

奉天渾河橋計畫洪水量の考察(其ノ一)

※ 山 崎 浩

要 旨

本文は渾河橋架設地點の計畫洪水量を決定するため量に觀測されし、撫順、奉天に於ける流量曲線を吟味し修正をなしたる曲線が満足するやに就て、二地點を通過せる流量を檢討なしたる上、地勢上附近以性を帯びる朝鮮の河川と比較考察をなし計畫洪水量を定むるを目的としたものである。

目 次

- | | |
|-----------------------|-----------------------|
| 1. 緒 論 | 2. 撫順に於ける量水標 |
| 3. 奉天に於ける量水標 | 4. 撫順、奉天の相當水位 |
| 5. 撫順に於ける流量曲線 | 6. 奉天に於ける流量曲線 |
| 7. 流量觀測誤差に關する考察 | 8. 修正せる流量曲線の檢討 |
| 9. 康徳3年度洪水に於ける流出係數の檢討 | 10. 康徳3年洪水に於ける通過水量の檢討 |
| 11. 撫順、奉天間に於ける洪水氾濫の檢討 | 12. 計畫洪水量の決定 |
| 13. 計畫洪水位の決定 | 14. 最大洪水量公式に依る吟味 |
| 15. 結 論 | |

1 緒 論

渾河橋架設地點に於ける計畫洪水量幾何なりやは橋長決定の根原をなすものにして、現在架橋位置より約6.5k.m.の下流にある鐵道橋は、橋長750m外に避逃橋180mのもの架設しあり。果して斯くの如き徑間必要ありや否やに就て調査研究をなさんとす。(渾河橋設計橋長644m)

本河に於ける既往の大洪水を尋るに現在判明せるものにして其の最大洪水位は光緒14年(明治21年、西曆1888年)に於けるものが過去の最大出水にして、奉天都市防水計畫は本水位を參酌計畫水位として決定せられたるものである。近くは民國12年(大正12年、西曆1923年)の水位にして、光緒14年水位より約50m.低し、故に光緒14年の水位は本河としては非常の大洪水と稱すべく今本洪水量を、河川改修計畫と決定せば先づ安全とするに足るべきを以て、撫順、奉天に於て調査せられたる水位及び流量觀測に關する諸記録より當時の洪水量を窺ひ、以て計畫洪水量決定に資せんとす。前記の光緒14年の洪水は時を距つること50餘年前にして其の洪水を知悉するもの殆んどなく狀況

詳からずと雖も遼陽街道の橋梁架設地點の對岸渾河堡村公所敷地内に起立せる石碑に残れる水位の確め實測の結果、本水位の直線延長線は即ち本河横斷個處に於ける都市防水計畫水位なることを確め得たのである。他には洪水位痕跡を辿るべきものなし。

康德2年(昭和10年、西曆1935年)の洪水位は光緒14年より約1.3m餘低し、流量觀測は撫順に於ては、康德3年、奉天に於ては全4年に實測せられたるを以て先づ是れを吟味なし、康德2年の洪水を研究し、後に光緒14年洪水に及ばし其の最大洪水量を決定せんとす。

2 撫順に於ける量水標

本地點に於ける水位觀測は撫順炭鑛に於て宣統3年(明治44年、西曆1911年)より觀測せられたもので光緒14年の水位は口碑に残れるものを記録せられたものである。

過去毎年の最大水位は表Iの如くで是れを統計學的に洪水の週期性を求めんとせば此の回數を24回とし各洪水位の平均4.36mは毎年1回起る程度の洪水量であると謂える

故に洪水位と平均水位との比との關係を「グラフ」に依り示せば圖Iの如くなる。

是等の點を連結する曲線式は大體次の如くである。

$$R = Y^{0.2329 - 0.0596 \log Y}$$

R = 平均水位に對する比

Y = 週期に起る年數

既往の最大洪水位の比を求たれば

$$\text{康德2年の水位 } 6.40 \div 4.36 = 1.47$$

$$\text{光緒14年の水位 } 7.40 \div 4.36 = 1.69$$

本圖表より前者は10年に1回程度、後者は100年に1回程度の水位であることを推察し得るのである。

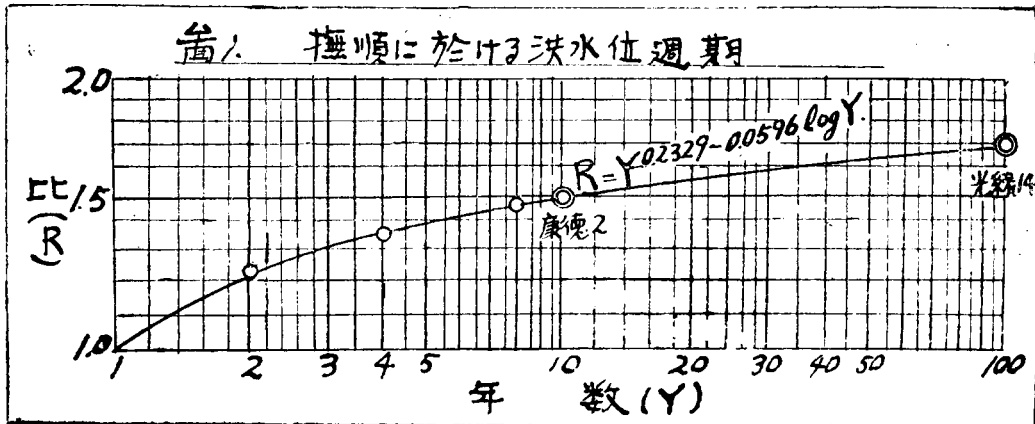


表1 撫順炭鑛記録に依る水位表

年別	水位	週 期 別			年別	水位	週 期 別			年別	水位	週 期 別		
18.88	77.40				19.20	74.60	74.60			19.31	73.80			
					19.21	73.60				19.32	73.50			
19.11	75.20	75.20			19.22	73.70				19.33	73.90			
19.12	74.40	74.40			19.23	76.50	76.50	76.50	76.50	19.34	74.40	74.40		
19.13	—				19.24	73.00				19.35	76.40	76.40	76.40	
19.14	75.25	75.25	75.25		19.25	73.30				19.36	75.10	75.10		
19.15	73.75				19.26	74.10	74.10			19.37				
19.16	—				19.27	73.50				計	104.55	63.20	35.42	18.90
19.17	75.50	75.50	75.50		19.28	73.30				回数	24	12	6	3
19.18	76.00	76.00	76.00	76.00	19.29	75.75	75.75	75.75	75.75	平均	4.36	5.26	5.90	6.30
19.19	73.40				19.30	72.60				4.36に對する比	1.00	1.21	1.35	1.45

備考：— 1. 水位量は撫順炭鑛量水標に依る。 2. 合計欄は70mは省略す。

3 奉天に於ける量水標

奉天に於ける水位は本架橋地點の計畫洪水量を決定するに直接の關係あるものなれども、其の記録少なく、従て水位に對する洪水回数は撫順に於ける比較的豊富なるものより推察なさんとす。

撫順に於て算出せる光緒14年の水位は大體100年に1回程度起り得るものであることを想像し得るが故にこの程度の計畫水位は、先づ安全性を有するものと推定し得るものである。

奉天の既往最大水位は表2の如くである。

4 撫順、奉天の相等水位

撫順、奉天2地點間の相當水位は表3の如くにして是の關係式は圖2の如くなる、即ち

$$h_H = 0.70 + 1.07h_M$$

h_H = 奉天（交通部量水量）に於ける水位

h_M = 撫順（交通部量水量）に於ける水位

表2

奉天渾河鐵道橋滿鐵量水標に依る水位表

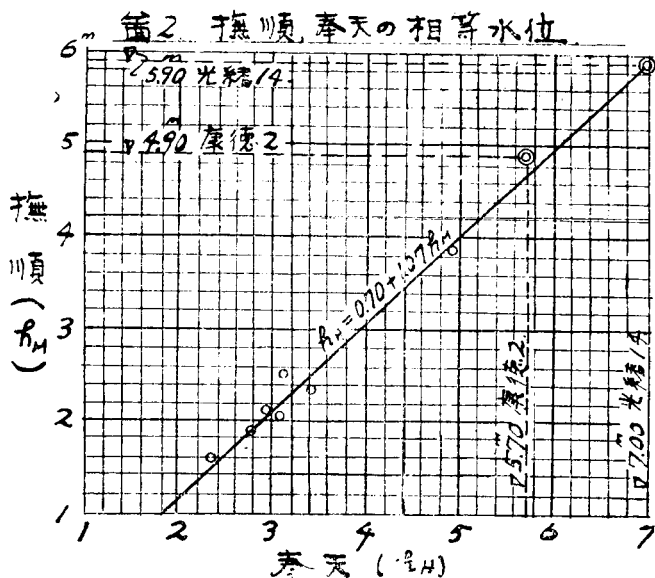
年 月 日	水 位
19.25 8. 13	39.03
19.26 8. 10	39.95
19.27 7. 16	38.90
19.28 9. 9	39.10
19.29 7. 23	40.69
19.30 8. 27	38.10
19.31 8. 11	40.53
19.32	
19.33	
19.34 8. 3	37.35
19.35 7. 30	40.46
19.36 8. 10	39.95
19.37	

備考
空欄は記録不明のため省略

表3 撫順、奉天の相等水位表

年月日	撫順		奉天	
	交通部	滿鐵	交通部	滿鐵
18.88		5.90		7.00
19.35	7.16	2.53	3.90	3.10
19.35	7.30	3.87	5.24	4.92
19.36	7.14	2.18		2.90
〃	7.22	2.35		3.40
〃	8.6	2.08		3.05
〃	9.6	1.60		2.30
〃	9.21	1.92		2.72

備考：一
撫順滿鐵量水標水位を交通部水位に換算するには次式に依る。
(交通部水位)=(滿鐵水位)-1.78+0.41
=(滿鐵水位)-1.37



5 撫順に於ける流量曲線

本地點の流量観測は康德3年、永安橋下流に於て流速計を使用し観測せられた成果表は表4の如くである。

表4 撫順永安橋下流に於て観測せる流量成果表(康德3年)

月日	水位	濕潤	水面	勾配	マンニク 係數	動水 平均深	平均 流速	全斷 面積	全流量	観測時間	
6.10	1.58	減	307	1:1.150	0.00087	0.032	1.13	1.01	343.3	348	A.M.11 ⁰ ~ P.M.5 ³⁰ 〃 〃
6.11	1.55	減						0.97	33.7	337	〃 0 ⁴⁰ ~ 〃 4 ³⁰ 〃 〃
6.29	0.55		106	1:1.200	0.00083	0.029	0.43	0.58	42.5	26	〃 8 ⁰ ~ 〃 3 ⁰ 〃 〃
7.4	0.65		56	1:1.210	0.00051	0.022	0.31	0.60	78.0	52	〃 9 ⁰ ~ 〃 3 ⁰ 〃 〃
7.7	0.58		101	1:1.240	0.00087	0.029	0.42	0.57	46.1	27	〃 8 ³⁰ ~ 〃 3 ³⁰ 〃 〃
7.16	1.64	減	302	1:1.150	0.00088	0.042	1.39	0.88	416.6	372	〃 7 ⁰ ~ 〃 2 ³⁰ 〃 〃
7.23	2.02	減	303	1:1.140	0.00085	0.039	1.74	1.11	520.2	582	〃 8 ⁰ ~ 〃 3 ⁴⁰ 〃 〃
7.30	1.17	減	291	1:1.180	0.00092	0.032	0.80	0.80	233.6	208	〃 9 ³⁰ ~ 〃 4 ⁰ 〃 〃
8.7	1.89	減	293	1:1.080	0.00092	0.035	1.53	1.17	444.2	523	〃 9 ⁰ ~ 〃 3 ⁰ 〃 〃

8. 11	2.65	減	600	1 : 1.070	0.00094	0.029	2.00	1.69	1,182.2	1.996	A.M. 8 ⁰ / _{//} ~ P.M. 6 ⁰ / _{//}
9. 5	0.97		291	1 : 1.250	0.00080	0.031	0.64	0.67	186.7	129	// 9 ⁰ / _{//} ~ // 3 ³⁰ / _{//}
9. 14	0.90		291	1 : 1.230	0.00080	0.033	0.72	0.68	208.7	147	// 9 ⁰ / _{//} ~ // 3 ⁰ / _{//}
9. 30	1.05	減	283	1 : 1.200	0.00083	0.030	0.77	0.80	217.7	196	// 9 ³⁰ / _{//} ~ // 3 ³⁰ / _{//}

備考：— 1. 水位標は交通部量水標に依る。
2. 水位欄に減なる數字は、洪水減水時の観測に依るものを示す。

交通部量水標と炭鑛量水標とは次の如き關係がある。

交通部のものは、永安橋下流に設置され、炭鑛のものは、交通部のものより尙 410m 下流にあり交通部量水標零點高は炭鑛 71.886m にして、滿鐵量水標水位を交通部量水位に換算するには水面勾配 1 : 1.000 と假定せば

康徳2年の水位は交通部量水標に於て

$$76.40 - 71.886 + 410 \times 0.001 = 4.92 \div 4.90m$$

流量観測の最高水位は 2.56m にして光緒14年の水位に比較すれば約5、割に概當す。

観測された流量曲線の延長線を以て康徳2年の流量を求むれば、

$$Q = -2.72 + 4.84h + 131.61h^2$$

$$h = 4.90m \text{ を代入し } Q = -2.72 + 4.84 \times 4.90 + 131.61 \times 4.90^2 \div 3.180m^3/sec$$

流下斷面積を 圖3 の如く見做し、又氾濫地域の水位昇上は氾濫貯水量と見做し考慮せざれば

$$\text{平均流速 } V = \frac{Q}{A} = \frac{3.180}{2.570} = 1.24m/sec$$

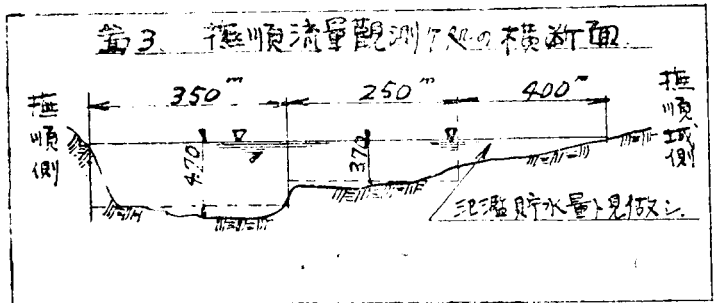
$$\text{動水平均深 } R = \frac{A}{L} = \frac{2.570}{600} = 4.28m$$

$$\text{水面勾配 } S = \frac{1}{1.000}$$

とし平均流速を「マンニング」式に依り n の値を逆算を以て求むれば

$$n = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{V} = 0.067$$

n の値を吟味するに次に述べる本地點の n の推定及び朝鮮河川



に於て算出されたる數値(後章参照)と比較し無條件に是れに依ることは出來きないが相當の誤差あることを推察し得るものである。故に観測されたる曲線式の延長線は満足せざるため、観測當時の

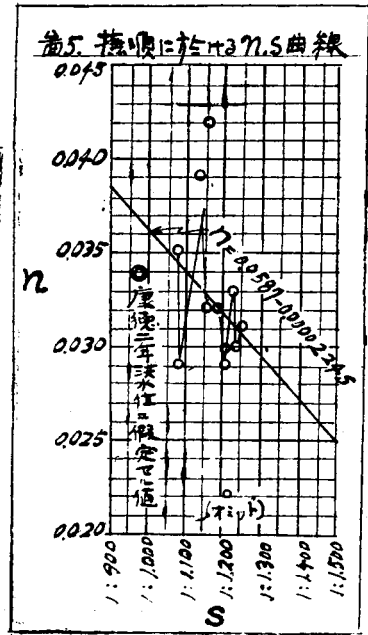
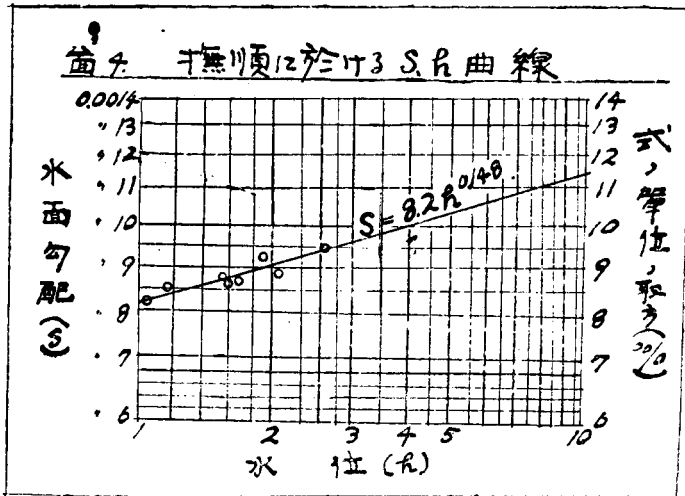
條件を考慮し推定點を設け本曲線を修正せんとす。

水位と水面勾配との關係は水面勾配が零なれば流速も亦零なること明かにして、流速を生ずるは水面勾配があるためなり、而して水面勾配は或る程度までは水位の昇上に伴ひて増加するものでこの關係を描出せるものは圖4の如く、之を式に表せば次の如くなる。

$$S = 8.2 h^{0.148}$$

S = 水面勾配 (單位%例0.0010 = 10)

h = 水位 (m)



理論公式中に含まれてゐるnとSにも或る關係が置かれてゐるものとして描出されたものは圖5の如くで式を以て表せば

$$n = 0.0587 - 0.0000224S$$

n = 粗度系数

S = 水面勾配 (單位分母數 例 $\frac{1}{1.000} = 1.000$)

nの假定は平均流速に影響する處重大なるもので、又困難なるものであるが平均流速曲線を延長する場合に、その變化の狀況を充分考察する必要があるものである。

一地點の水位對流量は一つの「ループ」を作るのが通常河川に於ける通則である。即ち同一水位であつても増水時には水面勾配が急であるから流量は大きく、減水時には水中勾配が緩であるから流量が少さい。正確に言へば増水時と減水時とは別箇の曲線を使用しなければならぬ。然して撫順に於ける成果表を一瞥するに高水位は總て減水時の記録である、是等の記録より算出された曲線式は常に過少の流量を與えるもので、この關係を表はせるものは圖6の如くである。

曲線を修正をなさんがらため、觀測せられた比較的、同一水位點に於ける毎時の増水及減水率を表せるものは附圖の如くで、是れに依り水面勾配の變化に依る流速の差を算出し修正するものとす。

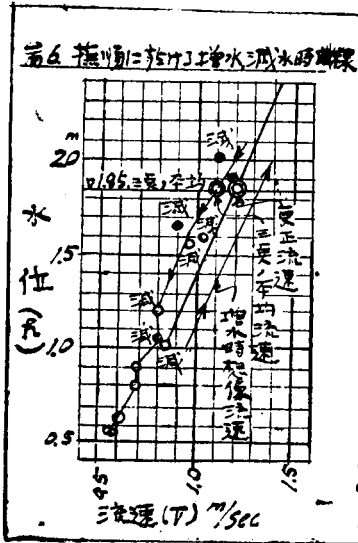


表 5 撫順に於ける洪水時の増水及減水の差

観測月日	水 位	水 位 差 (1 時間)			平算流速	動 水 平均深	洪水位頂點 よりの時間
		増水	減水	差			
7. 16	1.64	0.46	0.01	0.45	0.88	1.39	29
7. 23	2.02	0.30	0.01	0.29	1.11	1.74	28
8. 7	1.89	0.84	0.01	0.83	1.17	1.53	25
平均	1.85	0.53	0.01	0.52	1.05	1.55	27

今假りに増水時の流速は減水時の 1.0 割増とせば

$V = 1.05 \times 1.1 \doteq 1.15 m/sec$ となる。故に 1 時間に於ける、
水位昇上に伴ふ水面勾配は

$$\text{増 水 時} \quad \Delta s = + \frac{0.53}{1.15 \times 3.600} = \frac{0.53}{4.140} \doteq \frac{1}{7.800}$$

$$\text{減 水 時} \quad \Delta s = - \frac{0.01}{1.05 \times 3.600} = - \frac{0.01}{3.780} \doteq - \frac{1}{378.000}$$

平均水位 1.85m に於ける水面勾配は 圖 4 より

$$s = 0.009 = \frac{1}{1.110}$$

故に同一水位に於ける水面勾配の變化は

$$\text{増 水 時} \quad S = s + \Delta s = \frac{1}{1.110} + \frac{1}{7.800} \doteq \frac{1}{775}$$

$$\text{減 水 時} \quad S = s + \Delta s = \frac{1}{1.110} - \frac{1}{378.000} = \frac{1}{1.105}$$

平均流速の差を算出するに $n = 0.034$ 、 $R = 1.55m$ と假定すれば

$$\text{増 水 時} \quad V = 1.27 m/sec$$

$$\text{減 水 時} \quad V = 1.20 \text{ //}$$

即ち増水時と減水時に於て流下断面積を同一に假定しても、水面勾配の變化のみによりても約 $0.07 m/sec$ 約 6% の差あり。

且つ増水時は兩岸水位低きため量水標は實際は水面より稍や低きものを示し、減水時には反對に是れを高く示す傾向あるを以て、増水時と同じ水位の場合、減水時の断面積は増水時より小なる結果、更に開きを與えるもので前述の流速變化共に 10% の流量差あることを推察し得るのである。

故に増水時の平均流速を 圖 6 の如く想像し、 $10\% \div 2 = 5\%$ の流量差あると假定の平衡曲線を求むれば、平均水位は $1.12 m/sec$ であるため、

$$\text{更正平均流速 } V = 1.12 \times (1.00 + 0.05) = 1.17 \doteq 1.20 m/sec$$

と見做し整正するもとす。

尙本觀測の最高水位 2.65m (觀測 A.M.8 ~ P.M.6時、此の間の水位差 0.42m) に於て觀測された流速は 1.69m/sec である。斯くの如き流速に於て流速計の正確を期することは取扱上困難と推定し、且觀測に長時間を要せるため是れを不良なるものと見做し「オミット」すれば次位の最高水位は 2.02m なり。従て光緒14年の水位 5.90m と對比するときは流量曲線の延長線は約 3 倍延長せざる可らず。故に平均流速曲線を決定し、極めて正確に算出し得る斷面積と組合せ $Q = V.A.$ を求むれば流量曲線は比較的誤差の少なく、且觀測なき部分を補足し得る便宜あるため是れに依り推定するものとす。

平均流速曲線は概して曲率が少なく急激の變化がなきたため低水の記録のものを吟味なせば其の延長線の値は相當の確實性を有するものと推定し指數曲線式にて表示するものとせば

康徳2年の最高水位 4.90m の流下斷面積は前述の如く $A = 2.570m^2$ 、圖4及5次章の朝鮮河川の式を参照し $n = 0.034$ 、勾配 $s = \frac{1}{960}$ と假定をなせば「マンニング」式より $V = 2.47m/sec$ となる

各點より觀察し先づ妥當な流速と推定し得、故に對數方眼紙上に次の點連絡する曲線を求むれば圖7の如くなる。

本曲線は對數方眼紙で直線式を表はせるものである。

水 位	平均流速 (V)	流下斷面積 (A)	流 量 (Q = VA)
1.85 ^m	1.20 ^{m/sec}	440 ^{m²}	530 ^{m³/sec}
4.90	2.47	2.545	6.300

故 平均流速 $V = 0.77h^{0.74}$

流 量 $Q = 111.5h^{2.54}$

故に康徳2年及光緒14年の水位に於ける V, Q を上記の式に依り求むれば次の如くなる。

年 別	水 位	平均流速 (V)	流 量 (Q)
康 徳 2 年	4.90 ^m	2.47 ^{m/sec}	6.300 ^{m³/sec}
光 緒 14 年	5.90	2.86	10.900

是れが即ち本流に於ける流量である。

次に撫順城側に惹起する氾濫流量は流水の斷面積が2次式拋物線に近以するものと見做し平均流速を假定斷面積量に乗じて算出するもの (圖一7別紙参照)

年 別	斷 面 積 (A)			平均動水深 $R = \frac{A}{l}$	粗度係數 n	勾 配 S	平均流速 V	流量 $Q_2 = VA$
	l	h	$\frac{2}{3}lh$					
康 德 2 年	400	2.0	530	1.30	0.060	1 : 1.500	m/sec 0.37	m ³ /sec 200
光 緒 14 年	700	3.0	1.400	2.00	0.060	1 : 1.500	0.58	810

この二點を連結する曲線式は

$$Q_2 = 0.0023h^{7.2}$$

故に本地點の全流は次のは如くなる。

年 別	本 流 量 (Q ₁)	氾 濫 流 量 (Q ₂)	全 流 量 (Q ₁ +Q ₂)
康 德 2 年	m ³ /sec 6,300	m ³ /sec 200	m ³ /sec 6,500
光 緒 14 年	18,100	810	10,910

6 奉 天 に 於 ける 流 量 曲 線

本地點の流量観測は屢々行はれたけれども、最も理想的のものは康徳4年に於けるものにして、本量水標の地點は渾河鐵道橋上流約1.8k.mの地點に位し、全4年度の観測は平水時は羅士罔子（量水標のある處）に於て流速計を使用し、洪水時には並列の鐵道橋上下流橋脚間（距離約30m）を利用なし観測せられたもので、其の曲線式は次の如くである。

$$\begin{aligned} \text{平 均 流 速} \quad V &= 0.80h - 0.90 \\ \text{流 下 斷 面 積} \quad A &= -60.0 + 72.4h + 35.0h^2 \\ \text{流 量} \quad Q &= 721.2 - 825.0h + 273.0h^2 \end{aligned}$$

量水標の零點高は35.212mにして同地點の計畫水位（光緒14年）は42.207mなる故

$$\text{量水標に依る計畫水位} = 42.207 - 35.212 = 6.995 \approx 7.00m$$

$$\text{康徳2年の水位は} 7.00 - 1.30 = 5.70m$$

曲線式を算定せる最高水位は4.10mであるが故に計畫水位の約7.2割に當る。

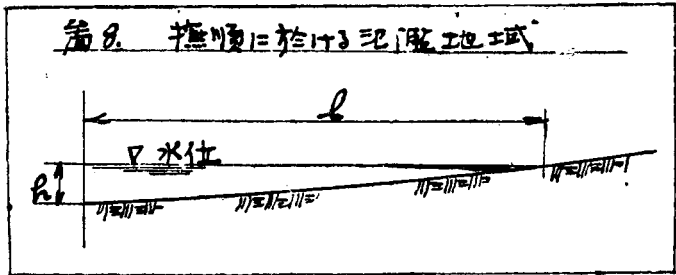
算定された曲線式を吟味するために康徳2年の水位5.70mを上式に代入すれば

$$\begin{aligned} V &= 0.80 \times 5.70 - 0.90 = 3.63m/sec \\ A &= -60.0 + 72.4 \times 5.70 + 35.0 \times 5.70^2 = 1,490m^2 \\ Q &= 721.2 - 825.0 \times 5.70 + 273.0 \times 5.70^2 = 4,880m^3/sec \end{aligned}$$

$$A, Q \text{ より求めたる } V = \frac{Q}{A} = \frac{4,880}{1,490} = 3.26m/sec$$

水位と水面勾配との關係を表はせるものは圖9の如くで、本圖表に依れば水位3.0m前後より水面勾配は水位の昇上に依り増加しつつありしものが逆に減少を來してゐる如く見受けられるのであ

る。この原因は今後の調査に待たざれば判明せざるにとるなるも、この原因は、遼河本流に於ける洪水波の影響に依る背水又は氾濫地帯の擴大等に影響するものでなきやと推定するところなり。故



に水面勾配は止むを得ず都市防水の計畫水面勾配に依り n の値を逆算を以て算出するに

$$\text{平均動水深 } R = \frac{A}{L} = \frac{1.490}{420} = 3.55m$$

$$\text{水面勾配 } S = 0.4524\% = \frac{1}{2.170}$$

$$\text{平均流速 } V = 3.26m/sec$$

と假定せば $n = 0.016$ となる。

本観測に依り算出されその値が未知なるため、朝鮮の河川に於けるものを参考となし、吟味せんとす。(圖一9別紙参照)

流速公式「マンニング」式を採用するに當り、粗度係数 n の假定は其の影響するところ重大にして而かも困難なるものであるが朝鮮の河川に於て横断面を通じ n を均齊なりとの假定に依り算出されたものは表6の如くにして。尙既往洪水量と水面勾配、流下断面積を知悉して復合断面の粗度係数 n_1, n_2 を逆算にて求めたるものは表7の如くである。

表6 朝鮮河川に於ける n の値

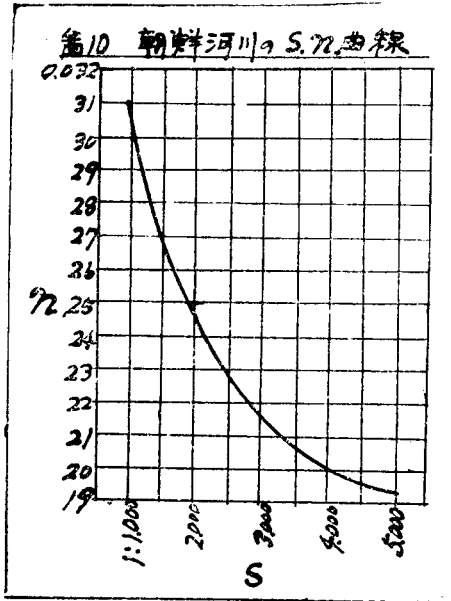
河川名	n の 値	
	實測値	採用値
大寧江	0.0235	0.030
清川江	0.0222	0.030
臨津江	—	0.025
密陽江	—	0.030
大和江	—	0.030
兄山江	0.0250	0.030
城川江	0.0335	0.035
龍興江	—	0.035

表7 朝鮮河川に於ける n_1, n_2 の値

河川名	n_1	n_2
錦江下流	0.025	0.031
美湖川	0.025	0.031
大同江	0.025	0.035
洛東江	0.019	0.027
漢江	0.026	0.060
平均	0.024	0.038

水面勾配に對する n の値及流量に對する平均深の値は或る程度の關係があるものと假定の上、算出された朝鮮の河川の關係式は圖10及11の如くである。

曩に求めたる本断面の $n = 0.016$ と、朝鮮の河川より算出せられたる $n = 0.024$ とを比較し n の値が河川の性質にも依るが大體少であることを推察し得るのである。故に平均流速が過大なるものとなる。



$n = 0.024$ の値を以て平均流速を算に求めた假定の

$$R = 3.55m \quad s = \frac{1}{2.170} \text{ とすれば}$$

$$V = 2.64m/sec \text{ となる。}$$

2.64m/sec なる流速は算定せられたる曲線圖表に依れば水位 4.40m 附近に於て既に満足せられるものである。

今本曲線を整正なさんがめたに観測當時の状況を考察するに、水位 2.50m 附近までは羅士園子（量水標の箇處）に於て流速計を使用し、それ以上の水位に於ては渾河鐵道橋に於て、上下流の鐵道橋を利用し、浮子を以て観測せられたもので本観測數値を直ちに羅士園子の流量圖表に記録せられた結果、流速と浮観測との曲線の交叉には、相當の交叉角あることが 圖12

より一瞥して明に知れるので、

浮子観測の更正係數に妥當性を有せざるものと認めるものである。

幾何の更正係數を採用するかは疑問とする點なるも、本観測の最高水位 4.00m のとき鐵道橋脚斷面に遮斷される面積は、高さ平均地盤高より 2.60m 巾 2.50m、橋脚 22 脚なるため

$$Q = 2.60 \times 2.50 \times 22 = 143m^2$$

今橋脚の水流障害物に依る背水曲線の原因に依る流速は不變のものと假定をなせば観測せられたる流速は橋脚斷面に依て縮小されただけ流速は火となる。

$$\text{純斷面積} \quad An = 790 - 143 = 647m^2$$

$$\text{観測せる流量} \quad Q = 2.30 \times 647 = 1,490m^2/sec$$

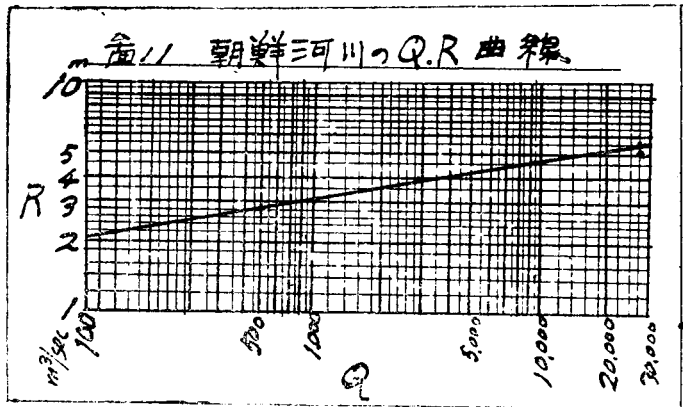
橋脚に塵埃其の他の流下物のために斷面が縮小された斷面積の損失を前記の 5% と見做せば

$$Q_T = 1,490 \times (1.00 - 0.05) = 1,410m^2/sec$$

橋脚に依る障害物なき場合、即ち羅士園子の箇處に依る流量は、前述の如く

$$Q_R = V \cdot A = 1.79 \times 790 = 1,410m^2/sec \text{ 故に } Q_T \text{ と } Q_R \text{ とは略一致するものである。}$$

求められたる曲線は、撫順に於けるが如く増水減水に依る記録は略々均齊であるため、これの整



正の必要はない様である。

故に康德 2 年の最高水位 $h = 5.70m$ のときの平均流速を $2.64m/sec$ と假定をなせば流速計を使用せる $h = 2.50m$ 以下の記録の平衡線及び水位 $4.00m$ の平均流速 $1.79m/sec$ の延長線とは 圖 12 に示す如く一致するものであるがため、

更正された曲線は確實性を意味するものである。(圖一 12 別紙参照)

この連結せる曲線式は次の如くである。

$$\text{平均流速 } V = 0.39h^{1.10}$$

同様に流量は、曩に求めた如く $2.64 \times 1.490 = 3.960m^2/sec$ であるためこの曲線は、

$$\text{流量 } Q_1 = 29.5h^{2.83}$$

本曲流式を以て康德 2 年及光緒 14 年の V, Q を求むば (係数を小數位 1 位までに留めたるため、多少の誤差を有す)

年 別	平均流速(V)	流量(Q)
康德 2 年	m/sec 2.64	m ² /sec 4.050
光緒 14 年	3.32	7.270

次に鐵道避逃橋を流下する流量に就て考察せん。本避逃橋は本橋より南方約 $1.1k.m$ の地點に位し橋 $180m$ 長を有するものである。

本箇處は上流、渾河堡附近より氾濫せる流量を排出するもので河道は正規のものでなく、附近の地勢を概観するに河道より流出したる河水は本地點の盆地に漲溢し、或る期は浸水區域の貯水量と見做し得る感あり本地點を流下する流量は觀測されし事なきため水面勾配と粗度係を假定し想像流量を算出することとする。

本箇處の橋脚 6 脚にして幅は $1.5m$ である、前記の如く各原因に依る斷面の損失を 1 割と見做せば

$$\text{水位 } 4.00m \text{ のとき 純斷面積 } An = (180 - 1.50 \times 6) \times 3.00 \times (1.0 - 0.1) = 460m^2$$

$$\text{// } 6.30m \text{ のとき } An = (180 - 1.50 \times 6) \times 6.30 \times (1.0 - 0.1) = 1,017m^2$$

年 別	水 位	動水平均深 (R)	水面勾配 (S)	粗度系数 (n)	純斷面積(An)	平均流速 (V)	流 量 Q_2
	m 4.00	m 3.00	1 : 6.000	0.060	m ² 460	m/sec 0.45	m ³ /sec 206
光緒 14 年	6.30	6.30	1 : 5.000	0.047	1,017	1.05	1,070

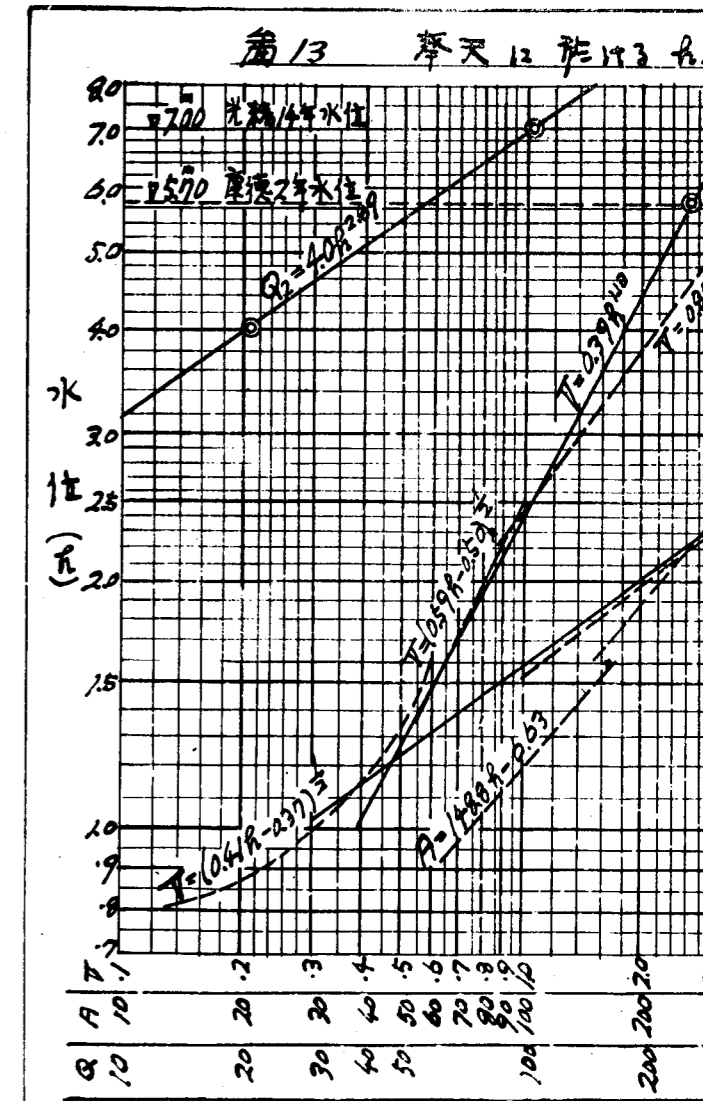
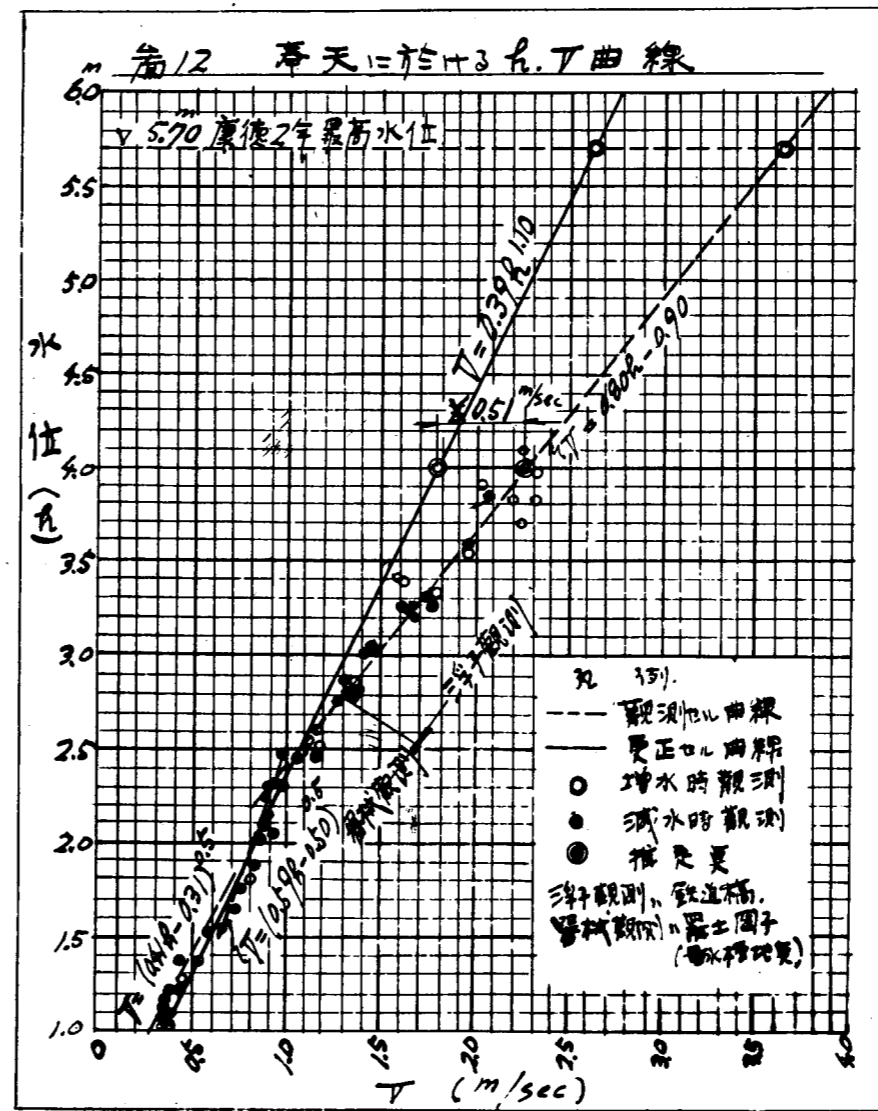
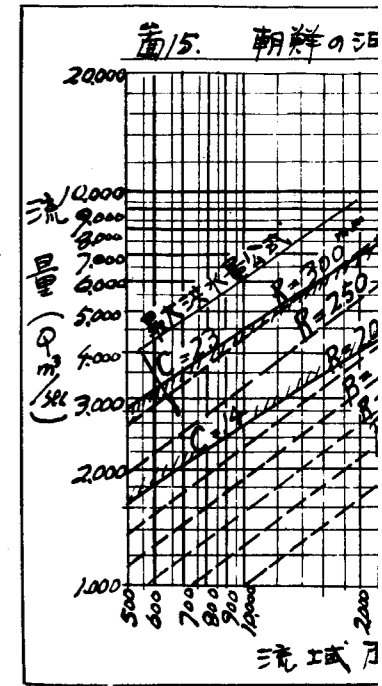
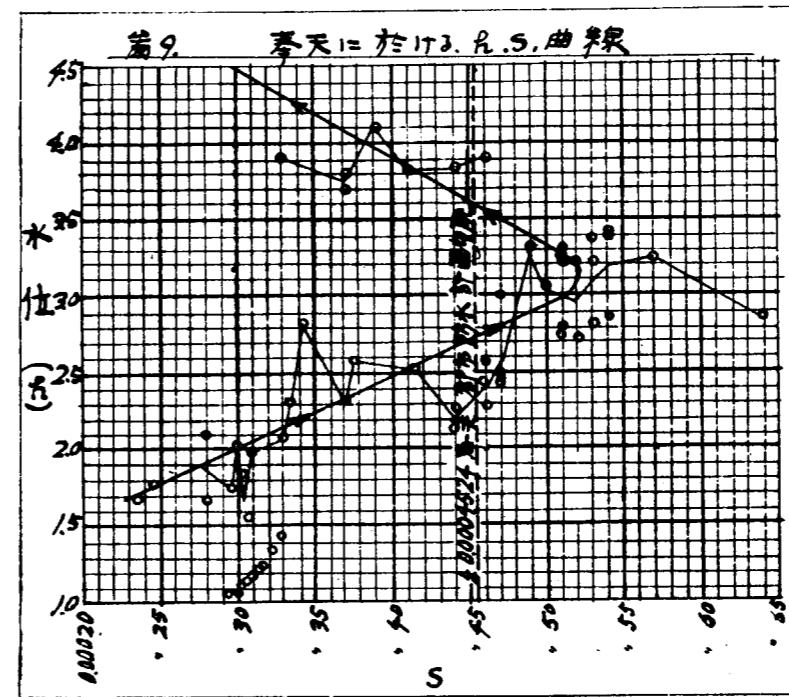
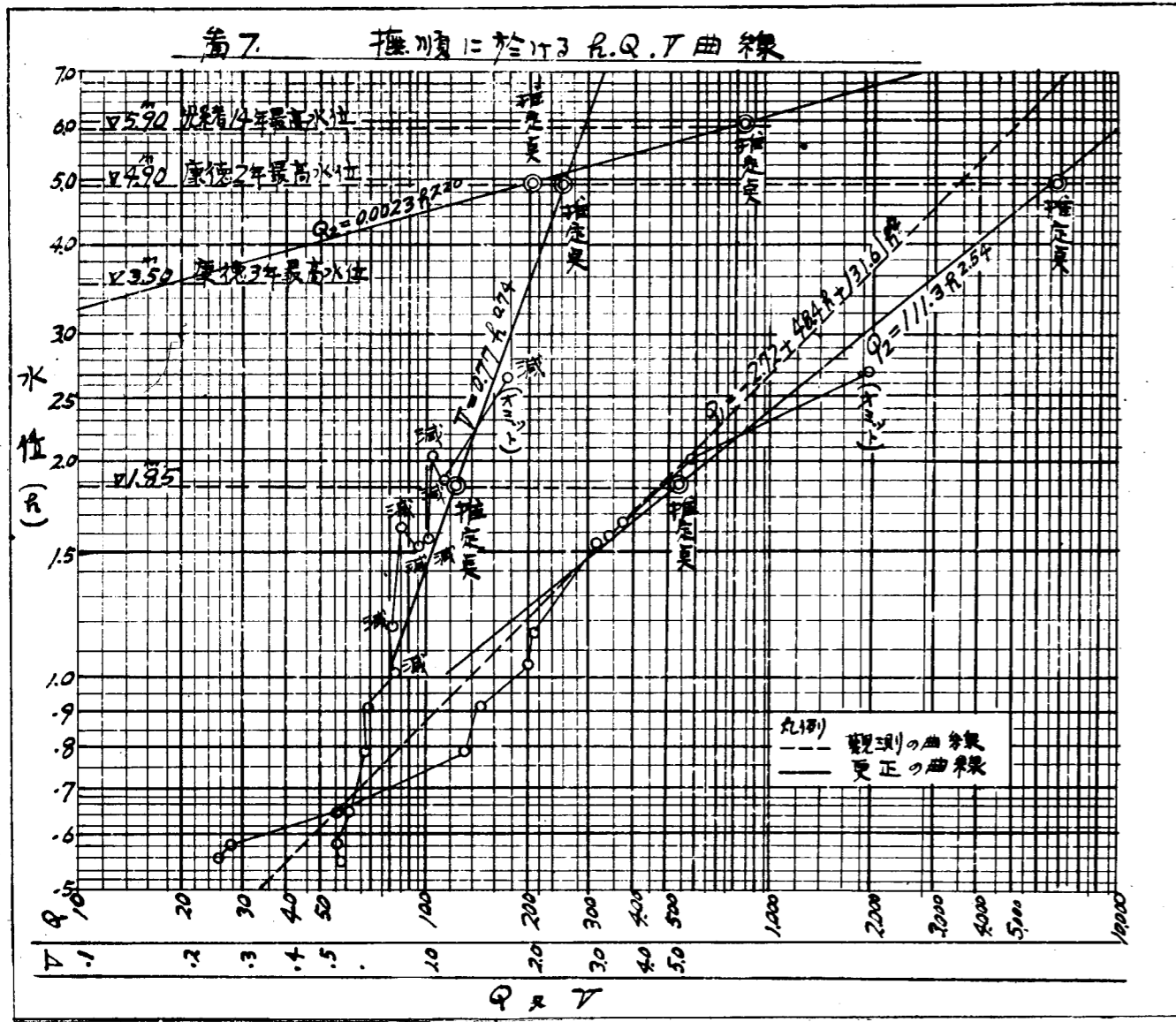
指數方程式を示すものと對數方眼紙上に 2 點連絡して算出すれば 圖 13 の如くなる。

この曲線式は

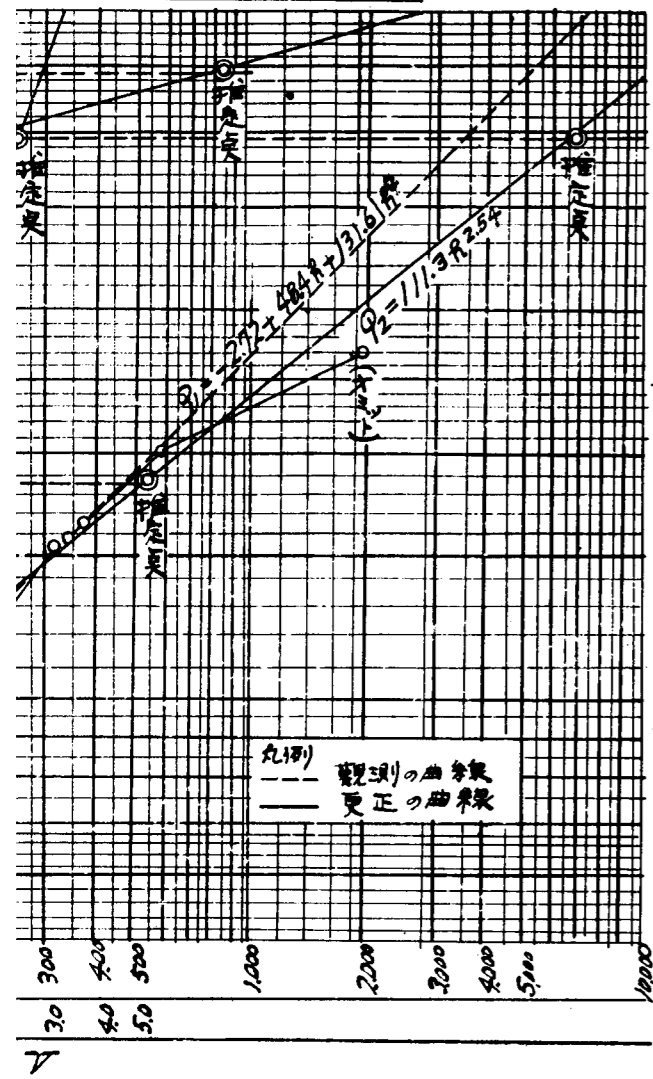
$$Q_2 = 4.0h^{2.89}$$

本式を以て康德 2 年及光緒 14 年の流量は

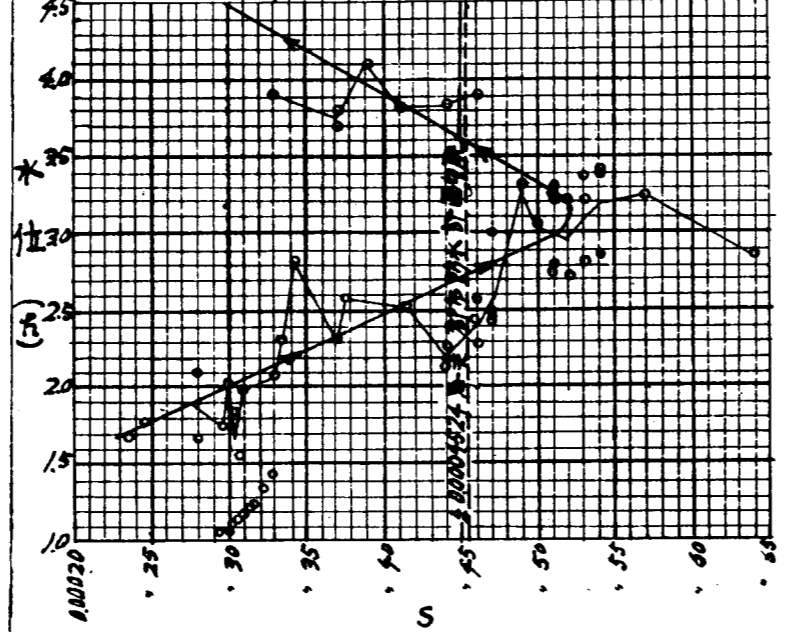
年 別	水 位	流 量 (Q ₂)
康德 2 年	m 5.70	m ³ /sec 620
光緒 14 年	7.00	1,110



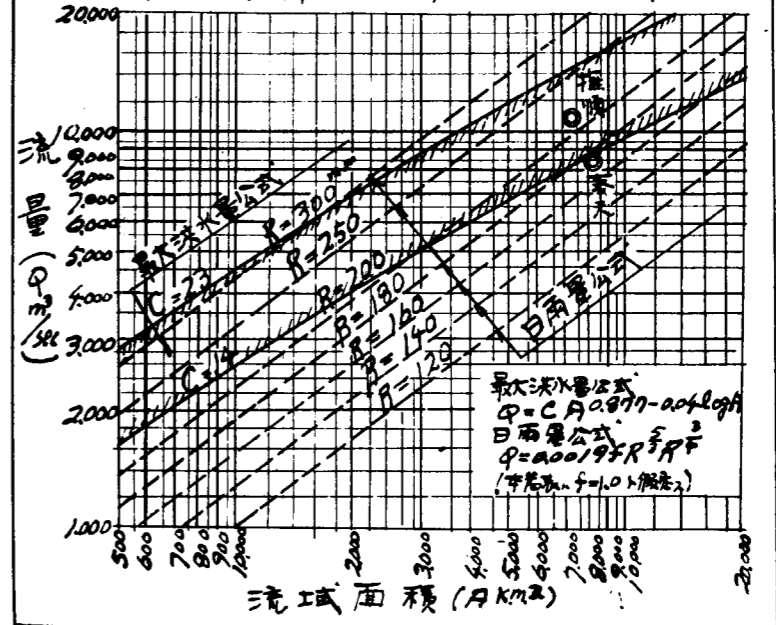
3 R.Q.T 曲線



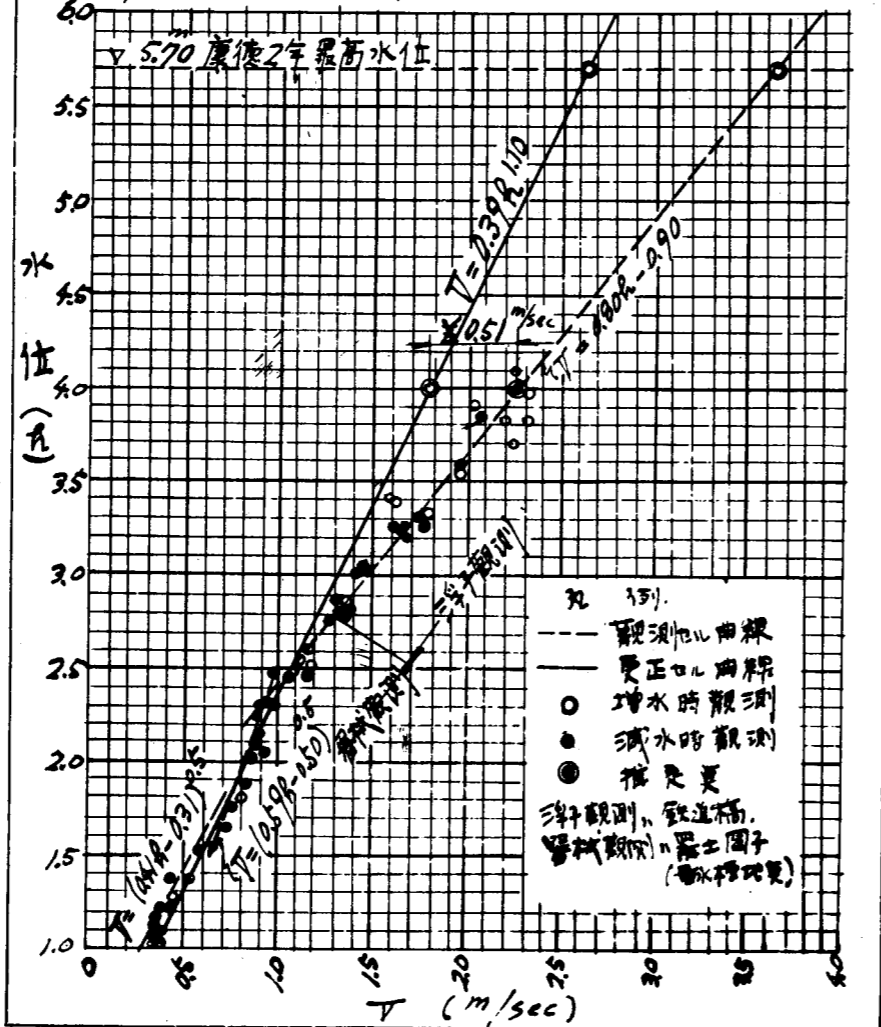
篇9 奉天に於ける R.S. 曲線



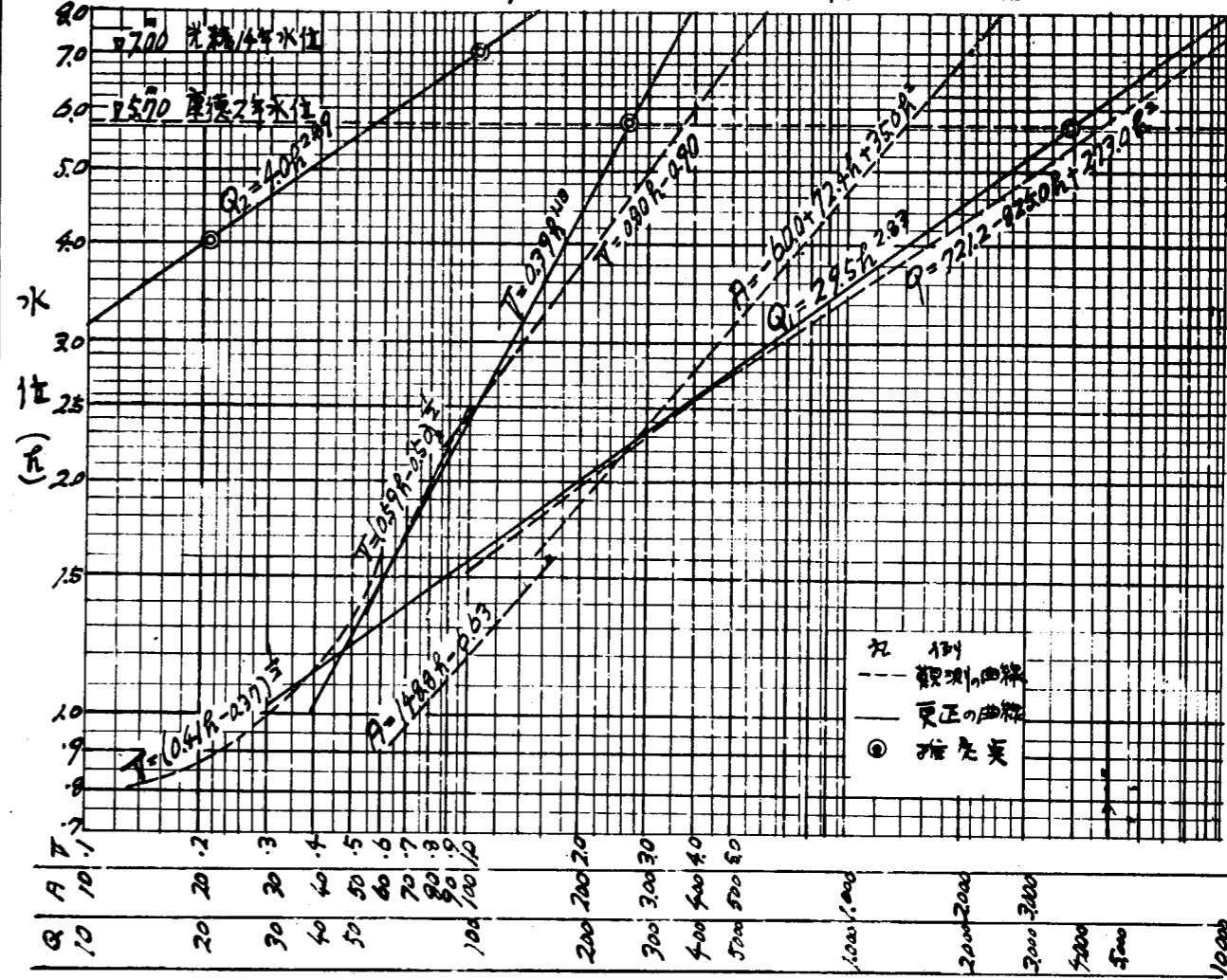
篇15 朝鮮の河川に於ける三洪水公式



篇12 奉天に於ける R.T 曲線

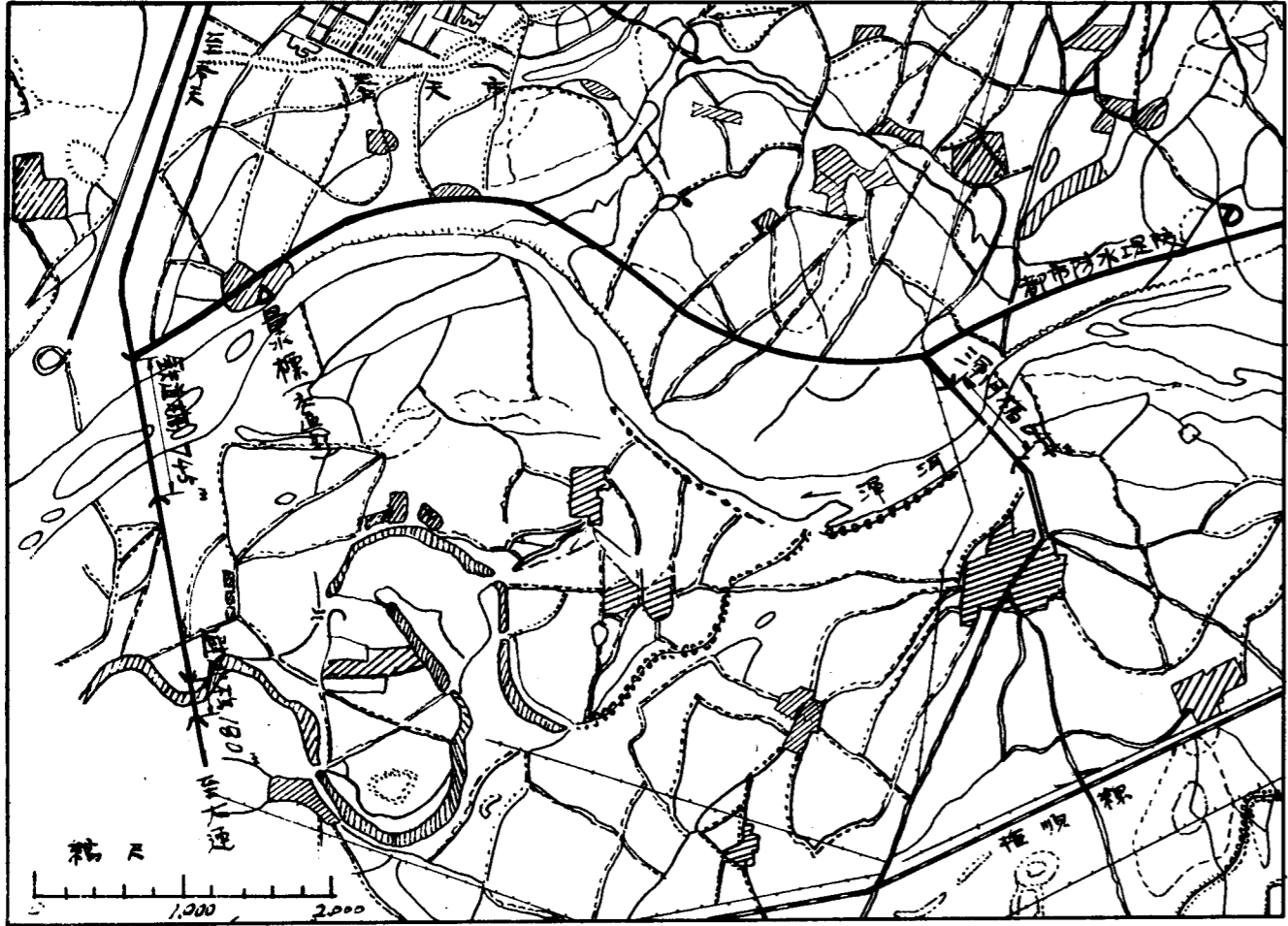


篇13 奉天に於ける R.T.A.R 曲線

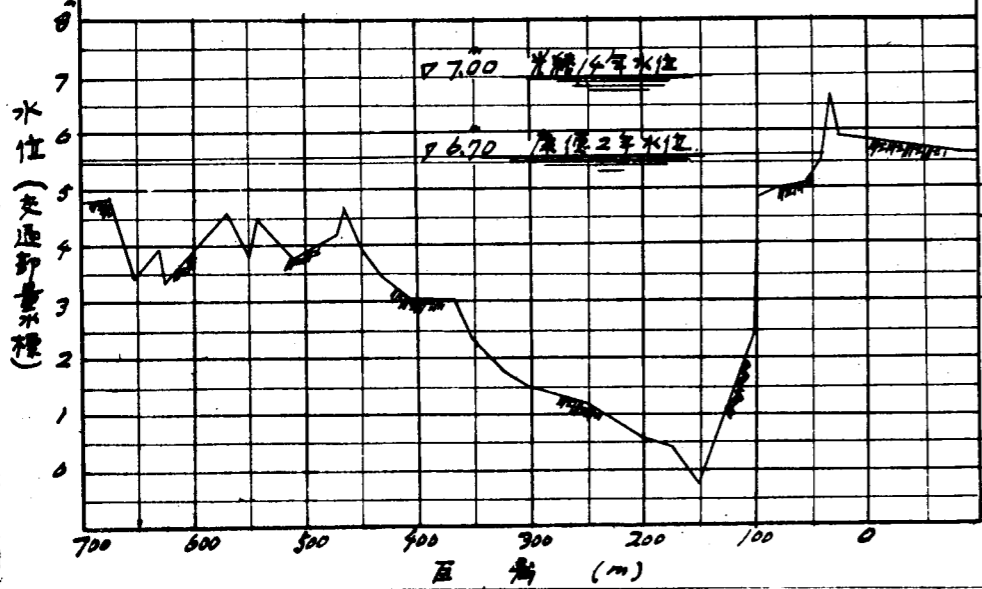


(附圖)第六篇

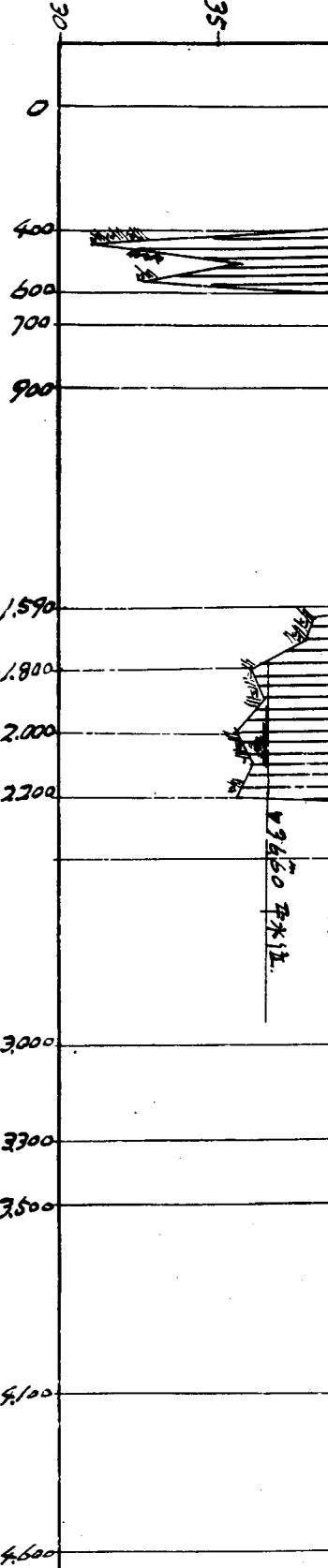
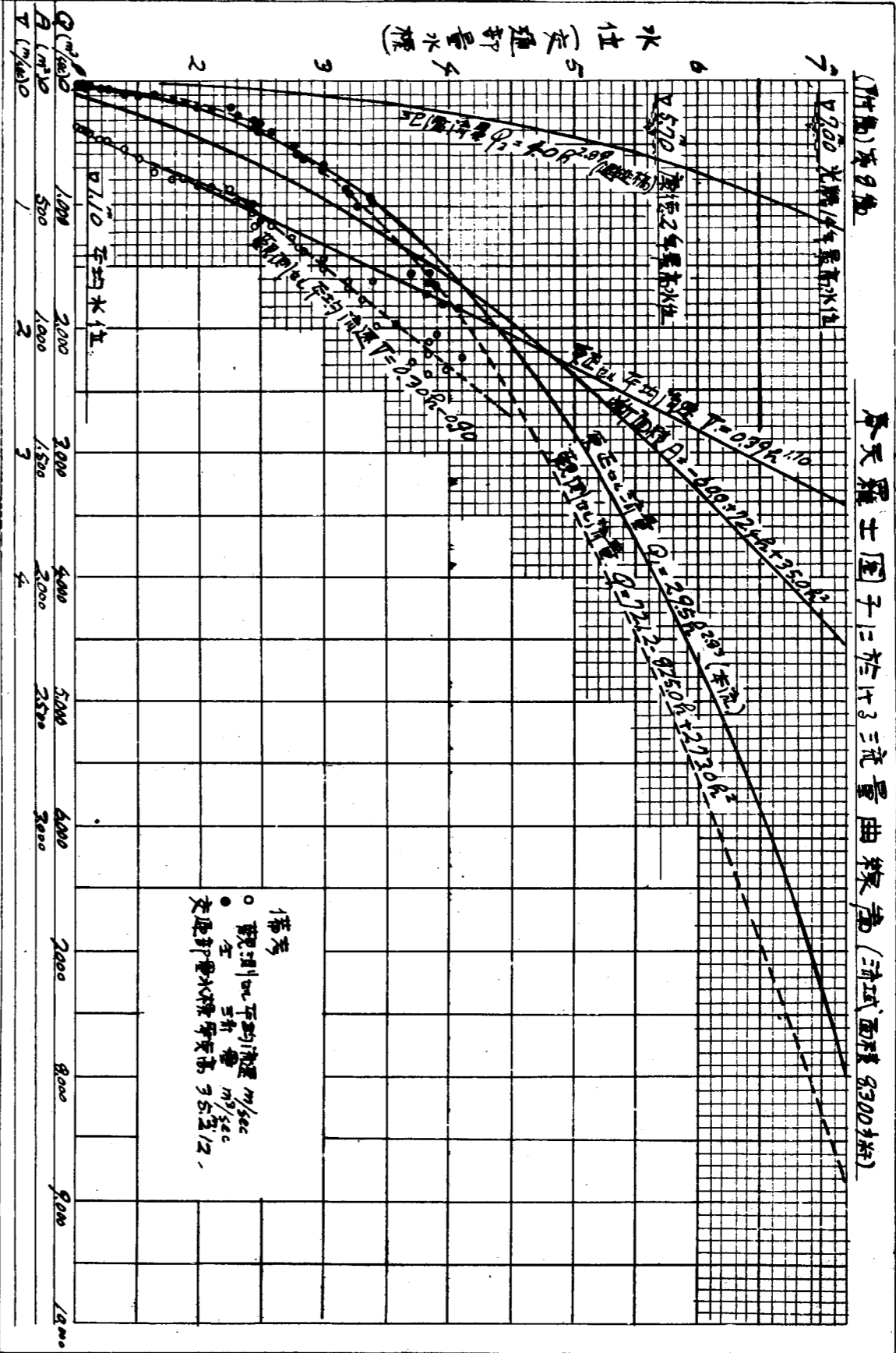
奉天流量觀測附近圖



(附圖)第七篇 奉天(羅士圖子)之流量觀測斷面圖

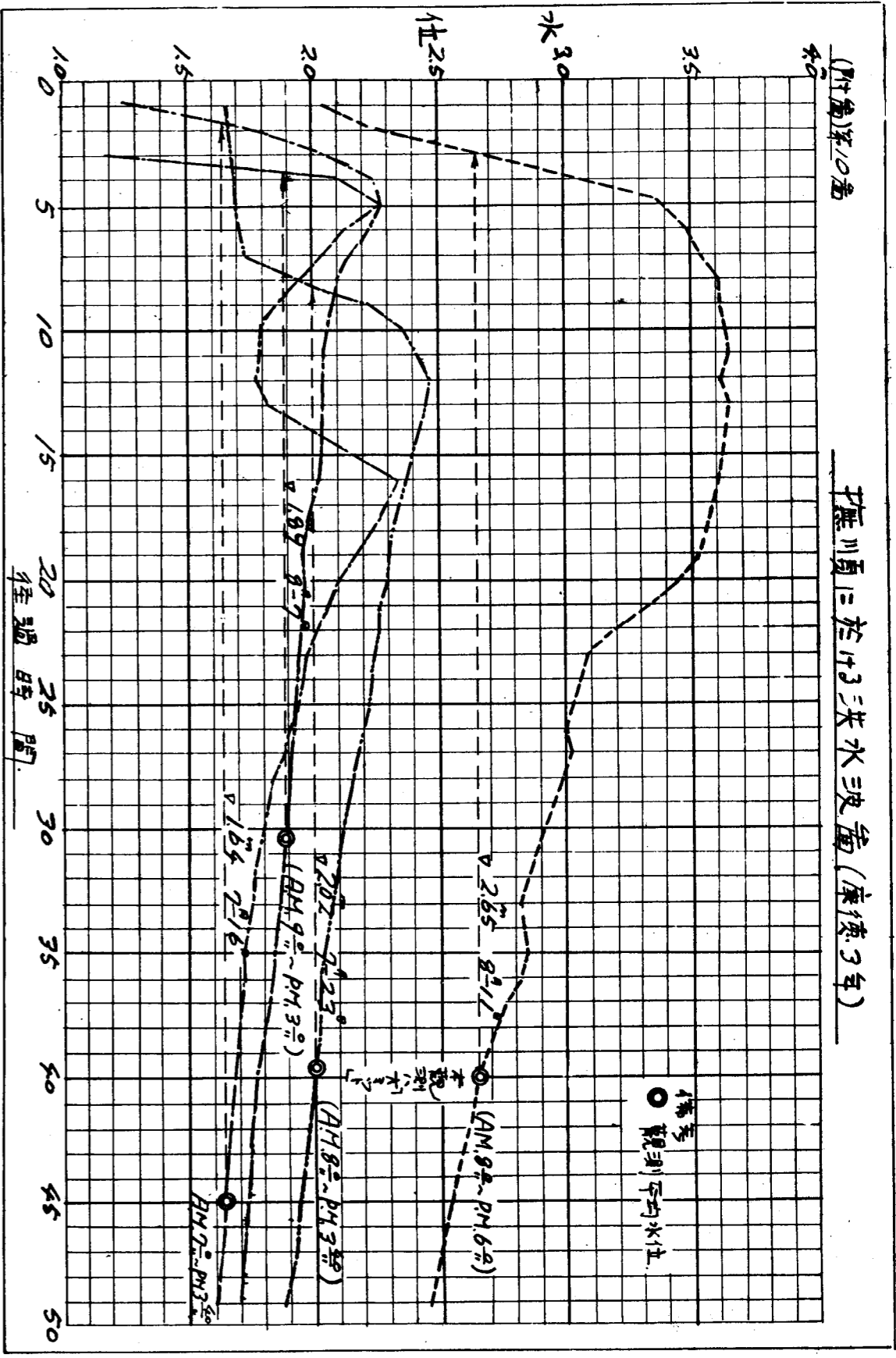


水位(交通部量水標)



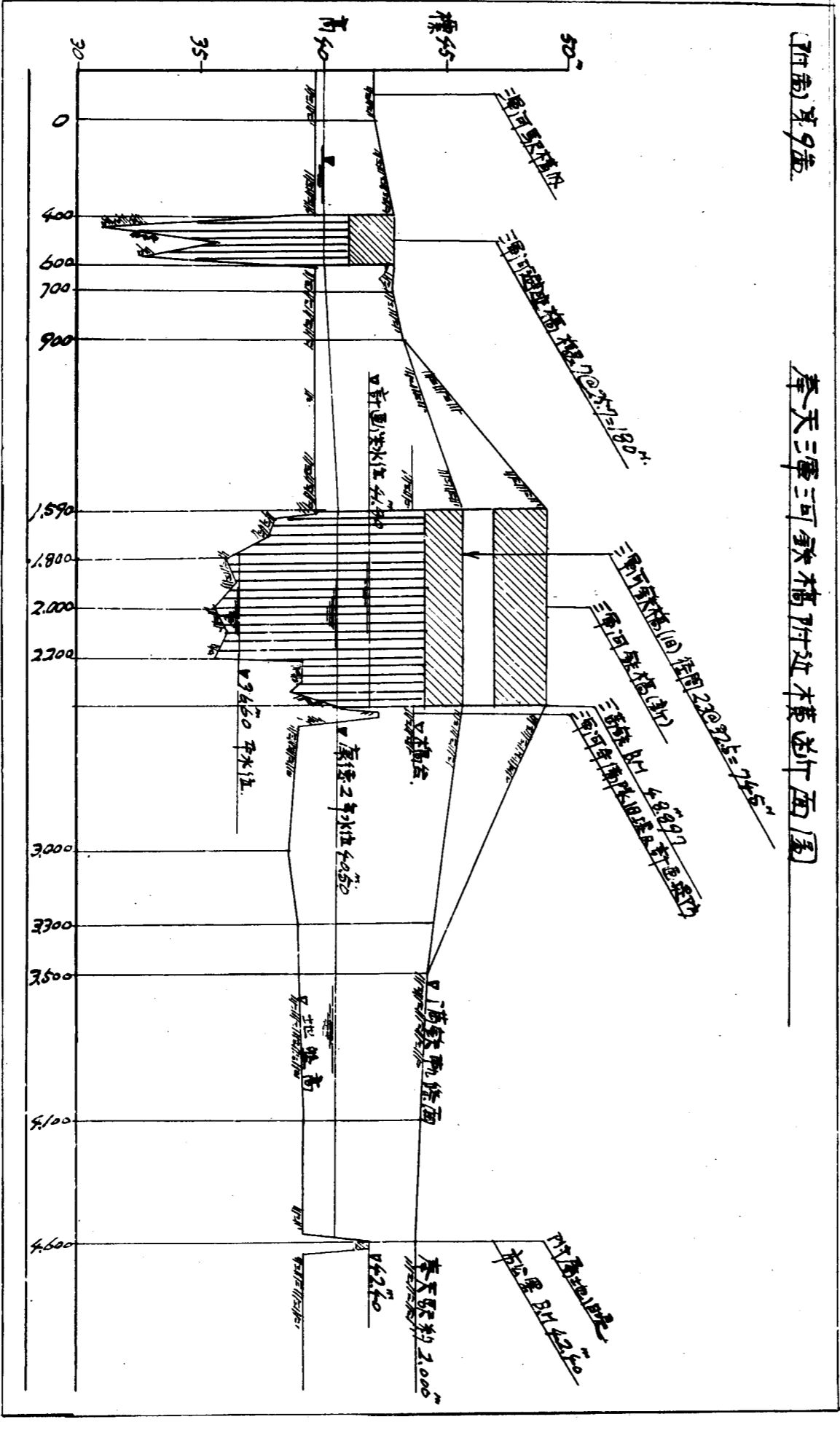
(附圖)第10番

野懸川原に於ける洪水波幅(康徳3年)



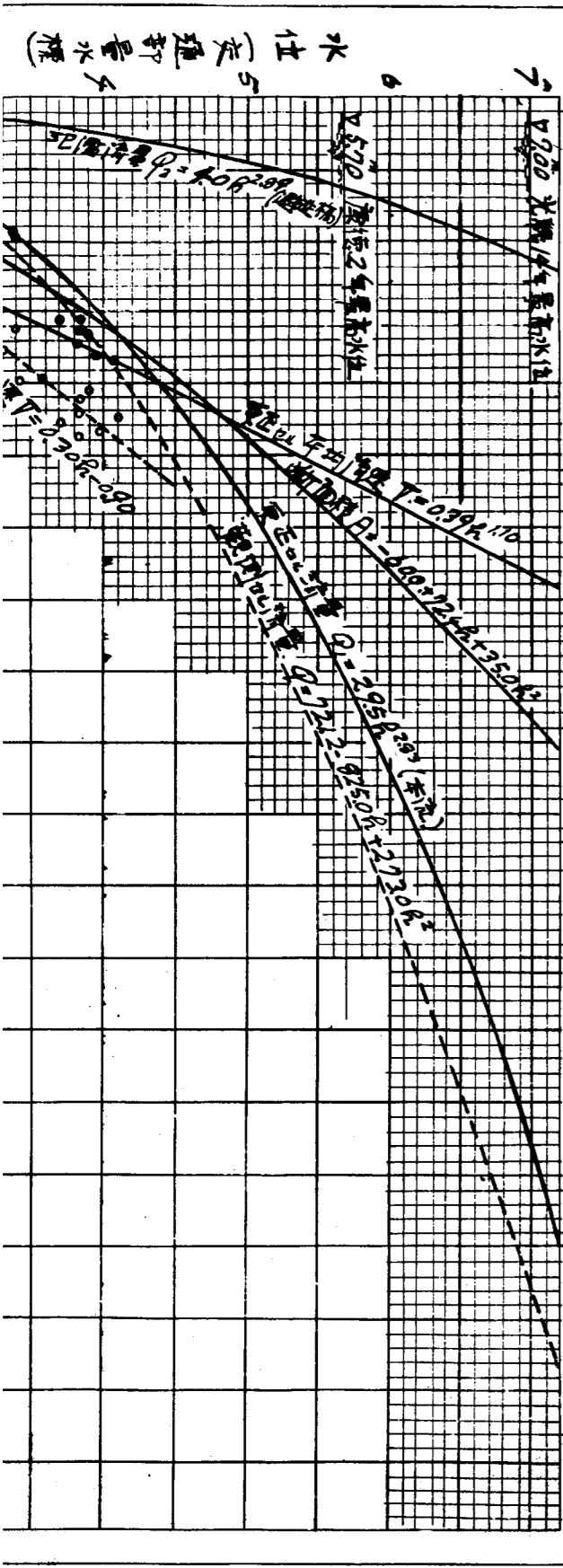
(附圖)第9番

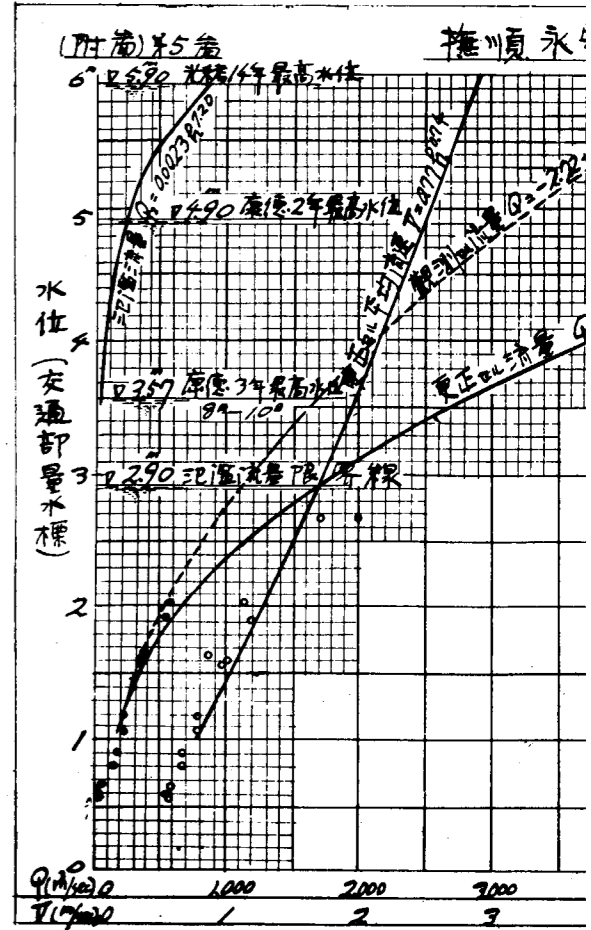
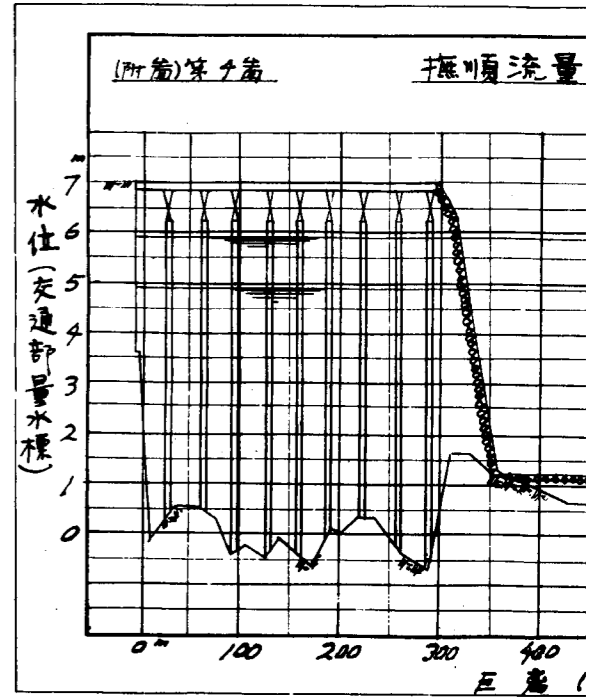
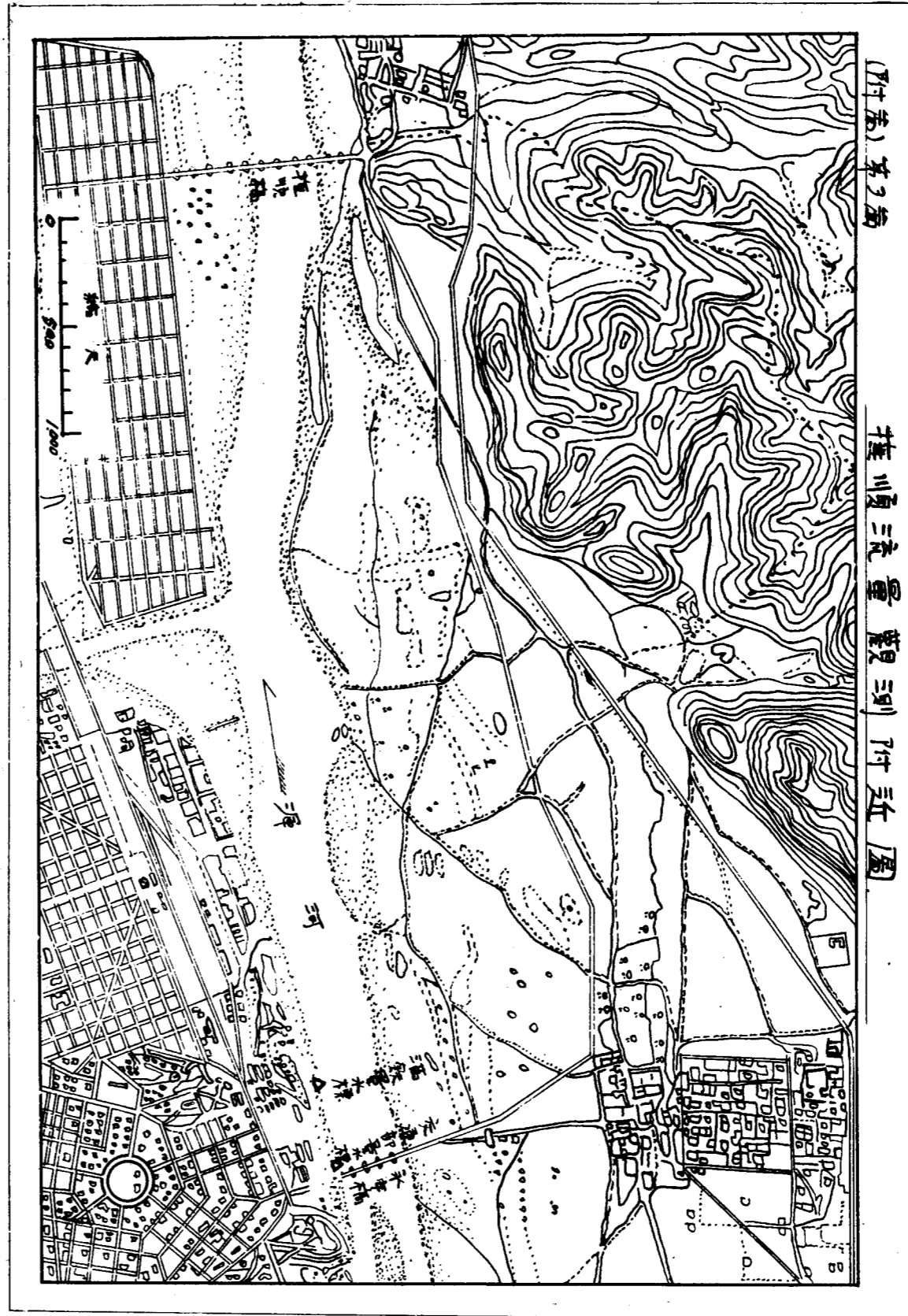
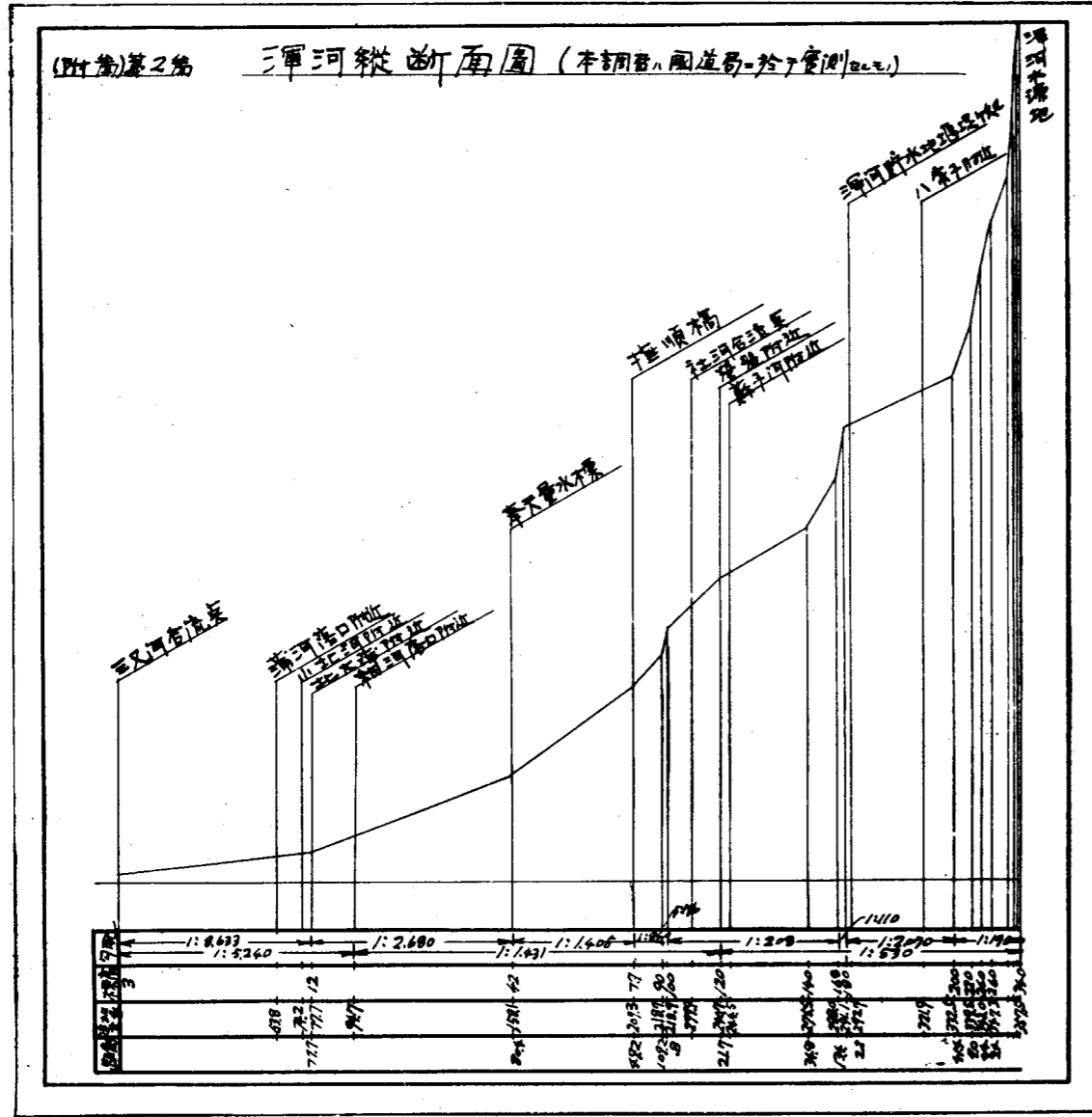
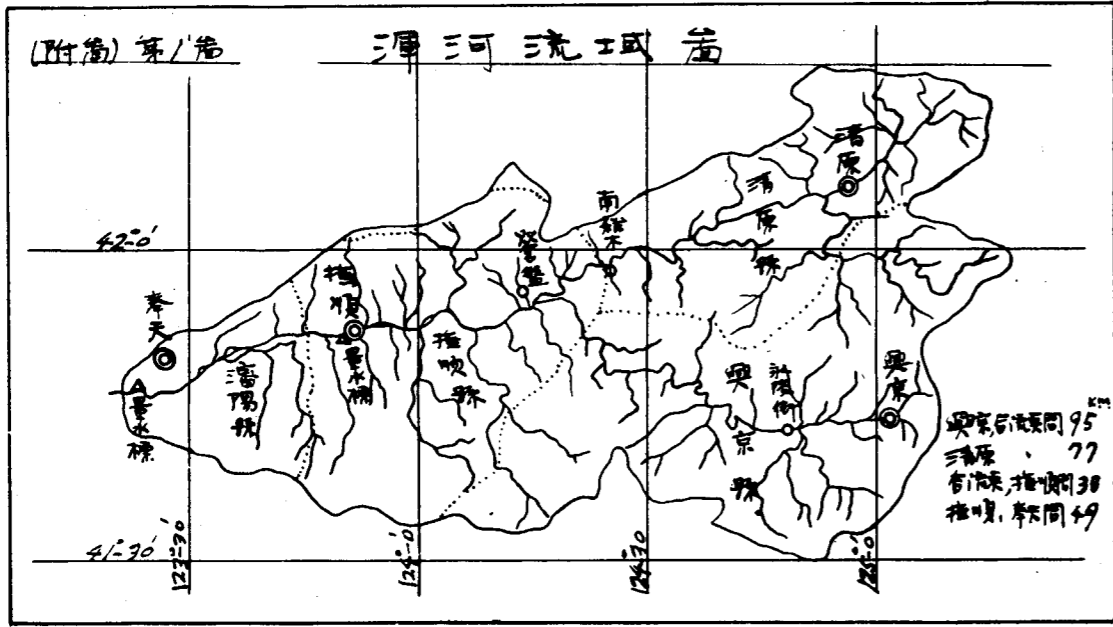
奉天三潭河鉄橋附近横断面圖

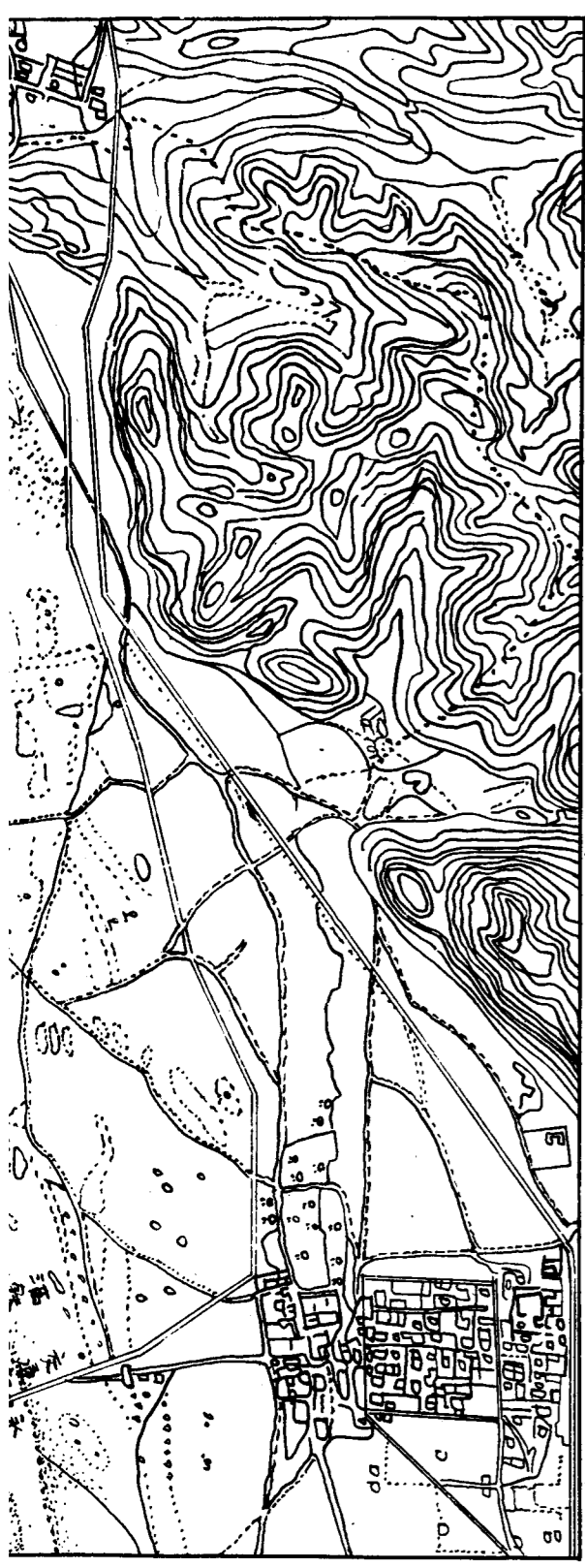


(附圖)第8番

奉天羅士圍子に於ける流量曲線圖(流域面積3300株)

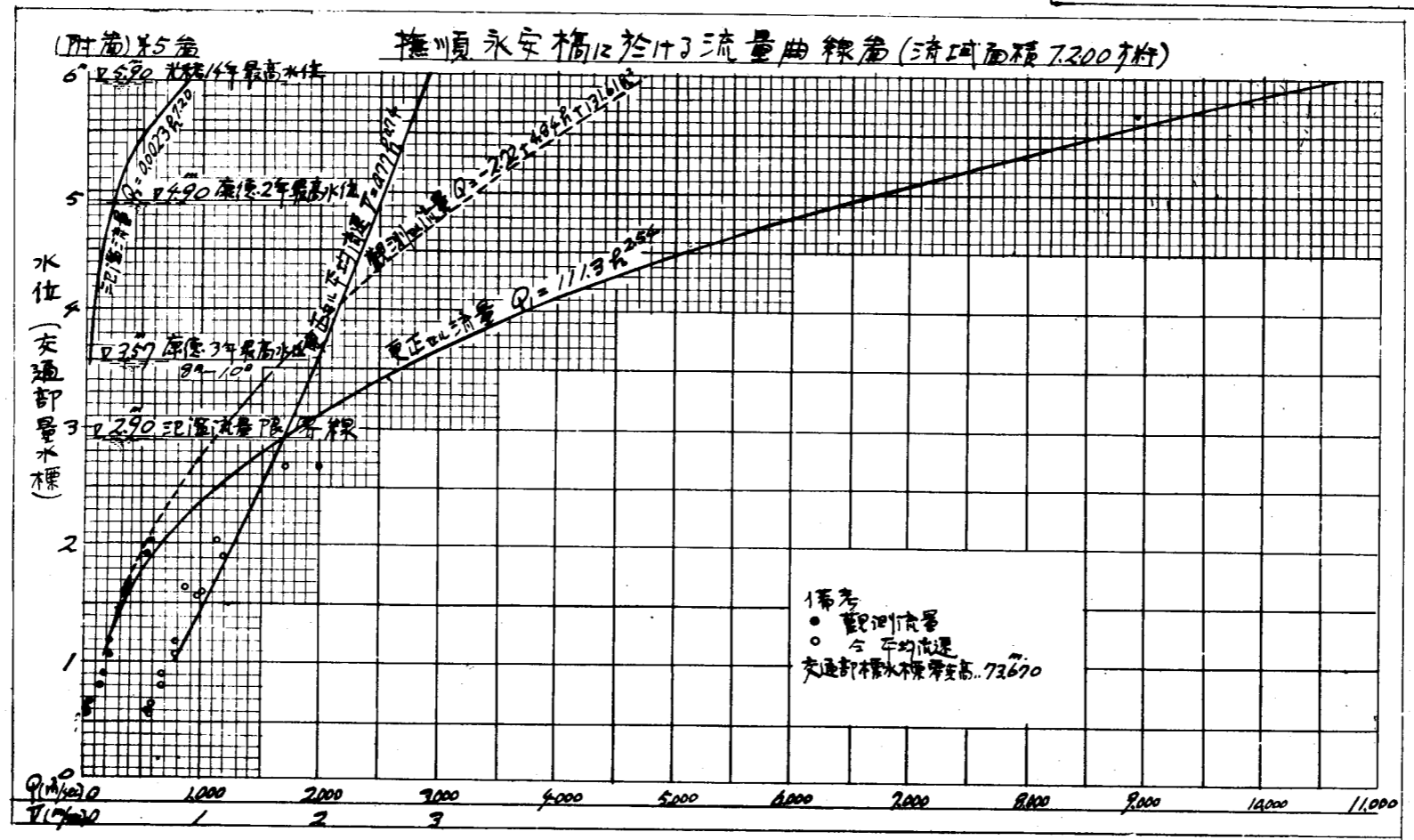
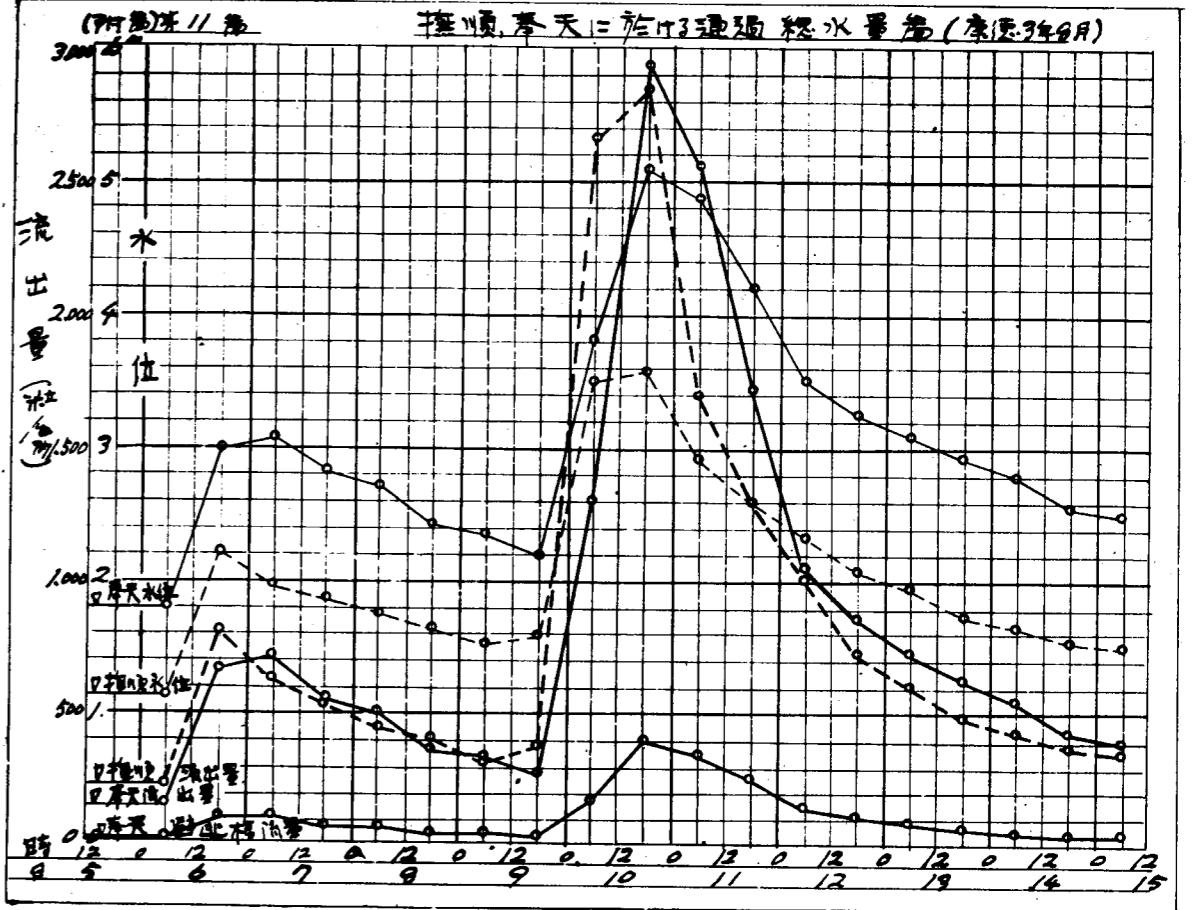
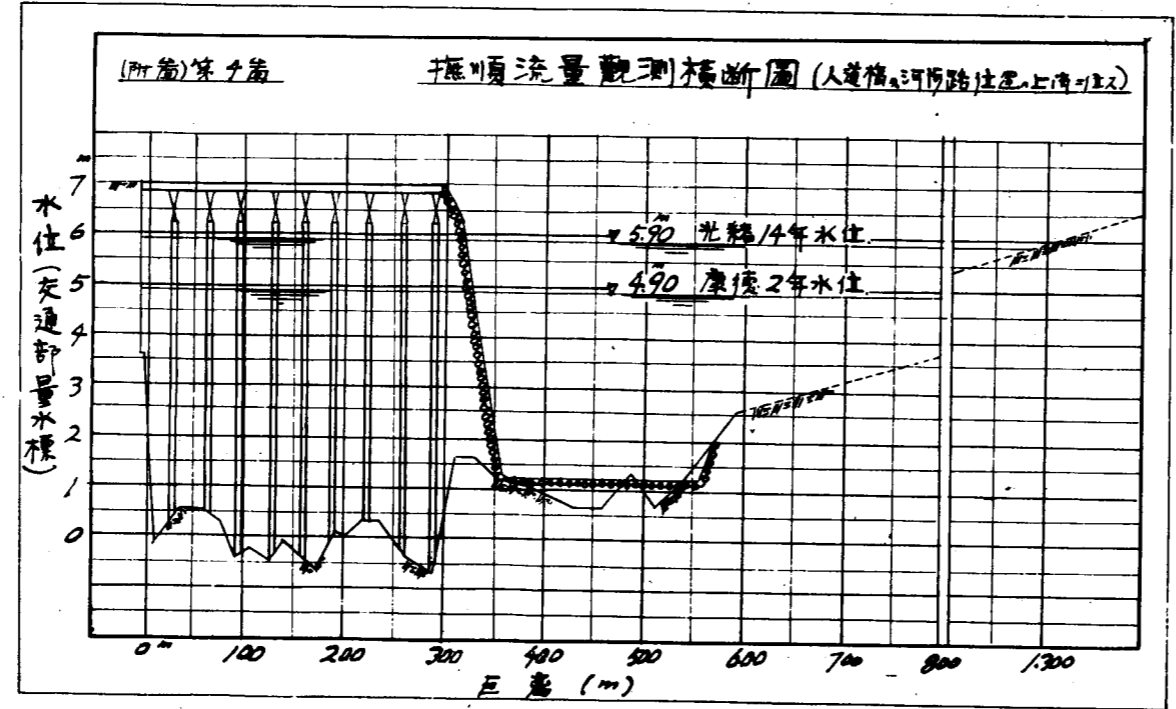






(附圖)第3篇

撫順流量觀測附近圖



故に本流及び避逃の總流量は次の如くなる。

年 別	流 量 (Q_1)	流 量 (Q_2)	總流量 ($Q_1 + Q_2$)
康 徳 2 年	m^3/sec 4.050	m^3/sec 620	m^3/sec 4.670
光 緒 14 年	7.270	1.110	8.380

(圖—13別紙参照)

7 流量観測誤差に関する考察

前章の如く流量曲線の誤差を生じた原因に就て考察をせんに先づ撫順に於ける、流量観測は洪水位にありて流速計を使用せることは其の使用困難を來し、從て観測時間も長時間に亙るものにして其の記録(表 4 参照)を一覽しても 6~10 時間を要し、從て開始と終了との水位差は相當の開きあり。水位としては平均水位を採用せるものと云へども理想とする値を求むることは困難なり。高水位観測は通常一般の浮観測をなし更正係數の適切なる値を使用せば短時間に於て豫期の目的を達し得られるものと推定し得るものである。

其の作業方法に於ては浮子投下は人道橋を利用し得る點あり、撫順城側の河涉路附近は流心外なるため流速計を使用せば比較的、短時間に観測し得られるものと想像す。兎角、流速計を使用する場合には其の性能を充分調査の上、檢定表に注意を拂はざれば色々の誤差を來し豫期の成果を得られないことは、檢定観測に經驗し得ることである。

奉天に於ける高水位観測は上下流の鐵道橋を利用し観測せられたるものにして、其の兩端間の距離は約 30m にして観測距離として短きことは明なるところなり。

且橋脚に依る斷面の縮少又は背水曲線に依る水面勾配の急、橋脚に支障せられる流下物の影響等を考慮せば困難なる考察をなさんば更正係數の算出に正確を期せられず、

故に斯くの如き箇所に於て観測するには相當の研究を要すべき點である。合理的な観測をせんとせば鐵道橋に於て浮子を投下し、背水曲線が常流に挽回する點、約 50m を始點となし以下 100m を観測距離となすべく設備をなすことは地勢上、困難ならずと想像するのである。作業方法としては平板交叉法に依り観測せば豫期の目的を達し得られるものと思ふ。

浮子の投下定期として其の投下後は次第に加速せられ自重の流水の方向分力と、其の部分に作用する動水壓の總計が零なる點で初めて定速度となつて流れるものである。故に投下後 50m 定速度となつて流出れるものである。

滿洲に於ては通常、高粱束を使用しつゝあるが其の更正係數に就ては當時の風向等をよく調査の上、適切な補正係數を算出することが必要な事項と信ずるのである。