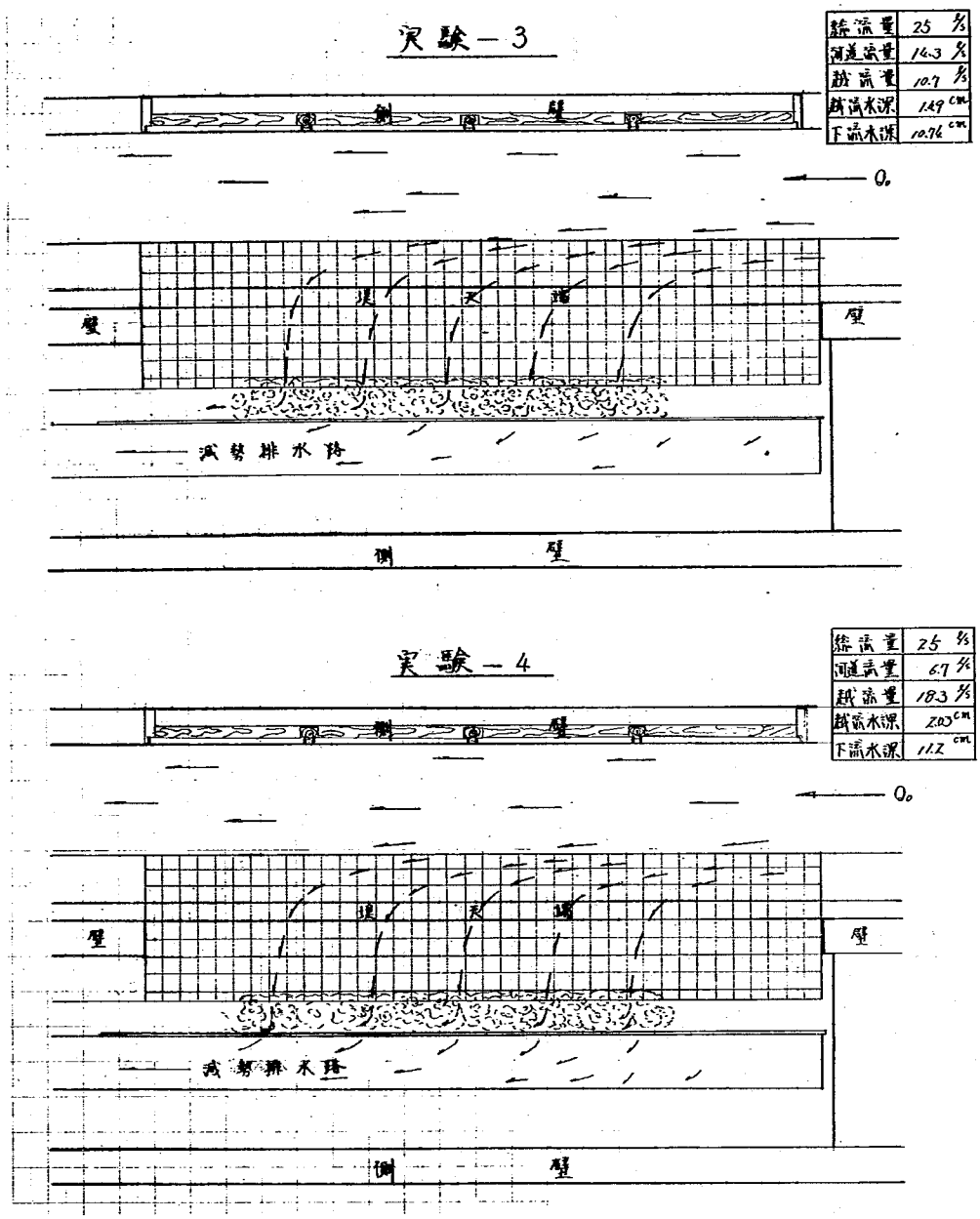
図－3・10・1　堤断面越流水面形および数値表



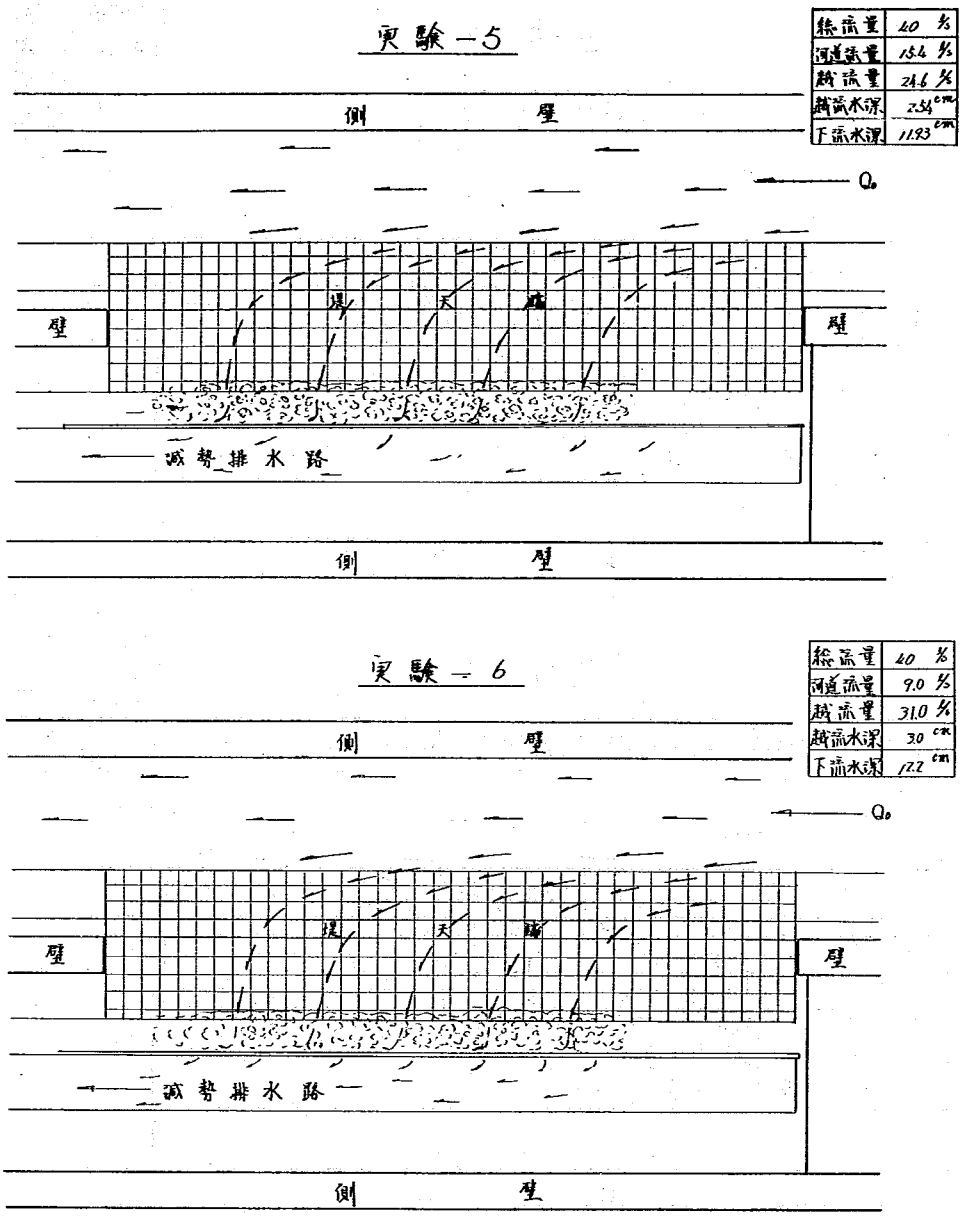
図－3・10・2　堤断面越流水面形および数値表



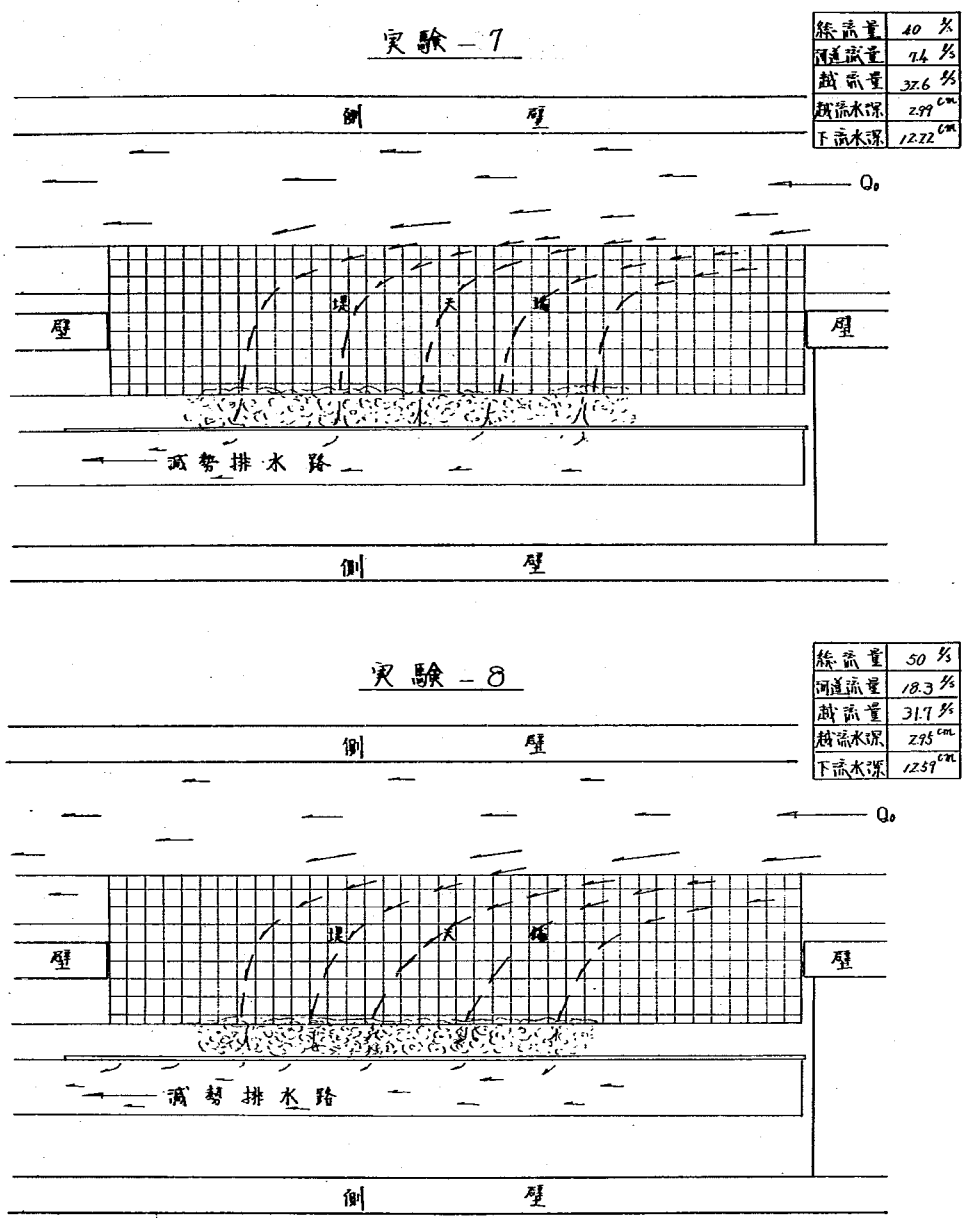
図－３・１１・１　越流堤法面流況スケッチ（Ｓ＝１／２０）



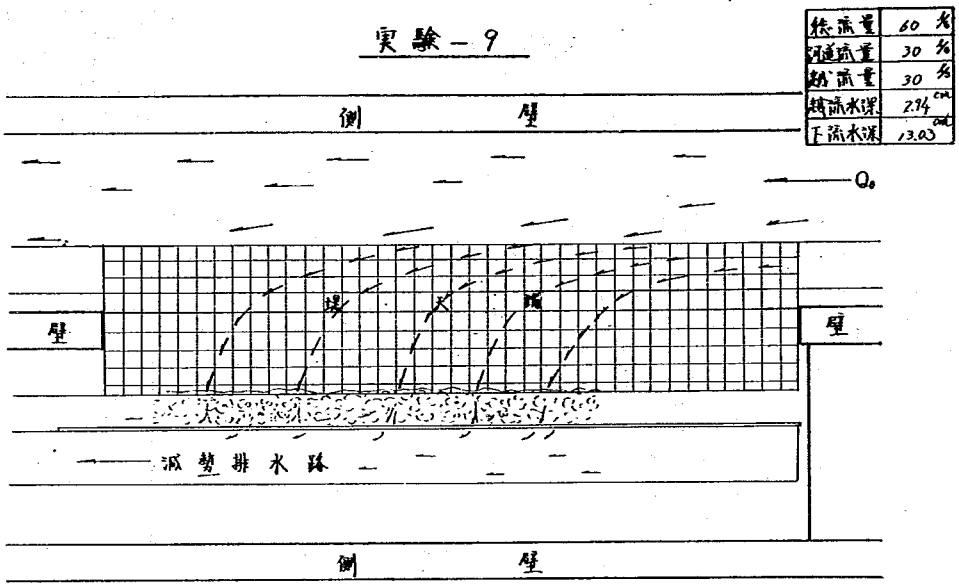
図－３・１１・２　越流堤法面流況スケッチ（Ｓ＝１／２０）



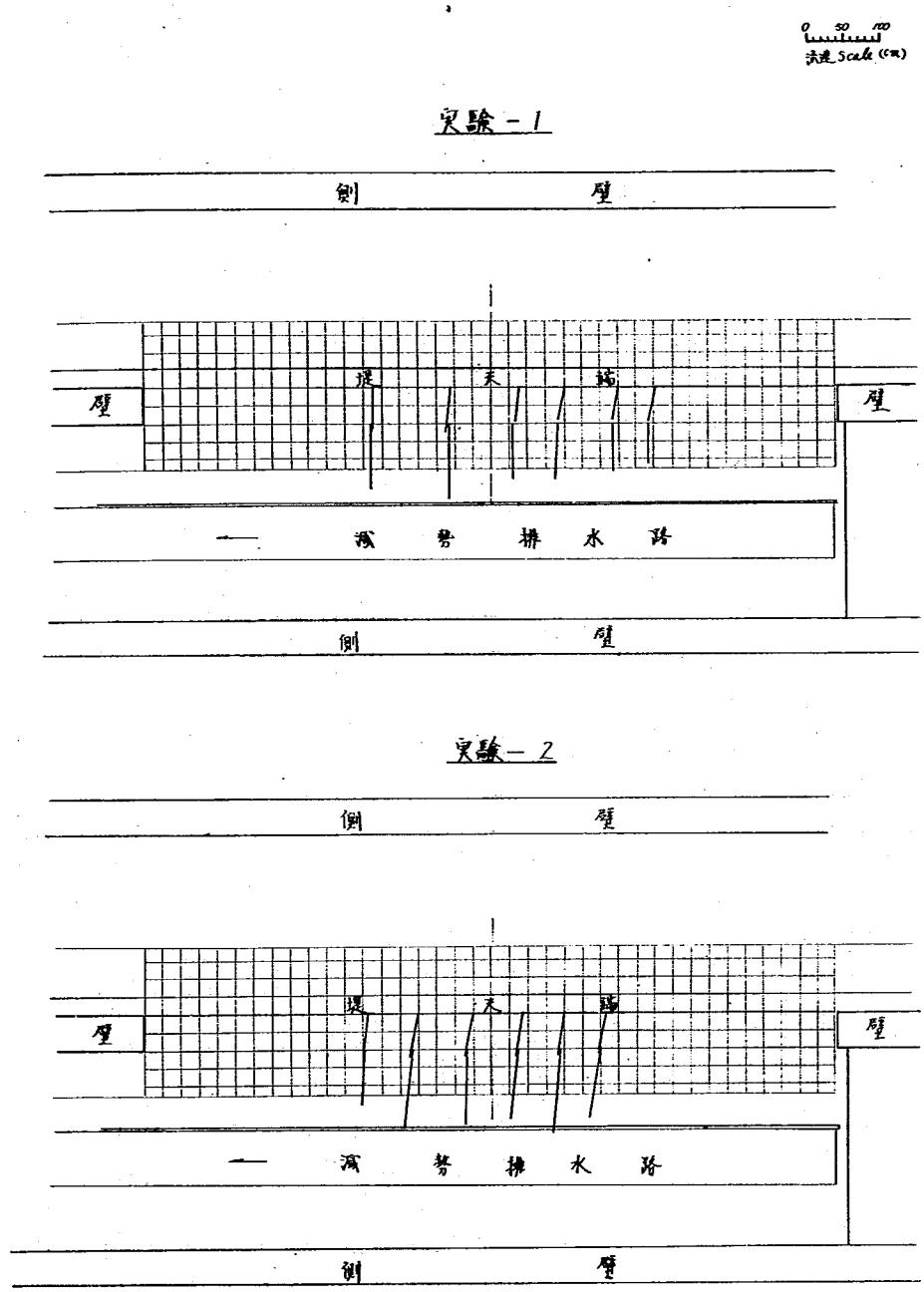
図－３・１１・３　越流堤法面流況スケッチ（Ｓ＝１／２０）



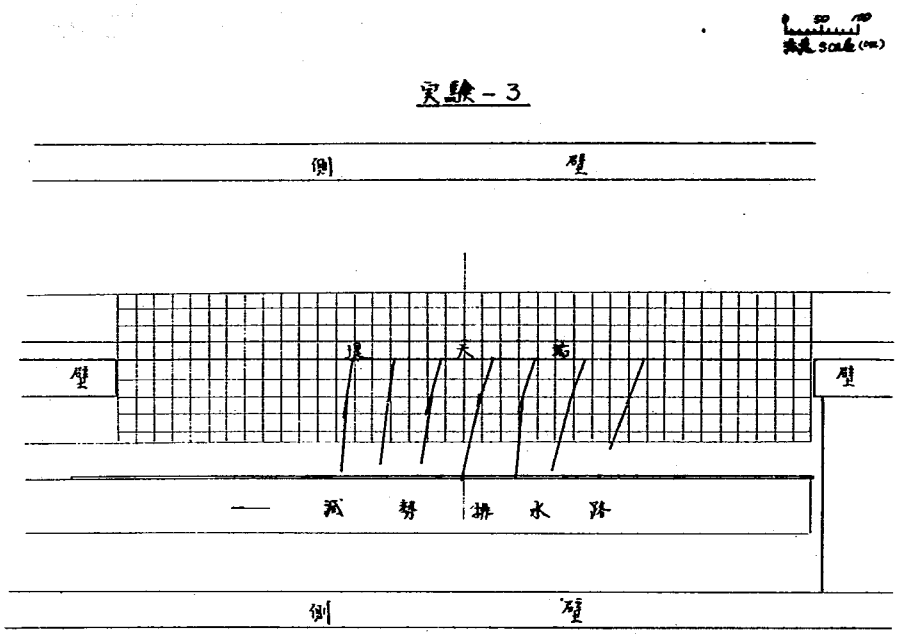
図－3・11・4　越流堤法面流況スケッチ（S＝1／20）



図－３・１１・５　越流堤法面流況スケッチ（Ｓ＝１／２０）



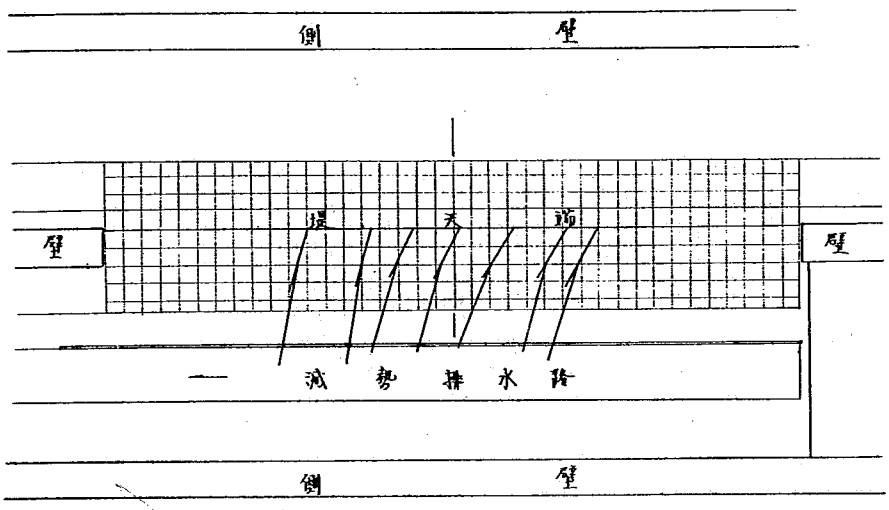
図－3・11・6　流速ベクトル図



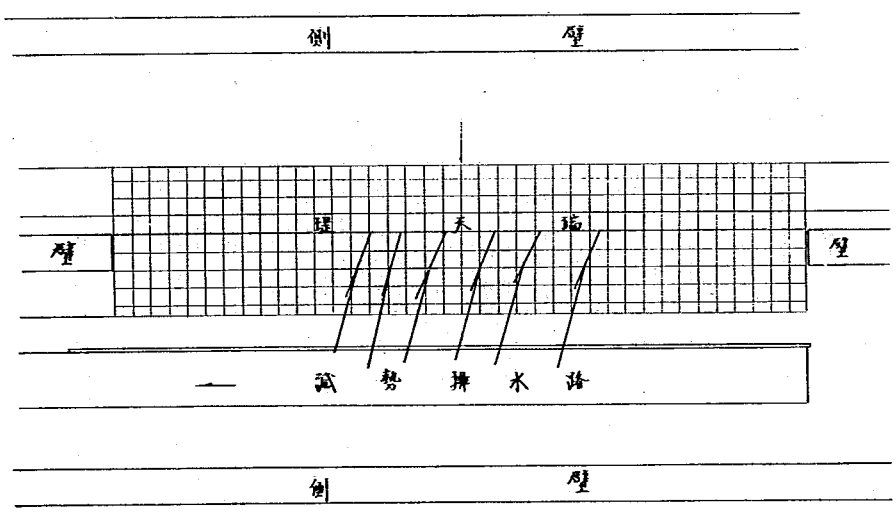
図－3・11・7　流速ベクトル図

流速 Scale (cm)

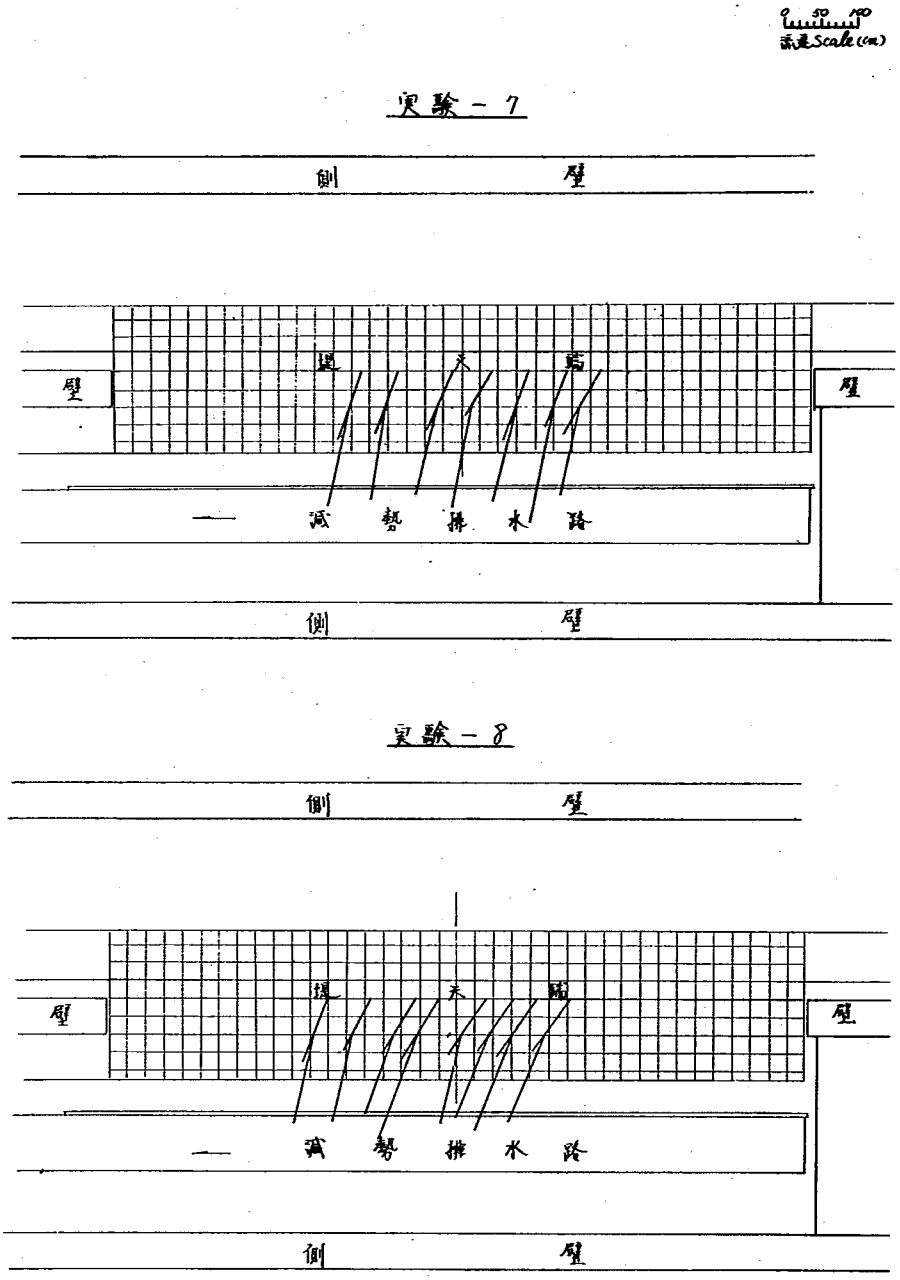
実験－5



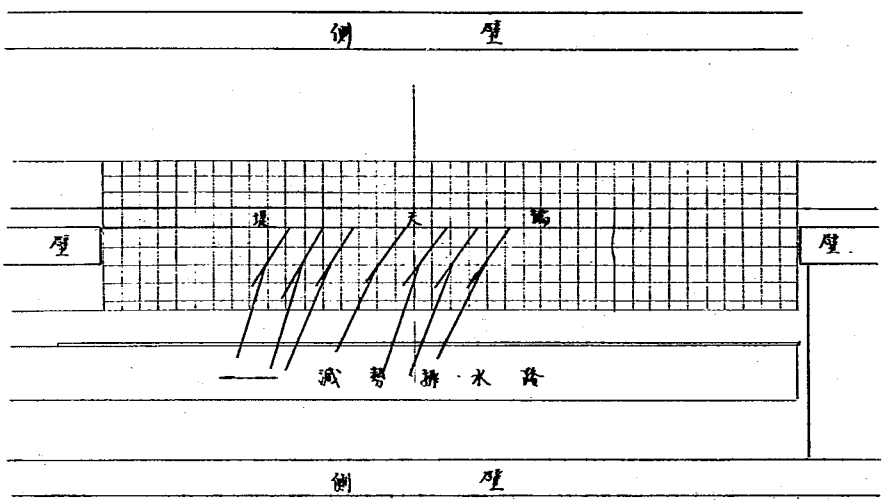
実験－6



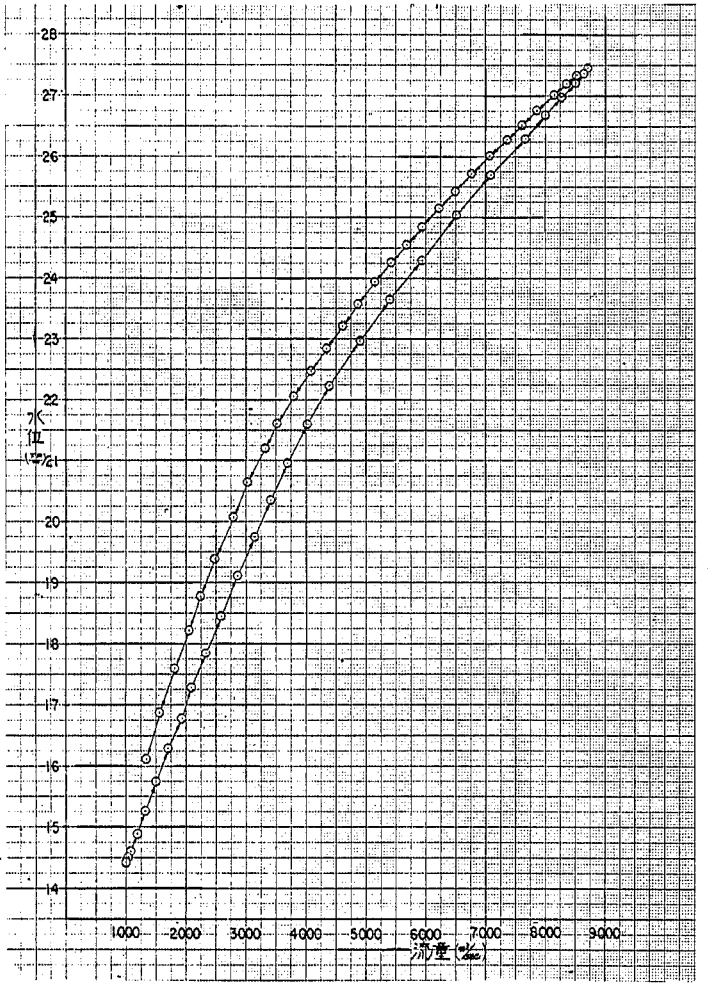
図－3・11・8　流速ベクトル図



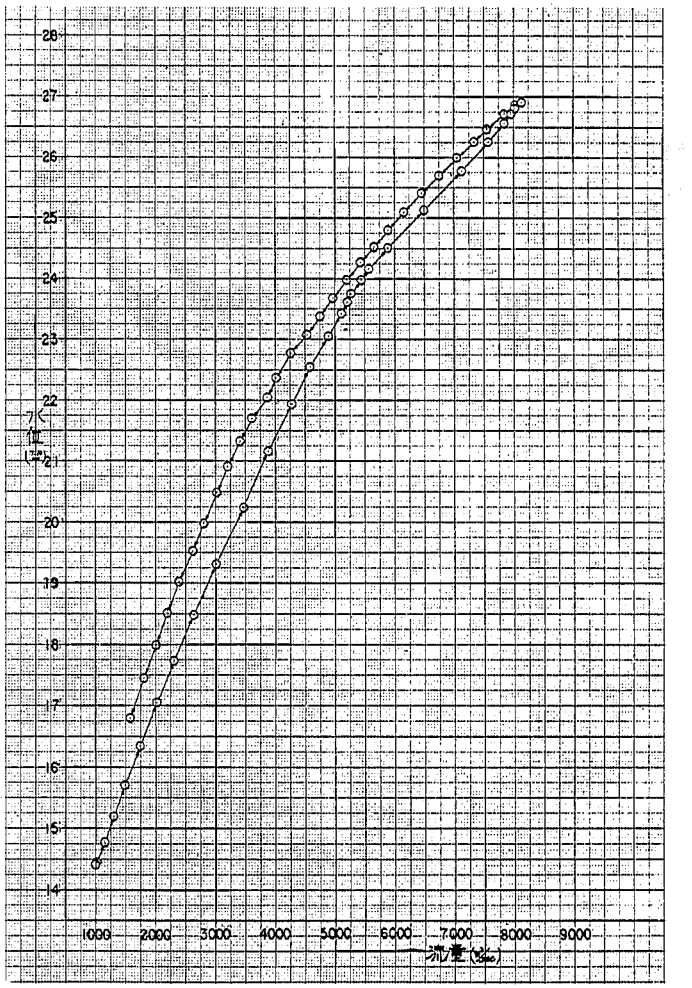
図－3・11・9　流速ベクトル図



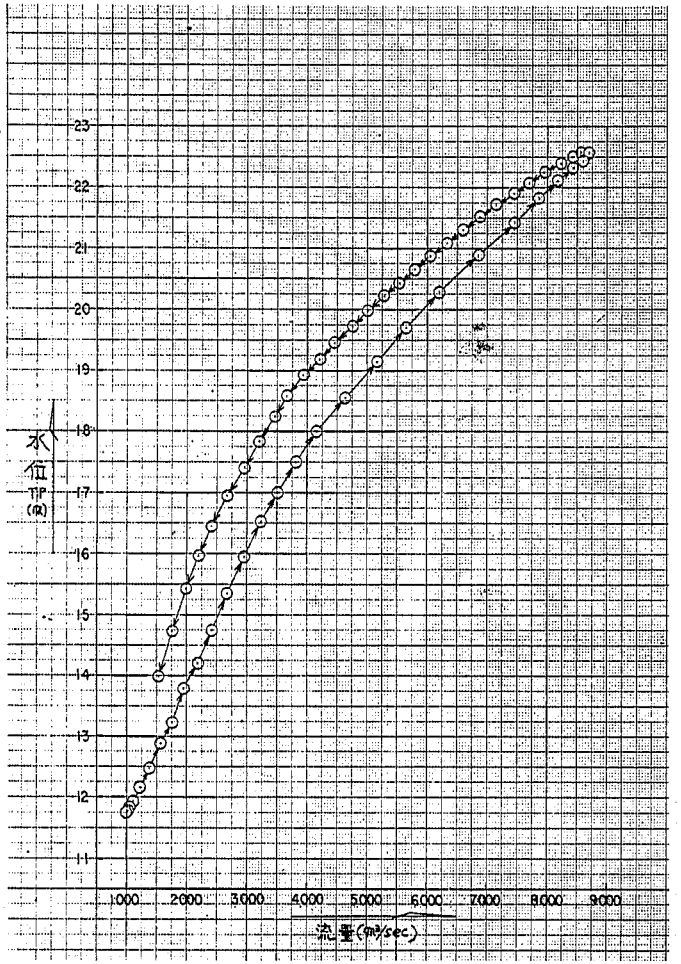
図－３・１１・１０　流速ベクトル図



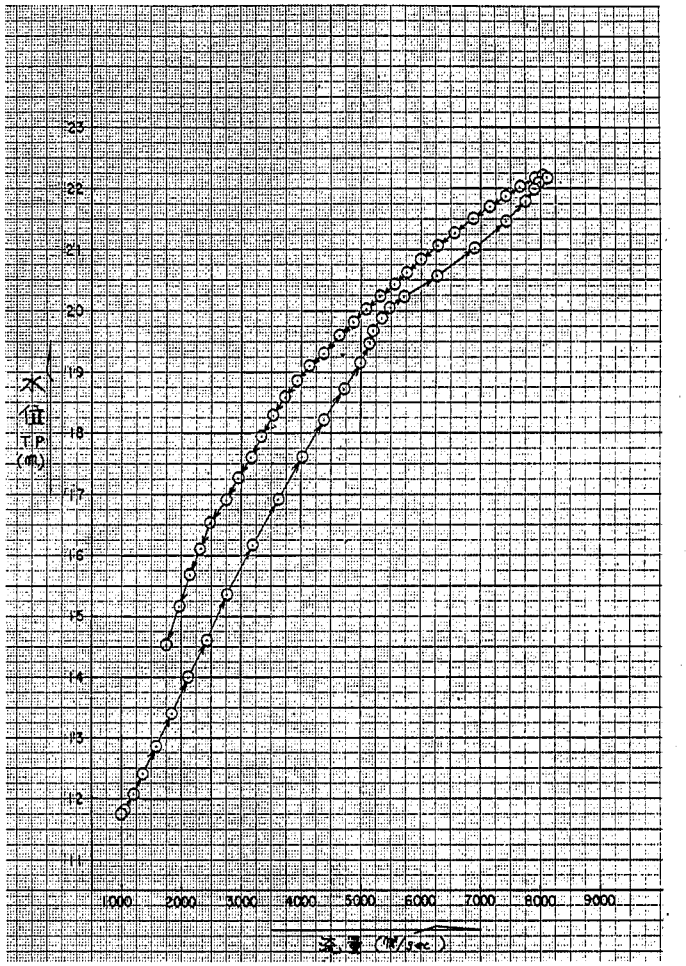
図－３・２３・１　相川Ｈ～Ｑ曲線　　（計算ケース４）



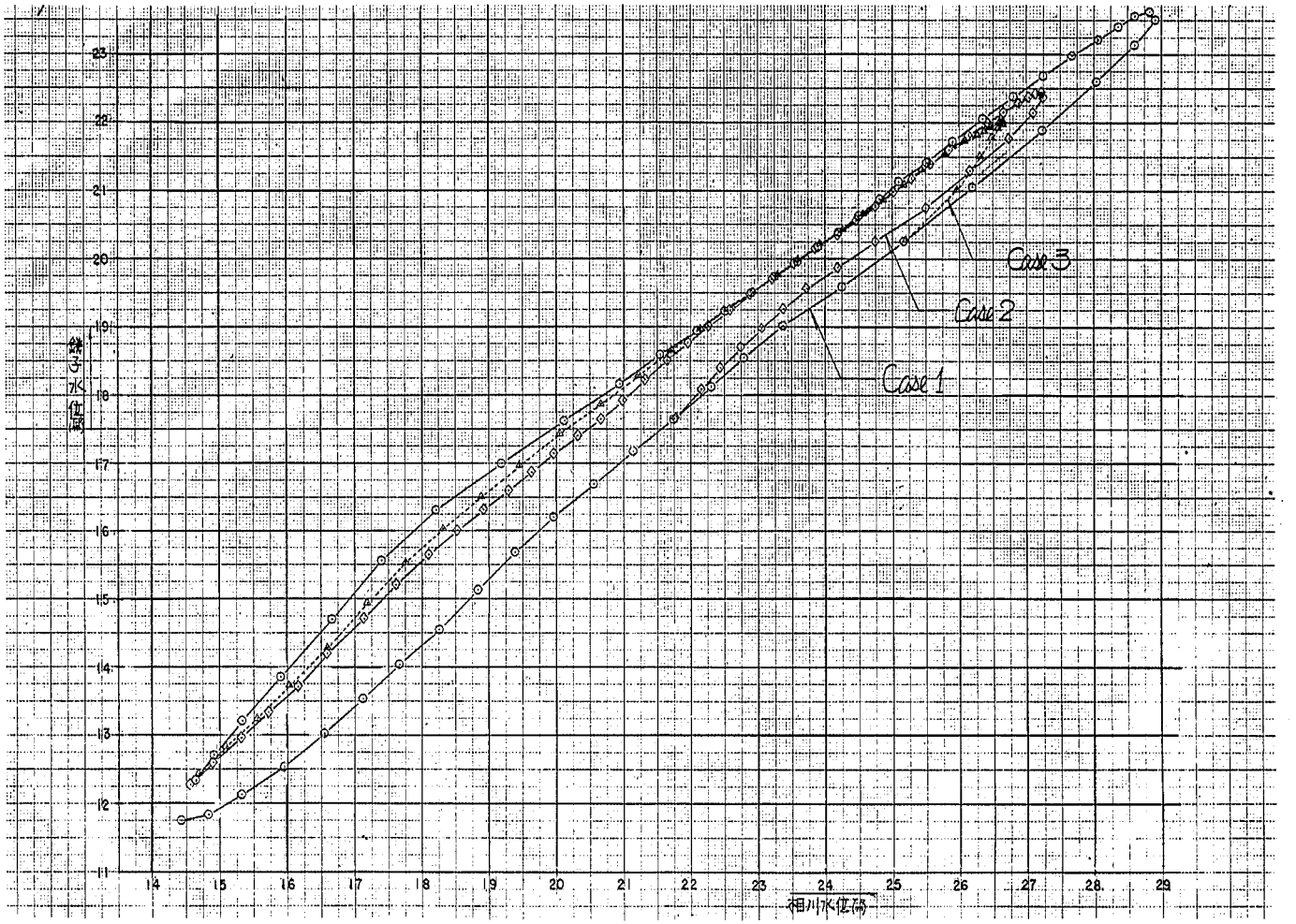
図－３・２３・２　相川Ｈ～Ｑ曲線　　（計算ケース５）



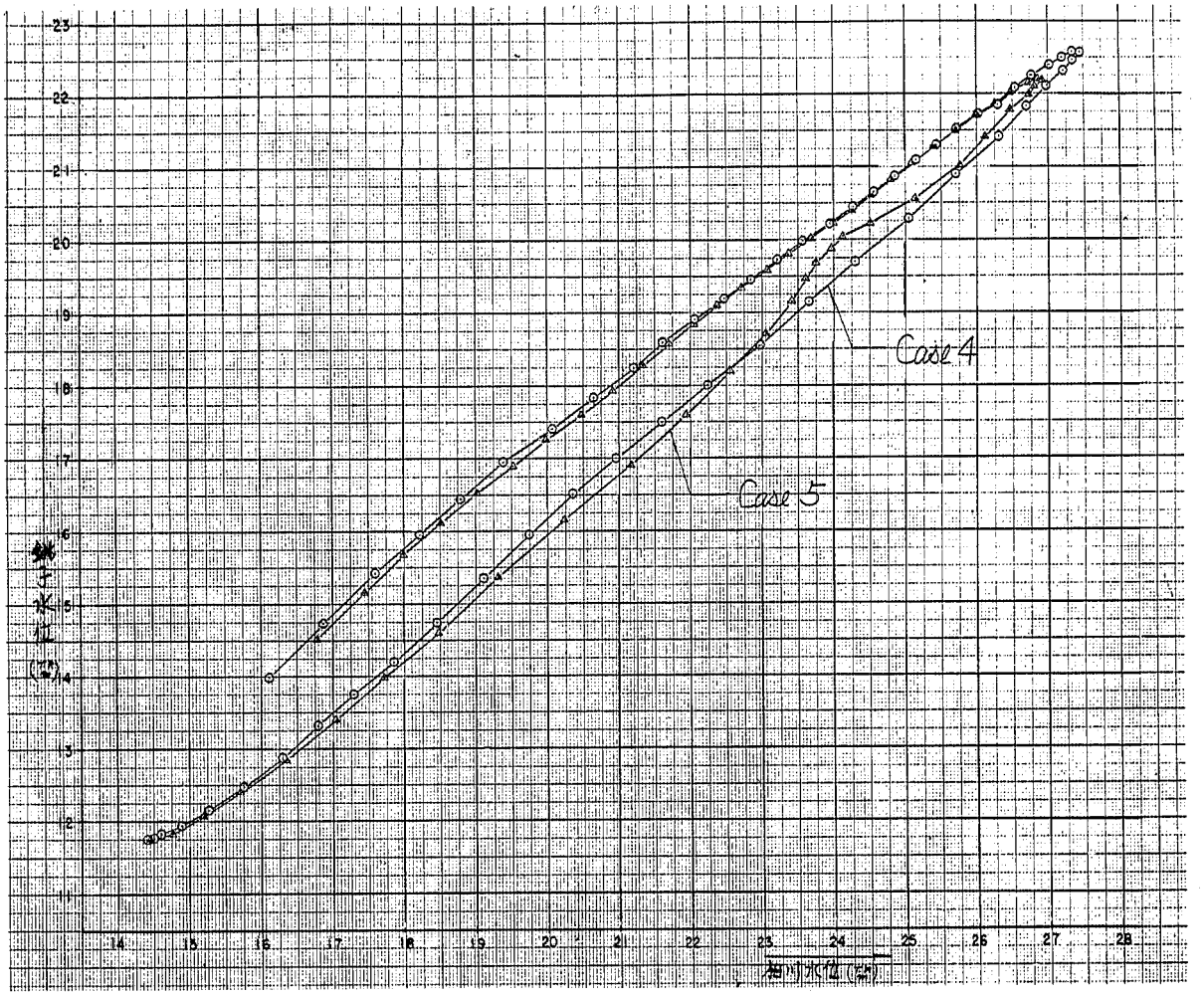
図－３・２３・３　銚子Ｈ～Ｑ曲線（ケース４）



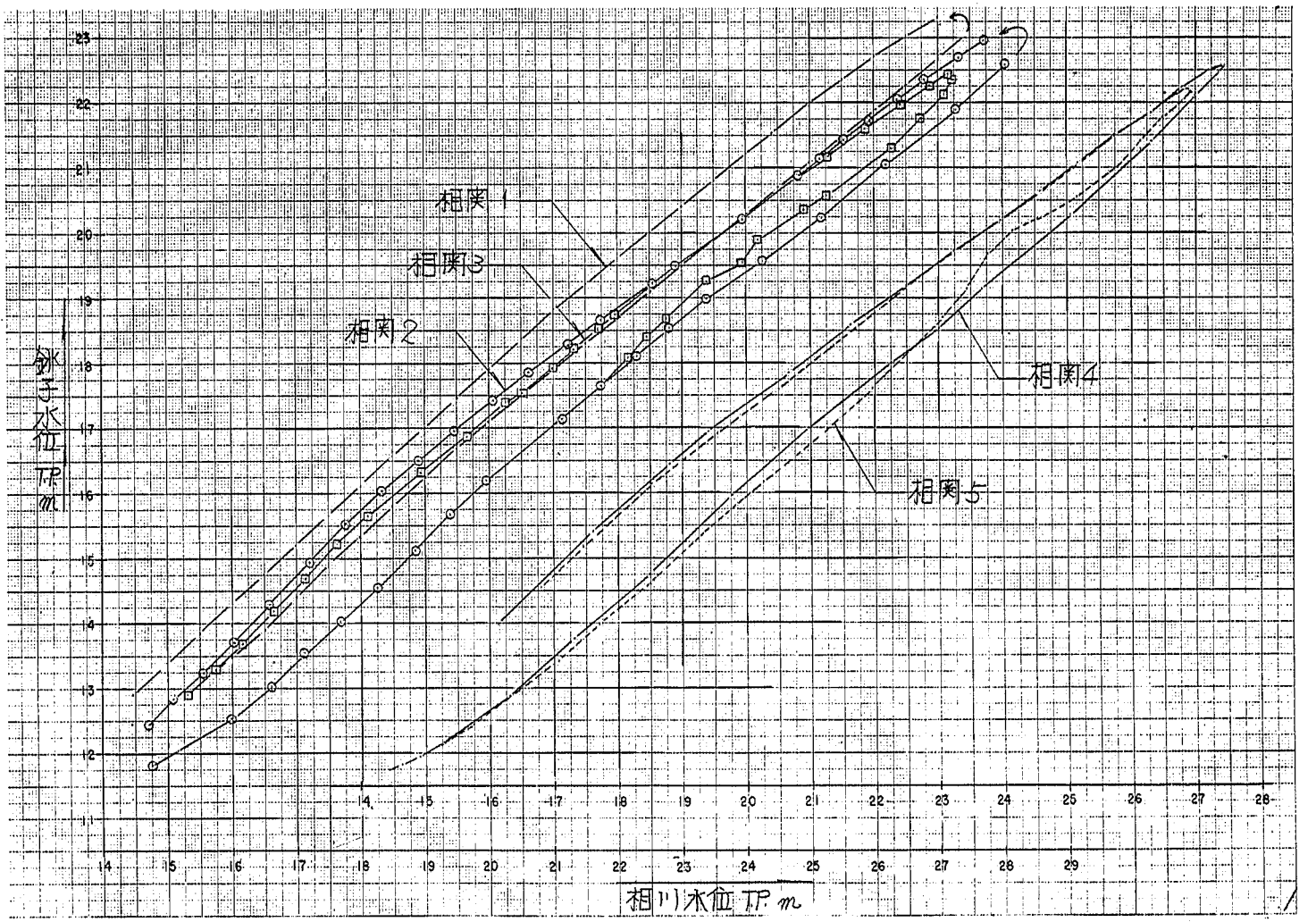
図－３・２３・４　銚子Ｈ～Ｑ曲線（ケース５）



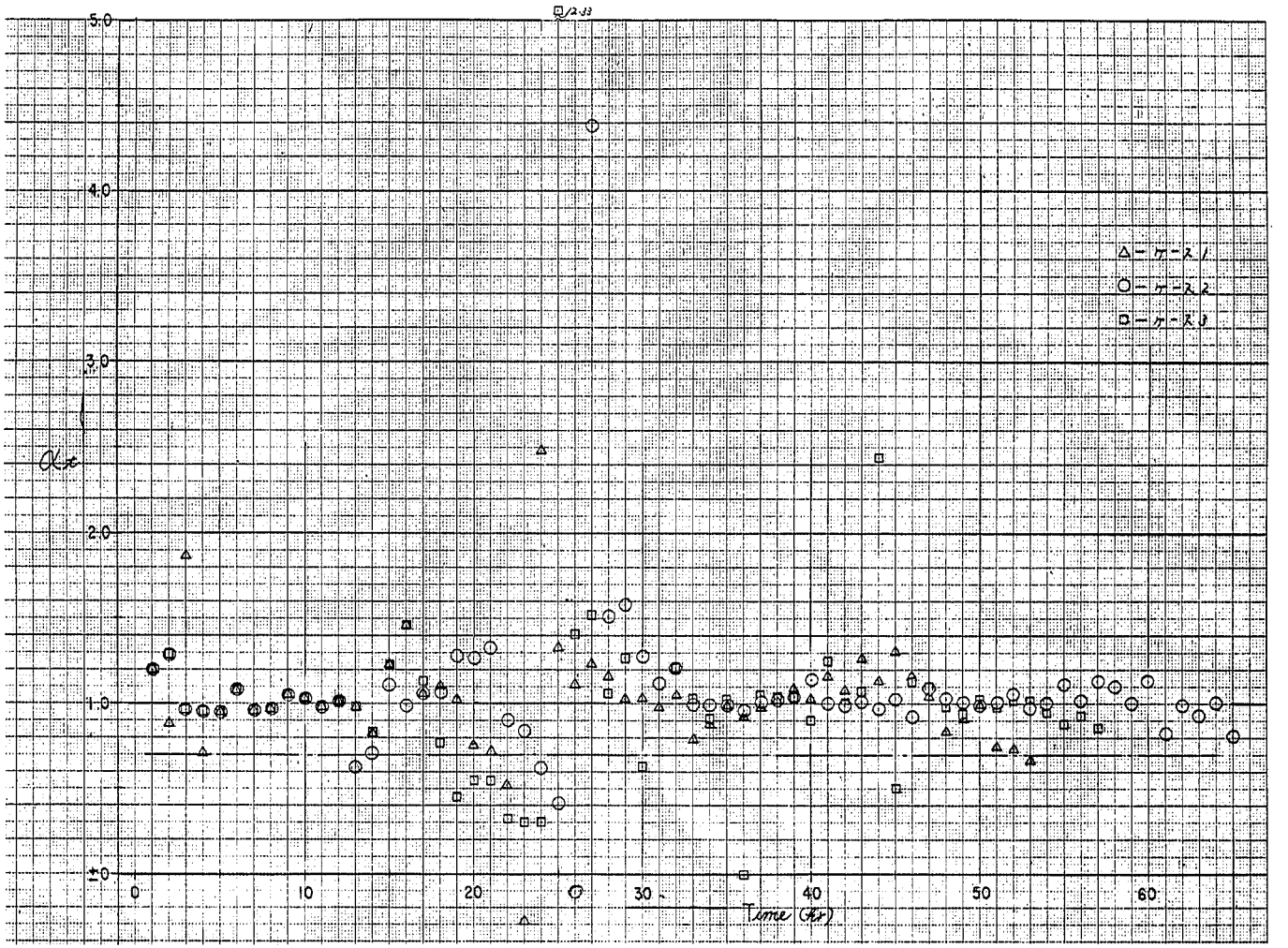
図－3・24・1　銚子～相川水位相関その１　　（不定流計算による）



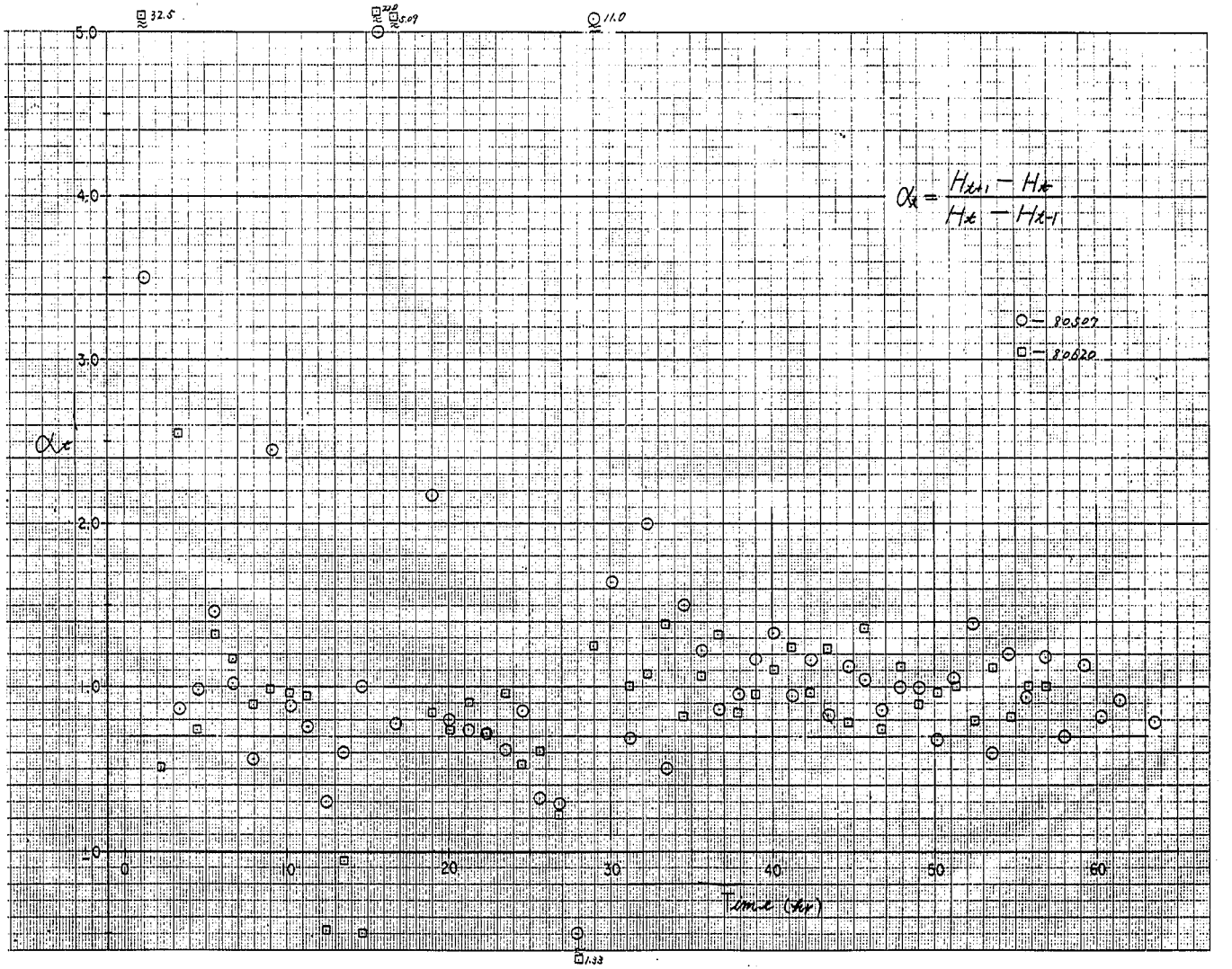
図－3・24・2　銚子～相川水位相関その２　　（不定流計算による）



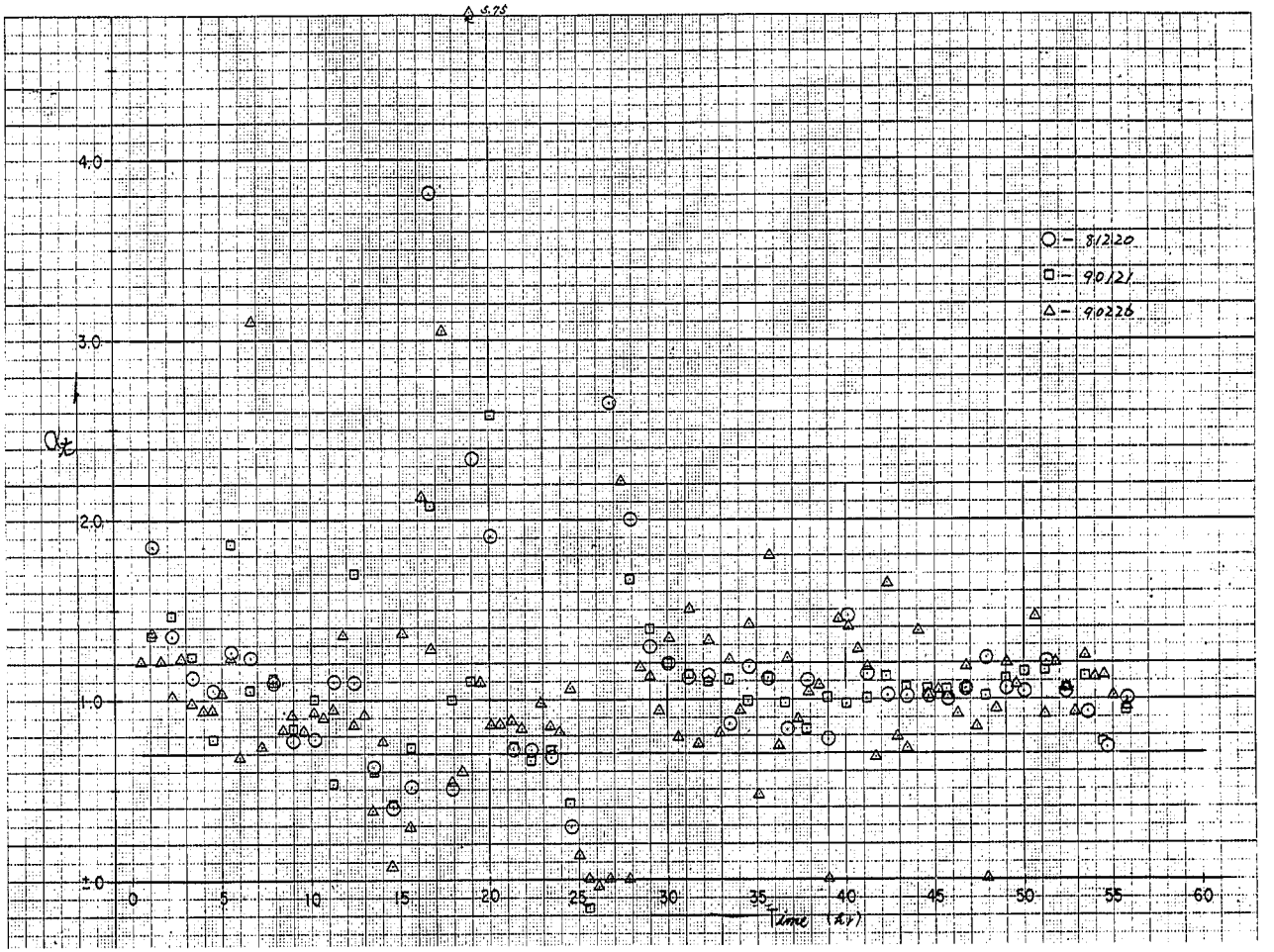
図－３・２４・３　本実験使用水位相関



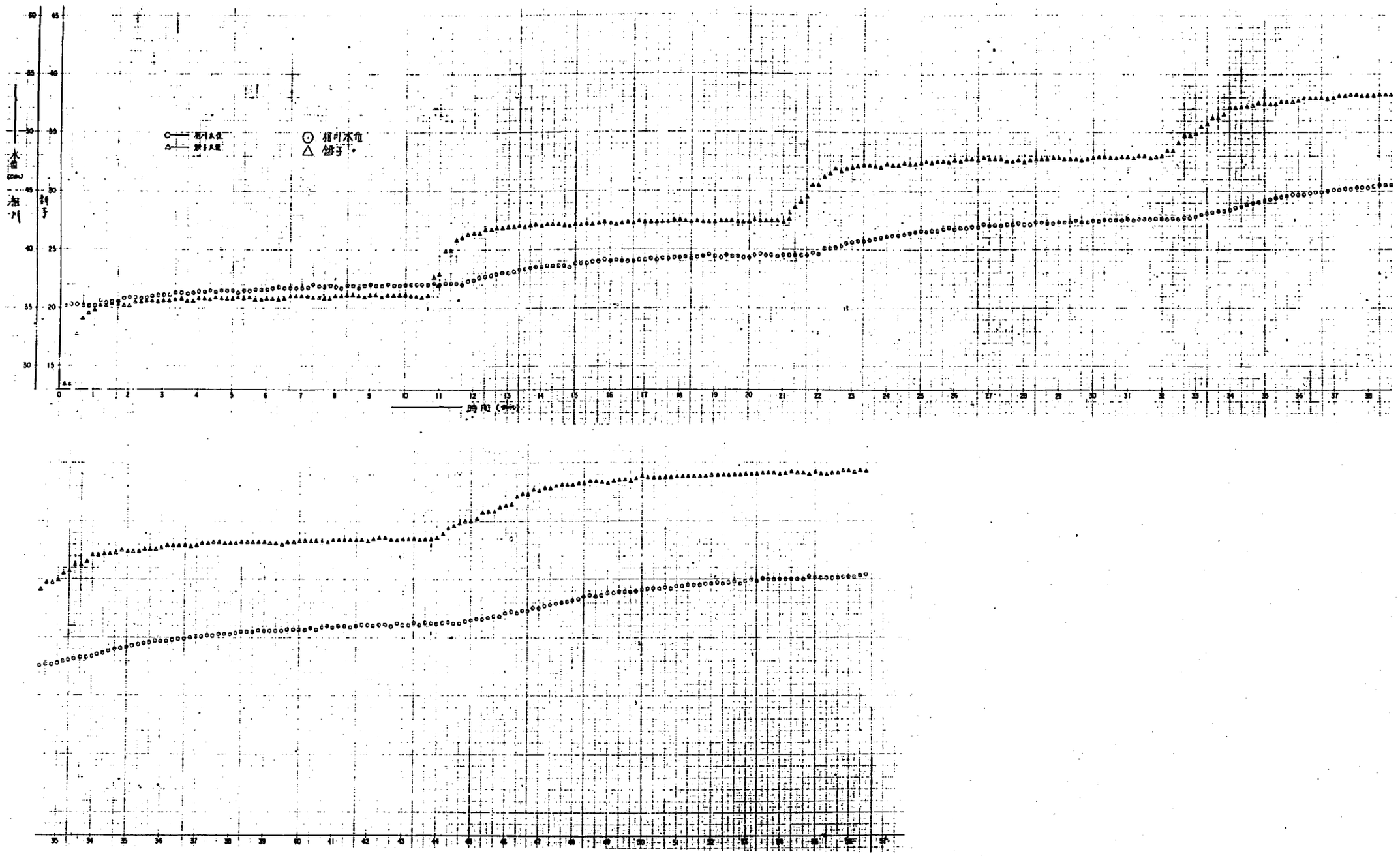
図－３・２８・１　α_L の値（計算値）



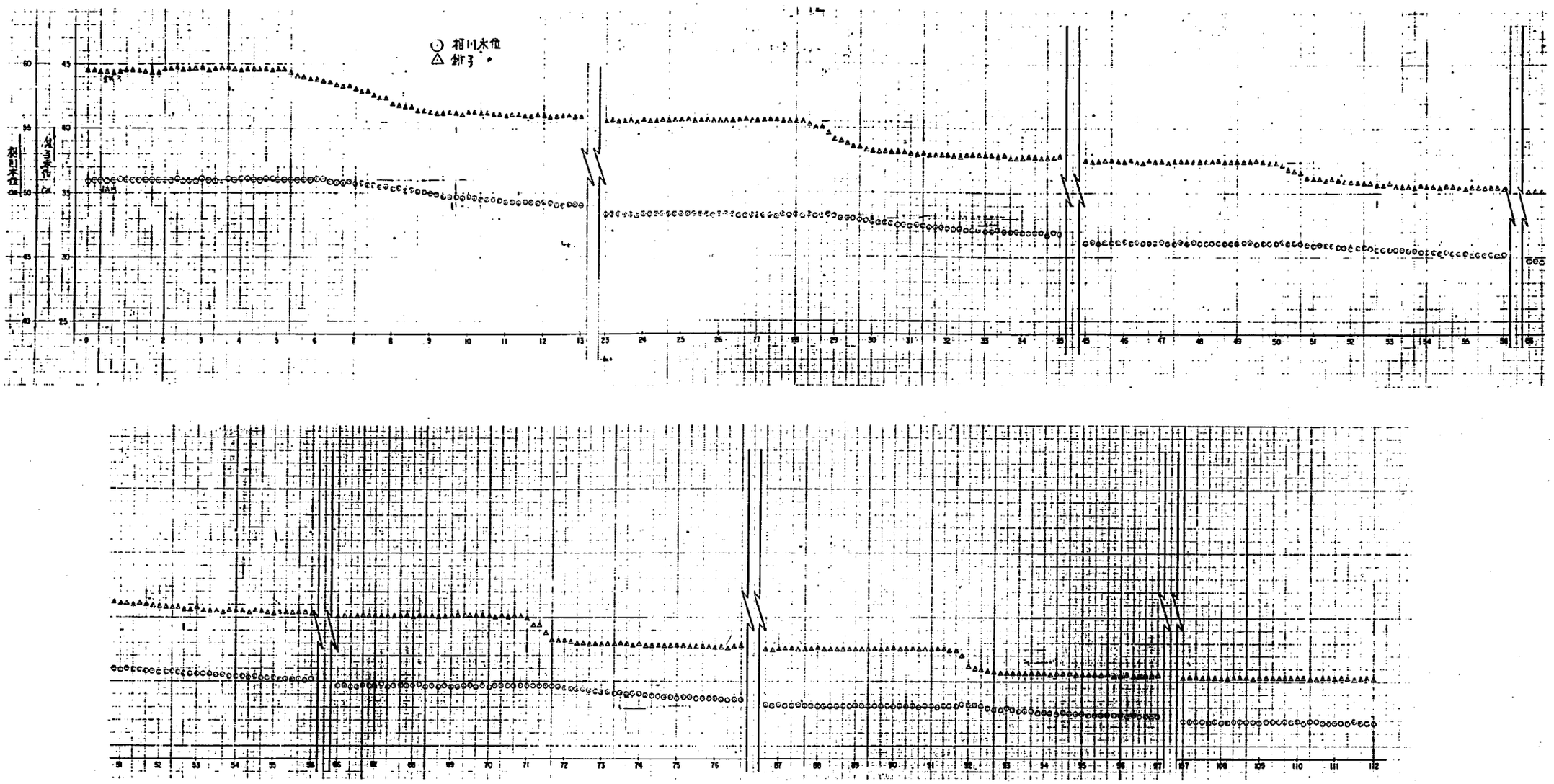
図－3・28・2　α_t の値（実験値）



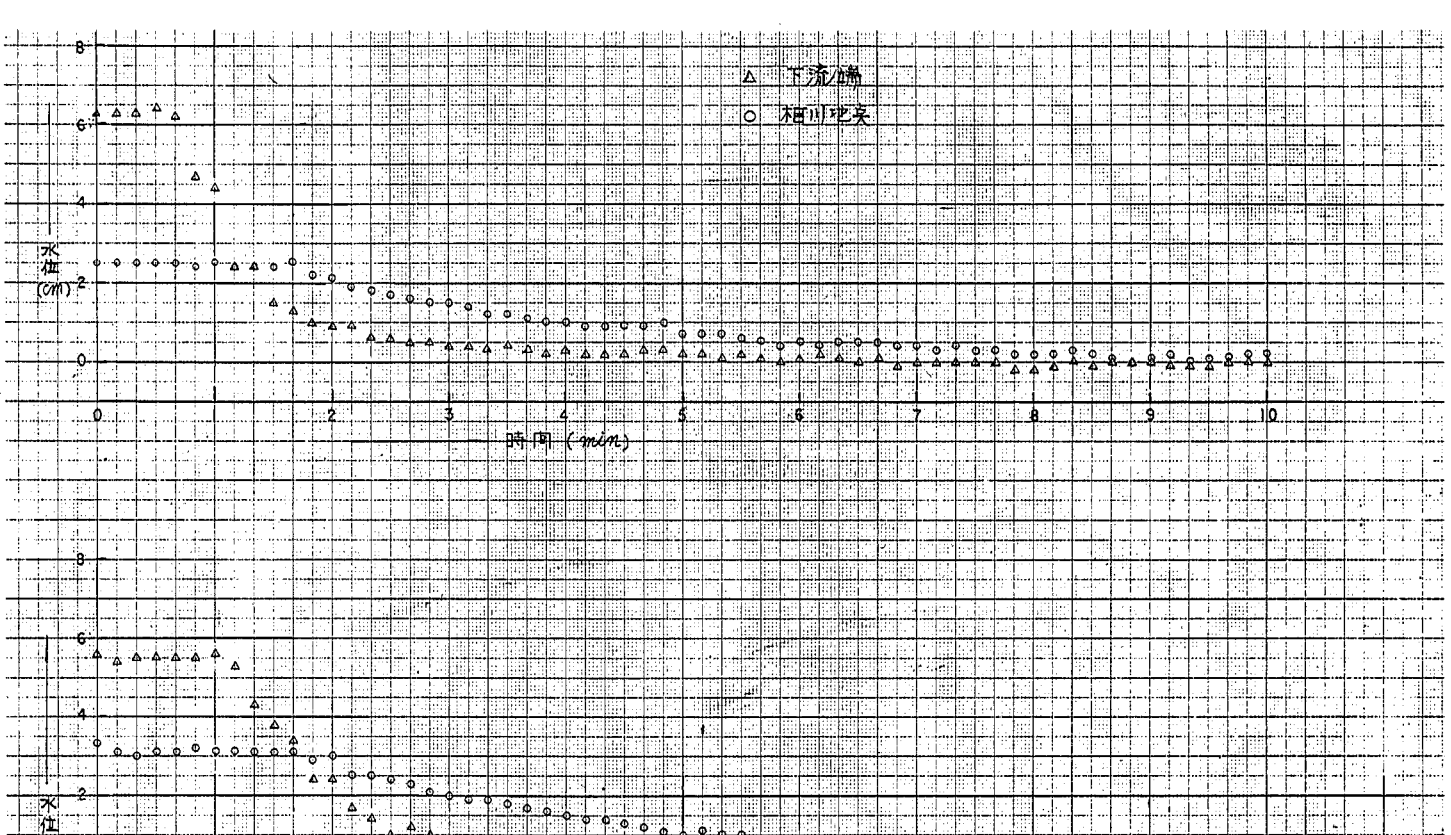
図－３・２８・３　α_t の値（実験値）



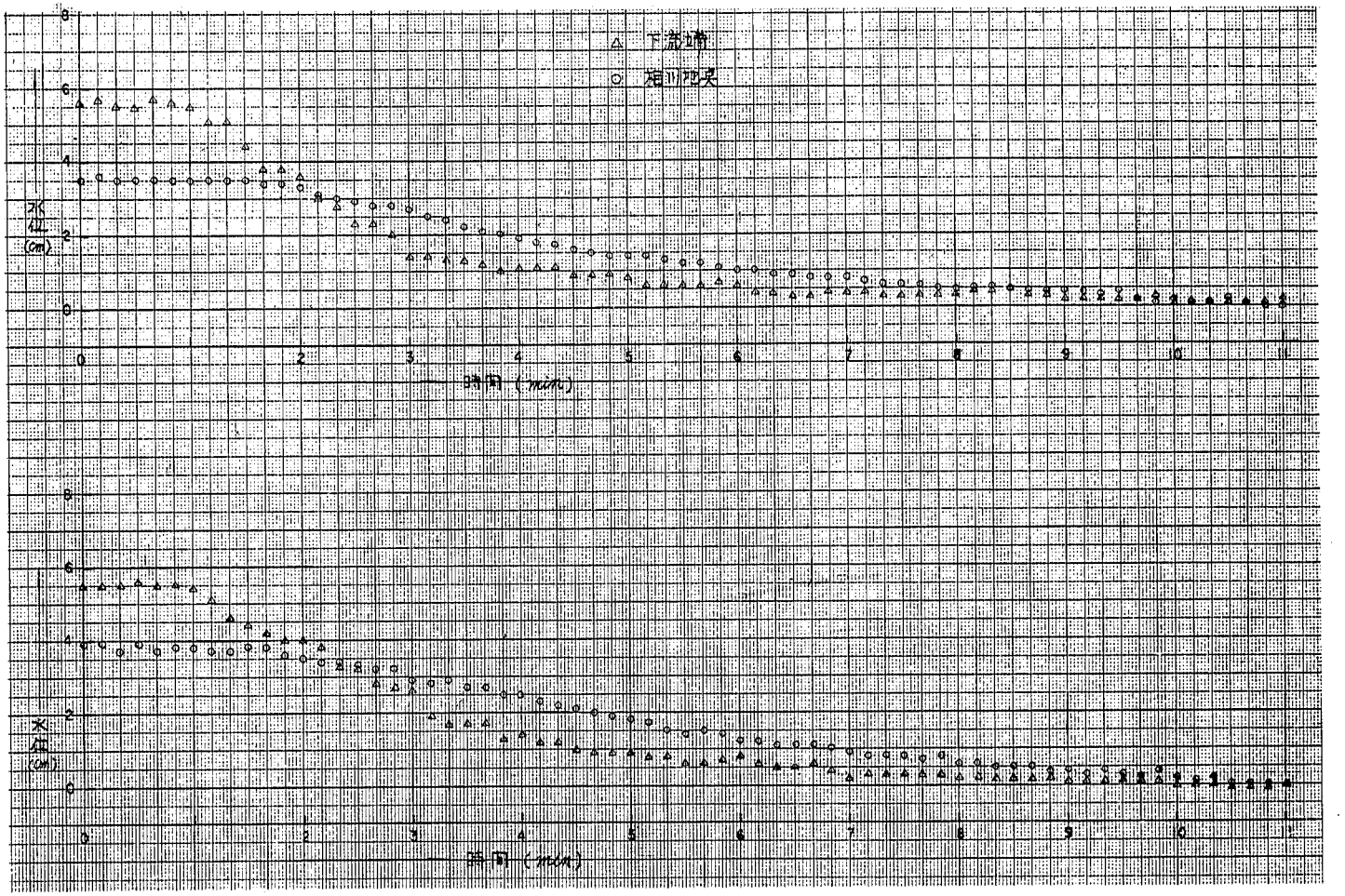
図－３・２９・１　下流端ゲート調節による水位変化（上昇時）
上流々量　2,000㎥/sec（模型２２３.６ℓ/sec）



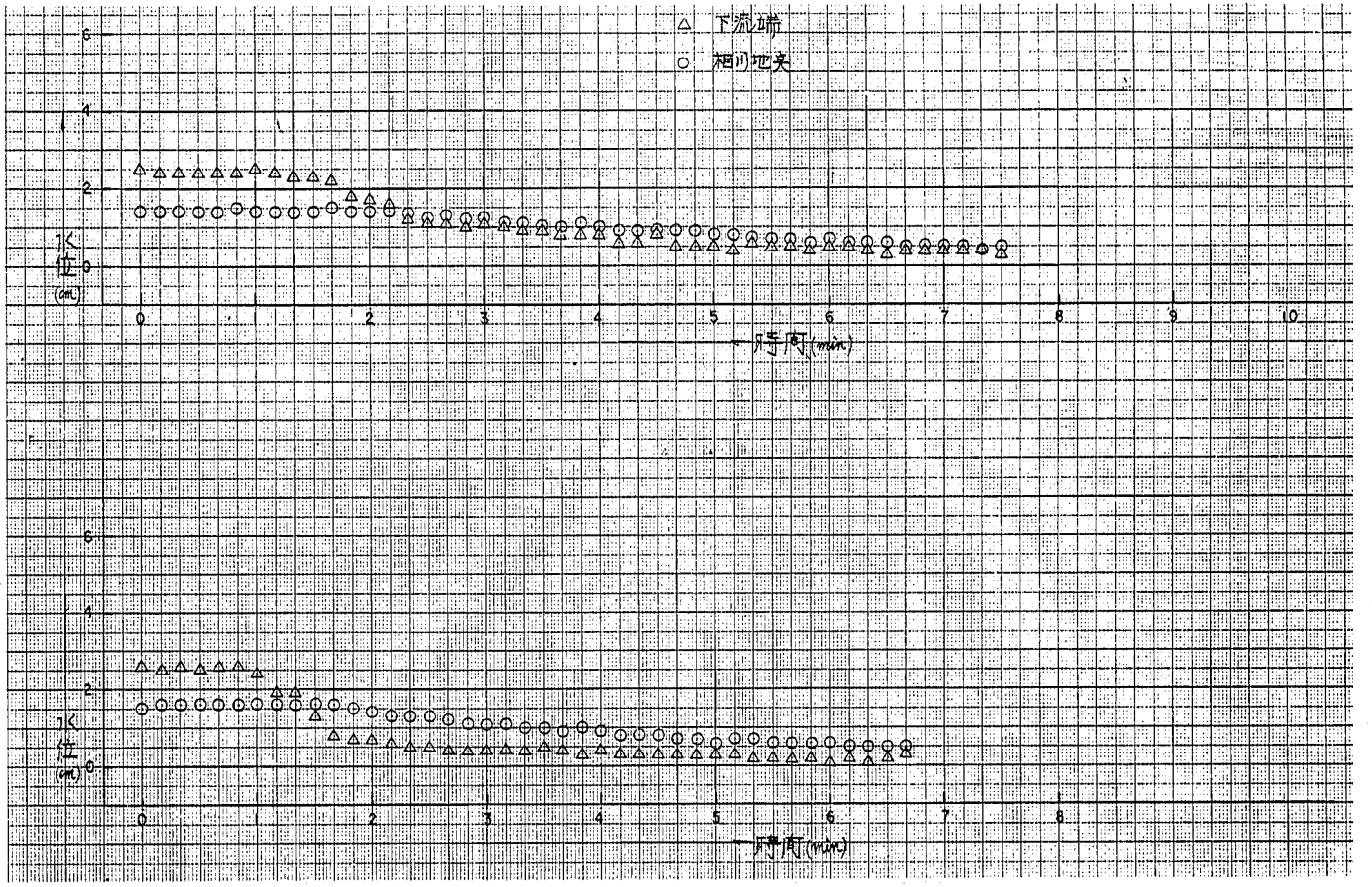
図－３・２９・２　下流端ゲート調節による水位変化（下降時）
上流々量　2,000m^3／sec（模型２２３.６ℓ／sec）



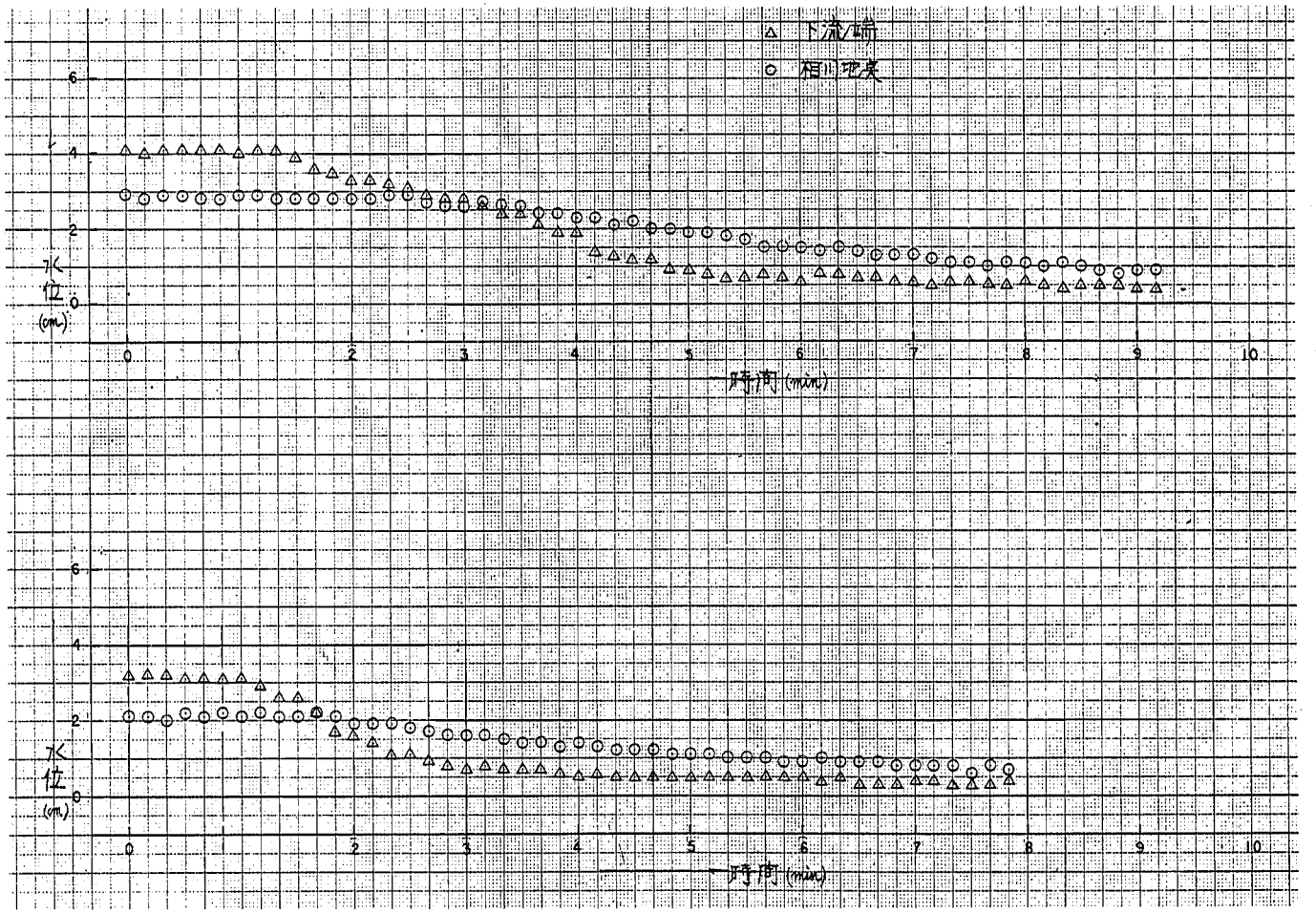
図－３・３１・１　ゲート調節による水位変動量（上昇時）
流量 2,０００m^3／sec（模型２２３.６ℓ／sec）



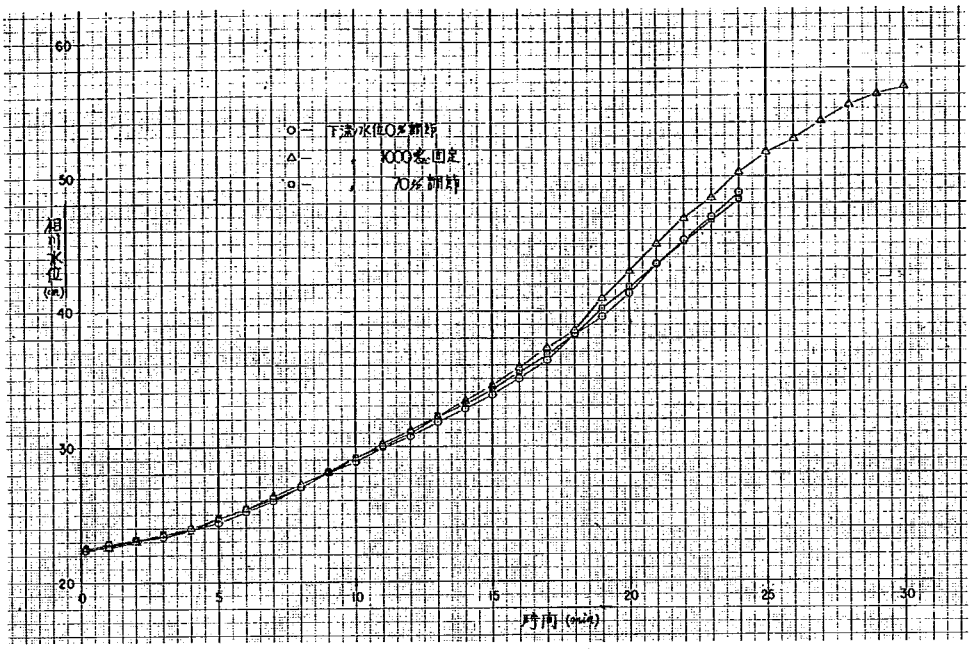
図－3・31・2　ゲート調節による水位変動量（上昇時）
流量2,000m^3／sec（模型223.6ℓ／sec）



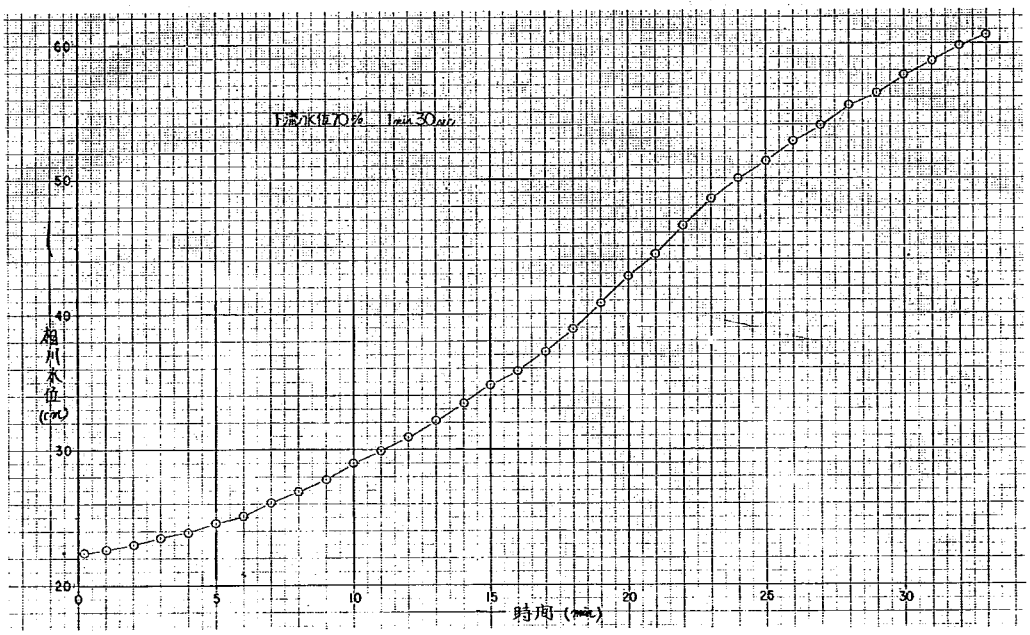
図－３・３１・３　ゲート調節による水位変動量（下降時）
流量2,000m^3／sec（模型２２３.６ℓ／sec）



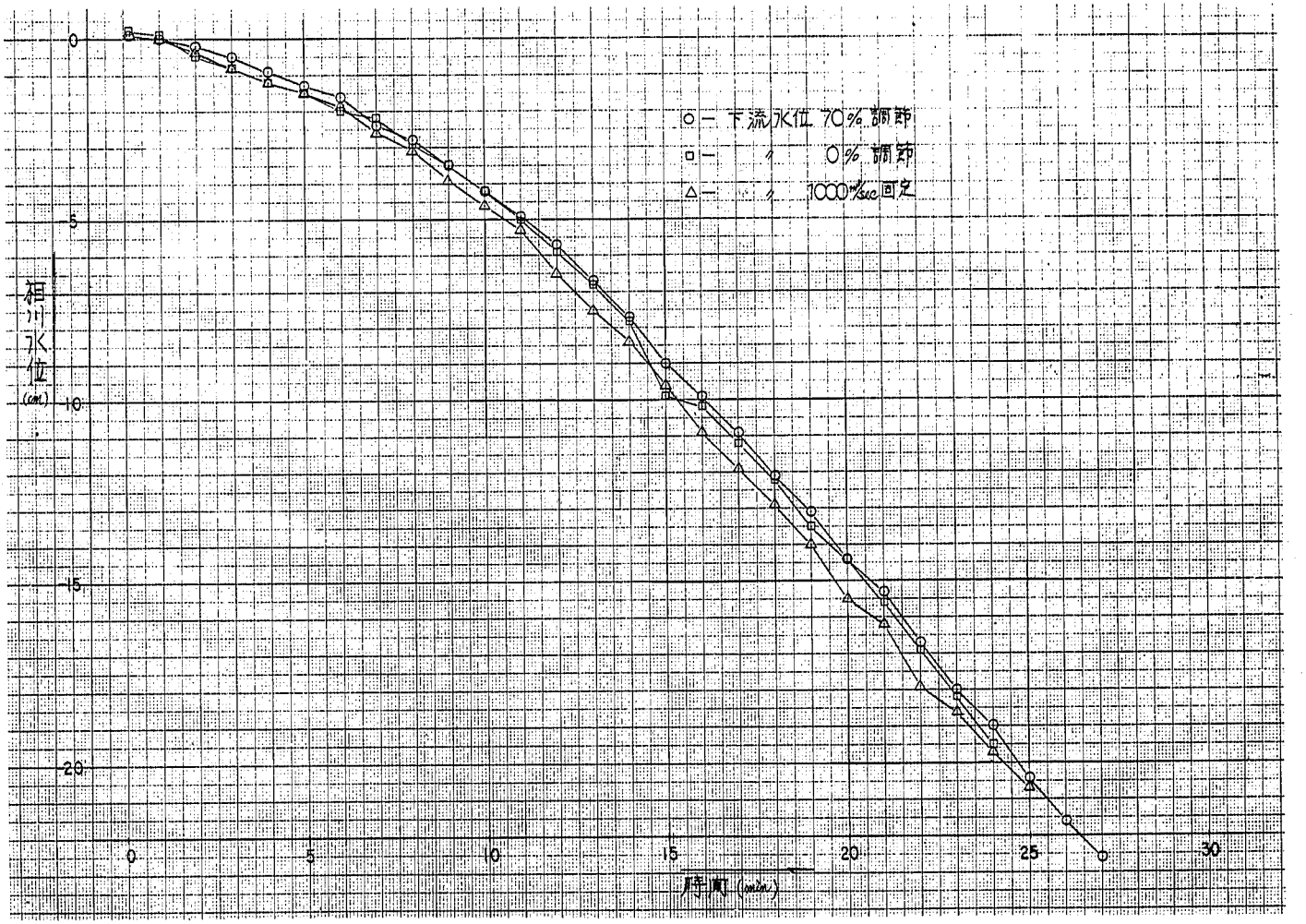
図－3・31・4　ゲート調節による水位変動量（下降時）
流量2,000m^3／sec（模型223.6ℓ／sec）



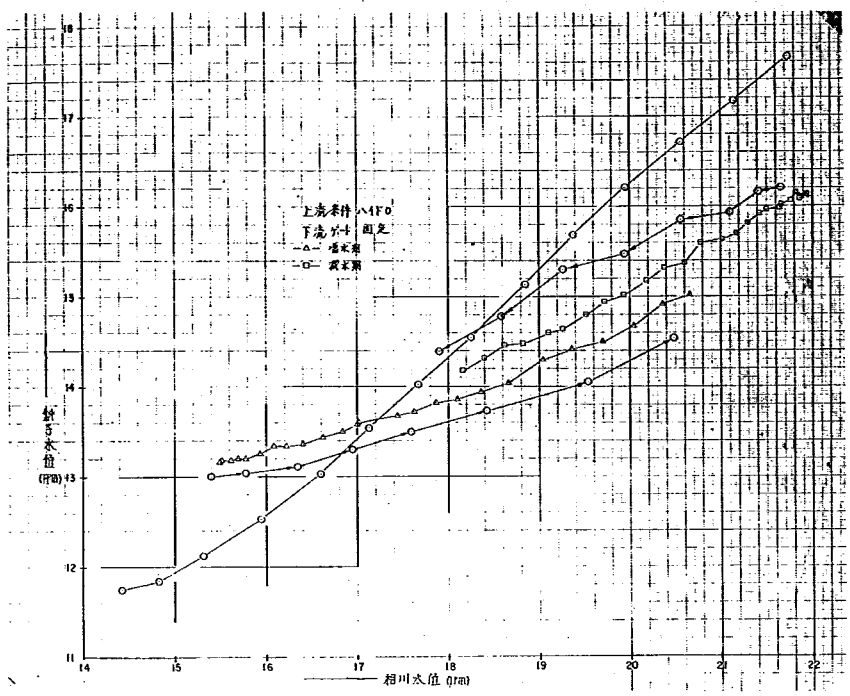
図－３・３４・１　水位調節変化による水位変化差（上昇時）



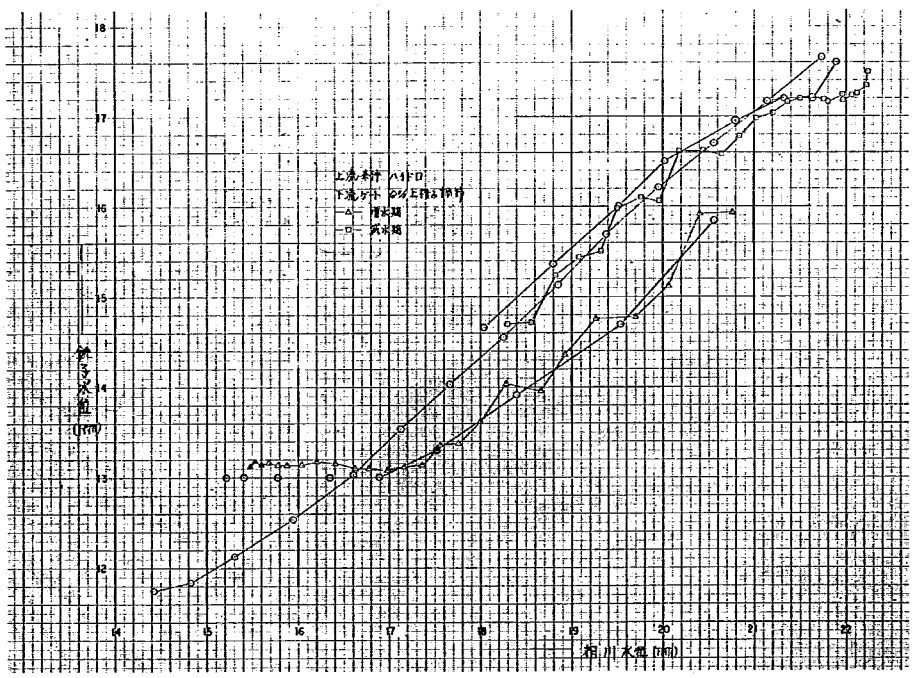
図－３・３４・２　水位調節変化による水位変化差（上昇時）
下流水位７０％　　1 min 3 0 sec



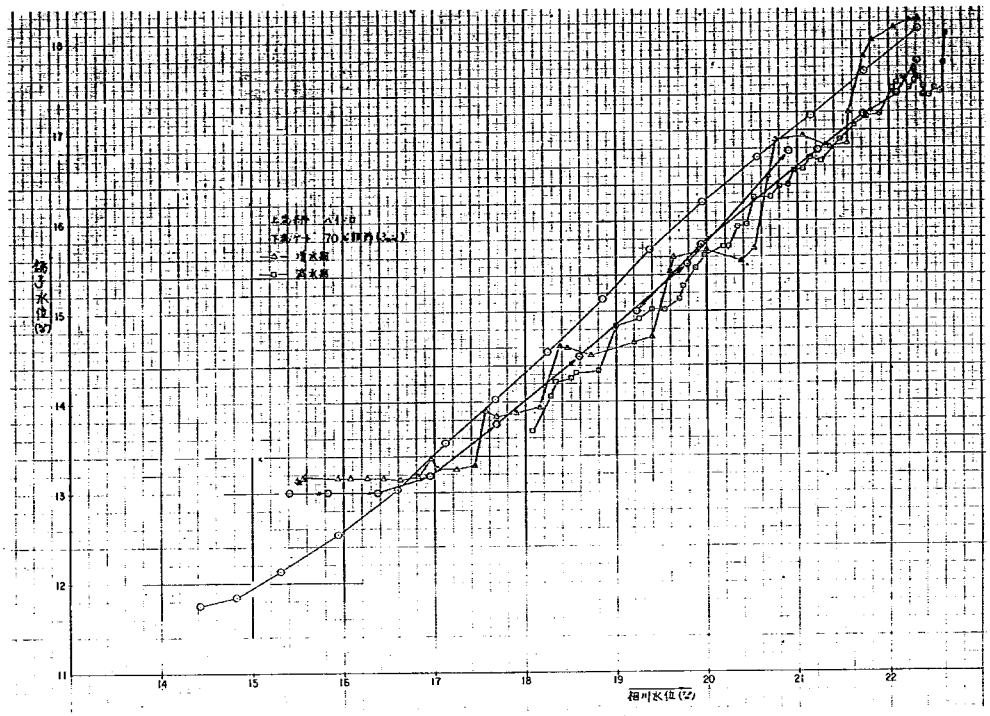
図－３・３４・３　水位調節変化による水位変化差（下降時）



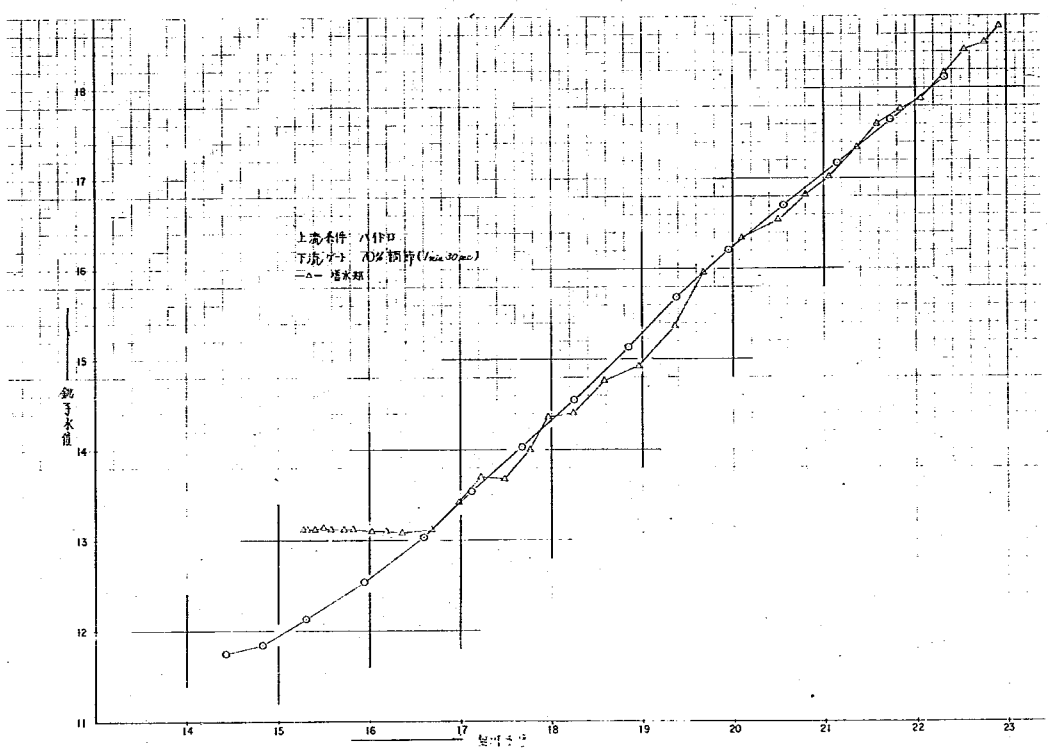
図－３・３５・１　銚子～相川水位相関図



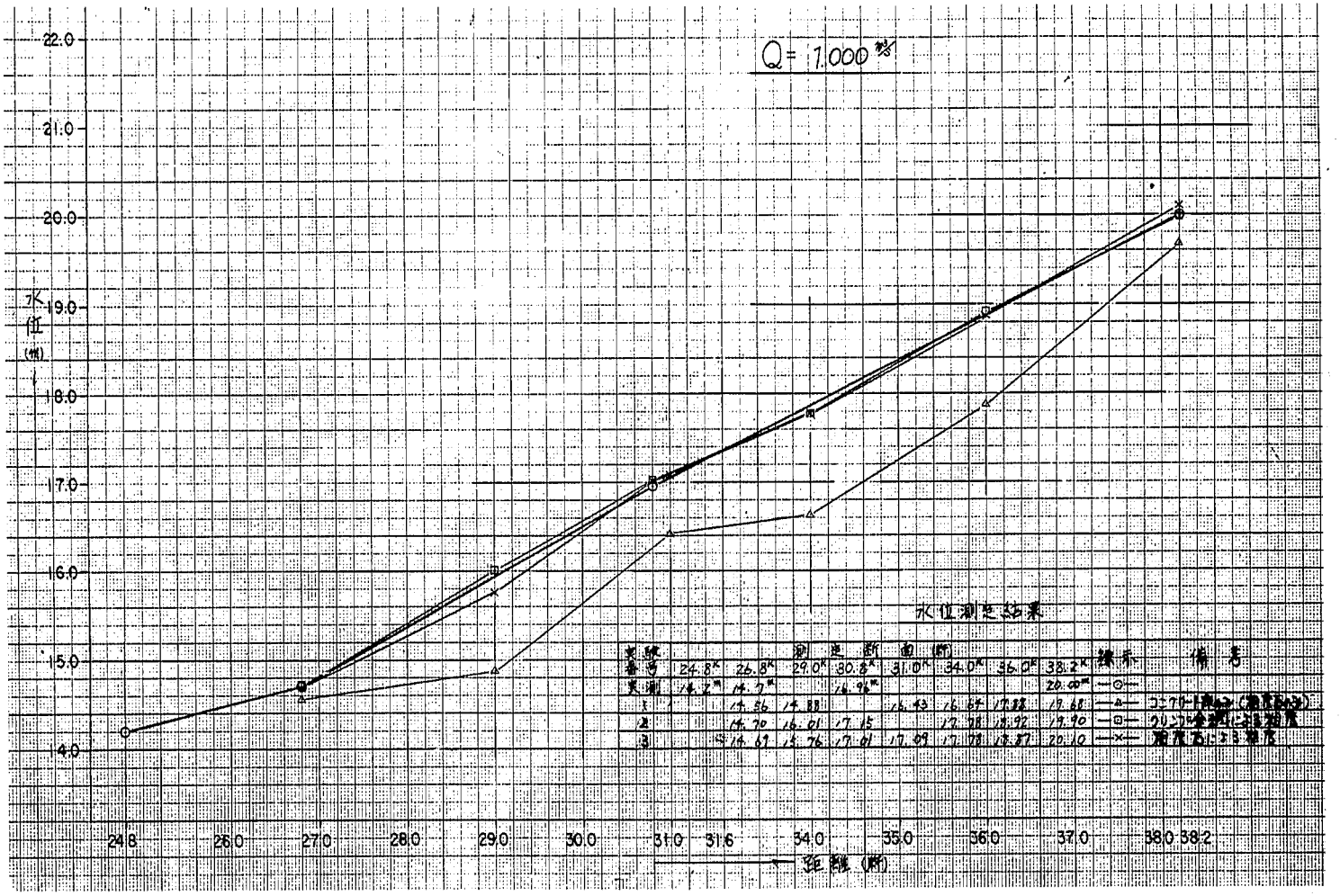
図－３・３５・２　銚子～相川水位相関図



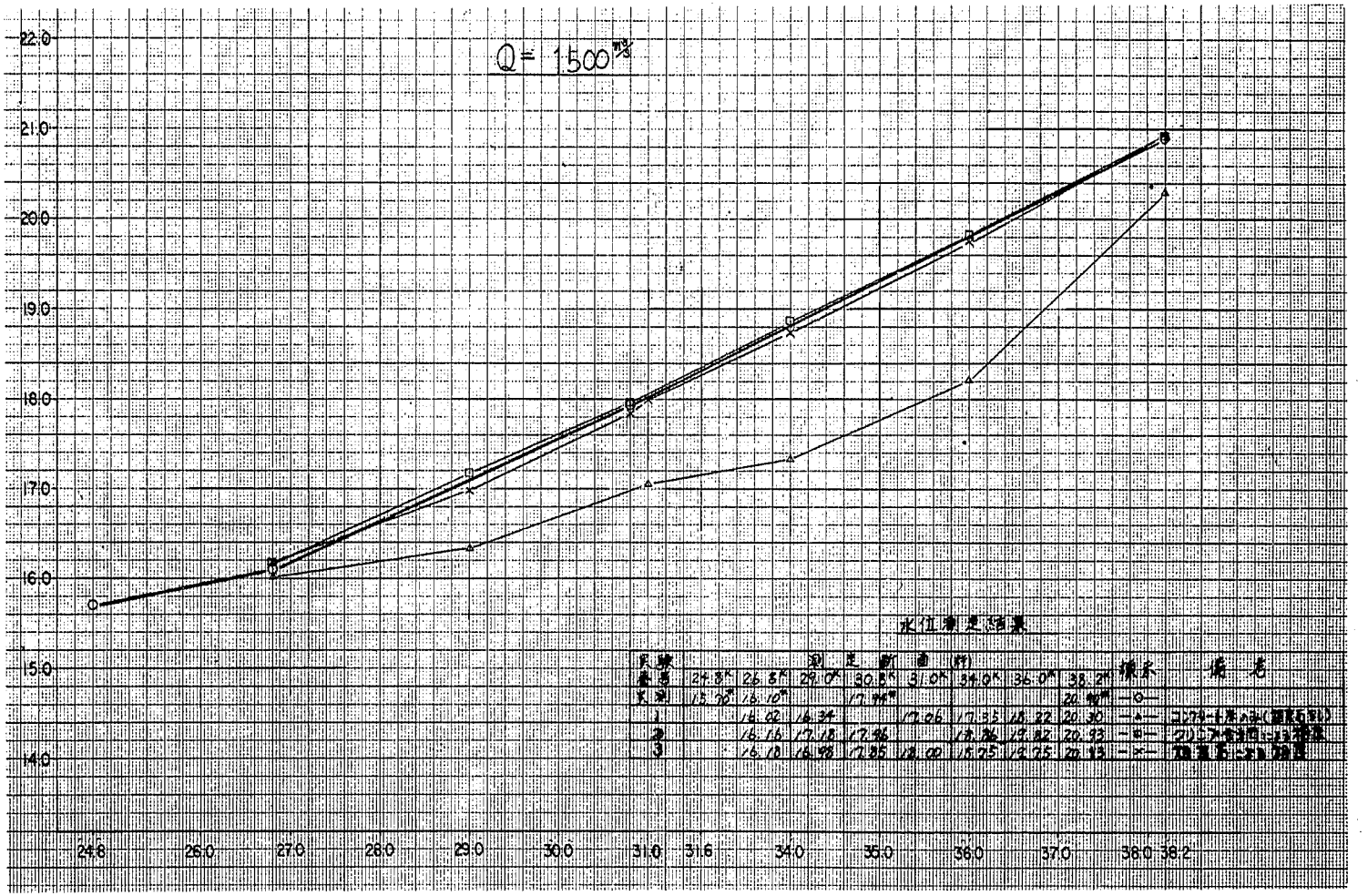
図－３・３５・３　銚子～相川水位相関図



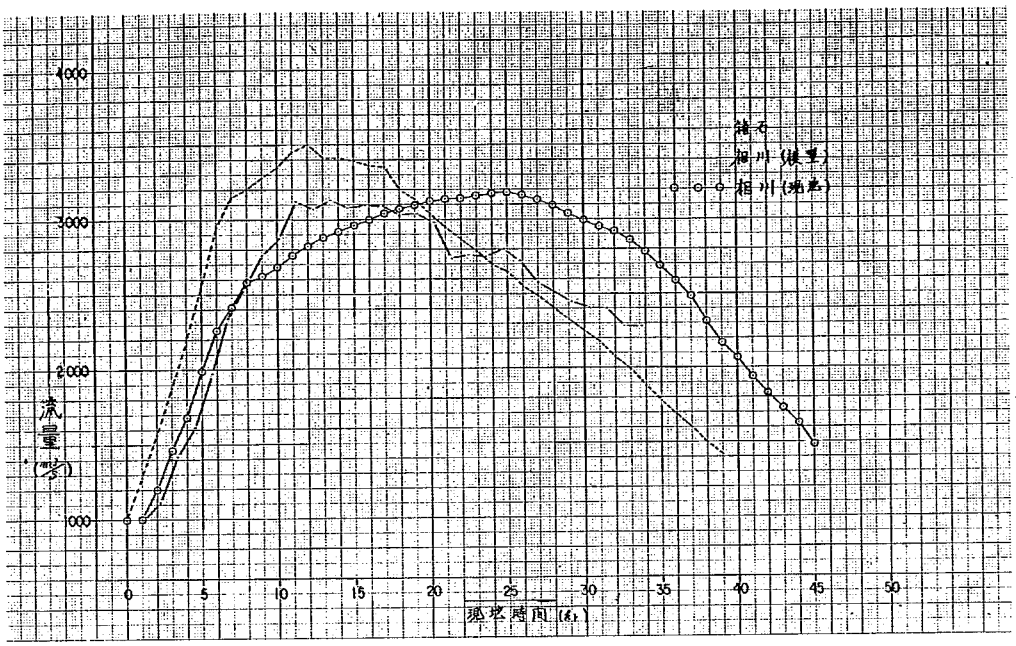
図－３・３５・４　銚子～相川水位相関図



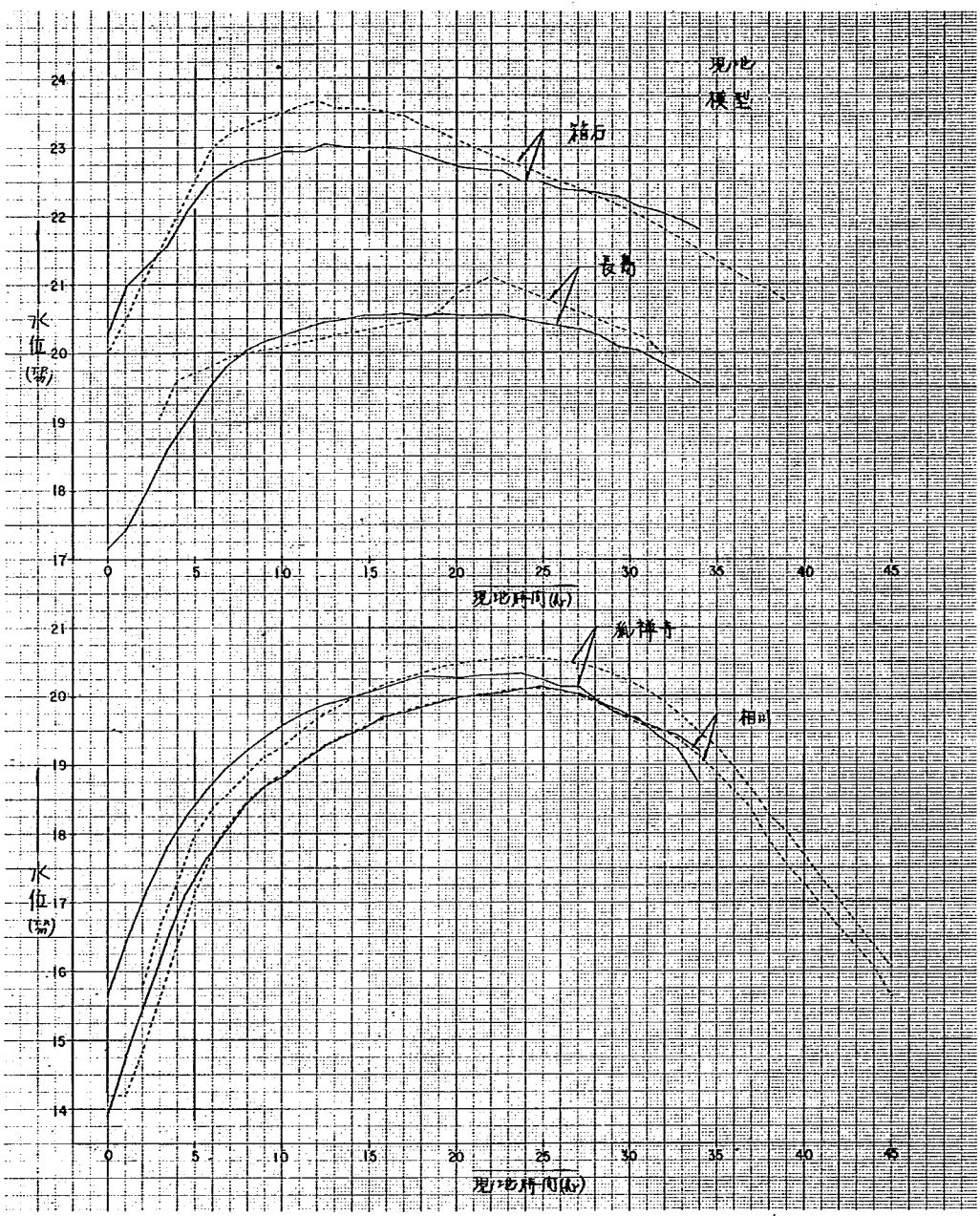
図－５・１・１　水位縦断（河道検証実験）



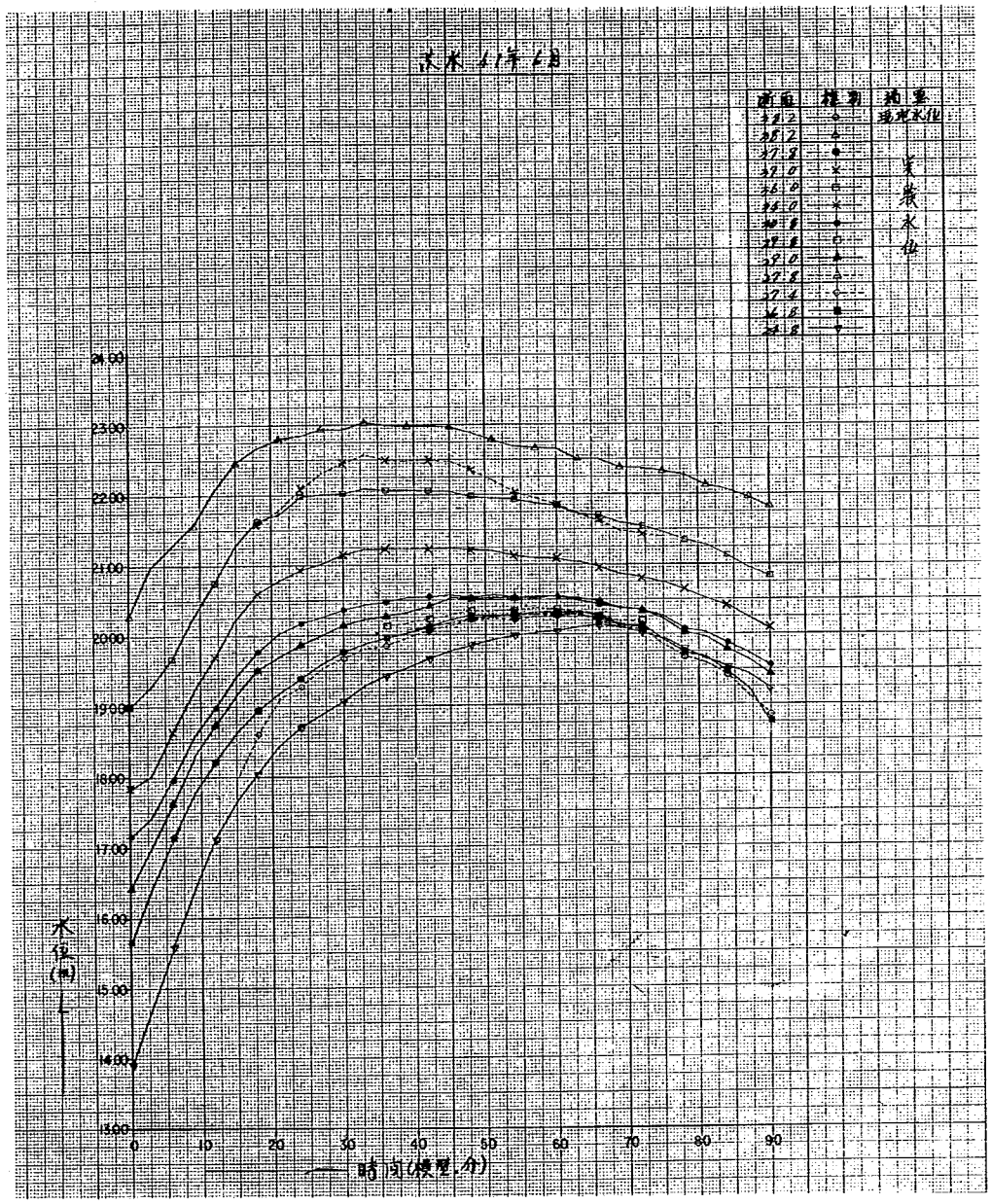
図－5・1・2　水位縦断（河道検証実験）



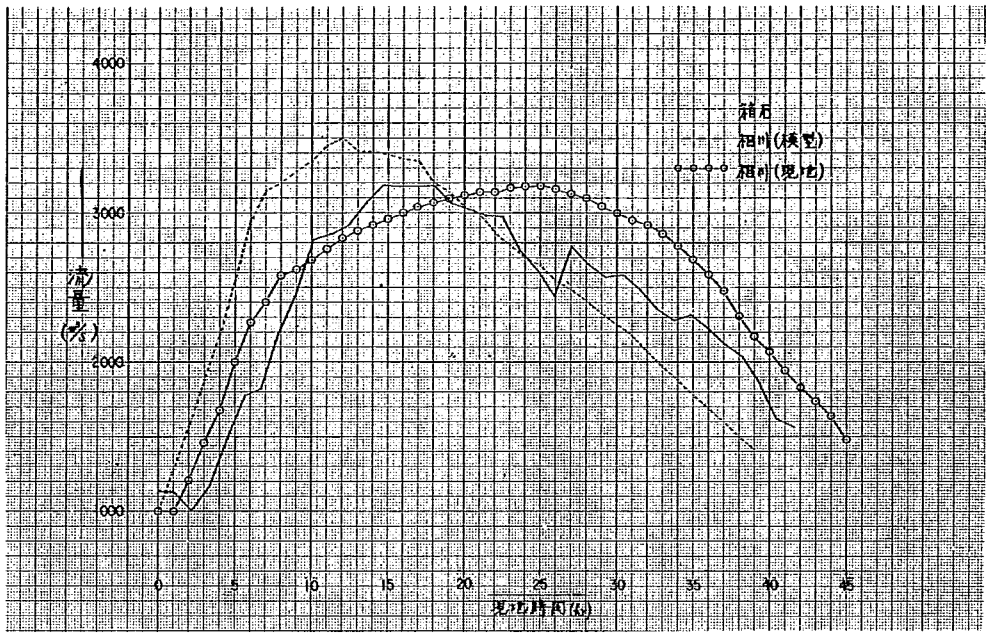
図－５・３・１　流量～時間曲線図
実験７１１１４　　Ｓ４１．６洪水



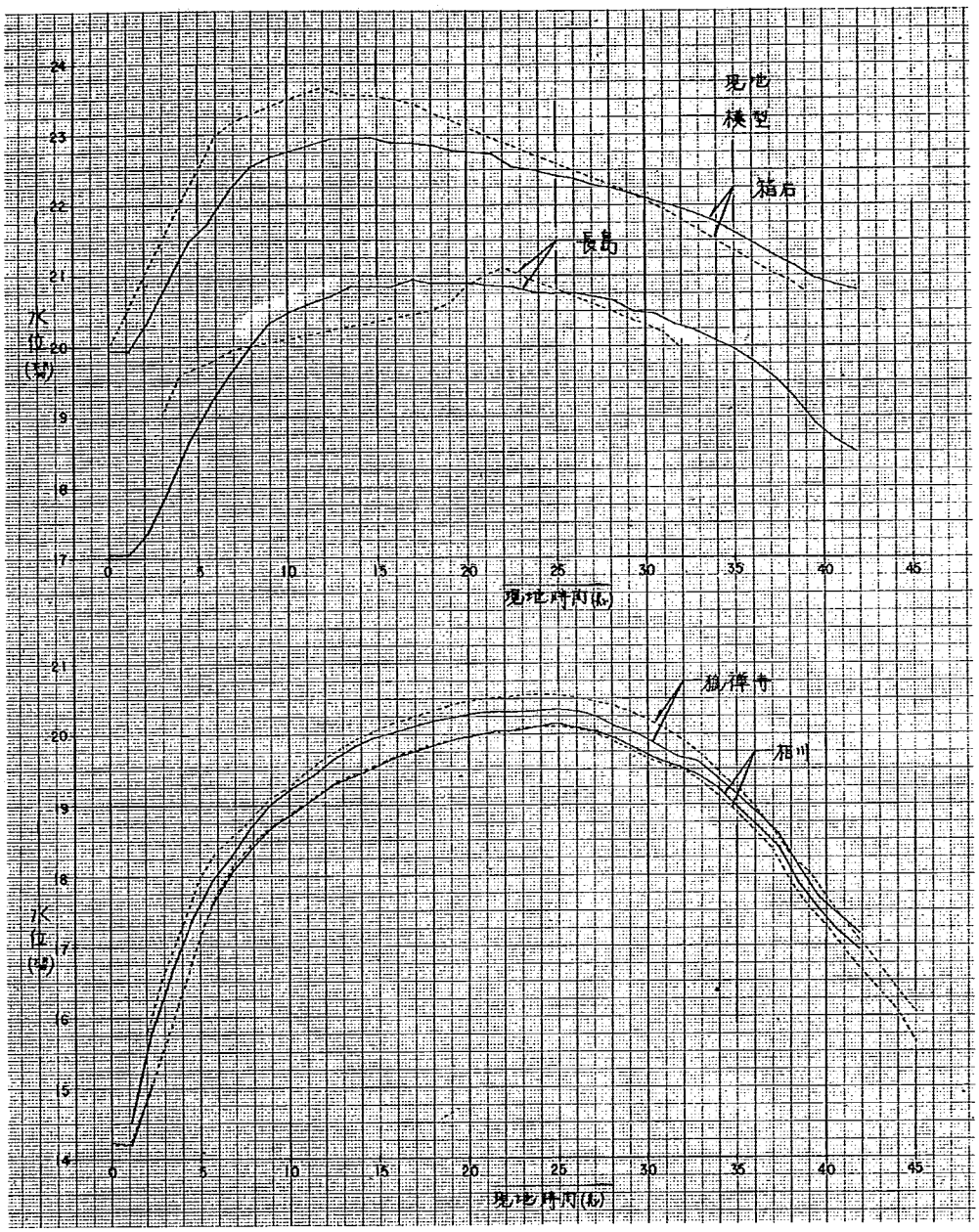
図－５・３・２　水位時間曲線比較
実験７１１１４　　Ｓ４１．６洪水



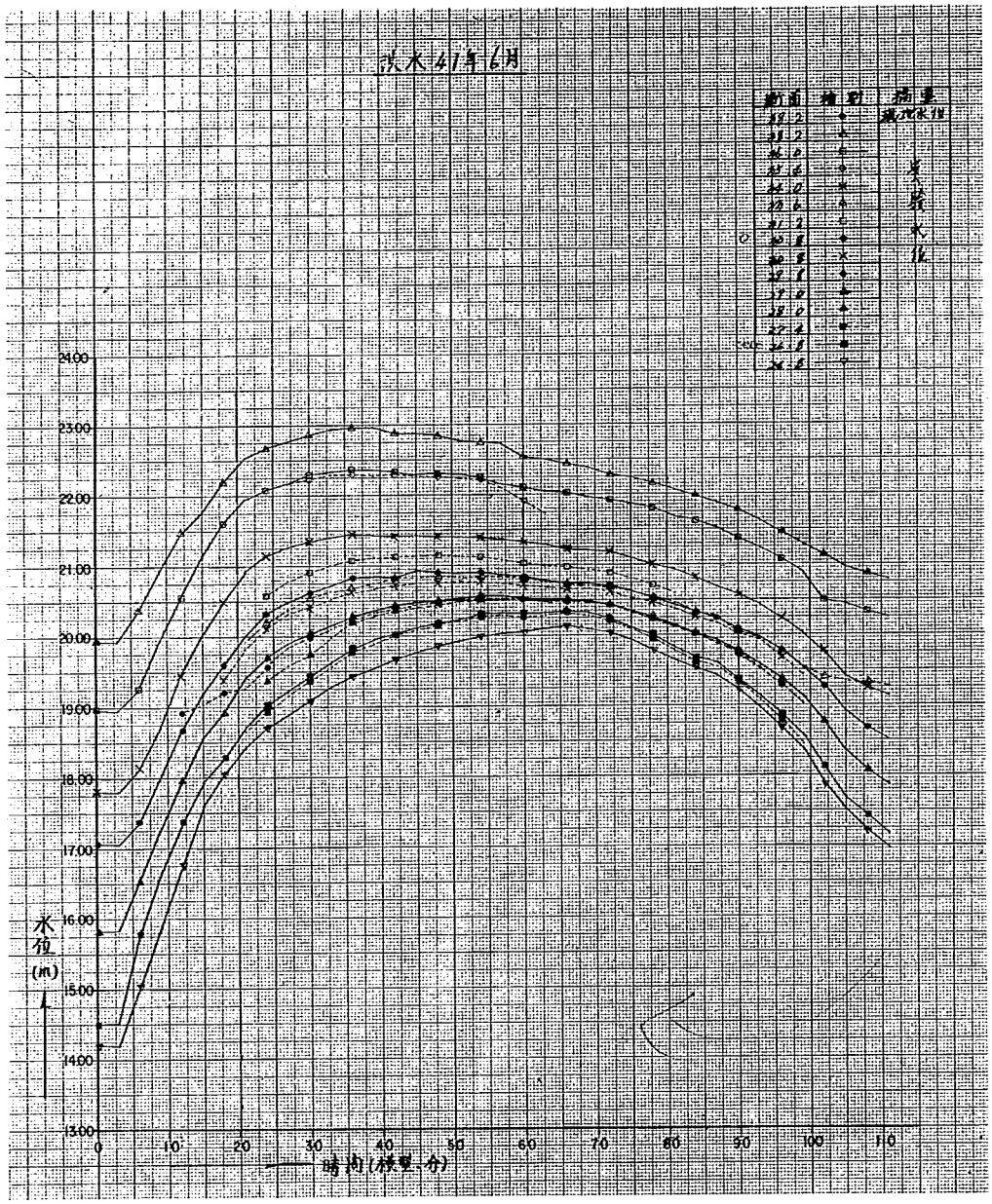
図－５・３・３　水位時間曲線
実験７１１１４　　Ｓ４１．６洪水



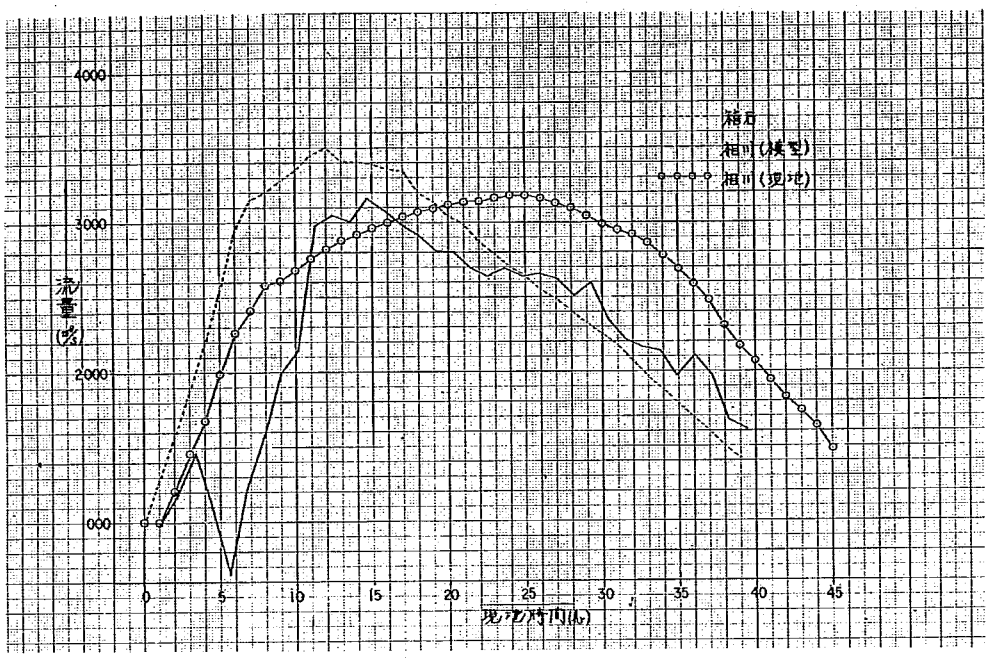
図－５・４・１　箱石相川流量～時間曲線図
実験７１２１２　　Ｓ４１．６洪水



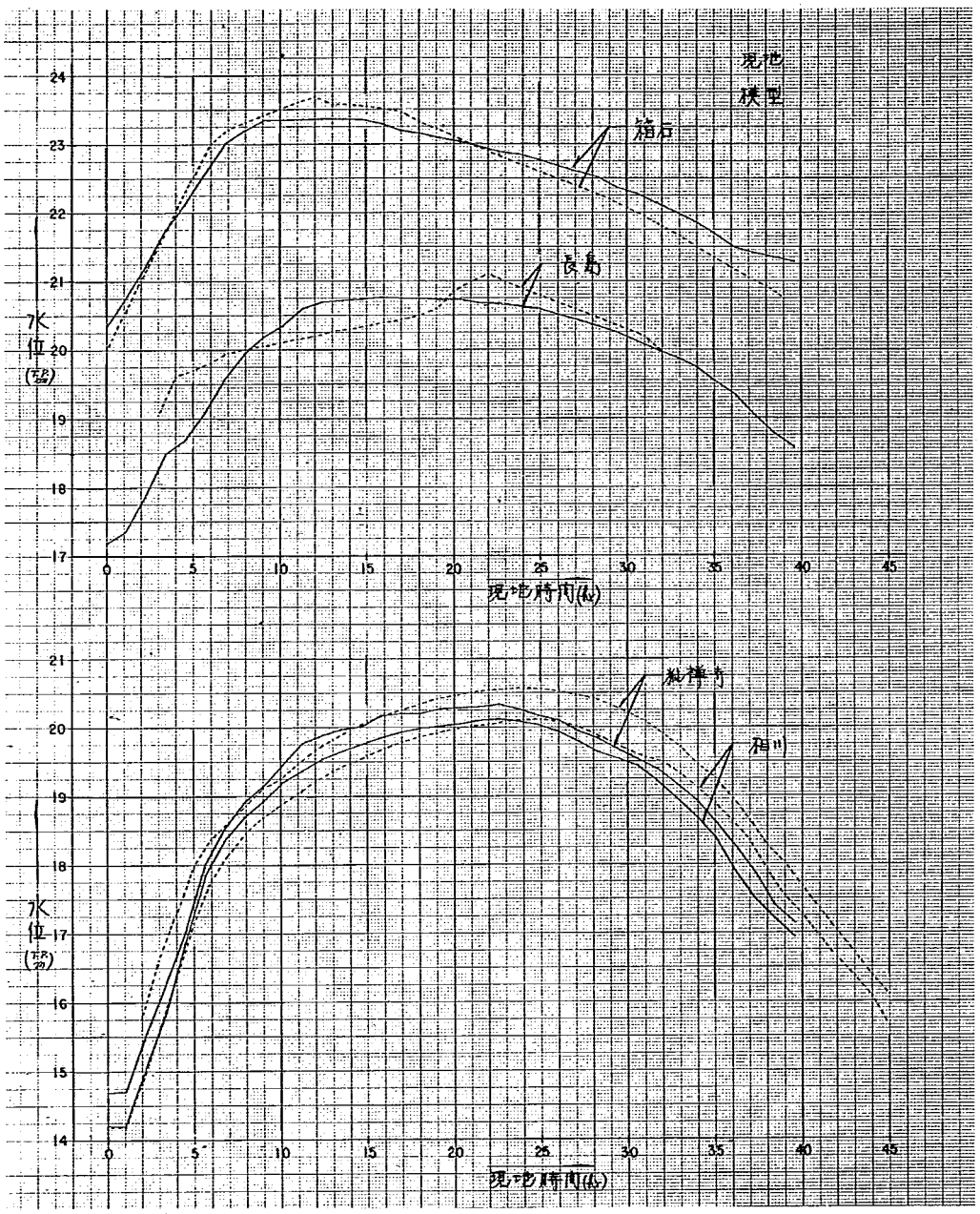
図－５・４・２　水位時間曲線比較
実験７１２１２　　Ｓ４１．６洪水



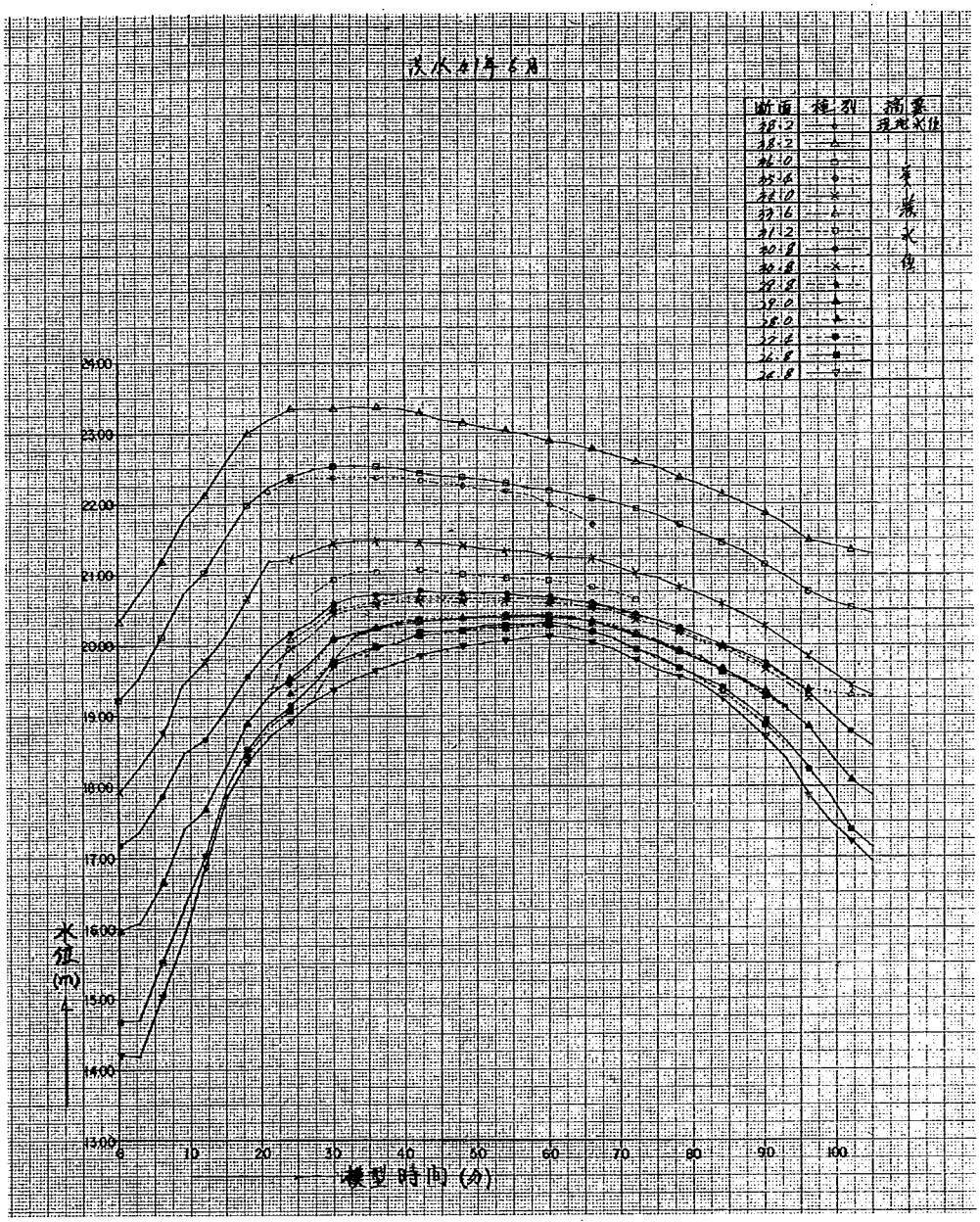
図－５・４・３　水位時間曲線
実験７１２１２　Ｓ４１．６洪水



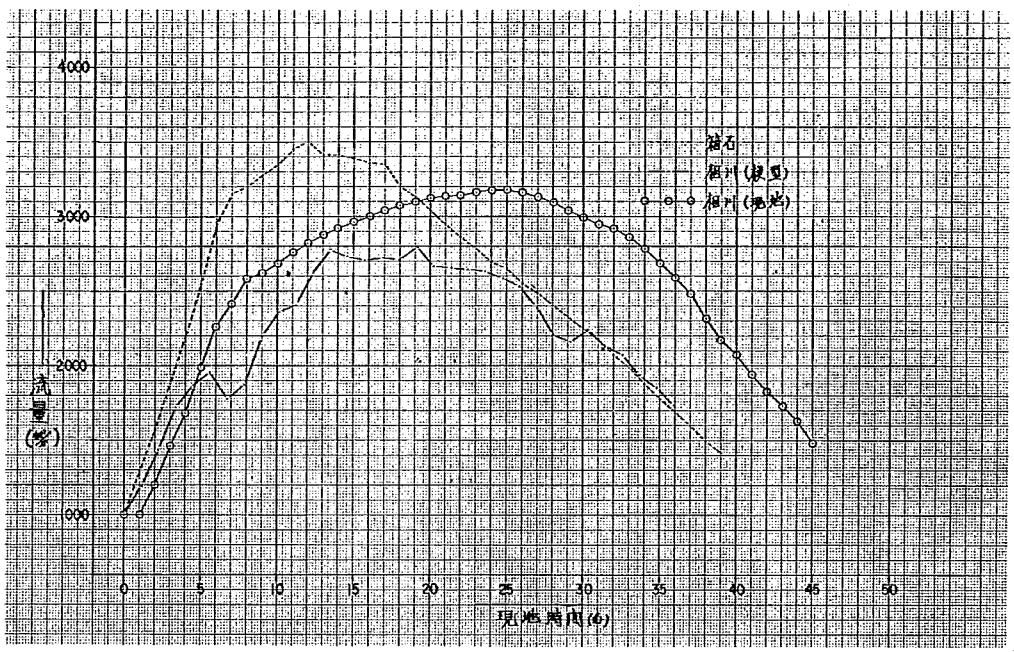
図－５・５・１　流量～時間曲線図
実験７１２１５　　Ｓ４１．６洪水



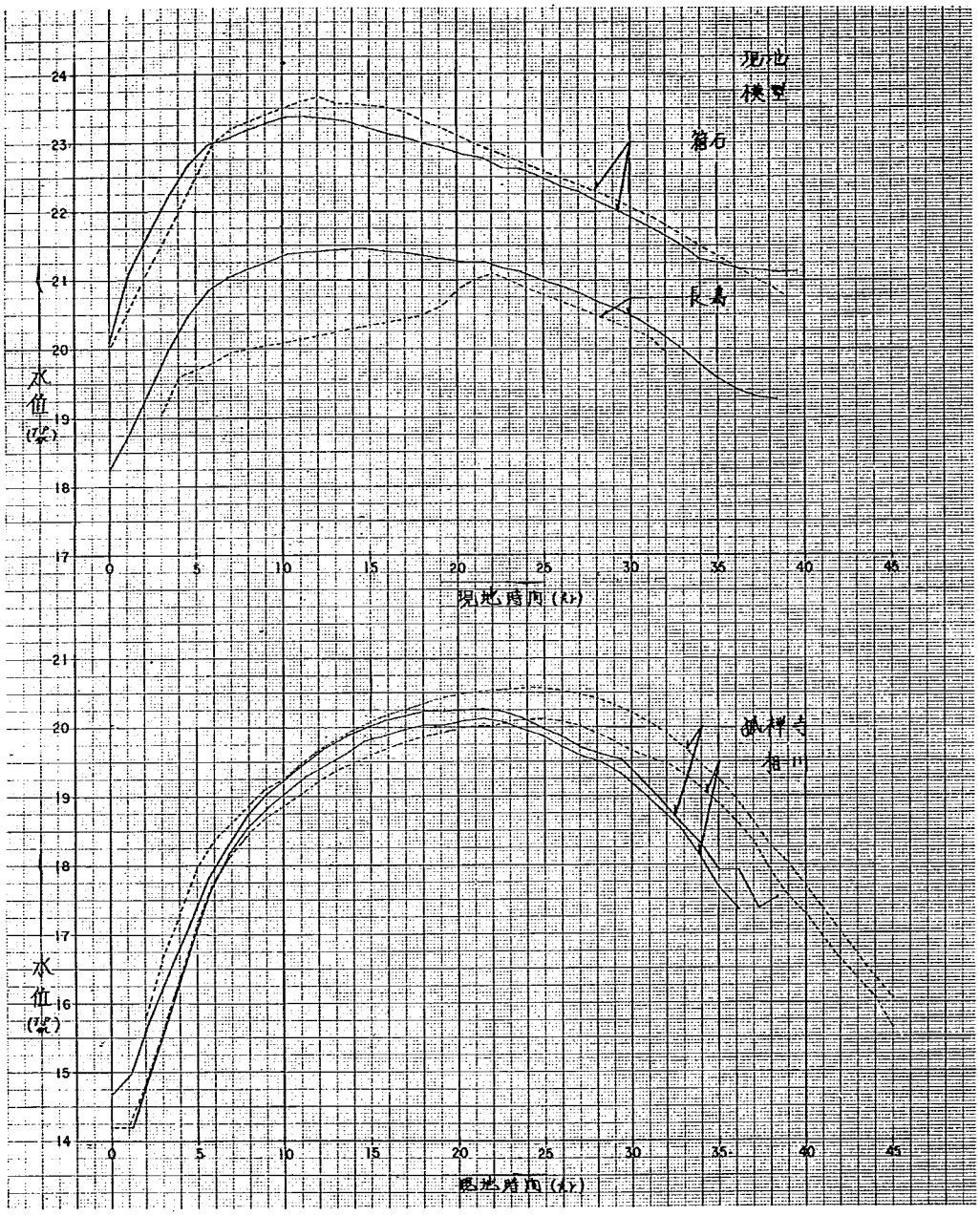
図－５・５・２　水位時間曲線比較
実験７１２１５　　Ｓ４１．６洪水



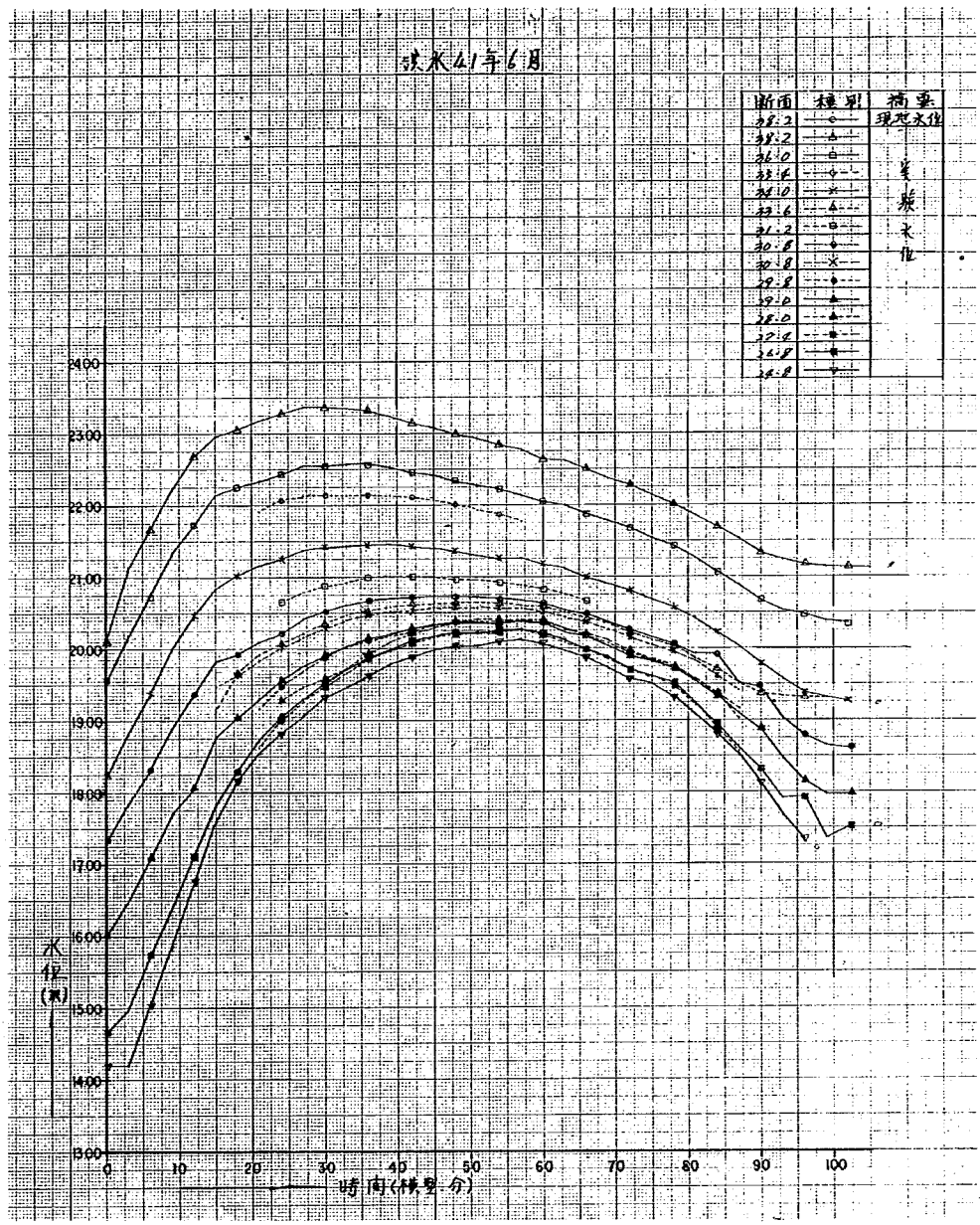
図－５・５・３　水位時間曲線
実験７１２１５　Ｓ４１．６洪水



図－５・５・４　流量～時間曲線図
実験７１２１８　　Ｓ４１．６洪水

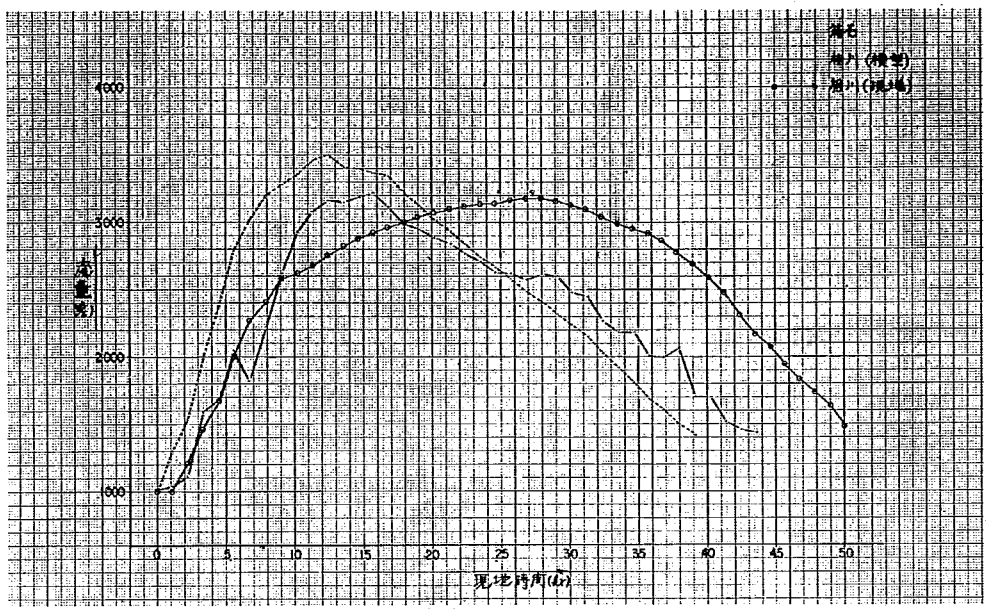


図－５・５・５　水位時間曲線比較
実験７１２１８　Ｓ４１．６洪水

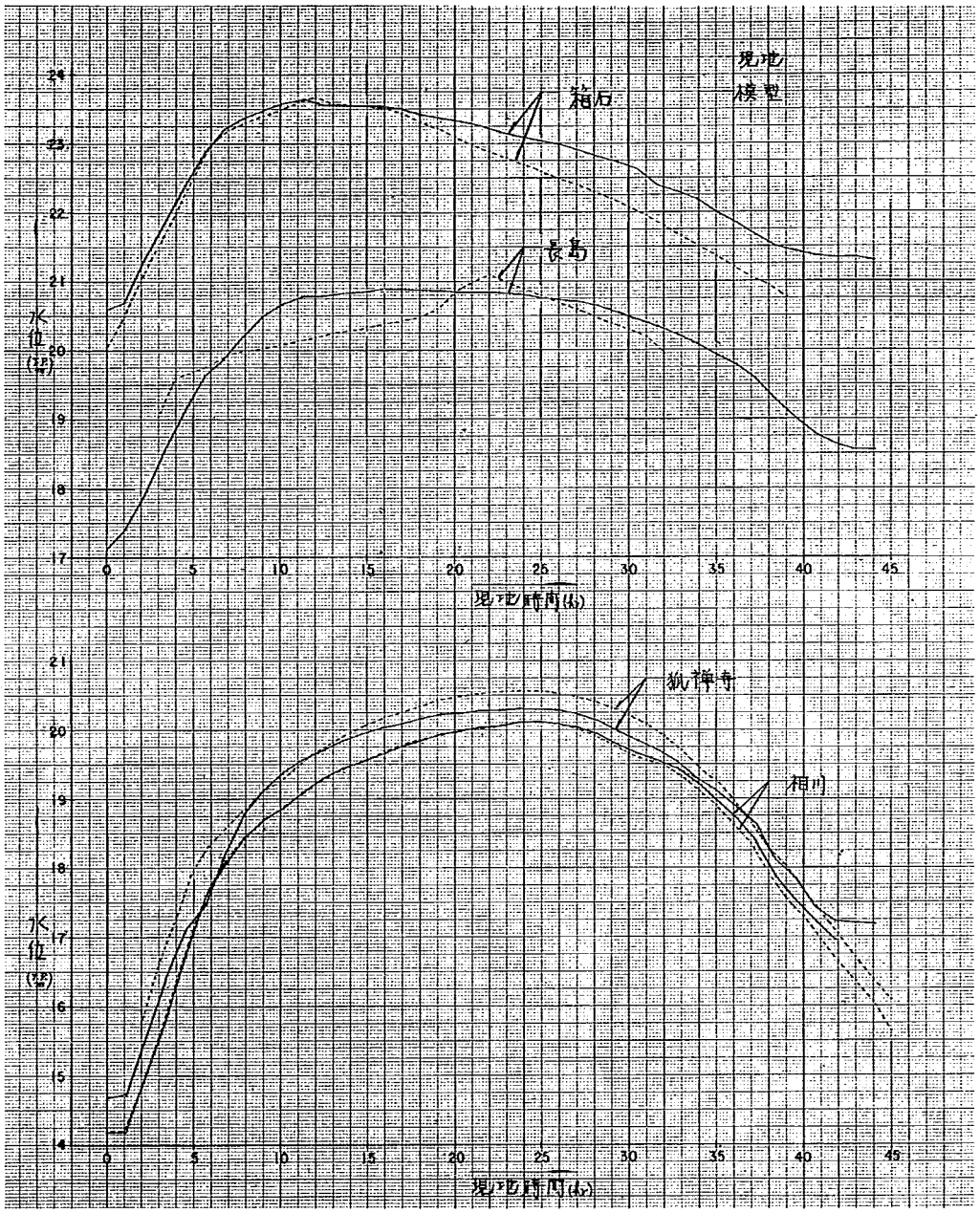


図－５・５・６　水位時間曲線

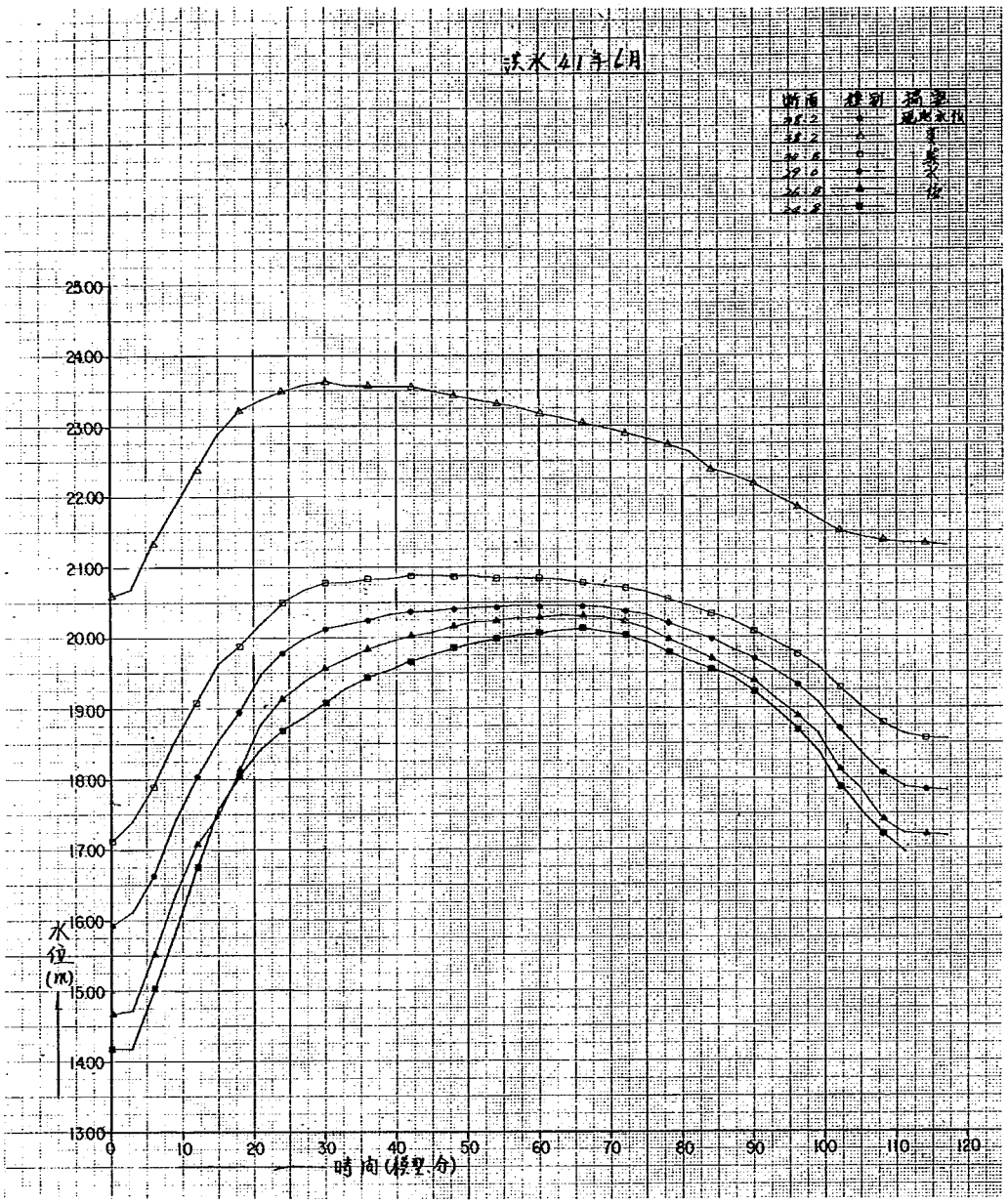
実験７１２１８　Ｓ４１．６洪水



図－５・６・１　箱石，相川流量～時間曲線図
実験７１２２０　Ｓ４１．６洪水

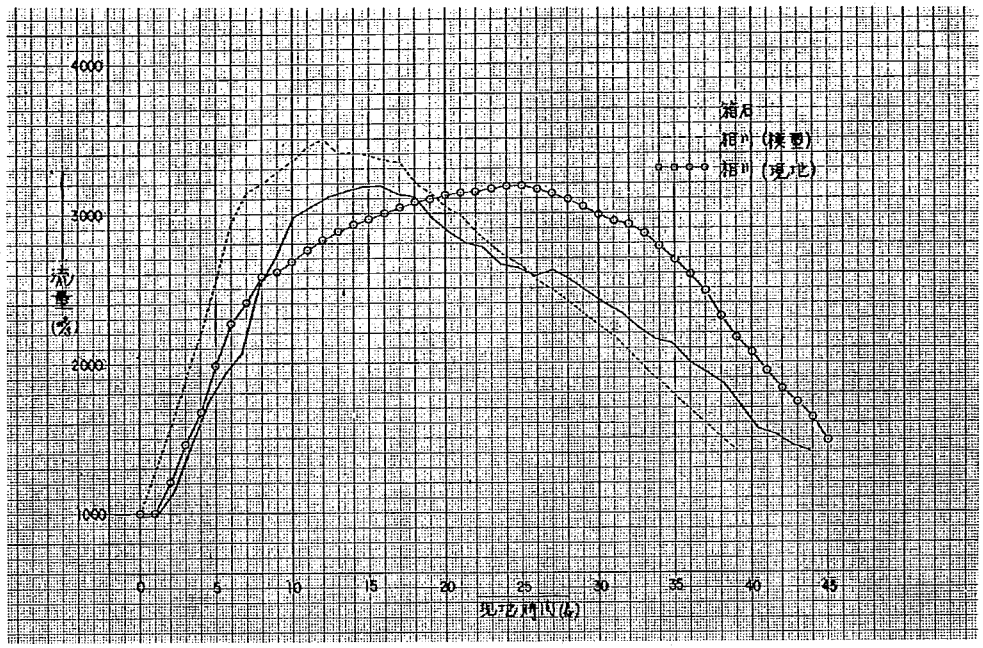


図－５・６・２　水位時間曲線比較図
実験７１２２０　Ｓ４１．６洪水

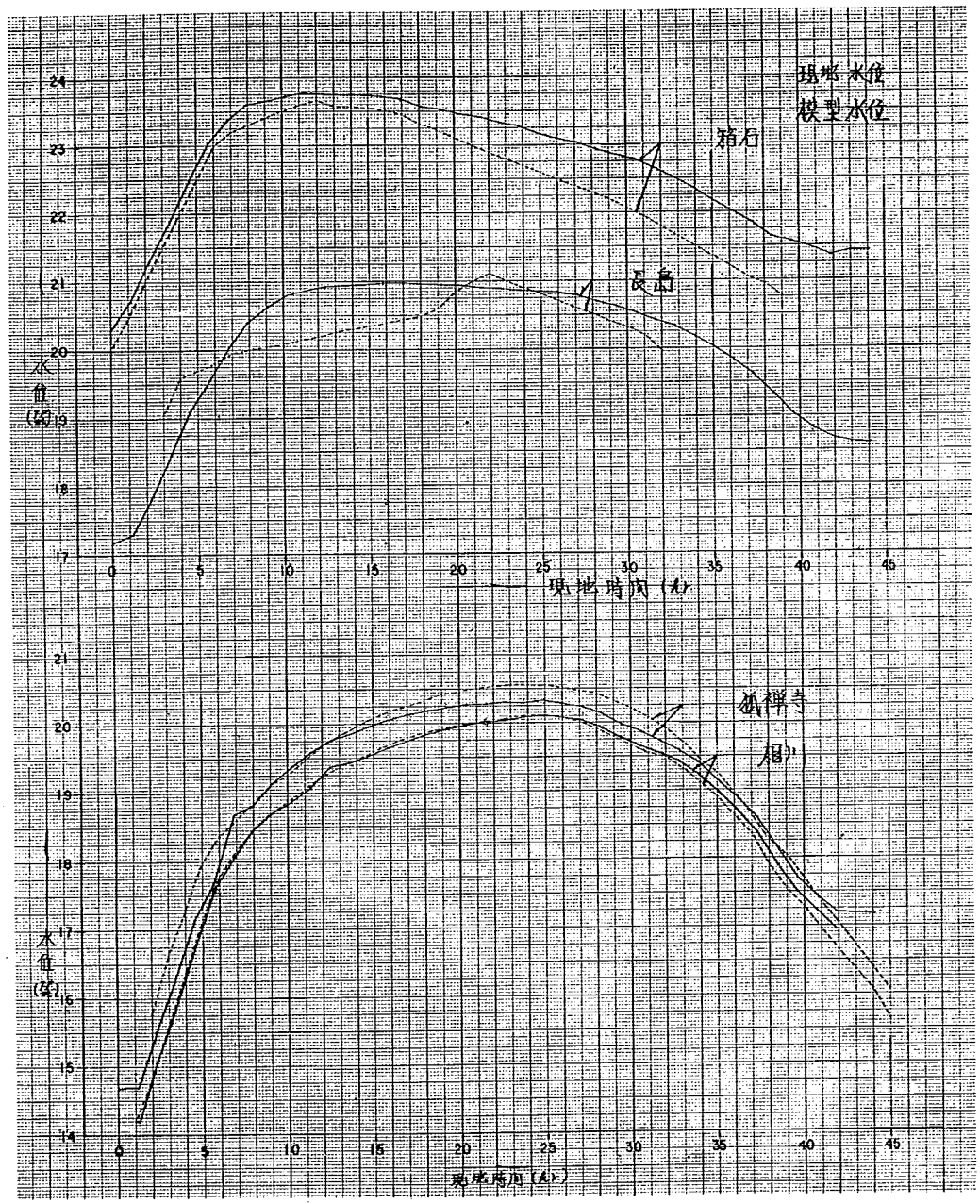


図－５・６・３　水位時間曲線図

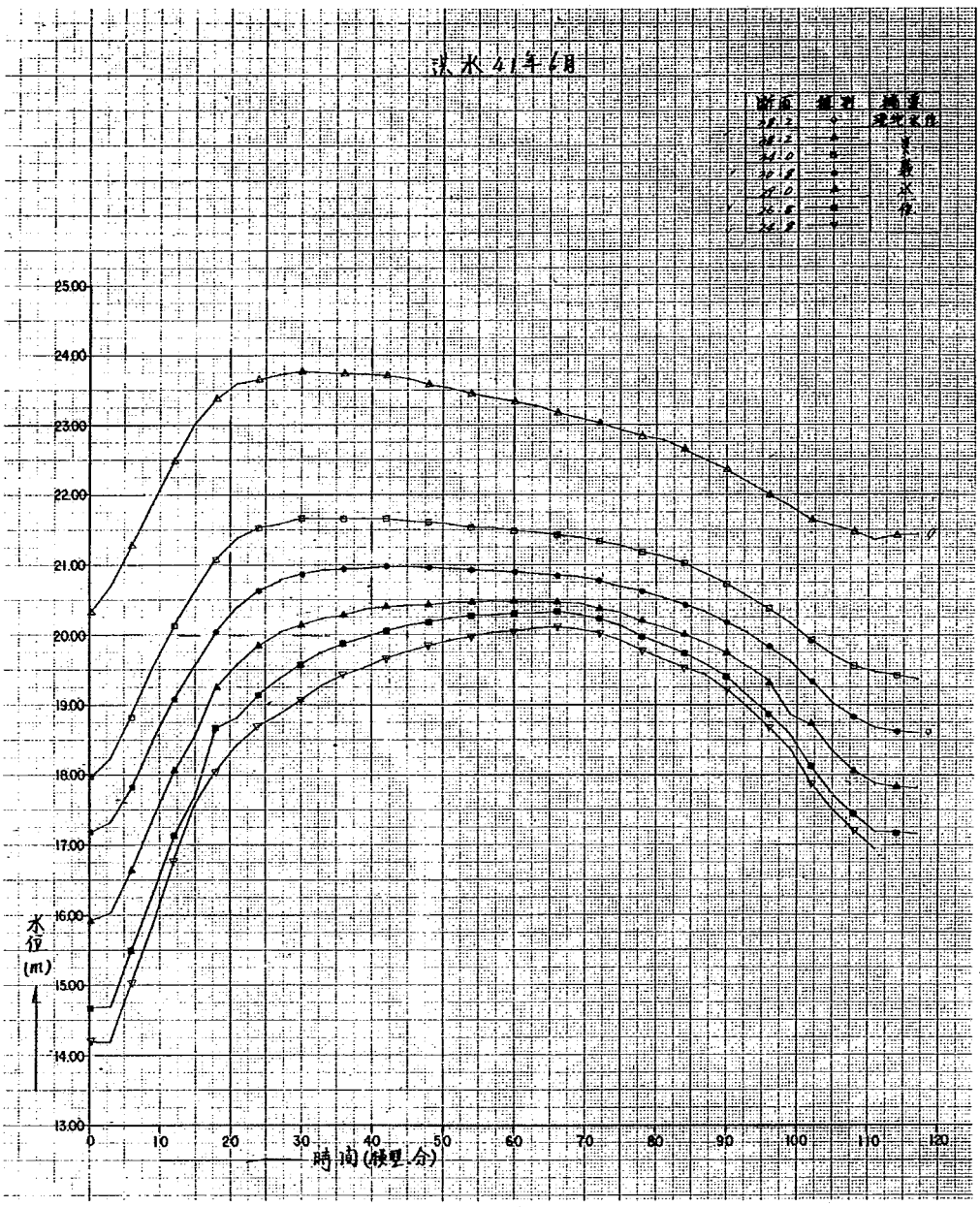
実験７１２２０　Ｓ４１．６洪水



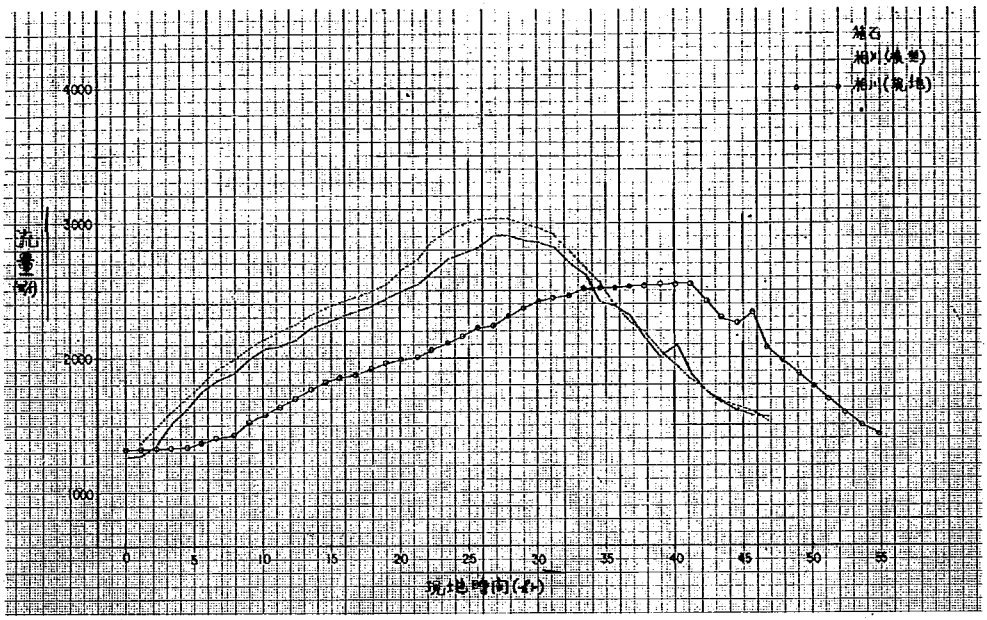
図－５・６・４　流量～時間曲線図
実験７１２２２　　Ｓ４１．６洪水



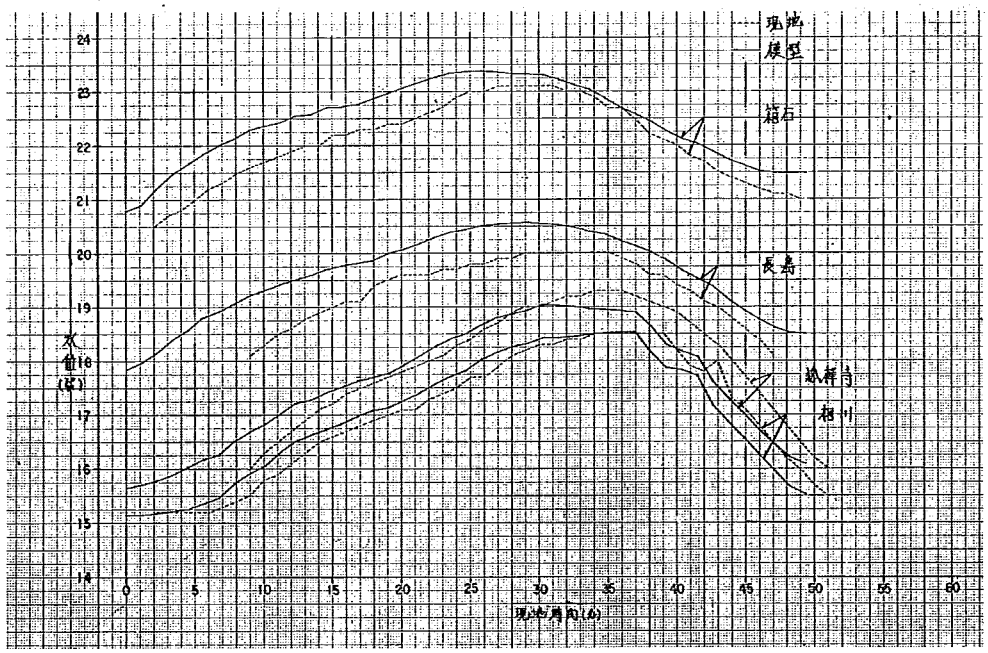
図－５・６・５　水位時間曲線比較
実験７１２２２　　Ｓ４１．６洪水



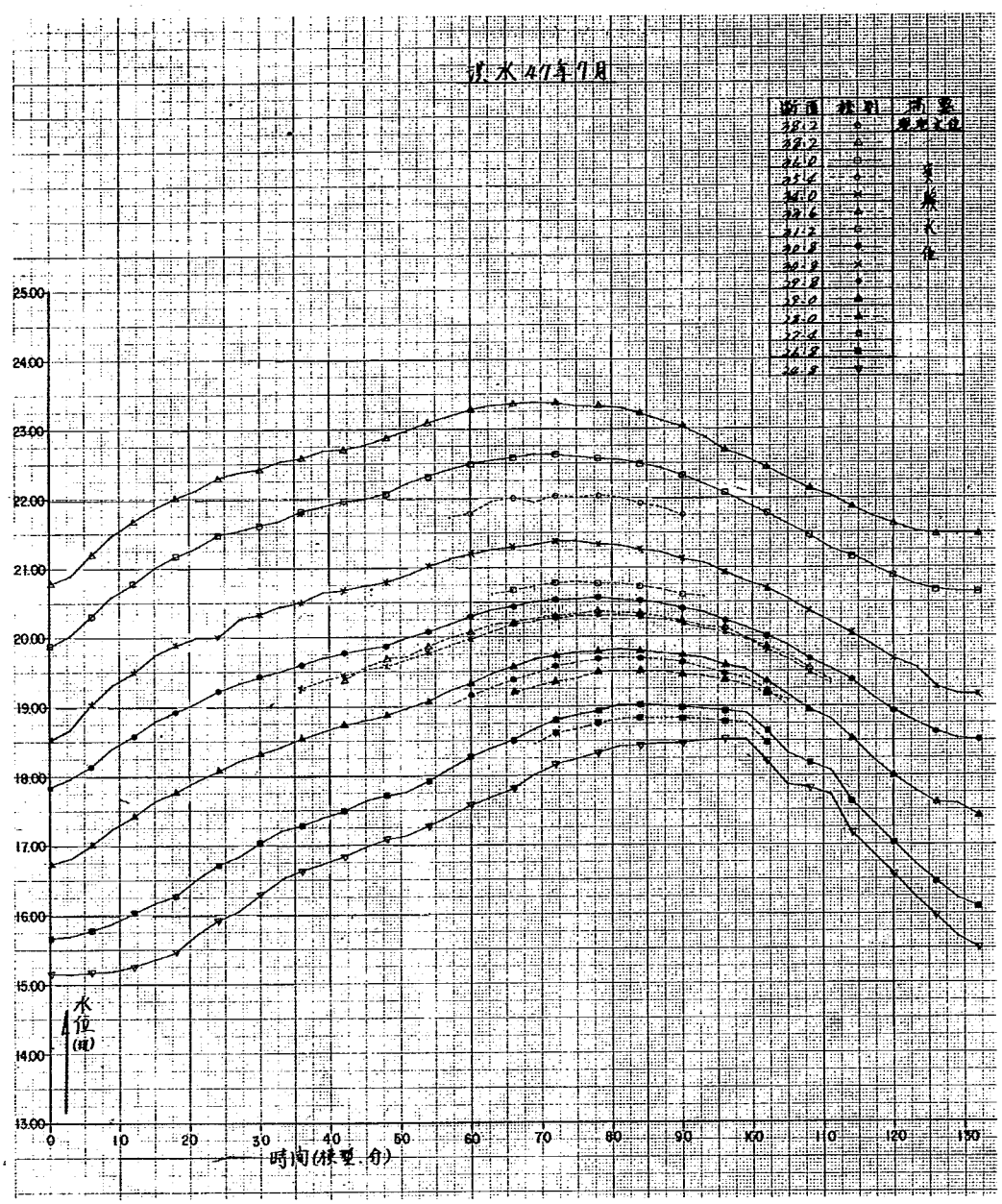
図－５・６・６　水位時間曲線
実験　７１２２２　Ｓ４１．６洪水



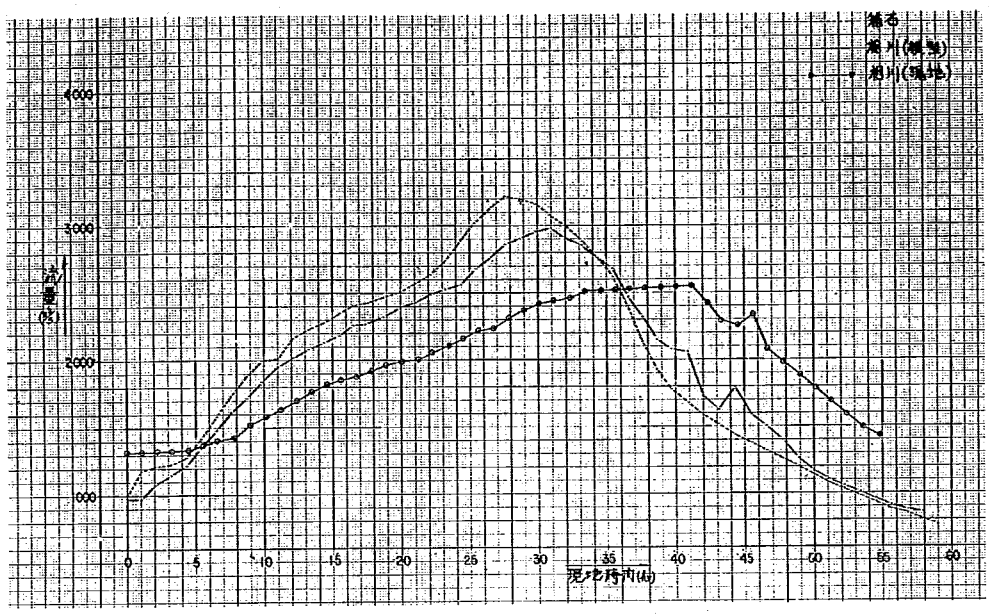
図－５・６・７　箱石，相川流量～時間曲線図
実験７１２２５　　Ｓ４７．７洪水



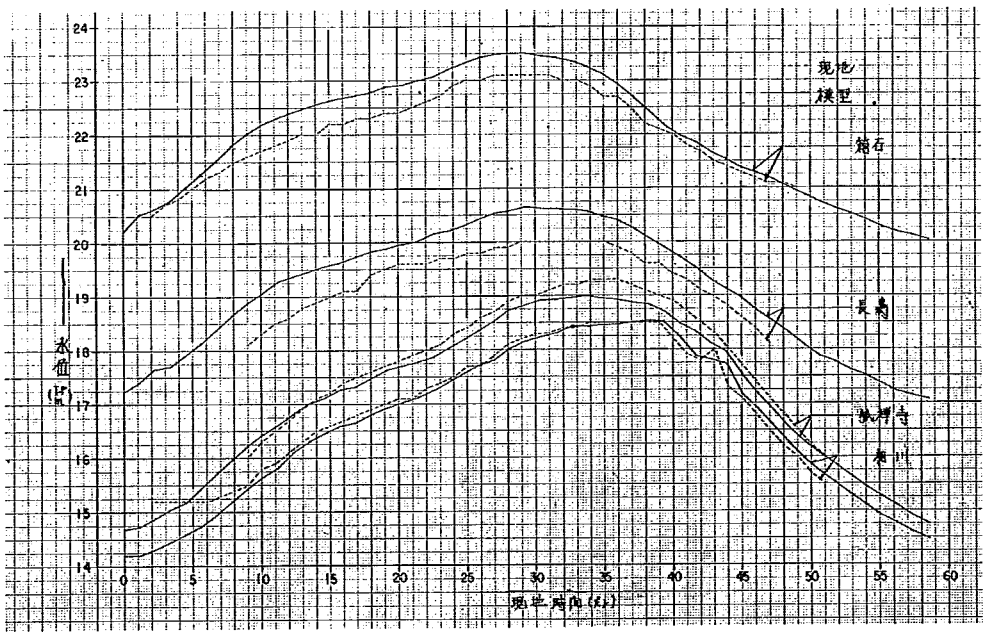
図－５・６・８　水位時間曲線比較
実験７１２２５　　Ｓ４７．７洪水



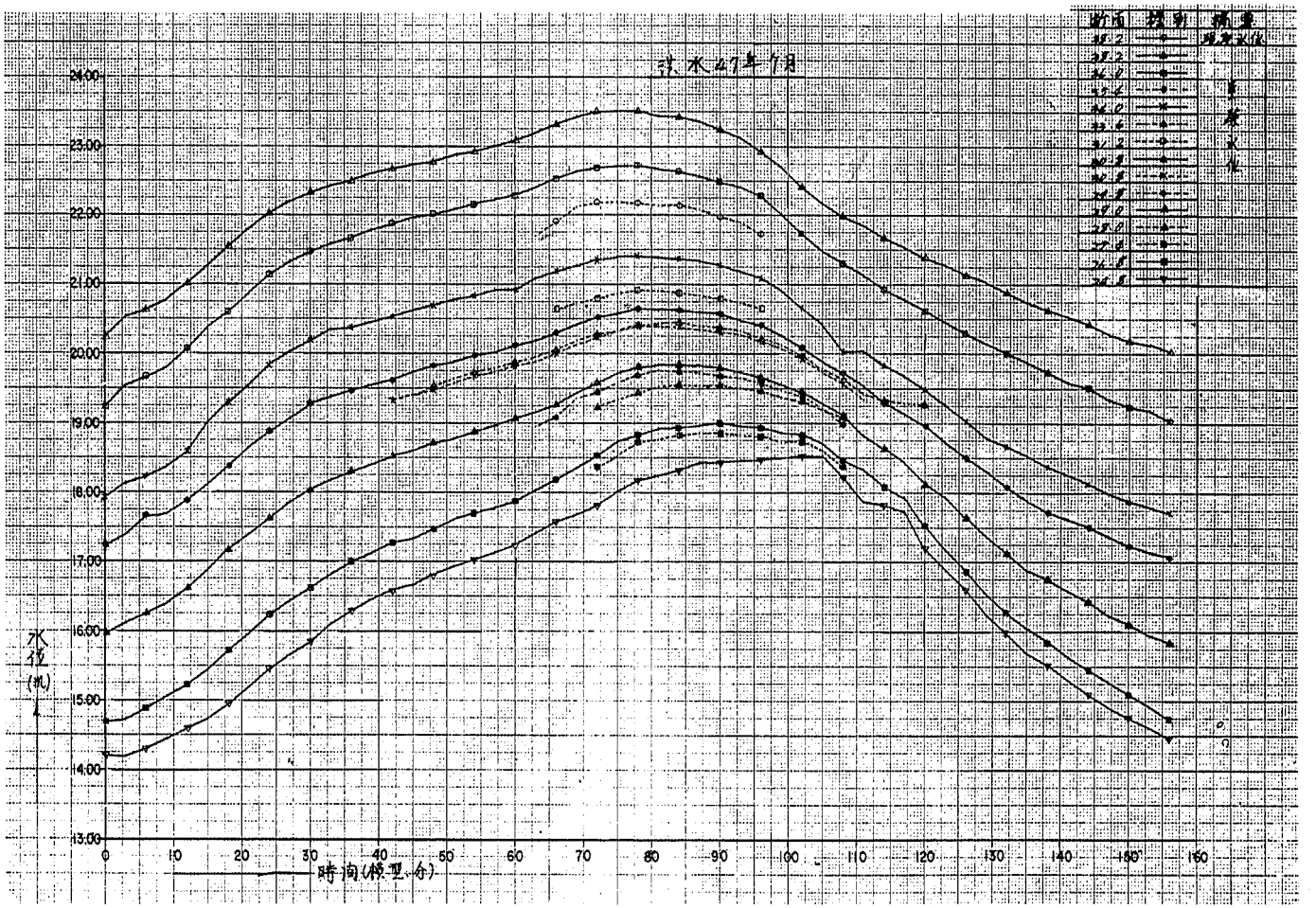
図－５・６・９　水位時間曲線
実験７１２２５　Ｓ４７．７洪水



図－５・７・１　箱石，相川流量～時間曲線図
実験８０１１７　　Ｓ４７．７洪水

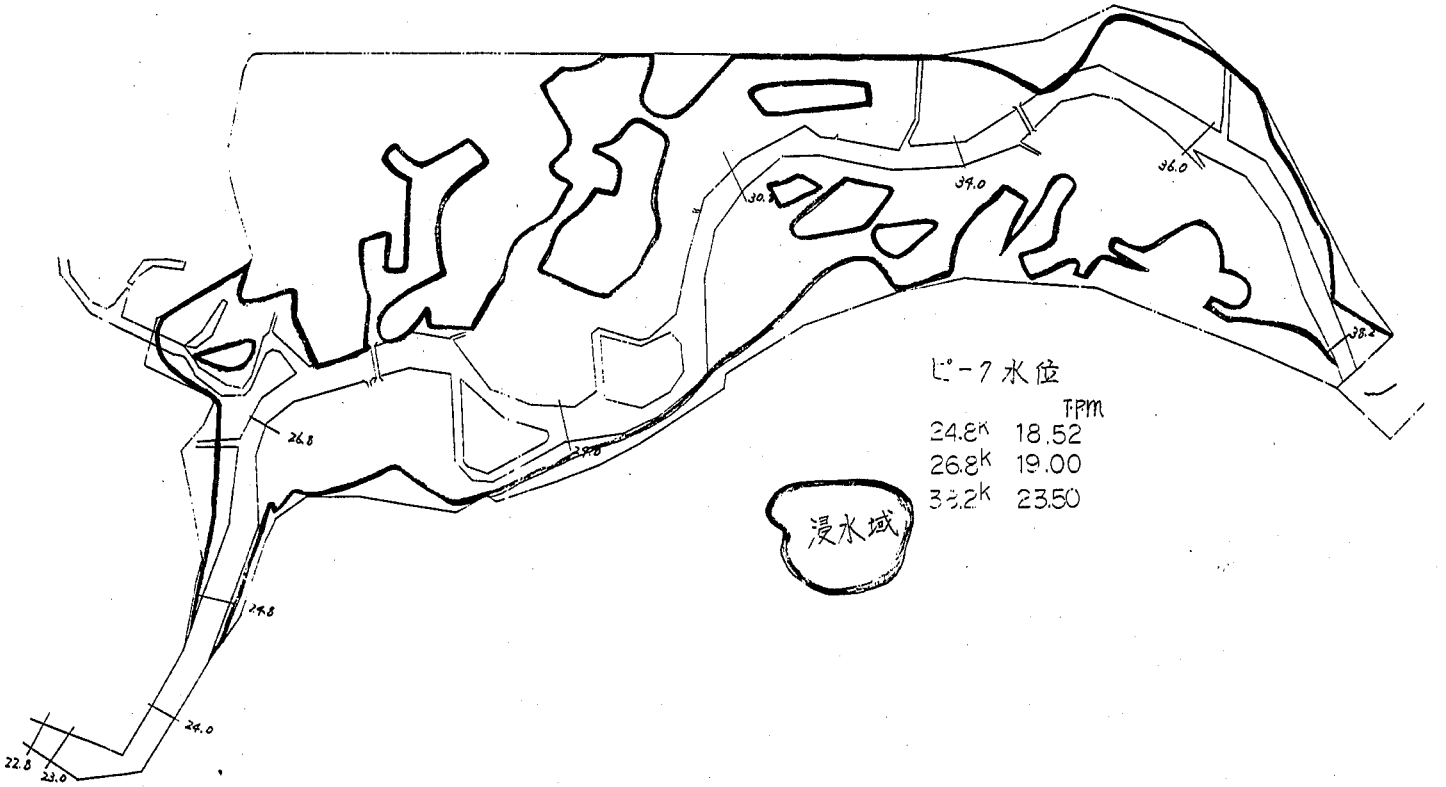


図－５・７・２　水位時間曲線比較
実験８０１１７　　Ｓ４７．７洪水

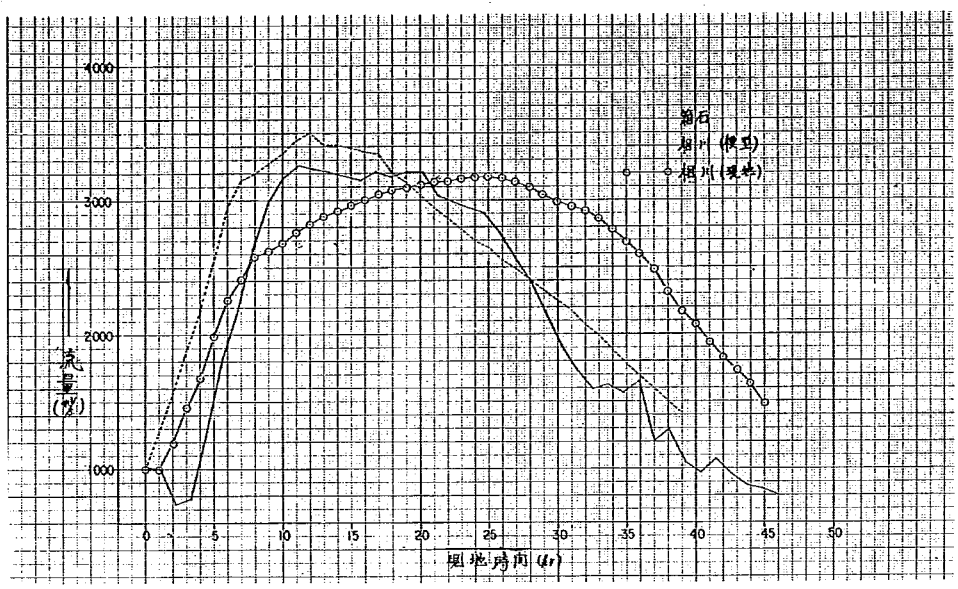


図－５・７・３　水位時間曲線

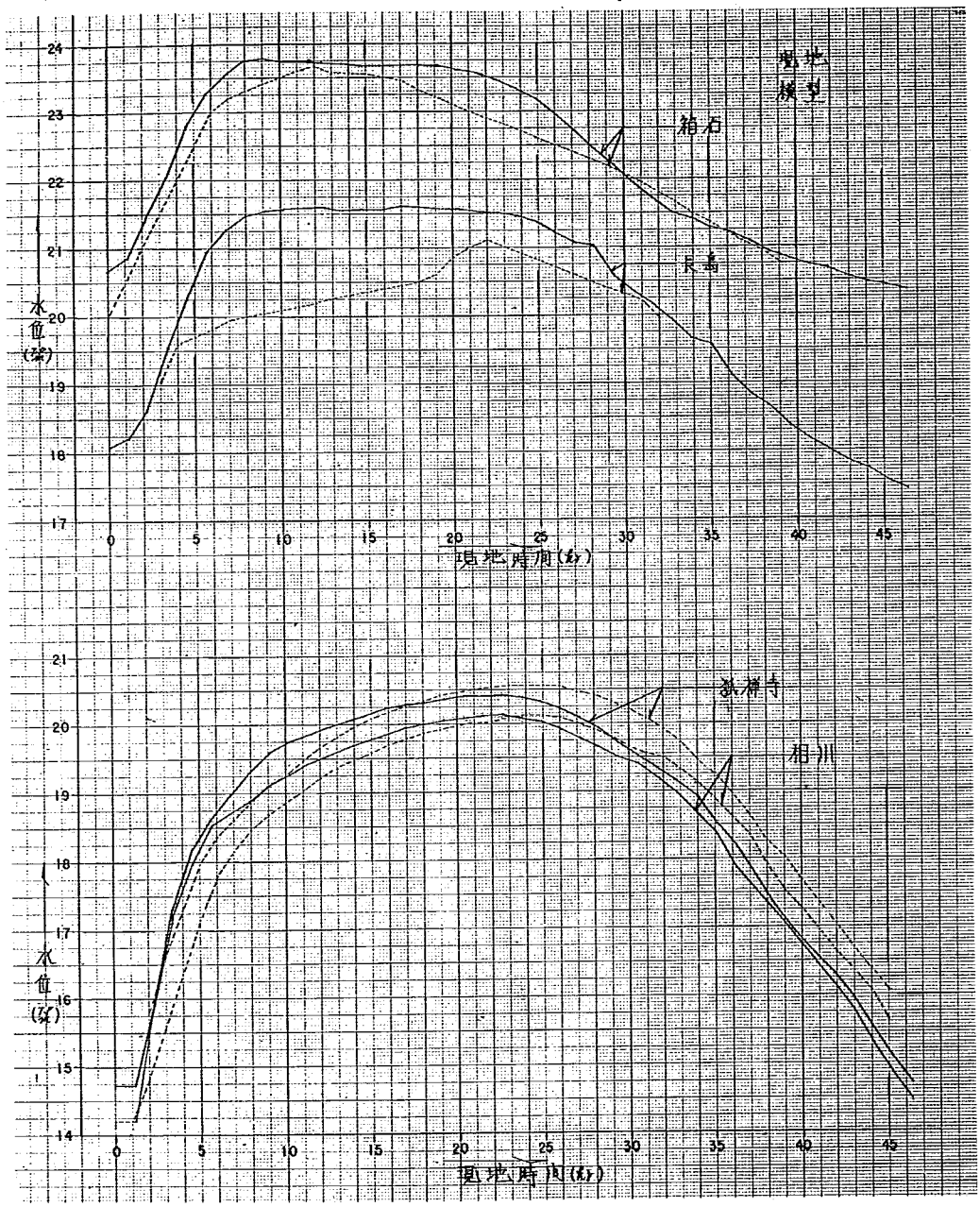
実験８０１１７　　Ｓ４７．７洪水



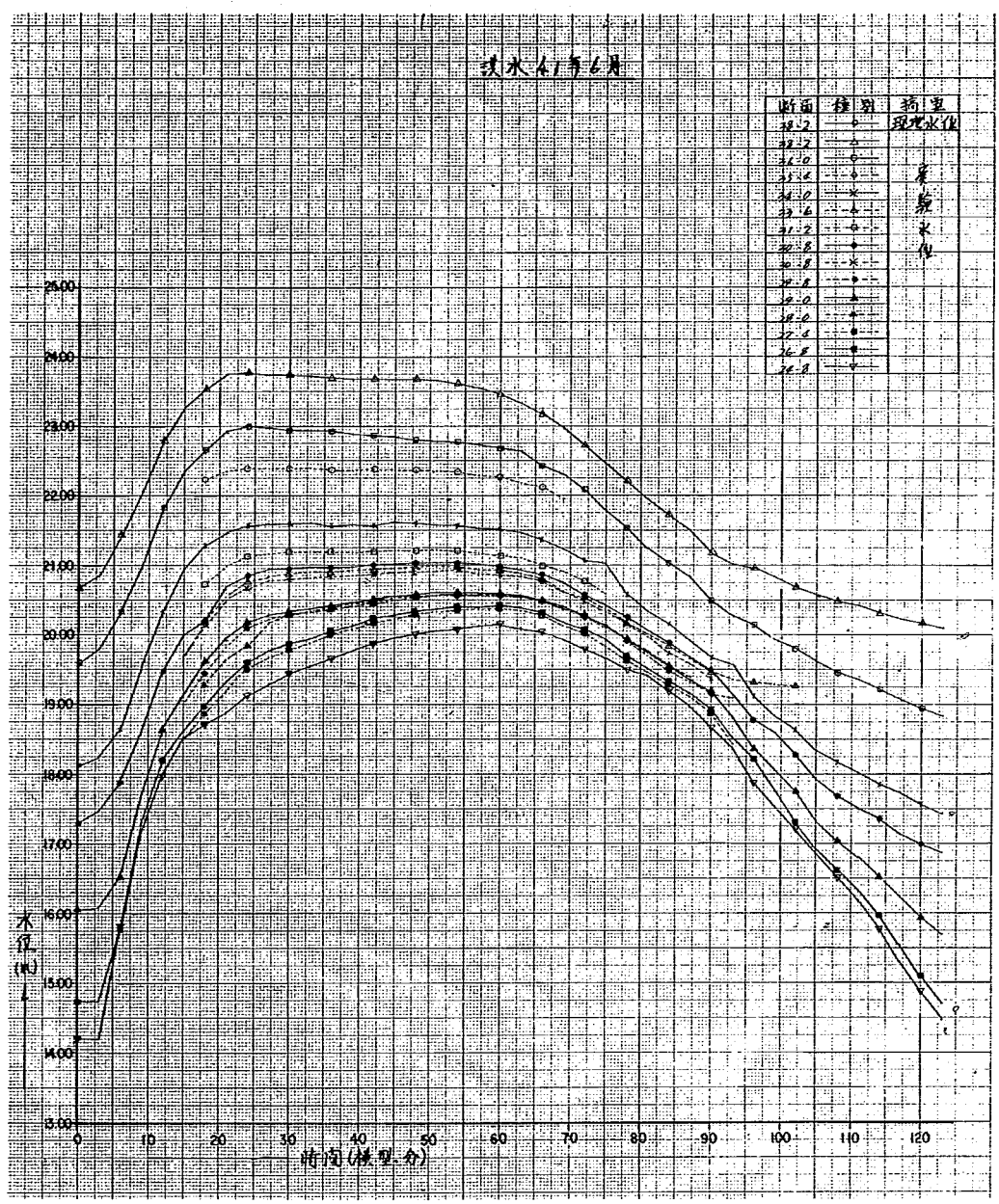
図－５・７・４　実験浸水域
実験　８０１１７　Ｓ４７．７洪水



図－５・７・５　流量～時間曲線図
実験８０１２０　　Ｓ４１．６洪水

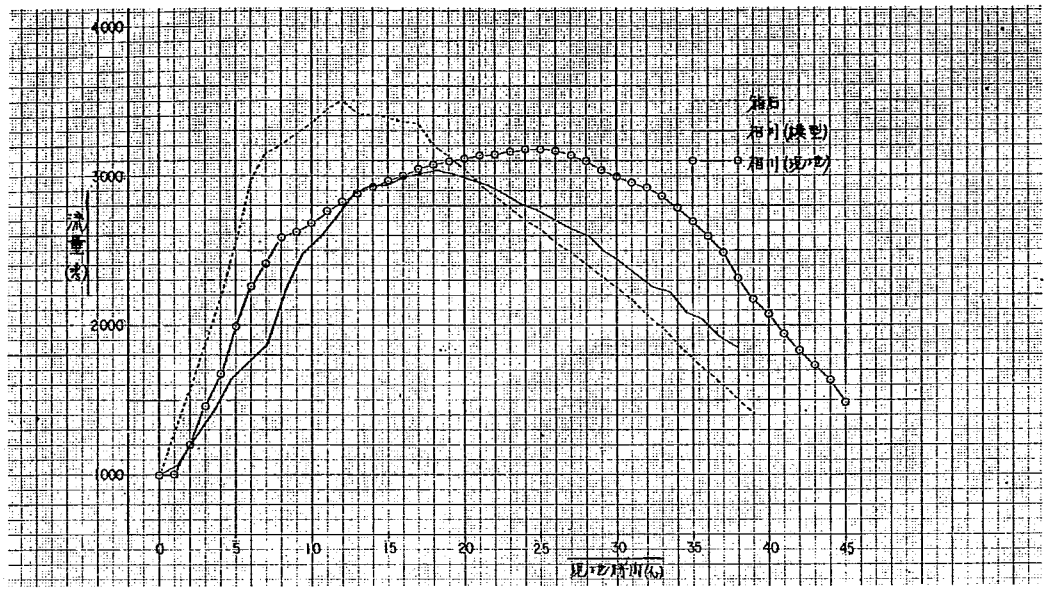


図－５・７・６　水位時間曲線比較
実験８０１２０　　Ｓ４１．６洪水

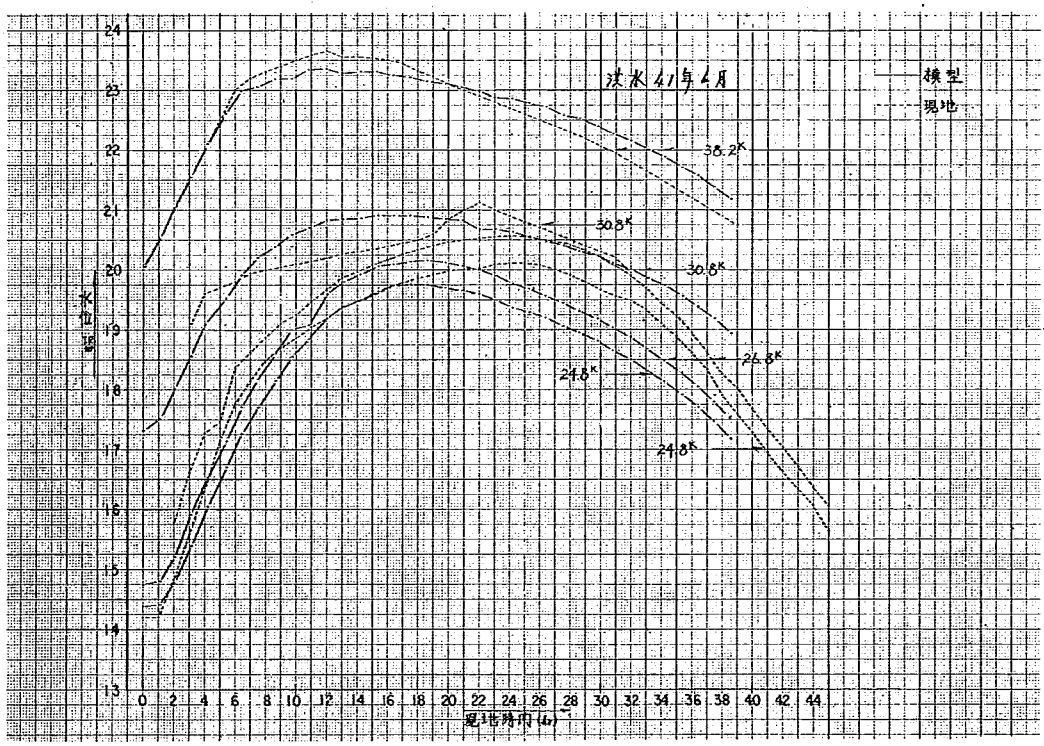


図－５・７・７　水位時間曲線

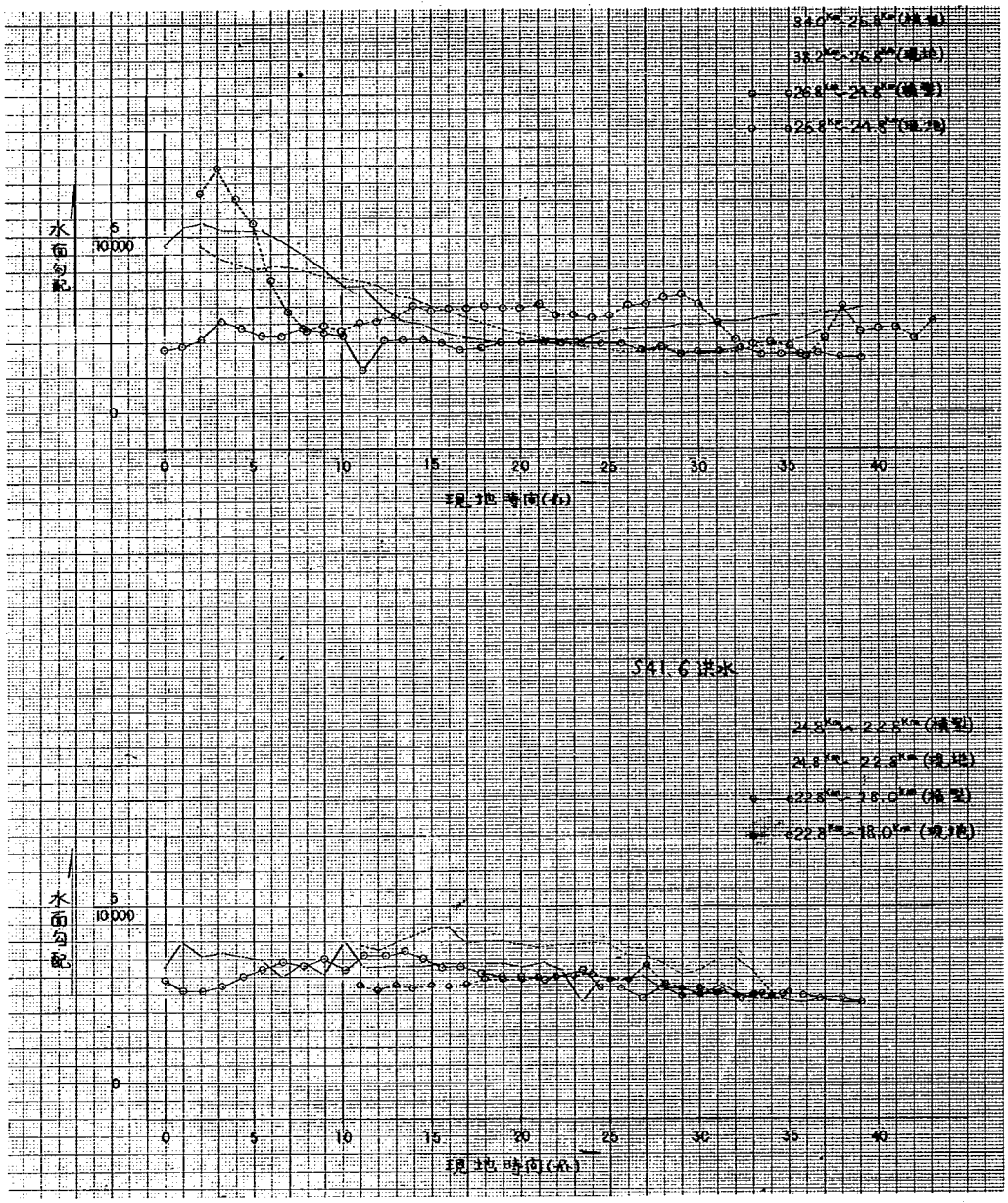
実験８０１２０　　Ｓ４１．６洪水



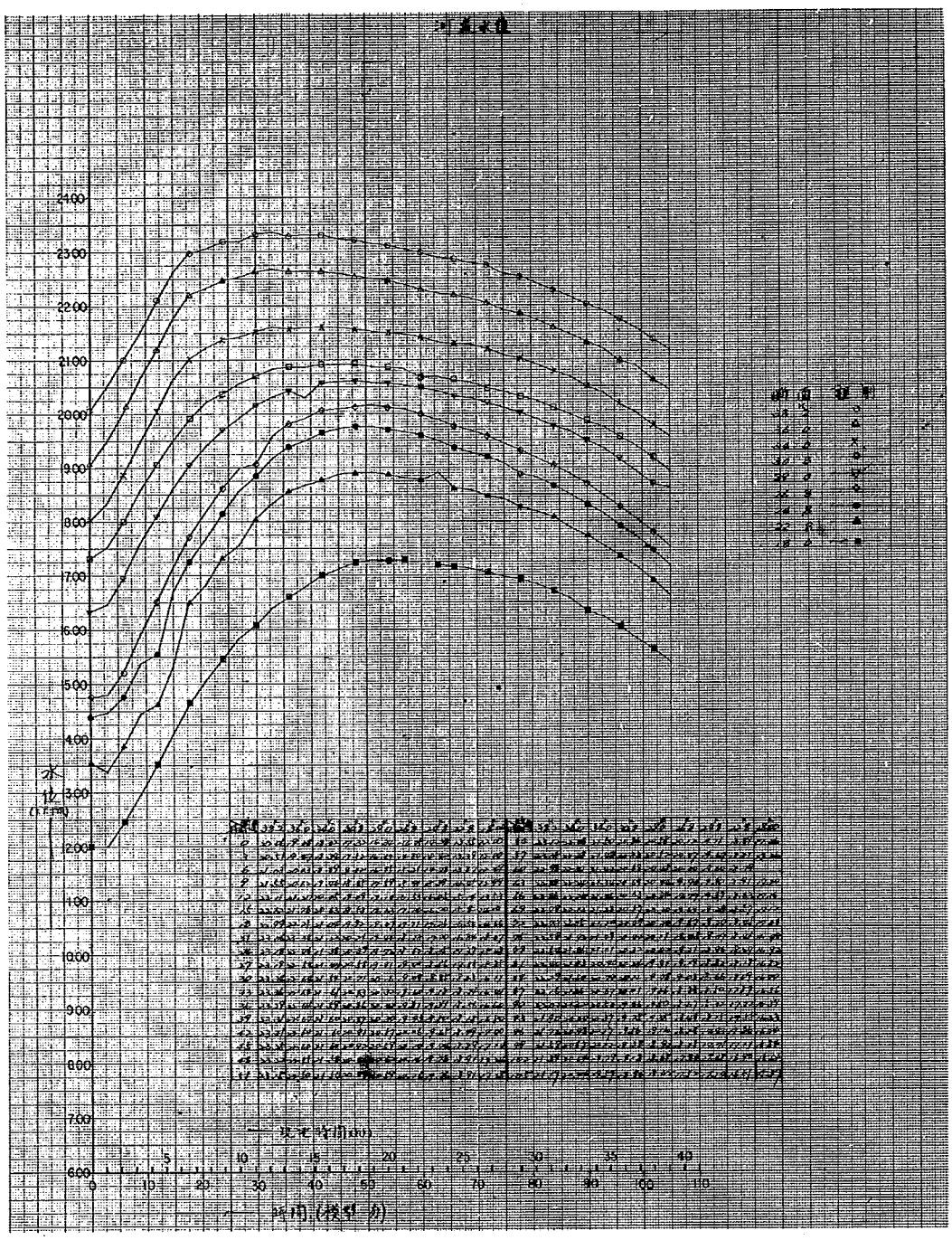
図－５・８・１　流量～時間曲線図
実験８０８０３　　Ｓ４１．６洪水水



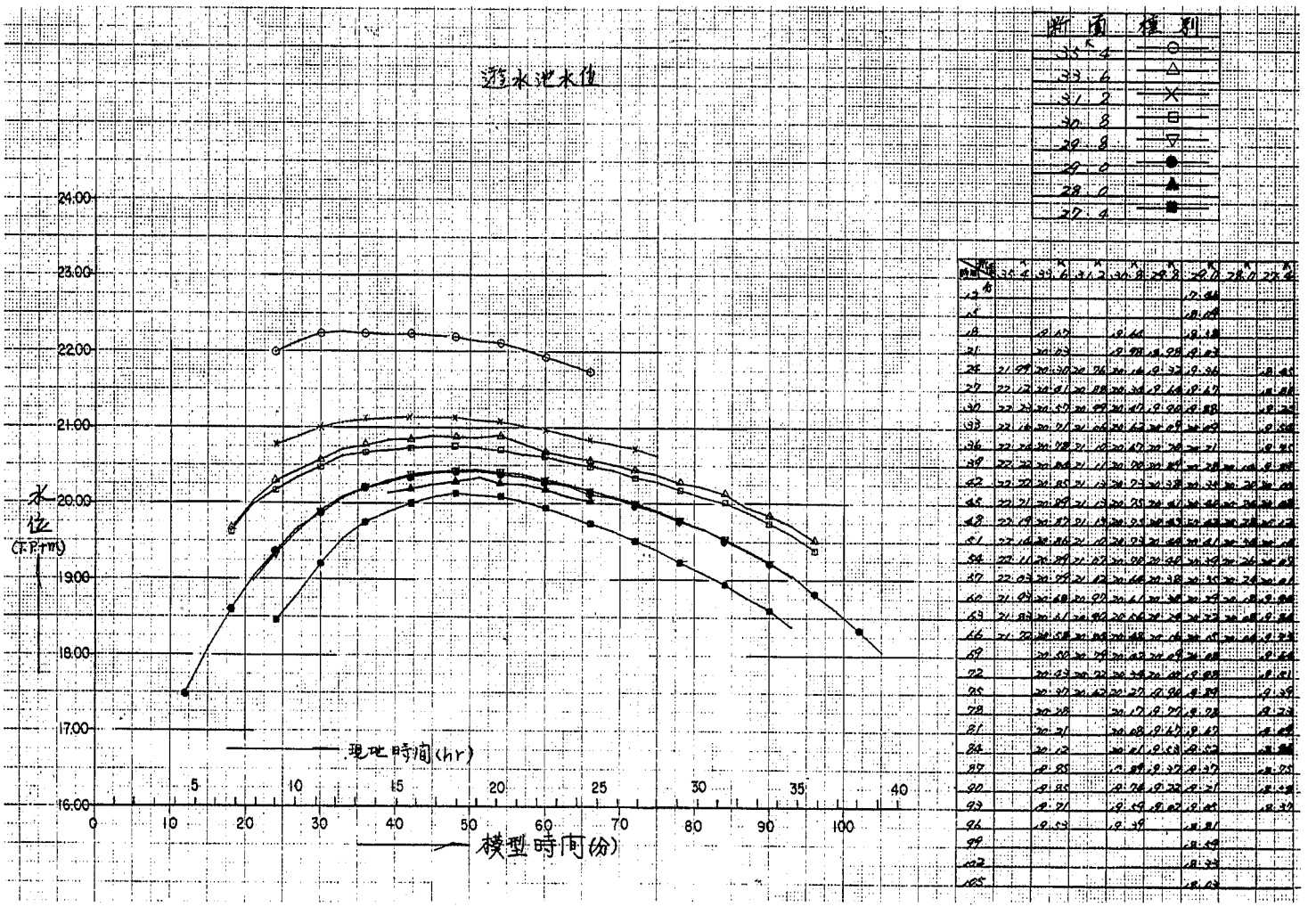
図－５・８・２　水位時間曲線
実験８０８０３　　Ｓ４１．６洪水



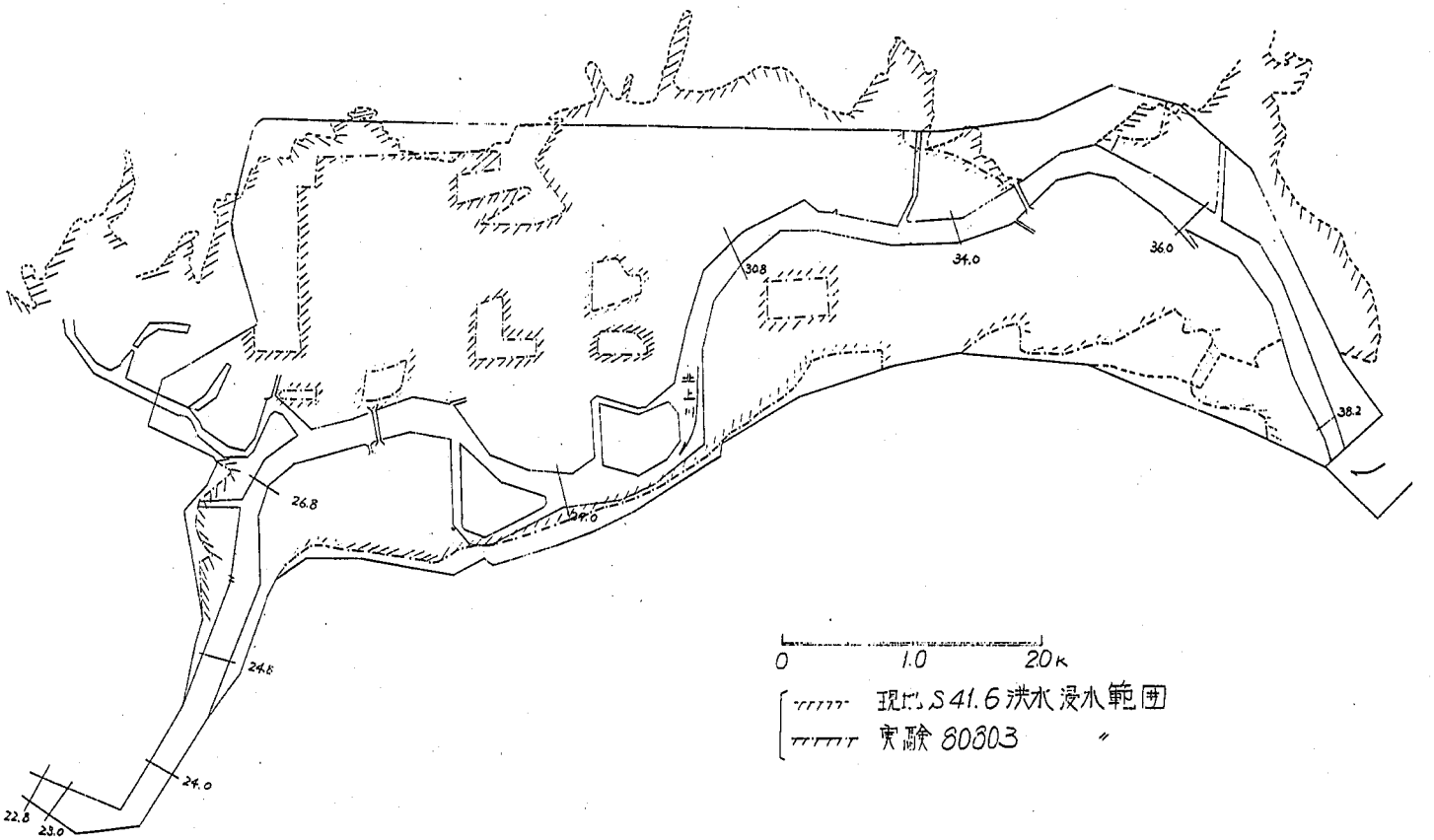
図－５・８・３　水面勾配比較
実験８０８０３　　Ｓ４１．６洪水
（箱石流量ピーク3,５００m^3／sec）



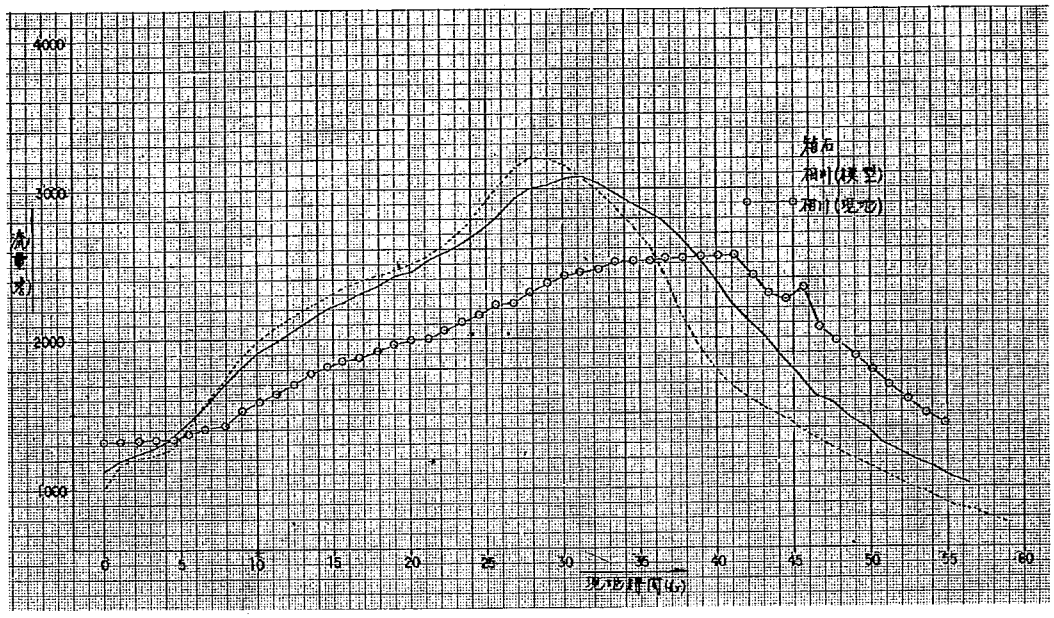
図－5・8・4　水位時間曲線（河道水位）
実験８０８０３　　Ｓ４１．６洪水



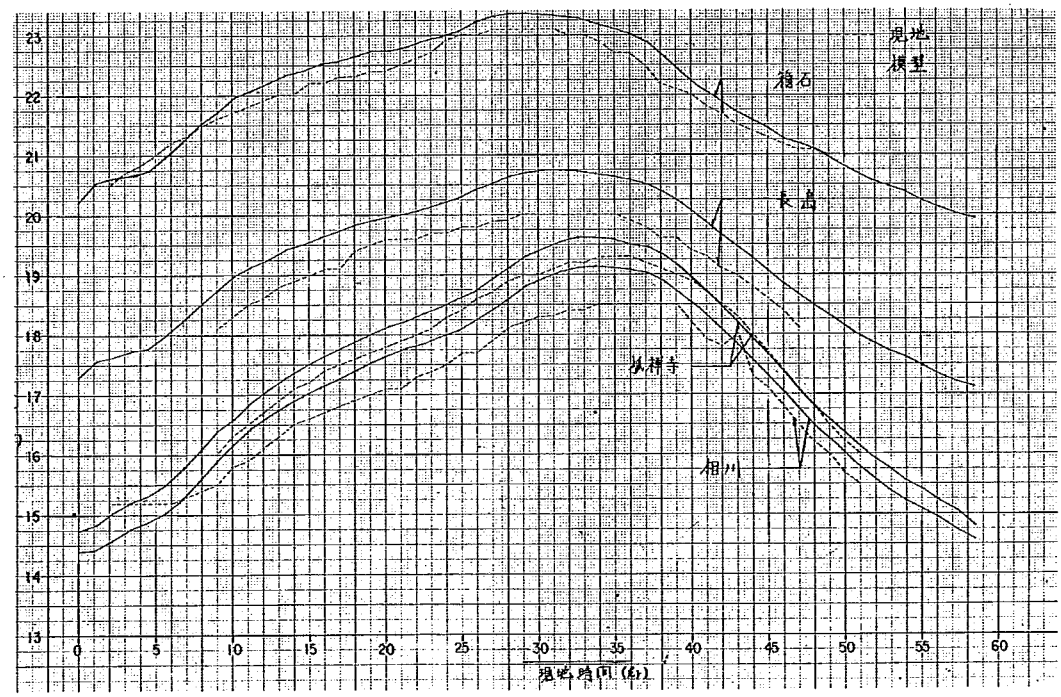
図－５・８・５　水位時間曲線（遊水池水位）
実験８０８０３　　Ｓ４１．６洪水



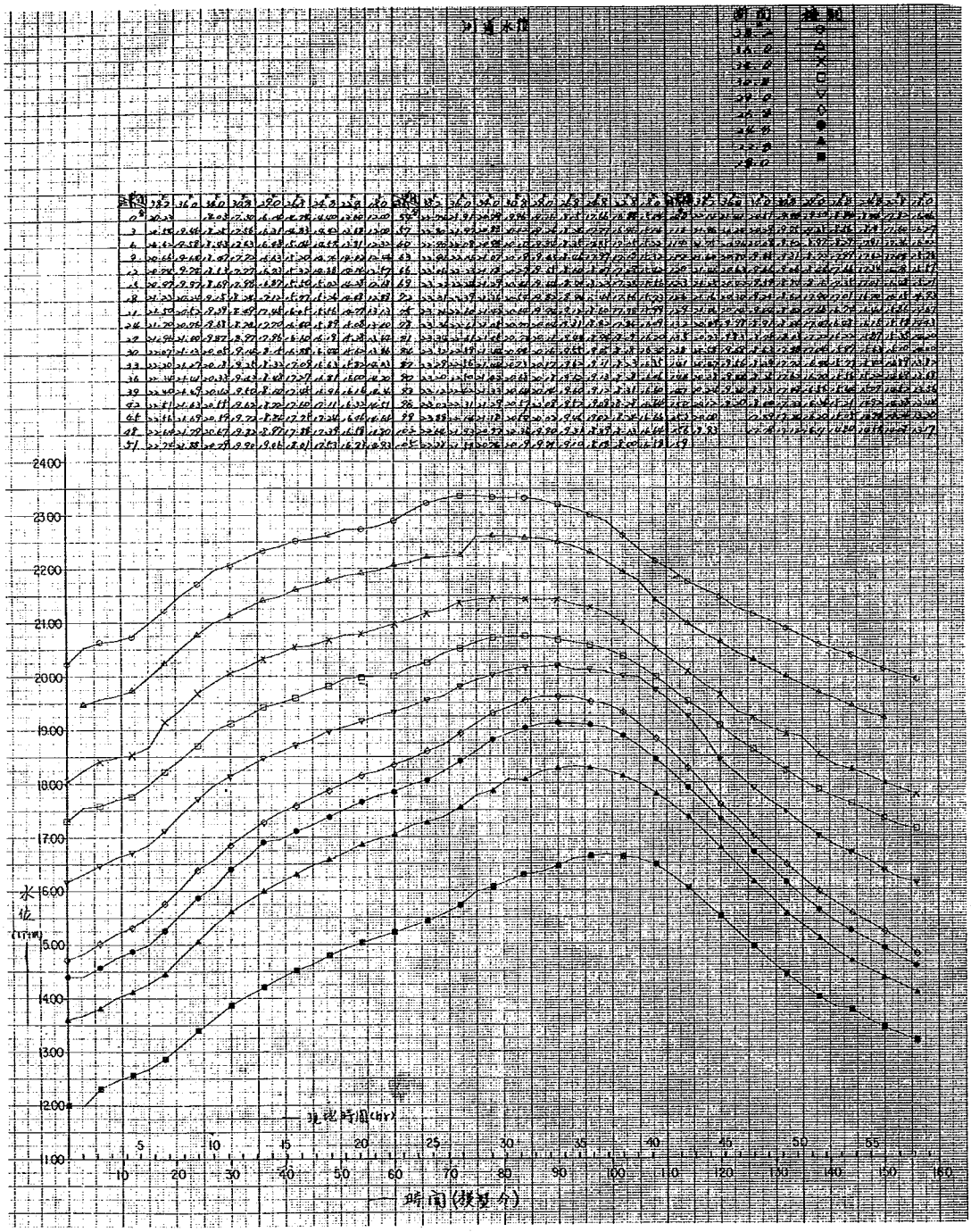
図－５・８・６　浸水範囲比較図
実験８０８０３　Ｓ４１．６洪水



図－５・８・７　流量～時間曲線図
実験８０８０６　　Ｓ４７．７洪水

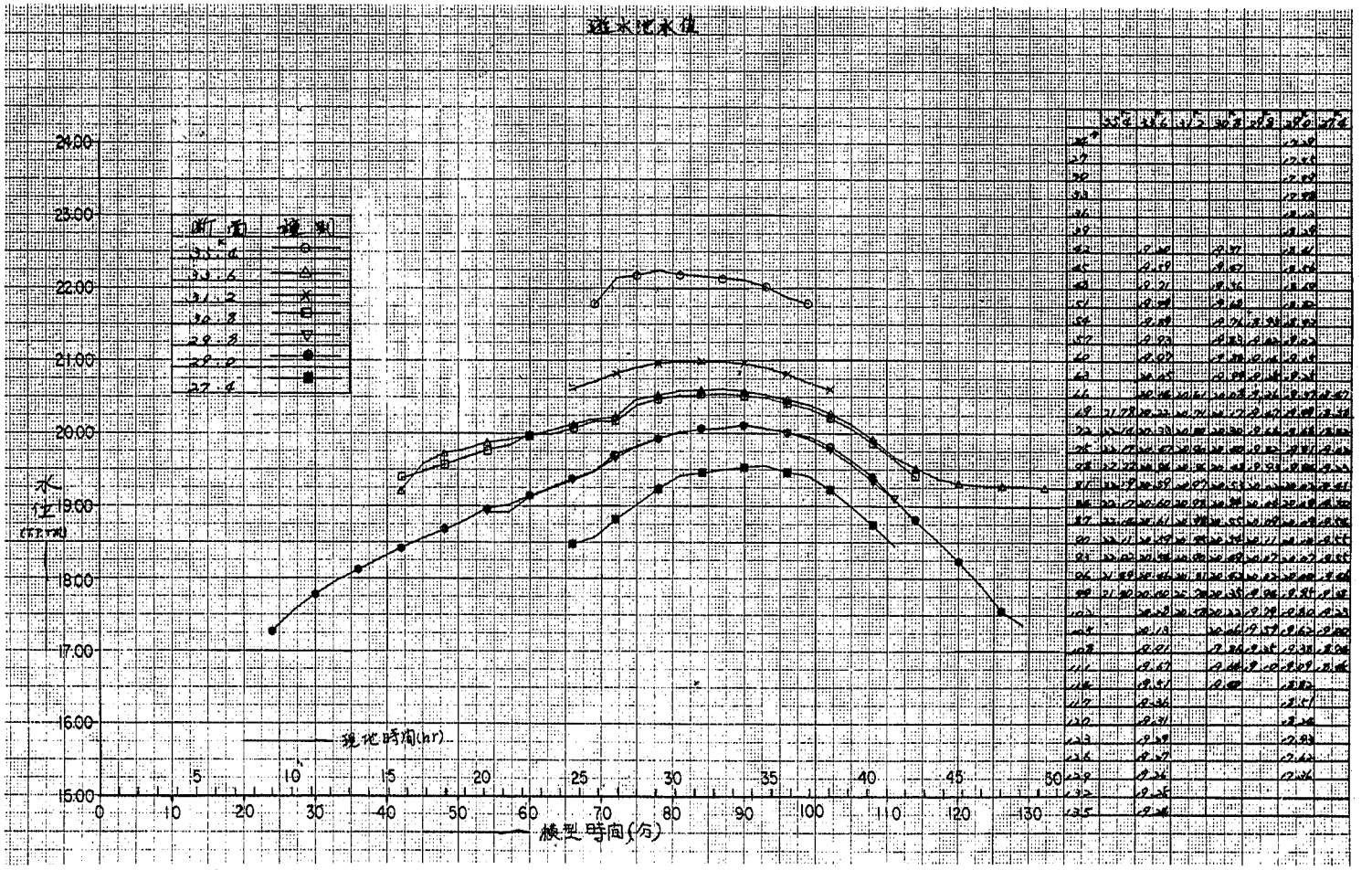


図－５・８・８　水位時間曲線比較
実験８０８０６　　Ｓ４７．７洪水



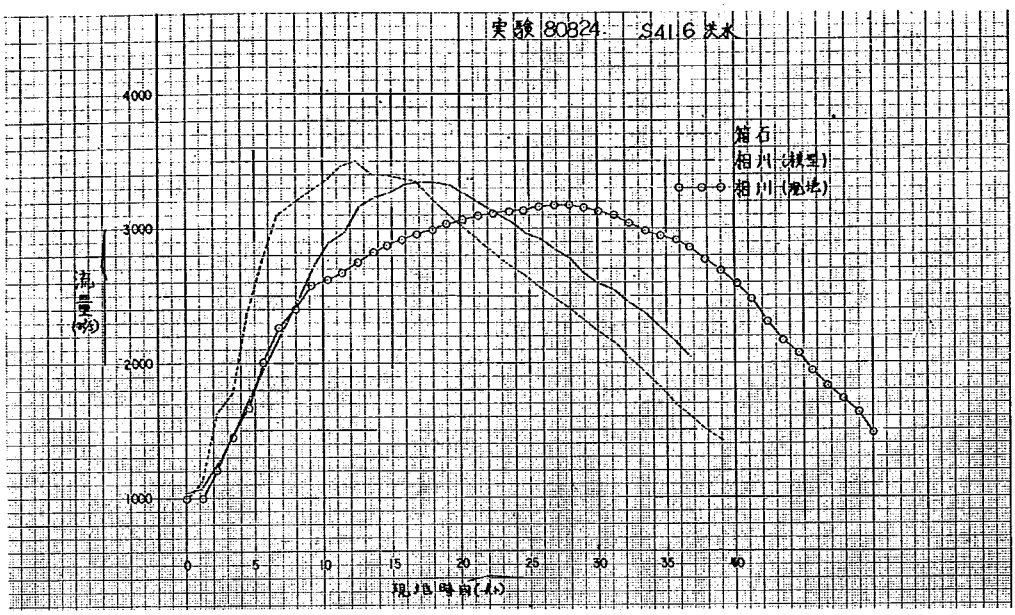
図－５・８・９　水位時間曲線（河道水位）

実験８０８０６　　Ｓ４７．７洪水

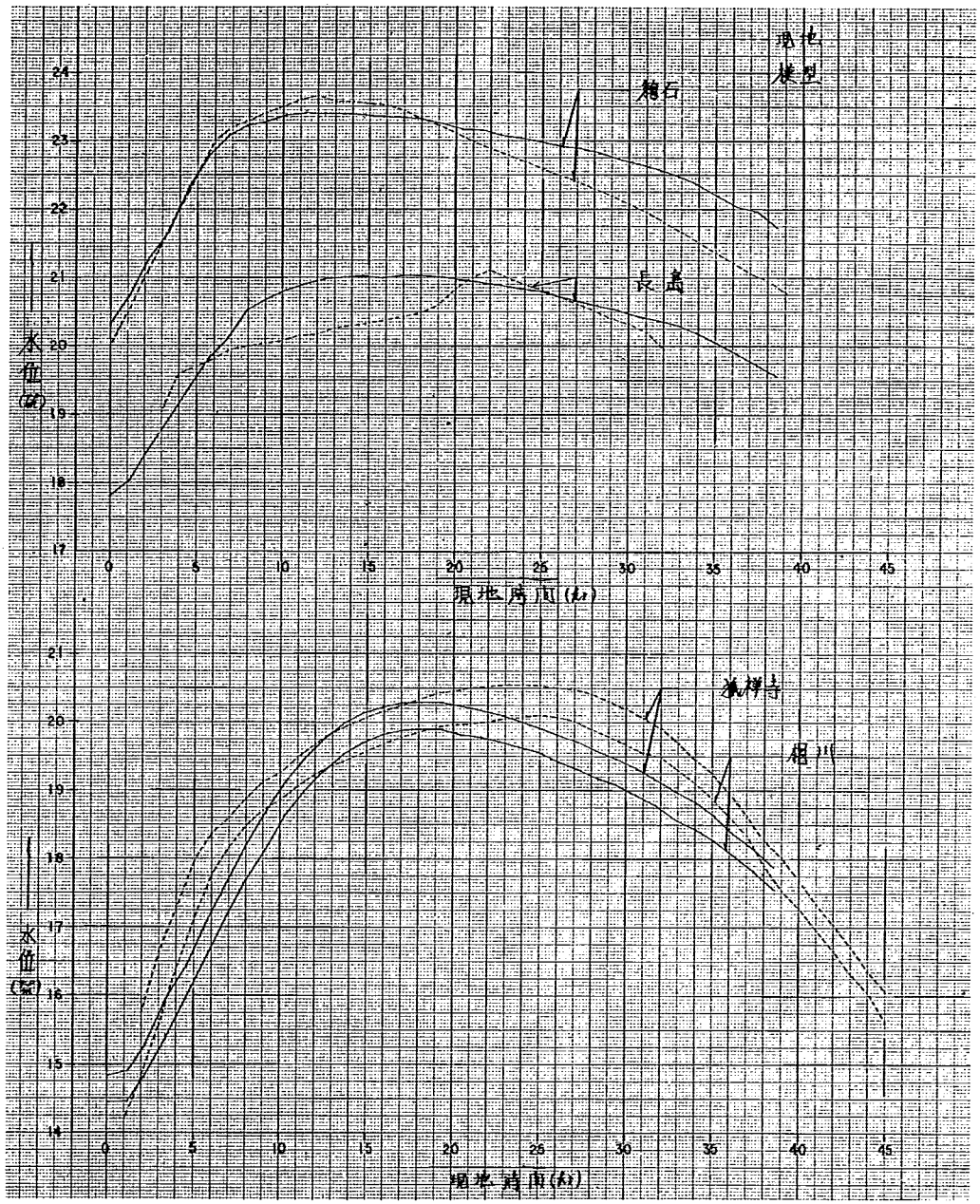


図－5・8・10　水位時間曲線（遊水池水位）

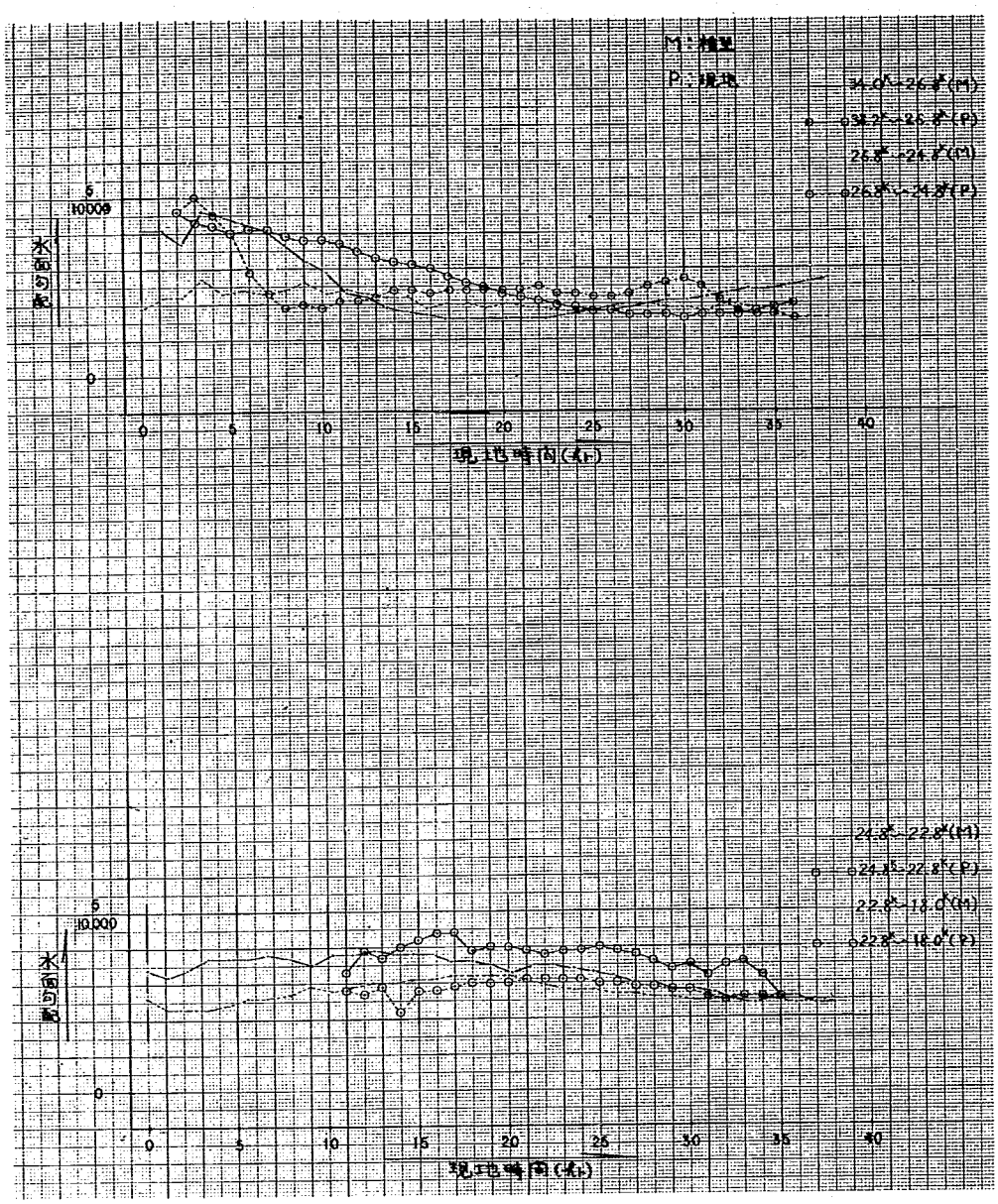
実験80806　S47. 7洪水



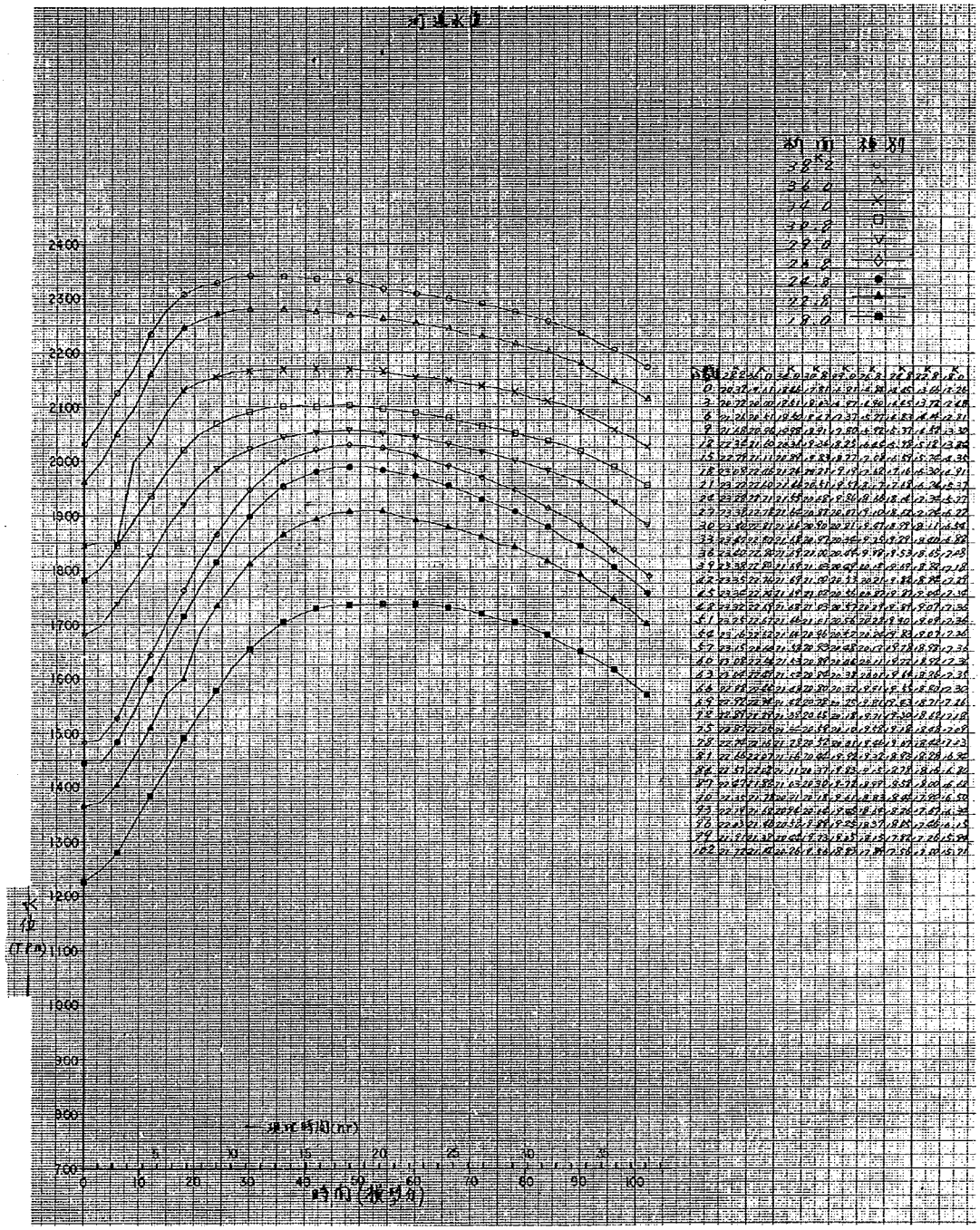
図－５・９・１　流量～時間曲線図
実験８０８２４　　Ｓ４１．６洪水



図－５・９・２　水位時間曲線比較
実験８０８２４　　Ｓ４１．６洪水

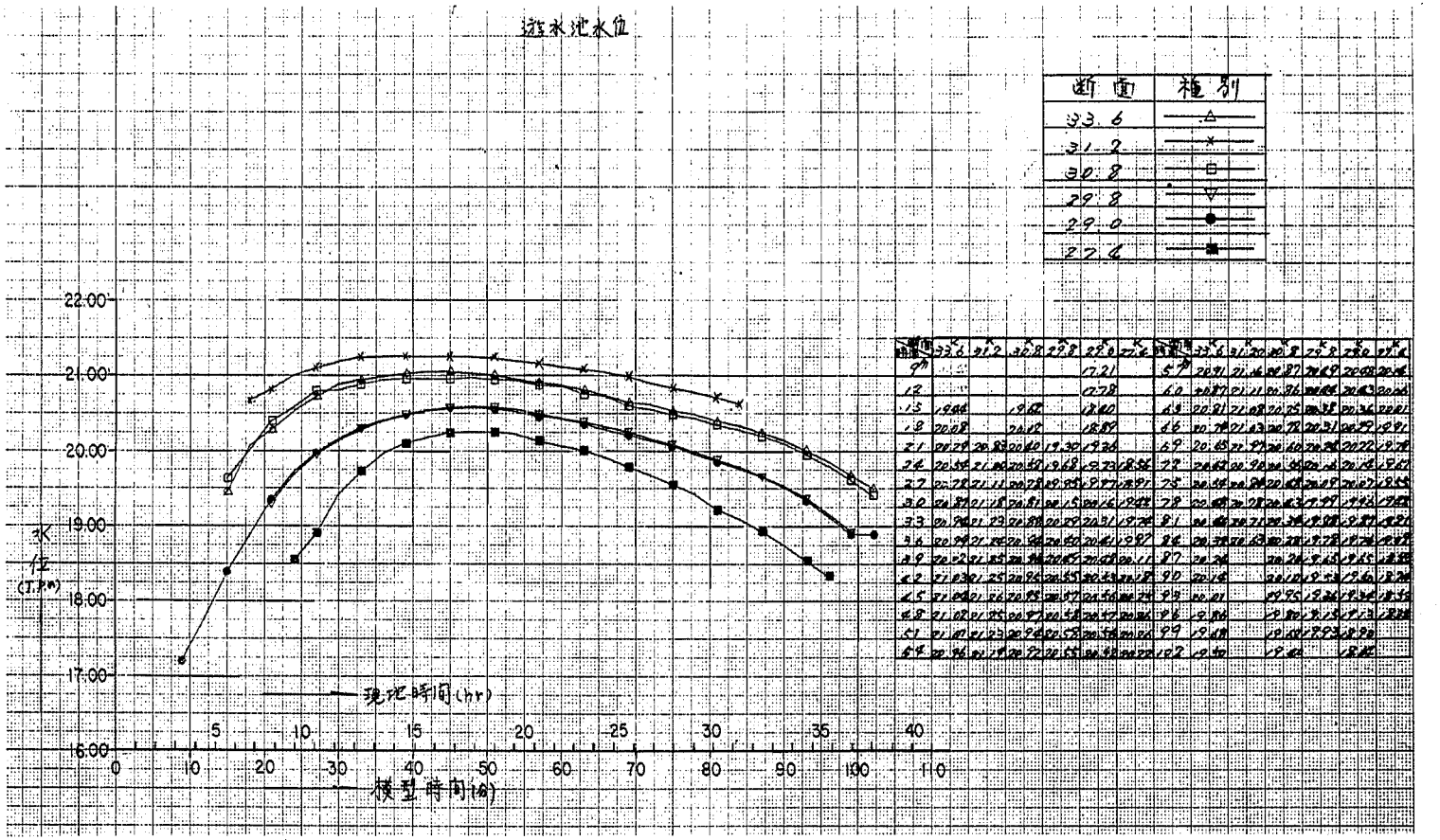


図－５・９・３　水面勾配比較
実験８０８２４　　Ｓ４１．６洪水
（箱石流量ピーク3,500m^3/sec）



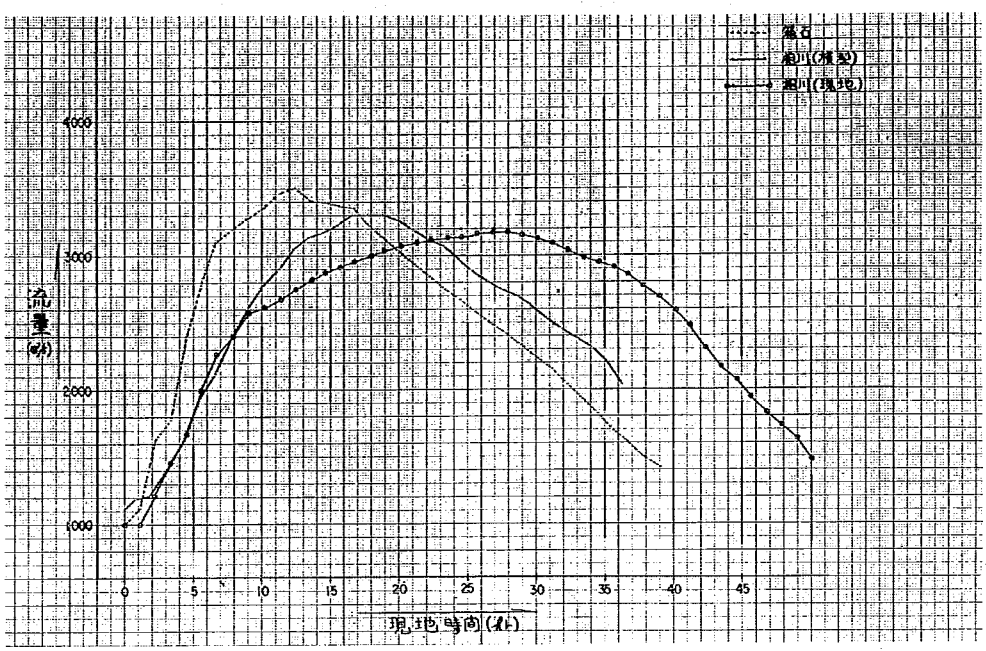
図－５・９・４　水位時間曲線（河道水位）

実験８０８２４　　Ｓ４１．６洪水

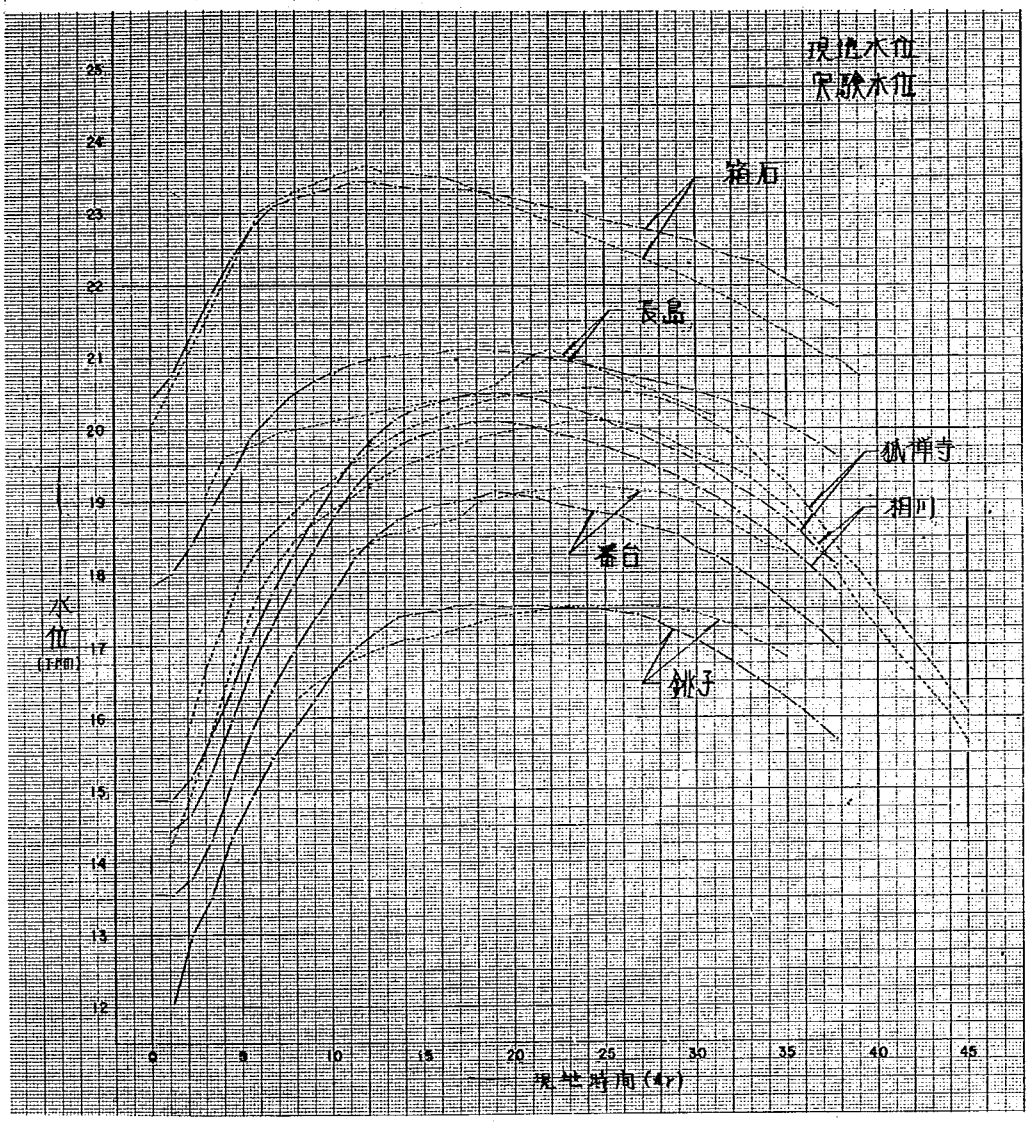


図－５・９・５　水位時間曲線（遊水池水位）

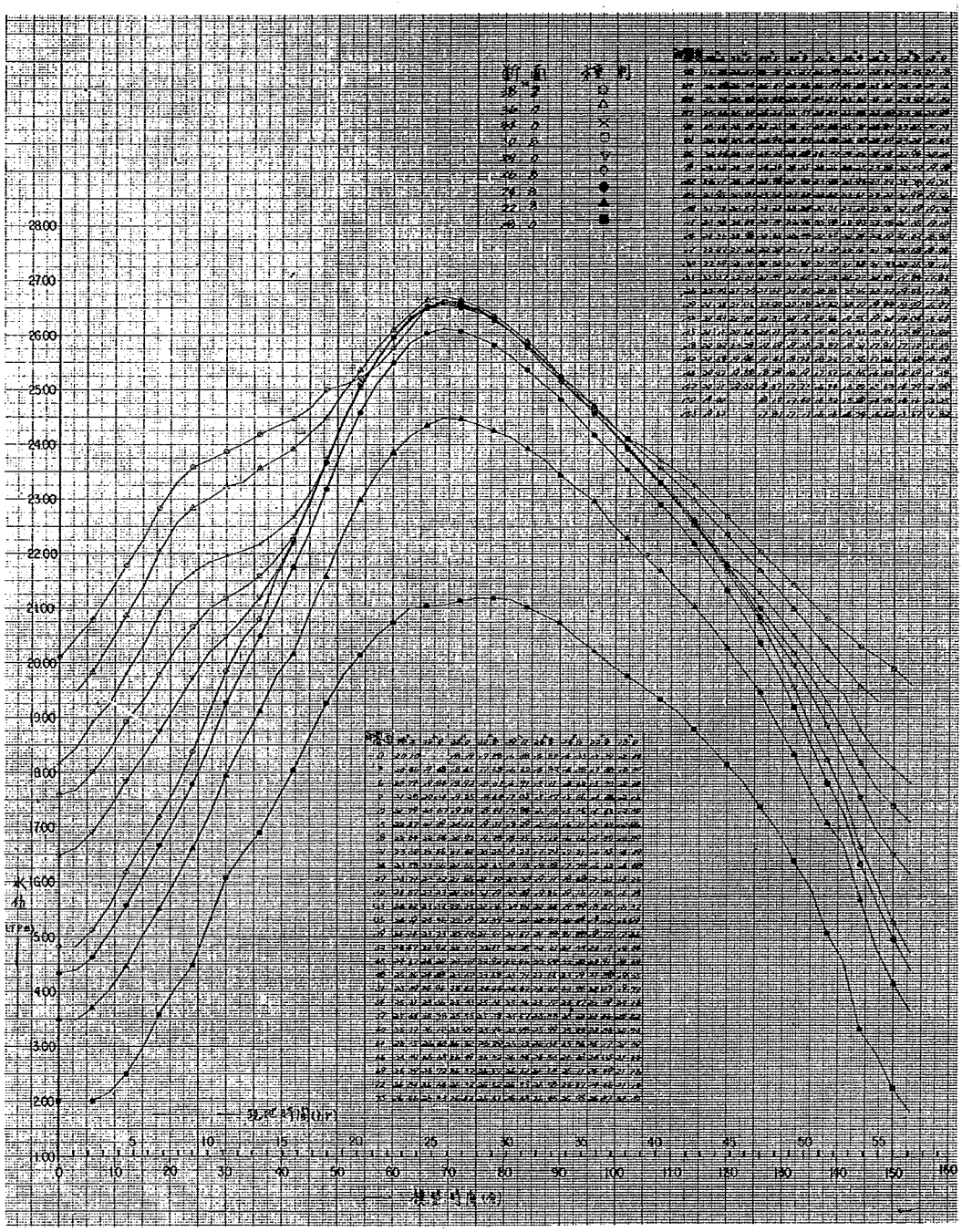
実験８０８２４　　Ｓ４１．６洪水



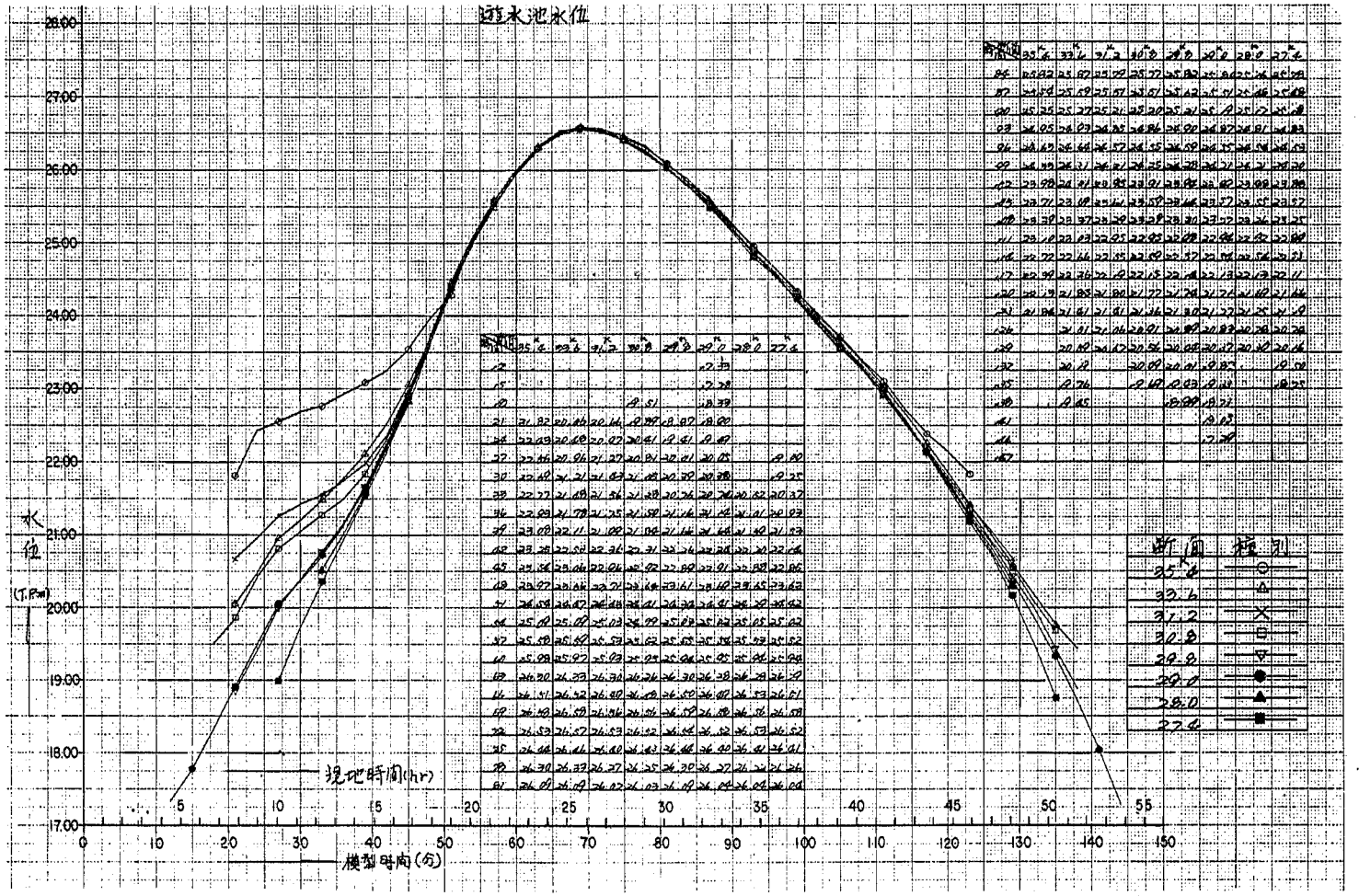
図－５・１０・１　流量～時間曲線図
実験８０９１３　　Ｓ４１．６洪水



図－５・１０・２　水位時間曲線比較
実験８０９１３　　Ｓ４１．６洪水

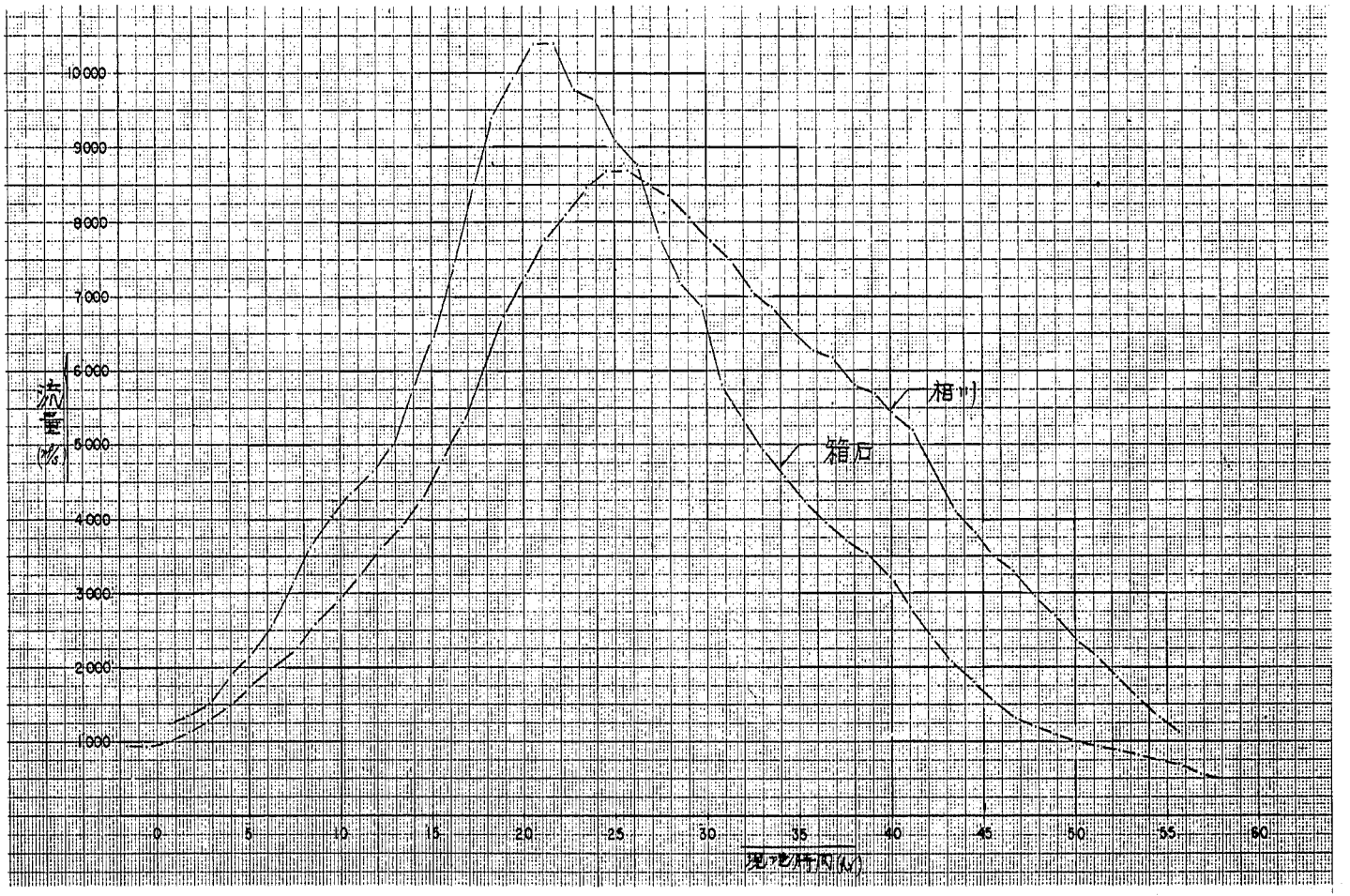


図－５・１０・３　水位時間曲線（河道水位）
実験８０９１３

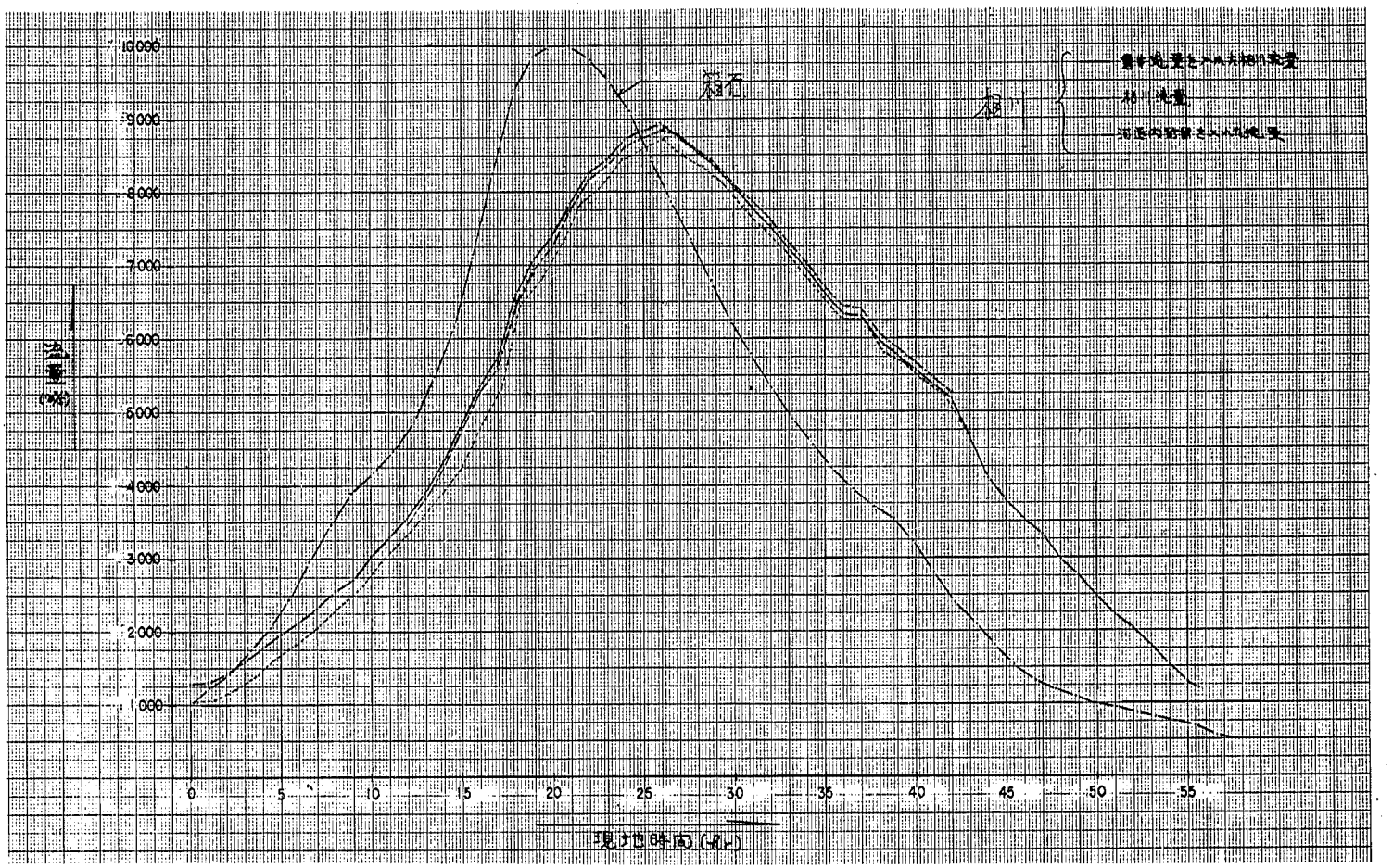


図－５・１０・４　水位時間曲線（遊水池水位）

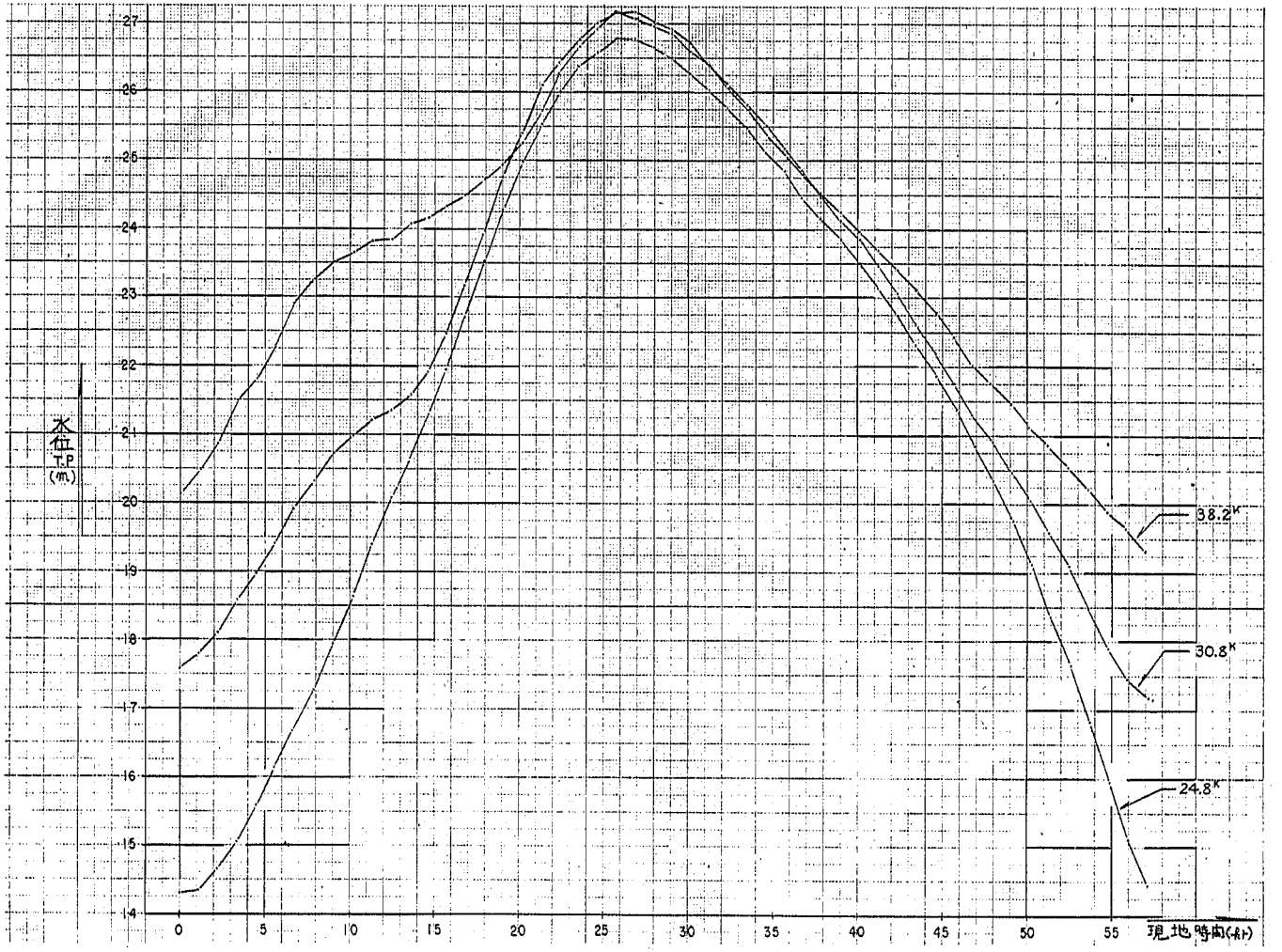
実験８０９１３



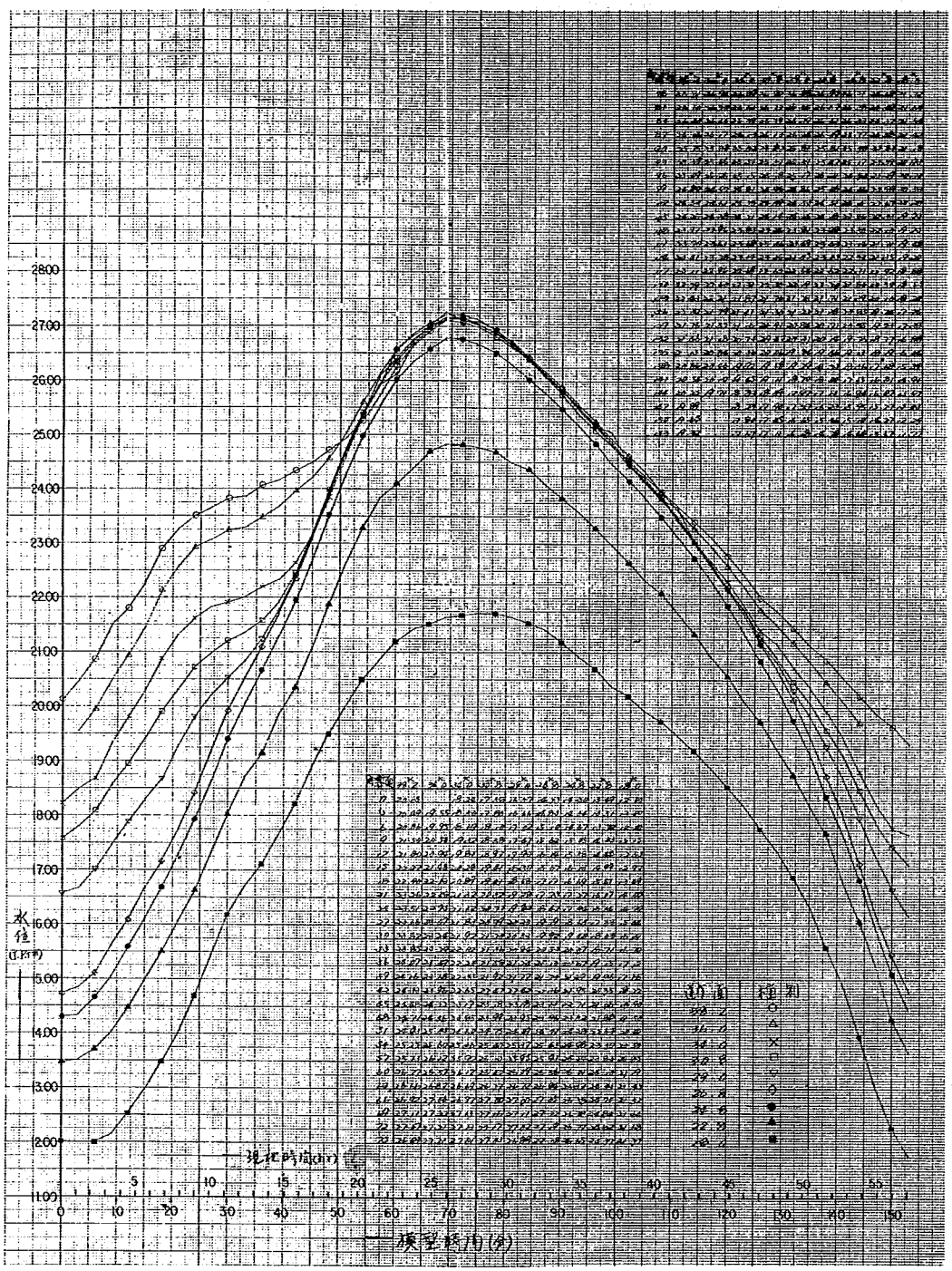
図－6・9・1　箱石－相川流量時間曲線（計画流量）
小堤なし　実験81004



図－6・9・2　箱石－相川Q～t曲線（計画流量）
小堤なし　　実験81004

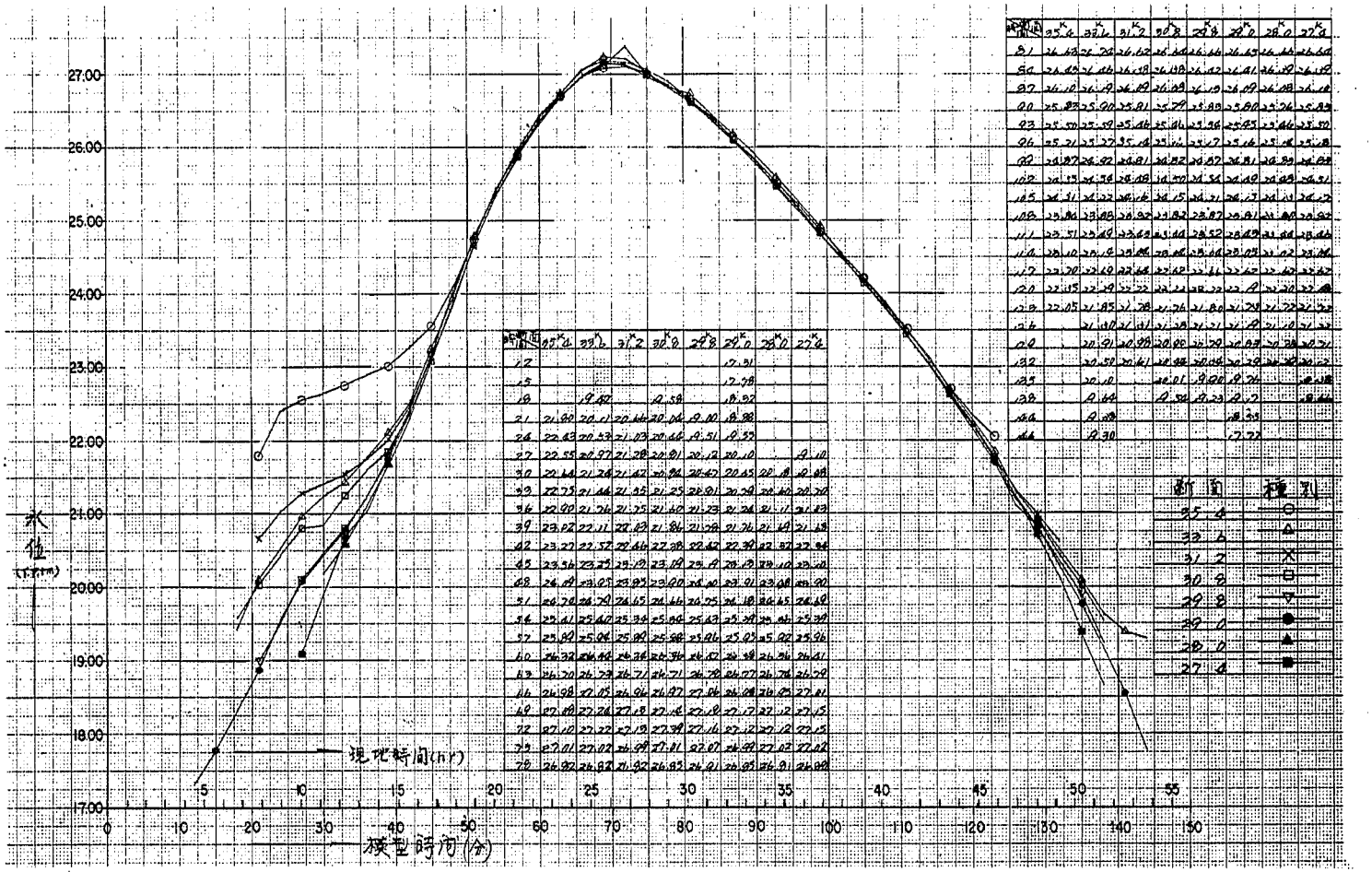


図－6・9・3　河道内H～t曲線（計画流量）
小堤なし　　実験81004



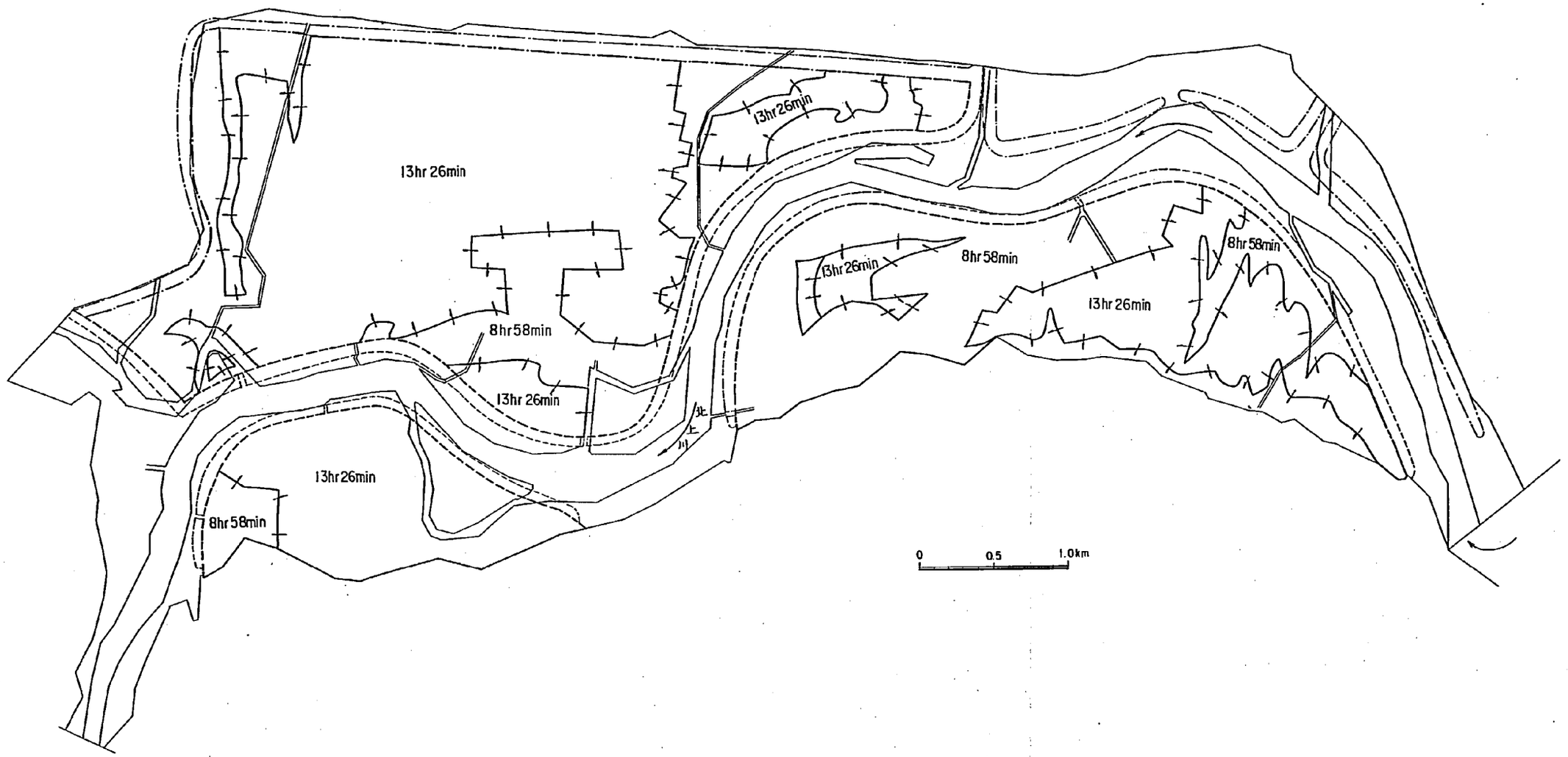
図－６・９・４　水位時間曲線　河道水位

小堤なし　　実験８１００４



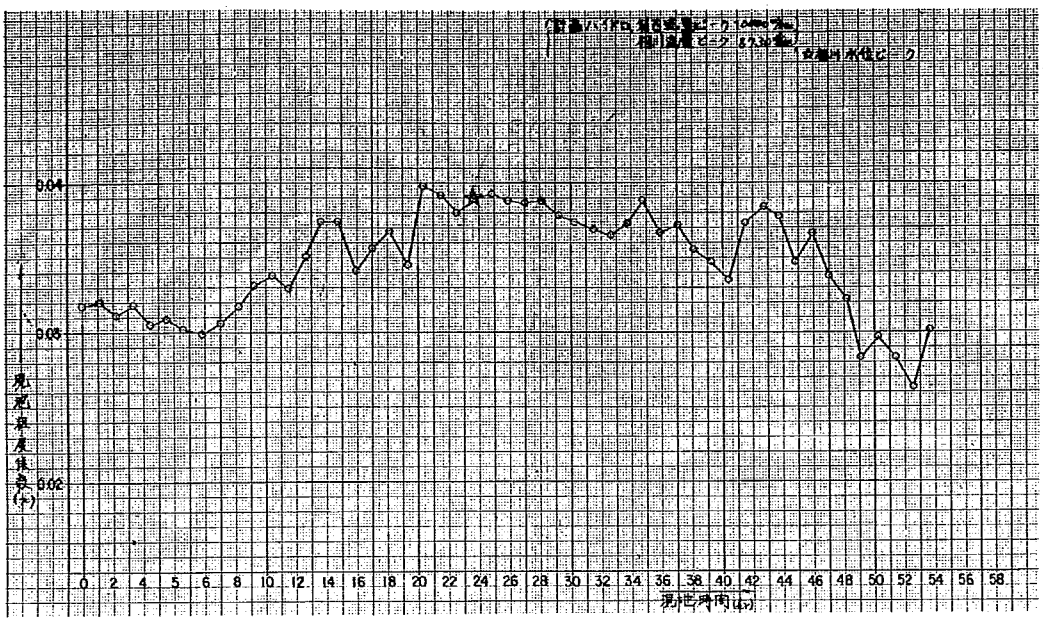
図－６・９・５　水位時間曲線　遊水池水位

小堤なし　　実験８１００４



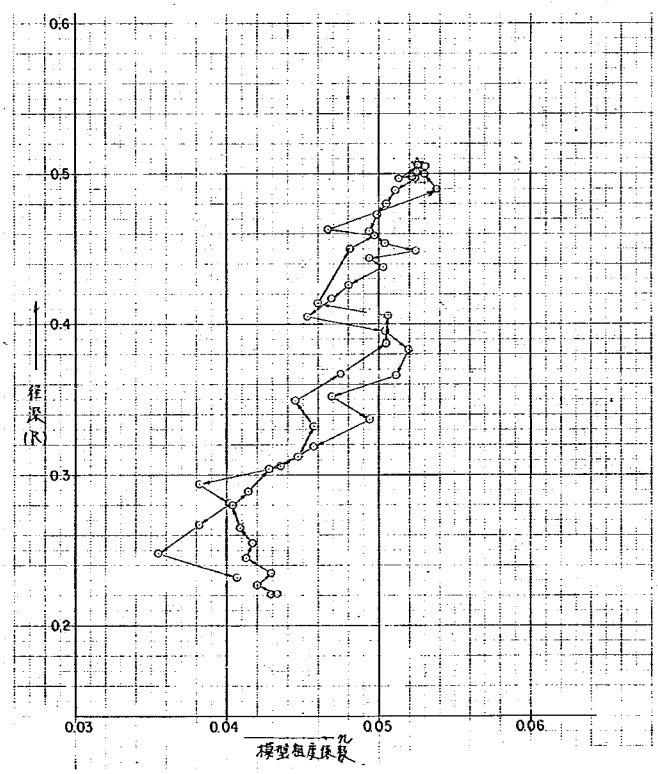
図－6・9・6　浸水範囲時間変化図

小堤なし　　実験81004



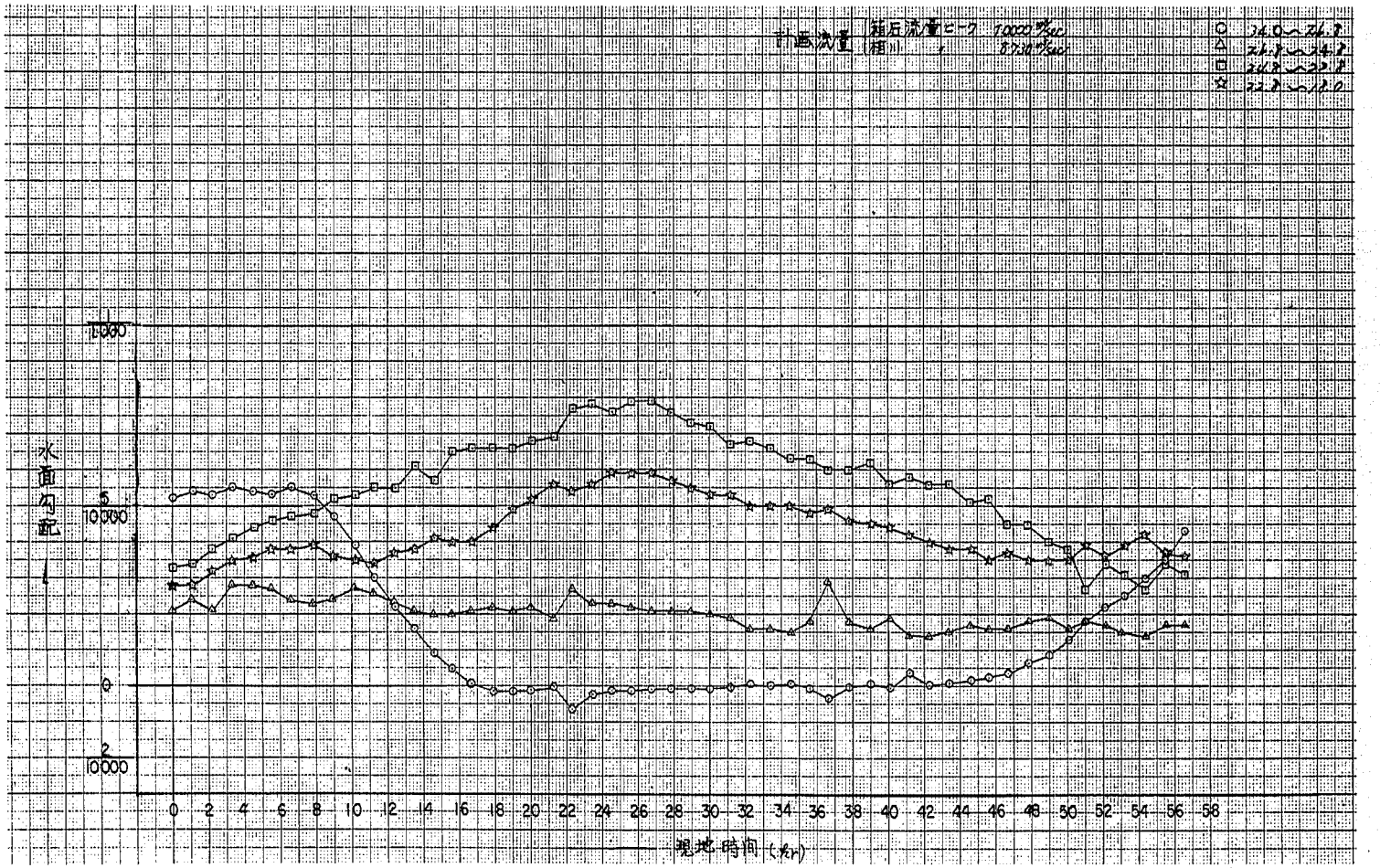
図－６・９・７　相川ｎ～ｔ曲線

実験８１００４



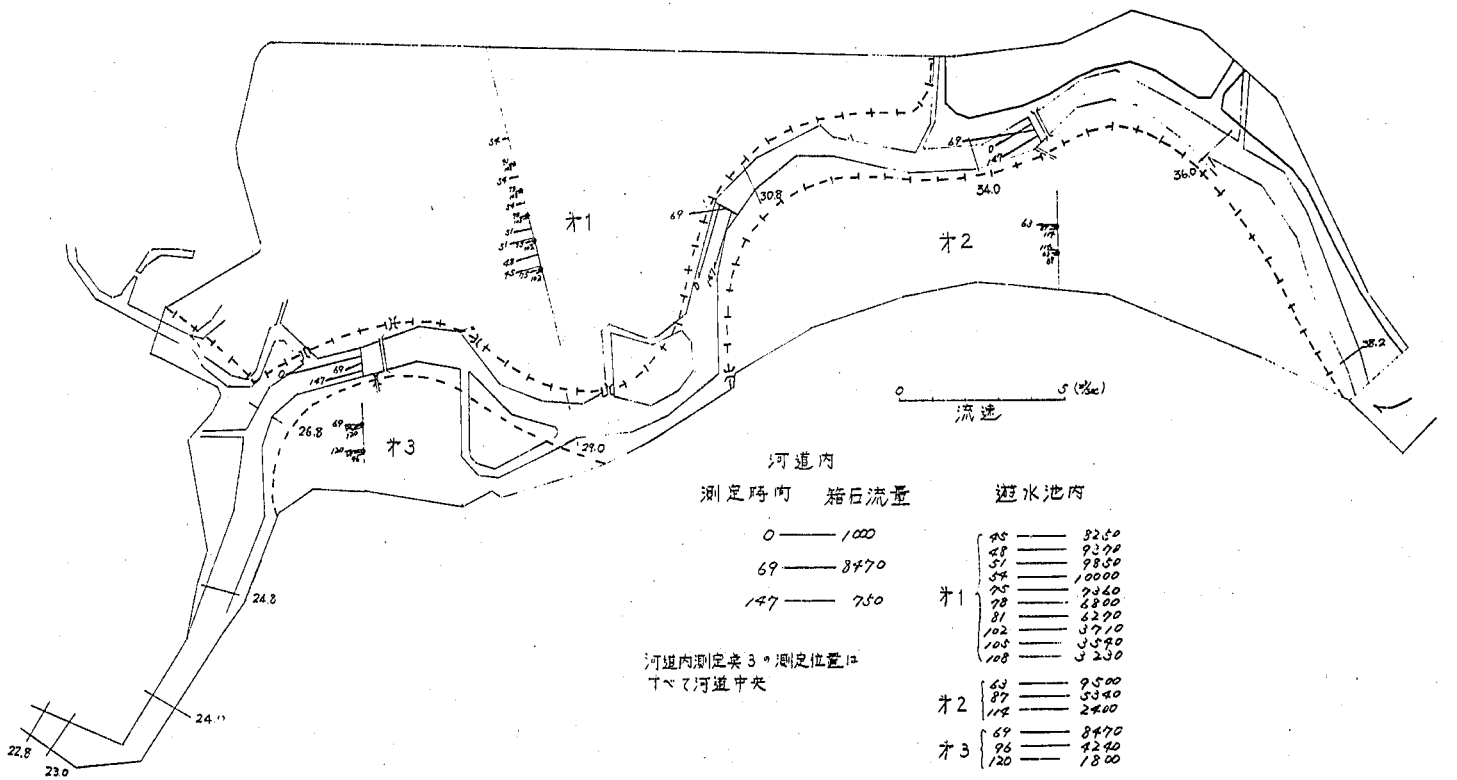
図－６・９・８　相川Ｒ～ｎ曲線（模）

実験８１００４



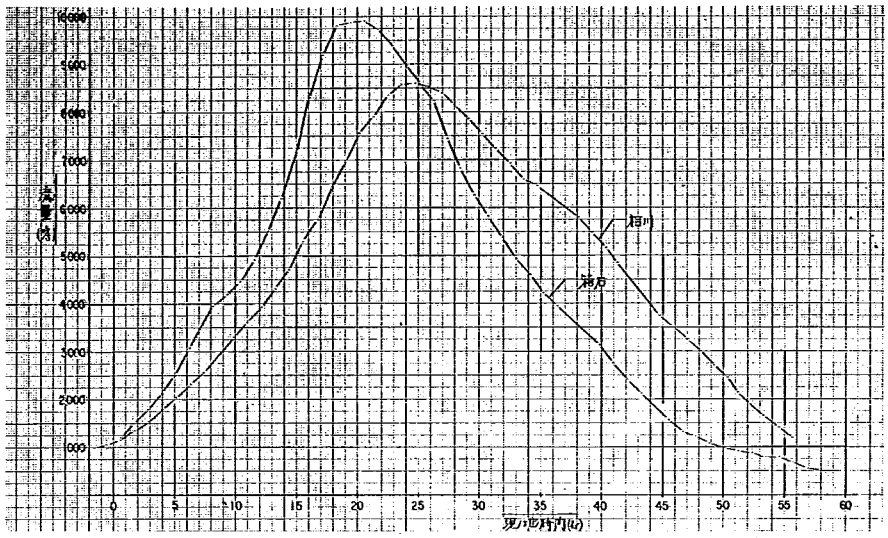
図－6・9・9　水面勾配　計画流量

実験81004

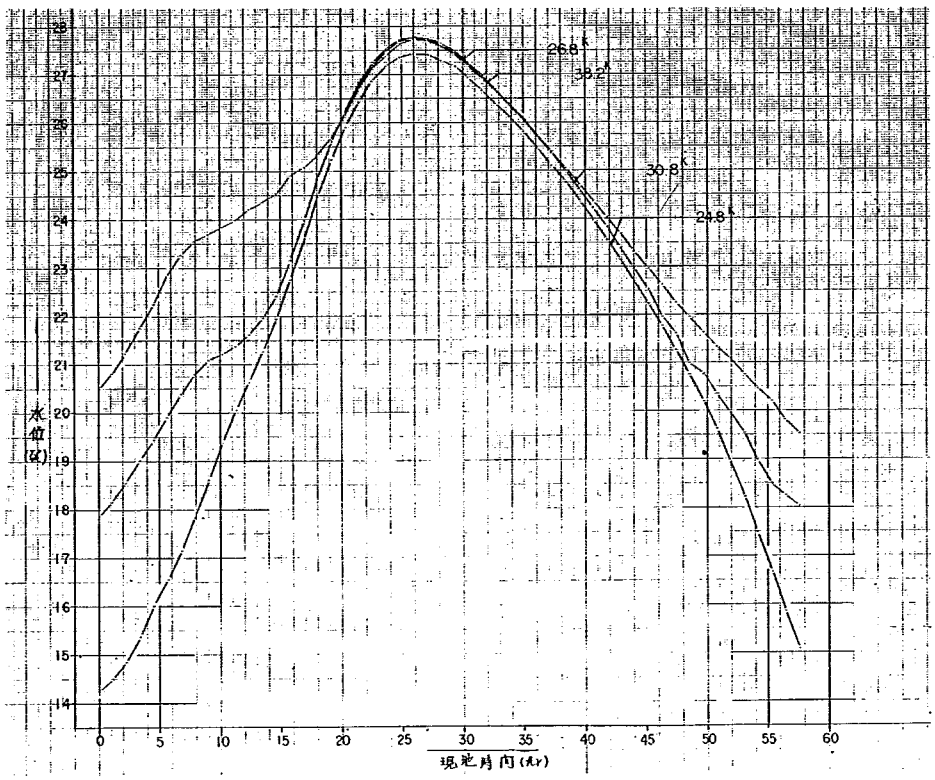


図－6・9・10　遊水池内流速分布

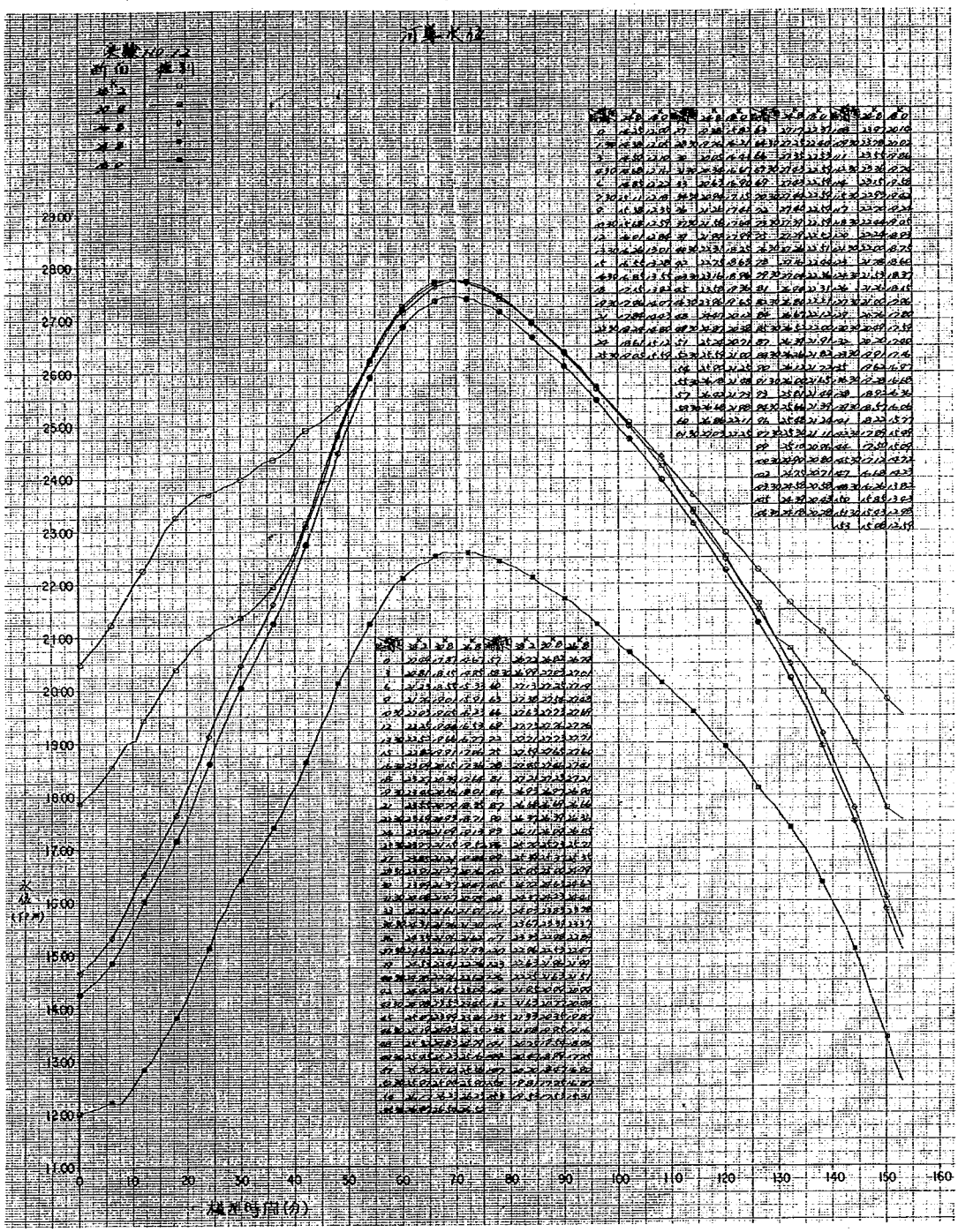
小堤なし　　実験81004



図－６・１０・１　箱石・相川流量時間曲線（計画流量）
小堤なし　実験９０６０７－１

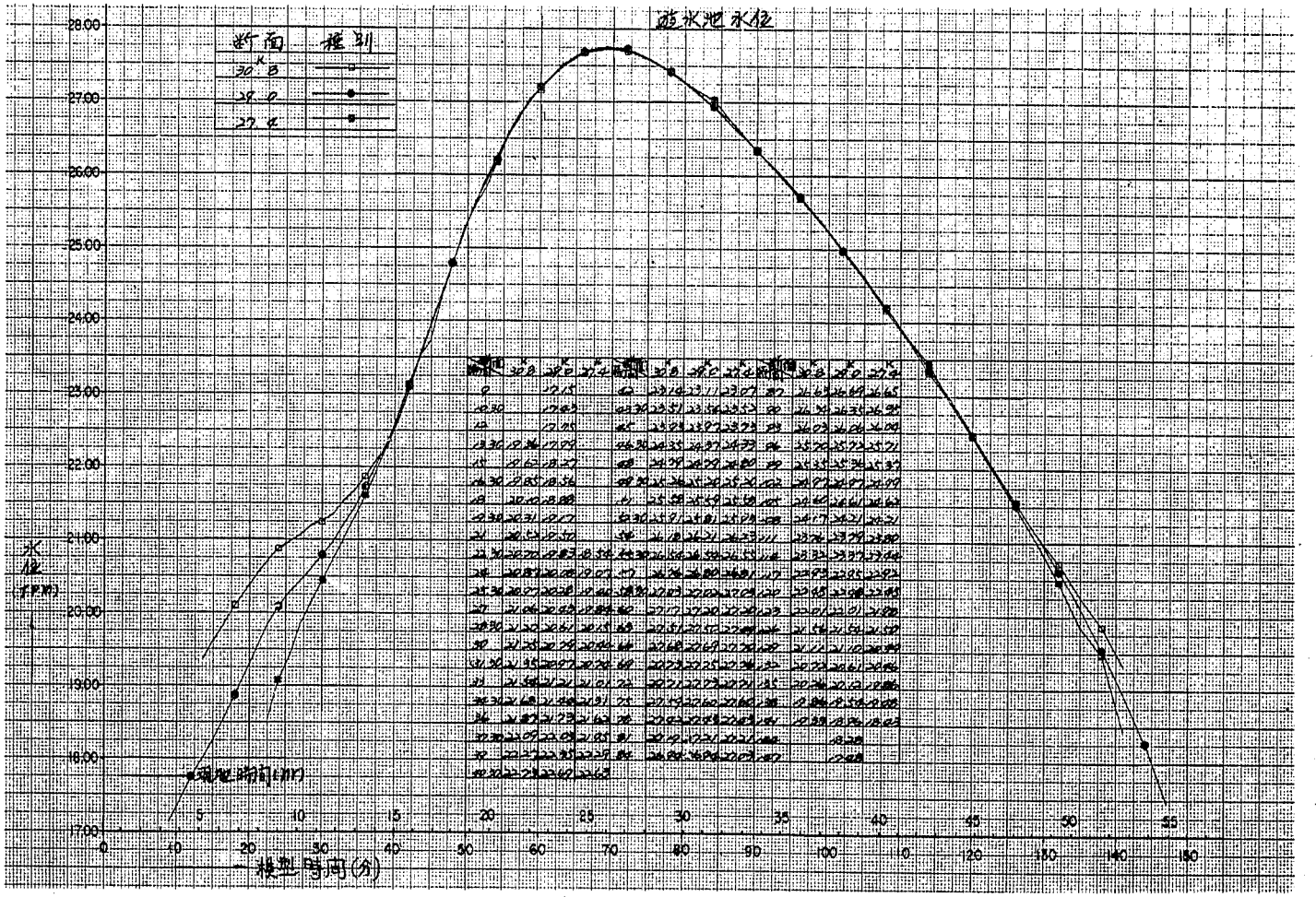


図－６・１０・２　河道内水位時間曲線図　計画流量
小堤なし　　実験９０６０７－１

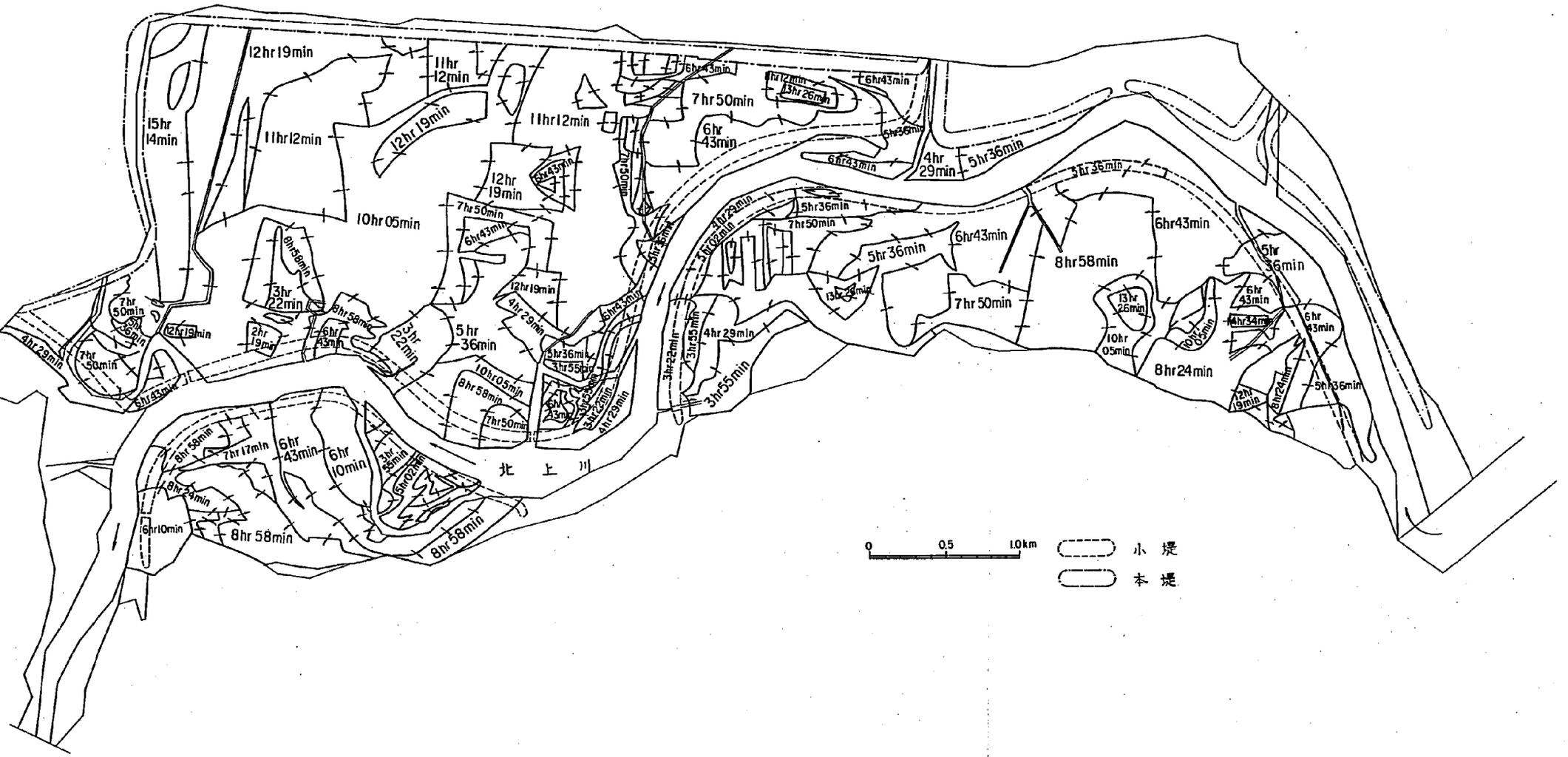


図－6・10・3　水位時間曲線　河道水位

小堤なし　　実験90607－1

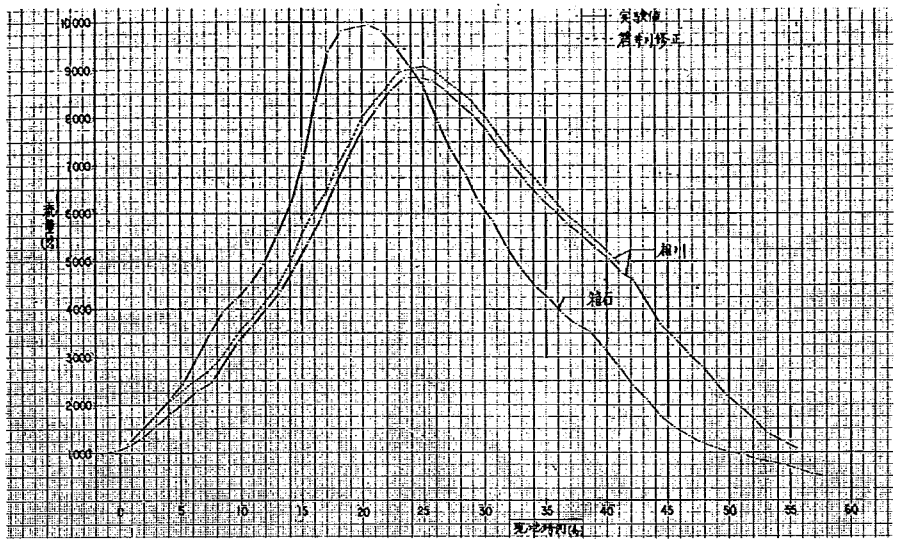


図－6・10・4　水位時間曲線　遊水池水位
小堤なし　　実験90607－1

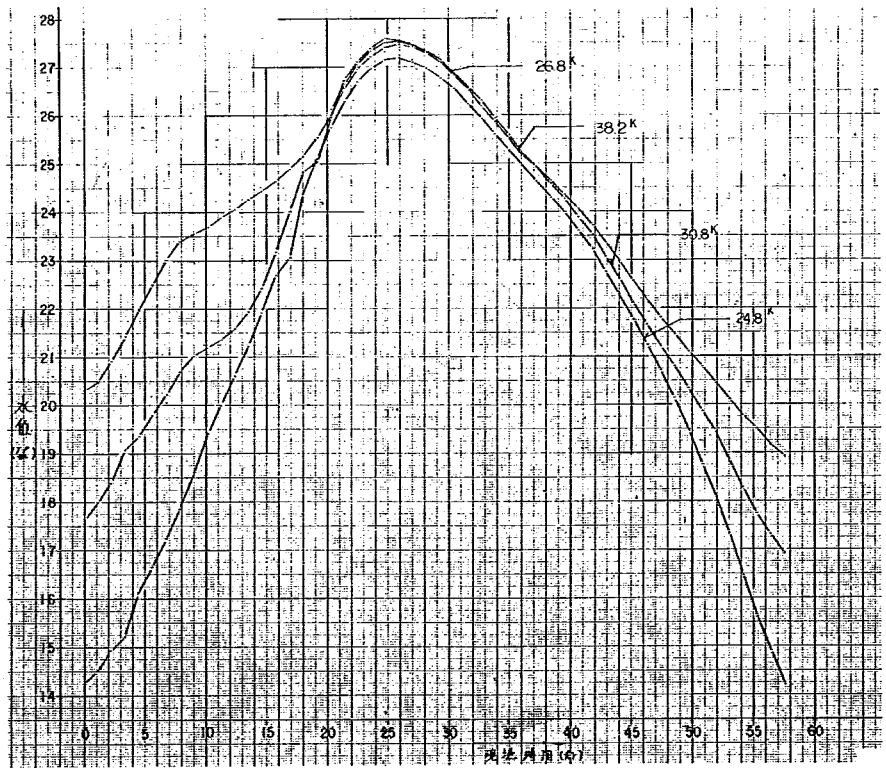


図－6・10・5　浸水範囲時間変化図

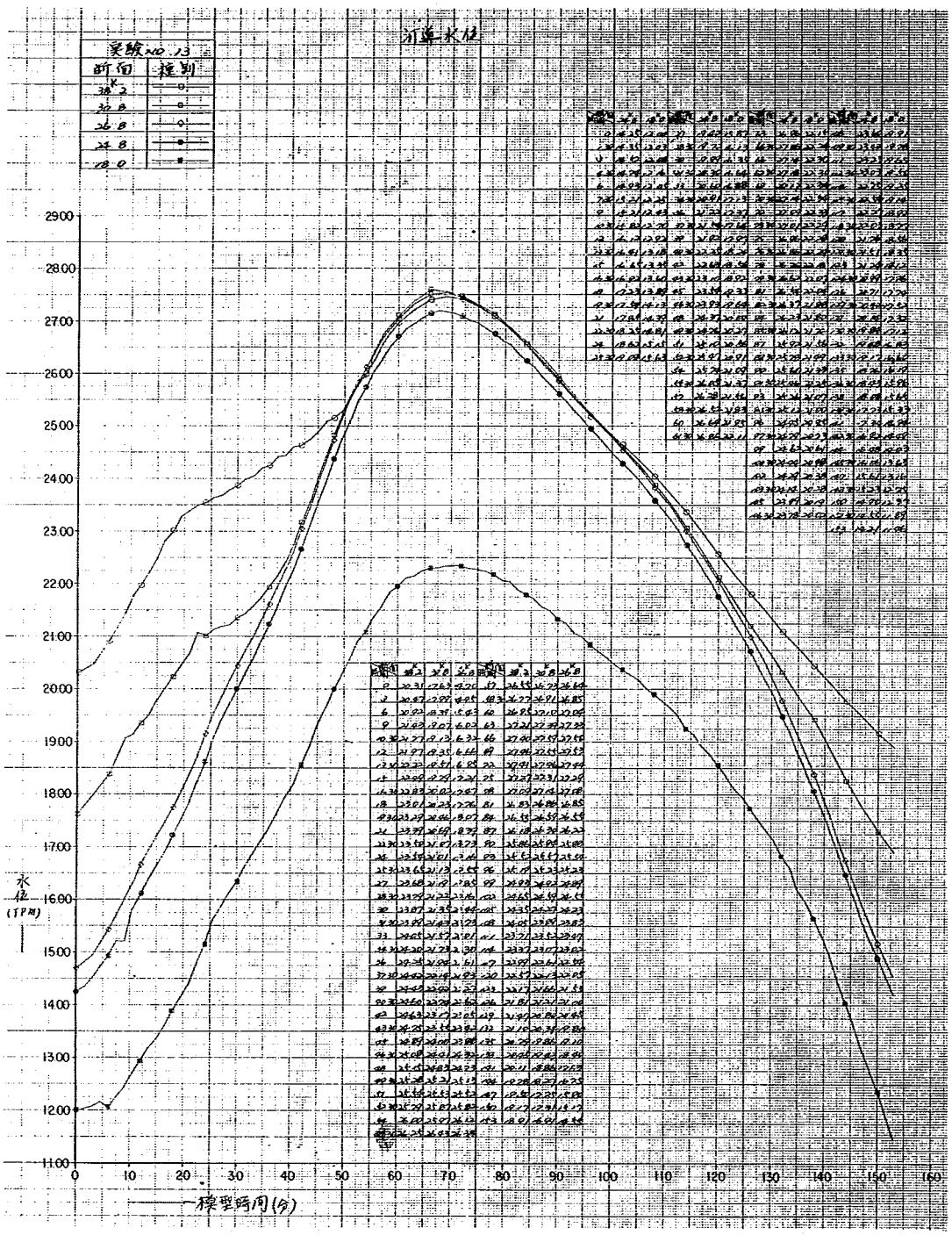
実験90607－1



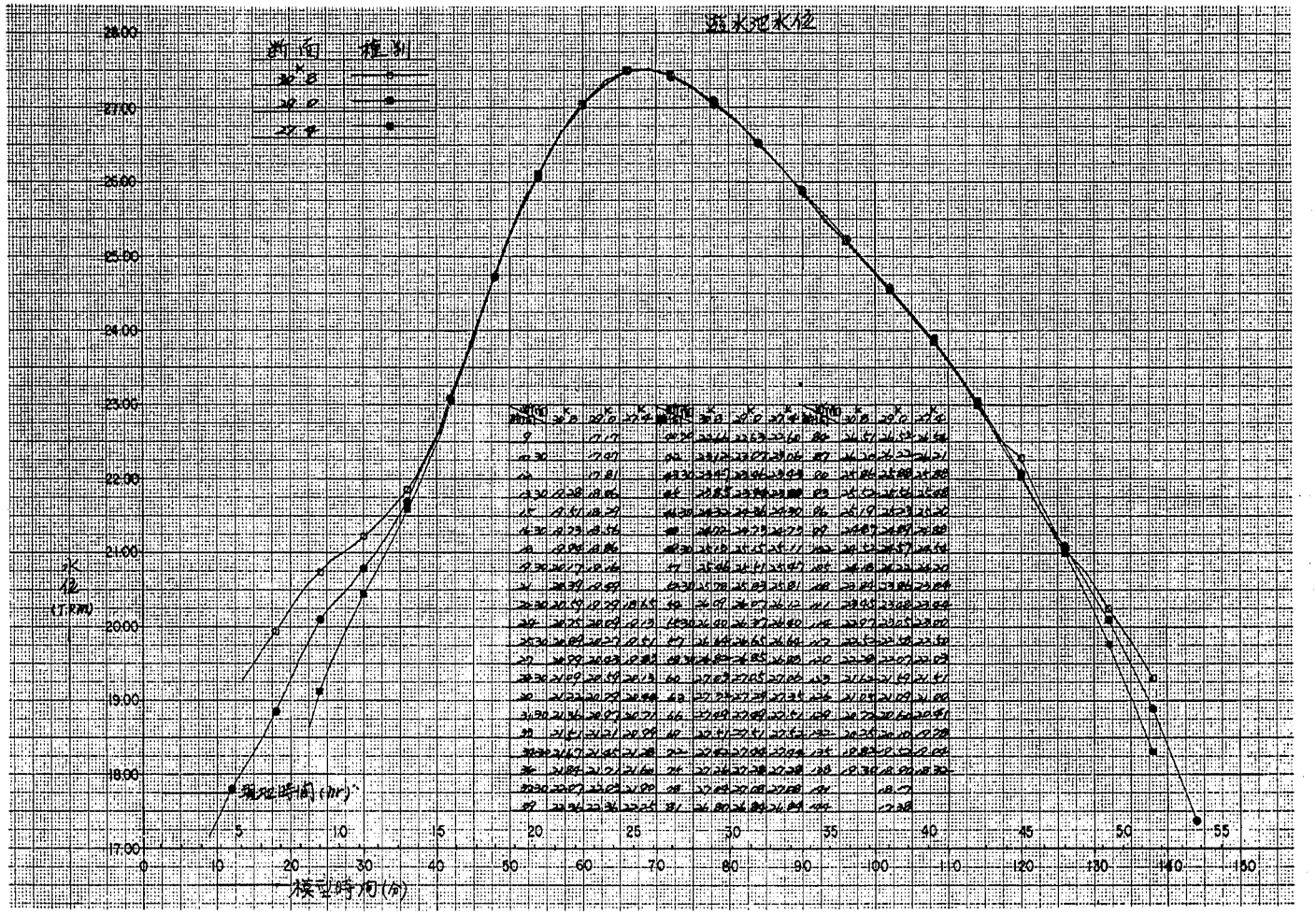
図－６・１１・１　箱石・相川流量時間曲線（計画流量）
小堤なし　　実験９０６０７－２



図－６・１１・２　河道内水位時間曲線
小堤なし　　実験９０６０７－２

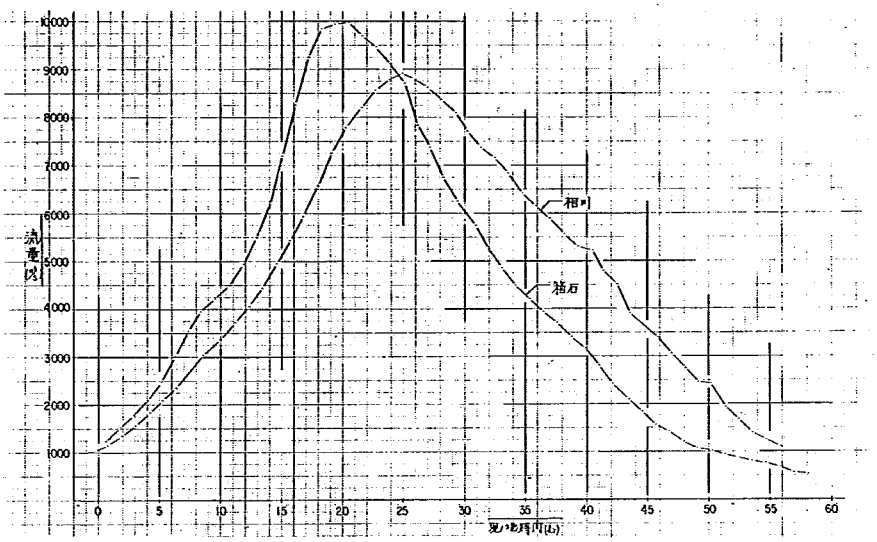


図－6・11・3　水位時間曲線　河道水位
実験90607－2

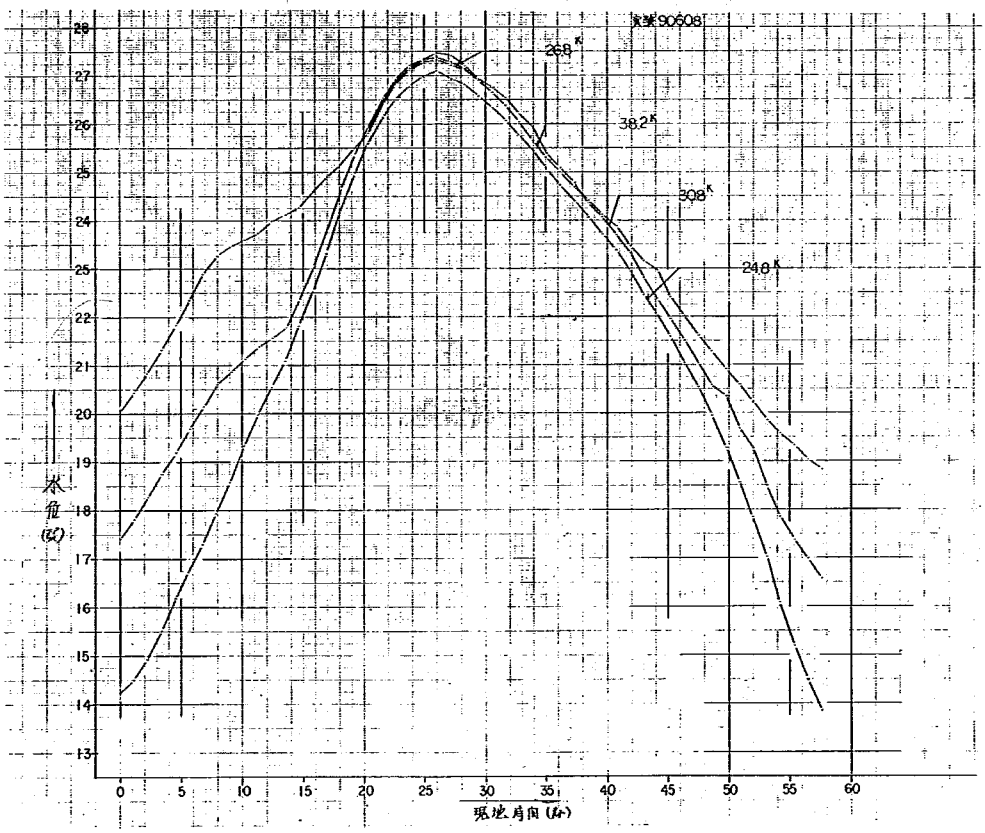


図－6・11・4　水位時間曲線　遊水池水位

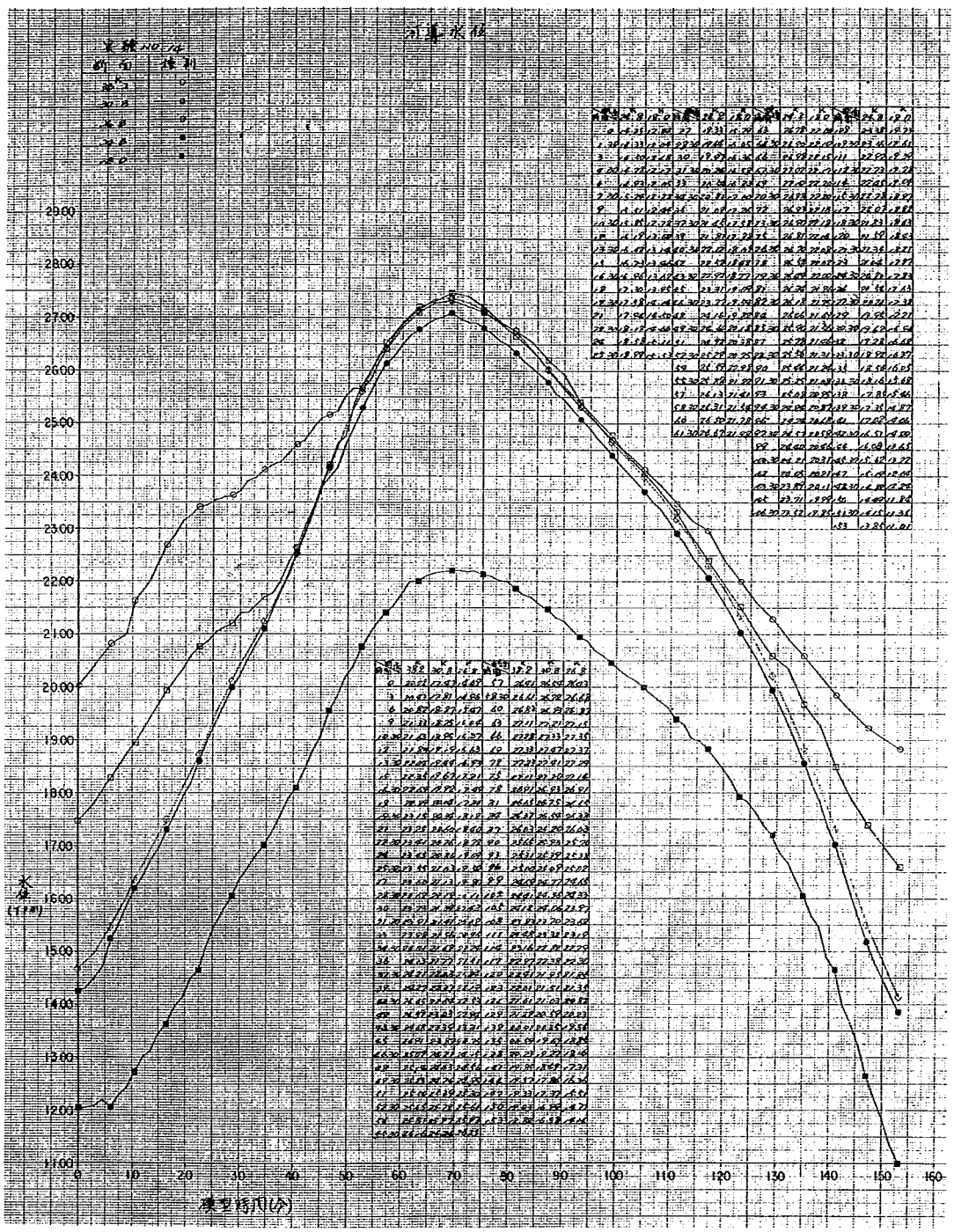
実験90607－2



図－６・１２・１　箱石・相川流量時間曲線　計画流量
小堤なし　　実験９０６０８

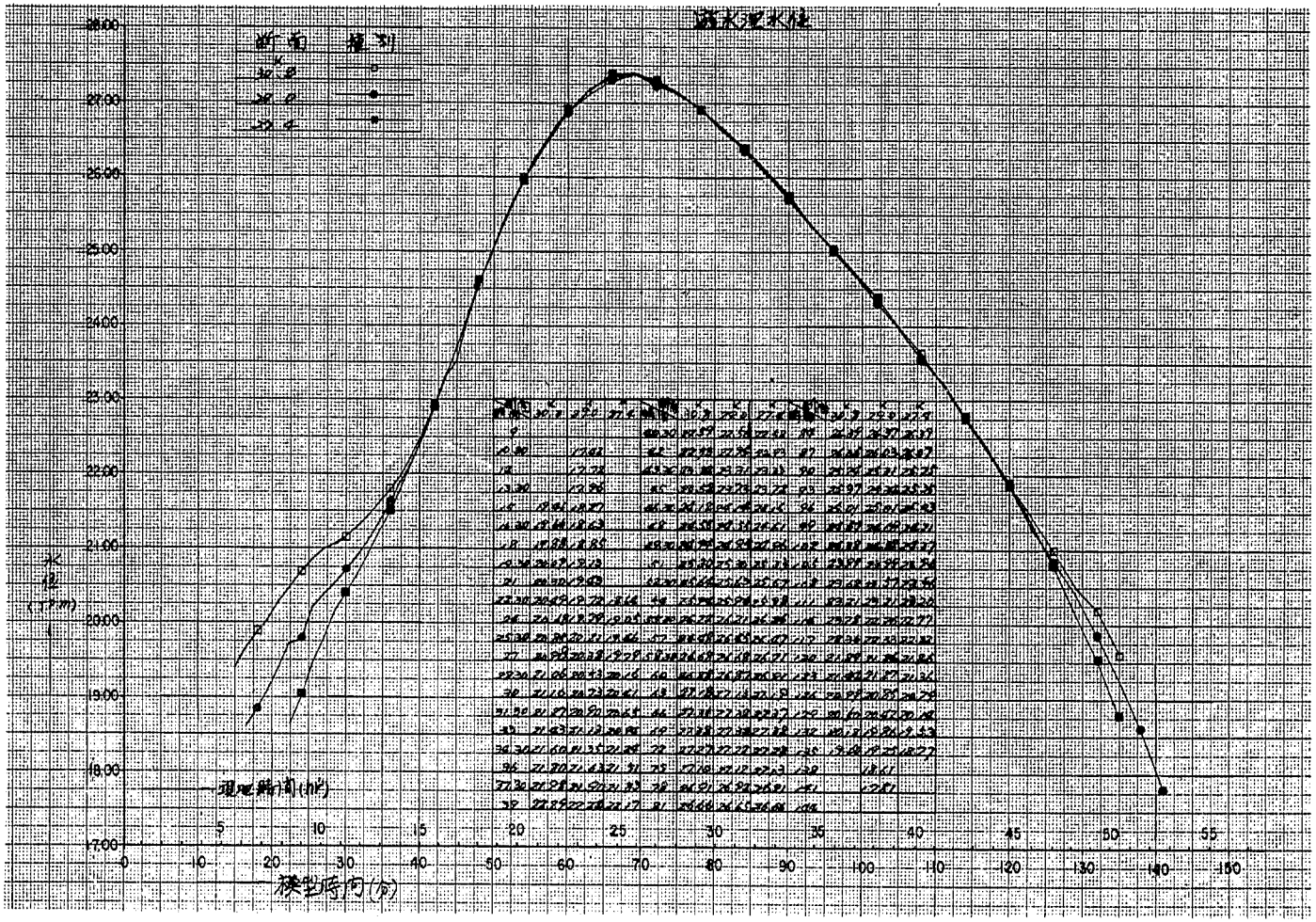


図－６・１２・２　河道内水位－時間曲線
小堤なし　　実験９０６０８

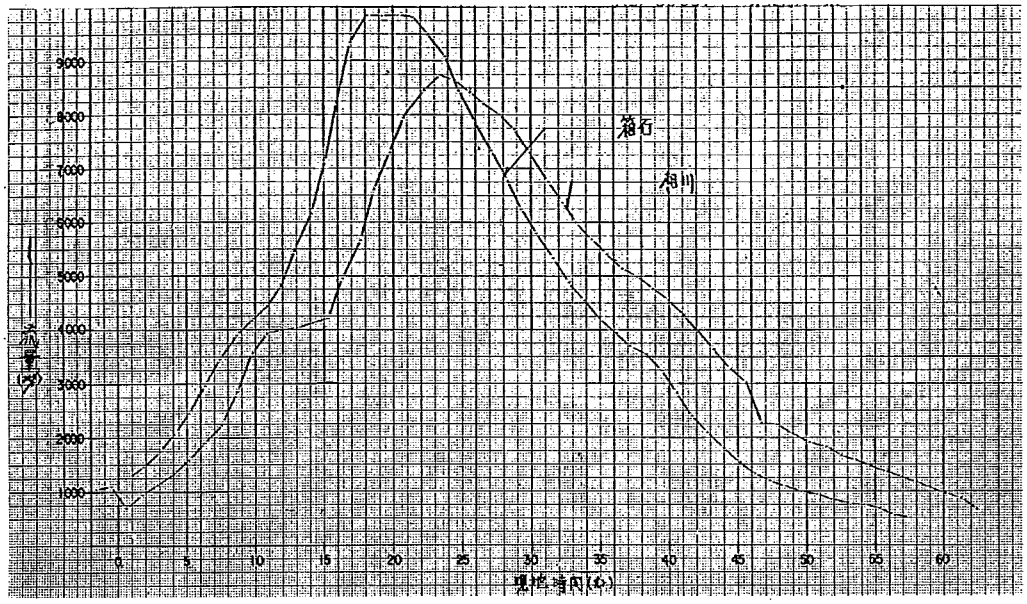


図－６・１２・３　水位時間曲線　河道水位

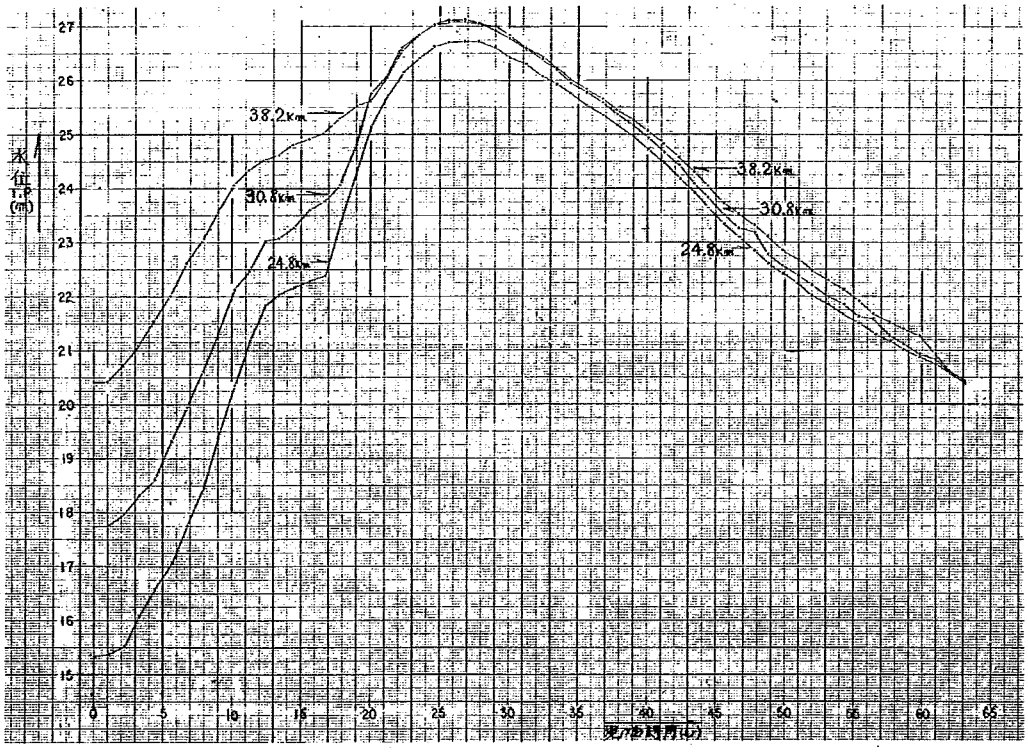
実験９０６０８



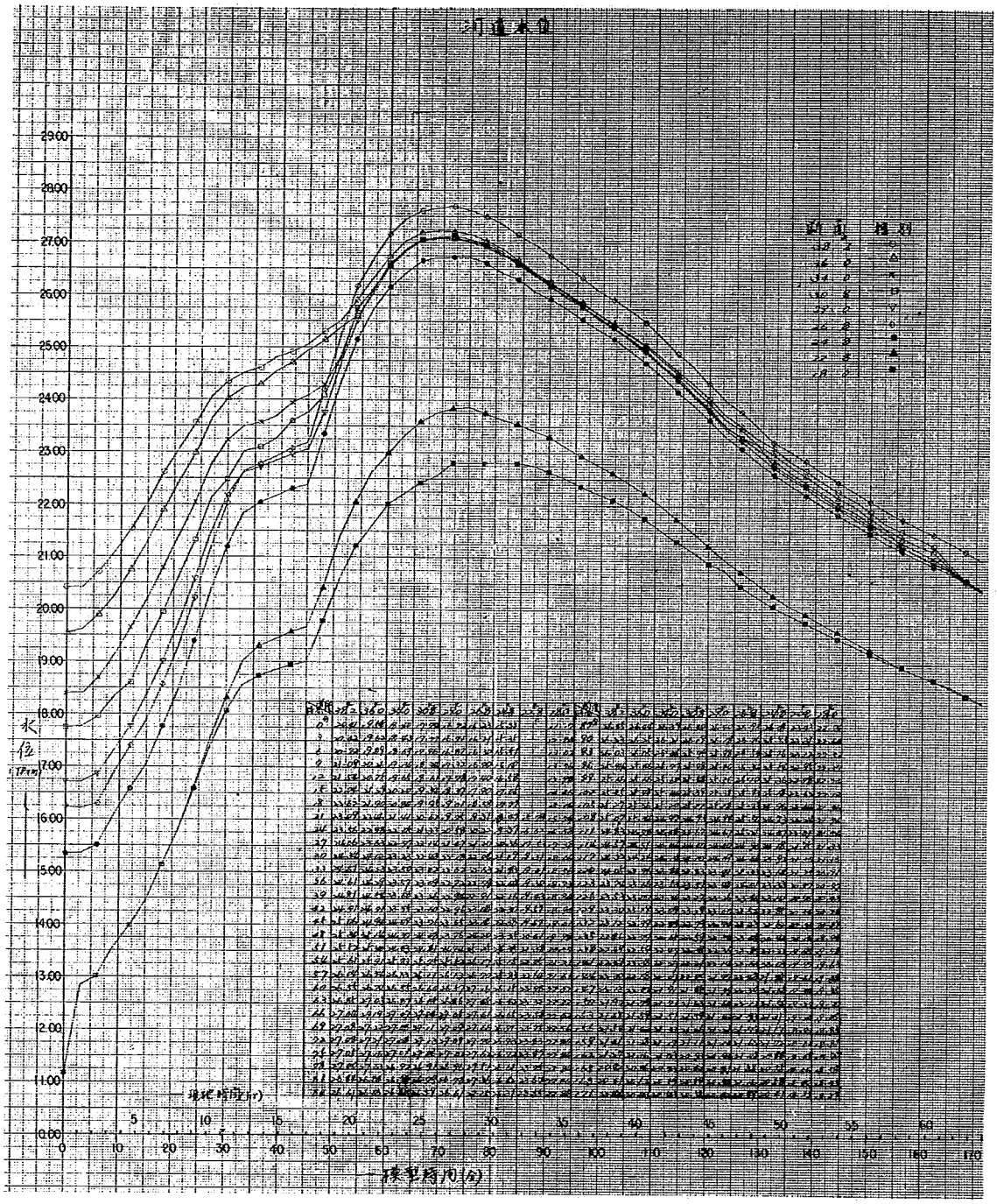
図－６・１２・４　水位時間曲線　遊水池水位
実験９０６０８



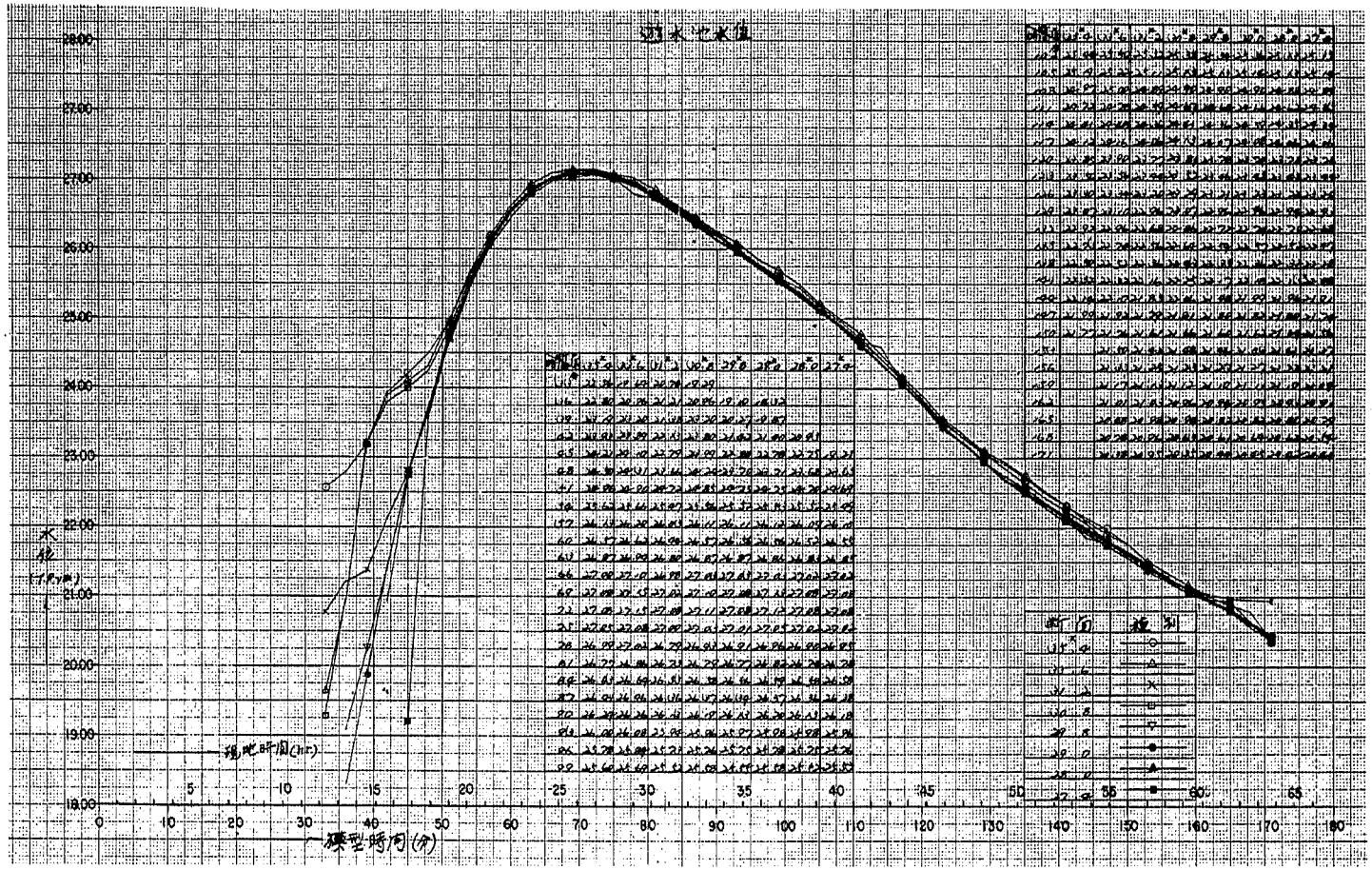
図－６・１３・１　箱石・相川流量時間曲線（計画流量）
実験８０５０７　　小堤第１案



図－６・１３・２　河道内Ｈ～ｔ曲線
実験８０５０７　　小堤第１案

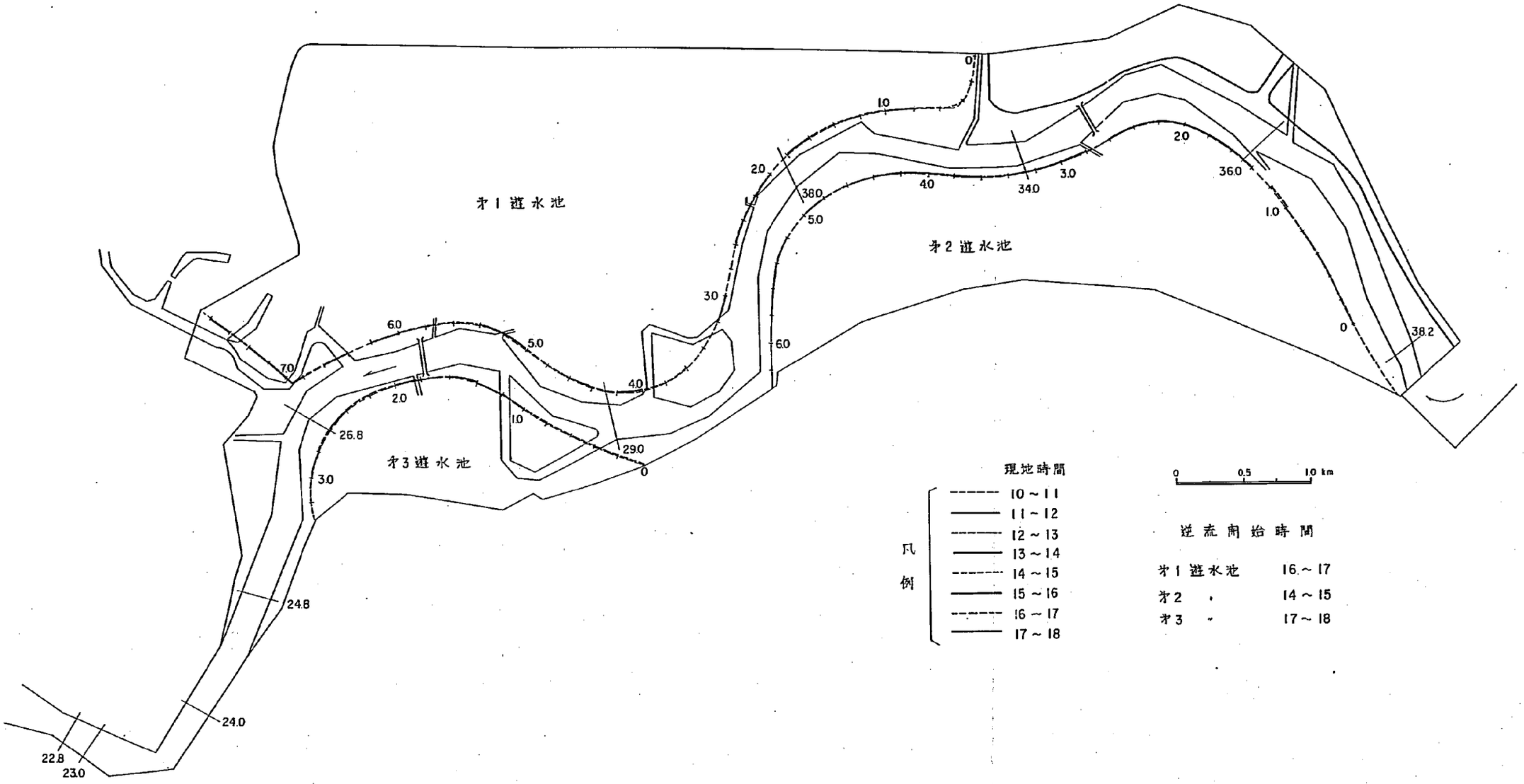


図－6・13・3　水位時間曲線　河道水位
実験80507

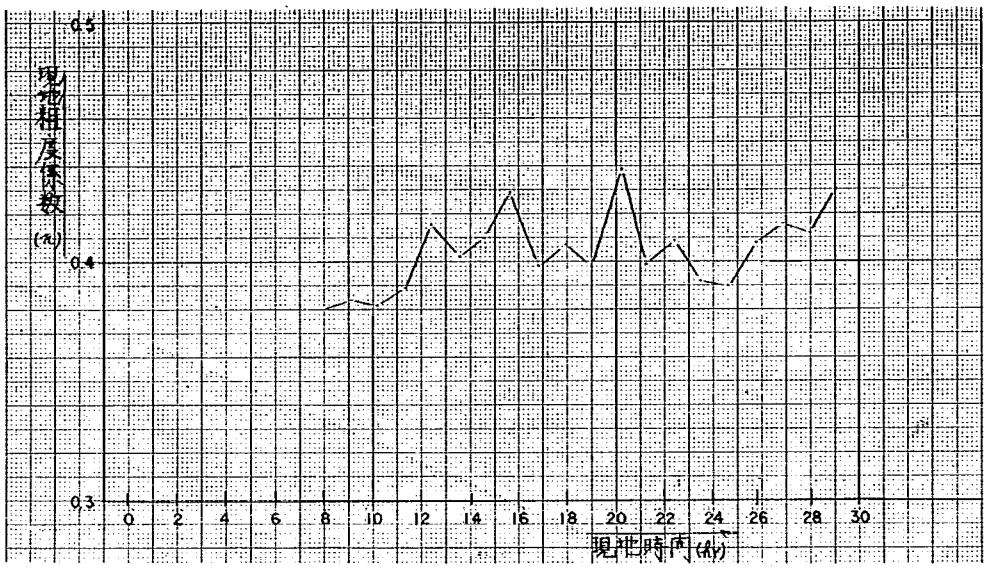


図－６・１３・４　水位時間曲線　遊水池水位

実験８０５０７

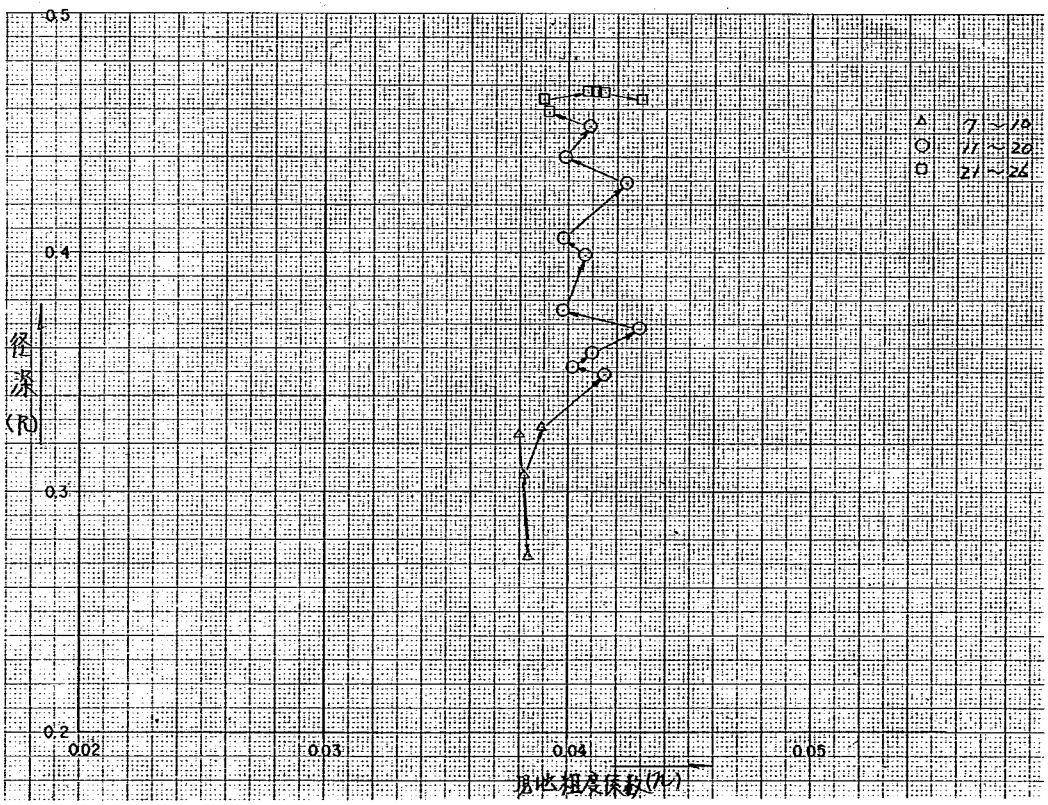


図－6・13・5、小堤越流開始時間
小堤第1案　実験80507



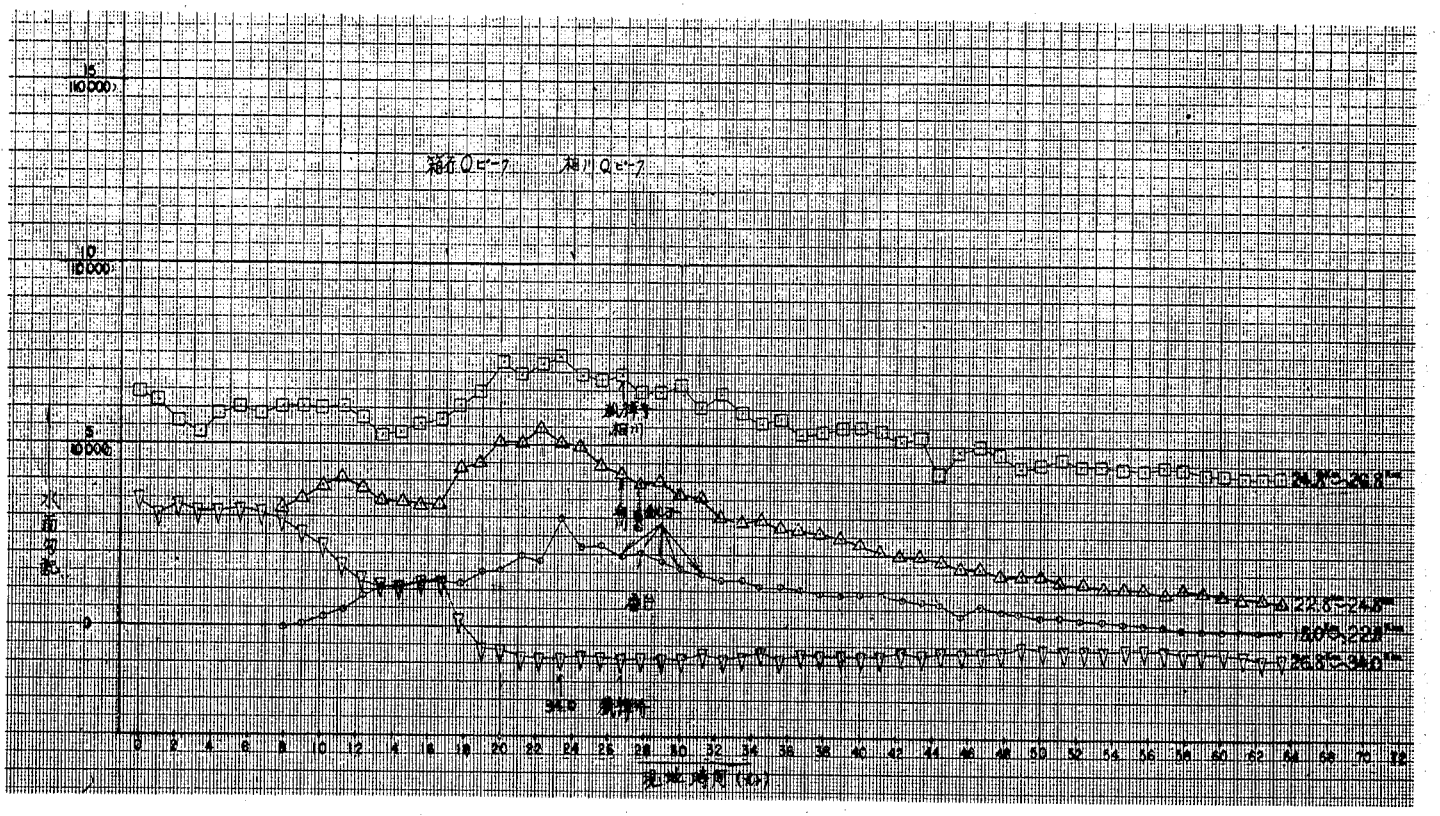
図－6・13・6　n～tの関係

実験8・0507



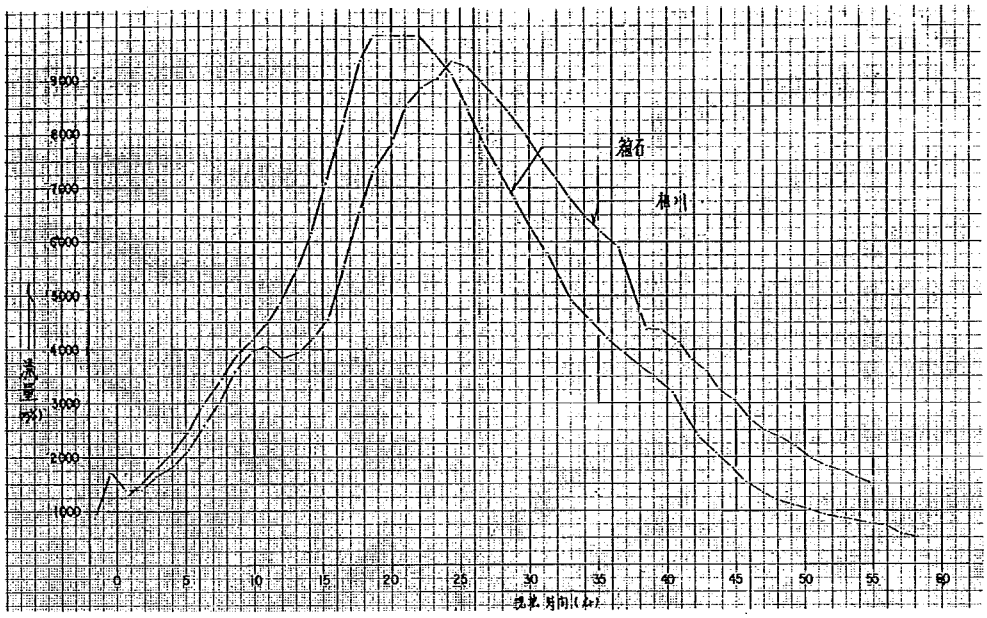
図－6・13・7　R～nの関係

実験8・0507

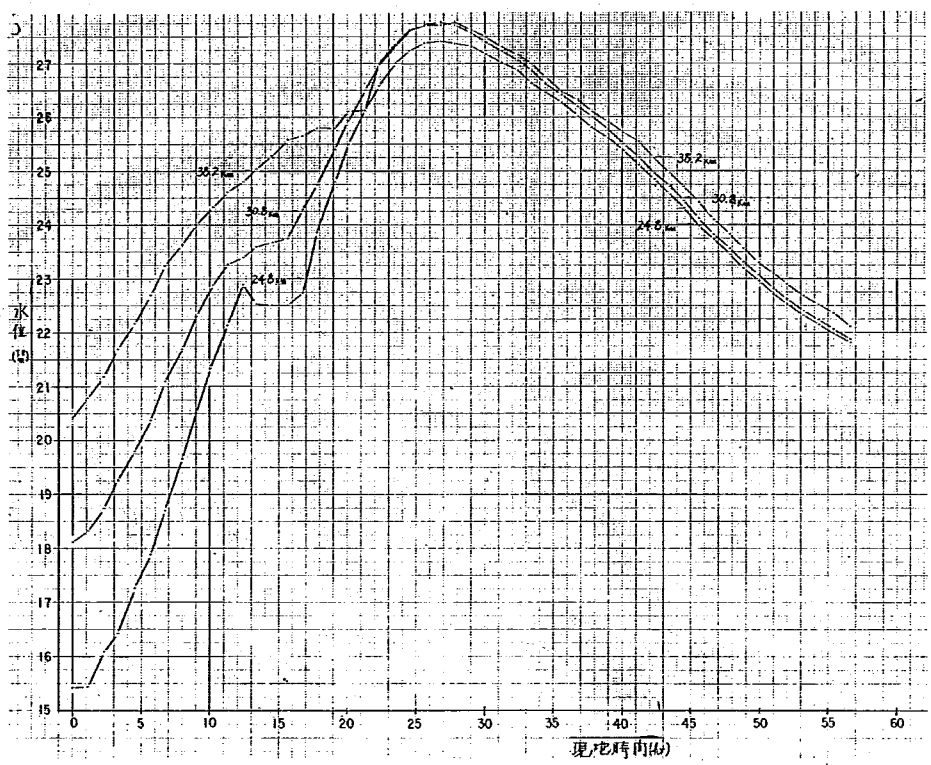


図－6・13・8　水面勾配

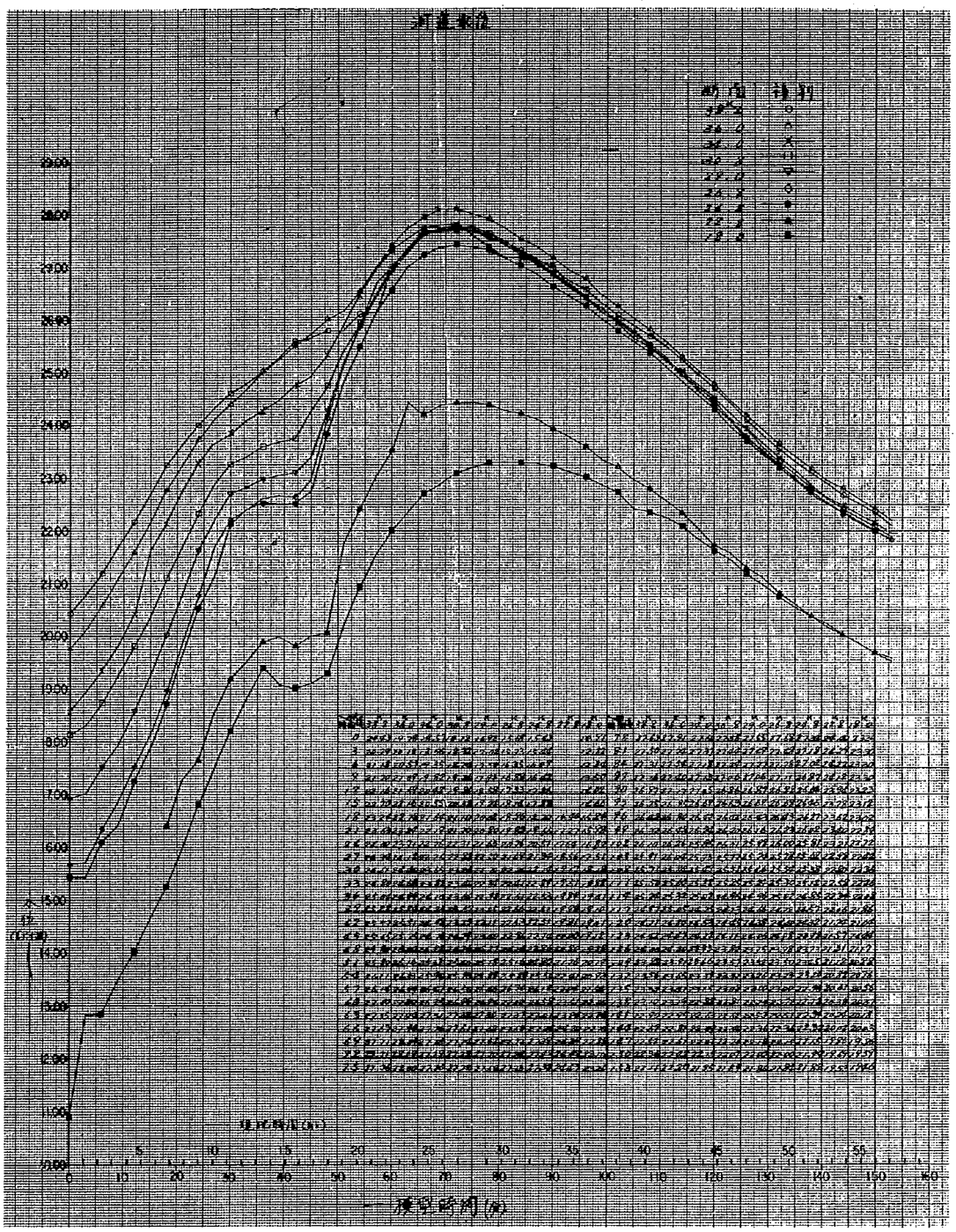
実験８０５０７



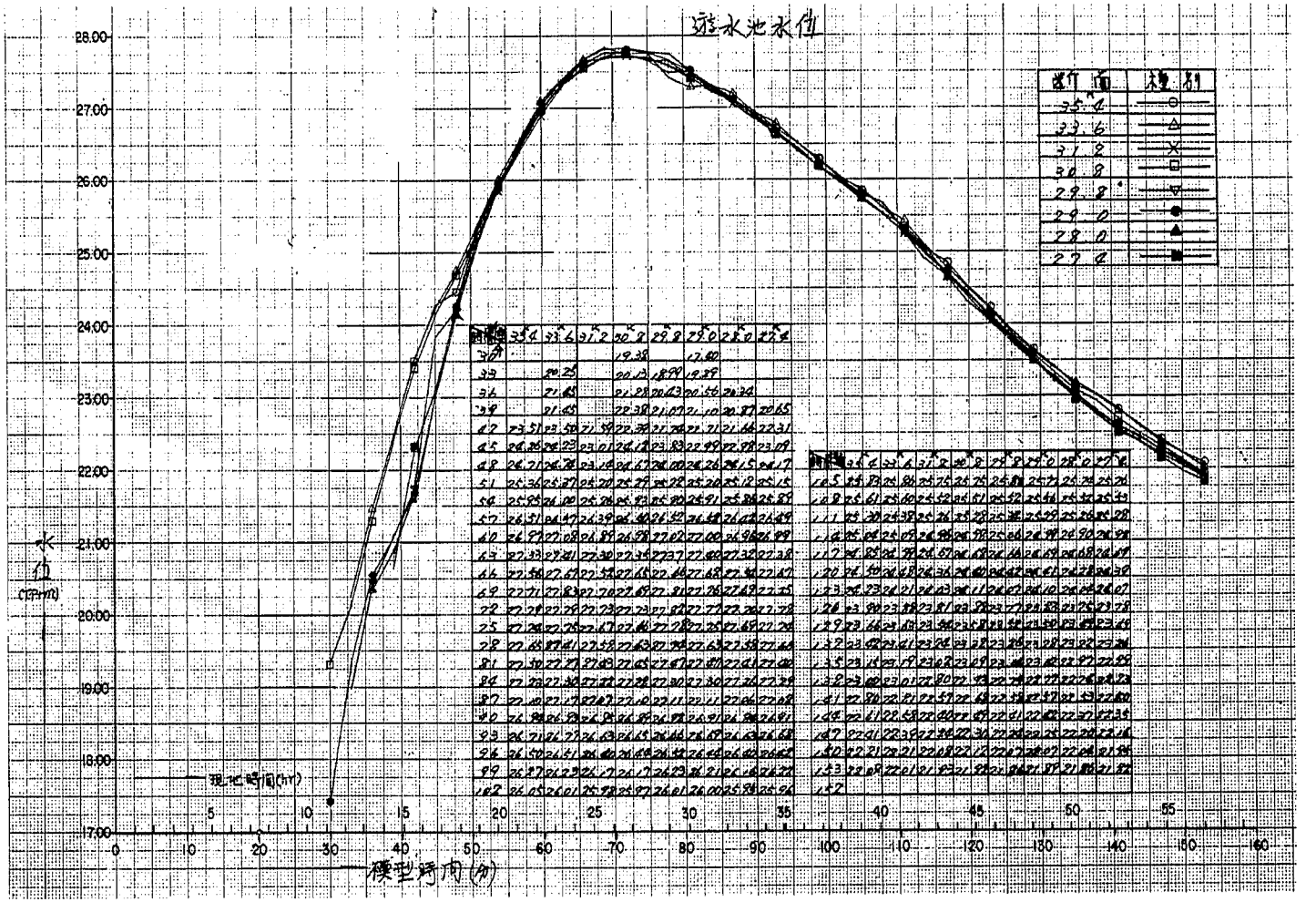
図－６・１４・１　箱石・相川流量時間曲線（計画流量）
実験８０６２０　小堤第２案



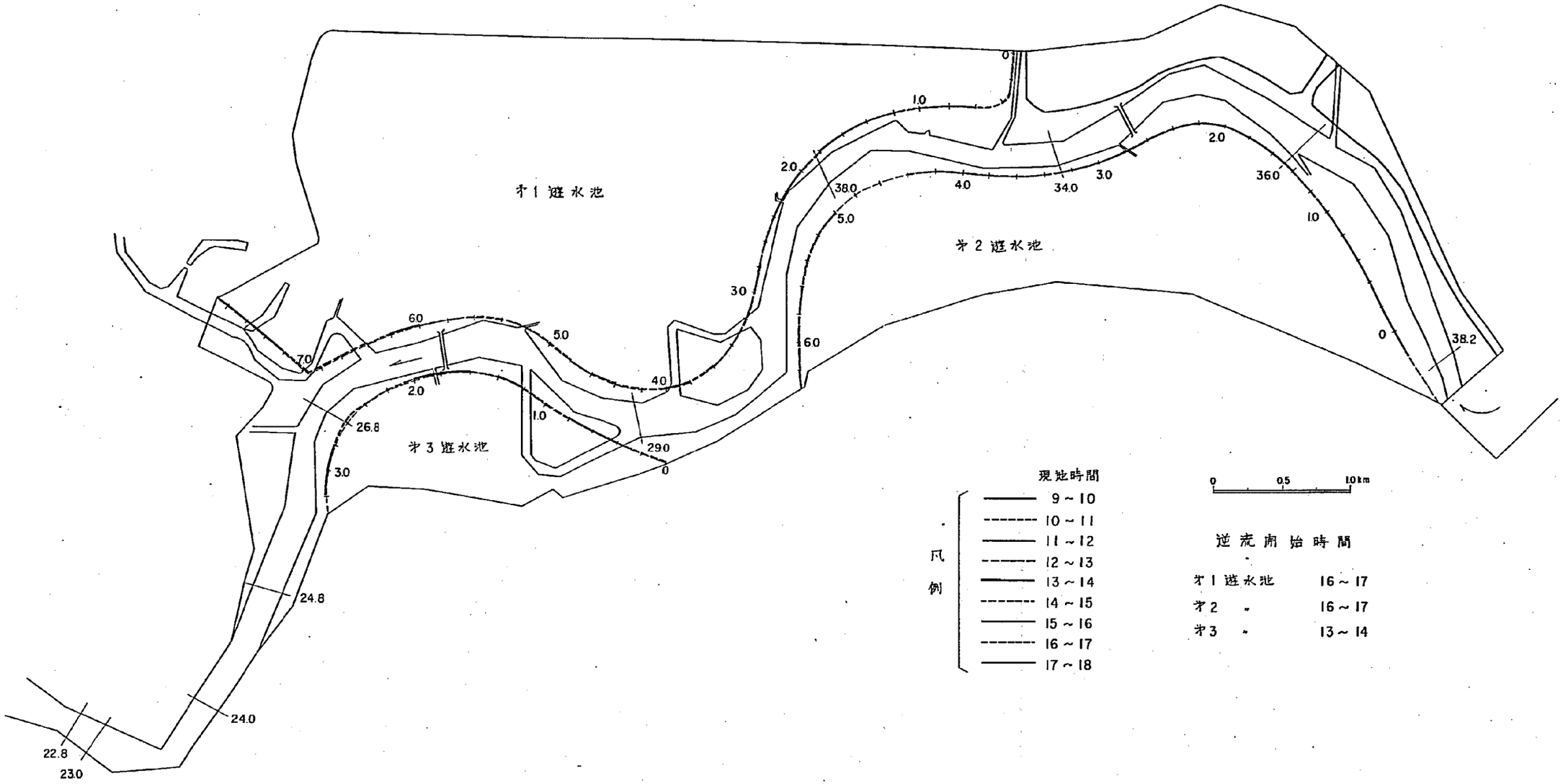
図－６・１４・２　河道内Ｈ～ｔ曲線
実験８０６２０　小堤第２案



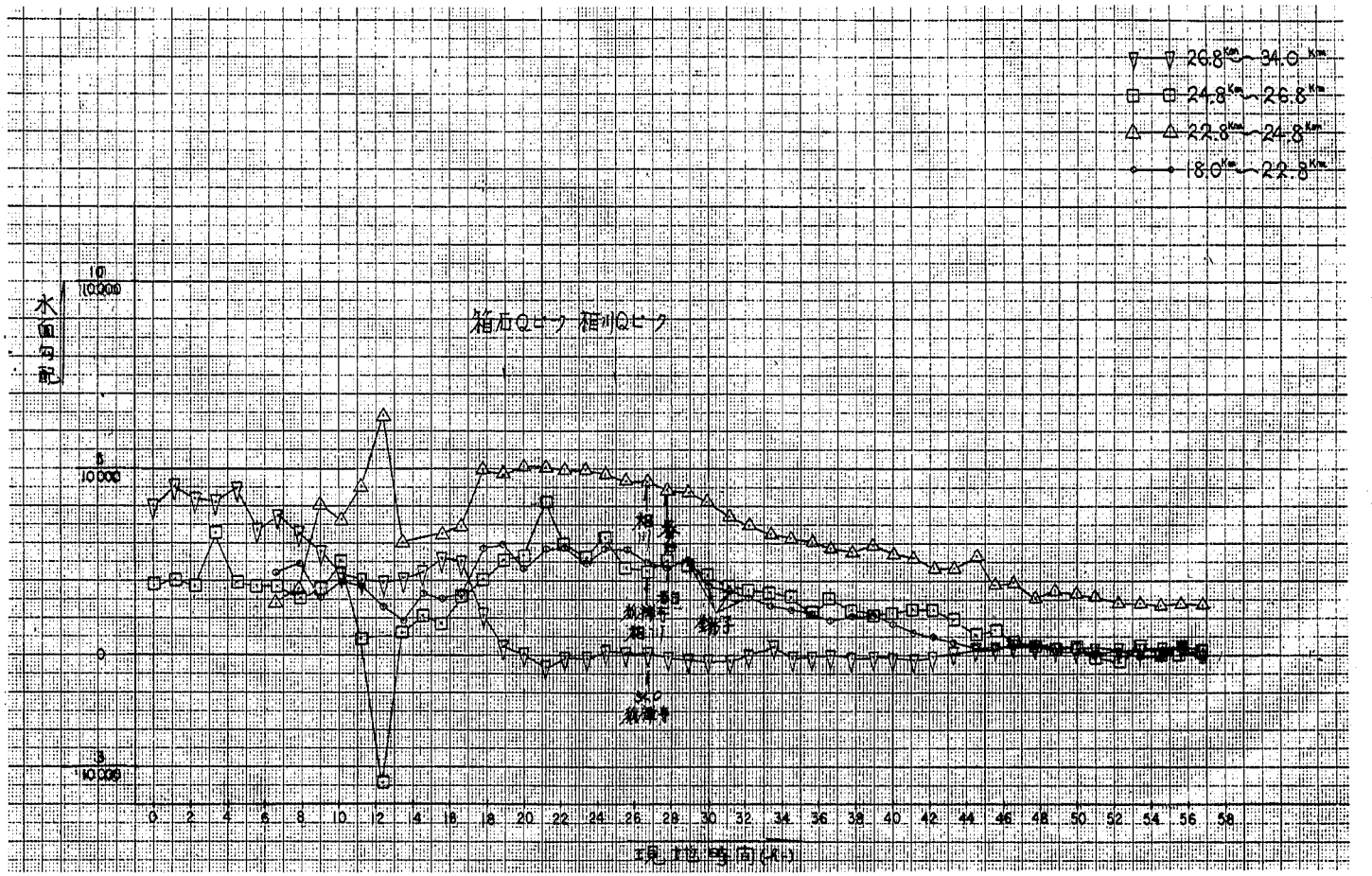
図－６・１４・３　水位時間曲線　河道水位
実験８０６２０



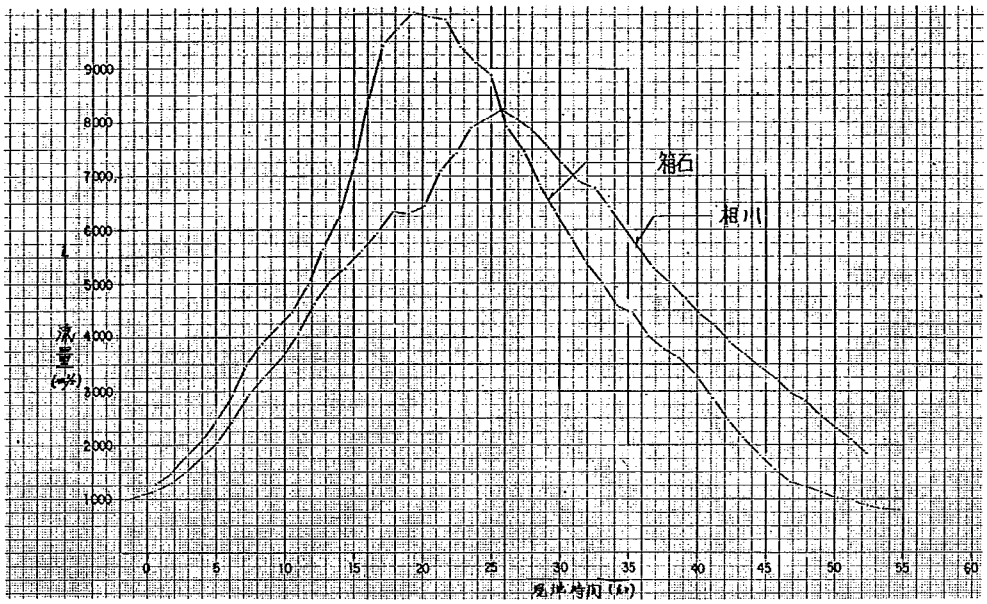
図－6・14・4　水位時間曲線　遊水池水位
実験80620



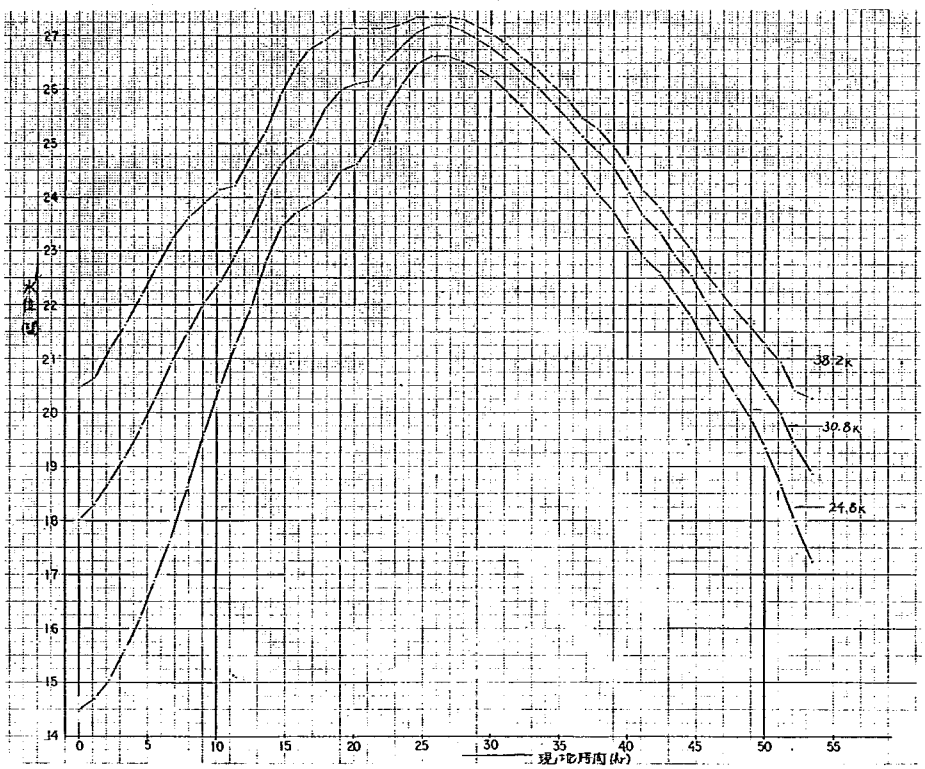
図－6・14・5　小堤越流開始時間
小堤第6案　実験80620



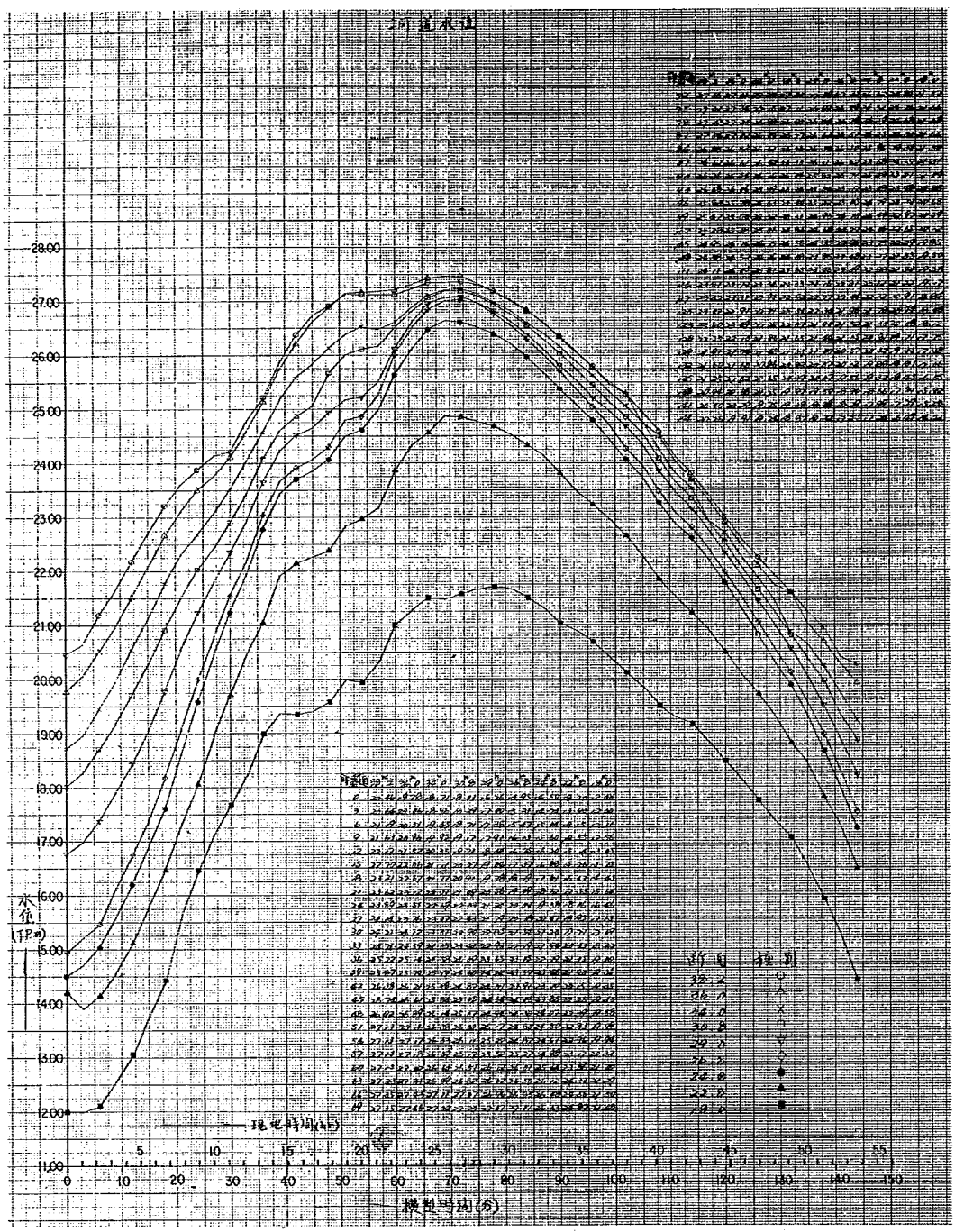
図－6・14・6　水面勾配
実験80620



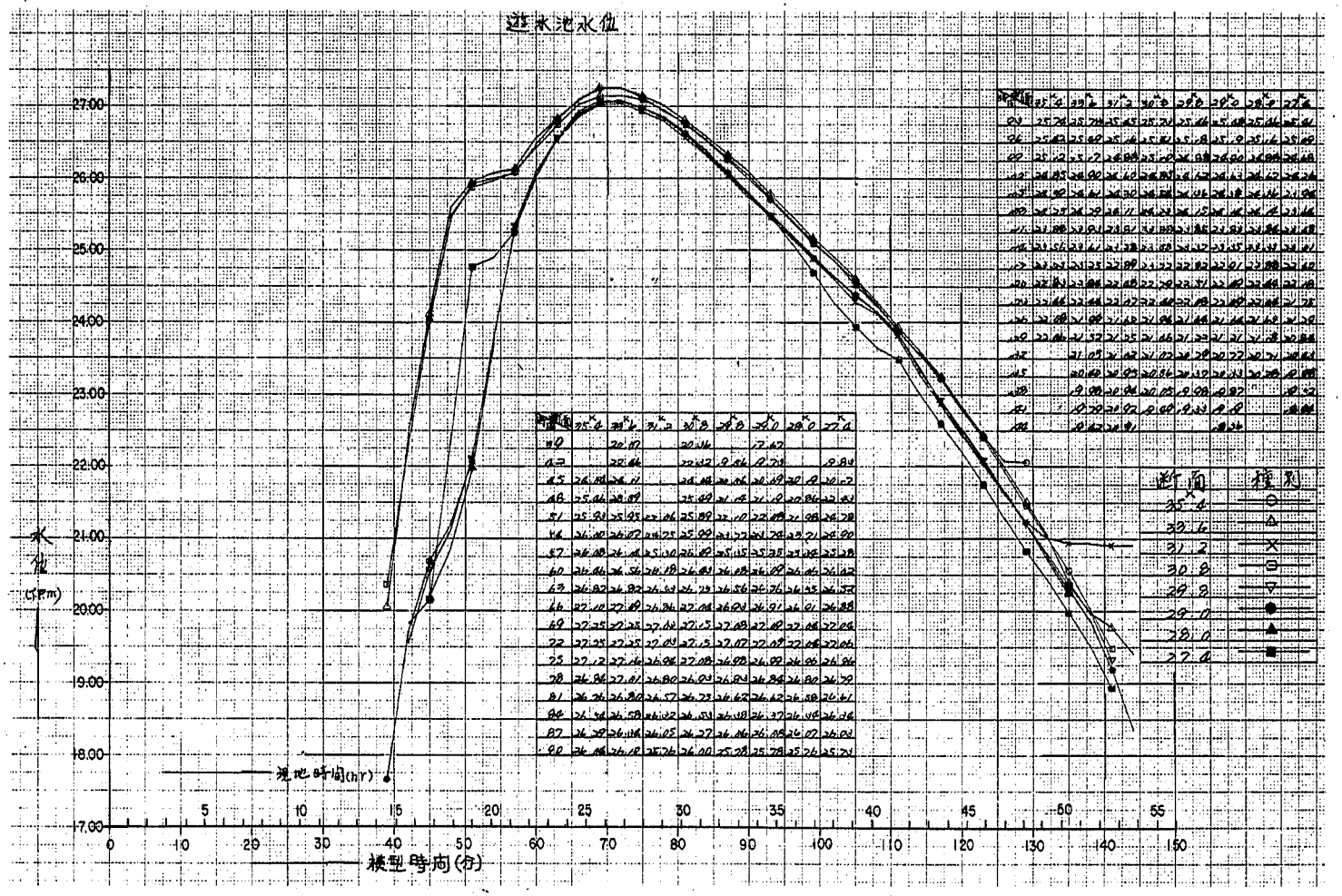
図－６・１５・１　箱石・相川流量時間曲線（計画流量）
実験８１１０７　小堤第３案



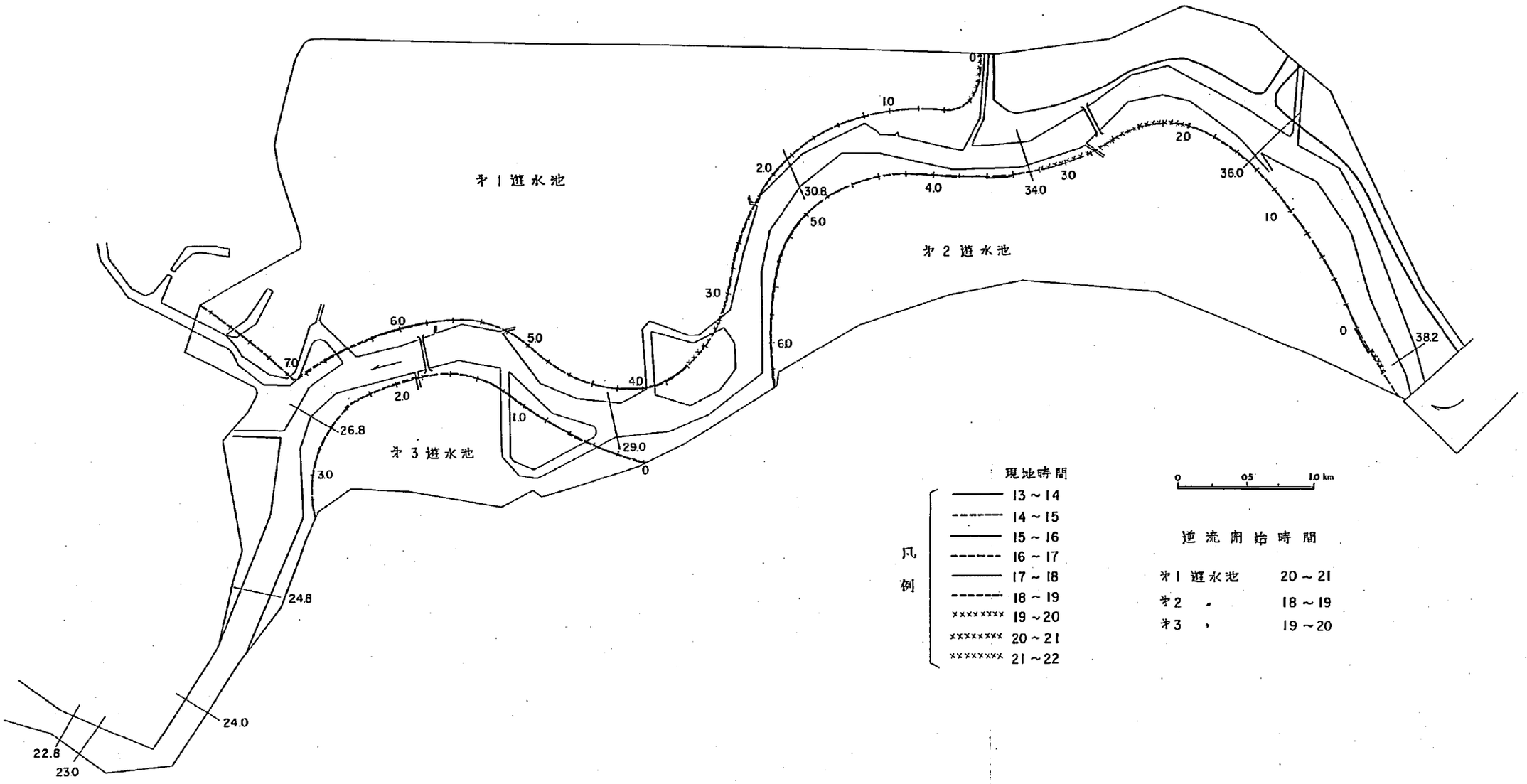
図－６・１５・２　河道内Ｈ～ｔ曲線
実験８１１０７　小堤第３案



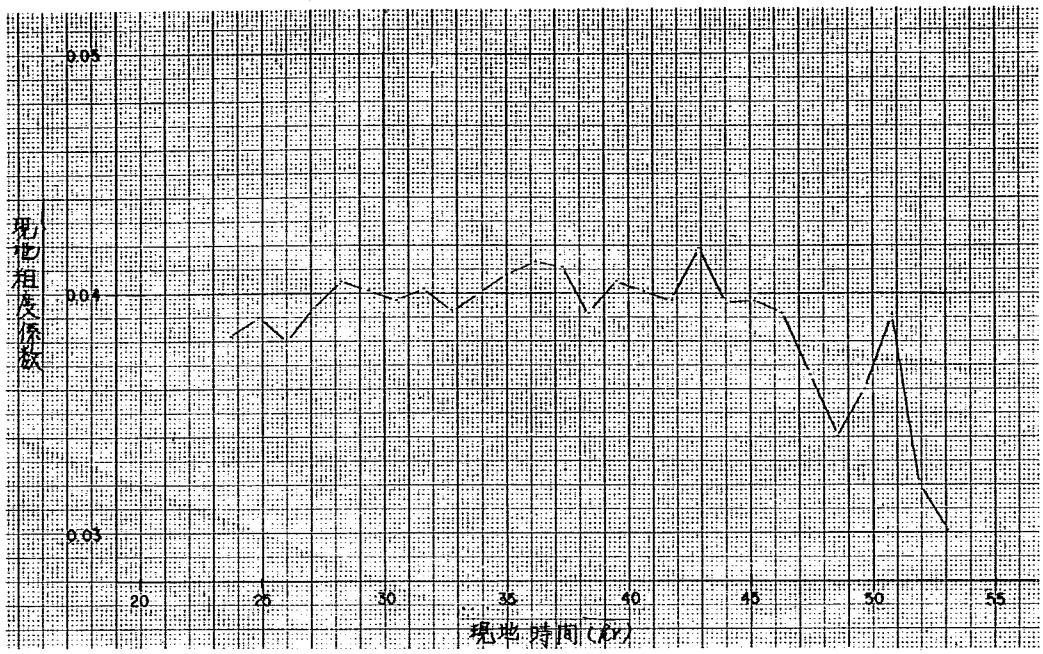
図－6・15・3　水位時間曲線　河道水位
実験81107



図－6・15・4　水位時間曲線　遊水池水位
実験81107

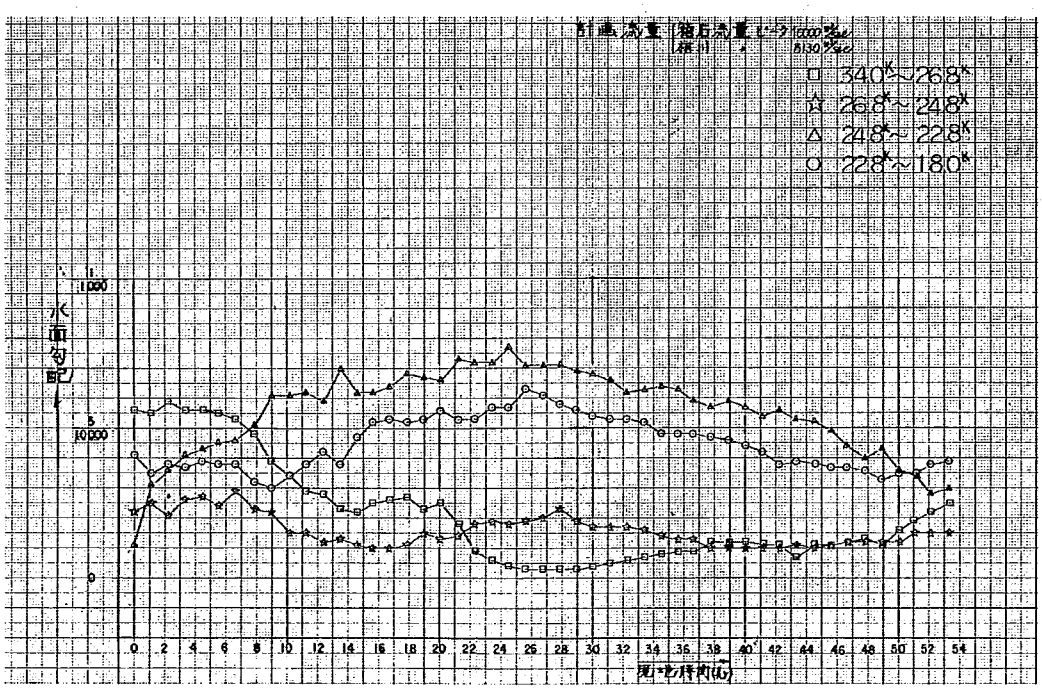


図－6・15・5　小堤越流開始時間
小堤第3案　実験81107



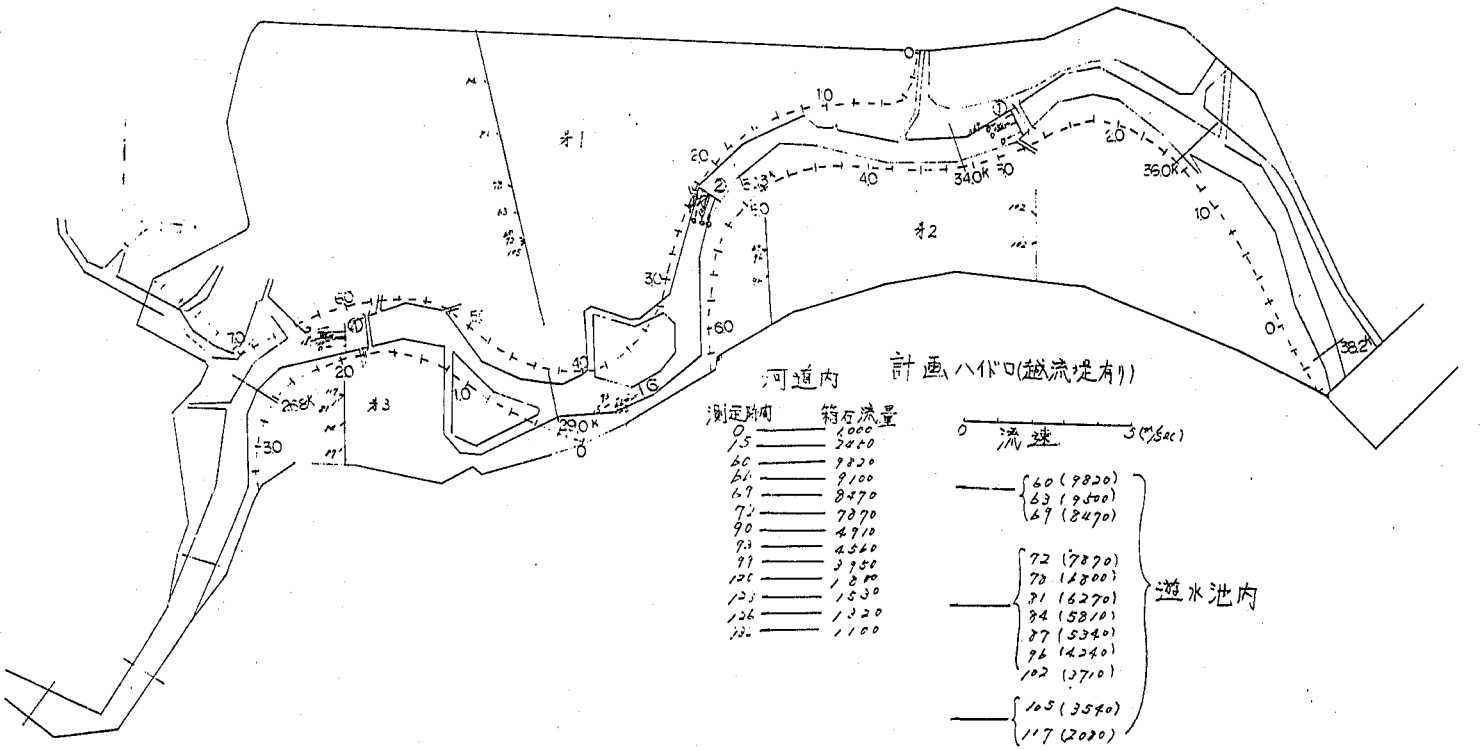
図－6・15・6　n～tの関係

実験81107



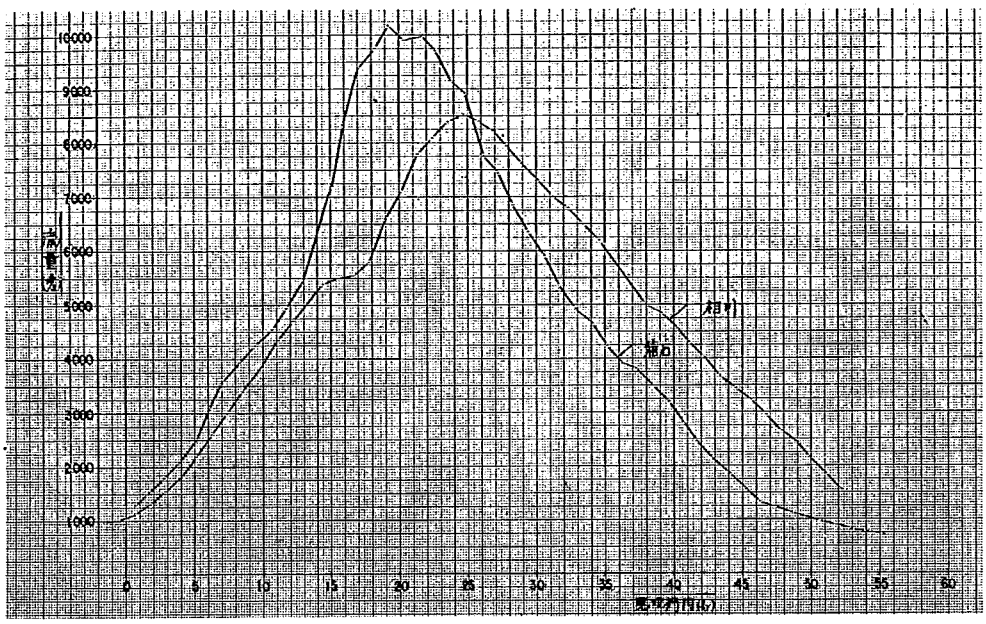
図－6・15・7　水面勾配

実験81107

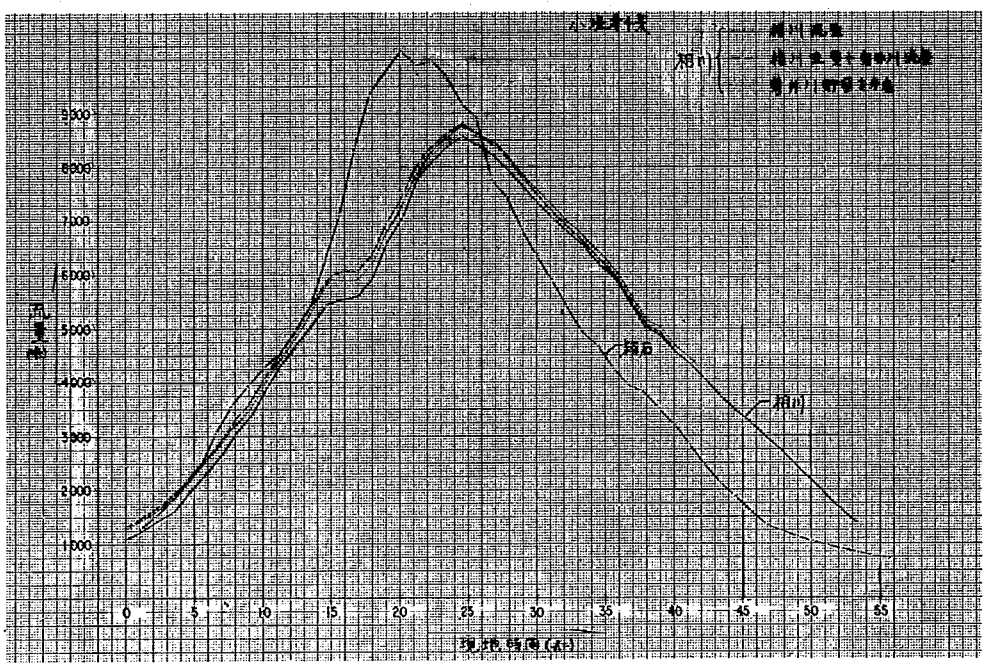


図－6・15・8　流速分布図

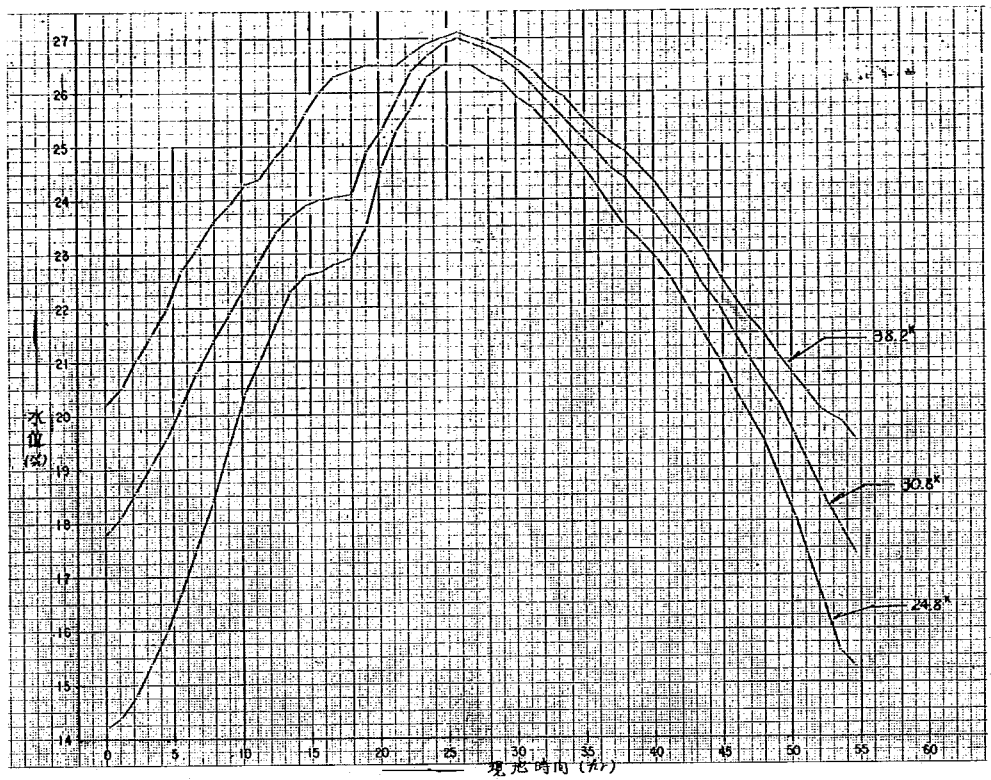
実験81107



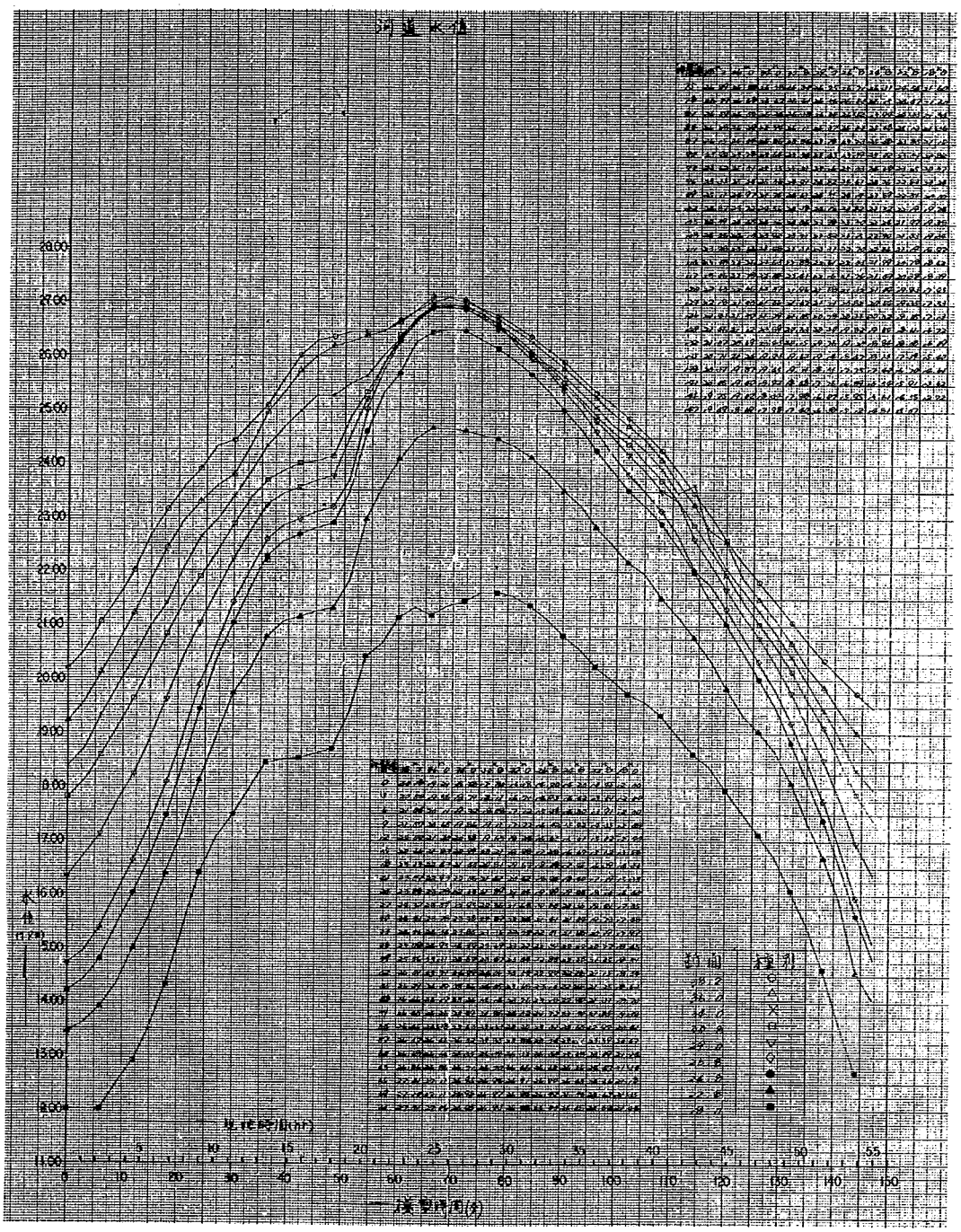
図－６・１６・１　箱石・相川流量時間曲線（計画流量）
実験８１１２９　小堤第４案



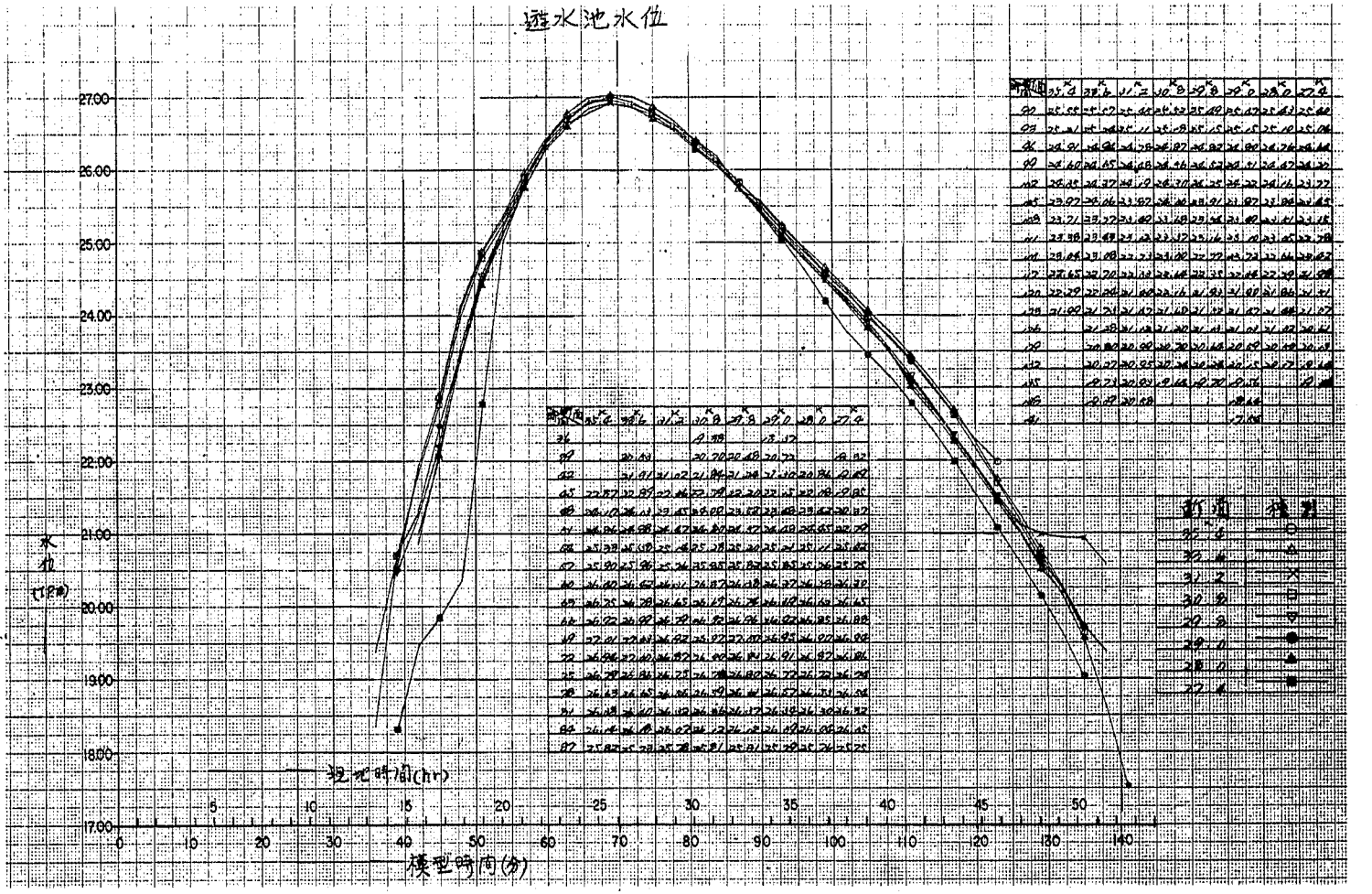
図－６・１６・２　箱石・相川Ｑ～ｔ曲線
実験８１１２９　小堤第４案



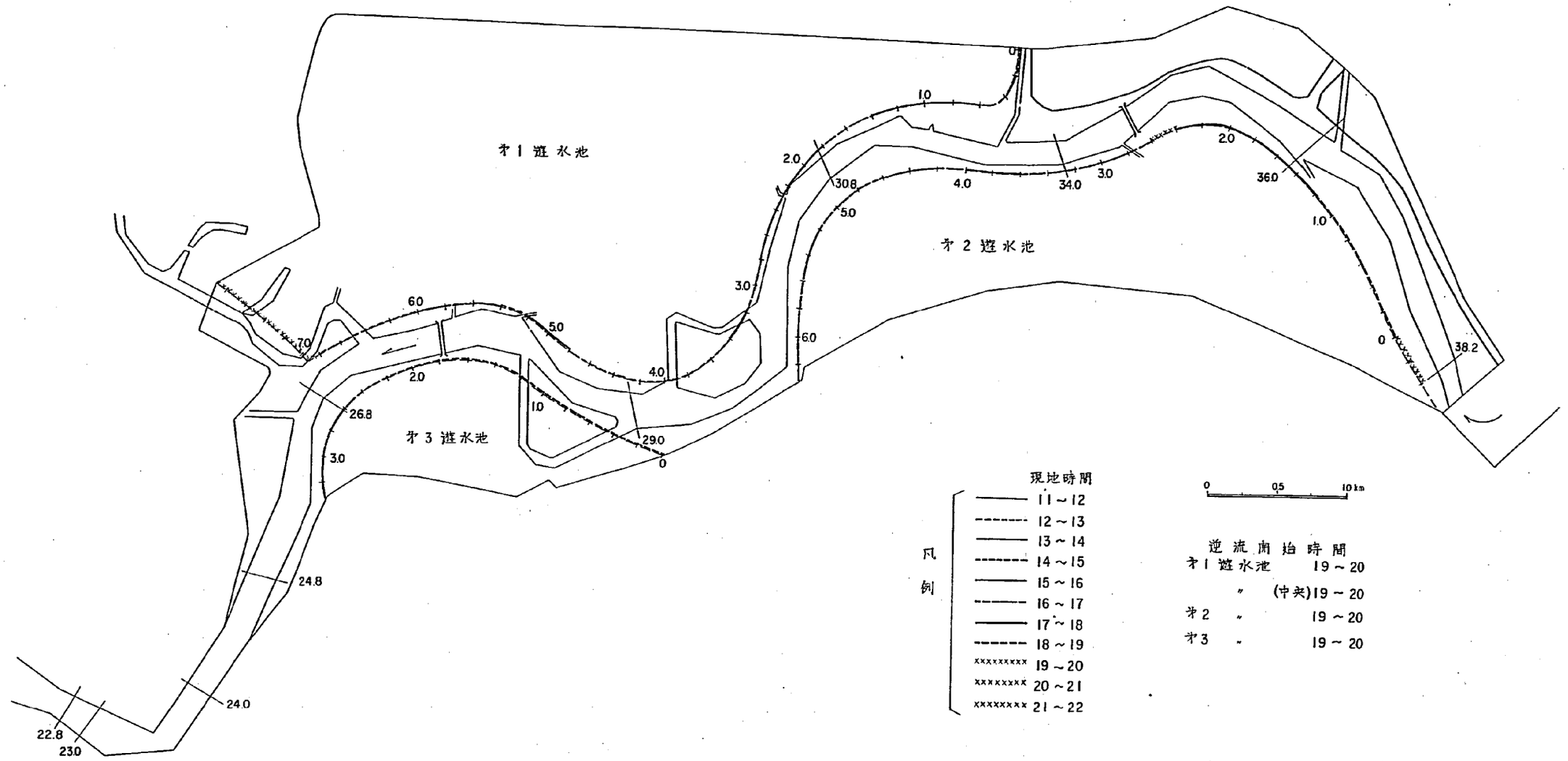
図－６・１６・３　河道内Ｈ～ｔ曲線
実験８１１２９　小堤第４案



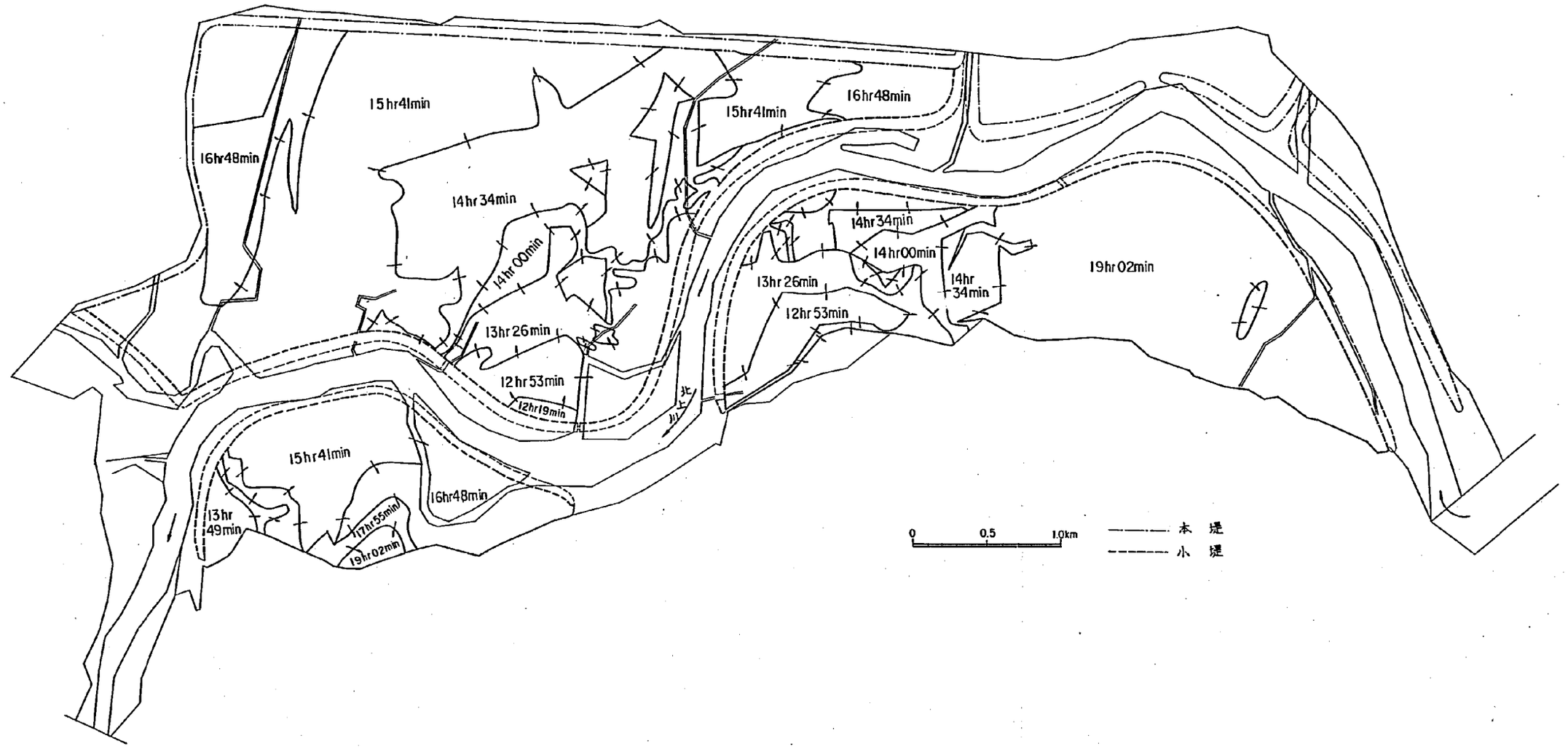
図－6・16・4　水位時間曲線　河道水位
実験81129



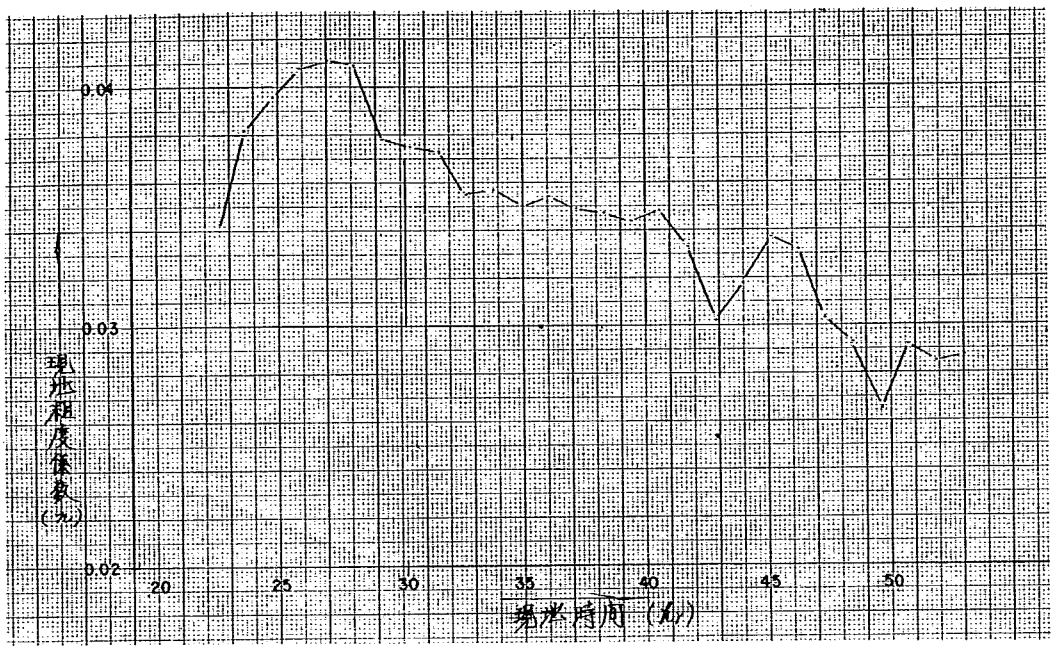
図－6・16・5　水位時間曲線　遊水池水位
実験81129



図－6・16・6　小堤越流開始時間
小堤第4案　実験81129

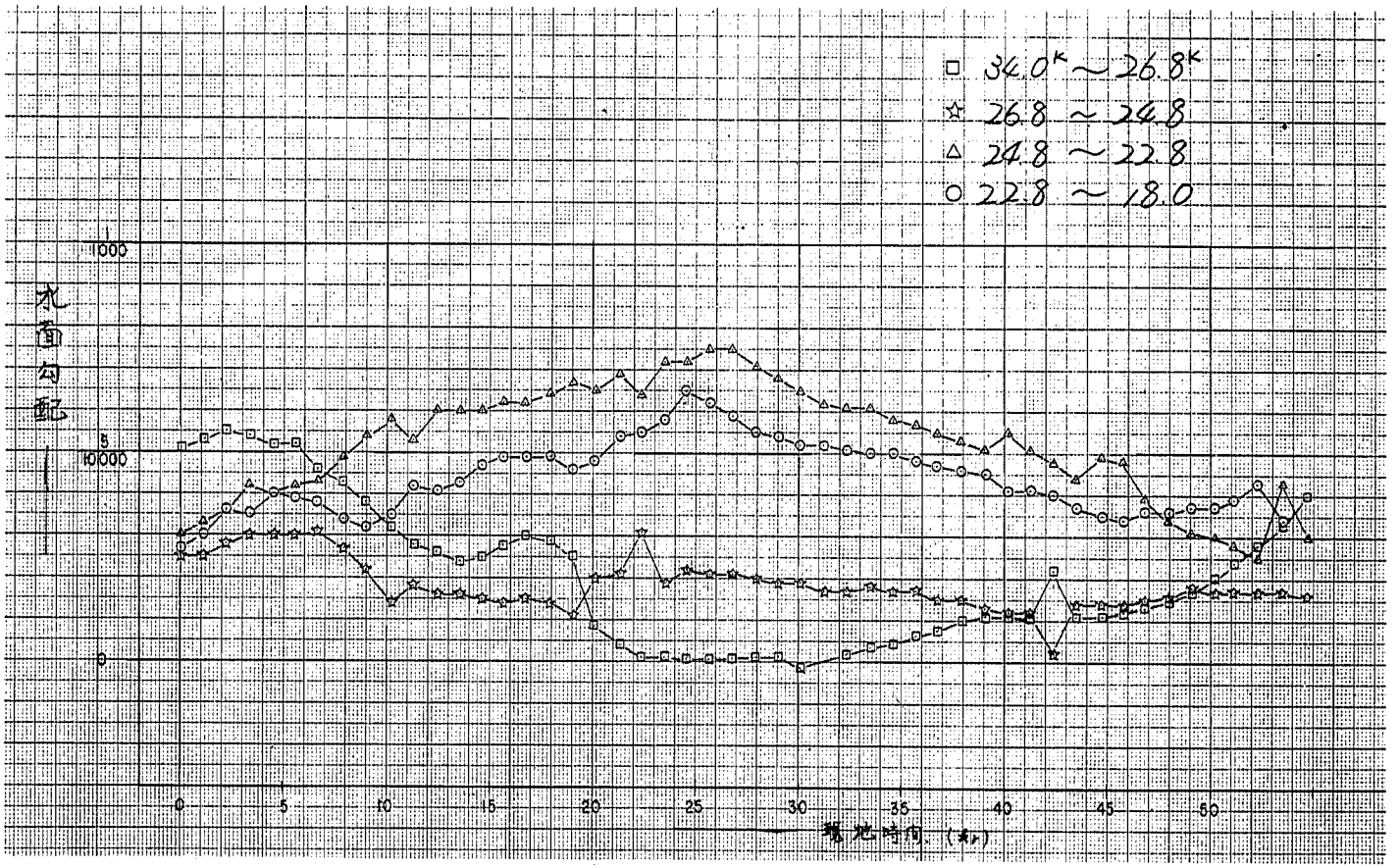


図－6・16・7　浸水範囲時間変化図
実験81129

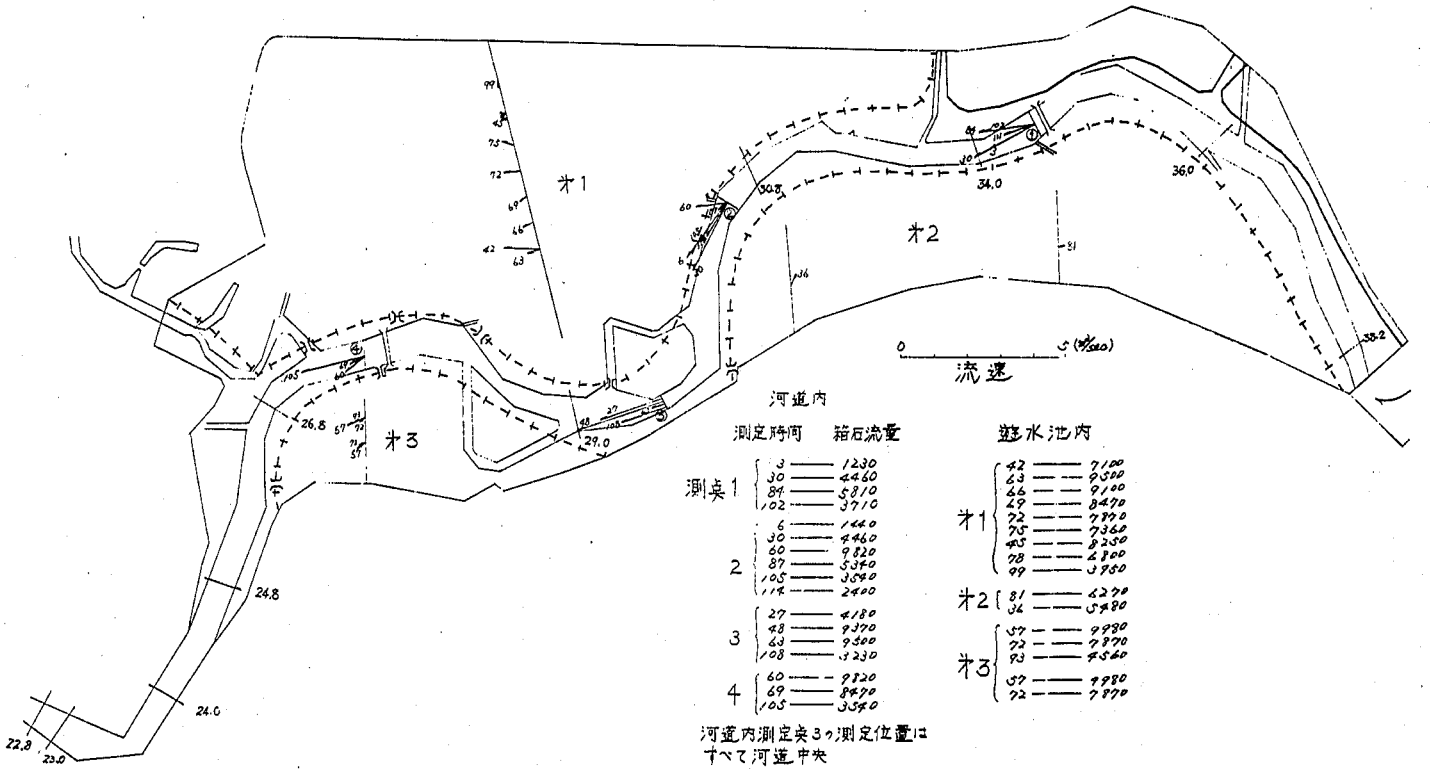


図－6・16・8　n～tの関係

実験81129

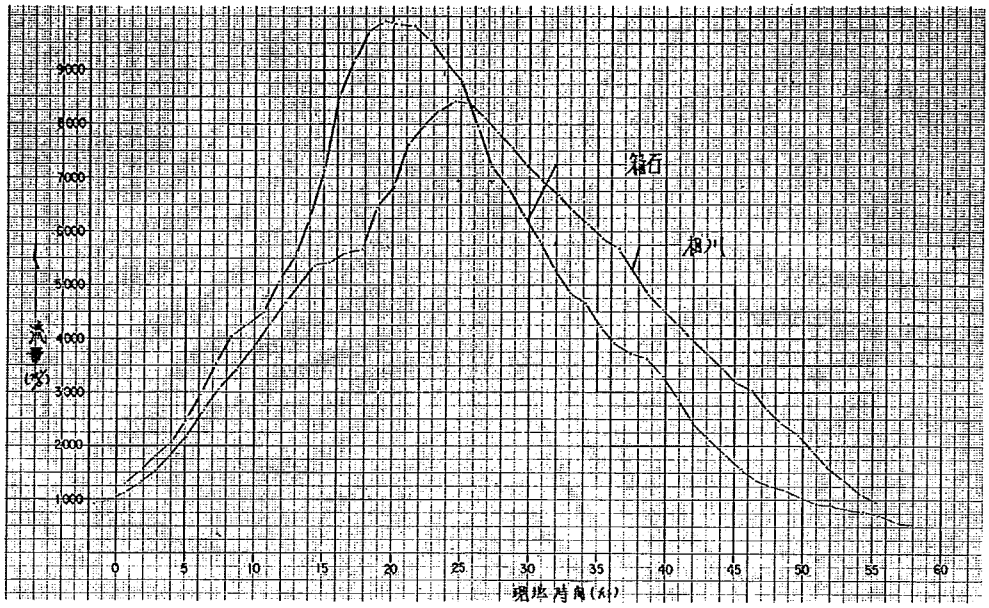


図－6・16・9　水面勾配
実験81129

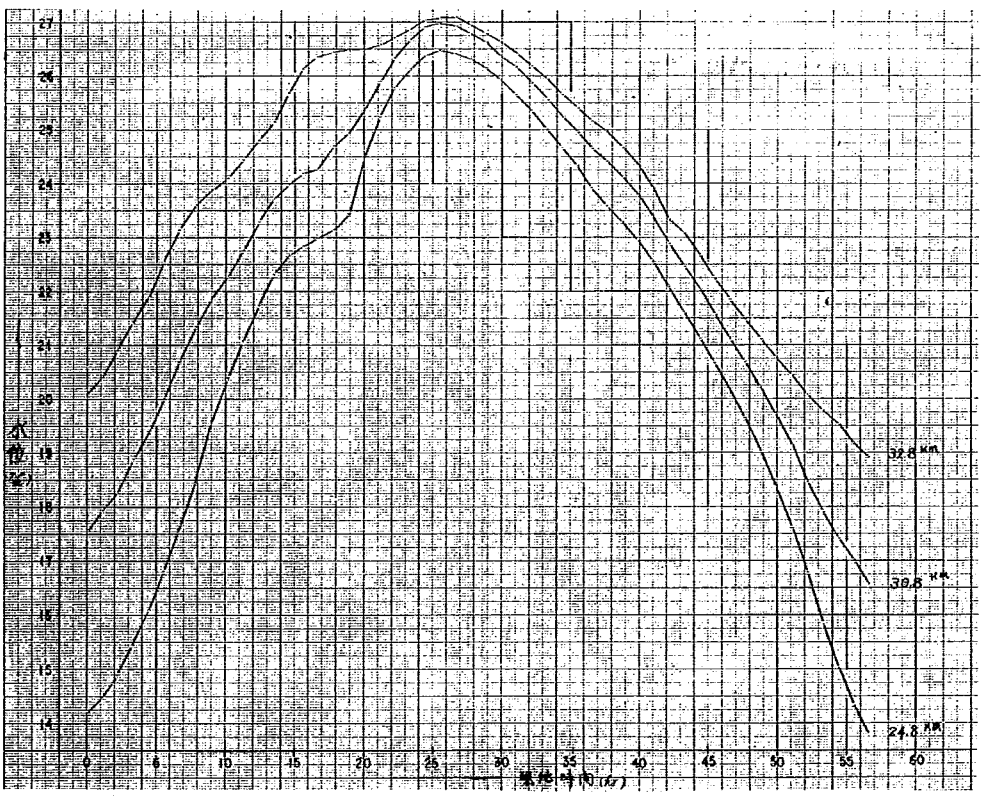


図－6・16・10　遊水池内流速分布

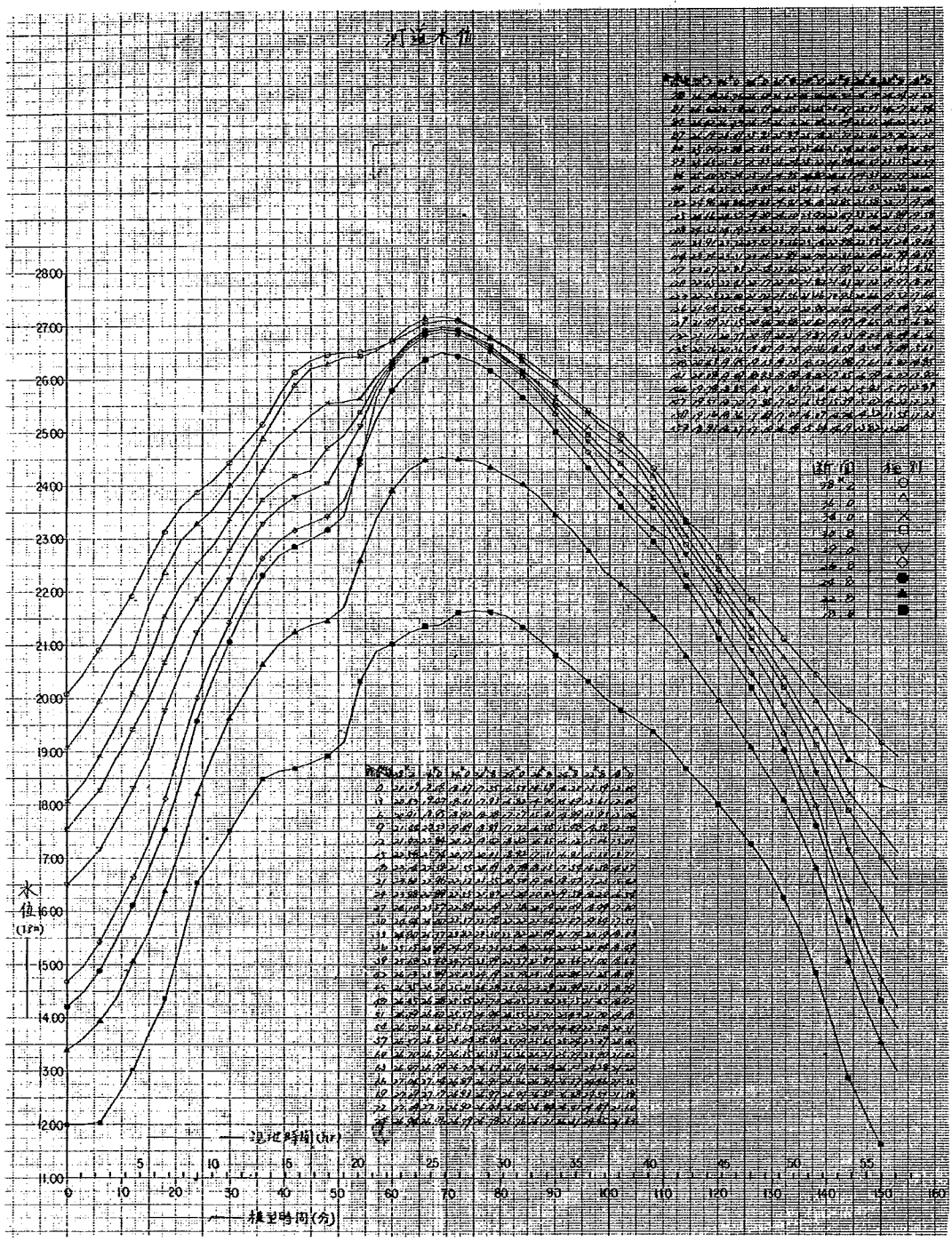
実験81129　小堤第4案



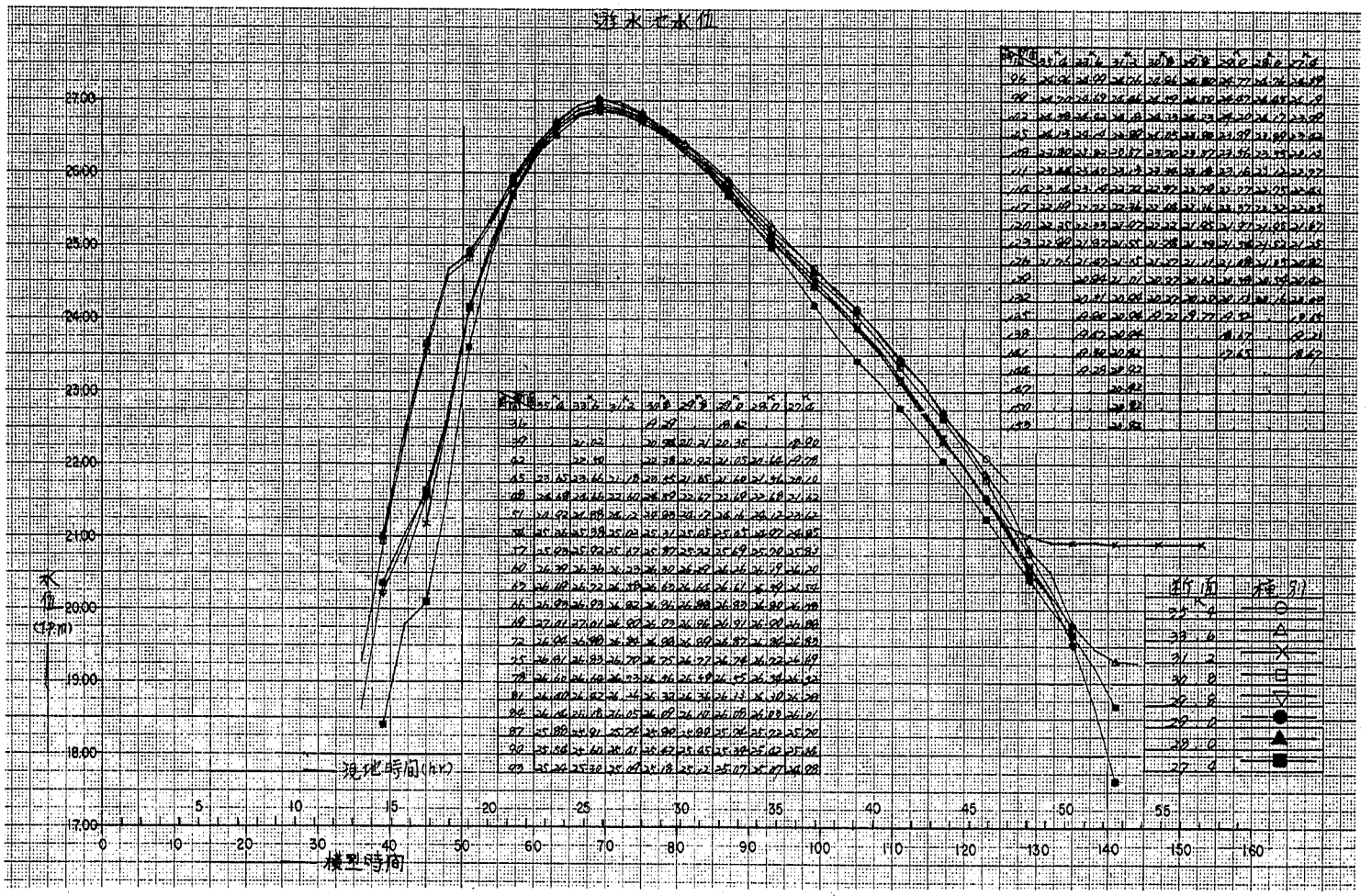
図－６・１７・１　箱石・相川流量時間曲線（計画流量）
実験８１２１４　　小堤第５案



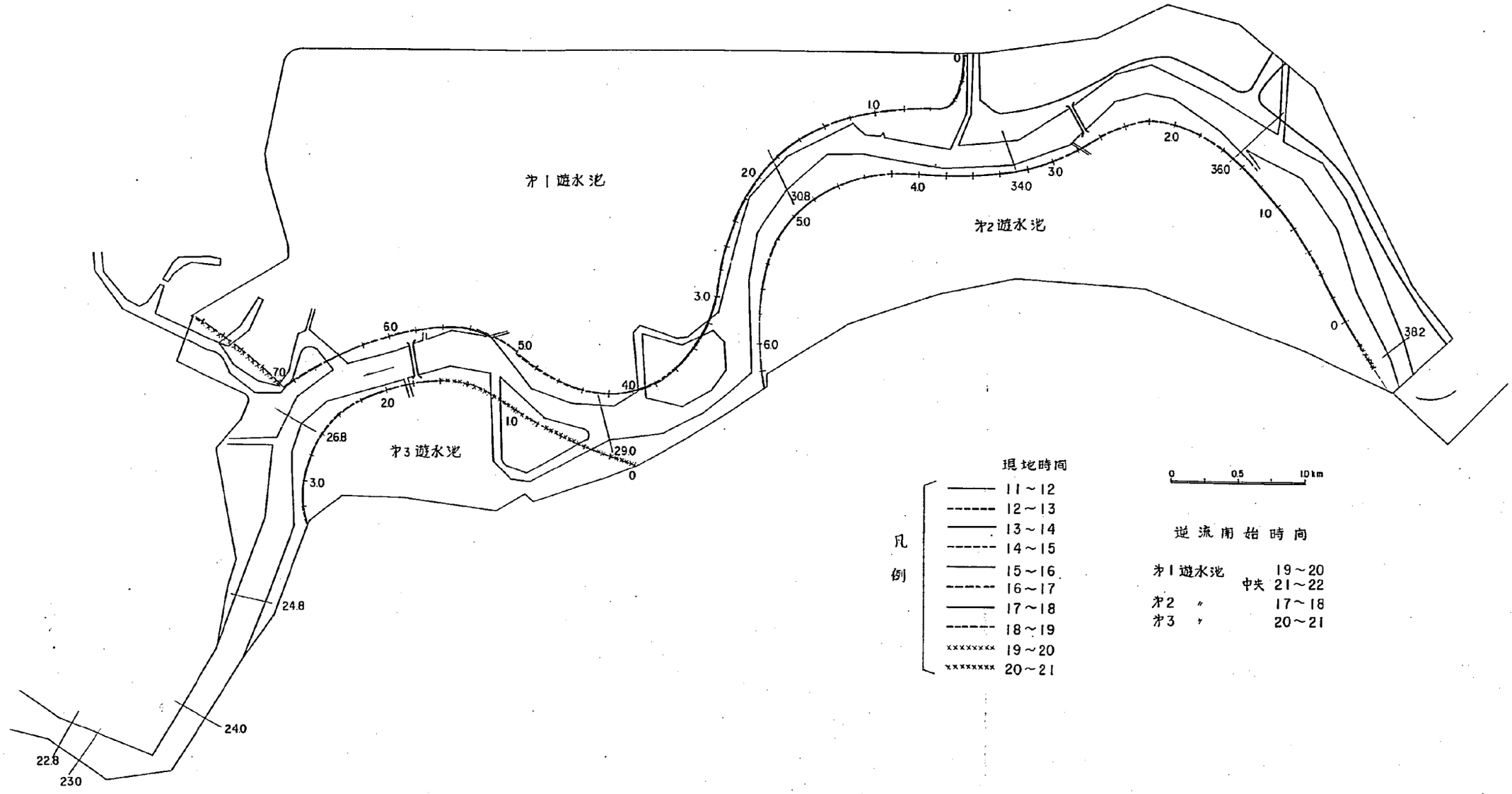
図－６・１７・２　河道内Ｈ～ｔ曲線
実験８１２１４　　小堤第５案



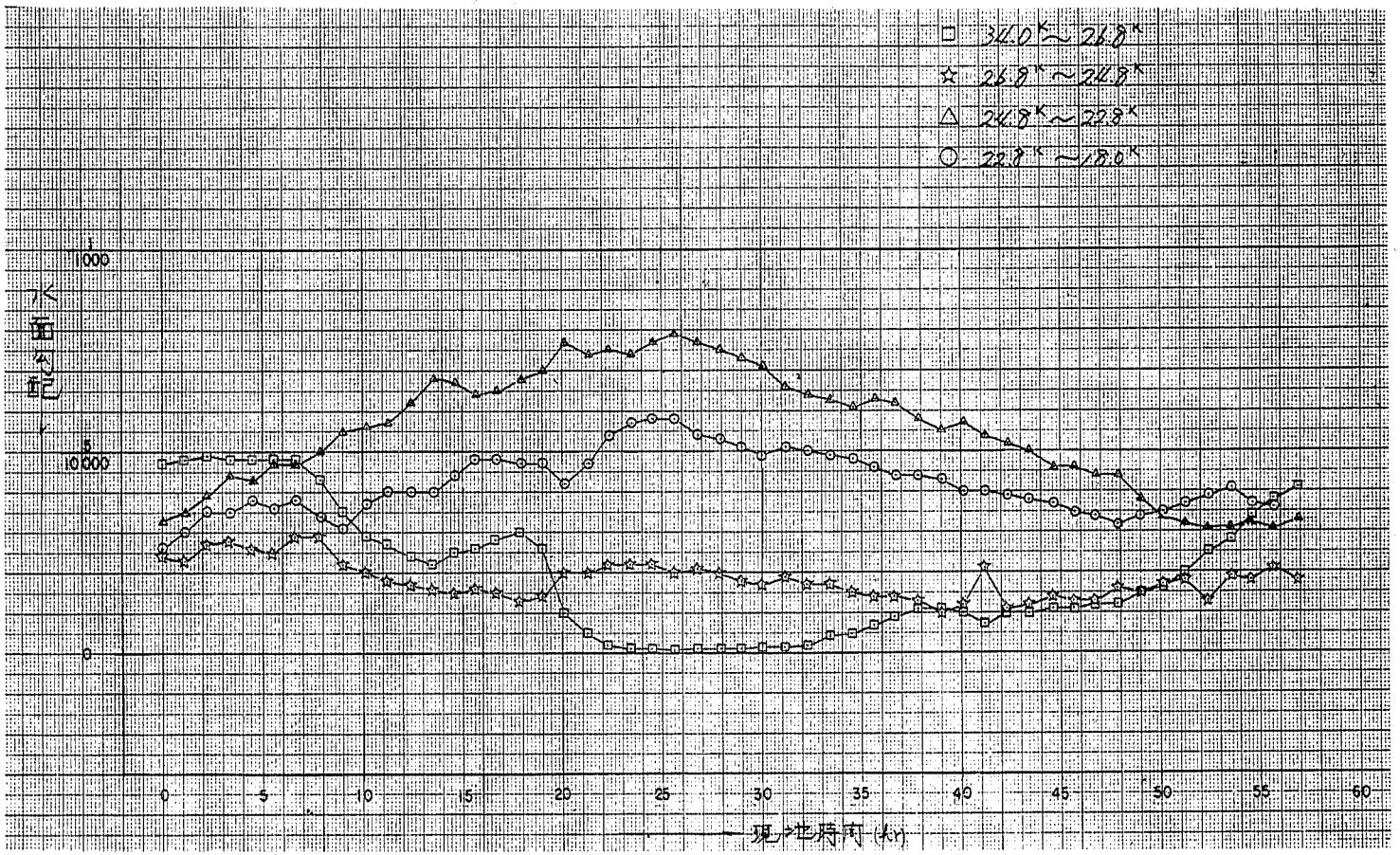
図－6・17・3　水位時間曲線　河道水位
実験81214



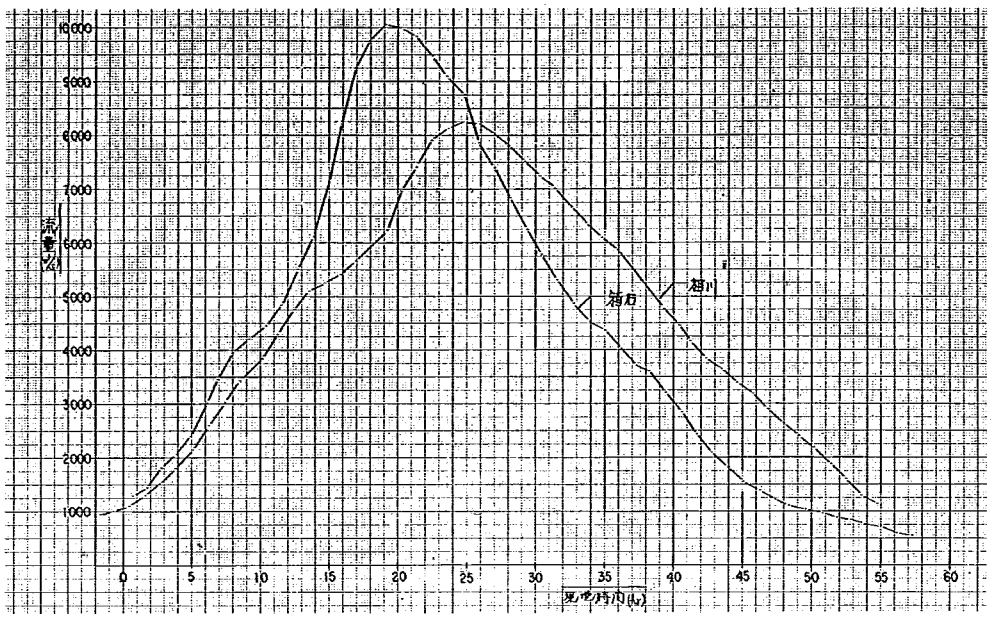
図－６・１７・４　水位時間曲線　遊水池水位
実験８１２１４



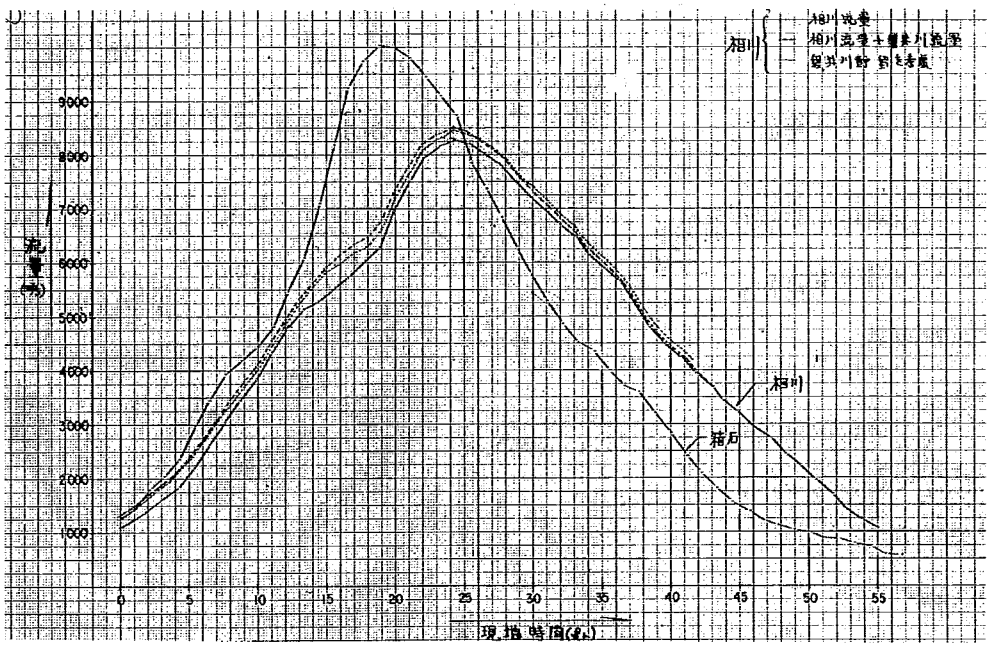
図－6・17・5　小堤越流開始時間
小堤第5案　実験81214



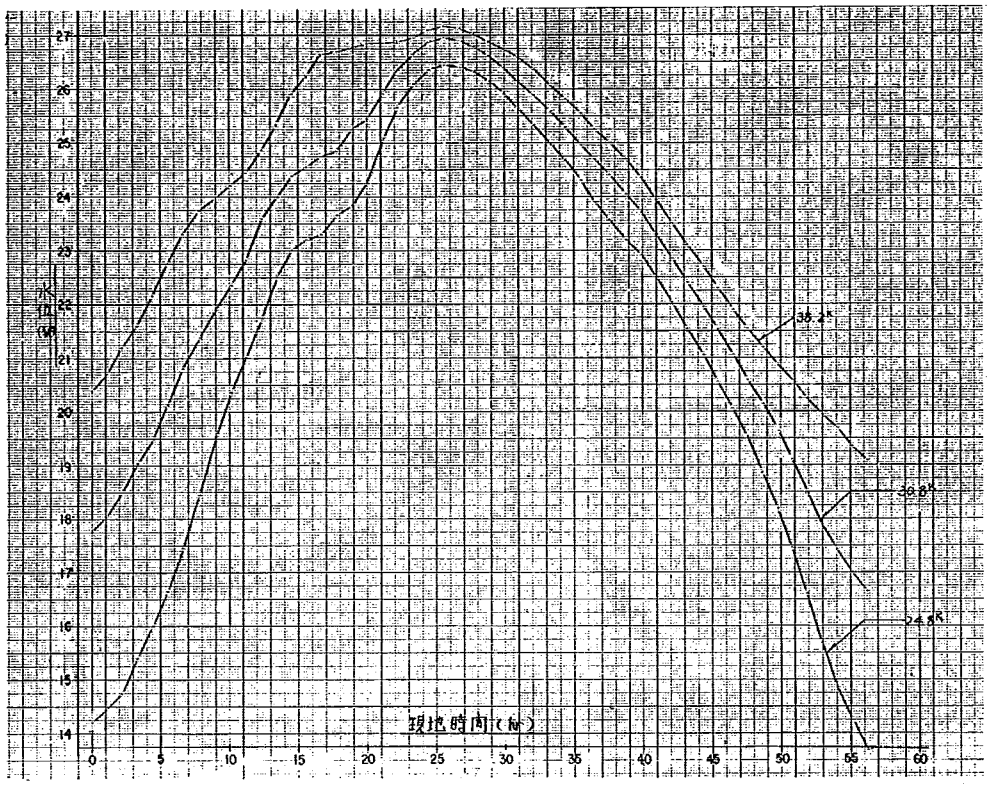
図－6・17・6　水面勾配
実験81214



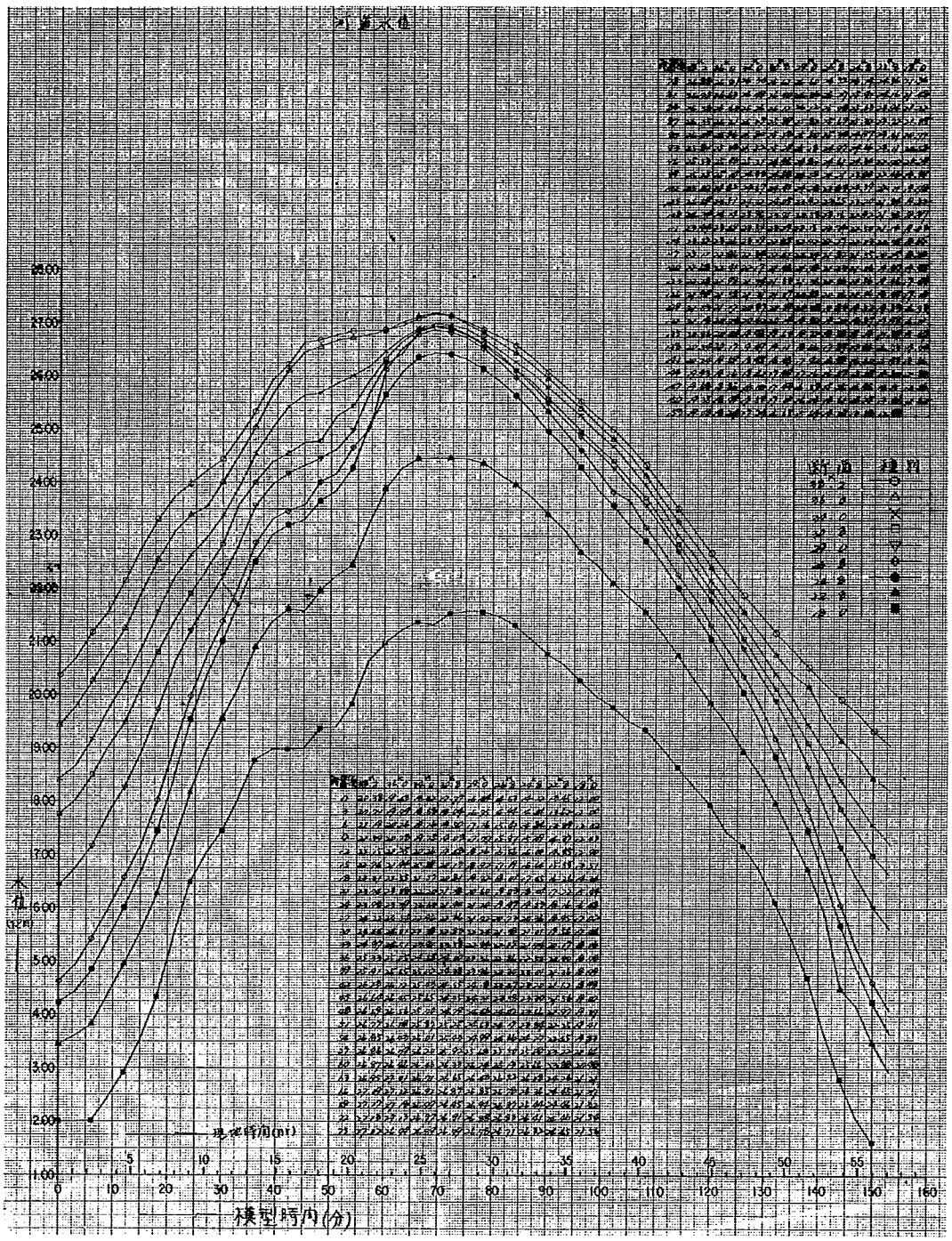
図－６・１８・１　箱石・相川流量時間曲線（計画流量）
実験８１２２０　小堤第６案



図－６・１８・２　箱石・相川Ｑ～ｔ曲線
実験８１２２０　小堤第６案

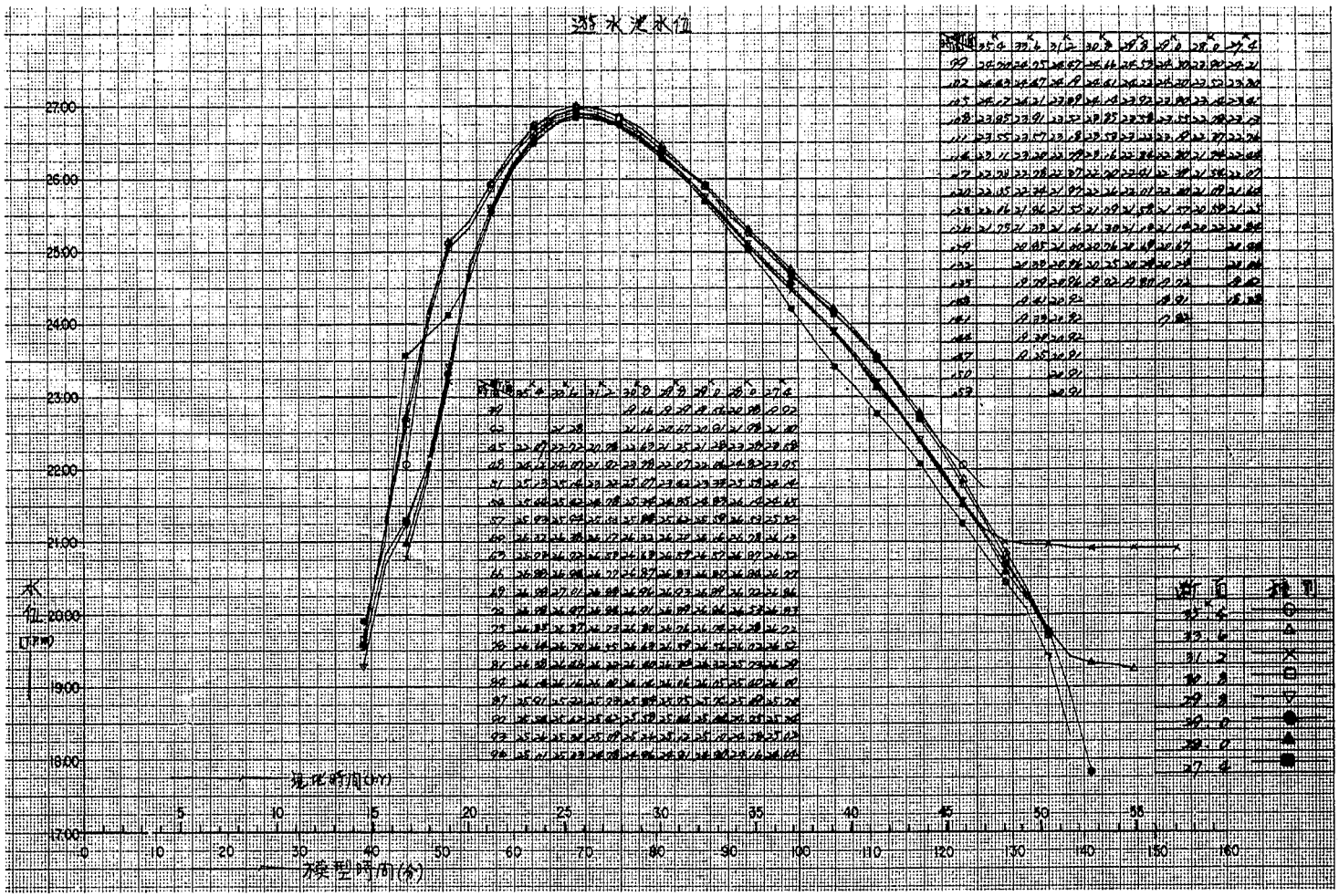


図－６・１８・３　河道内Ｈ～ｔ曲線
実験８１２２０　小堤第６案



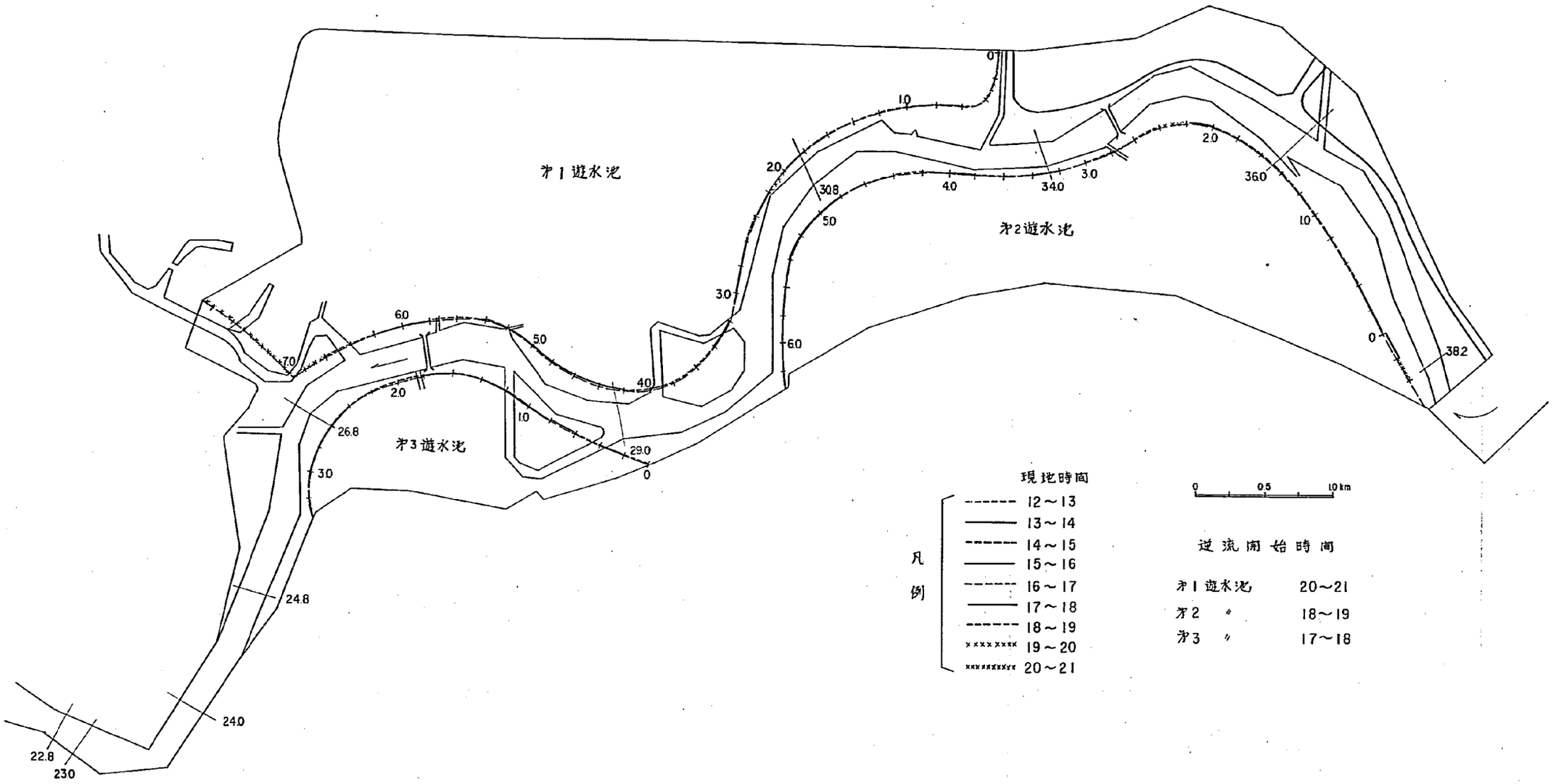
図－６・１８・４　水位時間曲線　河道水位

実験８１２２０

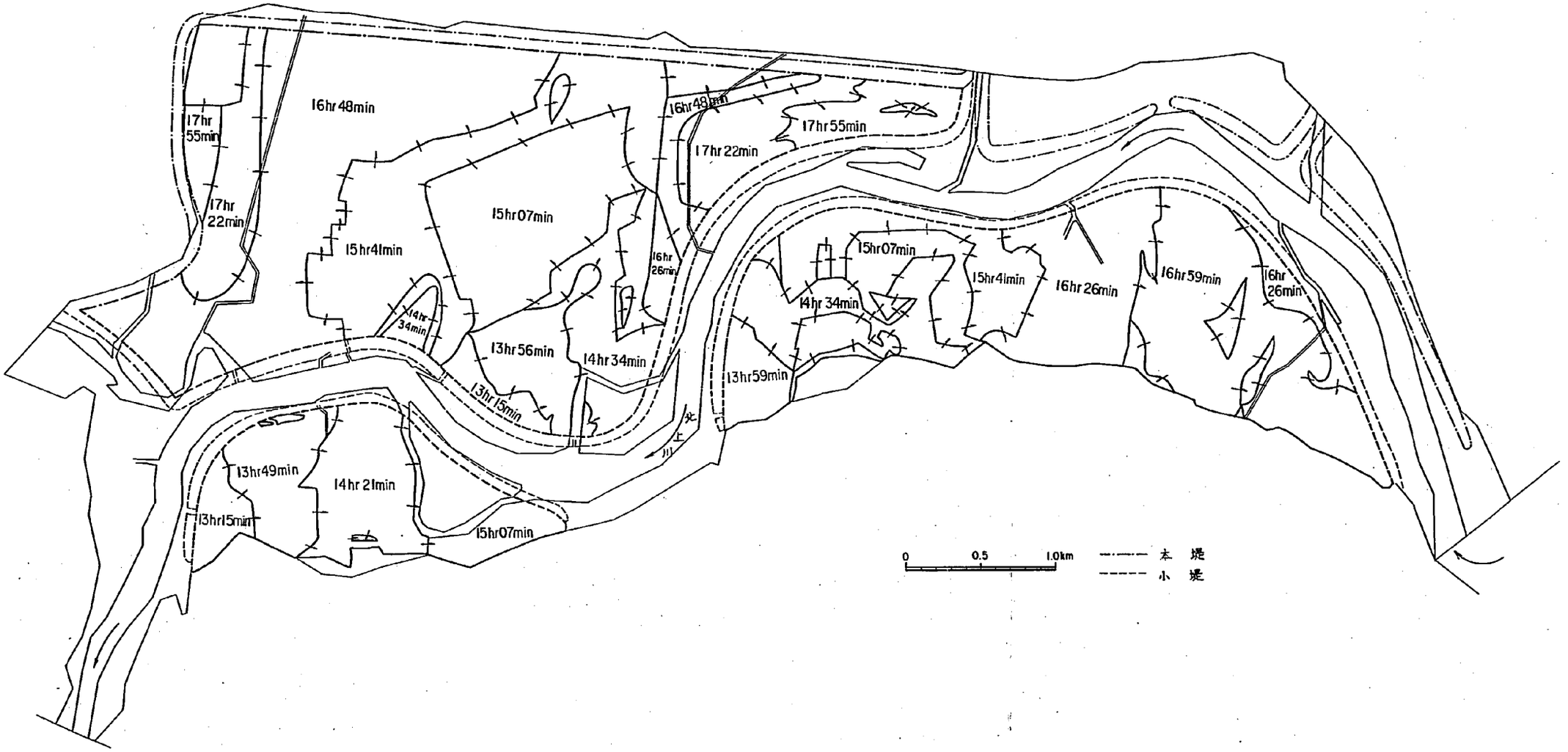


図－6・18・5　水位時間曲線　遊水池水位

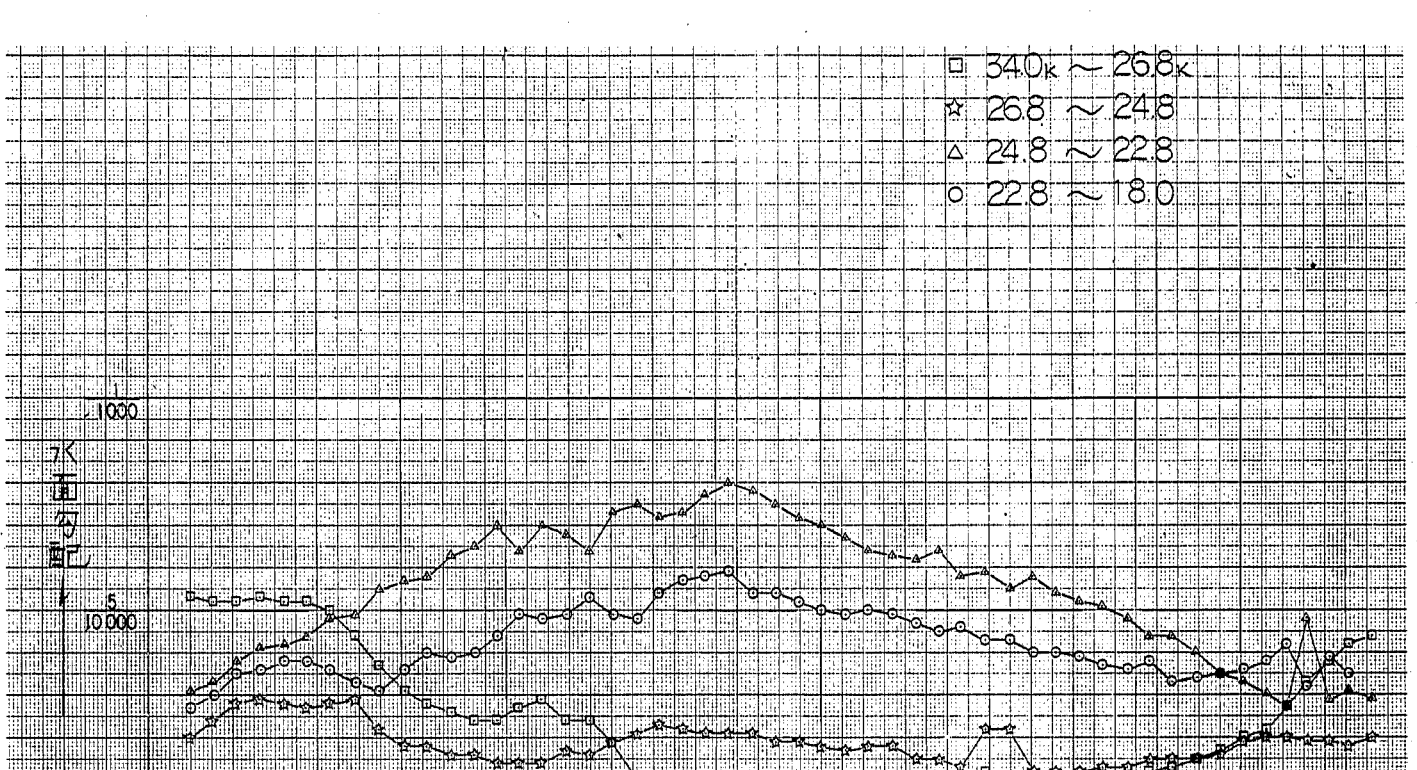
実験81220



図－6・18・6　小堤越流開始時間
小堤第6案　実験81220

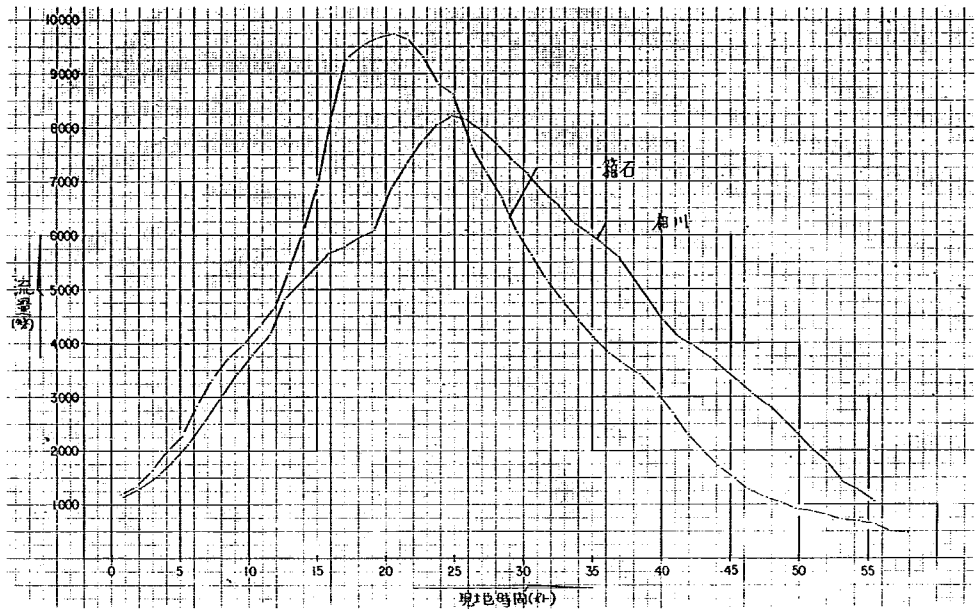


図－6・18・7　浸水範囲時間変化図
実験81220

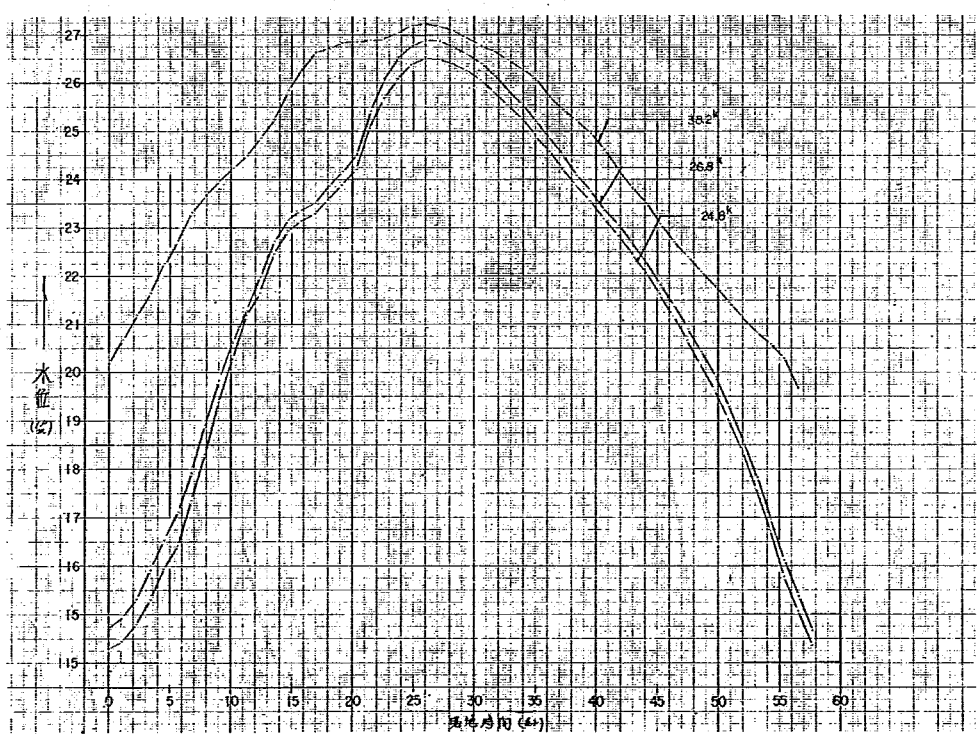


図－6・18・8　水面勾配

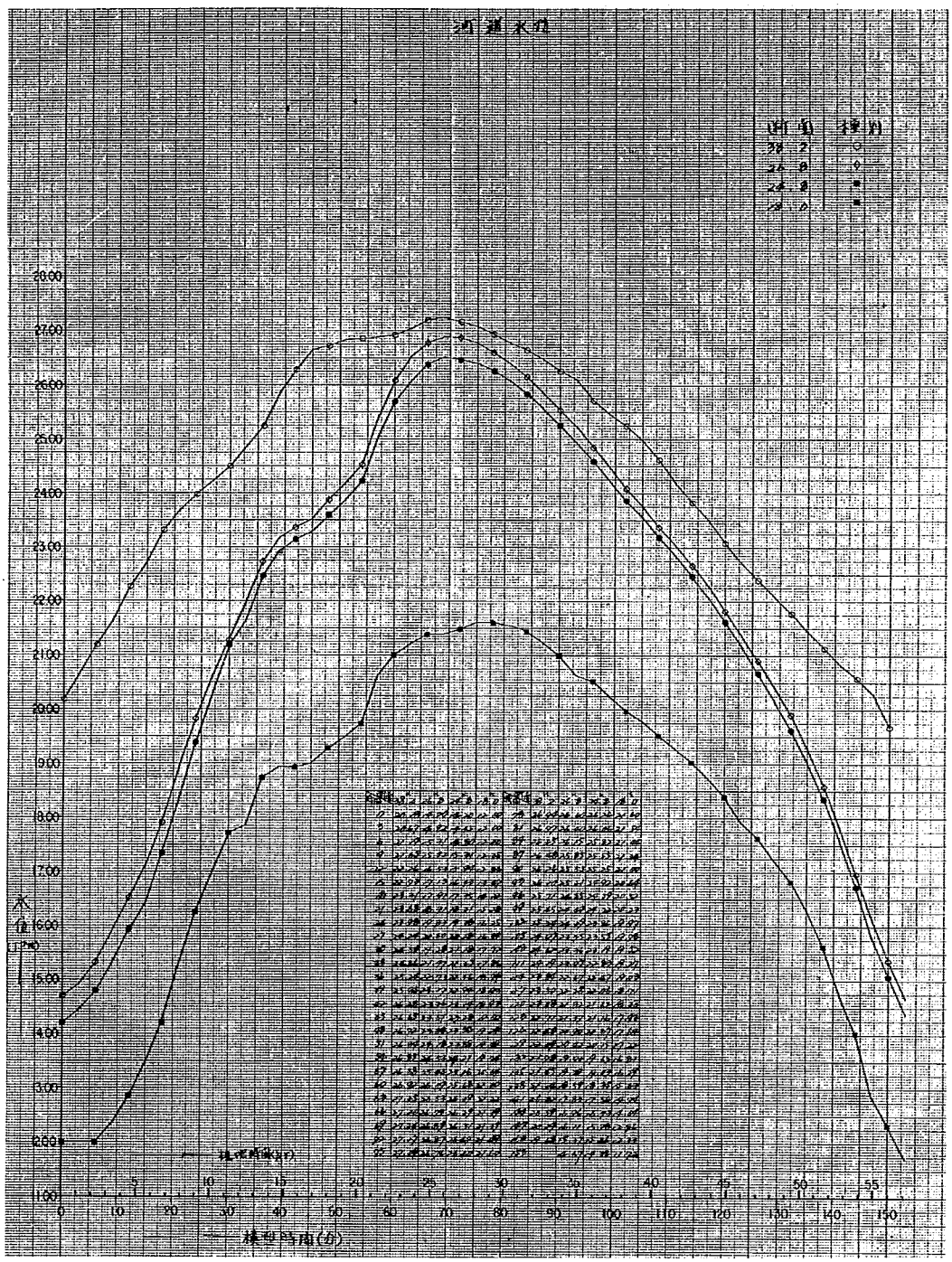
実験81220



図－６・１９・１　箱石・相川流量時間曲線（計画流量）
実験９０１２１　　小堤第６案

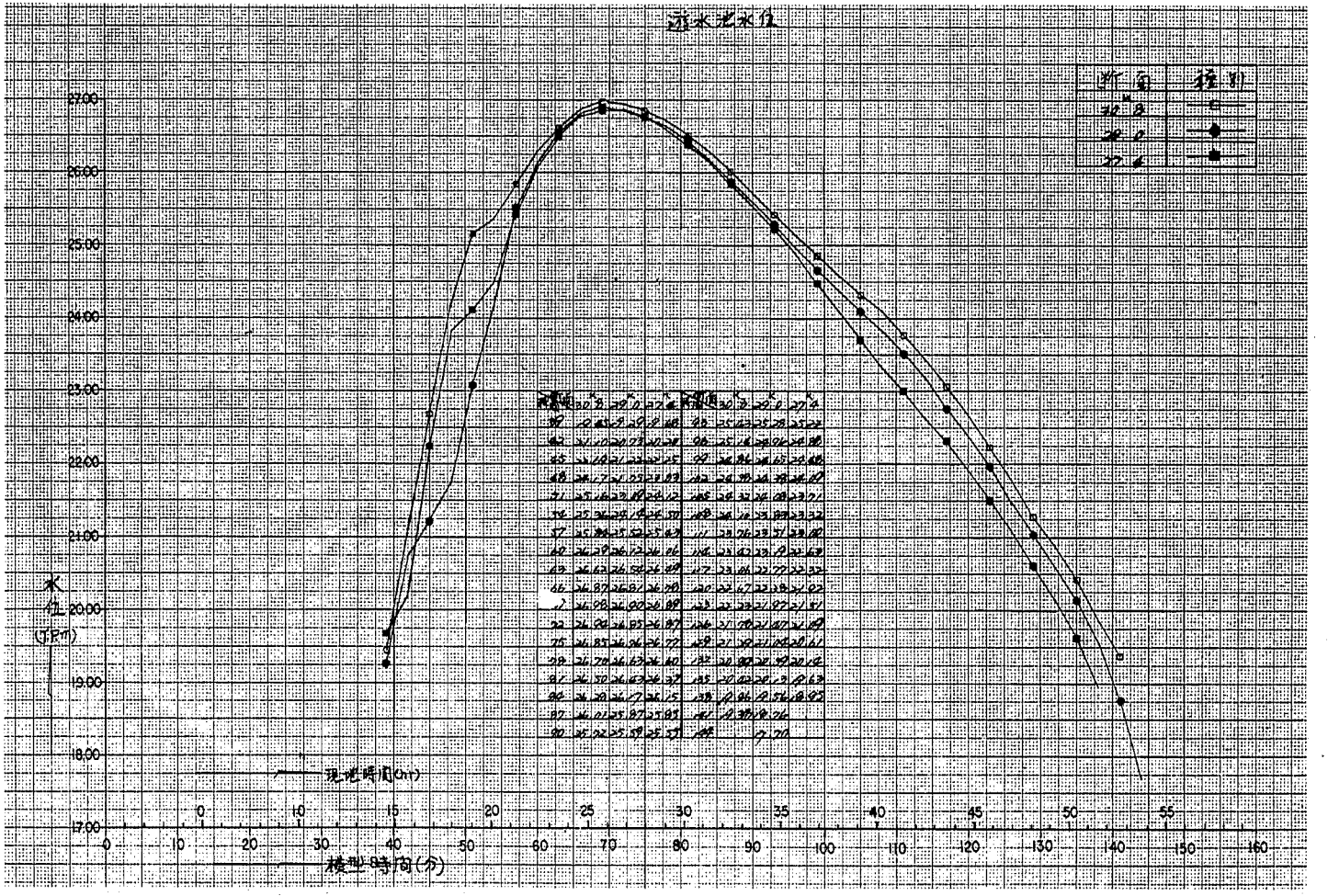


図－６・１９・２　河道水位時間曲線（計画流量）
実験９０１２１　小堤第６案

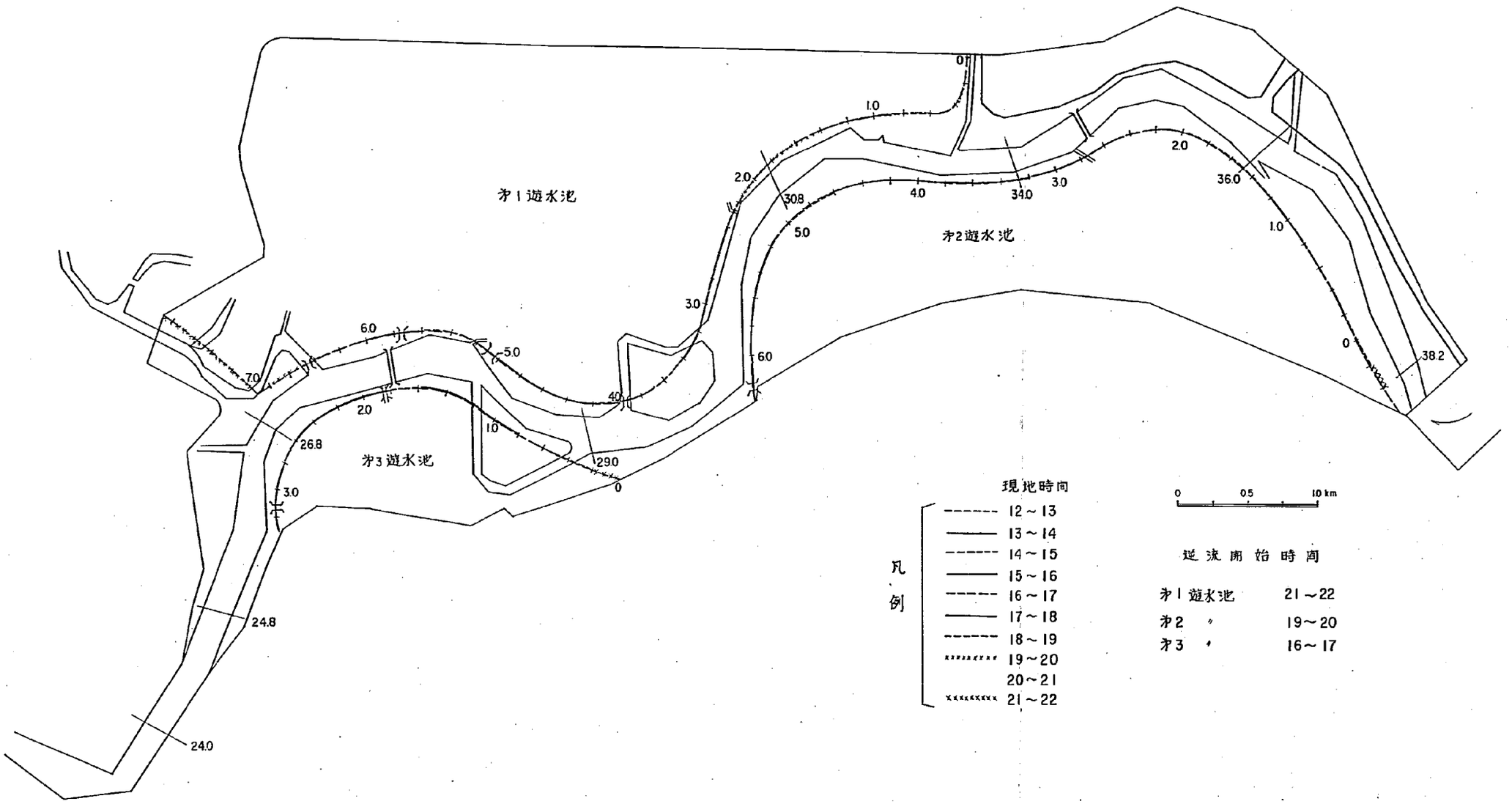


図－6・19・3　水位時間曲線　河道水位

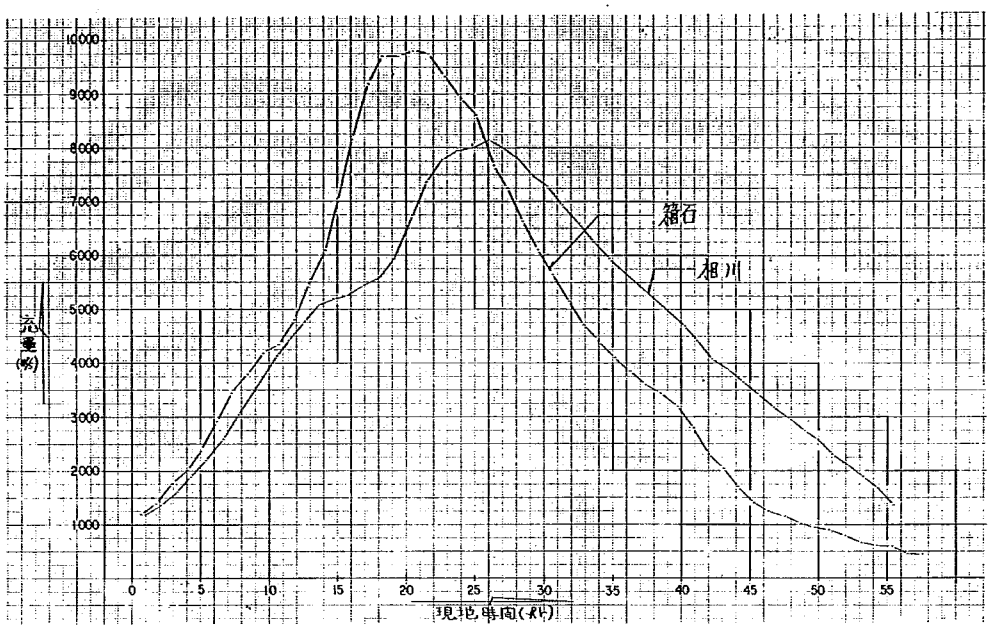
実験９０１２１



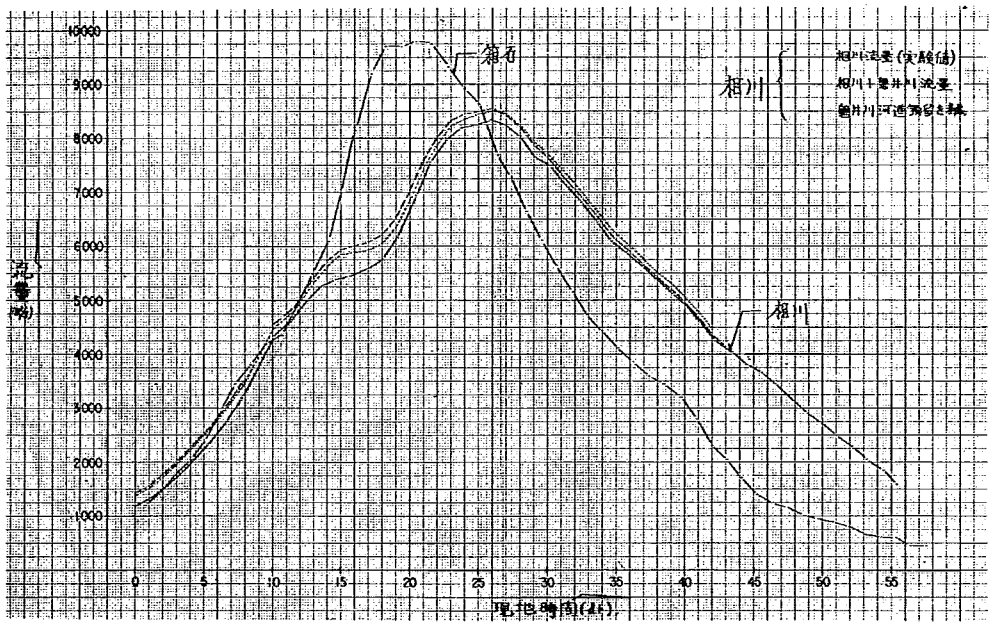
図－6・19・4　水位時間曲線　遊水池水位
実験９０１２１



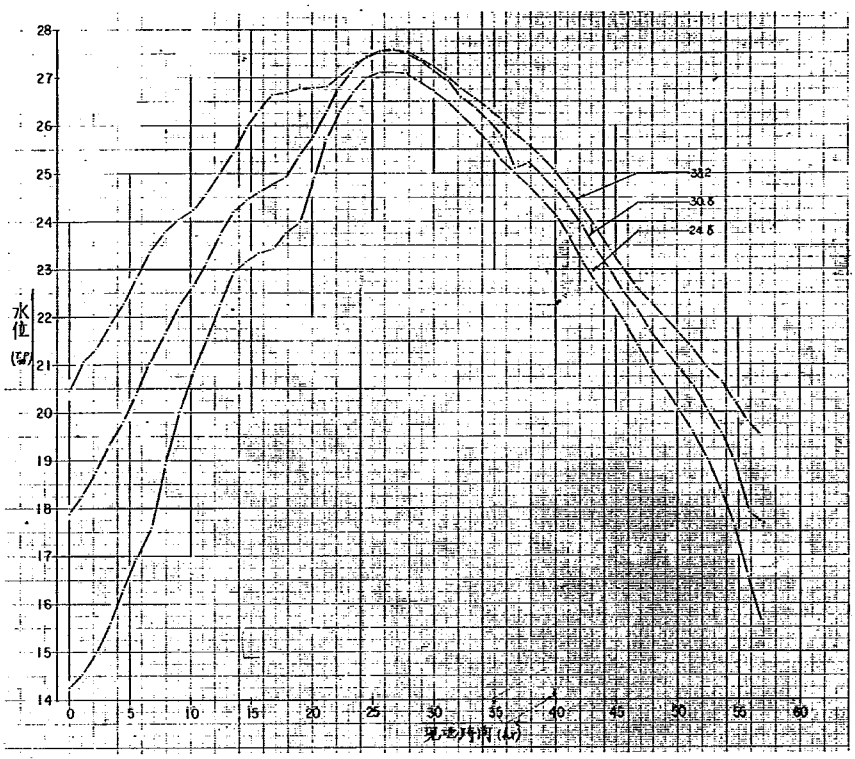
図－6・19・5　小堤越流開始時間
小堤第6案　実験90121



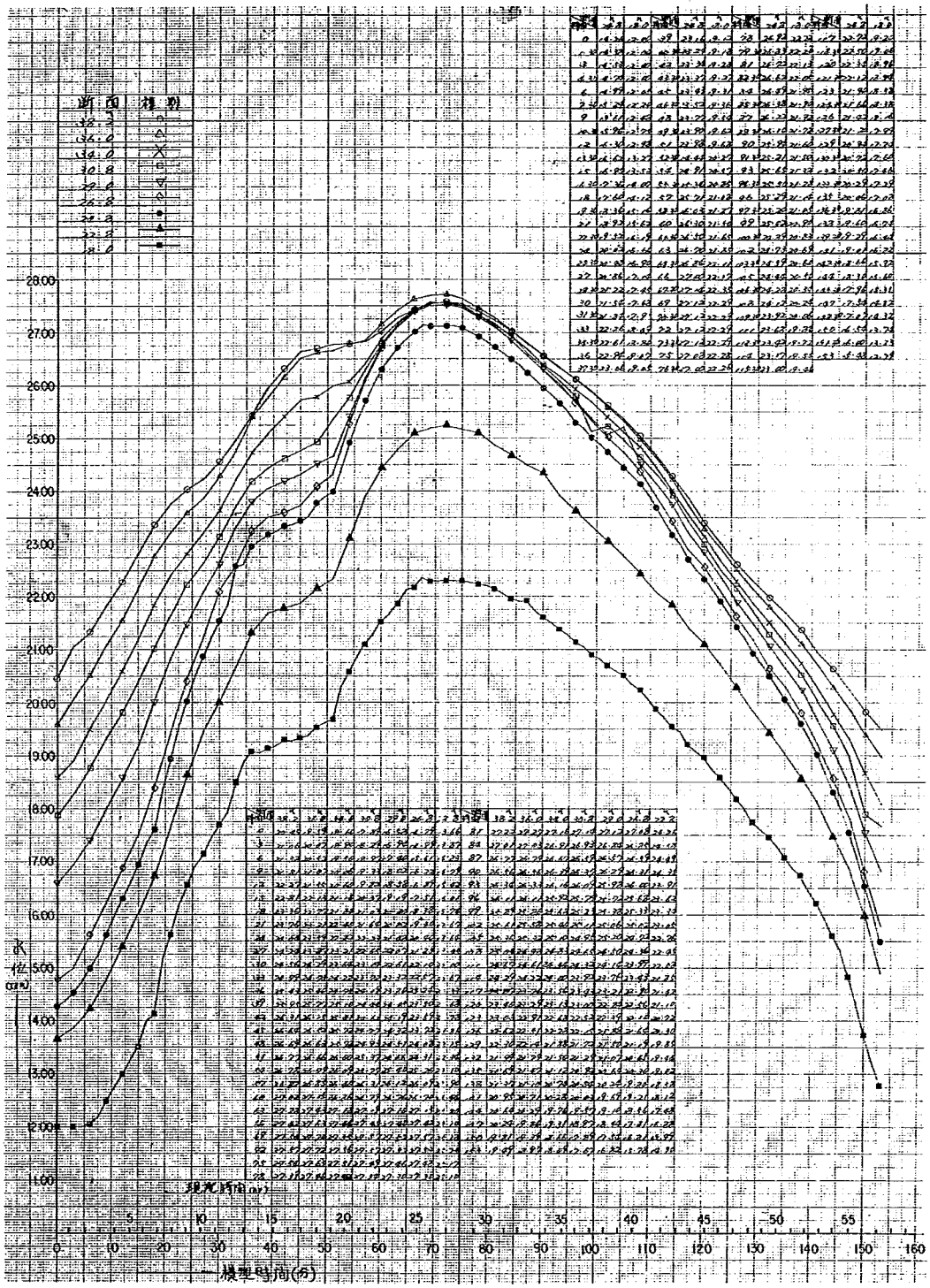
図－６・２０・１　箱石・相川流量時間曲線（計画流量）
実験９０２２６　小堤第７案



図－６・２０・２　箱石・相川Ｑ～ｔ曲線
実験９０２２６　小堤第７案

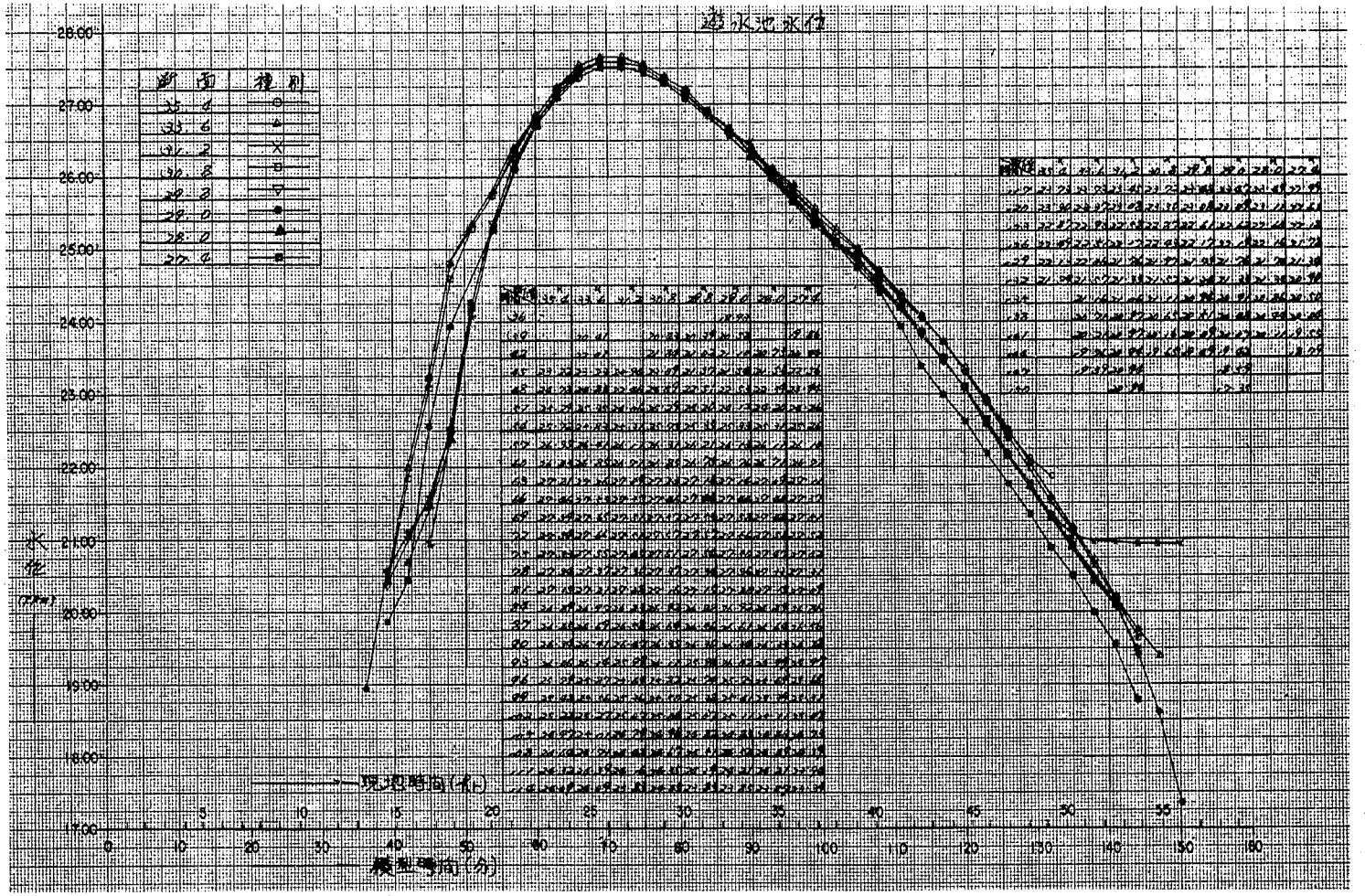


図－６・２０・３　河道内水位～時間曲線図
実験９０２２６

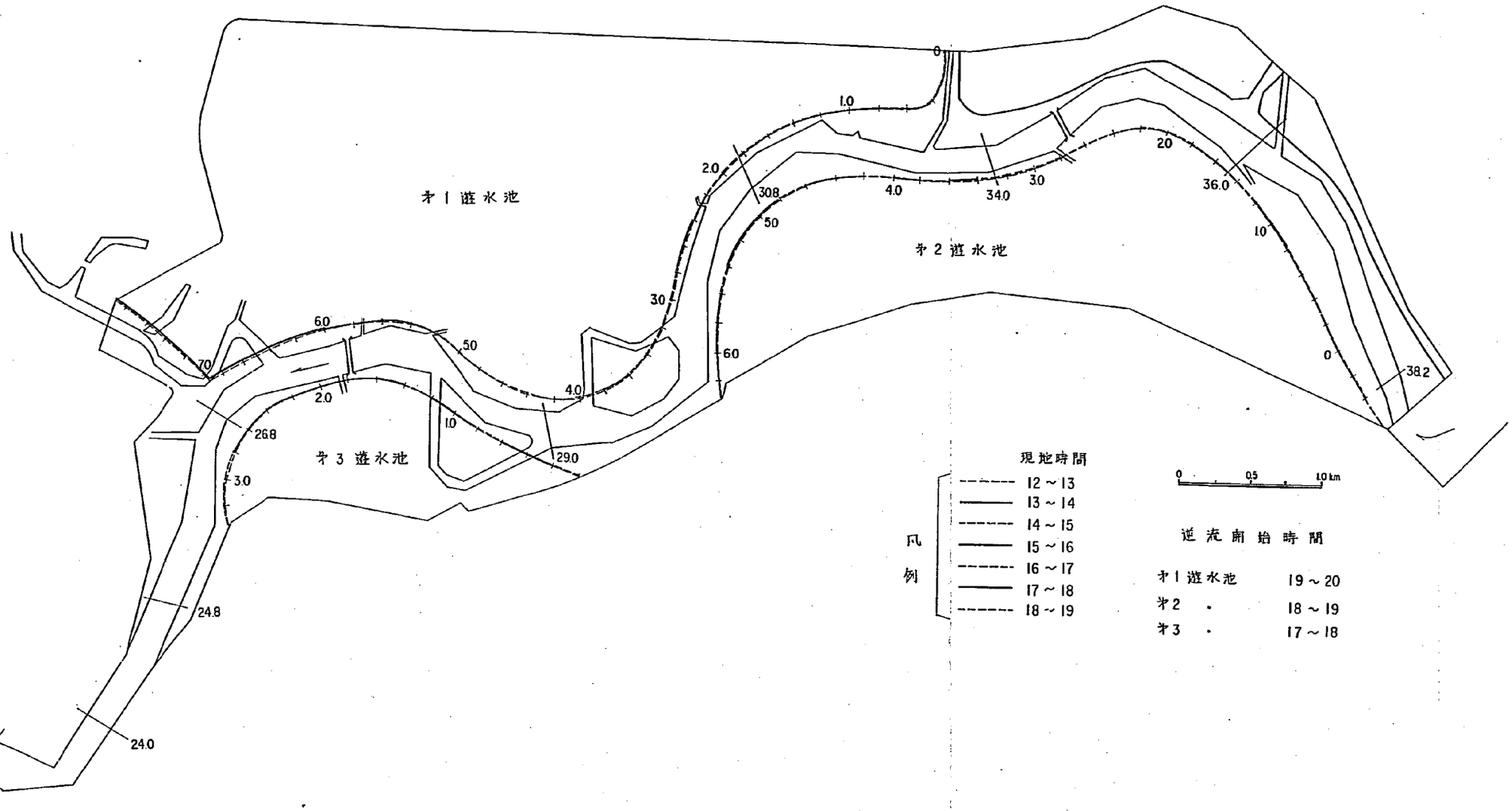


図－６・２０・４　水位時間曲線　河道水位

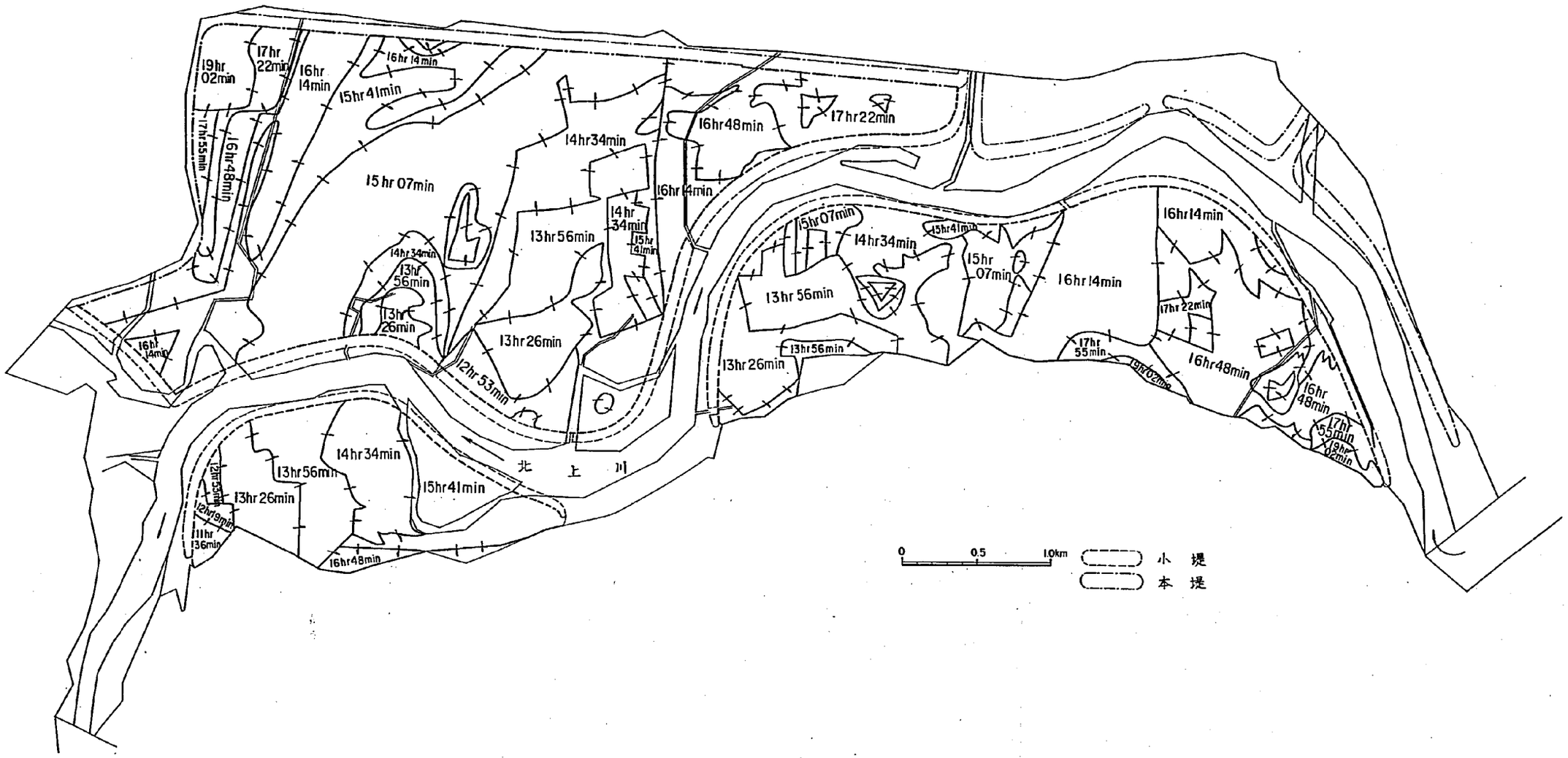
実験９０２２６



図－6・20・5　水位時間曲線　遊水池水位
実験90226

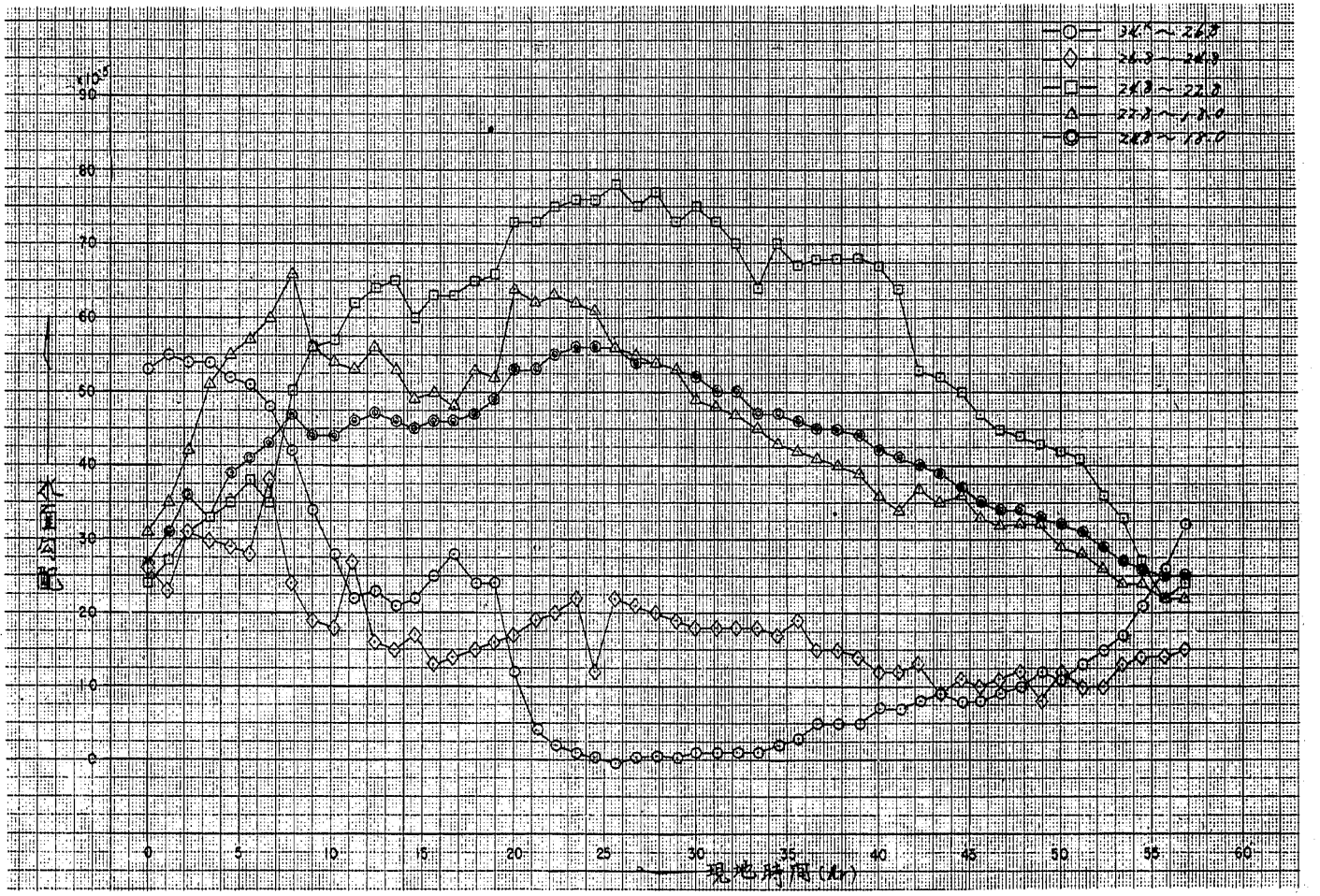


図－6・20・6　小堤越流開始時間
小堤第7案　実験90226



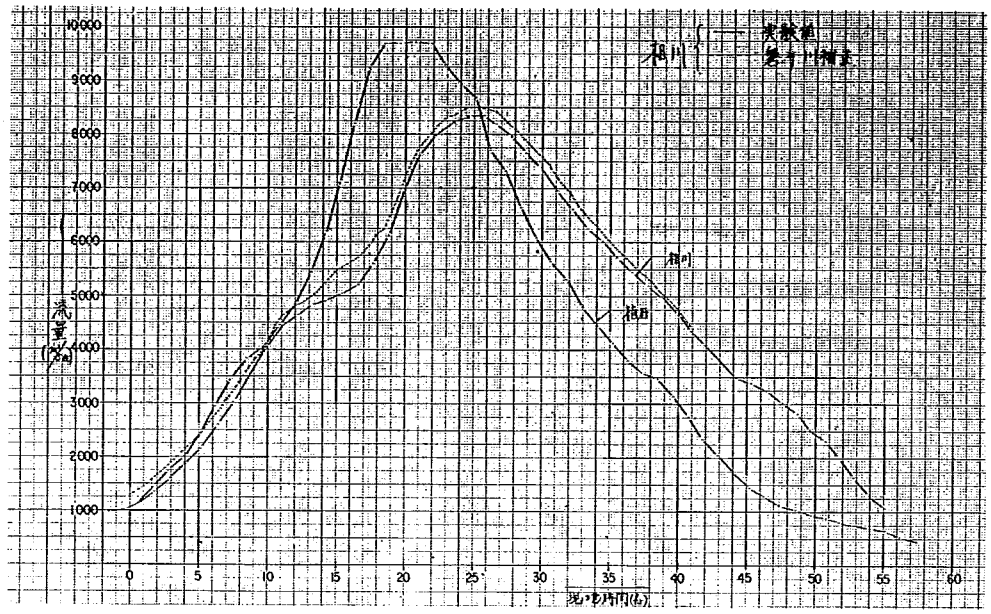
図－6・20・7　浸水範囲時間変化図

実験 90226

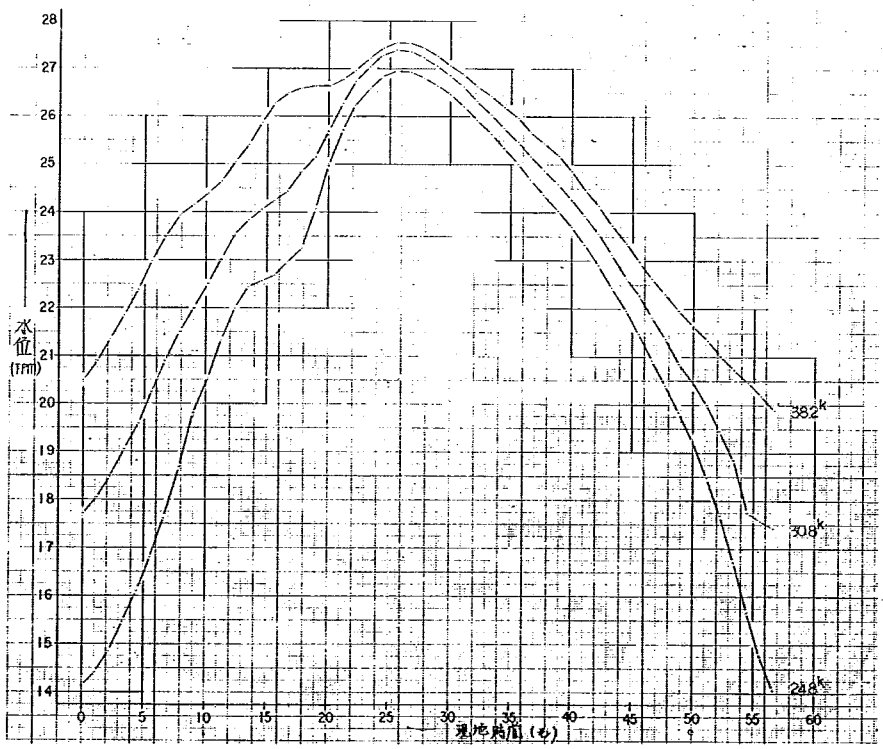


図－6・20・8　水面勾配

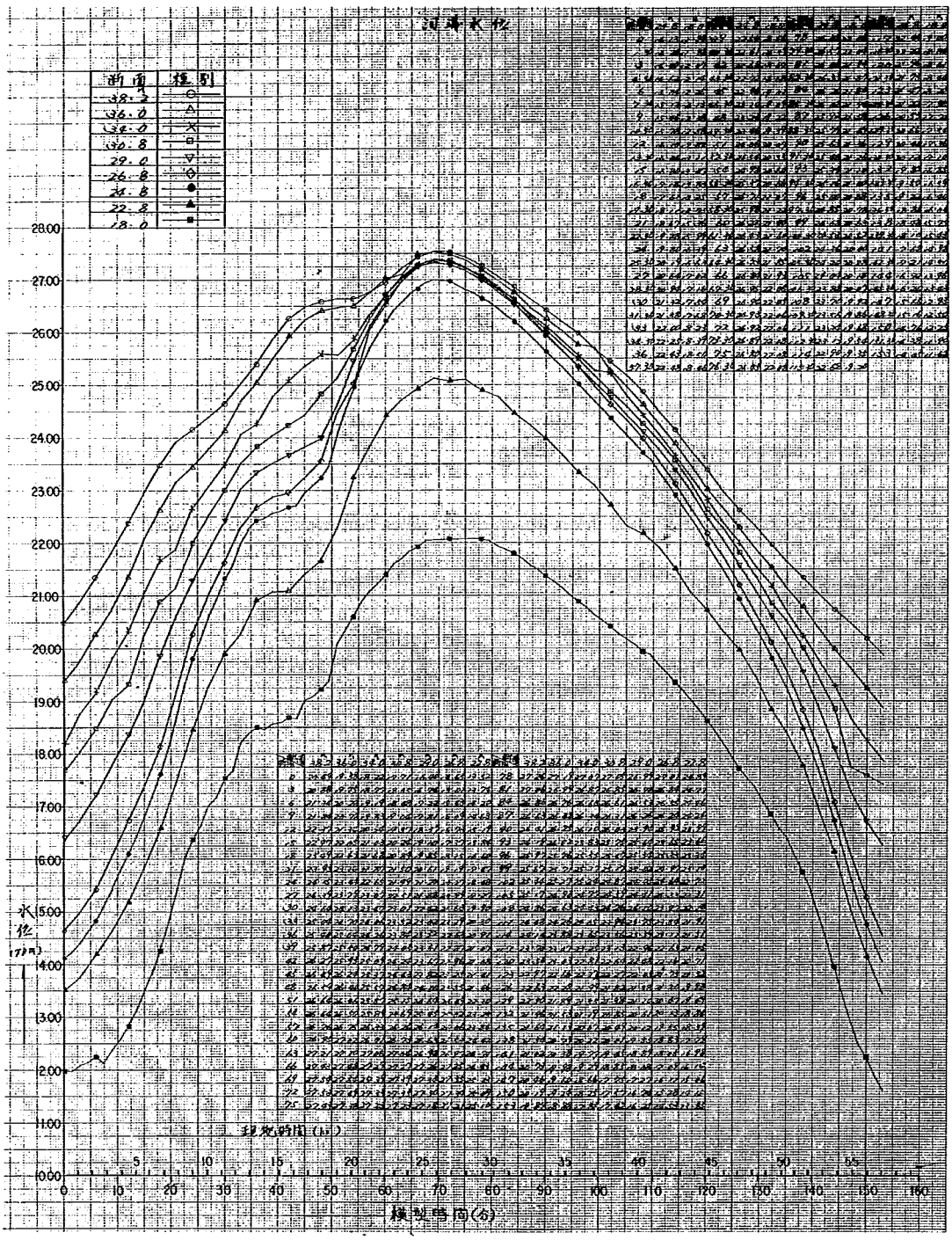
実験９０２２６



図－６・２１・１　箱石，相川流量時間曲線図
実験９０３２５

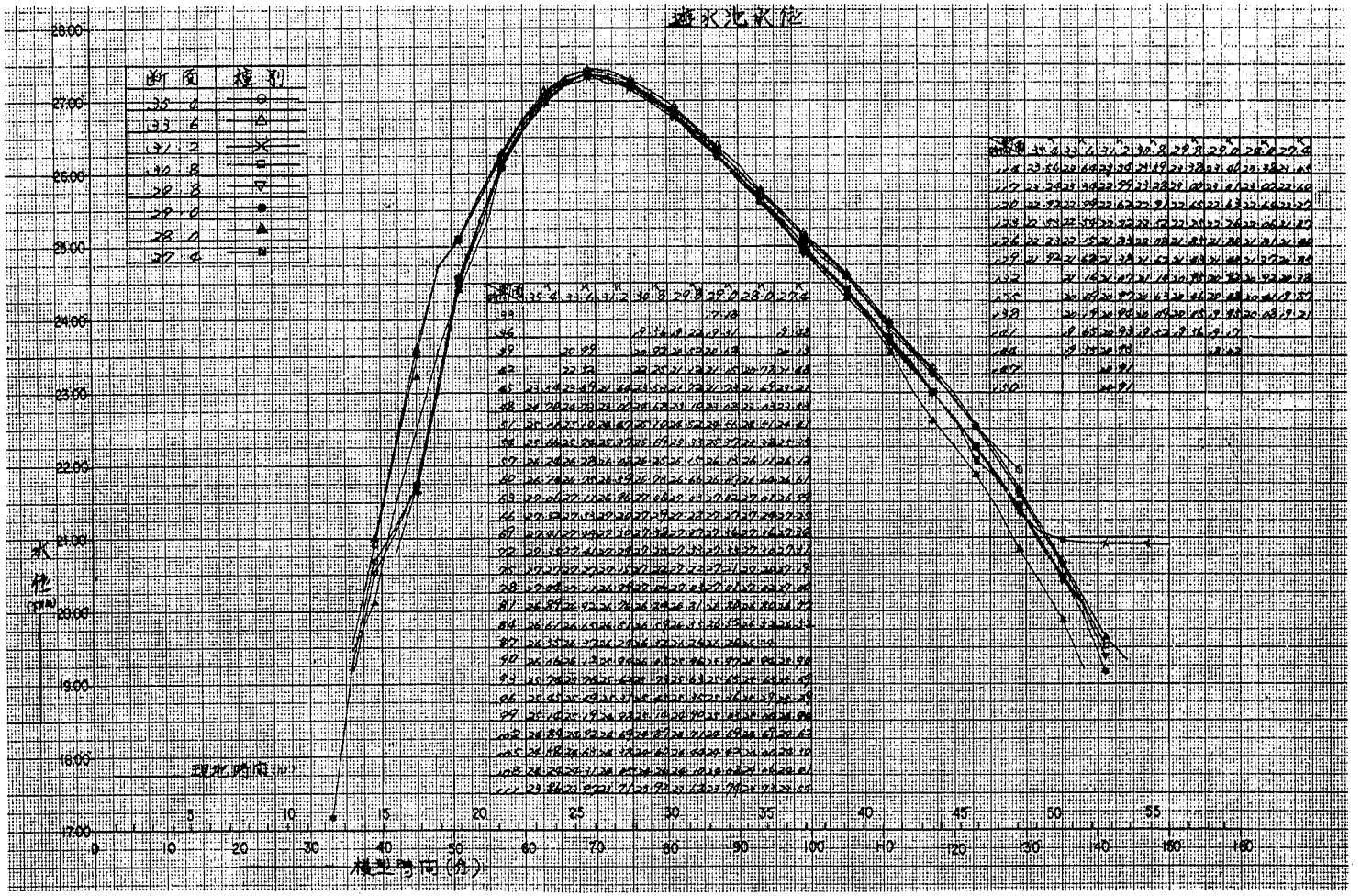


図－６・２１・２　河道内水位時間曲線
実験９０３２５



図－6・21・3　水位時間曲線　河道水位

実験90325

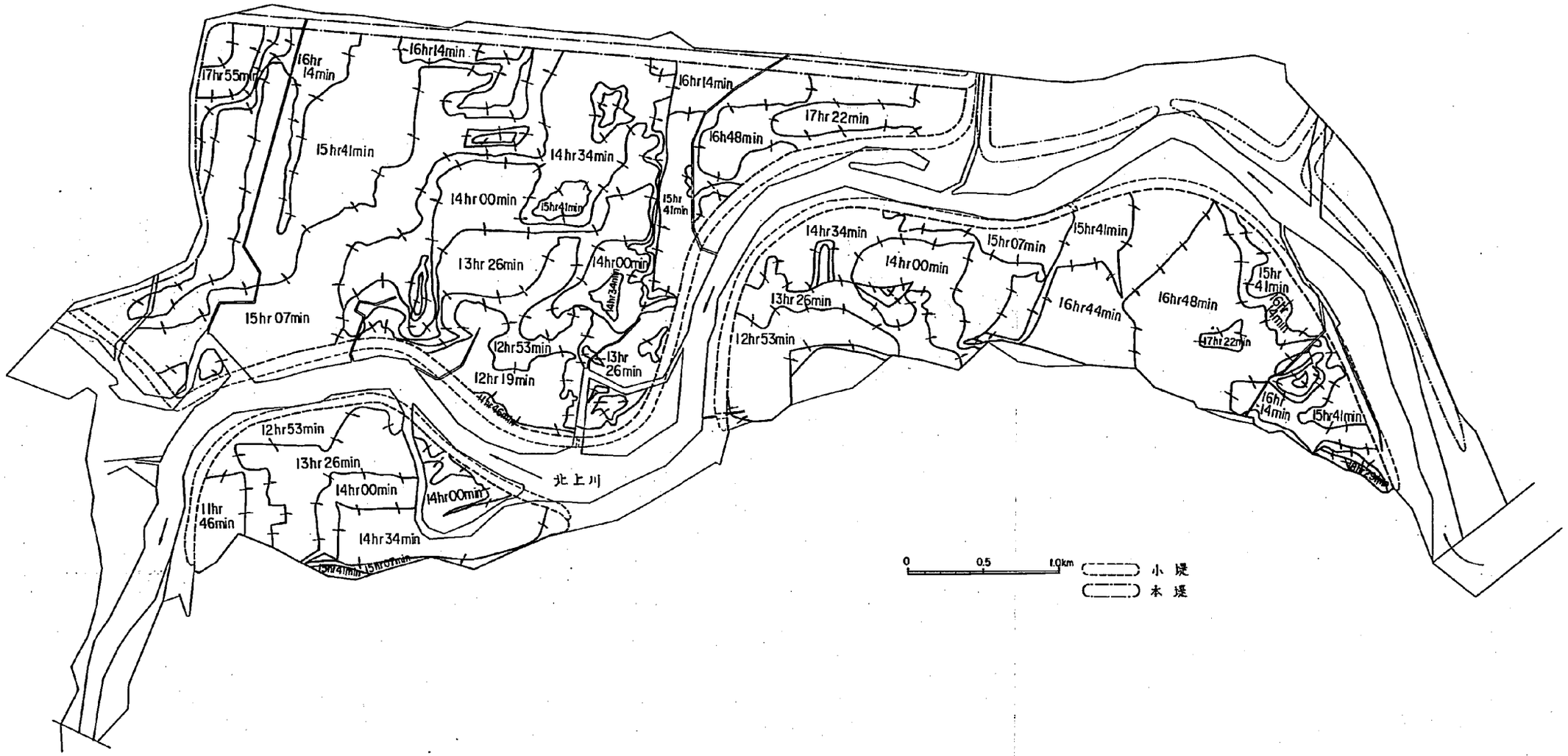


図－6・21・4　水位時間曲線　遊水池水位

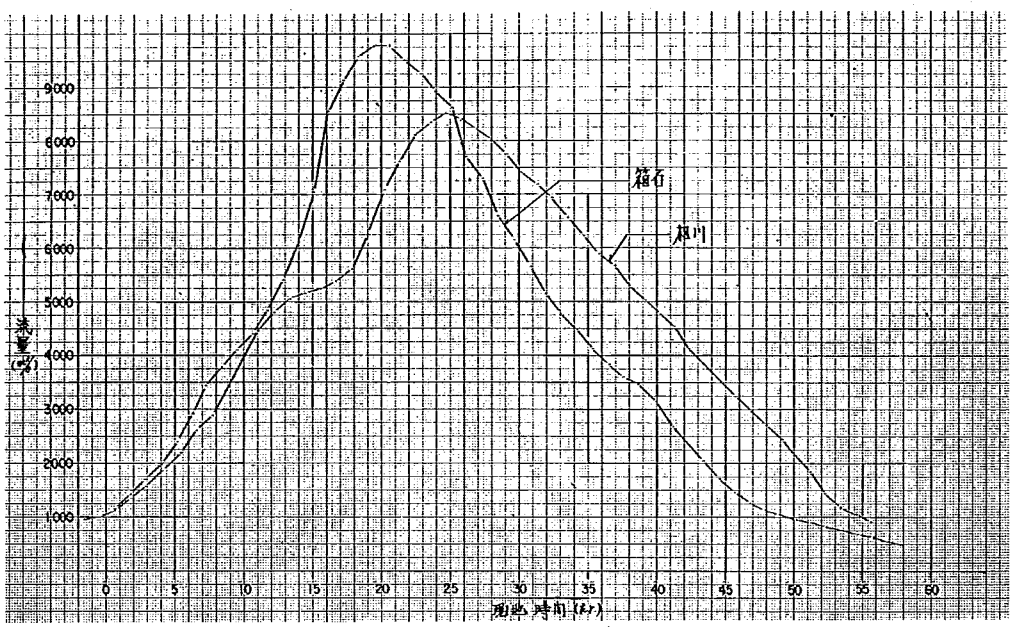
実験90325

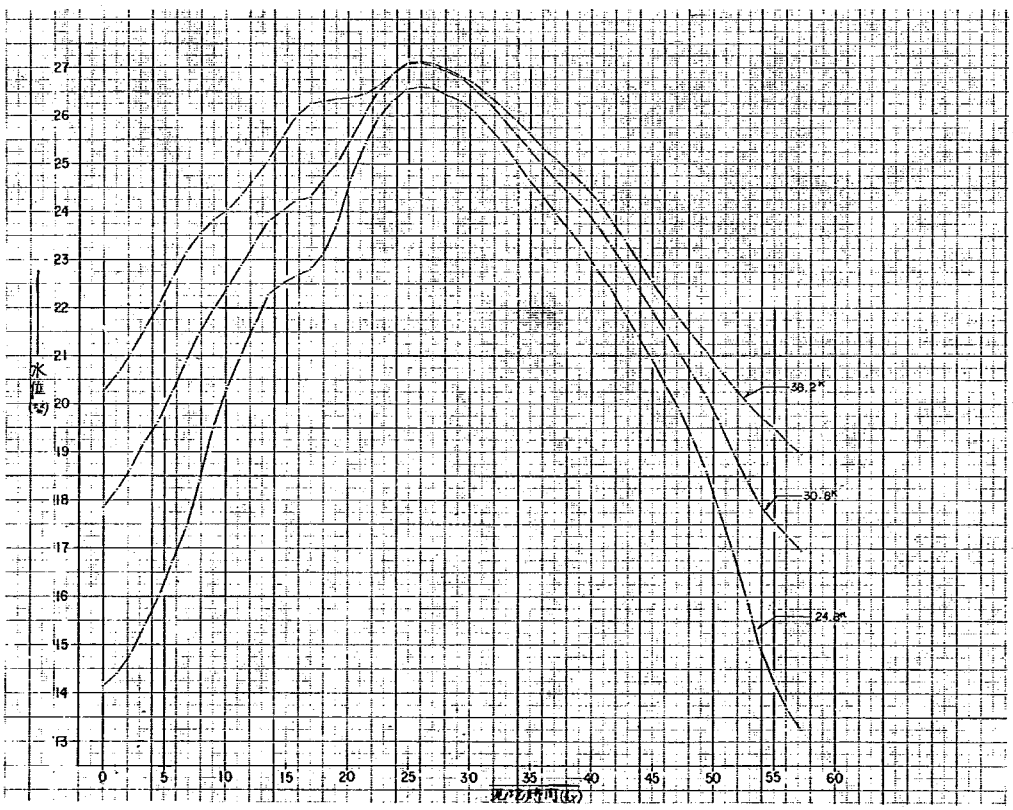
図－6・21・5　小堤越流開始時間
小堤第8案　実験90325



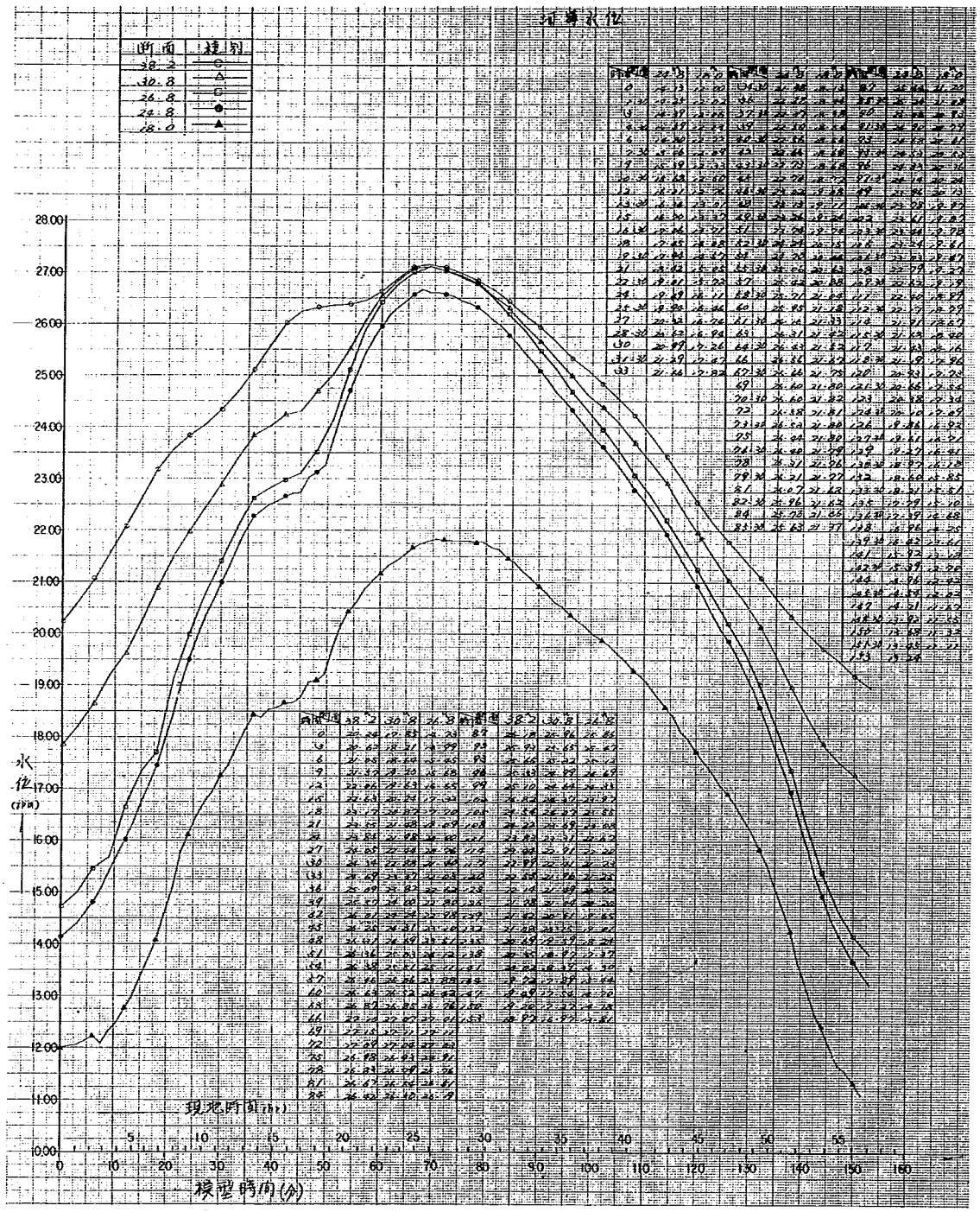
図－6・21・6　浸水範囲時間変化図
実験90325



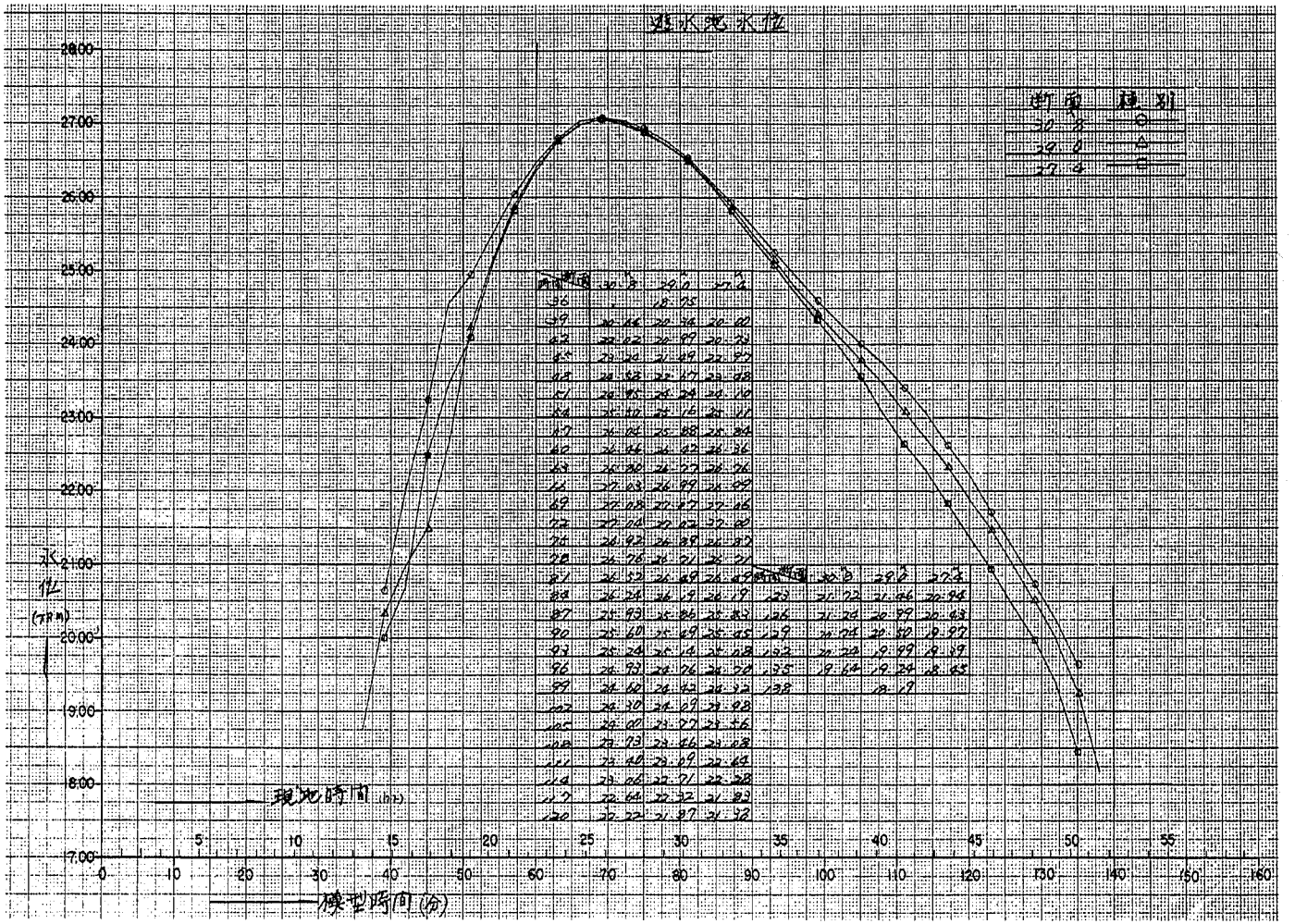
図－６・２２・１　箱石・相川流量時間曲線（計画流量）
実験９０４１７－２　小堤第８案



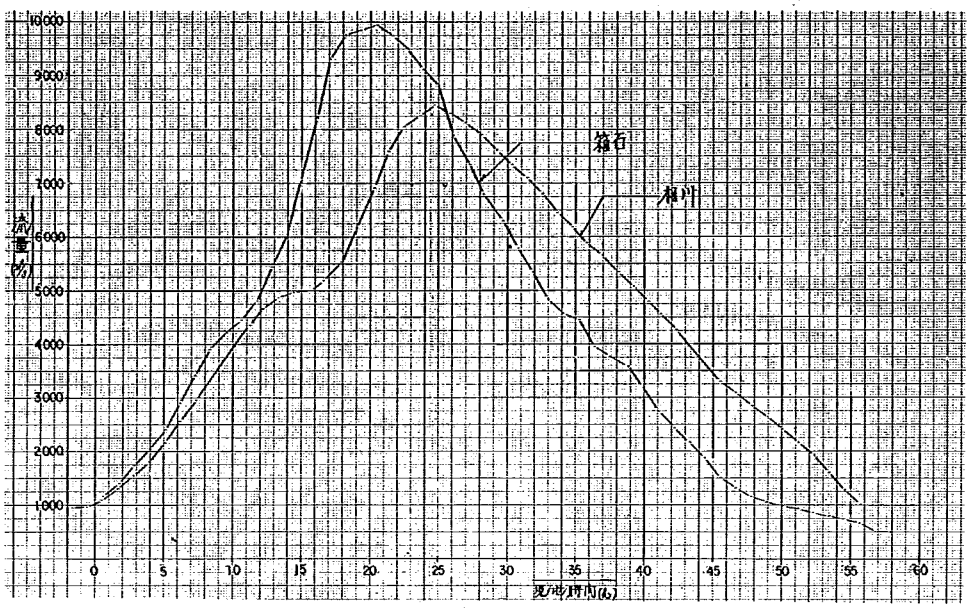
図－６・２２・２　河道内水位～時間曲線
実験９０４１７－２



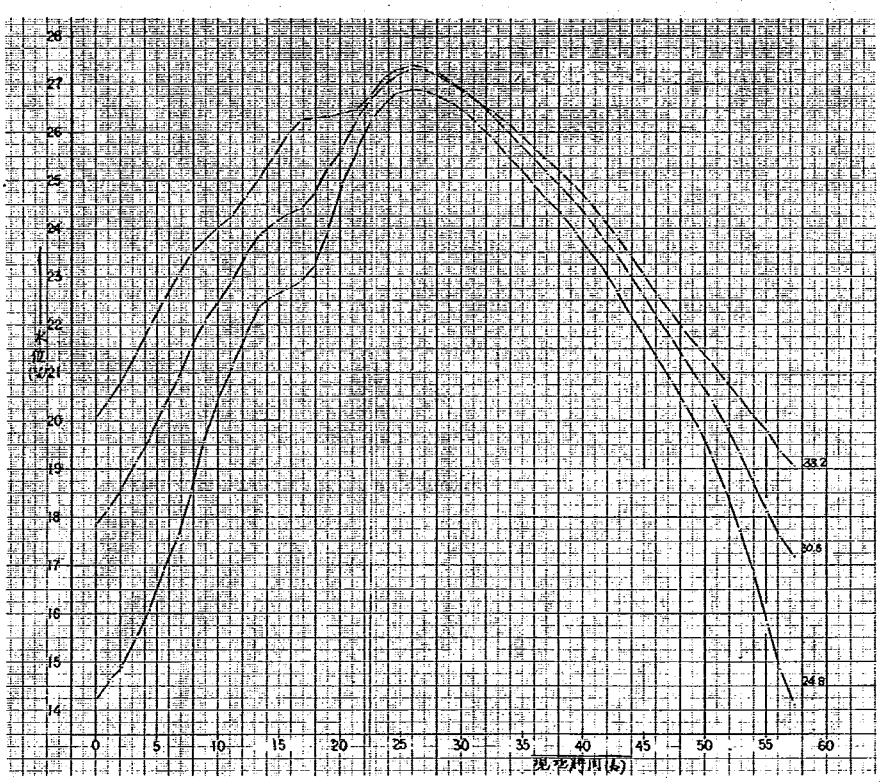
図－６・２２・３　水位時間曲線　河道水位
実験９０４１７－２



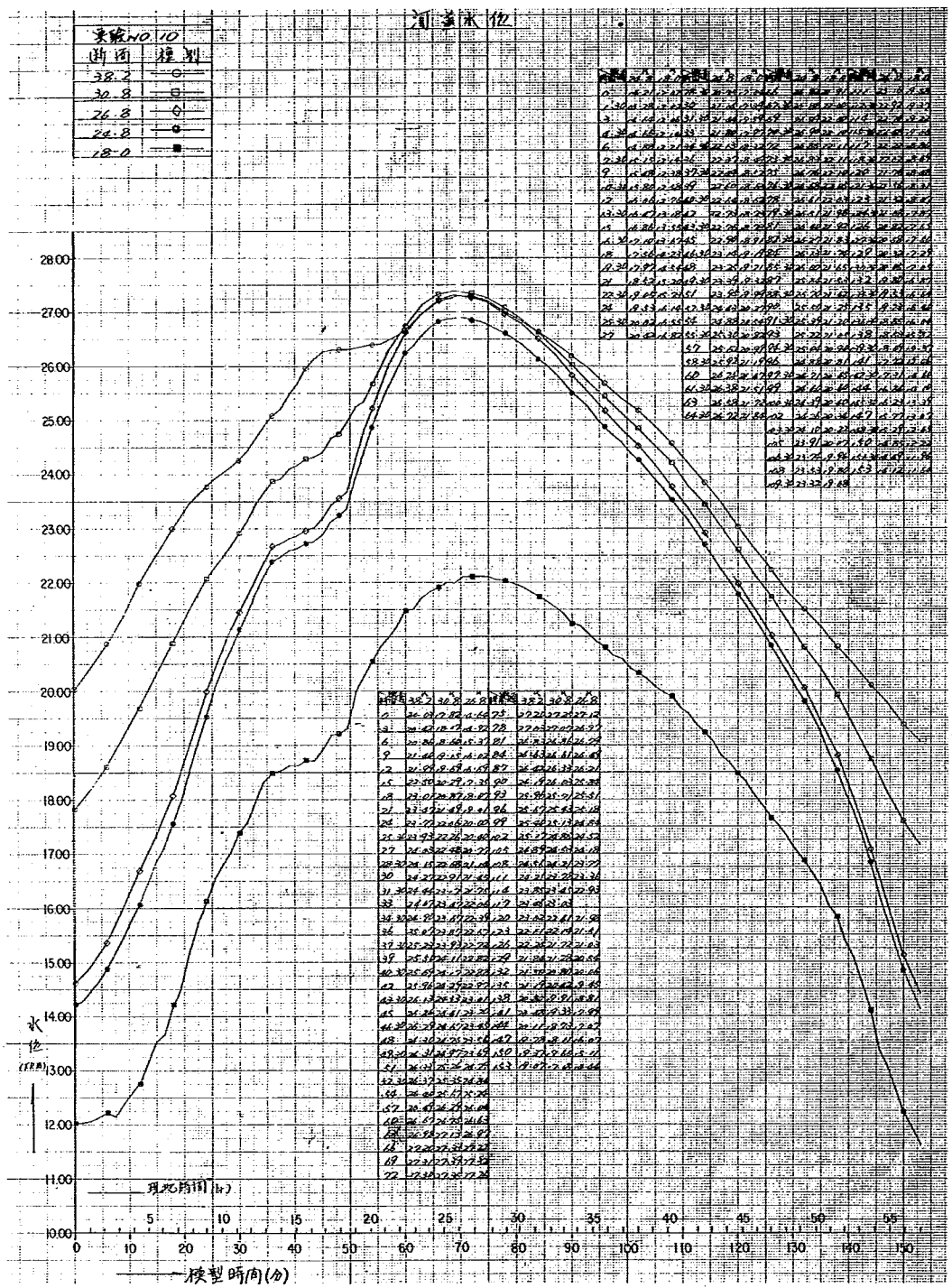
図－6・22・4　水位時間曲線　遊水池水位
実験90417－2



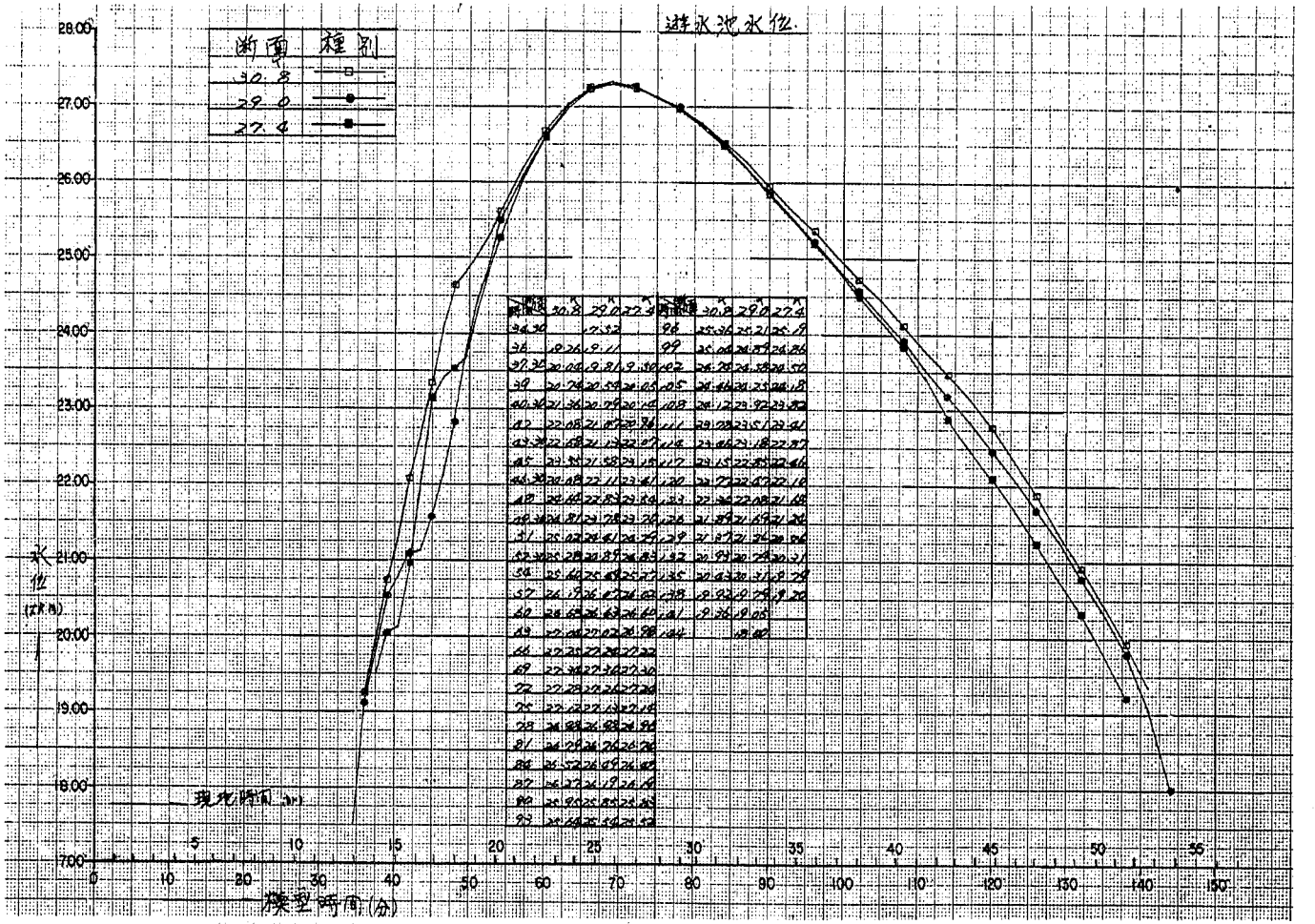
図－６・２３・１　箱石・相川流量時間曲線（計画流量）
実験９０５１６　　小堤第８案



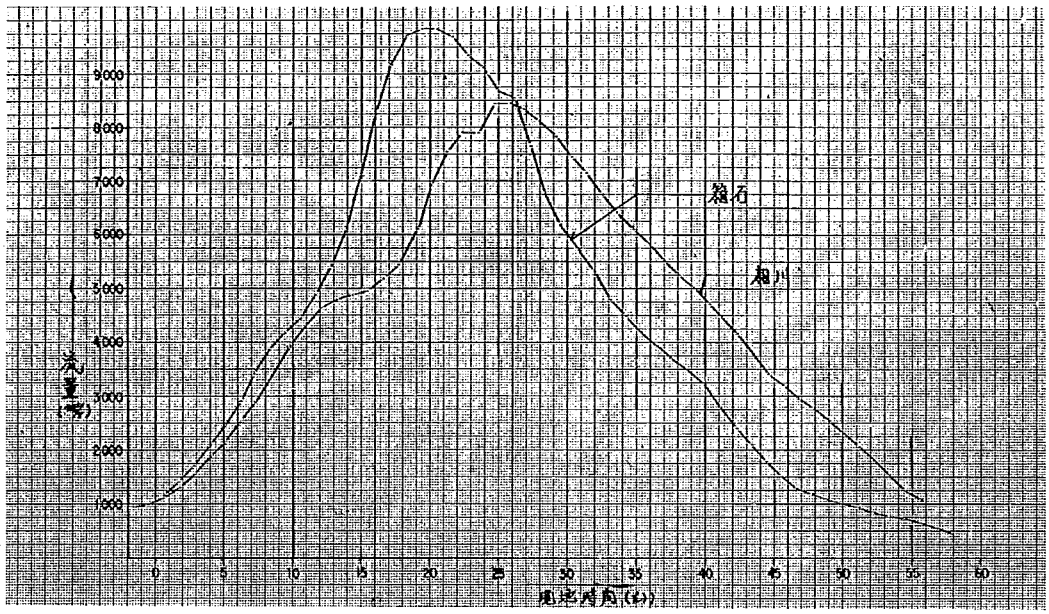
図－６・２３・２　河道内水位時間曲線図
実験９０５１６



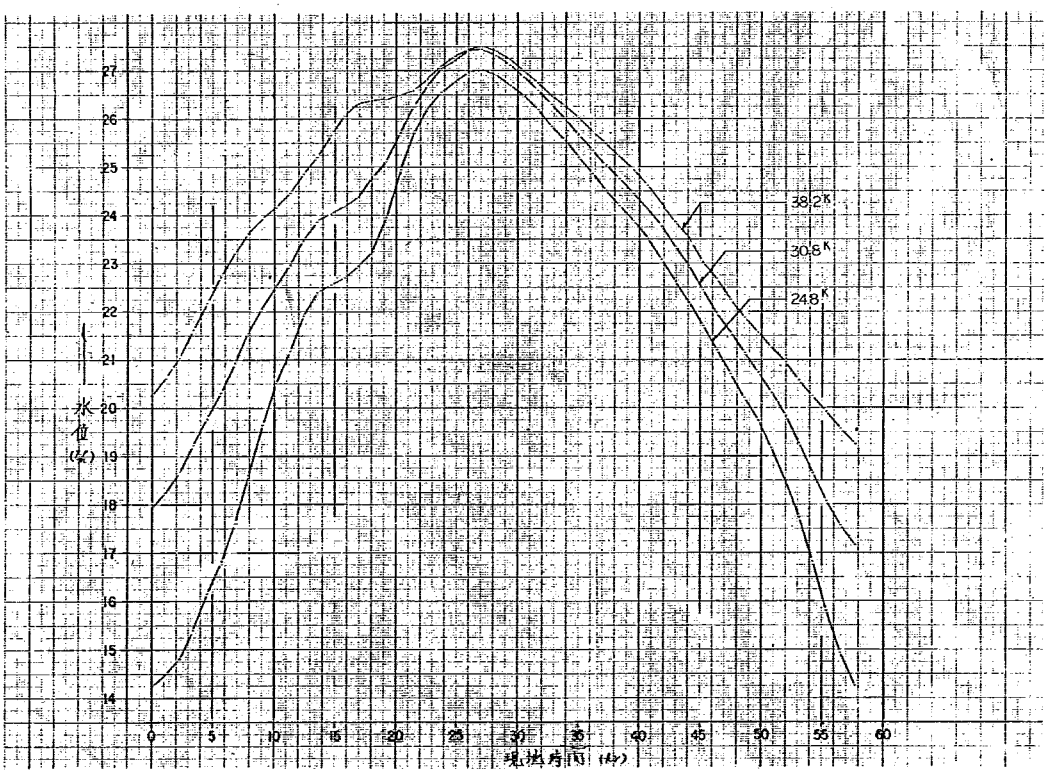
図－６・２３・３　水位時間曲線　河道水位
実験９０５１６



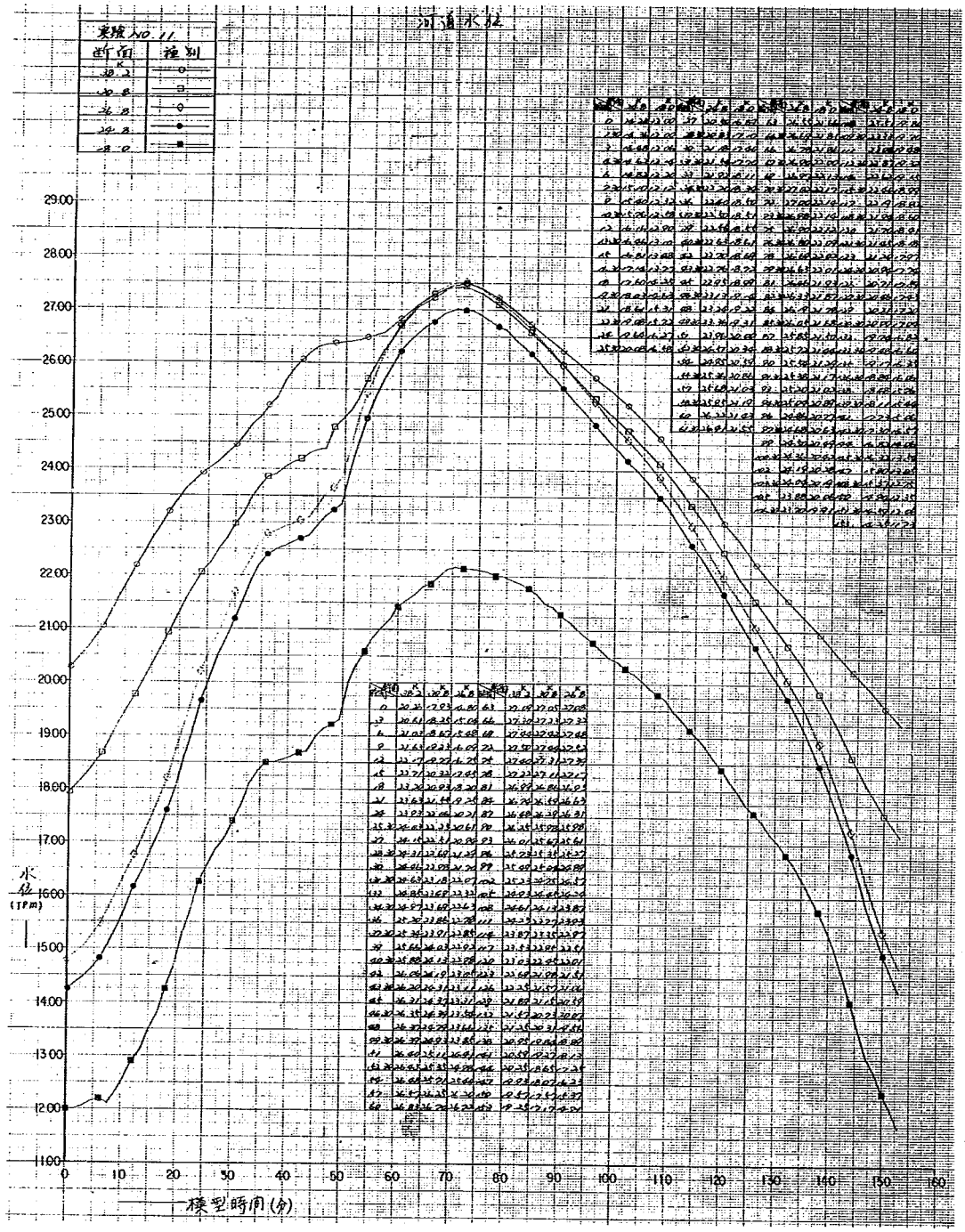
図－6・23・4　水位時間曲線　遊水池水位
実験90516



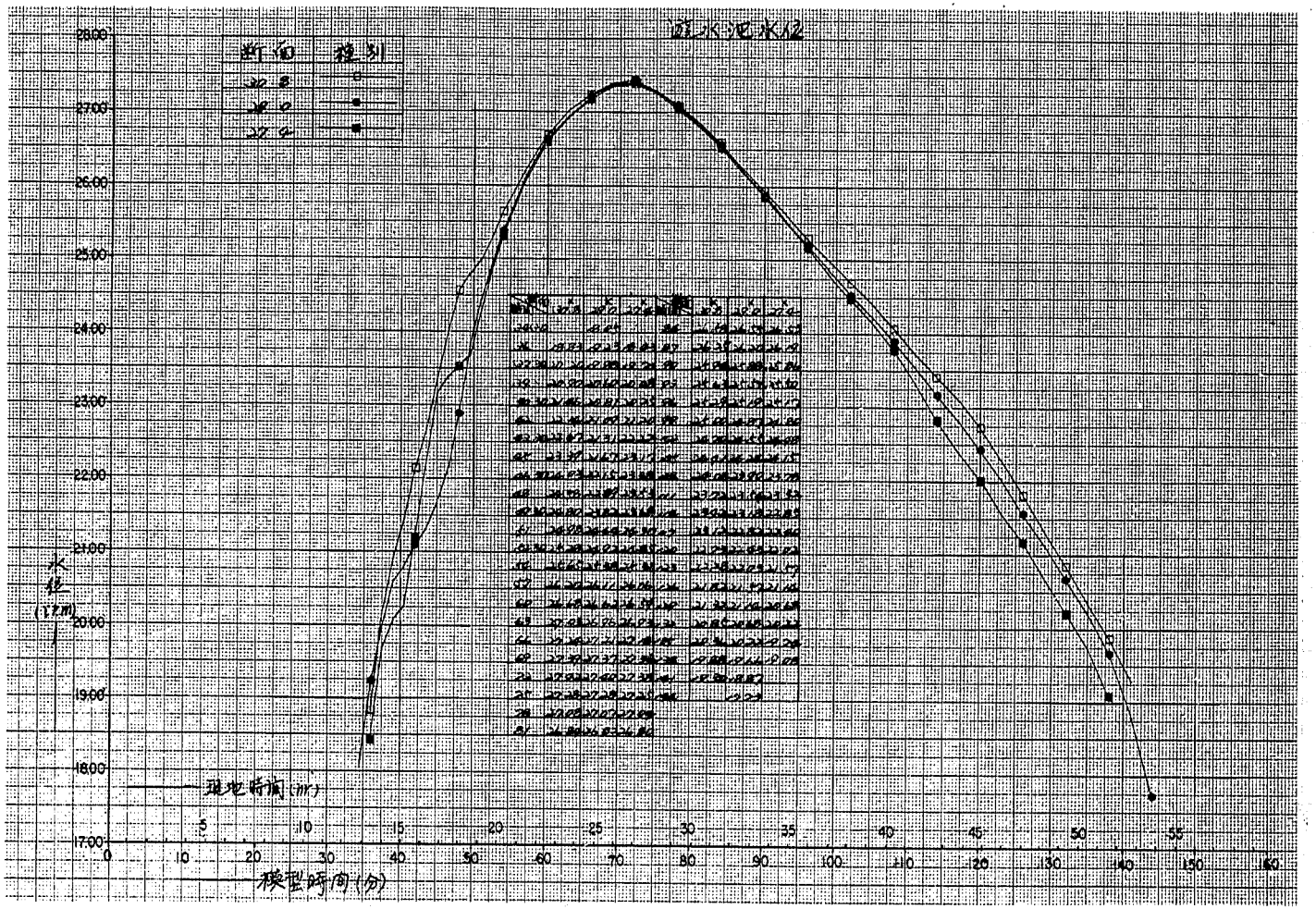
図－6・24・1　箱石・相川流量時間曲線（計画流量）
実験９０５２１



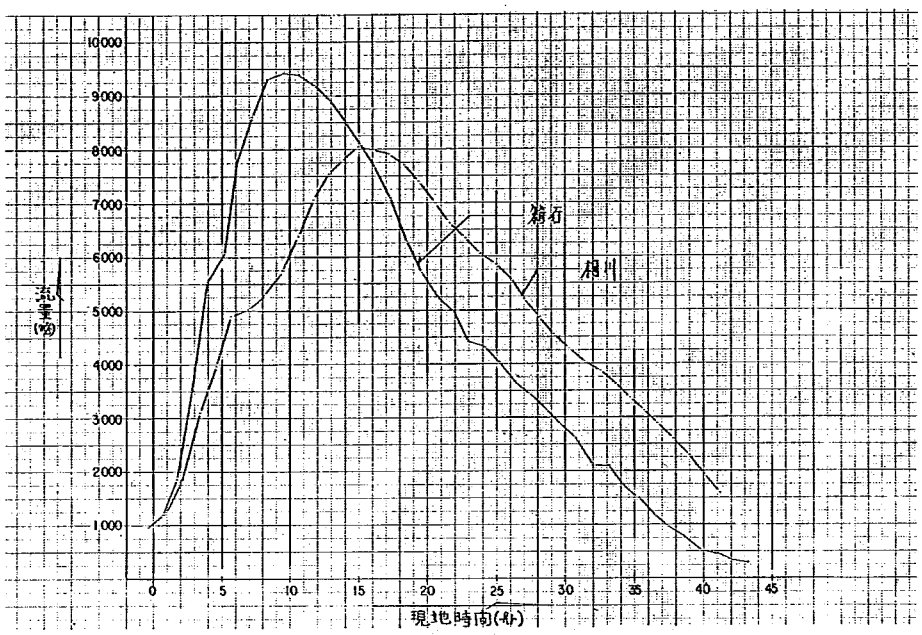
図－6・24・2　河道内水位～時間曲線
実験９０５２１



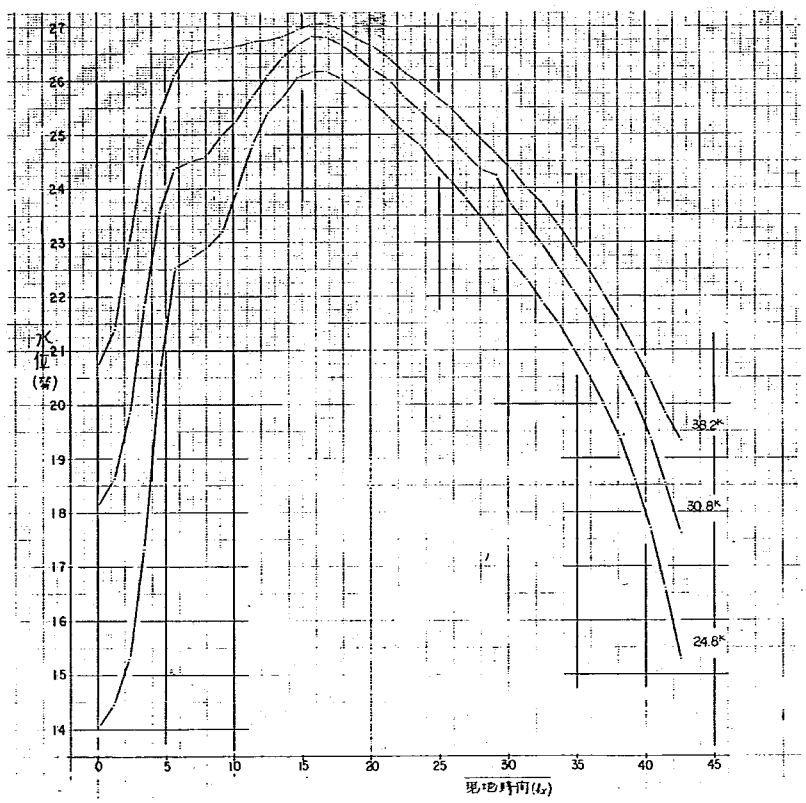
図－6・24・3　水位時間曲線　河道水位
実験９０５２１



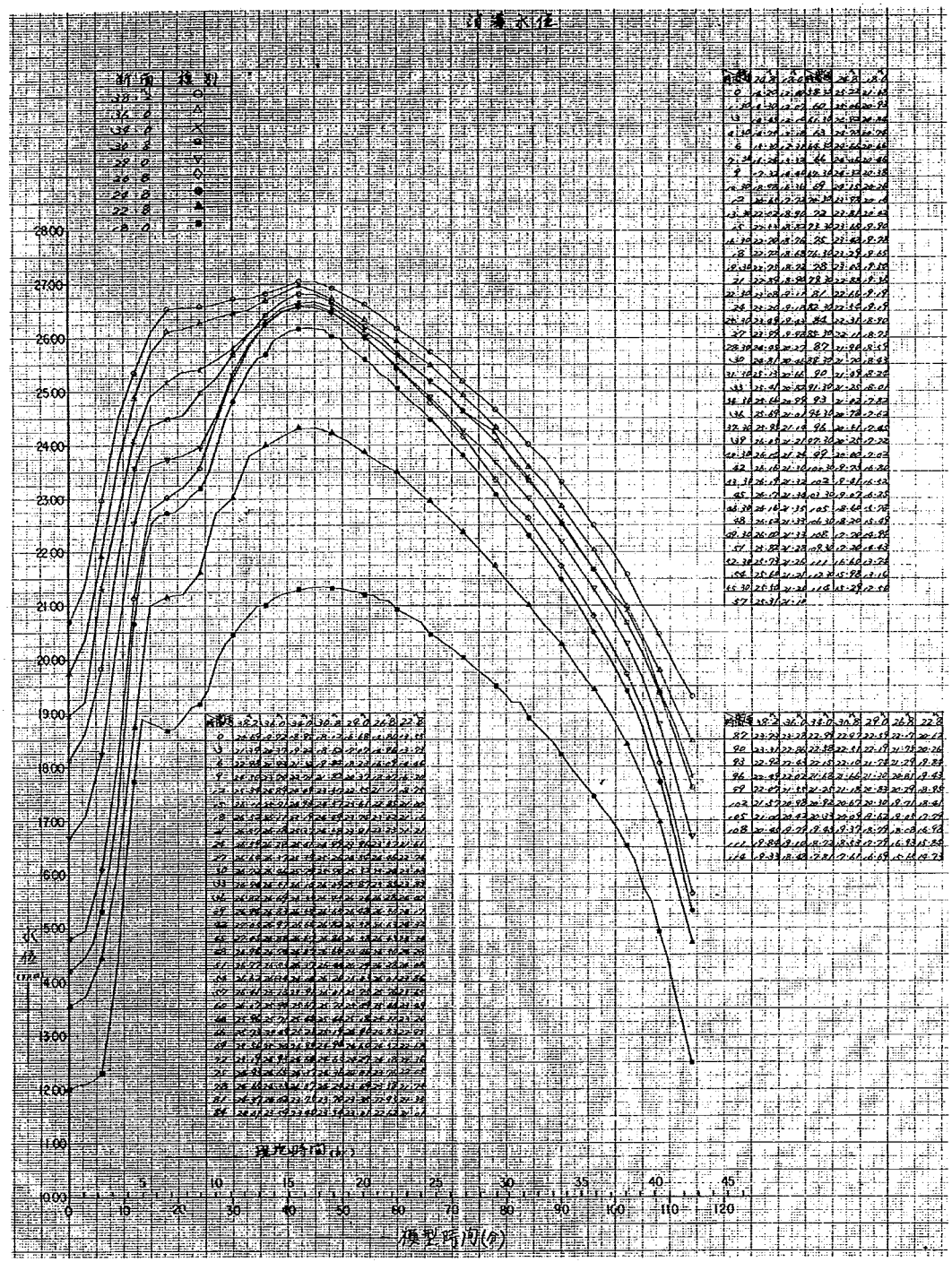
図－6・24・4　水位時間曲線　遊水池水位
実験90521



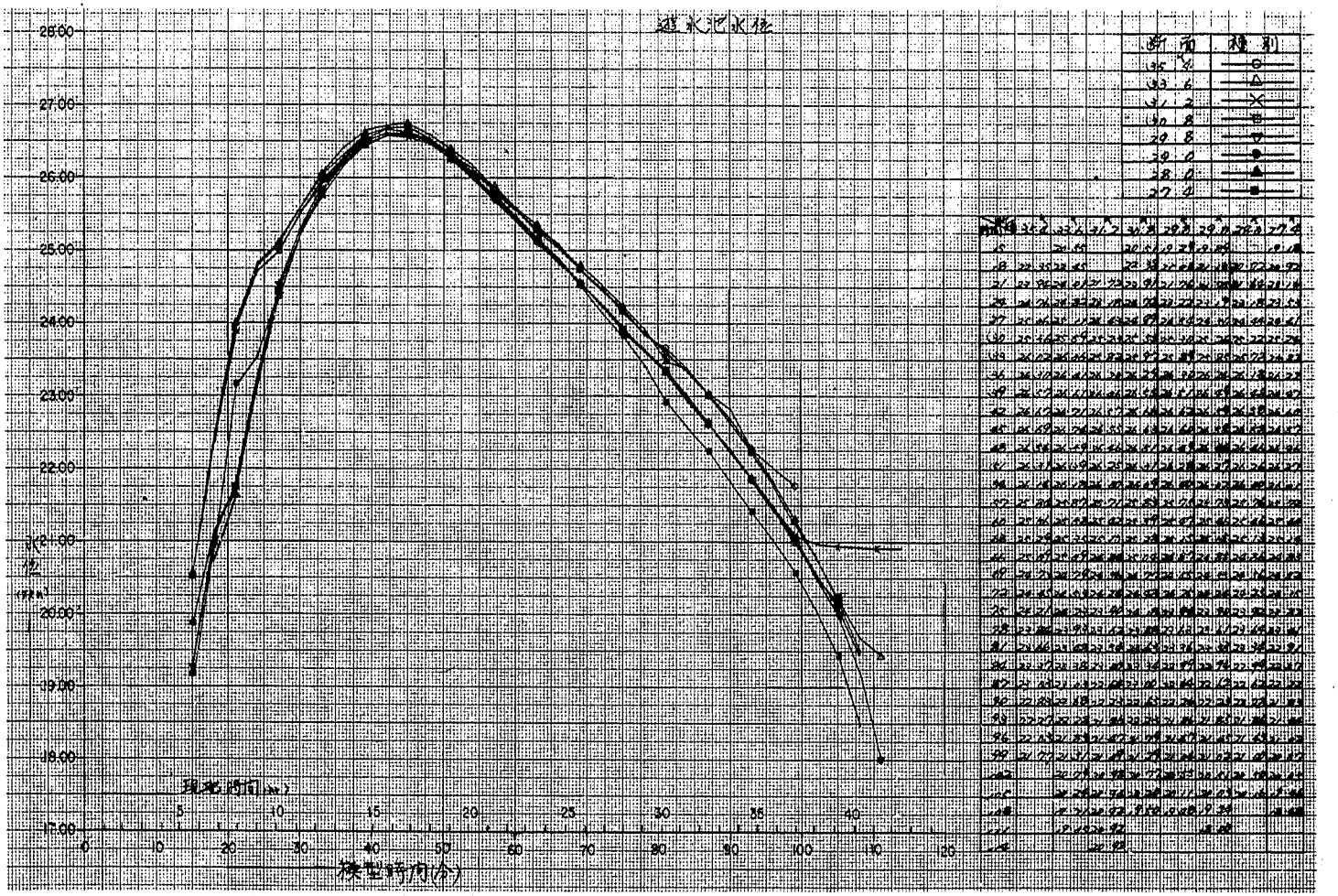
図－６・２６・１　箱石・相川流量時間曲線　小堤８案
実験９０３２７　洪水波形Ⅰ型



図－６・２６・２　河道内水位～時間曲線
実験９０３２７

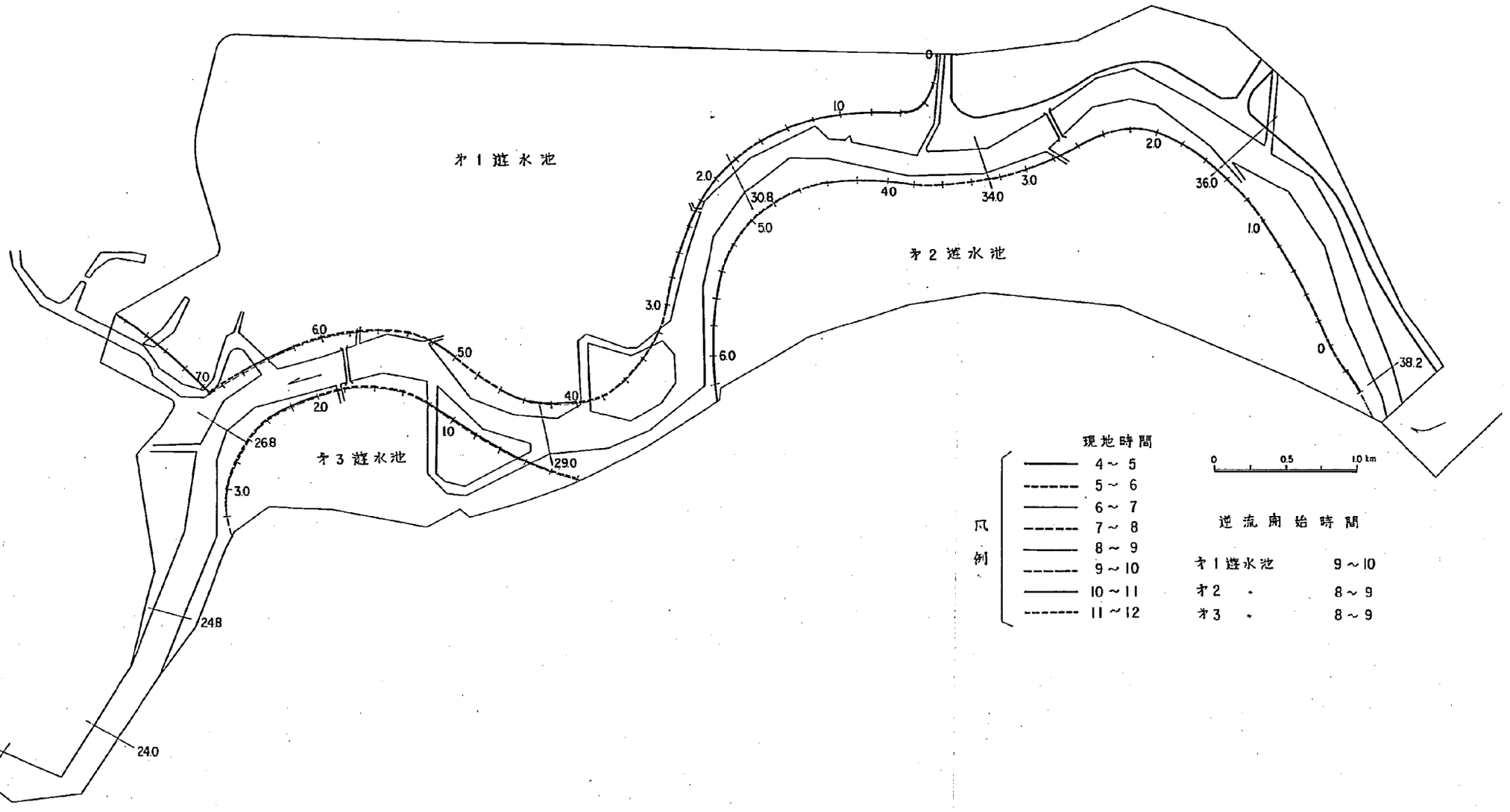


図－６・２６・３　水位時間曲線　河道水位
実験９０３２７

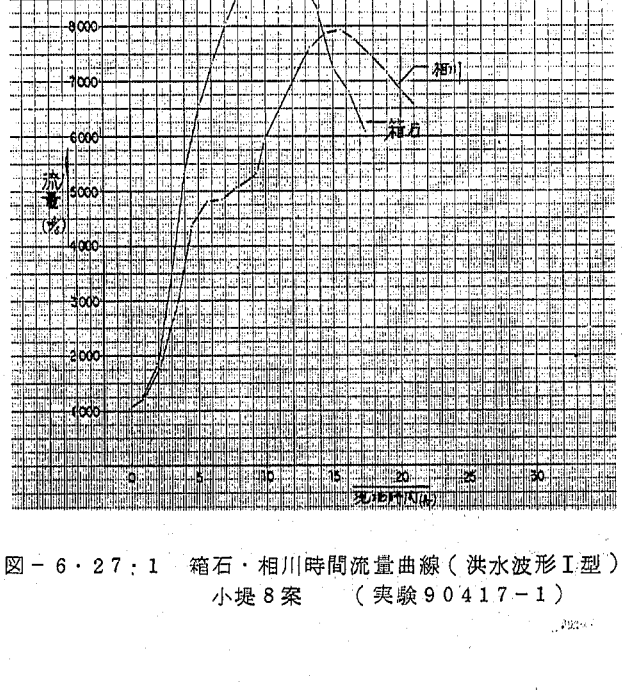


図－６・２６・４　水位時間曲線　遊水池水位

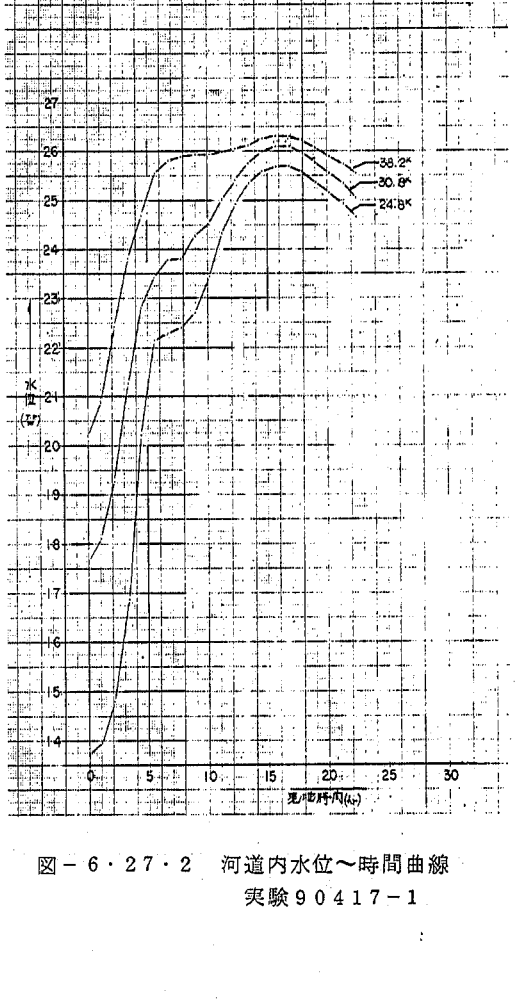
実験９０３２７



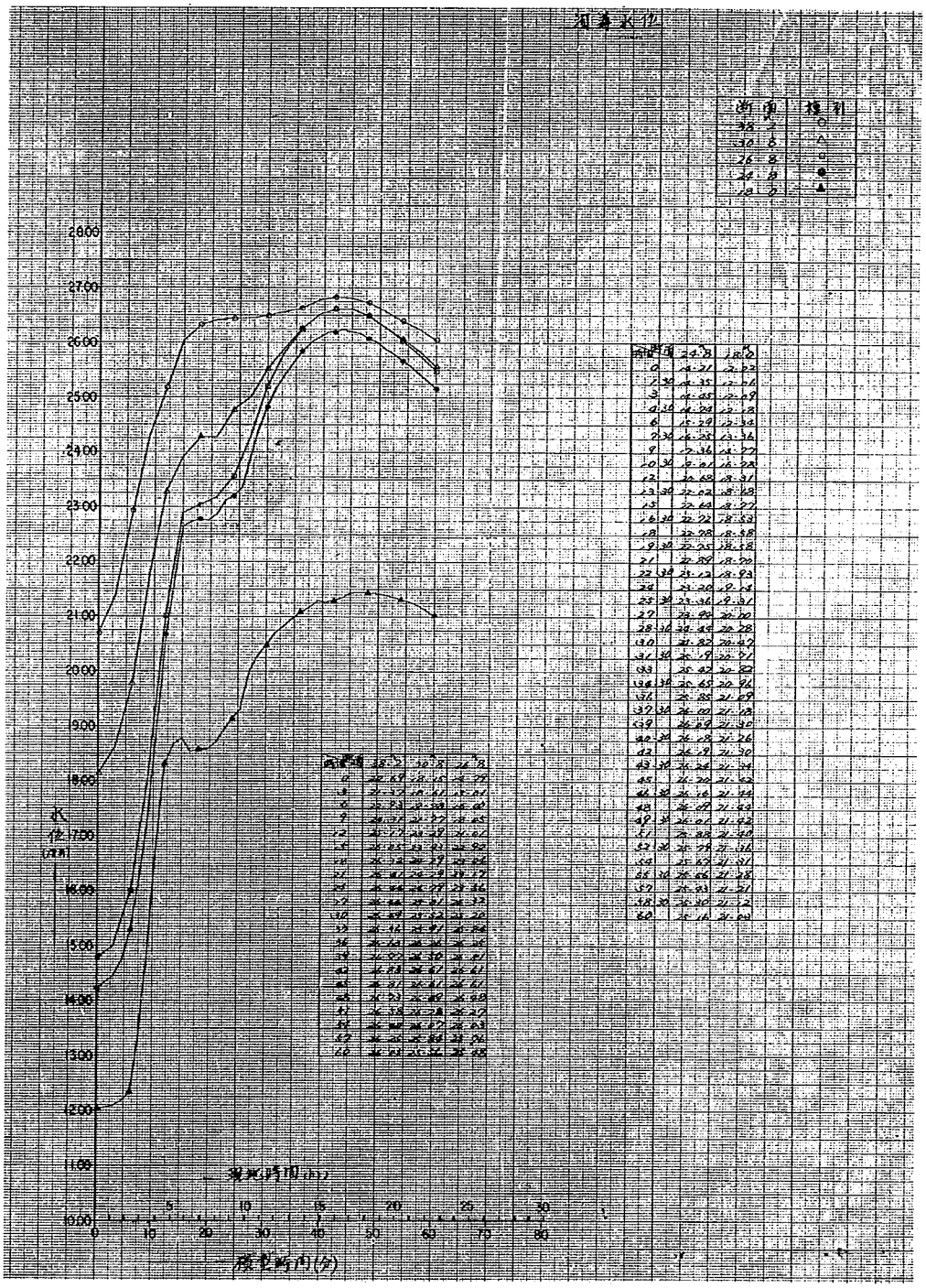
図－6・26・5　小堤越流開始時間
小堤第8案　実験90327



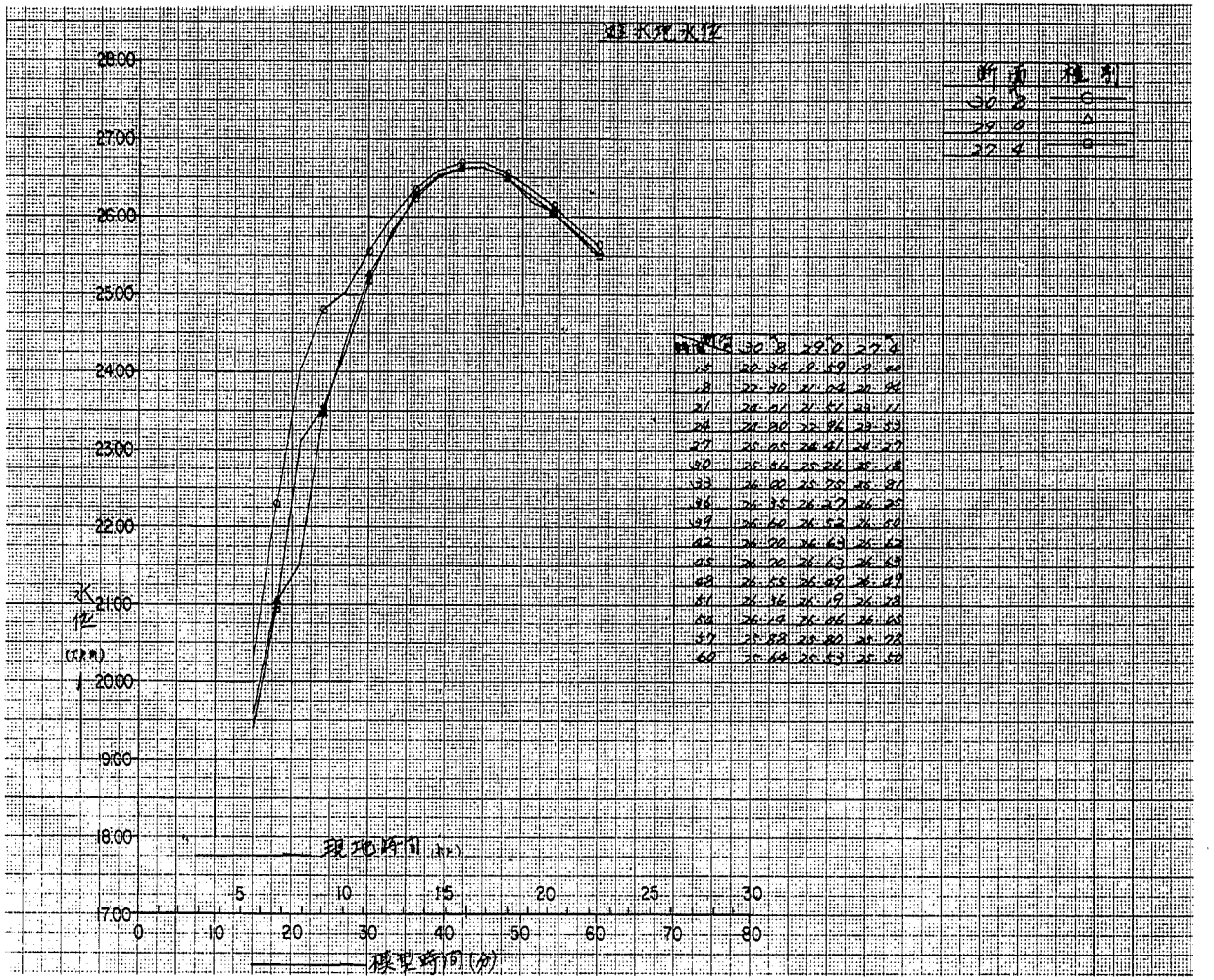
図－6・27：1　箱石・相川時間流量曲線（洪水波形Ⅰ型）
小堤8案　（実験90417－1）



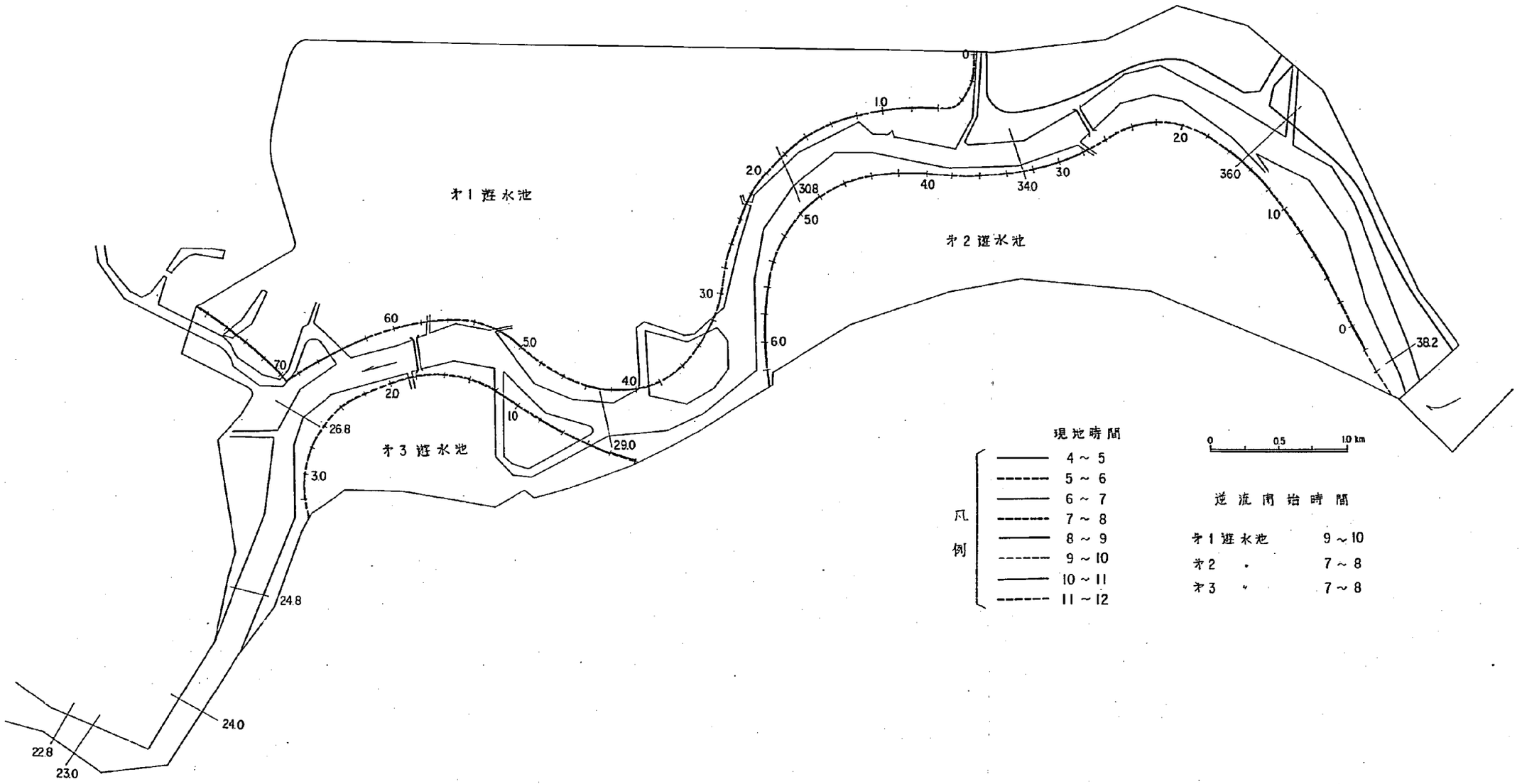
図－6・27・2　河道内水位～時間曲線
実験90417－1



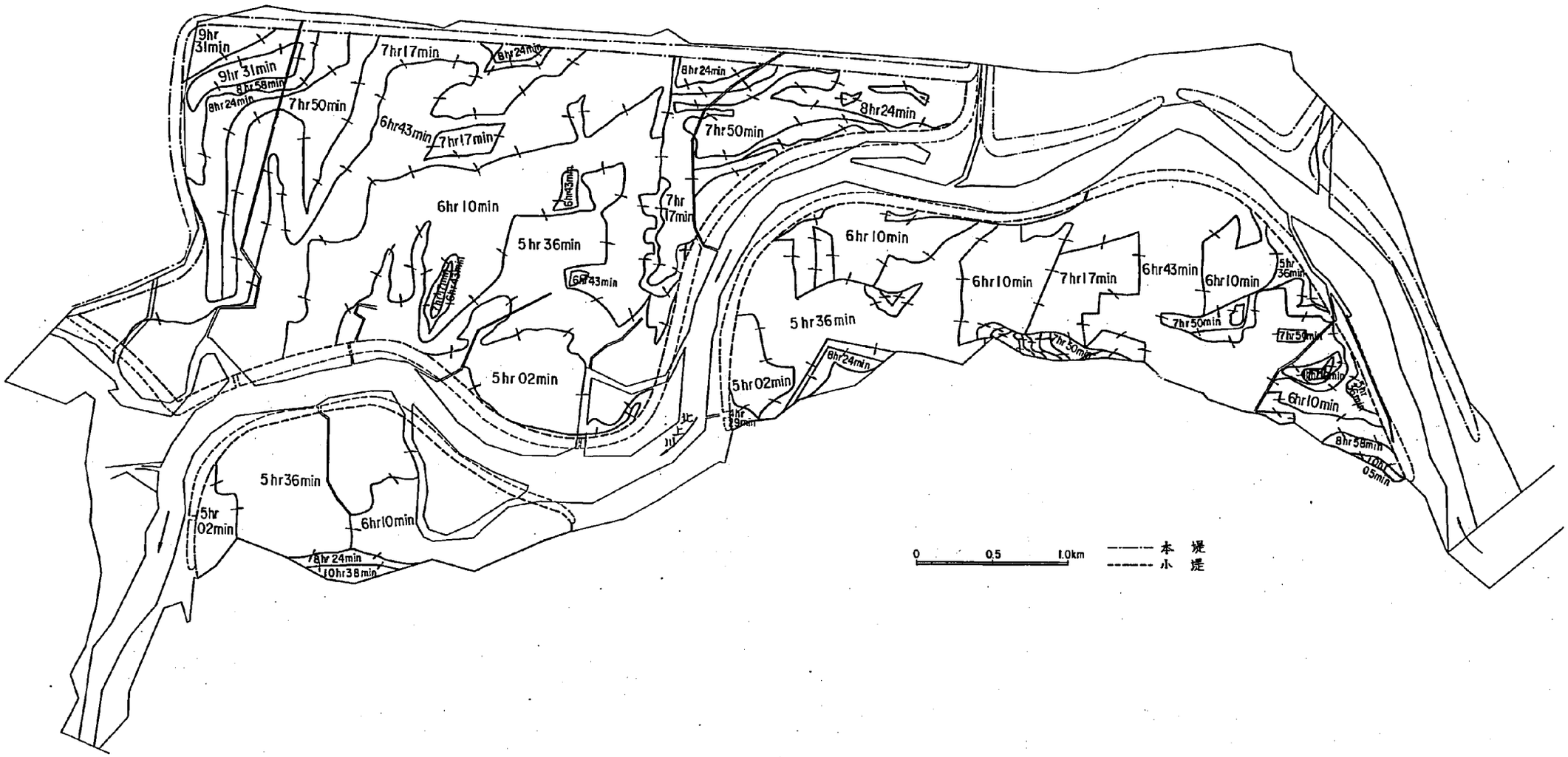
図－6・27・3　水位時間曲線　河道水位
実験９０４１７－１



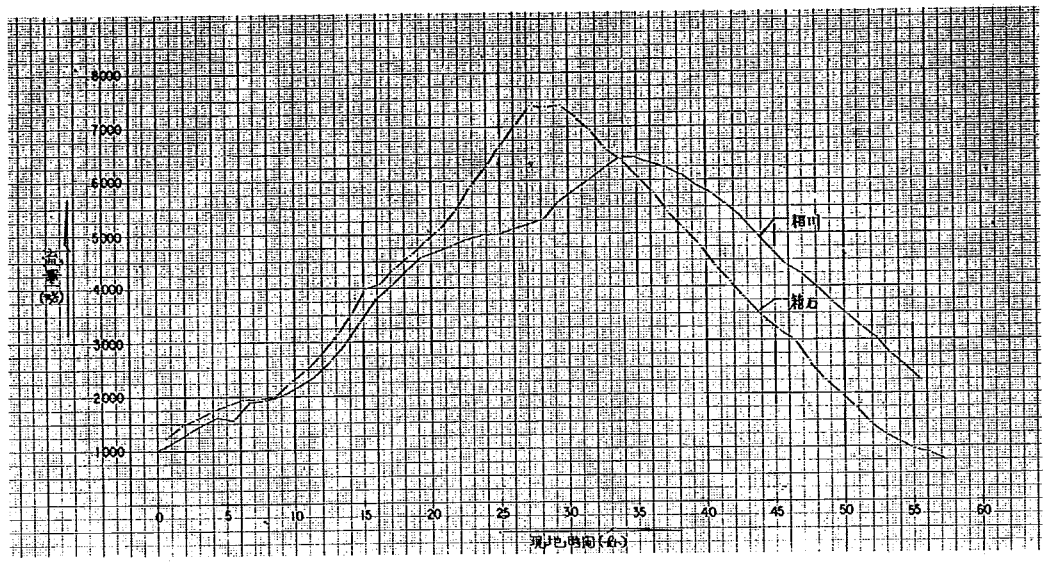
図－6・27・4　水位時間曲線　遊水地水位
実験90417－1



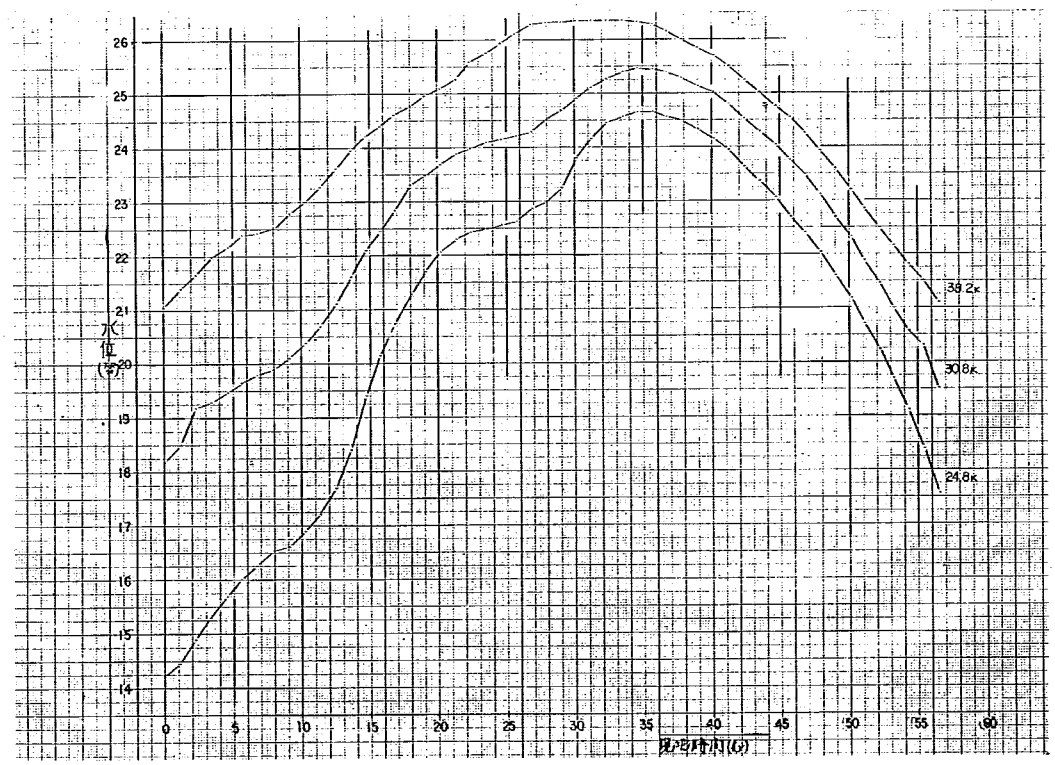
図－6・27・5　小堤越流開始時間
小堤第8案　実験90417－1



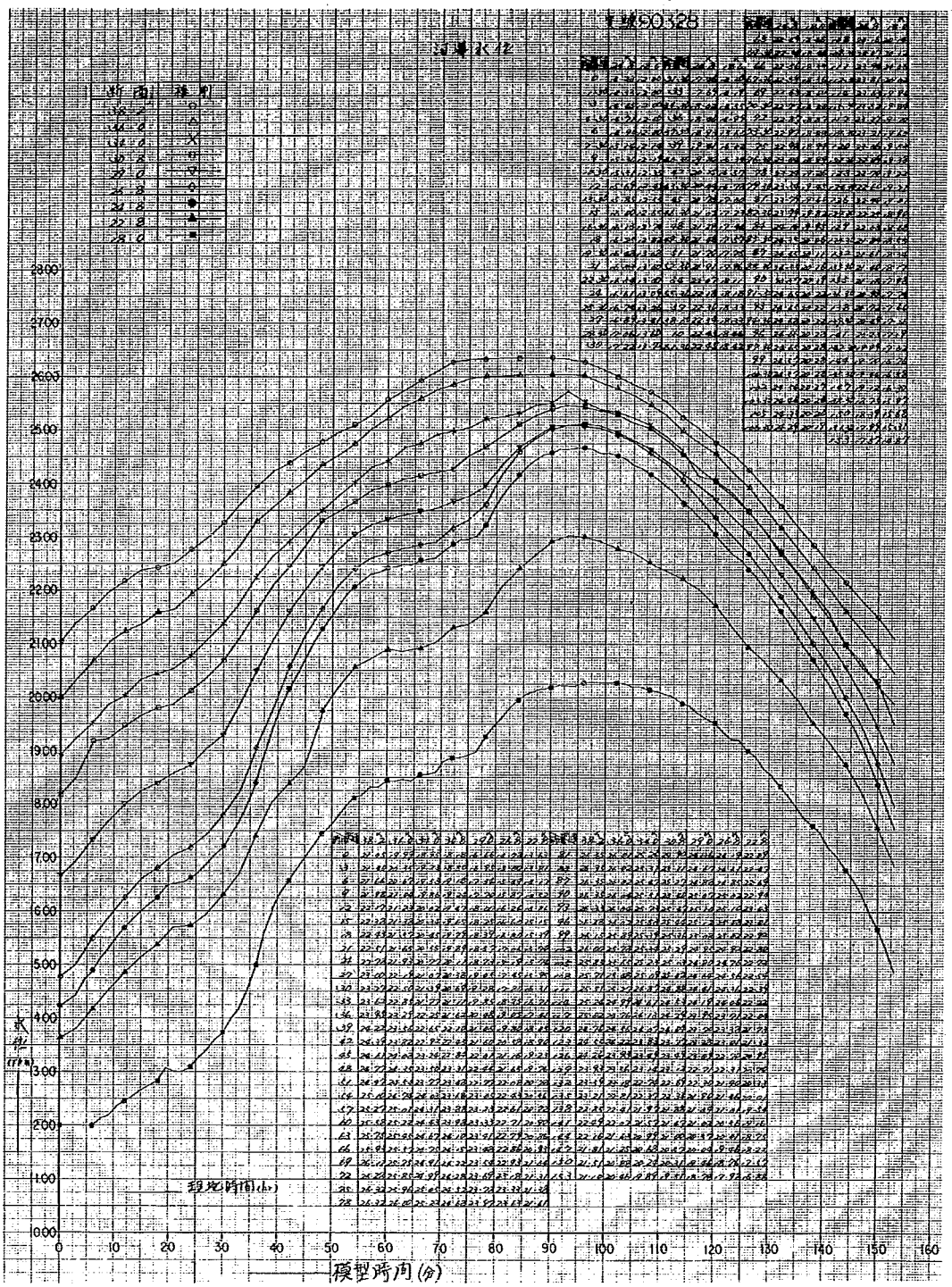
図－6・27・6　浸水範囲時間変化図
実験90417－1



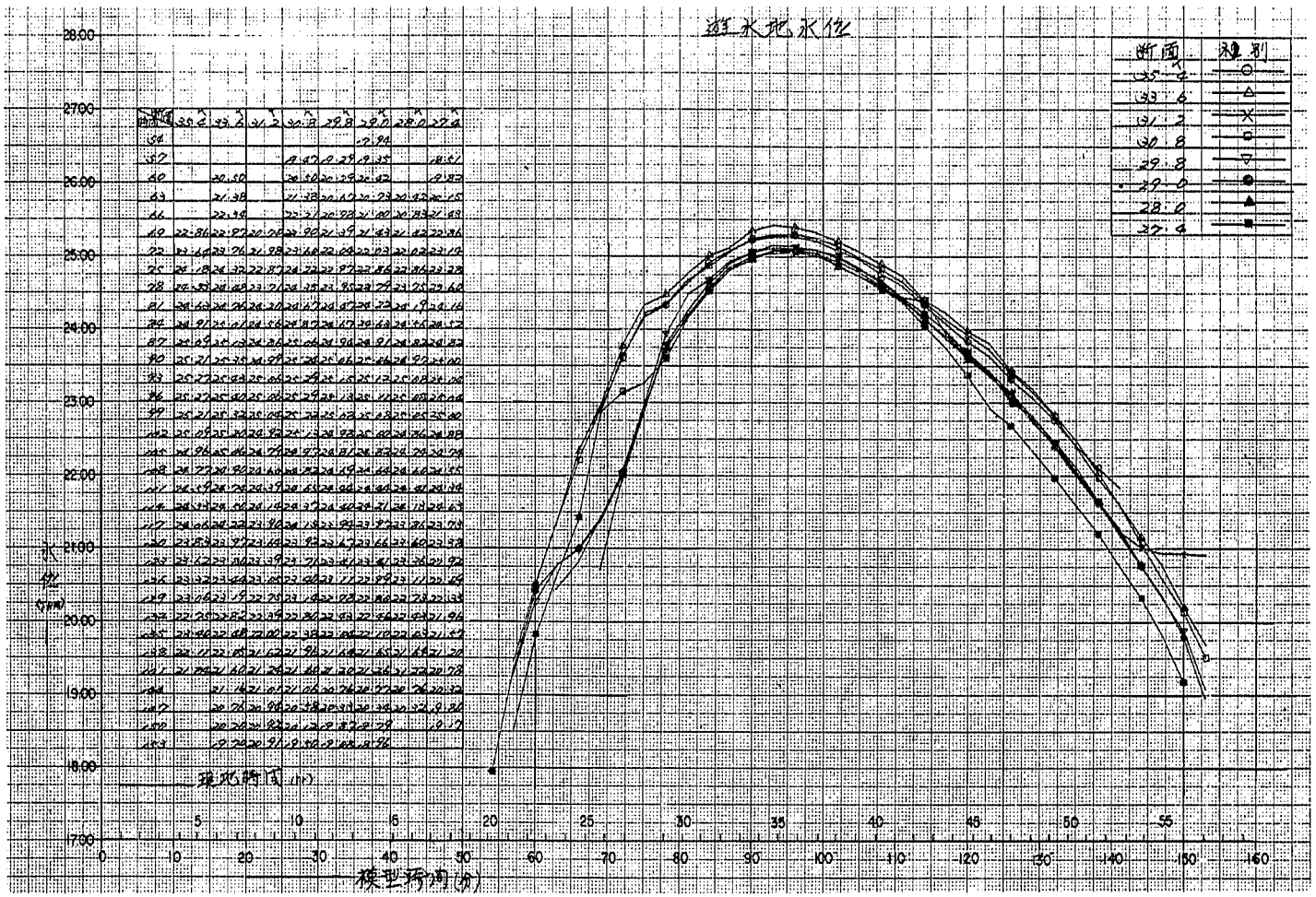
図－６・２８・１　箱石・相川流量時間曲線（洪水波形Ⅲ型）
小堤第８案　　実験９０３２８



図－６・２８・２　河道内水位時間曲線
実験９０３２８

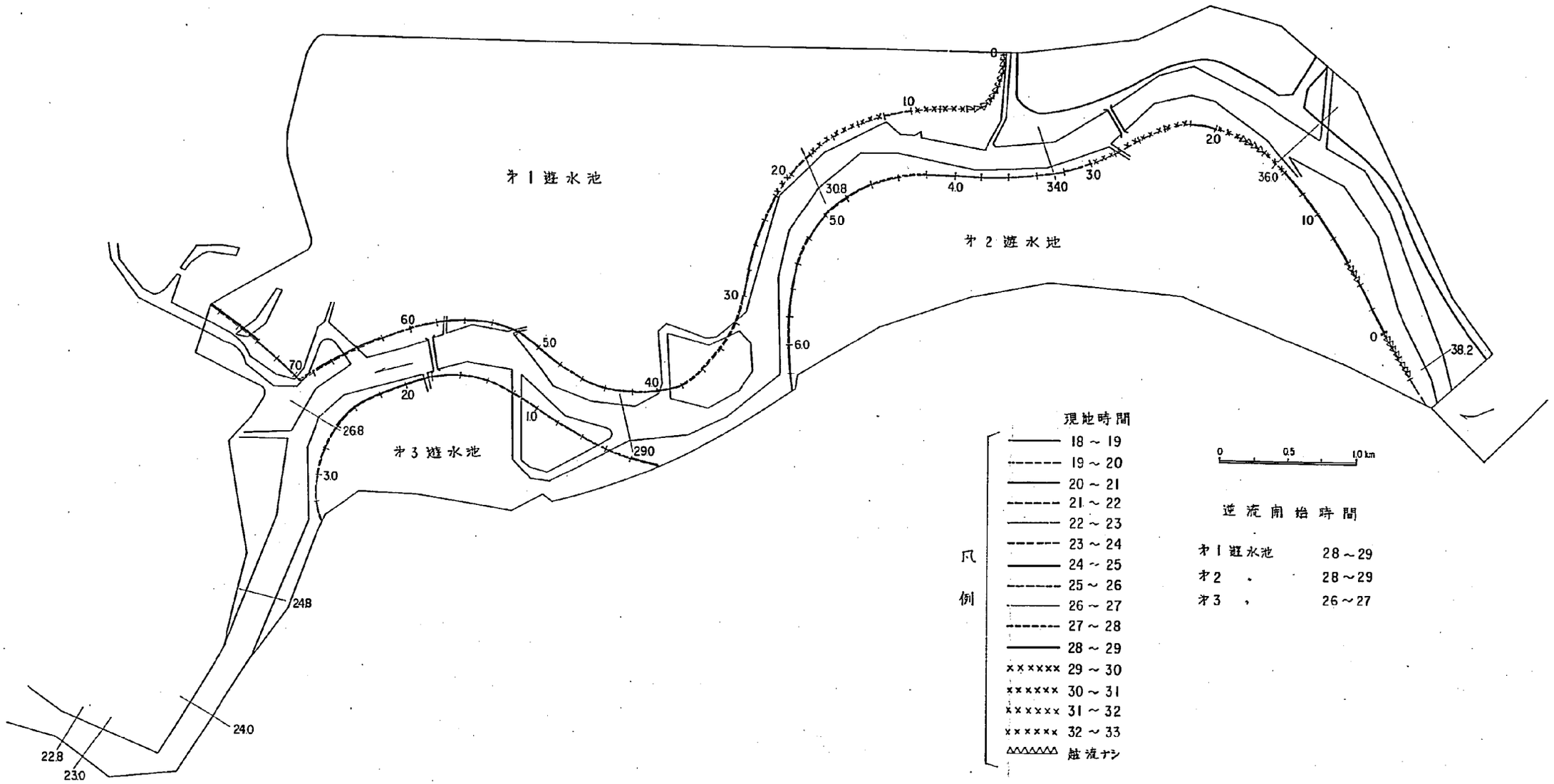


図－６・２８・３　水位時間曲線　河道水位
実験９０３２８

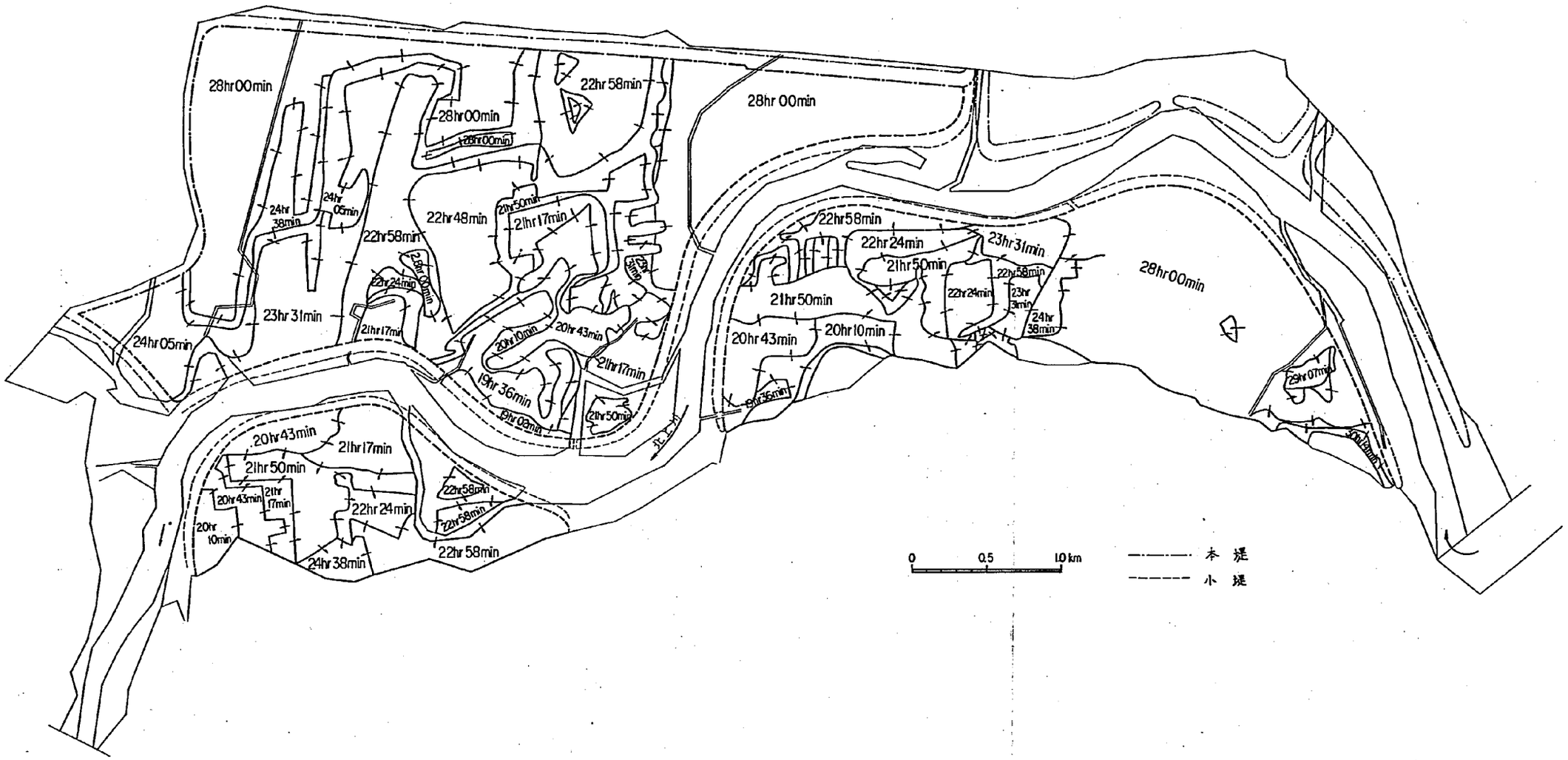


図－6・28・4　水位時間曲線　遊水池水位

実験90328

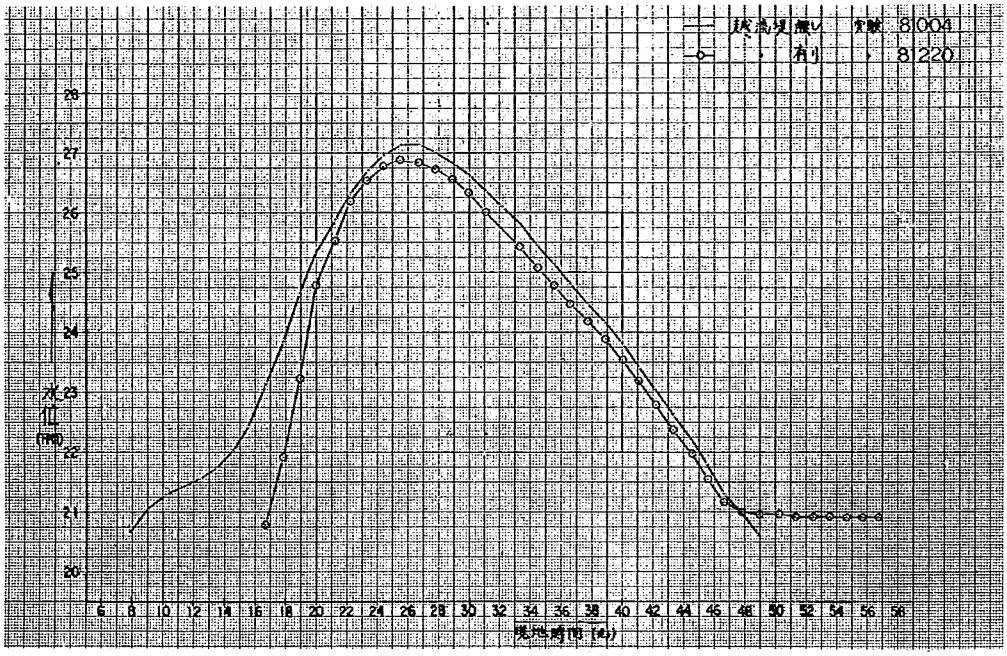


図－6・28・5　小堤越流開始時間
小堤第8案　実験90328

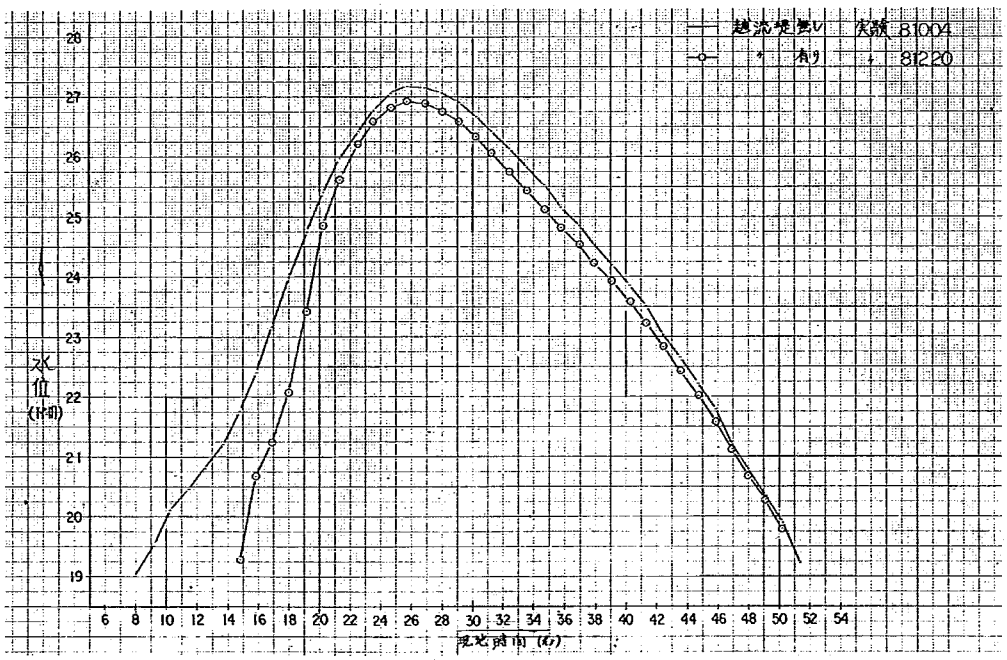


図－6・28・6　浸水範囲時間変化図

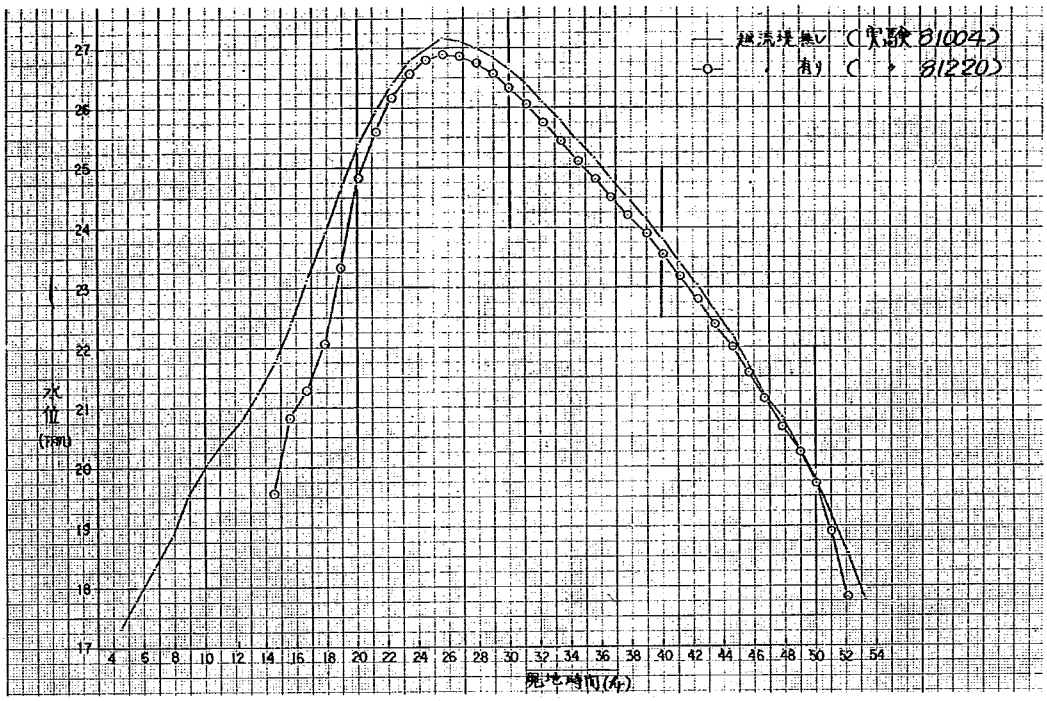
実験90328



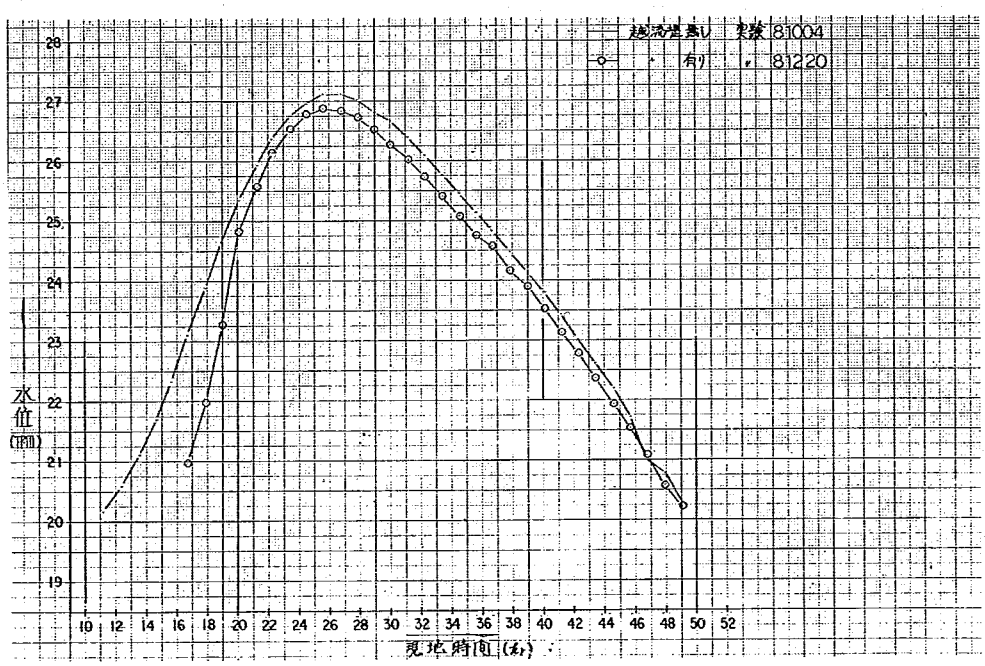
図－６・２９・１　越流堤有無による遊水池内水位変化比較
（第１遊水池　３１.２ｋ）



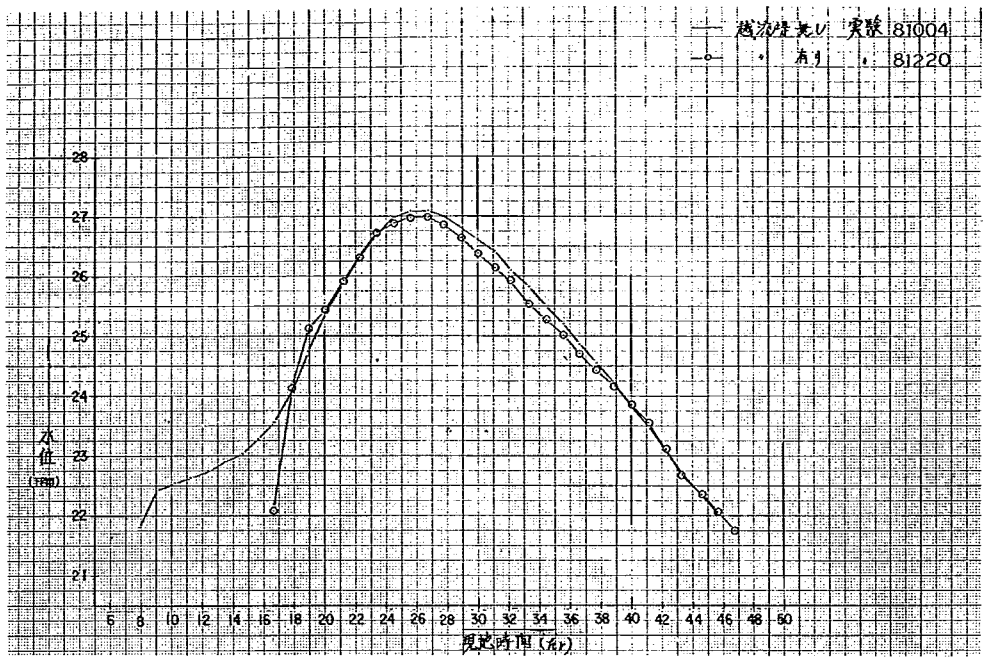
図－６・２９・２　越流堤有無による遊水池内水位変化比較
（第１遊水池　２９８ｋ）



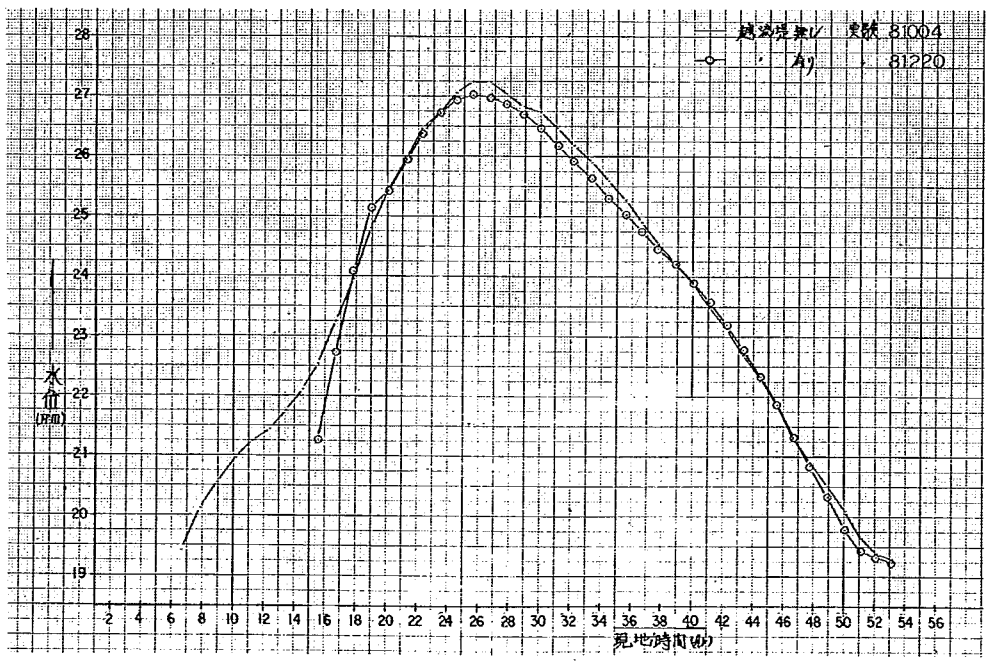
図－6・29・3　越流堤有無による遊水池内水位変化比較
（第1遊水池　29.0k）



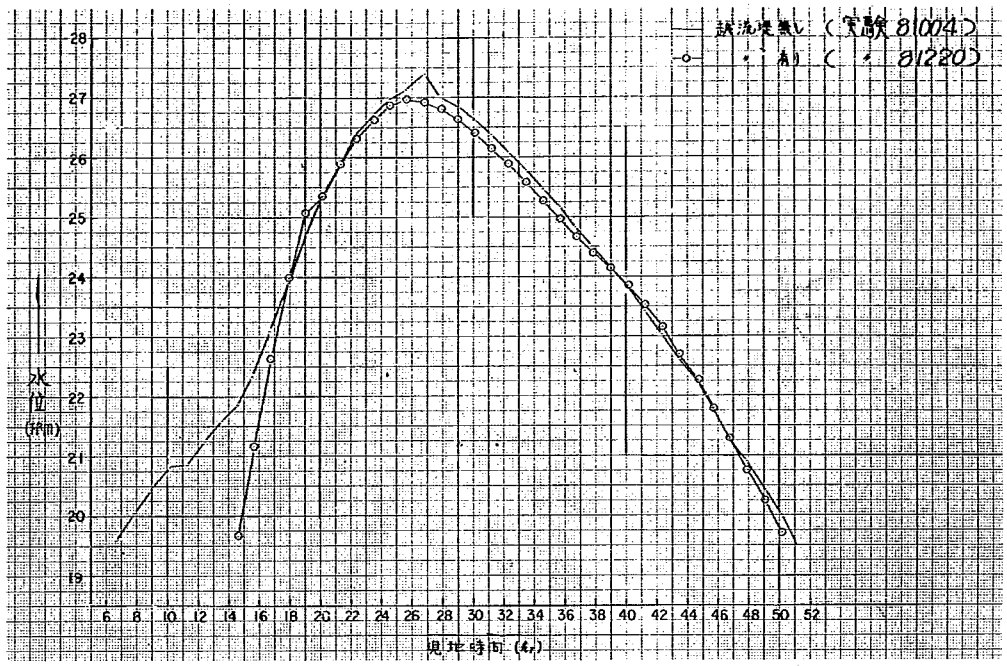
図－6・29・4　越流堤有無による遊水池内水位変化比較
（第1遊水池　28.0k）



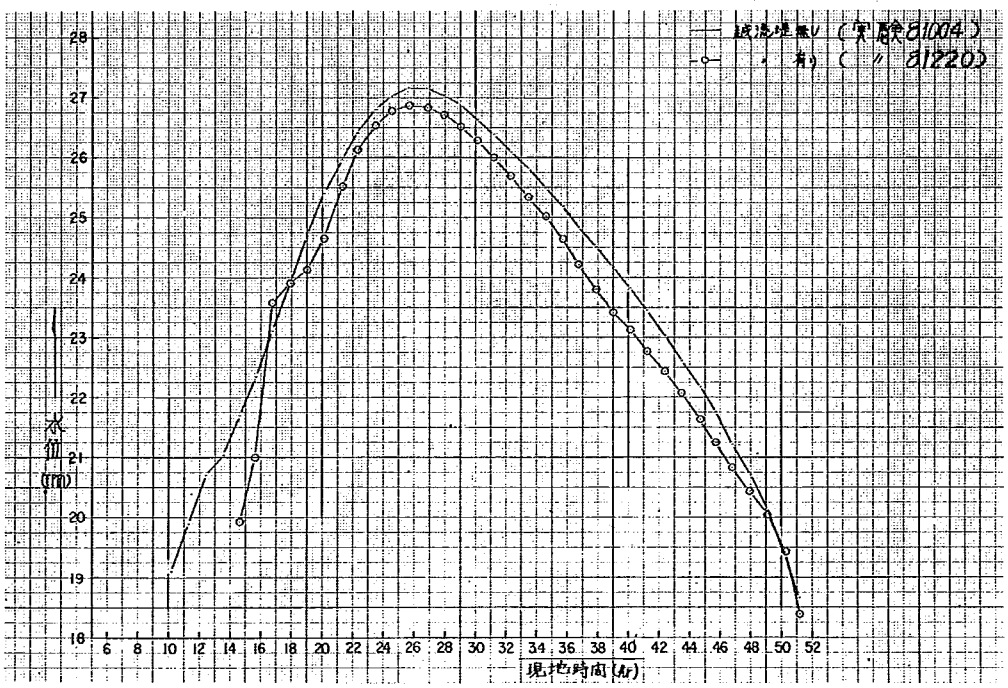
図－６・２９・５　越流堤有無による遊水池内水位変化比較
（第２遊水池　３５.４ｋ）



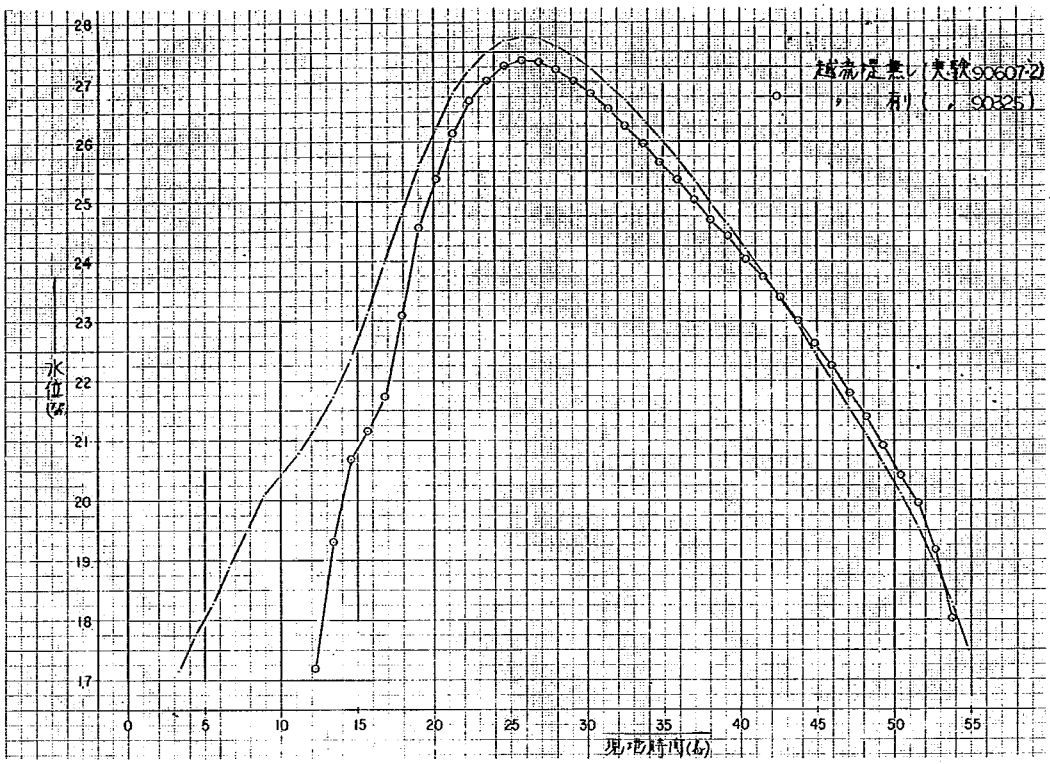
図－６・２９・６　越流堤有無による遊水池内水位変化比較
（第２遊水池　３３.６ｋ）



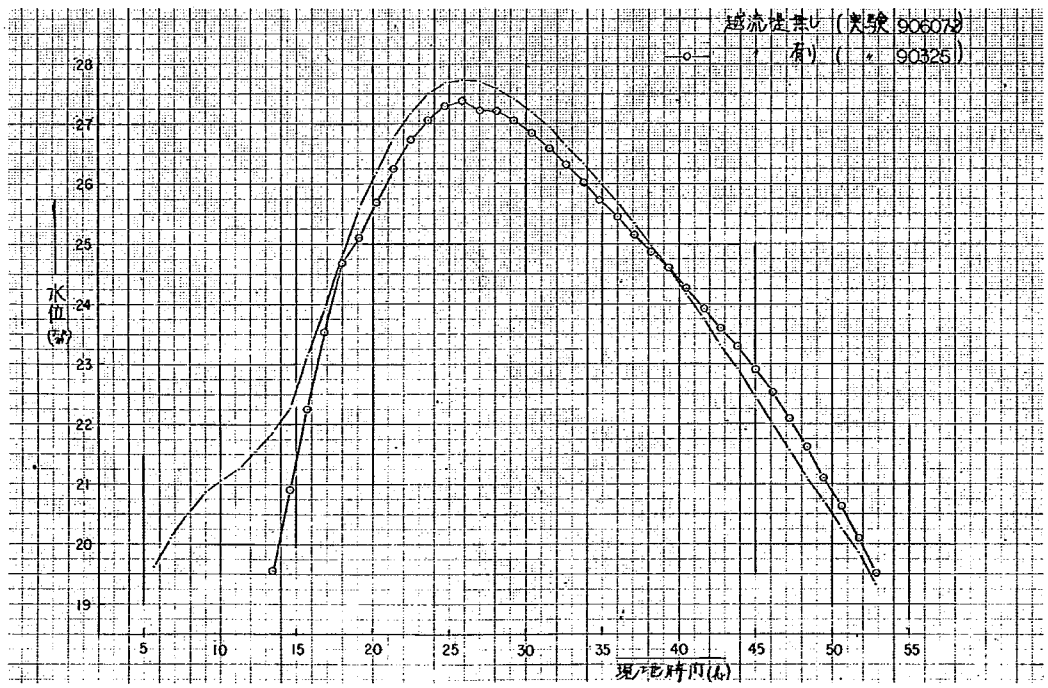
図－６・２９・７　越流堤有無による遊水池内水位変化比較
（第２遊水池　３０.８ｋ）



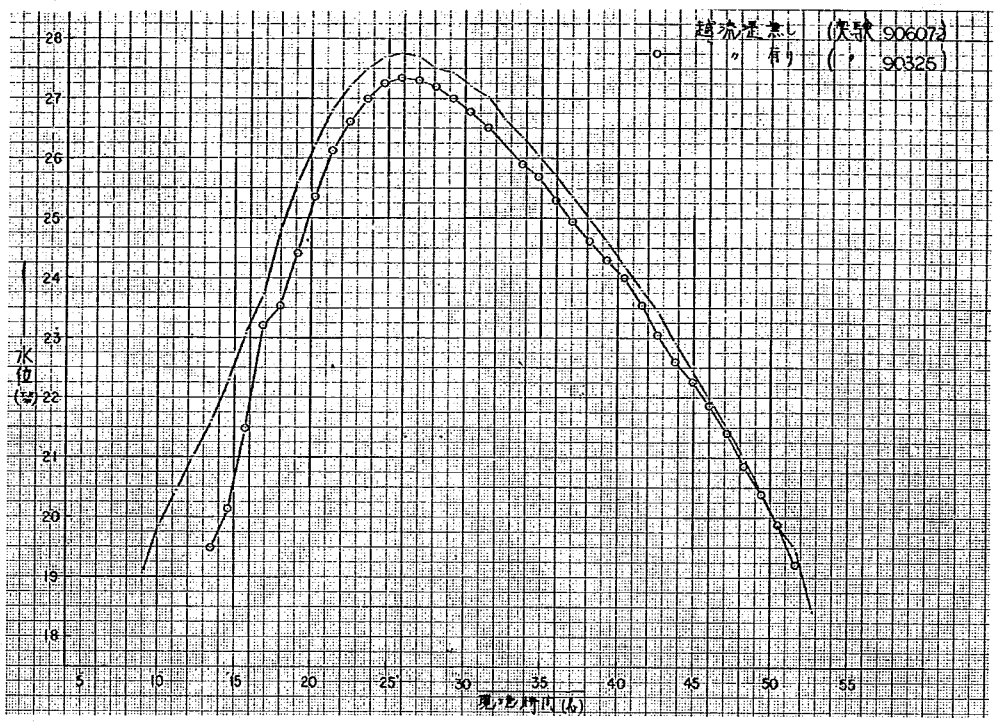
図－６・２９・８　越流堤有無による遊水池内水位変化比較
（第３遊水池　２７.４ｋ）



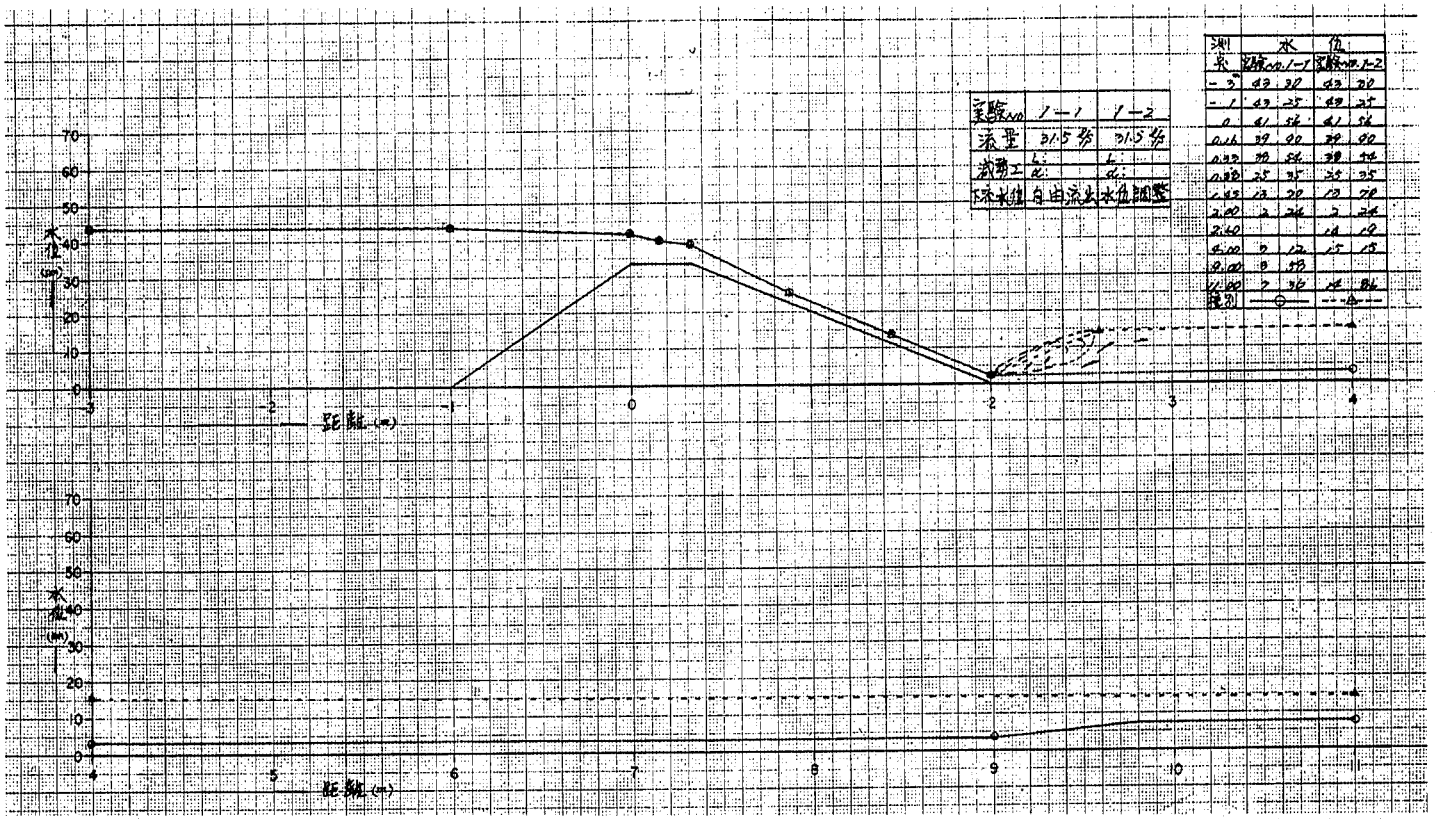
図－６・２９・９　越流堤有無による遊水池内水位変化比較
（第１遊水池）　２９.０ｋ



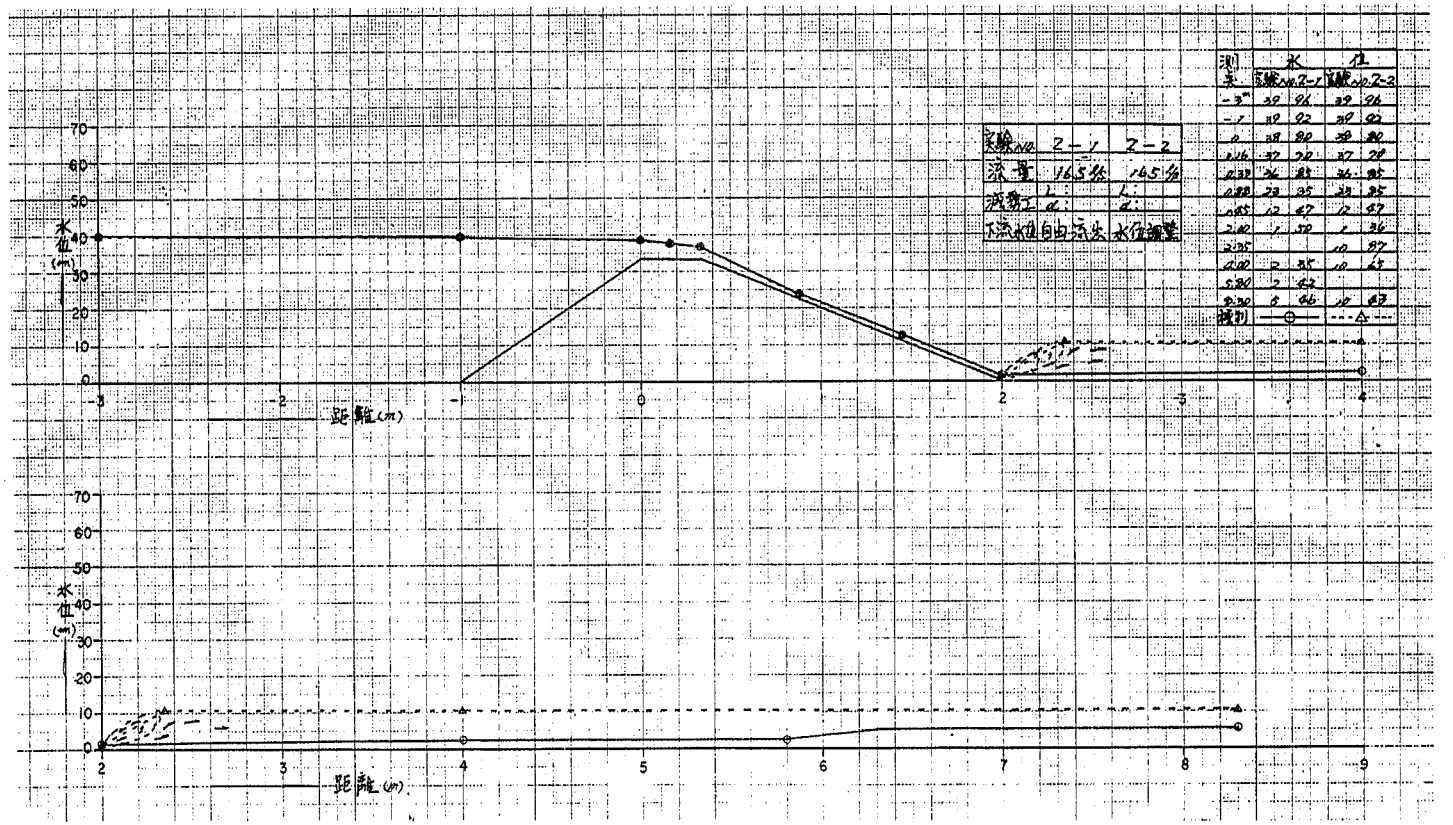
図－６・２９・１０　越流堤有無による遊水池内水位変化比較
（第２遊水池）　３０.８ｋ



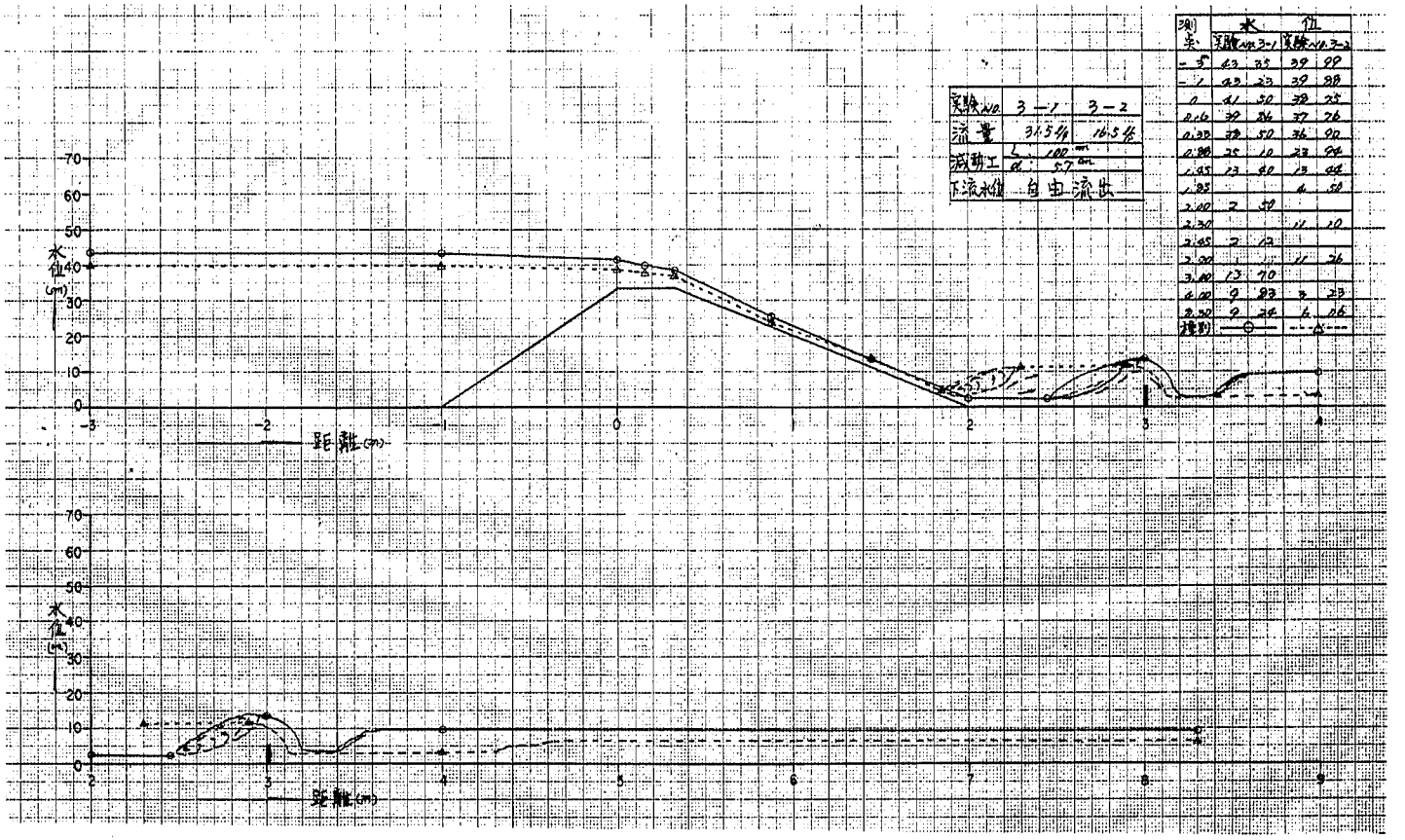
図－６・２９・１１　越流堤有無による遊水池内水位変化比較
（第３遊水池）　２７.４ｋ



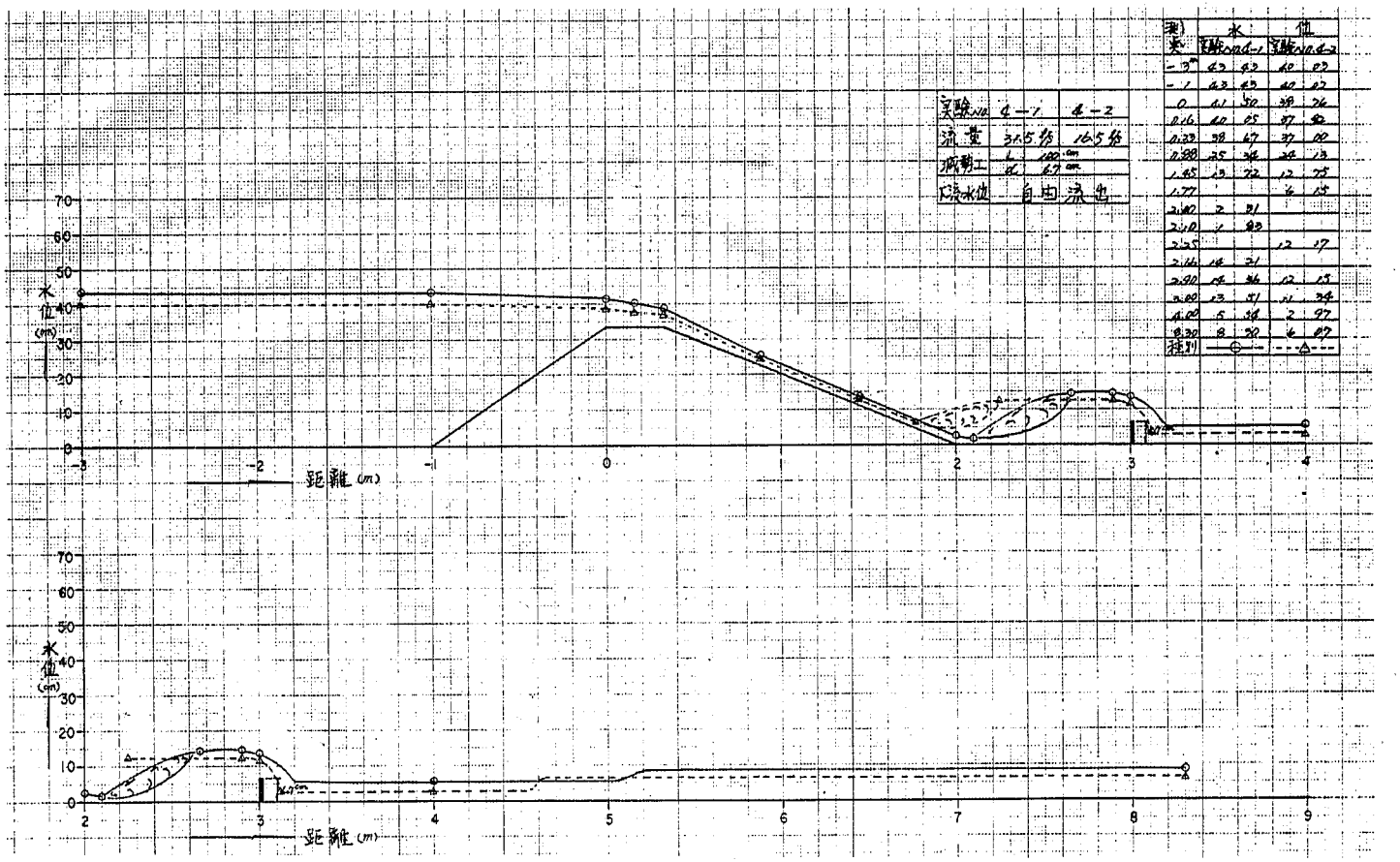
図－8・16・1　水位縦断（実験No.1）
堤高　33.3cm



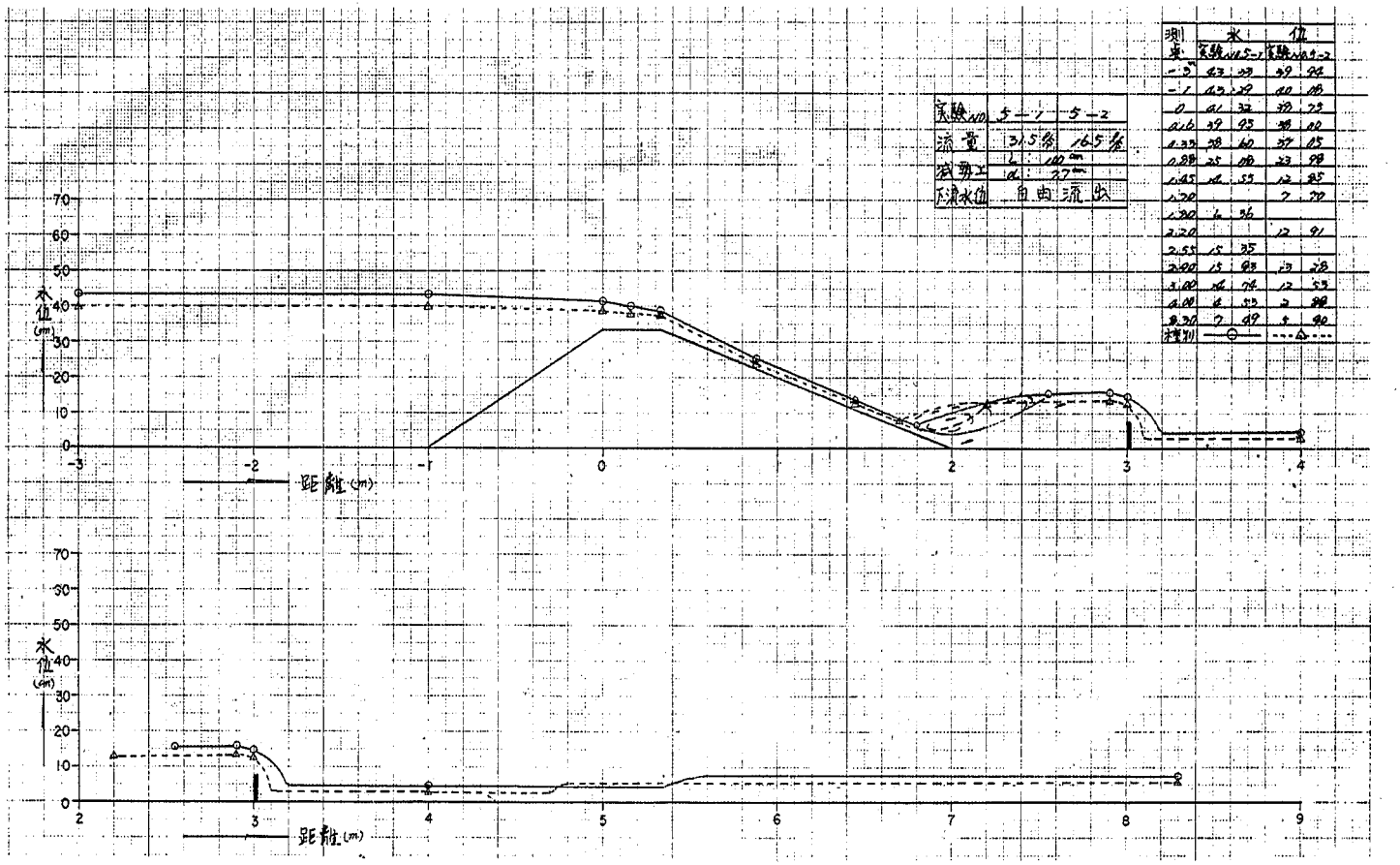
図－８・１６・２　水位縦断（実験No.２）
堤高　３３.３cm



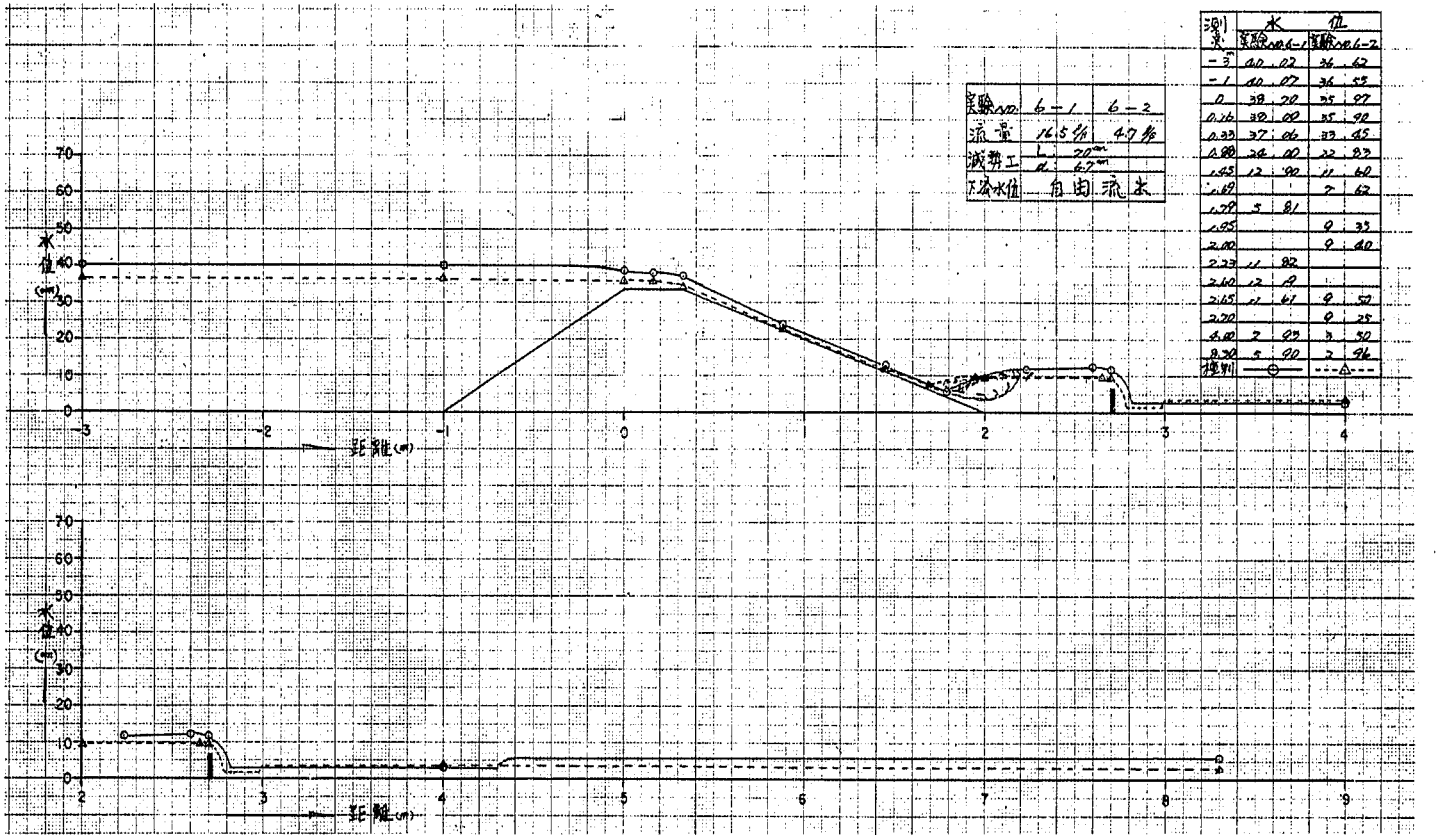
図－8・16・3　水位縦断（実験No.3）
堤高　33.3cm



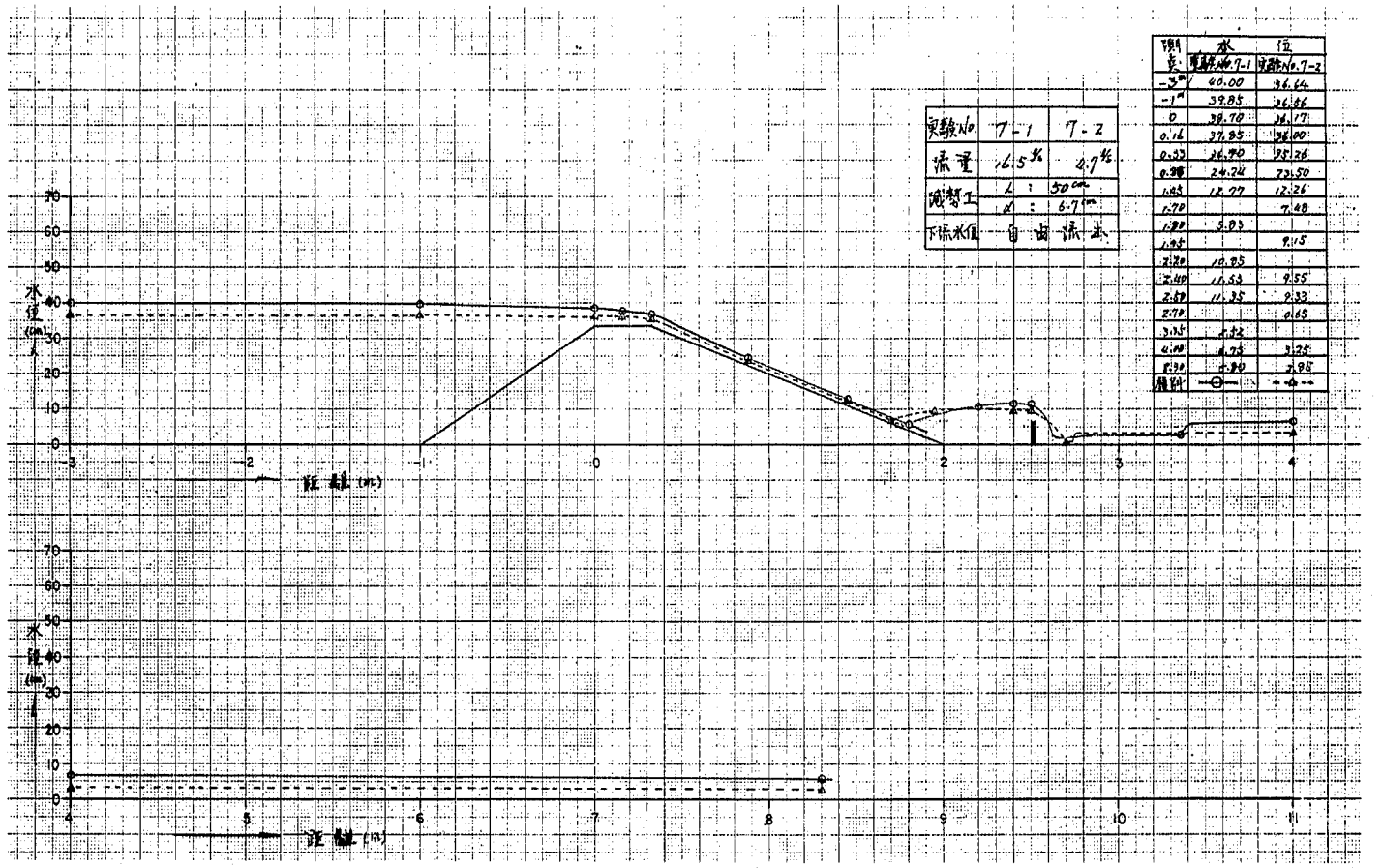
図－３・１６・４　水位縦断（実験NO.４）
堤高　３３.３cm



図－8・16・5　水位縦断断（実験No.5）
堤高　33.3cm

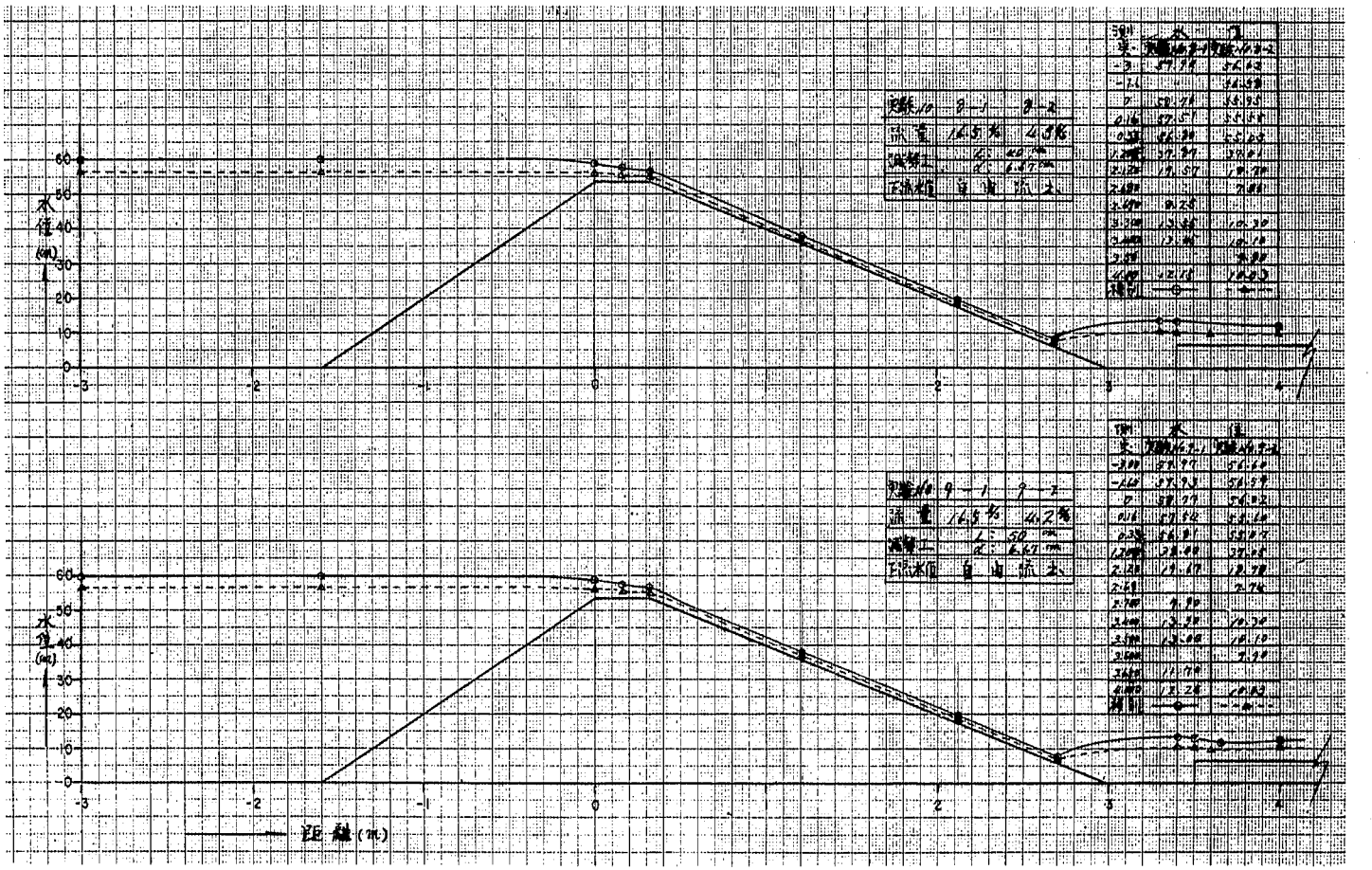


図－8・16・6　水位縦断（実験No.6）
堤高　33.3 cm

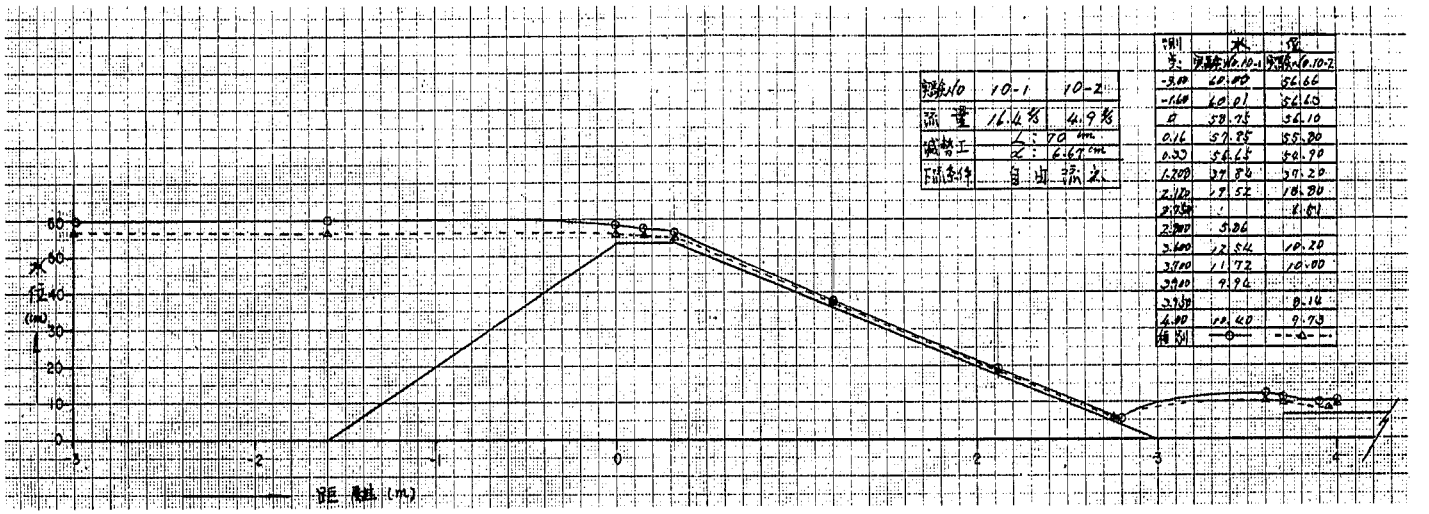


測点	水位 実験No.7-1	水位 実験No.7-2
-2m	40.00	36.64
-1m	39.85	36.66
0	38.70	36.17
0.16	37.95	36.00
0.33	26.90	35.26
0.98	24.24	23.50
1.65	12.77	12.26
1.70		7.40
1.82	5.83	
1.95		9.15
2.20	10.95	
2.49	11.53	9.55
2.62	11.35	9.33
2.79		8.65
3.35	5.32	
4.00	4.73	3.25
5.30	4.80	3.98
測針	—○—	- -○- -

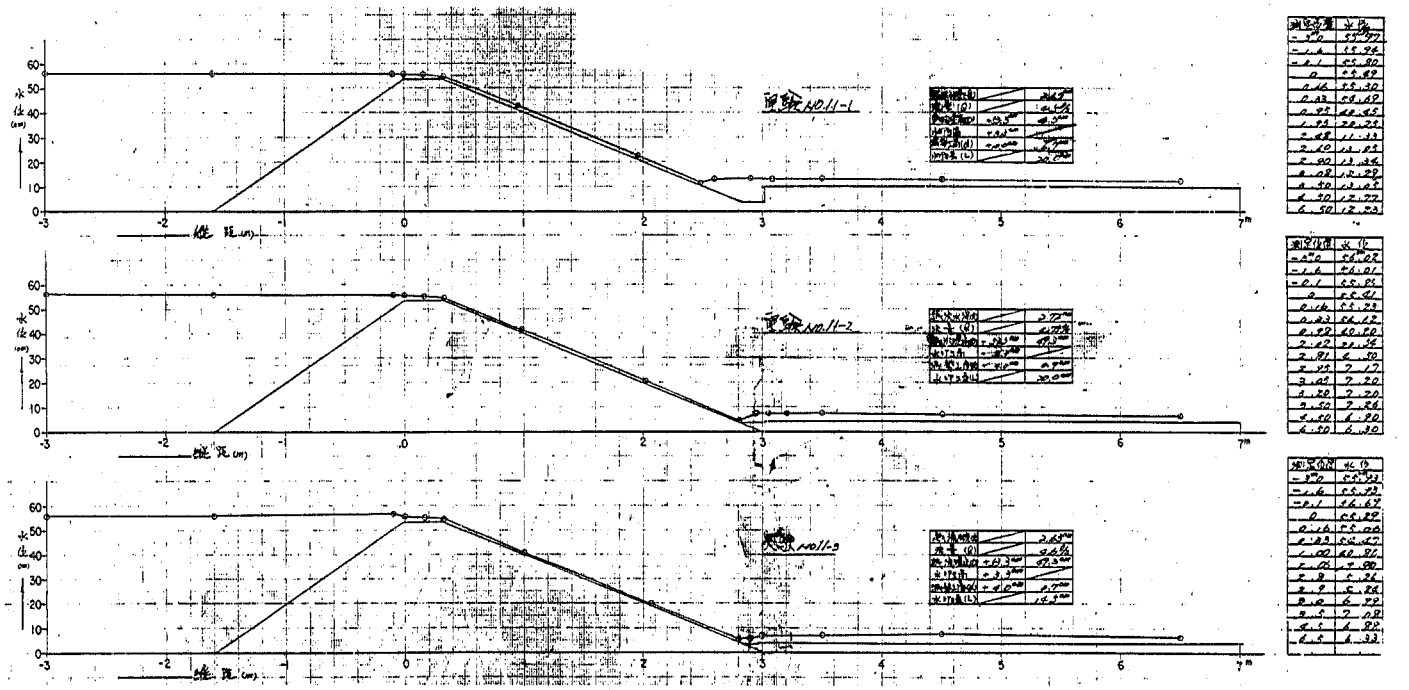
図－８・１６・７　水位縦断（実験№７）
堤高　３３.３ *cm*



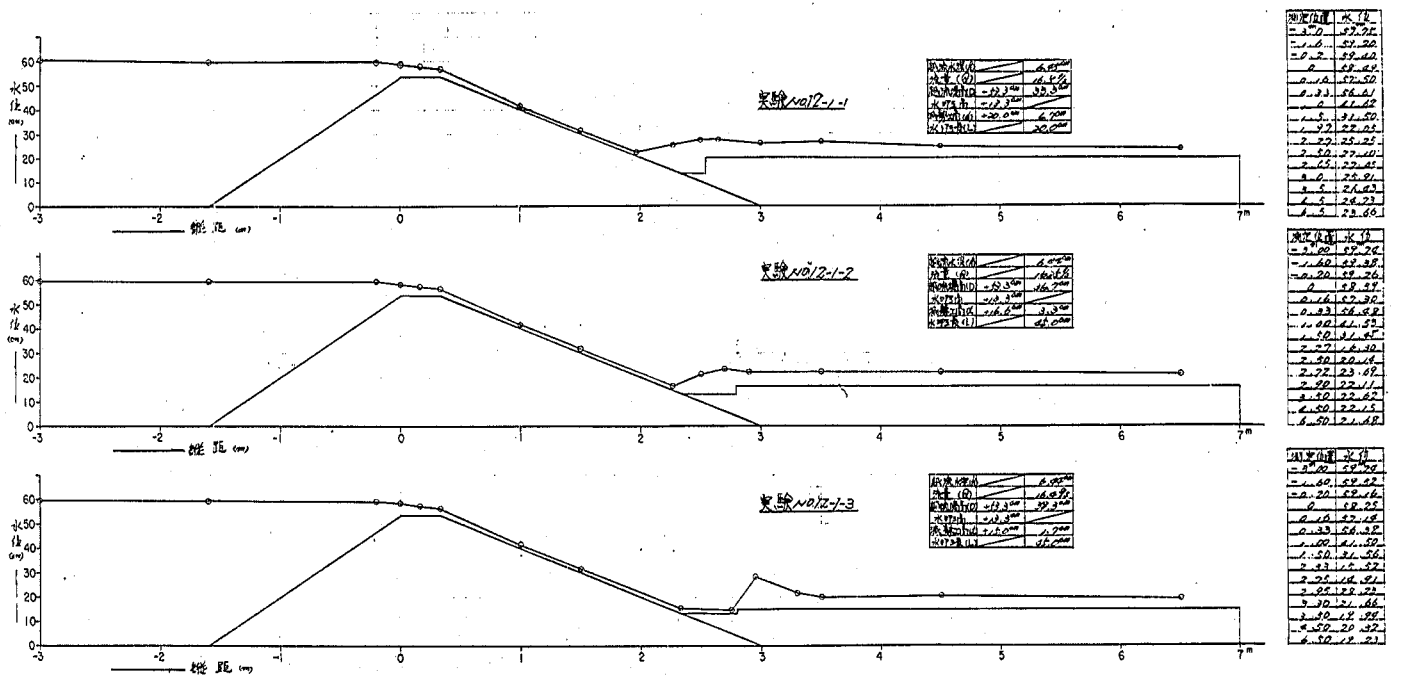
図－８・１６・８　水位縦断（実験№８,９）
堤高　５３.３ *cm*



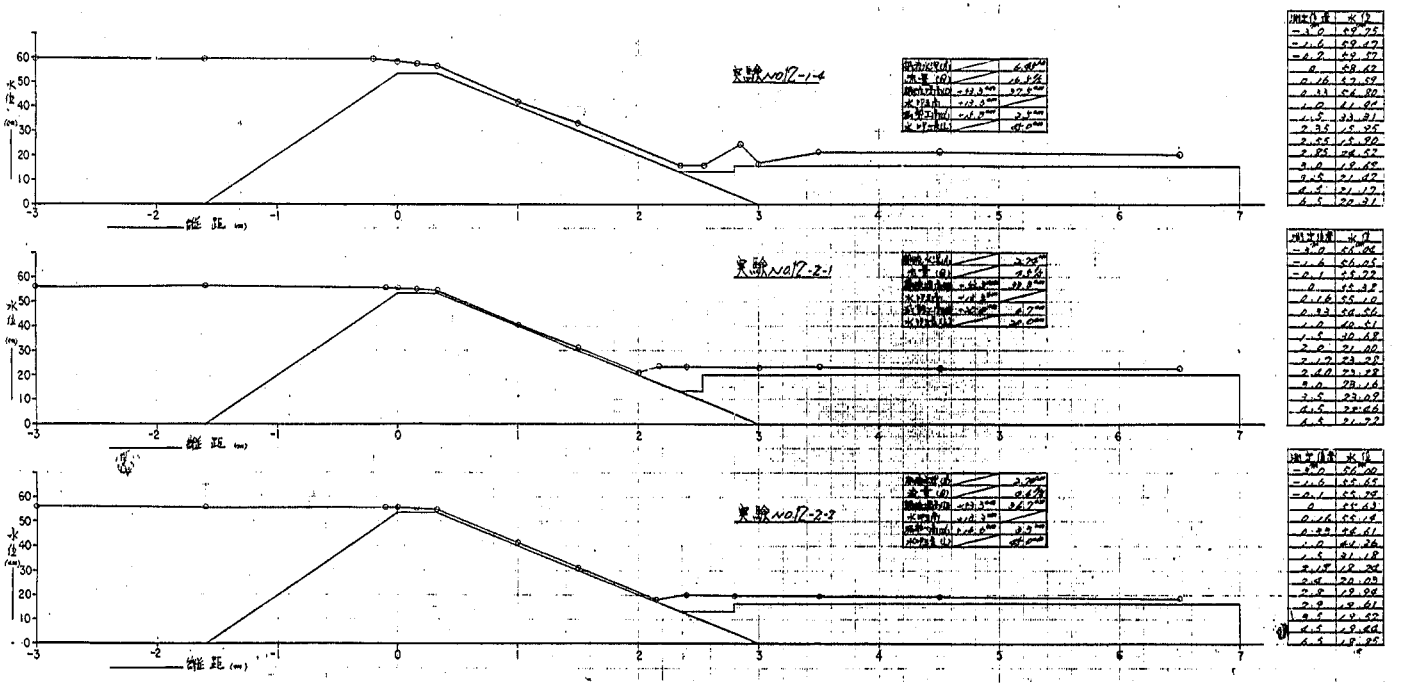
図－8・16・9　水位縦断（実験No.10）
堤高　53.3 cm



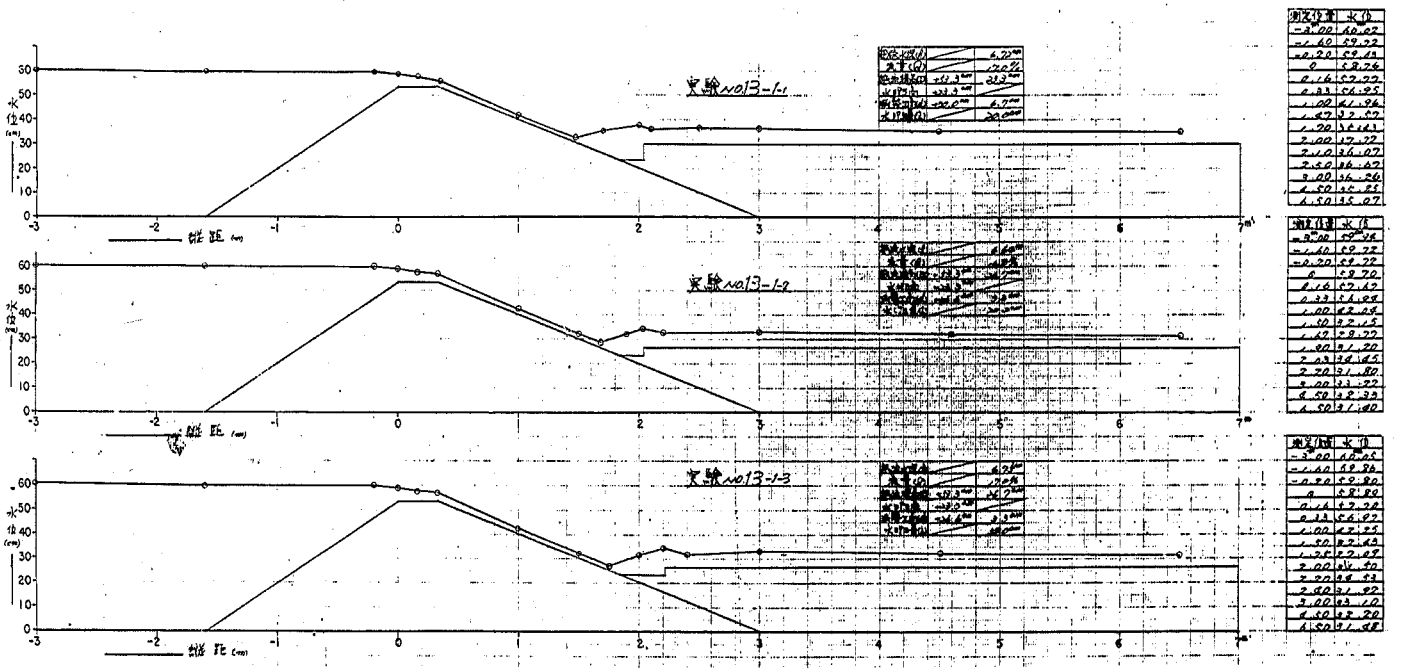
図－8・16・10　水　位　縦　断



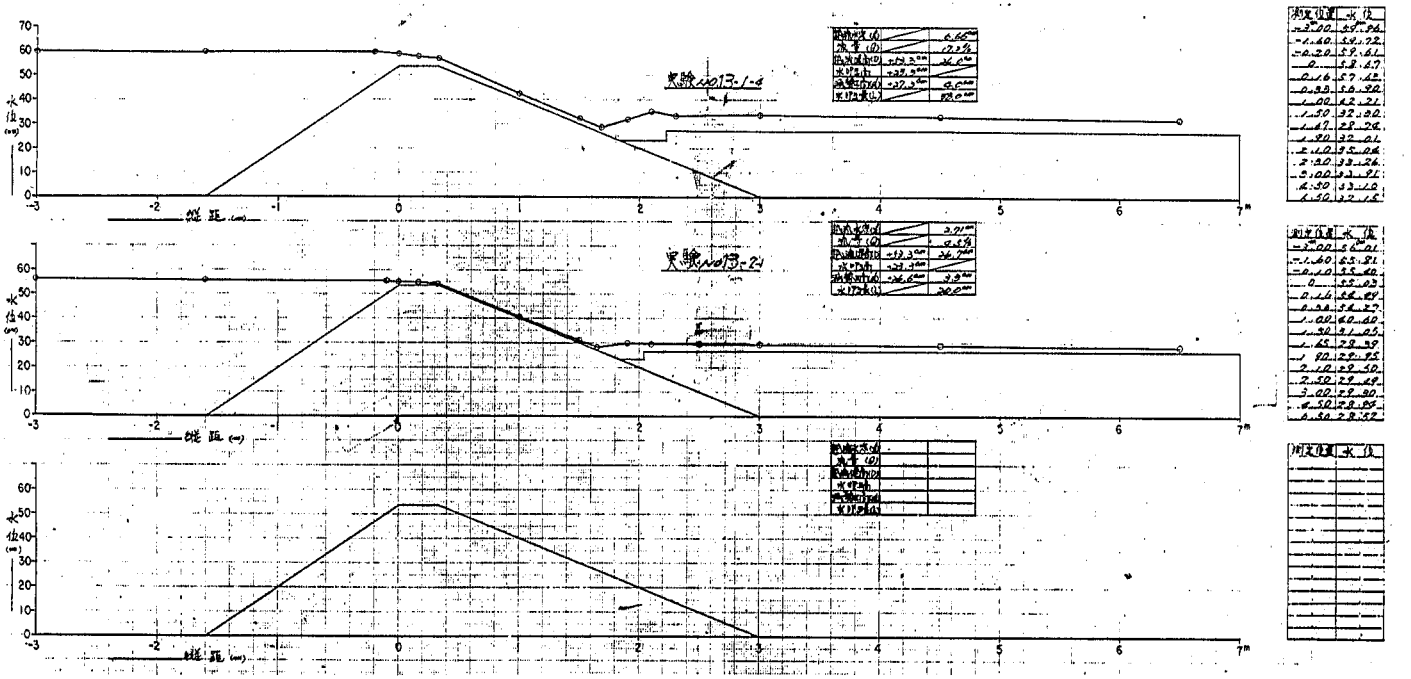
図－8・16・11　水　位　縦　断　図



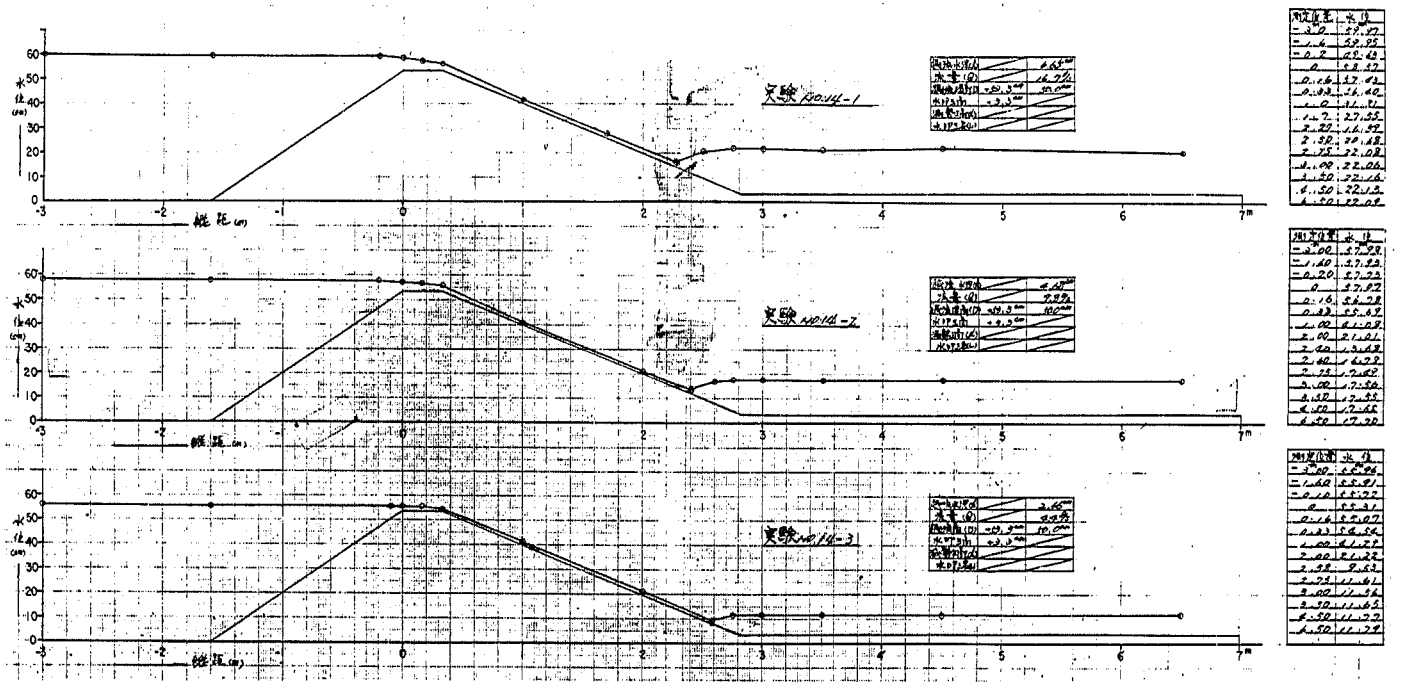
図－8・16・12　水　位　縦　断　図



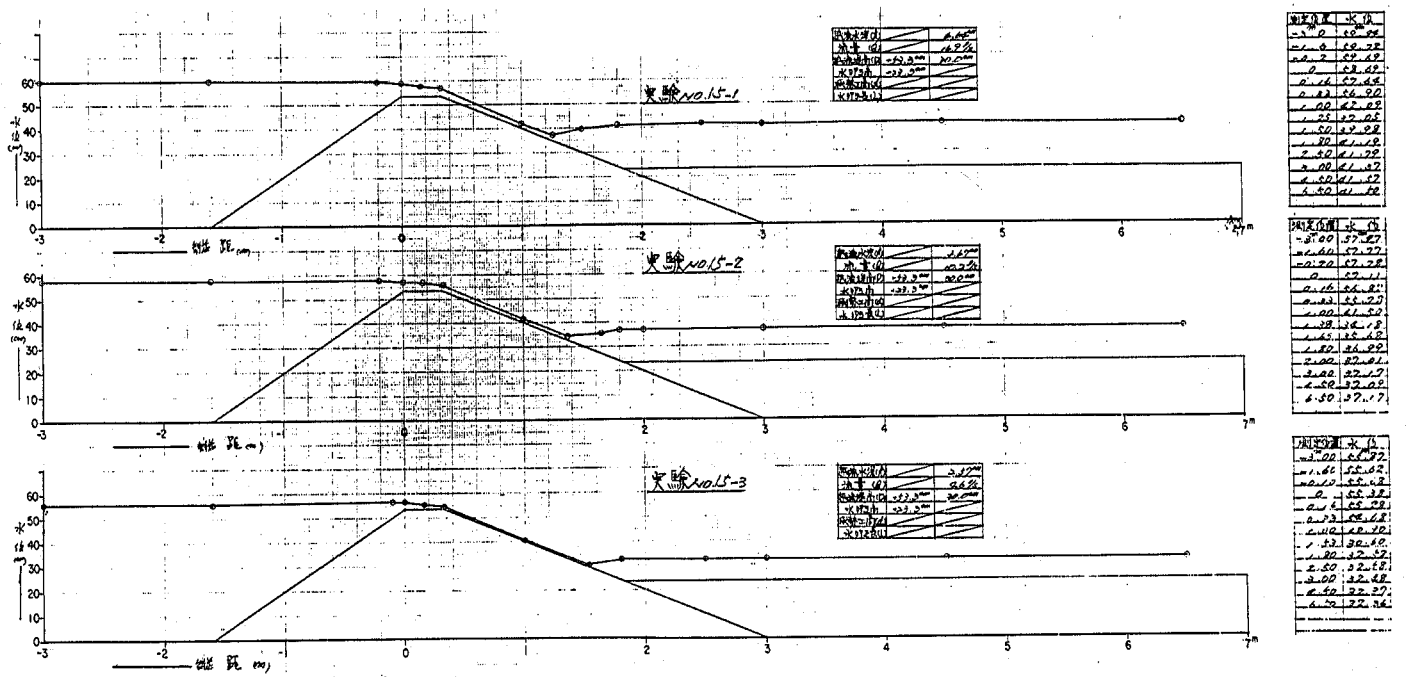
図－8・16・13　水　位　縦　断　図



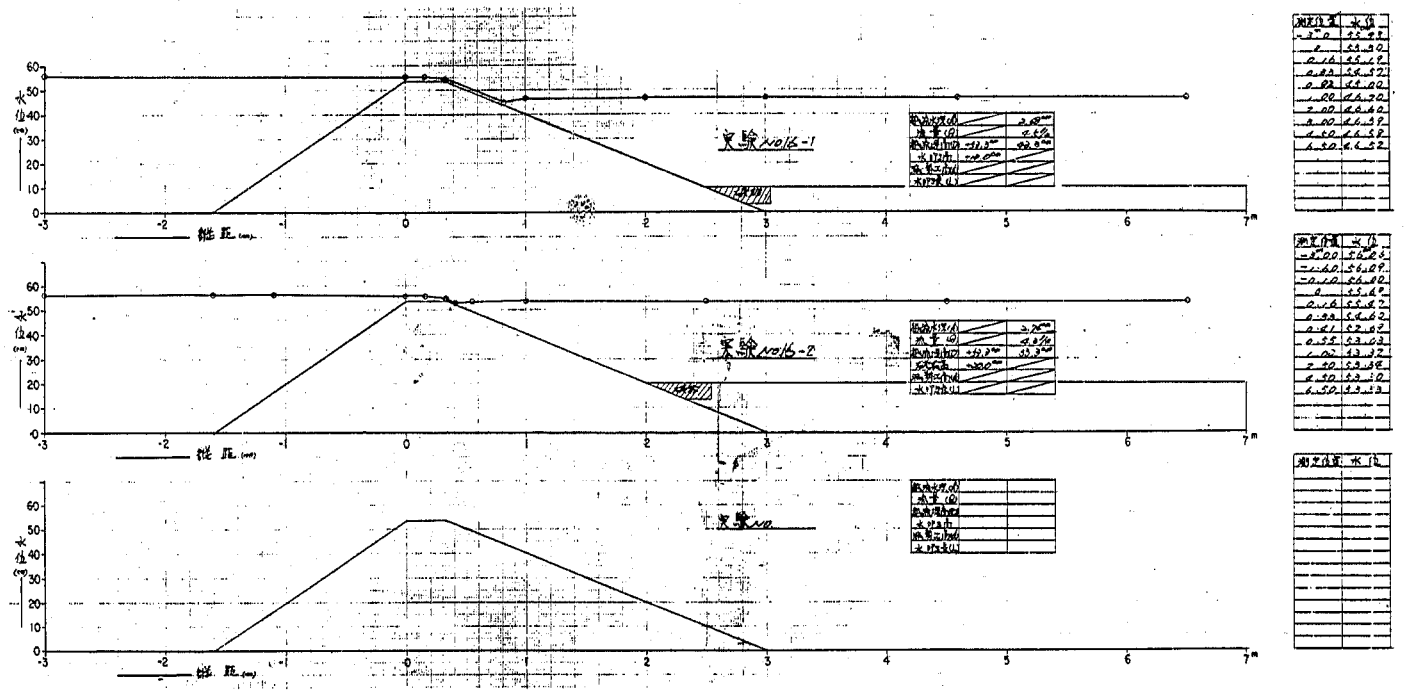
図－8・16・14　水　位　縦　断　図



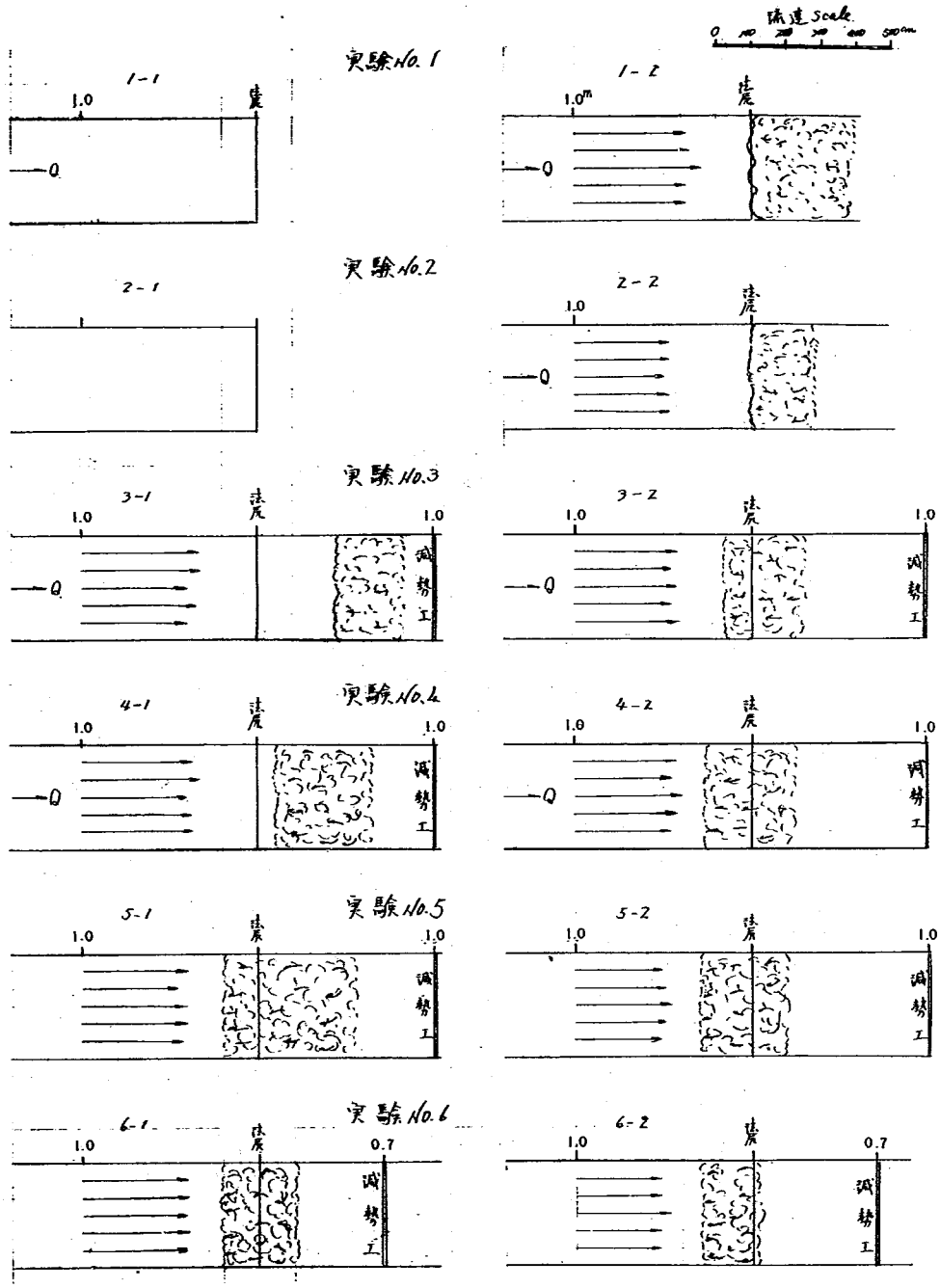
図－8・16・15　水　位　縦　断　図



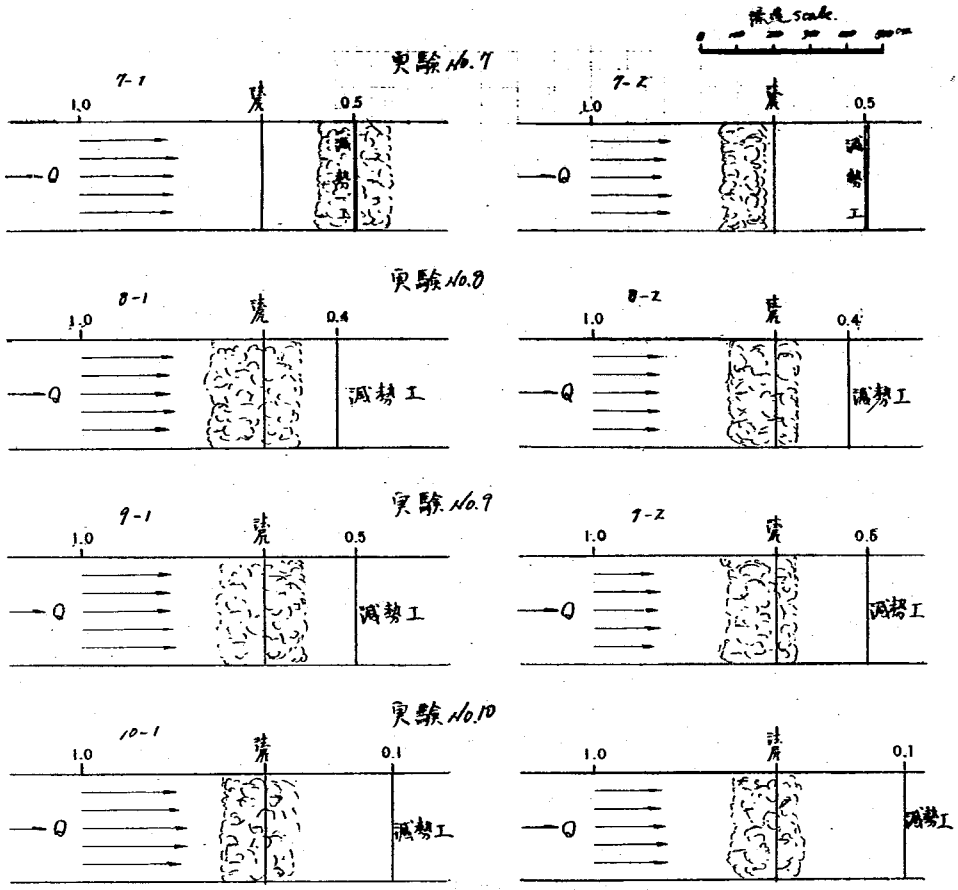
図－8・16・16　水　位　縦　断　図



図－8・16・17　水　位　縦　断　図



図－８・１７・１　堤法面の流速ベクトル線図

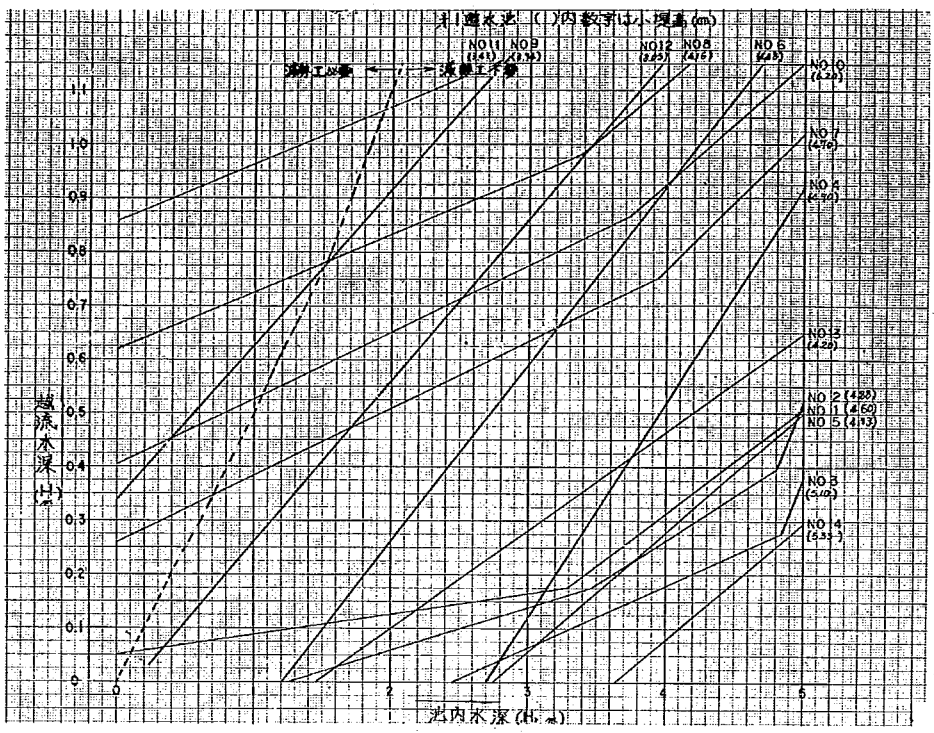


堤法面の流速分布 (cm)

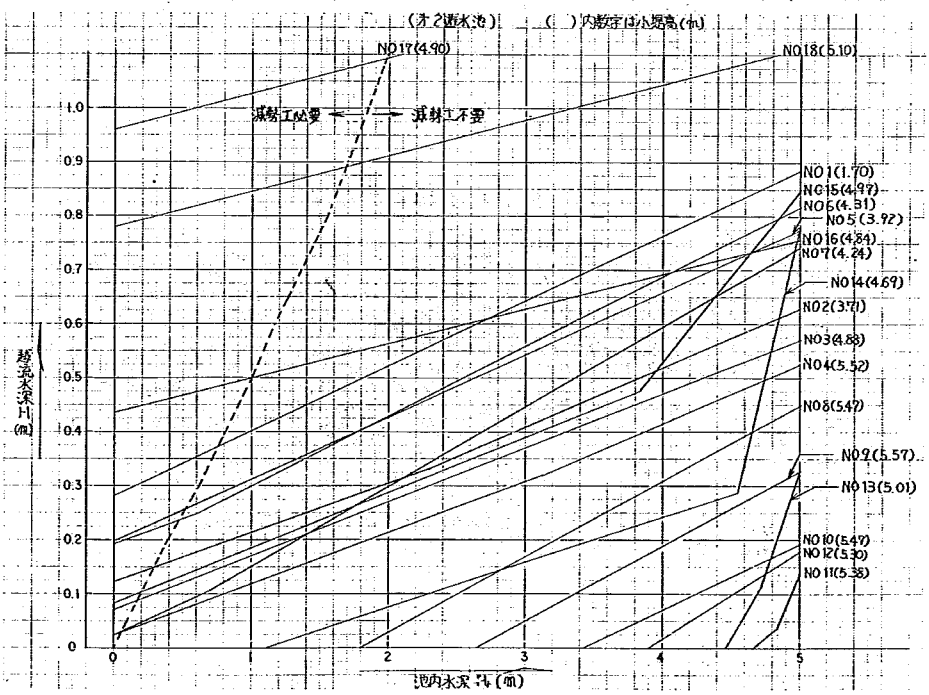
測定数 / 実験 No.	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
1		315.0		270.0	336.0	288.0	315.0	288.0	300.0	270.0	300.0	240.0	198.0	216.0	252.0	180.0	243.5	199.0	237.1	186.0
2		324.0		270.0	336.0	300.0	315.0	216.0	276.0	262.0	300.0	231.4	279.0	201.5	248.0	189.0	226.0	163.6	252.0	184.0
3		360.0		270.0	309.0	300.0	336.0	279.0	270.0	252.0	309.0	248.0	252.0	192.0	280.0	180.0	268.0	199.0	261.0	172.8
4		316.0		252.0	336.0	279.0	300.0	270.0	288.0	270.0	297.0	279.0	252.0	216.0	252.0	198.0	238.5	166.0	252.0	176.3
5		345.0		288.0	360.0	288.0	312.0	270.0	300.0	270.0	309.0	248.0	237.6	180.0	260.0	198.0	260.0	172.5	288.0	200.0
6				288.0		270.0	315.0	288.0	288.0	216.0	257.4	225.0	252.0	216.0	260.0	198.0	262.5	180.0	252.1	200.0
7						288.0		288.0	252.0			260.0		216.0			257.1	160.0	288.0	200.0
8						288.0		270.0	300.0	252.0		240.0		201.6			261.0	198.0	288.0	200.0
9								270.0	312.0	288.0				201.6				187.2	270.0	216.0
10										288.0										180.0
平均流速		328.8		267.0	321.6	278.3	315.5	280.0	291.3	257.8	302.4	268.8	258.6	208.5	268.9	178.0	245.7	177.2	266.7	189.5

※ 測定数は多い方向があるが いつれも左岸側より測定してある。また図面には5本に定めて記入してあるが測定数の中より平均的な流速を左岸側より順に記入した。

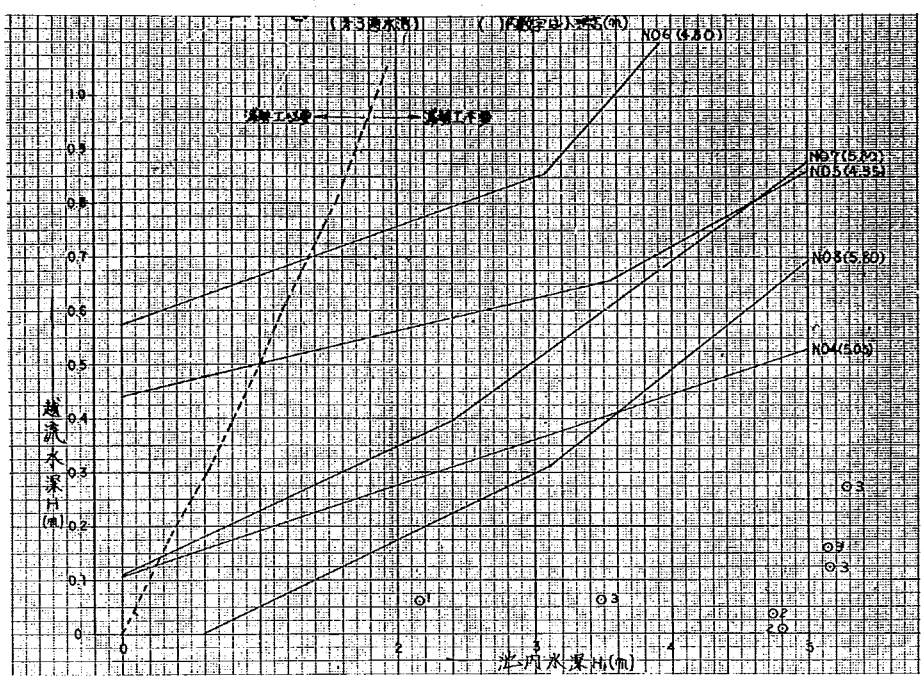
図－８・１７・２　堤法面の流速ベクトル線図



図－８・２５・１　ＨとＨｒの関係　　（第１遊水池）



図－８・２５・２　ＨとＨｒの関係　　（第２遊水池）



図－８・２５・３　ＨとＨｒの関係　　（第３遊水池）