

## 5. 洪水分析

### ① 分析方法

洪水分析方法根据下述理由而定为蓄水函数法。

- 流域面积约为 4,000 km<sup>2</sup>, 几乎均为自然地。
- 河道蓄水量大, 不能忽视。
- 有水库调节, 必须用流量过程。
- 有降雨和流量的观测资料。

利用下述的计算公式, 进行了模拟计算。

- 流域:  $S_L = K Q_L^P$  蓄水函数 (运动方程)
- 河道:  $S_L = K Q_L^P$

其中  $K$ 、 $P$  为流域或河道的常数

$S$  为流域或河道的蓄水量

$$3) \frac{1}{3.6} f \cdot r_{ave} \cdot A - Q_L(t) = \frac{dS_L}{dt} \dots\dots \text{流域的连续方程 (1 个流域)}$$

其中  $f$  为流入系数

$r_{ave}$  为流域平均雨量

$A$  为流域面积

$Q_L(t) = Q(t + T_L)$  为考虑到迟滞时间  $T_L$  的流域直接流出量

$S_L$  为外观的流域蓄水量

$$4) \sum_{j=1}^n f_j \cdot I_j - Q_L(t) = \frac{dS_L}{dt} \dots\dots \text{河道的连续方程 (1 段河道区间)}$$

其中  $I_j$  为河道上流端流量

$f_j$  为流入系数

$Q_L(t) = Q(t + T_L)$  为考虑到迟滞时间  $T_L$  的河道下端流量

$S_L$  为外观的河道蓄水量

### ② 流域分割和流域降雨

流域分割应符合水库规划同河道规划的需要, 且分割成大小适当的流域面积。根据十万分之一的地形图而分割成 17 个流域。

7 处降雨量站的控制范围根据泰森 (Thiessen) 法划分。流域分割图如图 5.7) 所示。流出模型图如图 5.8) 所示。对各流域的各雨量站的分配比率如表 5.4) 所示。

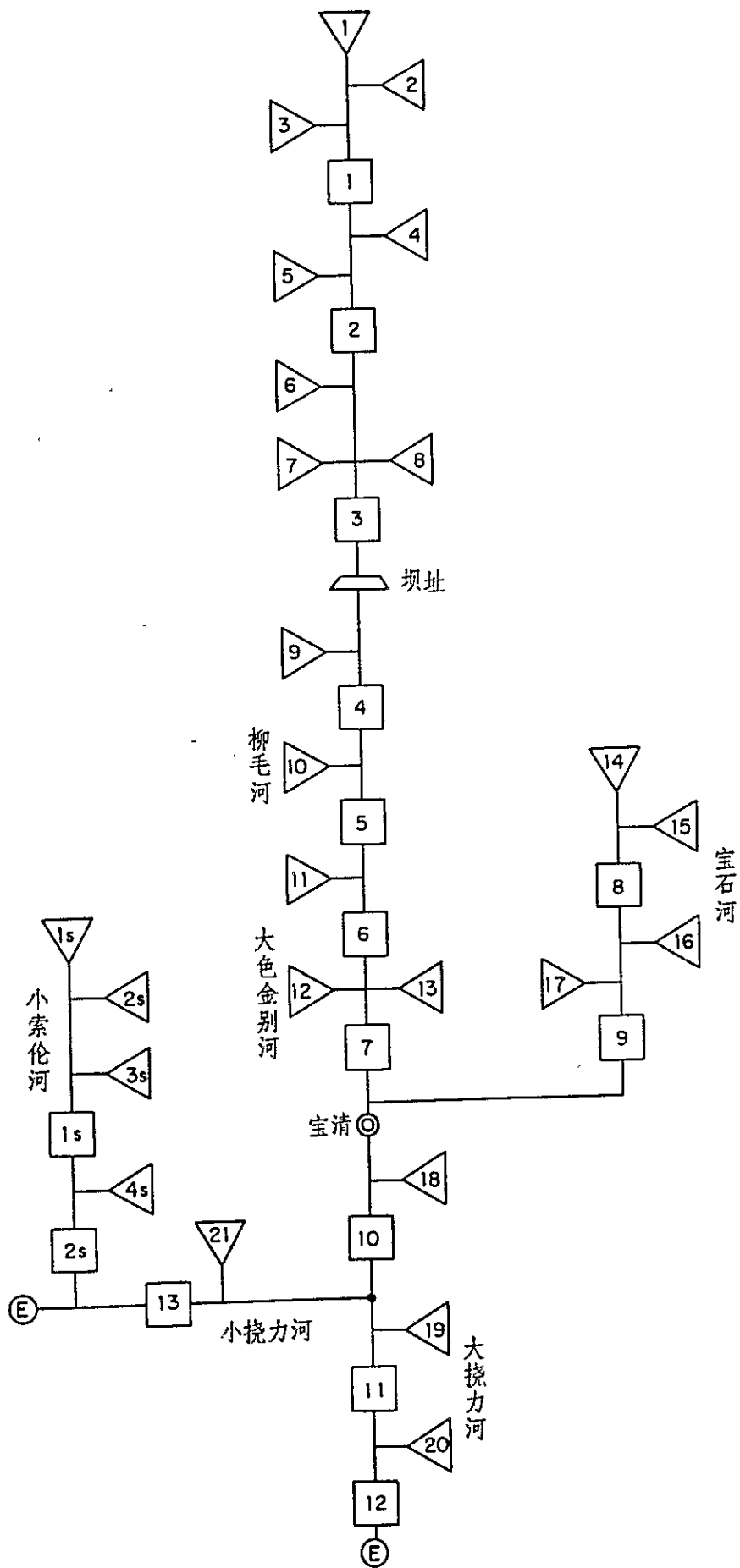


图 5. (8) 汇流模型图

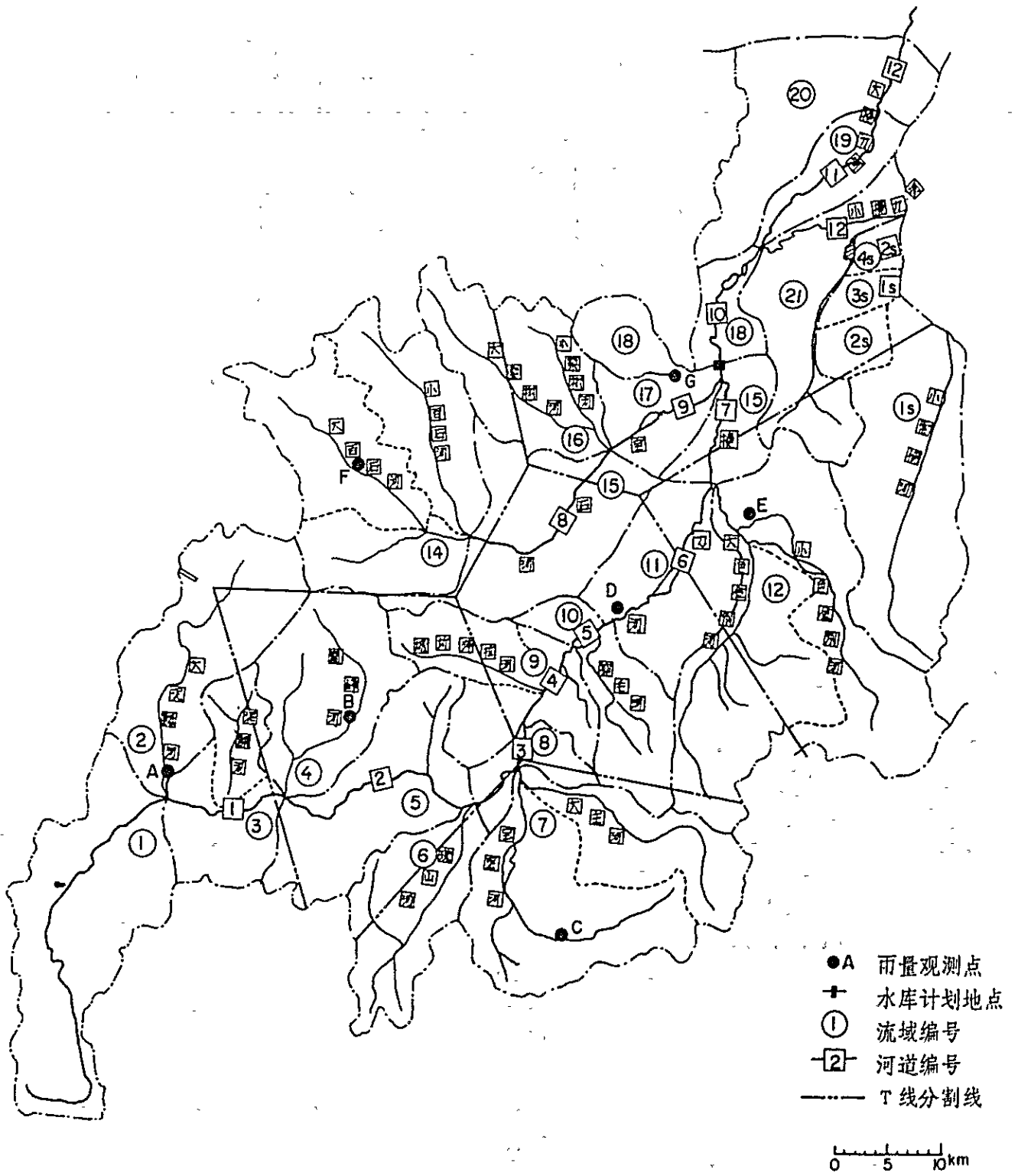


图 5. (7) 流域划分图

表 5.40 各流域的降雨比率

单位:  $km^2$ 

( )内为%

降雨量站 流域编号	红 卫 A	岚 峰 B	宝密桥 C	龙 头 D	枋 房 E	三岔河 F	宝 清 G	合 计
①	322 (100)							322 (100)
②	141 (60.3)	38 (16.2)				55 (23.5)		234 (100)
③	147 (95.5)	7 (4.5)						154 (100)
④	1 (0.5)	195 (99.0)				1 (0.5)		197 (100)
⑤	24 (10.8)	199 (89.2)						232 (100)
⑥		42 (26.9)	114 (73.1)					156 (100)
⑦			394 (99.2)	3 (0.8)				397 (100)
⑧		17 (36.2)	14 (29.8)	16 (34.0)				47 (100)
⑨		96 (52.2)		88 (47.8)				184 (100)
⑩			15 (11.2)	119 (88.8)				134 (100)
⑪				120 (69.8)	44 (25.6)		8 (4.6)	172 (100)
⑫			21 (4.3)	93 (18.9)	377 (76.8)			491 (100)
⑬					37 (47.4)		41 (52.6)	78 (100)
⑭		12 (2.9)				405 (97.1)		417 (100)
⑮		1 (0.5)		131 (69.2)		35 (17.7)	25 (12.6)	198 (100)
⑯						88 (46.1)	103 (53.9)	191 (100)
⑰							94 (100)	94 (100)
宝清地点 合计	635 (17.2)	607 (16.5)	558 (15.1)	576 (15.6)	458 (12.4)	584 (15.8)	271 (7.3)	3,689 (100)
⑱							106 (100)	106 (100)
⑲							67 (100)	67 (100)
⑳							189 (100)	189 (100)
㉑					43 (26.5)		120 (73.5)	163 (100)

### ③ 诸常数的研究

#### a) 基底流量 (洪水前的流量)

$$Q = \frac{\text{宝清平时流量 (40 m}^3/\text{sec)}}{\text{宝清流域面积 (3,689 km}^2)} \times \text{流域面积}$$

#### b) 流域的 K、P 以及河道的 K、P 等

以流域面积和土地利用状况相类似的利根川(日本)的经验公式为基础,通过试算确定。

验证洪水取 7 处观测站都有降雨记录的 1981 年的洪水,使之符合宝清地点的流量。

关于 TL 也同样。

#### c) 径流系数 (流入系数), 饱和雨量 (Rsa)

一次径流系数取试算的结果  $f_1 = 0.5$ , 总雨量大于饱和雨量 Rsa 的二次径流系数  $f_2 = 1.0$ 。

Rsa 取试算的结果 100 mm。

使用上述诸常数,对以往洪水记录中最大的 1957 年和 1964 年的洪水进行了验证。验证结果,观测流量与计算值非常相符,故而定为用于分析时的诸常数。

计算结果如图 5.9) 所示。

1981 年的洪水,在洪水的后部,其计算值与观测流量并不一致。这是由于以 1 次降雨为对象的洪水分析,在中途有不降雨的日子,从而回复到饱和雨量的缘故。如果不降雨的日子持续几天的话,若再次给予饱和雨量的话,则就接近于观测值。在 1957 年和 1964 年的洪水时,并无上述现象,故而非常相符。

### ④ 设计降雨

#### a. 决定计划降雨的基本想法

计划降雨系考虑到下述各因素,对 1957 年、1964 年和 1981 年型的降雨进行概率处理,再通过比较研究而决定的。

表 5.42) 表示了宝清、龙头、板房的实际降雨和概率降雨的情况。

计划降雨则从水坝地点流量和河道各地点流量的峰值流量和总流量来考虑是较为妥当的。求出按计划规模别的平衡状况来作为基本,从而作出决定。

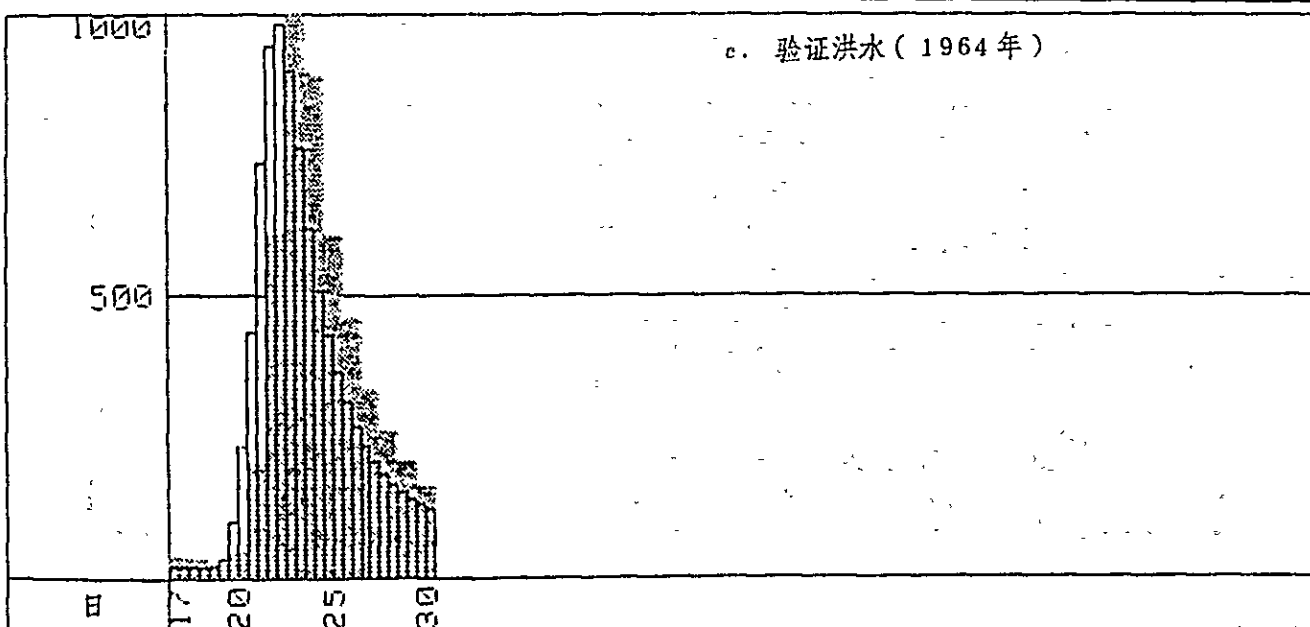
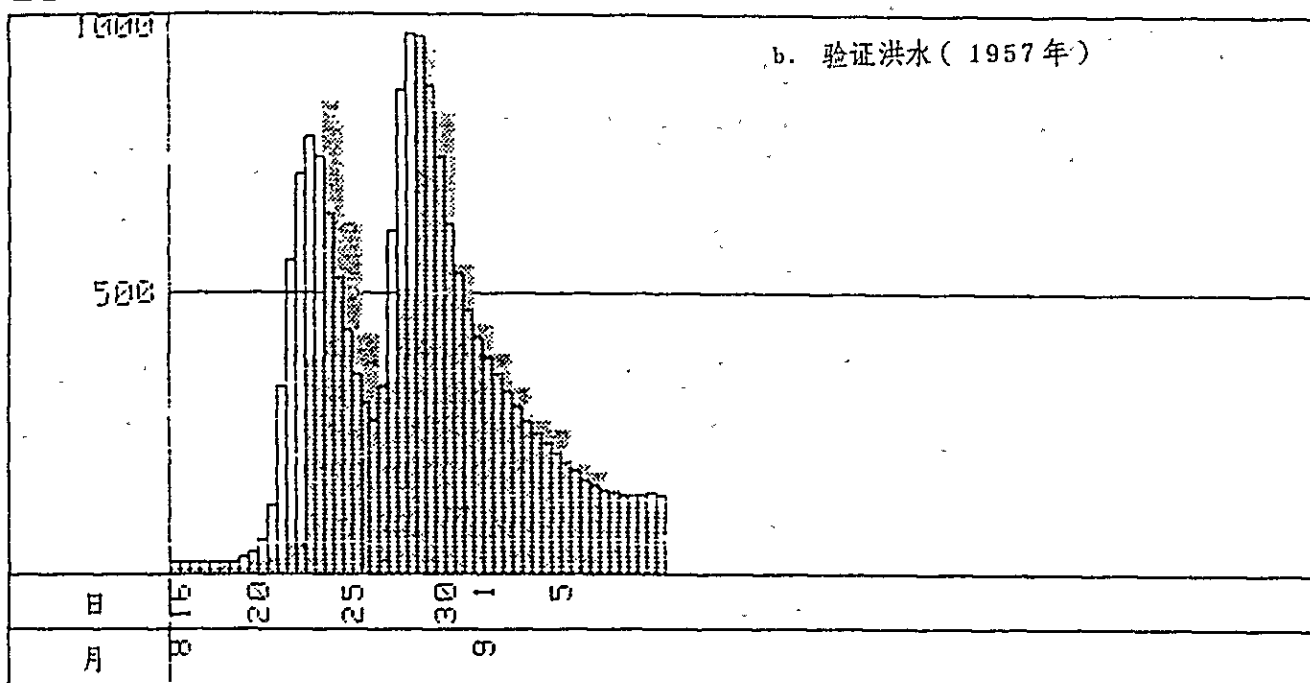
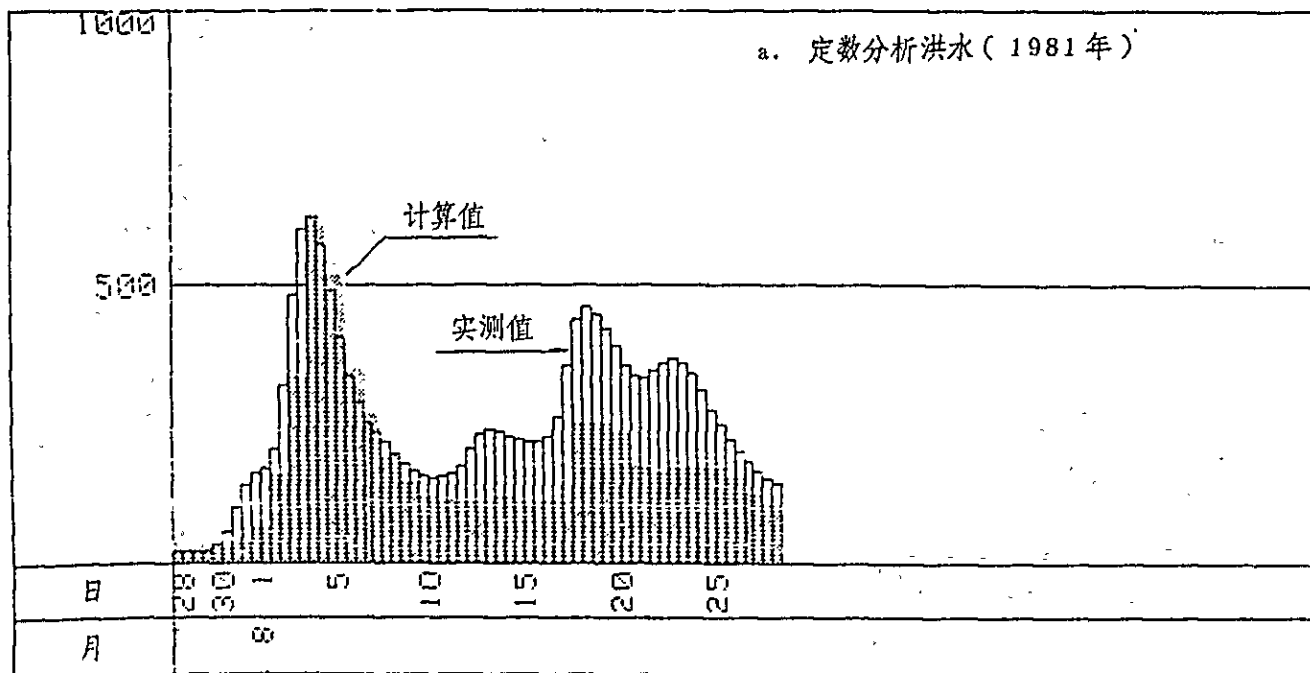


图 5. (9) 洪水验算结果

表 5.42 概率降雨(岩井法)和实际降雨比较法

(单位: mm)

地点		概率年						
		1/5	1/10	1/20	1/50	1/100	1/1000	
概 率 降 雨	宝 清	1日	64.4	76.5	88.8	105.5	118.7	167.2
		3日	88.4	107.2	127.0	155.2	178.2	267.4
		5日	101.5	123.2	146.5	180.4	208.7	321.3
		7日	115.6	140.2	166.5	204.5	236.0	360.7
	龙 头	1日	60.4	71.0	80.5	93.0	102.0	131.3
		3日	87.9	109.2	131.9	164.6	191.6	297.8
		5日	103.7	129.2	157.1	198.2	233.0	374.4
		7日	116.2	143.5	173.0	216.1	252.2	397.0
	板 房	1日	66.7	76.0	84.3	94.4	101.6	123.9
		3日	99.5	114.8	128.6	145.3	157.3	194.3
		5日	114.7	134.8	154.0	178.7	197.3	260.1
		7日	129.8	150.9	170.2	194.1	250.7	267.2
实 际 降 雨	发生日		1957 年		1964 年		1981 年	
			实际降雨	相当概率	实际降雨	相当概率	实际降雨	相当概率
	宝 清	1日	104.9	約 1/50	73.7	約 1/9	59.7	約 1/4
		3日	136.1	1/25	185.7	1/150	80.3	1/4
		5日	166.4	1/40	186.7	1/70	96.6	1/4
		7日	202.5	1/50	189.8	1/40	105.7	1/3
	龙 头	1日	58.2	1/4	76.8	1/15	66.5	1/8
		3日	136.9	1/25	187.8	1/90	93.1	1/7
		5日	170.7	1/30	192.6	1/45	140.7	1/14
		7日	179.1	1/20	198.7	1/40	143.3	1/10
	板 房	1日	100.1	1/100	70.3	1/8	63.6	1/4
		3日	115.1	1/10	173.1	1/200	106.5	1/7
		5日	147.7	1/18	174.4	1/45	117.7	1/6
		7日	200.1	1/55	183.0	1/40	140.6	1/7

水库坝址流量在峰值时几乎是由日降雨量来确定。在考虑如何减轻下游洪水灾害时，则长期降雨是重要因素。作为计划洪水则以1~7天的连续降雨来进行评价。

b. 降雨图的决定

1964年型，1~7天的概率差别颇大。1981年型虽然偏差较小，但因降雨规模较小，作为大洪水的预测，在洪水计算方面的精度则会成为问题。

由于1957年型与其它2次相比无甚问题，故而决定采用1957年型。

c. 代表雨量站的选定

宝清、龙头和板房的三处雨量站中，除了宝清之外，由于对于1~7天的降雨规模的偏差颇大，所以决定以宝清来进行评价。

d. 降雨持续时间的决定

使用日降雨量，对于水库的设计是妥当的，但对于下流的防洪来说，则不适合。

相反，如以5~7天的降雨量来评价，对水库的设计又并不妥当。所以决定采用3天降雨量以作出适当的判断。

e. 设计降雨过程的决定

从上述结果，经过综合判断，取1956年型降雨时程分布根据宝清3天连续降雨概率而进行了外延，从而求出不同频率的设计降雨过程。

表 5.43 设计降雨外延比率

概 率		1/5	1/10	1/20	1/50	1/100	1/1000
概 率 降 雨 mm		88.4	107.2	127.0	155.2	178.2	267.4
1957 年型	实际降雨 mm	136.1					
	延 比 率	0.650	0.788	0.933	1.140	1.309	1.965
1964 年型	实际降雨 mm	185.7					
	延 比 率	0.476	0.577	0.684	0.836	0.960	1.440

⑤ 水库坝址流量

1957年和1964年型洪水，按不同频率的降雨分别计算流量的结果列于表 5.44和表 5.45中。



表 5. (4) 水库坝址设计洪水量 (1957 年型)

日时		概率年				
		1/20 (m <sup>3</sup> /s)	1/50 (m <sup>3</sup> /s)	1/100 (m <sup>3</sup> /s)	1/1000 (m <sup>3</sup> /s)	1/2000 (m <sup>3</sup> /s)
1	6	938	938	938	938	938
	12	938	938	938	938	938
	18	938	938	938	938	938
	24	938	938	938	938	938
2	30	938	938	938	938	938
	36	938	938	938	938	938
	42	938	938	938	939	939
	48	938	938	938	939	940
3	54	939	939	940	944	946
	60	941	944	947	968	979
	66	949	959	969	1042	1082
	72	968	993	1021	1215	1323
4	78		1074	1143	1628	1903
	84	1110	1250	1409	2557	3218
	90	1293	1584	1920	4357	5748
	96	1602	2153	2738	7307	9774
5	102	2037	2946	2983	10896	14404
	108	2539	3827	5250	13877	17896
	114	3045	4647	6344	15614	19622
	120	3504	5315	7143	16277	20029
6	126	4448	6836	9213	21938	27872
	132	7309	11812	16560	47580	64262
	138	14057	23795	34713	112832	150672
	144	26356	45618	67341	198563	253672
7	150	39579	66704	95785	235490	286241
	156	45156	73431	100954	210292	246106
	162	44341	68718	90417	166837	189713
	168	40543	60318	76803	131049	146592
8	174	36076	52158	65009	105866	116129
	180	31694	44827	54967	84934	92723
	186	27650	38387	46381	68744	74221
	192	24129	32927	39257	56016	59910
9	198	21166	28404	33549	46358	49184
	204	18736	24834	28985	39085	41216
	210	16753	21973	25448	33548	35198
	216	15123	19651	22592	29168	30472
10	222	13739	17775	20312	25833	26904
	228	12716	16287	18519	23300	24224
	234	11851	15101	17103	21366	22202
	240	11143	14140	15965	19858	20645
11	246	10565	13368	15049	18685	19449
	252	10095	12728	14318	17778	18539
	258	9703	12199	13695	17048	17819
	264	9365	11743	13166	16435	17221
12	270	10136	13047	14963	20785	22716
	276	14187	19637	23887	41686	49007
	282	23818	35142	44824	91786	111103
	288	40308	60480	78524	157069	187989
13	294	55380	81136	102099	186482	217361
	300	60995	84318	102650	168700	191140
	306	57272	75442	88978	134275	148700
	312	50123	63556	73147	103851	113022
14	318	43089	53210	60228	81858	88055
	324	37164	45025	50355	66254	70691
	330	32327	38568	42713	54742	58025
	336	28339	33429	36713	46011	48498
15	342	25243	29409	32171	39685	41680
	348	22929	26533	28838	35416	37172
	354	21218	24462	26547	32549	34310
	360	19934	22842	24903	30746	32449
16	366	18908	21740	23617	29405	31155
	372	18004	20675	22472	28162	29928
	378	17166	19682	21394	26922	28668
	384	16383	18752	20377	25708	27411
17	390	15782	17952	19511	24712	26397
	396	15178	17361	18895	24132	25866
	402	14887	16972	18521	23952	25796
	408	14558	16741	18332	24865	26053
18	414	14319	16510	18130	24074	26152
	428	13972	16115	17710	23585	25625
	426	13514	15555	17875	22642	24548

表 5.45 水库坝址设计洪水量 (1964 年型)

概率年		1/20 (m <sup>3</sup> /s)	1/50 (m <sup>3</sup> /s)	1/100 (m <sup>3</sup> /s)	1/1000 (m <sup>3</sup> /s)
1	6	938	938	938	938
	12	938	938	938	938
	18	938	938	938	938
	24	938	938	938	938
2	20	938	938	938	938
	36	938	938	938	938
	42	938	938	938	938
	48	938	938	938	938
3	54	940	942	944	957
	60	957	972	990	1107
	66	1021	1088	1162	1677
	72	1186	1385	1611	3215
4	78	1576	2101	2706	7079
	84	2445	3725	5210	15660
	98	4165	6922	10037	30751
	96	7112	12126	17523	51950
5	102	11271	18846	26673	76073
	108	16059	25892	36027	98961
	114	20794	32622	45226	118945
	120	25161	39242	54685	135535
6	126	27907	43207	59800	136071
	132	27804	42429	57521	118635
	138	25627	38245	50437	94727
	144	22616	32930	42318	73620
7	150	19650	27991	35347	38209
	156	17130	24021	29862	47432
	162	15089	20921	25771	39699
	168	13447	18432	22602	33944
8	174	12116	16540	20098	29469
	180	11027	14971	18090	26042
	186	10124	13630	16446	23294
	192	9362	12598	15076	21843
9	198	8707	11671	13906	19148
	204	8132	10859	12883	17513
	210	7625	10142	11983	16091
	216	7174	9506	11136	14849
10	222	6772	8940	10479	13759
	228	6411	8433	9848	12799
	234	6087	7978	9283	11950
	240	5794	7569	8776	11196
11	246	5529	7198	8318	10523
	252	5238	6862	7904	9920
	258	5068	6556	7528	9378
	264	4867	6276	7185	8887
12	270	4632	6020	6872	8442
	276	4512	5784	6584	8037
	282	4355	5566	6319	7667
	288	4210	5365	6074	7328
13	294	4025	5178	5848	7016
	300	3949	5004	5637	6728
	306	3832	4842	5442	6462
	312	3723	4691	5260	6216
14	318	3635	4574	5121	6043
	324	3587	4522	5066	6014
	330	3530	4536	5095	6137

⑥ 流出分析方法的比较

至今为止，所叙述的分析方法(a)之外，再研究一下表示水坝地点流出量的其他方法(b、c)。特别是b、c方法，是由中国方面提出建议，通过很多方法加以比较论证所得出的结果。这是由中国方面测出和分解出的计划降雨数据。

a. 根据扩大实际降雨、采用计划降雨的分析

对于宝清的3天连续概率降雨，通过与实际的3天连续降雨的比率加以扩大对象实际降雨，再利用其降雨，根据存积关数法进行流出分析。

b. 采用概率降雨的分析

根据宝清的概率连续降雨(1、3、5、7、15天以及30天)，测出计划降雨，然后利用计划降雨，并根据存积关数法进行流出分析。

c. 根据概率流出量的分析

根据通孔Ⅲ型求出宝清的概率流量(峰值流量，1、3、5、7、15及30天间的流量)，再根据流域面积加以修正，以及考虑实际流量波形而求出水坝地点的水量。

此外，关于概率计算中的 $C_v$ 及 $C_s$ 值可以采用附近流域的「保安」(七星河)的分析结果。

以上3种分析方法的计算结果(水坝地点的峰值流量)如表5.46所示。从结果来看，通过方法b分析的值过低，如用于规划中是不安全的。方法a(1957年型)与方法c的分析结果比较接近，最后采用a的分析方法(1957年型)计划水坝及河流的规划。(分析资料请参照附件)

表 5.46 水坝地点流出计算结果的比较

降雨类型	计算方法	根据宝清概率3天降雨，扩大的实绩降雨	根据宝清概率连续降雨，测定的计划降雨	流量概率
	概率年			
1957	1/20	640 m <sup>3</sup> /s	404 m <sup>3</sup> /s	710 m <sup>3</sup> /s
	1/100	1,027	784	1,338
	1/1000	2,355	—	2,321
	1/2000	2,862	1,836	2,622
1964	1/20	279	431	710
	1/100	598	888	1,338
	1/1000	1,360	—	2,321
	1/2000	—	2,228	2,622

## 6. 治水容量

### ① 基本条件

按下述条件对治水容量进行了研究。

- a. 治水容量以概率 1/50 (2%) 来确定。
- b. 蓄水池初期水位定为水利满水位 (+124.2 m), 不考虑预备放流。
- c. 下泄流量则根据输水洞的放流量和溢洪道闸门在水利满水位以下的流量来进行调节。
- d. 溢洪道溢流公式如下:

$$Q = 1.91 \times B \times H^{3/2}$$

其中 Q 为溢洪道泄流量 ( $m^3/sec$ )

B 为溢洪道总宽 (m)

H 为溢流水深 (m)

- e. 如未达到 1/50 年洪水限制水位 (1/50 年洪水位) 时, 则通过闸门调节放流量, 放出一定的水量。

### ② 治水容量分析

治水容量原则上是在挠力河水系整体河边计划之中进行决定的。但由于整体计划的完成需要许多年的时间, 因此在现阶段, 为完成有关典型地区的计划, 考虑下述各点对治水容量作出决定。

- a. 为了减轻挠力河下流的洪水灾害, 作为总量的治水容量是重要的。
- b. 水库下游的河道泄流能力小, 且不易进行改造。
- c. 在地形方面, 水库的高度受到限制, 限制了总蓄水量。如确保水利容量的话, 则留下的容量就有限。
- d. 与根据治理规划而估计的治水容量 (约 2 亿  $m^3$ ) 没有大的差异。

表 5.07 表示了放流量与水库规模、河道改造规模的关系。图 5.08 则对水坝规模和水坝、河道改造费用进行了比较。

据此, 可以知道增加水库的蓄水容量是比改造整备河道为有利, 故取地形上能得到的最大规模为上策。其结果就决定治水容量为 1.87 亿  $m^3$  (总蓄水量为 4.51 亿  $m^3$ )。

另外, 1/50 概率洪水的水库放流量为 160  $m^3/sec$ , 最高水位定为 128.0 m。若以 1/20 概率洪水来作为同样规模的治水容量时, 则放流量为 80  $m^3/sec$ 。(请参阅 5.01 和 5.02)。

表 5.47 水库放流量与水库规模及河道挖掘量

水库 放水量	水库 总贮水量	1/50 HWL	水坝 坝顶高	水库高	水坝 提体积	河道 挖掘量	工程费用		
							水库	河道挖掘	合计
$m^3/s$	亿 $m^3$	m	m	m	$\times 10^6 m^3$	$\times 10^6 m^3$	亿日元	亿日元	亿日元
100	5.15	129.1	133.6	28.6	1.30	15.8	13.0	9.5	22.5
160	4.51	128.0	132.5	27.5	1.20	18.2	12.0	10.9	22.9
200	4.10	127.2	131.7	26.7	1.13	19.7	11.3	11.8	23.1
300	3.36	125.7	130.2	25.2	1.01	23.7	10.1	14.2	24.3

- 注：1. 为 1/50 概率年的计划洪水值。  
 2. 水库高为计划 HWL + 4.5 m。（基础高为 105.0 m）  
 3. 水库提体积是以坝高 27.5 m 为基础，然后换高度的平方比例求得。  
 4. 工程单价 水库…………… 10,000 日元/ $m^3$   
 挖掘河道…………… 600 日元/ $m^3$

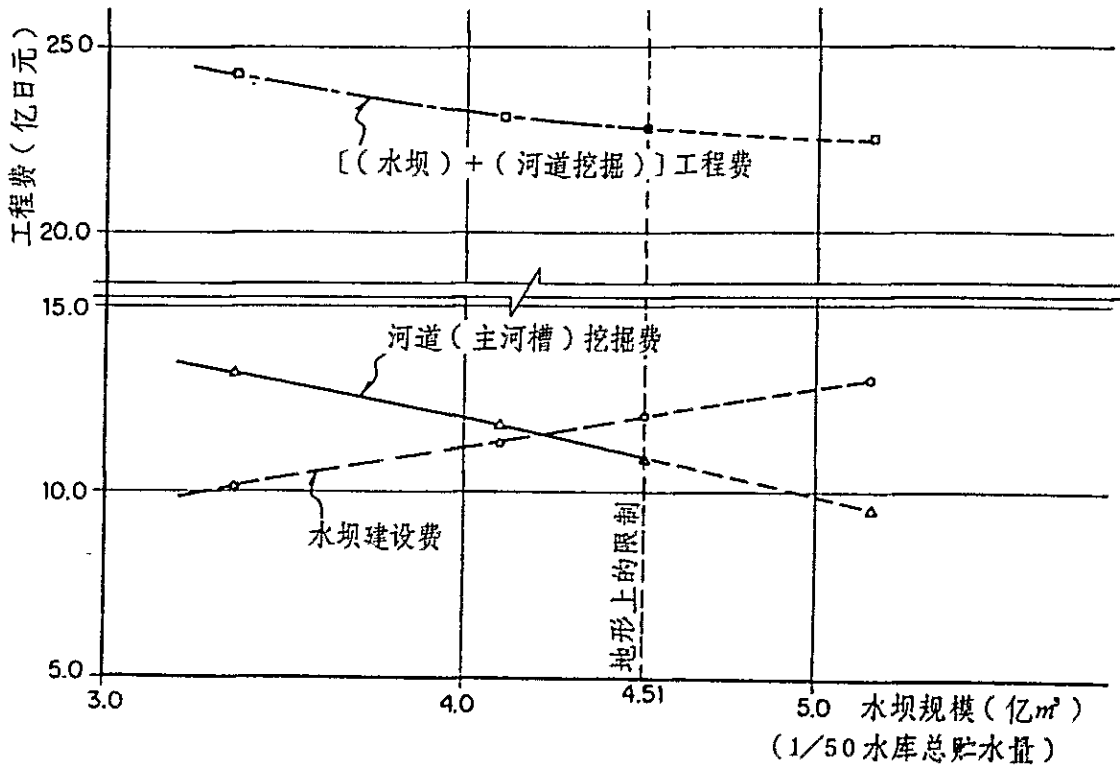


图 5.00 水库蓄水量与河道改造工程费关系

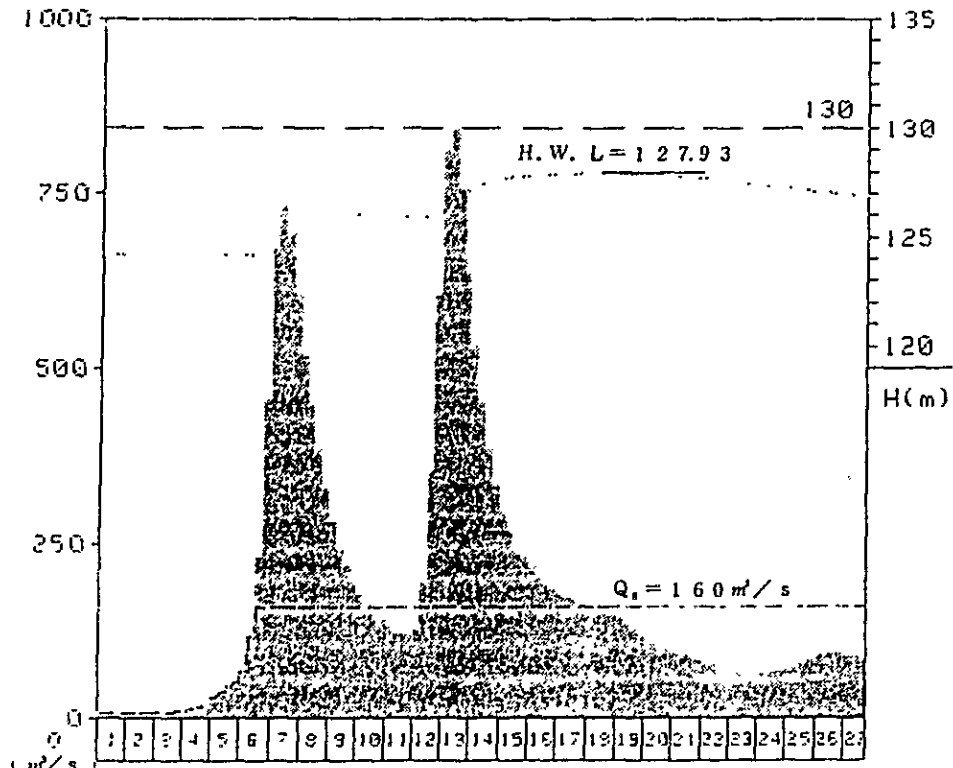


图 5.11 确定治水容量(最高水位)的根据(1/50 概率 1957 年)

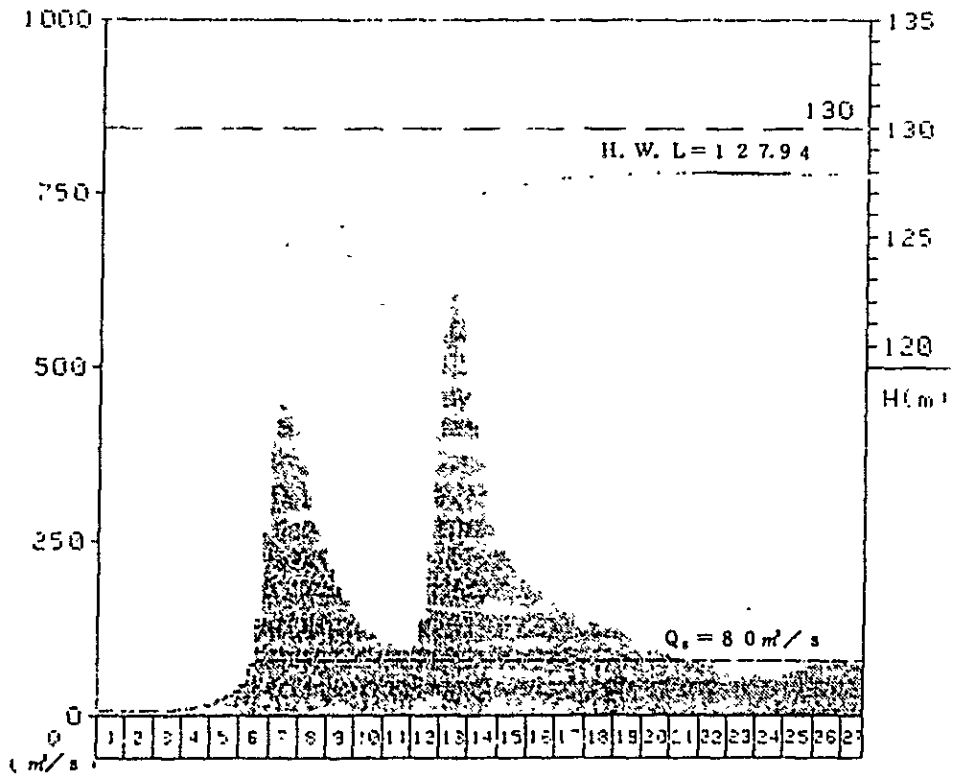


图 5.12 限制放流量(1/20 概率 1957 年)

## 7. 溢洪道的水利计算

关于溢洪道的坝高和宽度，应通过计算法水流量的出入量来计算水位，来决定其规模。

由于，水面积大，考虑到对水库的调量效果来得出计算值了。

溢洪闸门垮度则参考中国的实际情况而取为 10 m，对于溢流水深如不异常的大，则总宽将达到 30 m 和 40 m 一事进行了研究。

坝高则以闸门道高为 6~10 m，在水利满水位以下能泄流 160 m<sup>3</sup>/sec 的可能高度范围内来作出决定。

以总宽为 30 m 和 40 m，改变坝高对洪水流量的出入量进行计算的结果，宽度每增加 10 m，水位的下降 1.0 m，从而表明 30 m 的总宽是经济的。据此，决定溢洪道闸门的总宽为 30 m，坝高为 122.0 m。

(参阅表 5.48 和表 5.49)。

表 5.48 溢洪道水利计算结果

计划规模		限制放流		Q <sub>s</sub> = 80 m <sup>3</sup> /s	Q <sub>s</sub> = 160 m <sup>3</sup> /s
		下部放流		Q <sub>u</sub> = 60 m <sup>3</sup> /s	Q <sub>u</sub> = 80 m <sup>3</sup> /s
1/100	H <sub>max</sub>	128.09 m	128.07	128.03	
	Q <sub>max</sub>	920.18 m <sup>3</sup> /s	936.76	927.14	
1/2000	H <sub>max</sub>	128.93 m	128.91	128.77	
	Q <sub>max</sub>	1105.58 m <sup>3</sup> /s	1120.47	1089.19	

注：1 溢洪道坝高为 EL122.0 m 宽度为 30 m

2 Q<sub>u</sub> 表示输水洞的流出量

表 5.49 溢洪道坝高、宽度与水位的关系

洪水各因素		1/100		1/2000		备注
宽度(Bs)	坝高(Es)	最高水位	坝顶高	最高水位	坝顶高	
30 m	122.50	128.17	131.88	129.03	132.24	
	122.40	128.14	131.85	129.01	132.22	
	122.30	128.12	131.83	128.98	132.19	
	122.20	128.10	131.81	128.96	132.17	
	122.10	128.09	131.80	128.93	132.14	
	⊗ 122.00	128.07	131.78	128.91	⊗ 132.12	⊗ 采用
	121.90	128.05	131.76	128.88	132.09	
	121.80	128.04	131.75	128.86	132.07	
	121.70	128.02	131.73	128.84	132.05	
	121.60	128.01	131.72	128.82	132.03	
40 m	123.50	128.17	131.88	129.00	132.21	
	123.40	128.14	131.85	128.97	132.18	
	123.30	128.12	131.83	128.95	132.16	
	123.20	128.10	131.81	128.92	132.13	
	123.10	128.08	131.79	128.89	132.10	
	123.00	128.06	131.77	128.86	132.07	
	122.90	128.04	131.75	128.83	132.04	
	122.80	128.02	131.73	128.81	132.02	

- 注) 1. 超高为 3.71 m (1/100) 和 3.21 m (1/2000)。  
 2. 洪水限制洪水 (即近期 1/20, 远景 1/50 的防洪水位) 为 128.00 m。  
 3. 洪水限制水位以下时的限制放流量为 80 m<sup>3</sup>/sec。



### 8. 水库容量分配

对以上研究所得的各种容量分配表示如图 5.03。

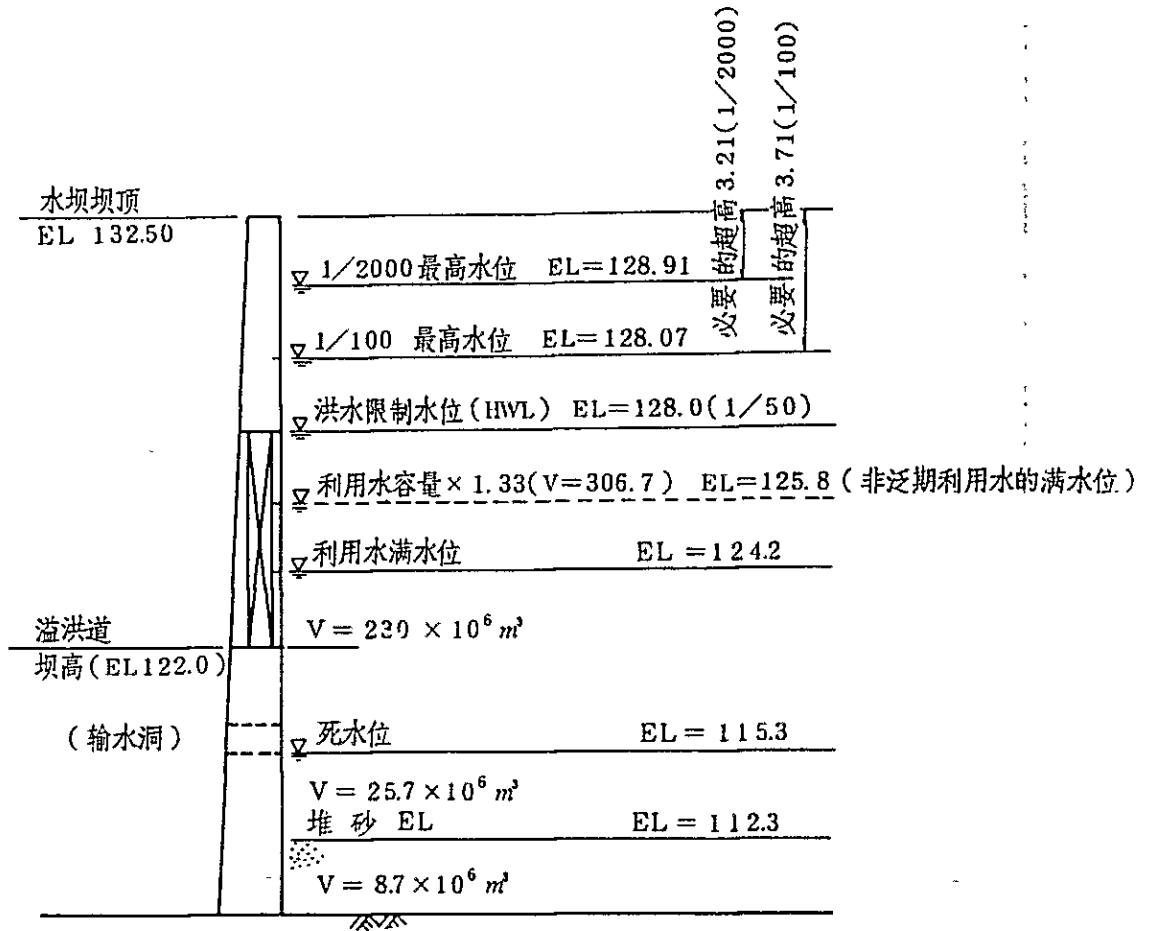


图 5.03 水库容量分配图



表 5 50 蓄水高程与蓄水面积、蓄水量关系表

水位 (m)	H - A 蓄水面积 (km <sup>2</sup> )	H - V 蓄水量 (十亿 m <sup>3</sup> )
106.0	0.000000	0.000000
106.5	0.000000	0.000000
107.0	0.015625	0.000000
107.5	0.015625	0.000003
108.0	0.343750	0.000064
108.5	0.421875	0.000258
109.0	0.609375	0.000491
109.5	0.984375	0.000875
110.0	2.062500	0.001536
110.5	2.515625	0.002655
111.0	3.093750	0.003991
111.5	3.593750	0.005645
112.0	4.390625	0.007544
112.5	5.250000	0.009917
113.0	6.765625	0.012764
113.5	7.406250	0.016269
114.0	8.812500	0.020197
114.5	10.328125	0.024920
115.0	12.265625	0.030387
115.5	13.828125	0.036883
116.0	15.515625	0.044070
115.5	16.656250	0.052084
117.0	18.640625	0.060752
117.5	19.734375	0.070269
118.0	21.296875	0.080339
118.5	22.265625	0.091183
119.0	24.015625	0.102566
119.5	25.046875	0.114767
120.0	27.000000	0.127492
120.5	27.875000	0.141144
121.0	29.734375	0.155352
121.5	31.031250	0.170480
122.0	32.875000	0.186231
122.5	34.578125	0.203036
123.0	36.812500	0.220634
123.5	38.296875	0.239306
124.0	40.718750	0.258792
124.5	42.468750	0.279542
125.0	45.437500	0.301120
125.5	46.781250	0.324111
126.0	48.953125	0.347797
126.5	50.093750	0.372483
127.0	52.359375	0.397806
127.5	53.750000	0.424272
128.0	56.062500	0.451412
128.5	57.140625	0.479683
129.0	59.156250	0.508475
129.5	60.406250	0.538276
130.0	70.406250	0.568691

(2) 取水规划

灌溉用水除去地下水利用区域（卫东周围的旱田 3,621 公顷）其余的都是从头道岗渠首工程和万金山渠首工程的 2 个地点处进行取水。

按不同取水点的计划取水量（不考虑降雨的水）如下表 5.50 所示。取水量的高峰时期，如旱田率高的地区（头道岗渠首工程左岸及地下水利用区域）则在 5 月下旬，相反水田率高的地区（万金山渠首工程两岸）则在 7 月，只有水田的地区（头道岗渠首工程右岸）在 5 月上旬。

表 5.50 按取水地点、时期不同的计划取水量

取水区分			面积 (ha)		取水量 ( $m^3/s$ )					
					4 月			5 月		
			水田	旱田	上	中	下	上	中	下
地表水利用区	头道岗	左岸	2,940	9,758	0.50	1.35	234	738	885	984
		右岸	2,980	0			088	441	381	345
		计	5,920	9,758	0.50	1.35	322	1,179	1,266	1,329
	万金山	左岸	8,960	7,752	0.39	1.07	381	1,567	1,552	1,548
		右岸	5,120	5,041	0.26	0.69	227	915	919	926
计		14,080	12,793	0.65	1.76	608	2,482	2,471	2,474	
合计		20,000	22,551	1.15	3.11	930	3,661	3,737	3,803	
地下水利用区			0	3,621	0.18	0.49	0.55	1.12	1.89	2.39

取水区分			取水量 ( $m^3/s$ )							
			6 月			7 月			8 月	
			上	中	下	上	中	下	上	中
地表水利用区	头道岗	左岸	9.40	9.80	9.00	8.40	8.87	8.71	7.33	3.45
		右岸	3.47	3.45	3.12	3.56	4.04	4.15	3.89	3.50
		计	12.87	13.25	12.12	11.96	12.91	12.86	11.22	6.95
	万金山	左岸	15.19	15.46	14.10	14.57	16.01	16.15	14.47	10.51
		右岸	9.06	9.24	8.43	8.64	9.46	9.51	8.49	6.01
计		24.25	24.70	22.53	23.21	25.47	25.66	22.96	16.52	
合计		37.12	37.95	34.65	35.17	38.38	38.52	34.18	23.47	
地下水利用区			2.22	2.38	2.20	1.81	1.81	1.71	1.30	

### (3) 地下水利用规划

#### 1. 地下水开采适宜地区的选定

##### ① 选定方针

地下水的开采适宜地区是以地形、地质、地下水的调查结果为前提，比较下列各条件加以选定。

- a. 地下水之埋藏形态及富水性；
- b. 地下水水质；
- c. 地形及地下水埋深；

##### ② 比较分析结果

###### a. 地下水埋藏形态及富水性

调查地区的地下水，按地形和埋藏形态分类如下：

- 1) 山地、丘陵地区：基岩盘中的裂隙水；
- 2) 丘陵、山麓缓坡地区：未固结岩（堆积物）中的孔隙水及埋藏在基岩中的风化裂隙水；
- 3) 微缓坡地及低平地地区：第四系未固结岩（堆积物）中的孔隙水及第三系碎屑岩类中的裂隙水及孔隙水。

其中，1)、2)类地下水之分布，限于山地及其周围，缺乏富水性，单井涌水量随地区的不同而不同，不能大量扬水。3)类地下水中，第三系的含水层是以半固结状态的中、细粒砂岩为主的。根据扬水试验结果，每一井的扬水量，往往低于第四系含水层的1/10。如果，从第三系含水层取水，井的深度将很深（一般达100 m以上），从施工费用来说是不利的。考虑含水层的分布的富水性，应从低平地第四系含水层取水为有利。

###### b. 地下水水质

根据低平地第四系含水层地下水水质的分析结果，就灌溉用水的指标：Na 吸附比、灌溉系数、总固体量进行了探讨。探讨的结果是：597 国营农场第一分场周围的地下水，与其他地区比较起来，Na 吸附量稍为偏高，灌溉系数稍为偏低，但是，还是符合灌溉用水的条件，没有问题。在总固体量方面，从597 国营农场第一分场至青山的部分地区，有达1 g/l的地区，做为灌溉用水是有问题的。总固体量是随水的埋深而减少的。井深深于20 m的井将呈现减少的倾向。地下水的开采应以深度较深的第四系含水层为对象，才可靠。

c. 地形及地下水深度

与调查地区的主要河流——捺力河和宝石河相比，相对高度小的地区和地下水位浅的地区，在降雨时间长和连续下暴雨时，容易受河水的泛滥和地下水位上升的内涝的影响，开采地下水是没有效果的。

d. 地下水开采的适宜地区

考虑到上述条件，在调查地区中适宜于开采地下水的地点是：青山地区和十八里地区。其中，青山地区的标高较周围地区高，北部的地形较为复杂，从灌溉设施规划来说是有困难的，利用地下水较为有利。开采对象含水层是第四系含水层。但是，由于浅层地下水的总固体量和  $Cl^-$  浓度偏高，在水质方面存在一些问题，决定以深层力开采对象。

2. 地下水利用规划

① 地下水利用地区

按照地下水调查结果和灌溉规划，一般计划平面图所示青山地区北部定为地下水利用地。以灌溉旱田为对象、其灌溉面积为：3,621  $\mu a$ 。

② 计划用水量

按照灌溉计划，旱田的灌溉期间为：4月1日~8月10日，计132天。这期间的地下水需要总量为1,300万  $m^3$ 。灌溉高峰期是5月下旬（11天），每天5.7 mm，11天共计62.7 mm。按水量计算，则每天20.64万  $m^3$ ，11天共计约227万  $m^3$ 。

③ 井数和单井扬水量

按照灌溉规划，灌溉面积3,621  $\mu a$ ，每30  $\mu a$  配备每口井，井数为121口。灌溉峰期的每口井的扬水量每天约1,700  $m^3$ 。

④ 水井指标

a. 井深：由于取水对象是第四系含水层的深层地下水，将井深标准定为70 m。按地下水利用区周围的地质剖面图，井的结构应完全贯入要含水层  $Q_3^{1+2a}L+L$ 。

b. 滤水段（strainer）：在结构上，要求只取深层地下水，不取浅层地下水。根据地质剖面图，取水范围从地表下40 m至井底，滤水段长为25~30 m。关于这一点，需要根据实际钻井地质资料的电测分层记录，作出判断。

c. 口径：考虑到每口井的扬水量和水泵的扬水功能，口径定为300 mm。

d. 井的间距和相互影响

按照每口井的可灌面积和农田标准区划，每  $500 \times 600 \text{ m}$  地块配一口井。按照地下水调查结果和地下水利用规划，采用“非平衡式”，计算两井中间地点（相互影响最大的地点）和邻近井的水位下降量。每口井的扬水量，取灌溉峰期的数值，就灌溉高峰期连续 11 天扬水的情况和  $1/5$  概率连续干旱 17 天的连续扬水的情况，计算相互影响值，计算结果如下表。含水层的贮留系数取 0.015。

表 5.52 相互影响量计算结果

连续扬水天数	中间地点水位下降值 * ( m )	邻近井水位下降值 * ( m )
11 天间	0.76	0.35
17 天间	0.90	0.48

\* 井的间距取 500 m 和 600 m 的平均值。

表 5.52 的数值是一口井的扬水对于近邻井的影响。在地下水和用区内，除 3 位于边缘的井之外，至少要受到四口邻近口井的相同规模的影响。如果 17 天连续扬水，就要受到 2 m 左右的干扰。但是，由于下列各点，这一计算结果，尚属安全。

- 1) 实际扬水时间并不是连续 24 小时，是 18 小时。水位可望在休歇期间获得回复。
- 2) 上述计算，没有考虑扬水过程中的地下水的回蓄因素，旱田用水量是包括输水损失的，部分灌溉用水会返回含水层。
- 3) 由于地下水灌溉区周围地区是用地素水灌溉的，水流会渗入地下，横向流入地下水利用区，提高地下水利用区的地下水回蓄量。

因此，实际相互影响，将低于表 5.52 的数值。

e. 设计水位下降量

井的水位下降量是：1) 前项 2) 的井本身因扬水引起的下降量；2) 受他井的影响引起的下降量；3) 含水层内的理论水位下降量。此外，还加扬水管的阻抗引起的损耗下降量。其数值分别如下：

- 1) 口径 300 mm 的井为：扬水量每天  $1,700 \text{ m}^3$ ，连续 17 天扬水时约水位下降量约为 6.2 m。
- 2) 在同一条件之下，按照 d 的讨论结果，约为 2 m。
- 3) 设井的功率为 2) 项之 75%，约为 2 m。

因此，令井内的水位下降量为上述数值之和，约为 10 m 多。

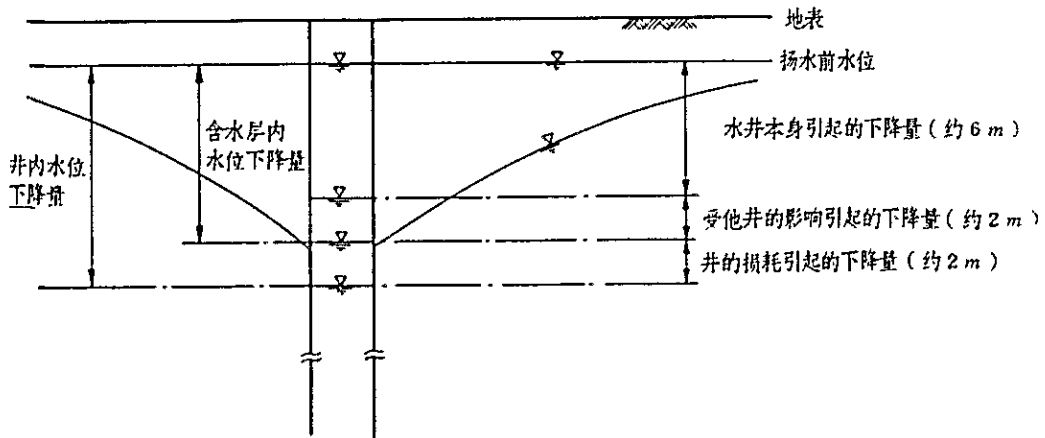


图 5.45 水位下降量关系图

### 3. 研究地下水利用计划的供水量

根据影响圈的计算结果可知，在利用地下水地区周围，地下水位可降低 2 ~ 8 m。但是，从下述各点来看，根据本计划还是可以利用地下水源的。

① 第四系地下水盆的地下灌养量，只就主体的降而浸透量则大约为 17,000 万  $m^3$ /年，这对于计划必要水量的 13,000 万  $m^3$ /年来说，确实是个十分大的数目。因此，地下水利用区域内，地下水位暂时会降低，但从全年来看，其水位是可以恢复的。此外，从上游的地下水流动量可试算为 630 万  $m^3$ /年。

[ 请参照 3.1 (5) ]

② 1) 项中所述的地下水位降低量则是峰值时的数字，平常是很小的。此外，计划的必要水量由于包括水渠输送效率，所以将来有改善灌溉方法及灌溉设施的余地。地下水的利用量会逐渐减少的。

③ 此外，如 3.1 (5) 所述，这个地区的第四纪层中的全部贮存量为 110 亿  $m^3$ ，而可供给量为 1/10 的 1 亿  $m^3$  左右。



## 5.6 灌溉规划

### (1) 灌溉规划

#### 1. 灌溉规划的基本设想

在挠力河上下游两处（头道岗、万金山）设引水渠首，各从左右两岸自流向灌区供水。灌区是引水渠自流所能灌溉的范围。受益面积原则上是按水库调节水量，和下游渠首（万金山）可利用的区间流量以及头道岗灌区的回归水求出的。

但是，在地形上利用地下水较为有利的地区，则考虑利用地下水。在制定规划时，注意以下各点：

- ① 从挠力河引水，要以自流为原则，并尽量利用可以利用的现有设施。
- ② 灌溉渠道，要以自然流下明渠方式为原则，尽量设在高部。
- ③ 水田灌溉面积，至少确保 2 万  $ha$ 。
- ④ 水田为 24 小时连续灌溉。旱田的灌溉，原则上为 18 小时。（灌溉高峰期）
- ⑤ 旱田灌溉所引起的水量的调整，原则上和水田灌溉搭配进行，在万不得已时，才设调整地。

#### 2. 规划方案的比较

对于在挠力河设一处还是两处渠首，就能够利用的水量用水管理，开挖土方量等方面进行了比较。

比较的概略结果，如表 5.53 所示。两首方案较一首方案有如下优点：

- ① 除水库的调节水量外，可以利用区间来水约 7,000 万  $m^3$ /年，以而扩大灌溉面积。
- ② 能缩小干渠的断面积（在渠首处可缩小约 4 %）。
- ③ 水渠长度虽略有增长，但断面积减少，总算起来，开挖土方总量大约减少 13 %。
- ④ 用水的分配，水渠的维护和管理容易。

基于上述理由，本规划采用了两首引水（头道岗、万金山）方案。

表 5.53 渠首工程方案的比较

区分		渠首工程	1 处 <sup>①</sup>	2 处 <sup>②</sup>	②/①
面 积 (ha)	上游	水田	1 0,0 0 0	5,2 5 6	
		旱田	4 0,7 3 9	3 0,5 1 7	
		计		3 5,7 7 3	
	下游	水田	—	4,7 4 4	
		旱田	—	1 0,2 2 2	
		计	—	1 4,9 6 6	
	合计		5 0,7 3 9	5 0,7 3 9	1.0 0
灌溉峰期取水量 (m <sup>3</sup> /s)	上游	左岸	3 9.3	2 5.3	
		右岸	1 7.3	1 2.5	
		计	5 6.6	3 7.8	
	下游	左岸	—	1 1.9	
		右岸	—	4.8	
		计	—	1 6.7	
	合 计		5 6.6	5 4.5	0.9 6
残流水可利用量 (万m <sup>3</sup> /年)	上游	0	0		
	下游	0	7,0 0 0		
水渠长度 (km)	上游	左岸	1 0 1.3	6 4.3	
		右岸	5 2.2	4 4.0	
		计	1 5 3.5	1 0 8.3	
	下游	左岸	—	4 3.0	
		右岸	—	7.5	
		计	—	5 0.5	
	合 计		1 5 3.5	1 5 8.0	1.0 3
挖掘土方量 (1.0 : 1.5) (万m <sup>3</sup> )	上游	左岸	1,0 7 8.8	6 6 1.3	
		右岸	4 3 9.6	3 4 3.9	
		计	1,5 1 8.4	1,0 0 5.2	
	下游	左岸	—	2 7 1.1	
		右岸	—	3 8.3	
		计	—	3 0 9.4	
	合计		1,5 1 8.4	1,3 1 4.6	0.8 7

注) 此为将水田面积作为 10,000 公顷的概略值。  
(第三次调查时的资料)

### 3. 为制定规划所作的调查

#### ① 调查方法

按图 5.16, 分下列各项进行了调查。

① 灌溉规划各项参数; ② 计算各作物蒸发量、调查灌溉必要程度; ③ 灌溉规划现况调查; ④ 沟灌法当地适用性试验; ⑤ 灌溉水渠漏水情况调查; ⑥ 灌溉用水水质、水温调查; ⑦ 灌溉设施现况、利用实况调查。

调查项目的进程和地点, 如图 5.16 和图 5.17 所示。此外, 各调查结果收集在附件内。

#### ② 调查结果

##### a. 土壤物理特性

灌溉规划地区土壤特性包括: 真比重、假比重、孔隙率、24 小时持水量、阻碍成长水分点、凋萎点、有效水分量、渗水率等。

##### 1) 24 小时持水量 (FC)

接近于饱和的土壤中水分的移动, 初期很大, 在起初的几个小时之内, 大部分水分就被排除出去。在土壤中保持一天以上的重力水中, 有一部分是构物生长中被有效利用的, 在实用上可以看做是有效水分。

因此, 可以把 24 小时持水量看做是: 灌溉足够的水后, 经一天以后的土壤水分量 (以不影响植物生长吸收水分、和土壤表面蒸发为前提)。通常, 将此称为表现 FC 值, 这是确定一次灌溉水量的上限值。

这数值是随土壤的成分不同而改变的, 也随土壤的结构、层位、地下水位、地温等的不同而改变。数值测定原则上是在农田现地进行, 但是由于调查期间所限, 只好在室内测定 (PF1.3)。

在砂土——砂壤土中, 部分地点的测定值小于 30% (Na 5, 8, 14, 22), 但是在其他地点, 大部分都在 33 ~ 45 % 的较大数值范围。

##### 2) 凋萎点 (W<sub>p</sub>)

该值有初期凋萎点 (PF3.5-3.8) 和永久凋萎点 (PF4.2), 干燥区的灌溉规划多采用永久凋萎点, 降雨量较多的湿润区或次湿润区多采用初期凋萎点 (日本及东南亚地区)。

在本地区, 由于实验装置的关系, 未能作直接测定。因此采用“爱知用水”灌溉区的实测值的 FC-W<sub>p</sub> 回归式  $W_p = 0.238 FC^{1.102}$  求之。

在砂土——砂壤土地点, 所得数值虽有小于 10% 的地点, 但是大

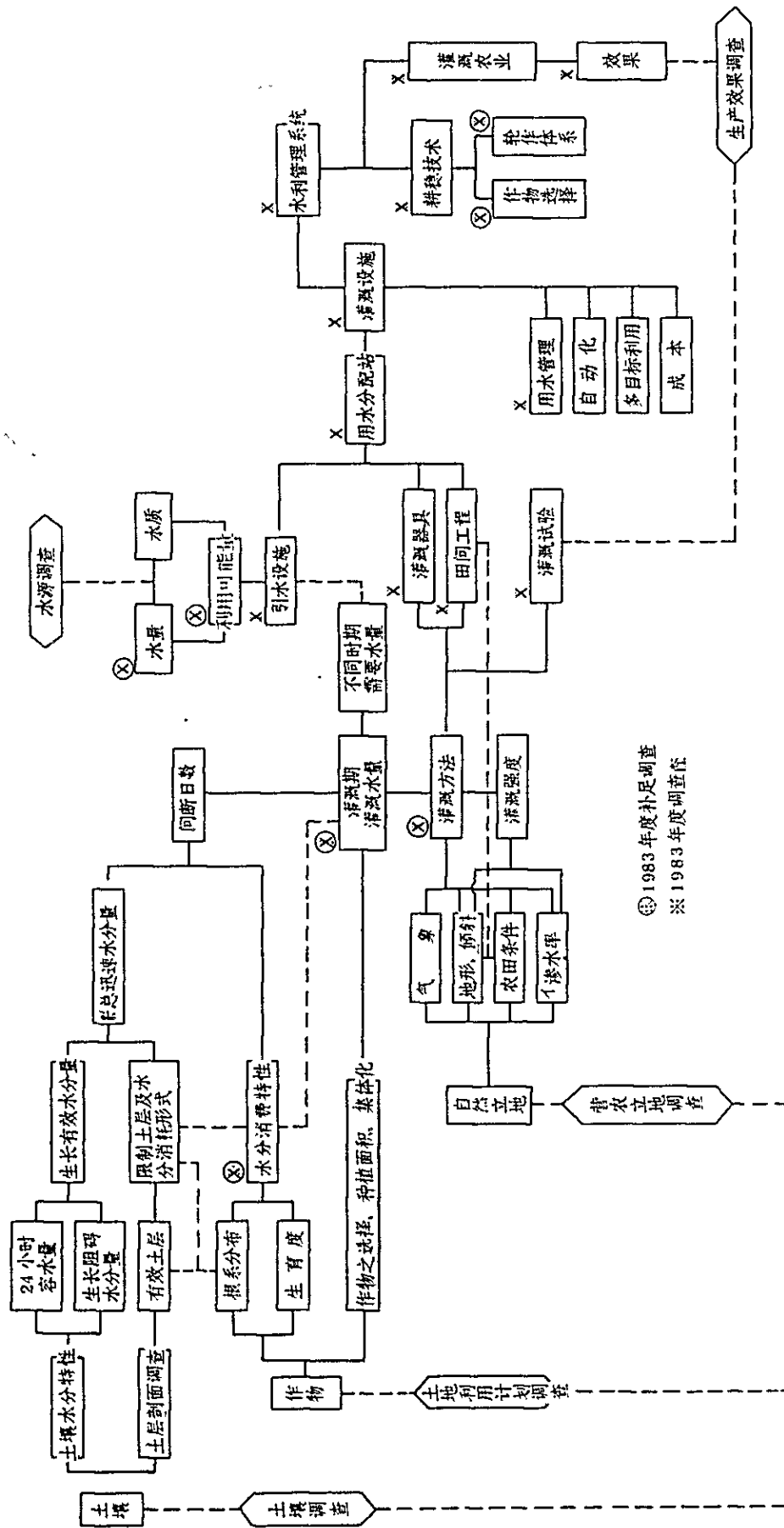


图 5.00 为制定灌溉规划所作的调查项目和流程

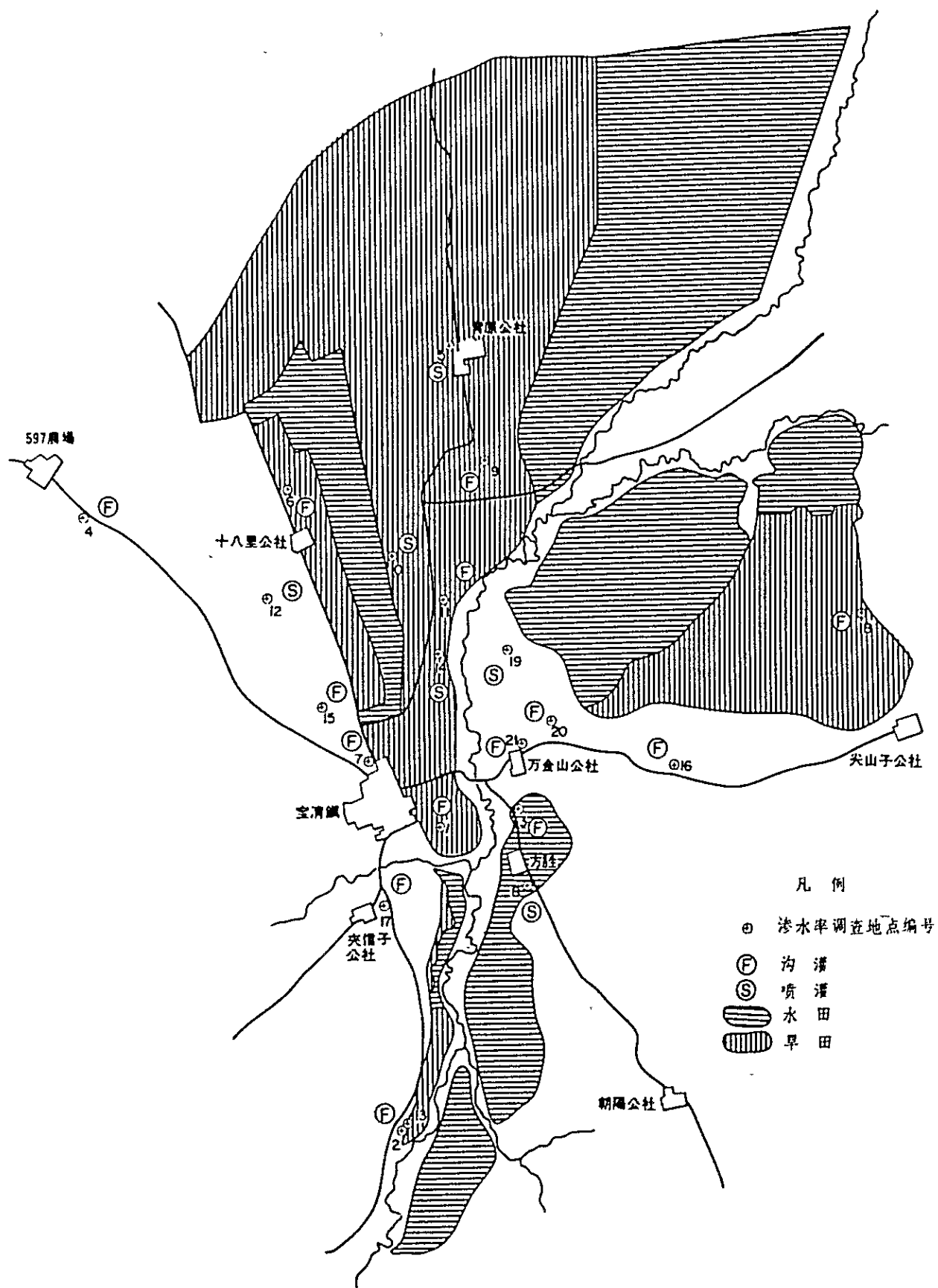


图 5. (17) 调查地点位置图

部分地点都在 10 ~ 15 % 的范围。

### 3) 有效水分 (AM) 及一次灌溉水量 (TRAM)

就砂土——砂壤土来说, 土层每 10 cm 的 AM 值 (FC-W<sub>p</sub>) 大致上是小于 20 mm (No. 5、8、14、22), 在其它土壤里则为 21 ~ 35 mm, 数位较高。

一次灌溉水量是确实灌溉时间、灌溉次数、灌溉效率、灌溉方法的重要因素, 主要取决于土壤有效水分量、根系层深度、作物吸收土壤水分的形态。

设土壤不同层次的有效水分量为 (AM)<sub>1</sub>、(AM)<sub>2</sub> …… (AM)<sub>n</sub>, 有效根系层深度为 d, 有效根系层 n 个分区的水分吸收率为 d<sub>1</sub>、d<sub>2</sub> …… d<sub>n</sub>, 则: 一次灌溉水量 (TRAM) 如下。

$$\begin{aligned} \text{第一层} \quad \text{TRAM}_1 &= (\text{AM})_1 \frac{d_1}{a_1}; \\ \text{第二层} \quad \text{TRAM}_2 &= (\text{AM})_2 \frac{d_2}{a_2}; \\ &\vdots \\ \text{第 } n \text{ 层} \quad \text{TRAM}_n &= (\text{AM})_n \frac{d_n}{a_n} \dots\dots\dots (\text{mm}) \end{aligned}$$

所得各层 TRAM 值的最小值为一次灌溉水量的上限值, 如果与此相对应的层次的土壤水分等于 W<sub>p</sub>, 作物就要遭到生理障碍, 暂停成长或停止成长。这一层次, 一般称为限制层。把这一层的土壤水分达到初期凋萎点时作为开始灌溉之时。

在调查区调查了几处根系层, 发现 70 ~ 75 % 之根系在地表下面 25 ~ 35 cm 处, 90 % 的根系在 40 ~ 50 cm 处。

在本规划里, 将有效根系层假定为 40 cm, 令土层的上层 (第一层) 至第四层各层的水分消耗率为 40、30、20、10 %, 算出 TRAM。

一部分砂土虽然有小至 35 mm 的。但是, 大部分都显示 50 ~ 70 mm 的大数值。

### 4) 土壤之三相分布

用容量为 100 cc 的试料园筒, 尽可能在自然状态的情况下采土, 用实际容积测定装置区分固相、液相、气相。

Baver 曾说: 理想的土壤中的大的孔隙和小的孔隙是应该相等的, 这样的土壤具有十分良好的换气作用和透水特性、保水特性。欧美各

国的土壤的最理想的状态是：固相、液相、气相的比率为 50:30:20 或 50:25:25。如果，气相的比率少于 10%，根的成长就要受到显著的阻碍。

在 22 处调查地点中三相分布接近适合值的，只有砂土 No. 8（下层 70 cm 以下的除外）和砂壤土 No. 5、14、22，在其他地点气相率达不到 15% 的地方很多，甚至低于 5% 的地方也有。

在这些地方，即使经过农田整备以后，完善了用水、排水设施，如果不施加一些粗大的有机物或破碎心土改良土层、改善土壤的三相分布，要大大提高生产率是困难的。

#### 5) 渗水率（土壤的渗水特性）

渗水率是在特定的条件下，土壤吸收雨水和灌溉水的比率，通常用 mm/hr 表示。这是土壤透水性的指标，也是确定灌溉方法，适宜的灌溉强度、灌溉时间的决定性因素，具有重要意义。

测定的方法，所得数值的利用目的，有下列三种。在本地区采用的是最简便的园筒法。

表 5.64 渗水率测定方法分类

	分 类	适用的灌溉方法
园筒法	阻止水从地表流出，测定每小时给水量。	畦周边灌溉、等高线沟灌水盘灌溉、点渝灌溉（喷灌溉）
垄间沟灌法	测定每小时给水量与流出量之差。	垄间沟灌
洒水法	用雨滴发生装置测定每单位时间的洒水量与流出量之差	喷灌溉

测定时用的器具是：直径 25 ~ 30 cm，高 30 ~ 35 cm 的铁制园筒；测定水位的钩规；铁板；锤子等。测定时每一个地点用 3 个园筒，测定时间为 60 ~ 90 分。现将测定结果之一列于图 5.10。

用对数计算纸横座标表示经过时间，纵座标表示累积渗水量，将测定值标上去，连各点得几乎在一直线上。

由此，可得累积渗水量(D)的一般式： $D=CT^n$ ，经微分后可得渗水率（渗水速度）(I)， $I=60CnT^{n-1}$ 。（T 为水在土壤表面的停滞时间，

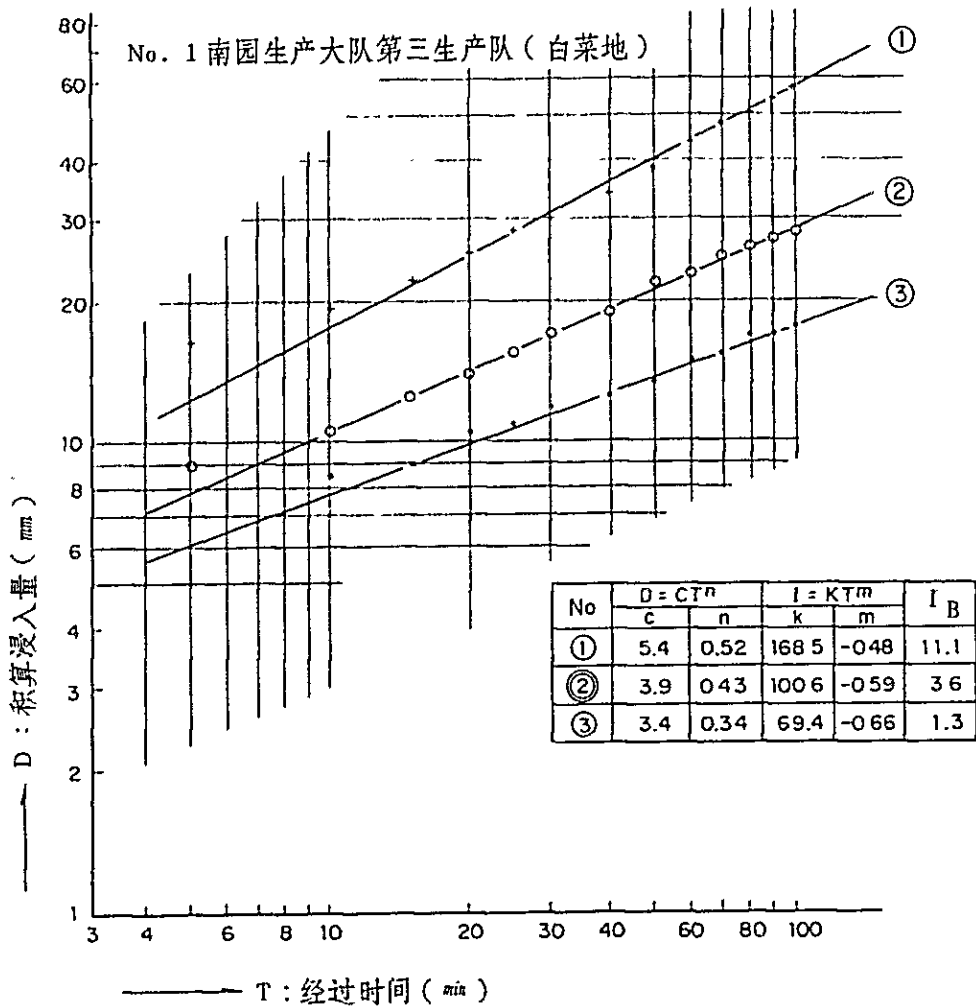


图 5.10 渗水曲线

c、n 为实测常数)。由此得出的数值与实测值极相符。

常数 c、n 的数值土壤种类、土层结构 (尤其是孔隙大小、形状及数量的分布)、潮湿程度、地表覆盖层、水的混浊程度、水温的不同而改变。

一般说, 渗水率是随时间逐渐减小的, 到一定时间以后保持一定数值。在这情况下的渗水率称为基准渗水率, 是土壤透水特性的指标。

这个数值, 按一般规定是: 渗水率的变化率到达该时的渗水率的 10% 时的数值。

基准渗水率 ( $I_B$ ) 可由  $D = CT^n$  式, 按下式求得。

$$I_B = 60cn [600(1-n)]^{(n-1)} \dots \dots (\text{mm/hr})$$

土壤比较湿润 (FC) 时的  $I_B$  值, 除了砂质土壤的 No.5、8 之外, 都低于  $6 \text{ mm/hr}$ , 比较小 (在干燥时的  $I_{Bf}$ , 大多数也都在  $10 \text{ mm/hr}$



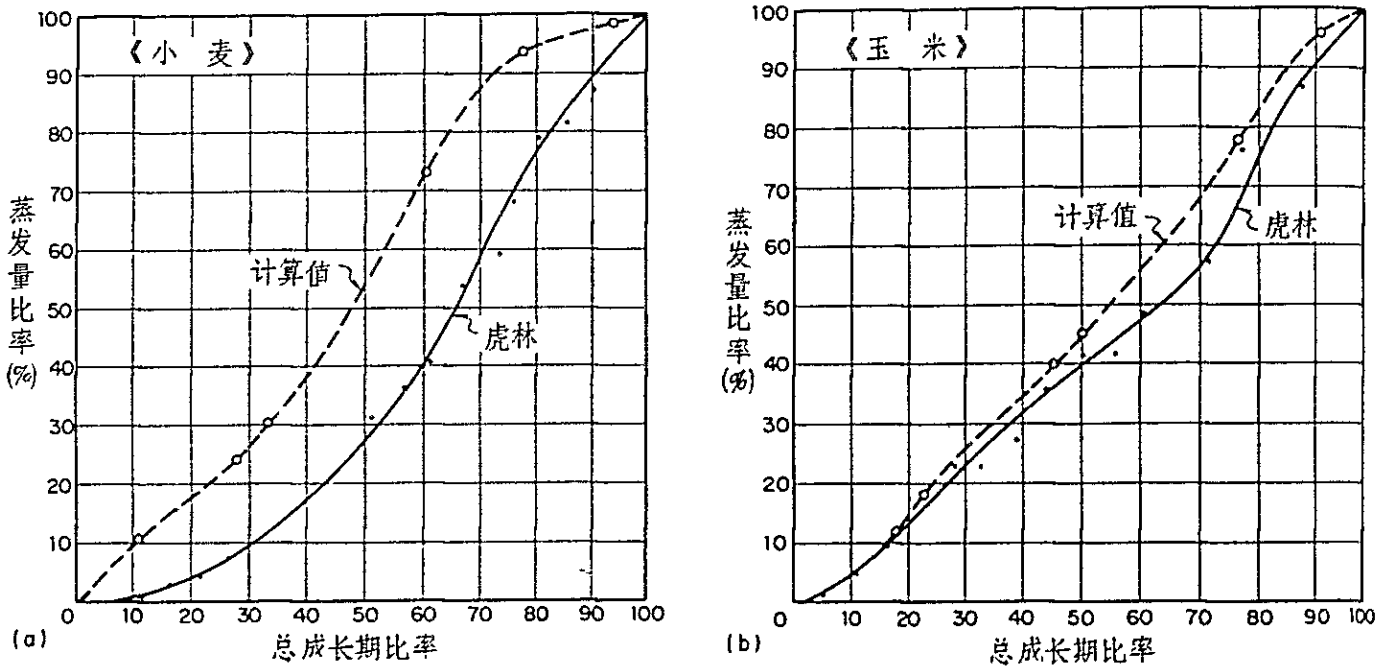
以下)。在基准渗水率小的土壤上，采用目前广为采用的喷水强度大的 spinkler ( 喷洒器 ) 进行喷水灌溉，从保全护农田观点说来是不适宜的。

b. 作物用水量

作物栽培地的蒸散量的测定方法有：田间水量平衡法（用张力计、电阻抗、中子和其他土壤水分计）、水蒸气平衡法（蒸发皿法）、渗漏测定计法等直接测定法；和根据气象要素经计算间接测定法。

我们在本地区采用的是由气象需素推求的间接法中的 Penman 法，首先求出蒸散性能，根据季节作物系数计算。作物系数是参照 FAO 资料决定的。

图 5.09 是本规划用作物系数计算得到的总成长期比值和蒸发散量比值的对比关系同虎林县红卫实验站的实测数值的对比。



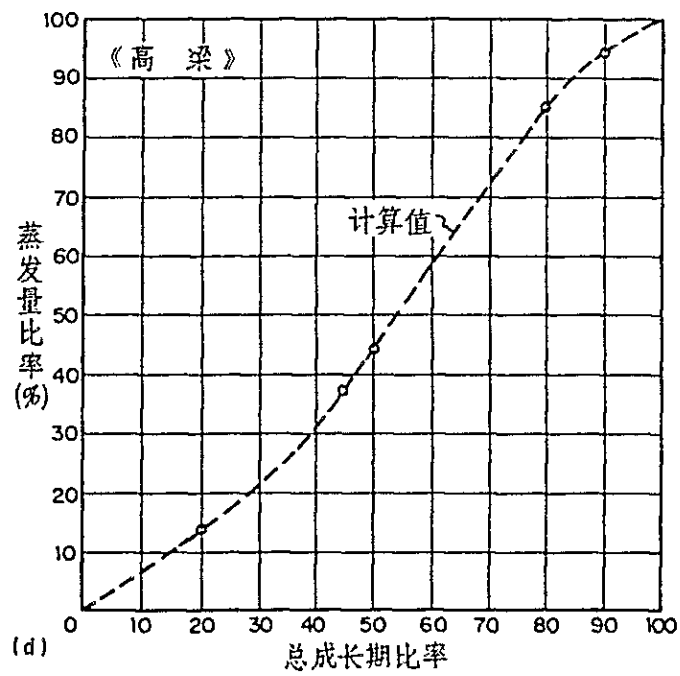
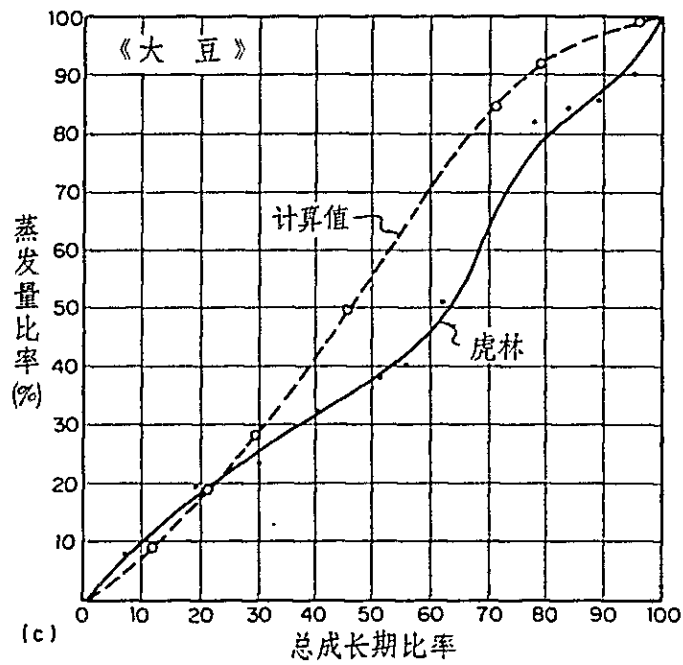


图 5.19 总成长期比率与蒸发量比率的关系

#### 4. 灌溉规划

##### ① 规划用水量

##### a. 作物系数

对生产责任制的作物，按作物种类，确定作物系数，现将所确定的作物系数列于表 5.55。

表 5.55 作物系数

		发育初期	成长期	成长旺期	成长后期
小麦	100 日 KC	10 日 (0.5)	25 日 (0.8)	45 日 (1.05)	20 日 (0.25)
大豆	110 日 KC	15 (0.4)	20 (0.7)	55 (1.00)	20 (0.45)
玉米	120 日 KC	20 (0.4)	30 (0.75)	55 (1.05)	15 (0.55)
甜菜	135 日 KC	20 (0.4)	35 (0.75)	45 (1.05)	35 (0.90)
杂粮	120 日 KC	20 (0.4)	30 (0.70)	55 (1.00)	15 (0.50)

注) 作物系数参照 FAO 资料制定。

##### b. 规格用水量

旱田作物计划用水量，按 a) 灌溉作物种植面积比率为：小麦 30%、大豆 25%、玉米 15%、甜菜 15%、烟草 5%；b) 下水补给量为 25%；c) 灌溉效率 70%；d) 水渠输水效率 70%；e) 灌溉时间：从播种期至 8 月 10 日计算。

水田区的计划用水量，按 a) 实际水田灌溉面积 90% (除去 10% 的不做田间工程的农地)；b) 水渠输水效率 70%；c) 灌溉时间：从插秧至 8 月底计算。

将各作物各旬蒸散量，各旬平均计划用水量加以整理，列于表 5.56、5.57。

##### c. 设计典型年雨量不足量

典型年 (1979 年，保证率 80%) 的每  $ka$  雨量不足量是：水田  $10,947 m^3/年$ ；旱田  $3,504 m^3/年$  [表 5.58]。三江地区各水源的降雨不足量，如表 5.59 所示。

表 5. (56) 各期作物系数和各作物蒸散量

(1957~80年24年平均)

		1月 (E <sub>0</sub> =117.6mm)			5月 (1959)			6月 (1458)			7月 (1336)			8月 (1017)			9月 (1065)		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
小麦 (100日)		(10日)	(25日)			(45日)		(20日)											
	KC	0.05	0.08			0.105		0.025											
大豆 (110日)					(115)	(20)		(55)		(20)									
	KC	0.025	0.065	0.080	0.084	1.00	1.05	1.05	1.05	0.65	0.25	0.13							
玉米 (120日)					(20)	(30)		(55)		(15)									
	KC	0.007	0.033	0.046	0.069	0.075	0.080	1.00	1.05	1.05	1.05	1.05	0.80	0.46	0.09				
甘蔗 (135日)					(20)	(35)		(45)		(35)									
	KC	0.007	0.033	0.046	0.069	0.075	0.075	0.90	1.05	1.05	1.05	1.25	0.93	0.90	0.90	0.45			
杂粮 (高粱) (120日)					(20)	(30)		(55)		(15)									
	KC	0.007	0.033	0.045	0.058	0.070	0.075	0.95	1.0	1.0	1.0	1.0	0.75	0.42	0.08				
烟草 (90日)					(15)	(20)		(45)											
	KC				0.20	0.45	0.65	0.75	0.95	1.00	1.00	1.00	0.50						
水稻 (120日)		(10)	(15)	(20)	(25)	(25)	(15)	(10)	(10)										
		11.7	6.95	7.05	6.98	8.43	7.35	5.85	0										
蒸散量 (mm/日)	小麦	9.8	25.5	31.4	53.1	63.2	73.0	51.0	51.0	31.6	10.8	5.6							
	大豆					12.6	31.3	31.6	36.5	46.2	43.1	43.1	47.4	32.8	23.9	16.2	8.2		
	玉米				4.4	20.9	32.0	33.5	36.5	38.9	43.1	45.3	49.8	34.4	34.4	28.9	16.3	3.2	
	甘蔗				4.4	20.9	32.0	33.5	36.5	36.5	38.8	45.3	49.8	34.4	41.0	33.6	32.0	32.0	
	烟草				4.4	20.9	31.3	28.2	34.0	36.5	40.9	43.1	47.4	32.8	32.8	27.1	14.9	2.8	
水稻			19.5	89.6	77.4	77.0	70.5	70.0	69.8	72.2	81.9	92.7	78.9	71.0	55.2	9.8			
	Total																	406.0	
																		372.9	
																		421.6	
																		486.7	
																		397.1	
																		284.5	
																		935.5	

(塔三江平原综合站统计)

表 5.57 加权平均计划用水量

(单位: 公方/亩)

作物	种植率 %	4月			5月			6月			7月			8月		合计
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	1	2		
		《旱田》														
① 小麦	30	2.9	7.7	9.4	15.9	19.0	21.9	15.3	15.3	9.5	3.2	1.7				
② 大豆	25	-	-	-	-	3.2	7.8	7.8	9.1	11.6	10.8	10.8	11.9	8.2		
③ 玉米	15	-	-	-	0.7	3.1	4.8	5.0	5.5	5.8	6.5	6.8	7.5	5.2		
④ 甜菜	15	-	-	-	0.7	3.1	4.8	5.0	5.5	5.5	5.8	6.8	7.5	5.2		
⑤ 烟草	5	-	-	-	0.2	1.0	1.6	1.4	1.7	1.8	2.0	2.2	2.4	1.6		
⑥ 杂粮	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
⑦ 休闲地	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
⑧ 旱田作物计	100	2.9	7.7	9.4	17.5	29.4	40.9	34.5	37.1	34.2	28.3	28.3	29.3	20.2		
⑨ ⑧×0.75 ※1		2.2	5.8	7.1	13.1	22.1	30.7	25.9	27.8	25.7	21.2	21.2	22.0	15.2		
⑩ ⑨/0.70 ※2		3.1	8.3	10.1	18.7	31.6	43.9	32.0	39.7	36.7	30.3	30.3	31.4	21.7		
⑪ ⑩/0.7 ※3		4.4	11.9	14.4	26.7	45.1	62.7	52.9	56.7	52.4	43.3	43.3	44.9	31.0		
《水田》																
① 水稻 ※4	100	-	-	19.5	89.6	77.4	77.0	70.5	70.0	69.8	72.2	81.9	92.7	78.9	71.0	
② ①/0.7 ※3		-	-	27.9	128.0	110.6	110.0	100.7	100.0	99.7	103.1	117.0	132.4	112.7	101.4	

注) ※1……减去下游的水量0.25%。

※2……农田灌溉效率。

※3……水渠输水效率。

※4……由水田区总面积减去占10%的不做田间工程的农地。实际种稻面积。

表 5.58 基准年水田、旱田降雨不足量

单位： $m^3/ha$

地目	4月			5月			6月			7月			8月		计
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	
水田			197	1,180	1,019	1,100	1,007	1,000	886	563	1,170	1,249	1,127	449	10,947
旱田	22	103	144	264	435	613	34	359	321	94	407	399	309	-	3,504

表 5.59 典型年各水源降雨不足量

水源	区分	面积*	降雨不足量		备注
地表水	水田	20,000 ha	10,947 $m^3/ha$	218,940 千 $m^3$	
	旱田	22,551	3,504	79,019	
	计	42,551		297,959	
地下水	水田	-	-	-	
	旱田	3,621	3,504	12,688	
	计	3,621		12,688	
合计		46,172		310,647	

※从受益地区面积减去林地(占10%)、道路、水渠(占5%)、村屯。

② 土壤物理特性

在 2 2 个地点,就土壤的保水特性(AM,TRAM)、渗水性、三相组成情况(固相、气相、液相)进行了调查。现将与排水有密切关系的项目加以整理,按不同土壤列于表 5.59。

土层深度为 40 cm 的土层的每次灌溉水量(TRAM)为:砂土~砂壤土平均 42.2 mm, 壤土 60.8 mm, 粘壤土 69.6 mm。标准渗水率(渗水特性的指标)为:砂土~砂壤土 54.0 mm/hr, 壤土 37.6 mm/hr, 粘壤土 10.4 mm/hr。

气相率(表层 20 cm 的最小气相率,土壤通气特性的标志)为:砂土~砂壤土 15.8%, 壤土 10.2%, 粘壤土 6.3%, 一般说数值属小,除砂质土壤外,差不多都低于 10%。

气相率低的土壤,如果不掺入一些有机物或进行深耕、或破碎心土,改良土层来提高气相率,就难于实现适合于作物生长的对水的利用,也难以提高生产率。

表 5.60 土壤的物理特性

土 性	地点编号	AV	AM	TRAM	C	n	
		(%)	(mm)	(mm)			(mm/hr)
砂质土	1	7.5	21.4	53.5	3.9	0.43	3.6
	5	17.1	17.7	44.2	3.9	0.78	62.3
	8	17.0	14.2	35.5	19.0	0.55	50.6
	14	-	15.3	38.3	39.7	0.56	114.7
	22	21.7	15.4	39.3	9.7	0.60	39.0
	平均值	15.8	16.8	42.2	15.2	0.58	54.0
壤 土	3	14.1	25.5	63.7	3.9	0.40	6.2
	9	11.2	19.8	50.8	7.6	0.50	13.2
	10	11.8	24.2	60.5	51.8	0.51	97.8
	11	16.7	20.7	51.8	5.1	0.65	30.6
	19	3.5	26.9	67.3	47.1	0.47	62.7
	20	9.0	31.6	79.0	36.0	0.46	43.8
	21	4.8	21.0	52.5	4.9	0.51	9.2
平均值	10.2	24.2	60.8	22.3	0.50	37.6	
植质土	2	2.8	28.9	72.2	4.5	0.20	0.4
	4	5.0	27.8	69.5	0.9	0.55	2.4
	6	10.9	26.9	67.2	2.7	0.25	0.4
	7	7.5	23.7	59.0	3.8	0.42	3.2
	12	3.0	25.6	64.0	29.5	0.47	39.2
	13	-	35.5	88.8	1.5	0.43	1.4
	15	-	26.6	66.5	1.2	0.55	3.1
	16	2.0	26.4	66.0	8.8	0.59	32.6
	17	15.1	24.3	60.8	6.2	0.48	9.0
	18	4.3	32.6	81.5	1.5	0.70	12.8
平均值	6.3	27.8	69.6	6.1	0.46	10.5	

注) AV : 表层为 20 cm 之间的最小气相率 (FC 时)

AM : 表层为 10 cm 的有效水分量

TRAM: 1 次灌溉的水量

C, n : 进水头定数

$I_R$  : 基础进水速度

③ 灌溉用水的水质、水温及渠道的漏水量

对宝清大桥水文站、头道岗干渠、幸福干渠、方盛干渠、万北干渠，就水质（PH、EC）、水温、漏水量进行了调查。

调查结果，如表 5.61)。

表 5.61) 灌渠的水温、水质及漏水量

区 分	测 量 地点数	水 温	水 质		漏水量	备 注
			PH	EC		
头道岗干渠	4	25.8 (°C) (25.5~26.6)	8.17 (8.1 ~8.2 )	0.16 mΩ/cm (0.11~0.12)	6.68 (mm/日) (1.07~17.0 )	8月17日
幸福干渠	5	23.6 (22.0~24.0)	7.48 (7.3 ~7.6 )	0.10 (0.10~0.10)	1.07 (0.23~ 2.77)	8月14日
方盛干渠	4	25.5 (25.0~26.0)	8.33 (8.2 ~8.4 )	0.13 (0.13~0.13)	0.93 (0.73~ 1.10)	8月17日
万北干渠	5	26.0 (26.0~26.0)	8.40 (8.40~8.40)	0.12 (0.12~0.12)	0.78 (0.03~ 2.3 )	8月19日
宝清桥 (水文站)	1	26.0	8.2	0.12		8月17日
幸福桥	1	26.0	8.2	0.12		8月17日

注) ( )内为范围区内



## 5. 灌溉方法

### ① 适宜灌溉方法的区分

此地区的灌溉实绩，除宝清县水利实验农田进行小规模点滴法试验之外，差不多都利用村屯周围蔬菜地的地下资源（215口灌溉井）进行洒水灌溉（主要是点移位式大型远程喷灌器）或垄沟灌溉。

旱田作物的灌溉方法，大致可以分为：地表灌溉（垄沟灌溉、边缘灌溉等）、洒水灌溉（喷水灌溉、多孔管灌溉）、地下灌溉（明渠式、暗渠式）三种。

要采用那一种灌溉方法，可考虑：地形、土壤自然条件；作物和栽培方法等种植条件；投资（土地平整、灌溉设备等）、劳动力、维护管理费等的经济条件和水利条件的分析作出决定。

从土壤物理特性（保水性能大、透水性差）、地形较平坦等农田条件来说，典型区是采用垄沟灌溉法或边缘灌溉等地表灌溉法较为有利。（占调查地点约80%）

各调查地点合适的灌溉方法的区分，如图5(17)所示。其中垄沟灌溉法的适合范围是按4分法的原则按图5(20)、(21)区分的。

采用垄沟灌溉法进行地表灌溉时，农田是不准有凸凹不平的，对平整农田的要求严格。（采用洒水灌溉时，为了使地表容易排水、防止内涝起见，也要十分注意对农田的平整）

### ② 垄沟灌溉规划及灌溉适用值

为求出垄沟灌溉法的效率，明确用于本典型区的适用值，选择了砂质土（万金山公社永宁大队及宝清镇公社亨利大队）和植质土（宝清镇公社建设大队第一生产队），进行了垄沟灌溉试验和调查。

垄沟灌溉的垄沟最大长度及灌溉效率，随土壤的透水性、保水性（一次的灌溉水量等）、垄沟间流量及垄沟坡度，大有不同。（如表5.62）

灌溉规划适用值，根据圃场管理情况，特别是土层改良等之实施情况，会发生很大的变化。从目前情况来看，可大致整理成如下。

- a. 保水性小、渗水率大的土壤，原则上不适进行垄沟灌溉。如采用垄沟灌溉法，则可将田地分成最大垄沟长的范围，在圃场内设置小水路来进行灌溉。
- b. 最大垄沟长度应是可维持合适的灌溉效率（ $E_a=80\%$ ）的长度。
- c. 对防止土壤侵蚀最合适的垄沟坡度为2%以下。（倾斜地则修成等

高线垄沟，垄沟坡度规定在 2% 以下。)

- d. 关于垄沟间流量，是考虑与垄沟坡度的关系，在现场进行反侵蚀安全流量试验而得出的。不能进行这种试验时，可按下式求出，即  $q = \alpha s \beta$  ( $q$ : 垄沟间流量  $l/s$ ,  $s$ : 用百分比表示的垄沟坡度)。这时，基本上以  $\alpha = 0.8 \sim 0.9$ ,  $\beta = 0.75 \sim 1.0$  来计算。
- e. 灌溉适用效率 ( $E_a$ ) 为计算值的 85% 以上。
- f. 从地形条件来看，不能够取得垄沟坡度的平坦地，特别是透水性低的旱田，暂时采用垄沟间潜水法进行灌溉。
- g. 在砂质土等透水性高的土壤采用垄间灌溉法时，应进行防止垄沟透水、使水脚畅通的工程。(在垄沟铺上混凝土管道等。)

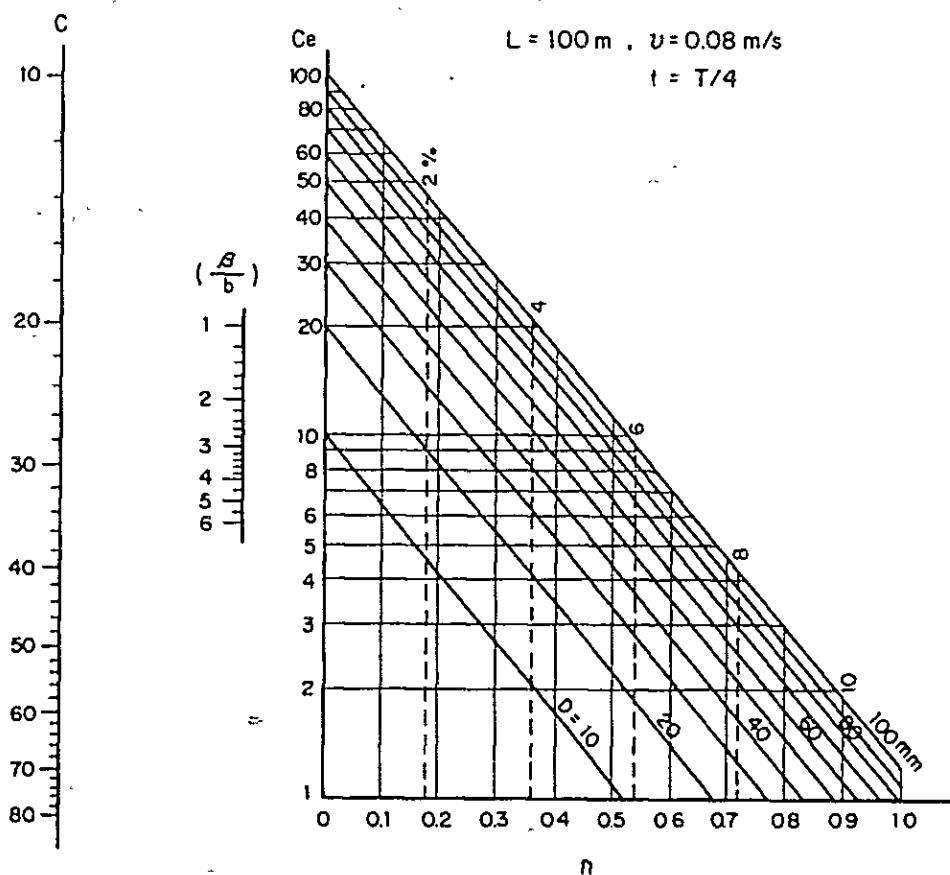


图 5.20 垄沟灌溉法适用范围判别图

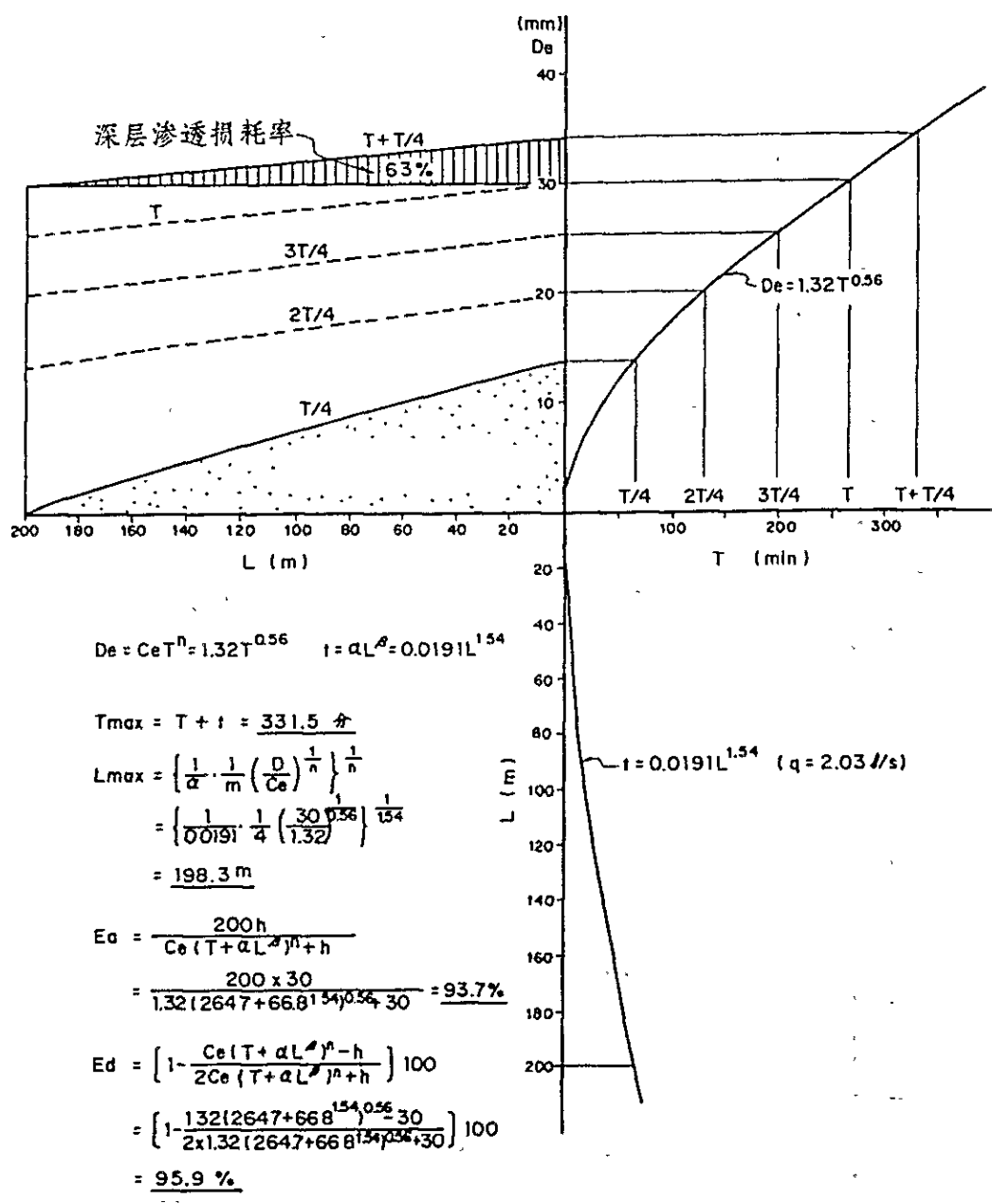


图 5.21 垄沟灌溉法的侵入水的分布 (4 分法) 及其对灌溉效果的分析 (柿椒菜园)



表 5.63 垄间灌溉适用值

土性	D=CT <sup>n</sup>		垄间坡度 (%)	垄间流量 (L/s)	适当垄长 (m)	灌溉效率		备 注
	C	n				E <sub>a</sub> ' (%)	E <sub>d</sub> ' (%)	
植质土	3.0	0.55	0.03~	1.5~	100~	90~	95~	暂时垄间淹水灌溉
			0.05	2.0	200	95	98	
砂质土	10.0	0.6	1.10	0.8~	90~	85~	90~	表面为松软的情况下 表面比较紧缩的情况下
				1.5	120	90	95	
砂质土	9.0	0.70 ~ 0.75	0.30	2.0~	40~50	85~	90~	
				2.3	100	90	95	
				2.0~		75~	85~	
				2.3		85	90	

注) E<sub>a</sub> : 为适用效率

E<sub>d</sub> : 为分布效率

根据现场试验, 得知在适当的垄沟长度范围内, 可获得相当高的适用效率。但在实际灌溉作业中, 因会伴随种种障碍(例如: 垄沟形状不整等), 同时还需将农民因操作不熟练而造成的浪费考虑在内, 故实际圃场灌溉效率(适用效率×操作效率), 大约为 70%。

#### 6. 旱田灌溉的增加收成效果

对旱田作物进行灌溉而获得的增加收成效果之有关资料, 很少, 根据虎林县红卫灌排实验站的试验成绩, 其增加收成效果, 如表 5.64 所示。仅通过两次(三叶期和拔节期共计 128 mm)灌溉即获得了 5.47t/ha (无灌溉区为 1.28t/ha) 的实际收获量, 对无灌溉区的增加收成效果约为 4.3 倍。

由此估计, 虎林县的旱田灌溉面积将会有急骤的增加。

表 5.64 虎林县旱田灌溉面积的变迁

年 数	灌溉面积	单位收获量	备 注
1977	93 ha		作物主要是小麦
1978	680		作物主要是小麦
1979	3,647	5,475 kg/ha	作物主要是小麦
1980	7,333	6,150	作物主要是小麦

注) 由红卫实验站提供。

表 5.65 对小麦的灌溉效率 (1978 年虎林县红卫实验站)

生产大队	草高 (cm)	穗高 (cm)	粒数 (粒)	品种	灌溉	灌溉	灌溉	千粒重 (g)	收获量 (kg/ha)	灌溉 / 没有灌溉	
					次数	水量 (mm)	时期				
1 连众	灌溉	94	5.2	20.9	克丰	1	67.5	分蘖期	34.6	4,628	3.12
	无灌溉	52	3.2	11.7	克丰	0	0	—	18.4	1,475	1.00
2 红武	灌溉	105	7.2	29.5	克旱六	1	60.0	3叶期	32.0	5,175	4.19
	无灌溉	53	1.5	13.6	克旱六	0	0	—	17.0	1,308	1.00
3 兴华	灌溉	84	5.9	23.0	克旱六	1	45.0	分蘖期	30.0	4,307	3.13
	无灌溉	15	2.5	10.5	克旱六	0	0	—	22.0	1,251	1.00
4 平原	灌溉	100	7.0	28.0	克旱六	2	127.5	3叶期 拔节	30.0	5,469	4.26
	灌溉	100	6.5	25.0	克旱六	1	75.0	3叶期	30.0	5,184	4.01
	无灌溉	56	5.5	16.7	克旱六	0	0	—	16.0	1,283	1.00

引自：徐凤垣编著的“白浆土小麦灌溉”（牡丹江地区水利学会 1980 年 3 月）

对于宝清县水利科进行的灌溉试验结果中，将灌溉效果分别灌溉方法来进行比较，则如表 5.66 所示。

点滴灌溉区（滴灌区），除去降雨量较多的 1981 年外，均比无灌溉区收成增加了 1.6 倍以上，1982 年为 5 倍，1978 年则为 8.2 倍，收成显著地有所增加。（但点滴灌溉法若用于广大面积，则在经费方法存在问题。）

空间灌溉区及洒水灌溉区，收成也增加了 1.3 倍以上。

表 5.66 对小麦的灌溉效果 (宝清县水利灌溉实验站)

年代	处 理	每平方米 株数	每平方米 穗数	每平方米 粒重	千粒重 (g)	收获量 (kg/ha)	灌溉 / 没有灌溉
1978	点滴灌溉	412	543	458.5	32.8	4,320	8.23
	洒水器灌溉	468	457	227.5	30.2	2,175	4.14
	无灌溉	444	331	52.0	25.5	525	1.00
1979	点滴灌溉	468	741	510.5	29.4	5,049	1.66
	洒水器灌溉	447	715	490.0	27.1	4,577	1.51
	空间灌溉	478	599	390.9	27.6	3,997	1.32
1980	无灌溉	493	647	350.5	25.5	3,038	1.00
	点滴灌溉	405	591	113.0	32.5	4,130	1.58
	无灌溉	413	497	262.1	28.1	2,621	1.00
1981	点滴灌溉	465	537	421.2	27.3	4,217	1.22
	无灌溉	460	468	245.9	27.6	3,459	1.00
1982	点滴灌溉	430	195	499.3	33.9	1,988	5.04
	无灌溉	430	407	99.1	23.0	990	1.00

引自：关兴孝的 1978~1982 年连续 5 年移动式  
灌溉试验总结 (1982 年 11 月)

## 7. 灌溉区的设定

在设定灌溉区时，将水库的水利容量 2.3 亿  $m^3$ /年和下游渠首工程点的残流引水量（包括一部分水田的返流水）0.7 亿  $m^3$ /年，合计 3.0 亿  $m^3$ /年作为可利用水量，分为以两处渠首工程（头道岗和万金山）的水渠为主可自然流下进行灌溉的范围，以及从地形条件来看利用地下水（约 1,300 万  $m^3$ /年）有利的地区，根据 5 万分之 1 的地形图，进行了设定。

设定时的第一要素为，其为可利用水利容量进行灌溉的面积，第二要素为，其符合可影响总灌溉面积的水田和旱田的面积比率。

在现场，两国专家研究结果如下。

- ① 水库和灌溉的保证率，均为 80 %。
- ② 土水渠的流失率，按照中国的标准，2 万  $ka$  以下为 30%，2 万  $ka$  以上为 40%，适用于引水堰可控制的面积。
- ③ 灌溉水量的决定方法，通过调查和试验求出作物所需要的水量，进而通过调查中国的实际情况，决定目标收获量后，得出来。
- ④ 关于灌溉的重要性，根据中国的实际情况，决定作物栽培时期和作物种类时自由选择的可能性、改良排水后的灌水以及宝清县将来增加单位收获量的必要性等来看，是可充分理解的，但还有必要提高当地人们对旱田灌溉的认识。
- ⑤ 关于水田面积，工作队对当地人们所提出的 1.3 ~ 2 万  $ka$ ，给与了支持，但调查团根据按照中央政府的要求所制定的县计划以及栽培技术等，主张有困难。但对利用水库以下的流域残留量的水利之水田，同意可增加 4,000  $ka$ 。关于这点，有待工作队与县方进行协商，早日得出结论。
- ⑥ 有关日本国内的作业，中方的最终结论建议水田为 2 万  $ka$  调整团也表示了同意。
- ⑦ 地下水位高的地区，在进行灌溉时，注意不要妨碍排水。
- ⑧ 该地区的林地为 10 %。
- ⑨ 从水库引水时，原则上应以 70 ~ 80 以上的地区为对象，70 ~ 80  $m$  以下的地区利用河川水。
- ⑩ 关于灌溉区和行政区的划分，在实施之际加以解决。
- ⑪ 进行旱田灌溉的作物，应选择灌溉效果明显的作物。

以上内容中之一部分，在进行国内作业时，加以了修正（特别是听取了省政府的要求，将水田面积定为约2万ha以外），整理成如表5.67。

表 5.67 不同水源，地种的灌溉面积

单位：公顷

渠道工程	灌溉渠	地表水			地下水 旱田	合计
		水田	旱田	计		
头道岗	左岸线	2,940	9,758	12,698	-	12,698
	右岸线	2,980	-	2,980	-	2,980
	计	5,920	9,758	15,678	-	15,678
万金山	左岸线	8,960	7,752	16,712	3,621	20,333
	右岸线	5,120	5,041	10,161	-	10,161
	计	14,080	12,793	26,873	3,621	30,494
合	计	20,000	22,551	42,551	3,621	46,172

注) 灌溉面积为受益面积减去林地10%、道路和水路面积5%以及村落后的面积。

#### 8. 调整池规划

在设置调整池时，可以随旱田的灌溉时间，其引水管场也呈简单。在典型区的地形中，自调整池向下流输送的配水通过扬水机，以及将邻接的水田做为调整池加以利用的方式，原则上是不设置调整池的，试根据水田加以调整。

其结果如下表5.68所示。自各渠首工程的配水不必设置调整池，可以用邻接的水田加以调整。

此时，终端的水渠容量一定很大。特别是旱田面积大的头道岗左岸线的水田地区，需要相当1公顷为3.35 l/s的大通水容量。（旱田面积小的万金山右岸线，则相当1公顷的通水容量为1.80 l/s）



表 5.68 调整地的要与与终端水渠容量

区 域	灌溉面积 (ka)		最大取水量 ( $m^3/s$ )	水量调整的必* 要水田面积(ka)	调整池 的要否	终端水渠容量 ( $l/s/ka$ )		取水量的 峰值时期
	水田	旱田				水田	旱田	
头道岗左岸	2,940	9,758	9.84	1,858	不 要	3.35	0.88	5月下旬
万金山左岸	8,960	7,752	16.15	876	不 要	1.80	0.88	7月下旬
万金山右岸	5,120	5,041	9.51	570	不 要	1.86	0.88	7月下旬

※  $AP = 0.113Au$  加以计算

其中： $A_p$ ：需要调整的水田面积(ka)

$A_u$ ：旱田灌溉面积 (ha)

(2) 灌溉设施规划

1. 灌溉设施内容

灌溉设施中的基干设施，大致上可分为：干渠、分渠和水渠的附带构造物渡槽、倒虹吸、分水闸、节制闸、跃水程。溢流工程这些设施的各项参数和规划概要，如表 5.69、70 所示。干渠和分渠，在设计上是土堤水渠。

2. 干渠、支渠

① 灌溉控制面积

从头道岗引水坝和万金山引水坝，修建能够充分有效利用水位差的干渠。这些干渠的水，能够灌溉到的范围就是控制的灌溉面积。

② 规划最大取水量

渠道所控制的范围是水田和旱田混合的地区，水田和旱田在不同时期的水的消费量是不同的。确定最大取水量时的作法是，计算不同时期的水的需要量，进行比较。

一天水的消费量最大时期，大致上是 5 月上旬、5 月下旬、7 月下旬，将这三个时期加以比较，以其中的最大值定为最大计划取水量。

③ 配水计划

a. 干 渠

灌水的时间，旱田定为每天 18 小时，水田定为每天 24 小时。

控制旱田和水田的干渠，在时差流量的调节上是依靠渠道的容水量向水田供水进行的。旱地灌溉时间差调整所决定的各干渠各段的最大计划通水量，如表 5.70 所示。其中，头道岗右岸干渠所控制的范围全部是水田，因此制定 24 小时通水计划。

## b. 支 渠

支渠是沿田间工程规划田块（短边 600 m × 长边 1000 m）的短边的，干渠与支渠的分水点的间隔，原则上是相隔 2000 m。

支渠的引水量是按最大取水期的一天的消费量和该支渠所控制的面积计算的。

支渠的控制范围，有水田和旱田的情况，旱田灌溉水量的在时间差的调节，与干渠的道理一样由水田灌溉用水量来进行的，根据最大取水期的 24 小时通水量计算取水量。渠端只有旱田或只有水田的地区的渠道断面是按照灌溉期间（一天的最大消费量——水田是按照 11.51 mm、24 小时通水量；旱田是按照 5.7 mm、18 小时通水量决定的。

在一条支渠断面变化的长度，从管理方面着想，规定长度的限度以不超过 2.5 km 为宜。将按这一原则确定各支渠的长度及其区间流量，列于“附属书”上。

## ④ 渠道的地形和地质

干渠经过的地方是：标高 90 m ~ 60 m、沿河流的泛滥原和属于沉积地形的低平地，也经过局部低平地残丘。

从地质上说来，这些地区都由第 4 纪冲积层覆盖着的，部分地区是由山麓堆积物覆盖着的。从全局看是淤泥质粘土和淤泥地带居多，但部分地区还分布着淤泥质砂地和砂地。典型区各地还有泛滥性或冲积中粒砂。如：沿宝石河右岸的部分地区；左岸宝清镇的大部分地区；从典型区中心处沿挠力河左岸的北关、永宁、永强等村屯；在距离挠力河不远处形成台地，而村屯集中的东富、青山、青原公社、本德、本德北、本德东广阔地带。

在头道岗右岸的残丘上，虽可以看到裸露的岩石，但是与干渠的路线计划不相关。

沿干渠一带的地质和地质状态，如 3.1 (7) 所示，干渠土质的划分如表 5.12、图 5.22 所示。

在制定渠道规划时，在宝石河右岸的一部分区间和宝石河左岸、宝清镇街区的约 2.5 km 的区间，由永宁往北至本德东附近的约 1.0 km 区间，干渠通过的是砂土；其余地区一般为淤泥质粘土。

表 5.69 干渠规划的各项参数

干渠名称	区间 记号	分配面积(亩)		计划流量 ( $m^3/s$ )	长 (km)	流速 V ( $m/s$ )	正面坡度		底宽 B (m)	水深 H (m)	淤积 A ( $m^2$ )	糙率 d (m)	堤顶宽(m)		全高 D(m)	坡度 I
		水田	旱田				左岸 $m_1$	右岸 $m_2$					左边 $L_1$	右边 $L_2$		
头道岗 左岸线	0~1	3264	9758	13022	9.84	0.60	1.5	1.5	54	1.97	1650	0.70	40	20	2.65	1/6500
	1~2	3264	9274	12538	9.52	0.59	1.5	1.5	53	1.95	1609	0.70	40	20	2.65	1/6500
十八里线	2~3	3035	9180	12215	9.22	0.50	2.0	2.0	47	2.10	1863	0.70	2.1	2.1	2.80	1/9500
	3~4	2907	5270	8177	6.51	0.68	1.5	1.5	42	1.49	961	0.65	1.6	1.6	2.15	1/3500
	4~5	1664	2836	4500	3.61	0.67	1.5	1.5	29	1.16	541	0.52	1.3	1.3	1.68	1/2500
十八里 分线	5~6	-	2754	2754	2.41	0.57	1.5	1.5	23	1.08	425	0.44	4.0	1.1	1.50	1/3000
	3~7	128	2703	2831	2.38	0.49	2.0	2.0	1.7	1.19	4.82	0.44	1.2	1.2	1.65	1/4000
	7~8	128	1887	2015	1.66	0.48	2.0	2.0	1.3	1.04	3.49	0.36	1.1	1.1	1.40	1/3500
头道岗 右岸线	0~1	3307	-	3307	4.40	0.54	1.5	1.5	33	1.47	810	0.55	1.5	1.5	2.00	1/5000
	1~2	2032	-	2032	2.80	0.59	1.5	1.5	25	1.13	476	0.45	1.2	1.2	1.60	1/3000
	2~3	1020	-	1020	1.36	0.58	1.5	1.5	1.5	0.85	236	0.35	0.9	0.9	1.20	1/2000
青山线	0~1	9945	7752	17697	16.13	0.50	2.0	2.0	6.9	2.64	3207	0.80	2.6	2.6	3.45	1/13000
	1~2	-	6341	6341	5.58	0.49	2.0	2.0	3.3	1.70	1135	0.60	1.7	1.7	2.30	1/7000
	2~3	-	840	840	0.74	0.48	2.0	2.0	0.6	0.74	1.54	0.28	0.8	0.8	1.00	1/2000
前进线	1~4	9367	-	9367	15.19	0.50	2.0	2.0	6.0	2.57	3019	0.78	2.5	2.5	3.35	1/2500
	4~5	4548	-	4548	7.38	0.70	1.5	1.5	4.5	1.55	1058	0.65	1.7	1.7	2.20	1/3500
	5~6	2522	-	2522	4.09	0.61	1.5	1.5	3.1	1.32	672	0.54	1.4	1.4	1.86	1/3500
前进分线	6~7	1142	-	1142	1.85	0.62	1.5	1.5	1.9	0.91	299	0.41	4.0	4.0	1.32	1/7000
	4~8	4820	-	4820	7.82	0.67	1.5	1.5	4.7	1.63	1161	0.66	4.0	4.0	2.30	1/4000
	8~9	3448	-	3448	5.59	0.60	1.5	1.5	3.8	1.53	936	0.60	4.0	4.0	2.15	1/4500
万北线	9~10	1676	-	1676	2.72	0.50	1.5	1.5	2.5	1.24	540	0.46	4.0	4.0	1.70	1/4500
	0~1	5695	5040	10735	9.52	0.59	1.5	1.5	54	1.94	1611	0.70	2.0	2.0	2.65	1/6500
	1~2	2423	5041	7464	6.78	0.56	1.5	1.5	4.3	1.74	1204	0.64	1.8	1.8	2.40	1/6000
万北分线	2~3	-	3120	3120	2.74	0.53	1.5	1.5	2.5	1.21	520	0.47	1.3	1.3	1.70	1/4000
	3~4	-	1428	1428	1.15	0.48	1.5	1.5	1.4	0.89	242	0.34	0.9	0.9	1.25	1/3000
	2~5	1199	1445	2644	2.18	0.65	1.5	1.5	2.0	0.98	338	0.45	1.1	1.1	1.45	1/2000
	5~6	604	612	1216	1.62	0.49	1.5	1.5	1.7	1.02	331	0.38	1.1	1.1	1.40	1/3500

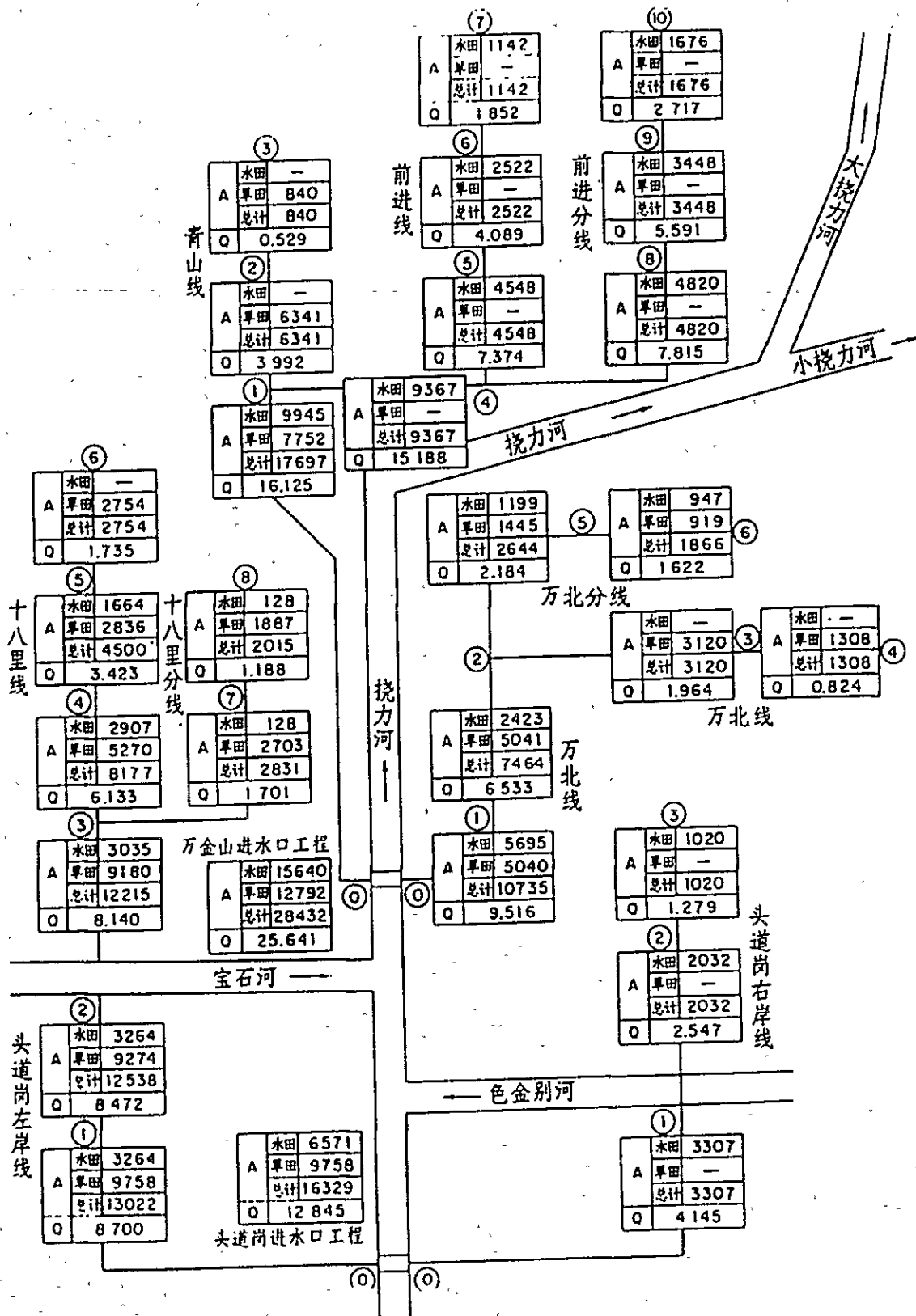
表 5.70 干渠附属建筑规划的各项参数

干线水渠	区间 记号	名称	地点	流量 ( $m^3/s$ )	长度 ( $m$ )	流速 ( $m/s$ )	宽度 ( $m$ )	水深 ( $m$ )	总高 ( $m$ )	坡度	型式	水位调整工程 型式 数量	
头道岗左 岸线	0~1	吸虹管	河泉河	9.84	450	1.26	2.80	—	2.80	—	—	D.1	
		吸虹管	三道河	9.84	250	1.26	2.80	—	2.80	—	—		
		水渠桥	头道河	9.84	18.0	1.53	3.60	1.80	2.10	$1/1700$	—		
		溢流工程	头道河	9.84	—	—	—	—	—	—	—	A	
	1~2	溢流工程	宝石河	9.52	—	—	—	—	—	—	A	D.1	
十八里线	2~3	水渠桥	宝石河	9.22	5000	1.58	3.50	1.68	2.00	$1/1500$	—	D.1	
		溢流工程	北关1分干	9.22	—	—	—	—	—	—	—	B	
		水渠桥	北关1分干	9.22	32.0	1.58	3.50	1.68	2.00	$1/1500$	—		
	3~4	吸虹管	十甲沟	6.51	35.0	1.23	2.30	—	2.30	—	—	C.3	
		吸虹管	郝家河	6.51	45.0	1.23	2.30	—	2.30	—	—		
	4~5	溢流工程	庆兰河	3.61	—	—	—	—	—	—	—	F	B.3
		吸虹管	庆兰河	3.61	25.0	1.35	1.70	—	1.70	—	—	—	
	5~6	吸虹管	597-6排干	2.41	45.0	1.23	1.40	—	1.40	—	—	—	A.2
溢流工程		干线终端	2.41	—	—	—	—	—	—	—	—	C	
		分水工程		6.51 2.38	—	—	4.20 1.70	—	2.90 1.90	—	—		
十八里 分线	3~7	溢流工程	北关排干	2.38	—	—	—	—	—	—	—	G	A.2
	7~8	溢流工程	干线终端	1.66	—	—	—	—	—	—	—	D	A.1
头道岗 右岸线	0~1	溢流工程	色金别河	4.40	—	—	—	—	—	—	—	G	B.1
	1~2	水渠桥	色金别河	2.80	420.0	1.57	2.00	0.90	1.20	$1/700$	—	B.2	
	2~3	溢流工程	干线终端	1.36	—	—	—	—	—	—	—	D	A.3
青山线	0~1	吸虹管	北关排干	16.13	45.0	1.19	$2.60 \times 2$	—	$2.60 \times 2$	—	—	E.1	
		水渠桥	西地河放流	16.13	60.0	1.54	4.60	2.28	2.60	$1/2300$	—	C.4(1~2)	
	溢流工程	西地河放流	16.13	—	—	—	—	—	—	—	—	A	
	2~3	溢流工程	干线终端	0.74	—	—	—	—	—	—	—	D	A.1
		分水工程		5.58 1.519	—	—	3.00 6.50	—	1.70 2.70	—	—		
前进线	1~4	溢流工程	青山1总干	15.19	—	—	—	—	—	—	—	A	
	4~5	溢流工程	青山1总干	7.38	—	—	—	—	—	—	—	F	C.2
	5~6	吸虹管	青山1总干	4.09	35.0	1.16	1.90	—	1.90	—	—	B.2	
	6~7	溢流工程	干线终端	1.85	—	—	—	—	—	—	—	C	A.2
		分水工程		7.38 7.82	—	—	4.50 4.70	—	1.60 1.60	—	—		
前进分线	4~8	溢流工程	青山1总干	7.82	—	—	—	—	—	—	—	E	D.1
	8~9	溢流工程	青山1总干	5.59	—	—	—	—	—	—	—	F	C.1
	9~10	溢流工程	干线终端	2.72	—	—	—	—	—	—	—	C	B.1
万北线	0~1	溢流工程	万北1排干	9.52	—	—	—	—	—	—	—	E	D.1
	1~2	溢流工程	四方山排干	6.78	—	—	—	—	—	—	—	F	C.1
		水渠桥	西方山排干	6.78	380	1.53	2.80	1.37	1.70	$1/1200$	—	B.1(2~3)	
	3~4	溢流工程	干线终端	1.15	—	—	—	—	—	—	—	D	A.1
		分水工程		2.74 2.18	—	—	2.50 2.00	—	2.60 2.20	—	—		
万北分线	2~5	溢流工程	四方山排干	2.18	—	—	—	—	—	—	—	G	A.1
	5~6	溢流工程	干线终端	1.62	—	—	—	—	—	—	—	D	A.2

表 5. (四) 干渠通水量计算表 (为调整旱田灌溉的时间差)

干渠名称	① 面积 (m <sup>2</sup> )		② 日灌水层小水层 (m)	③ $\frac{① \times ②}{86400}$ 一天24小时灌水时的每秒流量 (m <sup>3</sup> /s)	④ $\frac{③ \times 24}{18}$ 一天18小时灌水时的每秒流量 (m <sup>3</sup> /s)	⑤ $\frac{④ - ③}{18 \times 3600}$ 自水田用水中引灌的一天用流量 (m <sup>3</sup> /18h)	⑥ 面积 (m <sup>2</sup> )	⑦ 日灌水层 (m)	⑧ $\times ⑦$ 一天所需流量 (m <sup>3</sup> )	⑨ $\frac{⑧}{86400}$ 一天24小时灌水时的每秒流量 (m <sup>3</sup> /s)	⑩ $\frac{⑨ - ⑧}{18}$ 在旱田用引灌小时内的每秒流量 (m <sup>3</sup> /s)	⑪ $90 \times 18 \times 3600$ 在旱田用引灌田原高的总蓄水量 (m <sup>3</sup> )	⑫ $90 - ⑩$ 在6小时引灌中所需总蓄水量 (m <sup>3</sup> )	⑬ $\frac{⑫}{6 \times 3600}$ 在6小时引灌中所需总蓄水量中的每秒流量 (m <sup>3</sup> /s)
	0~1	1~2												
干渠名称	5月下旬	9758 × 10 <sup>4</sup>	0.0057	6438	8584	139060	3264 × 10 <sup>4</sup>	0.009	293760	3400	1254	81259	212501	9838*
	1~2	9274 × 10 <sup>4</sup>	0.0057	6116	8157	132127	3264 × 10 <sup>4</sup>	0.009	293760	3400	1361	88193	205567	9517*
	2~3	9180 × 10 <sup>4</sup>	0.0057	6056	8075	130831	3035 × 10 <sup>4</sup>	0.009	273150	3161	1142	74002	199148	9220*
	3~4	5270 × 10 <sup>4</sup>	0.0057	3477	4636	75103	2907 × 10 <sup>4</sup>	0.009	261630	3028	1869	121111	140519	6506*
	4~5	2836 × 10 <sup>4</sup>	0.0057	1871	2495	67392	1664 × 10 <sup>4</sup>	0.009	149760	1733	1109	71863	77897	3606*
	5~6	2754 × 10 <sup>4</sup>	0.0057	1817	2423*	39269	-	-	-	-	-	-	-	-
十八里分线	5月下旬	2703 × 10 <sup>4</sup>	0.0057	1783	2377*	38491	128 × 10 <sup>4</sup>	0.009	11520	0.133	0.461	-	-	-
	7~8	1887 × 10 <sup>4</sup>	0.0057	1245	1660*	4482	128 × 10 <sup>4</sup>	0.009	11520	0.133	0.282	-	-	-
	0~1	-	-	-	-	-	3307 × 10 <sup>4</sup>	0.01151	380636	4406*	-	-	-	-
水通沟分线	1~2	-	-	-	-	-	2032 × 10 <sup>4</sup>	0.01151	233883	2707*	-	-	-	-
	2~3	-	-	-	-	-	1020 × 10 <sup>4</sup>	0.01151	117300	1357*	-	-	-	-
	0~1	7752 × 10 <sup>4</sup>	0.00408	3661	4881	79056	9945 × 10 <sup>4</sup>	0.01083	1077044	12466	11246	728741	348303	16125*
青山分线	7月下旬	6341 × 10 <sup>4</sup>	0.0057	4183	5577*	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	5月上旬	840 × 10 <sup>4</sup>	0.0057	954	9739*	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1~4	-	-	-	-	-	9367 × 10 <sup>4</sup>	-	16125 × 9367 × 10 <sup>4</sup> / 9945 × 10 <sup>4</sup>	-	-	-	-	15188*
	4~5	-	-	-	-	-	4548 × 10 <sup>4</sup>	-	16125 × 4548 × 10 <sup>4</sup> / 9945 × 10 <sup>4</sup>	-	-	-	-	7374*
	5~6	-	-	-	-	-	2522 × 10 <sup>4</sup>	-	16125 × 2522 × 10 <sup>4</sup> / 9945 × 10 <sup>4</sup>	-	-	-	-	4089*
	6~7	-	-	-	-	-	1142 × 10 <sup>4</sup>	-	16125 × 1142 × 10 <sup>4</sup> / 9945 × 10 <sup>4</sup>	-	-	-	-	1852*
	1~8	-	-	-	-	-	4820 × 10 <sup>4</sup>	-	16125 × 4820 × 10 <sup>4</sup> / 9945 × 10 <sup>4</sup>	-	-	-	-	7815*
前进分线	7月下旬	5040 × 10 <sup>4</sup>	0.00408	2380	3173	489352	5695 × 10 <sup>4</sup>	0.01083	6167691	7139	6346	411221	205548	9516*
	8~9	5040 × 10 <sup>4</sup>	0.0057	3325	4433	71798	3314 × 10 <sup>4</sup>	0.009	2982601	3452	2344	151891	146369	6776*
	9~10	3120 × 10 <sup>4</sup>	0.0057	2058	2744*	44452	-	-	-	-	-	-	-	
万安分线	7月下旬	1308 × 10 <sup>4</sup>	0.0057	863	1151*	13643	-	-	-	-	-	-	-	-
	2~5	1445 × 10 <sup>4</sup>	0.00408	682	909	14710	1199 × 10 <sup>4</sup>	0.01083	1298521	1503	1276	826851	47167	2184*
	5~6	919 × 10 <sup>4</sup>	0.00408	0434	0579	9396	947 × 10 <sup>4</sup>	0.01083	1025601	1187	1042	67522	35038	1622*
	7月下旬	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

注) 计算通水量是特以0.00与0.01加以比依此数取大的一方, \*为有用数字



注) 单位: A 为 (ha), Q 为 (m<sup>3</sup>/sec)

图 5.20 干渠系统模式图  
(7月下旬)

表 5.77 干渠沿线的土质及其分布情况

序号	生成物	土质	各路线的分布情况
1	挠力河现河床堆积物	极细砂、泥质亚粘土	头道岗左右岸、十八里、万北各线的一部分
2	挠力河旧河床堆积物	亚粘土、中粘土	头道岗左右岸、十八里分、前进各线的大部分和前进线的全部
3	宝石河泛滥性堆积物	砂 砾	头道岗左岸、十八里各线的一部分
4	挠力河泛滥性堆积物(2)	极细砂、中粒砂	头道岗左右岸各线的一部分
5	挠力河泛滥性堆积物(1)	亚粘土、中粒砂	前进线的大部分和万北分线的一部分
6	西地河低洼地堆积物	亚粘土	十八里分线的一部分
7	大孤山北部低洼地堆积物	亚粘土	十八里分线的一部分
8	小规模扇状地堆积物	砂、砂砾	头道岗左岸线的一部分
9	青山河三角洲性堆积物(1)	中粒砂	青山线与十八里分线的大部分
10	青山河三角洲性堆积物(2)	粘 土	青山线的终端一部分
11	河成三角洲性堆积物	亚粘土	十八里线的大部分与万北、万北分各线的一部分
12	圆锥性山麓坡面堆积物	亚粘土、粘土、少量砾石	万北线的一部分
13	小索伦泛滥性堆积物	亚粘土	万北分线终端的一部分

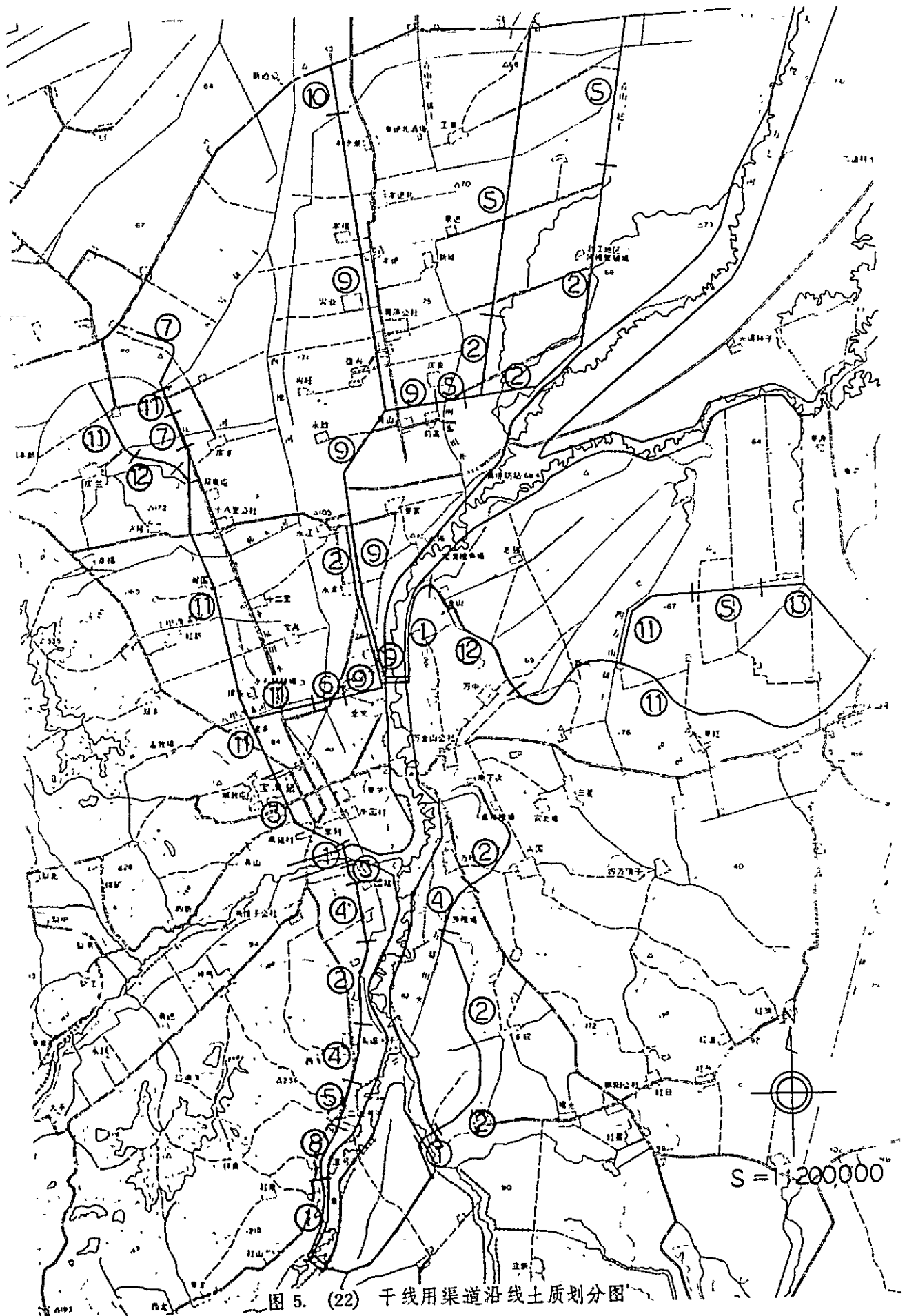


图 5. (22) 干线用渠道沿线土质划分图



## ⑤ 明渠各项参数

### a. 干 渠

#### 1) 计划流量

干渠最大计划通水量是按表 5.70 计算的，计划流量及其控制面积，如表 5.69、图 5.21 所示。

#### 2) 计划流速

##### 甲 最大流速

按“附属书”所列的渠道断面计划标准，将砂质土渠道十八里干线，宝清镇街区、青山支渠和十八里支渠的全程，前进干渠上游区间的流速加以限制，使其不超过  $0.50 \text{ m/sec}$ 。

其余的水渠，由于是粘性土，流速可以提高到  $0.70 \text{ m/sec} \sim 1.0 \text{ m/sec}$ ，淤泥质土水渠也同样可以提高流速，但是由于这些水渠是容易受侵蚀的，规定其最大流速不超过  $0.70 \text{ m/sec}$ 。

这些水渠，从土质方面来说是可以提高流速的，但是，由于在低平地处的纵向水位差小，还是不得不降低流速。头首岗右岸干渠的全程、前进干渠和前进支渠的下游、万北干渠的末端就是属于这一类型的。

##### 乙 最小流速

最小流速，定为  $0.45 \text{ m/sec}$ 。

#### 3) 流速公式及糙率

流速公式，采用曼宁氏公式，糙率采用了  $n = 0.025$

#### 4) 水渠截面各项参数

##### 甲 渠道底宽

渠道底宽是根据相应流量来决定的。下述断面标准值是列在“附属书”上面的。

##### 乙 渠道边坡

渠道按土质划分为砂质土和粘质土，按不同土质的确定挖填边坡的坡度。砂质土的渠道内坡和外坡都是定为  $1:2.0$ ；粘质土的内外边坡都定为  $1:1.5$ 。

##### 丙 渠道的超高和填土高度

按不同流量的标准值，决定渠道的超高和填土高度。

#### 丁 堤顶宽度

将干渠的一个堤，作为管理用的道路，把堤的宽度扩大为  $4.0\text{ m}$ ，如果，干渠沿着公路，就不易设管理道路。不作管理道路的堤顶宽度定为：渠底至堤顶的高度的 $\frac{1}{4}$ 。

#### b. 支 渠

##### 1) 计划流量

干渠对支渠的分水量和支渠的计划通水量，列在“附属书”里。

##### 2) 计划流速

支渠的计划流速，同干渠的流速。但是，头道岗右岸干渠，前进干渠、前进分干、万北分干是与等高线平行的低平地，很难确保最小流速大于  $0.45\text{ m/sec}$ ，容许为  $0.30\text{ m/sec}$ 。

##### 3) 渠道断面诸参数

支渠断面诸参数同干渠的断面诸参数。但是在渠道边坡方面，因断面小的可以比断面大的小一点，在此规定为  $1:1.5$ 。管理用的道路，可以利用沿支干修建的路宽  $8.5\text{ m}$  的分渠公路。

#### ⑥ 渠道的纵断设计

##### a. 干 渠

按照容许流速条件，制定水渠的纵断坡度。但是，如果纵断坡度出现不整数情况，施工不方便，可按  $1/100$  单位进行调整。根据流速调整。考虑现有地面纵断走向的起伏的横断走向深入的情况，找出纵、横断走向挖方和填方量平衡，运土量少的纵断走向。起点和终点之间的调整，适当地设跌水构造物。

##### b. 支 渠

依照干渠，由于纵断坡度平缓，不设跌水。

#### ⑦ 渠道横断走向设计

按照现地地面和开挖深度和挖填平衡，来决定横断走向。如果挖掘的土作为填土时，需要考虑开挖过程中因降雨，刮风造成的  $10\%$  损失还要考虑因加固和压实时所需要的  $10\%$  土方，共  $20\%$  土方。将适宜的开挖深度进行计算，列于“附属书”上。

#### ⑧ 水力计算

按⑤明渠各参数和⑥渠道纵断走向设计，进行水力计算，来确定水深和流速。计算结果，如表 5.69 所示。为了解干渠纵断图上水渠各点的水位高度，就水头的损失进行了计算，包括过渠道上各构造物的水头损失。其计算结果，列于“附属书”上。

### 3. 附属构造物

#### ① 渡槽

##### a. 设计参数

各渡槽的参数，如表 5.70 所示。

##### b. 水力断面

渡槽的流速，一般在  $0.70 \text{ m/sec} \sim 3.0 \text{ m/sec}$ 。规定为上下游流速的  $2.0 \sim 2.5$  倍，为  $1.50 \text{ m/sec}$ 。水渠的断面规定为矩形，根据最佳过水断面，将渠宽与高度之比定为  $2:1$ 。

##### c. 结构

采用钢筋混凝土结构。桥体两侧壁面为单桁结构。与上下游的连结，从防冻胀来说是不宜采用渐扩缩过度结构，尽管水头损失会增大一些决定采用急扩缩连结结构。

为了防止冻胀，采用逆 T 型桥架和桥脚，将基础底座埋入冻结层下面的地基里。

#### ② 例虹吸

##### a. 设计参数

例虹吸的参数，如表 5.70 所示。

##### b. 水力断面

尽量减低虹吸管内流速，减少水头损失，使管内流速为上下游渠道的 2 倍左右，定为  $1.20 \text{ m/sec}$  左右。

##### c. 结构

虹吸管是属于低水头虹吸管，管体虽然可以采用现有园管，但是，由于流量大，需要采用很多大口径管，反而不经济。因此，管体就采用现场浇制的涵洞断面的钢筋混凝土涵管。为了防止冻胀，将涵管上端埋入冻层下。与上下游的连结，同渡槽一样；为了防止冻胀，不采用渐扩缩式连结，而在涵洞的断面处设引水和出水水槽。

#### ③ 跌水

采用钢筋混凝土涵洞结构，使基础底座进入冻层下，让基础座朝外伸出。由跌水工程是涵洞结构，水流的跌落是在缺口处收缩的，因此没有进行水力计算，估计上游的水是几乎不会引起水位下降的。规定流量不同的几种类型的标准跌水：A ( $10 \text{ m}^3/\text{sec}$  以上)、B ( $6 \sim 10 \text{ m}^3/\text{sec}$ )、C ( $3 \sim 6 \text{ m}^3/\text{sec}$ )、D ( $2 \sim 3 \text{ m}^3/\text{sec}$ )、E ( $2 \text{ m}^3/\text{sec}$  以下)。

#### ④ 分水闸

a. 干渠分水闸

干渠分水闸，采用渠道式引水闸门分水工程，按分水量开闸分水。在分水后的各渠道设水位计，按水位流量曲线操作闸门，调节分水量。

分水工程的参数，如表 5.70 所示。

防冻胀的结构，与上述作法相同。

b. 支渠分水闸

分干分水工程，采用双重孔式分水工程。按通过第 1 孔口的水头损失为 6 cm，通过第 2 孔口的水头损失为 10 cm 计算孔口断面积，将孔口断面积划分几种范围，按孔口截面分 A、B、C、D 4 种孔口，使闸门和水槽的尺寸标准化。结构是钢筋混凝土涵洞结构。

分水工程的水理计算和标准化的各型式的尺寸，列于“附属书”上。

⑤ 节制闸

由于支渠的分水是采用双重孔口进行的，干渠的水位，需要经常保持一定的数值。因此，需要在干渠的关键处，设节制闸。这是不需要人管理的自动维持水位的闸门，采用少受振动和水脉混乱影响的弧形闸门。

水位调整工程的设置地点是，从调整堰将合乎设计水位的水平线向上游延长，在延长线上相当于设计水位的  $\frac{1}{2}$  的地点。

调整堰，大致上是设立相当于渠道底宽的通水口。按水渠底宽划分为 A、B、C、D、E 5 种类型，各进行标准化。

⑥ 溢流工程

a. 设计流量

为了使水渠的流水全部放流，排除多余的水，在水渠路径的有河流和排水渠的地方设溢流工程。

溢流工程的设计流量如下：

(放水工程的计划流量)

$$= (\text{最大计划通水量}) + (\text{流入渠道的洪水量})$$

(余水工程的计划流量)

$$= (\text{上下游过水断面缩量}) + (\text{流入水渠的洪水量})$$

由于在本规划中，排水是不属于渠道规划的，流入的洪水量只限于渠道上的降雨量，水量甚微少，这里就略去不谈。

溢流工程的计划地点，如表 5.70 所示。计划流量的计算结果收录在“附属书”上。

### b. 结 构

溢流工程的结构是，在渠道堤的一边，沿延长方向挖开缺口，设立钢筋混凝土壁，替代渠堤，使壁体高度与计划通水面相一致。放水是由闸门进行的，在壁上开一个口，设闸门，多余的水是经壁体上端和闸门上端溢流的。

余水的溢流是按宽顶堰公式进行计算的。溢流工程，按规模大小，分为A~G 7种类型，进行标准化。水力计算的结果和标准化型的尺寸等，列在“附属书”上。

### 3. 地下水扬水设施

地下水利用规划记载于5.5章。水泵设施容量如下。

灌溉面积 3,621  $\text{ha}$ ，消费水量为每天 5.7 mm，每一天扬水时间是 18 小时，需要扬水量为  $0.0057 \times 36210000 / 18 \times 60 = 191 \text{ m}^3/\text{分}$ ，水泵台数为  $3621 / 30 = 121$  台，每一台为  $191 / 121 = 1.6 \text{ m}^3/\text{分}$ ，扬程 15 m，因此定为  $\varnothing 125 \text{ mm}$  深井水泵，井口径 300 mm。

## 5.7 排水规划

### (1) 排水方法

#### 1. 基本构想

本地区的排水计划，基本上是按照“围堤”设想制定的，使本地区内受益地区免受外国流水的侵害，修建本地区内的排水设施，加强排水。

就是说，将高处（包括山地）的坡水，迅速地直接排列本地区外的河道中去；对本地区内不能自流排水的局部低洼地区实行机械排水。

按照本地区的淹水受害情况看来，排水的基本构想是应加强对挠力河和三环泡的排水。

解决排水的基本办法是：由本地区内的各排水渠、挠力河的堤防、筑高的干线公路组成围堤。

另外，在三环泡上各排水渠的排水点设节制闸，防止外水逆流造成淹水祸害。

#### 2. 各流域的排水现况

##### ① 西地河下游

本地区的受害原因是：本地区内的排水设施丧失作用；三环泡的水位升高，造成自排能力差，另外丘陵地许多支流的汇流下泄。

解决的办法是，应把包括庆兰河流域的上游流域划归西地河上游流域，与西地河下游流域分开。

就是说，将597—6号排干上游和青山第1排干流域的大部分地区划归西地河下游流域，让水流进西地河，对7号排干（西地河下游部分）进行自流排水。

另外，在西地河和7号排干的汇流处，应考虑三环泡水位增高的影响，设节制闸。

##### ② 青山第2排干

这一地区和西地河一样，也受三环泡水位增高的影响，但是，应尊重过去不得不向第8号排干排水的历史经过，基本上沿用现在的排干系统。但是，为了使排水规划与农田的修建结合起来，决定让青山第1排干流进西地河，使其余的流域的大部分水向597—8号排干自流排水。

此外，同西地河下游一样应考虑三环泡水位的影响，在流入8号排干处设节制闸防止逆流。

##### ③ 青山第一总干、分干

青山第1总干是与597—6号自流排干汇合的，总干的末端尚未决定

定下来。因此，考虑到与田间工程规划的结合，决定使6号排干沿计划中的农道，使它成为青山第1总干分干的自流排水干线，与大挠力河汇合。

#### ④ 青山第2总干与哈棠果排水机

本地区的整个地区是属于低洼地带，地面的标高低于挠力河的计划水位。

但是，还可以考虑用引水渠往挠力河下流进行自流排水的方案，就排水量和有关排水系统的成果分析，具体地进行了研究。

排水计划的基准是20%（1/5保汇率），挠力河在哈棠果处的五年一遇的水位为：EL. 61.26 m，本地区内的标准农田地面标高为：EL. 60.00 m。如果，依照容许耐淹水位为EL. 60.30 m，在同一条件下设计排水渠（水渠），排水渠就应以1/17,500坡度下泄。

挠力河的水面坡度是1/7,900，如图5.(23)所示，可以在哈棠果下游15 km处的挠力河汇合。

哈棠果以北的大挠力河左岸流域，由于被这条引水渠切断，给当地的排水带来很大影响，在制定计划上问题很大。

此外洪涝在今后需要解决的许多问题—解决与七星河的分流处的问题、重修挠力河下游流域河床问题—中，自然排水是几乎不可能的，典型区的排水问题仅依靠地区是不能完成的。

因此，就单纯机械排水方案的自然排水引水渠方案进行经济性的比较，是几乎没有意义的，应使机械排水计划优先。

自哈柴果到汇流点的距离L根据下式求得

$$60.3 - (L+1) / 17.5 = Y - L / 7.9$$

$$1/20 \rightarrow 2.36 \text{ km}$$

$$1/10 \rightarrow 1.94 \text{ km}$$

$$1/5 \rightarrow 1.48 \text{ km}$$

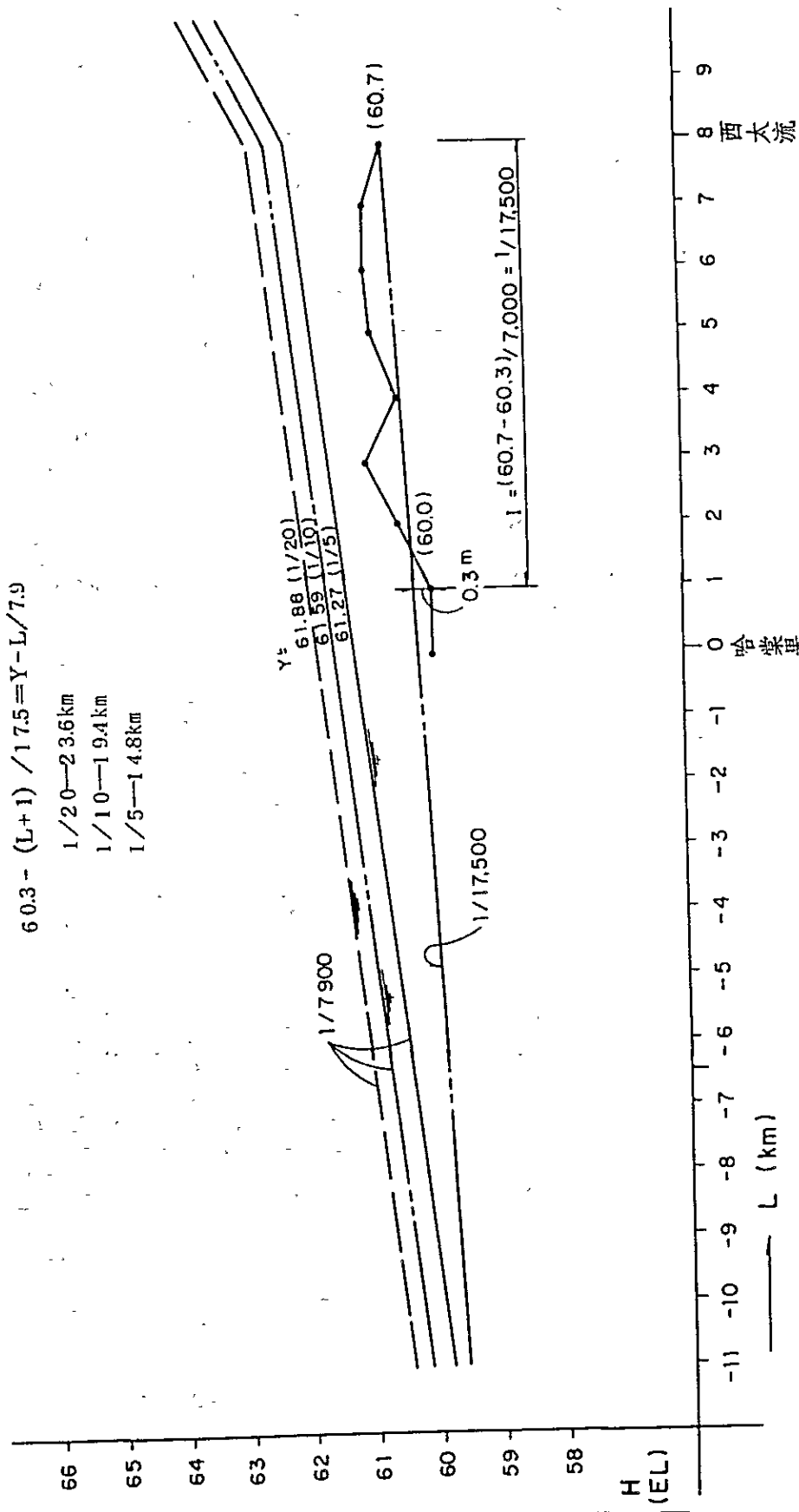


图 5. (23) 哈柴果下游排水方案图



表 5. (73) 西地河排水计划比较表

比较项目	西地河主流全线修改方案	西地河溢洪渠方案
1. 地形的条件	西地河地区下游是向七星河水系的三环泡子大挠力河等两个方向流去。现状是人为地向三环泡流入。西地河下游的 EL 在 61 m 以下。	西地河上游流域由青山砂土, 低丘陵隔着而倾斜于大挠力河。流向北方三环泡的则更呈为缓坡状态。溢洪渠末端的 EL 为 62.50 m 以上, 而流入大挠力河。
2. 土质的条件	EL 为 62 m 以下的路线长度约为 10 km, 而且在低洼沼泽地带为泥流化。	青山公路通过地点约为 6 km 的粘土质砂土, 土质条件对侧面的稳定性没有什么影响。
3. 水利条件	全流域面积为 302.60 km <sup>2</sup> , 长林公路下游约为 33 km <sup>2</sup> (7号), 共计为 335 km <sup>2</sup> 。	西地河溢洪渠的流域为 120 km <sup>2</sup> , 如果改变其流域, 则可减轻对西地河下游的影响。
	由于丘陵地带流出的水, 则十甲、郝家、庆兰河、6号排干都呈积水, 而使得内涝现象严重。	由于丘陵地带的流出水可由十甲、郝家、庆兰河溢洪渠加以切断, 则西地河丘陵地的流出水可由 6 号排干单独承担, 这样可减轻二者负担。
排水河流的水利	三环泡修改后的水位为 EL = 61.20 (5%) 周围的地基也由于沼泽地的原因, 则会产生四周带洪现象。(七星河的修改则为另行计划)	大挠力河的汇流点水位 EL 为 62.90 m, 则可以按稳定水位加以排水。
4. 技术条件	如果基于典型区计划外的七星河修改规划, 则向地区外低洼沼泽地的全流域洪水量流下计划会越来越打乱三环泡水系。	典型地区内的流出水, 可以限于在本典型区计划中加以解决, 由此可以减轻对地区外的负担。
5. 经济条件	24,258,000 元	23,062,000 元

表 5.74 排水面积总表

单位: km<sup>2</sup>

水系	排水渠			不同地形区域的面积							排水受益面积
	主线	干线	支线	水田	旱田	草地	山林	村庄	其他	合计	
三环泡	7号排干 8号排干	西地河下游 青山第2排干	13 6	1623	12762		2760	403	3072	20620	16570
大挠力河	青山第一总干 青山第二总干 西地河放流	同左	11 5 16	11356	12211	022	1560	841	4330	30320	27710
挠力河	北关 挠力河上游	北关排干 左、右岸	2 4	3535	8795		4526	980	2424	20260	8240
小挠力河	四方山 小索伦	四方山排干 万北排干 1支2支、3支	3 1 7	5696	26715	134	9640	634	7481	50300	16020
合计			68条	22210	60483	156	18486	2858	17307	121500	68540

### ⑤ 西地河泄水渠

关于西地河泄水方案—将西地河上游流域（包括典型区西部丘陵地庆兰河流域）的坡水，用新开挖的泄水渠泄进大挠力河的方案—与现行方案—，经西地河流进三环泡的方案的分析比较，如前所述，自然排水的要点是应使水尽快地排列典型区外的河道中去。因此，根据三环泡目前的情况，在远景的计划还未确定的情况下，在没考虑降低工程费用的因素。从效果观点出发，决定采用西地河泄水渠方案。

这项工程的设计，施工方面的关键是：在青原地区的高台地需挖7m左右深砂层含地下水的问题。但是，这种情况在设计和施工是完全能够做到的，如果施工确实无误，是没有问题的。

西地河的降雨期间，受到内涝与外洪灾害比其他水系尤为显著。其主要原因可认为丘陵地带流下的水与下游地区地洼沼泽地的淹水。

为了克服上述情况，曾将丘陵地的一部分十甲泄沟向八甲泄沟导水，作为北关排干横穿挠力河、将597国营农场地区的6号排干向大挠力河引导水线等，但这些都不是根本解决问题的措施。

参考过去曾试用过的方法时，正如表5. (63)所示，可将包括典型地区西部丘陵地庆兰河流域在内的上游流域（西地河上游流域）的流出水由新设的溢洪渠排到大挠力河去的西地河溢洪渠方案与现状的改修西地河流向三环泡的现状方案加以比较，但从工程费用方面来看，西地河溢洪方案是占有优越的地位的。

此外，作为设计施工上的一个课题来说，青原地区高台部的有7m左右深的挖掘量和一部分地下水面下粘质砂层问题。关于侧面的稳定问题，考虑到有相当多的地下水，但经研究的结果，可认为没有问题。而对此可以采取充分的设计和施工方法。若采取确实的施工，保证侧面能充分完成时，侧面坡度采用1:3的缓坡，而挖掘整形的施工速度可以使地下水逐渐下降。由于地下水不会急剧地流出，所以可以认为侧面几乎不会出现崩塌的危险。

### ⑥ 北关排干

对北关排干加以整修，使其能够承受包括十甲支流的八甲河以南流域和西地河上游流域的排水，改变部分流域，把水引进挠力河，直接排水。

### ⑦ 万北排水区

使它与田间工程规划结合起来，由与挠力河平行的总排干全面承担这一地区的流水，经四方山排干流进小挠力河，进行自流排水。

### ⑧ 四方山排干

是承受丘陵地坡水下泄的排水渠，为了使水尽快流进区外的河流，将排水口与黑鱼泡分开使水流进小挠力河。

### ⑨ 小索伦河

对试点区内的小索伦河河道进行整修，使下游低平地的排水能顺利进行，将 368 km<sup>2</sup> 广大流域的产流水顺利朝小挠力河排水。

此外，下游平坦部分的受益区内，由小索伦河第 1 分干、第 2 分干集水，朝小索伦河自流排水。

### 3. 计划排水系统和受益地区

按照排水规划初步构想，使各水利系统的排水区与田间工程规划结合起来。成果，如表 5. (74) 所示。

与排水有关连的面积为 1,215.00 km<sup>2</sup>，排水受益面积。与灌溉面积同样，为 601.10 km<sup>2</sup>。〔图 5. (24) 〕。

### (2) 洪水期的排水计划参数

中国的《三江平原治理规划》中，所提的规划设计雨量，在远景计划和近期计划、在不同设施上是有所区别的。排水方面的情况如下：

平地排水渠	：近期 20% (1/5 保证率)	远期 10% (1/10 保证率)
丘陵地排水渠	： " 10% (1/10 " )	" 5% (1/20 " )
主要构造物	： " 10% (1/10 " )	" 5% (1/20 " )

这时的近期是计划设计雨量，远景是校核数值。

在本计划中，排水计划的设计雨量，按不同设施加以区别，均以 20% (1/5 保证率) 制定计划。

### 1. 计划水位

制定排水计划时所依据的外水位是：内七星河水系三环泡的水位、大挠力河、挠力河、小挠力河等的河道修整计划中计划水位。排水计划中的各排水渠的泄流点及各河流的计划水位，如表 5. (75) 所示。

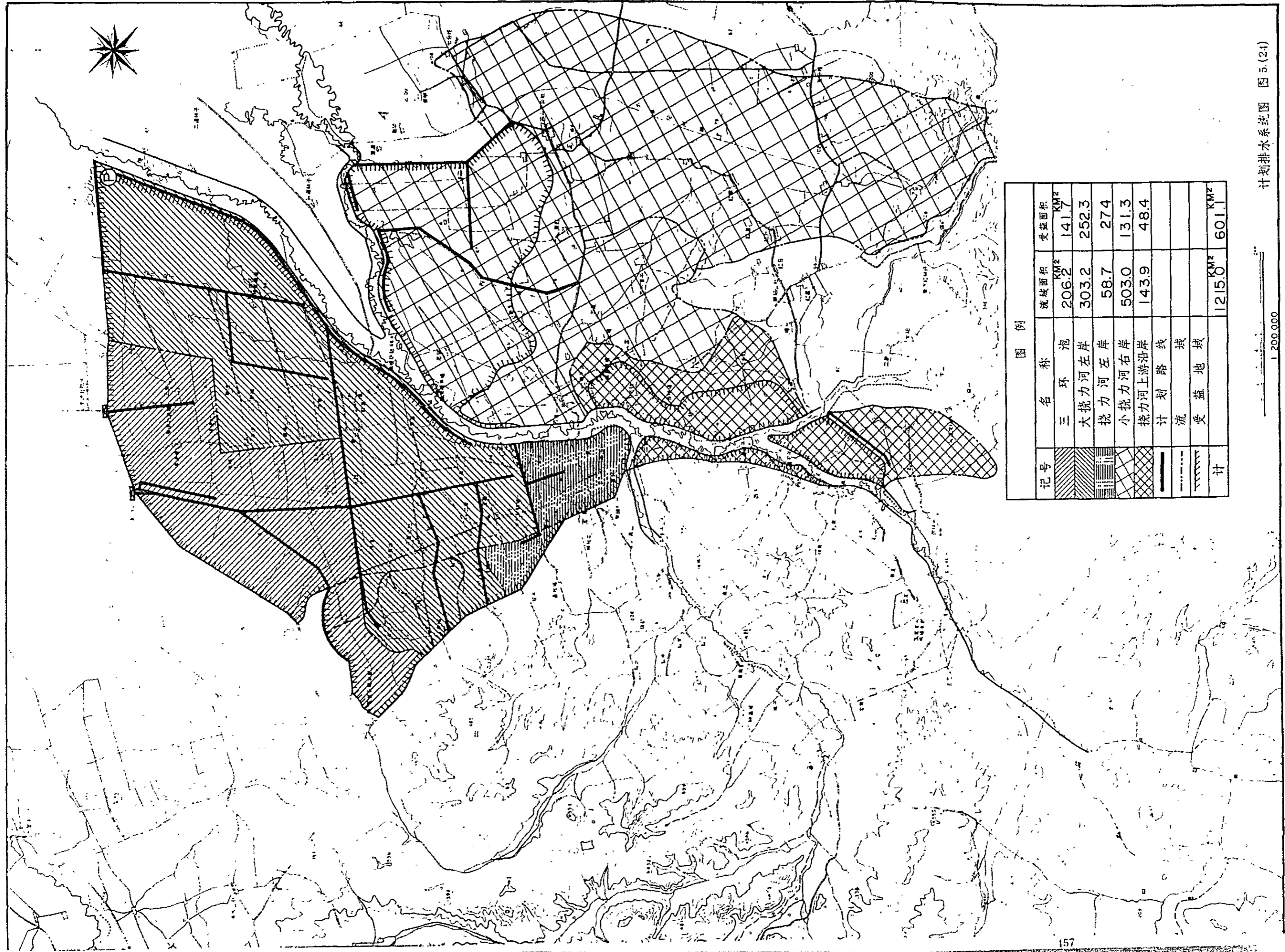


图 例

记号	名称	流域面积 KM <sup>2</sup>	受益面积 KM <sup>2</sup>
	三环泡	206.2	141.7
	大挠力河左岸	303.2	252.3
	挠力河左岸	58.7	274
	小挠力河右岸	503.0	131.3
	挠力河上游沿岸	143.9	48.4
	计划路线		
	流域		
	受益地域		
计		1215.0	601.1

1:200,000

计划排水系统图 图 5.(24)



表 5. (75) 河流计划水位

河流名称	排水渠流入地点	河流坡度	距离	概率年	计划水位
三环泡	597 国营农场 7号排干	1/10000	自狼豁起 11.4 Km	5 %	EL 61.20
				10 %	60.92
				20 %	60.60
	597 国营农场 8号排干	1/10,000	自狼豁子起 6.5 Km	5 %	60.75
				10 %	60.43
				20 %	60.10
大挠力河	郝通亮子	1/7900		5 %	61.07
				10 %	60.77
				20 %	60.47
	哈棠果排水机 青山第一总干	1/7900	自郝通亮子起 6.5 Km	5 %	61.88
				10 %	61.58
				20 %	61.26
	西太流排干 (刘福亮子)	1/7.900	自哈棠果起 8.0 Km	5 %	62.90
		1/1.850		10 %	62.60
				20 %	62.30
挠力河	北关排干	1/1,350	自宝饶公路起 3.98 Km	5 %	75.91
				10 %	75.61
				20 %	75.31
小挠力河	四方山排干	1/1,450	自大小挠力 河分歧点起 9.27 Km	5 %	65.81
				10 %	65.51
				20 %	65.21
	小索伦河	1/1,450	自由方山起 4.13 Km	5 %	62.93
				10 %	62.63
				20 %	62.33

三环泡水位是以 P=10%、狼豁子 EL 为 59.78 cm 为基准的。

## 2. 计划排水量

### ① 流出计算法

#### a. 流出计算的诸条件

在考虑下述条件后，进行了决定。

- 1) 关于计划排水区，因上游为山地、下游为低平地，加之因地表及地形条件，流出情况也相异，故计算出了与之相符的流量。
- 2) 在流域中，因分布有山地、水田、旱田及村落等，因此各种地的流出特性也不同。
- 3) 制定计划时考虑的雨量少，另外没有分析时所需要的流量等实测资料的积累。
- 4) 在流域终端，计划进行水泵排水，为此需要流量波形。
- 5) 除去小索伦河，流域面积为  $100 \text{ km}^2$  以下的小流域。

#### b. 计算公式的选定

根据上述注意事项，决定采用应用合理公式的方法。即，计划降雨波形乘上流出系数，求出一定比率流出的流量波形或高峰流量。

但因小索伦河为大流域面积，有  $368 \text{ km}^2$ ，故采用了贮水函数法。

#### c. 诸常数

##### 1) 流出系数

流出系数受降雨规模、前期降雨、地形、地目、植生及表土等之情况的影响，有时还存在流域内因贮水而产生的效果等，其背景是很复杂的。

因此，流出系数应根据实测值，采用符合于当地的数值是最为理想的。但当地还处于开始流量观测的初期阶段，三江平原其他地区虽有一些观测之例，要想掌握流出系数，还需根据 5~10 年以上的资料来统计得出，因此这次未能采用这种方法。另外，在制定计划时，还需要推测出有关农地修整完后的数值。但不管怎样，更为精确的数值还有待今后积累实际测量的成绩，因此在计划中采用了一般性的数值。也就是说，本计划是以中国经验性的流出系数值以及日本的实测之例为参考，采用了认为最接近于现地之数值。

#### 流出系数采用值

地种	流出系数	地种	流出系数
水田	0.40	山林	0.35
耕地(旱田)	0.35	村庄	0.40
草地	0.25	水面及其他	0.35



2) 到达时间 (  $T_L = T_1 + T_2$  )

① 水渠洪水到达时间 (  $T_2$  )

干线、支流及终端水渠的洪水到达时间,是根据曼宁公式  $u = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$  而得出的流速乘上 5/3 倍, 作为洪水到达速度, 来求出洪水到达时间的。

粗度系数的计划值为 0.025, 包括于排水计划中的水渠内, 流速超过 0.9 m/s 的, 按 0.9 m/s 进行了计算。

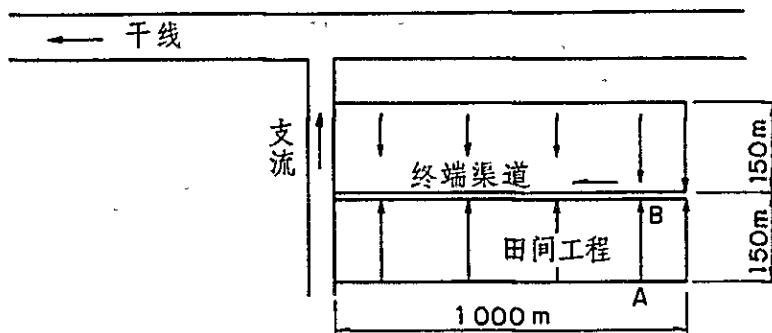


图 5. (25) 排水路线模式图

② 流入时间 (  $T_1$  )

关于流入时间, 就计划中的圃场 ( 斜面流路长 150m ) 以及中国的经验公式、日本的经验公式和美国的经验公式、理论公式, 花费了大量的时间, 反复进行了研究。

其结果, 本计划决定采用适合中国标准的, 同时也符合当地流出情况的下述理论公式, 通过试算, 来求出流入时间。

$$T_1 = \frac{(N/\sqrt{S})^{0.6} \cdot \ell^{0.6}}{[(1/3.6 \times 10^6) \cdot R_e]^{1-0.6}} \dots\dots\dots (1)$$

其中:  $T_1$  = 流入时间 (sec)

$N$  = 等价粗度 (水田、旱田为 0.4, 山林为 0.6)

$\ell$  = 坡面长 (m)

$S$  = 斜面坡度

$R_e$  =  $T_1$  内的平均有效雨量强度 (mm/hr)

指数 0.6 = 使用满宁公式时的定数

关于山地的计算, 从地形图判断斜面长为 500 m。

d. 计算方法

流入时间 ( $T_1$ ), 是通过设定式(3)中的  $t$ , 根据公式(1)、以及(4), 进行试算, 直至  $t = T_1$ , 而得出  $T_1$ 。将支流  $T_2$  加入求得出的  $T_1$  即可求出  $T_L$ 。流出量是根据公式(2)计算的。

$$\text{合理式: } Q_a(n) = \frac{1}{3.6} \times \bar{i}(n) \times I(n) \times A(n) \dots\dots\dots(2)$$

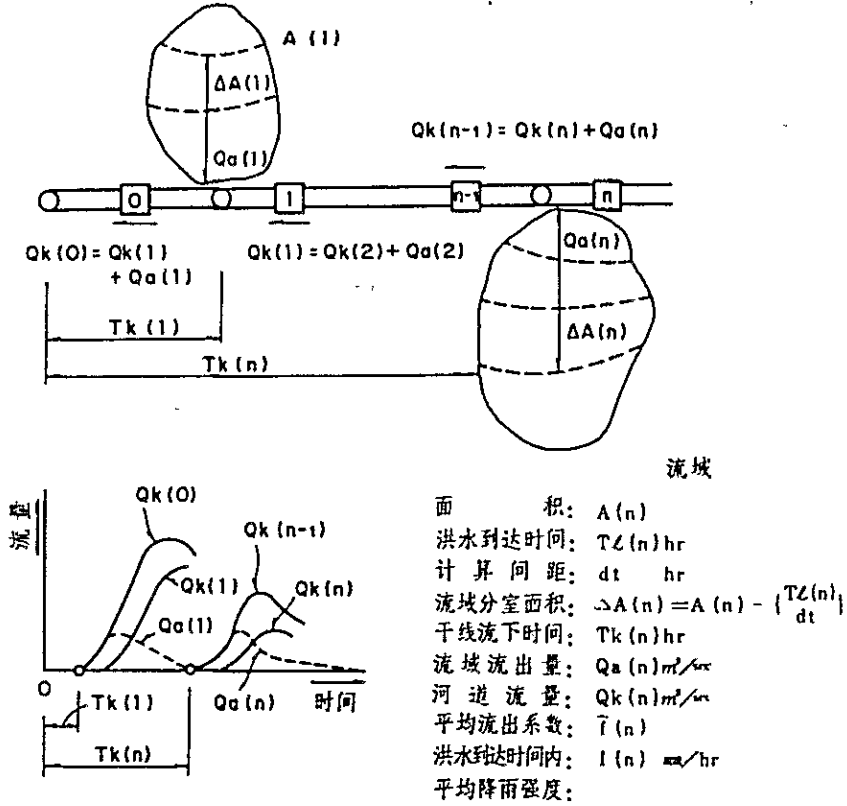


图 5.(26) 流出计算说明图

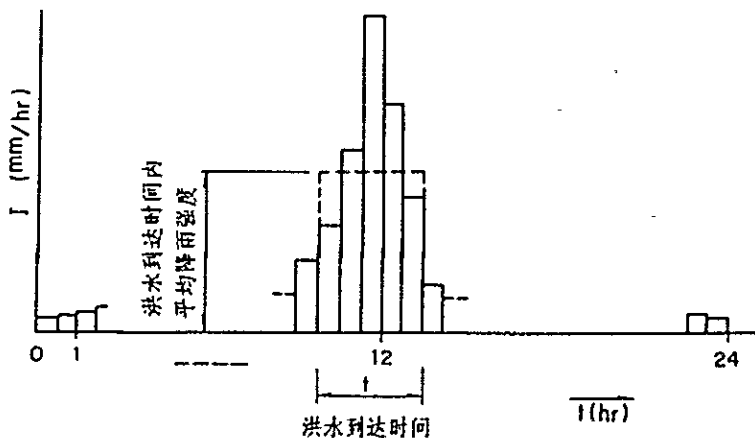


图 5. (27) 平均降雨强度说明图

② 计划降雨

计划降雨波形是根据概率降雨强度公式，将计划规模定为 1/5 概率年，来制成中央集中型降雨波形，用于流出解析的。

$$I (T=1/5) = 7591 (t^{3/4} - 0.15) \dots\dots\dots (3)$$

$$R_e = \bar{i} \times I \dots\dots\dots (4)$$

(符号已前述)

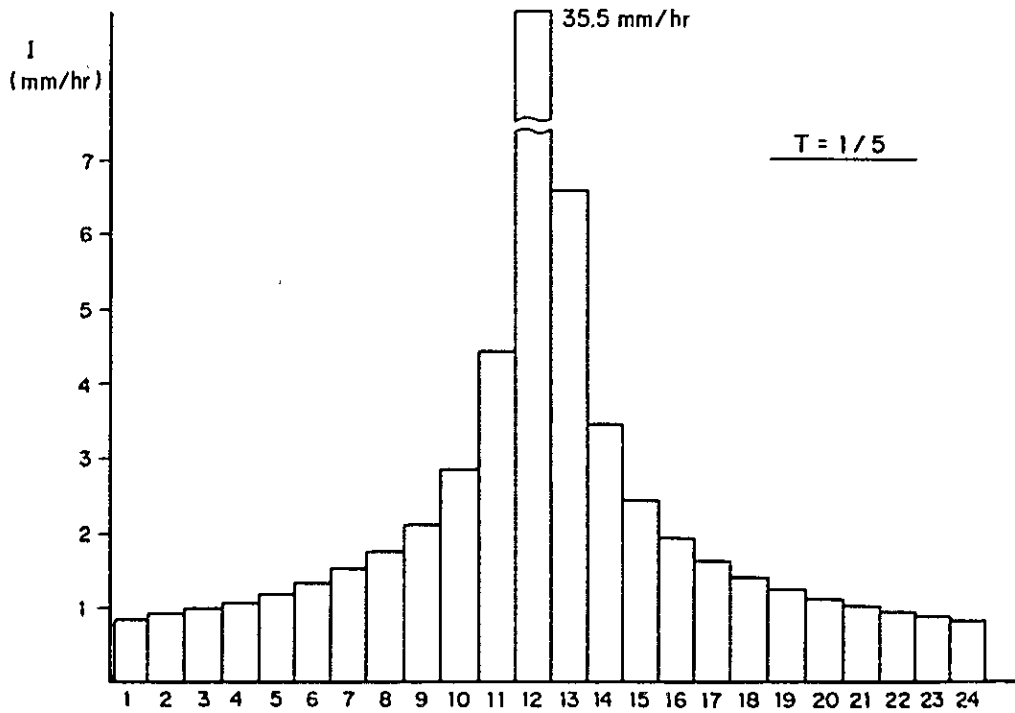


图 5. (28) 计划降雨波形 (1/5)

③ 流出计算模型

用于流出计算的各排水系统的流域面积、流出系数、流路长及流路坡度等的流出计算模型，示于图 5.(29) ~ 图 5.(39)。

青山第一总干  
(A0-1S)

青山第二总干  
(A0-2S)

绕力河

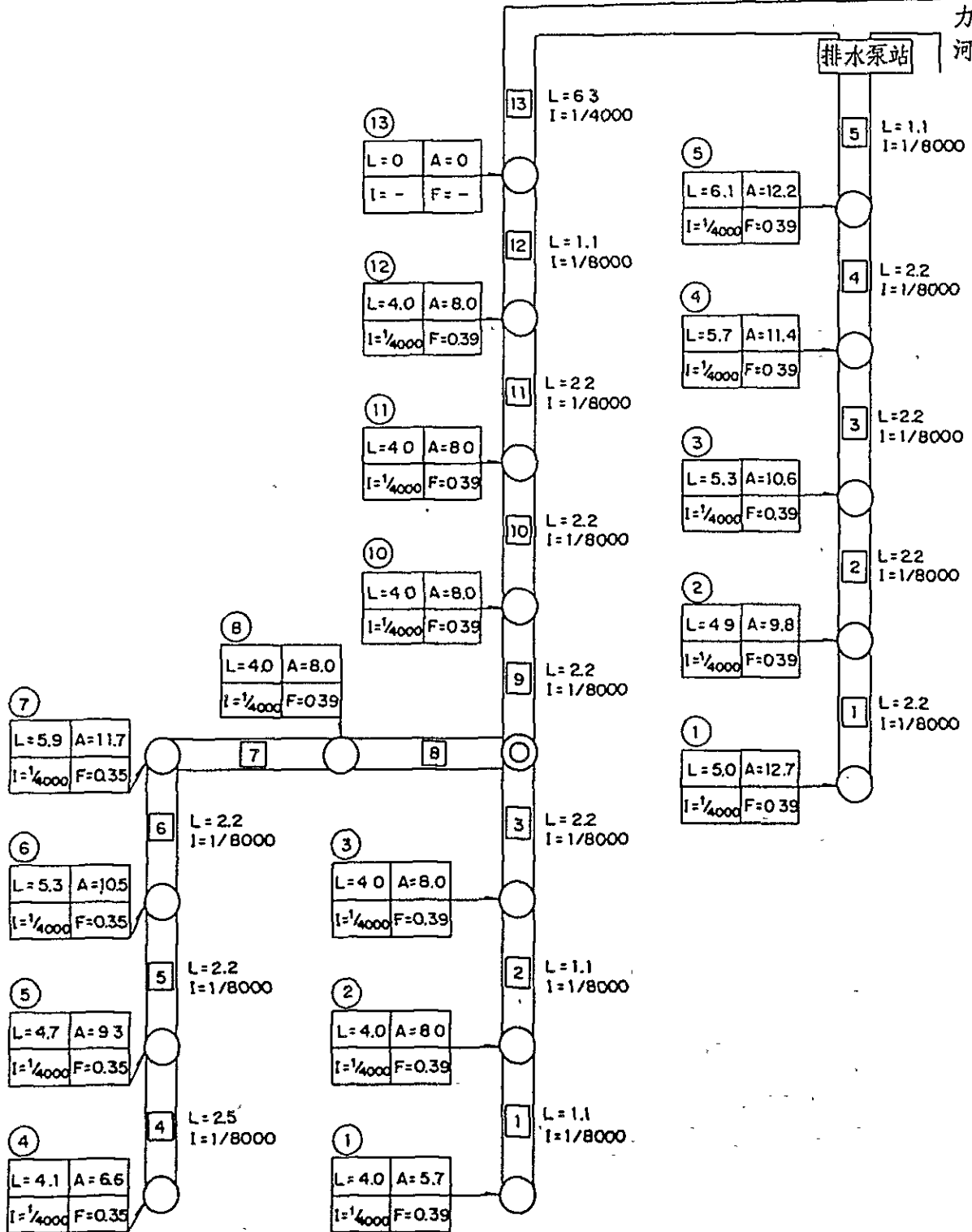


图 5. (29) 流出计算模型图(1)

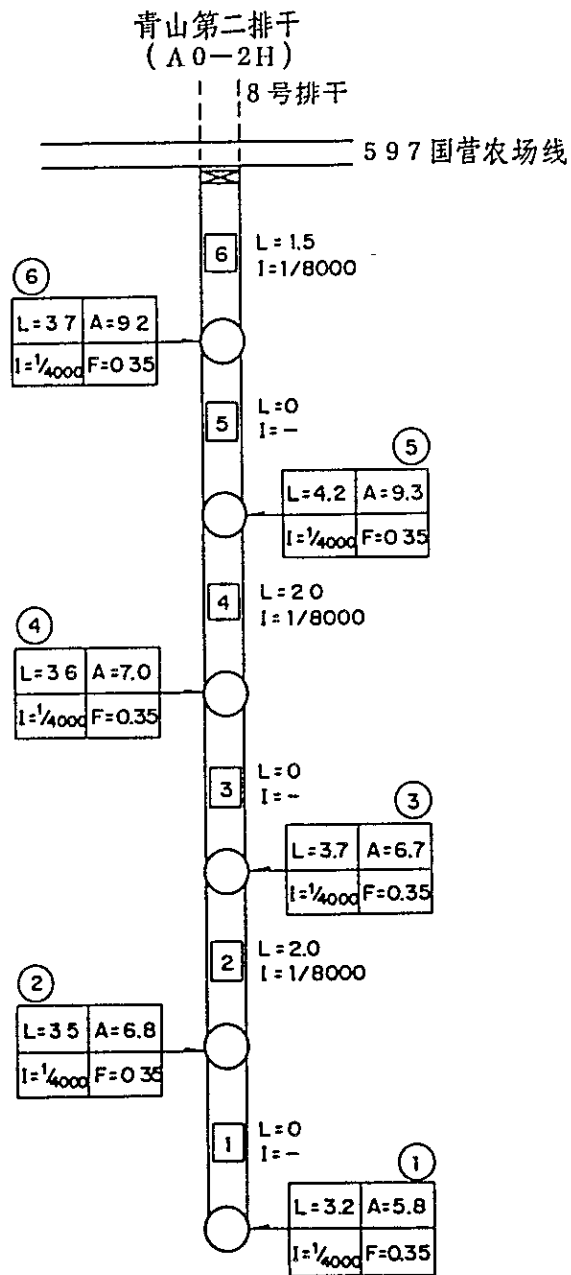


图 5. (30) 流出计算模型图(2)

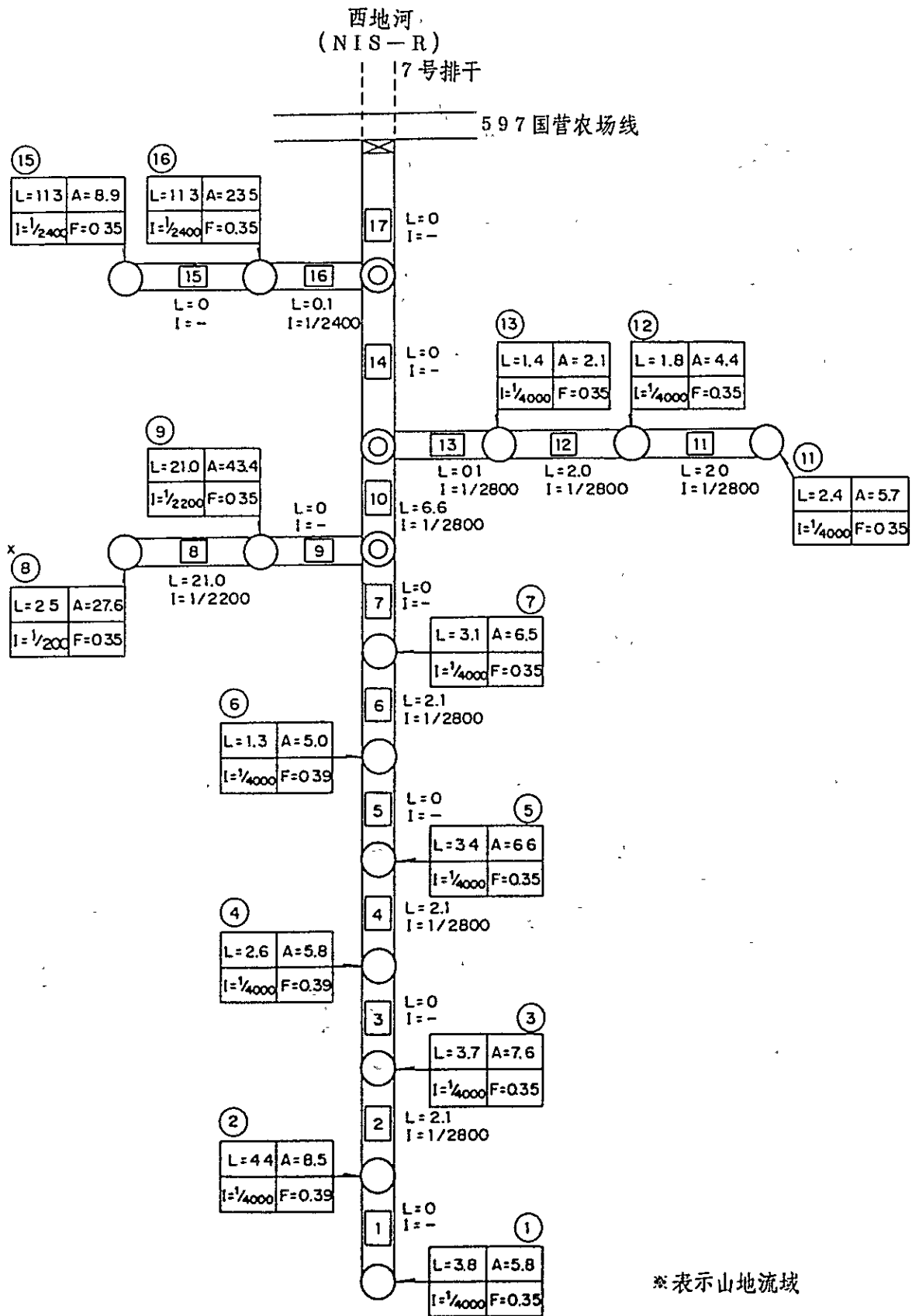


图 5. (31) 流出计算模式图(3)

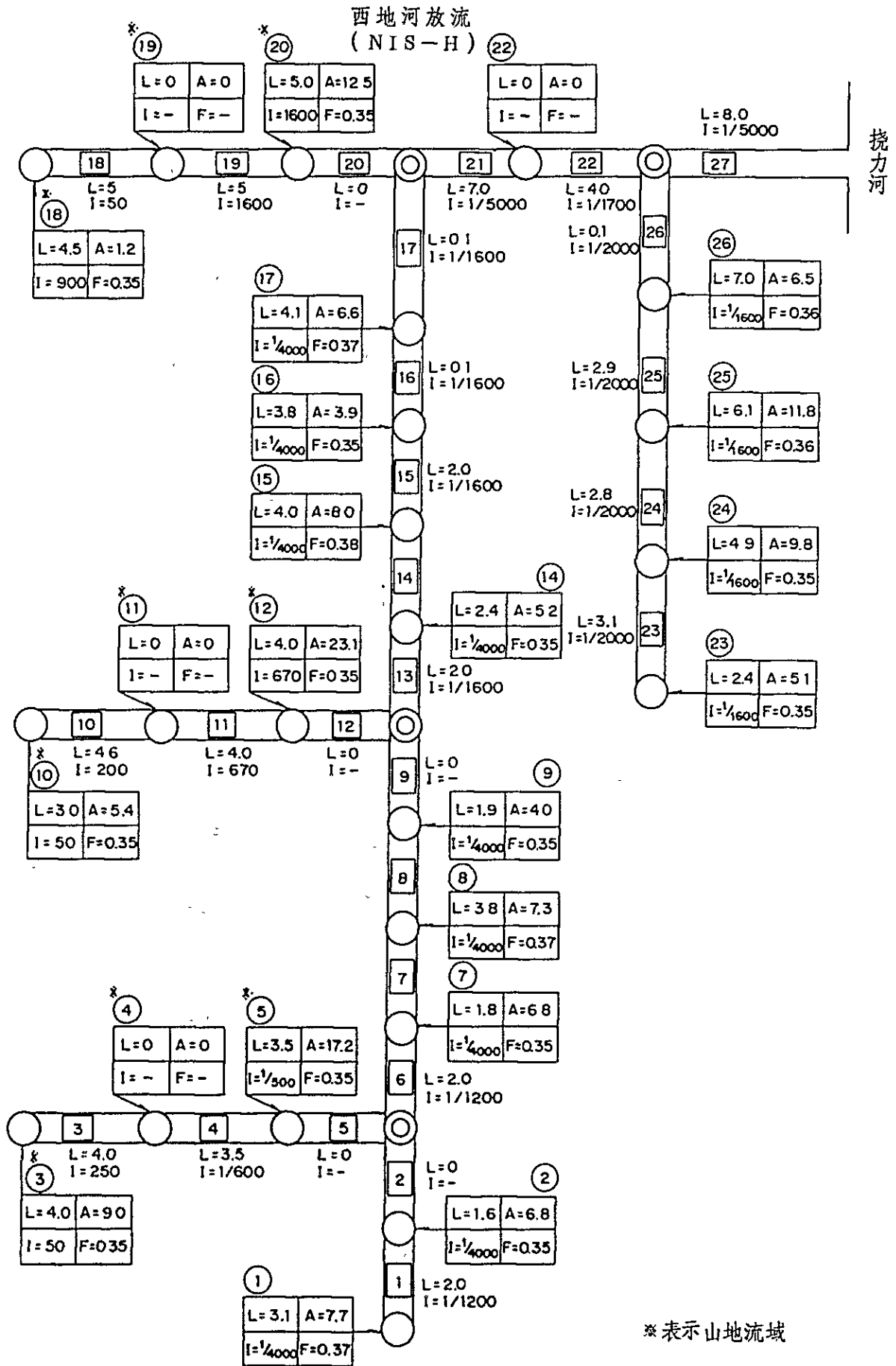


图 5.(32) 流出计算模式图(4)

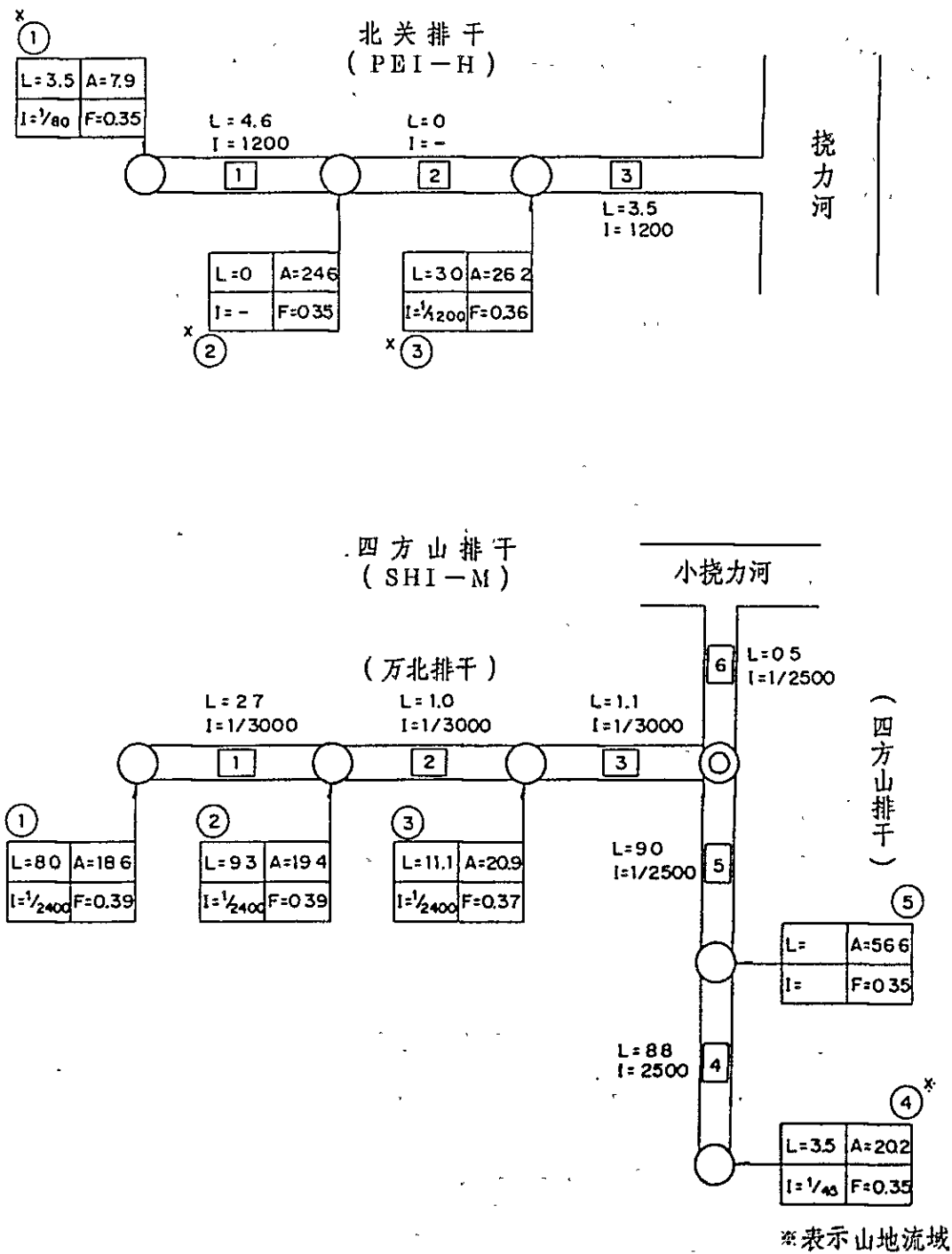


图 5. (33) 流出计算模式图(5)



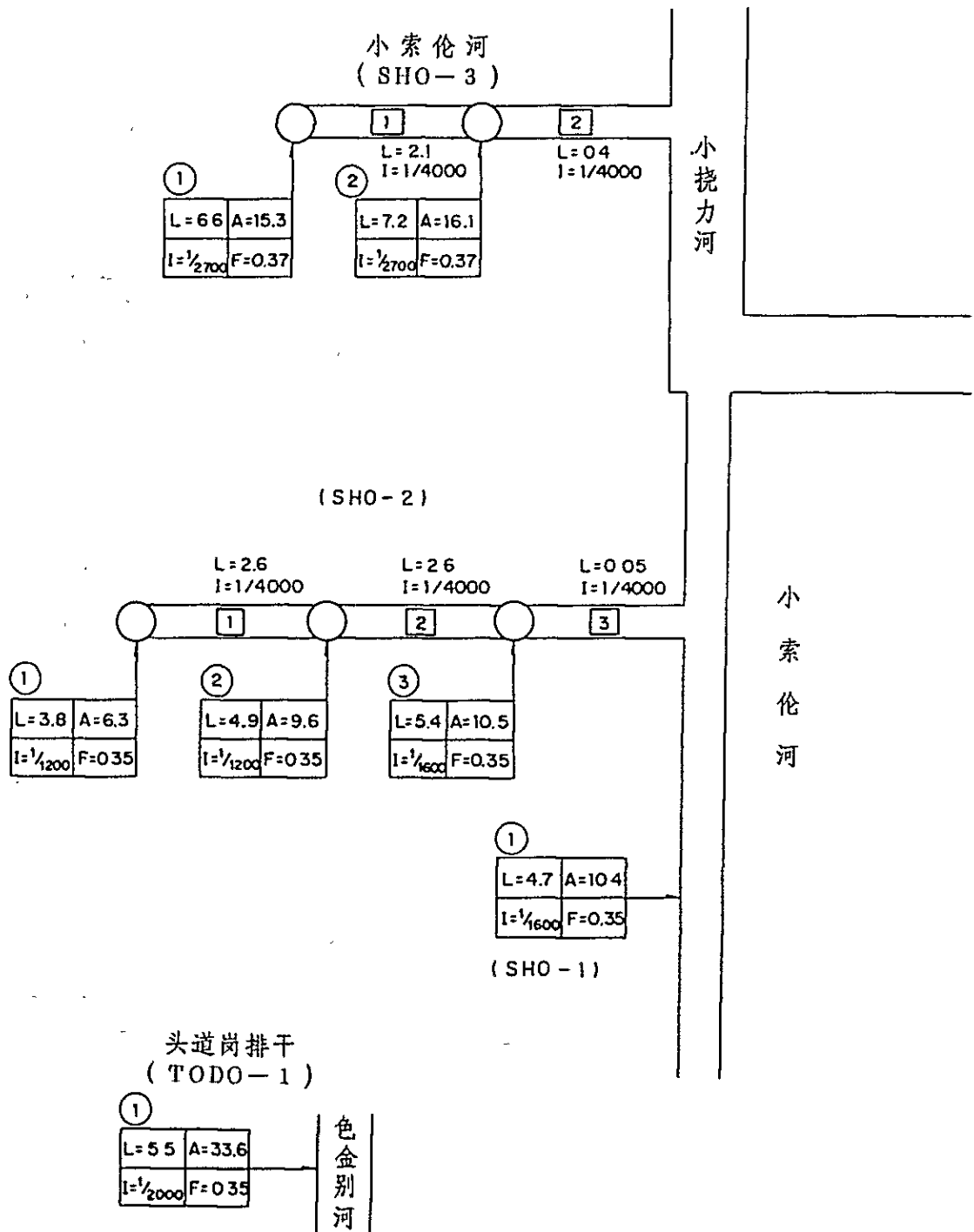


图 5. (34) 流出计算模型图(6)

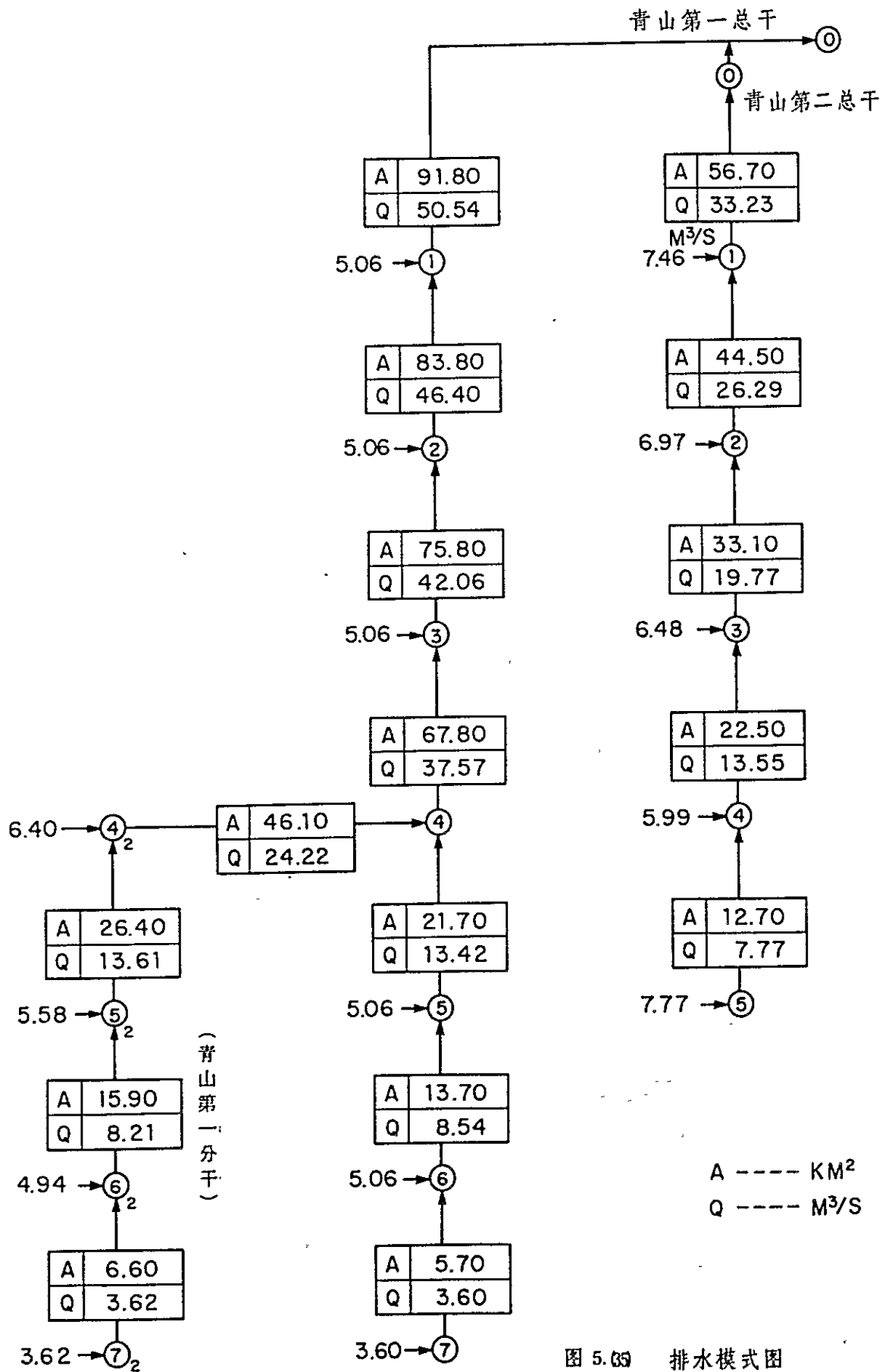


图 5.05 排水模式图

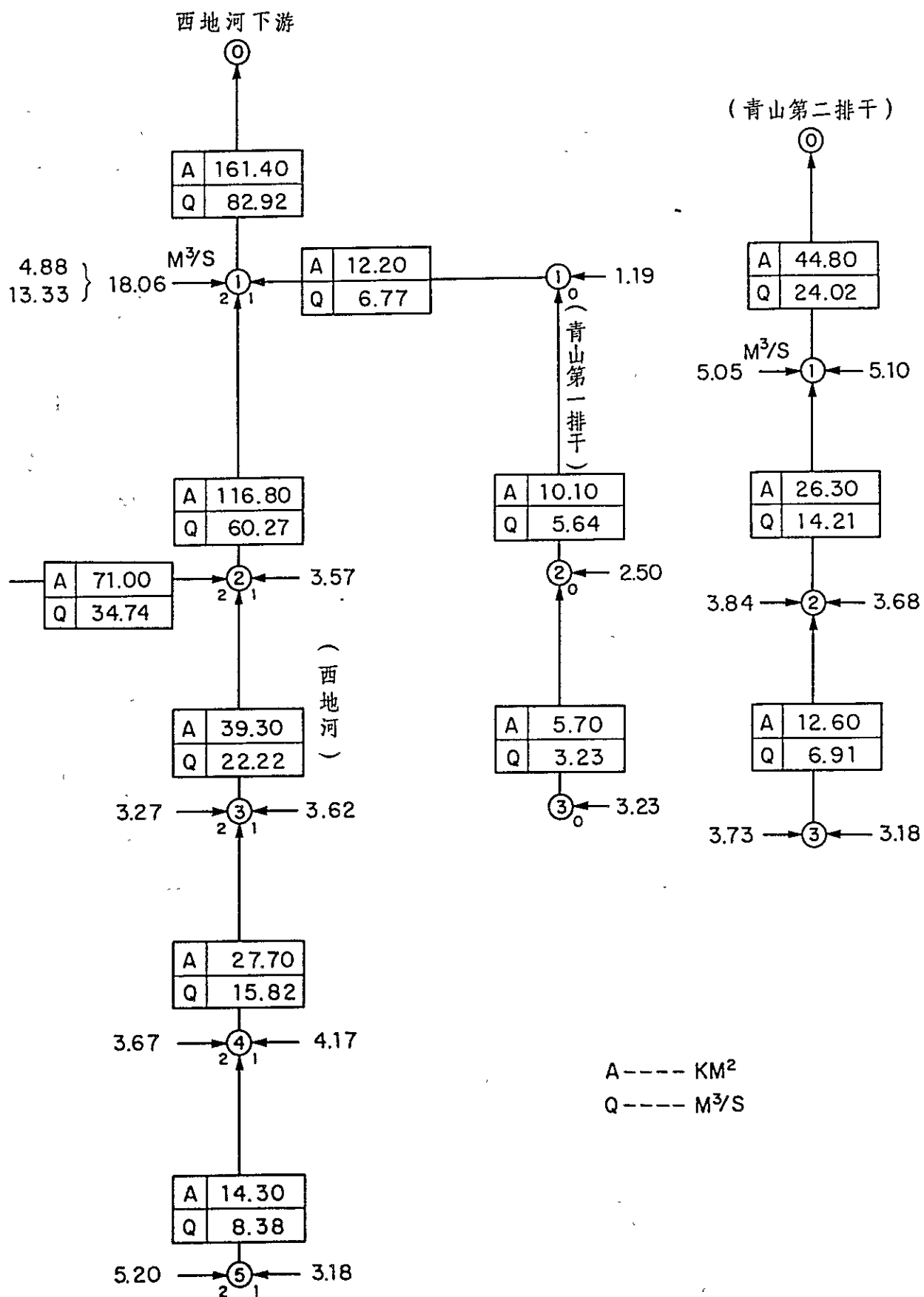


图 5. (36) 排水模式图

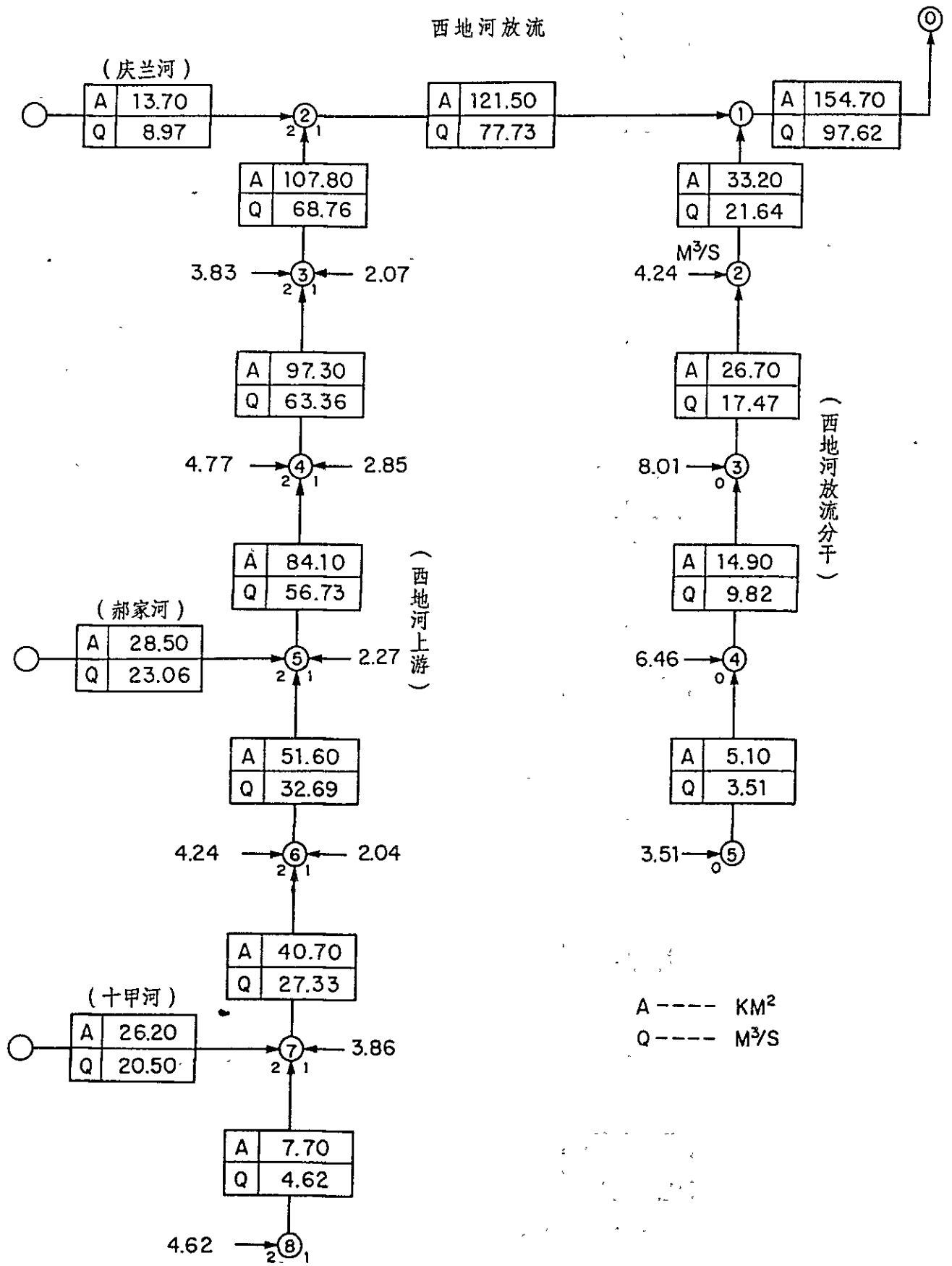


图 5.(37) 排水模式图

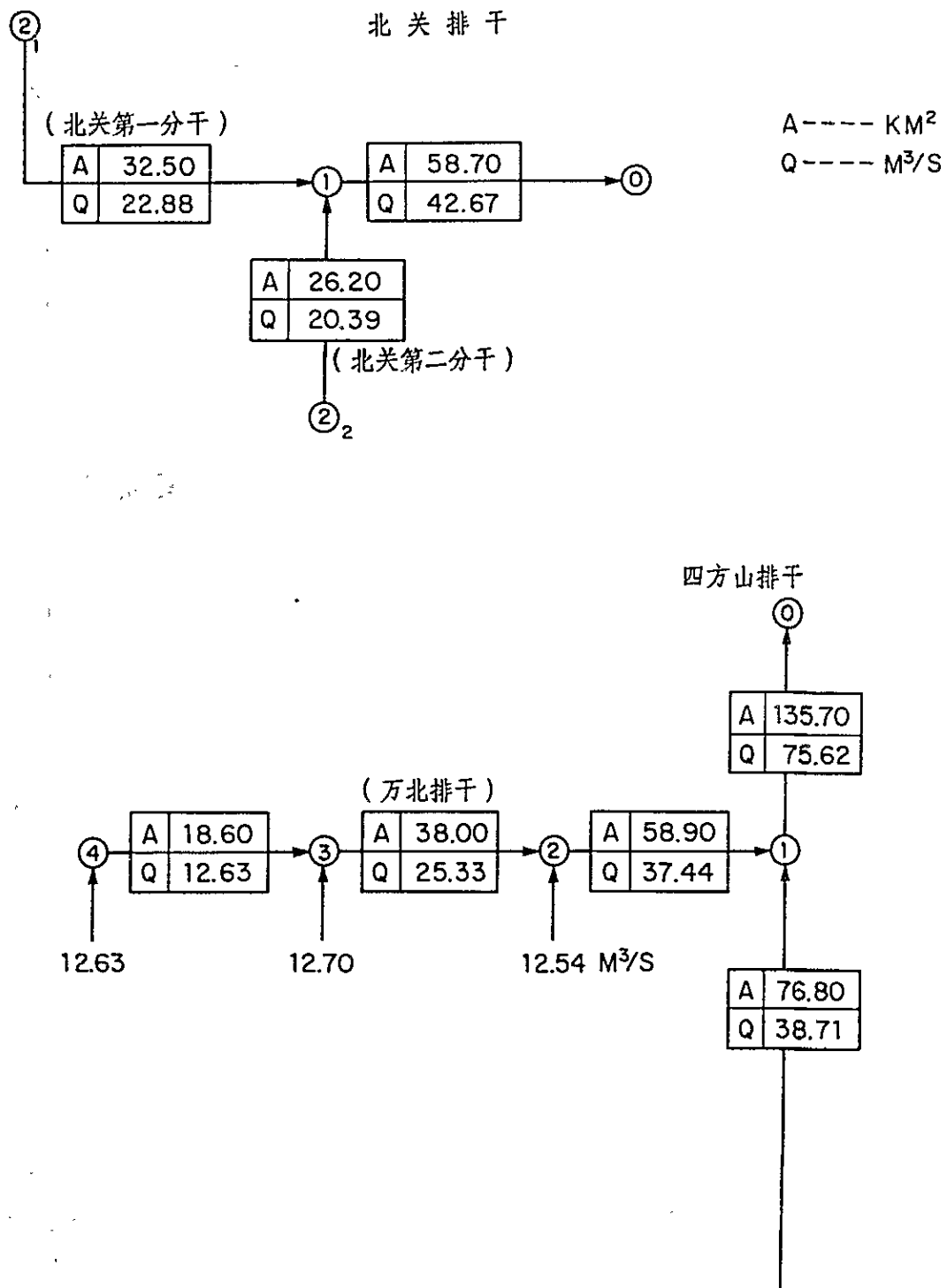
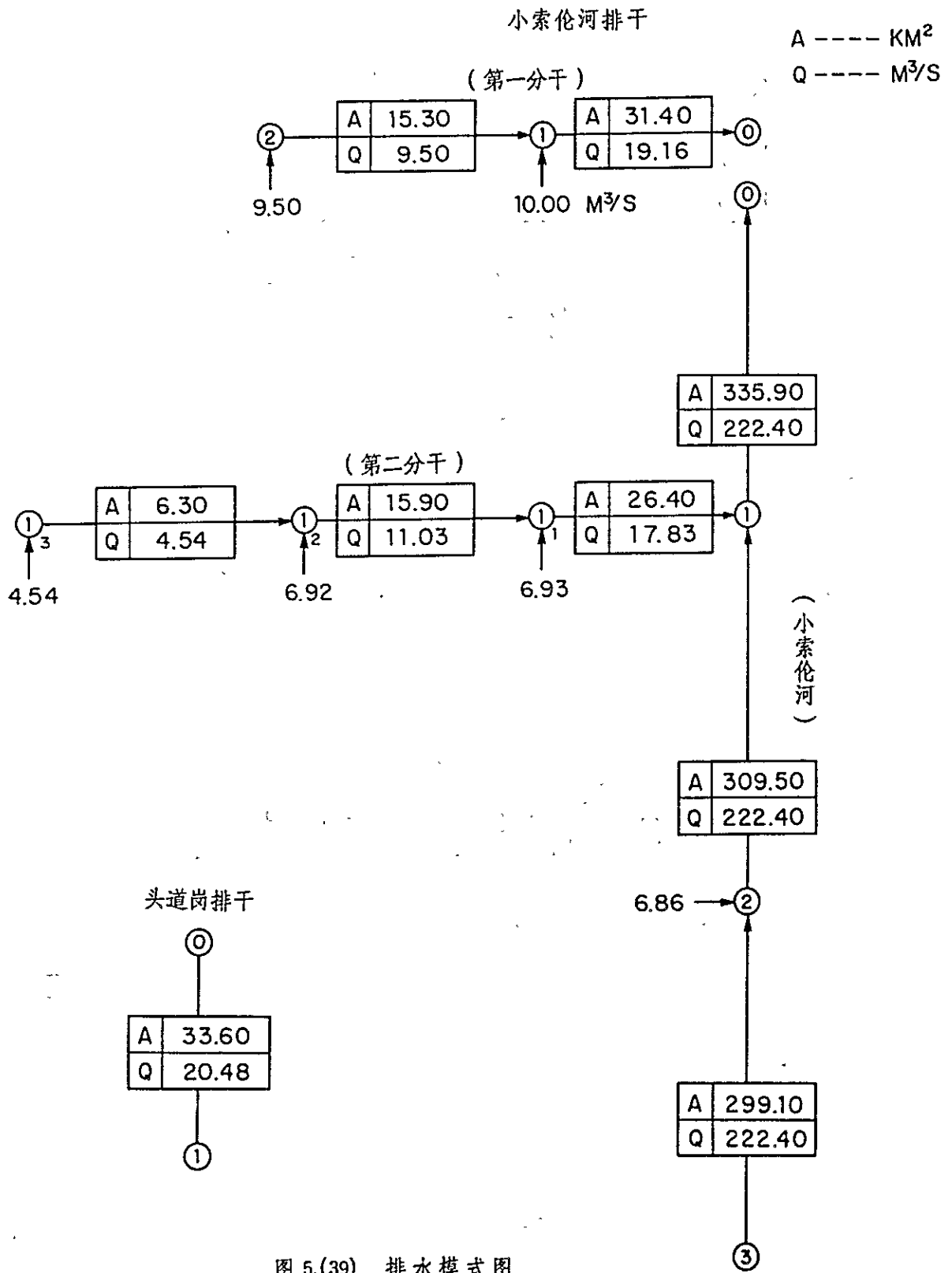


图 5. (38) 排水模式图



### (3) 水路网

本区的排水计划流域面积是  $1,215 \text{ km}^2$ ，其中占 95% 的  $1,158.3 \text{ km}^2$  面积是  
自流排水区。

本地区的地形，除西面丘陵地、南面丘陵地山岳地区外，一般都是平地，受  
益地区内的标高，大约为  $\text{EL. } 60 \text{ m} \sim 100 \text{ m}$ 。

其中， $\text{EL. } 62.0 \text{ m}$  以上流域是能够进行自流排水的地区。

计划排干网，如图 5.(41) 所示，有 22 条排干，总长达  $186 \text{ km}$ 。

其中， $80.4 \text{ km}$  是新建排干， $105.4 \text{ km}$  是经整理的。

### (4) 沟道断面

鉴于区外河流计划水深与区内地下水的关系，为了使流量和流速相适应，以  
水深  $1.5 \sim 3.0 \text{ m}$  为宜，尽可选用水力最佳断面。

确定沟道最佳断面的基本条件如下：

1. 排水保证率为  $P = 20\%$ ；
2. 糙率为  $n = 0.025$ ，流速按曼宁式计算；
3. 边坡：尊重中国方面的实验和实践成果，考虑解冻时的边坡的损坏，定为  
 $1:3$ ，采用缓坡渠堤；
4. 洪水期的容许流速，以平时的 1.5 倍为限，调整坡度和渠宽，使流速不超  
出  $0.9 \text{ m/sec}$ 。
5. 超高，在标准处为  $0.60 \text{ m}$  以上，当区外河流的交接处为  $1.0 \text{ m}$  以上，并应  
水平交接。

为了平时排水的方便起见，虽可以考虑采用复式断面。但是由于平时的排水  
量非常少和计划水深较浅，不利于洪水时的水流由于在维护方面有困难，采用如  
图 5.(40) 所示的单断面。

在排水沟两侧，各设为  $4.0 \text{ m}$  的管理工作道路。

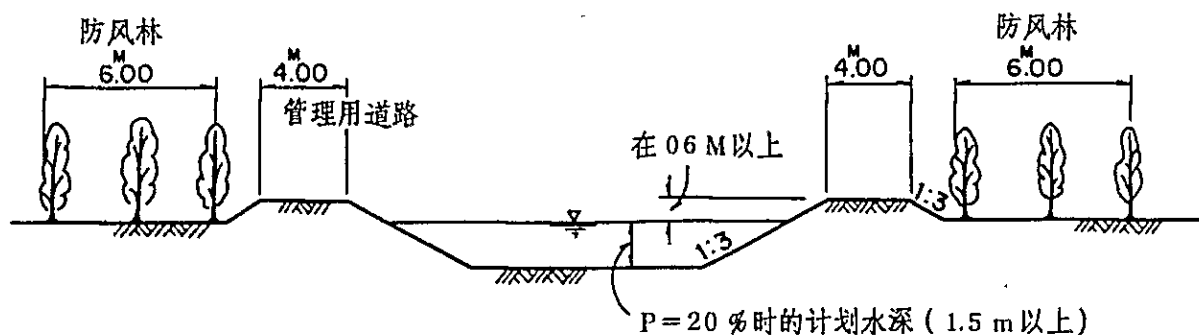
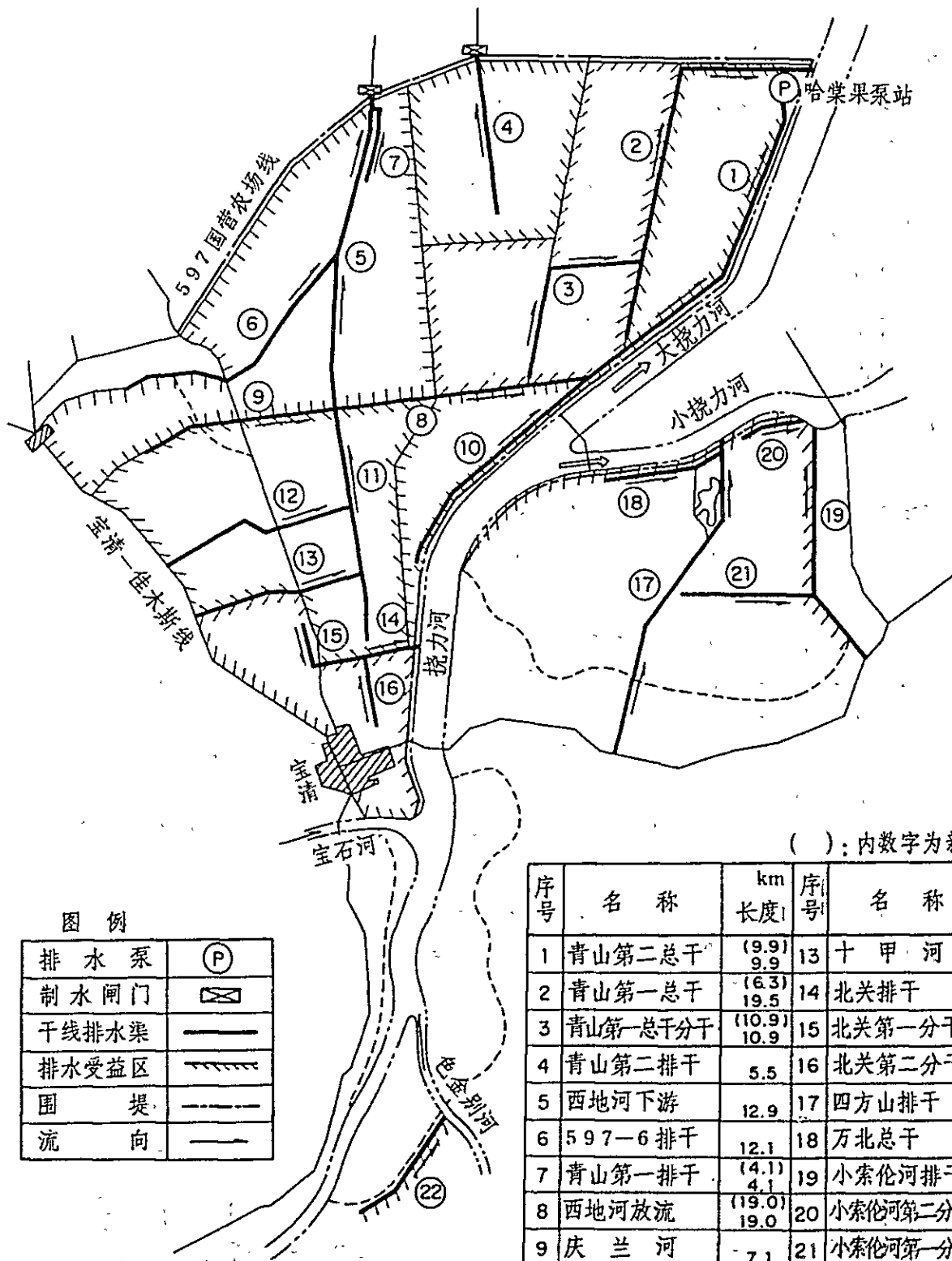


图 5.(40) 排干标准截面



图例

排水泵	Ⓟ
制水闸门	⊠
干线排水渠	——
排水受益区	////
围堤	- - - -
流向	——>

( ) : 内数字为新设定长度

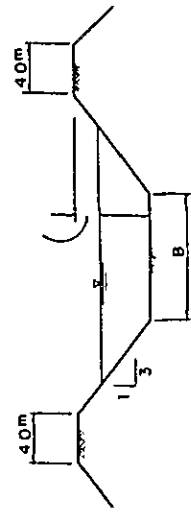
序号	名称	km 长度	序号	名称	km 长度
1	青山第二总干	(9.9) 9.9	13	十甲河	(1.9) 7.5
2	青山第一总干	(6.3) 19.5	14	北关排干	2.3
3	青山第一总干分干	(10.9) 10.9	15	北关第一分干	4.6
4	青山第二排干	5.5	16	北关第二分干	(3.0) 3.0
5	西地河下游	12.9	17	四方山排干	(3.8) 14.0
6	597-6排干	12.1	18	万北总干	(4.8) 4.8
7	青山第一排干	(4.1) 4.1	19	小索伦河排干	8.6
8	西地河放流	(19.0) 19.0	20	小索伦河第二分干	(2.5) 2.5
9	庆兰河	7.1	21	小索伦河第一分干	(5.3) 5.3
10	西地河放流分干	(8.9) 8.9	22	头道岗排干	5.5
11	西地河上游	9.2			
12	郝家河	8.6			
				合计	(80.4) 185.8

图 5. (41) 典型区排水系统模式图



表 5. (76) 干线排水渠总表

路线名称	底宽(B)	水深(D)	跌水座数	路线名称	底宽(B)	水深(D)	跌水座数	路线名称	底宽(B)	水深(D)	跌水座数	路线名称	底宽(B)	水深(D)	跌水座数
青山第二总干 0~6,000m	12.0m	1.97m		青山第一排干 0~4,100m	3.0m	1.59m	—	万北总排干 0~2,200m	15.0m	2.20m	—				
6,000~8,000	7.0	1.53	—	597~6排干 0~12,100	15.0	1.92	8	2,200~4,800	6.0	1.51					
8,000~9,900	3.0	1.51		西地河放流 0~8,000	4.0	2.32	2	四方山排干 0~600	27.0	2.46					
青山第一总干 0~200	15.0	3.46		8,000~19,000	3.0	2.37		600~3,600	15.0	2.24	7				
200~9,600	15.0	2.92		庆兰河 0~7,100	3.0	1.50	2	3,600~14,000	15.0	2.03					
9,600~14,000	13.0	2.81	—	西地河上游 0~2,200	2.4	2.47		小棠化河排干 0~8,600	12.5	1.90	1				
14,000~16,400	6.0	1.73		2,200~4,200	1.9	2.48		小棠化河第一分子 0~200	6.0	2.10					
16,400~19,500	3.0	1.68		4,200~5,200	8.0	2.46	2	200~2,800	4.5	1.81	—				
青山第一总分子 0~4,000	9.0	2.09		5,200~7,200	8.0	2.14		2,800~5,300	3.0	1.32					
4,000~10,900	6.0	1.52	—	7,200~9,200	3.0	1.21		小棠化河第二分子 0~400	6.0	1.84					
青山第二排干 0~1,600	10.5	2.02		柳菜河 0~8,600	11.0	1.63	13	400~2,500	5.0	1.38					
1,600~3,600	5.0	1.99	—	十甲河 0~7,500	9.0	1.65	10	头进排排干 0~5,500	6.0	1.99	—				
3,600~5,500	3.0	1.61		北关排水 0~2,300	16.0	2.15	—								
西地河下游 0~200	3.0	2.46		北关第一分子 0~4,600	10.0	1.69	1								
200~6,800	26.5	2.05		北关第二分子 0~3,000	9.5	1.59	—								
6,800~8,800	6.5	2.02	2	西地河放流分子 0~100	10.0	1.62									
8,800~10,800	5.0	1.74		100~3,000	6.5	1.71	4								
10,800~12,900	3.0	1.17		3,000~8,900	3.0	1.53									



## 5.8 河道规划

### (1) 规划基础条件

#### 1. 规划规模

##### ① 远景规划

适应 1/50 概率洪水，对应于挠力河系全部水库，滞洪区及河道改造完成。

##### ② 近期规划

适应 1/20 概率洪水，对典型地区内的迎面山水库和河道进行改造。

并且，就有关从现状到近期规划而至远景规划的阶段开发构想，在规划方面作了考虑。

#### 2. 河道规划对象区间

① 挠力河：小挠力河汇合点下 16 km ~ 水库坝址

② 小挠力河：小索伦河合流点 ~ 挠力河分流点

③ 宝石河：挠力河合流点 ~ 7 km 的区间

#### 3. 与原有河道规划的关连

堤防规划和规划高水位决定参考三江平原治理规划。在挠力河水系已按该规划进行了有关工程。虽然多少能加以变更，但认为作大幅度的变更是不合理的，是不现实的。

#### 4. 流量分析

① 流域分割：依据 10 万分之一地形图。

② 流出计算法：考虑到下述因素，定为储备函数法。

a. 流域面积大

b. 包括水库规划

c. 河道蓄水量大

d. 流域的大部分是自然地

e. 需要流量过程

f. 具有降雨和流量的观测资料

③ 验证洪水：决定用 1981 年、1964 年和 1957 年的 3 次大洪水。

④ 计划降雨：考虑到取决于水库规模和河道改造规模的两者的情况，以宝清 3 天降雨量为标准，使用了 1957 年型的降雨过程。

表 5. (77) 现状及堤防延长规划

(单位: km)

		现 况 堤 防			计 划 堤 防	
		在规划堤防中没 有利用的部分	在规划堤防中改 修利用的部分	合 计	新设堤防	合 计
大 挠 力 河	左岸	18.7 ( 4.6 )	34.0 ( 6.7 )	52.7 ( 11.3 )	21.72 ( 15.25 )	55.72 ( 21.85 )
	右岸	15.0 ( 1.3 )	4.0 ( 7.7 )	19.4 ( 9.0 )	24.90 ( 21.00 )	29.30 ( 28.70 )
	计	33.7 ( 5.9 )	38.4 ( 14.4 )	72.1 ( 20.3 )	46.62 ( 36.15 )	85.02 ( 50.55 )
小 挠 力 河	左岸	— ( — )	— ( 11.5 )	— ( 11.5 )	— ( 1.15 )	— ( 12.65 )
	右岸	7.1 ( — )	10.0 ( — )	17.1 ( — )	4.65 ( — )	14.65 ( — )
	计	7.1 ( — )	10.0 ( 11.5 )	17.1 ( 11.5 )	4.65 ( 1.15 )	14.65 ( 12.65 )
宝 石 河	左岸	— ( — )	3.7 ( — )	3.7 ( — )	0.20 ( — )	3.90 ( — )
	右岸	1.3 ( — )	— ( — )	1.3 ( — )	3.52 ( — )	3.52 ( — )
	计	1.3 ( — )	3.7 ( — )	5.0 ( — )	3.72 ( — )	7.42 ( — )
色 金 别 河	左岸	— ( — )	2.5 ( — )	2.5 ( — )	0.80 ( — )	3.30 ( — )
	右岸	2.4 ( — )	1.0 ( — )	3.4 ( — )	3.30 ( — )	4.30 ( — )
	计	2.4 ( — )	3.5 ( — )	5.9 ( — )	4.10 ( — )	7.60 ( — )
合 计		44.5 ( 5.9 )	55.6 ( 25.9 )	100.1 ( 31.8 )	59.1 ( 37.3 )	114.7 ( 63.2 )
总 计		50.4	81.5	131.9	96.4	187.9

\* ( ) 内数字表示典型区灌溉受益地域以外的

## (2) 河道规划方面的各项条件

在河道规划方面，特别加以研究过的各项条件如下。

### ① 与水库规划的关连

由于河道断面是随水库治水容量而变化的，所以在筑堤、低水河槽的挖掘和水库建设方面必须做经济比较。

### ② 平面规划

河边横断根据治理规划取复式断已修筑堤防。在筑有堤防的河道，主河槽的形状在河道稳定性方面是重要的问题。故有必要对堤防、主槽两者综合起来加以研究。

### ③ 纵断规划

河道的纵断方面有必要从河床稳定性和考虑到主河槽、行洪滩地整备及筑堤的经济性这二方面来加以分析。

规划洪水位必须考虑到下流的规划、洪水位实际情况、工程量、流域的排水和取水等方面来决定。

### ④ 横断规划

由于行洪河滩比较宽，故有必要联系内河渔业、行洪河滩利用等来加以研究。

### ⑤ 河道调蓄效果

挠力河从宝清起为中下流，河道宽度大，因河道的形状不同，其蓄水效果有异，并影响到下流的洪水流量。由于下流的泄水能力较小，所以在规划时应注意应对这一点加以注意。

### ⑥ 改造方式

必要对筑堤方式和挖掘河道方式加以比较。

### ⑦ 堤防

特别是关于下流低湿地的筑堤材料，必须结合堤防断面规划来进行研究。

### ⑧ 渔业设施和桥梁

现在，在主河槽有鱼亮子，在高水河槽有养鱼场，这是阻碍洪水流通的。而且，跨径小道路桥和道路堆土横跨河川，这种现状不改变是不成的。关于这一些，有必要加以改造和下功夫。

### ⑨ 大、小挠力河分流

在近期规划上，大挠力河和小挠力河的流量比定为 7 : 3，还必须从河床稳定性方面加以研究。

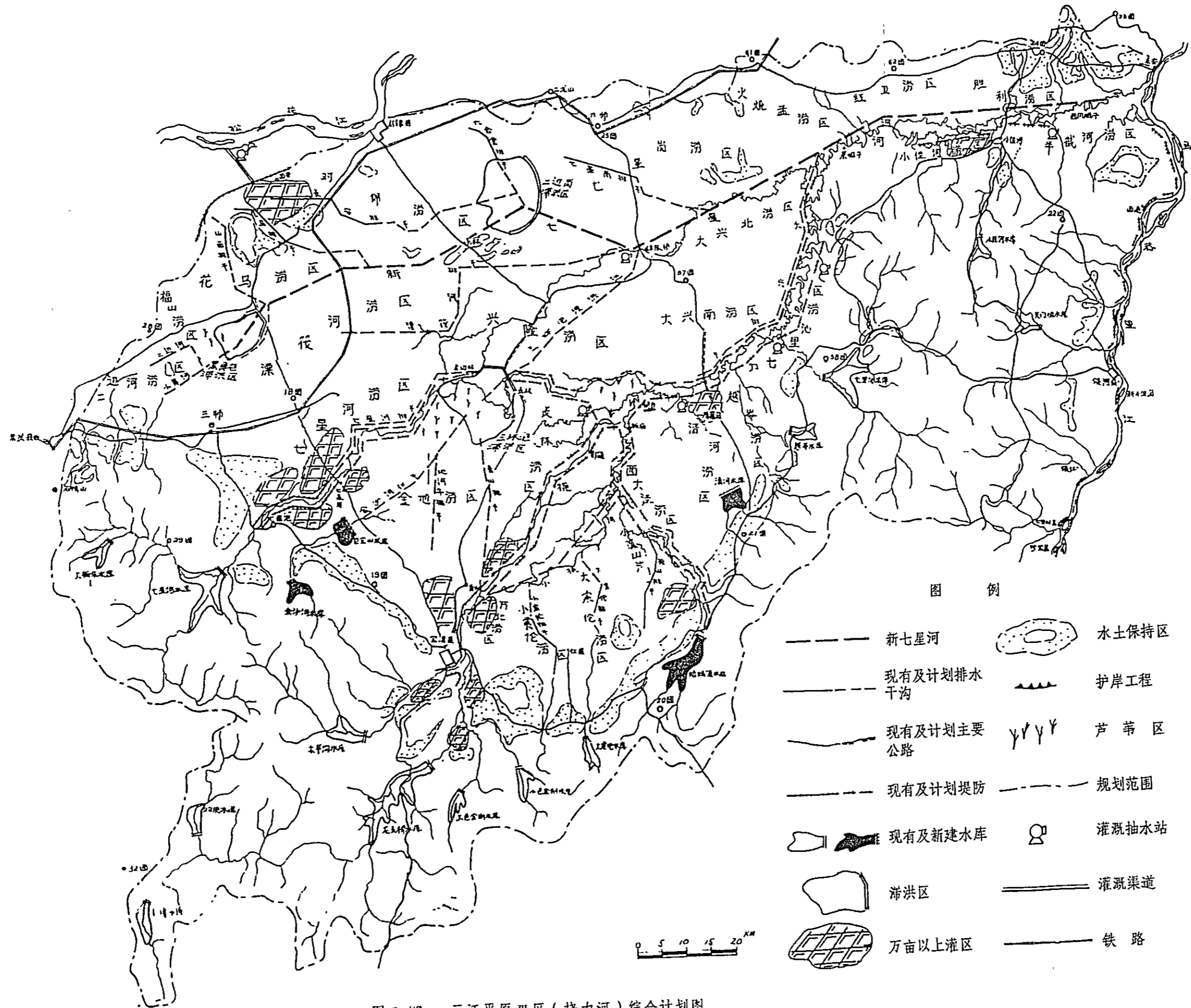


图 5.42 三江平原Ⅲ区(挠力河)综合计划图



## ⑩ 原有堤防

原有堤防因机械施工和人工施工的原因，其强度是各异的。其高度从以地基高为标准等条件来看，如果利用，则必须加以改建和选择。

### (3) 基本事项的研究

#### 1. 河道整治方式

河道整治方式考虑到下述各点定为低筑堤方式。

- ① 下流的规划高水位约位于实际洪水位，有必要使之与其相符。
- ② 因有农业取水，如降低经常性水位的话，则会成为问题。
- ③ 减少土工量，使之经济。
- ④ 要避免对流域排水显著不利的计划高水位。

#### 2. 堤防法线

堤防法线在治理规划中取现在主槽外侧的包络线，形成较宽的河道。

本计划中，出于下述理由，决定尊重治理规划的计划法线，而不进行大的变更。

- ① 河道调蓄效果大，下流的泄流能力小，如果堤距束狭，则下流的流量增加而造成不利影响。
- ② 堤防如果通过原有主河槽部位的话，则成为弱点。
- ③ 堤距小窄的话，则主槽的断面就要大。

#### 3 行洪河滩高度

为了减少土方工程量，行洪河滩高度要尽可能符合现有地面高度，按照沿现有地形坡度的滩地坡度来规划，可保河床的稳定。

#### 4. 规划规模的设想

在概率为  $1/50$  的长远规划中，除了迎面山水库之外，还将包括治理规划中所计划的水库和滞洪区群。与典型区计划有关的有大、小色金别河和宝石河三座水库。集水面积合计为  $894 \text{ km}^2$ 。将来可利用这三座水库来调蓄洪水。

在概率为  $1/20$  的近期规划中，则仅有迎面水库的调蓄。

(4) 规划流量

1. 规划基本洪水流量

根据下述条件，利用储留函数法来进行产、汇流计算，从而求出规划基本洪水流量。

- ① 没有迎面山水库
- ② 宝清以上流域的状况，将来也与现状相同。
- ③ 河道为改造后的状态。

计算结果如表 5. (78) 所示。

表 5. (78) 规划基本洪水流量 ( 计算值 )

河川名称	河道编号	区间名称	基本高水流量 (m <sup>3</sup> /s)	
			1/50 概率	1/20 概率
挠力河	4	水库~兰花	696	638
"	5	水库~龙头	713	659
"	6-1	水库~色金别河汇流点	735	665
"	6-2	水库~ "	"	665
"	7	水库~宝石河汇流点	869	758
"	10	水库~小挠力河分流	1137 ※	934 ※
"	11	水库~刘富亮子	1137 ※	934 ※
"	12	水库~海棠	1124 ※	649 ※
宝石河	9-1	中游部分	321	317
"	9-2	下游部分	444	317
小挠力河	13	分流~小索伦河	0	295 ※

※ 表示考虑到河道调蓄

2. 规划流量

由于长期规划必须包括本规划对象范围之外的河道、水库和涝洪区来进行研究。所以在本计划中就有关设想加以研究。

在该场合，来自迎面山水库的流量，对于概率 1/50 的洪水来说，定为 160 m<sup>3</sup>/sec。设定来自其他水库的放流量以求出流量分配，联系近期规划的整体进行考虑。



在近期规划中，将迎面山水库的放流量定为  $80 \text{ m}^3/\text{sec}$ ，进行了流量平衡计算，再加上区间流量从而求出流量分配。

从宝清以下，则根据河道断面考虑河道调蓄作用，对大挠力河和小挠力河以 7 : 3 来进行分配。

① 将来规划流量分配设想

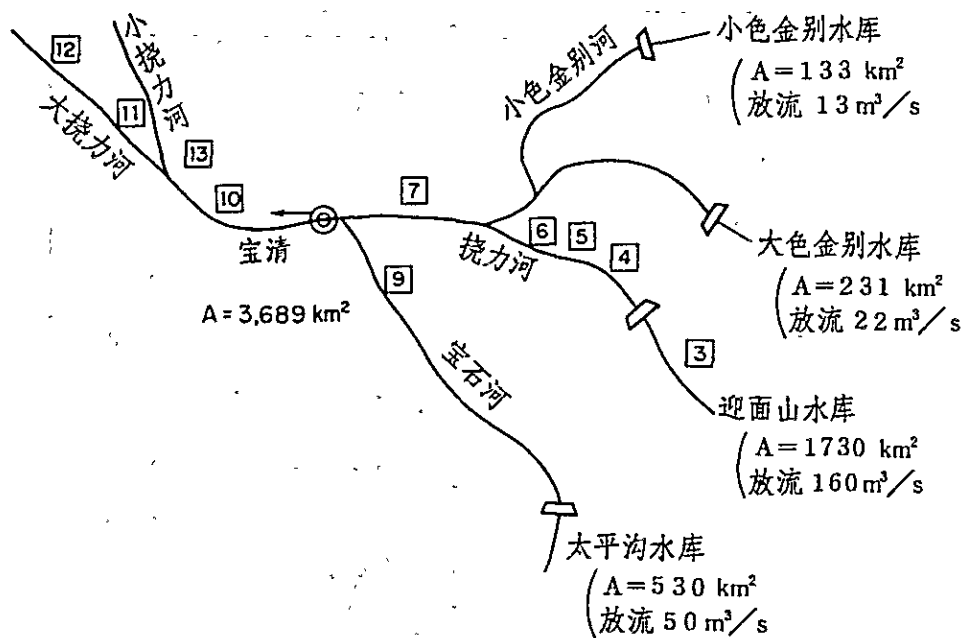


图 5. 43 流量分配设想

作为其他三座水库的放流量，定为迎面山水库放流量  $160 \text{ m}^3/\text{sec} \times 1/1,730 \text{ km}^2 = 0.0925 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ 。

各河道区间的规划流量为如下：

- ③  $844 \text{ m}^3/\text{sec}$
- ④  $285 \text{ m}^3/\text{sec}$
- ⑤  $329 \text{ m}^3/\text{sec}$
- ⑥  $390 \text{ m}^3/\text{sec}$
- ⑦  $869 \times (2789 - 2094) / 2789 + 0.0925 \times 2094 = 194 \text{ m}^3/\text{sec}$
- ⑩  $1137 \times (3795 - 2624) / 3795 + 0.0925 \times 2624 = 594$
- ⑪ 与河道 10 相同  $= 594$
- ⑫  $1124 \times (4157 - 2624) / 4157 + 0.0925 \times 2624 = 658$

$$\textcircled{9} \quad 444 \times (900 - 530) / 900 \\ + 0.0925 \times 530 \quad = 232$$

$$\textcircled{13} \quad \text{无分流} \quad = 0$$

规划流量以  $10 \text{ m}^3/\text{sec}$  为单位进行四舍五入。

表 5. (79) 规划流量

单位:  $\text{m}^3/\text{s}$

河道 编号	※ 远景规划 (1/50)		近期规划 (1/20)	
	计算值	采用值	计算值	采用值
3	844	850	610	610
4	285	290	168	170
5	329	330	204	210
6	390	390	246	250
7	194	① 430	388	390
10	594	② 670	666 ※	670
11	594	③ 670	466 ※	470
12	658	③ 670	462 ※	470
9	232	④ 320	317	320
13	0	0	229 ※	230

- 备注
- 1 长远规划为设想阶段, 待将来详细研究后决定。
  - 2 1/50 计算值从基本洪水流量以流域面积比来求出, 再加上放水  
量而概算之。
  - 3 有※者为依据河道调蓄计算。
    - ①  $390 + 0.0925 \times 364 = 424 \text{ m}^3/\text{sec}$
    - ② 充分利用近期规划河道
    - ③ 马河道 10 相符
    - ④ 充分利用近期规划河道

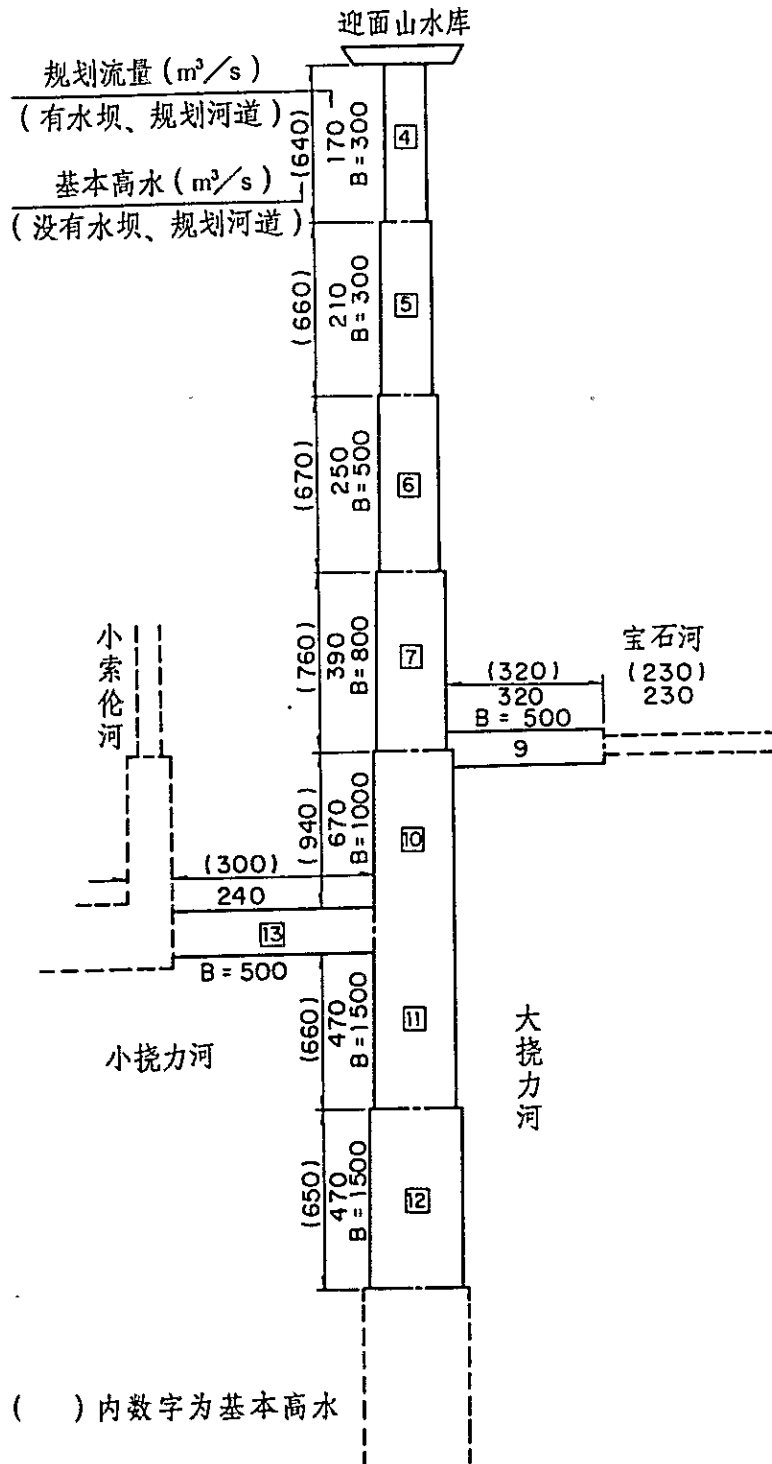


图 5. (44) 流量分配图 ( 概率年为 1/20 )

## (5) 纵断规划

### 1. 规划的设计

挠力河的河道，河道宽度较流量为广，决定取宽堤距低筑堤的方案。就是行洪滩地宽，主槽狭。主要的是考虑行洪河滩整治和主河槽土工的经济性以及主河槽的稳定性。

滩要使主槽稳定，就希望是指数函数的纵断形，为了减少行洪河整治土方量，使取得均衡的河道剖面连续起来，决定采取充分利用现在地形梯度的方案。

规划洪水位是影响支流的回水堤和流堤排水等的重要因素，决定以基本取原有洪水位为方针。

现在的挠力河是显著地弯弯曲曲的，呈现为网状流路，泄流能力小。因此采取整治主河槽而使之固定的方案是必要的。维持现状不变仅进行筑堤的话，土砂将堆积在行洪河滩、水位也将上升，会形成所不希望的河道。从长远来看主河槽的稳定是很重要的。

下勉将以主河槽的稳定和经济的河道断面为中心，来对纵断加以研究。

### 2. 河床高度和行洪河滩高度

计划河床高度和行洪河滩高度，根据下述理由，定为接近于现状的高度。

- ① 主河槽的水深大体保持现状，不使发生大的变化。
- ② 尽量采用现在地形坡度，节省稳定河床、筑堤以及行洪河滩整质所需的土方工程量。
- ③ 使行洪滩地的水深具有一贯性，水流顺畅。

### 3. 下游条件

下流起点的规划洪水位、河床高度和行洪河滩高度取挠力河下流全区间是有整体配合性的方案。洪水位设定为接近于原有洪水位情况。

### 4. 流量和水位的计算

按等速流分主河槽部分和行洪滩地部分，用各目的糙率系数进行了计算。  
(井田法)

### 5. 纵断坡度的研究

#### ① 稳定纵断形状

从现在的最深河床高度，坡度等通过分析而求出的挠力河的稳定纵断形状如图 5.49 所示。

(分析请参阅附属文件)

规划河床坡度要重视现有的地形坡度。它与稳定纵断形的坡度比较如下表。

表 5. (80) 规划河床坡度的比较

河道编号	稳定纵断形的坡度	要重视的现有地形坡度
4	1 / 950	1 / 1200
5	1 / 1050	1 / 1200
6-1	1 / 1140	1 / 1200
6-2	1 / 1330	1 / 1300
7	1 / 1610	1 / 1700
10	1 / 1920	1 / 1850
11	1 / 2470	1 / 1850
12	1 / 3020	1 / 7900

从两者的比较，河道 4 和 5 为小，河道 11 和 12 的差为大。从大、小挠力河分流点起，下流是十分明显的。

可以认为是由于流向小挠力河的分流和泛滥域增大的影响。将来，在没有分流的情况下，有可能会接近稳定纵断形的坡度。

近期规划中，为节省人工费，采取了重视现况的地形坡度。在长远规划时，对河道的实态加以调查，进行研究，如有必要，再对规划进行修改。

因此，计划纵断坡度是采用了重视地形的数值。

而且，对宝石河和小挠力河也以同样的观点进行了规划。

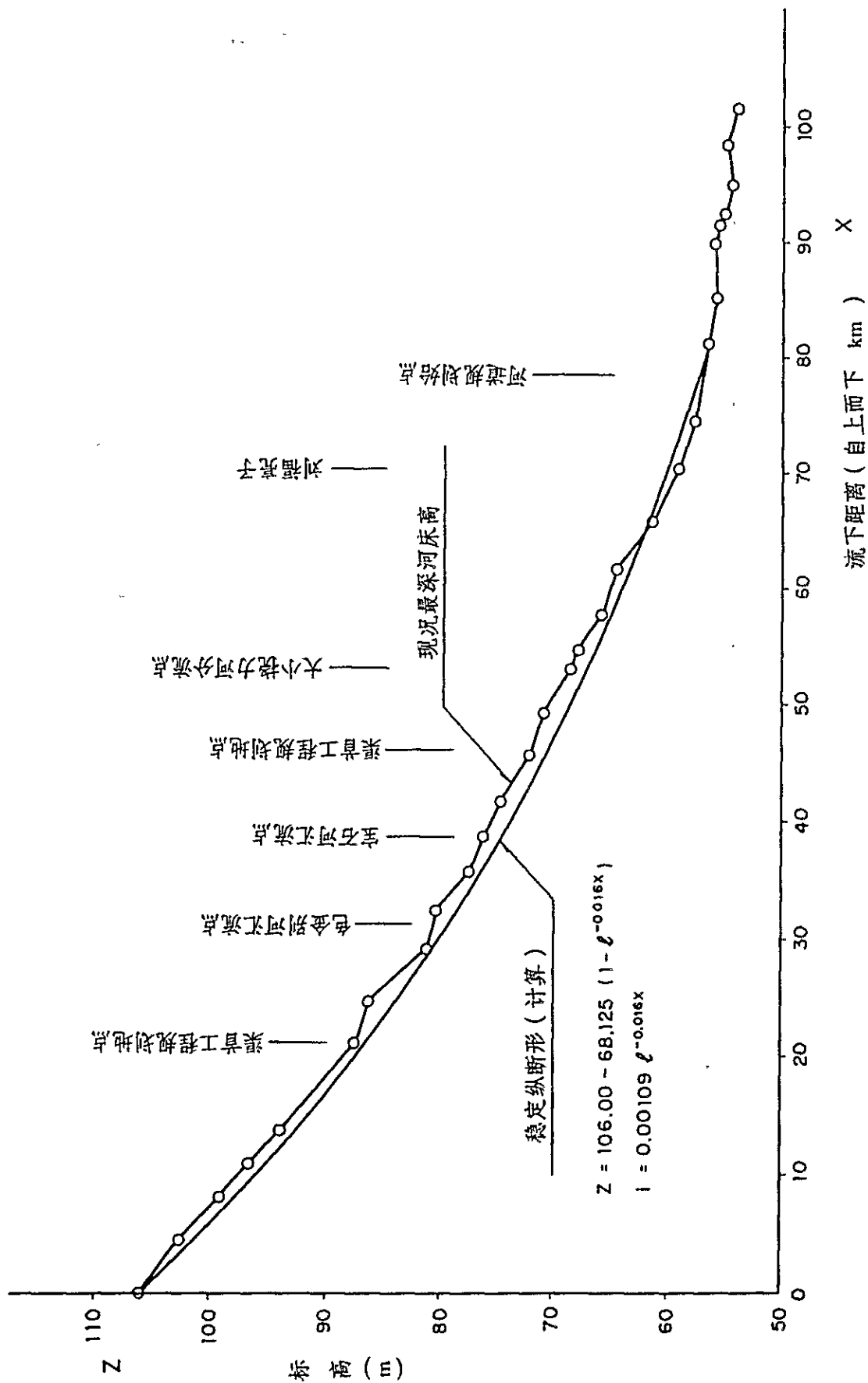


图 5.49 挠力河稳定纵断面

(6) 平面规划

1. 堤防的线路

堤防的平面线路取如下方案。

- ① 两岸堤防中心间距是按照治理规划，从色金别河合流点以上按流量比确定。

表 5. (81) 堤防间隔一览表

河道区间		堤防中心间隔	备注
4	挠力河	300 m	
5	"	300 m	
6	"	500 m	
7	"	800 m	根据既定的规划
10	"	1000 m	"
11	"	1500 m	根据治理规划
12	"	1500 m	"
9	宝石河	500 m	根据既定的规划
13	小挠力河	500 m	

备注) 所谓原有计划是意味着在治理规划之后所制订的堤防规划。

- ② 靠山堤则在可能实施的区间内取作为靠山堤。

- ③ 规划平面线路尽量平滑，以减少紊流。

2. 主河槽的线路

使主河槽适当地弯曲，固定水的冲击部位，以期使河道稳定。主河槽宽度主要根据横断规划进行了研究。

- ① 弯曲的振幅

弯曲的振幅取为按下项计算所得的弯曲波长的 20% 左右。

- ② 弯曲波长

按照藤芳方法：

$$\begin{aligned}L_w &= Fm \sqrt{R \cdot b} \\ &= 200 \sqrt{2.0 \times 80} = 2500 \text{ m}\end{aligned}$$

按照增田等的方法：

$$\begin{aligned}L_w &= 2 \times 300 (Q^2 m^2 / g d m^5)^{0.257} \cdot dm \\&= 2 \times 300 \times (40^2 / 9.8 \times 2.27^5)^{0.257} \times dm \\&= 2 \times 300 \times (40^2 / 9.8 \times 2.27^5)^{0.257} \times 227 \\&= 1760 m\end{aligned}$$

按照河合方法：

$$\begin{aligned}L_w &= 425 (Qg / \sqrt{g})^{0.44} \cdot dm^{-0.1} \\&= 425 (Qg / \sqrt{9.8})^{0.44} \times 2.27^{-0.1} \\&= 2390 m\end{aligned}$$

$$Qg = 240 m^3 / \text{sec 时}, L_w = 2640 m$$

$$Qg = 180 m^3 / \text{sec 时}, L_w = 2330 m \text{ (有水库)}$$

(以上为万金山)

$$\begin{aligned}L_w &= 425 (136 / \sqrt{9.8})^{0.44} \times 2.54^{-0.1} \\&= 2035 m\end{aligned}$$

(头道岗)  $Qg = 110 m^3 / \text{sec 时}$ ,  $L_w = 1870 m$

其中： $L_w$ 为弯曲波长(m)

$Qg$ 为支配流量( $m^3/s$ )

$g$ 为重力加速度( $9.8 m / \text{sec}^2$ )

$dm$ 为平均粒径(mm)

主河槽以波长约为 2 km、振幅约为 400 m 为大致标准，以充分考虑现状的方向进行了规划。



## (7) 横断规划

### 1. 基本事项

#### ① 河道断面

堤防顶宽 : 4 m  
堤防外坡 : 1 : 2, 进行植被  
堤防里坡梯度 : 1 : 2, 进行植被  
主河槽边坡梯度: 1 : 2, 必要时实行护岸  
超高 : 1 m

#### ② 糙率系数 (N)

主槽 : 0.035  
滩地 : 0.08

### 2. 断面计算法

利用满宁公式进行等速流计算, 并进行相对于规划流量的断面计算, 从而对断面作出决定。

$$Q = (I/N) R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A$$

其中:  $A = \sum A_i$  为过水断面积 ( $m^2$ )

$I$  = 水面坡度

$Q$  = 流量 ( $m^3/sec$ )

$$N = (\sum A_i R_i^{2/3}) / (\sum \frac{1}{n_i} A_i R_i^{3/2}) \quad \text{井田法}^*$$

$$R = (\sum A_i R_i^{2/3}) / (\sum A_i)^{3/2} (m)$$

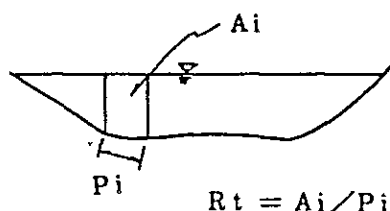


图 5. (46) 河流断面取法

备注\*: 本规划的河道由于行洪滩地宽, 流速与主河槽相异, 所以利用井田法进行了计算。

### 3. 河道断面的研究

#### ① 规划的设想

从下述条件, 并按照与纵断规划之间的关系, 对河道断面加以研究并作出决定。

- a. 应能流过近期规划 (1/20) 的流量。
- b. 为了河床稳定, 主河槽在平槽时应能基本流过支配流量。
- c. 在远景计划方面, 按水库和河道扩宽等互相适应进行考虑, 并且不应有工程浪费。
- d. 河道断面沿流下方向应有一贯性, 应对治水安全度 (流域的排水和洪水灾害可能性等) 作出综合平衡。

关于 c, 以考虑其它水库的 1/50 规划 (设想) 的流量为基础而进行了概略的研究。远景规划今后的调查和研究的发展将随着社会形势的变化而会有适当的变更。对于 c 项, 在进行规划时应予以留意。

关于 d, 考虑到滩地水深和堤内流域的资财等, 应取得平衡。在堤防高时, 虽然决堤时的能量大, 但在本计划中不作为特别问题。

决定以 a 和 b 为中心而进行研究。

### ② 主槽深度和滩地水深

主槽的深度和滩地水深, 考虑下述各点, 与纵断规划相联系而加以决定之。

- a. 规划洪水位与地面高为大致平行。
- b. 河滩高度和河床高度基本为现状。
- c. 以上游向下游应平稳地变化。

以纵断图为基础进行研究的结果, 各河道区间的主河槽深度和行洪滩地水深如下。

表 5. (82) 规划河道水深

河道区间	主槽深度	滩地水深	全水深
12	2.80 m	1.30 m	4.10 m
11, 13	2.00 "	1.30 "	3.30 "
10, 7, 6	2.45 "	0.85 "	3.30 "
5, 4	2.30 "	1.00 "	3.30 "
9	1.50 "	0.40 "	1.90 "

### ③ 主河槽断面的研究

主河槽断面如前所述, 决定从河床的稳定和通过规划流量的条件来求出。

- a. 表 5. (83) 是对流过规划流量时所必须的主槽宽度和在有或无水库时的河床稳定所要求的主槽宽度加以研究的结果。

(研究计算请参阅附属文件)

在该情况下，所谓支配流量是考虑到洪水的频度和土砂持流力，对河床稳定最具影响的流量。

b. 流过 1/20 规划流量的主槽断面，因水库蓄水而成为不是自然的状况，有必要进一步考虑河床稳定而进行规划。

c. 由于无水库的状态不是长期的，在规划方面可以不必重视主槽稳定。

d. 因为可以设想 1/20 规划的状况会持续很长时间，所以应重视此情况下的主槽稳定。

e. 在 1/50 规划时，则以通过计划流量的条件来决定主槽断面。

f. 其结果就成为：在近期计划阶段以使现有的主槽断面基本设计成平滑的线路为宜；在长远计划阶段，则对其加大宽度，并考虑其它水库的洪水调蓄，规划成不使主槽断面过大为宜。

g. 用于渠首计划的主槽断面采用如表所示的※ 1，近期规划的主槽断面则为※ 2。

表 5. (83) 主槽断面的研究

河道区段名称		主槽断面研究										
		4	5	6-1	6-2	7	10	11	12	9-2	13	
规划	1/20	水库~兰花 170	水库~龙头 210	水库~色金别 250	水库~色金别汇流点 250	水库~宝石河 390	水库~大、小挠力河 670	水库~刘富菜子 470	水库~海棠 470	宝石河 320	小挠力河 240	
	1/50	16	16	17	19	41	※1, 2 95	(12) 现状	53	※2 89	※2 (7) 现状	
无水库	1/2	计算迎面山 有水库流量(m³/s) 290	330	390	390	430	670	670	670	320	无分流	
	1/3	※1 30	※1 37	※1 41	※1 44	※1 49	95	0	112	89	根据排水 流量	
支配流量	1/20	123	129	136	136	158	194	139	145	74	64	
	1/20	38	38	37	38	50	64	64	80	35	26	
无水库	1/3	196	204	204	204	229	295	204	212	93	95	
	1/2	59	61	55	57	74	97	96	116	44	38	
有水库	1/20	123	129	136	136	158	240	171	179	1/2 概率年洪水	河道 10×0.3	
	1/20	38	38	37	38	50	83	80	100	35	25	
有水库	1/20	92	100	110	110	140	180	126	129	1/2 概率年洪水	54	
	1/20	※2 27	※2 29	※2 29	※2 30	※2 45	60	※2 60	※2 72	35	21	

注) ※1. 适用于远期规划 1/50      ① 240 × 139 / 194 = 171      ③ 240 × 145 / 194 = 179  
 ※2. 适用于暂定规划 1/20      = 126      ④ 180 × 500 / 700 = 129

(8) 河道规划断面形状 (1/20 规划)

1. 规划标准断面

将河道各区间的规划标准断面表示于图 5.47 以及表 5.(84) 中。

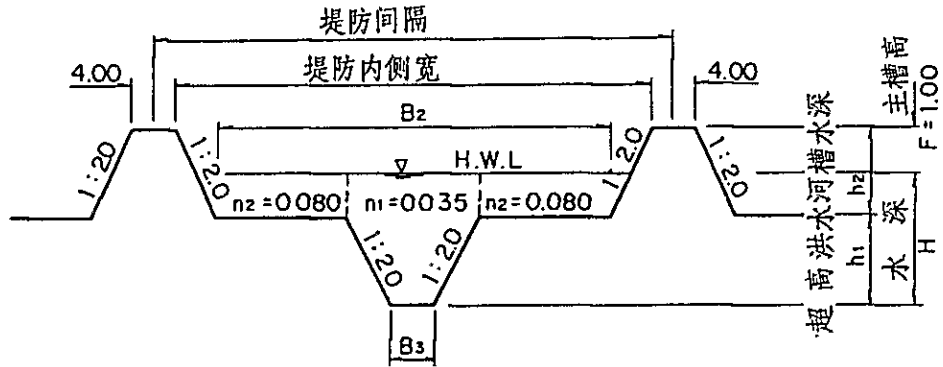


图 5.47 规划标准断面图

表 5.(84) 标准断面尺寸

河道序号	区 间	长度 (km)	河床坡度	计划流量 (m <sup>3</sup> /s)	水深 H (m)	堤防高 ha (m)	主槽高 h <sub>1</sub> (m)	堤防间隔 B (m)	堤防法线宽 B <sub>1</sub> (m)	洪水河槽宽 B <sub>2</sub> (m)	主槽底宽 B <sub>3</sub> (m)
4	水库地点 ~兰花	4.5	$\frac{1}{1200}$	170	3.30	200	230	300	296	288	27
5	龙头	8.0	$\frac{1}{1200}$	210	3.30	200	230	300	296	286.8	29
6-1	色金别河	2.5	$\frac{1}{1200}$	250	3.30	1.85	245	500	496	486.2	29
6-2		16.5	$\frac{1}{1300}$								
7	宝石河	7.4	$\frac{1}{1700}$	390	3.30	1.85	245	800	796	786.2	45
10	小挠力河分流	16.8	$\frac{1}{1850}$	670	3.30	1.85	245	1000	996	986.2	95
11	刘福亮子	14.8	$\frac{1}{1850}$	470	3.30	230	300	1500	1496	1486.8	60
12	郭通亮子	8.0	$\frac{1}{7900}$	470	4.10	230	280	1500	1496	1486.8	72
9-1	宝石河下游	1.4	$\frac{1}{650}$	320	1.90	1.40	1.50	500	496	490.4	89
9-2		5.6	$\frac{1}{730}$								
13	小挠力河	11.0	$\frac{1}{1450}$	230	3.30	230	200	500	496	486.8	现况

注) 总长度 99.0 Km

## (9) 治水效果

迎面山水库的洪水储留和河道修改所引起的治水效果，主要是要减轻宝清以下流域的泛滥灾害。

### 1. 泛滥的现状

1981年8月到9月间的洪水泛滥区域，根据兰乐撒人造卫星的照片，如照相图片所示。

沿挠力河干流的泛滥面积是典型区间  $176 \text{ km}^2$ （其中河床面积是  $48 \text{ km}^2$ ），和到下流乌苏里江合流点为止的大约  $1700 \text{ km}^2$ 。

河床附近的浸水深度是  $1 \sim 2 \text{ m}$ 。沿河川的水位记录，有1964年和1972年的数据，哈马墩河合流点下流的水深，大约  $2 \text{ m}$ 。

水深随着洪水的规模而异，但是泛滥面积的大小，可以说没有很大的不同。

### 2. 泛滥分析

泛滥的分析，需要有实际的流量、水位和泛滥区域的地形图。水位有哈马墩河合流下流的记录。这个地点受到七星河流进来的流量的影响，地形数据并不充分。因此，由于不能得到泛滥分析的精度，所以从1981年的泛滥面积，只能做治水效果的检讨。

### 3. 治水效果

由于水库和河床的修建，泛滥区域大约减少  $130 \text{ km}^2$ 。但是因为泛滥区域属于内部排水地区，所以流域本身的洪水，必须另外处理。

还有，由水坝所引起的洪水储留（ $1.87 \text{ 亿 m}^3$ ），也影响到挠力河下流流域，具有将泛滥面积  $1700 \text{ km}^2$  的平均浸水深度减少  $0.11 \text{ m}$  程度的治水效果。



图 5. (48) 涝文状况图 (陆地卫星照片) 1981.9.3

