

表I-F-6 作物別作物係数(Kc)

作物	月 旬	1			2			3			4			5			6		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
水 稻																	1.10	1.10	1.10
棉											0.09	0.27	0.37	0.47	0.65	0.85	1.00	1.05	
とうもろこし															0.09	0.27	0.37	0.49	
小 麦		1.04	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.04	0.95	0.79	0.61	0.43	0.17			
菜 種		1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	0.95	0.75	0.55	0.35						
作物	月 旬	7			8			9			10			11			12		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
水 稻		1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.08	1.03	0.98										
棉		1.05	1.05	1.05	1.04	1.02	0.99	0.73	0.24										
とうもろこし		0.71	0.92	1.04	1.05	1.05	1.00	0.85	0.68	0.30									
小 麦											0.10	0.30	0.40	0.41	0.19	0.65	0.81	0.96	
菜 種														0.65	0.65	0.67	0.77	0.88	1.00

表I-F-7 水稲の苗床用水量の計算

(mm/日)

月 日	代 掻 用 水			生 育 用 水			地 下 浸 透			計	×1/7
	代掻用水		10日 平均	ET Crop		10日 平均	地下浸透		10日 平均		
4.1-10	14.0		7.0	1.7	1.7	0.9	0.8		0.4	8.3	1.2
-20											
-30											
5.1-10	14.0		7.0	4.3	4.3	3.0	1.5	0.8	1.2	11.2	1.6
-20											
-31											
6.1-10											
-20						2.2		1.5	0.7	2.9	0.4
-30											

注：ETcropは水面からの蒸発散量とする。

表I-F-8 水面からの蒸発量

(mm/日)

項目	月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ET ₀		1.0	1.3	1.9	3.1	3.9	4.4	4.6	4.6	3.1	2.3	1.3	1.0
蒸発量		1.1	1.4	2.1	3.4	4.3	4.8	5.1	5.1	3.4	2.5	1.4	1.1

注：1) 浅い池または5m以下の湖に適用できる。

2) 湿った湿度で中位の風速としてKc=1.1として計算。

表 1-F-9 水稻の要水量

項目	4			5			6			7			8			9			計
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	
生育	3.1			3.9			4.4			4.6			4.6						
水							1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.08	1.03	0.98		
ET _{crop}							4.8	4.8	4.8	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.0	3.2	3.0		521
本田地下浸透							1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5		347
代播用水							7.0												
苗代用水							1.2	1.6	0.8	0.8									
計							1.2	1.6	0.8	7.8	13.7	6.3	6.3	6.6	6.6	4.7	4.5		885
																			590

(mm/日)

表 1-F-10 畑作物の要水量 (ET_{crop})

作物	1			2			3			4			5			6			7			8			9			10			11			12			計
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3				
ET _c	1.0			1.3			1.9			3.1			3.9			4.4			4.6			4.6			3.1			2.3			1.3			1.0			
棉										0.090	270.370	470.650	851.001	051.051	051.051	041.020	990.730	24																			
ET _{crop}										0.3	0.8	1.4	1.8	2.2	3.7	4.4	4.6	4.8	4.8	4.8	4.7	4.6	2.3	0.7													
ET _c													0.090	270.370	490.710	921.041	051.051	000.850	670.30																		
ET _{crop}													0.4	1.2	1.6	2.2	3.3	4.2	4.8	4.8	4.8	4.6	2.6	2.1	0.9												
小麦																																					
ET _{crop}																																					
菜種																																					
ET _{crop}																																					

表 I - F - 11 要 水 量 の 確 認

(1) 年間要水量の確認

(m^3/a)

作 物	計算値	試験等	場 所	資 料 名
水 稻	347	320~460	湖 北	水工設計手冊 No.8 表37-2-6
		250~350	"	農田水利(上) 表1-3-8
		520	襄陽沙河	86年水稻耗水量試験
		431		α 法による計算、 α は湖北長渠
棉	348	260~470	河 南	水工設計手冊 No.8 表37-2-9
		345	湖 北	" 表37-2-11
		257	長 渠	棉花耗水量試験
		326	襄陽沙河	86年棉花耗水量試験
とうもろこし	257	248	河 南	水工設計手冊 No.8 表37-2-7
小 麦	213	190~350	河 南	" "
		352	"	" 表37-2-8
		213	襄陽沙河	86年小麦灌漑試験

(2) 最大要水量の確認

($\text{mm}/\text{日}$)

作 物	計算値	試 験 等	場 所	資 料 名
水 稻	5.1			
棉	4.8	6.0 全期水345 mm 7-8月	湖 北	水工設計手冊 No.8 表37-2-11
		3.4 全期水257 mm 7-8月	長 渠	棉花耗水量試験
		4.7 全期水326 mm 7-8月	沙 河	86年 "
とうもろこし	4.7	4.7 全期水248 mm 8月	河 南	水工設計手冊 No.8 表37-2-10
小 麦	2.9	5.0 全期水352 mm 3-4月	"	"
		2.8 全期水213 mm 3-4月	沙 河	86年小麦灌漑試験

表 I-F-12 純用水量と無降雨時の粗用水量

月 項目	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12												
	1	2	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3												
純用水量	1.0	1.1	1.1	1.4	1.4	2.0	2.0	1.9	2.9	2.6	2.7	2.8	2.1	4.4	6.7	4.0	4.2	4.4	4.5	4.6	4.6	4.5	2.8	2.2	0.1	0	0.1	0.5	0.6	0.7	0.7	0.8	1.0		
粗用水量	1.5	1.7	1.7	2.2	2.2	2.2	3.1	3.1	2.9	4.5	4.0	4.2	4.3	3.2	6.8	10.3	6.2	6.5	6.8	6.9	7.1	7.1	6.9	4.3	3.4	0.2	0	0.2	0.8	0.9	0.9	1.1	1.1	1.2	1.5

注: 1) 作物の作付比率: 水稻 40%, 棉 30%, とうもろこし 10%, 小麦 70%, 菜種 30%
 2) 粗用水量は無降雨時の数値を示す。

表 I - F - 13 大岡坡灌漑区の計画取水量

月	月別揚水量 $\times 10^3 \text{ m}^3$	揚水比率 %	計画用水量 m^3/s
4	2,000	1.7	1.4
5	11,979	10.0	8.4
6	23,113	19.3	16.1
7	31,276	26.1	21.8
8	33,497	27.9	23.3
9	18,025	15.0	12.5
計	119,890	100.0	

資料：大岡坡二級ステーション
1981年大岡坡二級の実績より

表 I - F - 14 陳湾及び石台寺の既存ポンプの計画取水量

月	作物の計画純用水量 $\text{m}^3/\text{日}$	計画取水量 m^3/s
1	1.1	0.2
2	1.4	0.3
3	2.0	0.4
4	2.8	0.6
5	3.3	0.7
6	4.8	1.0
7	4.5	1.0
8	4.5	1.0
9	1.7	0.4
10	0.2	0
11	0.7	0.1
12	0.8	0.2

表 I-F-15 計画区域内のダム（水庫）と溜池（堰堤）

等級	名称	場所	貯水量		堤高	堤頂 標高	水位		流域 面積	池面積	灌漑面積		池個数	備考
			総貯水量 万m ³	有効貯水量 万m ³			高水位 m	低水位 m			計 ha	実 ha		
中型ダム	周橋	楊堤	3,200	2,041	20.3	127	124	114	61.7	485.0	5	3	1	平水時湖面積 300ha
	小貴河	"	3,210	2,055	17.0	108.5	105.4	99	58	800.0	4	1.5	1	" 500ha
	計			4,096					119.7	1,085.0			2	" 800ha
小(-)型 ダム	越橋	楊堤	153	73	8.5	99	96.6	93.7	24	41.0	0.7	0.3	1	
	蓮花堰	太平	110	96	7.0	143.2	141.9	137.2	8.1	34.0	0.4	0.2	1	
	馬庄	"	264	127	9.1	134	131.5	120	5.3	21.0	0.5	0.3	1	
溜池	計			296					37.4	96.0			3	
	-	(襄陽) 程河		16						13.7			4	
	-	楊堤		196						163.6			39	
	-	羅橋		35						29.2			17	
	-	太平		341						283.9			96	
	-	姚崗		29						24.1			17	
	計			617						514.5			173	溜池1個当りの平均面積 3.0ha
合 計				5,009					157.1	1,695.5			178	平水時湖面積 1,410.1ha

注：1) 溜池は溜池面積が1.0ha以上について計上した。

2) 溜池の有効貯水量は有効水深を平均1.2mとして計算した。

3) 溜池の池面積は総面積を示す。

表 I - F - 16 震陽県の水収支計算

年	月・旬	取水可能量(平均) (m^3/sec)	ポンプ流量 (m^3/sec)	ダム流量	流入計	カンガイ水量	湖面蒸発	流出計	ダム貯留量
1974	5/ 2	19.51	4356.0	925.1	5281.1	7351.3	860.0	8011.3	49930.0
	5/ 3	3.87	1993.7	248.0	2241.7	13238.0	670.0	13908.0	47199.8
	6/ 1	4.86	1761.1	1558.0	3319.1	4884.0	670.0	5554.0	35533.5
	6/ 2	5.17	2370.2	1870.0	4240.2	4112.0	670.0	4782.0	33298.6
	6/ 3	2.00	551.8	244.0	1195.8	7968.0	712.0	8680.0	32756.8
	7/ 1	1.86	829.5	642.0	1471.5	6555.0	712.0	7267.0	25272.6
	7/ 2	9.62	1569.6	309.1	1878.7	9189.4	783.2	9872.6	19477.1
	7/ 3	82.97	3960.0	4695.0	8655.0	0.0	712.0	712.0	11383.2
	8/ 1	13.40	3350.1	123.0	3473.1	9125.0	712.0	9837.0	19326.2
	8/ 3	0.00	0.0	55.0	55.0	9754.8	783.2	10538.0	12962.3
	9/ 1	6.04	3557.4	106.0	3663.4	5528.0	474.0	6000.0	2474.3
	9/ 2	10.55	3960.0	765.0	4725.0	2313.0	474.0	2787.0	142.7
	9/ 3	1.29	927.3	1090.0	2017.3	0.0	474.0	474.0	2080.7
	10/ 1	33.44	3960.0	1294.0	5254.0	0.0	349.0	349.0	3624.0
	10/ 2	10.70	3960.0	241.0	4201.0	0.0	349.0	349.0	8529.0
	10/ 3	6.62	4356.0	38.5	4394.5	1130.8	383.9	1514.7	12381.0
	11/ 1	5.55	0.0	602.0	602.0	0.0	195.0	195.0	1514.7
	11/ 2	5.73	0.0	739.0	739.0	0.0	195.0	195.0	15667.6
	11/ 3	5.17	0.0	0.0	0.0	1413.0	185.0	185.0	15211.6
	12/ 1	4.85	3486.2	310.0	3796.2	385.0	153.0	538.0	14603.6
1975	12/ 2	4.48	3170.3	56.0	3226.3	1413.0	153.0	1566.0	17863.8
	12/ 3	5.44	3942.1	719.4	4661.5	0.0	168.3	168.3	19524.1
	1/ 1	6.56	3829.0	0.0	3829.0	1927.0	195.0	2122.0	24017.3
	1/ 2	4.24	3050.5	0.0	3050.5	2185.0	195.0	2380.0	25724.3
	1/ 3	6.09	4142.2	9.9	4152.1	2403.5	214.5	2618.0	26394.8
	2/ 1	6.29	3690.7	553.0	4243.7	0.0	195.0	195.0	27928.9
	2/ 2	4.06	2924.0	39.0	2963.0	2827.0	195.0	3022.0	31977.6
	2/ 3	4.26	2455.9	96.0	2551.9	2261.6	156.8	2418.4	31918.6
	3/ 1	6.67	3942.7	400.0	4342.7	1799.0	293.0	2093.0	32052.1
	3/ 2	5.38	3806.6	98.0	3905.6	3984.0	293.0	4277.0	34301.8
	3/ 3	5.03	3934.9	162.8	4097.7	3251.6	322.3	3573.9	33930.4
	4/ 1	5.10	3608.7	643.0	4251.7	4498.0	474.0	4972.0	34454.2
	4/ 2	5.42	3630.4	3787.0	7417.4	0.0	474.0	474.0	33733.9
	4/ 3	14.87	3960.0	3348.0	7308.0	0.0	474.0	474.0	40677.3
	5/ 1	9.07	3960.0	248.0	4208.0	5526.0	600.0	6126.0	47511.3
	5/ 2	7.06	3399.8	1536.9	4936.7	0.0	600.0	600.0	45593.3
									49930.0

表 I - F - 17 襄陽県の水収支計算 (1974年)

(単位: 10^3 m^3)

月旬	ポンプ能力 m^3/s	ポンプ揚水量	($A=14\text{ha}$) 溜池流入量	流入量計	($A=18,000\text{畝}$) 灌漑用水量	($A=14\text{ha}$) 湖面蒸発量	流出量計	溜池貯水量
5	2							160
	3	0.87	2	692	686	6	692	160
6	1	1.50	1	1,046	1,236	7	1,243	0
	2	0.86	5	623	456	7	463	160
	3	0.53	6	391	384	7	391	160
7	1	1.00	1	721	744	7	751	130
	2	0.90	3	649	612	7	619	160
	3	1.00	1	793	858	8	866	87
8	1	0.08	21	80	0	7	7	160
	2	1.00	1	721	852	7	859	22
	3	1.13	0	897	911	8	919	0
9	1	0.72	0	521	516	5	521	0
	2	0.30	3	221	216	5	221	0
	3	0	5	5	0	5	5	0

注: 溜池の最大貯水量は $160,000 \text{ m}^3$

表 I - F - 18 茨陽県の多年度の水収支計算の総括表

(単位: 1000 m³)

年	ポンプ取水	貯水池流入量	流入の計	湛水量	湖面蒸発量	流出の計	貯水池貯蔵量 (最低) (5/中)	余水量
1967~68	80,713	32,441	113,154	108,388	15,348	123,736	17,572 ~ 39,351	0
68~69	74,032	47,855	121,887	92,772	15,348	108,120	11,040 ~ 49,930	3,166 (5/中)
69~70	84,958	24,563	109,521	104,339	15,348	119,687	21,827 ~ 39,760	
70~71	76,265	36,318	115,583	107,553	15,348	122,901	12,320 ~ 32,439	
71~72	69,346	54,823	124,169	95,229	15,348	110,577	28,509 ~ 45,028	
72~73	82,454	71,188	153,642	109,956	15,348	125,304	7,276 ~ 49,930	23,412 (4/下)
73~74	78,310	36,042	141,352	102,136	15,348	120,484	27,000 ~ 43,804	
74~75	103,849	32,651	136,500	115,033	15,348	130,381	52 ~ 49,930	
75~76	83,198	37,125	120,323	110,059	15,348	125,407	26,565 ~ 44,853	
76~77	87,542	41,215	128,757	104,069	15,348	119,417	10,553 ~ 49,930	4,239 (5/上中)
77~78	103,795	17,084	120,879	128,978	15,348	144,326	6,000 ~ 26,479	
78~79	70,728	41,384	112,112	107,565	15,348	122,913	(-) 0 ~ 16,067	
79~80	94,802	33,236	128,038	107,771	15,348	123,119	(-) 0 ~ 37,544	
80~81	69,503	33,681	103,183	98,324	15,348	113,672	27,000 ~ 27,032	
81~82	102,588	20,194	122,782	118,799	15,348	134,147	(-) 0 ~ 38,410	
82~83	74,775	37,730	112,505	94,507	15,348	109,855	16,268 ~ 41,057	
83~84	86,526	34,718	121,244	109,069	15,348	124,417	24,767 ~ 37,881	
84~85	83,157	35,961	119,118	97,334	15,348	112,682	25,121 ~ 44,294	
85~86	91,159	19,898	111,057	115,920	15,348	131,268	8,743 ~ 24,080	

注: 余水量の()は月と旬を示す。

表 I - F - 19 ポンプの運転時間

年	ポンプ流量 ×10 ³ m ³	灌漑水量 ×10 ³ m ³	各揚水機場別運転時間(時間)				
			一級(栗陽)、 二級、三級	一級(栗陽)	四-1級(楊塔)	四-2級(太平)	五級
1967~68	80,713	108,388	4,076	1,874	2,309	3,007	3,911
68~69	74,032	92,722	3,739	1,603	1,975	2,572	3,346
69~70	84,958	104,339	4,291	1,804	2,223	2,894	3,765
70~71	79,265	107,553	4,003	1,859	2,291	2,983	3,881
71~72	69,346	95,229	3,502	1,645	2,029	2,641	3,436
72~73	82,454	109,956	4,164	1,901	2,342	3,050	3,967
73~74	78,310	105,136	3,955	1,818	2,240	2,916	3,793
74~75	103,849	115,033	5,245	1,989	2,451	3,190	4,151
75~76	83,198	110,059	4,204	1,903	2,345	3,052	3,971
76~77	87,542	104,069	4,421	1,799	2,217	2,886	3,755
77~78	103,795	128,978	5,242	2,230	2,748	3,577	4,654
78~79	70,728	107,565	3,572	1,860	2,291	2,983	3,881
79~80	94,802	107,771	4,788	1,863	2,296	2,989	3,889
80~81	69,503	98,324	3,510	1,700	2,095	2,727	3,548
81~82	102,588	118,799	5,181	2,054	2,531	3,295	4,286
82~83	74,775	94,507	3,777	1,634	2,013	2,621	3,410
83~84	86,526	109,069	4,370	1,886	2,323	3,025	3,935
84~85	83,157	97,334	4,200	1,683	2,073	2,700	3,512
85~86	91,159	115,920	4,604	2,004	2,469	3,215	4,183
計			80,844	35,109	43,261	56,323	73,274
平均			4,255	1,848	2,277	2,964	3,857
			≒ 4,300	1,900	2,300	3,000	3,900

注: ポンプ流量及び灌漑水量は栗陽県分の全区域の量を示す。

表 I - F - 20 周橋ダムの水収支計算

(単位: 10^3 m^3)

月旬	送水規模	送水量	(A=69.6+9.8h _湖) 水庫流入量	流入量計	(A=124,000畝) 灌漑用水量	(A=8.0h _湖) 湖面蒸発量	流出量計	水庫貯水量
5	2	n/s						27,972
	3	4.62	3,659	4,127	4,728	378	5,106	26,993
6	1	0.25	180	307	8,514	384	8,898	18,403
	2	2.82	2,030	2,836	3,141	384	3,525	17,715
	3	2.28	1,641	2,608	2,645	384	3,029	17,293
7	1	0	0	130	5,125	408	5,533	11,890
	2	0	0	343	4,216	408	4,624	7,609
	3	4.62	3,659	3,825	5,911	448	6,359	5,075
8	1	4.62	3,326	2,512	0	408	408	10,505
	2	4.62	3,326	65	5,869	408	6,277	7,619
	3	0	0	30	6,274	448	6,722	927
9	1	3.95	2,844	57	3,555	272	3,827	1
	2	4.62	3,326	407	1,488	272	1,760	1,974
	3	0	0	583	0	272	272	2,285

表 I - F - 21 小黄河ダムの水収支計算

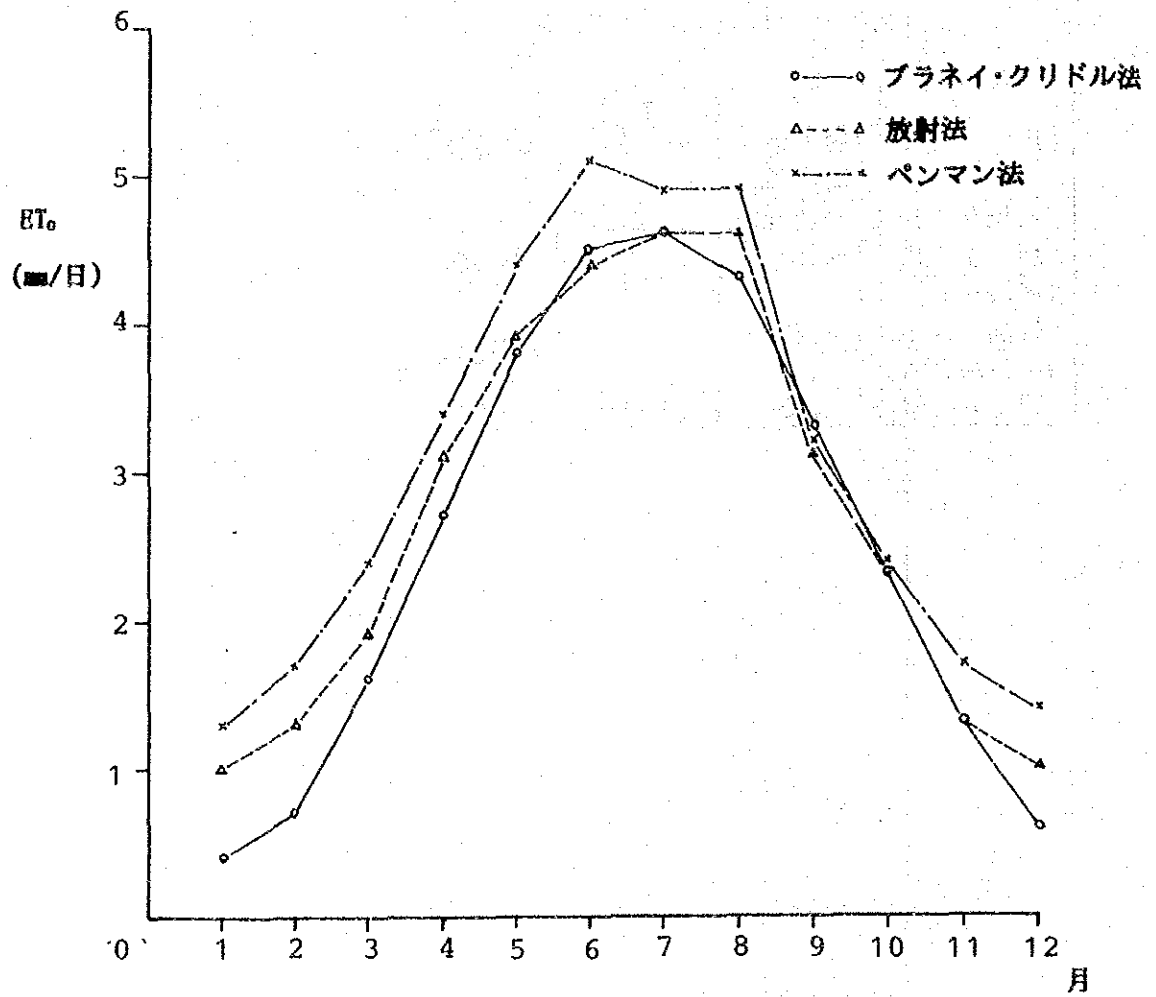
(単位 10^3 m^3)

月旬	送水規模	送水量	($A=75.6+7.0\text{km}^2$) 水庫流入量	流入量計	($A=58,800\text{亩}$) 灌溉用水量	($A=5.0\text{km}^2$) 湖面蒸発量	流出量計	水庫貯水量
5		m^3/s						21,958
	2	0.88	697	458	1,155	2,624	283	2,907
6	3	0.05	36	120	156	4,725	287	15,350
	1	0.54	389	752	1,141	1,743	287	14,461
	2	0.44	317	903	1,220	1,468	287	13,926
7	3	0	0	114	114	2,844	305	10,891
	1	0	0	299	299	2,339	305	8,546
	2	0.88	697	144	841	3,279	335	5,773
8	3	0.88	634	2,183	2,817	0	305	8,285
	1	0.88	634	58	692	3,257	305	5,415
	2	0	0	26	26	3,481	335	1,625
9	3	0.75	540	49	589	1,972	203	39
	1	0.88	634	358	992	826	203	2
	2	0	0	507	507	0	203	306

表 I - F - 22 ダム(水庫)からの取水量

灌 区	貯 水 量		灌 溉 面 積			ダムからの 取水量
	(堰 塘) 溜 池	ダ ム	溜池掛り	ダ ム 直接掛り	計	
(周橋ダム) 店 子 街	$\times 10^3 \text{ m}^3$ 6,046	$\times 10^3 \text{ m}^3$ 11,292	畝 26,850	畝 50,150	畝 77,000	m^3/s 4.00
(周橋ダム) 韓崗, 太平	1,465	9,118	6,510	40,490	47,000	3.22
(小黄河ダム) 張 官 營	1,459	20,550	4,560	64,240	68,800	5.11

図 I-F-1 月別蒸発散量 (ET₀) の比較



ET₀ 表

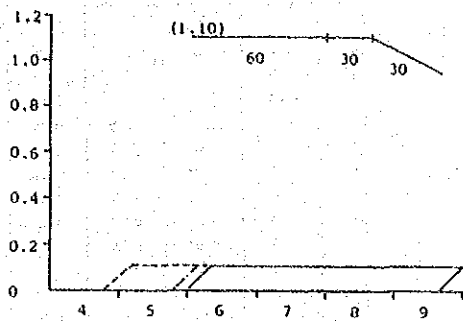
(mm/日)

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
方 法												
ブラネイ・クリドル法	0.4	0.7	1.6	2.7	3.8	4.5	4.6	4.3	3.3	2.3	1.3	0.6
放射法	1.0	1.3	1.9	3.1	3.9	4.4	4.6	4.6	3.1	2.3	1.3	1.0
ペンマン法	1.3	1.5	2.4	3.4	4.4	5.1	4.9	4.9	3.2	2.4	1.7	1.4

図 I - F - 2 (1/2)

作物係数

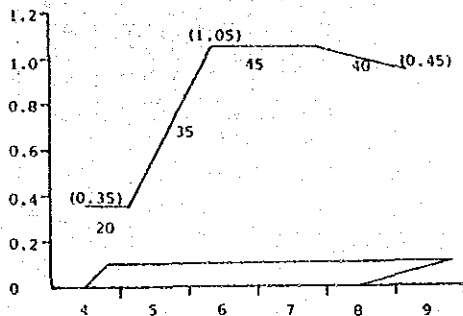
(1) 水稻



(本田 Kc)

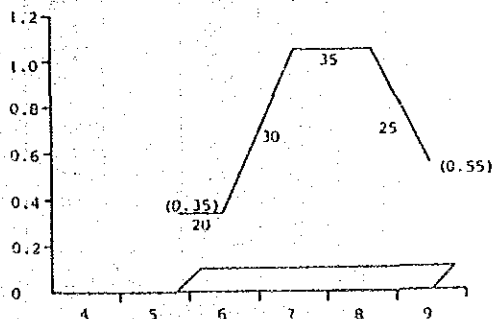
月 日	Kc	Kc 平均	
		10日	月
6月 1-10日	1.10	1.10	1.10
20	1.10	1.10	
30	1.10	1.10	
7 1-10	1.10	1.10	1.10
20	1.10	1.10	
31	1.10	1.10	
8 1-10	1.10	1.10	1.09
20	1.10	1.10	
31	1.08	1.08	
9 1-10	1.03	1.03	0.67
20	0.98	0.98	
30			

(2) 棉



月 日	Kc	Kc 平均	
		10日	月
4月 1-10日			0.12
20	0.18	0.09	
30	0.35	0.27	
5 1-10	0.38	0.37	0.50
20	0.55	0.47	
31	0.75	0.65	
6 1-10	0.95	0.85	0.97
20	1.05	1.00	
30	1.05	1.05	
7 1-10	1.05	1.05	1.05
20	1.05	1.05	
31	1.05	1.05	
8 1-10	1.03	1.04	1.02
20	1.00	1.02	
31	0.98	0.99	
9 1-10	0.48	0.73	0.32
20		0.24	
30			

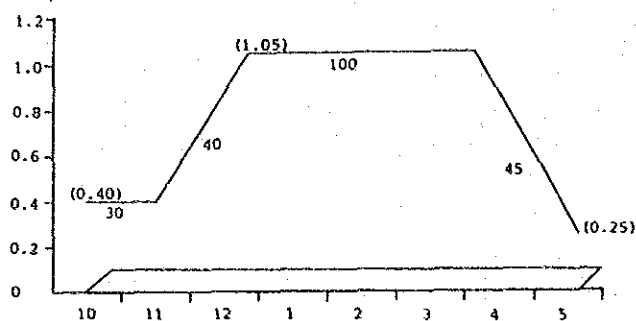
(3) とうもろこし



月 日	Kc	Kc 平均	
		10日	月
5月 1-10日			0.03
20			
31	0.18	0.09	
6 1-10	0.35	0.27	0.38
20	0.38	0.37	
30	0.59	0.49	
7 1-10	0.82	0.71	0.89
20	1.02	0.92	
31	1.05	1.04	
8 1-10	1.05	1.05	1.03
20	1.05	1.05	
31	0.95	1.00	
9 1-10	0.75	0.85	0.61
20	0.60	0.68	
30		0.30	

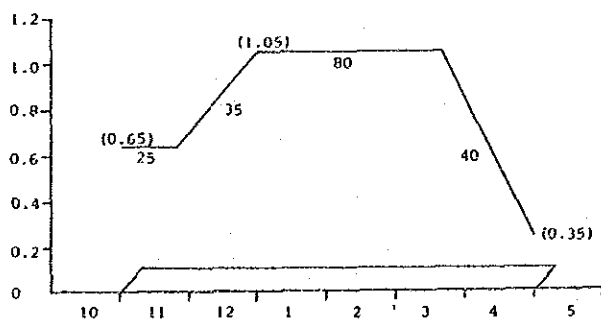
図 I - F - 2 (2/2) 作物係数

(4) 小麦



月 日		Kc		Kc 平均	
				10日	月
10月	1-10日				
	-20	0.20		0.10	
	-31	0.40	0.20	0.30	0.13
11月	1-10日	0.40	0.40	0.40	
	-20	0.42	0.40	0.41	
	-30	0.56	0.42	0.49	0.43
12月	1-10日	0.73	0.56	0.65	
	-20	0.89	0.73	0.81	
	-31	1.03	0.89	0.96	0.81
1月	1-10日	1.05	1.03	1.04	
	-20	1.05	1.05	1.05	
	-31	1.05	1.05	1.05	1.05
2月	1-10日	1.05	1.05	1.05	
	-20	1.05	1.05	1.05	
	-28	1.05	1.05	1.05	1.05
3月	1-10日	1.05	1.05	1.05	
	-20	1.05	1.05	1.05	
	-31	1.05	1.05	1.05	1.05
4月	1-10日	1.03	1.05	1.04	
	-20	0.87	1.03	0.95	
	-30	0.70	0.87	0.79	0.93
5月	1-10日	0.52	0.70	0.61	
	-20	0.34	0.52	0.43	
	-31		0.34	0.17	0.40

(5) 菜種



月 日		Kc		Kc 平均	
				10日	月
11月	1-10日	0.65		0.65	
	-20	0.65		0.65	
	-30	0.67		0.67	0.65
12月	1-10日	0.77		0.77	
	-20	0.88		0.88	
	-31	1.00		1.00	0.88
1月	1-10日	1.05		1.05	
	-20	1.05		1.05	
	-31	1.05		1.05	1.05
2月	1-10日	1.05		1.05	
	-20	1.05		1.05	
	-28	1.05		1.05	1.05
3月	1-10日	1.05		1.05	
	-20	1.05		1.05	
	-31	0.95		0.95	1.02
4月	1-10日	0.75		0.75	
	-20	0.55		0.55	
	-30	0.35		0.35	0.55
5月	1-10日				
	-20				
	-31				

注: Kcは小麦の値を使用

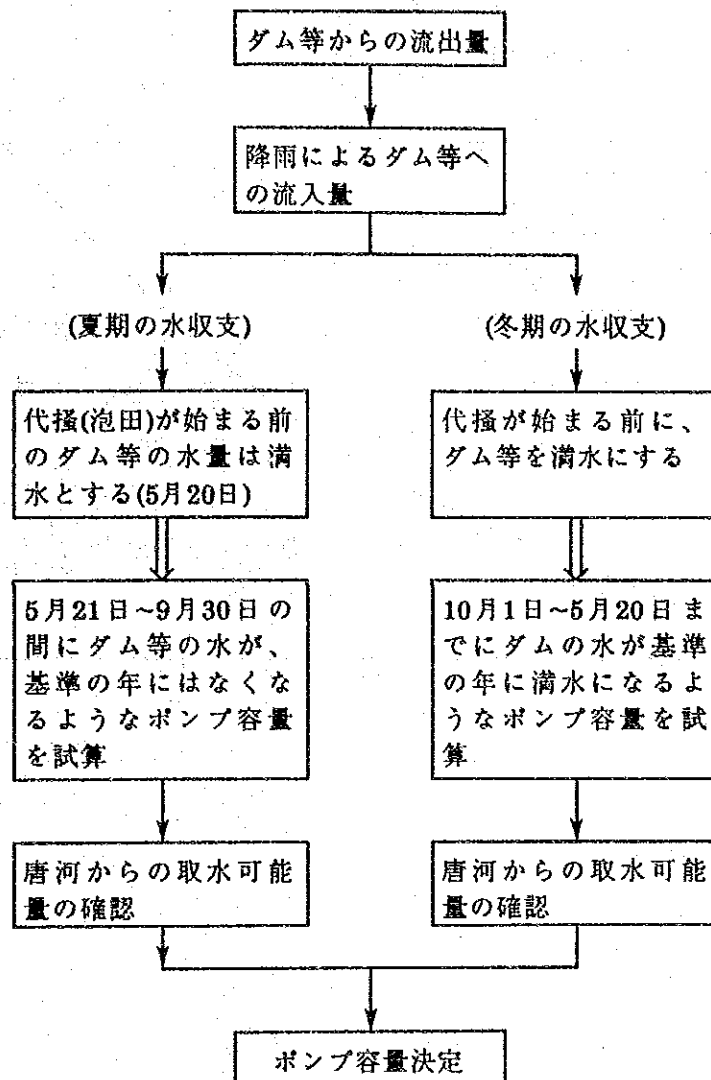
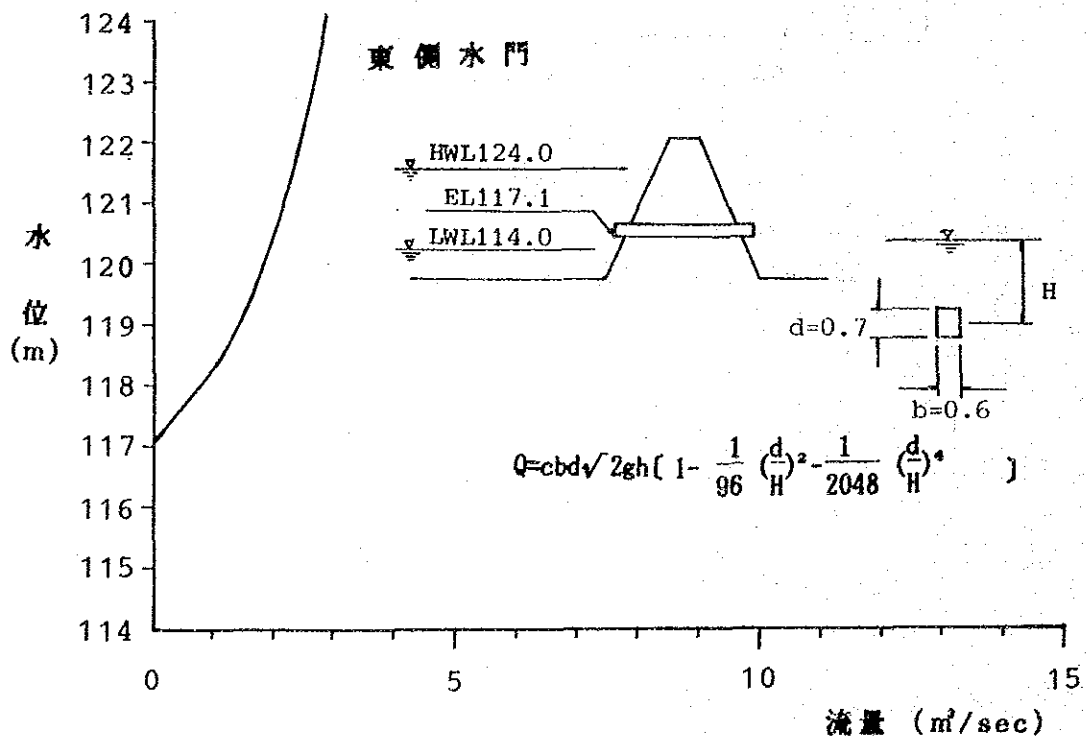
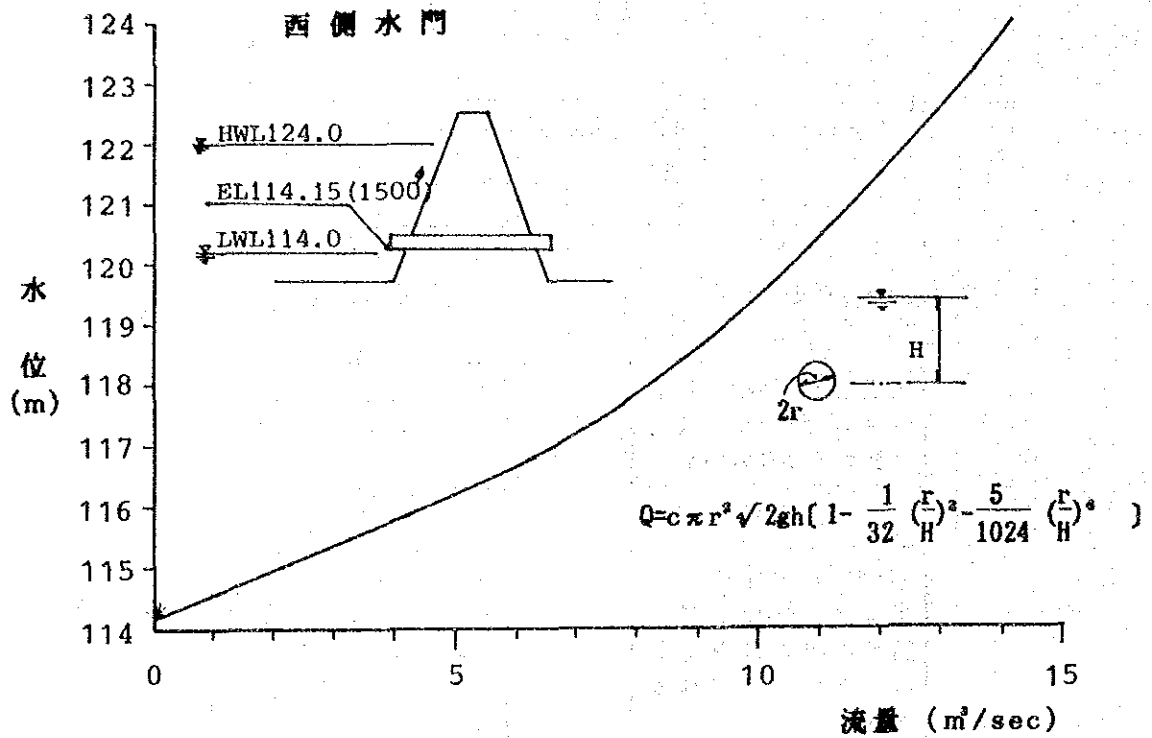


図 I - F - 3 ポンプ容量決定のための水収支

図 I - F - 4 ダム取水門流量曲線
(周橋ダム)



ダム取水門流量曲線
(小黄河ダム)

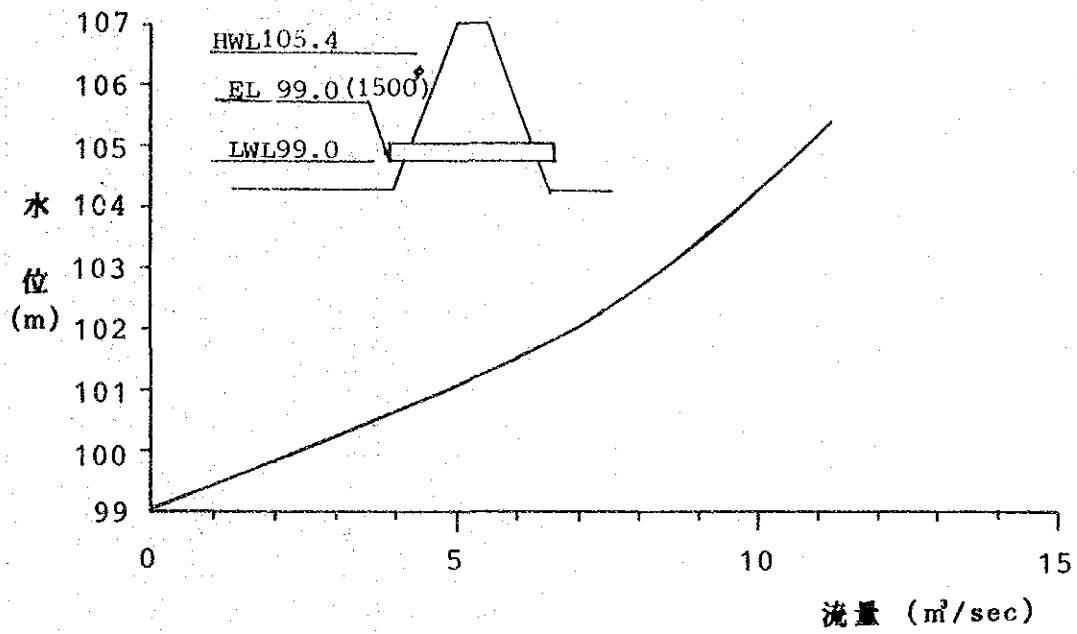


図 I-F-5 ダム及び灌漑池の貯水量変化

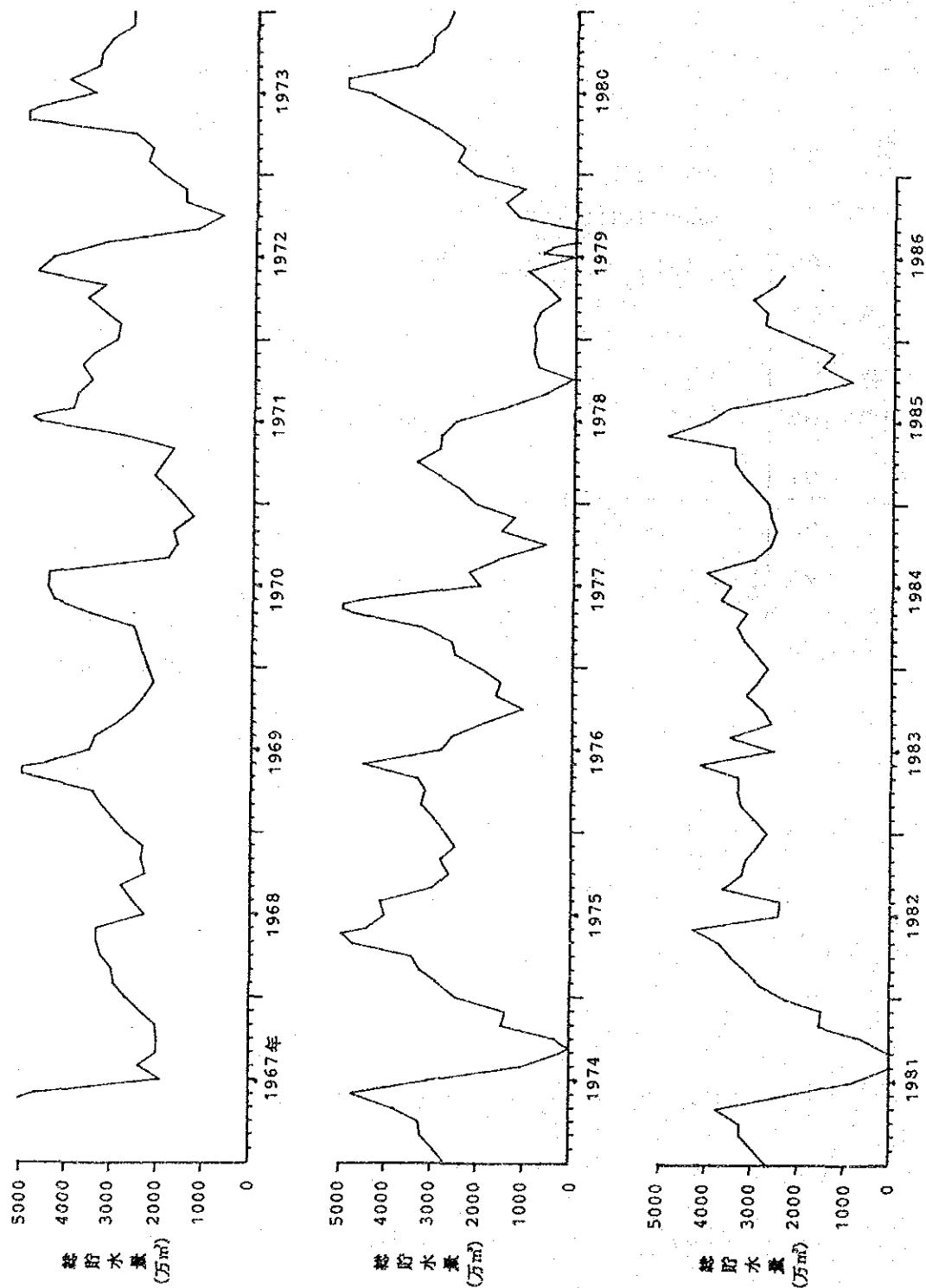


図 I-F-6 灌区割り平面図

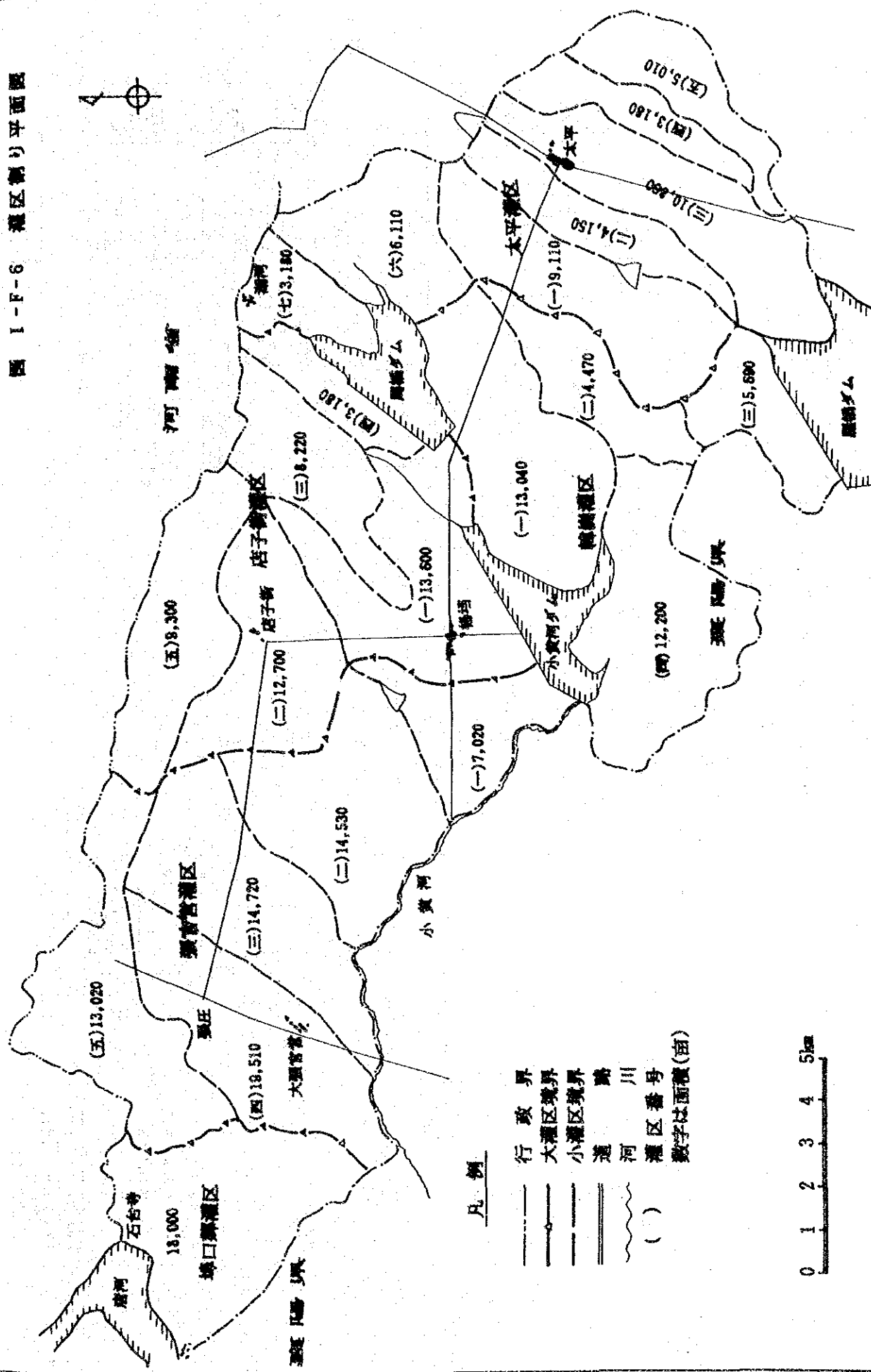
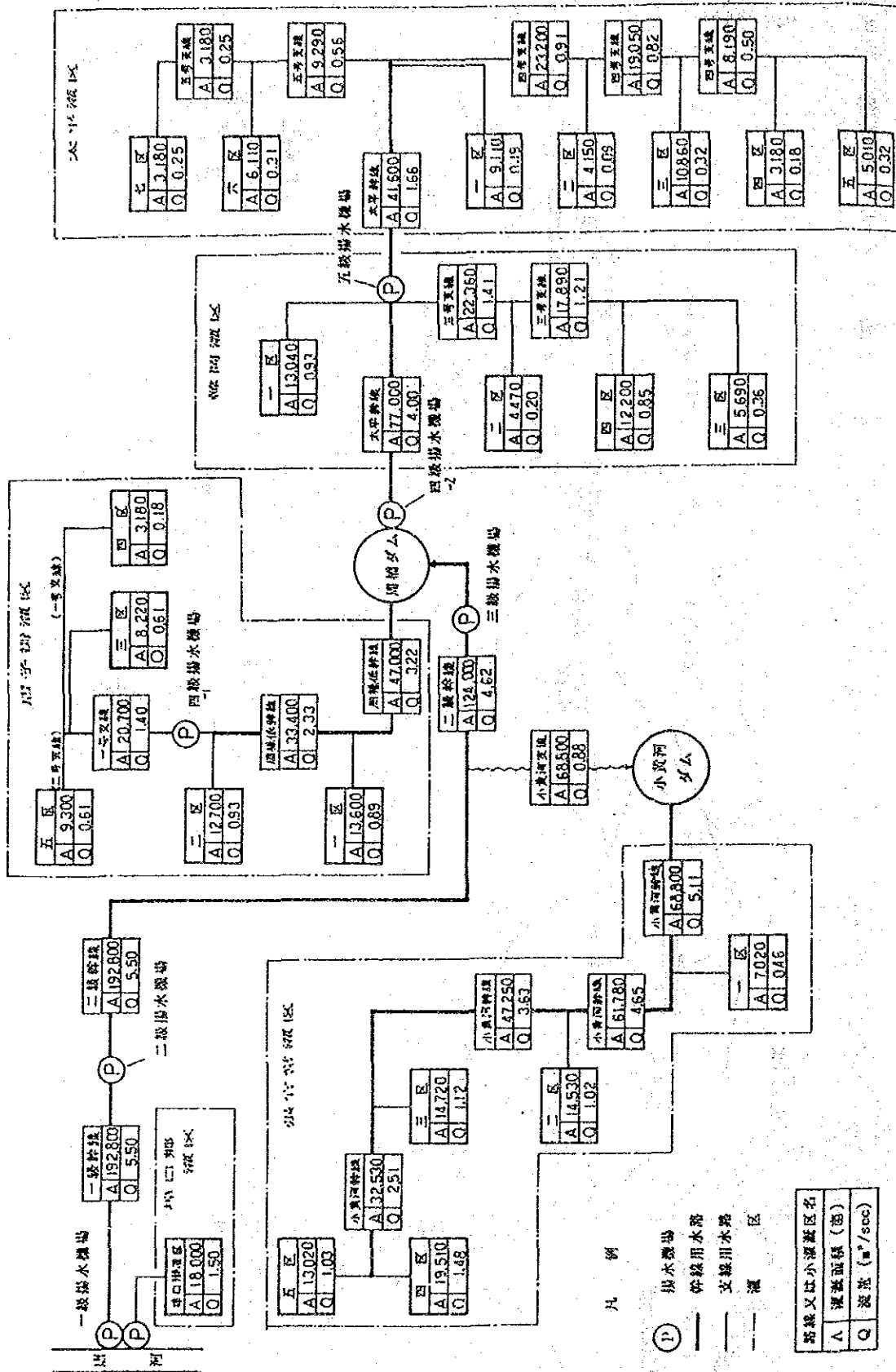


圖 I-1-F-7 計畫用水系統圖



G. 施設計画

目 次

	頁
第1章 路線計画	I - G - 1
1.1 水路計画の基本条件	I - G - 1
(1) 水路区分	I - G - 1
(2) 水路の水理条件	I - G - 1
1.2 路線の位置と水路形式	I - G - 3
(1) 一級及び二級幹線	I - G - 3
(2) 周橋低幹線	I - G - 7
(3) 太平幹線	I - G - 7
(4) 小黄河幹線	I - G - 7
(5) 支線水路	I - G - 8
(6) 小灌区内用水路	I - G - 9
第2章 施設計画	I - G - 10
2.1 施設計画の基本方針	I - G - 10
2.2 取水工	I - G - 11
(1) 取り入れ口	I - G - 11
(2) 取水路	I - G - 11
2.3 揚水機場	I - G - 12
(1) 計画諸元	I - G - 12
(2) 揚水機設備計画	I - G - 13
(3) 揚水機場計画	I - G - 28
(4) 基礎構造の検討	I - G - 29
(5) 送電計画	I - G - 30
2.4 用水路	I - G - 30
(1) 送水管路	I - G - 30
(2) 水路橋	I - G - 31

(3) 矩形開水路	I - G - 32
(4) 暗渠	I - G - 33
(5) 築堀開水路	I - G - 33
2.5 施設の管理運営	I - G - 34

表の目録

	頁
表 I - G - 1 水路構造別比較表(唐河 - 店子街)	I - G - 36
表 I - G - 2 水路延長及び断面	I - G - 37
表 I - G - 3 太平幹線のポンプ位置と工事費比較	I - G - 38
表 I - G - 4 揚水機場計画一覧表	I - G - 39
表 I - G - 5 ポンプ機器設備費比較表	I - G - 40
表 I - G - 6 石台寺地区土質定数一覧表	I - G - 41
表 I - G - 7 施設調査	I - G - 42

図の目録

	頁
図 I - G - 1 用水路形式比較縦断図(唐河 - 店子街)	I - G - 43
図 I - G - 2 水路断面形状	I - G - 44
図 I - G - 3 比較路線平面図(店子街 - ダム)	I - G - 45
図 I - G - 4 比較路線縦断図()	I - G - 46
図 I - G - 5 太平幹線ポンプ位置比較図	I - G - 54
図 I - G - 6 太平幹線縦断図	I - G - 55
図 I - G - 7 最高・最低圧力線図	I - G - 56
図 I - G - 8 石台寺地区の地質推定断面図	I - G - 58
図 I - G - 9 送電線計画図	I - G - 59

第1章 路線計画

1.1 水路計画の基本条件

(1) 水路区分

唐河における取水地点から末端用水路までの路線は、次のように区分される。これらの中で幹線水路や圃場内水路は既設のものがあり、計画に当ってはこれらの水路を有効に利用する。

1) 一級及び二級幹線

唐河の取水地点から周橋ダム及び小黄河ダムへ送水する水路で、周橋ダムへは $4.62\text{m}^3/\text{sec}$ 、小黄河ダムへは $0.88\text{m}^3/\text{sec}$ 、計 $5.50\text{m}^3/\text{sec}$ である。

2) 周橋低幹線

周橋ダムから取水され西側の区域に送水される既存の水路である。

3) 太平幹線

周橋ダムの東側に送水する水路で、新しく計画する。

4) 小黄河幹線

小黄河ダムからの送水を行う既設の幹線水路である。

5) 支線

幹線から分岐して小湊区の入口まで送水するもので、5つの水路が新設される。

6) 小湊区内用水路

小湊区内の主要な用水路で、多くの既存の水路が利用できる。

(2) 水路の水理条件

1) 開水路の水理計算

開水路の流速及び水深は、次のマンニングの式より求める。

$$Q=VA=\frac{1}{n}\cdot R^{2/3}\cdot I^{1/2}\cdot A$$

Q : 流量(m^3/sec)

V : 流速(m/sec)

A : 断面積(m^2)

n : マニングの粗度係数

コンクリート $n=0.015$

土 $n=0.03$

R : 径深(m)

I : 水路勾配

2) 管路の水理計算

管路の損失水頭は摩擦損失水頭、流入及び流出損失水頭等を、必要に応じて計算する。摩擦損失水頭は次式で計算する。

$$hf = \frac{12.7gn^2}{D^{1/3}} \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

hf : 摩擦損失水頭(m)

n : 粗度係数

鋼管及びコンクリート管 $n=0.014$

D : 口径 (m)

L : 延長 (m)

V : 管内流速(m/sec)

g : 9.8 (m/sec²)

3) 設計流速

土砂の水路内の堆積防止と侵食防止から、設計流速は次の範囲内で計画する。

コンクリート水路 $0.45 \sim 1.5 \text{ m/sec}$

ブロック積 $0.45 \sim 1.0$ ♪

土水路 $0.45 \sim 1.0$ ♪

4) 水路の余裕高

水路の計算式から求まる値を採用する。(水工設計手冊No.8、水利電力出版社)

$$Fb = \frac{1}{4} h + 0.2$$

Fb : 余裕高(m)

h : 水深 (m)

5) 最有利断面

現地の状況によって異なるが、基本的には次の式から求まる値とする。(水工設計手冊No.8)

$$B = \frac{b}{h} = 2(\sqrt{1-m^2} \cdot m)$$

b_0 : 路巾(m)

h_0 : 水深 (m)

m : 法面勾配

6) 土水路の法面勾配

鄂北崗地の黄粘土で一般に使用されている、次の値を採用する。

法面の高さ	2.0m以下	$m=1:1.5$
	2.0~5.0	下段 $m=1:2.0$
		上段 $m=1:1.5$

途中2.5mの高さに1.5~2.0mの小段

5.0m以上	下段 $m=1:2.5$
	中下段 $m=1:1.5$

途中2.5mの高さごとに1.5~2.0mの小段を設ける。

1.2 路線の位置と水路形式

(1) 一級及び二級幹線

唐河の取水地点から周橋ダム及び小黄河ダムへの路線は、特に維持管理の面と高位部に設けることによって施設費を安くすることから、黄河から楊埧の北の店子街まで直線とし、これからダムまでは地形条件を考慮して比較検討を行って決める。

唐河の水位は70~72m、途中の店子街までは85~110m、店子街からダムまでは110~115mの地形標高で、ダムの高水位は周橋ダムが124m、小黄河ダムでは105.4mである。このような地形及び水位の条件からみて、主要なポンプの揚程は小黄河ダムの高水位に合せ、このためには地形標高が急に変化する店子街地点で111mの水位を確保することが必要である。唐河からこの店子街まで1カ所のポンプで揚水する場合には、14kmの区間が水路橋の場合では橋脚の高さが30mに、取水地点では40m以上になり、施工面と安全面で問題がある。また、この間を管路にする場合には、安全性の面から鋼管を採用することになるが、値段が高いことと管路の維持管理の面から好ましくない。これらの点を考慮して、ポンプは唐河の取水地点の他店子

街附近に設けるものとする。

周橋ダムへの送水は、これらの他に別途設けるものとする。

これらの条件により、土水路、水路橋、管路等の比較検討を行う。

1) 唐河～店子街

この区間は約14kmで、地形標高は襄陽県では80m、棗陽県では85～110mでゆるい上り勾配である。この区間は優良な農地で水路による用地は最少限に留めるよう要望が出されている所である。

唐河から測点No2の襄陽県の区間、及び二級揚水機場から店子街までは、用地の面と水路橋では橋脚が15～20m以上にもなり、安全性と施工性の面から鋼管を利用した管路とする。

この他の区間は、次の水路形式について比較検討を行った。

I 案 土水路

II 案 コンクリート管

III 案 水路橋

III-1案：No2地点の橋脚高 $H=5m$ $i=1/3000\sim1/1000$

III-2案：No2地点の橋脚高 $H=10m$ $i=1/3000\sim1/1000$

III-3案：No2地点の橋脚高 $H=15m$ $i=1/3000\sim1/1000$

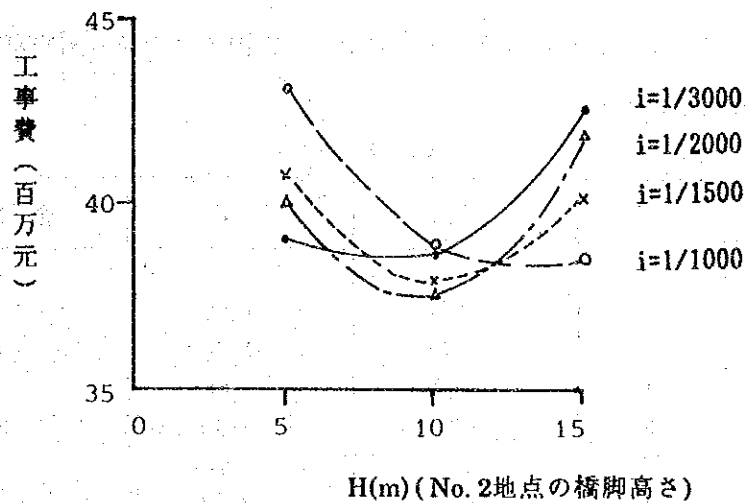
これらの平面・横断計画は図 I-G-1、2に、水路の延長と工事費は表 I-G-1に示す。

工事費の総括は次表のようになる。

比較案		工事費	備考
I		27,913×10 ³ 元	
II		31,938	
III	1	39,024	$i=1/3000$ $H=5m$
	2	37,571	$i=1/2000$ $H=10m$
	3	38,534	$i=1/1000$ $H=15m$

この表中、Ⅲ案の工事費は最も安いときの地形勾配を示したが、地形勾配と工事費の関係は次図のようになる。

水路橋における勾配と工事費



この結果、土水路が最も安く管路、水路橋の順に高くなる。また、水路橋ではNo.2地点の橋脚高が9~10m、このときの水路勾配が1/2000のとき最も安くなる。

本計画では、次の理由により、水路橋のⅢ-2案を採用し、H=9~10m、水路勾配は1/2000とする。

- 土水路は5m近く盛土になり、用地が大きいことから採用しない。
- コンクリート管のφ1800は武漢で製作されているが、襄樊周辺ではφ1500までの実績しかないこと、継手の安全性に若干の問題があるため、ここでは除くものとする。

2) 店子街~ダム

店子街から周橋ダム及び小黄河ダムまでの送水路線は、次の4つの案がある。(図

I-G-3)

A案： 現況の周橋低幹線沿いの、標高110m~140mに設け、小黄河ダムへは110mで、周橋ダムへはこの後ポンプで揚水する。ほとんどが土水路である。

B案： 店子街から最も短い直線で小黄河ダムへ送水し、周橋ダムへはこの後ポンプで揚水する。

C案： 店子街から周橋ダムに最も近い北側の地点を通し、周橋ダムと小黄河ダムへ同時にポンプで揚水する。

D案： A案とC案の中間案で、小黄河へはA案の路線を使用する。

これらの工事費の比較は次表のようになり、計画では用地の制約が少ないため、最も安いA案を採用する。

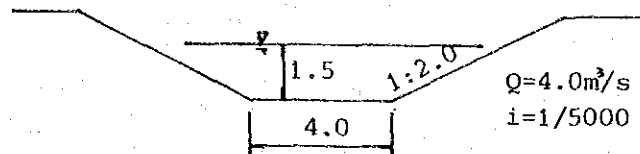
工事費の比較

比較案	工 区	工 種	延 長	金 額
A			m	×10³元
	I	土水路	6,000	750
	I'	土水路	5,000	1,650
	II	土水路	2,600	512
	III	管路	600	539
	IV	土水路	700	70
	計		14,900	3,521
B	I	土水路	3,400	823
	II	箱型	2,300	5,341
	III	土水路	2,600	512
	IV	管路	600	539
	V	土水路	700	70
	計		9,600	7,285
C	I	土水路	3,900	488
	II	管路	2,100	2,419
	III	管路	900	809
	計		6,900	3,716
D	I	土水路	3,900	488
	II	土水路	5,000	1,340
	II'	土水路	2,100	82
	III	管路	3,000	2,697
	計		14,000	4,607

(2) 周橋低幹線

現在、次の断面の水路があり利用されている。

現況水路断面



計画通水量 $3.22\text{m}^3/\text{sec}$ を流すときは水深 $h=1.21\text{m}$ 、流速 $V=0.42\text{m}/\text{sec}$ となり、流速は若干遅くなるが、このまま利用できるもので改修は行なわない。

(3) 太平幹線

周橋ダムから取水した水をダムの東側の区域に送水するもので、ポンプ場の位置に関して、次の3つの比較案がある。ただし、路線の位置は最も短い距離で高位部に送水できることが必要で、東方の蓮花堰に向う位置とした。

①案：標高が急に変化する127m地点まで一度送水し、ここから最高位部の145mまでポンプで圧送する。この案では2段目のポンプまでの水路を土水路とすることができる。

②案：羅崗に送水するための最大高さである138mまで1段目のポンプで圧送し、ここに2段目のポンプを設ける。

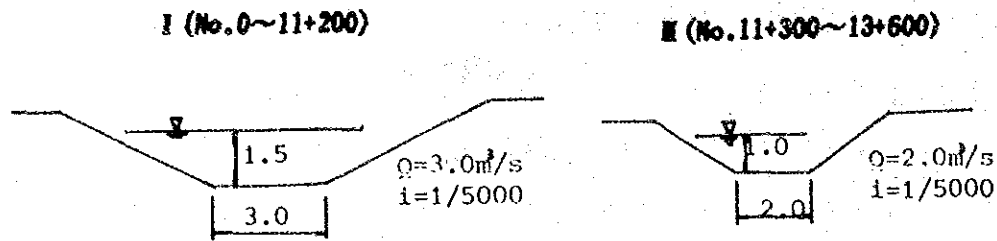
③案：1段目のポンプで最高地点の145mに送水するもので、ポンプは1カ所でのよいが、低位置の灌漑用水まで高位部にあげることになる。

これらの比較は表 I-G-3、図 I-G-5 に示す。次表はこれらを総括したもので、工事費は①案が最も安い。したがって、計画では①案を採用する。計画案の縦断面図は図 I-G-6 に示す。

(4) 小黄河幹線

現在次の断面の水路があり、楊坊より東の区域で灌漑に利用されている。

現況断面



計画流量と改修の有無及び巾は次のようになる。

区 間	延長	流量	底 巾	水 深	流 速	改修有無	現況水路	拡 巾
No.	m	m³/s	m	m	m/s			m
0~4+500	4,500	5.11	4.0	1.53	0.47	有	I	1.0
4+500~8+100	3,600	4.65	3.5	1.53	0.46	有	I	0.5
8+100~11+300	3,200	3.63	3.0	1.42	0.44	無	I	—
11+300~13+600	2,300	2.51	3.0	1.25	0.41	有	II	

注) 水路勾配は1/5000

(5) 支線水路

支線水路は一号から五号までであり、必要な断面は次のようになる。なお、周橋低幹線から分水する、一号支線の始点には流量1.40m³/secのポンプが設置される。

支線水路の水力計算

名 称	形 式	延長	流量	底 巾	水 深	水路深	流 速
		m	m³/s	m	m	m	m/s
一号支線	φ1100-1 管路	1,800					
一号支線	土水路	1,800	0.18	0.50	0.41	0.70	0.40
二号支線	土水路	1,400	0.61	0.50	0.72	1.10	0.54
三号支線	土水路	6,300	1.41	1.00	0.90	1.40	0.66
四号支線	土水路	4,000	0.91	1.00	0.73	1.20	0.59
五号支線	土水路	5,200	0.56	0.50	0.69	1.10	0.53

注) 勾配は1/1000として計算

(6) 小灌区内用水路

現在幹線水路からの分岐あるいは溜池などからの用水路として、173kmの小灌区内用水路がある。計画ではこれらを系統的に結びつけ、また、既存の用水路がない所では、特に高位部に75kmの水路が必要になる。この工事は必要に応じて農民により施工される。

小灌区内の水路の延長

大灌区名	既設水路	計画予定水路
	m	m
阜口郷	19,400	0
張官營	45,500	14,300
店子街	49,300	11,000
韓 崗	27,600	16,900
太 平	30,900	33,200
計	172,700	75,400

なお、耕地内の用水路は現状では田越し灌漑あるいは既存の水路で、ほとんどの区域に水が送水される能力を持っていることから、本計画では見込まないこととした。

第2章 施設計画

2.1 施設計画の基本方針

計画対象となる施設は、水源から貯水ダムに致る水源揚水機場3ヶ所と、主として貯水ダムより耕地に送水する揚水機場の3ヶ所の計6ヶ所、唐河より一級揚水機場に取水するための取水工、一級揚水機場から貯水ダムまでの連絡用水路、及び貯水ダムから受益地へ配水するための用水路である。

揚水機場に設置されるポンプ機器設備は、A: 中国内で入手容易な国内産ポンプを使用する場合、B: 技術的に優れた特別発注のポンプを使用する場合について経済性、維持管理の難易、機能の長期的且つ安定的保持等の比較検討を行い、適正なポンプ設備を選定する。

取水口は唐河の水位変動が激しく、流出土砂が多く且つ堆積し易いことより、土砂流入を制御ができ確実に取水可能な数高、及び取入幅を与えるとともに、渾濁確保のため取水口上下流の低水護岸の整形、及び前面河床部に安定護床の築造を検討する。

揚水機場で揚水される灌漑水は、地形の特性上、高台まで比較的長距離に圧送されるため、ポンプ急停止に伴い水撃圧が発生し送水管路系に破壊の危険が予測される。従ってその対策を検討して安定した送水管路となるように、その管径・構造を決定する。

一級揚水機場送水管吐口から二級揚水機場に致る用水路は、最短距離を通し、水路用地を最小限とするため、鉄筋コンクリート構造とし、水路橋、矩形開水路、及び函形暗渠を最経済勾配で配分する。その他の用水路は、経済性を考慮して土水路とし、等高線に沿って路線を選定する。

基礎工については、一級揚水機場の築造される1級台地については、中間層に軟弱層があること、用水路が通る2級、3級台地は比較的安定した地層であるが、表層は雨水に軟弱化し易い膨潤土(膨張土)が分布していることを勘案して、構造物の根入れは十分に取り、盛土法面の保護を検討する。

2.2 取水工

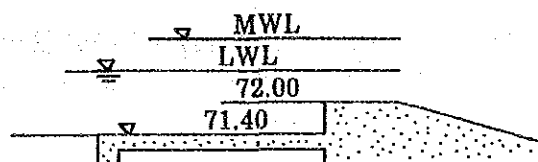
(1) 取り入れ口

1) 位置の決定

取り入れ口的位置は、唐河の滞筋の形成、安定状況から、既設のフローティングタイプの揚水機場の付近が適していると考えられるが、直近部では工事中に既設水路を取壊す必要が生じるため、50m程度下流のNo.9地点に選定する。

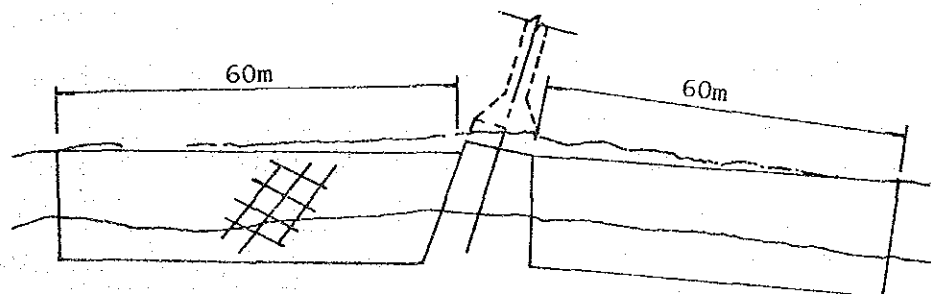
2) 構造

取り入れ口敷高は、土砂の流入を抑制するため、付近の最低河床標高(71.4m)より0.60m高くして72.0mとし、幅員は計画取水量 $7.0\text{m}^3/\text{s}$ が取水可能なように10.0mとする。



3) 護岸工

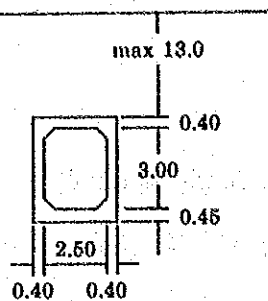
取り入れ口計画位置地点は低水敷法面が、上下流低水敷法面法線より湾曲して入り込んでおり土砂堆積の原因となり易いので、既設のコンクリート護岸を、上下流各々60m程度改修してスムーズな流れをはかるものとする。



(2) 取水路

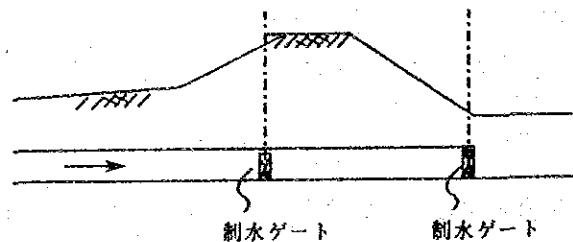
1) 構造計画

取水路は洪水時の土砂流入を防止するため、高水敷部でも暗渠構造にしており、全線暗渠である。通水断面は暗渠に入った土砂を、速やかに流下させるだけの流速を与えることを考慮して決めており、その寸法は $2.50B \times 3.00H$ である。構造寸法は土被りが高水敷部で平均8.0m、堤防下で13.0mあり、この荷重に耐えうる断面厚を与えるものとして次図の断面とする。



2) 制水ゲート

堤内に河川からの取水施設を設けた場合、施設の側壁天端を堤防と同一高さにすれば最も安全である。しかしながら地区内地盤が、堤防天端より5~6m低い本地区では非常に不経済である。施設の天端は地区内地盤高と同じとし、洪水による流入溢水の危険性は、堤外、堤内両側に制水ゲートを設置して制水管理により防止する。



2.3 揚水機場

(1) 計画諸元

設計諸元は灌漑計画、水理計算により次のように定められている。

機 場 名	計画揚水量 m ³ /s	計画吸水位 m	計画吐出水位 m ※	摘 要 ※
一級揚水機場 (秦陽)	5.50	72.00	99.85	(96.60 + 3.25)
一級揚水機場 (襄陽)	1.50	71.50	88.00	
二級揚水機場	5.50	91.80	115.84	(113.02 + 3.24)
三級揚水機場	4.62	108.00	130.00	(127.00 + 3.00)
四-1級揚水機場	1.40	110.00	130.00	(127.00 + 3.00)
四-2級揚水機場	4.00	113.00	129.00	(127.00 + 2.00)
五級揚水機場	1.66	124.00	149.00	(146.00 + 3.00)

※ (吐出水槽水位 + 送水管路損失)

(2) 揚水機設備計画

1) 実揚程・全揚程

実揚程(H_a)は計画吐出水位から計画吸水位を差し引いて得られる。全揚程(H)は基本計画段階であるので実揚程に経験値1.50~2.00m程度を加えて算定する。

① 一級揚水機場

一-1級(襄陽への送水用)

$$H_a = 99.85 - 72.00 = 27.85\text{m}$$

$$H = 27.85 + 2.15 = 30.00\text{m}$$

一-2級(襄陽への送水用)

$$H_a = 88.00 - 71.50 = 16.50\text{m}$$

$$H = 16.50 + 1.50 = 18.00\text{m}$$

② 二級揚水機場

$$H_a = 115.84 - 91.80 = 24.04\text{m}$$

$$H = 24.04 + 1.96 = 26.00\text{m}$$

③ 三級揚水機場

$$H_a = 130.00 - 108.00 = 22.00\text{m}$$

$$H = 22.00 + 2.00 = 24.00\text{m}$$

④ 四-1級揚水機場

$$H_a = 130.00 - 110.00 = 20.00\text{m}$$

$$H = 20.00 + 2.00 = 22.00\text{m}$$

⑤ 四-2級揚水機場

$$H_a = 129.00 - 113.0 = 16.00\text{m}$$

$$H = 16.00 + 2.00 = 18.00\text{m}$$

⑥ 五級揚水機場

$$H_a = 149.00 - 124.00 = 25.00\text{m}$$

$$H = 25.00 + 2.00 = 27.00\text{m}$$

2) 台数割及び吐出量の決定

揚水機設備の台数分割は、(i)揚水量の変動に効率よく追従して運転できること、(ii)経済的且つ運転管理が簡易であるためには台数は少ないほどよい、(iii)故障時の危険分散のため2台以上とする、等を考慮して検討する。

① 一級揚水機場

襄陽側の耕地に送水する揚水機は水源からダムまで直送となるので、貯留効果により末端の水需要の変化の影響はあまり受けず、水源の可能取水量の変動により運転パターンは制約される。唐河からの取水パターンは夏期は水量変動が大きく、且つ大崗坡での取水の影響を受けるので一定の傾向は見られない。唐河の流量が比較的安定する1-2月の流量は $6\sim 8\text{m}^3/\text{sec}$ であり、このときの取水可能量は $2.2\sim 2.7\text{m}^3/\text{sec}$ である。台数分割に当ってはこの取水可能量に効率的に追従し得ることが望ましい。 $5.5\text{m}^3/\text{sec}$ を取水する揚水機の組合せ(下表参照)からみると、4~5台が最も効率がよいが経済性の面より4台分割とする。

運転台数 分割台数	1 台	2 台	3 台	4 台	5 台
	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s
3台案	1.833	3.667	5.50	—	—
4台案	1.375	2.75	4.125	5.50	—
5台案	1.10	2.20	3.30	4.40	5.50

襄陽側の耕地に送水する揚水機は揚水量 $1.50\text{m}^3/\text{sec}$ で少いので2台分割とする。

② 二級揚水機場

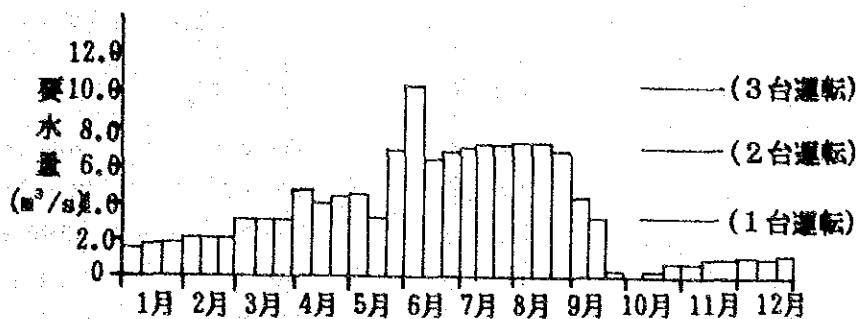
一級揚水機場に連動し、流量も同じであるので、4台分割とする。従って1台当り吐出量は $q=1.375\text{m}^3/\text{sec}/\text{台}$ となる。

③ 三級揚水機場

二級揚水機に連動して運転されるものであることにより、二級揚水機と同口径となることが望ましく、同口径とすれば維持管理上好都合である。従って3台分割とし1台当り吐出量は $q=1.54\text{m}^3/\text{sec}/\text{台}$ となる。

④ 四-1級、四-2級及び五級揚水機場

これらの揚水機場は直接耕地に送水されるので、運転パターンは要水量の期別変動に左右される。作物の期別要水量は灌漑計画より次図のとおりである。



上図のように要水量の変化は3つの段階に分けることができる。揚水機の運転がこの3段階に効率良く追従するために3台分割とする。従って1台当りの吐出量はそれぞれ次のとおりである。

四-1級 $1.40/3 = 0.47 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{台}$

四-2級 $4.00/3 = 1.33 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{台}$

五級 $1.66/3 = 0.55 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{台}$

3) 揚水機の型式・口径の決定

軸型式としては、据付高さ、敷地等の制約を受けないので、構造単純で維持管理が簡易である横軸式とする。

機種を選定する場合、与えられた揚程から次表を目安として概定することができる。

名 称	横 軸		立 軸		チューブラ型
遠心ポンプ (タービンポンプ) うず巻ポンプ	単 段	10~150m	単 段	10~200m	
	多 段	50m以上	多 段	50m以上	
斜流ポンプ	4~15m		単 段	4~60m	4~30m
			多 段	50m以上	
軸流ポンプ	6m以下		8m以下		8m以下

本計画に於ける揚程・吐出量から判断すると全機場とも、両吸込単段うず巻ポンプが最適である。

揚水機の口径はA案の場合は次に示されている収集資料に基づく表の中から選定する。

口径(φ)	Q (m³/s)	H (m)	形式
958	3.1~2.5	26~24	48sh-22
912	2.4~3.3	20~14	48sh-22A
740	1.3~1.8	35~25	32sh-19
630	0.7~1.0	56~38	24sh-13
540	0.7~1.1	37~22	24sh-19
500	0.7~1.0	32~20	24sh-19A
450	0.65~0.95	23.5~18	24sh-28
550	0.43~0.67	40~30	20sh-13
465	0.45~0.65	27~15	20sh-19

B案の場合には次表の標準口径と吐出量の関係から決定される。

標準口径 (mm)	周波数 (Hz)	吐 出 量 (m³/min)	標準口径 (mm)	周波数 (Hz)	吐 出 量 (m³/min)	標準口径 (mm)	周波数 (Hz)	吐 出 量 (m³/min)
65	50	0.35~0.45	250	50	5~8	600	50	36~50
	60	0.35~0.50		60			60	
80	50	0.45~0.70	300	50	8~12	700	50	50~70
	60	0.50~0.80		60			60	
100	50	0.70~1.20	350	50	12~18	800	50	70~90
	60	0.80~1.25		60			60	
125	50	1.20~1.80	400	50	18~23	900	50	90~115
	60	1.25~2.00		60			60	
150	50	1.80~3.00	450	50	23~28	1,000	50	115~150
	60	2.00~3.50		60			60	
200	50	3.00~5.00	500	50	28~36	1,200	50	150~200
	60	3.50~5.00		60			60	

注：1. ポンプの標準口径は、「立軸斜流ポンプ」の場合は吐出口径を、他のポンプにおいては吸込口径を表わす。

2. 渦巻ポンプにおいては、標準口径は標準揚程約25mにおけるものを示してある。渦巻ポンプはその特性上揚程が高くなると口径が小さくなることがある。

従って本計画は次のように決定する。

機 場 名	揚 水 量		揚 程 m	A 案 揚水機形式 (吐出口径)	B 案 吸込口径 (吐出口径)
	m³/sec/台	m³/min/台			
一級揚水機場 (秦陽)	1.375	82.5	30	32SH-19 (φ740)	800 (600)
一級揚水機場 (襄陽)	0.75	45.0	18	24SH-28 (φ450)	600 (500)
二級揚水機場	1.375	82.5	26	32SH-19 (φ740)	800 (600)
三級揚水機場	1.54	92.4	24	32SH-19 (φ740)	800 (600)
四-1級揚水機場	0.47	28.2	22	20SH-19 (φ465)	500 (400)
四-2級揚水機場	1.33	79.8	18	32SH-19 (φ740)	800 (800)
五級揚水機場	0.55	33.0	27	20SH-13 (φ550)	500 (400)

4) 電動機出力の算定

電動機出力はA案の場合には入手した資料で必要とされている電動機出力に、ポンプ効率が劣ること、品質に起因する機能の急激な低下、電動機の起動特性等を勘案して決定される。

B案の場合には次式により算定する。

$$P_m = \frac{0.163 \cdot Q \cdot H}{\zeta_p \cdot \zeta_t} (1+e)$$

ここで

P_m : 電動機の所要動力(kw)

Q : 吐出量(m³/min)

H : 全揚程(m)

ζ_p : ポンプ効率

ζ_t : 伝達効率=1.0(直結)

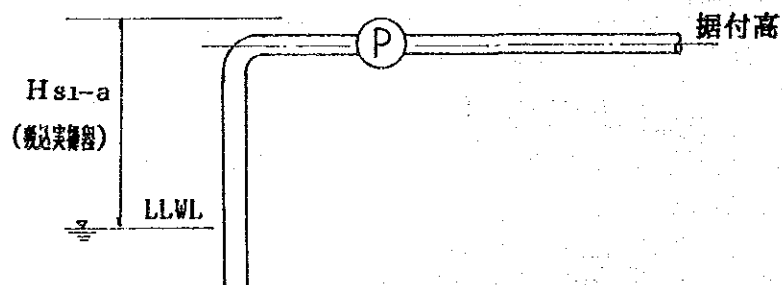
e : 電動機の余裕係数=0.15(30kw以上)

以上より次の表のとおりである。

機 場 名	A 案 Pm (kw)	B 案			
		Q (m ³ /min)	H (m)	ポンプ効率	Pm (kw)
一級揚水機場 (襄陽)	1,000	82.5	30	84 (φ800)	560
一級揚水機場 (襄陽)	350	45.0	18	84 (φ600)	190
二級揚水機場	850	82.5	26	84 (φ800)	480
三級揚水機場	850	92.4	24	84 (φ800)	500
四-1級揚水機場	280	28.2	22	79 (φ500)	150
四-2級揚水機場	780	79.8	18	84 (φ800)	370
五級揚水機場	360	33.0	27	79 (φ500)	220

5) 揚水機据付高の決定

揚水機の据付高さは吸込性能と回転数の関係を勘案して、有害なキャビテーションを起こさないように決定する。



ここでは吸込み実揚程5.0mを目安に据付高を次のように決定する。

機 場 名	最低吸水位m	口 径	据付高	摘 要
一級揚水機場 (栲陽)	71.5	φ800	74.85	
一級揚水機場 (襄陽)	71.5	φ600	—	
二級揚水機場	87.8	φ800	91.75	
三級揚水機場	105.0	φ800	108.95	
四-1級揚水機場	107.0	φ500	111.25	
四-2級揚水機場	113.0	φ800	116.95	
五級揚水機場	121.0	φ500	125.25	

以上の結果により、ポンプ計画諸元及びポンプ設備定格仕様を整理すると表 I-G-4のとおりである。

6) 水撃対策

① 水撃作用

ポンプ送水管路系には停電時等に於けるポンプ急停止に伴い、水の運動量が短時間に変動し、水撃圧とよばれる圧力の異常伝波現象が発生する。水撃圧による圧力の上下降に伴い送水路系に異常な圧力が作用し、その限度を越えると以下のような被害が発生する。

- 管内圧力の上昇及び下降による管体、弁、ポンプ等の機器の破損。
- 管内負圧が大きくなることにより水に溶け込んでいた空気が分離(水柱分離)したり、空気弁等から空気が混入したりして起こるエアハンマー現象、あるいはキャビテーションによる管体及び各機器の破損。
- 空気の滞留による通水及び分水の機能低下又は、管路系を再稼働させるための空気抜き及び注水作業による送水管の送水機能の停止並びに労力・時間の投入。
- 水面動揺による分土工や吐水槽からのオーバーフロー。
- ポンプ及び原動機等の逆転過速による機器の破損。

② 水撃圧の計算とその対策

送水路系の水撃圧に対する安全をはかるためには、水撃圧の大きさを算定し、その程度に応じて対策を講じなければならない。水撃圧の計算は水撃現象の基礎式に回転部分の運動方程式、ポンプの特性及びポンプの揚程と管路下端の圧力との関係式等の境界条件を加えて行う。ここでは一級揚水機場、二級揚水機場及び五級揚水機場の3送水路系について電子計算機により水撃圧を算定し、合わせてその対策の検討も行った。

(a) 一級揚水機場 (桑陽)

(イ) 基本条件

(i) ポンプ

ポンプ名称	: 揚水ポンプ
ポンプ機名	: 800×600両吸込うず巻ポンプ
設置台数	: 4台
運転台数	: 2台
定格吐出量	: 82.5m ³ /min
定格全揚程	: 30.0m
定格回転数	: 593min ⁻¹
定格ポンプ効率	: 84%

(ii) 電動機およびGD2値

電動機出力	: 560kw
電動機形式	: かご形
電動機電圧	: 6000V
電動機周波数	: 50Hz
電動機極数	: 10P
電動機GD2値	: 151kg・m ²
ポンプGD2値	: 162kg・m ²

(iii) 逆止弁

逆止弁口径	: 800mm
対策前逆止弁形式	: 普通逆止弁

(iv) 管路

管路番号 : 1
送水管管種 : 鋼管
送水管口径 : 1500mm
送水管管厚 : 12.7mm
K/E値 : 0.01
圧力伝搬速度 : 964m/sec
区間管路長さ : 1850m
損失係数C値 : 120
区間損失水頭 : 3.25

(v) 運転状態における諸条件の値

送水条件 : 計画水量
送水量 : 165m³/min
吸込井水位 : LWL 72.00ELm
吐出井水位 : NWL 96.60ELm
実揚程 : 24.6m
管路損失水頭 : 3.25m
場内損失水頭 : 2.15m
ポンプ流量比 : 100%
全揚程比 : 100%

(ロ) 検討結果

	ポンプ場からの距離	管路高さ
最低圧力	-1.388kgf/cm ² 1387.5m	82.34ELm

負圧が0.5~0.7kgf/cm²を越え、水柱分離の起きる危険性があり、対策が必要である。

最高最低圧力線図を図1-G-7に示す。

(ハ) 水撃対策機器仕様

フライホイールの設置

フライホイールGD2値 : 1500kg・m²

合計GD2値 : 1813kg・m²

フライホイール形式 : カップリング兼用形

(ニ)対策後の検討結果

	ポンプ場からの距離	管路高さ
最低圧力	: -0.417kgf/cm ² 346.8m	77.97ELm
最高圧力	: 4.252kgf/cm ² 0m	76ELm

負圧に対し安全であり、最高圧力に対しては路線全長のポンプより1/2を鋼管として安全をはかるものとする。

(b) 二級揚水機場

(イ)基本条件

(i) ポンプ

ポンプ名称	: 揚水ポンプ
ポンプ機名	: 800×600両吸込うず巻ポンプ
設置台数	: 4台
運転台数	: 2台
定格吐出量	: 82.5m ³ /min
定格全揚程	: 25.12m
定格回転数	: 593min-1
定格ポンプ効率	: 84%

(ii) 電動機およびGD2値

電動機出力	: 480kw
電動機形式	: かご形
電動機電圧	: 6000V
電動機周波数	: 50Hz
電動機極数	: 10P
電動機GD2値	: 126kg・m ²
ポンプGD2値	: 139kg・m ²

(iii)逆止弁

逆止弁口径 : 800mm
対策前逆止弁形式 : 普通逆止弁

(iv)管路

管路番号 : 1
送水管管種 : 鋼管
送水管口径 : 1500mm
送水管管厚 : 12.7mm
K/E値 : 0.01
圧力伝搬速度 : 964m/sec
区間管路長さ : 2100m
損失係数C値 : 120
区間損失水頭 : 3.24m

(v) 運転状態における諸条件の値

送水条件 : 計画水量
送水量 : 165m³/min
吸込井水位 : LWL 91.80ELm
吐出井水位 : NWL 113.02ELm
実揚程 : 21.22m
管路損失水頭 : 3.24m
場内損失水頭 : 2m
ポンプ流量比 : 100%
全揚程比 : 100%

(ロ)検討結果

	ポンプ場からの距離	管路高さ
最低圧力	-1.947kgf/cm ² 1443.7m	105.67ELm

負圧が0.5~0.7kgf/cm²を越え、水柱分離の起きる危険性があり、対策が必要である。

最高最低圧力線図を図I-G-7に示す。

(ハ)水撃対策機器仕様

フライホイールの設置

フライホイールGD2値 : 2000kg・m²

合計GD2値 : 2265kg・m²

フライホイール形式 : カップリング兼用形

(ニ)対策後の検討結果

	ポンプ場からの距離	管路高さ
最低圧力	: -0.482kgf/cm ² 999.9m	103.3ELm
最高圧力	: 3.623kgf/cm ² 0m	95.1ELm

負圧に対し安全である。最高圧力に対しては鋼管の強度で対応する。

(c)五級揚水機場

(イ)基本条件

(i) ポンプ

ポンプ名称	: 揚水ポンプ
ポンプ機名	: 500×350両吸込うず巻ポンプ
設置台数	: 3台
運転台数	: 3台
定格吐出量	: 33m ³ /min
定格全揚程	: 25.6m
定格回転数	: 990min-1
定格ポンプ効率	: 79%

(ii) 電動機およびGD2値

電動機出力	: 220kw
電動機形式	: かご形
電動機電圧	: 6000V
電動機周波数	: 50Hz
電動機極数	: 6P
電動機GD2値	: 20kg・m ²
ポンプGD2値	: 16kg・m ²

(iii)逆止弁

逆止弁口径 : 500mm
対策前逆止弁形式 : 普通逆止弁

(iv)管路

管路番号 : 1
送水管管種 : 鋼管
送水管口径 : 1200mm
送水管管厚 : 11.1mm
K/E値 : 0.01
圧力伝搬速度 : 987m/sec
区間管路長さ : 1500m
損失係数C値 : 120m
区間損失水頭 : 3.00m

(v) 運転状態における諸条件の値

送水条件 : 計画水量
送水量 : 99m³/min
吸込井水位 : LWL 124.00ELm
吐出井水位 : NWL 146.00ELm
実揚程 : 22m
管路損失水頭 : 3.00m
場内損失水頭 : 2.03m
ポンプ流量比 : 100%
全揚程比 : 100%

(ロ)検討結果

	ポンプ場からの距離	管路高さ
最低圧力	: -1.546kgf/cm ² 1031.2m	135.16ELm

負圧が0.5~0.7kgf/cm²を越え、水柱分離の危険性があり、対策が必要である。

最高最低圧力線図を図1-G-7に示す。

(ハ)水撃対策機器仕様

フライホイールの設置

フライホイールGD2値 : $150\text{kg}\cdot\text{m}^2$

合計GD2値 : $186\text{kg}\cdot\text{m}^2$

フライホイール形式 : カップリング兼用形

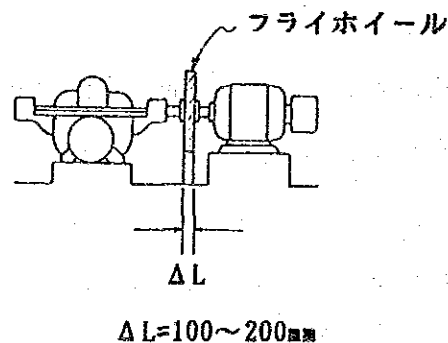
(ニ)対策後の検討結果

	ポンプ場からの距離	管路高さ
最低圧力	$-0.465\text{kgf}/\text{cm}^2$ 468.7m	103.71ELm
最高圧力	$3.895\text{kgf}/\text{cm}^2$ 0m	127ELm

負圧に対し安全である。最高圧力に対しては鋼管の強度で対応する。

③ 水撃圧対策時における機器配置

三級揚水機場は送水管路延長600m、四-1級揚水機場の送水管路延長1,800mであり、地形もほゞ他の送水管路に相似しているの、発生する水撃圧も同等以下と考えられ、その対策もフライホイールで十分である。従って各揚水機場に下記機器を配置すれば、送水管路の安定をはかることができる。



7) ポンプ設備の比較検討

① 特性による比較

(a) A案の問題点

A案とした場合、初期投資額が少いという有利性はあるが、中国のポンプ技術が発展途上にあることより、次のような問題点がある。

- ポンプによる長距離圧力送水となり、水撃圧対策のためフライホイールを取付けるが、これを支持するためポンプ及び電動機の軸心の改造が必要となり、中国の対象工場ではその経験が無い。

- ポンプ効率が低いこと、品質の劣化による揚水機能の急激な低下、及び水撃圧対策のための電動機の改造等を勘案して、本計画で選定したように過大な電動機が必要となるため電力を浪費する。
- 材質が起因するインペラの濁水摩耗が急激に進行して、揚水機能を著しく減ずる恐れがある。
- 限られたモデルからの選定となるため、運転点がポンプ最高効率点からずれることから、機能上問題となる恐れがある。

(b) B案の優位性

B案とした場合技術的に優れた施設の選定となり、次のような有利な条件のもとで、運転管理が行われる。

- 中国に於いてもポンプによる長距離圧送技術の必要性が今後増大するものと考えられるが、本事業を通じて中国の水撃圧対策の技術向上に寄与し得る。
- 性能が優れ安定したポンプ選定となるので、機能の維持が長期的に確保できる。しかも長時間連続運転に対しても故障が少く対処可能である。
- 電力消費量が節減されるので農民負担を軽減できる。

② 経済性の比較

両案の経済性の相違は表 I-G-5 に示されている如く、ポンプ機器設備費とこれにかかわる維持管理費である。他の施設は A・B 両案とも全て同一である。本事業の命数期間 50 年間に於ける設備費と維持管理費を現在価値に換算したときの総和を求めると次の通りである。

A 案 $140,454 \times 10^3$ 元

B 案 $136,714 \times 10^3$ 元

従って経済性に於いても B 案の方が優位な状況にある。

③ 総合評価

A 案とした場合水撃圧対策の技術が遅れているので、長距離ポンプ圧送の場合には不安定な送水管路系となる。また材質が劣ることより、インペラの濁水摩耗の進行のため、機能を急激に減ずる危険性が予測される。

B 案とした場合水撃圧対策が十分になされるので安全なポンプ送水系となるばかりで無く、性能が安定し且つ優れたポンプの選定となるので、長時間運転に対し

で安定した運転管理が保証される。また本事業を通じて、中国のポンプ製作、運転技術及び水撃圧対策技術等の向上に寄与する。

以上の観点からB案を採用する。

(3) 揚水機場計画

揚水機場の位置は次のように計画する。

1) 一級揚水機場

施設運用の面から、棗陽県と襄陽県の境界線付近まで取水路(暗渠)で導水し、この地点で揚水する案も考えられたが、取水路の堀削深さが非常に深く(12m程度)なり、工事数量が過大となること、及び予定地が遊休地で敷地の問題が無いこと等より堤防沿の堤内遊水池(堤防盛土のため堀削した跡地)内に設置する。

2) 二～五級揚水機場

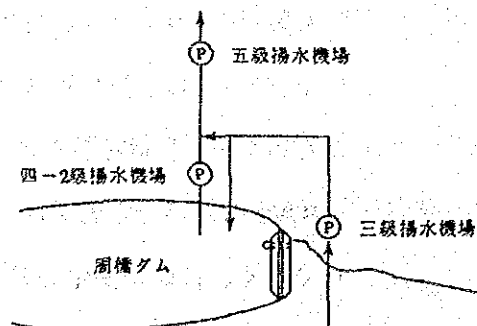
一級揚水機場で取水された用水を効率良く周橋ダムおよび小黄河ダムへ導水するため、店子街付近に二級揚水機が、周橋ダム付近には三級揚水機場が計画されている。

また周橋低幹線から分水する一号支線用水路始点には四-1級揚水機場が設置される。

さらにダムに貯水された用水を公平に効率良く配分するため、周橋ダム地点には四-2級揚水機場が、これより4.3km下流には五級揚水機場が設置される。

四-2級揚水機場の位置は三級揚水機場と同じ場所に設ける案もあるが、周橋ダムの南側の既存の取水施設は、下流への放流能力が不足しているため改修の必要があり、このためにはダム堤体の取り壊しが必要になる。現在ダム堤体は安定しており、堤体の取り壊しは安全性の面から行わないことが望ましいため、四-2級と三級揚水機場は別に設けるものとした。

なお四-2級揚水機場は次図に示すように、これを運転しなくても、三級揚水機場から直接五級揚水機場へ送水できる構造にしておき、四-2級揚水機場は唐河から取水できないときに利用する。

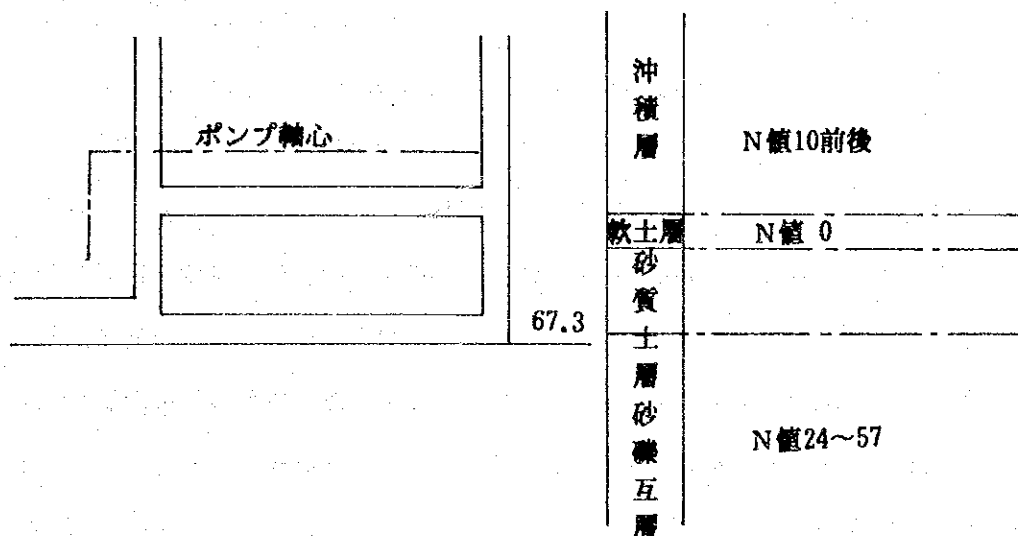


(4) 基礎構造の検討

揚水機場計画位置の地質及び土質は今回行われたボーリング結果図 I-G-8、表 I-G-6により判定できる。これにより各揚水機場の基礎構造を検討する。

1) 一級揚水機場

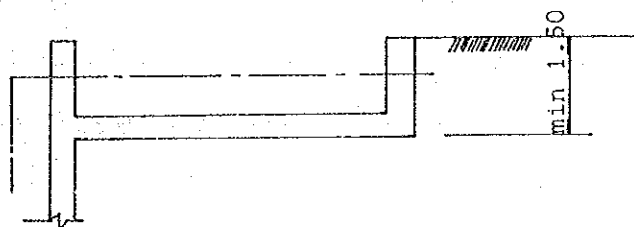
本地点の基礎地盤中間部に軟粘土層があり、基礎地盤としてはやゝ不安であるので、機場本体を2層構造とし、構造物底面を67.3mまで下げればN値24以下の安定地盤に達し、土載荷重 10t/m^2 前後であることより直接基礎で十分安全である。



2) 二～五級揚水機場

二級揚水機場が計画されている2級台地、三～五級揚水機場が計画されている3級台地は地表面からN値25以上の硬い粘土地層が存在している。一方表層には膨潤性土が分布し、雨水に対し軟弱劣化し易い状況にある。

従って根入れを1.50m程度取ることとし、基礎構造は直接基礎とする。



(5) 送電計画

揚水機を運転するための電力は、大岡坡二級揚水機場地点の既存の送電線(110KV)から分岐し、石台寺二級揚水機場まで110KVで22Kmを送電し、容量1×1万KVA、1×2000KVAの二系統の変電所を設置して分電する。1つは一級揚水機場まで35KVで15Kmを送電し、2×2000KVAの変電所を設置して降圧する。

別の1つは四-1級揚水機場まで4Km、四-1級～三級4Km、三級～五級3Kmを35KVで送電し、四-1級揚水機場には2×315KVAの変電所、三級揚水機場地点には2×2000KVAの変電所、及び五級揚水機場には2×315KVAの変電所をそれぞれ設置して降圧する。

以上を図示すれば図I-G-9のとおりである。

2.4 用水路

用水路は揚水機場により高台まで圧送する送水管路、最短区間を通し、用水路用地を最少限に留めるため鉄筋コンクリート構造の水路橋、矩形開水路、函型暗渠を最経済勾配で配置する一級幹線水路、及び経済性を重視して土水路で等高線沿に配置される二級幹線水路及び貯水ダムより各受益耕地に至る幹支線水路より構成される。

(1) 送水管路

1) 管路構造

送水管路にはポンプの急停止に伴い水撃作用と呼ばれる異常な負圧と急激な圧力の上昇が発生する。負圧に対してはポンプにフライホイールを設置して安全が確保される。管路始点に発生する異常高圧に対しては次の管厚を有する鋼管構造として対処する。

φ1500 13.0mm (一級、二級幹線)

φ1200 12.0mm (太平幹線)

φ1100 11.0mm (一号支線)

尚経済性を勘案して送水管路の全延長の下流側1/2はコンクリート管とする。

2) 浮上に対する安全性

中国では耕地下に埋設する埋設管の土被りは0.50mとしているが、水田部を通過するので地下水位が高くなることを考慮して、浮上に対する安全性を次式により検討する。

$$H \geq \frac{\pi D_c}{4} \cdot \frac{S - \left\{ 1 - \left(\frac{D}{D_c} \right)^2 \right\} \cdot r_g}{W - 1.0}$$

H : 管が浮上しないための最小土被り (m)

S : 安全率 1.2

D_c : 管の外径(m) D:管の内径(m)

r_g : 管材の単位体積重量 7.85(t/m³)

W : 埋戻し土の飽和体積重量=2.0(t/m³)

管路が浮上しないために必要な土被りを求めると以下のとおりである。

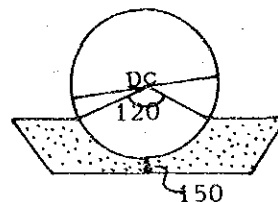
φ1500 D_c=1.5254 D=1.500 → H≥1.13m → 1.2m

φ1200 D_c=1.2222 D=1.200 → H≥0.88m → 1.0m

φ1100 D_c=1.1206 D=1.100 → H≥0.81 → 1.0m

3) 基礎工

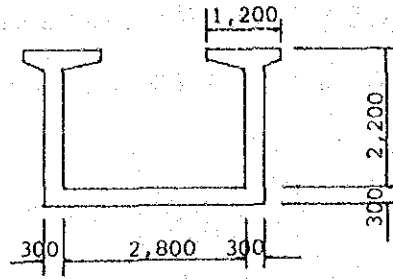
管路の設置される地層は硬い粘土層であり、応力の集中を緩和するため下図の数砂を投入して基礎の安定化をはかるものとする。



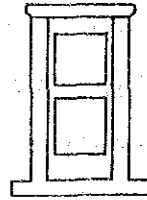
(2) 水路橋

1) 構造計画

橋脚間隔が自由にとれるため、橋脚間隔15.0mとし、最も経済的な単純梁矩形水路とする。その断面形状は次のとおりである。

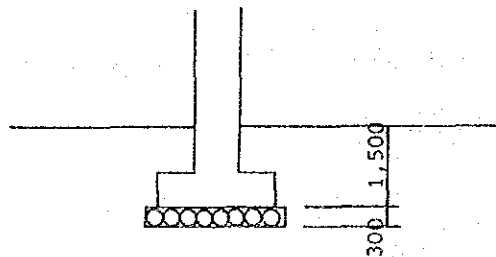


橋脚は地震を考慮する必要が無いので、材料節約型で最も経済的な単排架式の構造とする。



2) 基礎工の検討

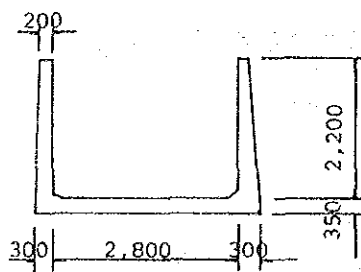
水路橋が築造されるのは2級台地上であり、地盤支持力は十分にあるが、膨潤作用により地表面は劣化する恐れがあるので、根入りを十分に確保した下記基礎構造とする。



(3) 矩形開水路

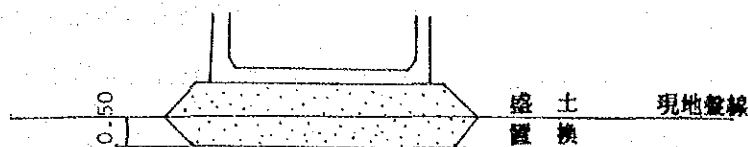
1) 構造計画

測土圧に安全な構造とし、下記断面形状とする。



2) 基礎工の検討

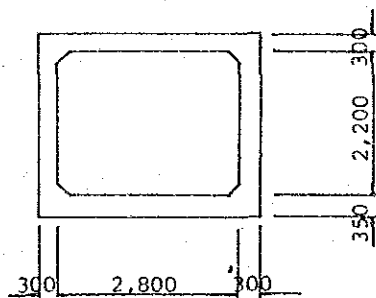
開水路底版底面が現地盤より浮上っている部分は、良質土砂で十分に突固めて基盤を築造する。



(4) 暗渠

1) 構造計画

最大土被り5.0mに安全な構造寸法として次図により検討を行う。

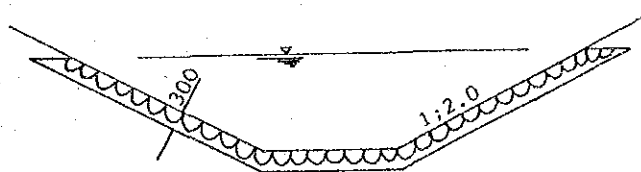


2) 基礎工の検討

暗渠は安定地盤に埋設されるので直接基礎で十分安全である。

(5) 素掘り開水路(土水路)

素掘り開水路の法面は法面安定のため中国の事例を参考に水埋計算の段階で1:2.0と定められている。しかしながらこの地域一帯には膨潤性土が分布しているため、雨水等により軟弱化し法面崩壊を起し通水断面維持に苦勞する事例が多々見られる。今後このような水路の維持管理労力の確保が段々と難しくなっていくことが予測される。従ってここでは経済性と維持管理労力の削減を勘案して、雨水侵食等の膨潤性の影響が特に大きいと考えられる区間については下図のような練石張コンクリート護岸を施して法面の維持をはかるものとする。



2.5 施設の管理運営

本水利施設は大量の用水を高揚程で且つ長距離に送水するため、設備費及び運転経費共に大きな投資を必要とする。本計画では設備容量を最小限とするため、水収支計画では、田植え開始前に地区内ダムを満水にしてダム容量を最大に活用することになっている。従ってこの満水期の前後の降雨によるダム流入水は無効に放流されることもある。

この無効放流を少なくするためには、水文データの収集整理、ポンプの運転状況及び、ダム水位の変動状況の把握に努め、長期気象予報との関連性に基づいてポンプの予測運転を行う高度な管理運営方式が必要である。

このような管理運営は、今回設置される中央管理所を中心とし、主要施設の管理担当者及び末端利水管理者等との連絡を密にするとともに、運転操作技術を習熟することにより、高度な管理施設を導入しなくてもある程度可能である。本計画ではこのような見知から、施設建設の経済性を重視して、各機場のポンプ運転制御施設は初期投資額に計上されていない。

しかしながら長期安定的な管理運営を期すには、膨大な資料の収集、整理、分析が必要であり、これを全て人為的に行うには多大な労力を必要とし、また誤差も多くなることより将来的には困難となる状況も予測される。

ここでは将来より完全且つ円滑な管理運営をはかるための参考として、日本で通常行われている管理システムの中でも初歩的(ポンプ運転、ダム放水ゲートの開閉等の遠隔制御は行わない)な管理方式を概括する。

本システムは管理データの収集整理に重点を置くものであり次のような監視項目により構成される。

1) 農業気象の測定

中央管理所に下記観測機器を設置して観測を行い、地区の気象特性を把握する。

- ・ 風向、風速計
- ・ 温度、湿度計
- ・ 気圧計
- ・ 雨量計

- ・日射計
- ・日照計

2) 運転操作状況の把握

二級揚水機場地点の中央管理所に設置される親局と揚水機場5ヶ所、ダム2ヶ所、小黄河吐口1ヶ所にそれぞれ配置される子局をテレメーターで結んで、中央管理所に下記利水施設の運転、操作状況を表示し記録する。

(a) 揚水機場

- ・ポンプ運転台数の表示
- ・揚水量の表示、記録、積算
- ・吸水位の表示、記録 (一級揚水機場では唐河の水位)

(b) ダム

- ・水位の表示、記録
- ・放水口の開度表示

(c) 小黄河吐口

- ・吐口の開度表示

上記システムに必要な機器を先進技術を有する日本から導入した場合約800万円の初期投資増となる。

いずれにしても大きな投資を必要とするものであり、その必要性、導入時期及び経済的バランス等を勘案の上、今後より詳細な検討が必要であると考えられる。

表 I - G - 1 水路構造別比較表 (蘆河一店子街)

比較案			水路延長 (m)						工事金額 (10 ³ 元)				
	No. 2 水路高	勾配	鋼管	〔コンクリート〕 水路断面	水路橋	矩形 水路	箱形 水路	鋼管	水路橋	矩形 水路	箱形 水路	鋼管	合計
I	土水路	案	φ1500-1850	土水路(1) 6000		土水路(2) 2600		φ1500-3500	土水路 2,995		土水路 1,378	15,400	27,913
II	コンクリート管架		φ1500-1850	2.8×2.2	コンクリート管 6,670	1,000	1,680	φ1500-2750	コンクリート管 7,671	1,038	2,990	12,100	31,937
III-1	H=5m	i=1/3000	φ1500-1850	3.0×2.4	6,670	1,900	1,900	φ1500-3100	11,549	2,117	3,578	13,640	39,024
		1/2000	φ1500-1850	2.8×2.2	4,600	1,900	1,700	φ1500-3900	9,660	1,972	3,026	17,160	39,958
		1/1500	φ1500-1850	2.6×2.2	4,200	2,000	1,500	φ1500-4400	8,723	2,022	2,583	19,360	40,828
		1/1000	φ1500-1850	2.5×2.0	3,700	1,500	1,500	φ1500-5400	7,200	1,425	2,472	23,760	42,997
III-2	H=10m	i=1/3000	φ1500-1850	3.0×2.4	7,900	1,600	800	φ1500-1800	19,355	1,782	1,506	7,920	38,703
		1/2000	φ1500-1850	2.8×2.2	7,500	1,600	1,000	φ1500-2000	17,190	1,661	1,780	8,900	37,571
		1/1500	φ1500-1850	2.6×2.2	7,000	1,500	1,200	φ1500-2400	16,582	1,517	2,066	10,550	37,865
		1/1000	φ1500-1850	2.5×2.0	6,000	1,500	1,300	φ1500-3300	12,654	1,425	2,142	14,520	38,881
III-3	H=15m	i=1/3000	φ1500-1850	B×H									
		1/2000	φ1500-1850	3.0×2.4	9,300	600	500	φ1500-1200	27,460	668	942	5,280	42,490
		1/1500	φ1500-1850	2.8×2.2	9,300	800	500	φ1500-1500	24,292	830	890	6,600	41,752
		1/1000	φ1500-1850	2.6×2.2	9,000	900	500	φ1500-1700	22,689	910	861	7,480	40,080
			φ1500-1850	2.5×2.0	7,700	1,300	1,000	φ1500-2100	18,271	1,235	1,648	9,240	38,534

表 I-G-2 水路延長及び断面

Ⅲ-1 案 (No.2 地点 H=5 m)

鋼管φ1500-2				コンクリート水路										鋼管φ1500-2			
延長	吐出	揚程	(i)	水路橋			矩形水路			箱型水路			全延長	延長	吐出	揚程	
				延長	水路型式	脚長	延長	水路型式	切深	延長	水路型式	切深					
1.850	96.2	27	1/3000	5.200	B×H	3.46	1.900	3.0×2.4	2.0	1.900	B×H	5.0	9.000	3.100	116.5	28	
1.850	96.2	27	1/2000	4.600	3.0×2.2	3.39	1.900	2.8×2.2	2.0	1.700	3.0×2.4	5.0	8.200	3.900	117.9	31	
1.850	96.2	27	1/1500	4.200	2.6×2.2	3.39	2.000	2.6×2.2	2.0	1.500	2.6×2.2	5.0	7.700	4.400	118.8	32	
1.850	96.2	27	1/1000	3.700	2.5×2.0	3.07	1.500	2.5×2.0	2.0	1.500	2.5×2.0	5.0	6.700	5.400	120.6	36	

Ⅲ-2 案 (No.2 地点 H=10 m)

鋼管φ1500-2				コンクリート水路												鋼管φ1500-2			
延長	吐出	揚程	(i)	水路橋			矩形水路			箱型水路			全延長	延長	吐出	揚程			
				勾配	延長	水路型式	脚長	延長	水路型式	切深	延長	水路型式					切深		
m	m	m			m	B×H	m	m	B×H	m	m	B×H	m	m	m	m			
1.850	101.2	32	1/3000	7.900	3.0×2.4	6.54	1.600	3.0×2.4	2.0	800	3.0×2.4	5.0	10.300	1.800	114.3	22			
1.850	101.2	32	1/2000	7.500	2.8×2.2	6.25	1.600	2.8×2.2	2.0	1,000	2.8×2.2	5.0	10.100	2,000	114.6	24			
1.850	101.2	32	1/1500	7.000	2.6×2.2	6.07	1.500	2.6×2.2	2.0	1,200	2.6×2.2	5.0	9.700	2,400	115.3	26			
1.850	101.2	32	1/1000	6.000	2.5×2.0	5.92	1.500	2.5×2.0	2.0	1,300	2.5×2.0	5.0	8.300	3,300	116.9	30			

Ⅲ-3 案 (No.2 地点 H=15 m)

鋼管φ1500-2				コンクリート水路										鋼管φ1500-2			
延長	吐出水位	揚程	(i)	水路橋			矩形水路			箱型水路			全延長	延長	吐出水位	揚程	
				延長	水路型式	脚長	延長	水路型式	切深	延長	水路型式	切深					
1.850	106.2	37	1/3000	9.800	B×H	9.86	600	3.0×2.4	2.0	500	B×H	5.0	10.900	1.200	113.2	16	
1.850	106.2	37	1/2000	9.300	3.0×2.2	9.56	800	2.8×2.2	2.0	500	2.8×2.2	5.0	10.600	1.500	113.7	18	
1.850	106.2	37	1/1500	9.000	2.6×2.2	9.10	900	2.6×2.2	2.0	500	2.6×2.2	5.0	10.400	1.700	114.1	20	
1.850	106.2	37	1/1000	7.700	2.5×2.0	8.62	1.300	2.5×2.0	2.0	1.000	2.5×2.0	5.0	10.000	2.100	114.8	23	

表1-G-3 太平幹線のポンプ位置と工事費比較

案	名 称	規 格	数 量	単 価	工事費	1年間の 金 額
①	ポンプ (P ₁)	Q=1.33m ³ /s H=15m φ800-3台 P=350kw-3	3台	80,000	240	
	" 上屋		200m ²	210	42	
	ポンプ (P ₂)	Q=0.55m ³ /s H=25m φ500-3台 P=250 kw-3	3台	(20,000)	(60)	
	" 上屋		100m ²	210	21	
	土 水 路		4,300m	120	516	
	鋼 管	φ1200-1連	1,500m	1,380	2,070	
	支 線 水 路		91,000m	33	3,003	
	電 力 料 金	(350×3+250×3)×5000	9.0×10 ⁶ kwh	0.12	-	1,080
	計				5,952	298
	"					1,378
②	ポンプ (P ₁)	Q1.33m ³ /s H=35m φ800-3台 P=800 kw-3	3台	260,000	780	
	" 上屋		200m ²	210	42	
	ポンプ (P ₂)	Q0.4m ³ /s H=10m φ300-2台 P=700 kw-2	2台	(10,000)	(20)	
	" 上屋		40m ²	210	8	
	鋼 管	φ1350-2	3,900m	3,390	13,221	
	"	φ700-1	1,200m	460	552	
	支 線 水 路		83,000m	33	2,739	
	電 力 料 金	(800×3+70×2)×5000	12.7×10 ⁶ kwh	0.12	-	1,524
	計				17,362	868
	"					2,392
③	ポンプ (P ₁)	Q1.33m ³ /s H=40m φ800-3台 P=900 kw-3	3	360,000	1,080	
	" 上屋		200m ²	210	42	
	鋼 管	φ1350-2	5,100m	3,390	17,289	
	支 線 水 路		80,000m	33	2,640	
	電 力 料 金	900×3×5000	13.5×10 ⁶ kwh	0.12	-	1,620
	計				21,051	1,053
	"					2,673

表 I - G - 4 揚水機場計画一覧表

項 目	一 級 揚 水 機 場						二級揚水機場		三級揚水機場		四一級揚水機場		四一2級揚水機場		五級揚水機場	
	泵 陽			裏 陽			A 案	B 案	A 案	B 案	A 案	B 案	A 案	B 案	A 案	B 案
	A 案	B 案		A 案	B 案											
計画揚水量 m ³ /s	5.50			1.50			5.50		4.62		1.40		4.00		1.66	
ポンプ台数	4			2			4		3		3		3		3	
1台当揚水量 m ³ /s/台	1.350			0.75			1.375		1.54		0.47		1.33		0.55	
吸 水 位 (m)	72.05			71.5			91.80		108.0		110.0		113.0		124.0	
吐 出 水 位 (m)	99.85			88.0			115.84		130.0		130.0		129.0		149.0	
全 揚 程 (m)	30.0			18.0			26.0		24.0		22.0		18.0		27.0	
ポンプ形式・口径	32SH-19 φ800	両吸込 うす巻 φ800	24SH-28 φ450	両吸込 うす巻 φ600	32SH-19 φ740	両吸込 うす巻 φ800	32SH-19 φ740	φ600	32SH-19 φ740	φ600	20SH-19 φ465	両吸込 うす巻 φ500	32SH-19 φ740	両吸込 うす巻 φ800	20SH-13 φ550	両吸込 うす巻 φ500
ポンプ吐口径 mm	φ740	φ600	φ450	φ500	φ740	φ600	φ740	φ600	φ740	φ600	φ465	φ400	φ740	φ600	φ550	φ400
電動機容量 kw	1,000	560	350	190	850	480	850	500	850	500	280	150	780	330	360	220
電動機総容量 kw	4,000	2,240	700	380	3,400	1,920	2,550	1,500	2,550	1,500	840	450	2,340	990	1,080	660

表I-G-5 ボンプ機器設備費比較表

FC:外貨分 LC:内貨分

1元=40円 単位:千円

項目	案 A												案 B											
	1 級		2 級		3 級		4-1 級		4-2 級		5 級		1 級		2 級		3 級		4-1 級		4-2 級		5 級	
	FC	LC	FC	LC	FC	LC	FC	LC	FC	LC	FC	LC	FC	LC	FC	LC	FC	LC	FC	LC	FC	LC	FC	LC
ポンプ	-	1,000	-	640	-	480	-	390	-	480	-	400	2,350	-	1,750	-	1,310	-	810	-	1,275	-	855	-
電動機	-	1,000	-	800	-	600	-	240	-	600	-	240	3,400	-	2,400	-	1,950	-	600	-	1,350	-	720	-
管 類	-	328	-	240	-	240	-	120	-	120	-	120	810	-	640	-	500	-	270	-	350	-	300	-
変配電盤	-	106	-	84	-	74	-	74	-	74	-	74	-	106	-	-	84	-	74	-	-	74	-	74
制御盤	-	278	-	252	-	252	-	252	-	252	-	252	1,400	-	900	-	820	-	820	-	820	-	820	-
補助設備	-	100	-	100	-	100	-	100	-	100	-	100	300	-	270	-	240	-	210	-	240	-	210	-
バルブ	-	512	-	360	-	260	-	174	-	260	-	174	-	512	-	-	360	-	174	-	260	-	-	174
クレーン	-	120	-	120	-	120	-	80	-	120	-	80	-	120	-	-	120	-	80	-	-	120	-	80
荷造運搬	-	50	-	39	-	31	-	21	-	29	-	21	1,250	100	830	78	780	62	440	42	780	58	470	42
掘付運転	-	274	-	222	-	182	-	136	-	174	-	138	350	137	238	111	197	91	197	58	197	87	197	58
スベアローラ	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	520	-	250	-	175	-	120	-	175	-	120	-
小 計	3,768	2,857	2,339	1,587	2,209	1,589	10,380	975	7,278	753	5,972	607	3,467	438	5,187	599	3,692	438	5,187	599	3,692	438	5,187	599
一般管理費	-	377	-	286	-	239	-	159	-	221	-	160	1,557	98	1,092	75	896	61	520	44	778	60	554	44
計	4,145	3,143	2,573	1,746	2,430	1,782	11,937	1,073	8,370	923	6,868	668	3,987	482	5,965	659	4,246	482	5,965	659	4,246	482	5,965	659
合 計	4,145	3,143	2,573	1,746	2,430	1,782	13,010	9,172	7,536	4,467	6,624	4,728	4,467	6,624	4,728	4,467	6,624	4,728	4,467	6,624	4,728	4,467	6,624	4,728
維持管理費	7,251												4,044											

表 I-G-6 石台寺地区土質定数一覧表

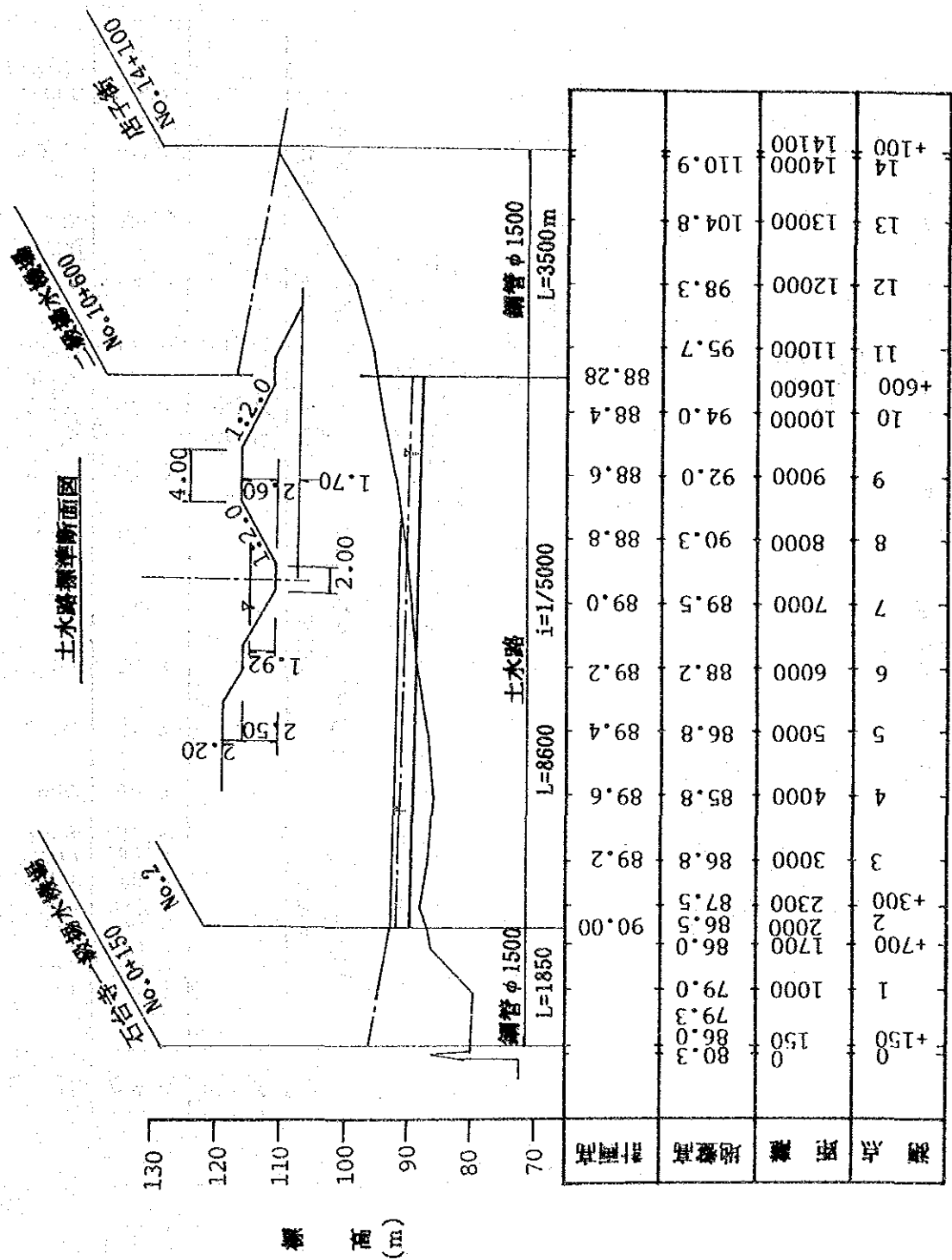
台地区分	機場名	地層名	層厚(m)	土質分類		自然含水比 W(%)	湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	N値	粘着力 C_u (kg/cm ²)	せん断抵抗角 $\phi(u^\circ)$	自由膨張率 F_s (%)	0.5kg/cm ² 載荷膨張率 V_{Hp} (%)	膨張力 P_p (kg/cm ²)	線縮率 e_{sl} (%)	膨潤土の分類	膨潤性の程度
				日本統一土質分類	中国(土-001-78)											
1級台地	一級揚水機場	沖積層 (粘性土層)	7.9	CL	CI	25	2.0	*10	0.32	20	50	0.040	0.30	3.0	二類	低
		沖積層 (軟土層)	1.4	CL	CI	35	1.9	—	0.16	14	—	—	—	—	—	—
		沖積層 (砂質土層)	3.4	SPu	SP	—	*1.9	—	0	—	—	—	—	—	—	—
		沖積層 (砂礫互層)	5.5以上	SMg SPug GW	SM SP GW	16~21	*2.0	24~57	0	*34~44	—	—	—	—	—	—
2級台地	二級揚水機場	上新統 洪積層	9.3以上	CL-CH	CI-CH	21~29	2.0	25~36	3級と同程度	3級と同程度	72~90	0.815	1.21 ~1.86	3.53 ~6.51	二類	強~中
3級台地	三級揚水機場	中更新統 洪積層	16.4以上	CL-CH	CI-CH	21~28	2.0	29~51	0.22以上	23以上	60~70	0.039 ~0.181	0.35 ~0.67	2.60 ~6.48	二類	中~強

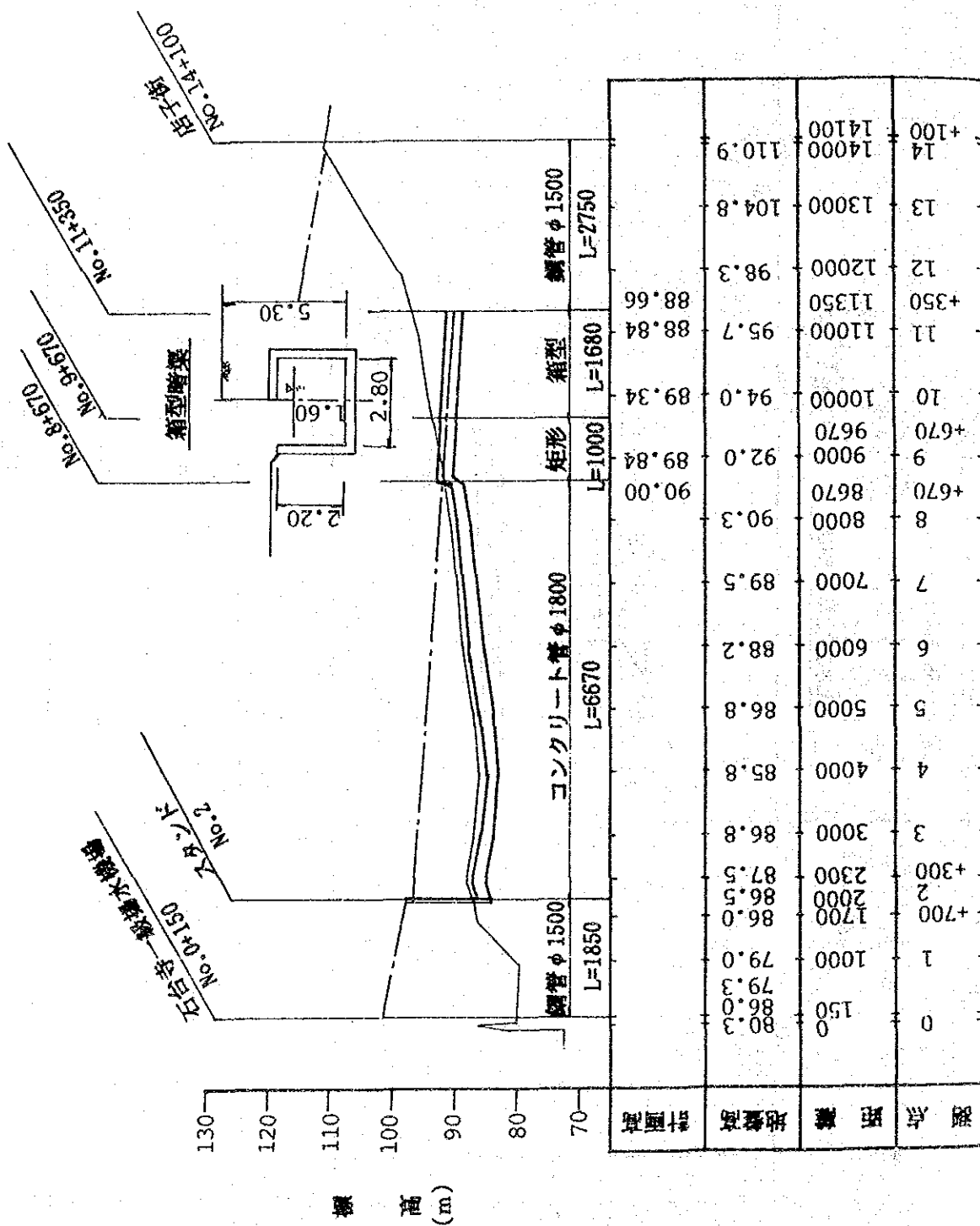
* 推定値

表 I - G - 7 施設調査

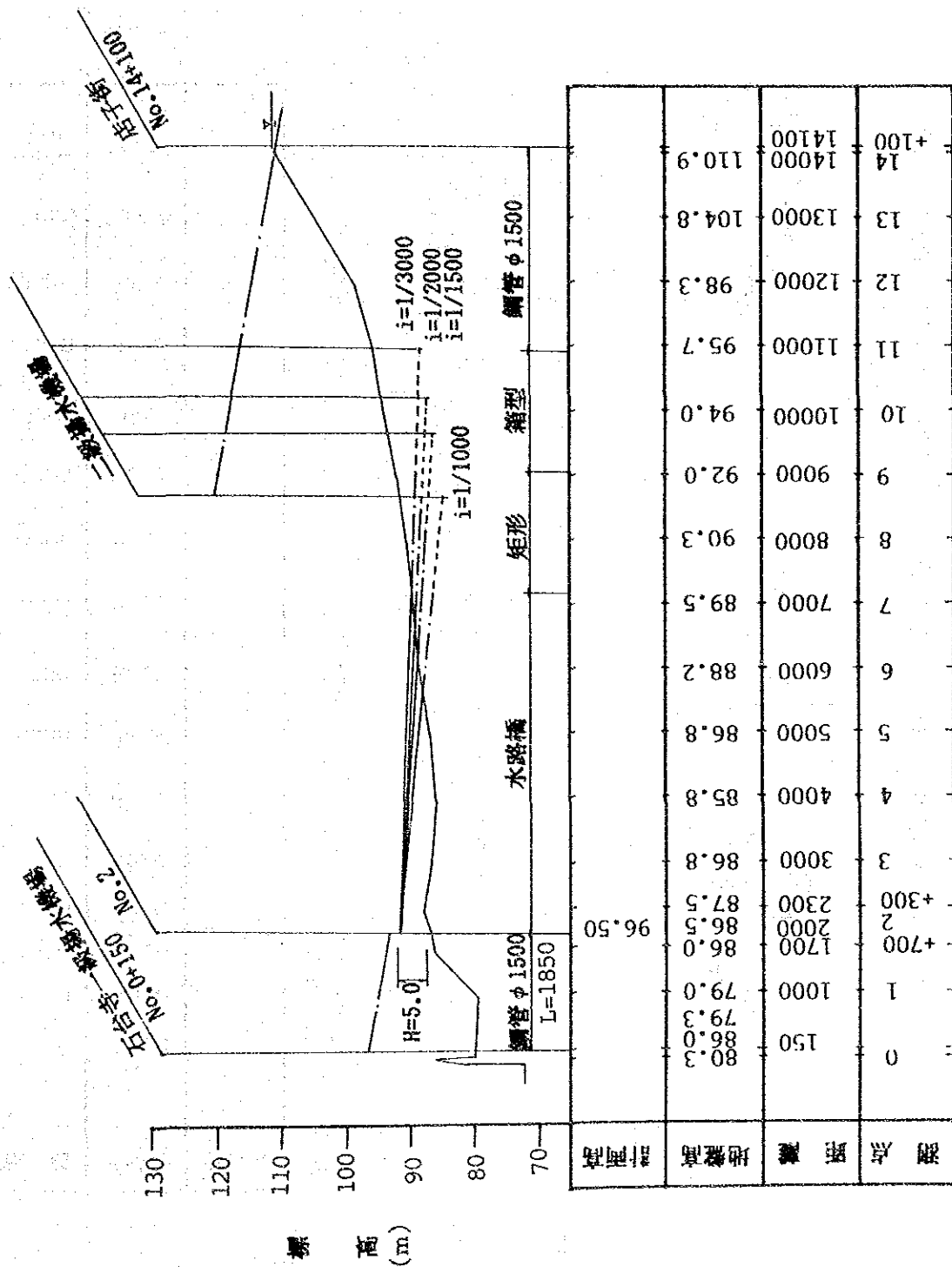
工 種		仕 様	数 量
取水工	取り入れ口工	取り入れ幅10.0、敷高72.00	1 式
	取水路	暗渠2.5×3.0	82 m
揚水機場	一級揚水機場	両吸込うず巻ポンプ $\phi 800 \times 4$ $\phi 600 \times 2$	1 式
	二級	〃 $\phi 800 \times 4$	1 〃
	三級	〃 $\phi 800 \times 4$	1 〃
	四一級	〃 $\phi 500$ 3台	1 〃
	四二級	〃 $\phi 800$ 3台	1 〃
	五級	〃 $\phi 500$ 3台	1 〃
一級幹線水路	送水管路	$\phi 1,500 \times 2$ 連	1,850
	水路橋	A区間 3,230 + B区間 3,440	6,670
	開水路		1,330
	暗 渠		1,990
	計		11,840
二級幹線水路	管 路	$\phi 1,500 \times 2$ 連	2,045
	土水路	600 + 5,000 + 2,600 + 700	14,300
	管 路		600
幹線用水路	計		16,945
	周橋低幹線	$\phi 1,500 \times 2$ 連	10,400
	小黄河幹線	A区間 3,230 + B区間 3,440	13,600
	太平幹線		58,000
支線用水路	計		82,000
	幹水路 ($\phi 1,100 - 1$ 連)、土水路		20,500
小湊区用水路	既 設		172,700
	新 設	計	75,400

图 I-G-1 用水路形式比較縱断面图 I 案 (土水路)
(唐河—店子街)

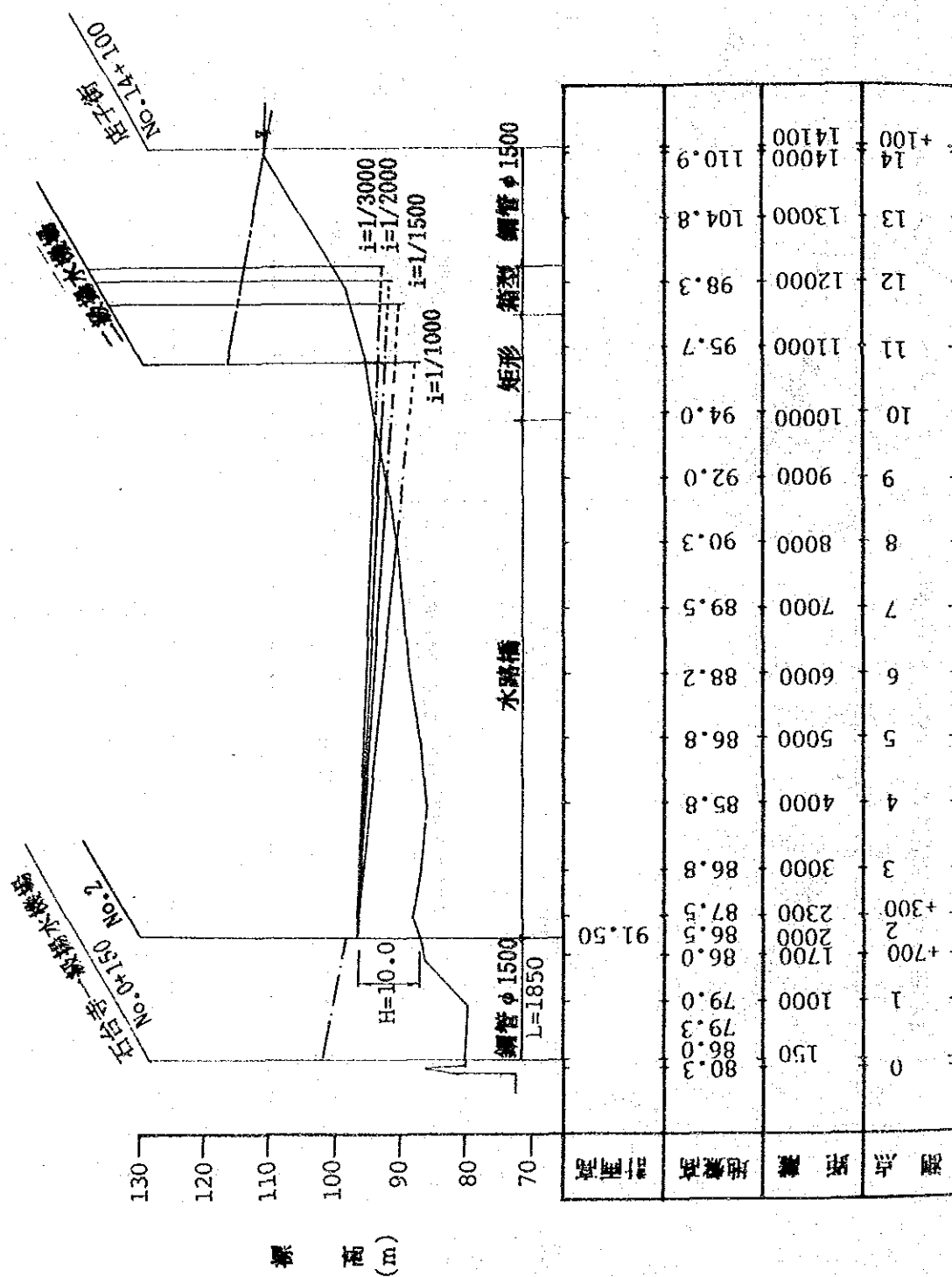




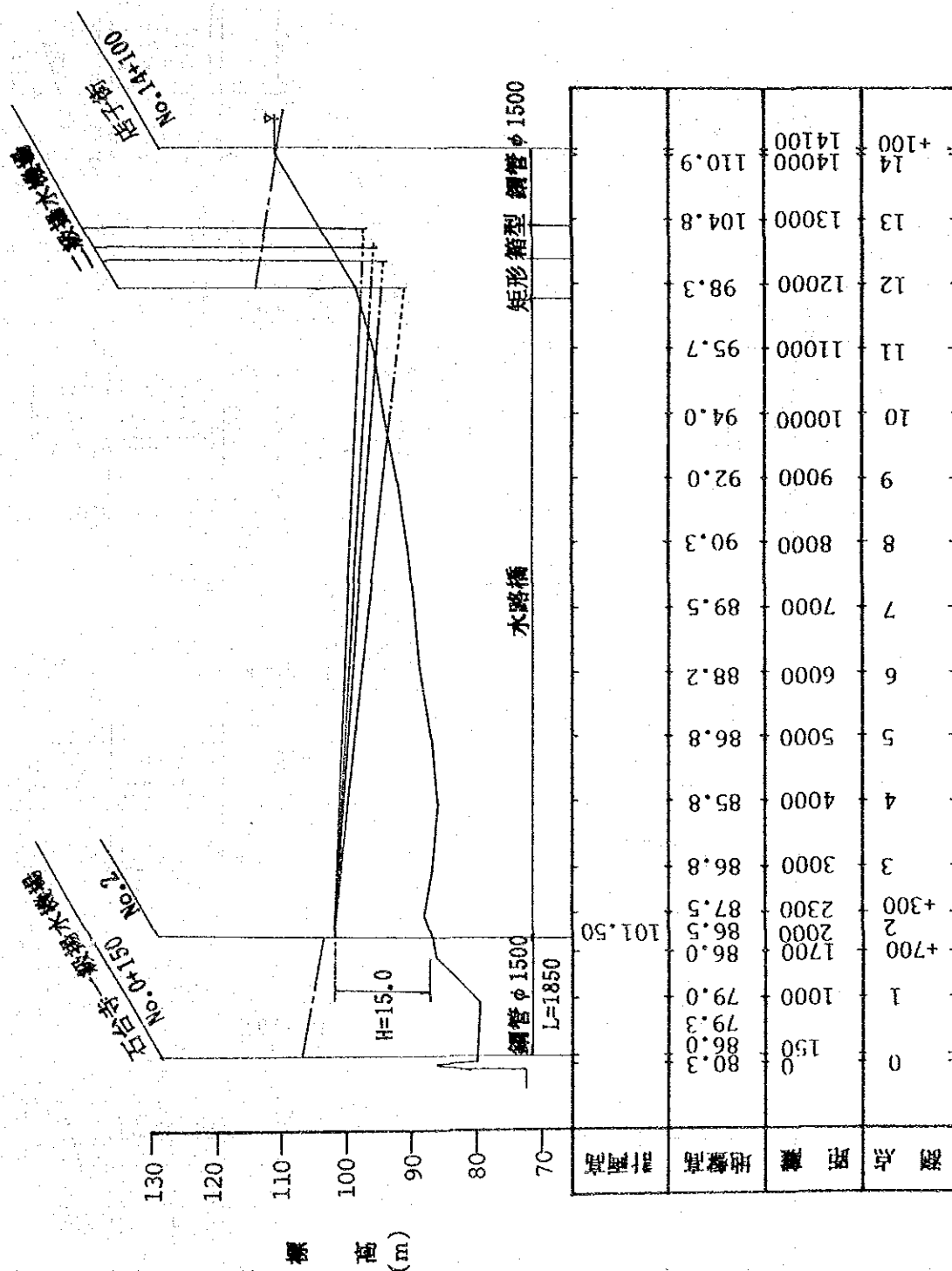
用水路形式比較縦断面図 (唐河一店子街) Ⅲ-1 案 (水路橋No.2地点H=5m)



用水路形式比較縱断面 (唐河一店子街) Ⅲ-2案 (水路橋No.2地点H=10m)

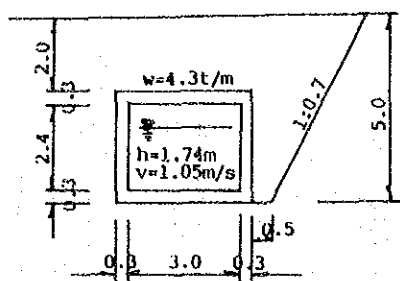


用水路形式比較縱斷圖 (唐河—店子街) Ⅲ—3案 (水路橋No.2地点H=15m)

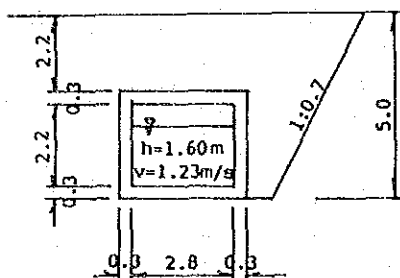


(1) 箱型

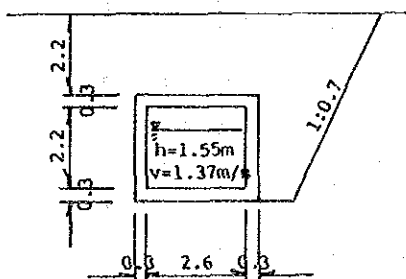
$i=1/3000$



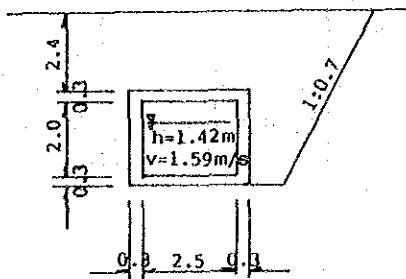
$i=1/2000$



$i=1/1500$

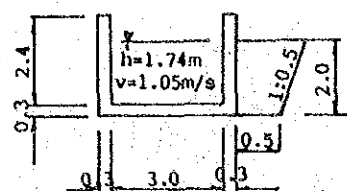


$i=1/1000$

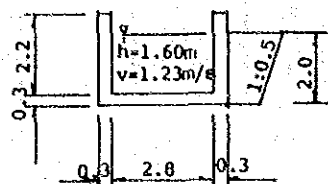


(2) 矩形水路

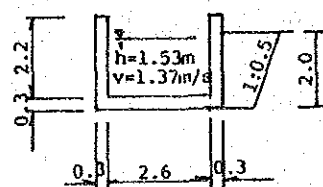
$i=1/3000$



$i=1/2000$



$i=1/1500$



$i=1/1000$

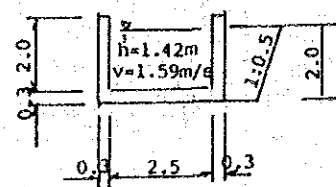


图 I - G - 2 水路断面形状

図 I-G-3 比較路線平面図 (店子街-ダム)

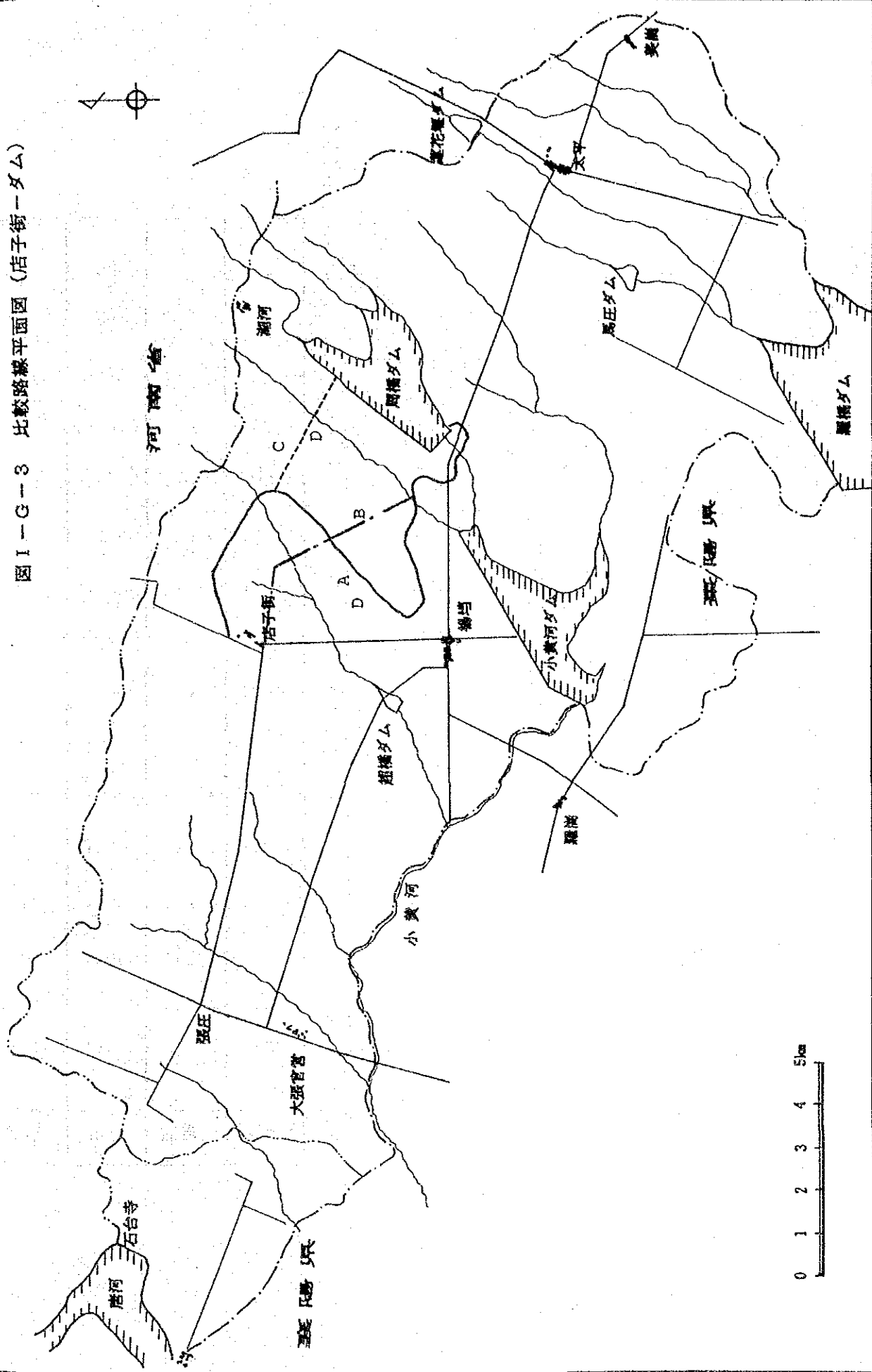
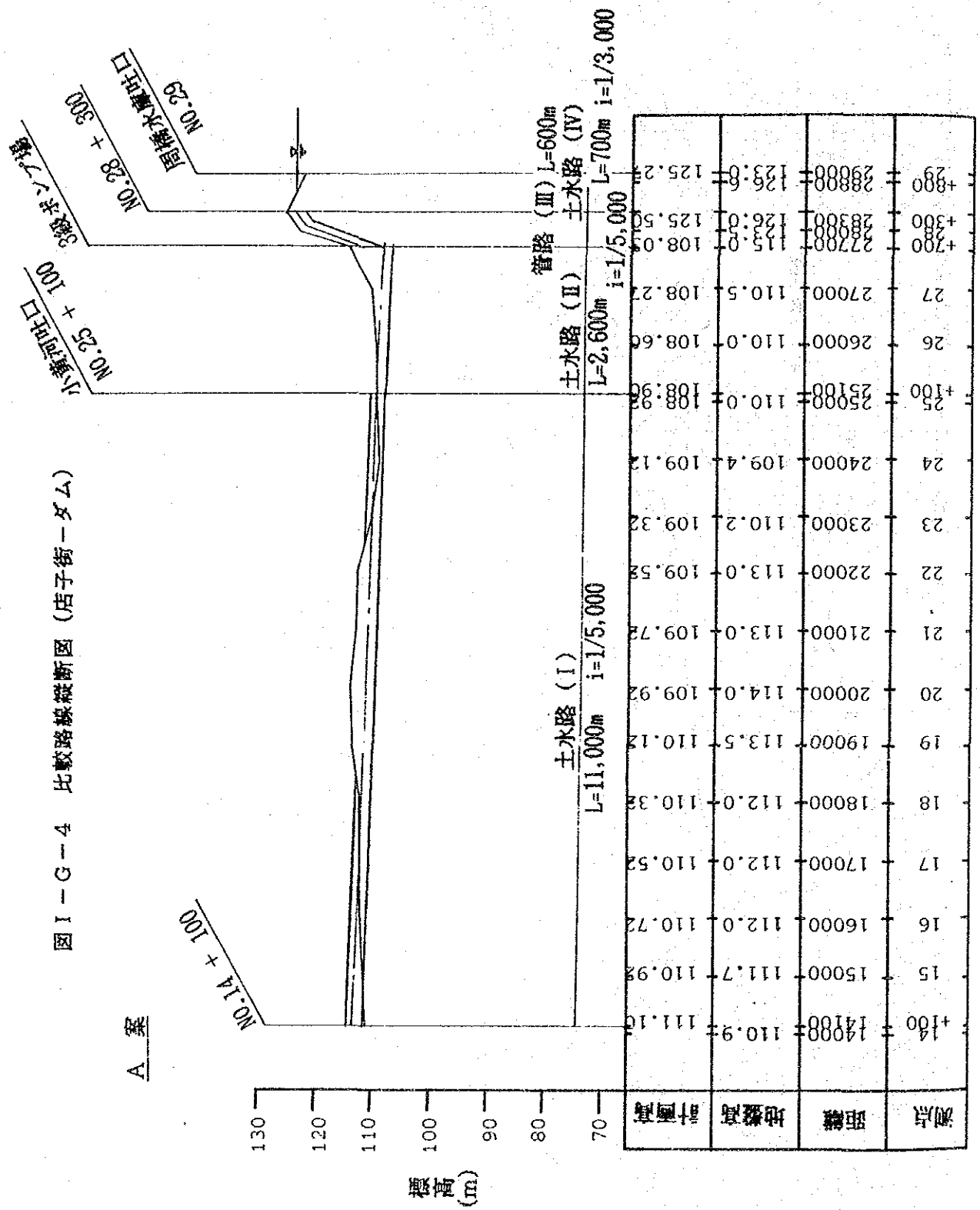
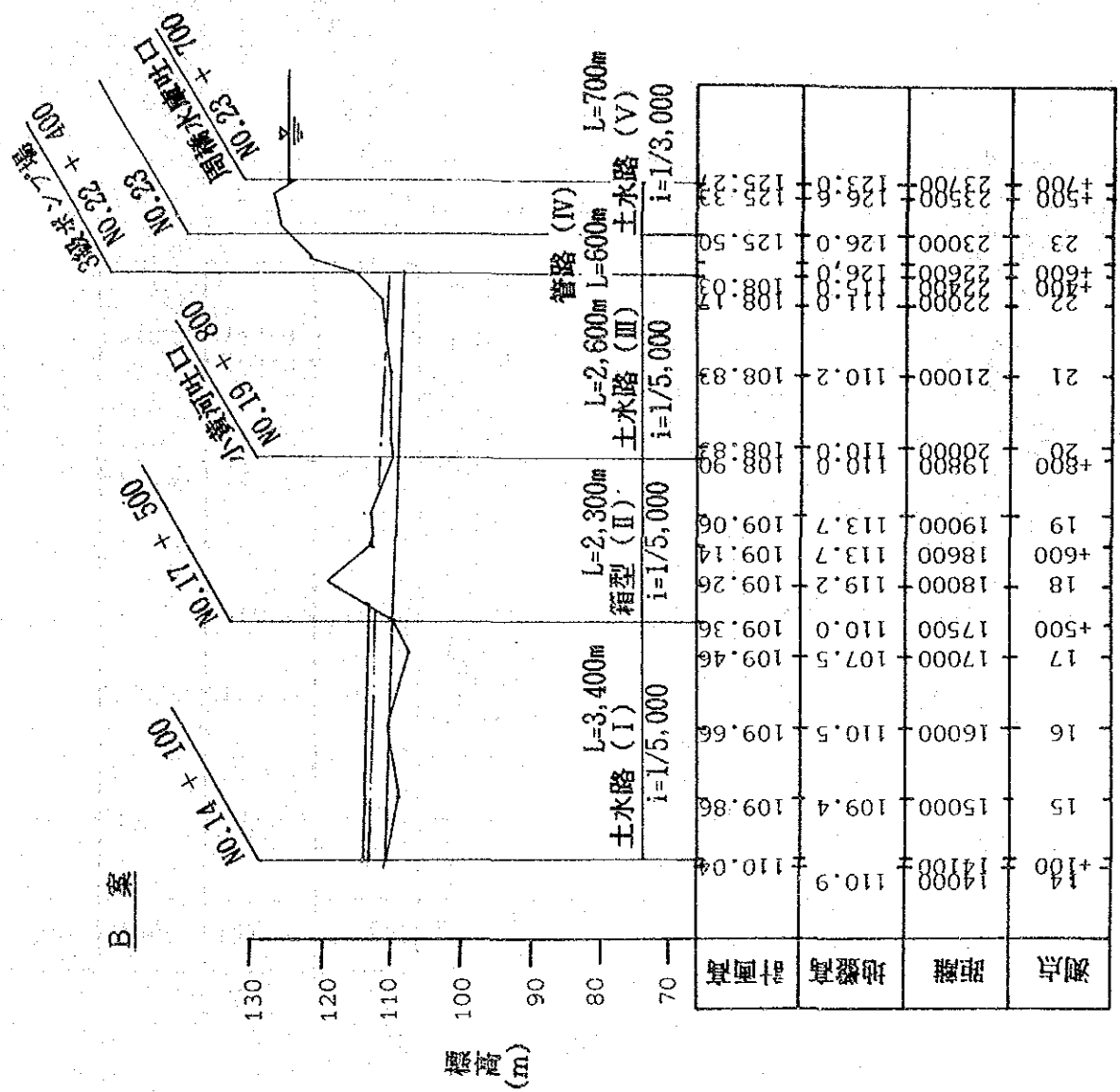
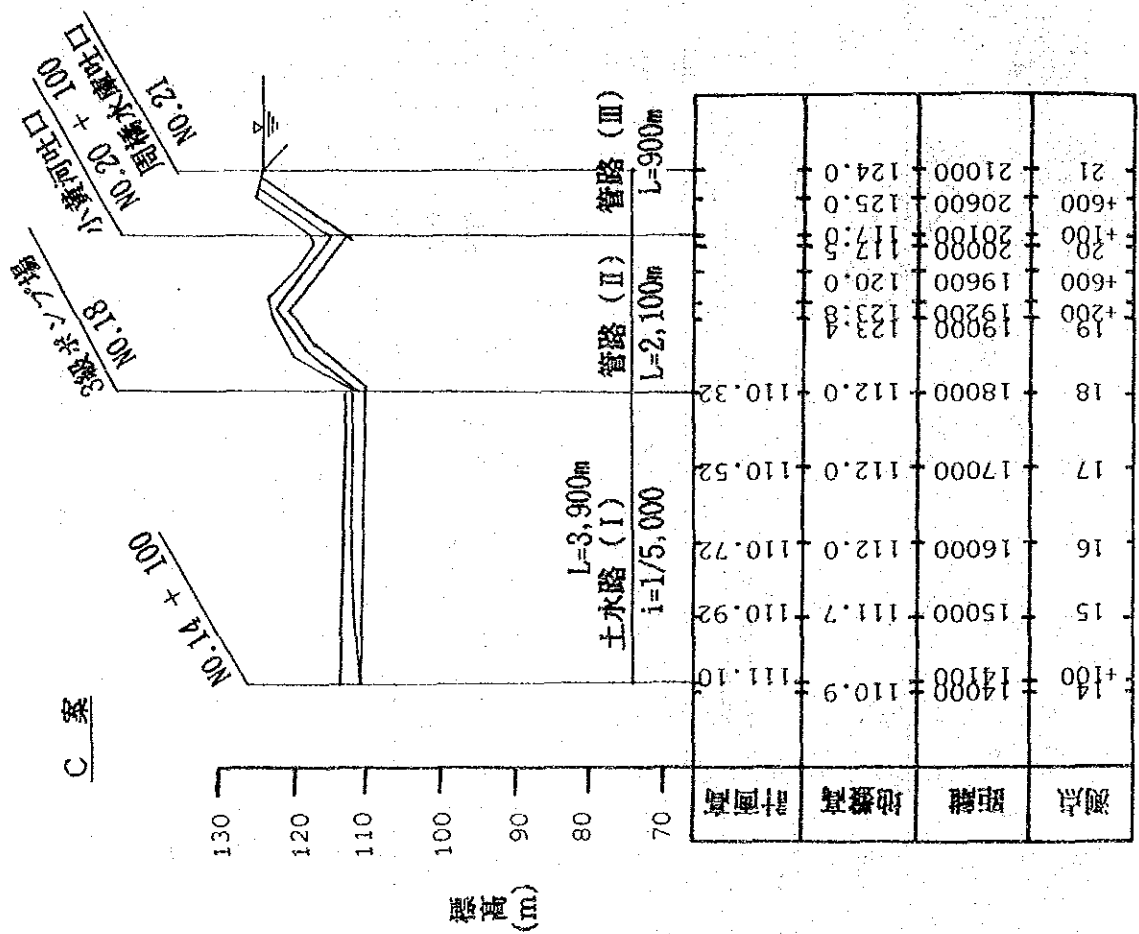


図 I-G-4 比較路線縦断面図 (店子街一丁目)







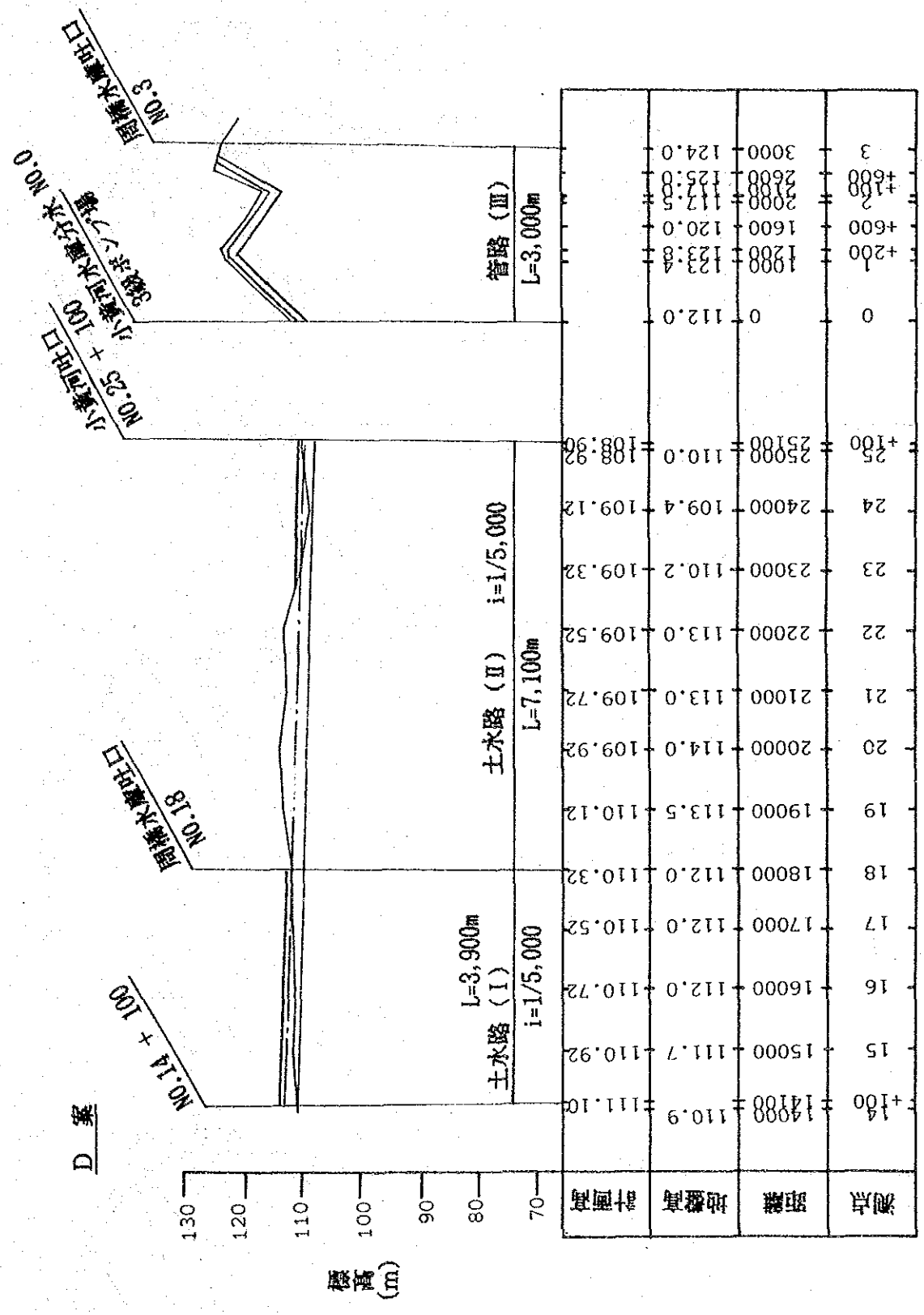


図 I-G-5 太平幹線ポンプ位置比較図

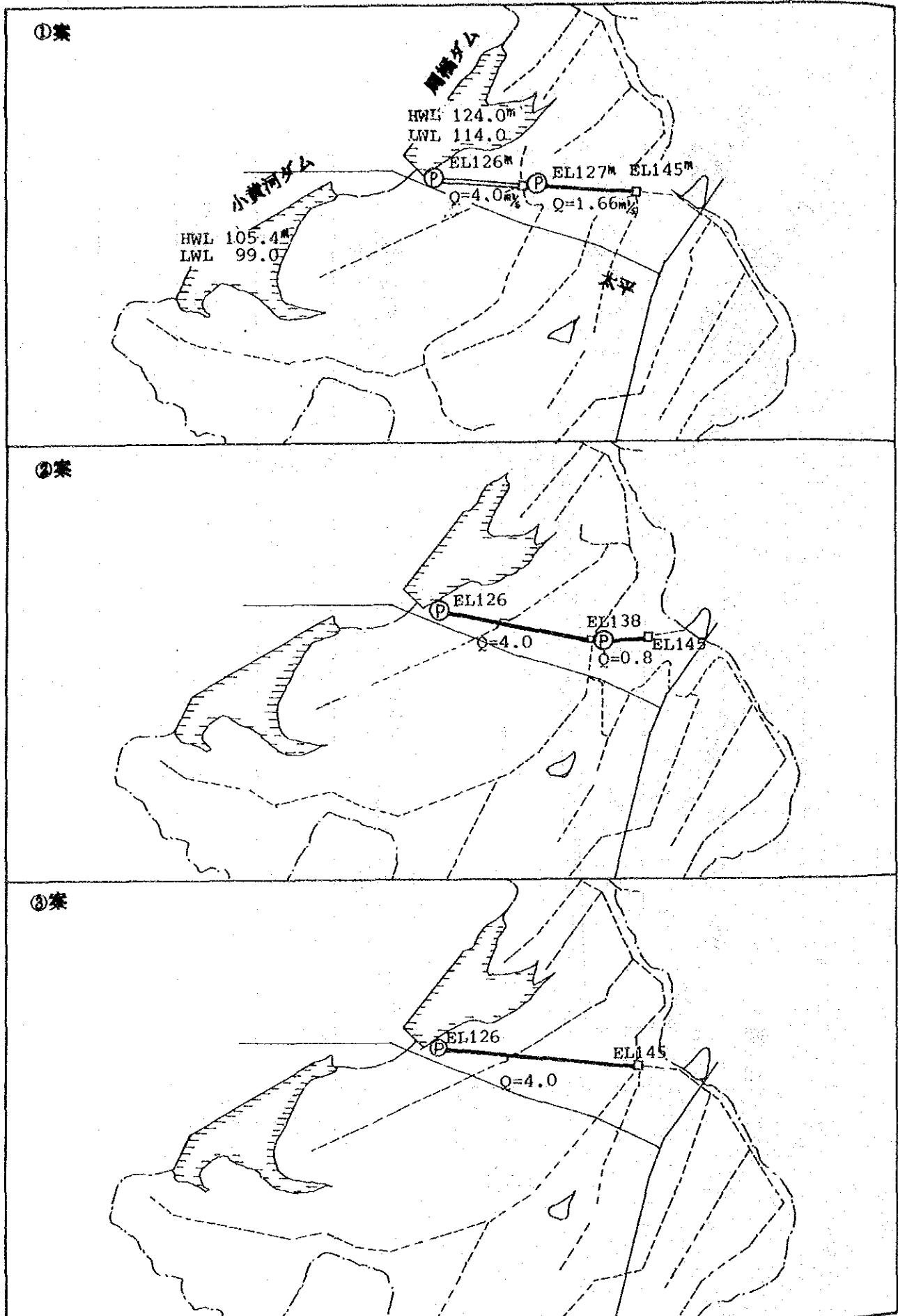
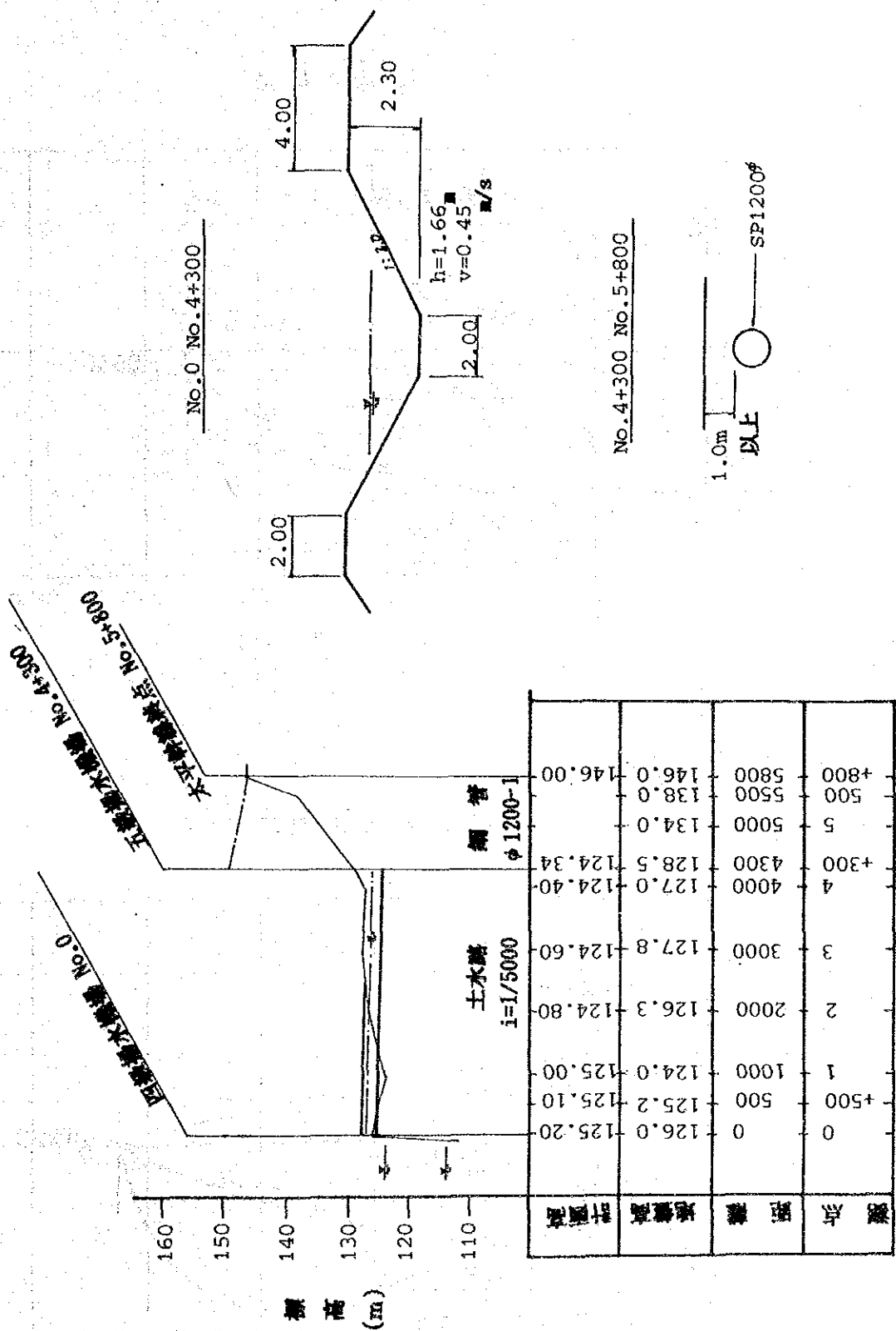


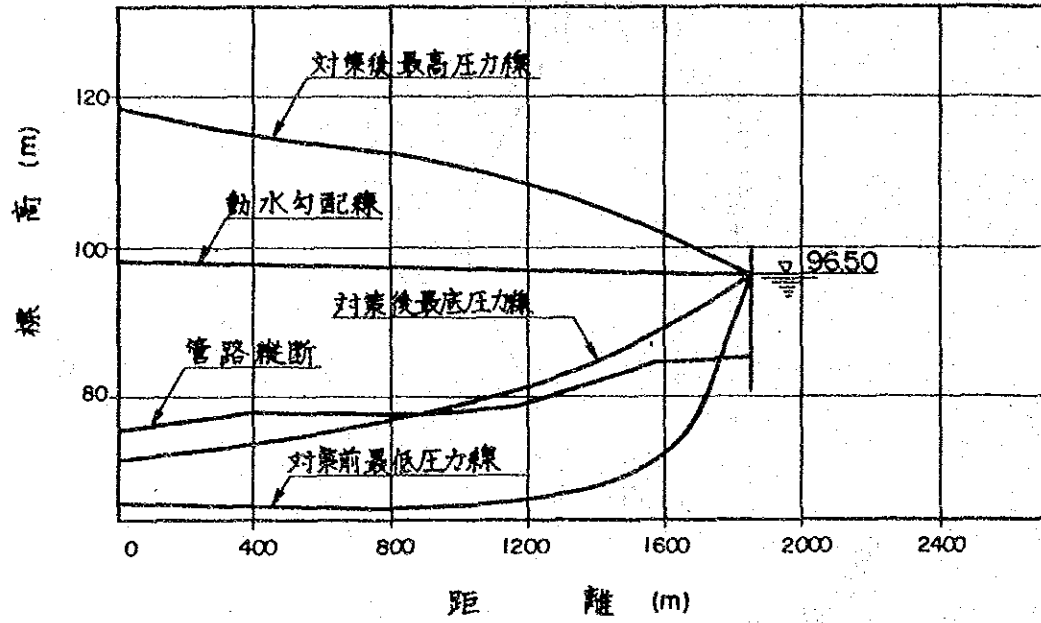
圖 1-G-6 太平幹線縱斷圖



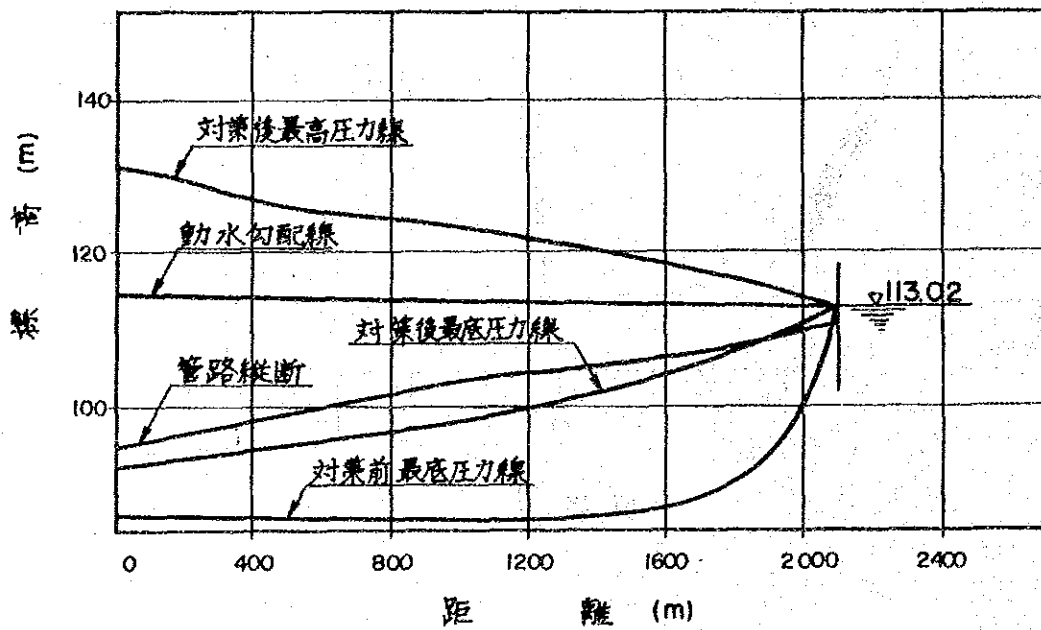
點 點	距 離	地 點 高	計 算 高
0	0	126.0	125.20
1	500	125.2	125.10
2	1000	124.0	125.00
3	2000	126.3	124.80
4	3000	127.8	124.60
5	4000	127.0	124.40
6	4300	128.5	124.34
7	5000	134.0	124.00
8	5500	138.0	124.00
9	5800	146.0	124.00

圖 I-G-7 最高, 最底压力线图

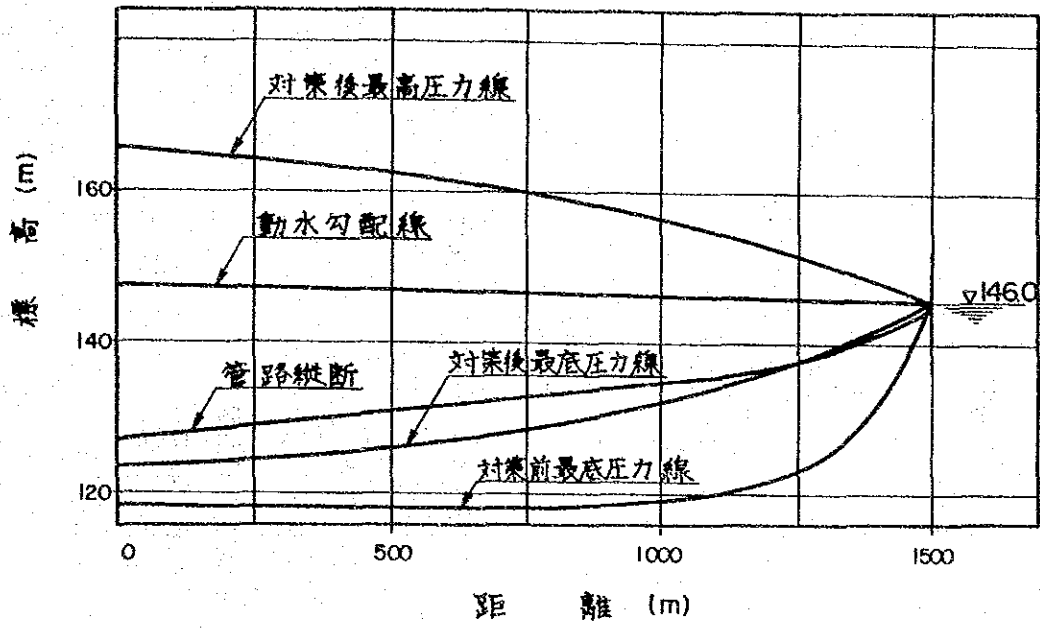
(1) 1 級 揚水機場

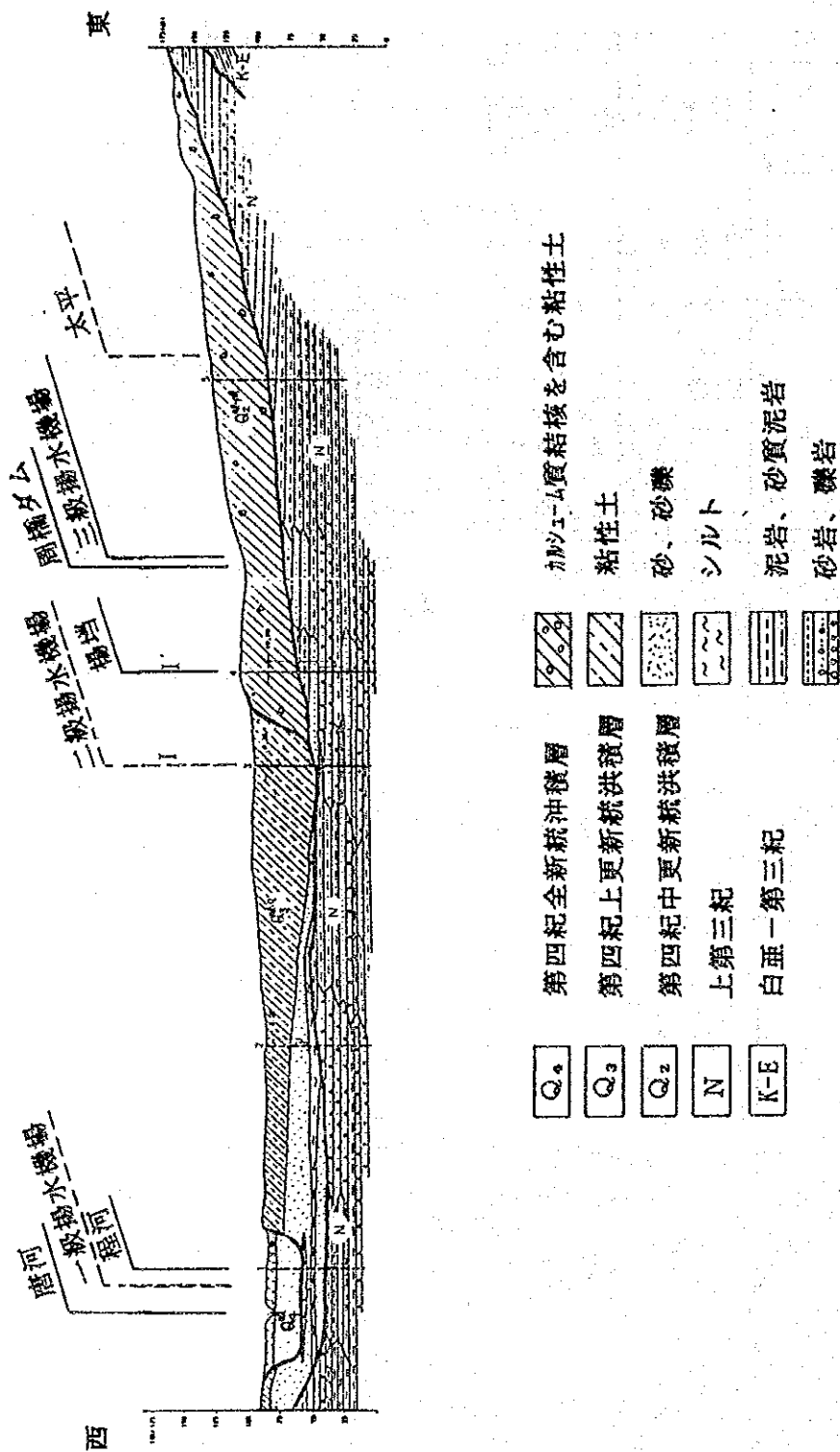


(2) 2 級 揚水機場



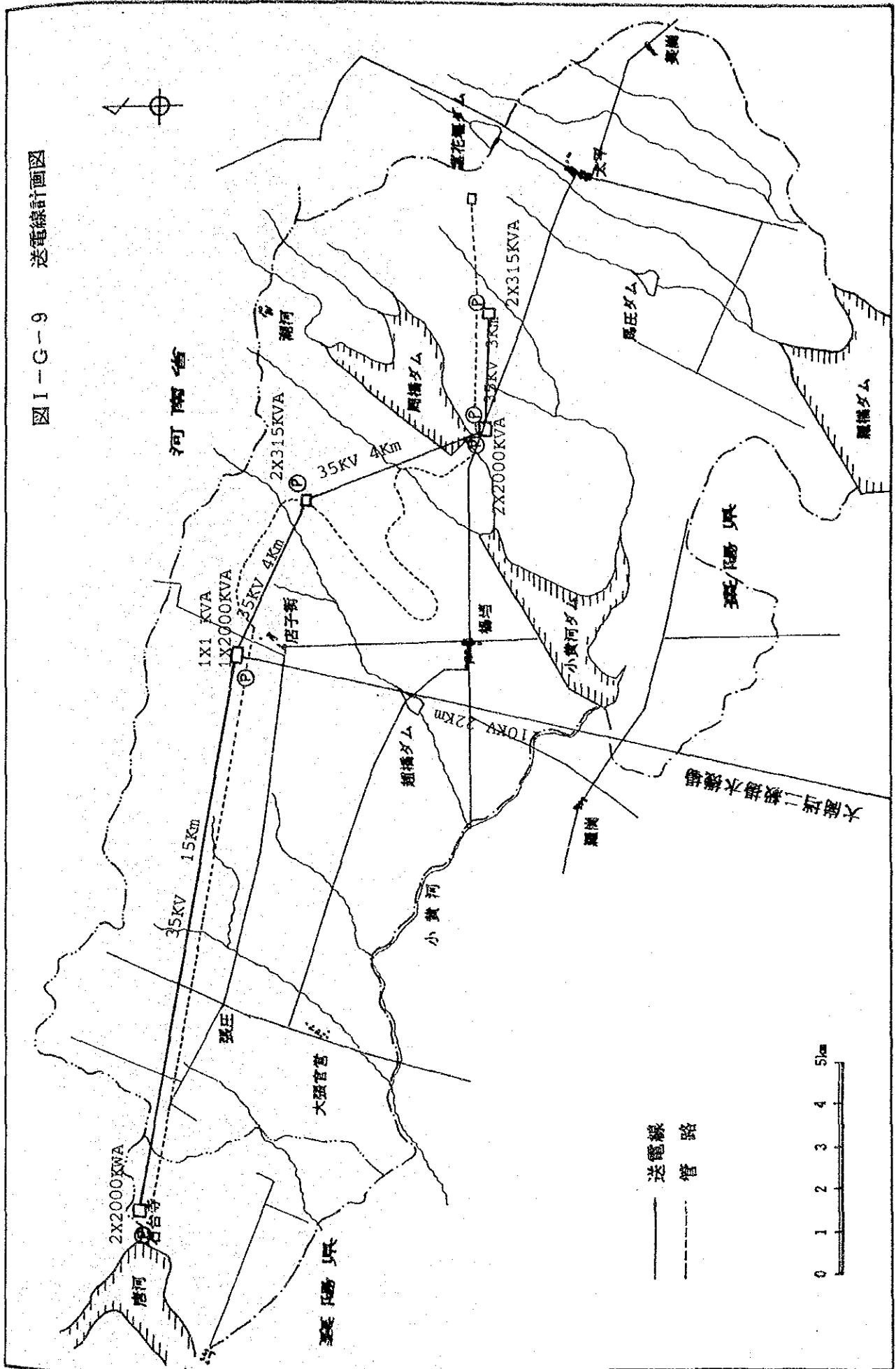
(3) 5級揚水機場





図I-G-8 石台寺地区の地質推定断面図

图 I-G-9 送電線計画図



H. 水理解析

目 次

	頁
第1章 水理解析の目的と内容	I - H - 1
第2章 唐河の河川状況	I - H - 2
2.1 唐河の流況	I - H - 2
2.2 水理解析の方法	I - H - 3
2.3 粗度係数の算定	I - H - 3
(1) 河川の縦・横断測量	I - H - 3
(2) 水位・流量観測	I - H - 3
(3) 粗度係数の算定	I - H - 4
2.4 計画取水点における水位流量曲線	I - H - 5
(1) 計算流量の設定	I - H - 5
(2) 出発水位の設定	I - H - 5
(3) 水位流量曲線の作成	I - H - 5
第3章 取水可能水量の算定	I - H - 6
3.1 計算の方法	I - H - 6
(1) デマルキの式	I - H - 6
(2) 計算方法	I - H - 7
(3) 流量係数	I - H - 7
3.2 石台寺地点での取水可能量	I - H - 7
(1) 唐河からの取水可能量	I - H - 7
(2) 施設規模	I - H - 8
(3) 横越流量算定フローチャート	I - H - 9
(4) 取水可能量の算定	I - H - 9
3.3 大岡坡地点での取水可能量	I - H - 10
(1) 唐河からの取水可能量	I - H - 10

(2) 施設規模	I - H - 11
(3) 取水可能量の算定	I - H - 12

第4章 水収支計算

4.1 計算の方法及び条件	I - H - 13
4.2 水収支計算	I - H - 13
(1) 水収支計算のフローチャート	I - H - 13
(2) 水収支計算	I - H - 13

第5章 取水施設水理解析

5.1 設計条件	I - H - 15
5.2 取水施設水理解析	I - H - 15

表の目録

	頁
表 I-H-1 3点水位法による粗度係数の算定	I-H-18
表 I-H-2 計画基準年(1974年)における水収支計算	I-H-19
表 I-H-3 取水施設水理計算	I-H-22

図の目録

	頁
図 I-H-1 唐河の調査地点平面図	I-H-23
図 I-H-2 唐河河川縦断面図	I-H-24
図 I-H-3 唐河石台寺-唐白河出口河川縦断面図	I-H-25
図 I-H-4 唐河河川横断面図	I-H-26
図 I-H-5 不等流計算フローチャート	I-H-32
図 I-H-6 唐河(石台寺地点)水位流量曲線	I-H-35
図 I-H-7 横越流量算定フローチャート	I-H-36
図 I-H-8 唐河流量-取水可能量(石台寺地点)	I-H-38
図 I-H-9 唐河水位-取水可能量(石台寺地点)	I-H-39
図 I-H-10 唐河(大崗坡地点)水位流量曲線	I-H-40
図 I-H-11 水収支計算フローチャート	I-H-41
図 I-H-12 取水施設概略図	I-H-45

第1章 水理解析の目的と内容

石台寺地区における水理解析は、大きくは次の3つの作業がある。

1) 唐河からの取水可能量の算定

石台寺地区の主水源となる唐河の流量は、平水時には $20\sim 30\text{m}^3/\text{sec}$ 、渇水時には $10\text{m}^3/\text{sec}$ 以下になり、面積約21万亩を灌漑するための用水源としては、かならずしも十分とはいえない状況である。さらに、取水予定地点の下流には大岡坡、陳湾、石台寺の揚水機場があり、最大時には $25.23\text{m}^3/\text{sec}$ の取水を行っている。この取水は計画の石台寺地区より先に、優先して行なわなければならない。このため、石台寺地点位で取水できる取水可能量を算定する必要があり、このためには、唐河の河川としての流況の把握と水位・流量曲線の作成、及び取水口の形状から取水可能量を算定する。

2) 地区内の水収支解析

地区内に必要な灌漑用水量のほとんどは唐河から取水することになるが、この量は地区内の自己流域を利用し、さらに、ダム(水庫)や溜池(堰塘)の貯留効果を十分に活用して決める必要がある。

ここでは、1974年の計画基準年について取水規模を水収支計算で試算して求め、これに基づいて、20年間の水収支計画を行い、施設規模の妥当性を検討するものである。

3) 取水口の水理検討

唐河から揚水機場までは約80mの導水路を必要とするが、ポンプの運転起動時等に、十分に通水できる能力を持つ断面が必要であり、この水理的検討を行う。

第2章 唐河の河川状況

2.1 唐河の流況

唐河の取水地点周辺の河川は、大きく蛇行をくりかえしており、一部氾濫原を伴った自然河川に近い所もある。しかし、取水口地点の湖北省側では高さ約15mの河川堤防が築かれており、川岸が侵食されている所は少ない。

河川の流量は渇水時には $10\text{m}^3/\text{sec}$ 以下になるが、平水時には $20\sim 30\text{m}^3/\text{sec}$ 、洪水時には $10,000\text{m}^3/\text{sec}$ 以上になる。石台寺地点における流域面積は $7,877\text{km}^2$ で大きい、雨による流況の変化は比較的速く現われているようである。

図 I-H-2 に示すように、取水地点の周辺の測量結果によれば、川巾は約100mである。河川の河床勾配は河川が蛇行しているのではっきりはしないが、水面の測定結果では $1/4700\sim 1/7200$ 位である。一方、唐河の唐白河から上流70kmの区間の既存の調査資料からは、図 I-H-3 の示すように約 $1/6000$ である。

現地調査で得た河床材料から河川の状況をみれば、例えば60%を占める流径のときの河床勾配は次のように算出される。一方、河床勾配を $1/6000$ にしたときの河床材料の粒径は 0.15mm となる。

場 所	粒 径 (mm)	推定河床勾配
水際表層	0.76	1/2500
水際深度30cm	1.30	1/1890
岸寄り表層	2.50	1/1736
岸寄り深度30cm	1.60	1/1276
岸寄り深度100cm	1.85	1/1600
平 均		1/1750

このように、河床材料と河床勾配にはひらきがあるが、これは、一般には $1/6000$ の穏やかな勾配にも拘らず常時の河川流量が大きい、あるいは支配流量が多いためと思われる。

以上から判断すると、唐河は比較的安定している河川であると思われるが、取水の計画に当っては、土砂の取水口への堆積や用水路内への流入が考えられるので、施設計画には注意する必要がある。

2.2 水理解析の方法

水理解析は、以下の手順で実施した。

- ① 取水地点を中心に上流2km、下流2kmの区間にわたり、唐河の河川縦・横断測量を実施した。横断測量は、最大200m間隔、取水地点付近では、川底状況を詳細に把握するため50m間隔で実施した。
- ② 取水地点における流量観測の実施
- ③ 取水地点及び上下流での水位の同時観測
- ④ 流量観測及び観測結果を基に3点水位法により Manning 公式の粗度係数(n)の算定
- ⑤ 算定された粗度係数(n)により、各流量($500\text{m}^3/\text{s}$ 以下)が流下する場合の取水地点における水位(H - Q 曲線)の算定を行なう。この場合、出発水位の設定は、最下流端で限界水深が発生するものとした。

2.3 粗度係数の算定

(1) 河川の縦・横断測量

唐河の河川の縦断及び横断測量の結果は、図 I-H-2、図 I-H-4 のとおりで川巾は100~150m、川床勾配は取水地点付近でははっきりしないが、唐河の平均勾配は約1/6000である。

(2) 水位・流量観測

現地調査期間中に、水位・流量観測をそれぞれ2回実施した。その結果は次表のとおりである。

水位流量観測結果

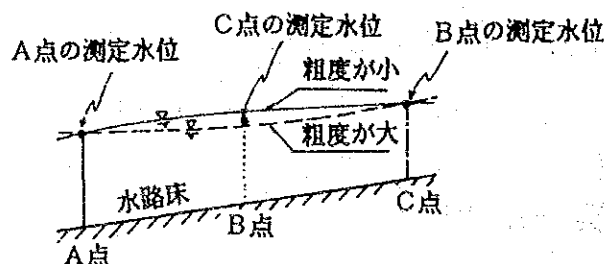
観測日	流量	No.21地点 水位	No.9地点 水位	No.0-5地点 水位	備考
1987.11.7	27.08m³/s	72.55m	72.82m	73.26m	
1987.12.4	17.80	72.43	72.43	-	

(3) 粗度係数の算定

1) 三点水位法

三点水位法とは、粗度係数が不明である水路の流量を求める方法である。一定水路区間の3ヶ所の断面形と水位を同時測定する。これによって通水断面形が明らかとなり粗度係数を仮定することにより流量が得られる。今回は実測流量を基に粗度係数を算定する。この解析方法として不等流の基礎式の(運動方程式と連続式)を用いた。

三点水位法の概念図は、下図のとおりである。

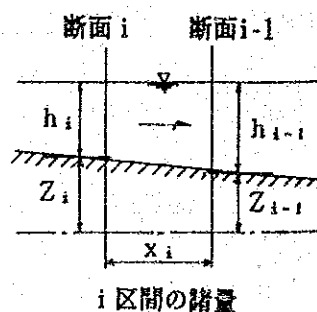


2) 不等流の基礎式

不等流の基礎式は以下のとおりで、ベルヌーイの定理による局部的に分割し、逐次計算法による不等流解析のフローチャートを図I-H-5に示す。

$$Ah_i = h_{i-1} - h_i = Z_i - Z_{i-1} + aa \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_i^2} - \frac{1}{A_{i-1}^2} \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R_i^{4/3} A_i^2} + \frac{1}{R_{i-1}^{4/3} A_{i-1}^2} \right) n_i^2 Q^2 x_i$$

ここに、 Q =設計洪水量 (m³/sec)
 A_i = i 断面における流積 (m³)
 R_i = i 断面における径深 (m)
 n_i = i 区間の粗度係数
 x_i =区間の距離 (m)
 Z_i = i 断面の基線から河床までの距離 (m)
 a =速度水頭の補正係数
 g =重力加速度 (m/sec²)



3) 粗度係数の算定

実測の流量と水位観測結果を用い、不等流解析により粗度係数を $n=0.015\sim0.025$ と仮定し試算を行なった。その結果を表 I-E-1 に示す。この結果、実測流量 $27.0\text{m}^3/\text{sec}$ 、 $17.80\text{m}^3/\text{sec}$ とともに、3地点の実測水位が計算値と等しくなるのは、粗度係数 $n=0.020$ のときである。以上により、取水地点における唐河の粗度係数は $n=0.020$ とした。

2.4 計画取水地点における水位流量曲線

(1) 計算流量の設定

石台寺取水地点における河川流量の記録からは、 $2.8\text{m}^3/\text{sec}$ から最大 $14,000\text{m}^3/\text{sec}$ と大幅に変化する。灌漑計画では、低水期の流量により利用可能水量が決定されるため、水位流量曲線作成の流量の範囲は $100\text{m}^3/\text{sec}$ 以下とする。

(2) 出発水位の設定

流量及び粗度係数を設定し、不等流の逐次計算法により取水地点の水位を算定するが、この場合、出発水位の設定が問題となる。大岡坡揚水機場での取水可能量算定の項で示すように、一定の水路勾配で出発水位を限界水深と仮定して水面追跡を行なえば、 $500\sim1,000\text{m}$ 程度上流では、水路勾配と水面勾配が等しい等流状態となる。このため、取水地点より 2km 下流の No.21 の断面で限界水深が発生するものとし、この限界水深を出発水位とし不等流計算を行なえば、取水地点では定常状態になる。

(3) 水位流量曲線の作成

上記の条件により、粗度係数、流量、出発水位を基に、取水地点での水位を算定した。その結果は、図 I-H-6 に示すとりである。

第3章 取水可能量の算定

3.1 計算の方法

唐河からの取水は、大岡坡揚水機場では河川のほぼ直角に設けられた導水口から取水している。陳湾及び石台寺の既存の揚水機場では、河川からの導水路を設けずに直接取水している。

石台寺地区の計画では、渇水時の河川流量が少ないことから、本来なら唐河に堰を設けて河川の水位を上げ、これによって取水することが望ましい。しかし、この河川は河南省との境界であり、施工及び維持管理上問題があるため、大岡坡と同様に川岸に設けた取水口から、自然流下による取水方法をとるものとした。

この場合、河川からの取水量は横越流の式によって算出することができる。横越流の式には各種あるが、本計画では一般に設けられているデマルキ(De Marchi)の式によるものとした。

(1) デマルキ(De Marchi)の式

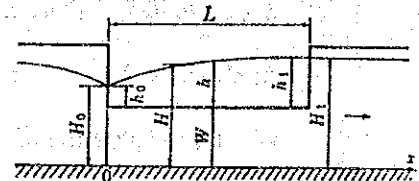
デマルキの式を以下に示す。

$$\frac{dQ}{dx} = -q = -Ch^{3/2} \quad \text{----- (i)}$$

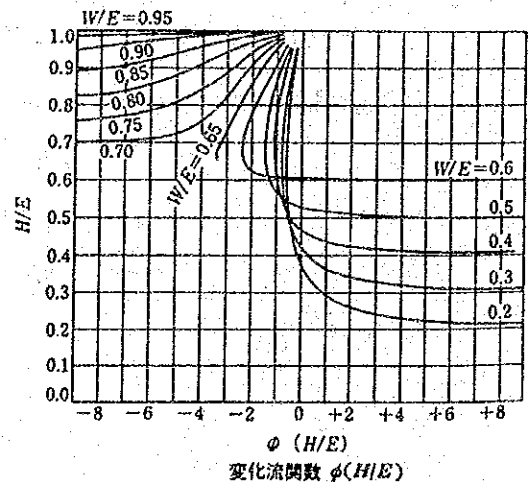
$$L = \frac{\sqrt{2g \cdot B}}{C} \left\{ \phi \left(\frac{H_1}{E} \right) - \phi \left(\frac{H_0}{E} \right) \right\} \quad \text{---- (ii)}$$

$$\phi = \frac{2E-3W}{E-W} \sqrt{\frac{E-H}{H-W}} - 3 \tan^{-1} \sqrt{\frac{E-H}{H-W}}$$

ここに、 Q : 水路内流下流量 (m^3/s)、 X : せき上流端からの流下距離 (m)、 q : 単位長さ当たりの超流量 (m^3/s)、 C : 流量係数 ($m^{1/2}/s$)、 h : せき頂を基準とする水深 (m)、 W : せき高 (m)、 L : 越流頂 (m)、 H : 水路底を基準とする水深 (m)、 E : 水路底を基準とするエネルギー水頭 ($=H+ha$) (m)、 ha : 流速水頭 (m)



横越流せき記号説明



(2) 計算方法

デマルキの式を展開すると次式になり、左・右辺にHが含まれているためHを算定する場合、左・右辺の誤差が0.01m以内となる様試算した。

$$\begin{aligned} \text{右辺} &= \frac{C}{\sqrt{2g \cdot B}} \cdot L + \left\{ \frac{2E-3W}{E-W} \sqrt{\frac{E-H}{H-W}} - 3 \cdot \tan^{-1} \sqrt{\frac{E-H}{H-W}} \right\} \cdot \left(\frac{H_0}{E} \right) \\ \text{左辺} &= \left\{ \frac{2E-3W}{E-W} \sqrt{\frac{E-H}{H-W}} - 3 \cdot \tan^{-1} \sqrt{\frac{E-H}{H-W}} \right\} \cdot \left(\frac{H_1}{E} \right) \\ E &= H_1 + \frac{v^2}{2g} \end{aligned}$$

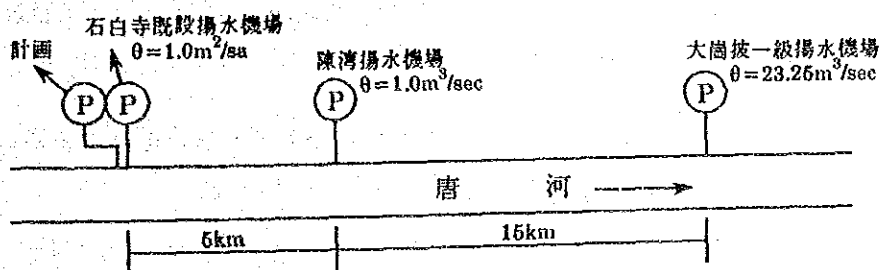
(3) 流量係数

唐河の取水地点での水位時は、72mから86m(堤防高)まで変動することが予想される。しかし、本地点での取水可能時期は、洪水時ではなく低水時が主となり、その時の水位変動は、72mから74m程度と考えられる。(i)(ii)式における流量係数は、河川の水位変動に応じて変化するが、当計画における流量係数は一定とみなし、フォルヒハイマー(Forchi Heimer)式で使用しているC=1.90を採用した。

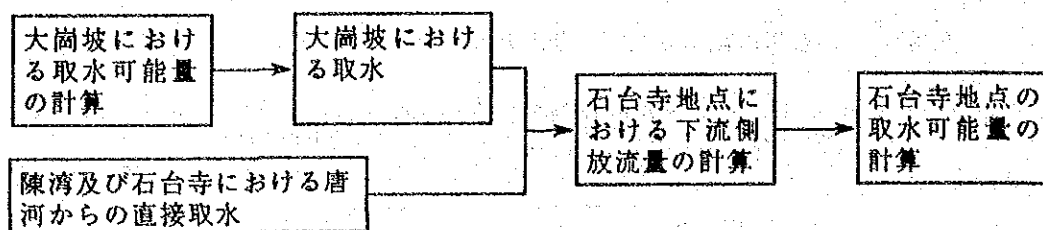
3.2 石台寺地点での取水可能量

(1) 唐河からの取水可能量

取水地点の下流には、大岡坡一級揚水機場と陳湾揚水機場があり、最大揚水量はそれぞれ23.25m³/secと1.0m³/secである。また、計画取水地点には、最大揚水量1.0m³/sのフローティングタイプの揚水機が設置されており襄陽県へ送水している。唐河からの取水可能量は、これら下流に設置されている揚水機場の揚水量を確保し、なおかつ河川水に余裕がある場合に当地域への取水を行なうものとする。



これらの既存施設での取水と、計画地点での取水可能量算定のフローチャートは、
下図に示すとりである。



(2) 施設規模

1) 取水敷高の決定

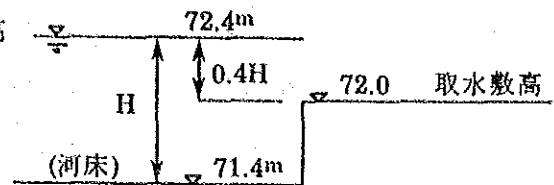
唐河の取水計画地点は、河川の流況や土砂の堆積状況、その他地形条件などにより図 I-H-2 の縦断図に示すように No.9 とした。この、取水地点の河床高は 71.40m である。また、取水地点における 1967 年から 1986 年における渴水量、低水量及び平水量は、それぞれ $3.6 \sim 14.8 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $8.3 \sim 23.8 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $11.4 \sim 38.3 \text{ m}^3/\text{sec}$ と大きく変化している。一方、前述した様に夏の灌漑期においては、下流での揚水機場が優先して取水するため、石台寺地区への利用可能量は、唐河の河川流量がある程度豊富な時期にしか取水できない。このため、取水敷高の決定においては、渴水流量で決定するのではなく、低水量あるいは平水量に基づいて決定する。

19 年間の低水量の最低及びその平均は、 $8.3 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $14.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ であり、その時の河川水位は、取水地点での水位流量曲線より、それぞれ 72.4m、72.6m となる。また、19 年間の平水量の最低及び平均は、それぞれ $11.4 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $22.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、河川水位は、72.5m、72.7m であり、大幅な変化は認められない。これは、河川幅が約 70m と広いことに起因する。

以上により、下流での優先取水、及び低水、平水量での水位変動が小さいことより、取水敷高は、低水量の最低流量 ($8.3 \text{ m}^3/\text{sec}$) から求めた河川水位 (72.4m) より決定する。

取水敷高は、河川水位を基準とし水面から 0.4H より低い標高とすることが望ましが、当計画では、0.4H とした。

すなわち、 $H=1.0\text{m}$ であるため取水敷高は、 72.0m と決定した。

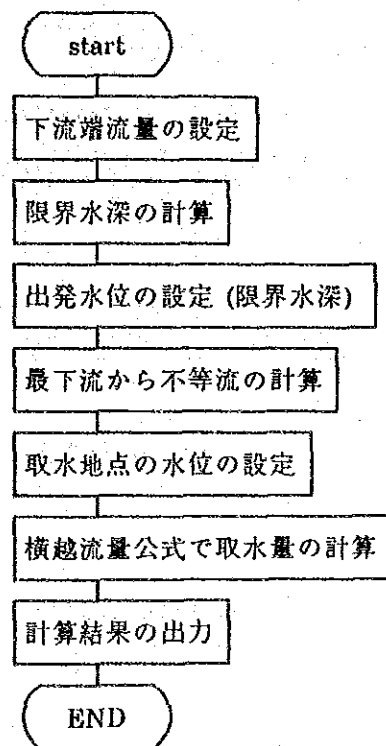


2) 取水幅の検討

取水幅は、後述する水収支との関係で最適規模が決定される。ここでは、取水幅を、 8m 、 9m 、 10m の3ケースについて取水可能量を算定した。

(3) 横越流量算定フローチャート

デマルキの式で横越流量を算定する場合の概略フローチャートは下図のとおりであり、詳細フローチャートを図I-H-7に示す。



(4) 取水可能量の算定

取水可能量の算定は、計画基準年である1974年について、取水口の中を、 8m 、 9m 、 10m の3ケースについて実施した。その結果を図I-H-8、9に示す。

また、唐河の河川流量と取水可能量との関係式を最小二乗法により求めれば、以下のとりとなる。

取水口幅	関係式
$B=8\text{m}$ の場合	$Q=0.611786X^{0.766446}$

B=9mの場合

$$Q=0.65258X^{0.77143}$$

10=10mの

$$Q=0.69035X^{0.77564}$$

但し Q:取水可能量

X:取水地点上流での河川流量

3.3 大岡坡地点での取水可能量

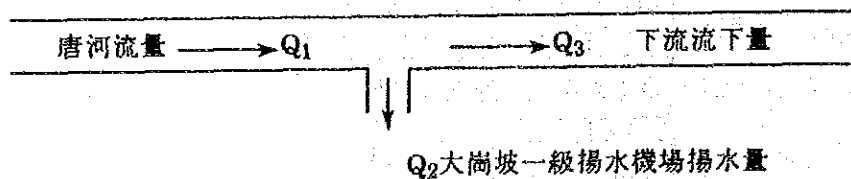
(1) 唐河からの取水可能量

1) 大岡坡地点での唐河流量の算定

大岡坡地点での流域面積は8,727km²で、この地点の流量は算定された石台寺地点の流域比で求めるものとした。

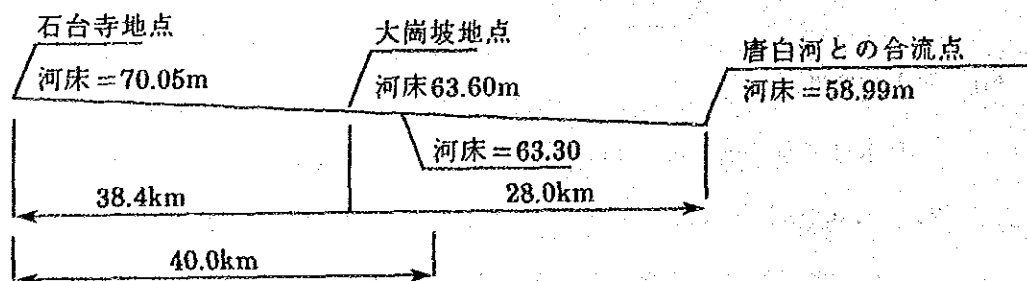
2) 大岡坡地点より下流に流下する流下量の算定

唐河の大岡坡地点には固定堰が無く、唐河の河川流量全量を取水することは出来ないため、下図に示すように大岡坡一級揚水機場への取水は横越流としてなされる。



① 河川縦断勾配

唐河の石台寺取水地点から唐白河合流点までの縦断図の概要は、以下のとおりである。



河川縦断勾配は、石台寺地点と大岡坡地点より1.4km下流地点の河床標高より算定する。

$$I = \frac{70.05 - 63.30}{40,000} = 1/5,930 \approx 1/6,000$$

以上により河川縦断勾配は、1/6,000とする。

② 河川断面

河川断面は、石台寺地点の河川横断測量結果を基に、低・平水期における通水量を対象とし、流域比増加分(1:1.11)の通水面積を拡大した。

また、当取水地点より下流2km区間での断面変化はないものとした。

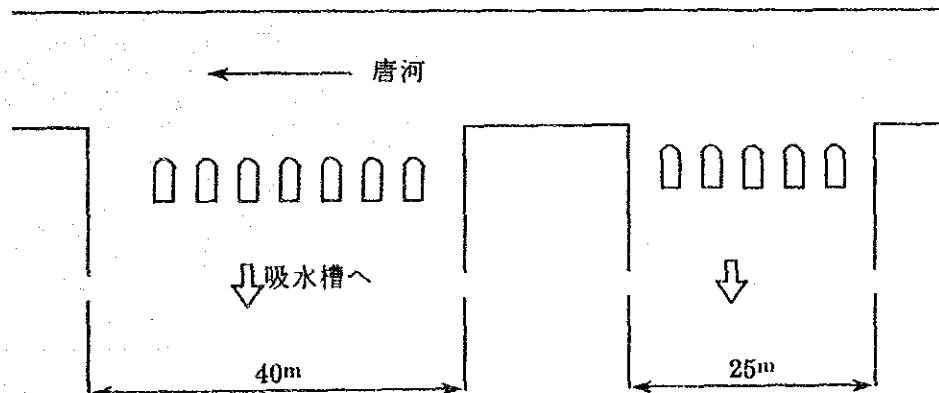
③ 取水位

取水地点における取水位は、取水地点下流2kmで限界水深が発生するものとし、これを出発水位とし不等流計算により算出する。下流2km区間での断面変化はないため、計算始点より1,200m上流では、河床勾配がほぼ等しくなり等流状態となる。

7m³/sec~100m³/secの各流量における取水位は、図 I-H-10 に示すとおりである。

(2) 施設規模

大岡坡一級揚水機場の取水施設は、現地調査結果下図のとおりである。



唐河からの取水堰幅は、2部分より成りそれぞれ40m、25mで、合計65mであるが、これには、ピアが12基含まれており、これらを差引いた有効取水堰幅を55mとした。

また、取水敷高は、取水口にかなり土砂がたまっていたが、今後この土砂を除くものとして、河床高と取水口敷高が同じであるとした。

唐河の流量と大岡坡における取水可能量の関係を、最小二次法により求めると次のとおりである。

$$Q=0.97458X^{0.90154}$$

$$X=1.02981Q^{1.10698}$$

但し Q : 取水可能量

X : 取水地点上流の河川流量

(3) 取水可能量の算定

計画基準年である1974年について、上記諸条件を考慮して、大岡坡取水地点での取水可能量の算定を行なった。これには、石台寺地点での取水可能水量も合わせて計算されている。

第4章 水収支計算

4.1 計算の方法及び条件

水収支計算の方法及び条件については、「F.灌漑編第2章」に詳述されているので、ここでは省略する。

4.2 水収支計算

(1) 水収支計算のフローチャート

上記条件に基づき、水収支計算を行うが、そのフローチャートを図 I-H-11 に示す。

(2) 水収支計算

1) 計画基準年の水収支計算

計画基準年である1974年について、取水堰幅が、8m、9m、10mの3ケースについて水収支計算を行ない、襄陽県へ送水する揚水施設規模の決定を行う。水収支計算結果は、表 I-H-2 に示すとおりであり、その要約は以下のとおりである。

取水堰幅	夏期(5月21日～9月30日)		冬期(10月1日～5月20日)		備 考
	最大揚水機容量	揚水総量	最大揚水機容量	揚水総量	
8m	m ³ /s 5.50	1000m ³ 29,600	m ³ /s 5.90	1000m ³ 73,200	
9m	5.50	〃	5.40	〃	
10m	5.50	〃	5.30	〃	

以上の水収支計算結果より、襄陽県へ送水する揚水施設規模は、夏期と冬期における揚水機容量が最も近い取水堰幅9mで、揚水機容量5.50m³/secと決定する。計画取水施設としては、これに襄陽県へ送水する揚水機容量1.5m³/s、これに必要な堰幅1.0mを加えた。

最大揚水機容量	襄陽県	5.50m ³ /sec
	襄陽県	1.50m ³ /sec
	合 計	7.00m ³ /sec

取水堰幅	東陽渠	9.0m
	襄陽渠	1.0m
	合 計	10.0m

第5章 取水施設水理解析

5.1 設計条件

1) 設計流量

設計流量は最大揚水量 $Q=7.0\text{m}^3/\text{sec}$ とする。

2) 取水堰幅、取水敷高

取水堰幅は10m、取水敷高は72.0mとする。

5.2 取水施設水理解析

1) 取水施設規模

取水施設は、図 I-H-12 に示す。形状について水理解析を行ない、揚水機場の吸水槽での計画吸水位を算定する。

2) 水理解析方法

想定された取水施設規模について、流入損失、摩擦損失、断面変化による損失、スクリーンによる損失等を各々算出し、吸水槽での吸水位を決定する。

3) 各種損失水頭

① 横越流による水位変化

越流幅10mで、計画揚水量

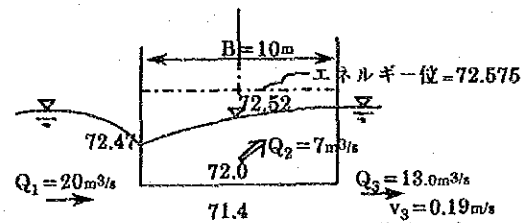
$7.0\text{m}^3/\text{sec}$ 取水する場合の水理状況は

右図に示すとおりである。すなわち、

唐河上流流量が $20\text{m}^3/\text{sec}$ 下流流下量

$13\text{m}^3/\text{sec}$ の場合に、計画揚水量

$7.0\text{m}^3/\text{sec}$ が取水可能となる。



この場合、横越流による水位変化は、0.103mで、取水地点におけるエネルギー位は、次の様になる。

$$E_0 = 72.573 + 0.19^2 / (2 \times 9.8) = 72.575\text{m}$$

このエネルギー位を基に吸水槽での吸水位を算定する。

② 摩擦による損失水頭

吸水槽での水位を仮定し、横越流地点でのエネルギー位が等しくなる様に試算した。その結果は表 I-H-3 及び以下のとおりである。

$$\text{取水工入口でのエネルギー位} = 72.446 + \frac{1.571^2}{2 \times 9.8} = 72.573^{\text{m}}$$

$$\text{吸水槽入口でのエネルギー位} = 72.530 + \frac{0.090^2}{2 \times 9.8} = 72.530^{\text{m}}$$

$$\text{摩擦による損失水頭} = 72.573 - 72.530 = 0.043^{\text{m}}$$

③ 断面変化による損失水頭

断面漸拡

$$\begin{aligned} h_g &= f_{ge} \frac{(V_1 - V_2)^2}{2 \cdot g} \\ &= 0.45 \frac{(1.604 - 0.959)^2}{2 \times 9.8} \\ &= 0.010^{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_1 &= 1.604 \text{ m/s} & \theta &= 22^\circ \\ V_2 &= 0.959 \text{ m/s} & A_1 &= 4.37 \text{ m}^2 \\ & & A_2 &= 7.30 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_2/A_1 &= 1.67 & \theta &= 22^\circ \\ \therefore f_{ge} &= 0.45 \end{aligned}$$

断面急縮

$$\begin{aligned} h_c &= f_c \frac{V_2^2}{2 \cdot g} \\ &= 0.03 \times \frac{1.119^2}{2 \times 9.8} \\ &= 0.002^{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_1 &= 0.959 \text{ m/s} & b_1 = H_1 &= 2.918 \text{ m} \\ V_2 &= 1.119 \text{ m/s} & b_2 = H_2 &= 2.501 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_2/b_1 &= 2.501/2.918 = 0.86 \\ Fr &= V_2 / \sqrt{9.8 \times 2.501} = 0.23 \\ \therefore f_c &= 0.03 \end{aligned}$$

断面漸縮

$$\begin{aligned} h_{ge} &= f_{ge} \cdot f_{se} \cdot \frac{V^2}{2g} \\ &= 1.05 \times 0.98 \frac{1.047^2}{2 \times 9.8} \\ &= 0.058^{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_1 &= 1.047 \text{ m/s} & A_1 &= 6.687 \text{ m}^2 \\ V_2 &= 0.090 \text{ m/s} & A_2 &= 78.013 \text{ m}^2 \\ \sqrt{A_1/A_2} &= \sqrt{6.687/78.013} = 0.292 \\ \therefore f_{ge} &= 1.05 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tan \theta_1 &= 9.8/10 = 0.98 & \theta &= 45^\circ & \therefore \theta &= 90^\circ \\ A_1/A_2 &= 6.687/78.013 = 0.086 & & & & \\ \therefore f_{se} &= 0.98 \end{aligned}$$

④ スクリーンによる損失水頭

計算によるスクリーン損失は、0.01m以下と小さく算出されるが、取水源が河川であること、また、吸水槽前面に沈砂池を計画していることよりかなりの落葉、ゴミ等が流入してくるものと思われる。このため、スクリーンによる損失水頭として $h_{se}=0.30\text{m}$ を見込むものとする。

⑤ 全水頭水頭

以上の各種の損失水頭を合計し、全損失水頭を算出する。

$$\begin{aligned}\text{全損失水頭} &= \text{摩擦損失} + \text{断面変化による損失} + \text{スクリーンによる損失} \\ &= 0.043 + 0.010 + 0.002 + 0.058 + 0.300 \\ &= 0.413\text{m}\end{aligned}$$

4) 吸水槽における計画吸水位

計画吸水位は、吸水槽入口での水位より全損失を差引いたもので

$$\begin{aligned}\text{計画吸水位} &= 72.530 - 0.413 = 72.117\text{m} \\ &= 72.1\text{m}\end{aligned}$$

とする。

表I-H-1 3点水位法による粗度係数の算定

実測流量 Q (m ³ /s)	粗度係数 (n)の 仮定	A点の水位 (No. 21) (m)	C点の水位 (No. 9) (m)	B点の水位 (No. D-5) (m)	備考
27.08	—	72.55	72.82	73.26	実測値
〃	0.025	〃	72.90	73.40	計算値
〃	0.022	〃	72.85	73.35	〃
〃	0.021	〃	72.84	73.34	〃
〃	0.020	〃	72.82	73.32	〃
〃	0.019	〃	72.81	73.31	〃
〃	0.018	〃	72.79	73.29	〃
〃	0.017	〃	72.78	73.28	〃
〃	0.016	〃	72.76	73.26	〃
〃	0.015	〃	72.75	73.24	〃
17.80	—	72.43	72.67	73.24	実測値
〃	0.025	〃	72.74	73.26	計算値
〃	0.022	〃	72.70	73.22	〃
〃	0.021	〃	72.68	73.20	〃
〃	0.020	〃	72.67	73.19	〃
〃	0.019	〃	72.65	73.18	〃
〃	0.018	〃	72.64	73.17	〃
〃	0.017	〃	72.63	73.16	〃
〃	0.016	〃	72.61	73.15	〃
〃	0.015	〃	72.60	73.13	〃

表 I-H-2 計画基準年(1974年)における水収支計算 (B=8m) (単位: 1000m³)

年	月	旬	取水可能量(平均) (m ³ /sec)	ポンプ流量(平均) (m ³ /sec)	ダム流量	流入計	カンガイ水量	湖面蒸発	流出計	ダム貯留量
1974	5	2	17.87	5.50	4356.0	925.1	5281.1	7351.3	660.0	49930.0
	5	3	3.72	2.77	1993.7	248.0	13238.0	670.0	8011.3	47199.8
	6	1	4.52	2.45	1761.1	1558.0	3319.1	4804.0	13908.0	35533.5
	6	2	4.87	3.29	2370.2	1870.0	4240.2	670.0	5554.0	33298.6
	6	3	1.90	1.32	951.8	244.0	4112.0	670.0	4782.0	32756.8
	7	1	1.76	1.15	829.5	942.0	1195.8	712.0	8680.0	25272.6
	7	2	8.82	1.98	1569.5	309.1	1471.5	712.0	7267.0	19477.1
	7	3	75.18	5.50	3960.0	4855.0	9189.4	783.2	9972.6	11383.2
	8	1	12.40	4.65	3350.1	123.0	8655.0	712.0	712.0	19326.2
	8	2	0.00	0.00	0.0	55.0	9125.0	712.0	9837.0	12862.3
	8	3	5.74	4.94	3557.4	106.0	9754.8	783.2	10538.0	2474.3
	9	1	9.06	5.50	3960.0	765.0	5526.0	474.0	6000.0	142.7
1975	9	2	1.29	1.29	927.3	1090.0	2017.3	474.0	2787.0	2080.7
	9	3	30.51	5.90	4248.0	1284.0	5542.0	474.0	474.0	3624.0
	10	1	9.85	5.90	4248.0	241.0	0.0	349.0	349.0	8817.0
	10	2	6.11	5.77	4570.6	38.5	4609.1	349.0	349.0	13137.0
	10	3	5.13	0.00	0.0	602.0	1130.8	383.9	1514.7	16231.4
	11	1	5.30	0.00	0.0	739.0	0.0	185.0	195.0	16638.4
	11	2	4.78	0.00	0.0	0.0	0.0	185.0	195.0	17182.4
	11	3	4.48	4.48	3227.8	310.0	1413.0	195.0	1608.0	15574.4
	12	1	4.08	4.10	2936.8	56.0	385.0	153.0	538.0	18574.2
	12	2	5.03	4.83	3821.9	719.4	2992.8	153.0	1566.0	20001.0
	12	3	6.06	5.34	3841.2	0.0	4541.3	168.3	168.3	24374.0
	1	1	3.92	3.92	2517.2	0.0	1927.0	195.0	2122.0	26093.2
	1	2	5.53	5.36	4245.7	9.9	2185.0	195.0	2380.0	26230.4
	1	3	5.01	5.12	3689.2	553.0	2403.5	214.5	2618.0	27858.1
	2	1	3.77	3.77	2710.7	39.0	4242.2	185.0	195.0	31905.3
	2	2	3.95	3.95	2273.8	96.0	2827.0	185.0	3022.0	31633.0
	2	3	6.16	5.67	4079.4	400.0	2261.6	156.8	2418.4	31584.4
	3	1	4.97	4.97	3581.1	99.0	1799.0	293.0	2093.0	33988.8
	3	2	4.67	4.67	3684.9	162.8	3984.0	293.0	4277.0	33401.9
	3	3	4.72	4.72	3400.5	643.0	3251.6	322.3	3573.9	33675.7
	4	1	5.01	4.83	4248.0	3787.0	4498.0	474.0	4872.0	32747.2
	4	2	13.65	5.90	4248.0	3348.0	0.0	474.0	474.0	39534.8
	4	3	8.35	5.86	4220.6	248.0	7596.0	474.0	474.0	46656.8
	5	1	6.52	5.55	3983.7	1536.9	5526.0	600.0	6126.0	44999.4
	5	2					5530.6	600.0	600.0	49930.0

計画基準年(1974年)における水収支計算 (B=10a) (単位: 1000m³)

年	月-旬	取水可能量(平均) (m ³ /sec)	ポンプ流量(平均) (m ³ /sec)	ダム流量	流入計	カンガイ水量	湖面蒸発	流出計	ダム貯留量
1974	5/ 2	17.87	5.50	4356.0	925.1	5281.1	7351.3	660.0	49830.0
	5/ 3	3.72	2.77	1993.7	248.0	2241.7	13238.0	8011.3	47199.8
	6/ 1	4.52	2.45	1761.1	1558.0	3319.1	4834.0	13908.0	35533.5
	6/ 2	4.87	3.29	2370.2	1870.0	4240.2	4112.0	5554.0	33298.6
	7/ 1	1.90	1.32	829.5	244.0	1195.8	7968.0	4782.0	32756.8
	7/ 2	1.76	1.15	842.0	642.0	1471.5	6555.0	8680.0	25272.6
	7/ 3	8.82	1.98	1568.6	309.1	1878.7	9189.4	7267.0	19477.1
	8/ 1	75.18	5.50	3960.0	4695.0	8655.0	712.0	9972.6	11383.2
	8/ 2	12.40	4.65	3350.1	123.0	3473.1	9125.0	712.0	18326.2
	8/ 3	0.00	0.00	0.0	55.0	55.0	9754.8	9837.0	12962.3
	9/ 1	5.74	4.94	3557.4	106.0	3663.4	5526.0	10538.0	2474.3
	9/ 2	9.06	5.50	3960.0	765.0	4725.0	2313.0	6000.0	142.7
	9/ 3	1.29	1.29	927.3	1090.0	2017.3	0.0	2787.0	2080.7
	10/ 1	30.51	5.90	4248.0	1294.0	5542.0	0.0	474.0	3624.0
	10/ 2	9.85	5.90	4248.0	241.0	4689.0	0.0	349.0	8817.0
	10/ 3	6.11	5.77	4570.6	38.5	4609.1	1130.8	349.0	13137.0
1975	11/ 1	5.13	0.00	0.0	602.0	602.0	0.0	1514.7	16231.4
	11/ 2	5.30	0.00	0.0	739.0	739.0	0.0	195.0	16538.4
	11/ 3	4.78	0.00	0.0	0.0	0.0	1413.0	195.0	17182.4
	12/ 1	4.48	4.48	3227.8	310.0	3537.8	385.0	1608.0	15574.4
	12/ 2	4.08	4.10	2936.8	56.0	2992.8	1413.0	538.0	18574.2
	12/ 3	5.03	4.83	3821.9	719.4	4541.3	0.0	1568.0	20001.0
	1/ 1	6.06	5.34	3841.2	0.0	3841.2	1927.0	168.3	24374.0
	1/ 2	3.92	3.92	2517.2	0.0	2517.2	2185.0	2122.0	26083.2
	1/ 3	5.63	5.36	4245.7	9.9	4245.7	2403.5	2380.0	26230.4
	2/ 1	5.81	5.12	3589.2	553.0	4242.2	0.0	2618.0	27858.1
	2/ 2	3.77	3.77	2710.7	39.0	2749.7	2827.0	195.0	31905.3
	2/ 3	3.95	3.95	2273.8	96.0	2369.8	2251.6	3022.0	31633.0
	3/ 1	6.16	5.67	4079.4	400.0	4479.4	1799.0	2418.4	31584.4
	3/ 2	4.97	4.97	3581.1	99.0	3680.1	3984.0	2093.0	33988.8
	3/ 3	4.67	4.67	3684.9	162.8	3847.7	3251.6	4277.0	33401.9
	4/ 1	4.72	4.72	3400.5	643.0	4043.5	4498.0	3573.9	33675.7
	4/ 2	5.01	4.83	3474.6	3787.0	7261.6	0.0	4972.0	32747.2
	4/ 3	13.65	5.90	4248.0	3348.0	7596.0	0.0	474.0	39534.8
	5/ 1	8.35	5.85	4220.6	248.0	4468.6	5526.0	474.0	46656.8
	5/ 2	6.52	5.55	3993.7	1538.9	5530.6	0.0	6126.0	44999.4
								600.0	49930.0

計画基準 (1974年) における水収支計算 (B=8m) (単位: 1000M³)

年	月-旬	取水可能量(平均) (m ³ /sec)	ポンプ流量(平均) (m ³ /sec)	ダム流量	流入計	カンガイ水量	湖面蒸発	流出計	ダム貯留量
1974	5/ 2	19.51	5.50	925.1	5281.1	7351.3	660.0	8011.3	49530.0
	5/ 3	3.87	2.77	248.0	2211.7	13238.0	570.0	13908.0	47199.8
	6/ 1	4.86	2.45	1558.0	3318.1	4884.0	570.0	5554.0	35533.5
	6/ 2	5.17	3.29	1870.0	4240.2	4112.0	570.0	4782.0	33298.6
	6/ 3	2.00	1.32	244.0	1195.8	7968.0	712.0	8680.0	32756.8
	7/ 1	1.86	1.15	642.0	1471.5	6555.0	712.0	7267.0	25272.6
	7/ 2	9.62	1.98	309.1	1878.7	6189.4	783.2	9972.6	19477.1
	7/ 3	82.97	5.50	4895.0	8655.0	0.0	712.0	712.0	11383.2
	8/ 1	13.40	4.65	123.0	3473.1	9125.0	712.0	9837.0	19326.2
	8/ 2	0.00	0.00	55.0	55.0	9754.8	783.2	10538.0	12962.3
	8/ 3	6.04	4.84	106.0	3663.4	5526.0	474.0	6000.0	2474.3
	9/ 1	10.56	5.50	765.0	4725.0	2313.0	474.0	2787.0	142.7
	9/ 2	1.29	1.29	1090.0	2017.3	0.0	474.0	474.0	2080.7
	9/ 3	33.44	5.50	1294.0	5254.0	0.0	349.0	349.0	3624.0
	10/ 1	10.70	5.50	241.0	4201.0	0.0	349.0	349.0	8529.0
	10/ 2	6.62	5.50	38.5	4394.5	1130.8	383.8	1514.7	12381.0
	10/ 3	5.55	0.00	602.0	602.0	0.0	195.0	195.0	15260.6
1975	11/ 1	5.73	0.00	739.0	739.0	0.0	195.0	195.0	15677.6
	11/ 2	5.17	0.00	0.0	0.0	0.0	195.0	195.0	16211.6
	11/ 3	4.85	4.85	310.0	3788.2	385.0	153.0	538.0	16211.6
	12/ 1	4.48	4.48	56.0	3226.3	1413.0	153.0	1566.0	14603.6
	12/ 2	5.44	4.98	719.4	4661.5	0.0	168.3	168.3	17863.8
	12/ 3	6.56	5.32	0.0	3829.0	1927.0	195.0	2122.0	19524.1
	1/ 1	4.24	4.24	0.0	3050.5	2185.0	195.0	2380.0	24017.3
	1/ 2	6.09	5.23	9.9	4152.1	2403.5	214.5	2618.0	25724.3
	1/ 3	6.29	5.13	553.0	4243.7	0.0	195.0	195.0	26394.8
	2/ 1	4.06	4.06	39.0	2963.0	2827.0	195.0	3022.0	27928.9
	2/ 2	4.26	4.26	86.0	2551.9	2261.6	156.8	2418.4	31977.6
	2/ 3	6.57	5.48	400.0	4342.7	1799.0	293.0	2093.0	31918.6
	3/ 1	5.38	5.29	99.0	3905.6	3984.0	293.0	4277.0	32052.1
	3/ 2	5.03	4.97	162.8	4097.7	3251.6	322.3	3573.9	34301.8
	3/ 3	5.10	5.01	643.0	4251.7	4496.0	474.0	4972.0	33930.4
	4/ 1	5.42	5.04	3787.0	7417.4	0.0	474.0	474.0	34454.2
	4/ 2	14.87	5.50	3348.0	7308.0	0.0	474.0	474.0	33733.9
	4/ 3	9.07	5.50	248.0	4208.0	5526.0	600.0	6126.0	47511.3
	5/ 1	7.06	4.76	1536.9	4936.7	0.0	600.0	600.0	45593.3
	5/ 2								49930.0

表I-H-3 取水施設水理計算

流量: 700m³/s

始点水位: H=72.53m

No.	Z(m) 河床高	HO(m) 限界水深	D(m) 水深	H(m) 水位	A(m ²) 通水面積	R(m) 径深	V(m/s) 流速
1	69.000	69.220	3.530	72.530	78.013	2.675	0.090
2	69.000	69.220	3.530	72.530	78.013	2.675	0.090
3	69.000	69.220	3.530	72.530	78.013	2.675	0.090
4	69.000	69.220	3.530	72.530	78.013	2.675	0.090
5	69.000	69.220	3.530	72.530	78.013	2.675	0.090
6	69.160	69.407	3.370	72.530	61.262	2.458	0.114
7	69.320	69.611	3.209	72.529	45.725	2.213	0.153
8	69.480	69.880	3.048	72.528	31.515	1.917	0.222
9	69.640	70.135	2.883	72.523	18.510	1.519	0.378
10	69.800	70.729	2.675	72.475	6.687	0.852	1.047
11	69.840	70.768	2.639	72.479	6.599	0.848	1.061
12	69.880	70.808	2.604	72.484	6.511	0.845	1.075
13	69.920	70.848	2.569	72.489	6.423	0.841	1.090
14	69.960	70.889	2.534	72.494	6.336	0.837	1.105
15	70.000	70.929	2.500	72.500	6.250	0.833	1.120
16	70.000	70.929	2.501	72.501	6.253	0.833	1.119
17	69.600	70.529	2.918	72.518	7.296	0.875	0.959
18	69.600	70.529	2.919	72.519	7.298	0.875	0.959
19	70.000	70.707	2.539	72.539	9.546	0.080	0.733
20	70.400	71.000	2.145	72.545	10.721	1.154	0.653
21	70.800	71.303	1.746	72.546	10.927	1.121	0.641
22	71.200	71.646	1.342	72.542	10.065	0.988	0.696
23	71.600	72.002	0.929	72.529	8.139	0.766	0.860
24	71.800	72.200	0.711	72.511	6.667	0.617	1.050
25	72.000	72.400	0.436	72.436	4.365	0.401	1.604
26	72.000	72.400	0.439	72.439	4.389	0.403	1.595
27	72.000	72.400	0.441	72.441	4.412	0.405	1.586
28	72.000	72.400	0.443	72.443	4.435	0.407	1.578
29	72.000	72.400	0.446	72.446	4.456	0.409	1.571

図 I-H-1 唐河の調査地点平面図

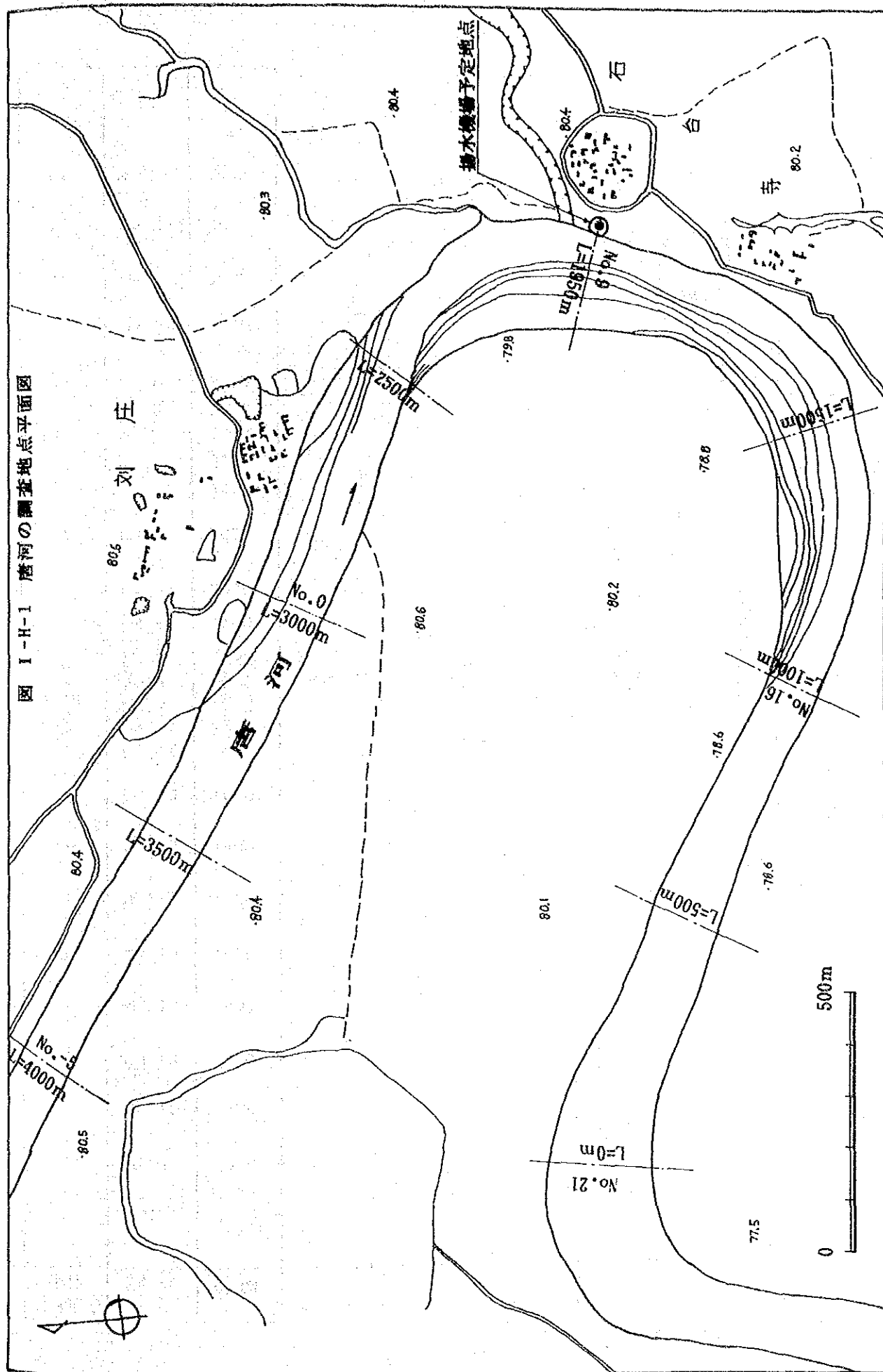
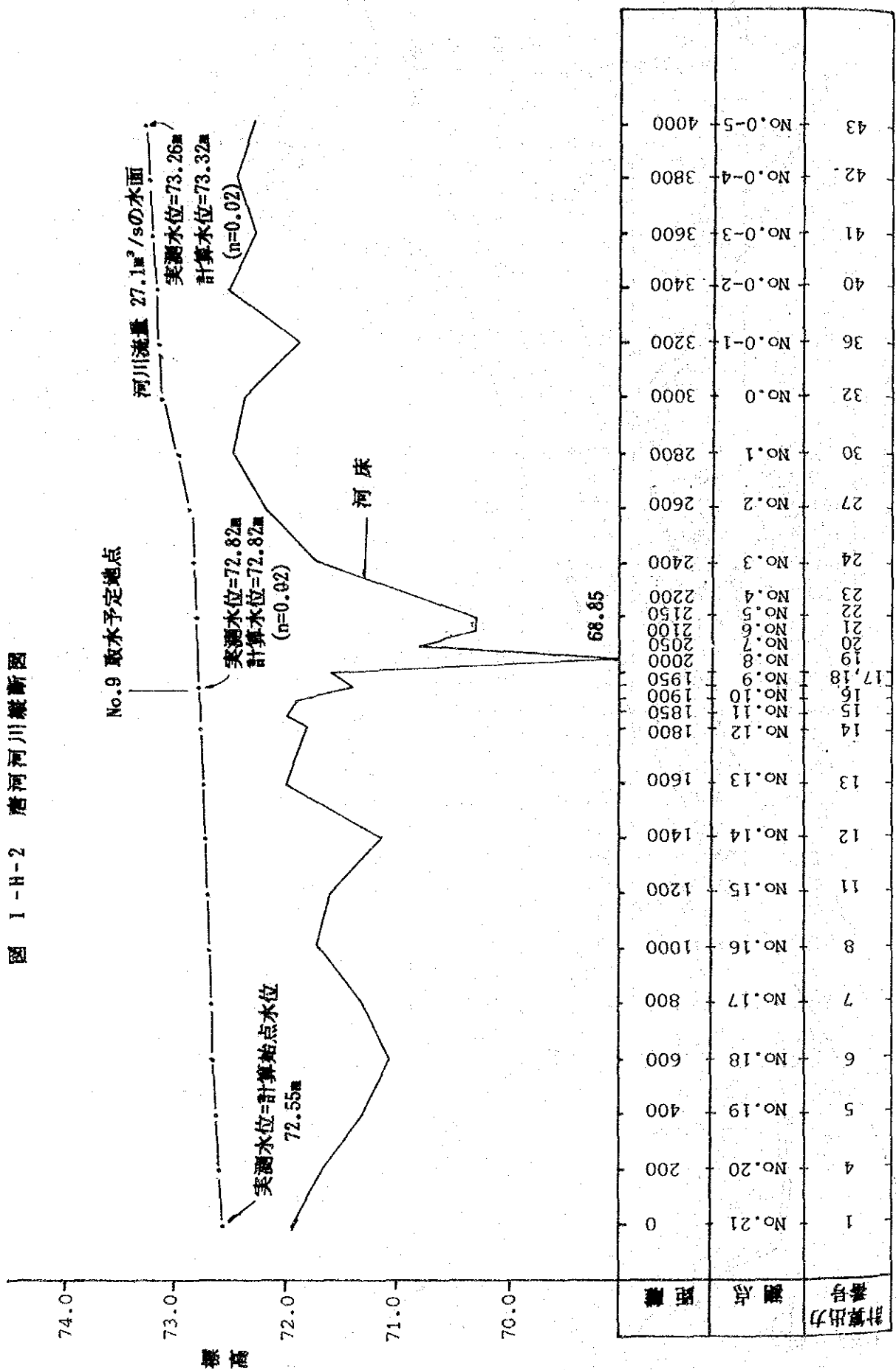
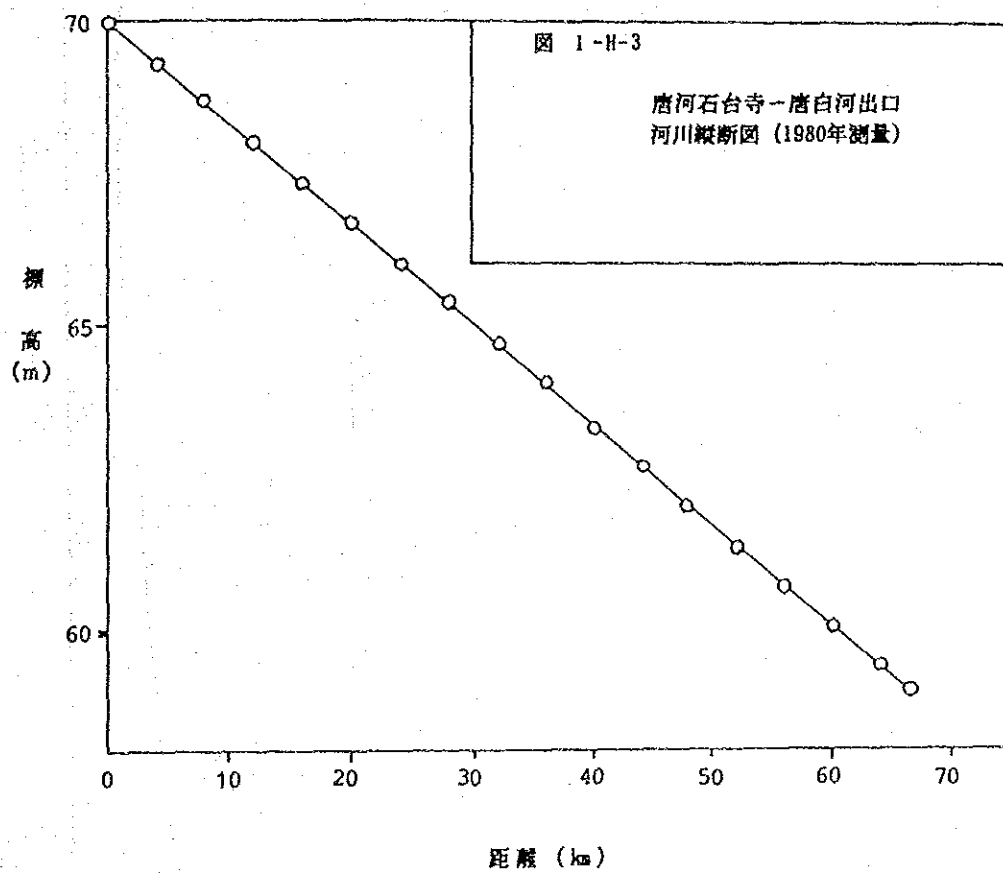


図 1-H-2 唐河河川縦断面図





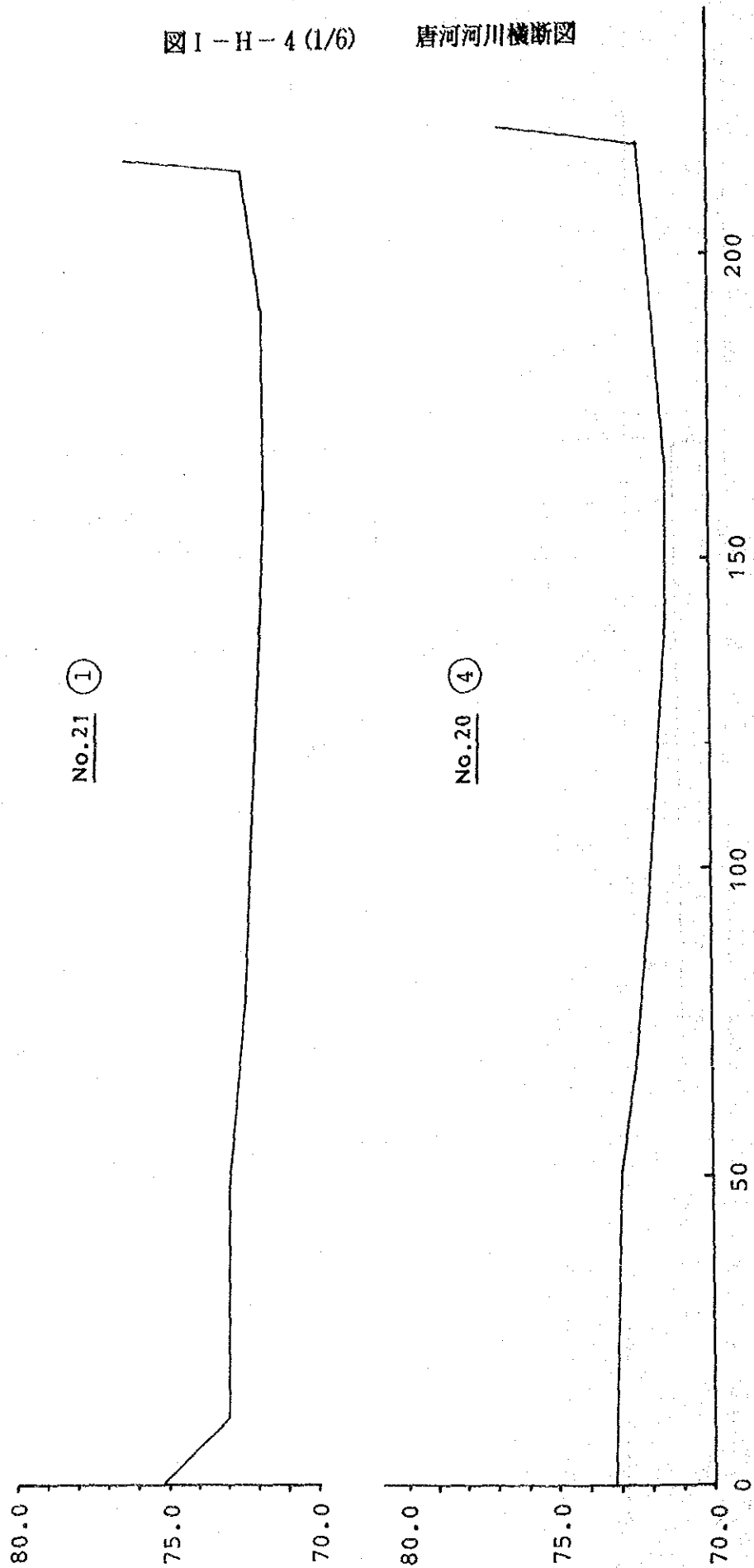


図 I - H - 4 (2/6) 唐河河川横断図

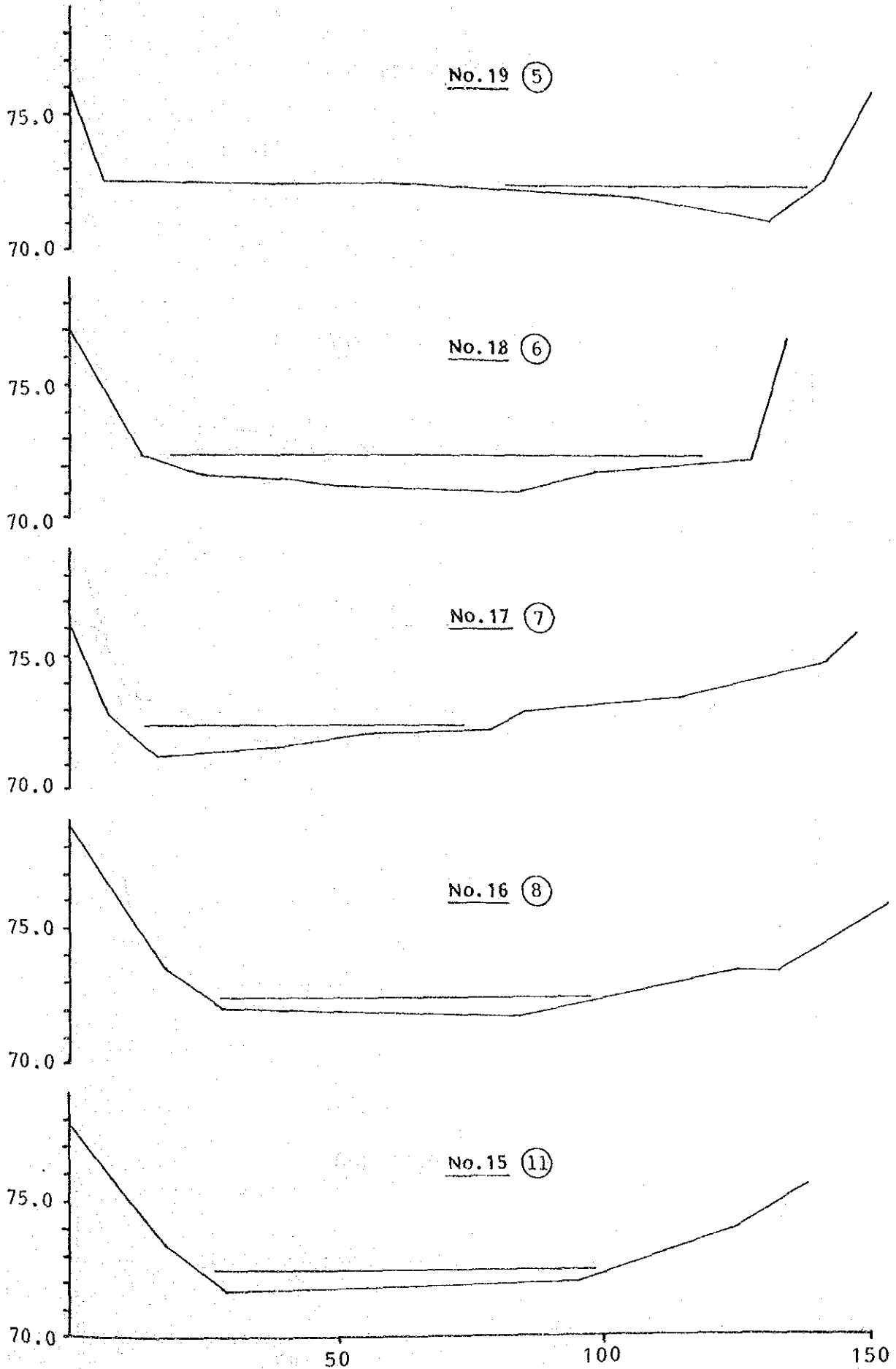


図 I - H - 4 (3/6) 唐河河川横断面図

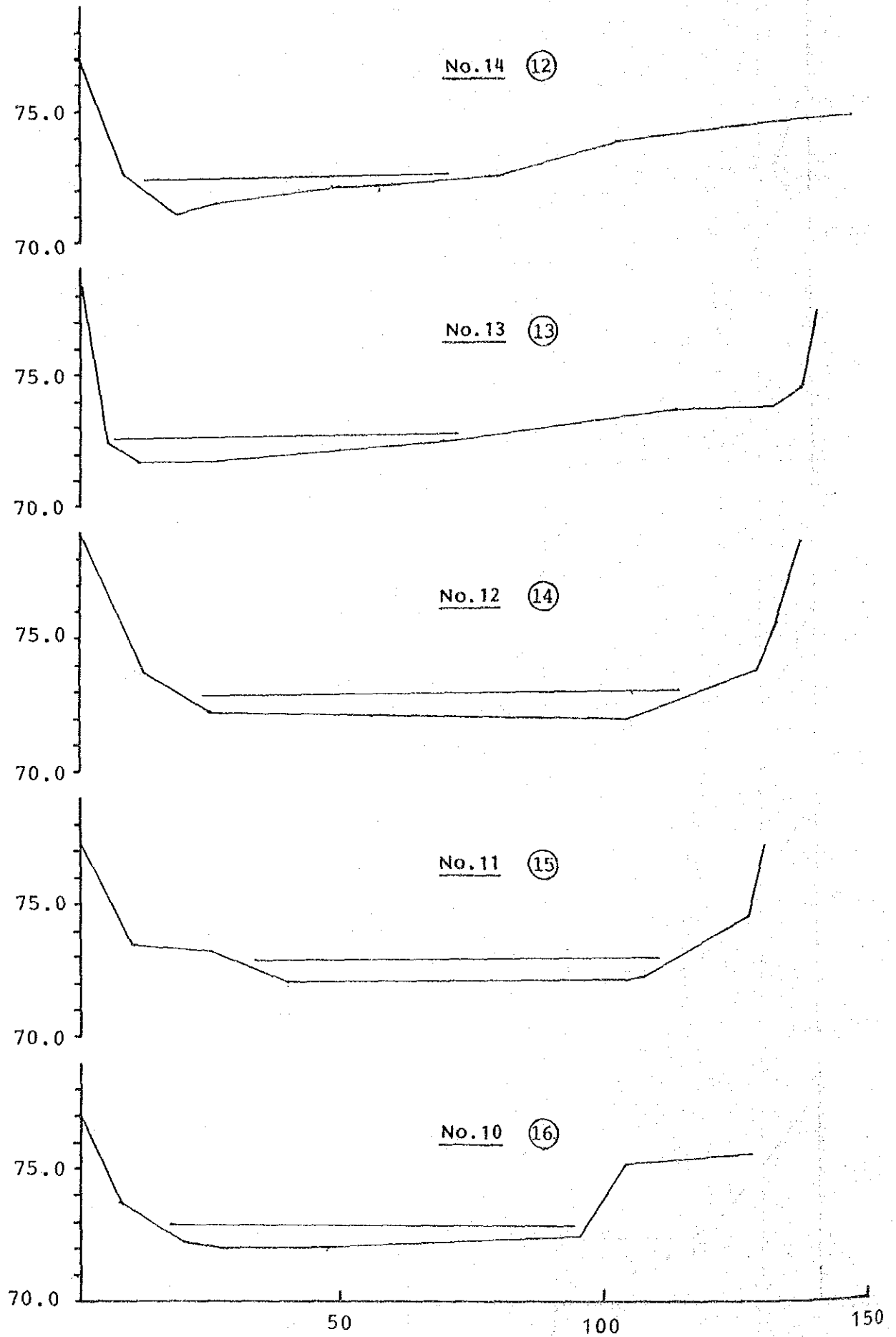


圖 I - H - 4 (4/6) 唐河河川横断面図

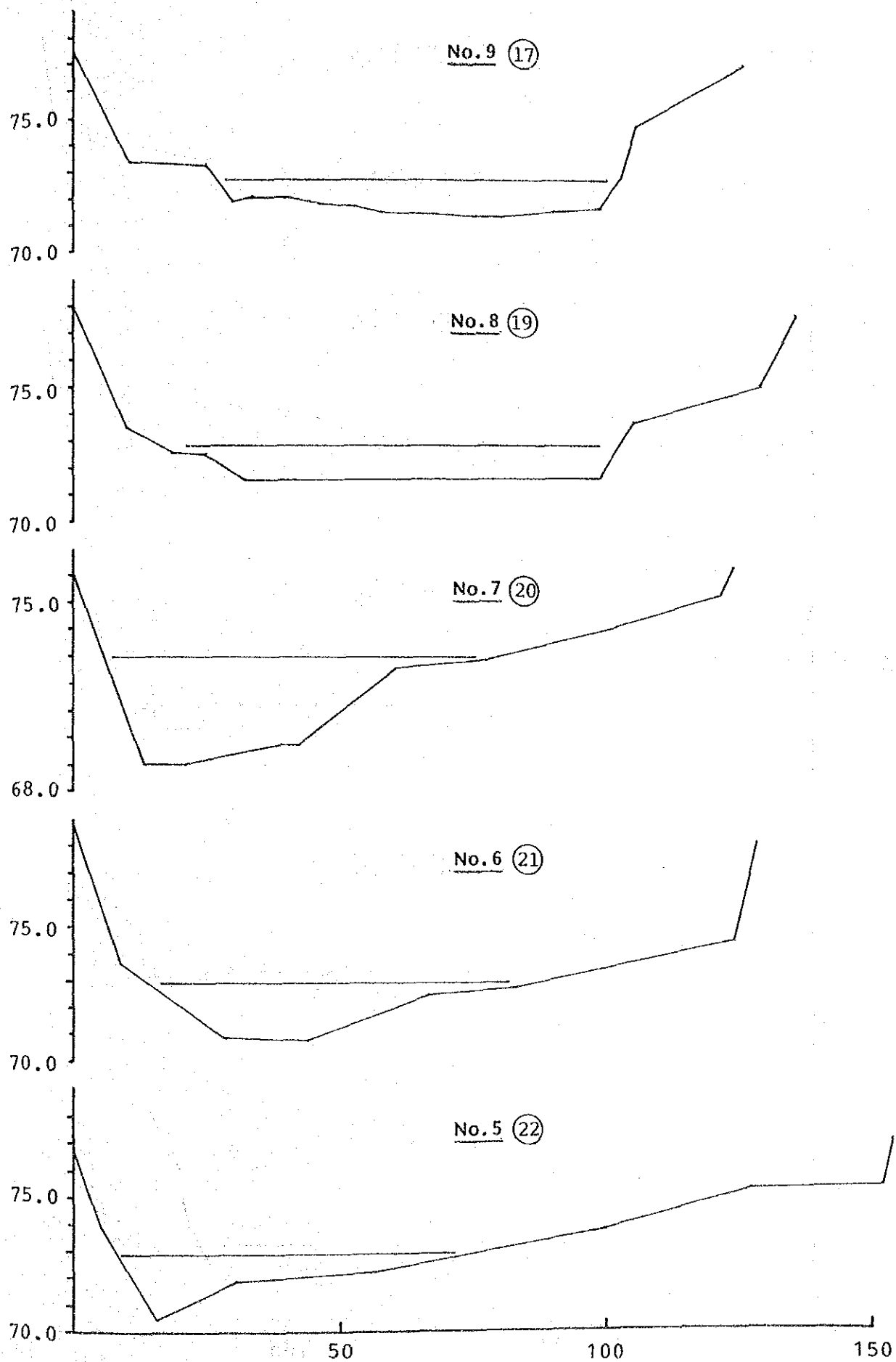


図 I - H - 4 (5/6) 唐河河川横断面図

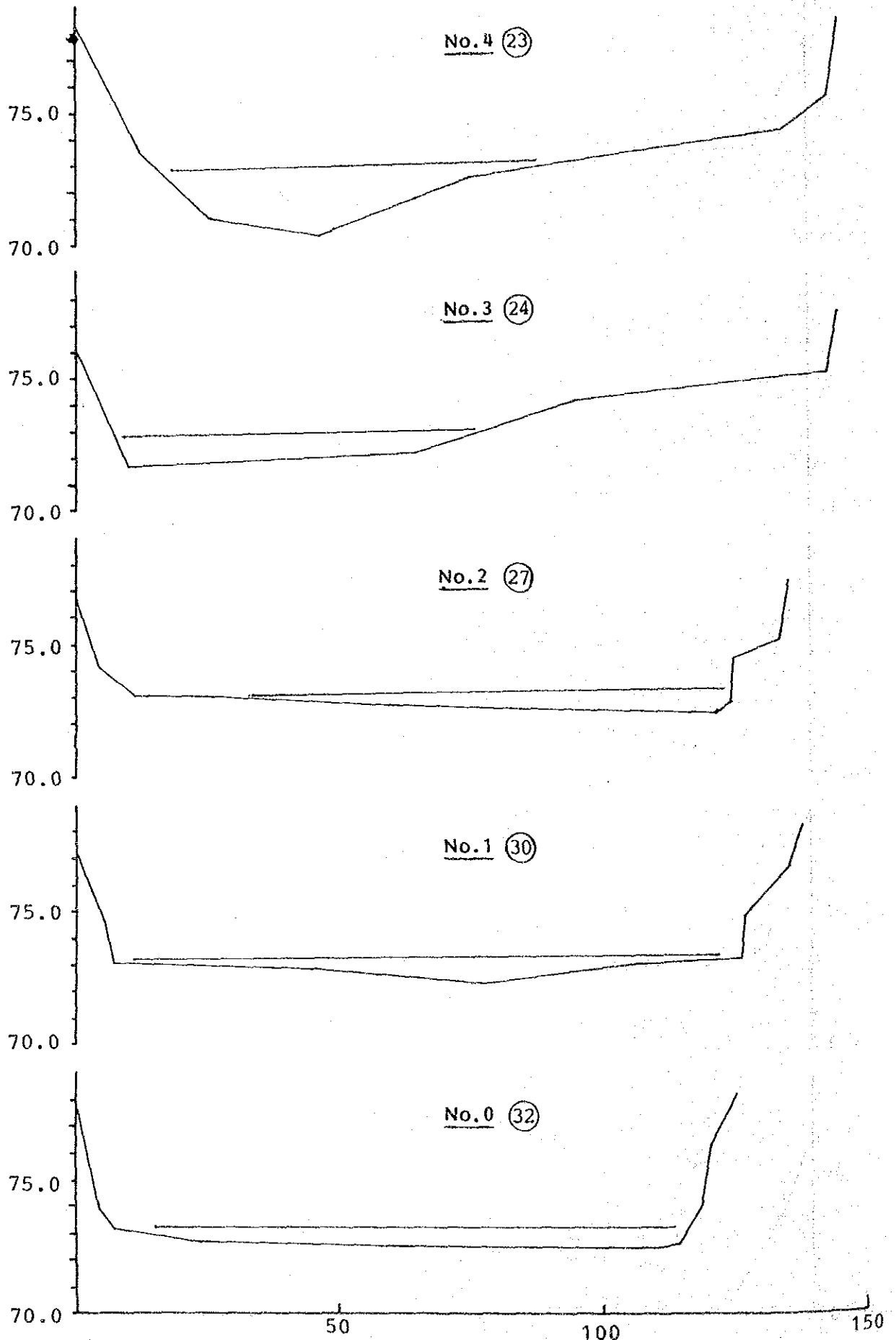


図 I - H - 4 (6/6) 唐河河川横断面図

