

土木研究所資料

新河岸川朝霞遊水池調査
中間報告書

昭和 58 年 3 月

建設省 土木研究所
河川部 総合治水研究室

はじめに

本報告書は、総合治水対策として計画中の新河岸川朝霞地域の調節池、および排水機場に係る一連の問題点を水理計算、水理模型実験により解析、検討して調節池計画の今後の検討課題を示したものである。

昭和58年3月1日

総合治水研究室長 山 本 晃 一
桐 生 祝 男
吉 川 勝 秀

は じ め に

1. 新河岸川総合治水対策の概要	1
1-1. 総合治水対策調査の概要	1
1-2. 新河岸川治水計画の概要	4
1-3. 朝霞地区における洪水調節計画の概要	12
2. 新河岸川流域の特性	15
2-1. 流域の概要	15
2-2. 新河岸川の河道特性	19
2-2-1. 新河岸川の変遷	19
2-2-2. 現況河道の特性	19
2-2-3. 現況河道の流下能力	24
2-3. 流域の水文特性	26
2-3-1. 既往出水	26
2-3-2. 降雨特性	26
2-3-3. 流出特性	31
3. 水理計算による洪水調節計画の検討	37
3-1. 検討内容	37
3-1-1. 計画施設の配置について	37
3-1-2. 計画施設諸元の検討	38
3-1-3. 洪水調節効果の検討	42
3-2. 検討結果と問題点	46
4. 水理模型実験による洪水調節計画の検討	47
4-1. 実験の概要	47
4-1-1. 実験目的	47
4-1-2. 実験施設	47
4-1-3. 実験ケース	48
4-2. 模型および実験の相似律	54
4-2-1. 模型製作および実験予備作業	54
4-2-2. 模型実験の相似律	54
4-2-3. 実験結果の適応性	56
4-3. 実験方法	57
4-3-1. 実験条件の設定	57

4 - 3 - 2. 測定および資料整理	58
4 - 3 - 3. 模型粗度の検証	62
4 - 4. 実験結果	65
4 - 4 - 1. 河道に関する検討結果	65
4 - 4 - 2. 計画施設機能検討結果	80
4 - 4 - 3. 洪水調節効果の検討	102
5. 結果のまとめと今後の課題	127
5 - 1. 結果のまとめ	127
5 - 2. 今後の課題	128
お わ り に	129
参 考 文 献	130
補 足 資 料	131

図 表 目 次

図 - 1・1・1	流域概要図	2
図 - 1・1・2	新河岸川流域の土地利用推移図	3
図 - 1・1・3	新河岸川流域内人口推移図	3
表 - 1・2・1	計画基本条件	4
図 - 1・2・1	流域平均雨量確率図	5
図 - 1・2・2	中央气象台降雨強度曲線図	6
図 - 1・2・3	昭和41年6月洪水雨量柱状図	7
図 - 1・2・4	中央集中型降雨波形 ($W = 1/50$)	7
図 - 1・2・5	" ($W = 1/3$)	7
表 - 1・2・2	基本高水流量	8
表 - 1・2・3	高水処理計画表	9
図 - 1・2・6	治水基本計画, 高水流量配分図	10
図 - 1・2・7	治水暫定計画, 高水流量配分図	10
図 - 1・2・8	新河岸川計画施設位置図	11
表 - 1・3・1	朝霞地区洪水調節量	12
表 - 1・3・2	水理計算による施設計画諸元	12
図 - 1・3・1	調節池, 排水機場分離・排水門兼用案平面図	13
図 - 1・3・2	昭和41年6月洪水波形	14
表 - 2・1・1	流域諸元表	16
表 - 2・1・2	流域内市区町	16
表 - 2・1・3	代表河川一覧表	17
図 - 2・1・1	新河岸川代表河川概要図	18
図 - 2・2・1	新河岸川横断面図	20
図 - 2・2・2	新河岸川縦断面図	21
図 - 2・2・3	新河岸川および支川平面図	23
図 - 2・2・4	新河岸川の現状の安全度	24
図 - 2・2・5	新河岸川および支川の流下能力	25
表 - 2・3・1	主要洪水一覧表	26
図 - 2・3・1	観測所位置図	28
表 - 2・3・2	資料状況表	28
表 - 2・3・3	流域平均確率雨量表	29
図 - 2・3・2	流域平均雨量確率図	30

図 - 2・3・3	定数解析結果図	31
図 - 2・3・4	流出計算流域分割図	32
図 - 2・3・5	土地利用条件図	33
図 - 2・3・6	昭和41年6月降雨 ($W=1/100$) 流出量の経年変化図	34
表 - 2・3・4	昭和41年6月洪水・実績湛水状況表	35
図 - 2・3・7	昭和41年6月洪水・実績湛水状況	36
図 - 3・1・1	調節池, 排水機場分離・排水門兼用案 (I 案) 概要図	39
図 - 3・1・2	排水量の推算フロー	40
図 - 3・1・3	昭和41年6月洪水 (自然排水)	40
図 - 3・1・4	越流堤諸元および流量 (11.8^{K}) 図	43
図 - 3・1・5	昭和41年6月洪水 (ポンプ排水および調節池)	43
表 - 3・1・1	調節効果検討結果一覧表 (将来計画)	44
表 - 3・1・2	調節効果検討結果一覧表 (暫定計画)	45
図 - 4・1・1	実験施設概要図	48
表 - 4・1・1	実験ケース一覧表	49
図 - 4・1・2	新河岸川模型平面図	51
図 - 4・1・3	新河岸川計画縦断面図	52
図 - 4・1・4	新河岸川計画横断面図	53
図 - 4・3・1	実験流量波形	60
図 - 4・3・2(a)	11.8^{K} 地点 H - Q 曲線	61
図 - 4・3・2(b)	11.2^{K} 地点 H - Q 曲線	61
図 - 4・3・3	検証実験水位縦断面図	63
表 - 4・3・1	検証実験水位測定結果	64
表 - 4・4・1	水位測定結果数値表	67
図 - 4・4・1	水位縦断面図	69
図 - 4・4・2	流況図	70
図 - 4・4・3	新河岸川 12.6^{K} 地点 H - Q 曲線	78
図 - 4・4・4	低水路 Q - V 曲線	79
表 - 4・4・2	水位測定結果数値表	82
図 - 4・4・5	水位縦断面図	87
図 - 4・4・6	自然排水門 $\Delta h - q$ 図	90
図 - 4・4・7	自然排水量比較図	92
図 - 4・4・8	自然排水門 $q - V$ 曲線	92
図 - 4・4・9	越流堤 H - Q 曲線	94

図 - 4 ・ 4 ・ 10	越流堤 B - Q 曲線	9 5
図 - 4 ・ 4 ・ 11	越流堤 H - B 曲線	9 6
図 - 4 ・ 4 ・ 12	流況図	9 8
表 - 4 ・ 4 ・ 3	不定流実験水位測定結果 (ケース 4)	1 0 4
図 - 4 ・ 4 ・ 13	時間流量・水位曲線 (ケース 4)	1 0 8
図 - 4 ・ 4 ・ 14	実験値・計算値比較図 (ケース 4)	1 1 2
図 - 4 ・ 4 ・ 15	流速時間変化図 (ケース 4)	1 1 4
表 - 4 ・ 4 ・ 4	不定流実験水位測定結果 (ケース 5)	1 1 6
図 - 4 ・ 4 ・ 16	時間流量・水位曲線 (ケース 5)	1 2 0
図 - 4 ・ 4 ・ 17	実験値・計算値比較図 (ケース 5)	1 2 4
図 - 4 ・ 4 ・ 18	流速時間変化図 (ケース 5)	1 2 6

1 新河岸川総合治水対策の概要

1-1. 総合治水対策調査の概要

新河岸川流域は、都心からの距離が概ね50km圏内にあるうえ、その大部分が洪水被害の危険が少ない台地であり、住宅地として好都合な立地条件にある。そのために、昭和30年代後半からの高度成長に伴って急速に宅地開発が進行している。このような流域の開発は不透水面積を増大させ、洪水流下時間の短縮、流出量を増大させており、年々治水安全度を低下せしめている。このような流域の状況を鑑み治水安全度を早急に高めるべく、河川と流域を一体とする総合治水対策調査が建設省荒川下流工事事務所を中心として開始された。調査は4ヶ年間に亘って実施され、その結果は既に報告されているのでここでは調査項目の列記に止めておく。

昭和52年度

- └ 流域状況調査（土地利用、人口推移、土壌、植生、都市施設等）
- └ 河道状況調査（新河岸川変遷、現況流下能力、改修計画の概要等）
- └ 洪水氾濫実績調査（氾濫実績、治水上の区分調査）
- └ 水文資料の検討（降雨解析等）

昭和53年度

- └ 土地利用状況調査
- └ 降雨・流出解析
- └ 治水基本計画
- └ 治水暫定計画の検討

昭和54年度

- └ 現況河道流下能力の検討
- └ 都区間計画断面の検討
- └ 治水基本計画の検討
- └ 治水暫定計画の検討

昭和55年度

地域区分の検討

河川整備計画の検討

流域対策の検討

流量分担計画の検討

以上の調査結果は、それぞれ各年度毎に報告されているので詳細は報告書を参照されたい。参考までに流域の概要を図-1・1・1に、土地利用推移および人口推移を図-1・1・2, 3に示す。

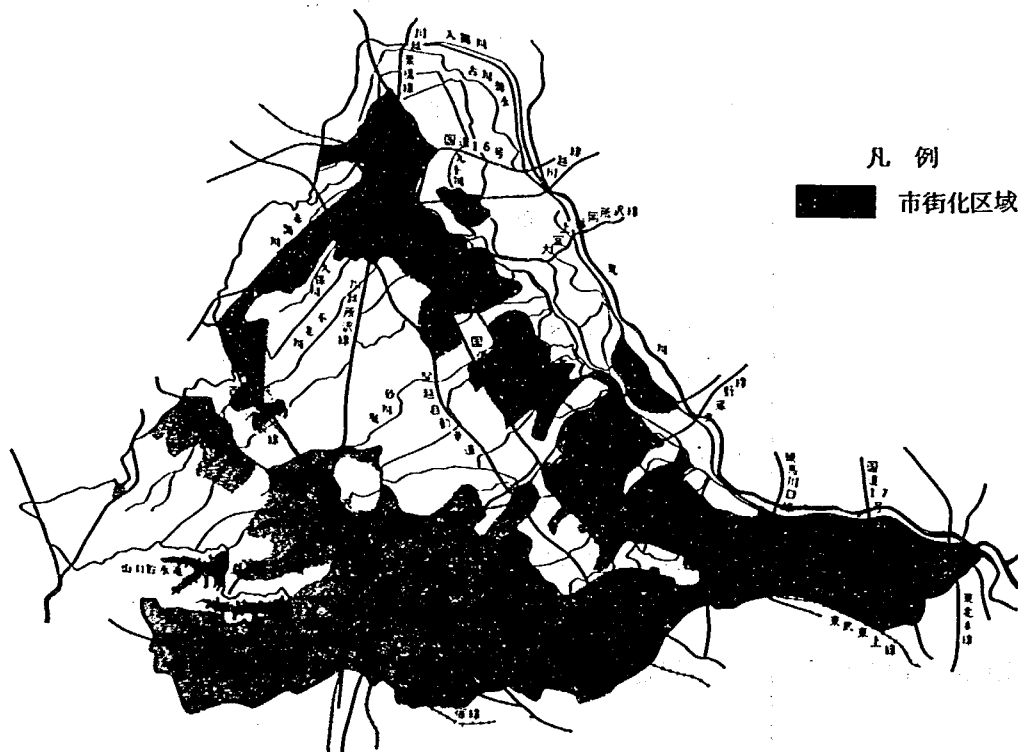


図-1・1・1 流域概要図

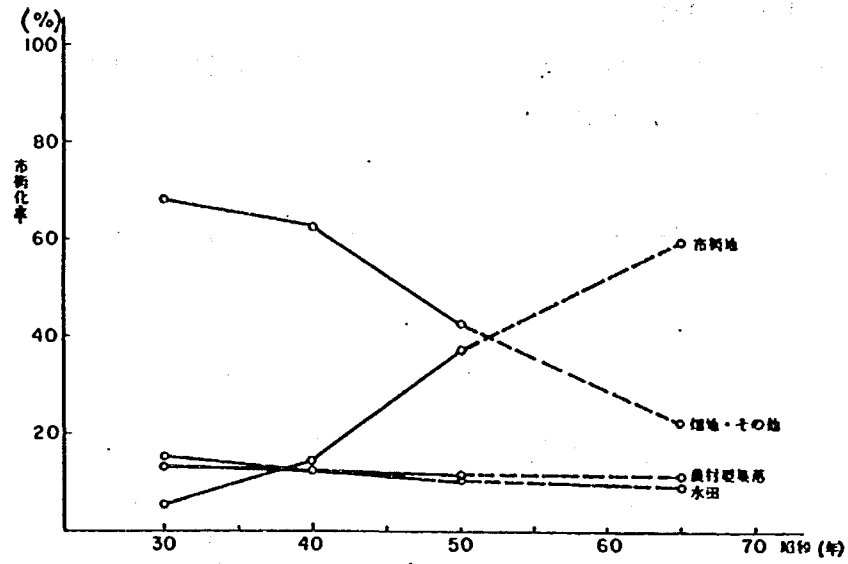


図 - 1・1・2 新河岸川流域の土地利用の推移図

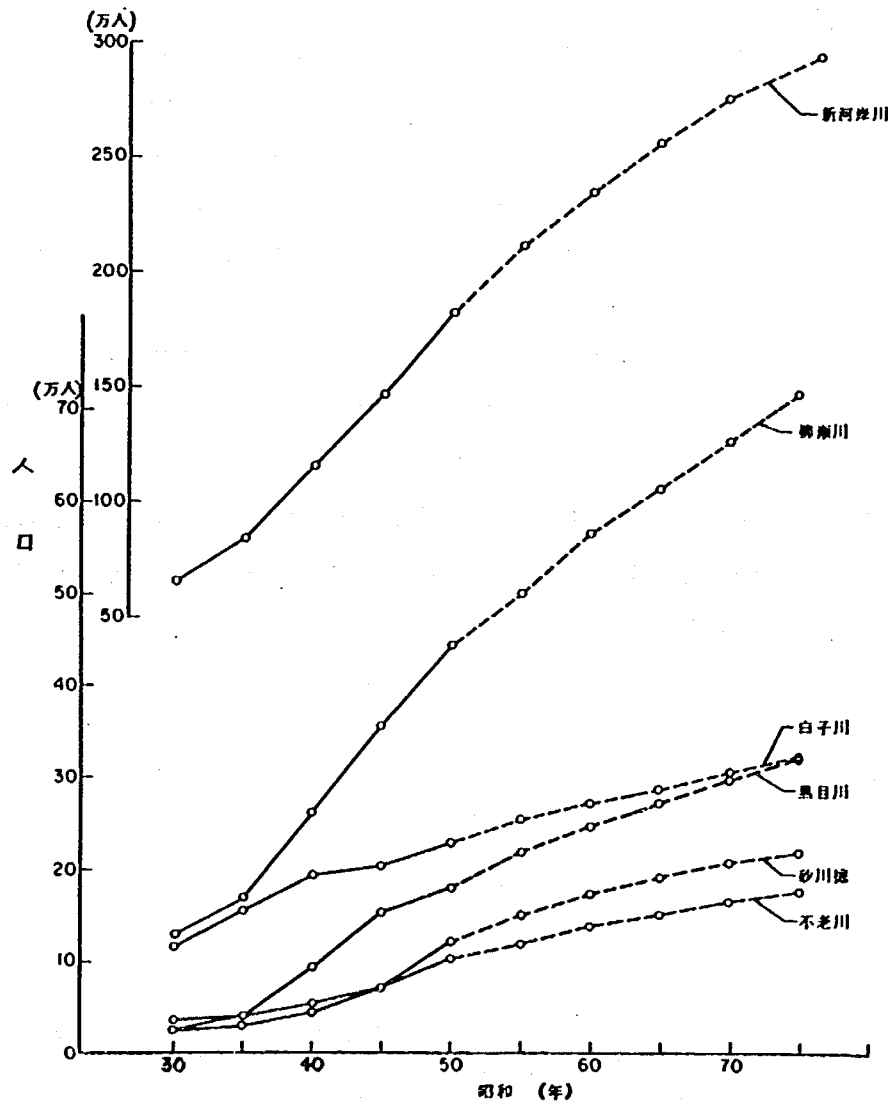


図 - 1・1・3 新河岸川流域内人口推移図

1 - 2 新河岸川治水計画の概要

昭和52年度から4ヶ年間に亘って実施された新河岸川総合治水対策調査の結果、以下のような治水基本計画および治水暫定計画が策定された。

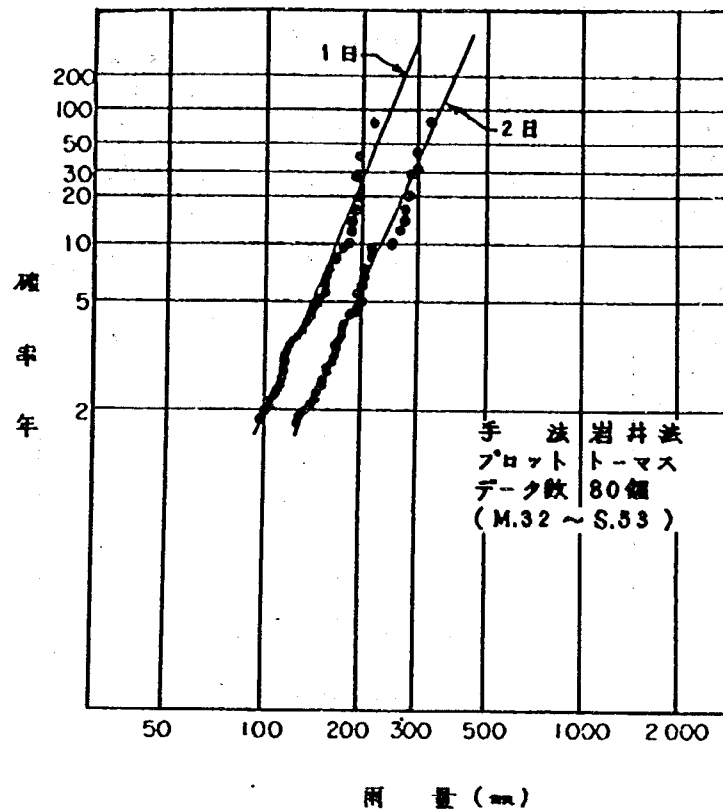
① 基本条件

治水基本計画および治水暫定計画における基本条件は表-1・2・1のように設定されている。

表-1・2・1 計画基本条件

		治 水 基 本 計 画	治 水 暫 定 計 画
計画規模	本 川	$W = 1/100$ 2日雨量(流域平均)	$W = 1/10$ 2日雨量(流域平均)
	支 川	$W = 1/50$ 日雨量(中央气象台)	$W = 1/3$ 日雨量(中央气象台)
計画降雨	本 川	昭和41年6月型降雨	昭和41年6月型降雨
	支 川	中央集中型降雨	中央集中型降雨
土地利用条件		全流域都市化(10%過密地域, 90%宅地地域)下水道完備	S.63年時点(市街化率50%) 下水道は63年完成予定の60%
内水排除量		合計約205 m ³ /s	合計 100 m ³ /s

基本条件として用いた流域平均雨量確率を図-1・2・1に、中央气象台降雨強度曲線を図-1・2・2、昭和41年6月洪水雨量柱状図を図-1・2・3、中央集中型降雨を図-1・2・4、5に示す。



継続時間 確率	東京都確率降雨強度曲線による						流域平均雨量による	
	1hr	2hr	3hr	6hr	12hr	24hr	B	2B
1/3	50.0	71.4	86.0	96	122	160	120.8	165.4
1/5	62.7	87.2	104.1	109.8	145.2	187.2	139.4	191.8
1/10	71.6	99.1	118.3	130.6	171.7	222.5	165.5	231.8
1/30	90.8	124.9	148.4	161.7	212.2	274.5	205.0	291.3
1/50	97.7	133.2	159.9	176.1	231.1	299.0	223.1	319.5
1/70	100.9	138.7	164.9				235.1	338.3
1/100	108.8	149.5	177.6	195.6	256.43	331.6	247.8	358.4
1/200							272.6	398.1

出典：新河岸川降雨解析報告書（S.55年2月）－荒川下流工事事務所

図 - 1・2・1 流域平均雨量確率図

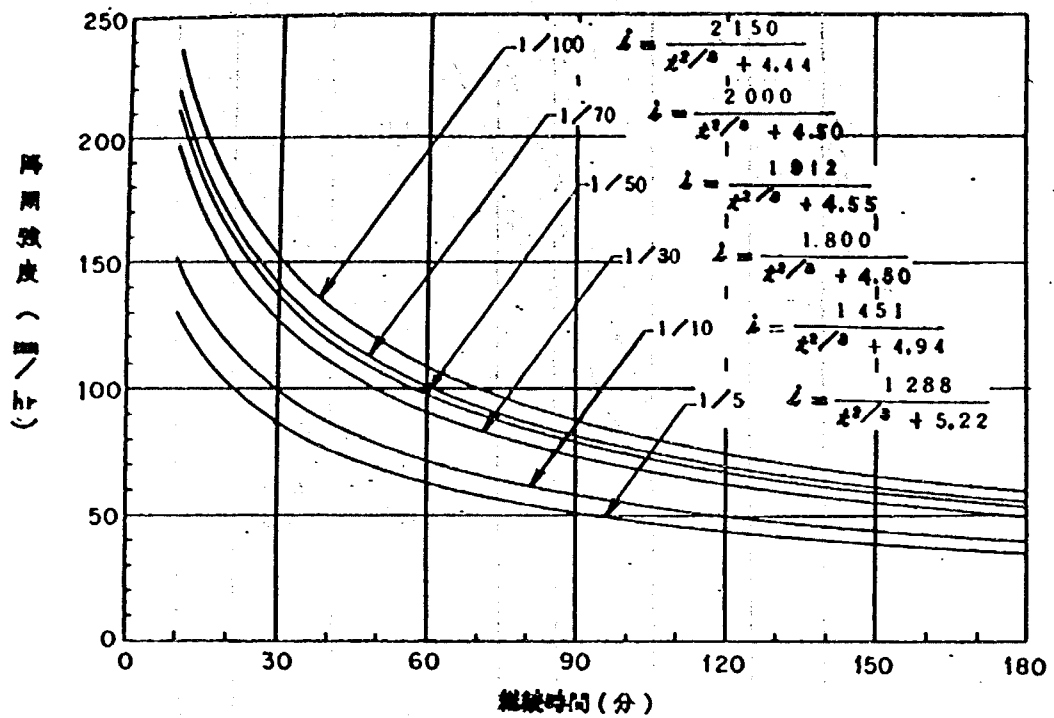
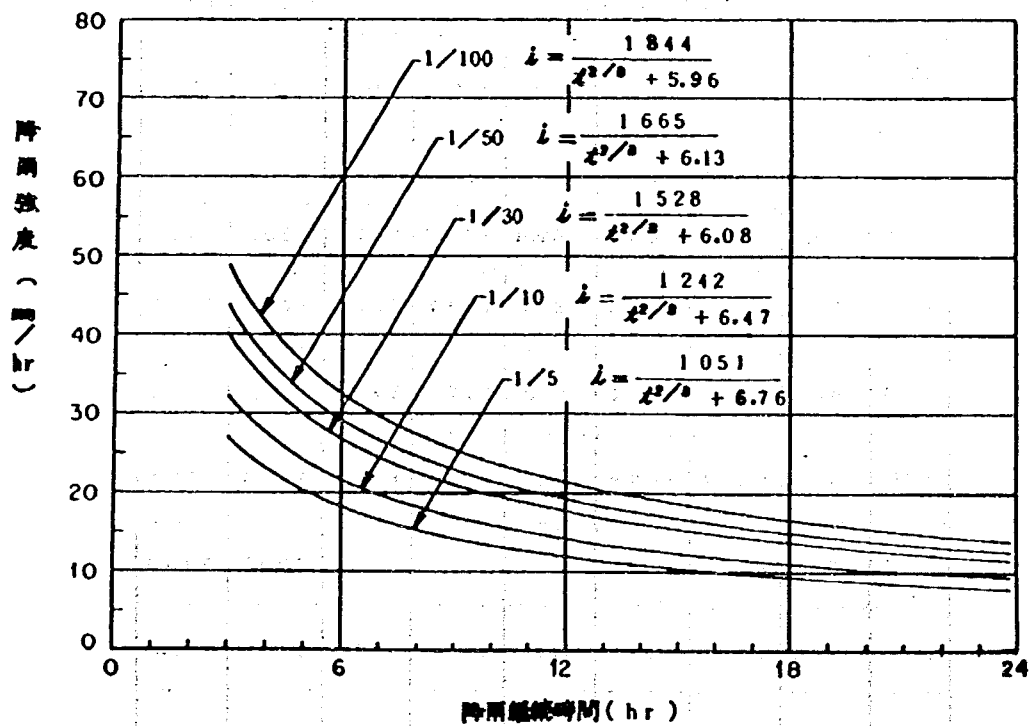
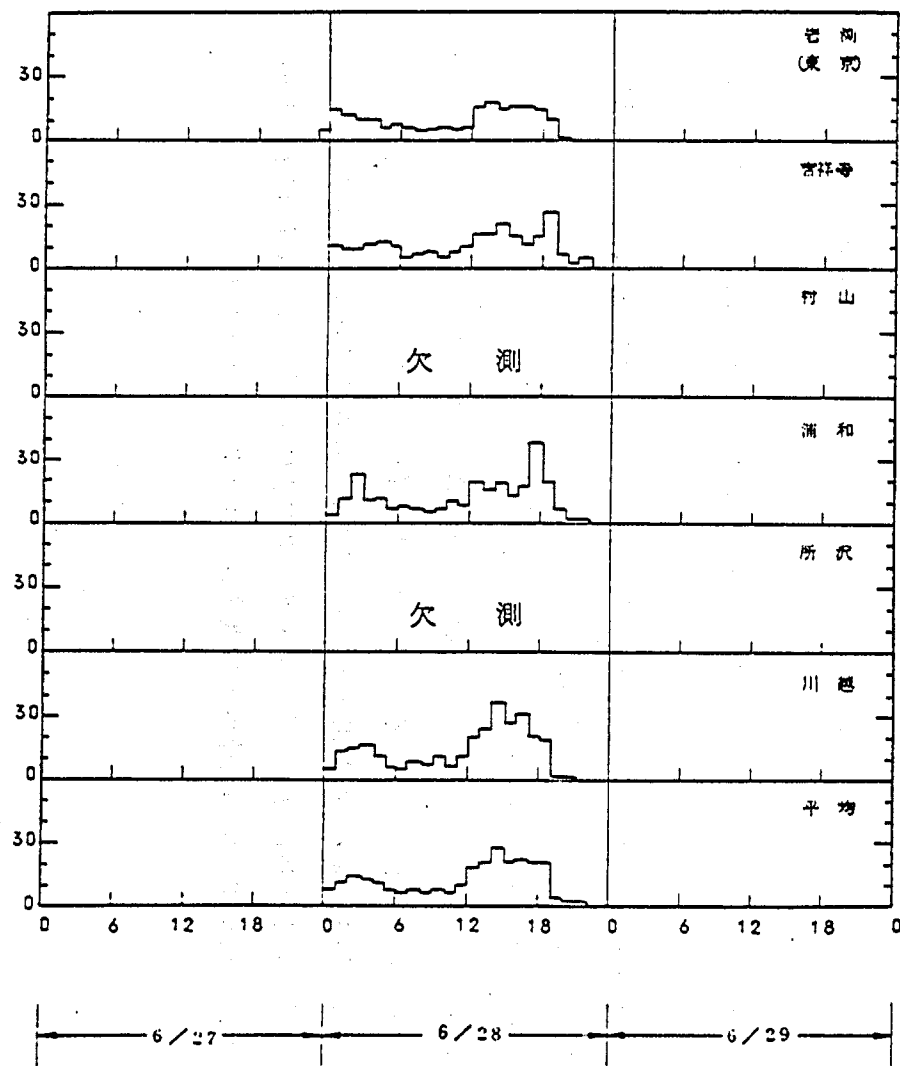


図 - 1・2・2(a) 東京中央気象台降雨強度曲線図 (10分～180分)



出典：新河岸川降雨解析報告書 (S.55年2月) - 荒川下流工事事務所

図 - 1・2・2(b) 東京中央気象台降雨強度曲線図 (3～24 hr)



出典：新河岸川流出氾濫解析報告書（S.5 5年2月）—荒川下流工事事務所

図-1・2・3 昭和41年6月28日 雨量柱状図

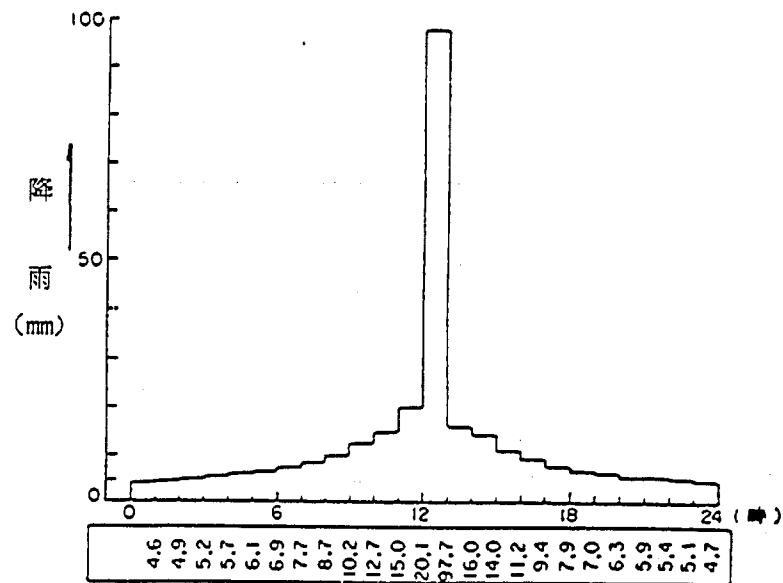
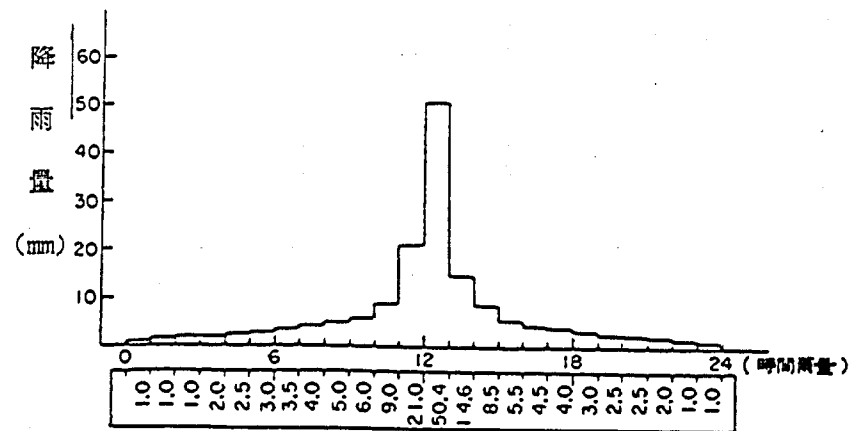


図-1・2・4 中央集中型降雨 W=1/50 （東京気象台）



出典：新河岸川降雨解析報告書（S.5 5年2月）—荒川下流工事事務所

図-1・2・5 中央集中型降雨波形 W=1/3 （東京気象台）

② 基本高水流量

先の条件で算出した基本高水流量は表-1・2・2に示すようである。

表-1・2・2 基本高水流量

地点名	料 標	流域面積	基 本 高 水 流 量	
			治水基本計画	治水暫定計画
志 茂 橋	0.0 ^K	388.91km ²	2,630 m ³ /s	730 m ³ /s
都 県 界	9.2 ^K	367.91km ²	2,560 m ³ /s	670 m ³ /s
志 木	15.8 ^K	277.57km ²	2,010 m ³ /s	530 m ³ /s
第二新河岸橋	22.8 ^K	106.03km ²	830 m ³ /s	230 m ³ /s

この基本高水流量の流量配分は図-1・2・6, 7に示すとおりである。

③ 計画高水流量

治水基本計画における基本高水処理方法は、

- 1) 荒川水系工事実施基本計画に基づき、隅田川への分流量を770 m³/s、荒川への分流量を530 m³/sとする。
- 2) 隅田川および荒川への分流への分流を上回る流量は、上・中流部の調節地群により処理する。
- 3) 荒川への排水は、ポンプによる強制排水とし、下流部朝霞地区、上流部南畑地区の二ヶ所に排水機場を設け処理する。

治水暫定計画における基本高水処理方法は、

- 1) 都区間を将来断面(770 m³/s)に改修した場合においても流下能力は530 m³/s程度と考えられる。従ってこれを上回る流量200 m³/sを上流でカットする。
- 2) このうち約110 m³/sを荒川へポンプ排水し、調節池で残りを処理する。

以上の計画高水流量配分は、表-1・2・3および図-1・2・6, 7に示すものである。また、新河岸川計画施設位置の概要を図-1・2・8に示した。

表 - 1 ・ 2 ・ 3 高水処理計画表

	治水基本計画	治水暫定計画
基 本 高 水	2,630 m ³ /s	730 m ³ /s
河 道 配 分 流 量	770 m ³ /s	530 m ³ /s
ポンプ排水流量	530 m ³ /s	110 m ³ /s
調節池調節流量	1,330 m ³ /s	(130 m ³ /s)

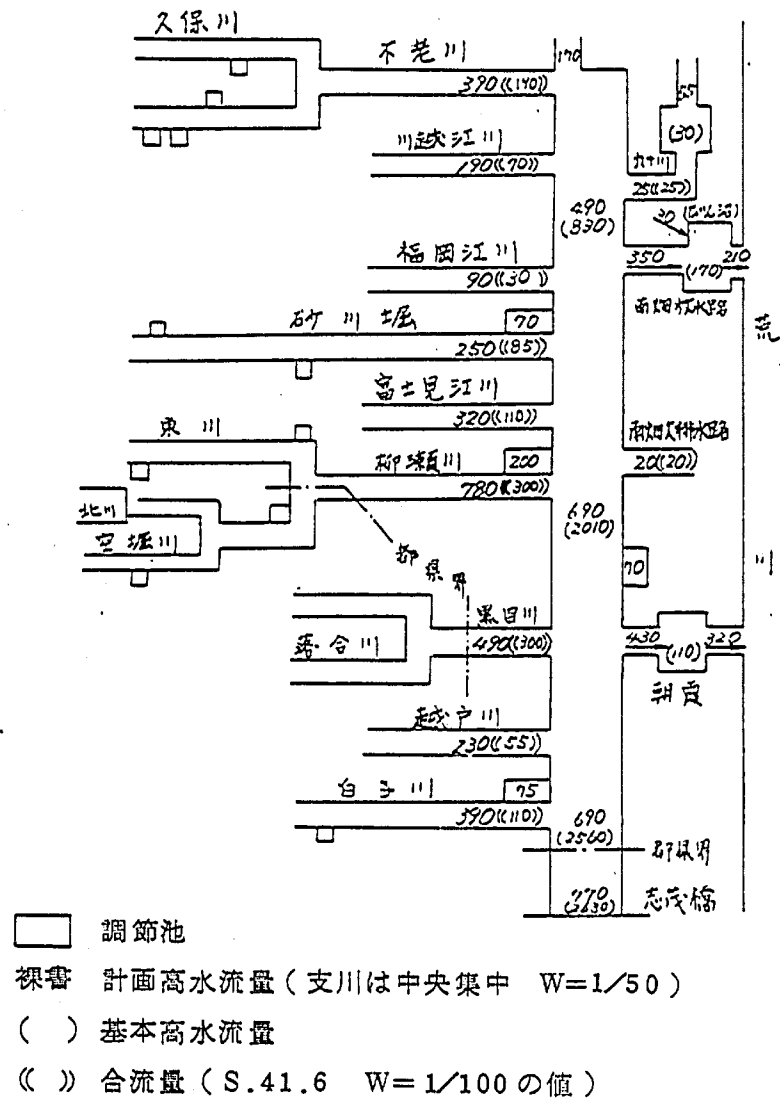


図-1.2.6 治水基本計画高水流量配分図

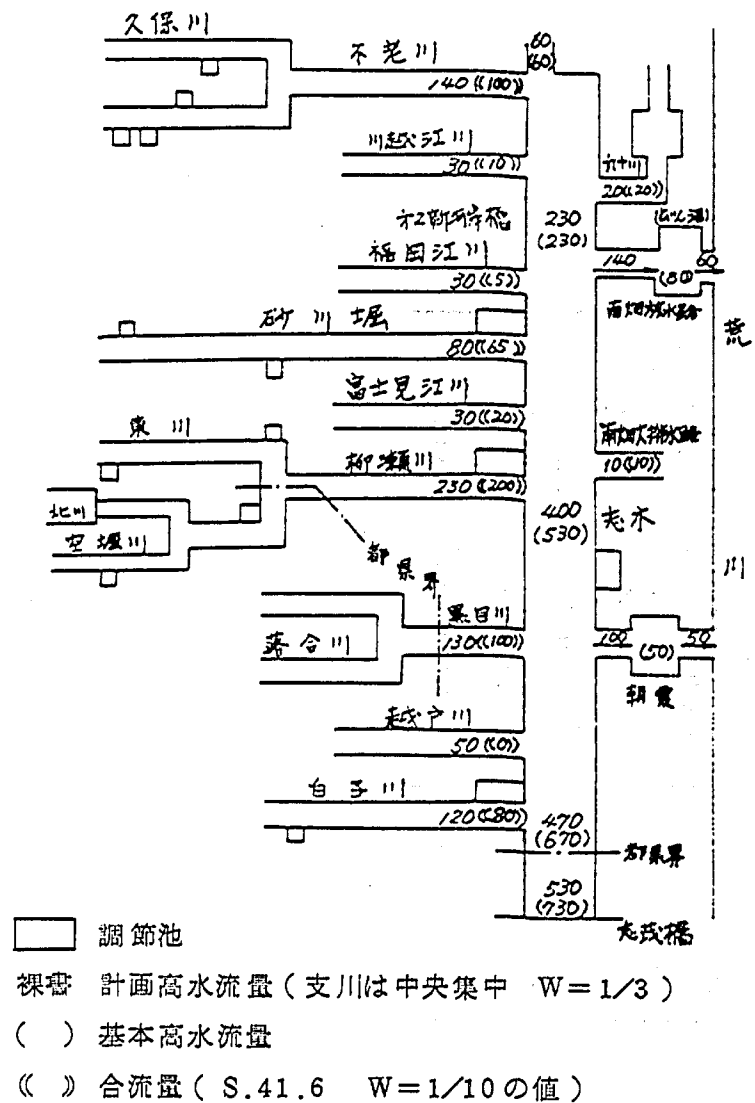
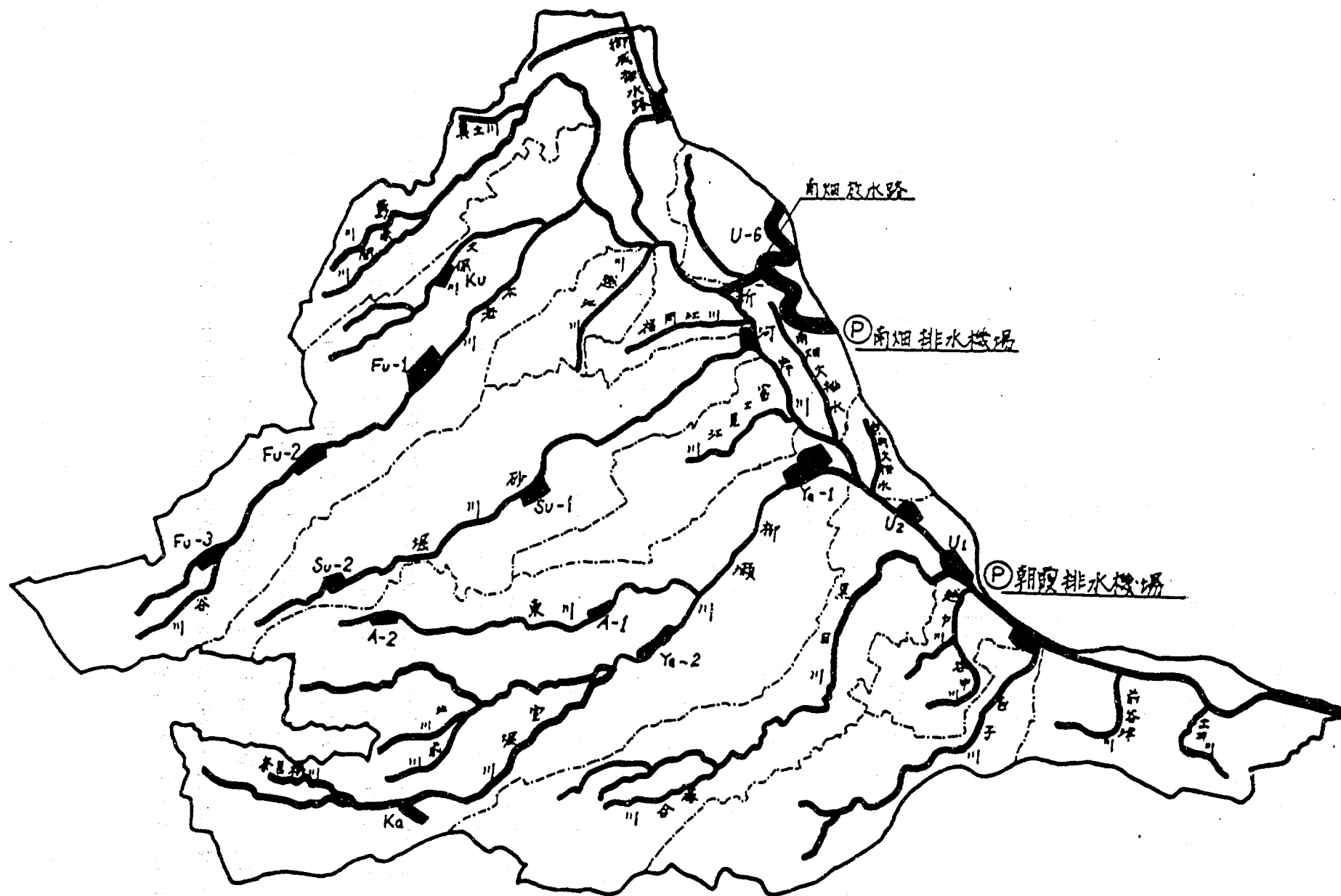


図-1.2.7 治水暫定計画流量配分図



出典：昭和55年度新河岸川総合治水対策調査報告書（S.56年3月）－荒川下流工事事務所

図－1・2・8 新河岸川計画施設位置図

1 - 3. 朝霞地区における洪水調節計画の概要

先に述べたように新河岸川総合治水対策は、河道負担分を上回る流量は荒川へのポンプ排水、および上中流部の調節池によって処理するものとされている。この計画の中に荒川と新河岸川が接近している朝霞地区に、調節池および排水機場が盛り込まれている。この朝霞調節池および排水機場の調節量は、表 - 1・3・1 のようである。

表 - 1・3・1 朝霞地区洪水調節量

	治水基本計画 ($W=1/100$)	治水暫定計画 ($W=1/10$)
調節池調節量	110 m^3/s	50 m^3/s
ポンプ調節量	320 m^3/s	50 m^3/s

上表の条件に基づき水理計算による施設計画の検討（昭和56年3月，荒川上流工事事務所）がなされ，次のような施設計画諸元が提案されている。

表 - 1・3・2 水理計算による施設計画諸元

	治水基本計画	治水暫定計画
施設組み合わせ	調節池，排水機場分離・排水門兼用型	左 同
調節池容量	$185.1 \times 10^4 \text{ m}^3$	$137.2 \times 10^4 \text{ m}^3$
越流堤高，堤長	A.P.+ 5.0 m 25 m	A.P.+ 5.0 m 50 m
自然排水門幅	30 m	—

この施設計画の水理検討には，昭和41年6月型洪水波形（基本計画1/100，暫定計画1/10）を用い，さらにこの計画諸元で12洪水を対象として調節効果を検討した結果

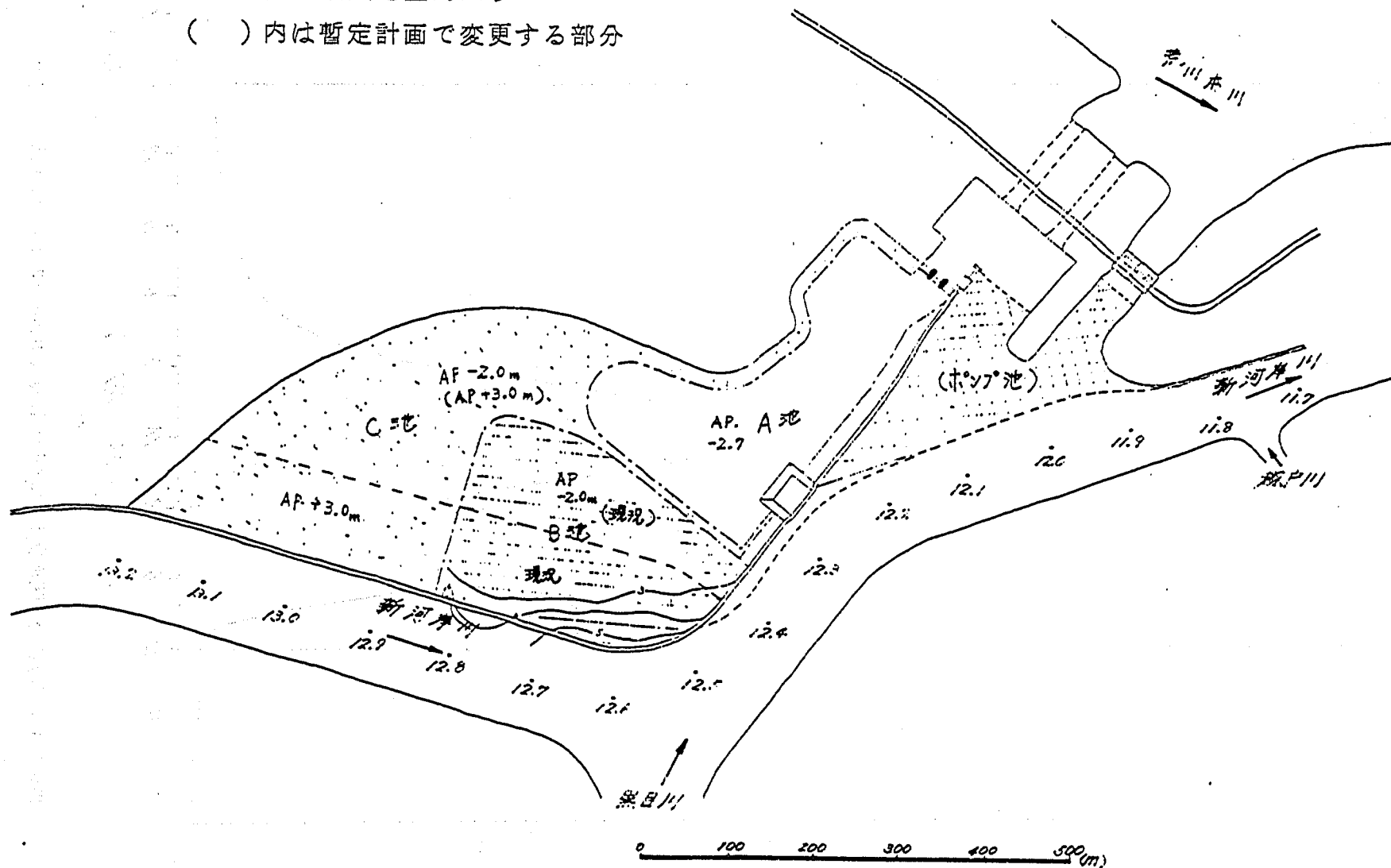
治水基本計画の場合 12洪水中 11洪水

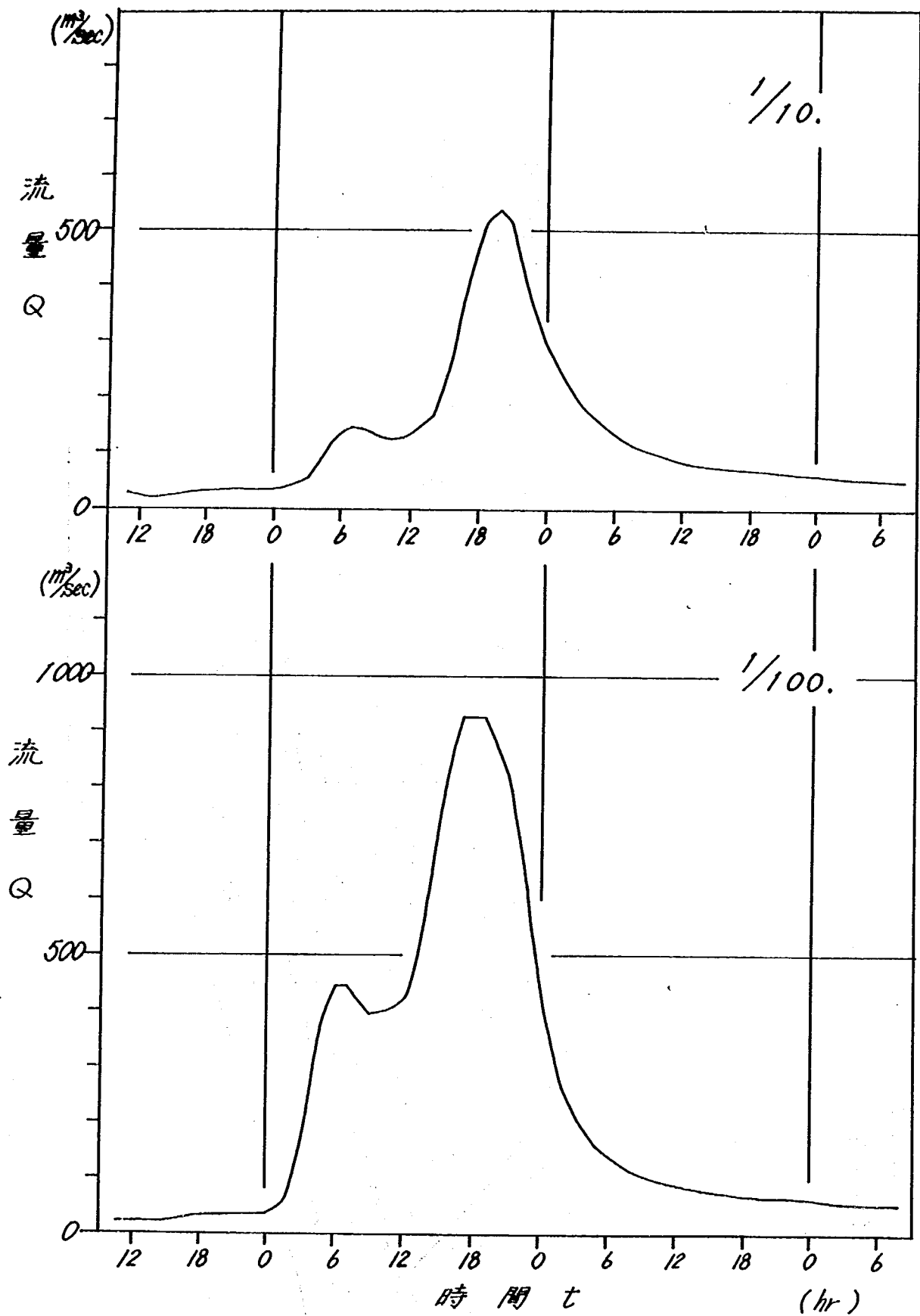
治水暫定計画の場合 12洪水中 10洪水

に対応出来，施設計画として十分な効果があるとしている。

水理検討に用いた朝霞調節池付近の平面図を図 - 1・3・1に，昭和41年6月型洪水波形を図 - 1・3・2に示す。

図-1・3・1 調節池，排水機場分離・排水門兼用案
 〔調節池内最底地盤高図〕
 () 内は暫定計画で変更する部分





出典：南畑・朝霞排水機場施設計画水理検討報告書（S.56年3月）－荒川下流工事事務所

図 - 1・3・2 昭和41年6月型洪水波形

2. 新河岸川流域の特性

2-1. 流域の概要

新河岸川は、埼玉県の西南部、および東京都の北多摩地区西北部の一部を流域にもち、流域面積 390 km²、幹線流路延長 25.7 km を有する一級河川である。その源は埼玉県川越市の西部に発し、武蔵野台地を流下する十数本の支川を合流して、台地の裾の低平地を荒川とはほぼ平行に南東に流下して、東京都北区岩淵地点で隅田川に合流している。

新河岸川本川流域は、荒川低地とよばれる沖積層にあり埼玉県区間の約 20 km 地域は水田地帯である。左岸地区は内水地域で湛水の常襲地帯となっている。一方隅田川合流点から上流約 10 km に及ぶ東京都区間は、工場地帯および高層住宅が建ち並ぶ市街化区域となっている。

支川流域は、まず本川上流部に合流する不老川、砂川堀の流域が、上流部は畑地、下流部は水田地帯であり、川越市を中心として宅地造成が進められている。また、中流部に合流する柳瀬川、黒目川、白子川流域は近年宅地造成や工場進出が進み、下流部合流地点付近では地下水汲み上げによる地盤沈下が顕著となってきた。

交通は流域内を東西南北に走り、それ等沿線および川越市、所沢市、東京都北多摩地区を中心として都市化が急激に進行中であり、東京のベッドタウンとしての様相を呈している。

その流域の諸元および関連区市町は、表-2・1・1、2 に示すとおりである。また、流域の代表河川の一覧表を表-2・1・3、概要を図-2・1・1 に示した。

表-2・1・1 流域諸元表

項 目	諸 元
河 川 名	新 河 岸 川
流 域 面 積	4 1 1.0 Km ² (3 8 9.9 1 Km ²)
流 路 延 長	3 3.7 Km
地 質	ロ ム
土 壤	黒ボク土壤群 (関東ローム腐食質火山灰土)
植 生	シラカン, クヌギ, コナラ, アカマツ (台地部)
流 域 人 口	1 8 0 万人
人 口 密 度	4, 8 3 0 人/Km ²
市 街 地	1 4 9 Km ² (3 8 %)
農 村 型 集 落	4 0 Km ² (1 0 %)
水 田 地 域	4 3 Km ² (1 1 %)
畑 地	1 2 9 Km ² (3 3 %)
森 林	2 9 Km ² (8 %)
分 水 嶺 標 高	T.P.+ 1 8 0 m (狭山丘陵)
感 潮 区 間	約 1 6 Km
関 連 区 市 町	3 区 2 0 市 3 町
流 域 勾 配	本川 ($\frac{1}{1,000} \sim \frac{1}{3,000}$), 支川 ($\frac{1}{100} \sim \frac{1}{400}$)
市 街 化 区 域	2 2 6.4 7 Km ² (5 8.0 8 %)

表-2・1・2 流域内市区町 (3区20市3町)

埼 玉 県 (11市2町)	川越市, 入間市, 狭山市, 上福岡市, 所沢市, 和光市, 富士見市, 三芳町, 新座市, 朝霞市, 大宮市, 志木市, 大井町
東 京 都 (3区9市1町)	練馬区, 板橋区, 北区, 瑞穂町, 立川市, 保谷市, 東村山市, 東大和市, 清瀬市, 東久留米市, 武蔵村山市, 小平市, 田無市

出典: 新河岸川流域調査報告書 (S. 55 年 2 月) - 荒川下流工事事務所

表-2・1・3 代表河川一覧表

河 川 名	流 域 面 積	流 路 延 長
新 河 岸 川	389.91 Km ²	25.7 (東京都9.2) Km
赤 間 川 (普)	120.4	7.9
真 土 川 (普)	24.2	2.6
不 老 川 (一級)	56.55	17.4
川 越 江 川 (普)	8.50	4.2
九 十 川 (一級)	143.1 (8.43)	4.1 (4.1)
御 成 排 水 路	5.88	3.8
び ん 沼	13.29	6.9
福 岡 江 川 (普)	4.65	3.4
砂 川 堀 都 市 下 水 路	43.95	18.1
富 士 見 江 川 (準)	14.70	3.9
南 畑 排 水 路	16.10 (2.81)	3.0
柳 瀬 川 (一級)	95.45	19.8
東 川 (一級)	18.10	13.2
奈 良 橋 川 (一級)	2.73	2.4
空 堀 川 (一級)	26.80	13.2
黒 目 川 (一級)	37.56	15.1
落 合 川 (一級)	6.81	3.3
越 戸 川 (一級)	7.85	3.2
谷 中 川 (一級)	30.4 (0.24)	0.2 (0.6)
白 子 川 (一級)	25.00	8.8
前 谷 津 川 (普)	7.36	4.2
出 井 川 (普)	7.73	3.4

注) ()内は本川のみ値

谷中川は谷中川下水の値,()は谷中川の値

出典：新河岸川流域調査報告書 (S.55年2月) - 荒川下流工事事務所

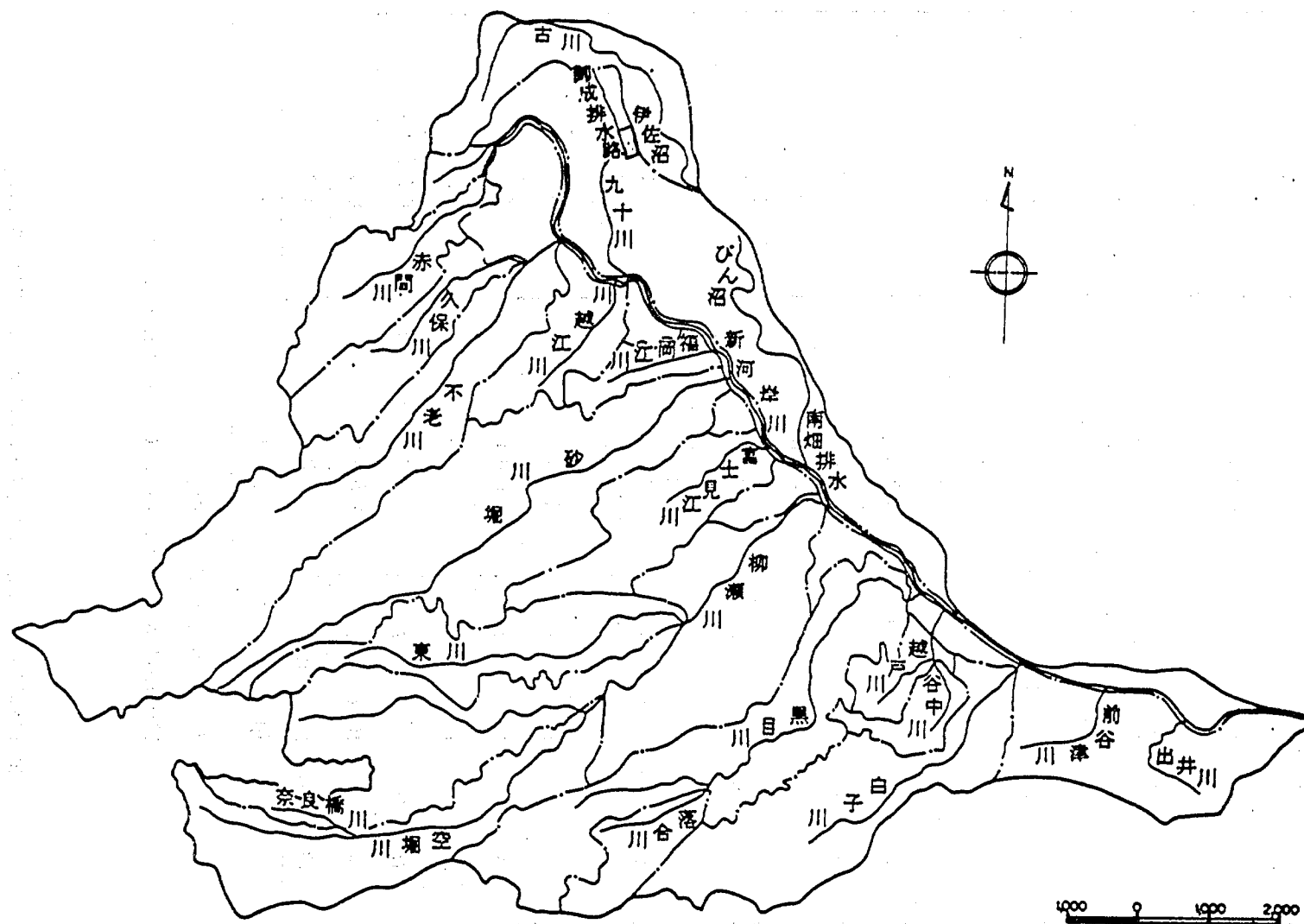


図 - 2 ・ 1 ・ 1 新河岸川代表河川概要図

2 - 2. 新河岸川の河道特性

2 - 2 - 1. 新河岸川の変遷

新河岸川は、正保4年(1647年)に浅草花川戸と川越の間に、荒川と新河岸川を結ぶ36里の水路が開通し川越と江戸を結ぶ船運に江戸時代から利用された。古くは志木村付近で荒川と合流していたが荒川放水路の附帯工事として、大正9年から昭和4年にかけて人工の掘割り、或は旧荒川の流路を利用して、東京都北区の岩淵水門の下に導いた。かつては工場の原料や製品の輸送路として大きな役割を果たしていたが、現在は工場から流れる廃液による汚濁がひどく浄化工事も進められている。

昭和30年代後半からの高度成長期に、新河岸川流域の開発が進み、流域の開発に促した治水計画の樹立が必要となった。そこで昭和54年関東地建、東京都、埼玉県、の三者において新河岸川改修計画が検討され基本高水流量および調節池計画、荒川へのポンプ排水計画を含むマスタープランが立案された。このマスタープランにおける計画高水流量は志茂橋(隅田川合流前)で $770\text{ m}^3/\text{s}$ と定められている。しかしながら新河岸川改修の進捗状況は極めて低く、河川の一部しか改修されていない状況である。

2 - 2 - 2. 現況河道の特性

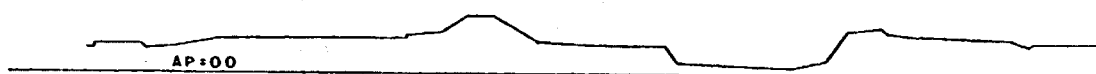
新河岸川の縦断図および代表地点における横断図を図-2・2・1, 2に示す。また現況河道と計画河道の川幅の比較を図-2・2・3に示した。特に中流部および下流部で川幅の不足が目立っている。

SH,SV = 1/500

13^K200

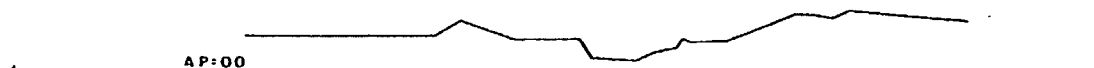


15^K000



17^K400

SH,SV = 1/500



19^K800



図-2・2・1 新河岸川横断図

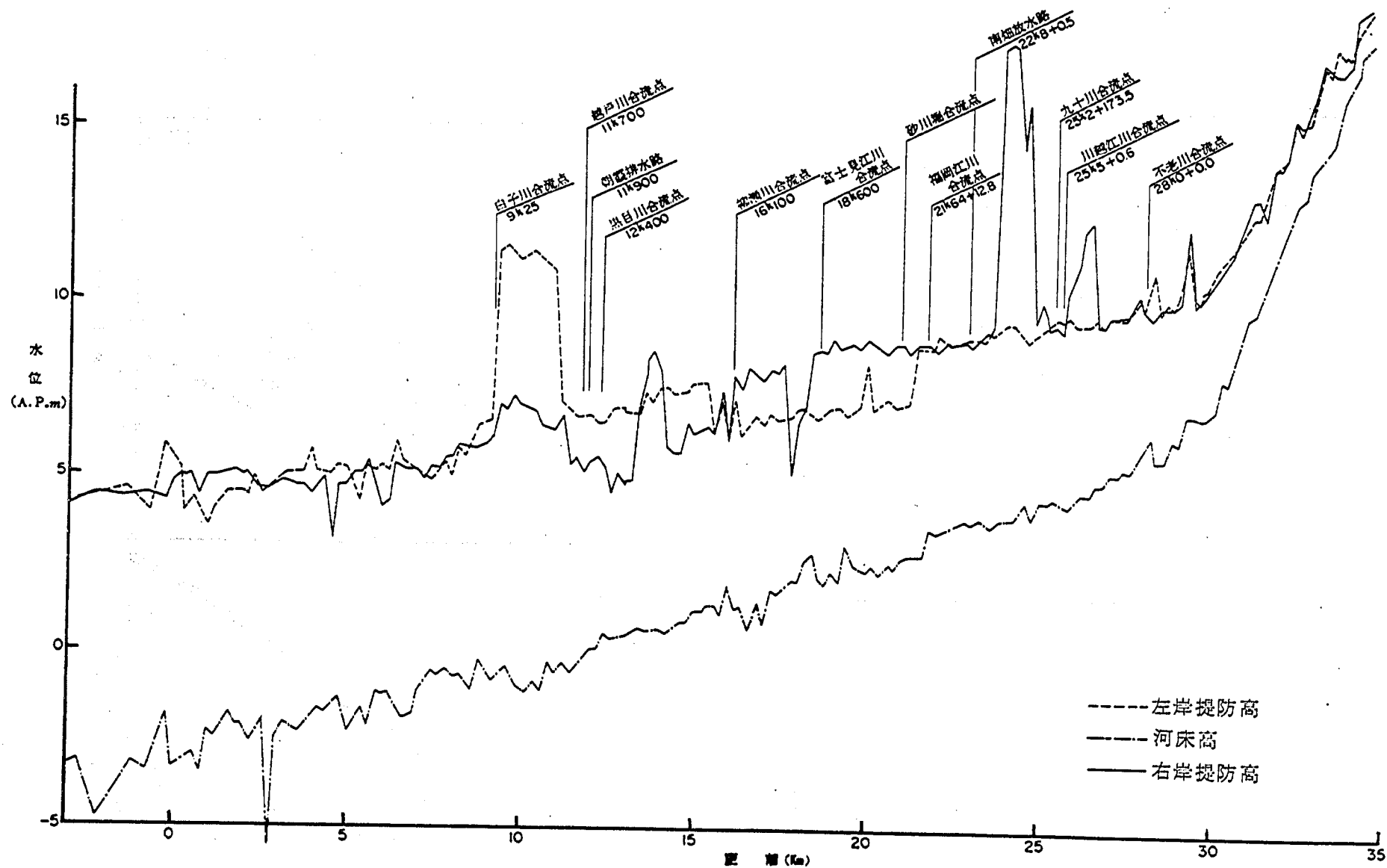
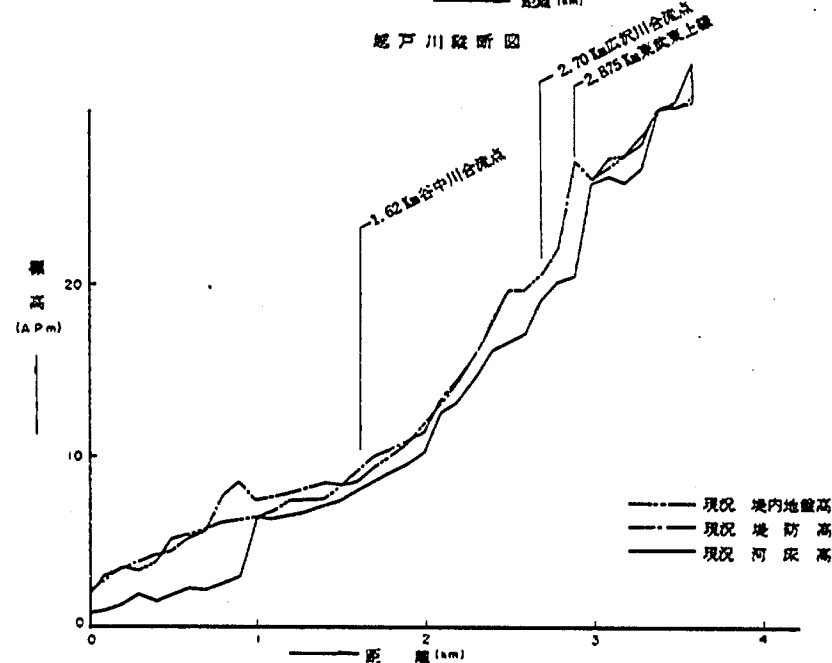
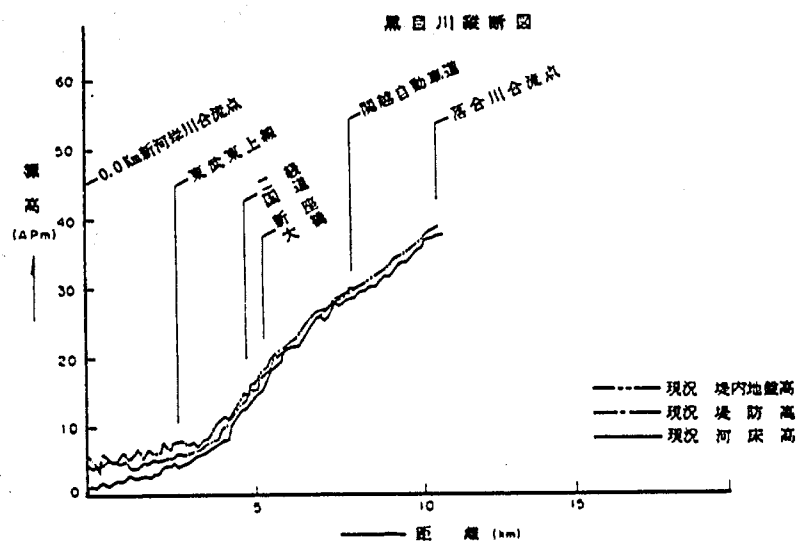
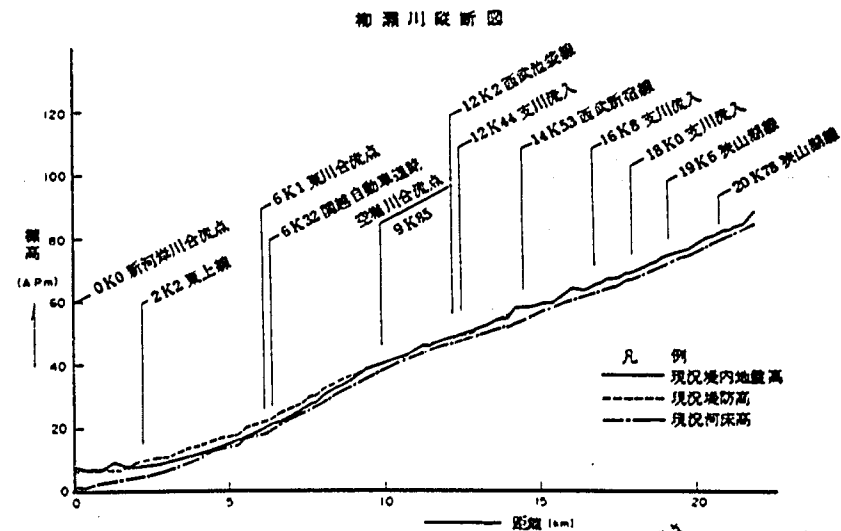
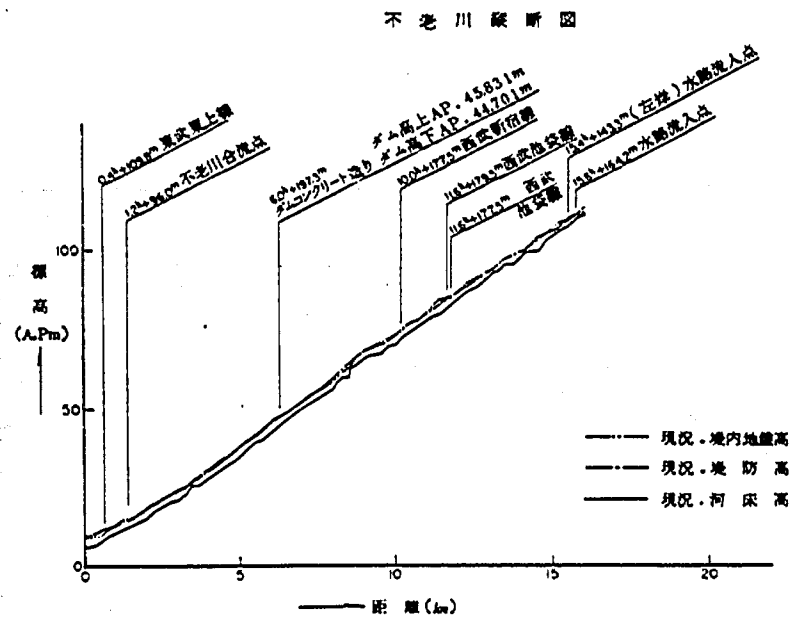


図-2・2・2(a) 新河岸川縦断面図



出典：新河岸川流出氾濫解析報告書（S. 55 年 2 月）－荒川下流工事事務所

図 - 2・2・2(b) 新河岸川縦断面図

縮尺 縦横 1:100,000
1:5,000

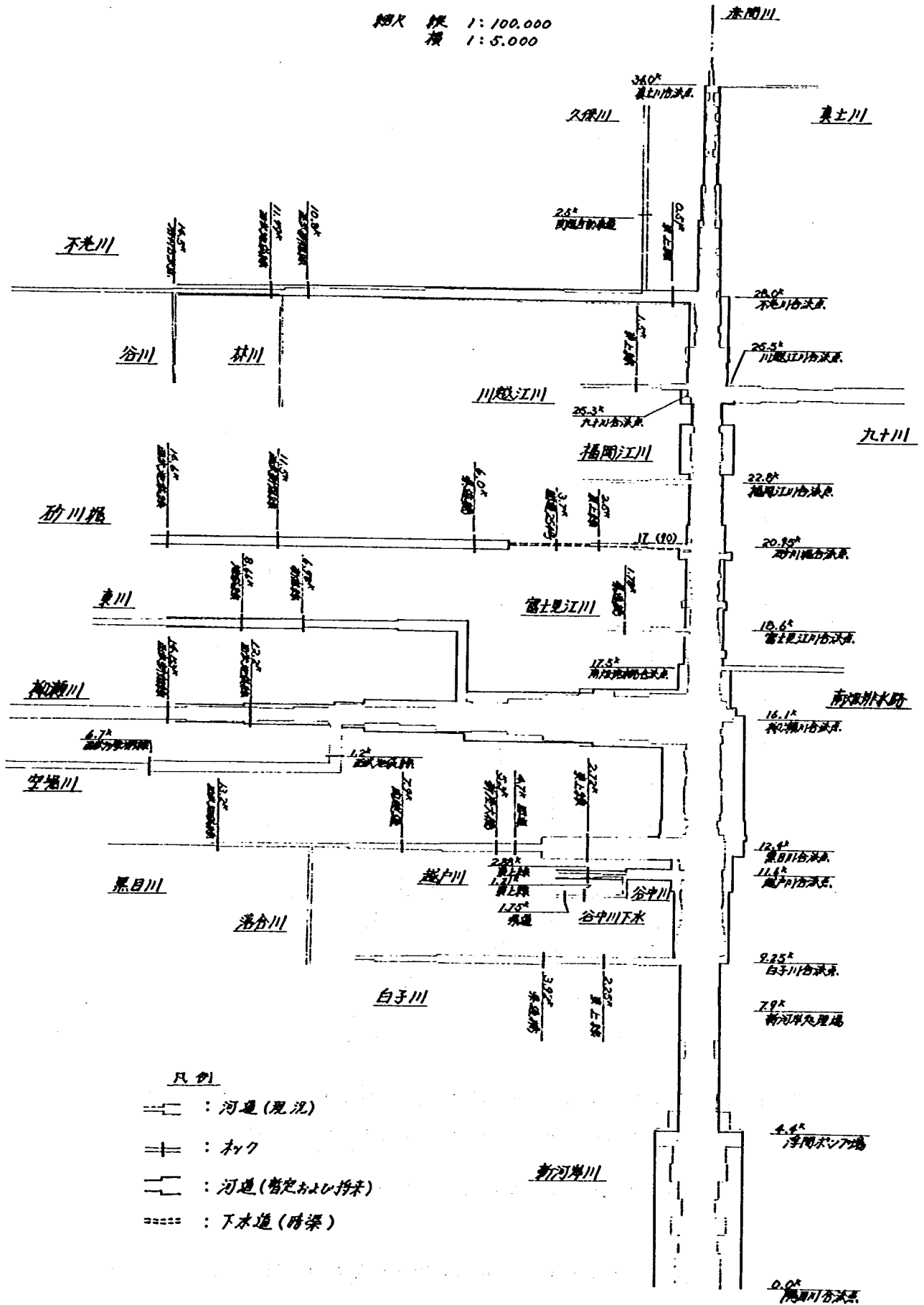


図 - 2・2・3 新河岸川および支川平面図(堤間幅)

2-2-3. 現況河道の流下能力

現況河道の流下能力は不等流計算によって検討されている。

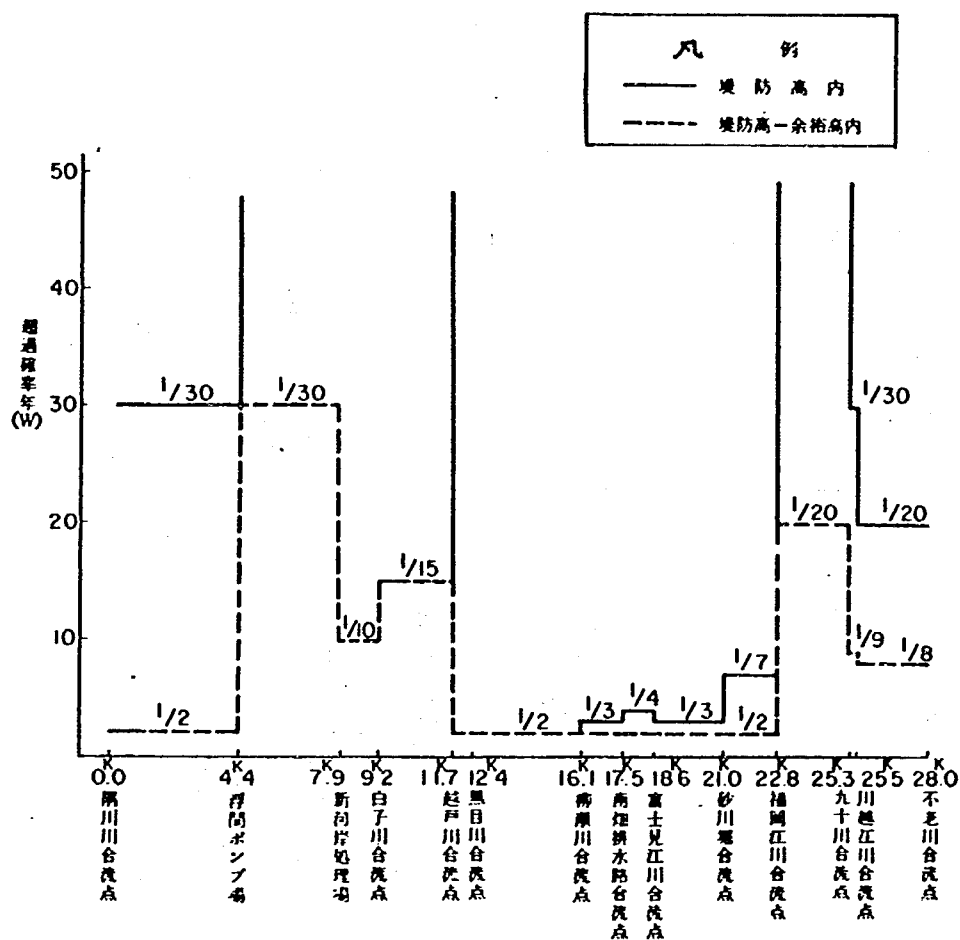
計算条件は

初期水位：A.P.+ 2.10 m（東京湾朔望平均満潮位）

計算断面：隅田川500 m，新河岸川400 m

粗度係数： $n = 0.030$

である。この検討結果は図-2・2・4，5に示すものであり現況流下能力が計画流量を大幅に下回っている事がわかる。



注) 上図は、数ケースの確率洪水（昭和33年9月型洪水の引伸し）について、氾濫シミュレーションを実施し、各地点の到達流量と流下能力を比較して評価したものである。

出典：昭和54年度河川情報収集調査報告書（S.55年3月）-関東地建

図-2・2・4 新河岸川の現状の安全度

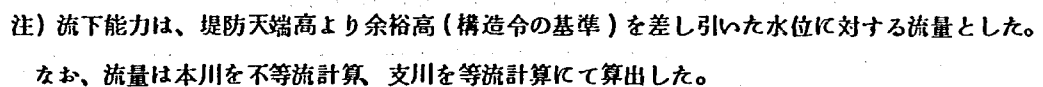


図-2・2・5 新河岸川及び支川の流下能力

2-3 流域の水文特性

新河岸川の洪水は、主に台風性の豪雨によってもたらされているものが多いが、これは新河岸川の治水安全度が極めて低いため近年の都市化により流出量はさらに増大する傾向にあり、小規模な降雨でも氾濫や内水による被害の発生が予想される。従って既往出水の特性および流域の降雨特性を知り出水予測を立てる事が、治水安全度を高める上で重要である。ここで荒川下流工事事務所で実施された新河岸川総合治水対策調査（52年度）の結果をもとに水文特性についてとりまとめを行った。

2-3-1. 既往出水

戦後、埼玉県下における著明な洪水は昭和33年9月26日の台風22号（狩野川台風）、昭和36年6月27日（梅雨前線）、昭和41年6月28日の台風4号、等を挙げる事が出来、新河岸流域においても氾濫、湛水による被害が発生している。昭和10年代以降において新河岸川で発生した洪水の主なものを表-2・3・1に示す。

表-2・3・1 主要洪水一覧表

洪水名	降 雨 量 (2日雨量)mm									流 出 量 m/s		
	岩淵	川越	入間川	村山	浦和	吉祥寺	羽村	東京	流城平均	新倉崎	老茂崎	老木
昭和13年 6月29日	3445	2587	2626	(2232)	3289	(2938)	(2565)	3642	2678	270		
昭和16年 7月22日	1708	2733	3235	(2708)	2342	(2186)	(2697)	1745	2601	360		
昭和18年10月10日	1788	1833	1947	2021	1794	2090	(2476)	2061	1944			
昭和19年10月 7日	1637	1858	2164	1924	2060	2184	(2350)	1710	1982			
昭和20年10月 5日	(1836)	2003	2014	2909	2127	(2016)	(3623)	2217	2286	355		
昭和22年 9月15日	1356	2367	2598	1738	1752	1326	(2110)	1387	1936	210		
昭和25年 7月29日	967	3133	3520	2948	2724	1702	(3674)	2276	2746		180	
昭和33年 9月26日	4246	3101	3390	2790	3619	3870	2920	4022	3296		317	
昭和36年 6月28日	1575	3120	2600	1900	2140	1320	2900	980	2246			
昭和41年 6月28日	2017	3310	3020	2540	2690	3040	(3146)	2350	2873		285	
昭和46年 8月31日	1545	1760	1720	1720	2390	1780	(2087)	1810	1806			
昭和47年 9月16日	1340	1820	2370	2350	1880	1860	(2901)	1600	2038			
昭和52年 9月19日	1080	1630	1090	1634	1150	1153	(1975)	1060	1410			195

注 (): 欠測値を補填したものである。

新倉崎の流量は水位からの推定値である。(出典は、新河岸川の流出についてS.33.1.関東地建、計画調査課)

出典：昭和54年度河川情報収集調査報告書（S.55年3月）-関東地建

2-3-2. 降雨特性

新河岸川流域の降雨特性については、明治32年から昭和53年までの80年間にわたる実績降雨をもとに解析が行われている。対象雨量観測所は7ヶ所（図-2・3・1）あり、このうち川越、吉祥寺、所沢、岩淵の4ヶ所を代表観測所として選定している。解析手法の概要は

①代表観測所年最大1日、2日雨量の抽出

②主要降雨の流域平均雨量算定 -代表観測所で年最大降雨を主要降雨としてティーンセン法で流域平均雨量を求める。

③流域平均年最大雨量の算定 -主要降雨の流域平均雨量で最大となる降雨(4月～12月対象)

である。この結果を用いて雨量確率計算が行われており、各雨量観測所の資料状況を表-2・3・1に、流域平均確率雨量を表-2・3・2、流域平均雨量確率図を図-2・3・2、主要洪水の雨量と確率規模を表-2・3・3に示す。

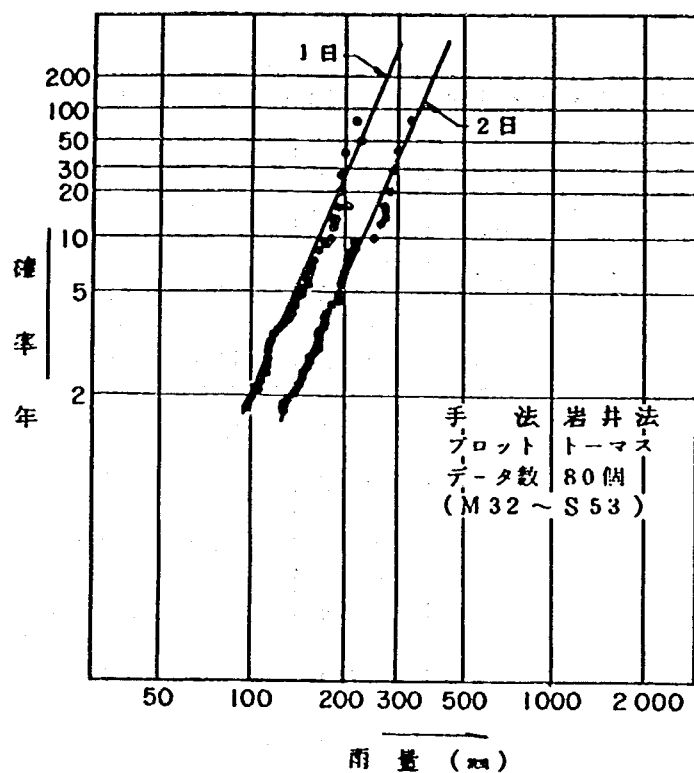
表-2・3・3(a) 流域平均確率1日雨量

確 率	トーマス	ハーゼン	岩 井	ガンベル	チ ョ ウ	平 均	採用値 (岩井法)
1/2	99.4 ^{mm}	99.4 ^{mm}	100.0 ^{mm}	100.7 ^{mm}	100.5 ^{mm}	100.0 ^{mm}	100.0 ^{mm}
1/5	140.6	138.7	139.4	140.8	138.0	139.5	139.4
1/10	168.2	164.8	165.5	167.3	162.8	165.7	165.5
1/20	194.8	189.8	190.6	192.7	186.6	190.9	190.6
1/30	210.2	204.2	205.0	207.3	200.3	205.4	205.0
1/50	229.5	222.2	223.1	225.6	217.4	223.6	223.1
1/70	242.4	234.2	235.1	237.6	228.7	235.6	235.1
1/100	256.0	246.9	247.8	250.3	240.5	248.3	247.8
1/150	271.6	261.3	262.3	264.6	254.0	262.8	262.3
1/200	282.8	271.7	272.6	274.8	263.5	273.1	272.6

表-2・3・3(b) 流域平均確率2日雨量

確 率	トーマス	ハーゼン	岩 井	ガンベル	チ ョ ウ	平 均	採用値 (岩井法)
1/2	134.4	134.4	134.5	136.7	136.3	135.3	134.5
1/5	194.6	191.8	191.8	195.1	191.1	192.9	191.8
1/10	236.1	231.0	230.9	233.8	227.3	231.8	231.8
1/20	276.9	269.2	269.1	270.9	262.0	269.6	269.1
1/30	300.9	291.5	291.3	292.3	282.0	291.6	291.3
1/50	331.2	319.8	319.5	318.9	307.0	319.3	319.5
1/70	351.6	338.6	338.3	336.4	323.4	337.7	338.3
1/100	373.4	358.8	358.4	354.9	340.7	357.2	358.4
1/150	398.5	381.9	381.5	375.9	360.4	379.6	381.5
1/200	416.6	398.5	398.1	390.8	374.3	395.7	398.1

出典：新河岸川降雨解析報告書（S.55年2月）－荒川下流工事事務所



洪水名	日雨量		2日雨量	
	雨量	確率	雨量	確率
S13・6・29	180.3 mm	1/14年	287.6 mm	1/30年
S16・7・22	146.5	1/6	276.6	1/20
S19・10・7	152.9	1/7	197.8	1/5
S20・10・25	155.4 *	1/7	237.4 *	1/10
S25・8・29	156.2	1/7	273.9	1/20
S29・9・17	114.7	1/3	177.0	1/4
S33・9・26	191.5	1/20	327.5	1/60
S40・8・21	86.9	—	156.6	1/3
S41・6・28	187.1	1/17	282.8	1/25
S46・8・30	88.1	—	150.9	1/3
S47・7・14	99.4	1/2	99.4	—
S47・9・15	151.7	1/7	204.9	1/6
S52・8・18	72.5	—	115.7	—

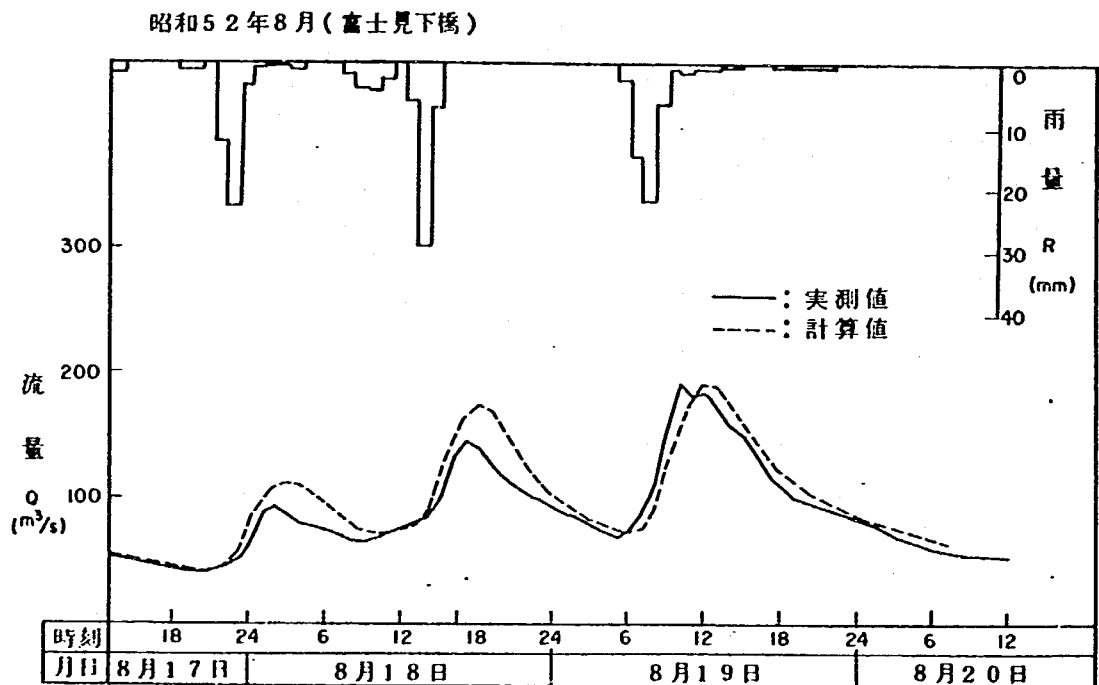
* 東京 (中央気象台)

出典：新河岸川降雨解析報告書 (S.55年2月) - 荒川下流工事事務所

図-2・3・2 流域平均雨量確率図

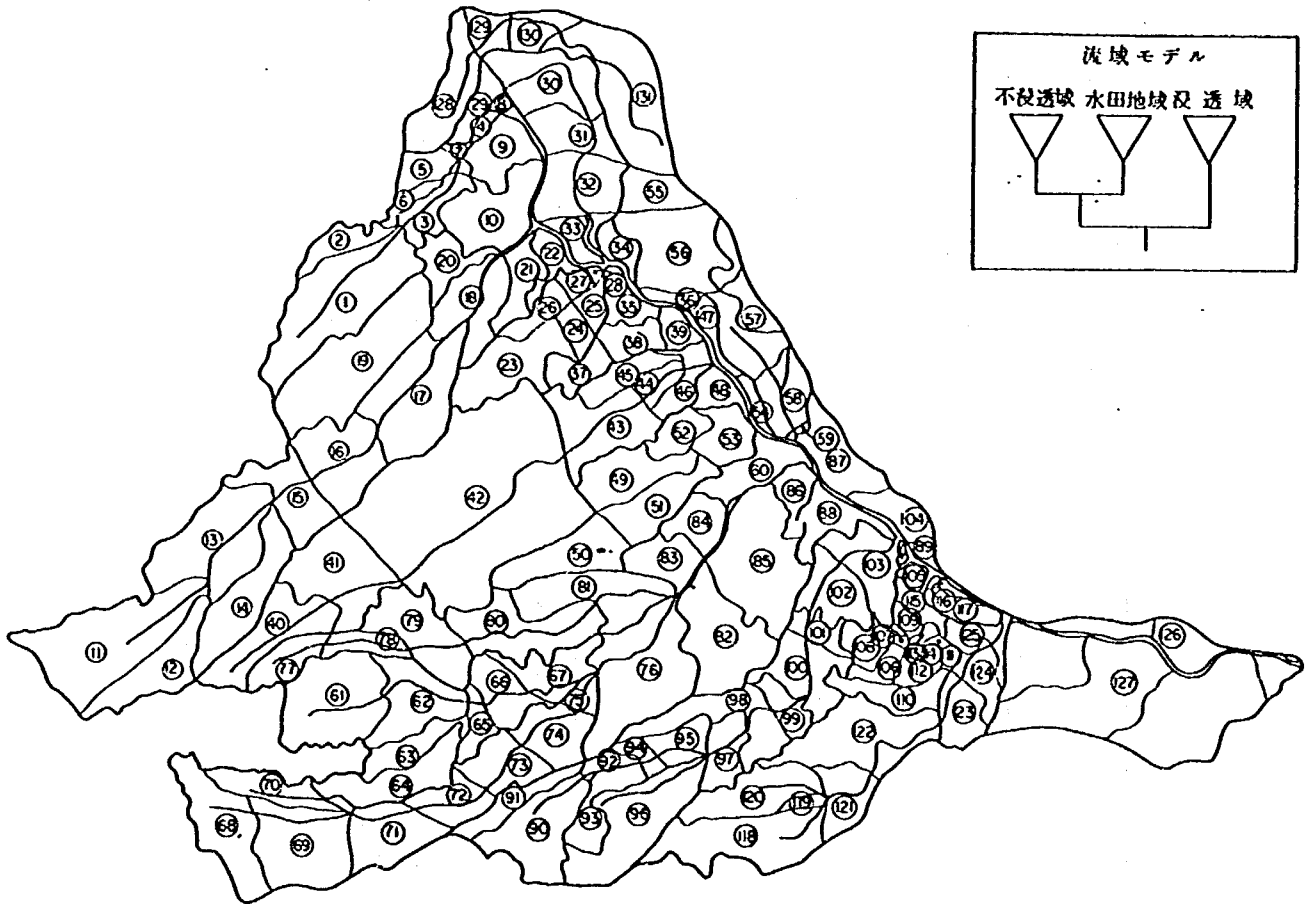
2-3-3. 流出特性

新河岸川流域の流出解析は、全流域を127流域、47河道に分割して貯留関数法によって計算され、3種類の実績洪水について検証計算が行われている。この結果、精度的に一応の期待が出来るとしながら、今後も実績記録の集積に努め各流域における流出特性を明らかにする必要がある。一例として昭和52年8月洪水を用いて解析した結果を図-2・3・3に示す。また、計算に用いた流域分割図を図-2・3・4に示す。



出典：新河岸川流出氾濫解析報告書（S.55年2月）－荒川下流工事事務所

図-2・3・3 定数解析結果図（その1）



出典：新河岸川流出氾濫解析報告書（S.55年2月）－荒川下流工事事務所

図－2・3・4 流出計算流域分割図

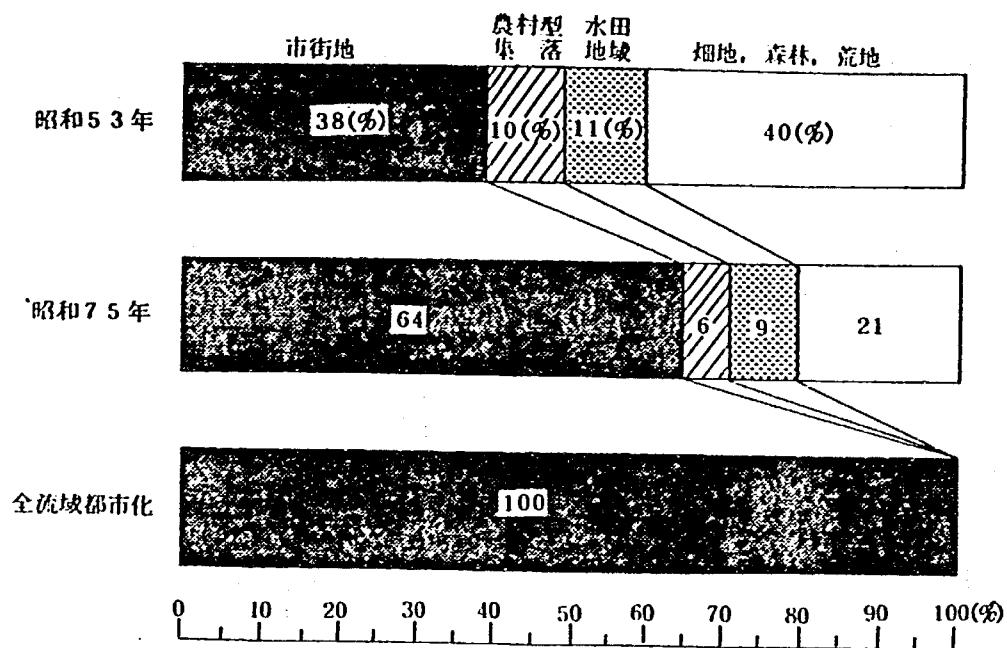
この解析方法を用いて計画降雨（S.41年6月型）について土地利用度と流出量の関係を検討しているのでその結果を示す。

計算条件

- ・ 降雨パターン－S.41年6月洪水
- ・ 降雨確率規模－流域平均2日雨量の $W = 1/100 (358.4^{\text{mm}})$
- ・ 流域条件－3種類（図－2・3・5）

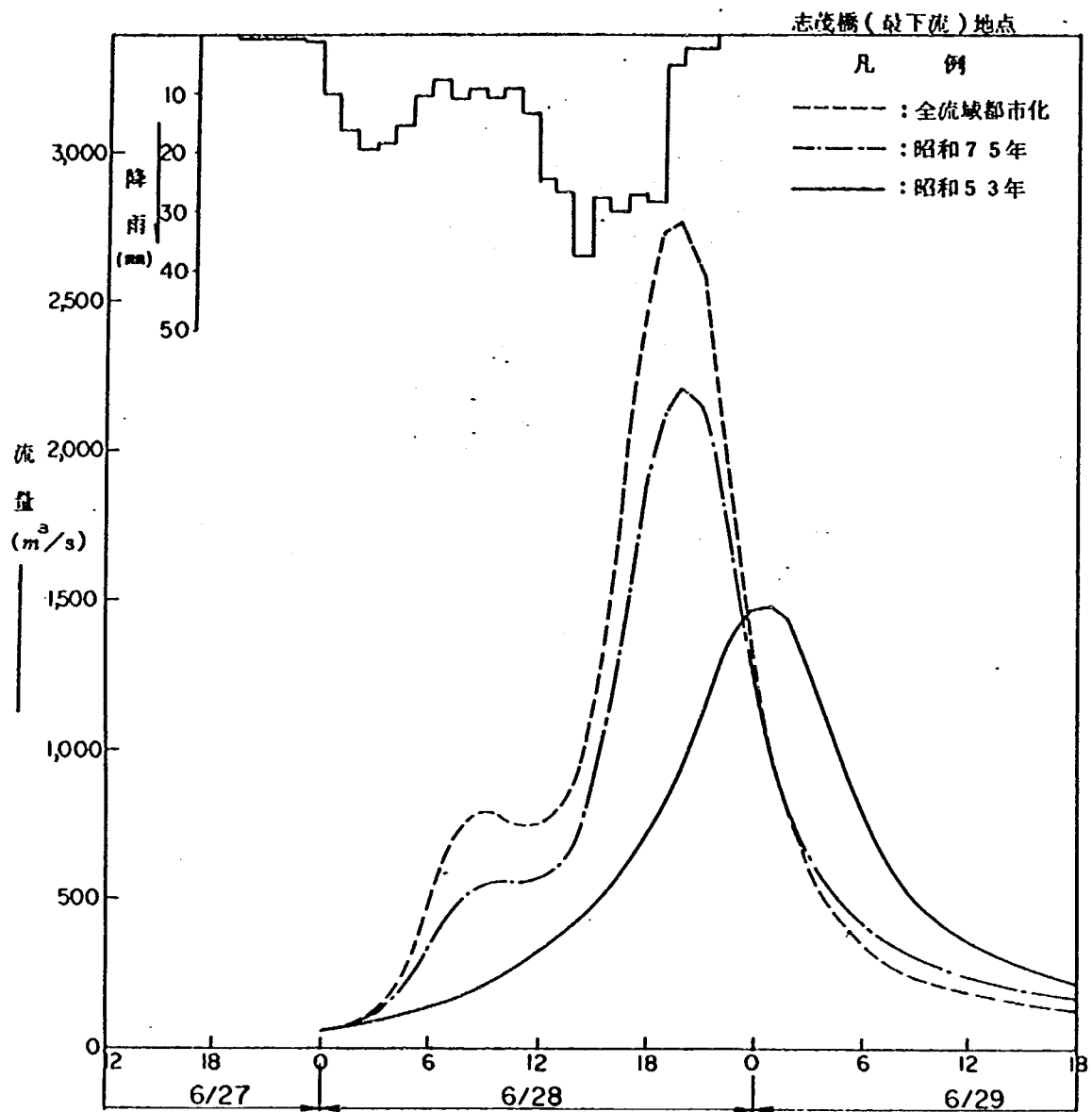
この解析結果から

- ①流域を宅地化する事によって流出総量がかなり増大する。
 - ②水田地域が宅地化するよりも畑地その他が宅地化の方が流出総量の増大に与える影響は大きい。
 - ③現在の土地状況は畑地その他が40%を占めているので宅地化による流出量の増大が顕著にあらわれる流域であると考えられる。
 - ④洪水到達時間の縮少によるピーク流量の増大現象も顕著にあらわれている。
- と指摘している。



出典：新河岸川流出氾濫解析報告書（S.55年2月）－荒川下流工事事務所

図 - 2・3・5 土地利用条件図



出典：新河岸川流出氾濫解析報告書（S.55年2月）－荒川下流工事事務所

図 - 2 ・ 3 ・ 6 昭和41年6月降雨（ $W = 1/100$ ）流出量の経年変化図

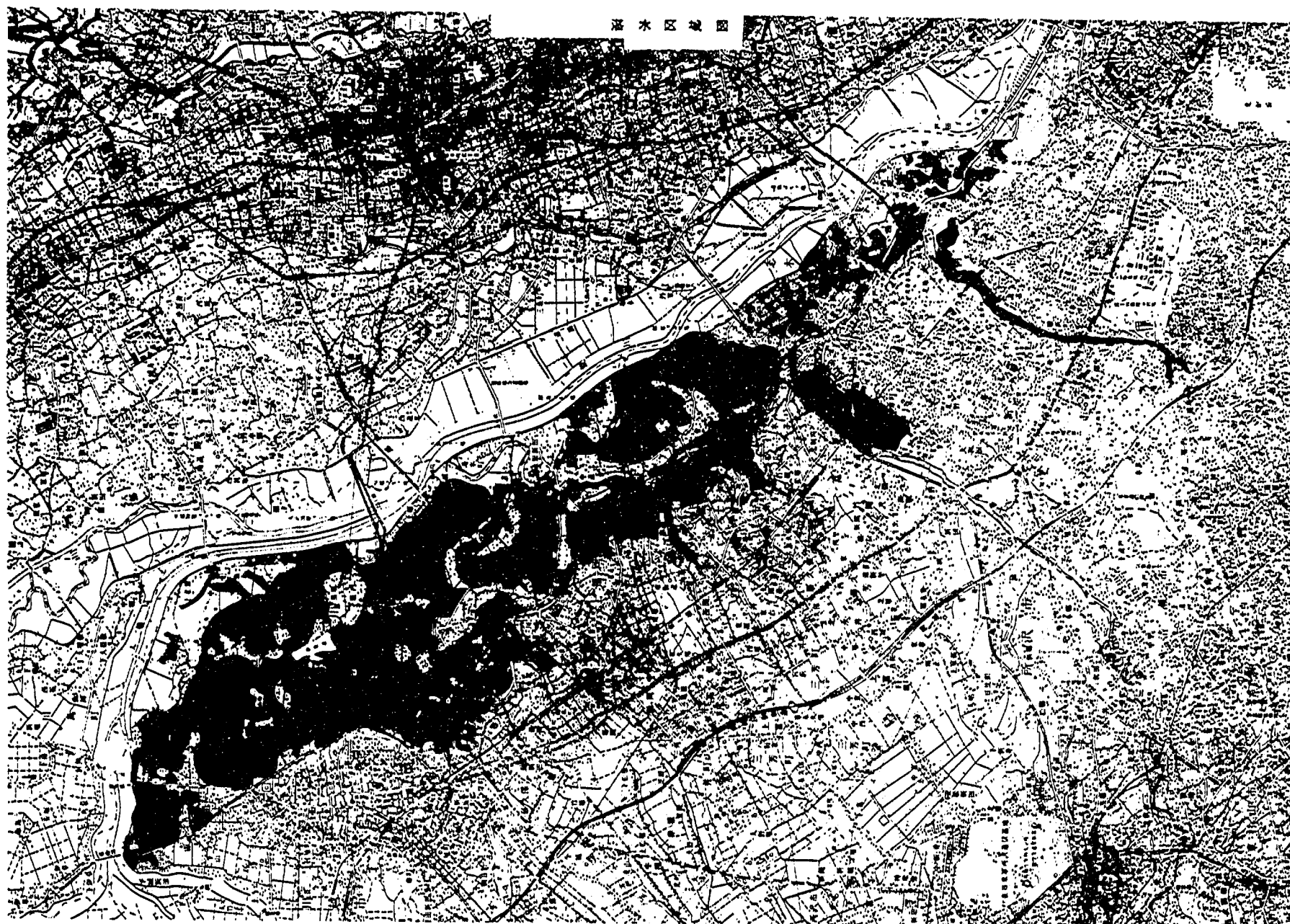
また、昭和41年6月洪水における実績湛水状況を表 - 2 ・ 3 ・ 4，および図 - 2 ・ 3 ・ 7 に示す。

表-2・3・4 昭和41年6月洪水実績湛水量表

湛水区域名	平均 湛水深	湛水面積	平均 湛水面積	湛水量	備考
福岡江川 砂川堀下流 富士見江川	m 1.5	ha 4202	ha 210.1	10 ⁴ m ³ 3152	外水氾濫
柳瀬川	2.0	274.4	137.2	274.4	
黒目川	2.2 2.6	162.9 84.0	81.5 42.0	211.9 92.9	
越戸川	3.0	240.4	120.2	360.6	
白子川	0.6	28.0	14.0	8.4	内水氾濫
南畑排水路	1.0	322.0	161.0	161.0	
朝霞	2.0	138.0	69.0	138.0	
合計		1669.9	835.0	1562.4	

出典：新河岸川流出氾濫解析報告書（S.55年2月）

—荒川下流工事事務所—



出典：新河岸川流出氾濫解析報告書（S.55年2月）－荒川下流工事事務所

図-2・3・7 洪水区域図（S.41.6洪水）

3. 水理計算による洪水調節計画の検討

朝霞地区における洪水調節計画については、昭和55年度に荒川上流工事事務所で水理計算が行われている。この報告書（南畑，朝霞排水機場施設計画水理検討報告書）からその概要について述べる。

3-1. 検討内容

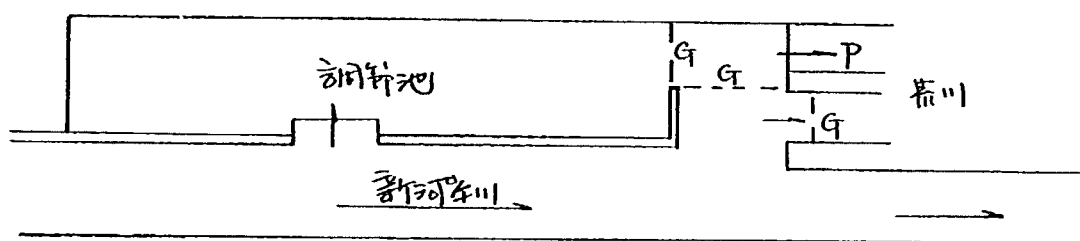
検討項目は大きく次の三つがある。

- (1) 計画施設の配置
- (2) 計画施設諸元の検討
- (3) 洪水調節効果の検討

3-1-1. 計画施設の配置について

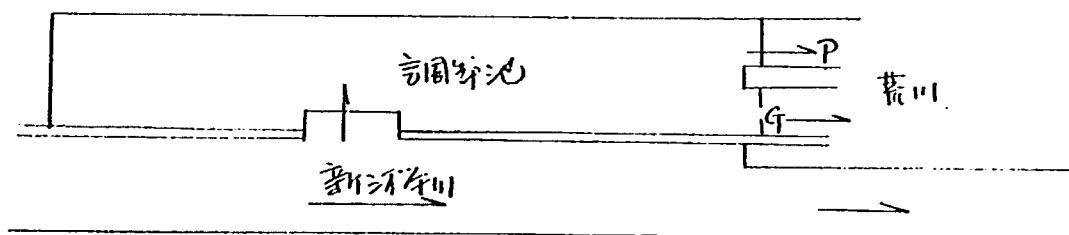
朝霞地区における調節計画の施設としては、調節池および越流堤，ポンプ排水機場，自然排水門の三種類があり，次のような三つの組み合わせについて検討している。

Ⅰ案 - 調節池・排水機場分離・排水門兼用案

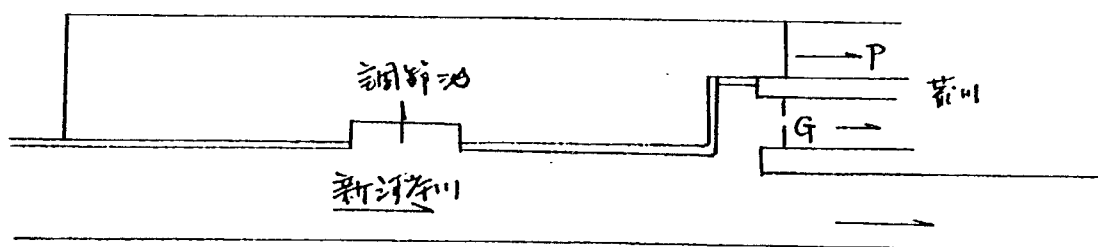


G : 排水門
P : ポンプ排水

Ⅱ案 - 調節池・排水機場・排水門合併案



Ⅲ案 - 調節池・排水機場合併・排水門分離案



以上三種類について検討した結果、Ⅱ案、Ⅲ案では、各施設の機能を十分に活用する事が出来ず調節不能であるとなっている。従って各施設の組み合わせは第Ⅰ案を採用する事とし、この組み合わせで諸元の検討を行っている。第Ⅰ案調節池計画の概要図を図-3・1・1に示す。

3-1-2. 計画施設の諸元検討

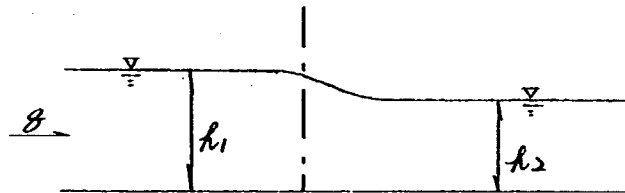
(1) 自然排水門機能検討

・ 自然排水門について次のような方法で計算を行っている。

- 内水位の算定 — 隅田川河口水位 (A.P.+ 2.1m) から不等流計算で自然排水門上流側 12.1^K 断面の H-Q 関係を求める。この時排水量の有る場合、無い場合について求めておく。
- 外水位 ———— 荒川 31.2^K の「1/100 上流 3 ダム第 1 調節池」の外水位を (荒川水位) 各洪水毎に適用する。
- 計算式 ———— 本間公式を用いる。

$$\text{完全流出: } q = \mu B h_1 \sqrt{2 g h_1}, \quad (h_2 \leq \frac{2}{3} h_1)$$

$$\text{もぐり流出: } q = 2.6 \mu B h_2 \sqrt{2 g (h_1 - h_2)}, \quad (h_2 > \frac{2}{3} h_1)$$



d. 排水量の推算

図-3・1・2に示すフローによって繰り返し計算を行う。

e. 計算結果

8種類の水門幅で排水量を推算した結果、B=30m以上では排水効果が低下するので水門幅は30mが適当であるとしている。

この30mの水門幅について外水位が得られている10洪水において排水計算を行った結果、新河岸川への流入量が若干計画量(510 m³/s)を上廻るケースもあるが、H.W.L.はクリアー出来る結果となっている。一例としてS.41年6月28日型洪水(1/100)で計算した結果図-3・1・3に示す。

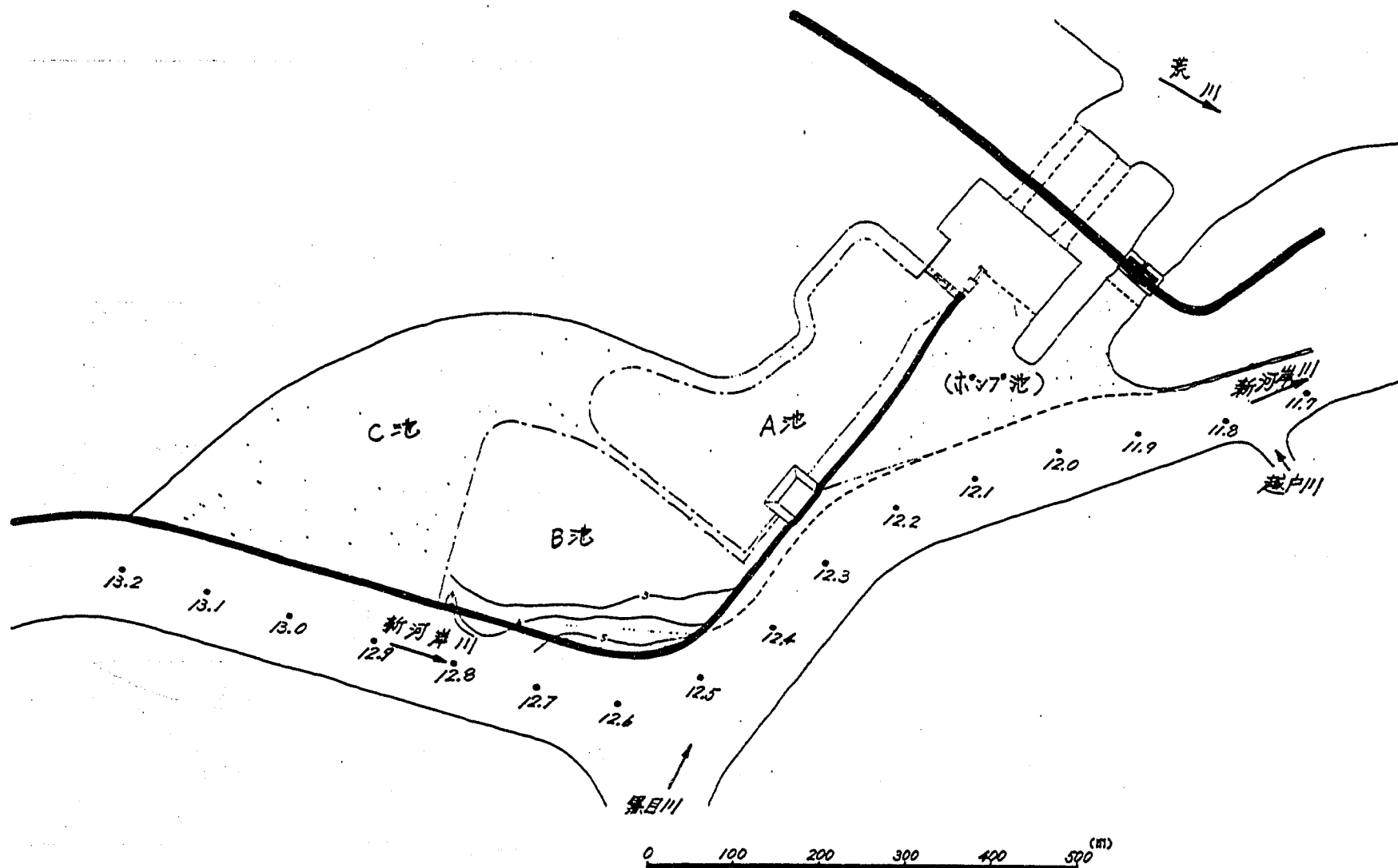


図 - 3 ・ 1 ・ 1 調節池・排水機場分離排水門兼用案 (概要図)

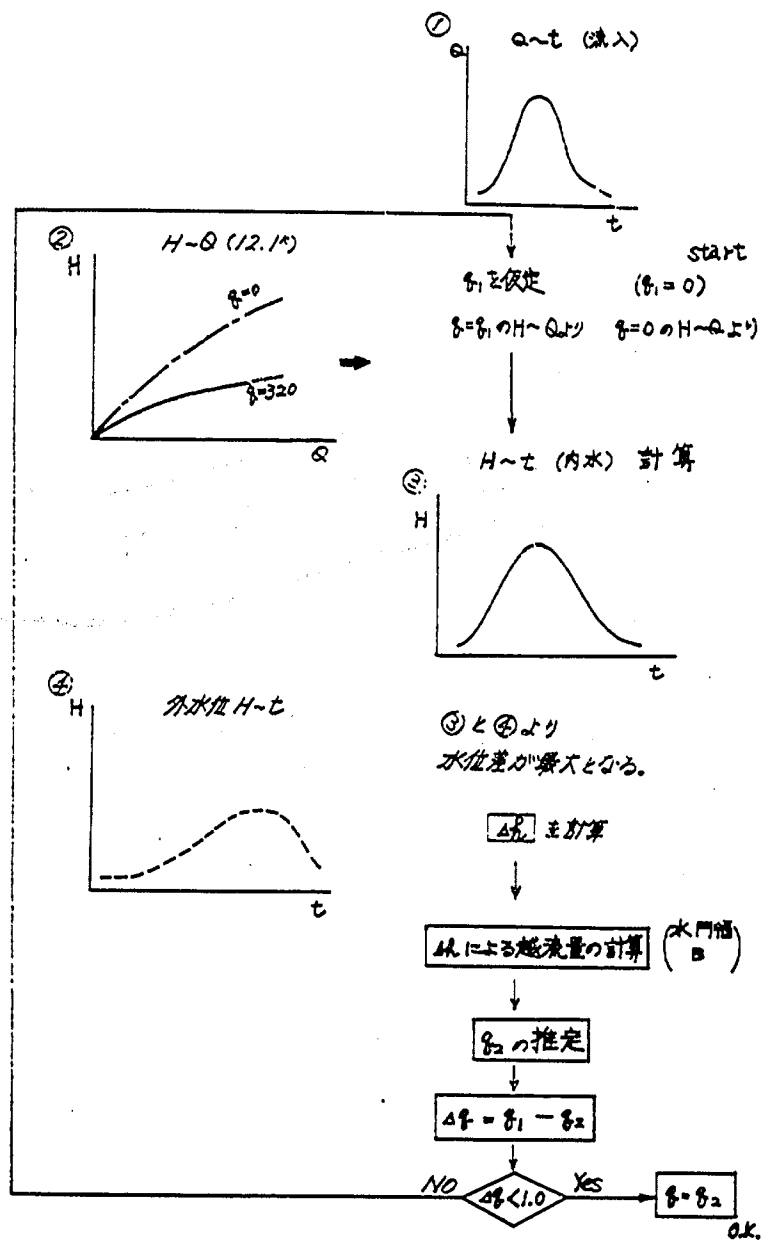


図 - 3・1・2 排水量の推算フロー

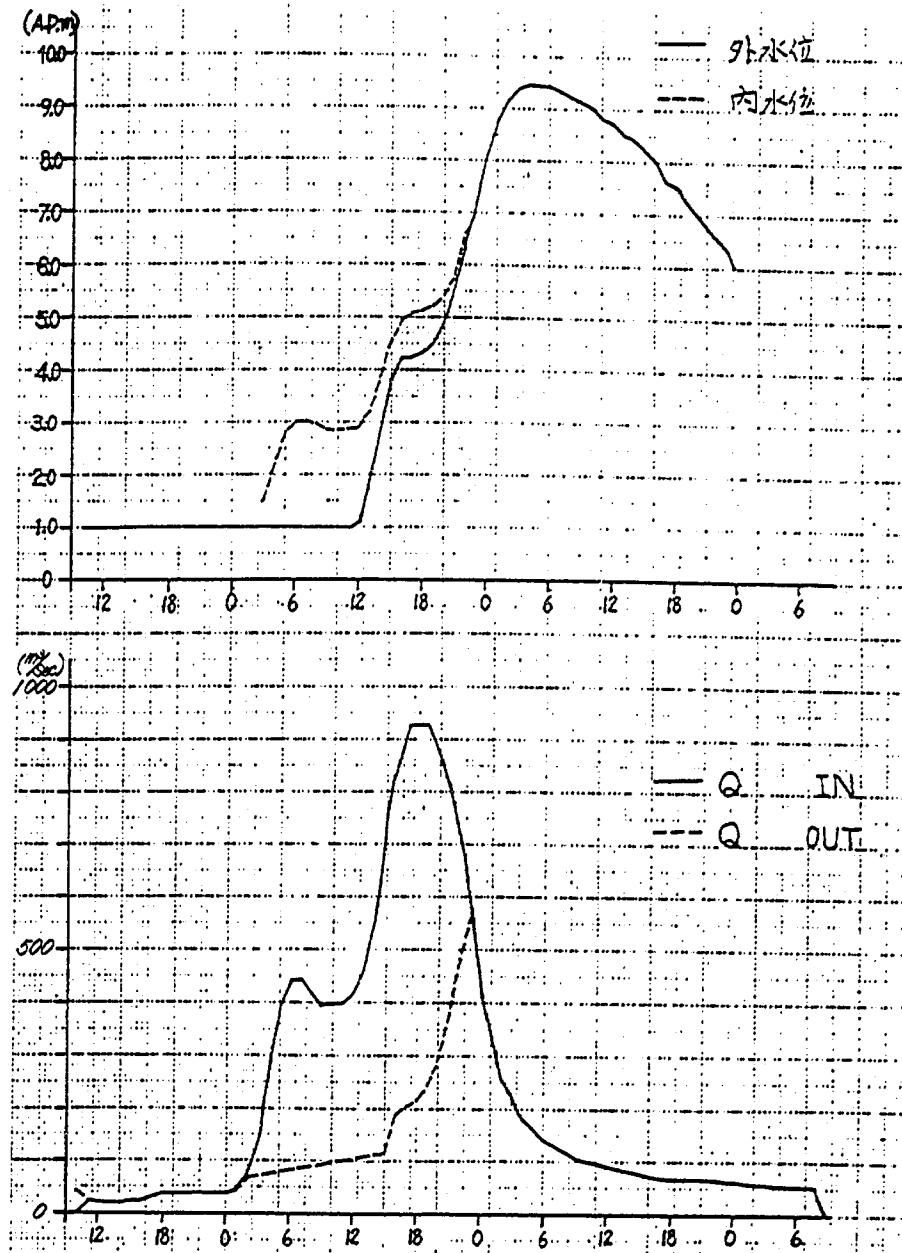


図 - 3・1・3 昭和41年6月洪水 (自然排水)

(2) 越流堤幅と高さの検討

越流堤の幅と高さの検討は次のような条件で計算されている。

a. 調節池 H - A, V

計算に用いた調節池（第1案）規模は次表のとおりである。

	将来計画		暫定計画	
	$A \times 10^4 \text{ m}^2$	$V \times 10^4 \text{ m}^3$	$A \times 10^4 \text{ m}^2$	$V \times 10^4 \text{ m}^3$
-2.0	9.84	0.0	4.05	0.0
0.0	13.64	23.50	4.86	8.92
2.0	17.42	54.58	5.67	19.46
4.0	20.75	92.99	20.75	45.36
6.0	22.97	137.06	22.97	89.17
8.0	25.01	185.05	25.01	137.15

b. 河道断面

$0.0^{\text{K}} \sim 9.2^{\text{K}}$ 将来計画断面（暫定計画はない）

$9.2^{\text{K}} \sim 14.0^{\text{K}}$ 将来計画，暫定計画の二種類

c. 対象洪水

S. 41年6月28日型洪水

d. 下流端条件

隅田川河口潮位をA.P.+2.1m（朔望平均満潮位）として、新河岸川合流点まで不等流計算をして新河岸川 0.0^{K} のH-Q図を作成した。

e. 堤高と堤幅の検討

将来計画案について堤高A.P.+4.5m, 5.0m, 5.5mの三種類に対して堤幅を15m~100mまで変化させて、不等流計算と越流計算を組み合わせた繰り返し計算で調節量を検討した。

f. 計算結果

計算によって検討した結果，将来計画案に対しては

堤高	堤幅
A.P.+4.5mの場合	17.5m
" +5.0m "	25m
" +5.5m "	40m

で約 $100\text{ m}^3/\text{s}$ の調節が出来る結果となった。

g. 最適諸元

以上より、次の条件を満足する堤高、堤幅を決定する。

- 通常、このような水理検討では堤幅の変化は 5 m 程度が限界と考えられ、堤幅 17.5 m (A.P.+ 4.5 m) では若干計算に無理がある。
- 越流堤高は、暫定計画においてもその機能が生かされなければならない。
- 地内地盤が A.P.+ 4 m ~ 5 m 程度である。

これら条件を満足し将来計画案に対する最適な越流堤諸元は、

越流堤高 A.P.+ 5.0 m

越流堤幅 25.0 m

であるとしている。

3 - 1 - 3. 洪水調節効果の検討

先に求めた最適越流堤諸元を用いて 12 洪水の 1/100, 1/10, 波形を対象として洪水調節効果の検討を行っている。

a. 対象洪水 12 洪水 1/100, 1/10 波形

b. 越流堤高および幅

└─	将来計画	越流堤高 A.P.+ 5.0 m
		越流幅 25.0 m
	暫定計画	越流堤高 A.P.+ 5.0 m
		越流堤幅 50.0 m

c. ポンプ排水

└─	将来計画	最大 320 m ³ /s 排水
	暫定計画	最大 50 m ³ /s 排水

d. 下流条件 隅田川河口潮位 A.P.+ 2.1 m より不等流
計算で求めた新河岸川 0.0^K の H - Q 関係

以上の計算条件を与えて不定流計算と越流計算を組み合わせた繰り返し計算で検討した。

この結果

将来計画案に対し 12 洪水中 11 洪水

暫定計画案に対し 12 洪水中 10 洪水

に対して調節可能となっている。従って施設計画としては十分な機能があり問題ないとしている。またポンプ稼動状況もかなり余裕のある結果になっている。

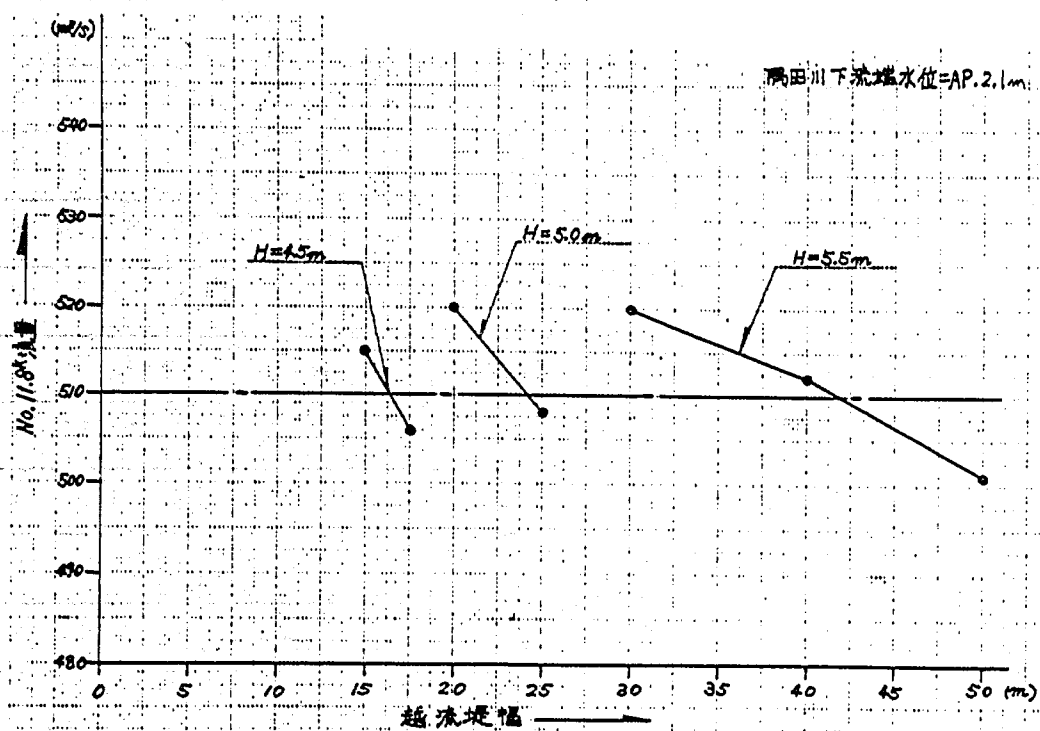


図 - 3・1・4 越流堤諸元～流量 (No. 11.8^K) 図

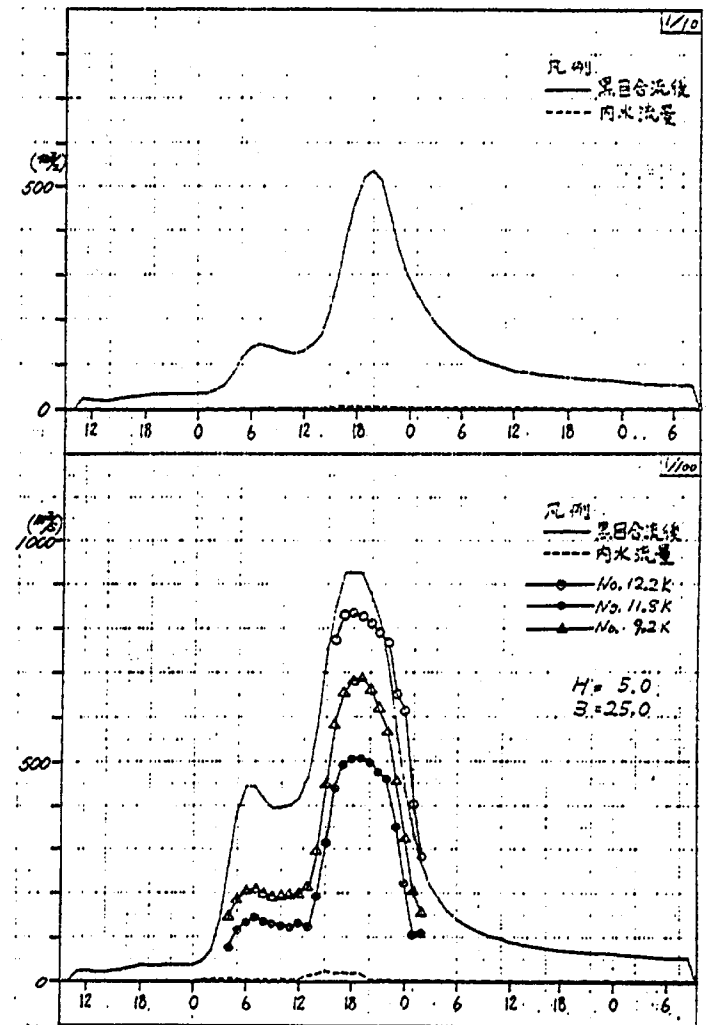


図 - 3・1・5 S. 41年 6月洪水
(ポンプ排水および調節池)

表-3・1・1 調節効果検討結果一覧表〔将来〕

(調節前Qの最大値の時刻)

凡 例 池IN ポンプQ
 $Q11.8 < 510 \odot$ 6.0m以上 $\bigcirc$ 320 $\bigcirc$
 $" > " \times$ " 以下 $\triangle$ 320 $\triangle$
DQ, 0 $\times$

	調節前		池での調節			池の調節後		ポンプでの調節			池とポンプによる調節			備 考		
	河道IN (No.124) H Q		越流量 (DQ)	池の水位 (A.P.m)	貯留量 ($\times 10^4$ m ³)	池の調節後 河道(No.124) H Q		ポンプQ	河道H	ポンプ池H	総調節量	総調節後 河道(No.118) H Q		判 定		
	(A.P.m)	(m ³ /s)	(m ³ /s)			(A.P.m)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(A.P.m)	(A.P.m)	(m ³ /s)	(A.P.m)	(m ³ /s)	510 (m ³ /s)	池調節	ポンプの調節
S. 13. 6. 28	4.39	464	0	-1.0 (250)	10 (64)	4.35	463	188	4.35	4.29	220	4.35	274	$\odot$	$\times$	$\triangle$
S. 16. 7. 20	4.57	522	0	-1.0 (250)	10 (64)	4.53	522	268	4.53	4.42	268	4.56	254	$\odot$	$\times$	$\triangle$
S. 19. 10. 7	7.43	1108	153 (152)	5.65 (7.38)	129 (170)	7.44	956	320	7.44	7.37	469	7.46	639	$\times$	$\triangle$	$\bigcirc$
S. 20. 10. 4	4.28	397	0	2.01 (250)	55 (64)	4.25	397	142	4.25	4.22	142	4.24	255	$\odot$	$\times$	$\triangle$
S. 25. 7. 29	5.37	692	9 (9)	-0.69 (250)	15 (64)	5.33	684	320	5.33	5.21	326	5.37	366	$\odot$	$\times$	$\bigcirc$
S. 29. 9. 18	4.87	616	0	-1.0 (250)	10 (64)	4.82	617	320	4.82	4.68	317	4.87	299	$\odot$	$\times$	$\bigcirc$
S. 33. 9. 25	5.53	727	15 (14)	-0.6 (1.54)	16 (47)	5.49	712	320	5.49	5.38	335	5.53	392	$\odot$	$\triangle$	$\bigcirc$
S. 41. 6. 28	6.72	921	91 (88)	3.97 (6.37)	92 (146)	6.71	829	320	6.71	6.63	413	6.74	508	$\odot$	$\triangle$	$\bigcirc$
S. 46. 8. 31	6.09	861	46 (31)	-0.2 (250)	65 (64)	6.07	812	320	6.07	5.96	375	6.10	486	$\odot$	$\triangle$	$\bigcirc$
S. 47. 7. 14	5.52	712	15 (16)	-0.4 (250)	18 (64)	5.48	698	320	5.48	5.37	332	5.52	380	$\odot$	$\triangle$	$\bigcirc$
S. 47. 9. 14	4.55	528	0	-1.0 (250)	10 (64)	4.51	528	261	4.51	4.41	259	4.54	269	$\odot$	$\times$	$\triangle$
S. 52. 8. 18	4.76	621	0	-1.0 (250)	10 (64)	4.71	620	320	4.71	4.56	322	4.76	299	$\odot$	$\times$	$\bigcirc$

※ () は平均値

() は最大値

表-3・1・2 調節効果検討結果一覧表〔暫定〕

(調節前Qの最大値の時刻)

凡 例
 Q11.8<440◎ 池IN 6.0m以上 ○ 50 ○
 " > " × " 以下 △ 50>4
 DQ, 0 ×

		調 節 前		池 で の 調 節			池の調節後		ポンプでの調節			池とポンプによる締節			備 考		
		河 道 I N (No. 12.4 ^k) H Q		越流量 (DQ)	池の水位 (A.P.m)	貯留量 (×10 ⁴ m ³)	池の調節後 河道(121 ^k) H Q		ポンプQ	河道H	ポンプ池H	総調節量	総 調 節 後 河道(No118 ^k) H Q		判 定		
		(A.P.m)	(m ³ /s)	(m ³ /s)			(A.P.m)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(A.P.m)	(A.P.m)	(m ³ /s)	(A.P.m)	(m ³ /s)	(m ³ /s) 440カバ	池調節	ポンプの調節
S. 13.	6. 28	3.36	202	0	250 (250)	22 (22)	3.31	204	50	3.31	3.33	48	3.30	154	◎	×	○
S. 16.	7. 20	4.13	291	0	250 (250)	22 (22)	4.08	292	50	4.08	4.11	50	4.06	241	◎	×	○
S. 19.	10. 7	6.18	684	103 (86)	4.96 (6.23)	67 (95)	6.13	588	50	6.13	6.23	150.	6.13	533	×	△	○
S. 20.	10. 4	3.36	206	0	250 (250)	22 (22)	3.31	207	50	3.31	3.33	49	3.29	157	◎	×	○
S. 25.	7. 29	5.59	524	36 (34)	3.76 (4.41)	40 (54)	5.53	495	50	5.53	5.61	83	5.52	441	◎	△	○
S. 29.	9. 18	4.61	363	0	250 (250)	22 (22)	4.55	364	50	4.55	4.60	52	4.53	311	◎	×	○
S. 33.	9. 25	4.97	402	0	250 (250)	22 (22)	4.91	405	50	4.91	4.97	50	4.89	352	◎	×	○
S. 41.	6. 28	5.56	525	34 (24)	3.34 (4.71)	32 (60)	5.67	482	50	5.67	5.52	85	5.49	440	◎	△	○
S. 46.	8. 31	5.57	551	35 (17)	3.16 (4.68)	60 (60)	5.51	518	50	5.51	5.59	92	5.50	459	×	△	○
S. 47.	7. 14	5.33	474	15 (10)	3.03 (3.30)	26 (31)	5.26	464	50	5.26	5.34	64	5.25	410	◎	×	○
S. 47.	9. 14	4.00	286	0	250 (250)	22 (22)	3.95	287	50	3.95	3.98	49	3.92	237	◎	×	○
S. 52.	8. 18	4.72	403	0	250 (250)	22 (22)	4.66	402	50	4.66	4.71	56	4.63	347	◎	×	○

※ ()は平均値.
 ()は最大値.

3 - 2 検討結果と問題点

水理計算により検討した結果

①施設組み合わせ——調節池,排水機場分離・排水門兼用案とする。

②自然排水門幅—— $B = 30\text{ m}$ が効果が良い。

③越流堤諸元 ———— 将来計画——堤高A.P.+ 5.0 m, 堤幅25 m
——— 暫定計画——堤高A.P.+ 5.0 m, 堤幅50 m

④調節計画 ———— 将来計画——12洪水中11洪水
——— 暫定計画——12洪水中10洪水

に対処出来十分な調節効果が期待出来る。

となっている。

また, 計算上の問題点としては

①荒川の外水位を極端に高いと想定しているので, その確率的検討が必要であろう。

②本検討の対象区間は, 感潮区域であるため隅田川河口潮位を朔望平均満潮位A.P.+ 2.1 mとした。考え方としては特に問題はないが, しかし調節効果の評価としては, 潮位の低い場合も含めて検討しておくことも考えられる。

③施設の組み合わせによって運転計画や維持管理が複雑になる懸念もあり, 今後潮位の低い場合も含めたポンプ稼働方法の検討が望まれる。

としている。

4. 水理模型実験による洪水調節計画の検討

4-1. 概要

新河岸川朝霞地区には新河岸川総合治水対策の一環として、ポンプ排水機場、調節池および荒川への自然排水門の設置が計画されている。この計画施設の諸元は水理計算によって検討、提案されたものであるが、相互の施設の機能が関連し複雑な現象を呈する事が考えられる。そこで水理模型実験によって各計画施設の機能把握、河道へ与える影響調査、洪水調節効果の検討を行って計画上の基礎資料を得ようとするものである。

なお、実験は建設省土木研究所河川屋外実験場で実施したもので、昭和55年度に模型製作、昭和56年度に水理模型実験が行われた。

4-1-1. 実験目的

本実験の主な目的は

- ①河道に関する検討
 - 分流出点形状の検討
 - 洪水流下時の流況と問題点の把握
 - 計画施設の河道へ与える影響調査
- ②計画施設の機能検討
 - 自然排水門の機能検討
 - 越流堤の機能検討
 - ポンプ排水時の問題点の把握
- ③洪水調節効果の検討
 - 洪水調節効果の把握
 - 水理計算結果との比較
 - 流量変化に伴う問題点の把握

等である。

4-1-2. 実験施設

実験に使用した施設は、建設省土木研究所河川屋外実験場に設置されているもので、給水施設、量水施設、模型、排水施設等が在りその概要は図-4・1・1に示すとおりである。

模型は

┌ 新河岸川	13.4 ^K ~ 11.0 ^K 区間および調節池
├ 黒目川	0.4 ^K ~ 合流点
└ 荒川	流入部付近

を模型範囲とした縮尺1/30(無歪)の将来計画案固定床模型である。

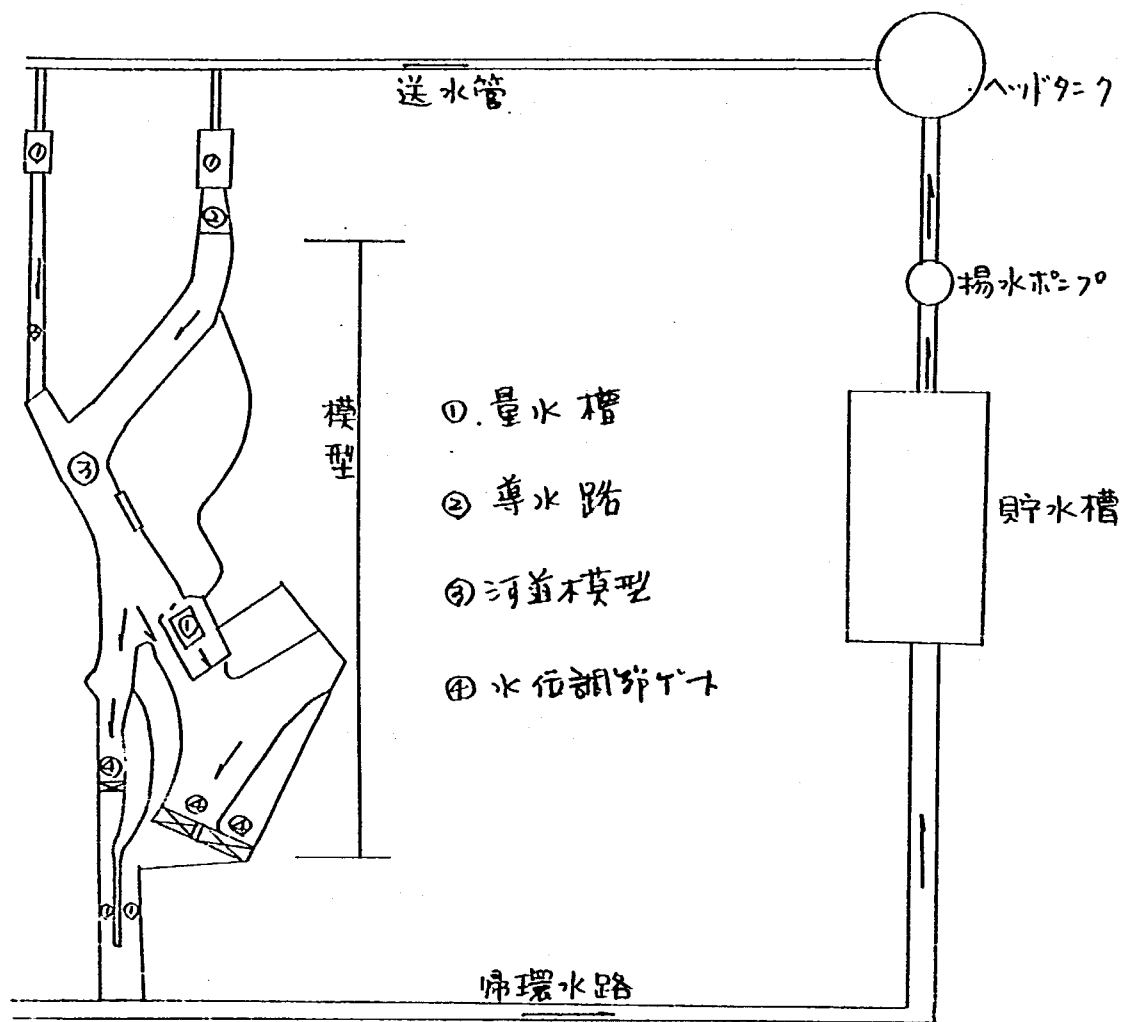


図 - 4 ・ 4 ・ 1 実験施設概要図

4 - 1 - 3. 実験ケース

実験は夫々の実験目的に従って水理量，計画施設条件等を変えて実施した。各ケースの実験条件を表 - 4 ・ 1 ・ 1 に示す。

表-4・1・1(a) 自然排水門機能検討実験

実験方法	実験番号	実験流量 (m^3/s)	下流条件 (A.P.m)		施設条件			測定項目			
			新河岸川	荒川	自然排水門幅 (m)	P排水 (m^3/s)	越流堤幅(m)	水位	流速	流況	気球
定流実験	1-1-1	1130	11.8 ^k H-Q	+5.0	30			○	○	○	
	2	930	"	"	"			○	○	○	
	3	700	"	"	"			○	○	○	○
	4	500	"	"	"			○	○	○	
	1-2-1	1130	"	+6.0	"			○			
	2	700	"	"	"			○			
	1-3-1	1130	"	+7.0	"			○			
	2	700	"	"	"			○			
	1-4-1	1040	11.2 ^k +6.0	+6.0	43			○			
	2	840	"	"	"			○			
	3	620	"	"	"			○			
	4	430	"	"	"			○			
	1-5-1	1040	11.2 ^k +5.0	+5.0	"			○			
	2	840	"	"	"			○			
	3	620	"	"	"			○			
	4	430	"	"	"			○			
	1-6-1	840	11.2 ^k +6.0	+6.0	"			○			
	2	840	11.2 ^k +7.0	+7.0	"			○			
	3	840	"	"	"			○			
	4	840	"	"	"			○			
	1-7-1	1040	11.2 ^k H-Q	+5.0	"			○	○	○	
	2	840	"	"	"			○	○	○	
	3	620	"	"	"			○	○	○	○
	4	430	"	"	"			○	○	○	

表-4・1・1(b) ポンプ排水流況調査実験

実験方法	実験番号	実験流量 (m^3/s)	下流条件 (A.P.m)		施設条件			測定項目			
			新河岸川	荒川	自然排水門幅 (m)	P排水 (m^3/s)	越流堤幅(m)	水位	流速	流況	気球
定流実験	2-1	840	11.2 ^k H-Q			320		○	○	○	
	2	620	"			320		○	○	○	
	3	620	"			200		○	○	○	
	4	620	"			100		○	○	○	

表-4・1・1(c) 越流堤機能検討実験

実験方法	実験番号	実験流量 (m^3/s)	下流条件 (A.P.m)		施設条件			測定項目			
			新河岸川	荒川	自然排水門幅 (m)	P排水(m^3/s)	越流堤幅(m)	水位	流速	流況	気球
定流実験	3-1-1	610	11.8 ^k +6.6			0	25	○			
	2	610	"			0	35	○			
	3	610	"			0	30	○			
	4	930	11.8 ^k H-Q			320	30	○			
	3-2-1	510	11.8 ^k H-Q				30	○			
	2	560	"				30	○			
	3	660	"				30	○			

表-4・1・1(d) 洪水調節効果検討実験

実験方法	実験番号	実験流量 (m^3/s)	下流条件 (A.P.m)		施設条件			測定項目			
			新河岸川	荒川	自然排水門幅 (m)	P排水(m^3/s)	越流堤幅(m)	水位	流速	流況	気球
不定流実験	4-1	416 洪水 $Q_p=930$	ゲート固定			$Q_p = 320$	30	○			
	2	"	"			"	"	○			
	3	"	11.8 ^k H-Q			"	"	○			
	4	"	"			"	"	○	○	○	○
	5-1	198 洪水 $Q_p=1130$	ゲート固定			$Q_p = 320$	30	○			
	2	"	"			"	"	○			
	3	"	11.8 ^k H-Q			"	"	○			
	4	"	"			"	"	○	○	○	○

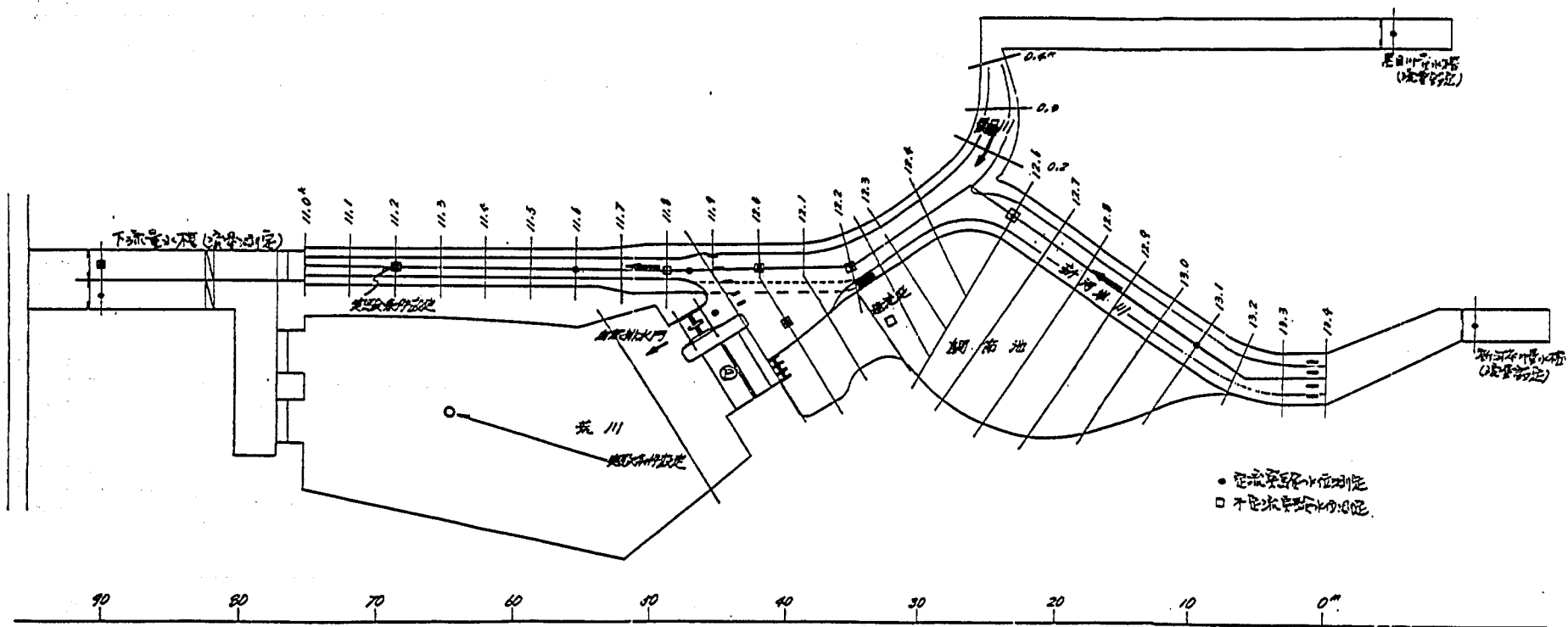


图 - 4·1·2 新河岸川模型平面图

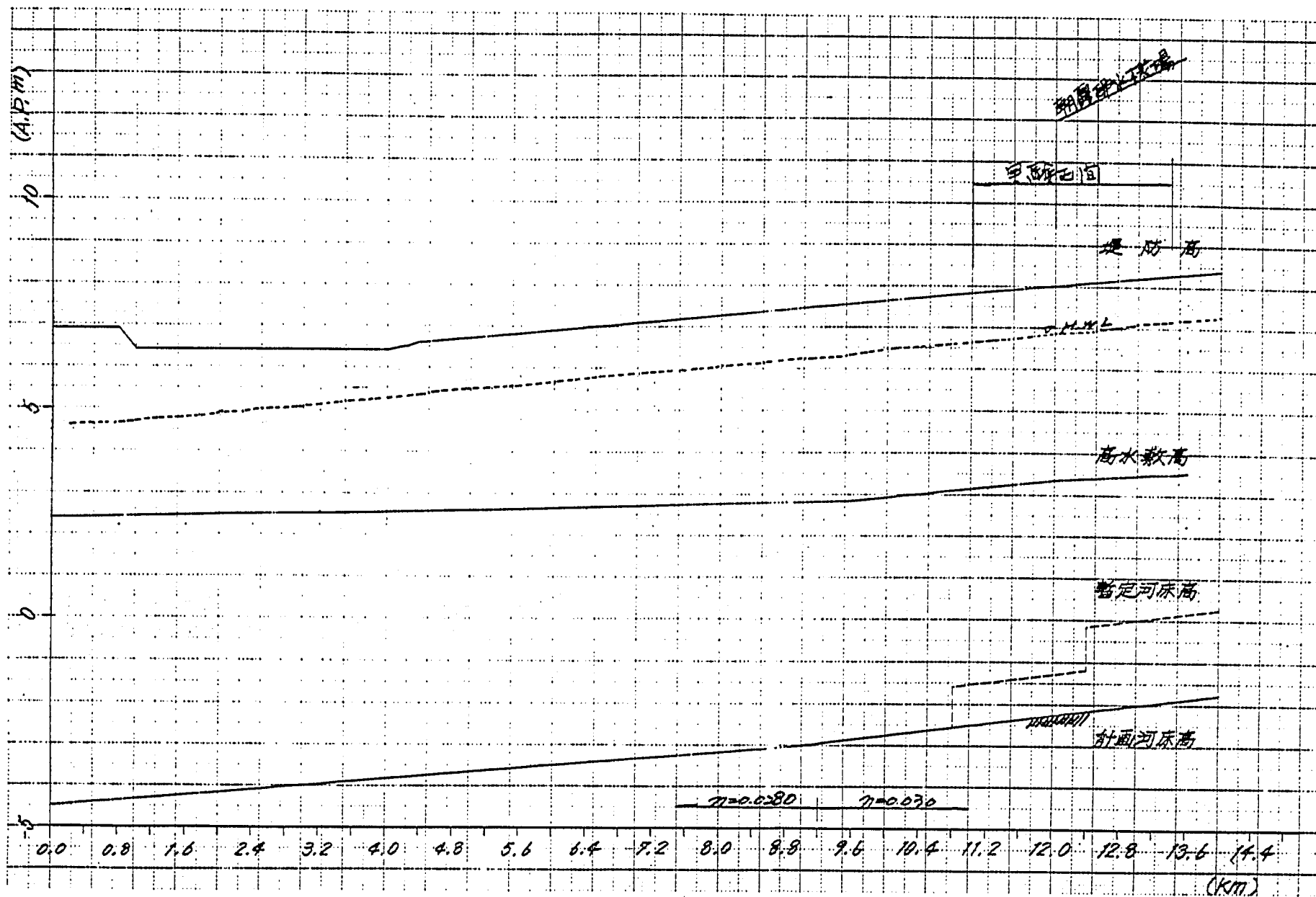


図 - 4・1・3 新河岸川計画縦断面図

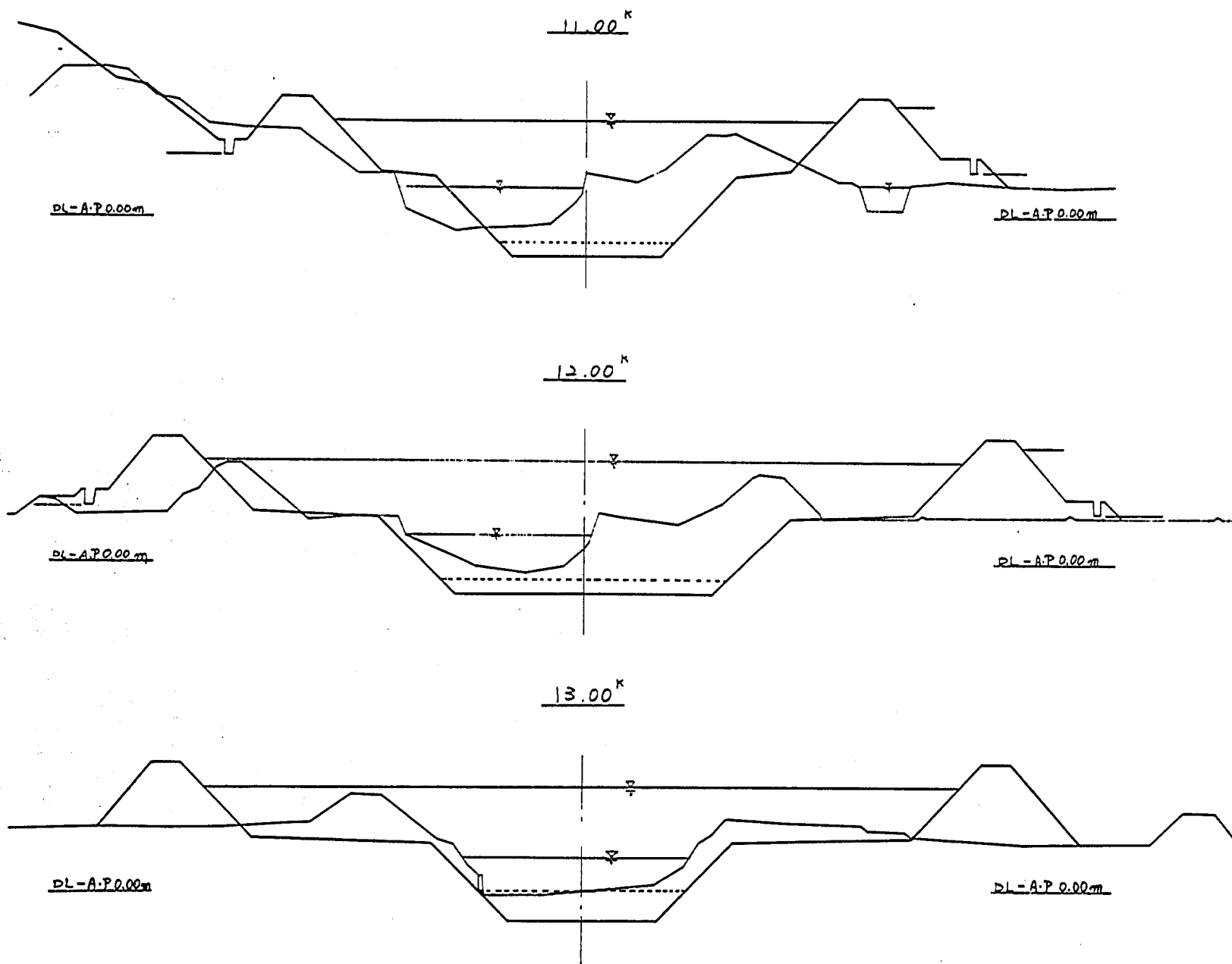


图 - 4 · 1 · 4 新河岸川計画横断面图

4 - 2 模型および実験の相似律

4 - 2 - 1. 実験予備作業

実験を実施するにあたり次のような予備作業を実施した。

(1) 模型設計

この作業は実験に用いる模型を製作あるいは改造するに当り，現地資料に基づいて模型形状を設計するもので，平面形，断面形，河川構造物および量水槽等模型附帯設備の設計を実施した。

(2) 模型製作

模型設計の資料に基づき将来計画案の固定床模型を製作した。模型縮尺に換算した河道断面形をラワン合板にプロットし所定の位置，高さにセットしてモルタル河床を打設した。さらに橋脚，自然排水門，ポンプおよび附帯設備を製作した。

(3) 模型改造

この作業は実験中，実験目的に応じて実施したもので，越流堤の改造，自然排水門の改造等がある。

(4) 測定設備の設置

実験中の諸測定に用いる足場，測定台，測定器，および流況観察，写真撮影に用いるローリングタワーを設置した。

(5) 実験設備の調整

この実験を行うには，量水槽，ポンプ，ゲート等数多くの設備を用いなければならない。これ等の設備が正常に作動するか，あるいは正常な機能を有しているか等の検定，調査を行った。

4 - 2 - 2. 模型実験の相似律

模型実験は，実物に対して大きさを変えた模型を使って実際に起こる現象を予測するものであり，実物および模型に生じる現象が相似でなければならない。したがって，諸物理量の縮尺は一定の条件が必要で，それは実物と模型とに対応する基礎方程式が相似であるということから決められる。

流れの運動を支配している基礎方程式は，一次元的な定常流では，実物と模型とに対応する諸量を添字 p, m でそれぞれ表わせれば次のようになる。

$$\frac{d}{dx_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right) + \frac{dh_p}{dx_p} - i_p + \frac{n_p^2 u_p^2}{h_p^{4/3}} = 0 \quad (4-1)$$

$$u_p \frac{dA_p}{dx_p} + A_p \frac{du_p}{dx_p} = 0 \quad (4-2)$$

$$\frac{d}{dx_m} \left(\frac{u_m^2}{2g} \right) + \frac{dh_m}{dx_m} - i_m + \frac{n_m^2 u_m^2}{h_m^{4/3}} = 0 \quad (4-3)$$

$$u_m \frac{dA_m}{dx_m} + A_m \frac{du_m}{dx_m} = 0 \quad (4-4)$$

実物の流れと模型の流れとが相似であるためには(4-1)と(4-3)および(4-2)と(4-4)との対応する各項の比がすべて一定でなければならない。(4-2)と(4-4)とでは常に

$$\frac{u_p \frac{dA_p}{dx_p}}{u_m \frac{dA_m}{dx_m}} = \frac{A_p \frac{du_p}{dx_p}}{A_m \frac{du_m}{dx_m}}$$

であるから

$$\frac{\frac{d}{dx_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right)}{\frac{d}{dx_m} \left(\frac{u_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{dh_p}{dx_p}}{\frac{dh_m}{dx_m}} = \frac{i_p}{i_m} = \frac{\frac{n_p u_p^2}{h_p^{4/3}}}{\frac{n_m u_m^2}{h_m^{4/3}}} \quad (4-5)$$

が相似条件となるが、ここで $u_r = u_p / u_m$, $t_r = t_p / t_m$, $h_r = h_p / h_m$, $x_r = x_p / x_m$, $n_r = h_p / h_m$, $n_r = n_p / n_m$, $i_r = i_p / i_m$, $A_r = A_p / A_m$ とおくと(4-5)は

$$\frac{u_r^2}{x_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{n_r^2 \cdot u_r^2}{h_r^{4/3}} \quad (4-6)$$

となる。(4-6)より

$$u_r = h_r^{1/2} \quad (4-7)$$

$$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} \quad (4-8)$$

$$i_r = h_r \cdot x_r^{-1} \quad (4-9)$$

また, $u_r = x_r / t_r$, $A_r = x_r \cdot h_r$, $Q_r = u_r \cdot A_r$ より

$$t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} \quad (4-10)$$

$$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2} \quad (4-11)$$

のような関係が得られる。

この河道模型の場合 $x_r = 30$, $h_r = 30$ であるから諸量の縮尺は次のようになる。

幾可学的な量

$$\text{水平距離} \quad X_r = 1/30$$

$$\text{垂直距離} \quad H_r = 1/30$$

$$\text{面積} \quad A_r = 1/900$$

$$\text{体積} \quad V_r = 1/27,000$$

勾配	$i_r = 1/1$
物理的な量	
流速	$V_r = 1/5,477$
流量	$Q_r = 1/4,930$
時間	$t_r = 1/5,477$
粗度係数	$n_r = 1/1,763$
流速係数	$\varphi = 1/1$

ここで流速係数は平均流速 V_m をまさつ速度 u_* で除したもので $\varphi = R^{1/6} (\sqrt{g} \cdot n)$ の関係にある。

4 - 2 - 3. 模型実験の適応性

新河岸川計画河道に関する諸問題を、模型実験という手段を使って明らかにするわけであるが、模型実験には種々の限界があり、現地で発生するであろう現象全てを完全に再現する事は不可能である。従って本模型実験の結果を現地に適用するに当ってはその評価を誤らないようにしなければならない。そこで本模型実験の適応性について述べておく。

(1) 水位の適応性について

現地と模型の水位が相似になるためには河道の粗度係数が相似になっていなければならない。新河岸計画における計画粗度係数は $n = 0.030$ とされており、本模型実験においてはこの粗度に相似になるように模型河床の粗度を調整している。ところが現地河川における河道粗度は、洪水規模による低水路河床波の状態によって、また高水敷上の植生の状態によっても変わると考えられる。しかし、その状態を模型に再現する事は出来ないで全ての条件に対して水位を合わせるのは不可能である。

従って本模型実験で得た水位結果は、河道粗度 $n = 0.030$ に対するもので、もし現地河川粗度がこれよりも小さい場合には水位は実験結果よりも低目に、大きい場合には実験結果より高目になると考えておかなければならない。どの程度の影響があるかは粗度係数を変えて不等流計算を行って水位の変動幅を把握しておけば良いであろう。

(2) 流速の適応性について

流速測定結果も水位の場合と同様、河道粗度の相似性に関係しており $n = 0.030$ の粗度に対応する結果と考えておかなければならない。平均流速 $V = Q/B \cdot H$ で表わせるので、 B を一定と仮定すると水深 H が 10% 減少すると流速 V は 10% 大きくなると考えられる。従って粗度の変化によって水位が低くなった場合には流速値は大きくなると考えておかなければならない。

また、粗度の相似性とは別に流速測定には流れの乱れ、測定器の精度等、測定上の問題もあり、一般的には1割程度の誤差はまぬがれないと考えられている。

(3) 流況の適応性について

洪水時における流線の状況、水衝部の位置、死水域の範囲等、流水の挙動に関する相似性はかなり良いと考えられる。ただし越流開始直後における非常に水深の小さい流れについて若干問題はある。また、自然排水門およびポンプ排水の荒川への流況についても荒川の流れが再現されていないので相似性は良くないと考えた方がよい。

(4) 計画施設の機能特性の適応性について

模型縮尺が $1/30$ と大きく、実験精度はかなり良いと判断されるので機能特性は十分把握出来ると考えられる。但し越流堤については、堤体形状が決まっていないので通常の堤防断面で検討している。この為形状の違いによる影響が若干あると考えられる。従って堤体形状が決定した後、再度検討しておいた方がよいであろう。

(5) 洪水調節量の適応性について

本模型実験では洪水調節量を正確に把握する事は困難である。なぜなら調節量は模型下流端の境界条件に大きく影響されるからである。特に新河岸川の場合のように水面勾配の緩い河川では下流水位の条件が直接調節量に影響する。仮に下流端における $H-Q$ が与えられたとしても、 Q は下流水位設定地点よりさらに下流の量水槽で測定する。この流量から次の流量を予測して下流水位を与えるという高度な技術が必要となる。これはあくまでも訓練と経験に頼るもので全く同一条件の実験を二度行うのは不可能な事である。

従って今回の実験結果は、上流の流量波形と実験の下流端水位の結果として調節量がどの程度あったかという見方をすべきであって、調節量をそのまま現地に適用するのは危険である。そこでこの実験結果をもとに、水理計算の条件の見直しを行って、不定流計算による検討を実施すべきである。

4-3 実験方法

4-3-1. 実験条件設定

(1) 実験流量設定

- 上流流量 —— 新河岸川、黒目川双方の上流端に設置されている量水槽によって設定した。定流実験の場合には所定流量を模型流量に換算し、量水槽の $H-Q$ 関係に従って流量を設定した。不定流実験の場合には実績ハイドログラフを模型値に換算した模型流量波形を作り、これに従って流量を増減させて洪水波形を与えた。なお新河

岸川と黒目川の流量配分は、合流量に対して新河岸川 6.5、黒目川 2.75 の比で与えた。

- ポンプ排水量——ポンプ排水用に設置されている二基の全幅ゼキで設定した。定流実験の場合には所定の排水量を模型値に換算して、ゼキの $H-Q$ 関係に従って設定した。不定流実験の場合には洪水波形に合わせて最大 $320\text{ m}^3/\text{s}$ まで排水量を増加させた。

不定流実験に用いた洪水波形 (S. 41 年 6 月型, S. 19 年 10 月型) を図 - 4・3・1 に示した。

(2) 下流水位の設定

- 新河岸川下流——定流実験の場合には 11.2^{K} 地点で所定水位を設定する場合と、 11.2^{K} 地点の $H-Q$ 関係に設定、および 11.8^{K} 地点の $H-Q$ 関係に設定する三通りの方法がある。所定水位に設定する場合には所定の位置にポイントゲージをセットし、水位調節ゲート进行操作して設定した。 $H-Q$ 関係に設定する場合には、下流量水槽を測定しこの流量に対する水位になるように何回かの繰返し操作で流量を行って設定した。不定流実験の場合には 11.8^{K} 地点 $H-Q$ 関係に合わせる事を目標とし、まず下流で流量を測定し、次の時点における調節後の流量を予測して下流水位を設定する方法で実施した。
- 荒川外水位——自然排水門から荒川へ流出させるケースについて設定した。荒川低水路内に所定の外水位になるようにポイントゲージをセットし、水位調節ゲート进行操作して設定した。

新河岸川下流条件として与えた 11.8^{K} $H-Q$ 曲線および 11.2^{K} $H-Q$ 曲線を図 - 4・3・4 に示す。

4-3-2. 測定および資料整理

本模型実験には定流実験と不定流実験があり、若干測定方法が異っているので分けて説明する。

(1) 定流実験

定流実験の場合の測定は水位 (流量測定を含む)、流速、流況の三種類がある。これ等の測定方法、整理方法について述べる。

◦ 水位測定

水位測定は定流実験全ケースについて実施した。測点は下流における分流量測定地点を含め約 10 点とし、各測定点にポイントゲージをセットして水面測定を行った。測定して得た結果を全て現地水位に換算して数値表にまとめ水位縦断図を作成した。また、下流量水槽で測定した越流水深から分流量をもとめ、現地量に換算

して数値表に記入した。

◦ 流速測定

測定にはプロペラ流速計を用い、合流および分流部付近を中心として約15地点において平均流速(0.6h)を測定した。測定した結果から流速計の検定値を用いて模型流速を求め、さらに現地流速に換算した。この結果を数値表にまとめ流速平面図にベクトル表示した。

◦ 流況速定

この測定は、分流部付近の流れの状況を把握するために実施したものである。測定の方法は通水中に染料を投入して流線の状況、流速分布の状況、死水域の範囲等を観察し、スケッチおよび写真撮影を行った。この結果を平面図に記入し流況図を作成した。

(2) 不定流実験

不定流実験には予備実験と本実験があり、予備実験の場合には水位測定(下流流量測定を含む)のみを行い、本実験の場合にはこれに流速、流況、気球写真等の測定を行った。

◦ 水位測定

測定には触針自動水位計を用いた。調節池、下流量水槽を含め9地点に水位計を設置し、現地換算1時間ごと同時測定を行い各測点における水位の時間変化を測定した。測定した結果を全て現地水位(量水槽においては流量)に換算し、数値表にまとめ時間変化図を作成した。

◦ 流速測定

流速測定は、本実験についてのみ実施した。測定にはプロペラ式流速計を用い分流点付近を中心に6地点において流速の時間変化を測定した。この結果から現地流速値を求め数値表にまとめ流速の時間変化図を作成した。

◦ 流況測定

この測定は実験中の流れの状況を把握するために実施したもので、染料を投入して流線の状況、死水域の範囲等を観察し、スケッチおよび写真撮影を行った。

◦ 気球写真撮影

模型上空にカメラを吊るした気球を上げて平面図状の写真を撮影するもので、現地換算1時間間隔に流れの状況を撮影した。

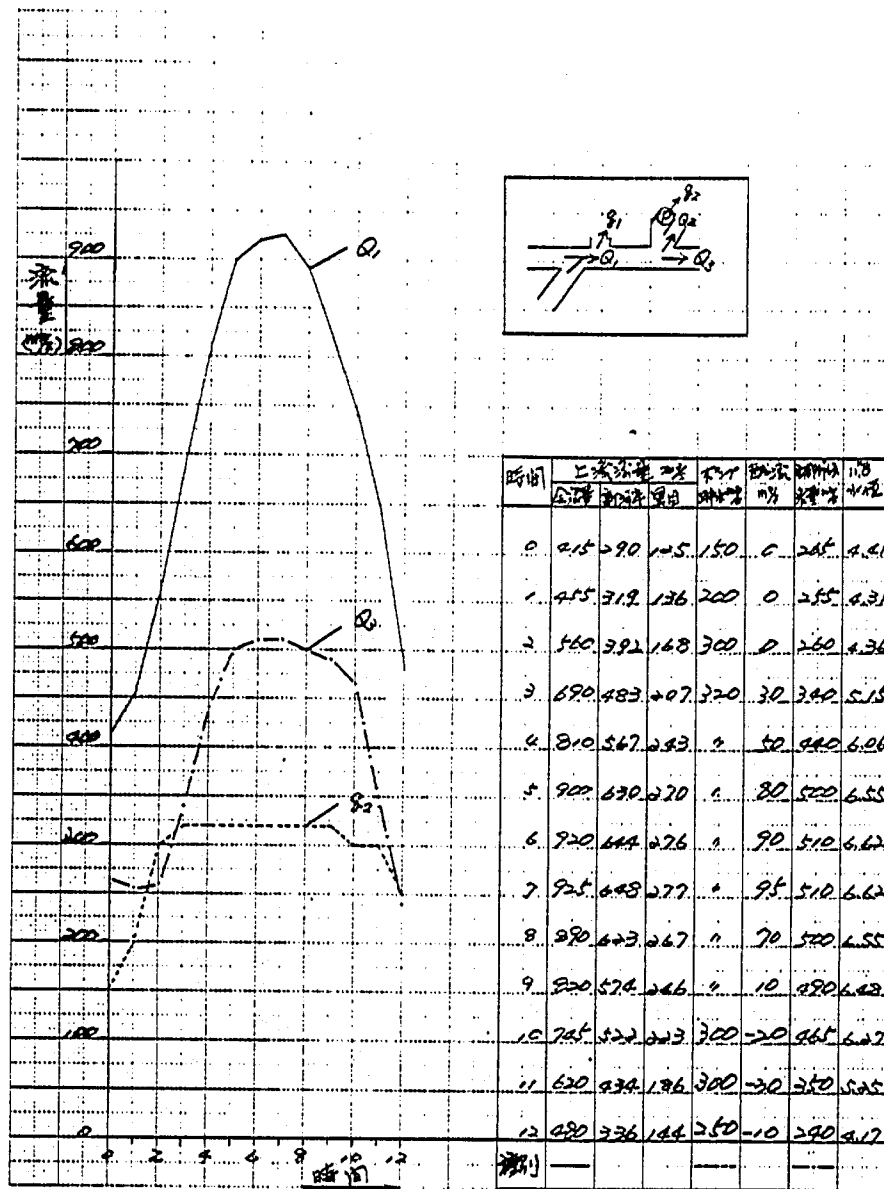


图 - 4.3.1(a) 实验流量波形 (S. 41 年 6 月洪水)

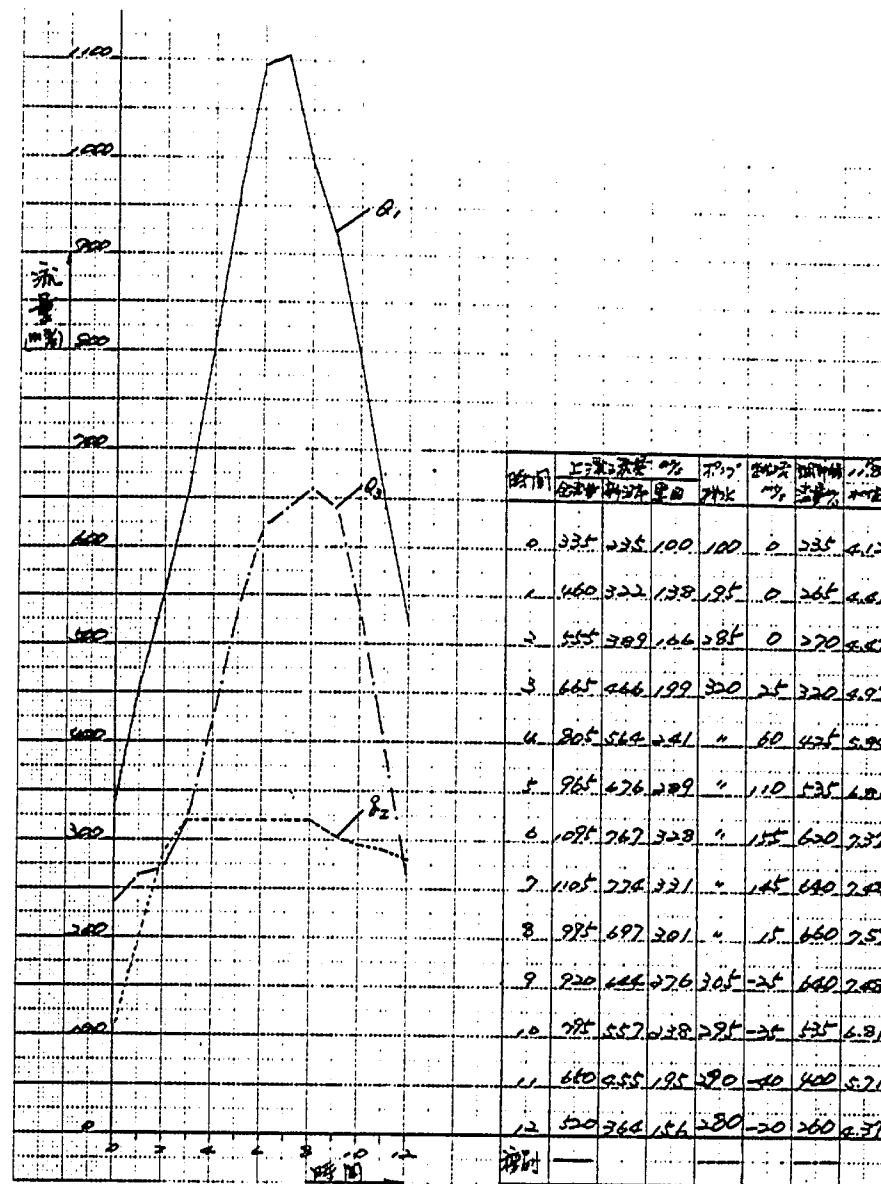


图 - 4.3.1(b) 实验流量波形 (S. 19 年 10 月洪水)

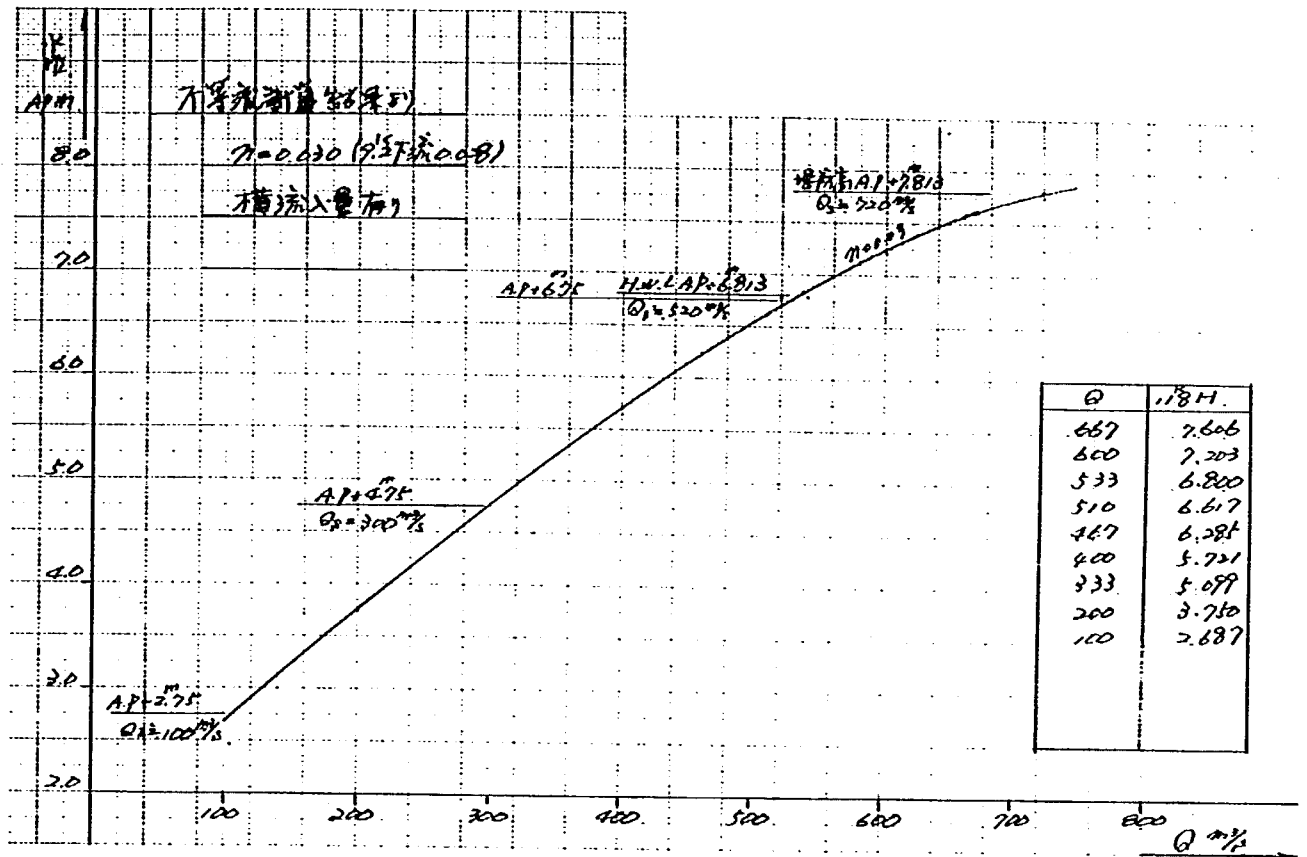


図 - 4.3.2 (a) 1.8^k地点 H - Q 曲線 (計画河道)

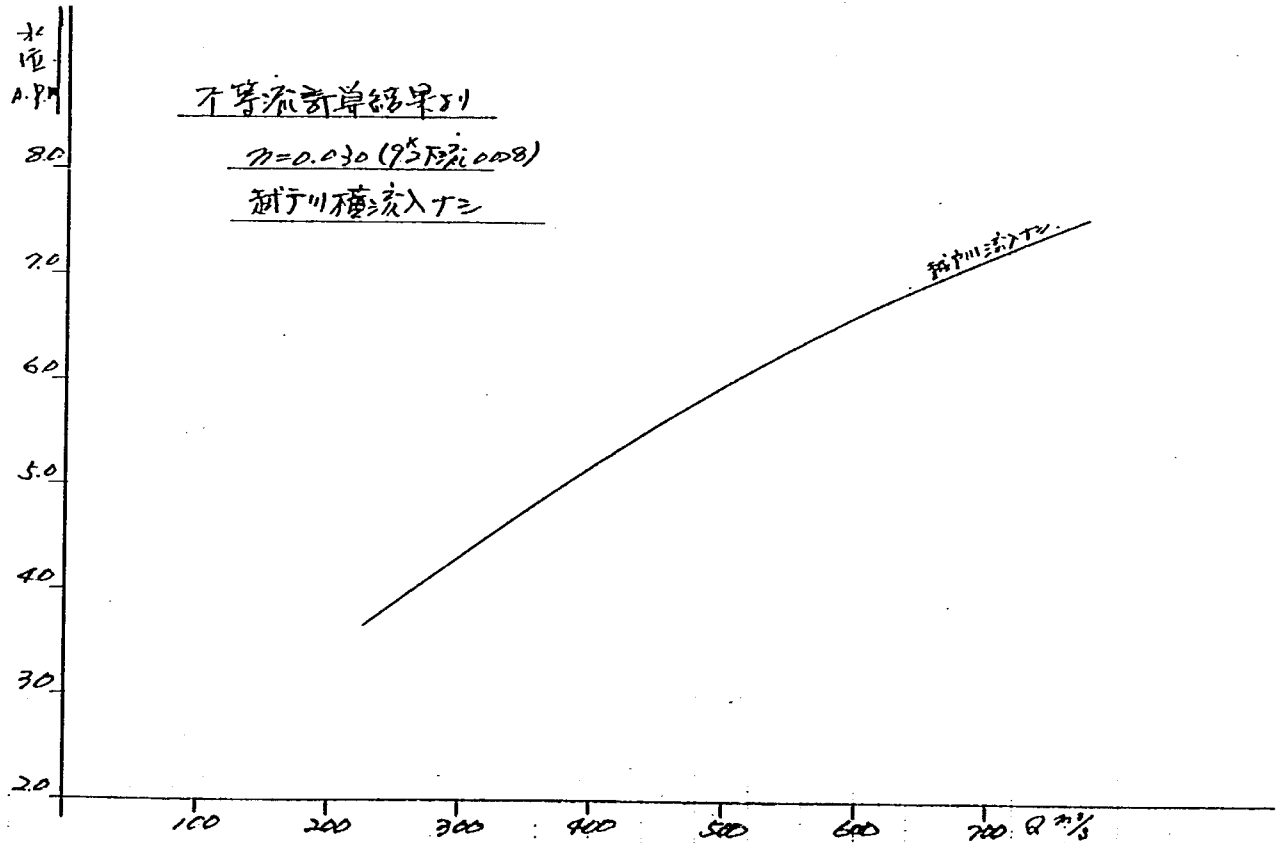


図 - 4.3.2 (b) 1.2^k地点 H - Q 曲線 (計画河道)

4 - 3 - 3. 模型粗度の検証

(1) 検証方法

今回の実験区間における新河岸川計画粗度係数は $n = 0.030$ (模型値 $n_m = 0.017$) とされている。模型はモルタル製固定床模型で、表面は金ゴテ仕上げされており、その河道粗度は $0.011 \sim 0.012$ 程度になっているものと考えられる。そこで現地計画粗度に模型粗度を合わせるために粗度調整を行わなければならない。

実験方法としては、まずセメントと砂を練ったモルタルを模型河床に付着させ、固結した後定流量 ($Q = 530 \text{ m}^3/\text{s}$) を与え、この時の水位縦断形を測定する。この結果と計画河道に $n = 0.030$ を与えて不等流計算によって求めた水位縦断形とを比較する。水位縦断形が一致しなければ再度粗度付けを行い水位測定を行う。これを繰り返して水位縦断形が一致するまで実施する。今回の場合には合計3回の粗度調整を行った。

(2) 検証結果

合計3回の粗度調整を行った結果、検証実験水位縦断図 (図 - 4・3・5) に示すような水位縦断が得られた。この結果を見ると上流部において若干高目の傾向となっているが、実験の主目的である分流部付近は完全に一致していると云ってよくこれ以上の微調整は実験精度上困難でもあるので検証実験を終了させた。

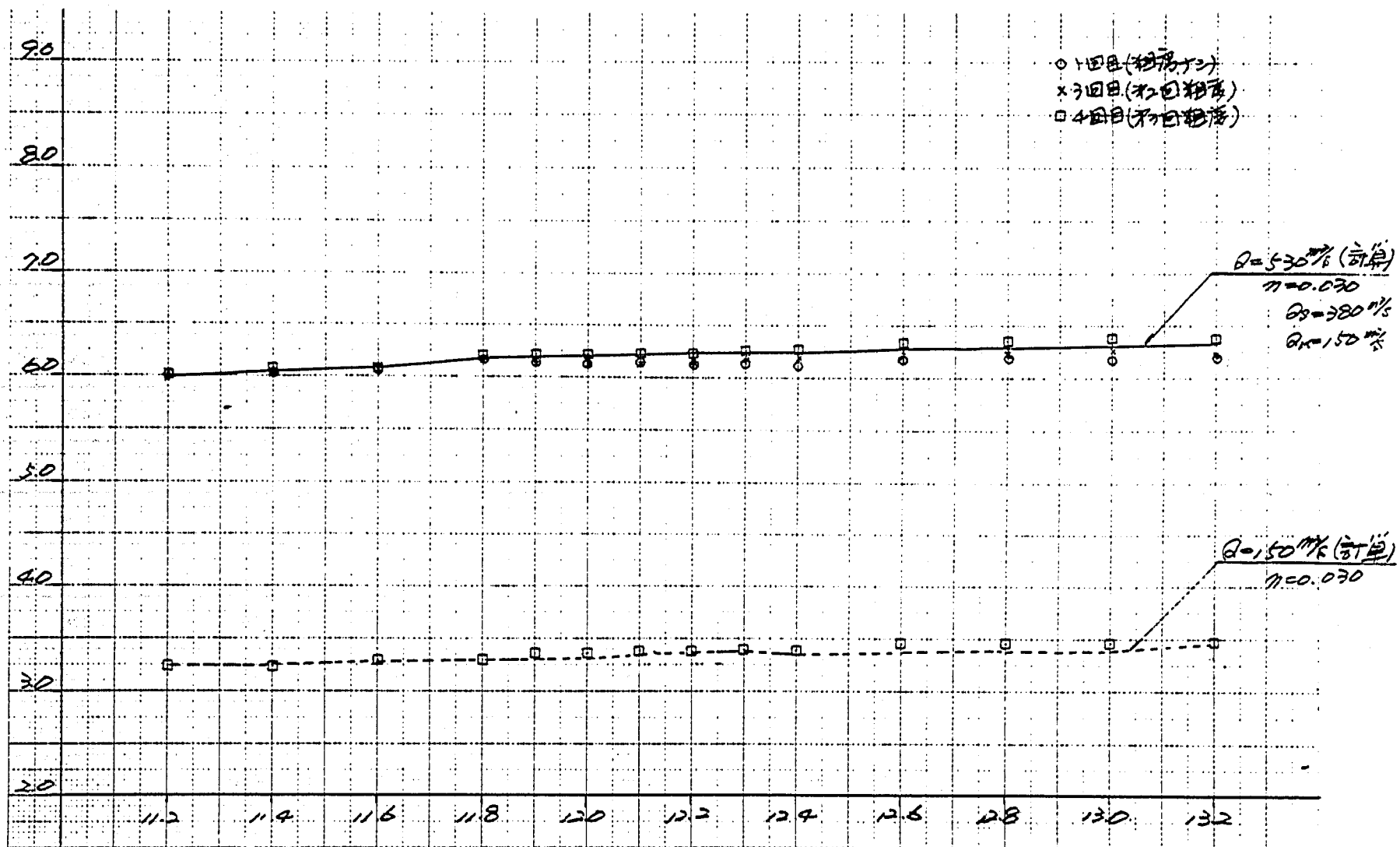


図 - 4・3・3 検討実験水位縦断面図

表-4.3.1. 検証実験水位測定結果

断面 (km)	計算水位 (n=0.03)		第1回 (粗度付けナシ)		第2回 (第1回粗度付け)		第3回 (第2回粗度付け)		第4回 (第3回粗度付け)	
	$Q_t=530\text{m}^3/\text{s}$	$Q_t=150\text{m}^3/\text{s}$	$Q_t=530\text{m}^3/\text{s}$		$Q_t=530\text{m}^3/\text{s}$	$Q_t=150\text{m}^3/\text{s}$	$Q_t=530\text{m}^3/\text{s}$		$Q_t=530\text{m}^3/\text{s}$	$Q_t=150\text{m}^3/\text{s}$
13.1	6.340	3.401	6.147		6.324	3.306	6.234		6.399	3.471
12.9	6.322	3.384	6.153		6.333	3.330	6.258		6.375	3.462
12.7	6.305	3.368	6.165		6.345	3.333	6.240		6.369	3.456
12.6	6.297	3.361	6.174		6.333	3.333	6.222		6.351	3.450
12.4	6.263	3.349	6.117		6.297	3.327	6.180		6.288	3.402
12.3	6.259	3.348	6.144		6.288	3.315	6.171		6.258	3.396
12.2	6.249	3.343	6.129		6.264	3.306	6.162		6.252	3.384
12.1	6.241	3.339	6.144		6.258	3.300	6.123		6.231	3.381
12.0	6.231	3.344	6.123		6.234	3.267	6.117		6.219	3.363
11.9	6.202	3.311	6.147		6.237	3.297	6.111		6.231	3.357
11.8	6.187	3.301	6.144		6.210	3.279	6.138		6.210	3.303
11.6	6.110	3.279	6.063		6.141	3.282	6.093		6.144	3.306
11.4	6.064	3.258	6.033		6.141	3.273	6.039		6.093	3.246
11.2	6.024	3.237	6.036		6.129	3.231	5.994		6.024	3.237

4-4 実験結果

本模型実験について夫々の実験目的に従って述べる。

4-4-1. 河道に関する検討結果

(1) 分流点形状について

当初の実験計画には、新河岸川と自然排水門の分流点形状について新河岸川へ $510\text{ m}^3/\text{s}$ 以上流入させないような形状を検討する事となっていた。しかし実験を行った結果、自然排水門から荒川への流出が非常に多く、荒川外水位が極端に高い場合を除いては大部分の洪水に対して対処出来る事が判った。また、自然排水門から流出させた場合には上流からの流れは自然排水門へ向う傾向が強く、新河岸川へは流入しにくい流況となっている。従って新河岸川への流入は、この流頭部の形状の影響はほとんど受けないと判断されたので、流頭部形状の検討は実施しなかった。

(2) 洪水流下時の流況と問題点について

上流からの流れは 12.5^{K} 地点で黒目川を合流して流下する。合流状況は新河岸川本川の流れが強いために黒目川の流れを右岸に押し付ける状態で合流する。これは今回の実験の流量配分が新河岸川が圧倒的に大きいためと、本川が左方向に大きくわん曲しているためで、流量配分が変った場合には若干異なった合流状況を示すと考えられる。合流後は右岸低水護岸沿いに速い流れが見られ、若干右岸に片寄った流れを示し、 12.2^{K} 付近で右岸をハクリして真直ぐに自然排水門へと向う。これより下流分流点までの状況は自然排水門から流出させた場合とポンプ排水した場合とで流況が異っている。 12.0^{K} 付近を中心として右岸側に大きな死水域が発生するが、この規模はポンプ排水の場合の方が若干大きい。自然排水門より流出させた場合には右岸死水域は若干小さくなるが、ポンプ池前面にも死水域が発生するようになる。新河岸川への流入はいずれの排水方法の場合でもかなり不自然な流れを示す。つまり上流からの流れが真直ぐ自然排水門の方向へ向う傾向が強いために、流頭部に当って向きを変え急な角度で新河岸川へ流入する。

この付近の流況で特に問題となる点は、

- ①合流点から 12.2^{K} 付近右岸沿いは流速が大きく、護岸の洗掘が予想される。
- ② 12.0^{K} 右岸に大きな死水域が発生し、土砂堆積が予想される。
- ③新河岸川への流入が不自然であり、流頭部保護に十分な配慮が必要である。
- ④自然排水門から流出させた場合には、ポンプ池前面にも死水域が発生し土砂堆積が予想される。

等である。

水位については、自然排水門から流出させる場合には荒川外水位の影響が非常

に大きく、外水位がA.P. + 6.5 m以下であればほとんどの洪水に対して新河岸川のH.W.L.以下に対応出来る結果であつた。図 - 4・4・3 に実験から得た 1 2.6^K 地点のH-Q曲線を示す。また実験によつて得た水位縦断図を図 - 4・4・1 に、流況図を図 - 4・4・2 に、および低水路流速と流量の関係を図 - 4・4・4 に示す。

表-4.4.1.(a) 水位測定結果数値表 (自然排水門B=30m)

実 験 番 号		1 - 1 - 1		1 - 1 - 2		1 - 1 - 3		1 - 1 - 4	
全 流 量 (m^3/s)		1,130		930		700		500	
上流配分量 (m^3/s)	新河岸川 (Q_s)	794		654		492		351	
	黒目川 (Q_k)	336		276		208		149	
	新河岸川 (Q_1)	370		350		340		328	
下流配分量 (m^3/s)	自然排水 (Q_2)	760		580		360		172	
	ポンプ排水 (Q_3)	0		0		0		0	
	越 流 (Q_4)	0		0		0		0	
下流条件	新河岸川 11.8^k	5,421		5,247		5,151		5,028	
	荒川外水位	4,956		4,998		5,070		5,010	
13.1^k		6,111		5,919		5,547		5,298	
12.6^k		5,853		5,604		5,412		5,214	
12.2^k		5,373		5,286		5,214		5,094	
12.0^k (右)		5,403		5,259		5,184		5,070	
12.0^k (左)		5,412	5,408	5,289	5,274	5,208	5,196	5,082	5,076
11.85^k (右)		5,385		5,283		5,199		5,079	
11.85^k (左)		5,160		5,025		4,935		4,809	
11.6^k									
黒目川 0.25^k		5,922		5,676		5,442		5,208	
水 位 差 Δh (m)	荒川外水位- 11.2^k 水位								
	12.0^k 水位-荒川外水位	0.452		0.276		0.126		0.066	

表-4.4.1.(b) 水位測定結果数値表 (自然排水門 B = 43 m)

実 験 番 号		1 - 7 - 1		1 - 7 - 2		1 - 7 - 3		1 - 7 - 4	
全 流 量 (m ³ /s.)		1,040		840		620		430	
上流配分量 (m ³ /s.)	新河岸川 (Q _s)	730		590		436		302	
	黒目川 (Q _k)	310		250		184		128	
	新河岸川 (Q ₁)	375		351		338		355	
下流配分量 (m ³ /s.)	自然排水 (Q ₂)	665		489		282		75	
	ポンプ排水 (Q ₃)	0		0		0		0	
	越 流 (Q ₄)	0		0		0		0	
下流条件	新河岸川 11.2 ^k	4,899		4,773		4,803		4,743	
	荒川外水位	5,004		4,910		4,977		4,965	
13.1 ^k		5,919		5,595		5,370		5,181	
12.6 ^k		5,631		5,370		5,223		5,088	
12.2 ^k		5,142		5,016		5,049		5,016	
12.0 ^k (右)		5,139		5,055		5,049		5,025	
12.0 ^k (左)		5,169	5,154	5,037	5,046	5,043	5,046	5,004	5,015
11.85 ^k (右)		5,172		5,034		5,061		5,019	
11.85 ^k (左)		5,136	5,154	5,034	5,034	5,079	5,070	5,043	5,031
11.6 ^k		5,040		4,902		4,923		4,851	
黒目川 0.25 ^k		5,592		5,337		5,205		5,070	
水 位 差 △h(m)	荒川外水位-11.2 ^k 水位		0.105		0.137		0.174		0.222
	12.6 ^k 水位-荒川外水位		0.150		0.136		0.069		0.050

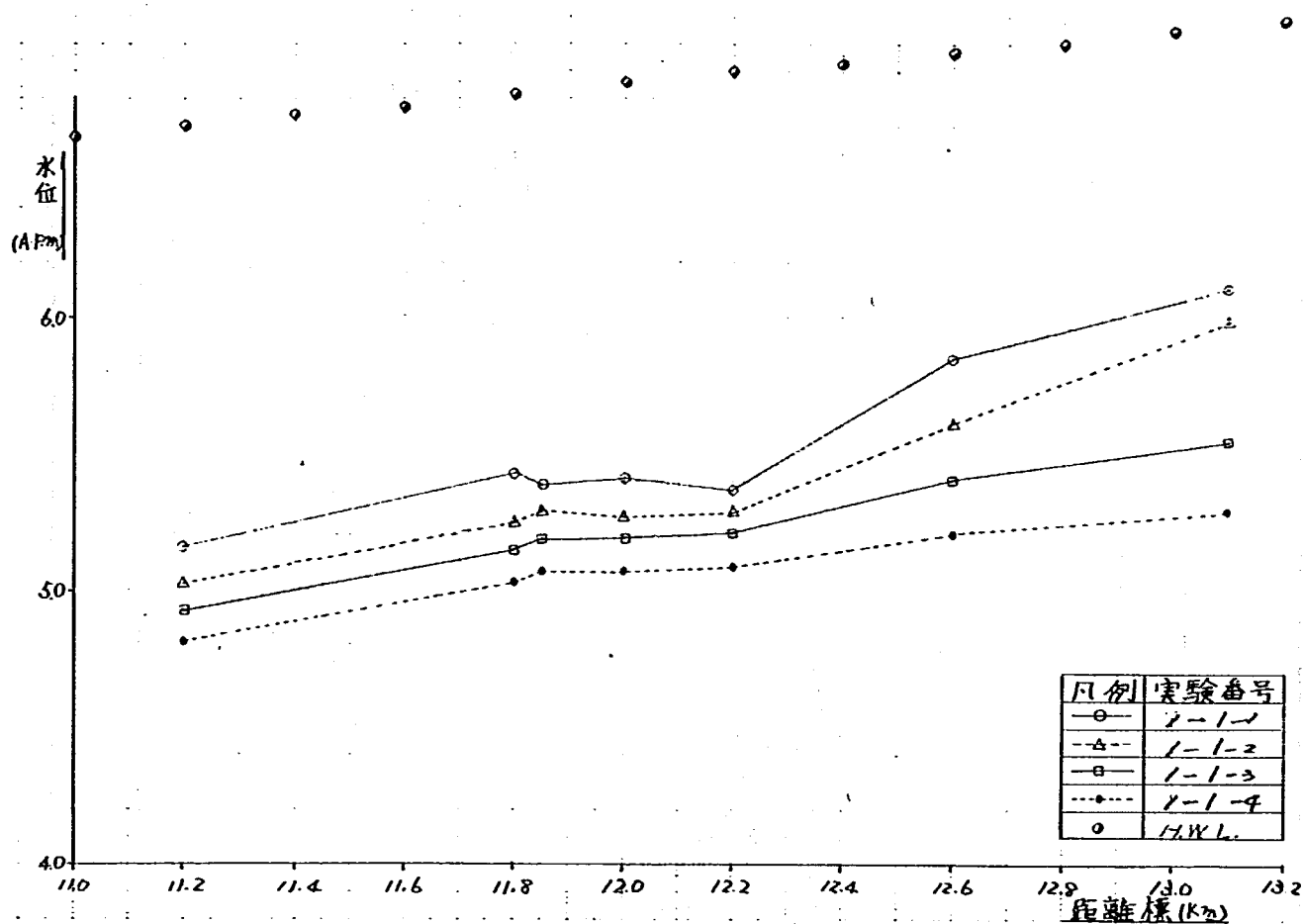


圖-4.4.1(a) 水位縱断面圖 (自然排水門B = 3.0m)

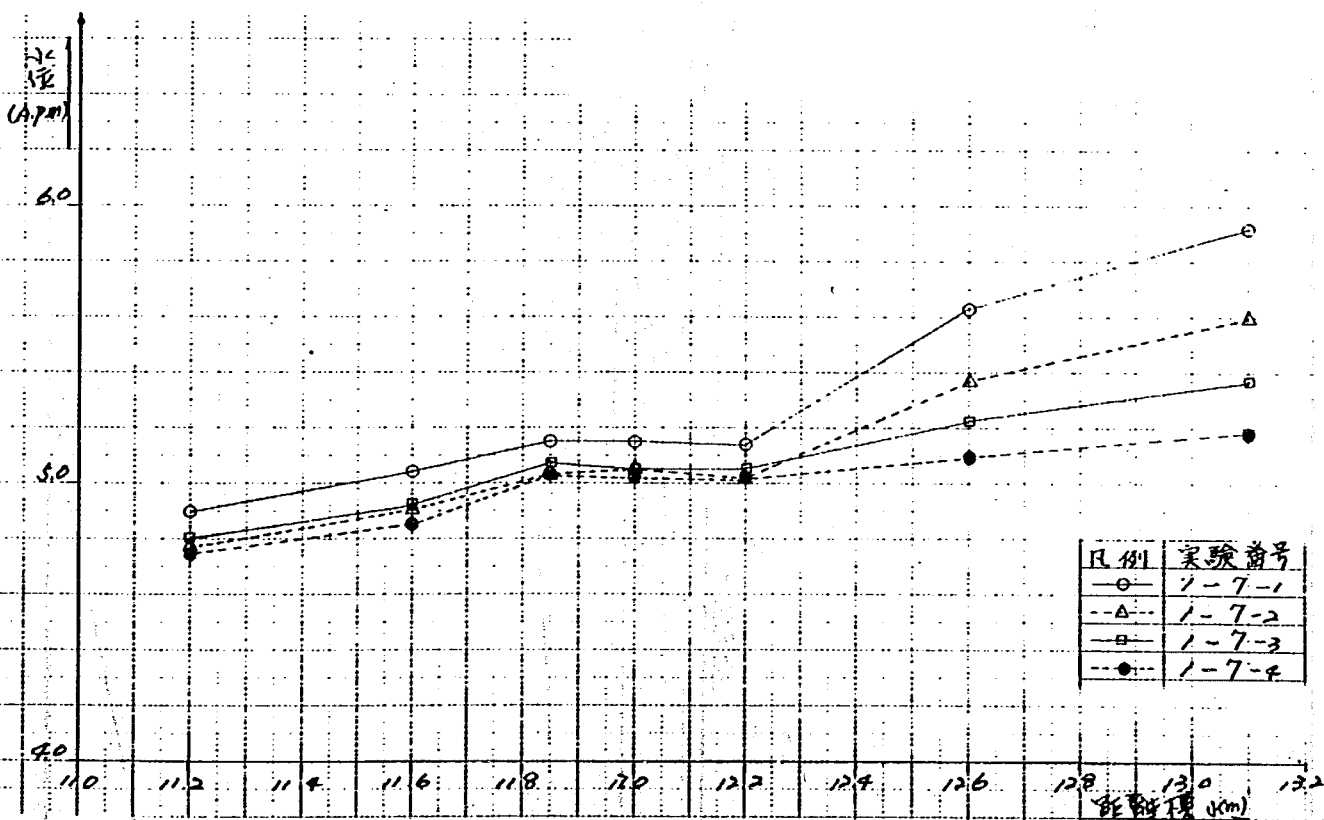


圖-4.4.1(b) 水位縱断面圖 (自然排水門B = 4.3m)

図-4・4・2(a) 流況図(自然排水門 $B=30\text{ m}$)

実験ケース1-1-1

0 2 4
流況線

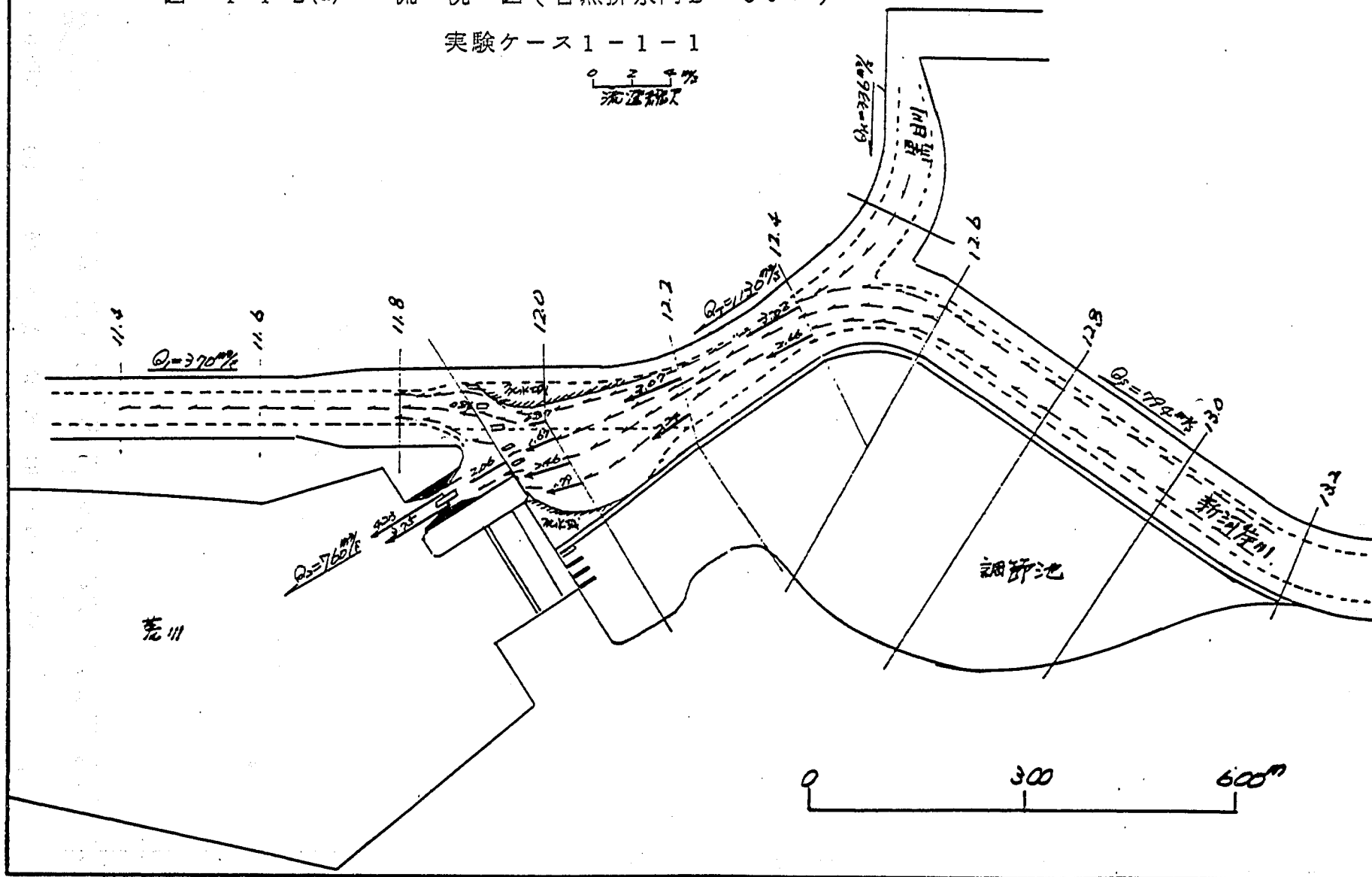


図-4・4・2(b) 流況図(自然排水門 $B=30\text{ m}$)

実験ケース1-1-2

0 2 4
流況断面尺

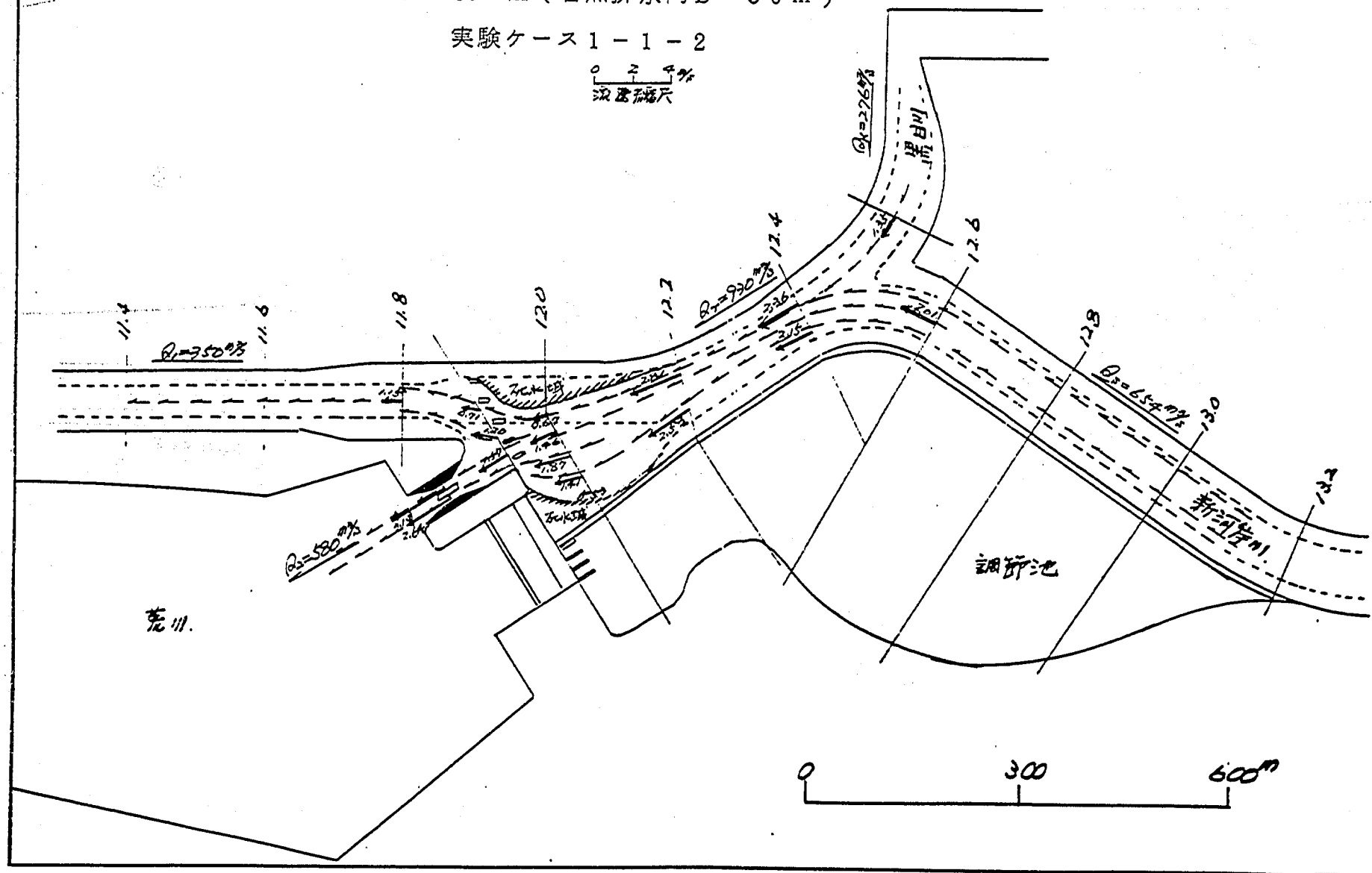


図 - 4・4・2(c) 流 況 図 (自然排水門 $B = 30 \text{ m}$)

実験ケース 1-1-3

0 2 3 %
流 速 縮 尺

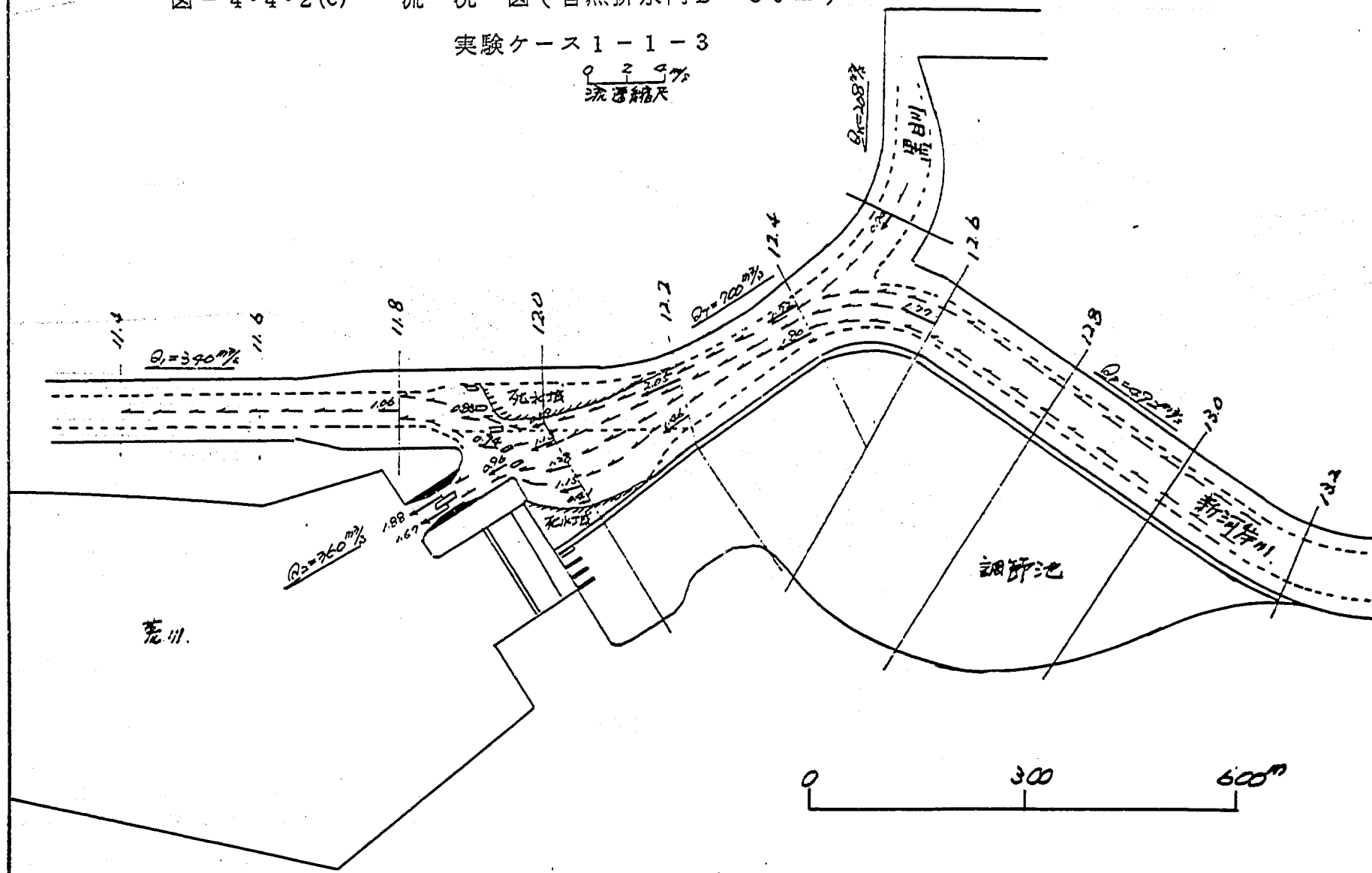


図 - 4・4・2(d) 流 況 図 (自然排水門 $B = 30 \text{ m}$)

実験ケース 1 - 1 - 4

0 2 4 %
流速係数

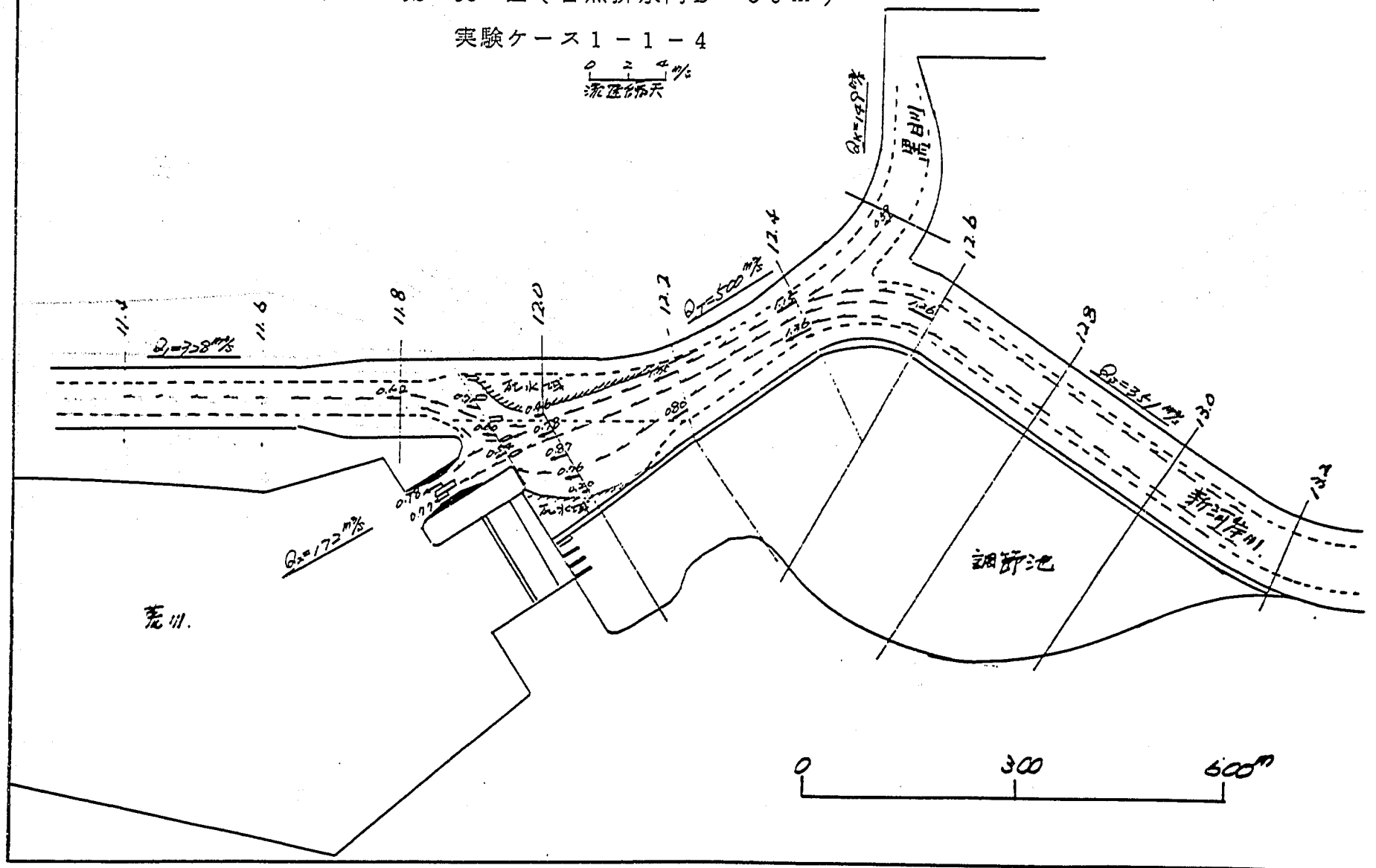


図 - 4・4・2(e) 流 況 図 (自然排水門 $B = 43 \text{ m}$)

実験ケース 1 - 7 - 1

流速 縮尺 $\frac{1}{2}$

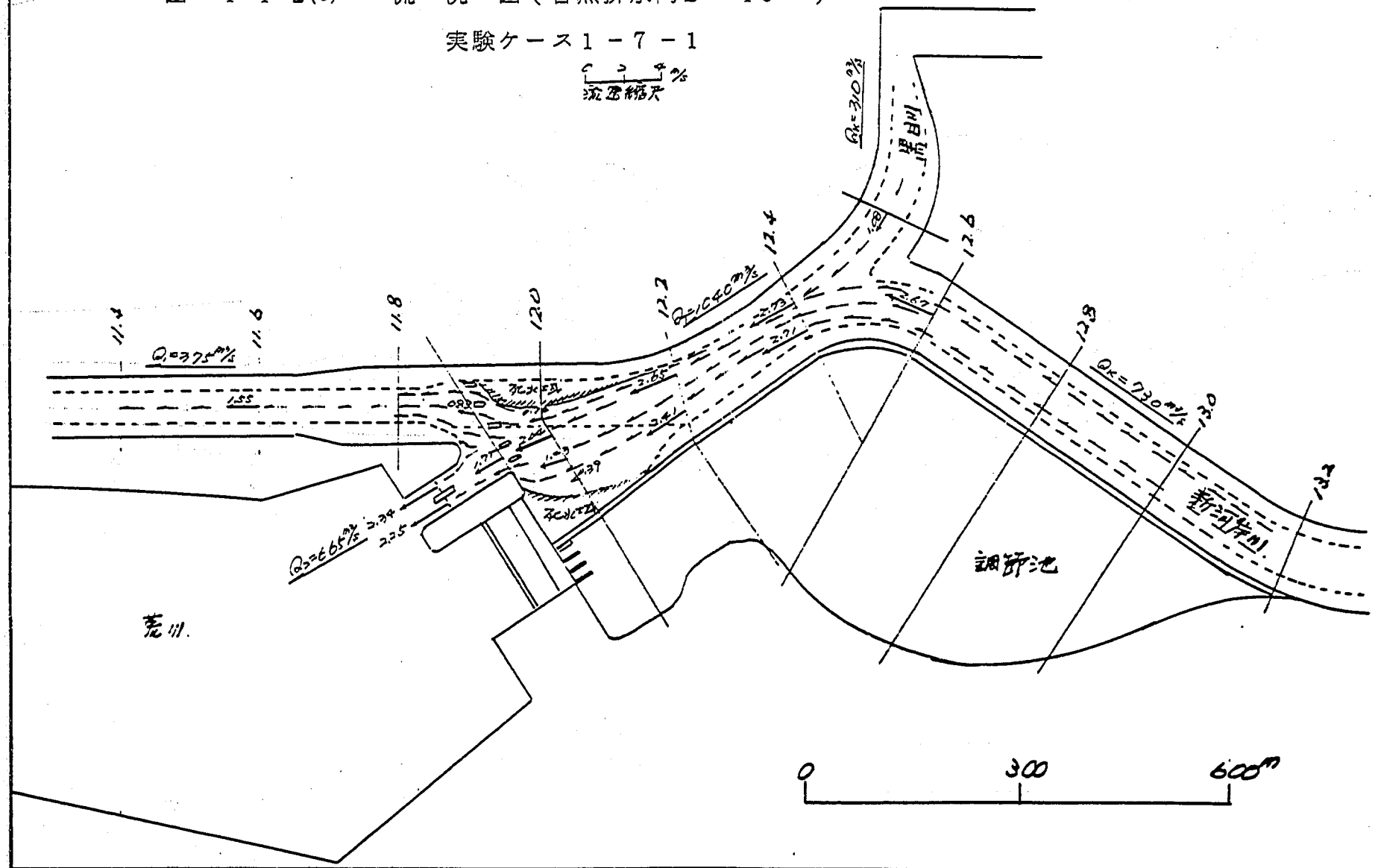


図 - 4・4・2(f) 流 況 図 (自然排水門 $B = 43 \text{ m}$)

実験ケース 1 - 7 - 2

0 2 4 m
流速 節 天

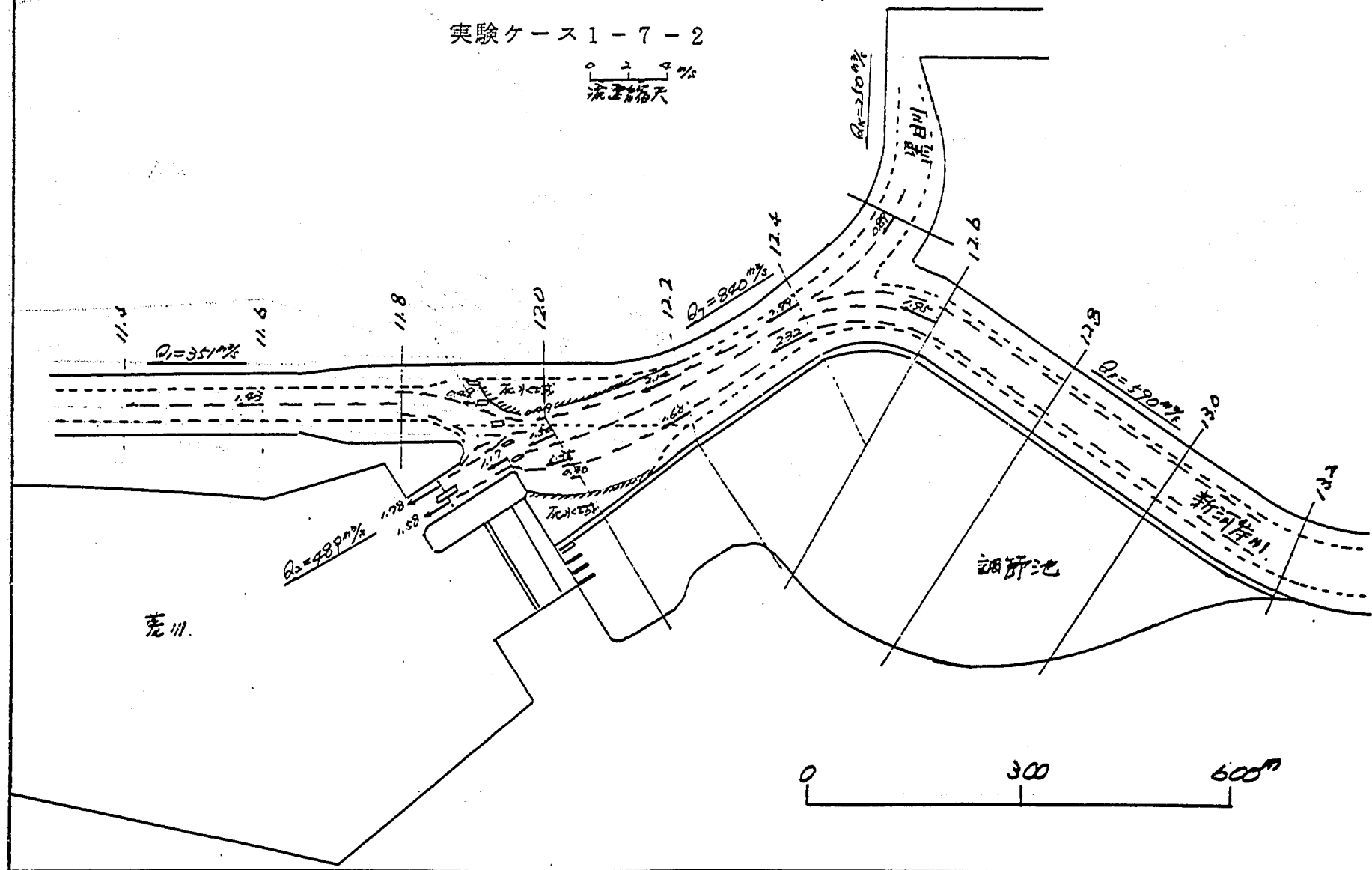


図 - 4・4・2(g) 流 況 図 (自然排水門 B = 43 m)

実験ケース 1 - 7 - 3

0 2 4 %
流速係数

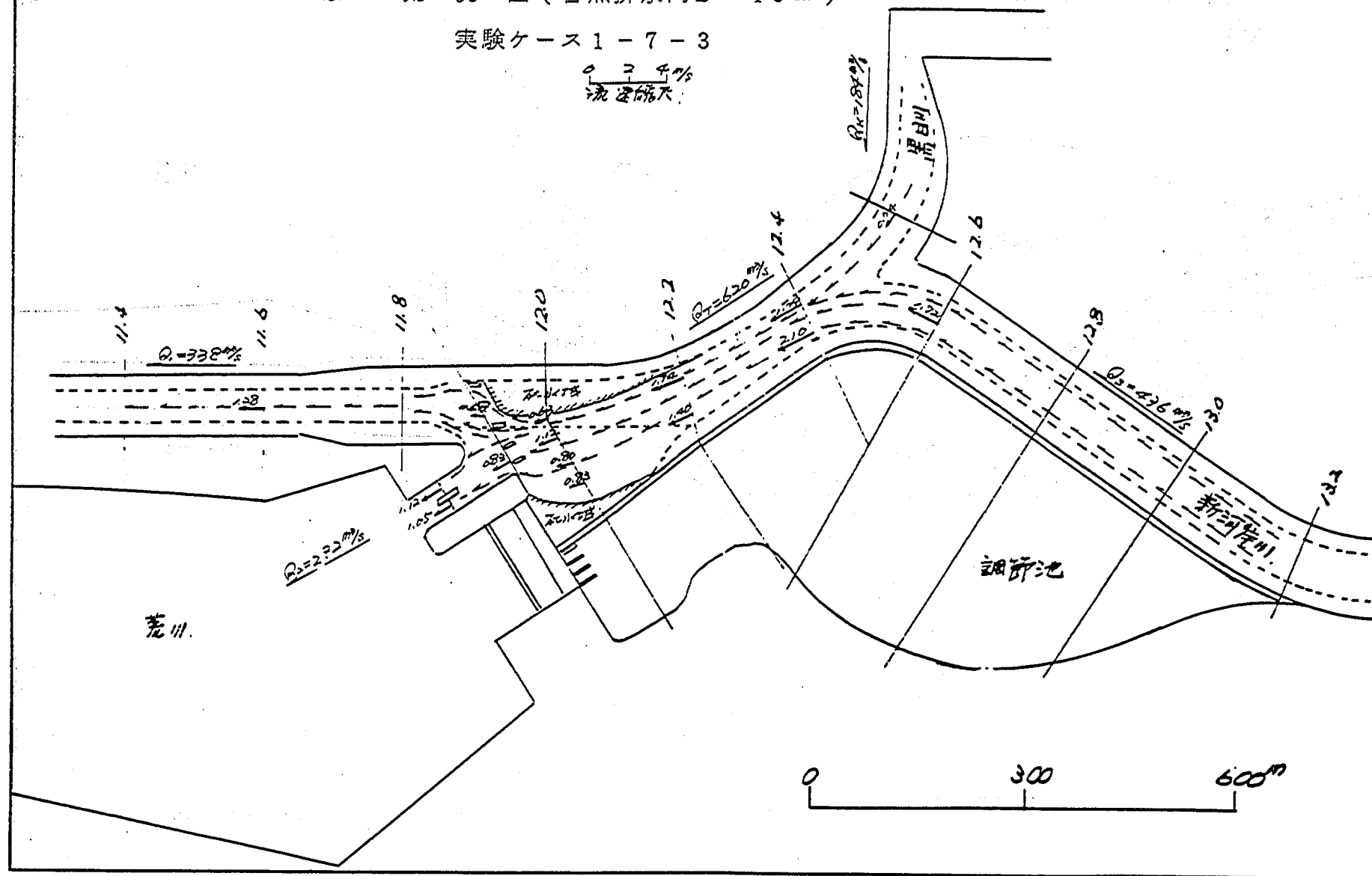
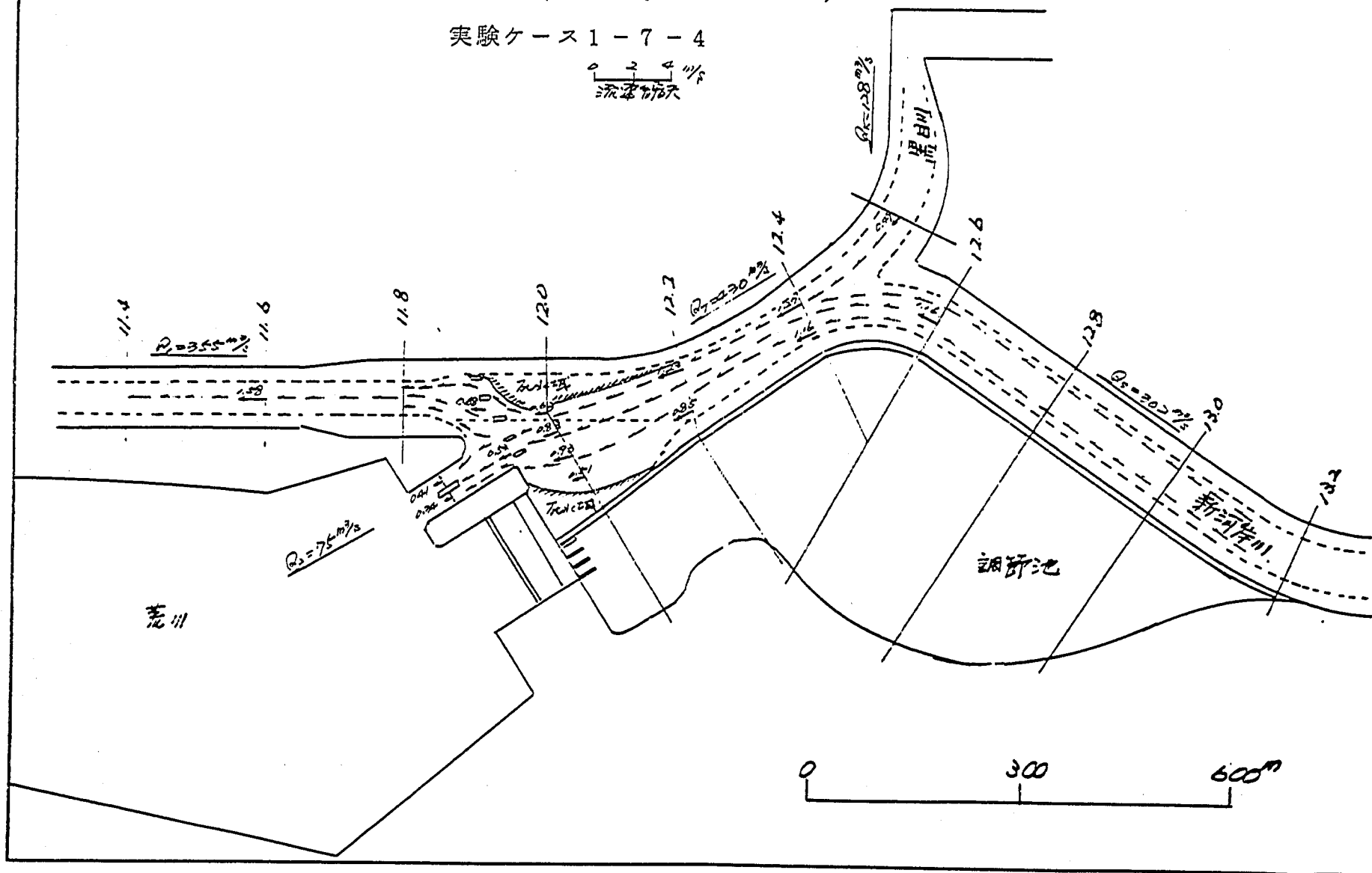


図 - 4・4・2(h) 流 況 図 (自然排水門 $B = 43 \text{ m}$)

実験ケース 1 - 7 - 4

0 2 4 m
流速 1/20



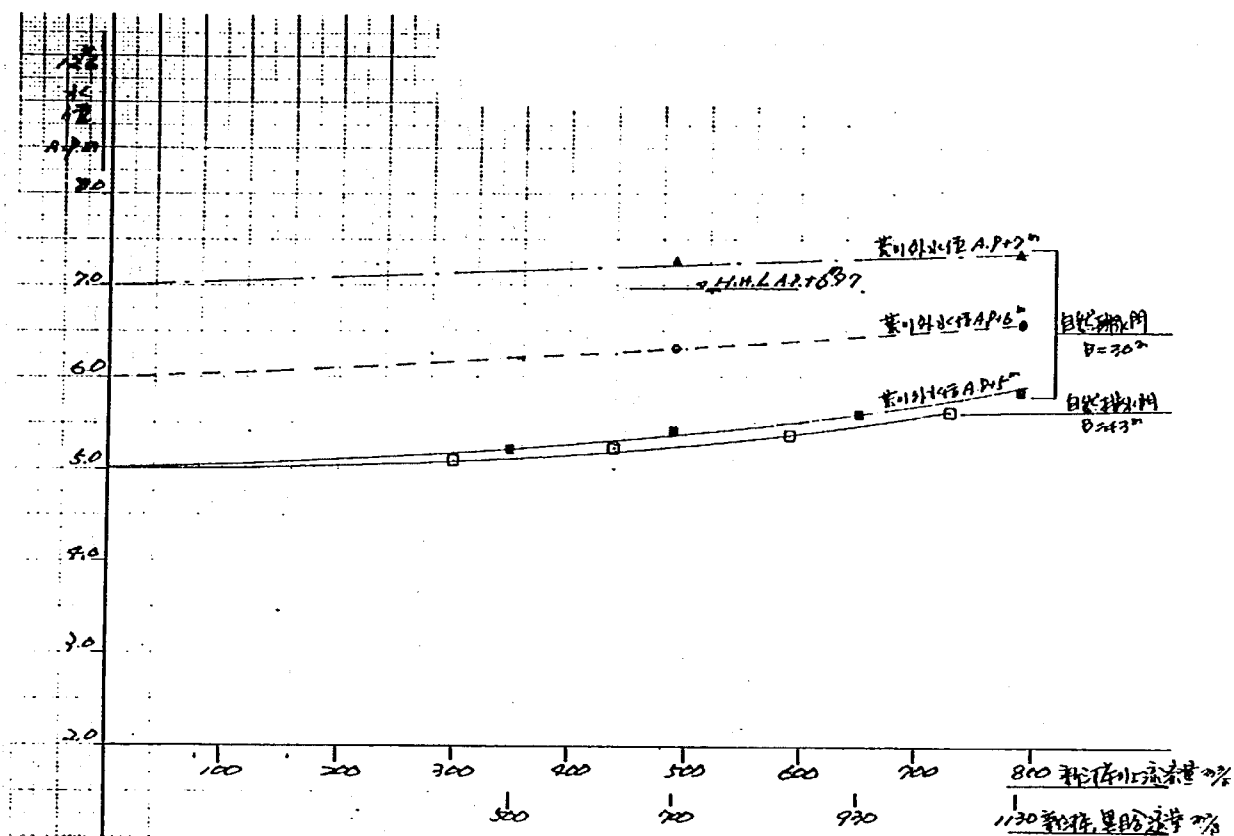


图 - 4.4.3 新河岸川 $1.2.6^k$ 地点 H - Q 曲线

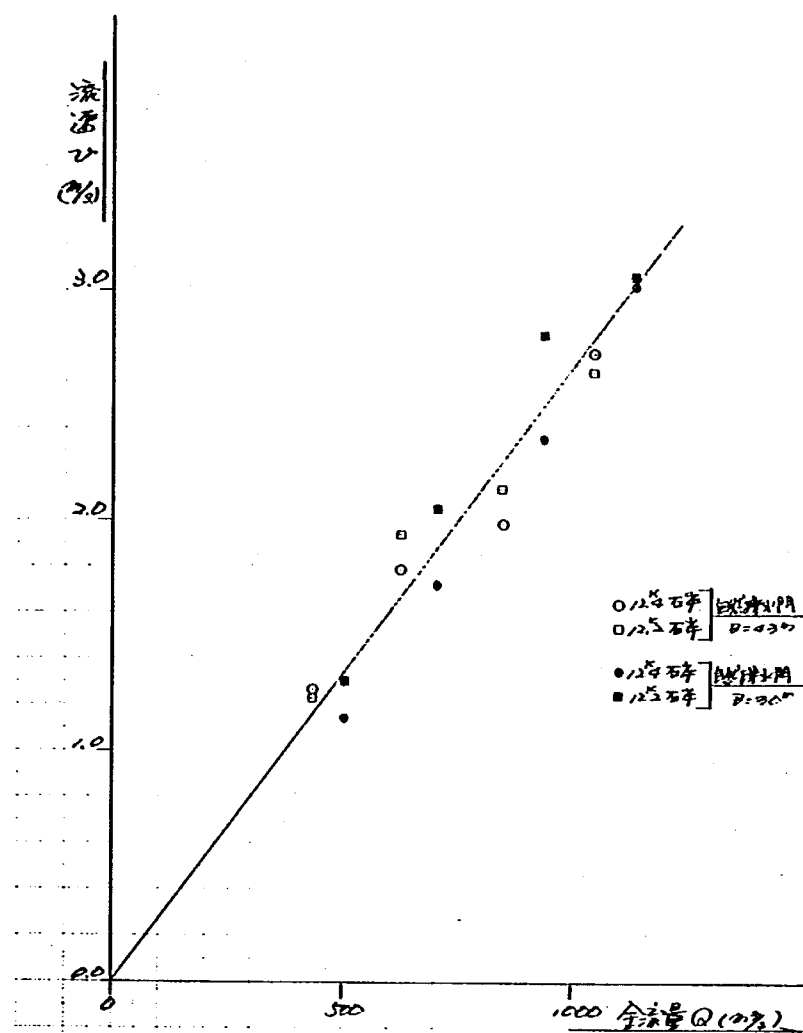


図 - 4.4.4 低水路 $Q - v$ 曲線

(荒川外水位 A.P.+ 5.0 m)

4 - 4 - 2. 計画施設機能検討結果

(1) 自然排水門の機能について

自然排水門からの流出は自然分流であって上流の流量、荒川の外水位、新河岸川の下流水位等がからみ合って決められると考えられる。この条件全てを与えて実験を行う事は不可能なので、今回の実験では上流流量、荒川外水位、新河岸川下流水位を組み合わせて実験を行った。測定は分流量と水位縦断形の測定を実施した。なお今回の実験では水門幅 $B = 30\text{ m}$ 、 $B = 43\text{ m}$ の二種類について検討した。

○ 先ず $B = 43\text{ m}$ の結果について述べる。

水位測定結果は水位縦断図および数値表に示したが、この結果を見ると分流点 ($12.2^{\text{K}} \sim 11.9^{\text{K}}$) 付近は上下流に比べ水面勾配が小さい傾向がある。これはこの部分の断面が大きい事と、自然排水門の排水能力が大きい事に起因していると考えられ、新河岸川下流水位の影響よりも荒川外水位の影響を強く受けていると判断される。排水門の疎通能力が大きいので水門上下流の水位差は少なく実験結果の最大値 $\Delta h = 24.5\text{ cm}$ で $750\text{ m}^3/\text{s}$ の自然排水 (外水位約 A.P. + 5.0 m 水深約 7.2 m) が可能な結果が得られた。

分流量の測定結果を見ても自然排水門の能力がかなり大きく、実験12ケースのうち新河岸川へ $510\text{ m}^3/\text{s}$ 以上流下したケースは荒川外水位 A.P. + 7.0 m とし、新河岸川下流水位を低くした2ケース (上流流量 $840\text{ m}^3/\text{s}$) のみであった。この実験の結果を見る限り上流流量 $840\text{ m}^3/\text{s}$ の場合に新河岸川 11.2^{K} の水位が荒川外水位よりも 15 cm 以上高ければ自然排水で充分対処出来る事になる。また水門上下流の水位差が比較的小さくてもかなり多くの排水が可能な事がわかる。例えば荒川水位 A.P. + 6 m の場合 (水深約 8.2 m) には水位差 10 cm で約 $500\text{ m}^3/\text{s}$ の自然排水となり、さらに水位差が大きい場合には新河岸川下流の水が逆流する事も有り得る。自然排水門からの流出量は水門地点の水深と水位差によって決まり、自然排水量と新河岸川への流量配分は荒川水位と新河岸川水位との差によって決まるようである。もちろん荒川水位が高い場合には新河岸川への逆流も有り得るわけであるが、実際の水門操作には無い状況であって少なくとも水門上下流の水位差が 15 cm 以上有れば大部分の洪水に対処し得る自然排水が可能であるといえる。

○ 次に $B = 30\text{ m}$ の結果について述べる。

これまでに実施した $B = 43\text{ m}$ の排水門の実験の結果、排水能力が非常に高い事が判明した。そこで水門幅を $B = 30\text{ m}$ に狭めた場合の排水量に与える影響等、水門機能の調査を行ったものである。

この結果は自然排水門 $\Delta h - q$ 図 (図 - 4・4・6(a)) に示したが、この図と $B = 43\text{ m}$ の $\Delta h - q$ 図 (図 - 4・4・6(b)) を比較してみると同じ自然排水量に対

し水位差がかなり大きくなっている事がわかる。これは自然排水能力が低下していると考えてよく水門幅の影響が大きい事を示している。しかし図-4・4・7を見てもわかるように荒川外水位がA.P.+6.0 mの場合でも計画高水量 $930\text{ m}^3/\text{s}$ に対して $q \div 460\text{ m}^3/\text{s}$ の自然排水が可能であり、新河岸川への流入は計画分流量(最大 $510\text{ m}^3/\text{s}$)を下廻っており十分対処出来る結果となっている。またこの時の上流12.6^Kにおける水位を見ても約A.P.+6.45 mでH.W.L.(A.P.+6.97 m)を下廻っており、 $B=30\text{ m}$ の水門幅でも計画高水に十分対処出来る結果であった。これらの結果から上流流量を $Q_r=930\text{ m}^3/\text{s}$ とすると荒川外水位がA.P.+6.5 mまではぎりぎり対処出来るといえるようである。またこの12.6^K H-Qと水門幅 $B=43\text{ m}$ の場合とを比較すると、 $B=30\text{ m}$ の方が約0.1 mの水位上昇がある。これが排水能力が低下したための上流への影響である。

分流点付近の流況は $B=43\text{ m}$ の場合と大差は見られない。自然排水門へ向う傾向、右岸側に発生する死水域も同様であるが、この死水域の範囲が若干狭くなるようにも見受けられた。この死水域の範囲は渦を伴っているので明確に判定する事は困難であり詳細に比較する事は出来ない。いずれにしても大きな差はないと判断される。

ここで特に注目しておかなければならないのは、水門地点の流速についてである。自然排水門 $q-V$ 曲線(図-4・4・8)を見てもわかるように $B=43\text{ m}$ に対して $B=30\text{ m}$ の場合には約5割増の流速値を示している。自然排水量 $q=760\text{ m}^3/\text{s}$ の場合には $v=4.0\text{ m/s}$ 以上の流速値も得られており水門の護床工には十分な注意が必要である。

また、低水路内においては13.4^K~12.2^K右岸沿いに速い流れが見られ、 $Q_r=1130\text{ m}^3/\text{s}$ のケースでは $v=3.0\text{ m/s}$ の流速が有り、この付近の低水護岸沿いは洗掘が予想され護岸の根入等には十分な検討が必要である。

表-4.4.2.(a) 水位測定結果数値表 (自然排水門B=30m)

実 験 番 号		1 - 2 - 1		1 - 2 - 2					
全 流 量 (m ³ /s)		1,130		700					
上流配分量 (m ³ /s)	新河岸川 (Qs)	794		492					
	黒目川 (Qk)	336		208					
	新河岸川 (Q1)	463		441					
下流配分量 (m ³ /s)	自然排水 (Q2)	667		259					
	ポンプ排水 (Q3)	0		0					
	越 流 (Q4)	0		0					
下流条件	新河岸川 11.8 ^k	6,243		6,075					
	荒川外水位	6,000		6,054					
13.1 ^k		6,735		6,366					
12.6 ^k		6,579		6,321					
12.2 ^k		6,276		6,186					
12.0 ^k		6,579		6,147					
12.0 ^k		6,012	6,296	6,132	6,140				
11.85 ^k		6,285		6,114					
11.2 ^k		6,036		5,946					
黒目川 0.25 ^k		6,609		6,294					
水 位 差 △h (m)	荒川外水位-11.2 ^k 水位								
	12.0 ^k 水位-荒川外水位	0.296		0.186					

表-4.4.2.(b) 水位測定結果数値表 (自然排水門B=30m)

実 験 番 号		1 - 3 - 1		1 - 3 - 1			
全 流 量 (m ³ /s)		1.130		700			
上流配分量 (m ³ /s)	新河岸川 (Qs)	794		492			
	黒目川 (Qk)	336		208			
	新河岸川 (Q1)	584		579			
下流配分量 (m ³ /s)	自然排水 (Q2)	546		121			
	ポンプ排水 (Q3)	0		0			
	越 流 (Q4)	0		0			
下流条件	新河岸川 1.8 ^k	7.137		7.101			
	荒川外水位	7.005		7.110			
13.1 ^k		7.439		7.298			
12.6 ^k		7.326		7.263			
12.2 ^k		7.158		7.155			
12.0 ^k		7.164		7.158			
12.0 ^k		7.167	7.166	7.128	7.143		
11.85 ^k		7.176		7.146			
11.2 ^k		6.927		6.930			
黒目川 0.25 ^k		7.374		7.302			
水 位 差 △h (m)	荒川外水位-11.2 ^k 水位						
	12.0 ^k 水位-荒川外水位	0.161		0.033			

表-4.4.2.(c) 水位測定結果数値表(自然排水門B=43m)

実 験 番 号		1 - 4 - 1		1 - 4 - 2		1 - 4 - 3		1 - 4 - 4	
全 流 量 (m ³ /s)		1,040		840		620		430	
上流配分量 (m ³ /s)	新 河 岸 川 (Q _s)	730		590		436		302	
	黒 目 川 (Q _k)	310		240		184		138	
	新 河 岸 川 (Q ₁)	395		389		388		370	
下流配分量 (m ³ /s)	自 然 排 水 (Q ₂)	645		451		232		60	
	ポンプ排水 (Q ₃)	0		0		0		0	
	越 流 (Q ₄)	0		0		0		0	
下 流 条 件	新 河 岸 川 11.2 ^k	5,946		5,868		5,838		5,826	
	荒 川 外 水 位	5,946		5,949		5,949		5,952	
13.1 ^k		6,522		6,348		6,183		6,075	
12.6 ^k		6,369		6,246		6,117		6,066	
12.2 ^k		6,066		6,039		6,012		6,015	
12.0 ^k (右)		6,066		6,063		6,009		6,009	
12.0 ^k (左)		6,072	6,069	6,051	6,057	6,006	6,008	6,003	6,006
11.85 ^k (右)		6,081		6,078		6,042		6,033	
11.85 ^k (左)		6,054		6,006		5,979		5,961	
11.6 ^k		6,069		5,940		5,916		5,910	
黒目川 0.25 ^k		6,348		6,210		6,069		6,021	
水 位 差	荒川外水位-11.2 ^k 水位		0		0.081		0.111		0.126
△h (m)	12.0 ^k 水位-荒川外水位		0.123		0.108		0.059		0.054

表-4.4.2.(d) 水位測定結果数値表 (自然排水門B=43m)

実 験 番 号		1 - 5 - 1		1 - 5 - 2		1 - 5 - 3		1 - 5 - 4	
全 流 量 (m ³ /s)		1,040		840		620		430	
上流配分量 (m ³ /s)	新河岸川 (Q _s)	730		590		436		302	
	黒目川 (Q _k)	310		250		184		128	
	新河岸川 (Q ₁)	286		211		141		55	
下流配分量 (m ³ /s)	自然排水 (Q ₂)	754		629		479		375	
	ポンプ排水 (Q ₃)	0		0		0		0	
	越 流 (Q ₄)	0		0		0		0	
下流条件	新河岸川 11.2 ^k	5,079		5,043		5,037		5,073	
	荒川外水位	4,986		4,956		4,956		5,007	
13.1 ^k		6,009		5,664		5,406		5,247	
12.6 ^k		5,679		5,418		5,268		5,205	
12.2 ^k		5,217		5,103		5,088		5,121	
12.0 ^k (右)		5,223		5,115		5,085		5,100	
12.0 ^k (左)		5,238	5,231	5,130	5,123	5,082	5,084	5,094	5,097
11.85 ^k (右)		5,232		5,130		5,091		5,106	
11.85 ^k (左)		5,196	5,214	5,100	5,115	5,079	5,085	5,097	5,102
11.6 ^k		5,168		5,091		5,073		5,103	
黒目川 0.25 ^k		5,700		5,415		5,226		5,139	
水 位 差 △h (m)	荒川外水位-11.2 ^k 水位		-0.093		-0.087		-0.081		-0.066
	12.0 ^k 水位-荒川外水位		0.245		0.167		0.128		0.090

表-4.4.2.(e) 水位測定結果数値表 (自然排水門B=43m)

実 験 番 号		1 - 6 - 1		1 - 6 - 2		1 - 6 - 3		1 - 6 - 4	
全 流 量 (m^3/s)		840		840		840		840	
上流配分量 (m^3/s)	新河岸川 (Q_s)	590		590		590		590	
	黒目川 (Q_k)	250		250		250		250	
	新河岸川 (Q_1)	496		694		574		298	
下流配分量 (m^3/s)	自然排水 (Q_2)	344		146		266		542	
	ポンプ排水 (Q_3)	0		0		0		0	
	越 流 (Q_4)	0		0		0		0	
下流条件	新河岸川 11.2 ^k	5,730		6,564		6,690		7,014	
	荒川外水位	5,943		6,915		6,930		6,954	
13.1 ^k		6,318		7,083		7,137		7,353	
12.6 ^k		6,183		7,023		7,089		7,161	
12.2 ^k		6,003		6,909		6,996		7,065	
12.0 ^k (右)		6,006		6,951		6,975		7,059	
12.0 ^k (左)		6,003	6,005	6,918	6,935	6,966	6,971	7,047	7,053
11.85 ^k (右)		6,012		6,924		6,984		7,068	
11.85 ^k (左)		6,036	6,024	6,966	6,945	7,005	6,995	7,071	7,070
11.6 ^k		5,856		6,714		6,855		7,065	
黒目川 0.25 ^k		6,162		7,020		7,071		7,146	
水 位 差 Δh (m)	荒川外水位-11.2 ^k 水位		0.213		0.351		0.240		-0.060
	12.0 ^k 水位-荒川外水位		0.062		0.020		0.041		0.099

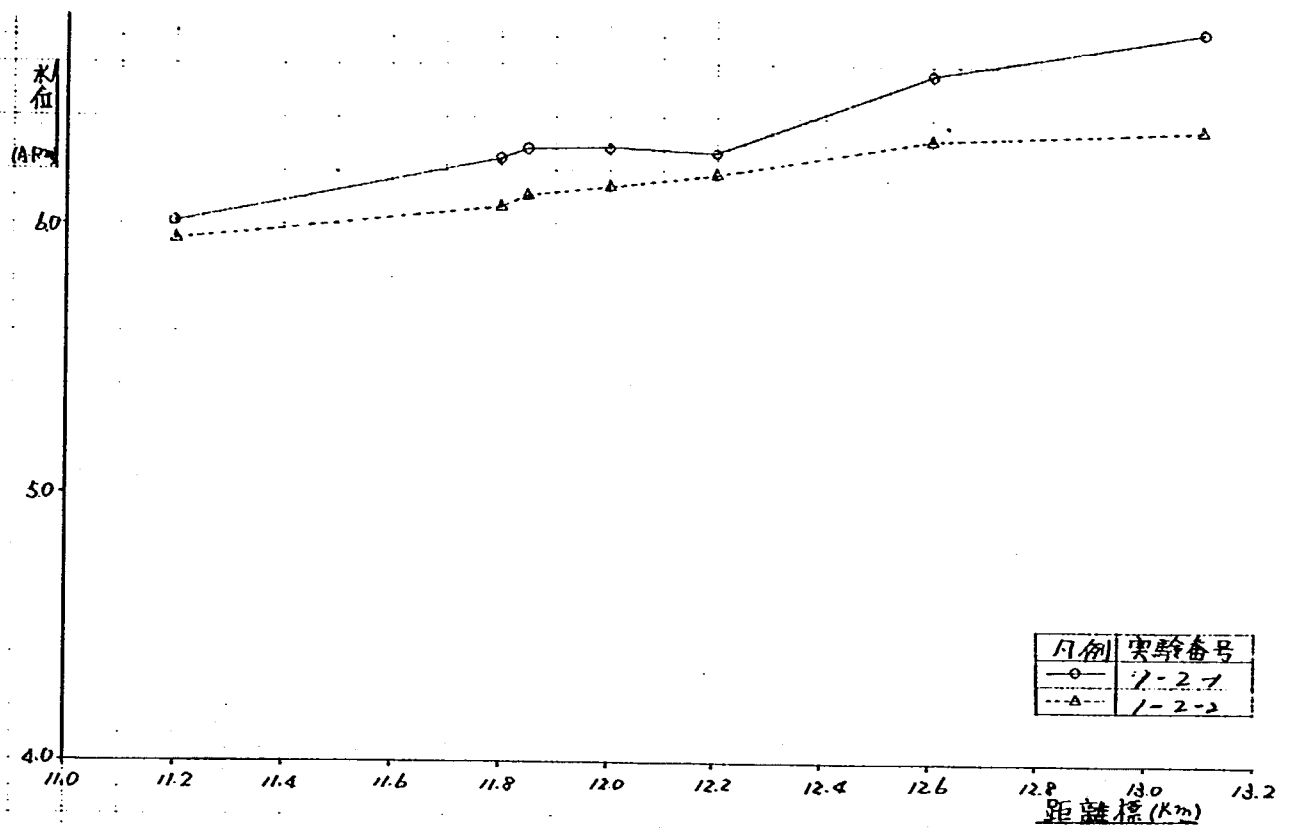


図-4・4・5(a) 水位縦断面図 (自然排水門 $B = 30 \text{ m}$)

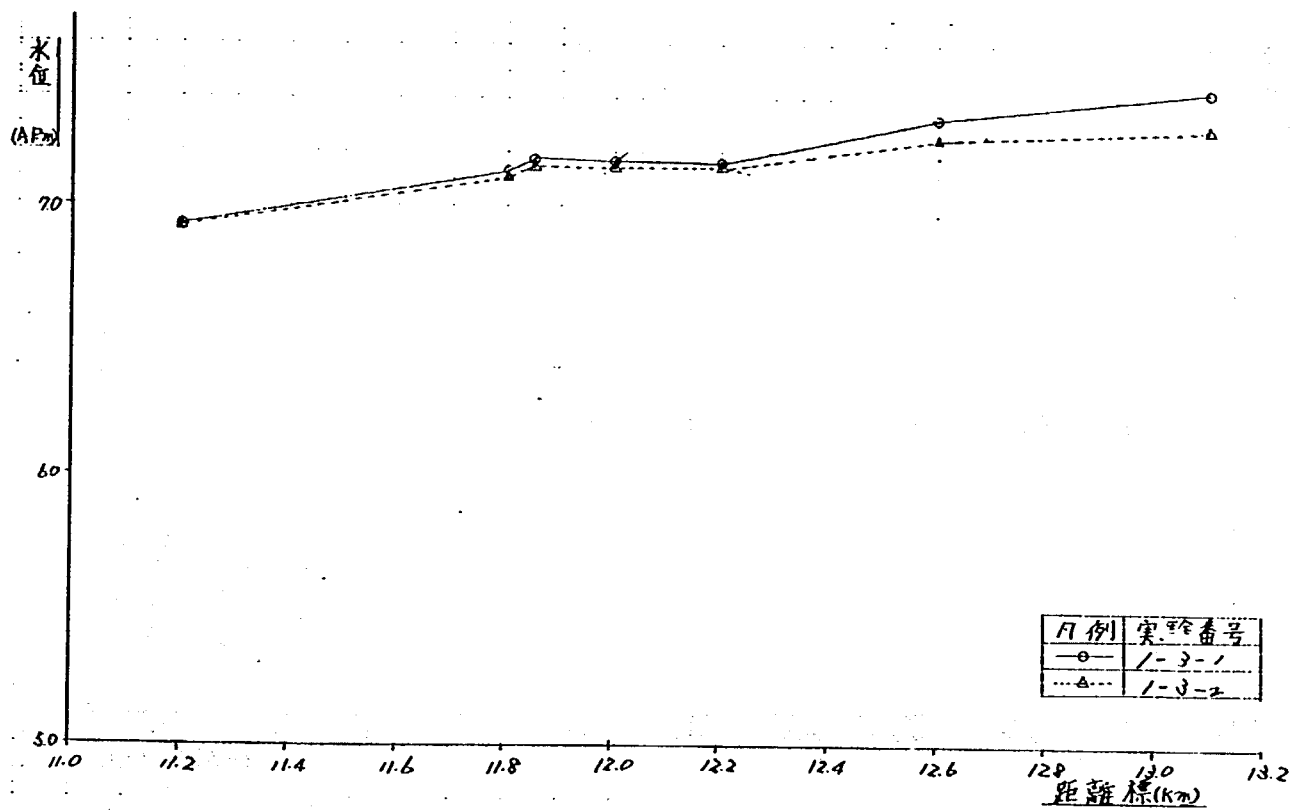


図-4・4・5(b) 水位縦断面図 (自然排水門 $B = 30 \text{ m}$)

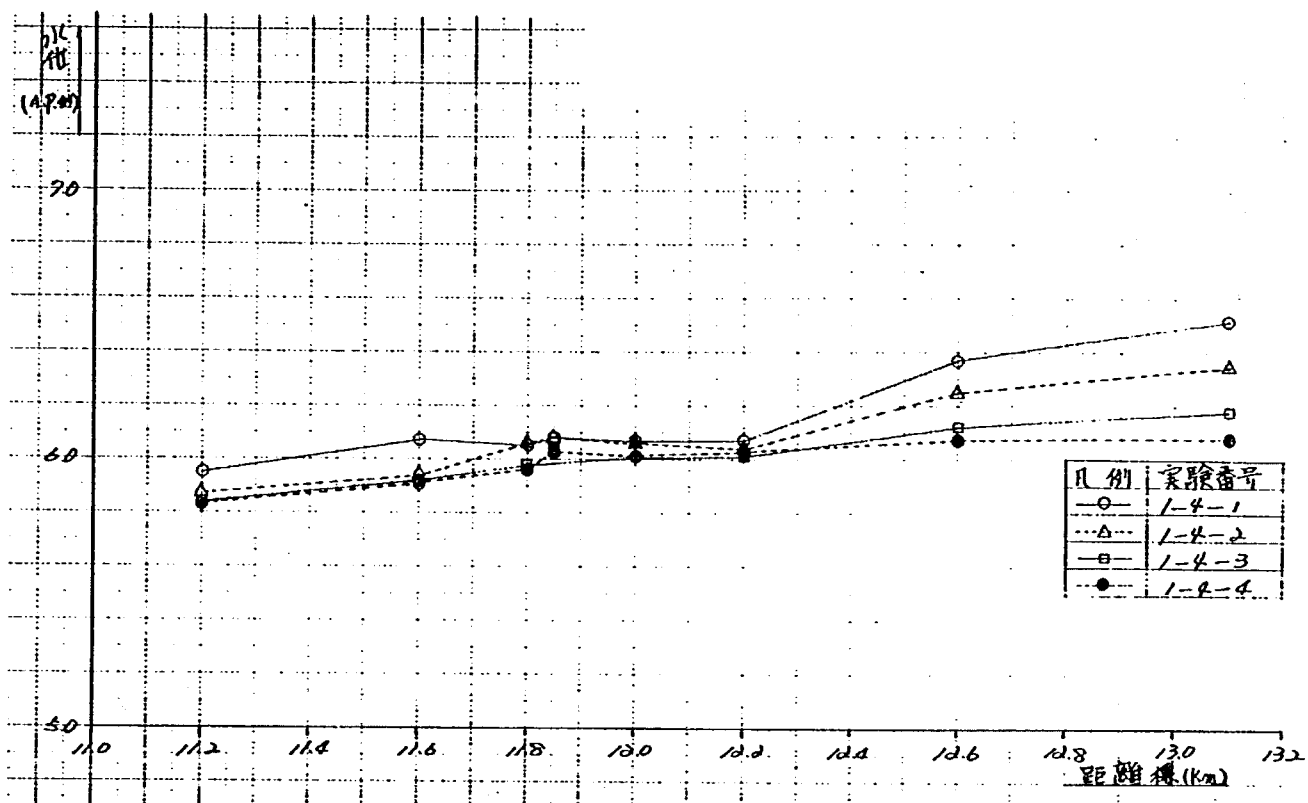


図 - 4 . 4 . 5(c) 水 位 縦 断 図 (自然排水門 B = 4 3 m)

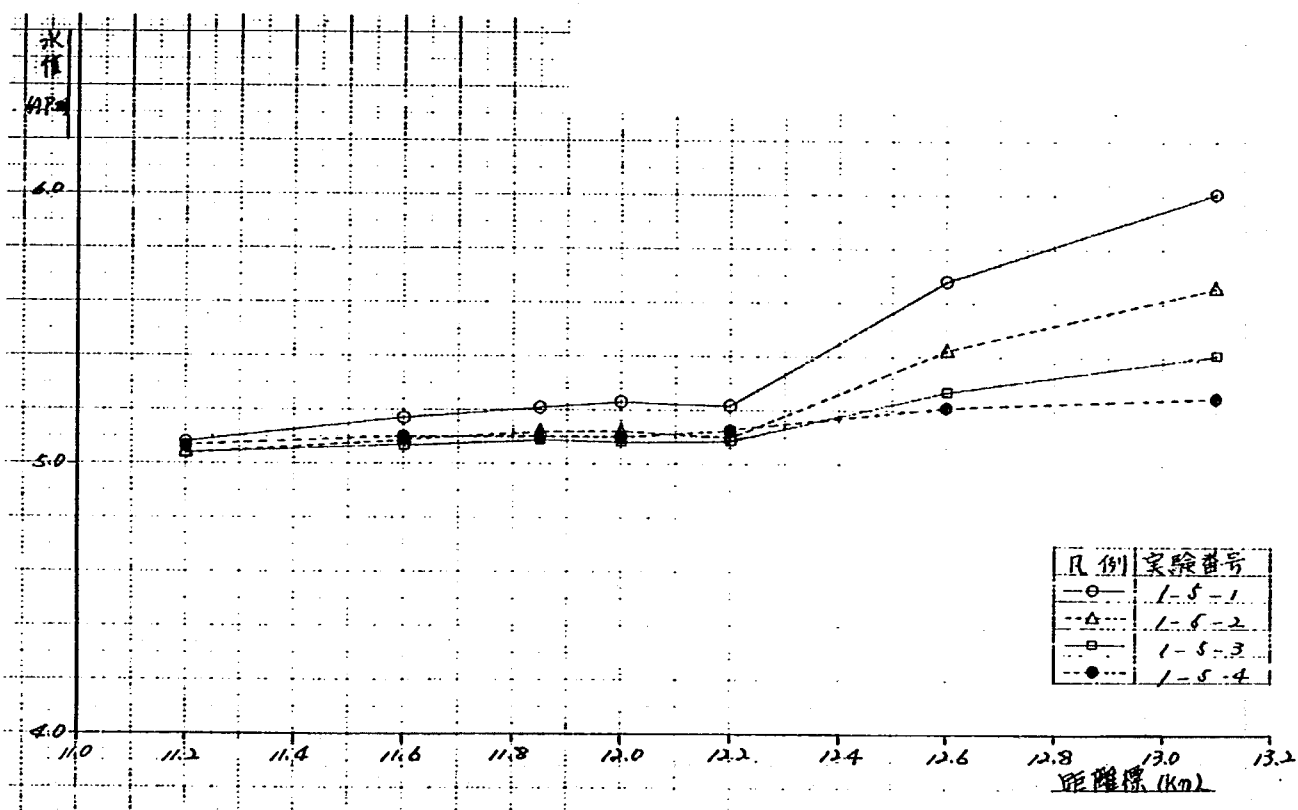


図 - 4 . 4 . 5(d) 水 位 縦 断 図 (自然排水門 B = 4 3 m)

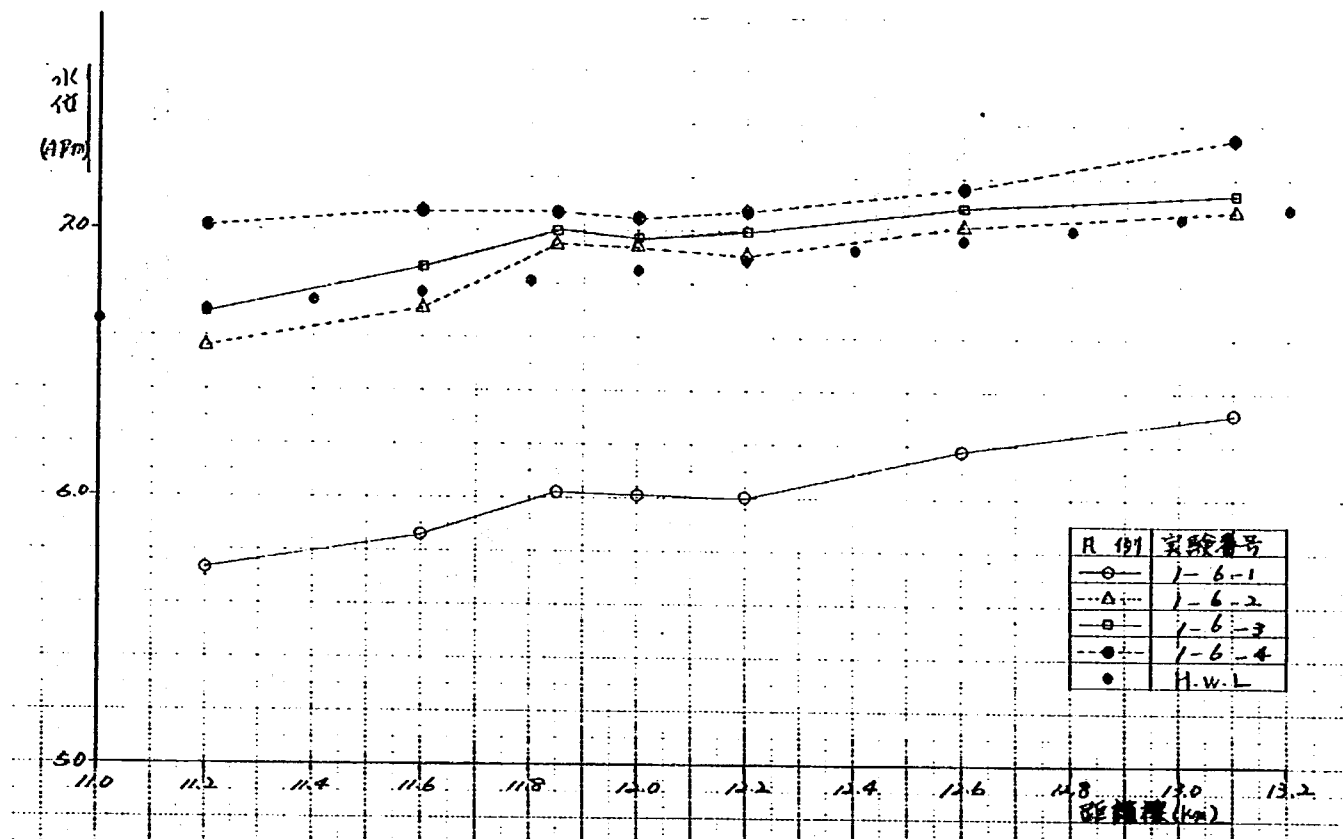


図 - 4 · 4 · 5(c) 水位縦断面図 (自然排水門 B = 43 m)

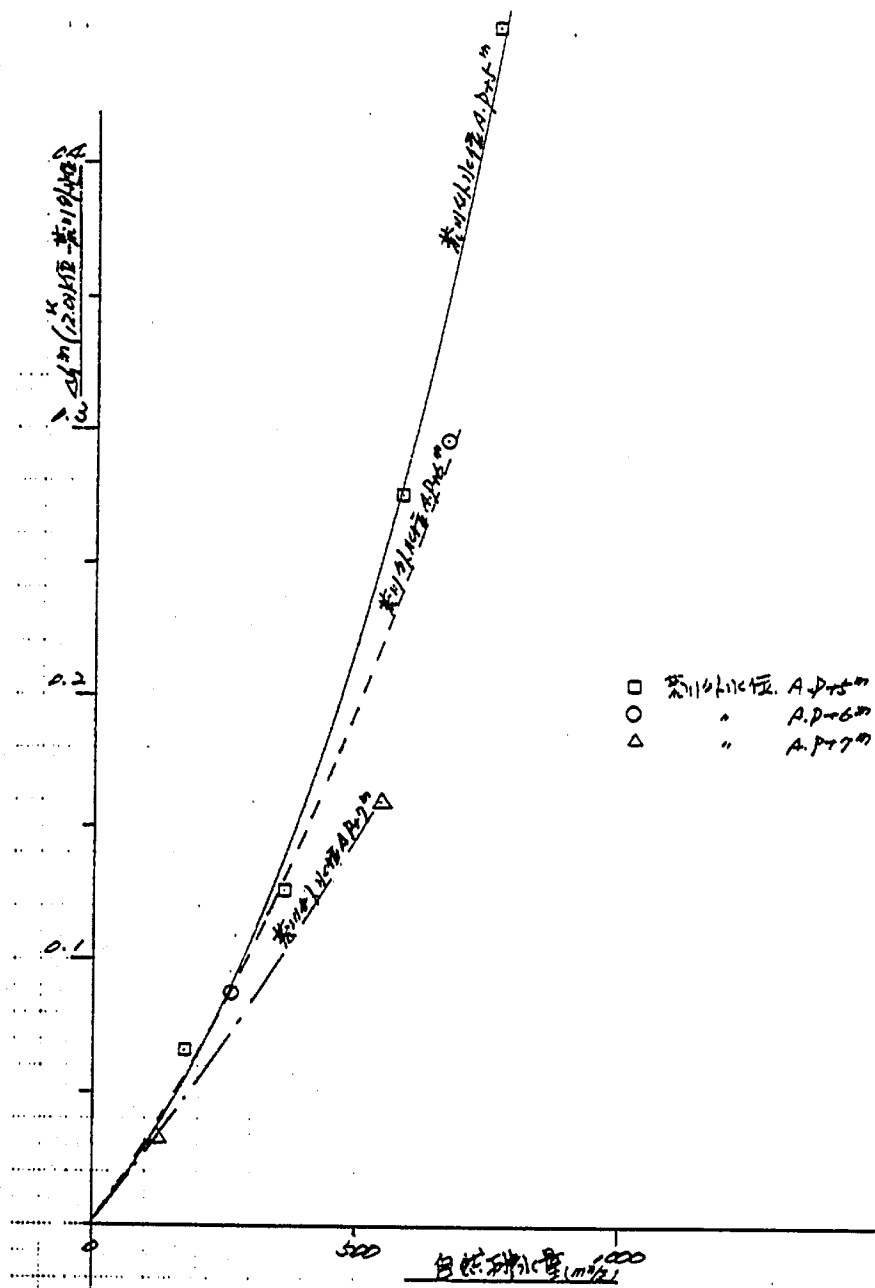


图-4·4·6(a) 自然排水門 $\Delta h - q$ 图 ($B = 30\text{ m}$)

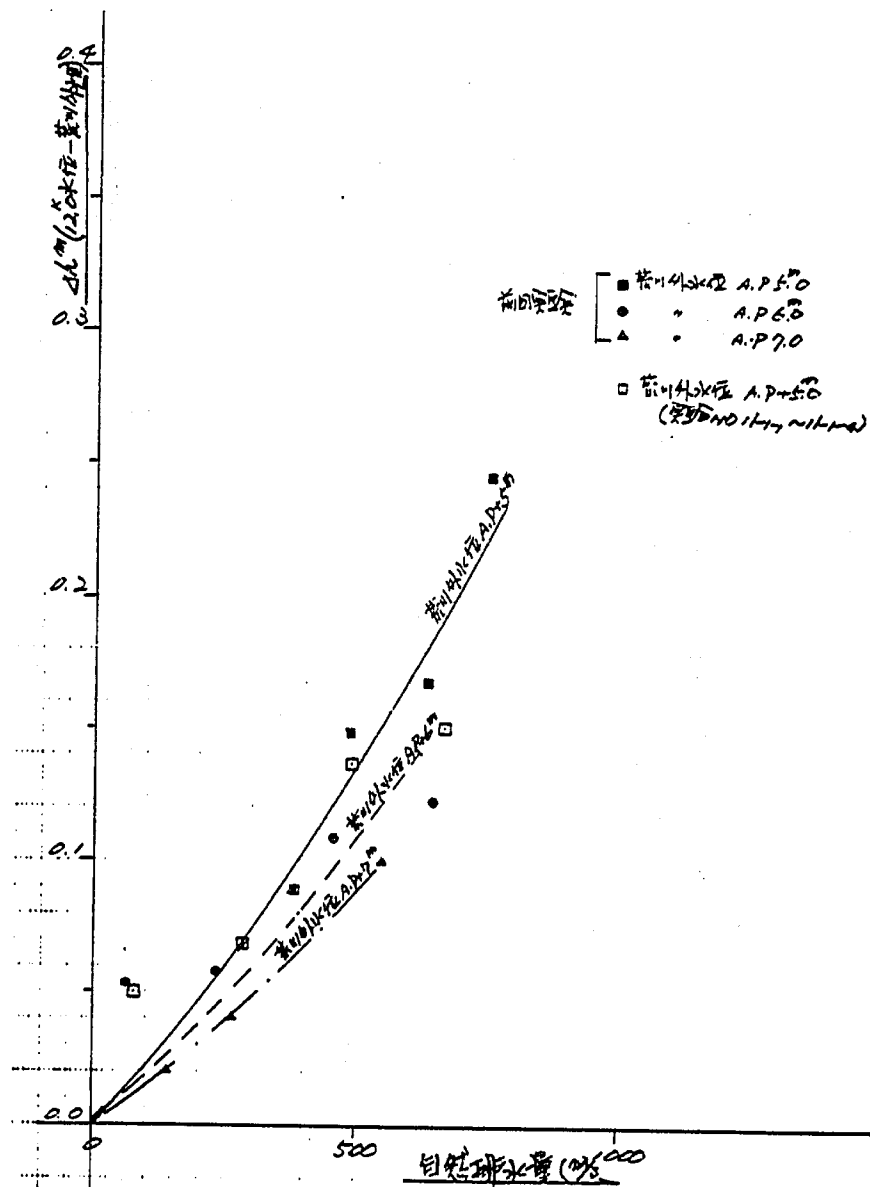


图-4·4·6(b) 自然排水門 $\Delta h - q$ 图 ($B = 43\text{ m}$)

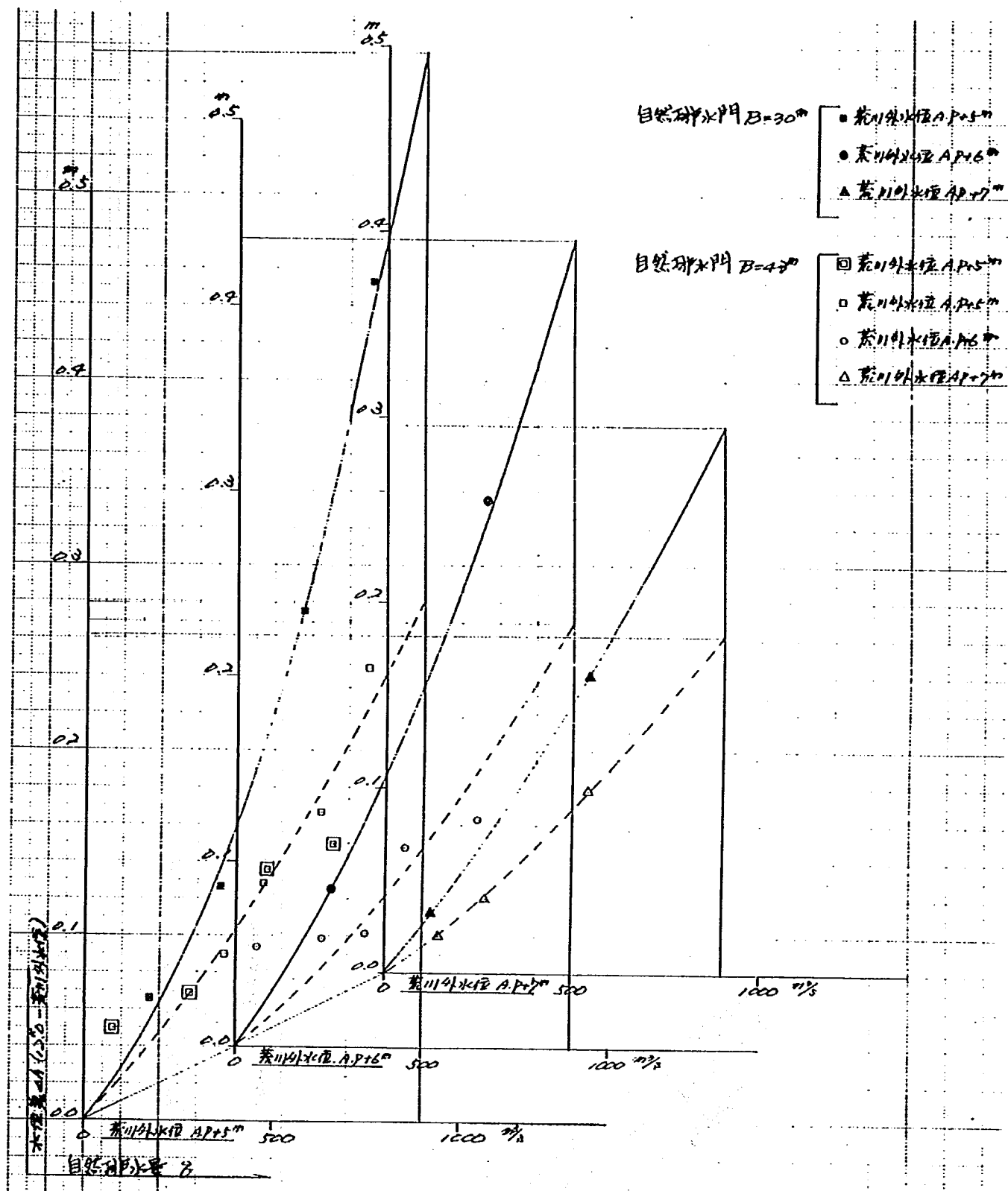


図 - 4・4・6(c) 自然排水門 $\Delta h - q$ 図曲線

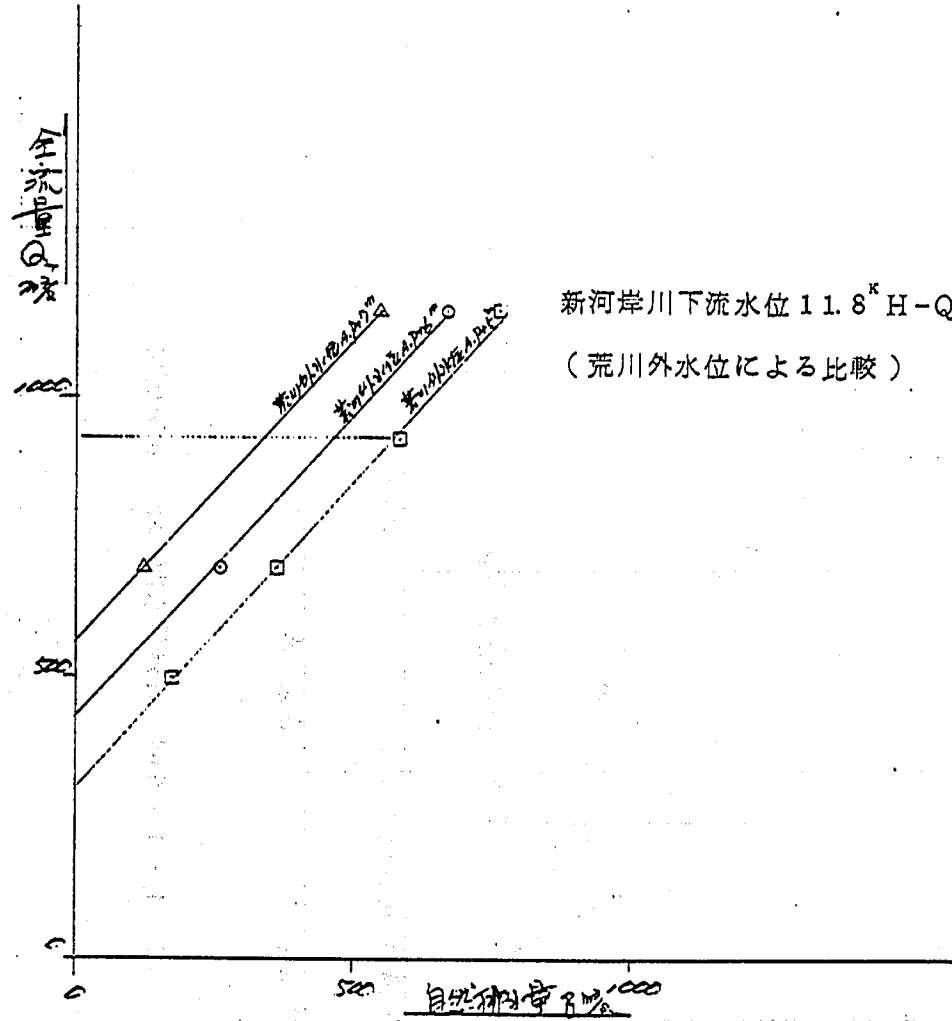


図 - 4.4.7 自然排水量比較図 (自然排水門 $B = 30 \text{ m}$)

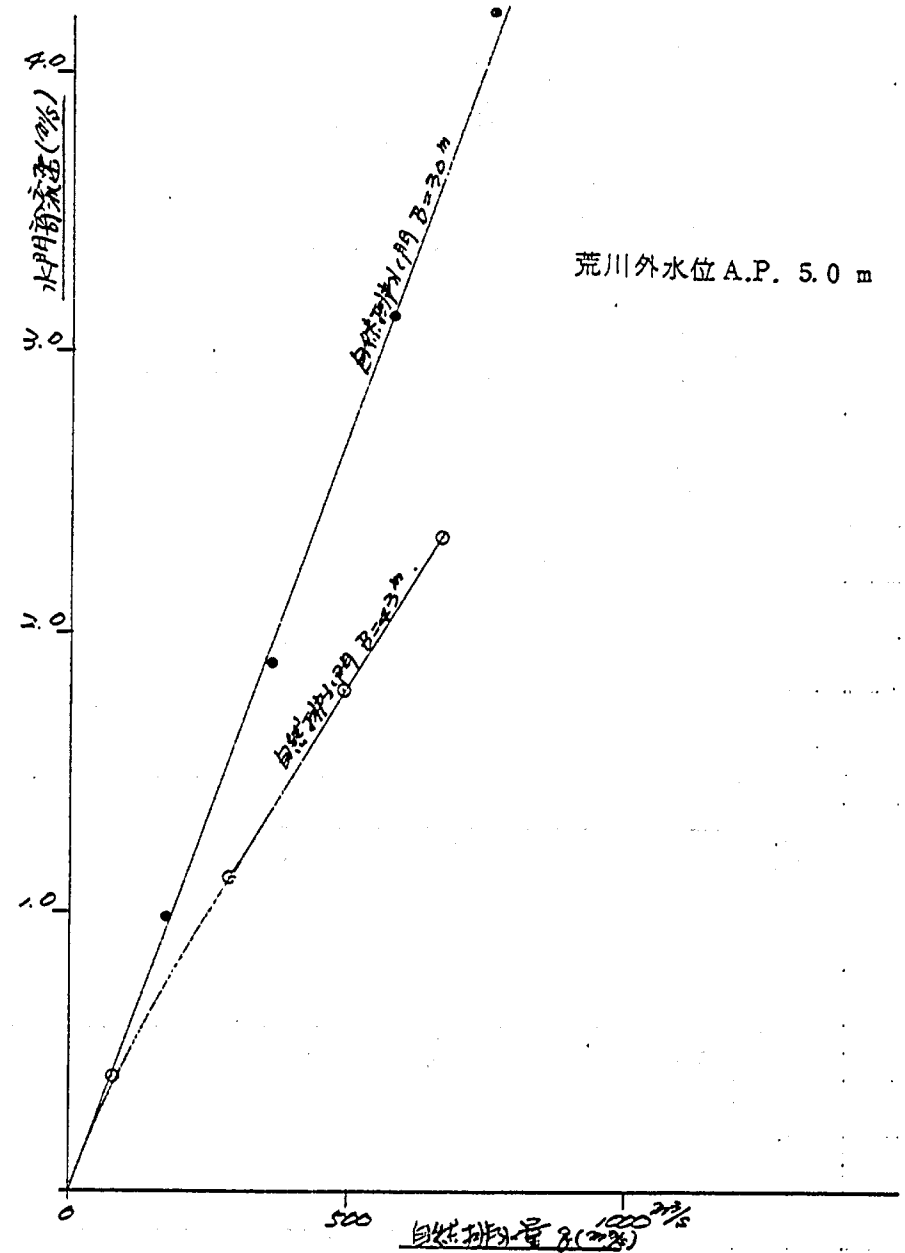


図 - 4.4.8 自然排水門 $q - V$ 曲線

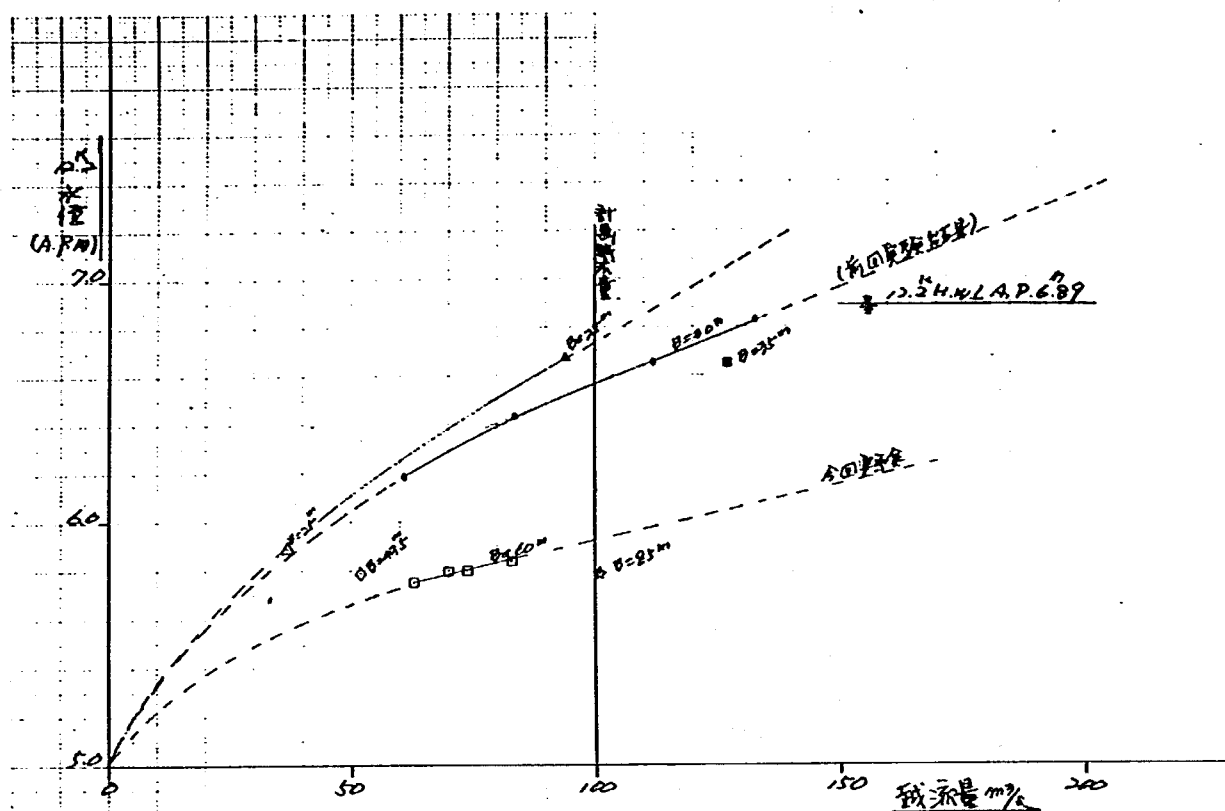
(2) 越流堤の機能について

この実験では越流堤の幅と越流量における $H-Q$ 図を作る事を目的としている。実験は 11.8^{K} 地点の水位を A.P. + 6.6 m に固定し、上流から $610 \text{ m}^3/\text{s}$ を与えた時に $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上越流出来る堤幅を決めた。その結果は越流堤の $B-Q$ 図 (図 - 4・4・10) に示すように $B = 27.5 \text{ m}$ (水理計算結果 $B = 25 \text{ m}$) で $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 越流する結果となった。しかしながら $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上越流という条件から、実験結果としては $B = 30 \text{ m}$ とした。

この越流幅 30 m の越流堤に対して上流流量を変えて実験を行い、越流堤の $H-Q$ 図を作成した。この結果によれば越流堤前面において H.W.L. となる時 $140 \text{ m}^3/\text{s}$ の越流が出来る事になる。この越流堤の幅は前面の水位がいくらの時に何 m^3/s カットすればよいかが重要であって、広く設定すると洪水上昇期に越流が多く、大事なピーク時に調節池が満杯になる事が考えられる。そこで今後計画を実現する上で幅広く実験結果を利用するための基礎資料として、本川側水位が低い場合についての機能検討を行った。

今回は越流堤高 A.P. + 5.0 m, 11.8^{K} 地点水位を A.P. + 5.8 m の条件で越流幅を変えて各越流量を求めた。この結果は越流堤 $B-Q$ 図 (図 - 4・4・10) に示したがこの水位の場合には $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 越流出来る越流幅は 85 m となった。

これらの結果も含めて計画越流量 $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ を得るために必要な 12.2^{K} 水位と越流幅の関係を図 - 4・4・11 に示した。



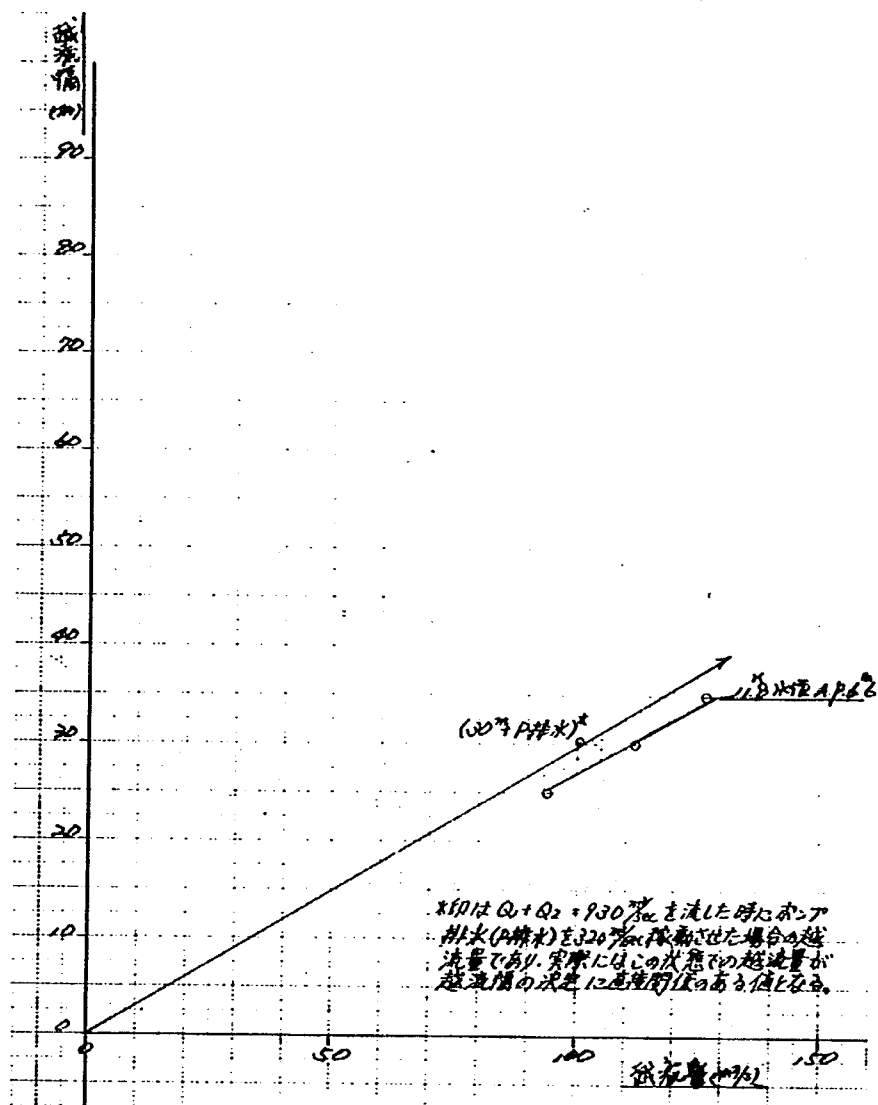


図 - 4・4・10 越流堤 B-Q図

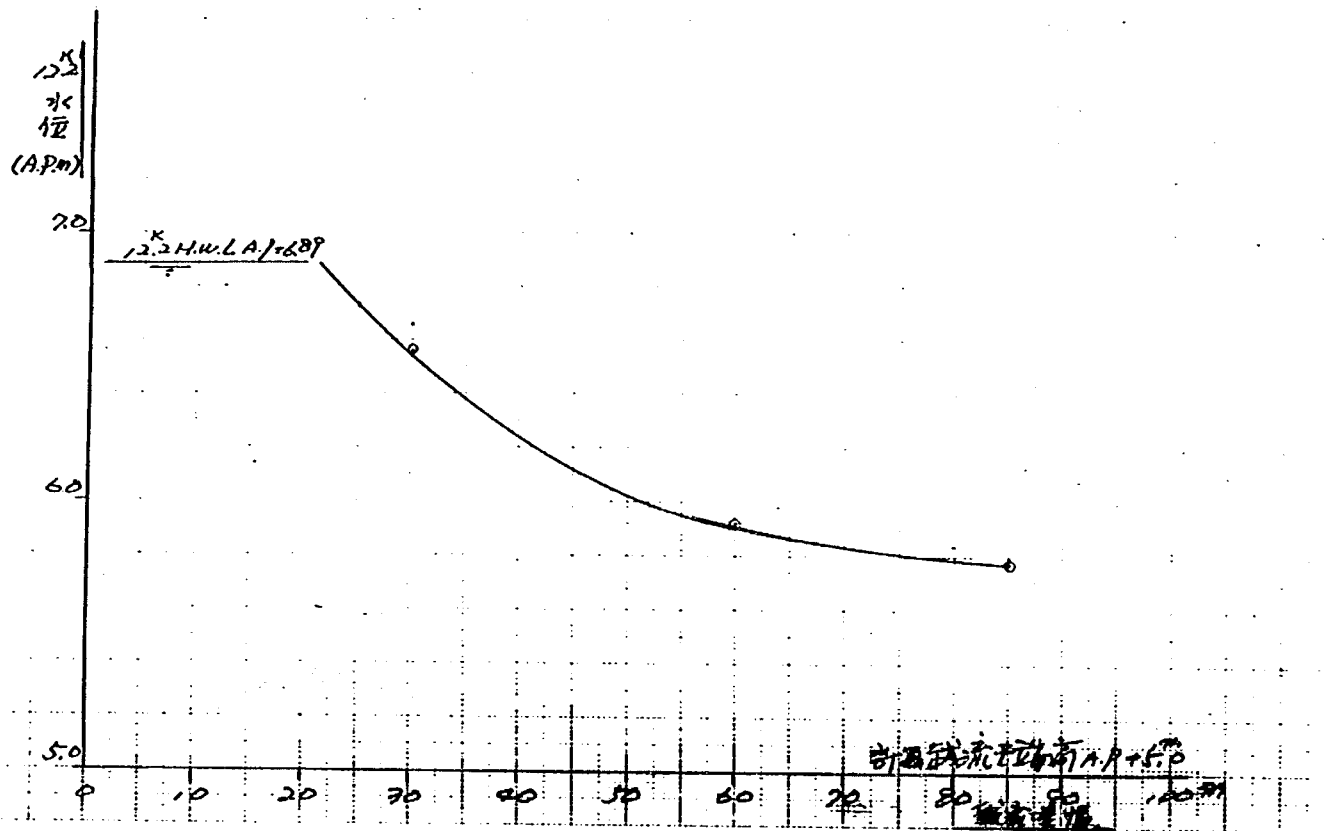


図 - 4 ・ 4 ・ 11 越流堤 H - Q 曲線

(計画越流量 (100 m³/s) を越流出来る)
(越流幅 B, と水位の関係)

(3) ポンプ排水時の流況と問題点について

この実験は、ポンプ排水時におけるポンプ池前面付近における流況を調査し、本川への影響を把握するために実施したケースで上流流量に対してポンプ排水量を変えて4ケースの実験を行った。そして次に示すような結果が得られた。

- ① 上流 1 2 4^K 付近からの流れは直線的で、新河岸川へ向うよりは自然排水門およびポンプ池へ向う傾向が非常に強い。
- ② 1 2 2^K から下流右岸側に大きな死水域が発生する。
- ③ 死水域の範囲はポンプ排水量が大きい程広がる傾向にある。
- ④ ポンプ排水量の少ない場合にはポンプ池上流左岸側にも流速の遅い死水域に近い領域が見られた。
- ⑤ ポンプ池前面の最大流速は 3 2 0 m³/s の場合で 1.5 m/s 程度であり特に問題となる値ではない。
- ⑥ 流線が自然排水門、ポンプ池へ向う傾向が強いために新河岸川への流れは分流点から急な角度で右岸に向け流下する。従って流頭部付近は不自然な流れとなっている。ただしこの現象はポンプ排水だけの影響だけではなく自然排水門から流出させた場合にも同様な現象が見られた。

図 - 4・4・12(a) 流 況 図

(実験ケース 2-1)

5 2 4 m/s
流速記入

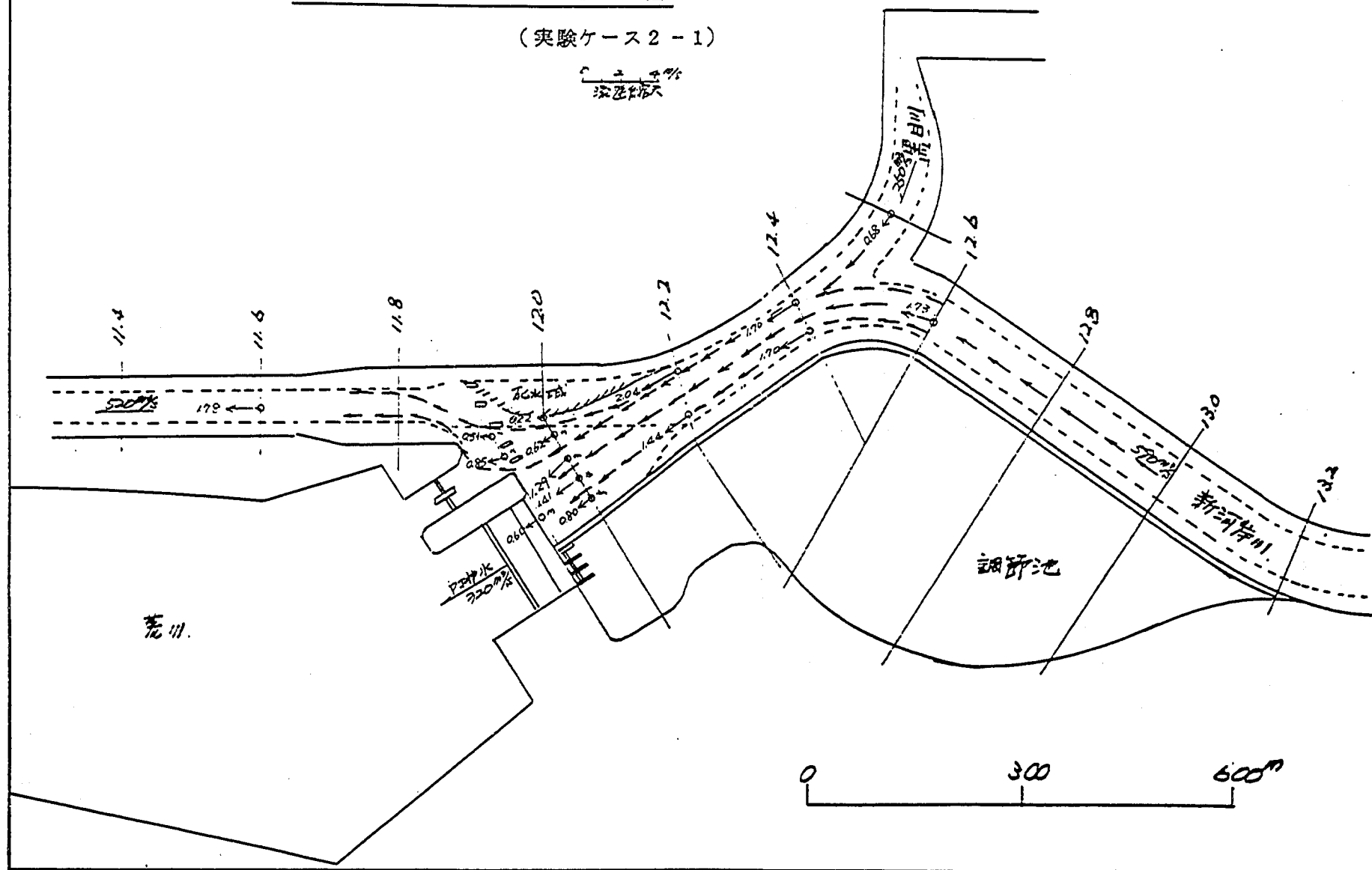


図 - 4・4・12(b) 流 況 図

(実験ケース 2 - 2)

0 2 4 分
流速縮尺

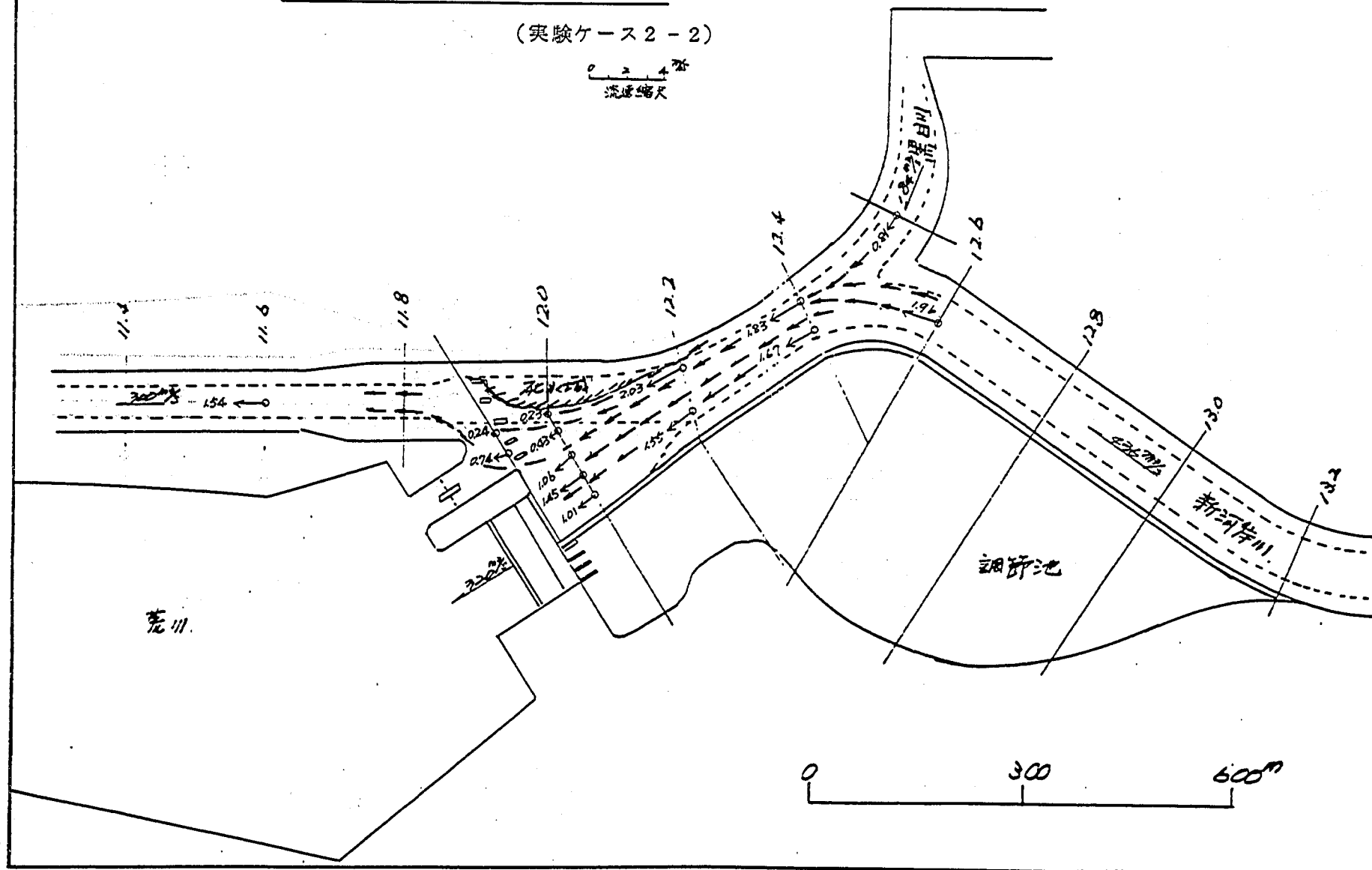


図 - 4 ・ 4 ・ 12 (c) 流 況 図

(実験ケース 2 - 3)

0 2 4 %
流速縮尺

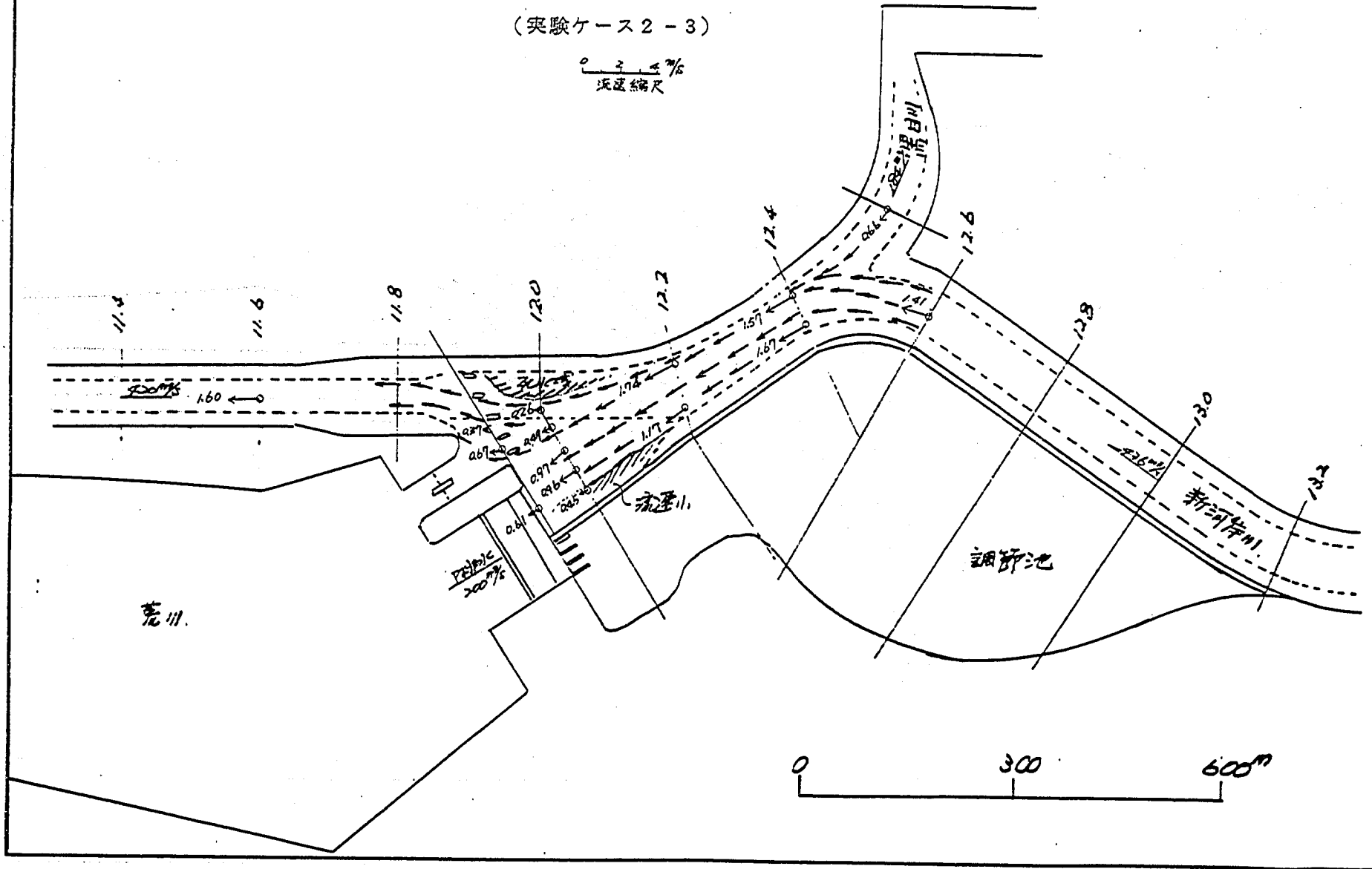
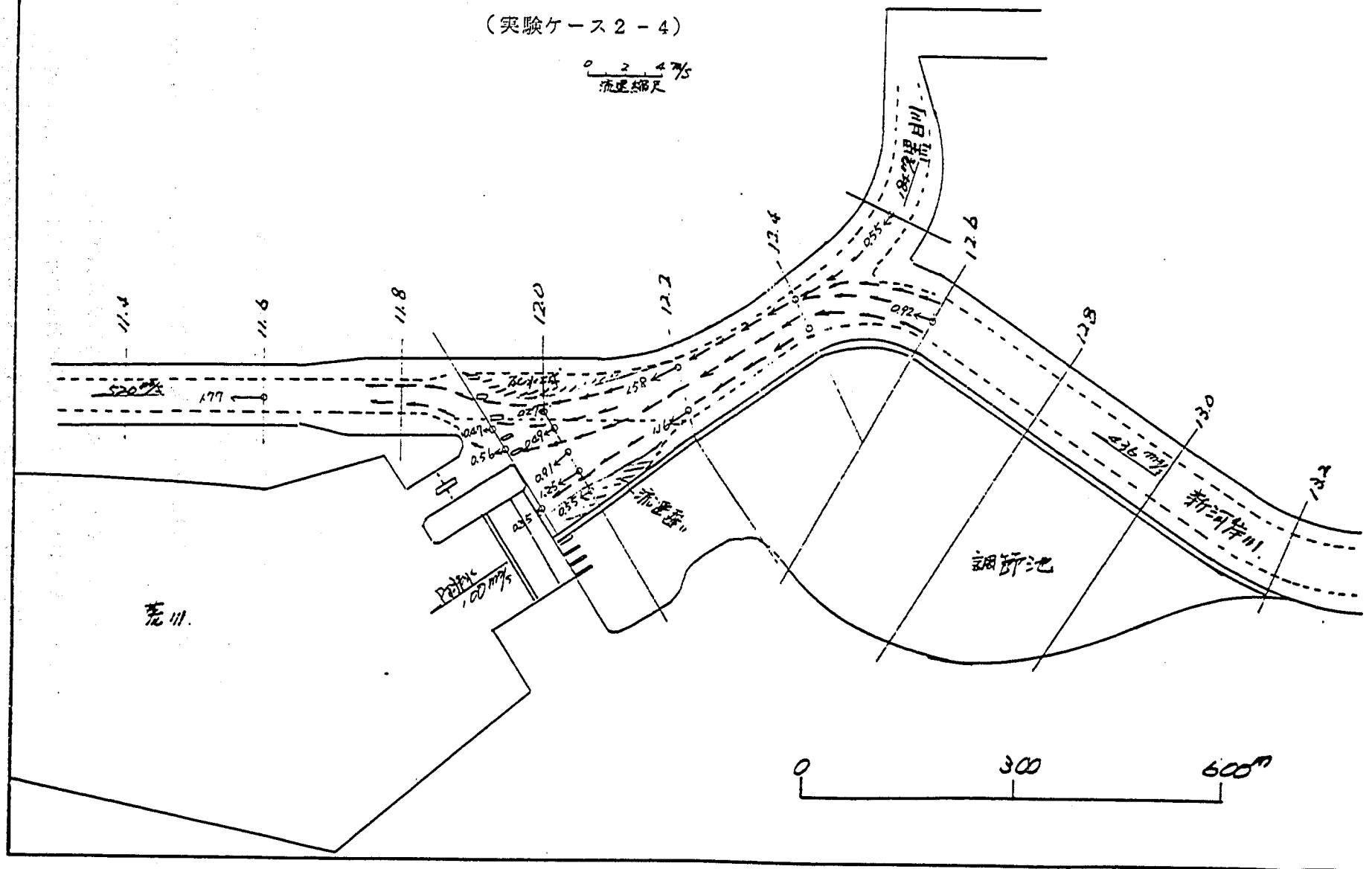


図 - 4 ・ 4 ・ 12 (d) 流 況 図

(実験ケース 2 - 4)

0 2 4 m/s
流速縮尺



4-4-3. 洪水調節効果の検討

調節効果の検討は、二種類の洪水波形で検討した。不定流実験の場合、上流からの流量に対して調節池への流入量と新河岸川への流下量、それに新河岸川下流水位等複雑な条件設定を行わなければならない。従ってこれらの設定方法の習得を兼ねて各洪水波形に対して3ケースの予備実験を行い最後に本実験を実施した。なお今回の洪水調節方式は、水理計算条件に合わせてポンプ排水と越流堤とし、自然排水門は全閉の状態とした。

(1) S.4 1年6月洪水実験結果

この洪水波形は、新河岸川計画流量波形 ($1/100$, $Q_p \div 930 \text{ m}^3/\text{s}$) で水理計算の結果では、ポンプ排水 (最大 $320 \text{ m}^3/\text{s}$) と越流堤 (最大 $100 \text{ m}^3/\text{s}$) で対処出来るとなっている。この波形について、上流流量、ポンプ排水量を同一として、下流設定方法を変えて4ケースの実験を行った。

下流設定方法

ケース4-1 — 初期通水量に対する 1.8^{K} H-Q 水位に設定して、ゲートを固定した (下流流出量を安定させる)。

ケース4-2 — ケース4-1の結果、下流流出量が計算値より大き目に出たのでゲートを低目に設定して固定した。

ケース4-3 — ケース4-1, 4-2の結果、 1.8^{K} 地点水位が計算の H-Q より低くなるので、 1.8^{K} 地点水位が合うようにゲート操作を行った。

ケース4-4 — ケース4-3と同様に 1.8^{K} 水位が計算の H-Q に合うようにゲート操作を行った。

これら一連の実験結果を見ると、水理計算結果とは若干異った現象を示している。

- ① 新河岸川下流のピーク流量が計算結果より多くなる傾向がある。
- ② 調節池内の水位上昇が計算値よりも速い。
- ③ 1.8^{K} 地点の計算の H-Q に合わせるためには、流量上昇期にゲートをはかり上げなければ設定出来ない。また、下降期にはゲートを下げなければならない。
- ④ 水位を設定するためにゲート操作を行うと、これに伴い下流量水槽の流量が変動する。このため下流流量が急激に増加したり、あるいは減少する結果となった。

このような実験状況をふまえて実験結果を評価すると

- ① 対象洪水に対して計画に近い洪水調節が可能であると判断出来る。
- ② 先の越流堤機能の実験の項でも述べたが、越流幅が計算値よりも大きくなっ

ているので上昇期における調節池への流入が多く、ピーク付近で満杯になり調節効果が減少する。従って若干狭めた方が洪水ピークカットには良い。

③ 4-3, 4-4 のケースにおいては新河岸川下流流量波形がかなり計算値と異なっている。これはゲート操作の影響が大きく作用していると考えられる。従って調節量、越流量等流量に関する値は 4-1, 4-2 のケースを参考にする方が実際に近いと考えられる。

④ 本川側の流れは流速も遅く（分流部付近最大 1.8 m/s 程度）あまり問題はない。ただし、122^Kより下流右岸に大きな死水域が発生する事、また調節池への流入時と逆流時では越流堤下流部の流線が変化する事等断面の大きくなるこの地点で不安定な現象が見られる。

⑤ 調節池への越流量は、上流流量からポンプ排水量と新河岸川流量を差し引いた値で、下流量水槽の流量が基準となっている。従って下流流量の不安定条件がそのまま越流量に影響している。むしろ定流実験で求めた越流堤 $H-Q$ 、あるいは調節池の貯流量から求める方が妥当な値と考えられる。

表-4.4.3.(a) 不定流実験水位測定結果 (実験No.4-1)

時間	流 量 (m^3/s)				水 位 (A. P. m)								調 節 量
	全 流 量 Q_0	新河岸川 分流量 Q_s	ポンプ排水 量 Q_p	越 流 量 $Q_f = (Q_0 - Q_s - Q_p)$	12.6 ^k	黒目川0.25 ^k	12.2 ^k	12.0 ^k 左	12.0 ^k 右	11.8 ^k	11.2 ^k	遊 水 池	
0	415	270	150	(0) -5	4.614	4.728	4.563	4.812	4.632	4.656	4.497	-1.008	145
1	455	251	200	(0) 4	4.704	4.593	4.578	4.467	4.557	4.506	4.317	-0.993	204
2	560	242	300	(0) 18	5.004	4.683	4.488	4.557	4.467	4.491	4.302	-1.068	318
3	690	345	320	(0) 25	4.929	5.088	4.953	5.052	4.947	4.986	4.587	-1.033	345
4	810	472	320	(14.2) 18	5.619	5.343	5.448	5.592	5.487	4.911	5.097	-0.843	338
5	900	460	320	(54) 120	6.339	6.213	6.108	6.102	5.967	5.946	5.457	0.117	440
6	920	477	320	(93) 123	6.624	4.923	6.513	6.552	6.477	5.016	6.012	2.007	443
7	925	480	320	(119) 125	6.699	6.888	6.738	6.867	6.642	6.501	6.087	3.927	445
8	890	605	320	- 35	6.309	6.273	6.033	6.177	6.237	6.021	5.436	5.397	285
9	820	523	320	- 23	5.964	5.883	5.718	5.667	5.757	5.526	5.277	5.727	297
10	745	479	300	- 34	5.529	5.718	5.718	5.682	5.577	5.481	5.307	5.577	266
11	620	395	300	- 75	5.319	5.238	5.163	5.127	5.202	5.076	4.887	5.397	225
12	480	390	250	-160	4.584	4.803	4.563	4.782	4.782	4.761	4.482	5.277	90

表-4.4.3.(b) 不定流実験水位測定結果 (実験No.4-2)

時間	流 量 (m^3/s)				水 位 (A.P.m)								調節量
	全流量 Q_0	新河岸川 分流量 Q_s	ポンプ排水 量 Q_p	越流量 $Q_f = (Q_0 - Q_s - Q_p)$	12.6 ^k	黒目川0.25 ^k	12.2 ^k	12.0 ^k 左	12.0 ^k 右	11.8 ^k	11.2 ^k	遊水池	
0	415	305	150	(0) -40	4.869	4.878	4.788	4.737	4.842	5.016	4.377	-1.068	110
1	455	261	200	(0) -6	3.939	4.608	4.518	4.092	4.557	4.551	4.437	-1.128	194
2	560	247	300	(0) 13	4.674	4.623	4.113	3.522	4.572	4.596	4.197	-1.128	313
3	690	283	320	(0) 87	4.614	4.383	4.323	3.627	4.857	4.746	4.587	-0.783	407
4	810	453	320	(0) 37	4.854	4.983	4.938	4.257	5.502	5.226	4.782	-0.681	357
5	900	492	320	(45.5) 88	6.009	5.988	6.033	5.787	6.192	5.841	5.667	1.812	408
6	920	462	320	(56.5) 138	6.204	6.198	6.138	6.057	6.357	6.156	5.697	2.907	458
7	925	518	320	(95.5) 87	6.429	6.468	6.528	6.192	6.642	6.486	5.847	5.247	407
8	890	565	320	5	6.264	6.108	6.138	5.877	5.982	5.766	5.247	5.721	325
9	820	524	320	-24	5.919	5.778	5.958	5.427	5.712	5.436	5.127	5.637	296
10	745	433	300	12	5.484	5.283	5.298	5.187	5.397	5.196	4.827	5.382	312
11	620	364	300	-44	4.824	4.743	4.593	4.867	4.917	4.566	4.557	5.202	256
12	480	244	250	-14	4.119	4.203	4.053	4.326	4.467	4.206	4.227	4.947	236

表-4.4.3.(c) 不定流実験水位測定結果 (実験No.4-3)

時間	流 量 (m^3/s)				水 位 (A.P.m)								調節量
	全流量 Q_o	新河岸川 分流量 Q_s	ポンプ排水 量 Q_p	越流量 $Q_f = (Q_o - Q_s - Q_p)$	12.6 ^k	黒目川0.25 ^k	12.2 ^k	12.0 ^k 左	12.0 ^k 右	11.8 ^k	11.2 ^k	遊水池	
0	415	248	150	$\begin{pmatrix} 0 \\ 17 \end{pmatrix}$	4.674	4.698	4.638	4.692	4.662	4.686	4.467	-0.993	167
1	455	261	200	$\begin{pmatrix} 0 \\ 6 \end{pmatrix}$	4.569	4.638	4.623	4.617	4.587	4.476	4.476	-0.993	194
2	560	277	300	$\begin{pmatrix} 0 \\ 17 \end{pmatrix}$	4.764	4.803	4.668	4.782	4.662	4.671	4.512	-0.993	283
3	690	387	320	$\begin{pmatrix} 21.8 \\ 17 \end{pmatrix}$	5.514	5.688	5.613	5.742	5.637	5.526	5.217	-0.663	303
4	810	394	320	$\begin{pmatrix} 82.0 \\ 96 \end{pmatrix}$	6.519	6.528	6.423	6.537	6.417	6.336	6.267	0.942	416
5	900	369	320	$\begin{pmatrix} 166.5 \\ 211 \end{pmatrix}$	7.134	6.408	7.068	7.287	7.077	6.846	6.852	3.957	531
6	920	447	320	$\begin{pmatrix} 172.0 \\ 153 \end{pmatrix}$	7.179	7.263	7.143	7.182	7.137	7.041	6.777	6.312	473
7	925	631	320	-26	7.269	7.323	7.143	7.212	7.182	7.041	6.612	7.212	294
8	890	655	320	-85	6.954	6.978	6.843	6.942	6.927	6.801	6.462	6.942	235
9	820	542	320	-42	6.792	6.813	6.663	6.807	6.762	6.666	6.522	6.792	278
10	745	488	300	-43	6.519	6.588	6.408	6.522	6.492	6.426	6.282	6.537	257
11	620	438	300	-118	5.559	5.658	5.493	5.502	5.532	5.451	5.187	5.907	182
12	480	223	250	7	4.329	4.338	4.143	4.242	4.242	4.024	3.912	5.532	257

表-4.4.3.(d) 不定流実験水位測定結果 (実験No.4-4)

時間	流 量 (m ³ /s)				水 位 (A.P.m)								調節量
	全流量 Q _o	新河岸川 分流量 Q _s	ポンプ排水 量 Q _p	越流量 Q _f = (Q _o -Q _s -Q _p)	12.6 ^k	黒目川0.25 ^k	12.2 ^k	12.0 ^k 左	12.0 ^k 右	11.8 ^k	11.2 ^k	遊水池	
0	415	288	150	(0) -23	4.569	3.408	4.548	4.587	4.572	3.801	4.317	-1.053	127
1	455	235	200	(0) 20	4.479	4.293	4.413	4.482	4.452	4.251	4.287	-1.053	220
2	560	244	300	(0) 1.6	4.614	4.608	4.488	4.557	4.527	4.491	4.377	-1.053	316
3	690	305	320	(5.5) 65	5.319	5.253	5.208	4.782	5.337	5.301	5.172	-1.026	385
4	810	296	320	(45.8) 194	6.099	6.018	6.033	5.202	6.087	6.006	5.862	-0.563	514
5	900	319	320	(57.0) 261	6.189	6.423	6.153	6.147	6.507	6.111	5.817	1.107	581
6	920	442	320	(127.0) 158	6.849	6.933	6.783	6.612	6.807	6.471	5.877	4.212	478
7	925	505	320	100	6.909	6.918	6.678	6.867	6.747	6.591	6.177	6.252	420
8	890	546	320	24	6.699	6.753	6.573	6.822	6.747	6.213	6.417	6.702	344
9	820	443	320	57	6.534	6.468	6.498	6.342	6.417	6.321	5.952	6.552	377
10	745	419	300	26	6.204	6.348	6.303	5.967	6.372	6.126	6.057	6.387	326
11	620	581	300	-261	5.634	5.532	5.283	5.172	5.382	5.196	4.737	5.937	39
12	480	282	250	-52	4.164	4.173	4.008	3.882	4.047	3.936	3.657	5.547	198

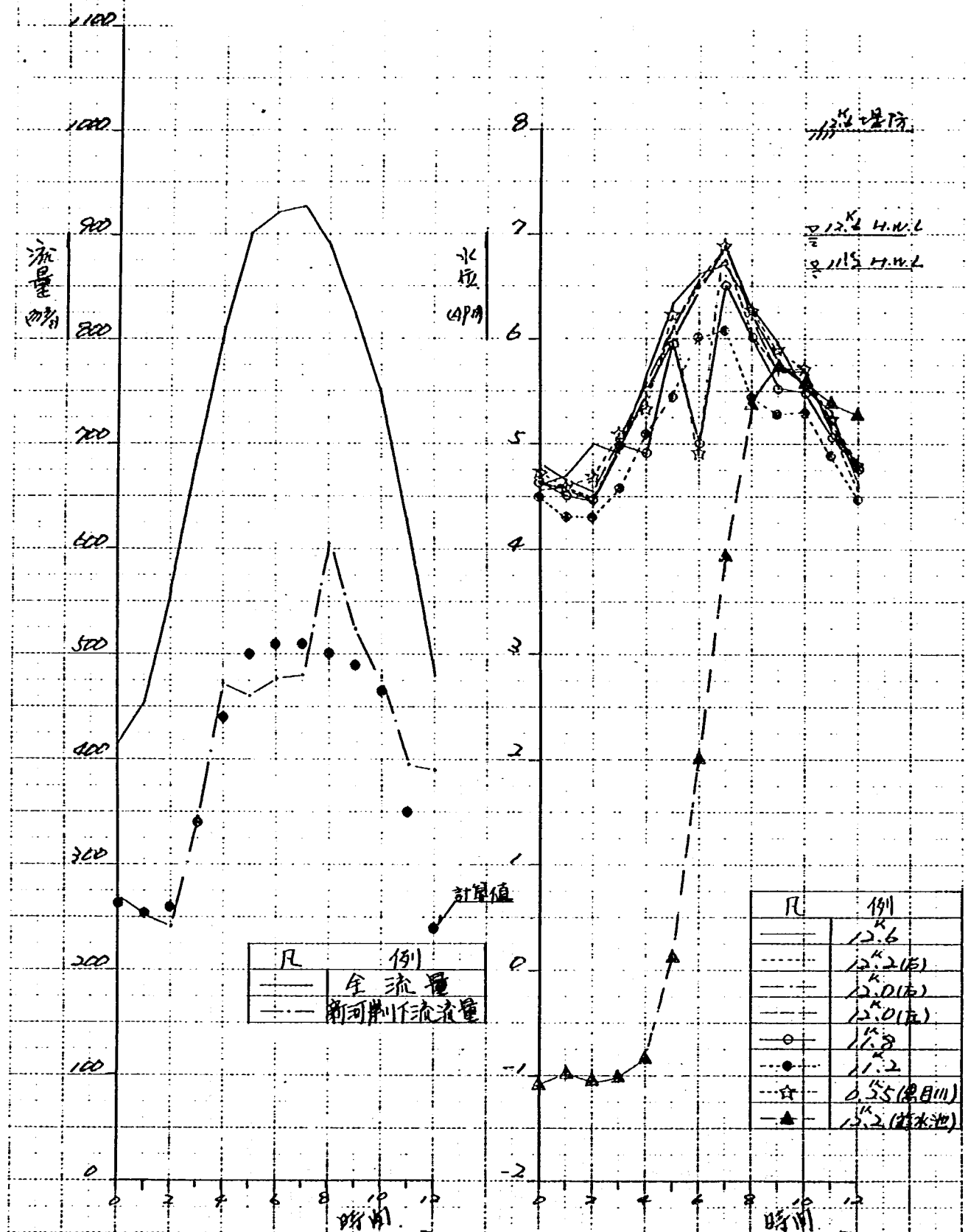


図-4・4・13 (a) 時間流量水位曲線 (実験 No. 4-1)

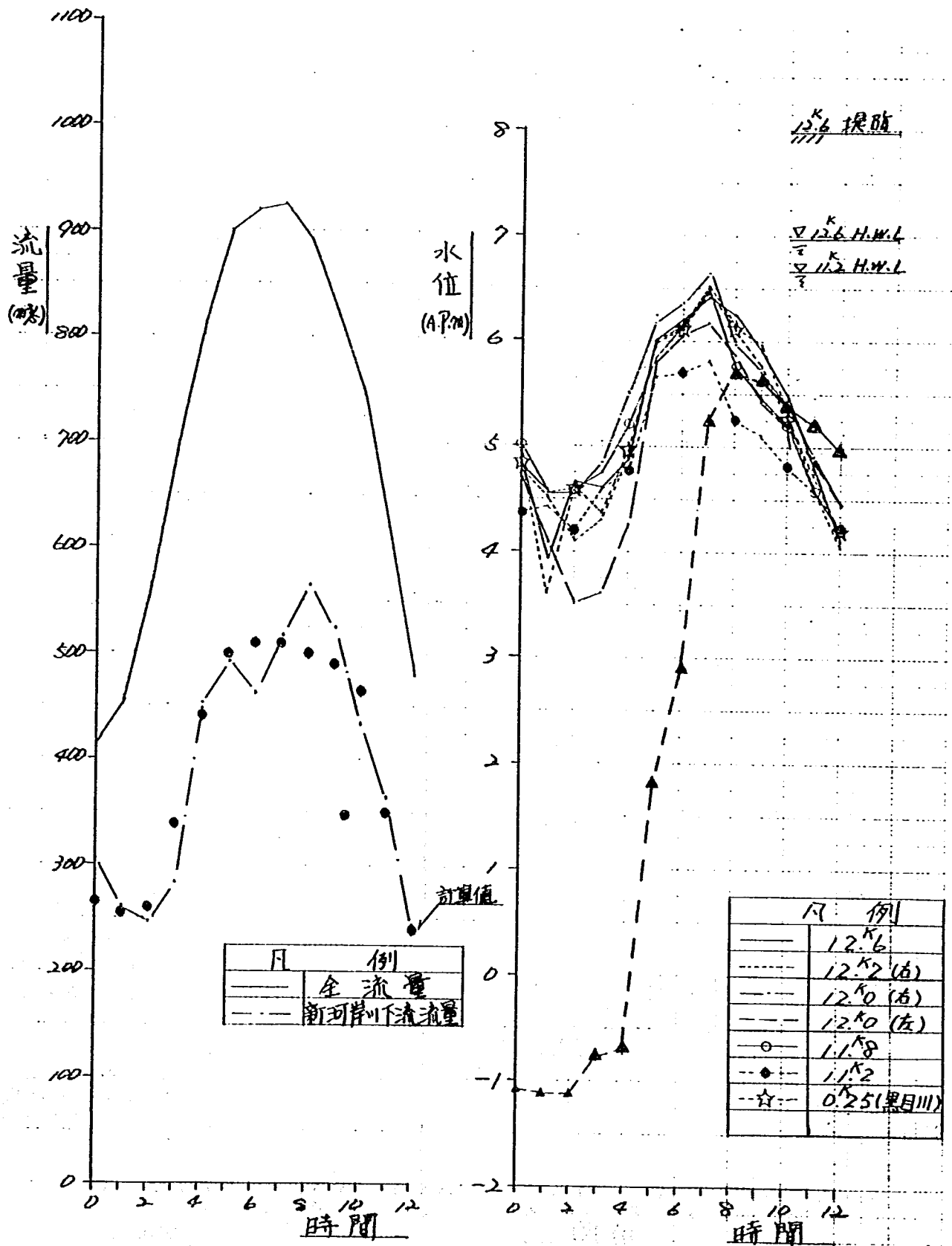


図 - 4 · 4 · 13 (b) 時間流量水位曲線 (実験 № 4 - 2)

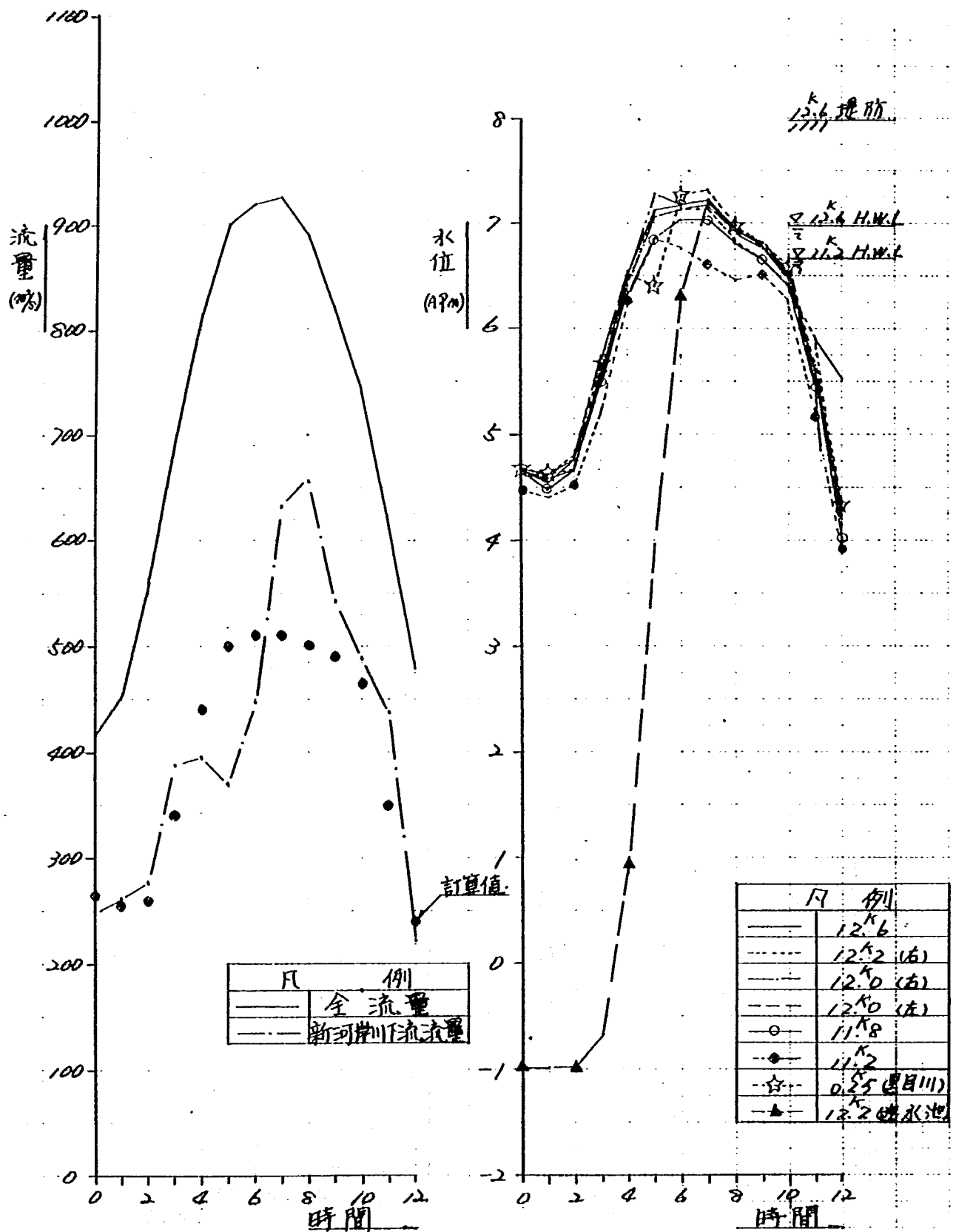


図 - 4 - 4 - 13(c) 時間流量水位曲線 (実験 No 4 - 3)

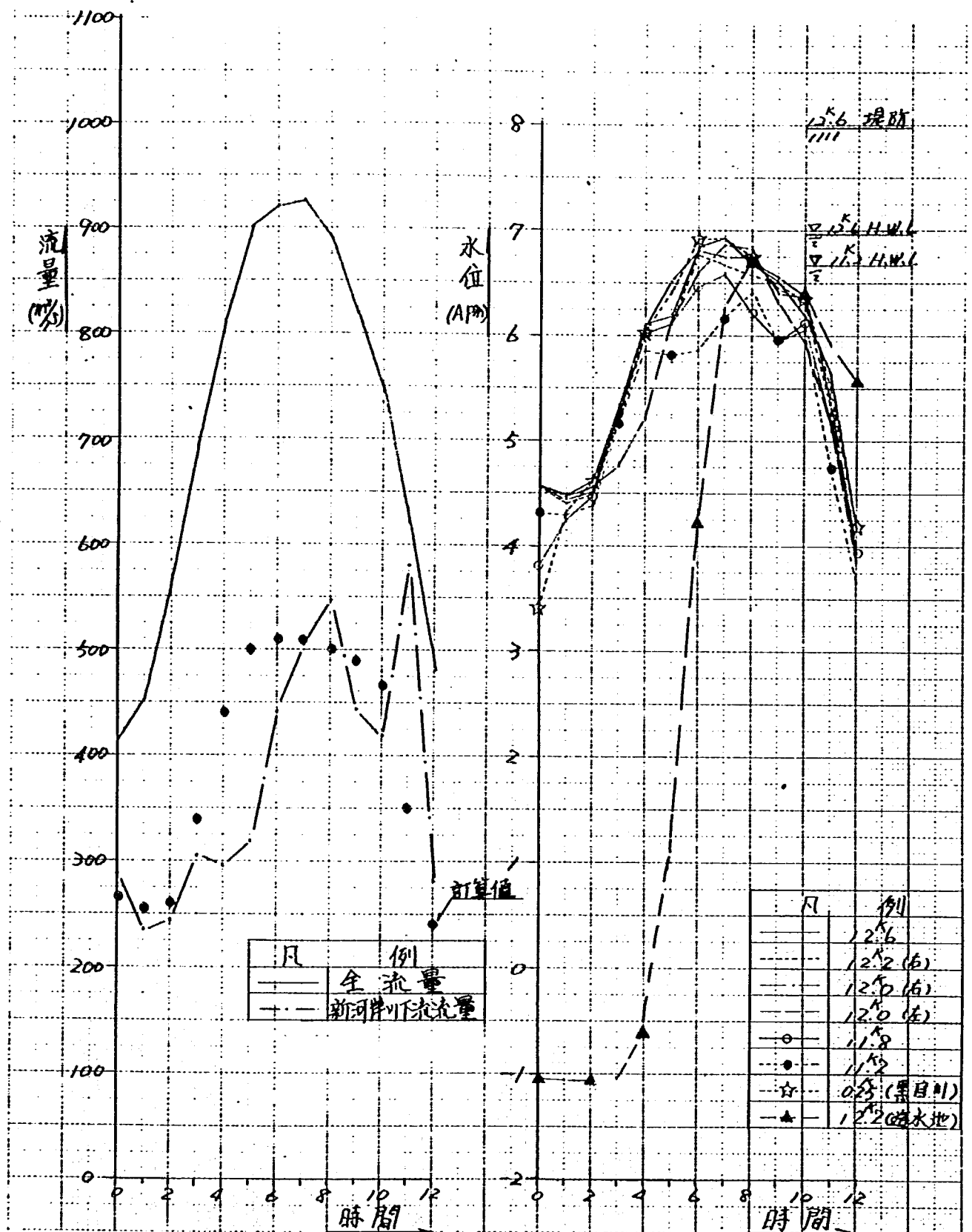


図 - 4 · 4 · 13(d) 時間流量水位曲線 (実験 No 4 - 4)

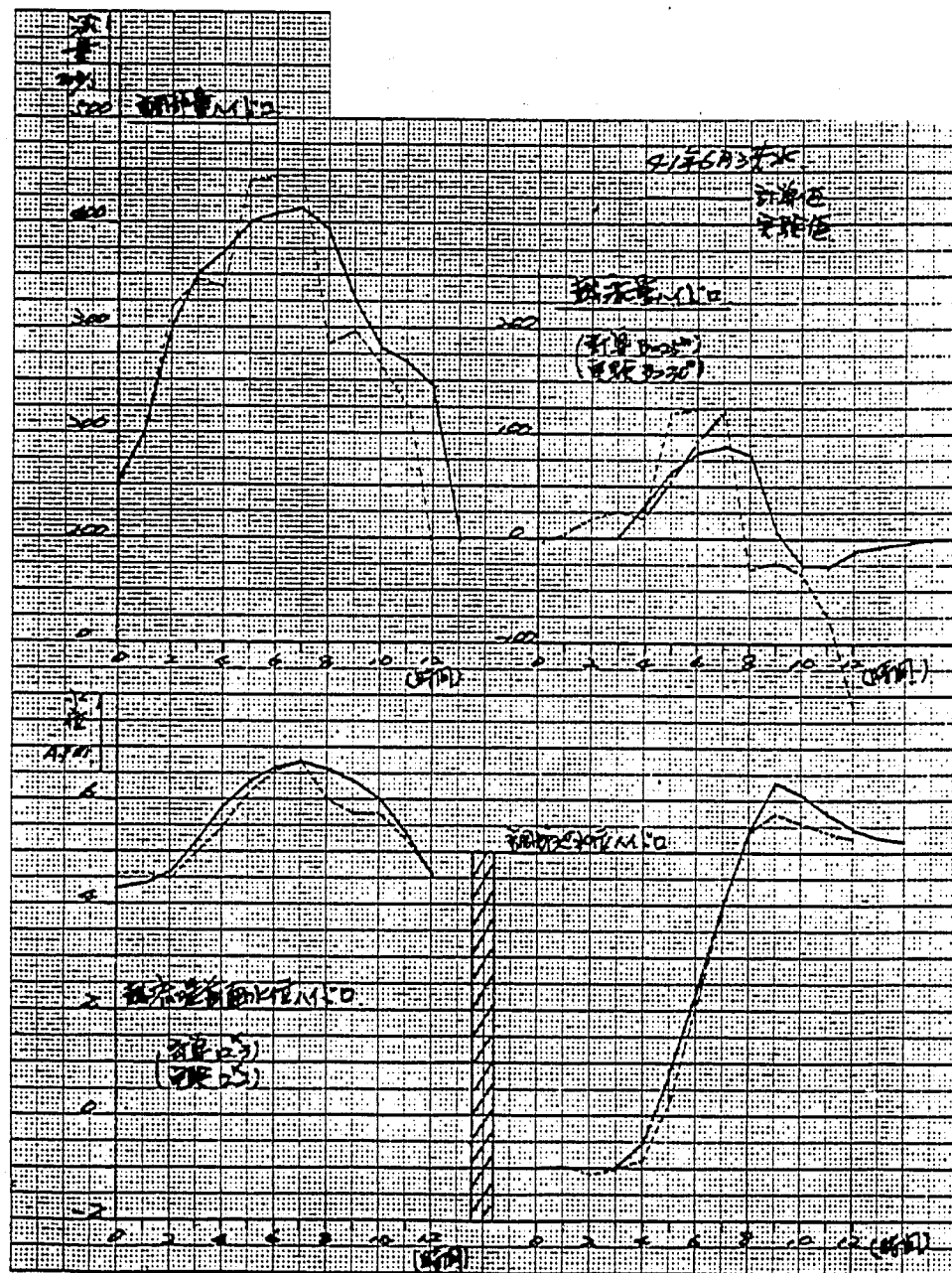


図 - 4.4.14(a) 実験値・計算値比較図 (ケース 4-1)

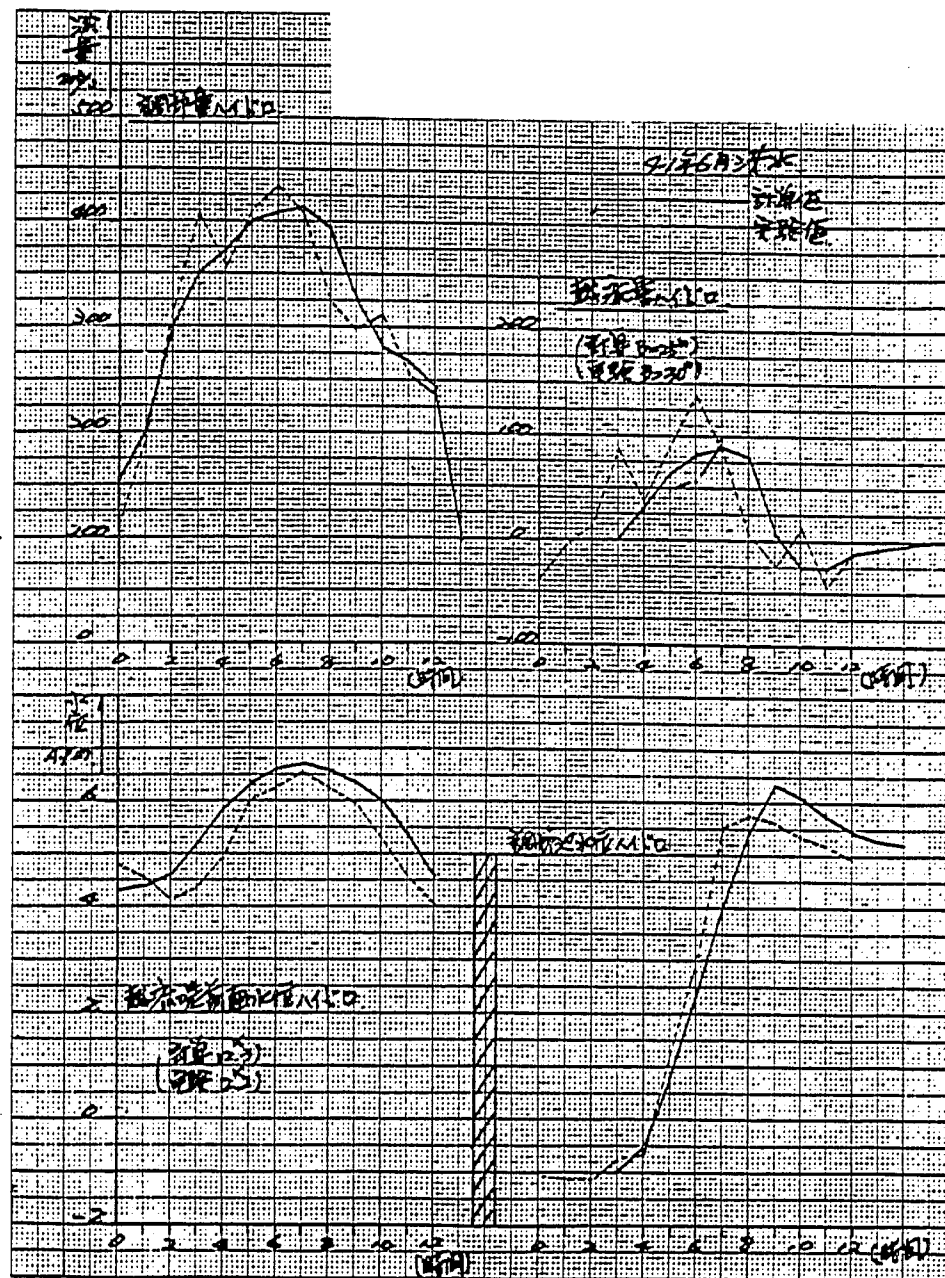


図 - 4.4.14(b) 実験値・計算値比較図 (ケース 4-2)

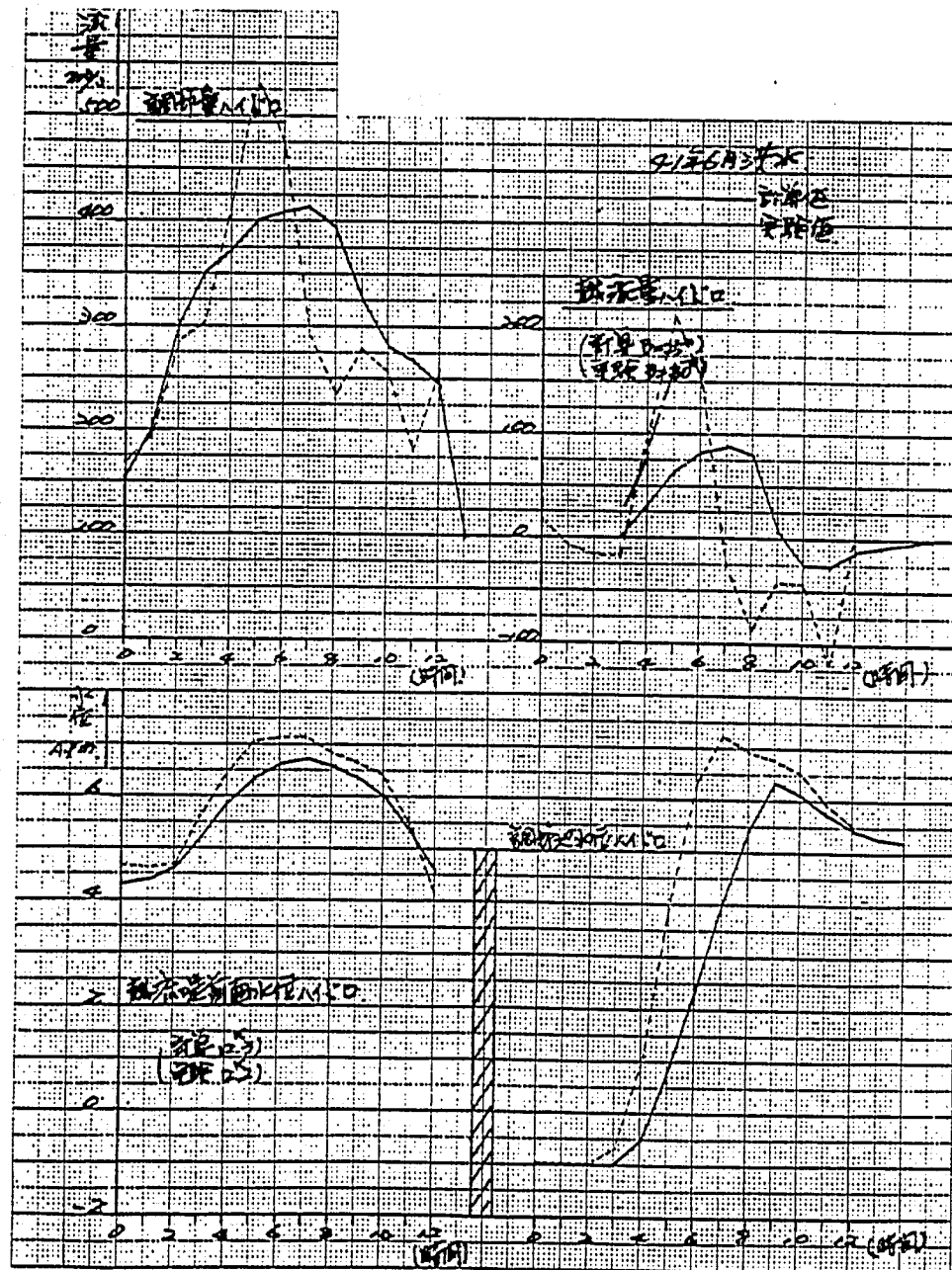


図 - 4 - 4 - 14(c) 実験値・計算値比較図 (ケース 4 - 3)

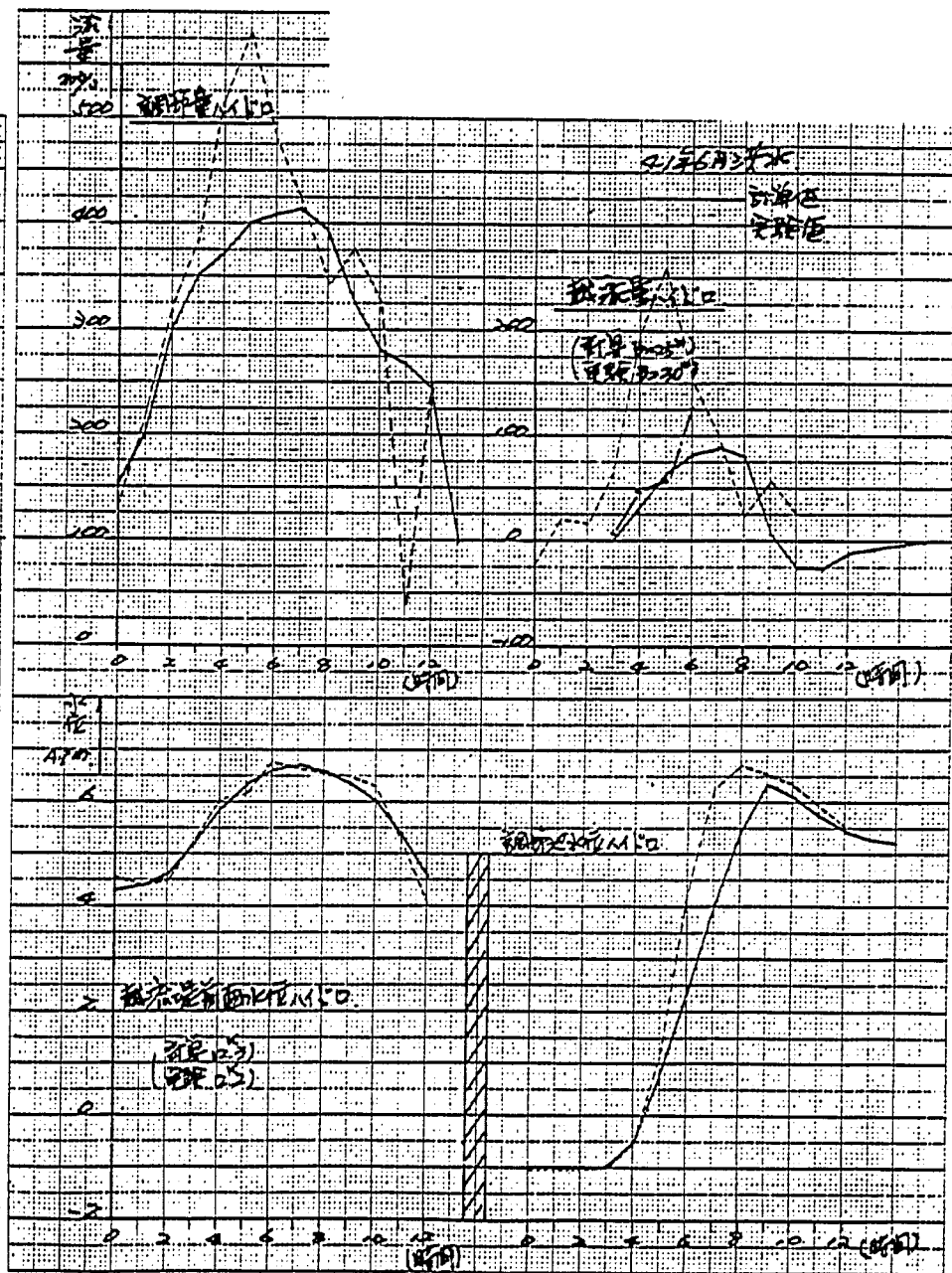


図 - 4 - 4 - 14(d) 実験値・計算値比較図 (ケース 4 - 4)

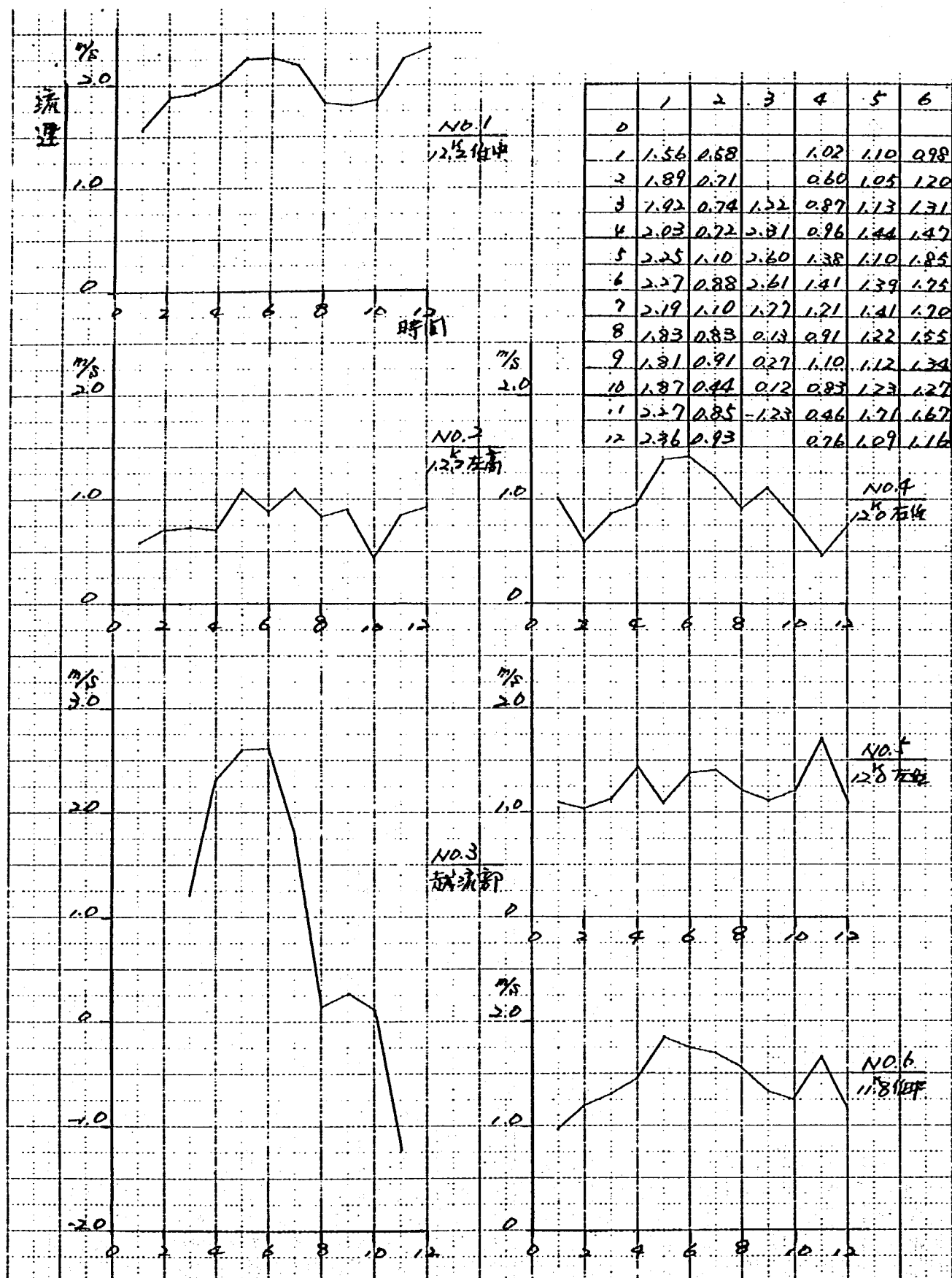


図-4・4・15 流速時間変化図 (ケース4-4)

(2) S.19年10月洪水実験結果

この洪水は、ピーク流量約 $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ で最も流量が大きくシャープな波形となっており水理計算の結果ではポンプ排水と調節池では対処出来ない洪水となっている。この洪水についてもケース4の場合と同様に予備実験3ケースを含め合計4ケースの実験を行った。

ケース5-1——初期通水量に合う 1.8^{K} 地点の計算の $H-Q$ に設定してゲートを固定した。

ケース5-2——ケース5-1の結果、 1.8^{K} 地点の水位が低くなったのでゲートを高く設定して固定した。

ケース5-3—— 1.8^{K} 地点の計算の $H-Q$ に合うようにゲートを操作した。

ケース5-4——ケース5-3と同様 1.8^{K} 地点の計算の $H-Q$ に合うようにゲート操作を行った。

この一連の実験結果とケース4の結果を比較すると、ケース4の場合よりは下流流量の波形も安定しており、計算結果との対応も良いようである。

ケース5-1、5-2は、水位設定が計算値よりもかなり低くなっているために越流量が少なくなり、調節量が計算よりも小さい結果となった。

ケース5-3、5-4は水位を計算値に合わせているのでケース4の場合と同じように越流量が多くなり、調節池の水位上昇が計算結果よりも速くなっている。これも越流幅を計算条件よりも広くしているためと思われる。5-3、5-4の結果はほとんど同じになっており越流幅を若干小さくすれば、かなり計算値に近い結果になると考えられる。

実験の結果でも、計算の場合と同様、水位は $H.W.L.$ をはるかに超える結果となり、ポンプ排水と越流堤だけでは対処出来ない状況であった。本川側の流れの状況は、ケース4の状況に比べ特に変化はなく、流速値もそれ程大きくはなく死水域の範囲、流線の方角にも大差は認められなかった。

表-4.4.4.(a) 不定流実験水位測定結果 (実験No.5-1)

時間	流 量 (m^3/s)				水 位 (A.P.m)								調整量
	全流量 Q_0	新河岸川 分流量 Q_s	ポンプ排水 量 Q_p	越流量 $Q_f = (Q_0 - Q_s - Q_p)$	12.6 ^k	黒目川0.25 ^k	12.2 ^k	12.0 ^k 左	12.0 ^k 右	11.8 ^k	11.2 ^k	遊水池	
0	335	230	100	(0) 5	4.254	4.323	4.158	4.167	4.302	4.161	4.542	-0.978	105
1	460	224	195	(0) 41	4.284	4.263	4.158	4.257	4.272	4.056	4.242	-0.948	236
2	555	257	285	(0) 13	4.524	4.564	4.413	4.422	4.392	4.266	4.407	-0.933	298
3	665	323	320	(0) 22	4.884	4.908	4.803	4.857	4.782	4.701	4.422	-0.903	342
4	805	454	320	(15.8) 31	5.379	5.433	5.478	5.637	5.292	4.851	4.947	-0.888	351
5	965	610	320	(29.5) 35	5.874	5.553	5.748	5.847	5.892	5.556	5.277	-0.078	355
6	1095	714	320	(59.0) 61	6.399	6.423	6.168	6.357	6.252	6.006	5.592	1.317	381
7	1.105	740	320	(69.5) 45	6.414	6.468	6.288	6.327	6.297	6.141	5.772	2.952	365
8	995	671	320	4	6.309	6.258	6.018	6.072	6.072	5.946	5.547	4.152	324
9	920	582	305	33	5.949	6.018	5.823	5.937	5.847	5.706	5.322	4.827	338
10	795	518	295	-18	5.709	5.703	5.463	5.547	5.547	5.391	5.052	5.217	277
11	650	399	290	-39	5.199	5.193	4.983	5.052	5.067	4.896	4.782	5.247	251
12	520	276	280	-36	4.659	4.608	4.458	4.482	4.527	4.401	4.167	5.187	244

表-4.4.4.(b) 不定流実験水位測定結果 (実験No. 5-2)

時間	流 量 (m ³ /s)				水 位 (A. P. m)								調 節 量
	全 流 量 Q _o	新河岸川 分流量 Q _s	ポンプ排水 量 Q _p	越 流 量 Q _f = (Q _o -Q _s -Q _p)	12.6 ^k	黒目川0.25 ^k	12.2 ^k	12.0 ^k 左	12.0 ^k 右	11.8 ^k	11.2 ^k	遊 水 池	
0	335	210	100	(0) 25	4.269	3.333	4.728	4.242	4.812	4.356	4.737	-1.078	125
1	460	232	195	(0) 33	4.269	4.518	4.473	4.182	4.887	4.641	4.377	-1.083	228
2	555	291	285	(4.8) 21	4.974	5.118	5.178	4.647	5.097	5.091	4.827	-1.083	264
3	665	324	320	(5.5) 21	5.604	5.343	5.208	5.127	5.307	5.076	5.247	-0.933	341
4	805	426	320	(57.0) 59	5.814	5.613	6.153	5.322	5.667	5.556	5.487	-0.481	379
5	965	552	320	(56.3) 93	6.099	6.183	6.138	6.267	6.207	5.991	5.682	1.182	413
6	1095	670	320	(93.0) 105	6.834	6.828	6.513	6.687	6.672	6.441	6.162	3.222	425
7	1105	690	320	(104.0) 95	6.804	6.513	6.603	6.642	6.717	6.441	6.177	5.097	415
8	995	606	320	69	6.369	6.498	6.183	6.372	6.432	6.111	5.892	6.207	389
9	920	604	305	11	6.039	6.168	6.138	5.742	6.387	6.231	5.787	6.237	316
10	795	515	295	-15	6.054	5.793	5.883	5.487	6.117	5.901	5.757	5.987	280
11	650	409	290	-49	5.799	5.718	5.628	5.442	5.622	5.646	5.352	5.802	241
12	520	282	280	-42	4.749	4.728	4.833	4.392	4.977	4.911	4.797	5.157	238

表-4.4.4.(c) 不定流実験水位測定結果 (実験No.5-3)

時間	流 量 (m^3/s)				水 位 (A. P. m)								調 節 量
	全 流 量 Q_0	新河岸川 分流量 Q_s	ポンプ排水 量 Q_p	越 流 量 $Q_f = (Q_0 - Q_s - Q_p)$	12.6 ^k	黒目川0.25 ^k	12.2 ^k	12.0 ^k 左	12.0 ^k 右	11.8 ^k	11.2 ^k	遊 水 池	
0	335	206	100	(0) 29	4.209	4.248	4.218	4.287	4.257	4.191	4.077	-1.068	129
1	460	256	195	(0) 9	4.509	4.533	4.413	4.497	4.482	4.371	4.287	-1.113	204
2	555	274	285	(0) -4	4.614	4.653	4.518	4.602	4.557	4.491	4.317	-1.083	281
3	665	325	320	(1.50) 20	5.169	5.238	5.073	5.172	5.082	5.016	4.827	-1.128	340
4	805	466	320	(93.8) 19	6.114	6.168	5.973	6.087	6.087	5.991	5.772	-0.363	339
5	965	510	320	(125.0) 135	6.789	6.873	6.768	6.852	6.852	6.741	6.597	2.202	455
6	1095	552	320	(219.0) 223	7.464	7.548	7.518	7.497	7.482	7.401	7.302	5.517	543
7	1105	739	320	(234.0) 46	7.749	7.488	7.638	7.767	7.662	7.461	7.392	7.722	366
8	995	651	320	24	7.719	7.683	7.548	7.632	7.587	7.536	7.392	7.677	344
9	920	601	305	14	7.539	7.413	7.428	7.482	7.542	7.356	7.242	7.512	319
10	795	572	295	-72	6.774	6.753	6.633	6.687	6.687	6.561	6.387	6.717	223
11	650	429	290	-69	6.009	5.973	5.883	5.907	5.952	5.856	5.697	6.057	221
12	520	311	280	-71	4.734	4.458	4.578	4.632	4.647	4.386	4.392	5.592	209

表-4.4.4.(b) 不定流実験水位測定結果 (実験No.5-4)

時間	流 量 (m ³ /s)				水 位 (A.P.m)								調節量
	全流量 Q ₀	新河岸川 分流量 Q _s	ポンプ排水 量 Q _p	越流量 Q _f = (Q ₀ -Q _s -Q _p)	12.6 ^k	黒目川0.25 ^k	12.2 ^k	12.0 ^k 左	12.0 ^k 右	11.8 ^k	11.2 ^k	遊水池	
0	335	234	100	(0) 1	4.179	4.233	4.203	4.152	4.257	4.176	4.002	-1.053	101
1	460	241	195	(0) 24	4.539	4.578	4.503	4.137	4.527	4.476	4.347	-1.113	219
2	555	269	285	(0) 1	4.359	4.458	4.263	4.137	4.497	4.416	4.257	-1.344	286
3	665	317	320	(1.50) 28	5.109	4.998	5.073	4.698	5.187	4.986	4.887	-0.766	348
4	805	412	320	(57.0) 73	6.159	6.183	6.153	6.207	6.057	6.036	5.967	-0.084	393
5	965	478	320	(134.0) 167	6.864	6.963	6.843	6.927	6.897	6.831	6.717	2.496	487
6	1095	576	320	(196.0) 199	7.419	7.458	7.338	7.467	7.407	7.356	7.182	5.376	519
7	1105	631	320	(245.0) 154	7.584	7.623	7.743	7.632	7.782	7.536	7.512	7.641	474
8	995	658	320	17	7.599	7.458	7.593	7.602	7.602	7.461	7.317	7.536	337
9	920	643	305	-28	7.494	7.488	7.443	7.482	7.482	7.416	7.272	7.461	277
10	795	619	295	-119	6.789	6.693	6.678	6.447	6.942	6.756	6.627	6.786	176
11	650	458	290	-98	5.634	5.553	5.508	5.037	5.727	5.526	5.382	5.766	192
12	520	330	280	-90	3.999	4.053	4.023	3.582	4.107	4.116	3.822	5.256	190

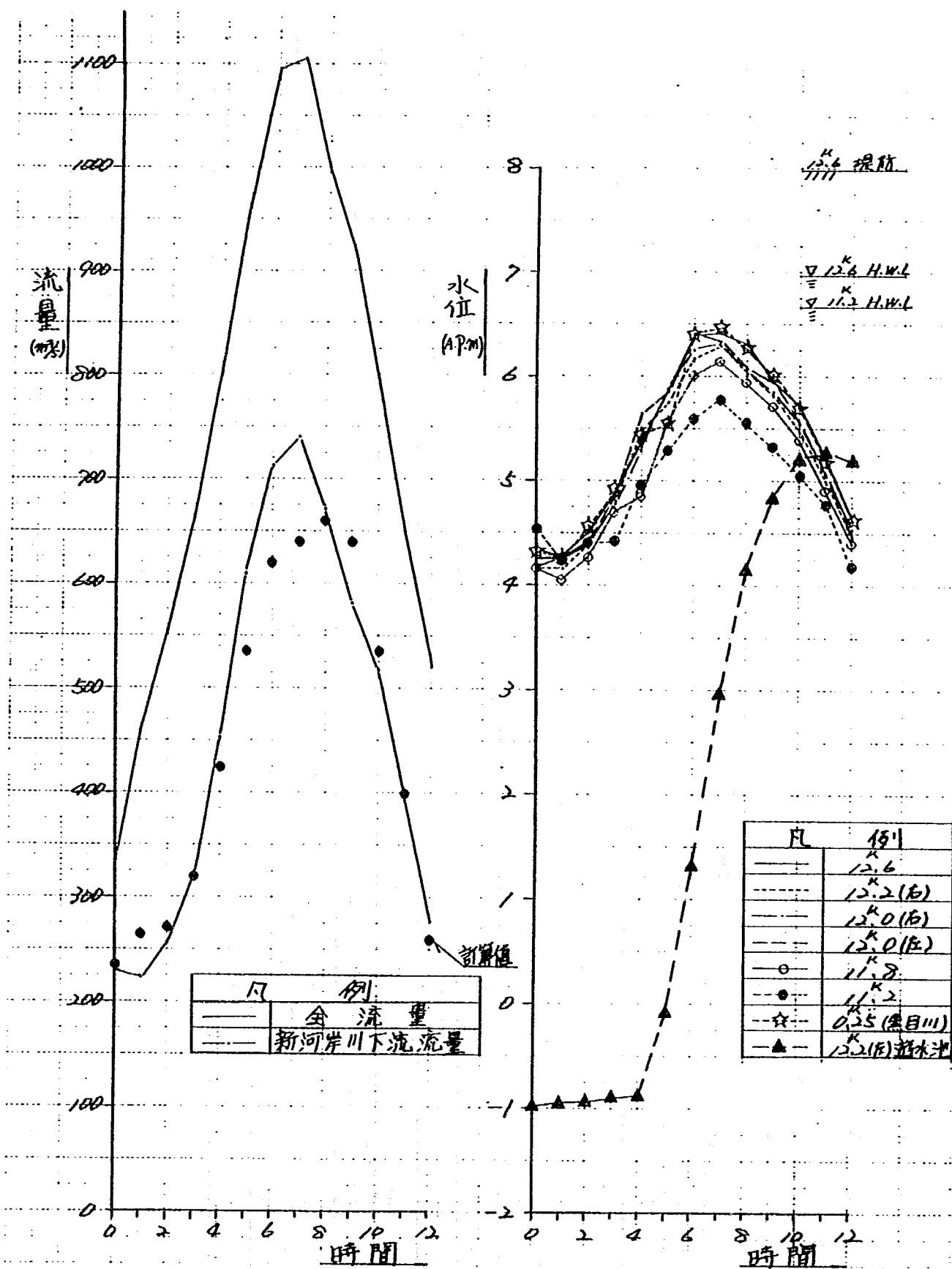


図 - 4.4.16(a) 時間流量水位曲線 (実験 No 5-1)

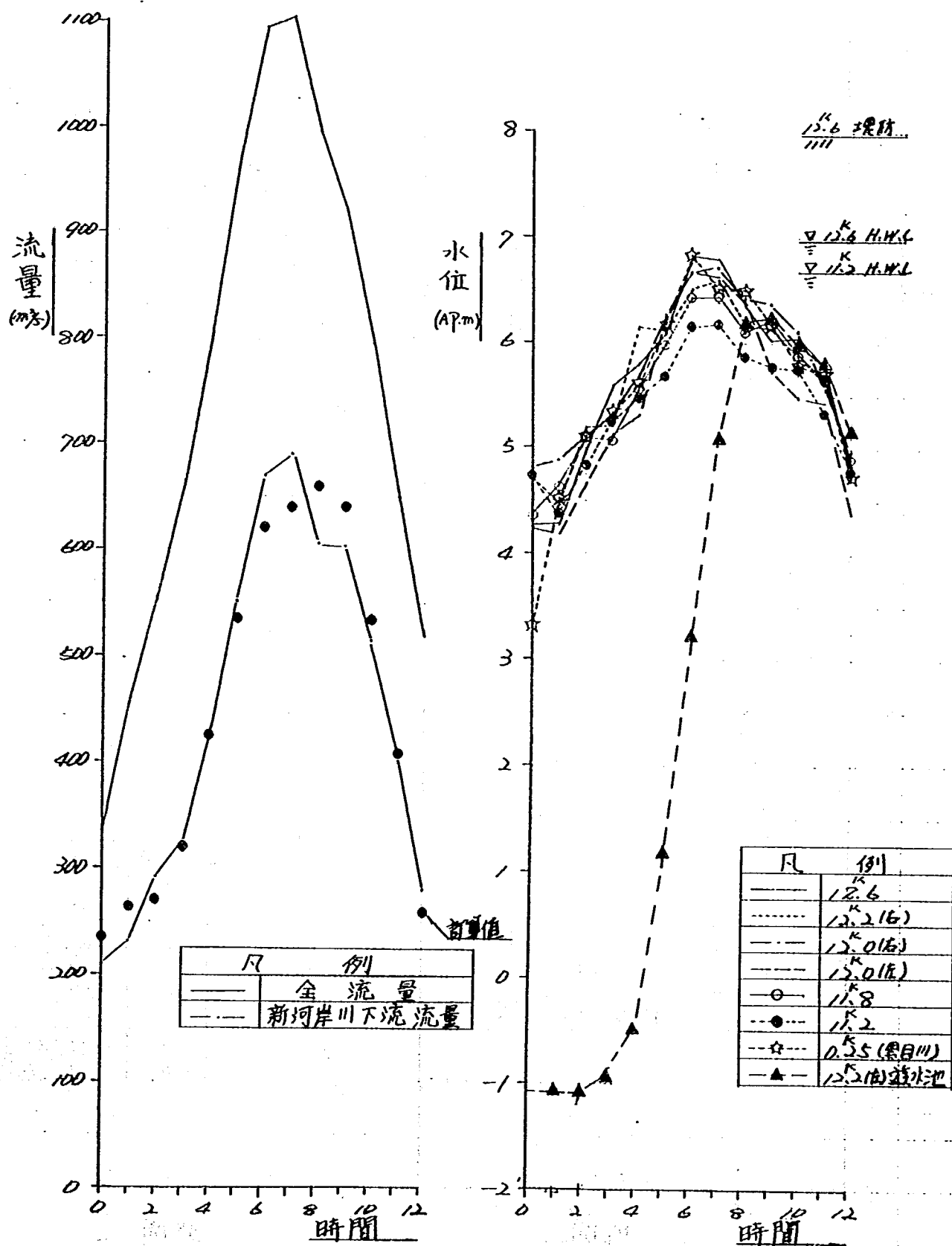


図 - 4 · 4 · 16 (b) 時間流量水位曲線 (実験 No. 5 - 2)

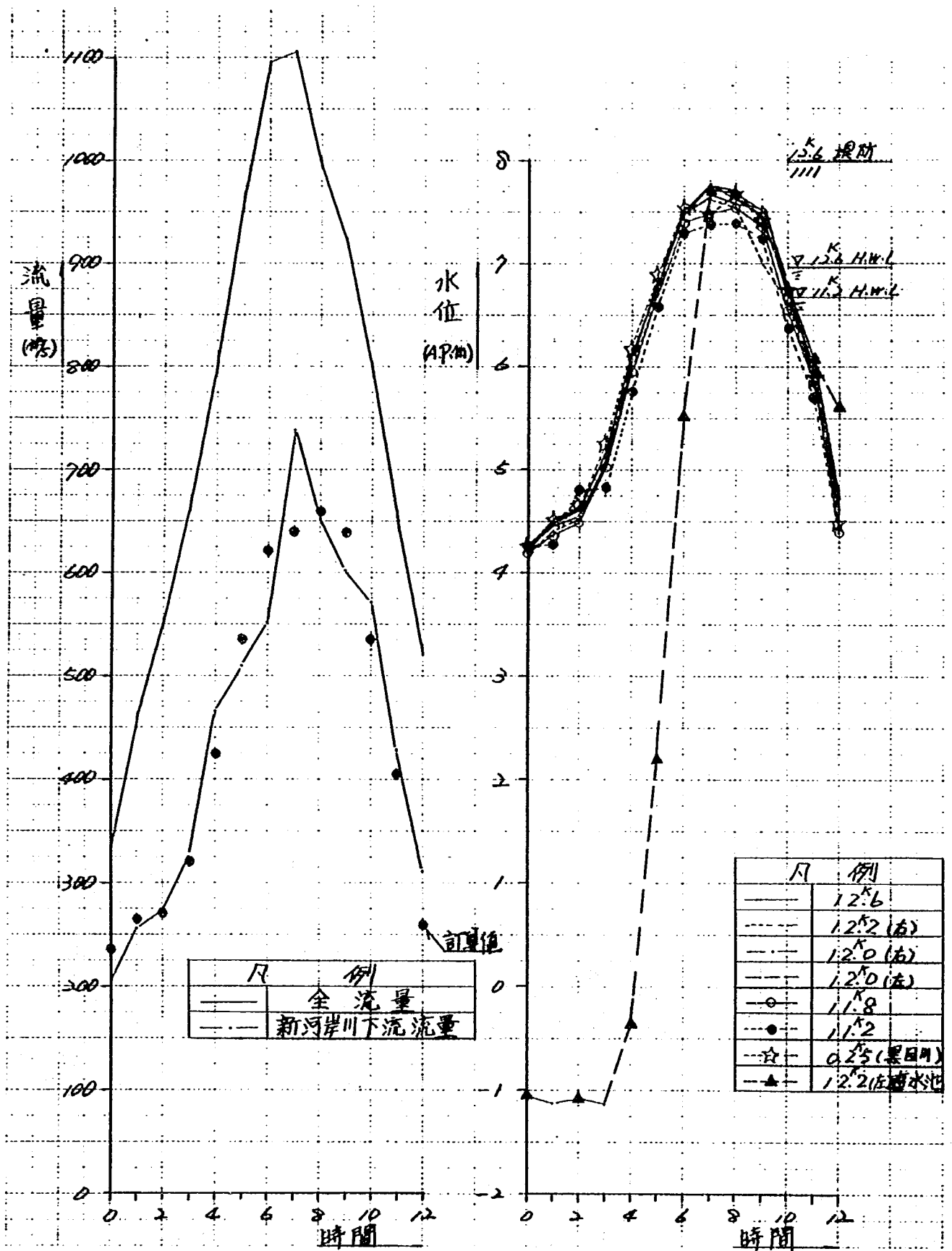


図 - 4 . 4 . 16(c) 時間流量水位曲線 (実験 № 5 - 3)

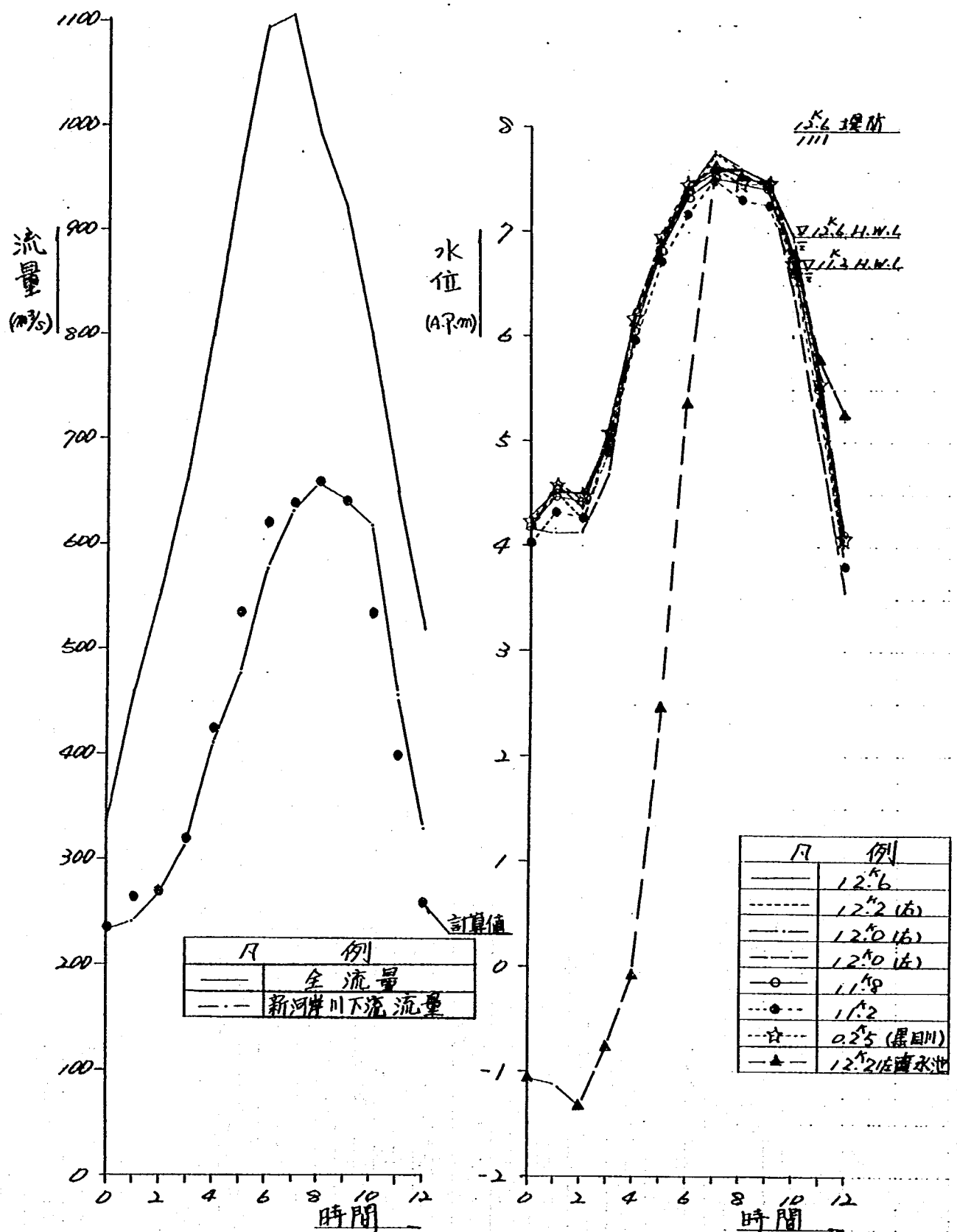


図 - 4 · 4 · 16 (d) 時間流量水位曲線 (実験 No 5 - 4)

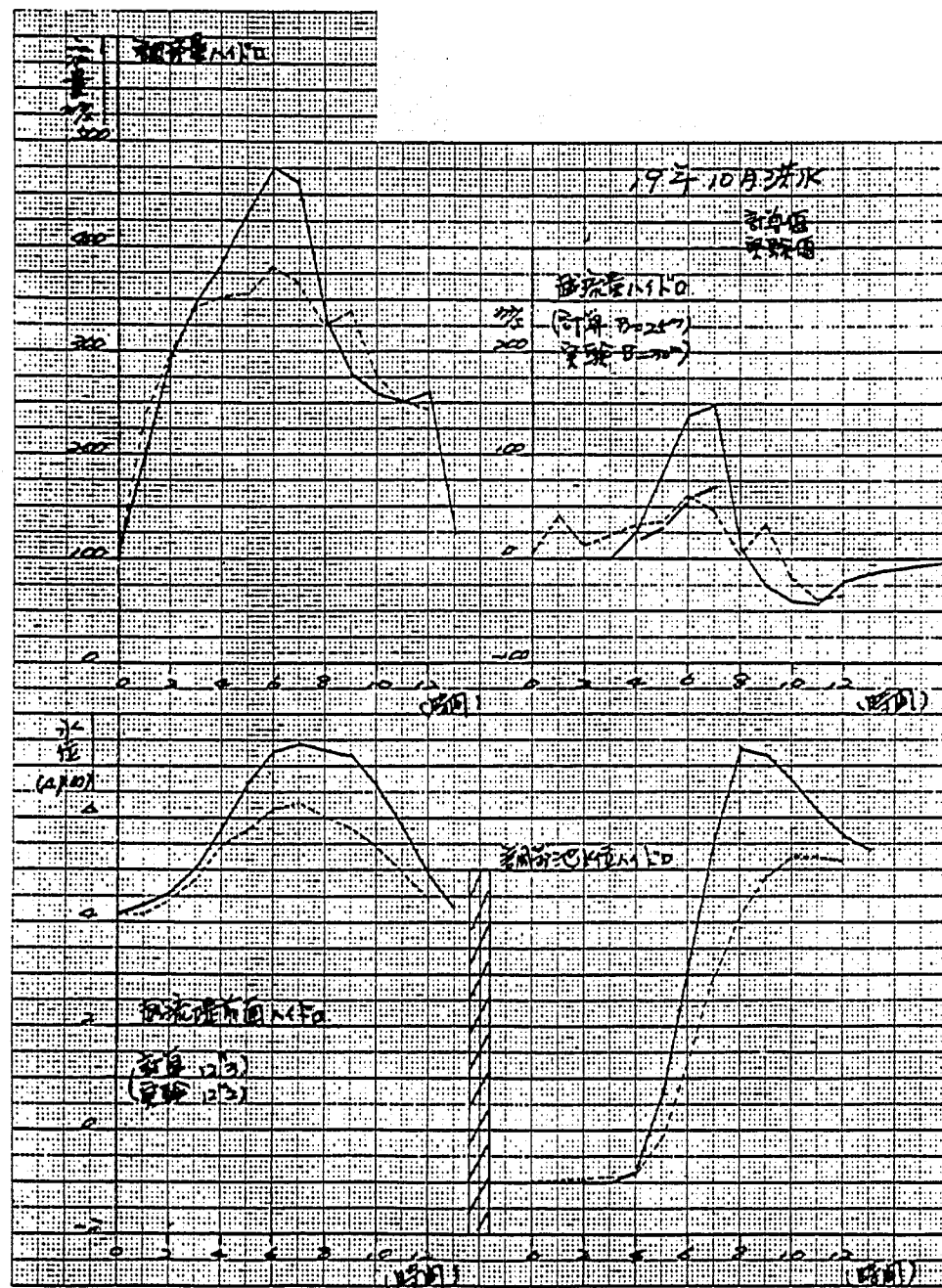


図 - 4.4.17(a) 実験値・計算値比較図 (ケース5-1)

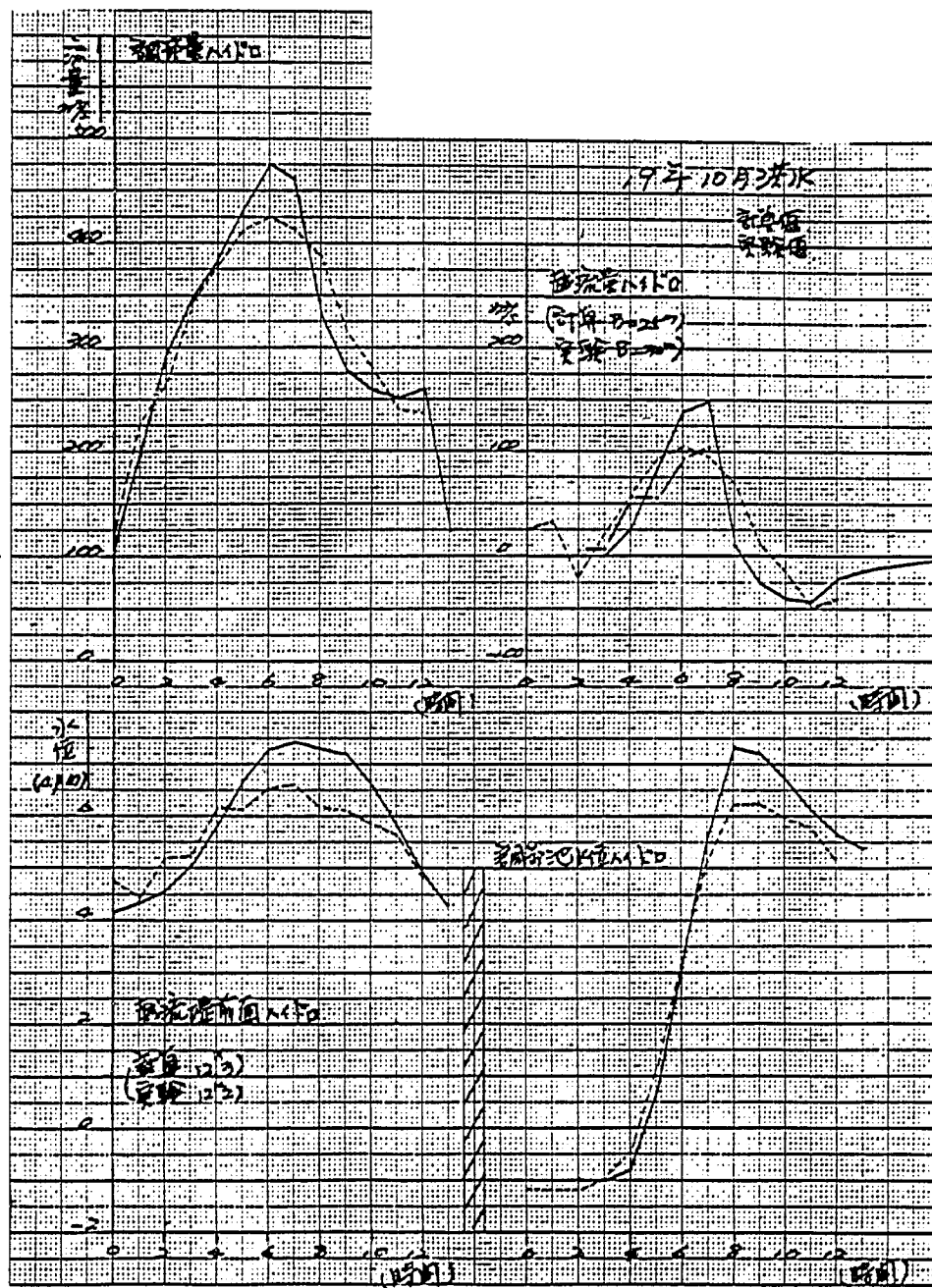


図 - 4.4.17(b) 実験値・計算値比較図 (ケース5-2)

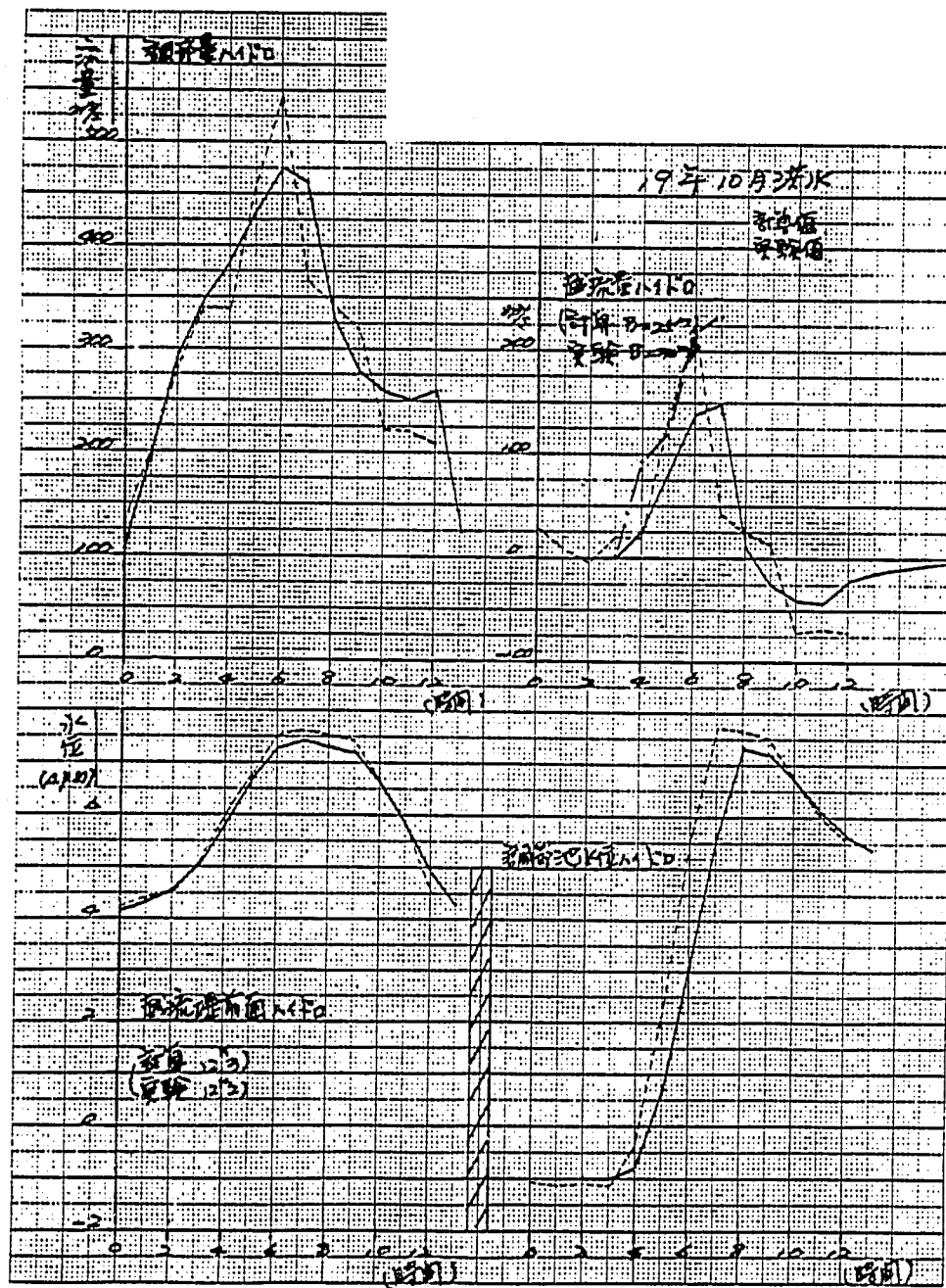


図 - 4 - 4 - 17(c) 実験値・計算値比較図 (ケース 5 - 3)

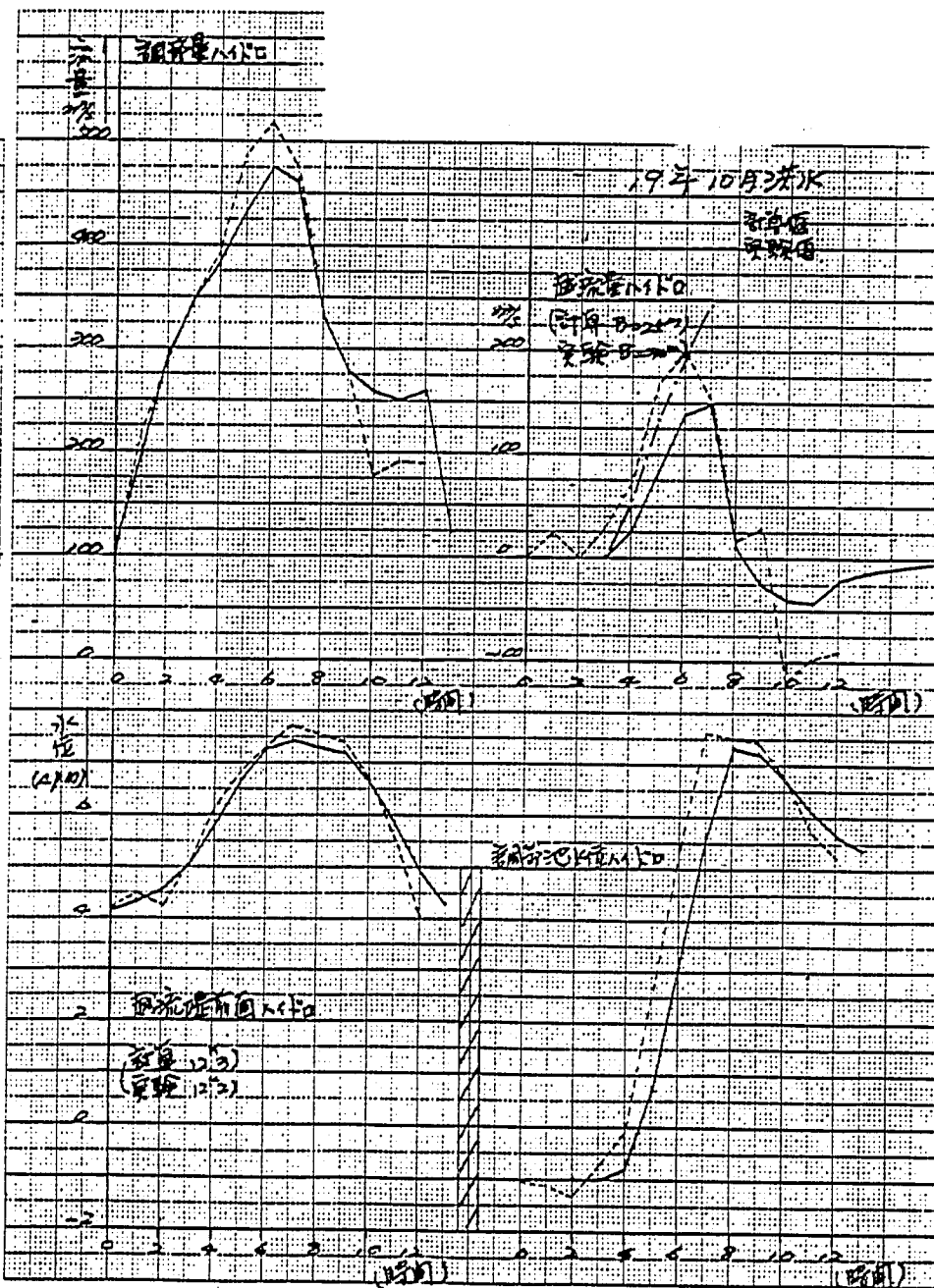


図 - 4 - 4 - 17(d) 実験値・計算値比較図 (ケース 5 - 4)

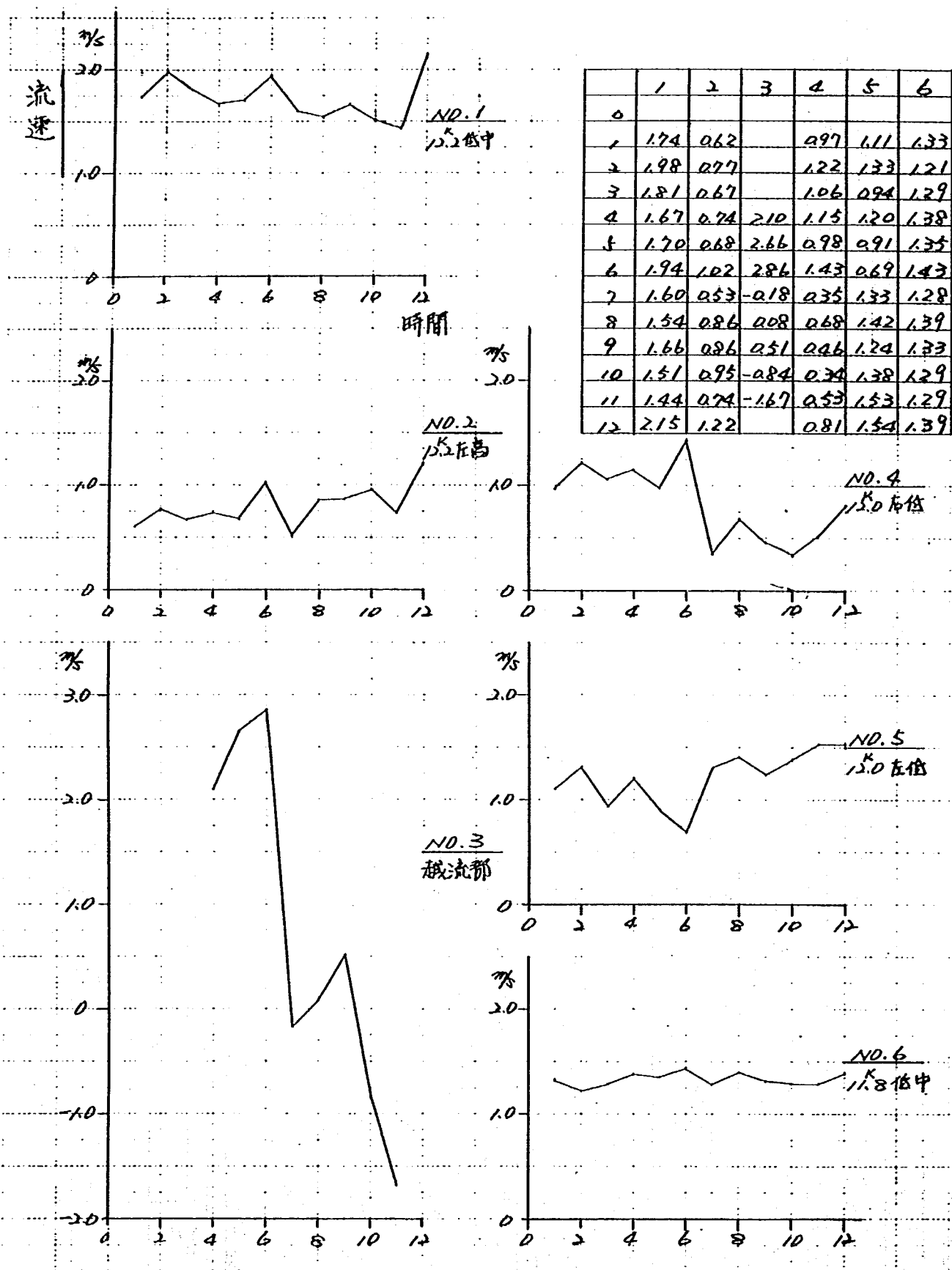


図-4・4・18 流速時間変化図(ケース5-4)

5. 結果のまとめと今後の課題

5-1. 結果のまとめ

各案で各項目に対する実験結果について述べてきたがここでとりまとめて結論とする。

1) 朝霞地区調節池計画全体について

- (1) 計画施設の組み合わせは調節池排水機場分離，排水門兼用案で特に問題はない。
- (2) 新河岸川と自然排水門の流頭部形状は新河岸川への流入量に直接影響しないので現計画案で特に問題はない。
- (3) 黒目川合流点右岸付近は水衝部となるので低水護岸に十分な保護が必要である。また流頭部についても水衝部になるので十分な保護が必要である。
- (4) 120^{K} 付近右岸側およびポンプ池前面に死水域が発生し，上流からの土砂供給によってはこの部分への堆積が予想される。

2) 自然排水門について

- (1) 自然排水門の排水能力は非常に大きく荒川外水位が極端に高い場合を除いては $B = 30\text{ m}$ で大部分の洪水に対処出来ると判断される。実験結果では，水門幅 30 m で荒川外水位が A.P. + 6.0 m の場合でも計画高水流量 $930\text{ m}^3/\text{s}$ に対して $460\text{ m}^3/\text{s}$ の自然排水が可能になった。
- (2) 荒川外水位の低い場合，ゲートを開ける時点の水位差によっては新河岸川下流からの逆流も考えられる。従ってこのような時期にはゲートによる排水量の調節も考慮しておく必要があろう。
- (3) 自然排水門からの排水時においては，水門部で大きな流速が発生するので特に水門下流の護岸は十分に施しておかなければならない。

3) 越流堤について

- (1) 実験の結果では越流堤諸元は，高さ A.P. 5.0 m ，幅 30 m (計算 25 m) が適当であろうとの結果を得た。この場合越流堤前面において H.W.L. (A.P. + 6.89 m) の時約 $140\text{ m}^3/\text{s}$ の越流が可能となる。
- (2) この他越流堤前面の水位と越流堤幅の関係について調査した結果，前面水位 A.P. + 5.8 m の場合 $100\text{ m}^3/\text{s}$ 越流させるのに必要な堤幅は約 85 m となった。

4) ポンプ排水時について

- (1) ポンプ排水時の流況には特に問題はないが，ポンプ排水をしない場合に前面が死水域になる傾向が強く，堆積砂のポンプ池への流入が懸念される。

5) 洪水調節効果について

- (1) 昭和41年6月28日洪水 ($1/100$) に対しては調節可能であるが，昭和19年10月洪水 ($1/100$) に対しては調節不能である。
- (2) 昭和41年6月洪水については，新河岸川への流入が若干計算より大きくなるが

H.W.L.を超える事はない。また調節池への流入が計算よりも早く、ピーク時に調節池が満杯になってしまいピークカット量が低下する結果であった。

- (3) 昭和19年10月洪水については、ピーク水位はH.W.L.をはるかに超えてしまい新河岸川への流入は最大 $740\text{ m}^3/\text{s}$ の結果で調節不可能である。

5-2 今後の課題

今回の実験において将来計画案についての水理量および定性的な現象について把握する事が出来た。今後さらに水理計算等との比較検討を行い、朝霞地区洪水調節計画に反映させなければならない。そこで今後どのような点について検討しなければならないかを述べておく。

- (1) 今回の実験は将来計画を対象としているので今後暫定計画案についての実験的検討が必要である。
- (2) 水理量については現地計画粗度 $n = 0.030$ を対象にして検討を実施してきたが、洪水時の粗度が変わる場合の事にも配慮して諸水理量に与える影響を水理計算で把握しておかなければならない。
- (3) 実験結果および水理計算結果でも自然排水門の排水能力が非常に大きい結果が得られている。今後荒川外水位との確率的検討を十分に行って計画における自然排水門の性格を明確にしておく必要があろう。
- (4) 荒川外水位の低い場合も想定した自然排水門の操作構造、護床工等の検討を行う必要があろう。
- (5) ポンプ排水機場については自然排水門との関係から稼働率を考慮した計画上の位置づけが必要である。
- (6) 越流堤については、今回の実験では堤防断面で検討しているので越流堤断面が決定した後再度機能検討を実施した方がよい。(越流形状(断面形)のちがいによる越流量の差の検討結果を巻末に補足した。)
- (7) 調節池内においては、越流堤からの流れが射流となる場合も予想されるので堤内地側の減勢工についても検討を加える必要があろう。
- (8) 死水域部分には土砂の堆積が予想されたので、現地河床調査を実施してその結果にそって対策を検討する必要があろう。
- (9) 水衝部、特に合流点下流右岸および流頭部については、護床構造、根入れ、根固め等に十分な配慮が必要である。
- (10) 荒川、新河岸川流域の地質調査が今後河道変動を知る上で重要な資料となるばかりか、構造物の建設に際しても必要となろう。

以上今後の課題を述べたが、いづれにしても今回の実験結果を参考にして、各施設の計画上の性格、役割を明確にしておかなければならない。

おわりに

新河岸川朝霞地区に計画されている、調節池および排水機場における機能把握と洪水調節効果を水理計算による検討結果を踏まえて、水理模型実験により検討を行ない、計画施設の流況特性、調節池および排水機場の機能調査、そして計画洪水に対する調節効果を把握した。その結果、今後新たに問題となった事項を提起した。今後は提起した問題について諸検討を行う予定であるが、一つの区切りとしてこれまでの経過を説明し、実験結果を付け加えて中間報告書としたものである。

なお、本検討に当っては水文研究室長（前総合治水研究室長）吉野文雄氏に、実験計画当初から指導ならびに有益な助言を頂いた。また、荒川上流工事事務所の方々には、現地資料および計画資料の収集ならびに提供して頂いた。そして、実験を行うに致って建物技術研究所の大迫氏に多大の協力を得た。ここに感謝の意を表わします。

参 考 文 献

1. 新河岸川降雨解析報告書(昭和55年2月)..... 荒川下流工事事務所
2. 新河岸川流域調査報告書(昭和55年2月)..... "
3. 新河岸川流出氾濫解析報告書(昭和55年2月)..... "
4. 新河岸川総合治水対策調査報告書(昭和53年3月).... "
5. " (昭和56年3月).... "
6. 昭和56年度河川情報収集調査報告書(昭和55年3月)..... 関東地建
7. 南畑, 朝霞排水機場施設計画水理検討報告書(昭和56年3月)..... 荒川上流工事事務所
8. 新河岸川朝霞地区水理模型実験報告書(昭和56年12月)..... 土木研究所
9. " (Ⅱ)報告書(昭和57年3月)..... "
10. 荒川調節池模型実験報告書(Ⅱ)(昭和56年2月)..... "

(補 足)

本間公式の流量係数の検討～ μ と h/L ～

堤体上の越流形態は、越流前後の水深の関係によって潜り堰と完全越流とに分けられる。潜り堰の場合、越流量は越流前後の水深差によって水理学的に規定されるが完全越流の場合、流れが堤体上で常流から射流に移行するので、越流量は越流前の水深のみをパラメータとしなければならない。

流量係数は、本間^{*1}によって、堤体形状(堤高)と水理量(越流前の水深)の関数式として与えられているが他の形状諸元、例えば、堤頂幅や法面勾配などに関しては詳しい考察は為されていない。今回、新河岸川の朝霞地区に調節池を設置するにあたって、越流堤の流量係数と堤頂幅・越流前の水深の関係を検討することにする。

図-1に、本間による実験($\mu 1 \sim 11$)と土研で行なわれた実験($\mu 12, 13$)より算定された流量係数の変化を示す。ここで、 μ は流量係数、 h は堤体の天端から測った越流前の水深、 L は堤頂幅(越流方向)である。実験番号と実験は、以下の様に対応している。

$\mu 1 \sim 11$	……………矩形・梯形断面を有する低溢流堰堤の越流実験
$\mu 12$	……………北上川越流堤二次元実験
$\mu 13$	……………北上川一ノ関遊水池

また、実験に使用した堤体形状を図-2に示す。

図-1を見ると、流量係数 μ は $h/L \leq 0.4$ の場合にはあまり変化せず、 $h/L > 0.4$ の場合に、 μ は h/L にはほぼ正比例に増加することが伴う。この結果は、図中に実線で示したGovinda Raoの広幅堰による実験結果とも良く一致している。

朝霞地区の越流堤に関してみれば、治水基本計画で計画された越流量を $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ と想定すると、越流水深 $h \div 1.56 \text{ m}$ であるから

$$\begin{cases} \text{現況: } L = 15 \text{ m} & \rightarrow h/L = 0.10 \\ \text{計画: } L = 4 \text{ m} & \rightarrow h/L = 0.39 \end{cases}$$

即ち、 $h/L < 0.4$ であるから、流量係数は現在、使用している数値で妥当であると思われる。

*1

土木学会論説報告「低溢流堰堤の流量係数(第二編)」……第26巻第9号(昭和15年9月)

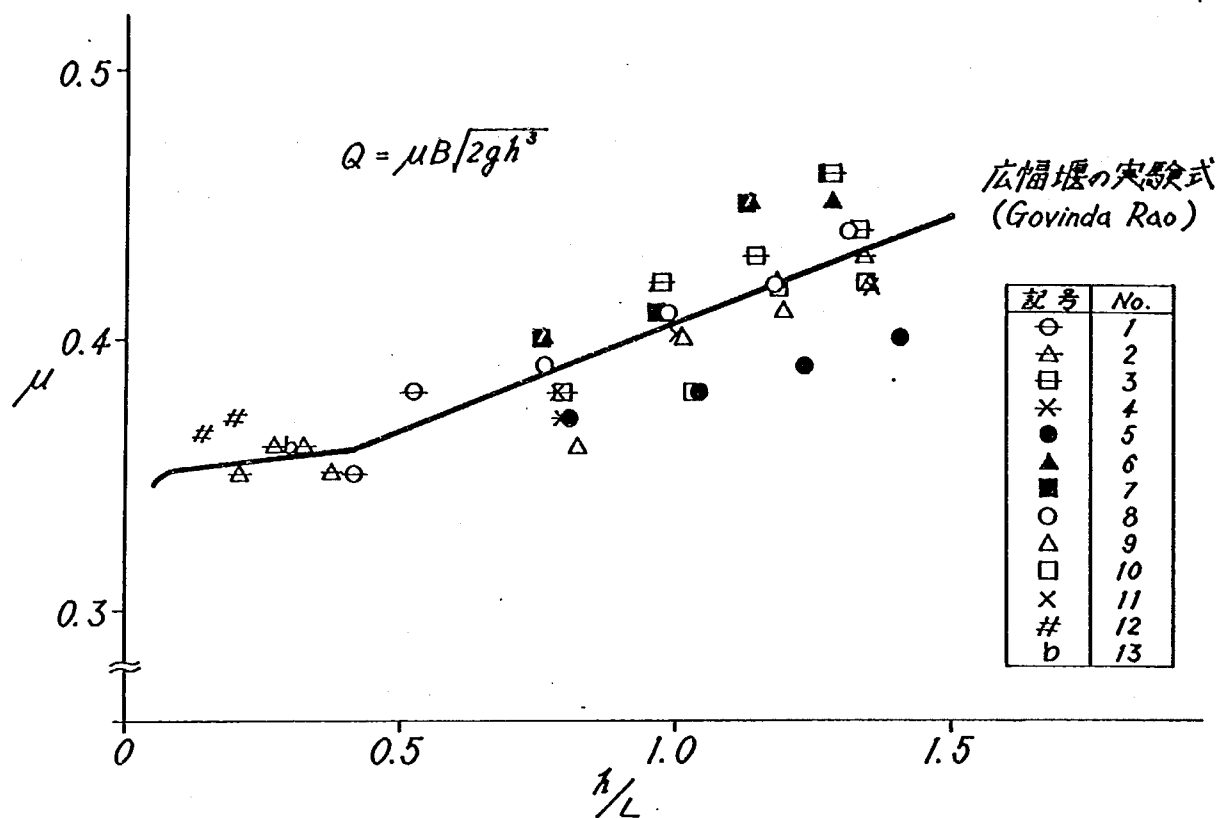


図 - 1. 流量係数と h/L との関係

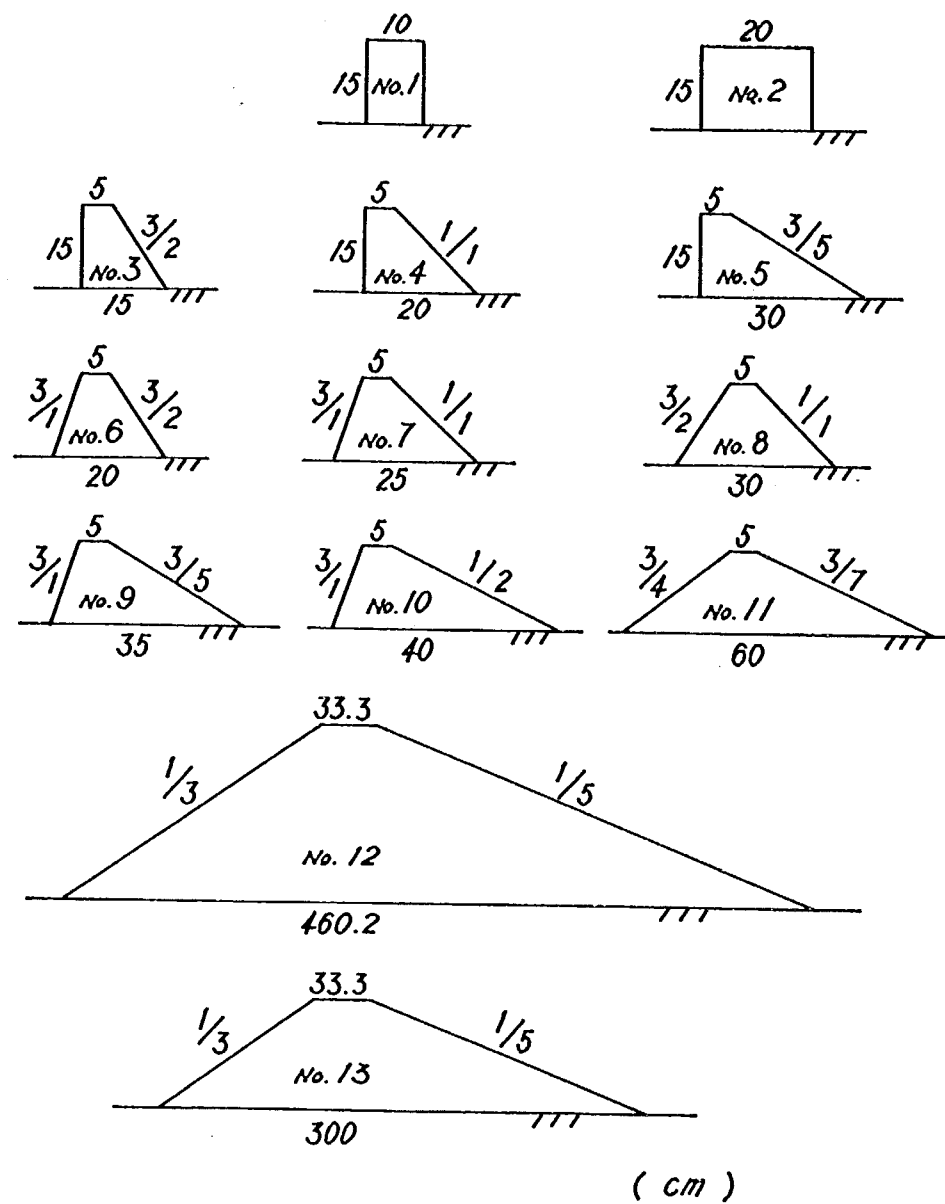


図-2. 堤体形状の諸元

新河岸川朝霞遊水池調査中間報告書

土研資料第1917号
昭和58年3月(1983)

キーワード 遊水池、洪水調節

山 本 晃 一
桐 生 祝 男
吉 川 勝 秀

要 旨

調節池および排水機場に係る一連の調査を水理計算、
水理模型実験により解析、検討して、調節池計画の今
後の課題を示したものである。



郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部 総合治水研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料 第1917号 部
新河岸川朝霞遊水池調査 中間報告書

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

