

表 5. (38) 地区別・営農類型別畜産生産収支

(単位: 1000元)

	典型区 関連人民公社						国营 農場
	朝陽	夾信子	宝清鎮	十八里	青原	万金山	
租収益	36.30	1,218.37	138.47	5,815.71	39,620.55	579.73	1,201.06
生産費	7.18	393.16	41.54	2,004.47	13,662.35	121.60	333.18
純収益	29.12	825.21	96.93	3,811.24	25,958.20	458.67	867.88
平均戸当たり 純収益 (元)	145	900	120	3,168	3,228	114	—

注) 地区別生産の詳細は付録書参照。

上表に見るとおり、作物の副産物を主飼料とする場合、畑作占有の高い十八里公社と青原公社域に大きな片寄りを示すこととなり、これら2公社地域では、ほぼ、作物生産の収益に相当する収益規模となる。反面、水田占有率の大きい公社では、飼料不足から、畜産生産規模は極度に小さいものとなり、ほとんど農家経済を支援するに至らない。ただし、実質的には、農産加工の副産物としての米糠、フスマ、てん菜パルプ等は、それぞれ妥当価格で一般に販売する方法がとられているので、家畜飼養の規模はさらに平均化するものと考えられる。また、畜産の専業化も一部において進むものと確信できるものである。したがって、この計画における人民公社地域の個別農家の畜産生産収益規模を便宜的に公社地域全収益の60%について一率平均し、これをもって農家経済の評価を行うこととした。

以上の結果、計画地区の平均農家(1.9ha)の収益は、作物収益3,250元に畜産収益1,570元を加え、合計4,820元となる。今、仮りに租税公課をこれら収益総額に対し、所定公課率の28%を適用すると税引後の利益は3,470元となる。さらに生活費として農家の平均自給食糧消費量(250kg/人×4.2人×0.334元/kg(小麦))相当額の3倍額約1,050元を控除し得られる純所得額は、2,420元となる。これら個々農家の所得向上に対する事業効果は、現況と将来で経営の形態が全く異なるため、直接的に比較評価をすることは困難であるが、現金収入としての観点から、事業実施後の純所得と従来の戸当たり収益配当額(480元/戸)に比べ約5倍増となる。なお、この純所得について、本事業計画では、施設の運転・維持管理費、事業費の償還等を含む事業受益者の負担公課(水利費)が発生する(第10章参照)。

(6) 農業生産支援活動の強化

農業生産支援活動の強化は、基盤整備された圃場の運営を円滑にし、農民の営農意欲を高揚して、農業開発計画の最大効果を期待するためにきわめて重要である。

農業生産支援活動の現況は、3.5(3)に詳述したとおり、農事試験・研究、種子増殖

と普及、生産資材の供給、農業技術普及並びに農業金融等、いずれも国家的体系の中で制度化され、活動の組織も末端の生産単位である人民公社または国营農場に至るまで体形づけられている。ただし、これら制度並びに組織活動の運営には、それぞれ単一目的または単独組織系列（縦系列）内で意志の円滑な伝達があるものの、多目的事項または複数組織系列（横系列）の関係に意志の疎通を欠くケースが多く見られる。また、一般に、末端組織において編成要員数が不足し、十分な機能をもつに至っていないものが多い。加えて、これら末端組織では、その運営資金を地域の自立更生基金で補うため施設整備が悪く、年間の活動についても経済的制約が大きく、必要性に応じた態勢がかならずしもとられていない。

以上の現況分析から、この計画では、とくに、農業生産責任制の実施において、農家個々の営農を支援する方策として次の諸施設と運営の体制を強化するよう構想した。

1. 既存の諸体制強化

現在、典型区内には、農業生産支援実施機関に相当する公共施設として、黒竜江省宝清原種場（1,580 ha）、同省水利水文研究所三江水利実験站（20 ha）をはじめ、宝清県農業試験場（20 ha）、同県良種場（50 ha）がある。また、地区周辺には、県果樹試験場、県種畜場、県家畜繁殖指導站、県林業試験場、種魚場が配置されている。さらに、現在移転されて実質的機能が悪いが、旧合江地区農機校の施設が万金山公社地域内に保管されている。

これら諸施設のうち、とくに地区内に位置するものは、本開発計画事業の実施で試験・研究の機能または、作物の生産機能が完全に整えられる。したがって、県農業試験場と水利実験站には、かんがい・排水技術部門を増設または新設し、地域環境に即応した水管理と耕種法の徹底研究の実施を提言する。

省原種農場と県良種農場には、現在、黒竜江省では畑作物の良種普及体系が整っているのに反し、水稻の種子増殖と普及の体制が未整備であるので、とくに、この点を重視し、本開発のみならず広く黒竜江省の稲作普及と米の増産政策に対応できる機能をもたせる構想とする。このためには、両場に対して稲作部門を新設し、稲作専門家の配置と水稻種子の適正処理施設の配備が必要である。とくに、省原種場は、水田開発地区のほぼ中央に位置し純耕地面積も1,420 haと広大である。したがって、この農場が本来の機能である原種の保全と増殖の他、水稻の普及種の生産を行うこともきわめて容易である。全農場について水稻種子の生産を行う場合、極の総生産量は、単位収量6.5トン/haとして9,230トン（乾燥粳）である。この調整には、水分の二段階乾燥方式を適用するとして、時間当たり50トン処理能力の強制乾燥機と5トン処理能力の脱芒・選粒機が必要である。これらを施設すれば、毎年種子生産量は6,000トン内外が期待でき、移植法を適用するなら200,000ha内

外、また、直播法でも50,000ha内外の生産田に対し種子供給能力をもつ。

以上の種子を含め肥料・農業等の供給には、種子公司、農業生産資材公司等はその任に当たるが、計画実施に伴い資材需要は急激に増加し、現有の倉庫では容量不足となる。これらの対応には、各公社の保有する倉庫を整備し、輸送・保管の便宜を図るとともに農民の購入と適期使用に便宜する。また、会社の営業機能には、農業銀行と連絡する系統を整備し、農業生産資金繰の困難な農民に対する短期融資の便を計る。なお、これらの事務運営には、現在の要員数をさらに増強する必要がある。

個々農家に対する農業技術普及の体制は、県において既でに組織化されている。したがって、実質的な活動には、組織体系に沿って普及員の早期配置を進める。とくに最末端の生産隊または生産大隊には、前項(3)で述べた地域的営農の特徴に合せ、耕種別技術普及の徹底が要求されるので、普及員の早期再教育を進めるよう提言する。また、円滑な普及活動のためには、車輛の他視聴覚施設等の整備が必要である。

なお、以上の技術普及に関連し、安全かつ経済的に農業機械を運転・維持管理するための農民訓練が必要である。前項で計画したとおり、本開発計画における農業機械化の運営は、各生産大隊ごとに専門技能者を雇用し、農家個々に対する貸耕方式をとるが、将来、農民に資金力ができた時点では、自主管理を行い農民が増大することが予想される。これに対する適正技術の普及には、旧農機校の再開校が投資準備も案であり、大きな便宜が期待できる。

2. 農産物流通施設の改善

典型区には、これまで小麦、大豆、とうもろこし等いわゆる商品食糧作物の生産を行ってきた関係上、これらの集・出荷に必要な諸施設はほぼ完備している。ただし、これら施設の機能は、現在の生産規模に合ったものであり、機能的にも現行の耕種法と収穫期に整合した形式である。したがって、将来、機械化収穫の作業体系が生まれ、また、各作物の増産が実現すれば、既設の施設の機能と処理能力に大きな不足を生ずるので、これら施設の機能的改善と円滑な作物生産に対応できる態勢固めが必要となる。典型区は、小麦以外の収穫が降雨期に当たるので、収穫物の品質を維持するためには、短期間の収穫処理と迅速な乾燥調整施設の新規設置が望まれる。

水稻の集・出荷施設は、これまでの生産規模が地域内消費に満たないものであったため、現在の流通機構には実在しない。将来、20,000haの稲作が軌道に乗ると5.3項で算定したとおり130,000ton内外の初生産となる。このうち、農家消費および県内消費量約12,200トン(初)を控除しても、なお117,800ton(初)が商品化可能となり、これらを適正に集荷・貯留・出荷管理できる貯留倉庫の新設が必要で

ある。

以上の流通機構改善で長期計画の中に生みだされる作物副産物は、可消化養分換算量で計画飼料量（5.3(4)参照）の約20%増が期待でき、よって総畜産生産も年当たりそれぞれ15～20%内外の増加が図れる。

5.5 水源計画

(1) 貯水池計画

1. 検討方法

ダム容量及び計画水位について検討する。ダム規模決定の手順を図5.5)に示す。

2. 堆砂容量

以下の事項を勘案して、比堆砂量を $50\text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ とした。

- ① 日本でのダム堆砂実績で、流域面積 $2,000\text{ km}^2$ 程度のうち比堆砂量の小さい値が $100\sim150\text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ 程度である。
- ② 挽力河上流域では、崩壊地がほとんど見られず、河岸の側方浸食による生成土砂が主であり、量的に少ない。
- ③ 降雨量が日本の半分以下である。
- ④ 畑地からの流出土砂も考慮する。
- ⑤ 計画堆砂年数を100年として、ダム地点堆砂量を求める。

その結果、上流ダムサイトで集水面積 $1,730\text{ km}^2$ に対し、堆砂容量は $8.7\times 10^6\text{ m}^3$ とした。

3. 死水容量（養魚に必要な容量）

養魚に必要な水深として、堆砂面上 3 m （夏は貯水が汚濁腐敗しないこと、冬は氷厚 1.5 m の下に 1.5 m の水深をとり、魚の越冬を可能にする）とした。その容量は $2.5.6\times 10^6\text{ m}^3$ である。

4. 利水容量

① 基本条件

利水容量を検討するにあたり、以下の条件を適用した。

- a. 河川流量の各年別較差が大きいので、単年の収支計算でなく、多年にわたって貯水量の計算を行う。
- b. 洪水期間は7～9月とし、非洪水期間（10～6月）には洪水期利水容量の $\frac{1}{9}$ までを加えた利水容量にする制限水位方式をとる。
- c. かんがいに対する保証率を80%（10年のうち8年を保証）とする。
- d. 下流責任放流量は、万金山頭着工で、かんがい期間（4～8月）をとおして $1.0\text{ m}^3/\text{s}$ とする。

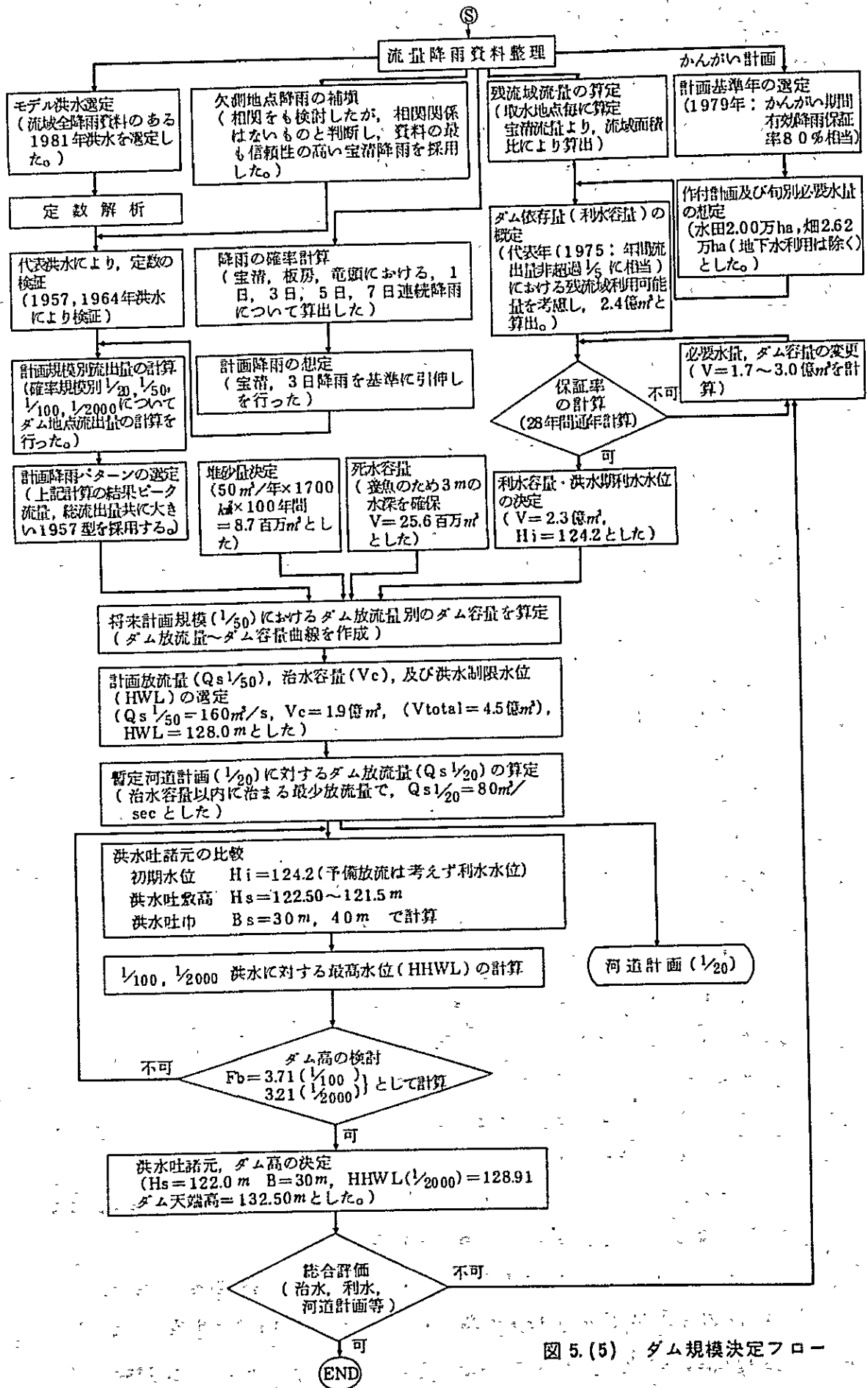


図 5. (5) ダム規模決定フロー

- e 湖面蒸発損量（湖面蒸発量－流域蒸発散量）を年間で320mmとし、月毎に配分する。
- f ダム地点流入量は、宝清流量より流域面積比により算出し、湖面蒸発損量を控除して有効流入量とする。
- g かんがい必要水量及び下流への責任放流量は各年一定（基準年値）とする。
（表5.(39)参照）
- h 頭道崗頭首工からの取水量のうち、万金山頭首工までの河川への還元水量として、水田用水量の30%を見込む。

② 利水容量の検討

利水容量は、かんがい必要水量、河川残流量よりダム依存量を求め、28ヶ年（1955～1982）のマスクープより、必要な容量を求める。

保証率80%より、保証年数は22.4年（不足5.6年）となる。

計算結果を示すと以下のようになる。

ダム利水容量	不足年数	保証率
1.7 億 m^3	7 年	75.0%
<u>1.8</u>	6	<u>78.6</u>
2.9	6	78.6
<u>3.0</u>	5	<u>82.1</u>

この結果、保証率80%の容量は1.8 億 m^3 と3.0 億 m^3 の間となる。80%の点を内挿して求めると2.28 億 m^3 となる。利水容量は2.3 億 m^3 とした。

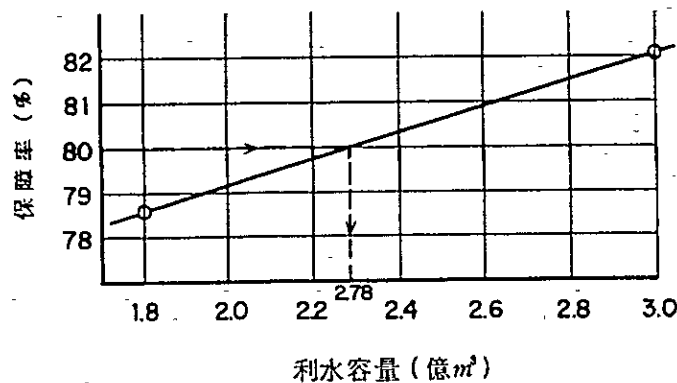


図 5. (6) 利水容量の決定

表 5. (39) かんがい必要水量 (ダム及び河川水)

(単位; $\times 10^6 \text{ m}^3$)

取水位置	月 作付面積	4 月			5 月			6 月			7 月			8 月		
		上旬	中	下旬	上	中	下	上	中	下	上	中	下	上	中	下
		計														
④ 頭左岸	水田	-	-	0.579	3.466	2.992	3.231	2.959	2.938	2.602	1.654	3.437	3.668	3.311	1.318	32.154
	畑	0.219	1.006	1.405	2.579	4.243	5.981	0.329	3.505	3.132	0.915	3.968	3.896	3.011	-	34.189
	計	0.219	1.006	1.984	6.045	7.235	9.212	3.288	6.443	5.734	2.569	7.405	7.564	6.322	1.318	66.343
⑤ 道右岸	水田	-	-	0.586	3.512	3.032	3.274	2.998	2.976	2.636	1.675	3.482	3.716	3.355	1.335	32.578
	畑	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	計	-	-	0.586	3.512	3.032	3.274	2.998	2.976	2.636	1.675	3.482	3.716	3.355	1.335	32.578
⑥ 萬在	計	0.219	1.006	2.570	9.557	10.267	12.486	6.286	9.419	8.370	4.244	10.887	11.280	9.677	2.653	98.921
	水田	-	-	1.764	10.562	9.117	9.846	9.015	8.951	7.927	5.038	10.472	11.175	10.088	4.015	97.970
	畑	0.174	0.799	1.116	2.049	3.371	4.751	0.261	2.784	2.488	0.727	3.152	3.095	2.392	-	27.159
⑦ 金山	計	0.174	0.799	2.880	12.611	12.488	14.597	9.276	11.735	10.415	5.765	13.624	14.270	12.480	4.015	125.129
	水田	-	-	1.010	6.048	5.221	5.638	5.162	5.126	4.539	2.885	5.997	6.399	5.777	2.299	56.101
	畑	0.113	0.520	0.726	1.332	2.192	3.090	0.170	1.811	1.618	0.473	2.050	2.013	1.556	-	17.664
⑧ 山	計	0.113	0.520	1.736	7.380	7.413	8.728	5.332	6.937	6.157	3.358	8.047	8.412	7.333	2.299	73.765
	計	0.287	1.319	4.616	19.991	19.901	23.325	14.608	18.672	16.572	9.123	21.671	22.682	19.813	6.314	198.894
	計	0.864	0.864	0.950	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864	0.864
合計	4.2556ha	1.370	3.189	8.050	30.412	31.032	36.761	21.758	28.955	25.806	14.231	33.422	34.912	30.354	98.31	310.083

5. 洪水流出解析

① 解析方法

流出解析法は、以下の理由により、貯留関数法とする。

- 流域面積が約4千km²あり、自然地がほとんどである。
- 河道貯留が大きく、無視できない。
- ダム計画があり、流量波形を必要とする。
- 降雨と流量の観測資料がある。

以下に示す計算式により、シミュレーションを行った。

1) 流域: $S_L = KQ_L^P$ 貯留関数(運動方程式)

2) 河道: $S_L = KQ_L^P$

ここに K, P = 流域又は河道による定数

S_L = 流域又は河道による貯留量

3) $\frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r_{ave} \cdot A - Q_L(t) = \frac{dS_L}{dt}$ …… 流域の連続の式(1流域)

ここに f = 流入係数

r_{ave} = 流域平均雨量

A = 流域面積

$Q_L(t) = Q(t + T_L)$: 遅滞時間 T_L を考慮した流域直接流出量

S_L = みかけの流域貯留量

4) $\sum_{j=1}^n f_j \cdot I_j - Q_L(t) = \frac{dS_L}{dt}$ …… 河道の連続の式(1河道区間)

ここに I_j = 河道上流端流量

f_j = 流入係数

$Q_L(t) = Q(t + T_L)$ 遅滞時間 T_L を考慮した河道下流端流量

S_L = みかけの河道貯留量

② 流域分割と流域降雨

流域分割は、ダム計画、河道計画の必要に合せ、かつ適正な大きさの流域面積に分割することとし、10万分の1地形図によって、17流域に分割した。

降雨観測所7ヶ所の支配流域はテイーセン分割によって求める。流域分割図を図5.(7)、流出モデル図を図5.(8)、各流域の各観測所に対する降雨分担比率を表5.(40)に示す。

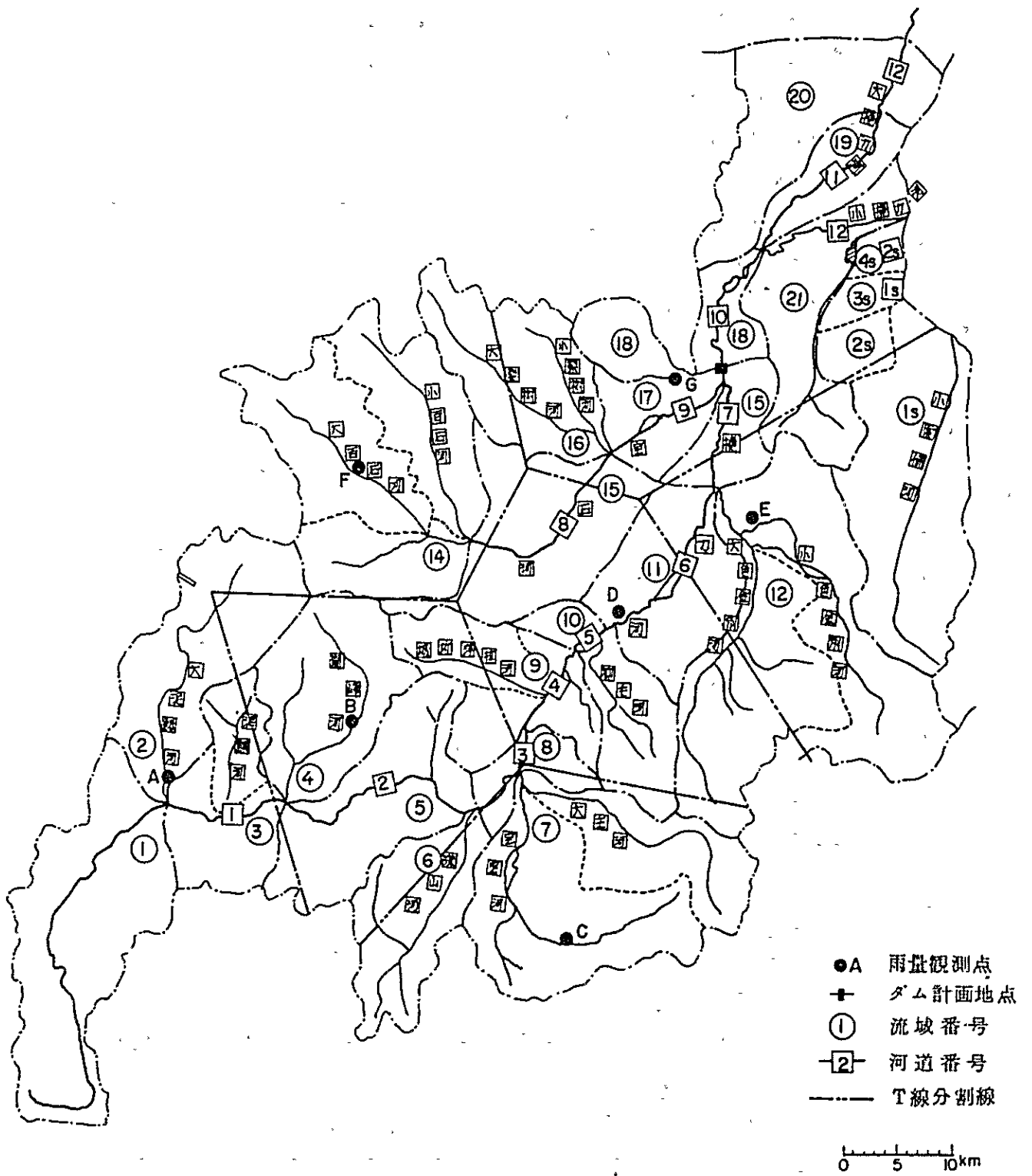


図 5. (7) 流域分割図

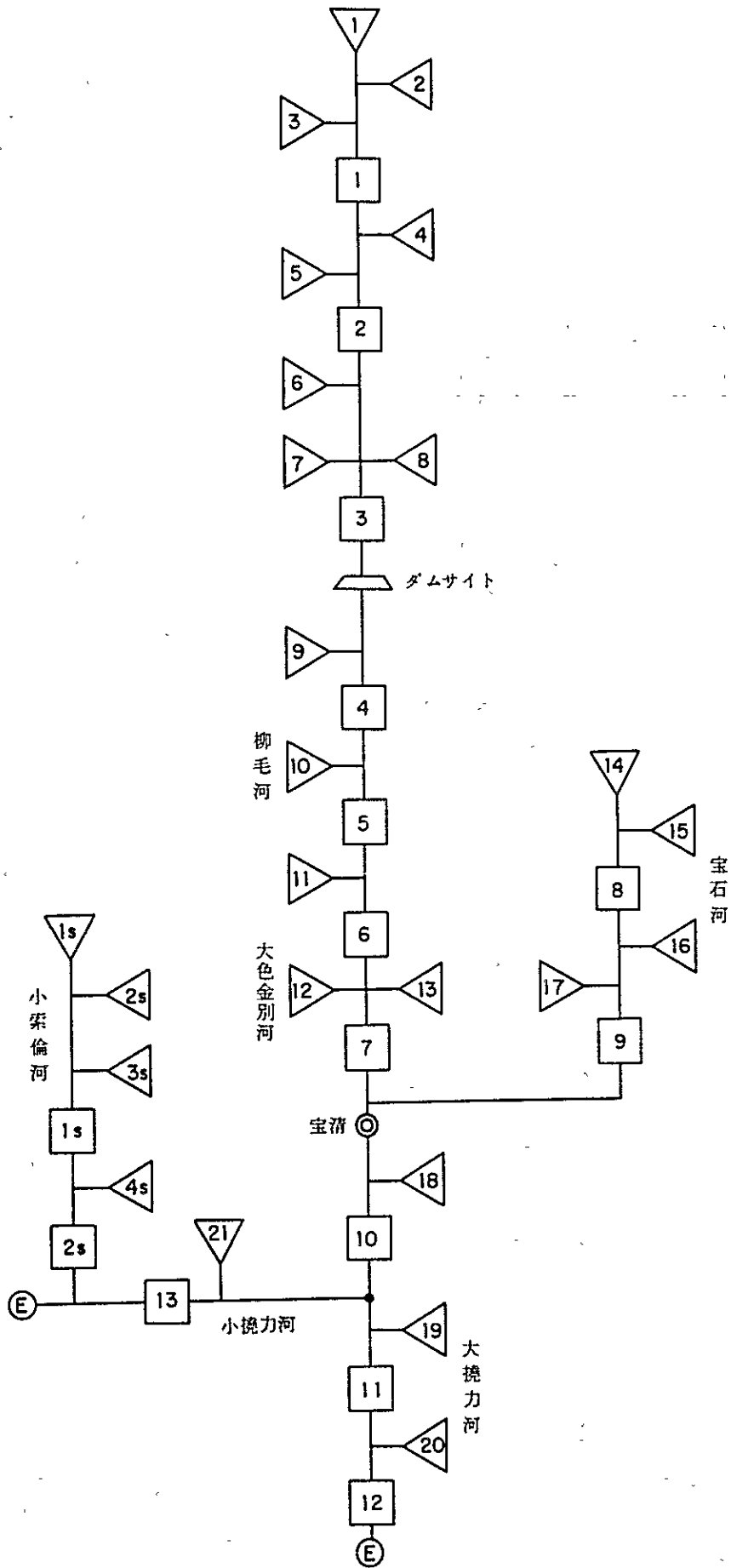


図 5. (8) 流出モデル図

表 5. (40) 各流域の降雨分担比率

(単位: km^3)

()内は%を示す

降雨観測所 流域番号	紅 衛 A	嵐 峰 B	宝密橋 C	竜 頭 D	板 房 E	三谷河 F	宝 清 G	計
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 計	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 諸定数の検討

a.) 基底流量 (洪水前における流量)

$$Q = \frac{\text{宝清常時流量 (40 m}^3\text{/s)}}{\text{宝清流域面積 (3,689 km}^2\text{)}} \times \text{流域面積}$$

b.) 流域の K, P 及び河道の K, P 等

流域面積と土地利用状況が類似している利根川 (日本) の経験式を基に試算して決定した。

検証洪水は、7 観測所の降雨のある 1981 年洪水として、宝清地点の流量に合せた。T_L についても同じ。

c.) 流出率 (流入係数), 飽和雨量 (Rsa)

1 次流出率は、試算の結果 $f_1 = 0.5$ とし、総雨量が Rsa 以上の 2 次流出 $f_2 = 1.0$ とした。Rsa は、試算の結果 100 mm とした。

以上の諸定数を用いて、既往洪水記録のうちもっとも大きい規模の 1957 年及び 1964 年の洪水について検討した結果、観測流量と計算値がよく一致したので、計画に用いる諸定数とする。

計算結果を図 5.(9) に示す。

なお、1981 年洪水は、洪水の後半が計算値と観測流量と一致していない。これは 1 つの降雨を対象とした洪水解析であるため、途中で無降雨の日があり、飽和雨量が回復しているからである。無降雨日が数日続いたら、飽和雨量を再び与えれば観測値に近づくものである。1957, '64 洪水では上記の現象はなく、よく一致している。

④ 計画降雨

a. 計画降雨決定の基本的考え方

計画降雨は、以下の点を考慮し '57, '64, '81 年型の降雨について、確率処理し、比較検討の上で決定している。表 5.(41) に、宝清、竜頭、板房の実績降雨と確率降雨を示す。

計画降雨は、ダム地点流量と河道各地点流量がピーク流量と総流量からみて妥当であり、計画規模別のバランスがとれていることを基本として決定した。

ダム地点流量は、ほとんど、ピーク時では、日雨量で支配されるが、下流の氾濫被害の軽減を考慮する場合は長期降雨が重要となり、計画洪水としては 1 ~ 7 日連続降雨で評価することとした。

b. 降雨パターンの決定

1964 年型は 1 ~ 7 日の確率別のバラツキが大きい。1981 年型はバラツキが小さいが、降雨規模が小さいので、大洪水の予測は流出計算上の精度が問題

表 5. (41) 確率降雨 (岩井法) 及び実績降雨比較表

(単位 : mm)

確率降雨	地点	確率年	1/5	1/10	1/20	1/50	1/100	1/1000
		宝清	1日	64.4	76.5	88.8	105.5	118.7
		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
	竜頭	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
実績降雨	地点	発生日	1957 年		1964 年		1981 年	
			実績降雨	相当確率	実績降雨	相当確率	実績降雨	相当確率
	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
	竜頭	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

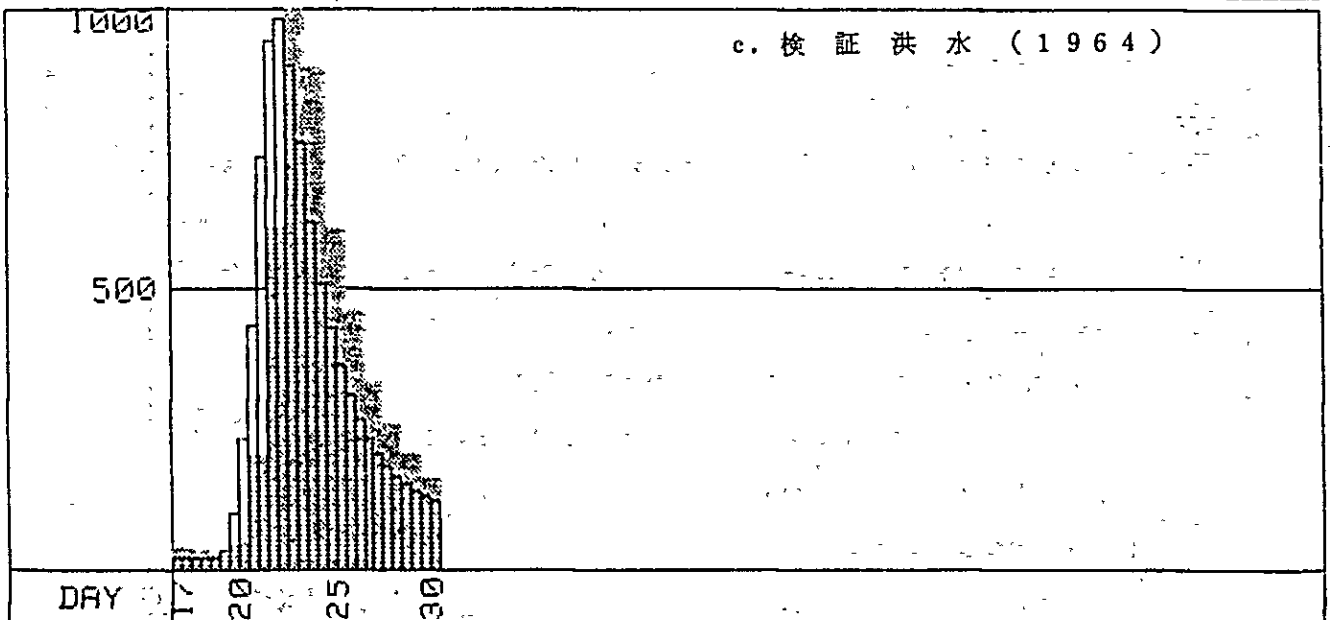
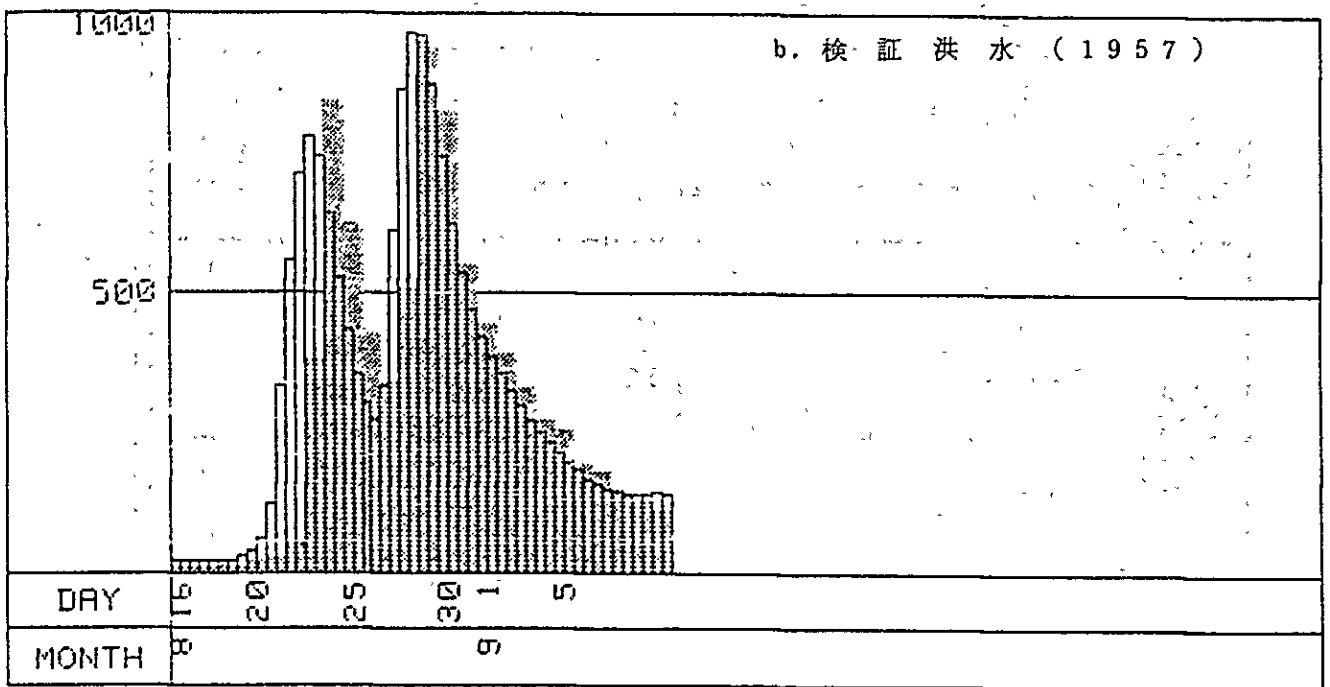
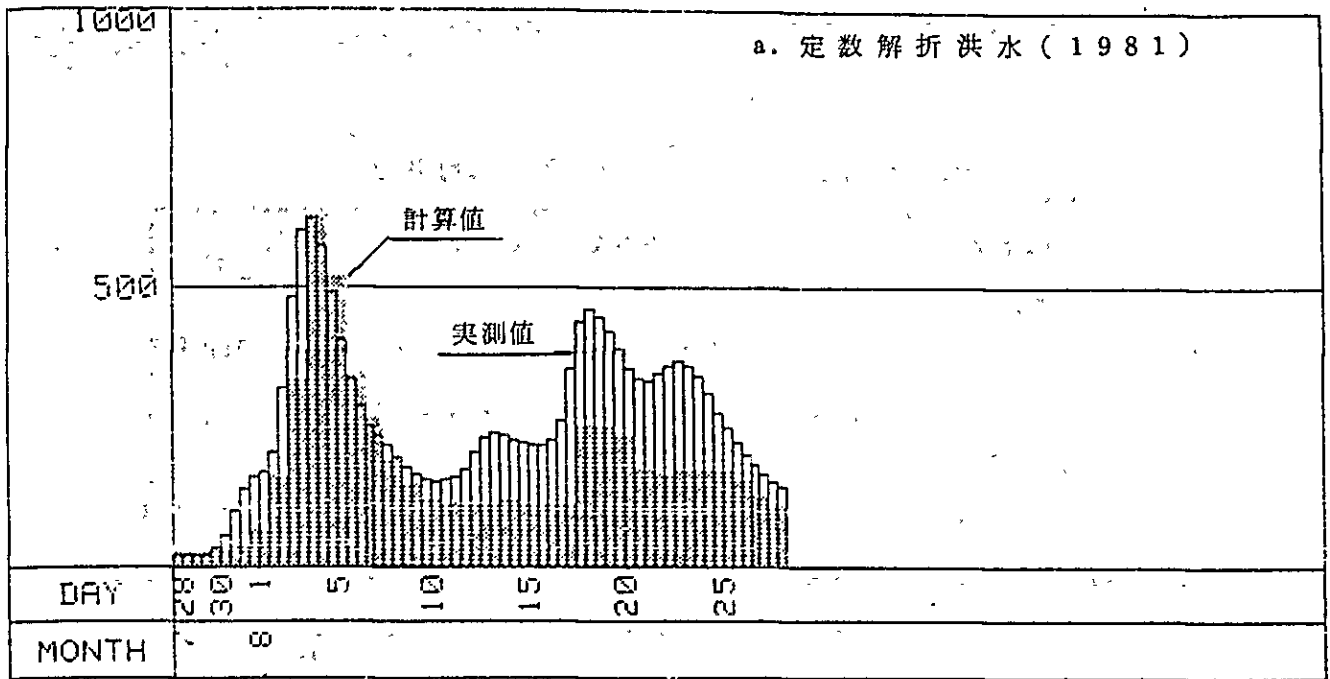


図5.(9) 流出計算結果

となる。

1957年型は他の2つに比べて問題がないため、これを採用した。

c. 代表観測所の選定

宝清、竜頭及び板房の3観測所のうち、宝清を除けば1日～7日の降雨規模にバラツキが大きい。このため、宝清で評価することとした。

d. 降雨継続時間の決定

日雨量を用いる場合、ダム設計については妥当でも、下流の氾濫に対しては適合性が乏しく妥当ではない。逆に、5日あるいは7日雨量で評価すると、ダム設計には妥当でないため、3日雨量を採用することが適切と判断された。

e. 計画降雨波形の決定

以上の結果から、総合的に判断して、1956年型降雨パターンを宝清3日連続確率降雨によって引き伸ばしを行い、計画規模別の計画降雨波形を求めた。

表 5. (42) 計画降雨引伸し率

確 率		1/5	1/10	1/20	1/50	1/100	1/1000
確 率 降 雨 mm		88.4	107.2	127.0	155.2	178.2	267.4
1957 型	実績降雨mm	136.1					
	引 伸 率	0.650	0.788	0.933	1.140	1.309	1.965
1964 型	実績降雨mm	185.7					
	引 伸 率	0.476	0.577	0.684	0.836	0.960	1.440

⑤ ダム地点流量

1957年、1964年型洪水について、降雨規模別の流量を計算した結果を表5.(43)、5.(44)に示す。

⑥ 流出解析方法の比較

これまでに述べた解析方法(a)に加え、ダム地点の流出量を以下に示す他の方法(b, c)についても検討を行った。とくに、b, cについては、中国の提案により、多くの方法で比較論証することとなった結果、中国側により計画降雨データを作成し解析したものである。

a. 実績降雨の引伸しによる計画降雨を用いた解析

宝清の3日連続確率降雨に対する実績の3日連続降雨との比率により対象実績降雨を引伸し、その降雨を用いて貯留関数法によって流出解析を行う。

b. 確率降雨を用いた解析

宝清の確率連続降雨(1, 3, 5, 7, 15日及び30日)を基に計画降雨を作成し、これを用いて貯留関数法により、流出解析を行う。

表 5. (43) ダム地点計画洪水量 (1957 年型)

確率年		1/20 (m ³ /s)	1/50 (m ³ /s)	1/100 (m ³ /s)	1/1000 (m ³ /s)	1/2000 (m ³ /s)
日	時					
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. (44) ダム地点計画洪水量 (1964年型)

日 時		確立年	1/20 (m ³ /s)	1/50 (m ³ /s)	1/100 (m ³ /s)	1/1000 (m ³ /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	1,18945
	120		25161	39242	54685	135535
6	126		27907	43207	59800	1,36071
	132		27804	42429	57521	1,18635
	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

c. 確率流出量による解析

ピアソンⅢ型により宝清の確率流量（ピーク流量，1，3，7，15及び30日間流量）を求め，流域面積による修正及び実績流量波形を考慮してダム地点のハイドロを求める。なお確率計算では，Cv及びCsの値は，近傍流域の「保安」（七星河）の解析結果を用いた。

以上3つの解析方法による計算結果（ダム地点ピーク流出量）を表5.(45)に示す。この結果より，bによる解析では過少な値となり，計画に採用することは危険である。a（1957型）とcによる解析結果は近似しており，aの解析方法（1957型）により，ダム及び河川計画を樹立することとした。（解析資料は附属書参照）

表 5. (45) ダム地点流出計算結果比較

降雨型	計算法	宝清確率3日降雨による実績降雨引伸し	宝清確率連続降雨により作成した計画降雨	流量確率
	確率年			
1957	1/20	640 m ³ /s	404 m ³ /s	710 m ³ /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

治水容量は以下の条件で検討した。

- a. 治水容量は確率1/50（2%）で決定する。
- b. 貯水池初期水位は利水満水位（124.2m）とし，予備放流は考えない。
- c. 下流放流量は，放流管の流量と洪水吐ゲートによる利水満水位までに対する流量で調節する。
- d. 洪水吐起流量は次式による。

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

ここに， Q = 洪水吐起流量（m³/s）

B = 洪水吐総有効巾員 (m)

H = 越流水深 (m)

e. 1/50年洪水制限水位 (HWL) までは、ゲート調節により、一定放流とする。

② 治水容量の検討

治水容量は、撓力河水系全体の河川計画の中で決定することが原則であるが、全体計画の完成に長年月を必要とするため、現段階では典型区について計画を完結させることとし、以下の点に留意して治水容量を決定する。

- a. 撓力河下流の氾濫被害を軽減するには、総量としての治水容量が重要である。
- b. ダム下流の河道流下能力が小さく、改修が容易でない。
- c. 地形上、ダム高が制限され、総貯水量が限られている。利水容量を確保すれば、残りの容量に限りがある。
- d. 治理計画で見込んでいる治水容量 (2億 m^3 程度) と大きく異なる。

表 5. (46) は、放流量とダム規模、河道改修規模の関係を示したものであり、図 5. (10) は、ダム規模とダム及び河道改修費の比較を行ったものである。

これより、ダムの貯水容量を増やす方が河道整備より有利であり、地形上の最大規模とするのが得策となる。この結果、治水容量は 1.87 億 m^3 となった。(総貯水量 4.51 億 m^3)

なお、1/50 確率洪水のダム放流量は 160 m^3/s 、最高水位は 128.0 m とした。1/20 確率洪水で治水容量を同じ規模にすると放流量は 80 m^3/s となる。(図 5. (11)、図 5. (12) 参照)

表 5. (46) ダム放流量とダム規模及び河道掘削量

ダム 放流量	ダム 総貯水量	1/50 H.W.L	ダム 天端高	ダム 高さ	ダム 堤体積	河道 掘削量	工 事 費		
							ダム	河道掘削	合 計
m^3/s	億 m^3	m	m	m	$\times 10^6 m^3$	$\times 10^6 m^3$	億円	億円	億円
100	5.15	129.1	133.6	28.6	13.0	15.8	13.0	9.5	22.5
160	4.51	128.0	132.5	27.5	12.0	18.2	12.0	10.9	22.9
200	4.10	127.2	131.7	26.7	11.3	19.7	11.3	11.8	23.1
300	3.36	125.7	130.2	25.2	10.1	23.7	10.1	14.2	24.3

- 注) 1. 1/50年確率の計画洪水の値である。
 2. ダム高は計画HWL+4.5mとした。(基盤高=105.0m)
 3. ダム堤体積は、ダム高27.5mを基準に高さの2乗に比例させて求めた。
 4. 工事単価は、ダム…10000円/ m^3 、河道掘削…600円/ m^3 とした。

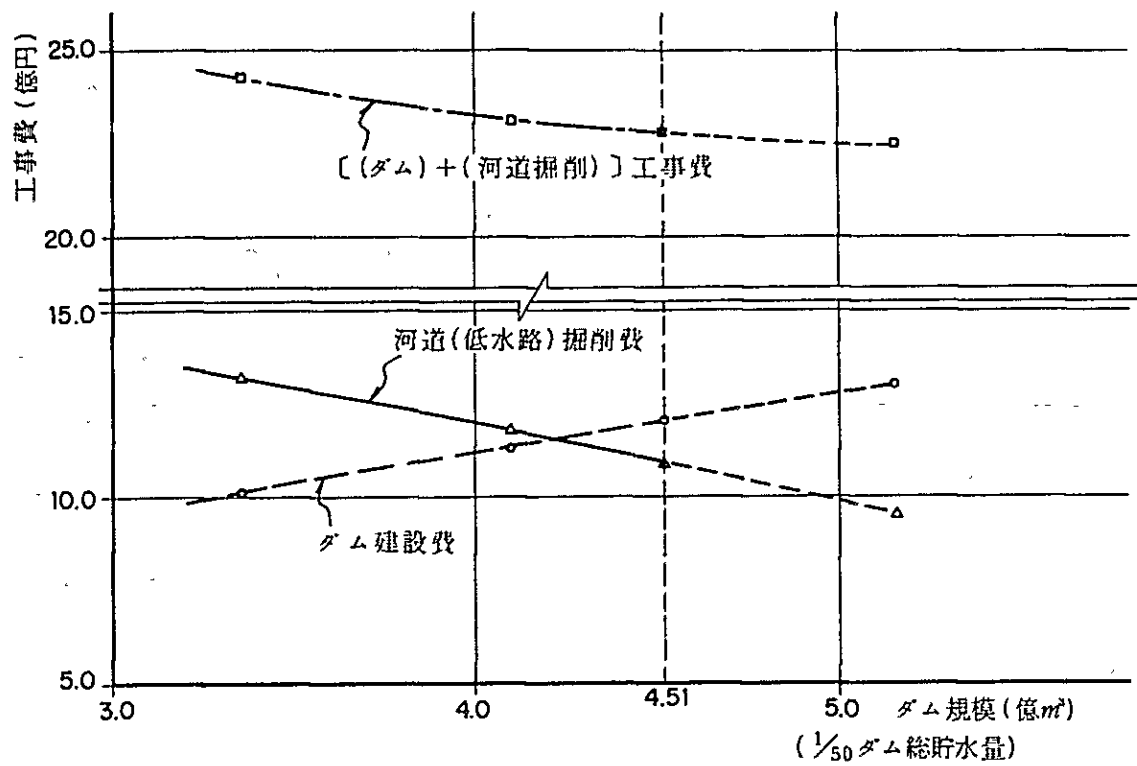


図 5. (10) ダム貯留量・ダム河道改修工事費

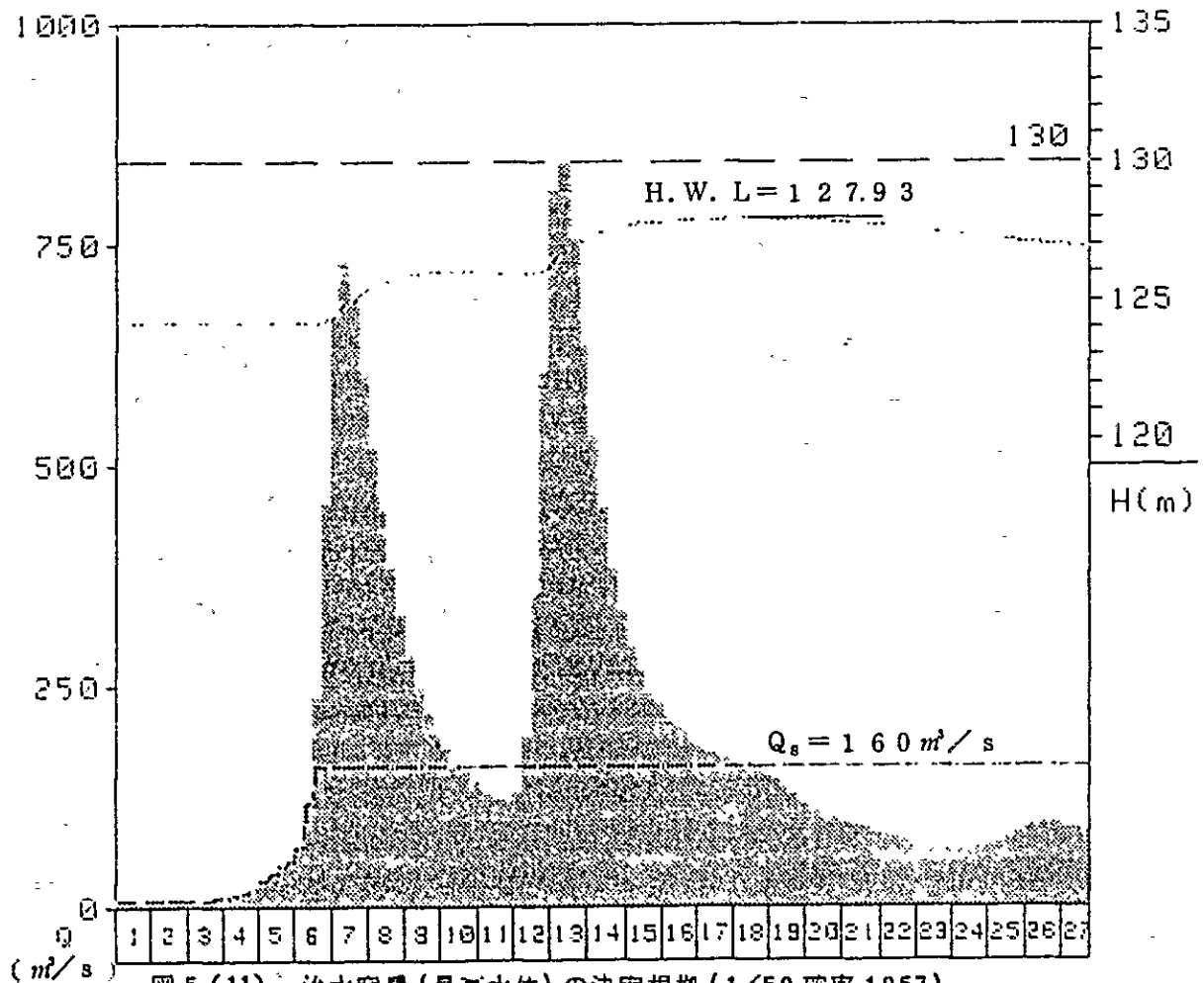


図 5. (11) 治水容量(最高水位)の決定根拠(1/50確率1957)

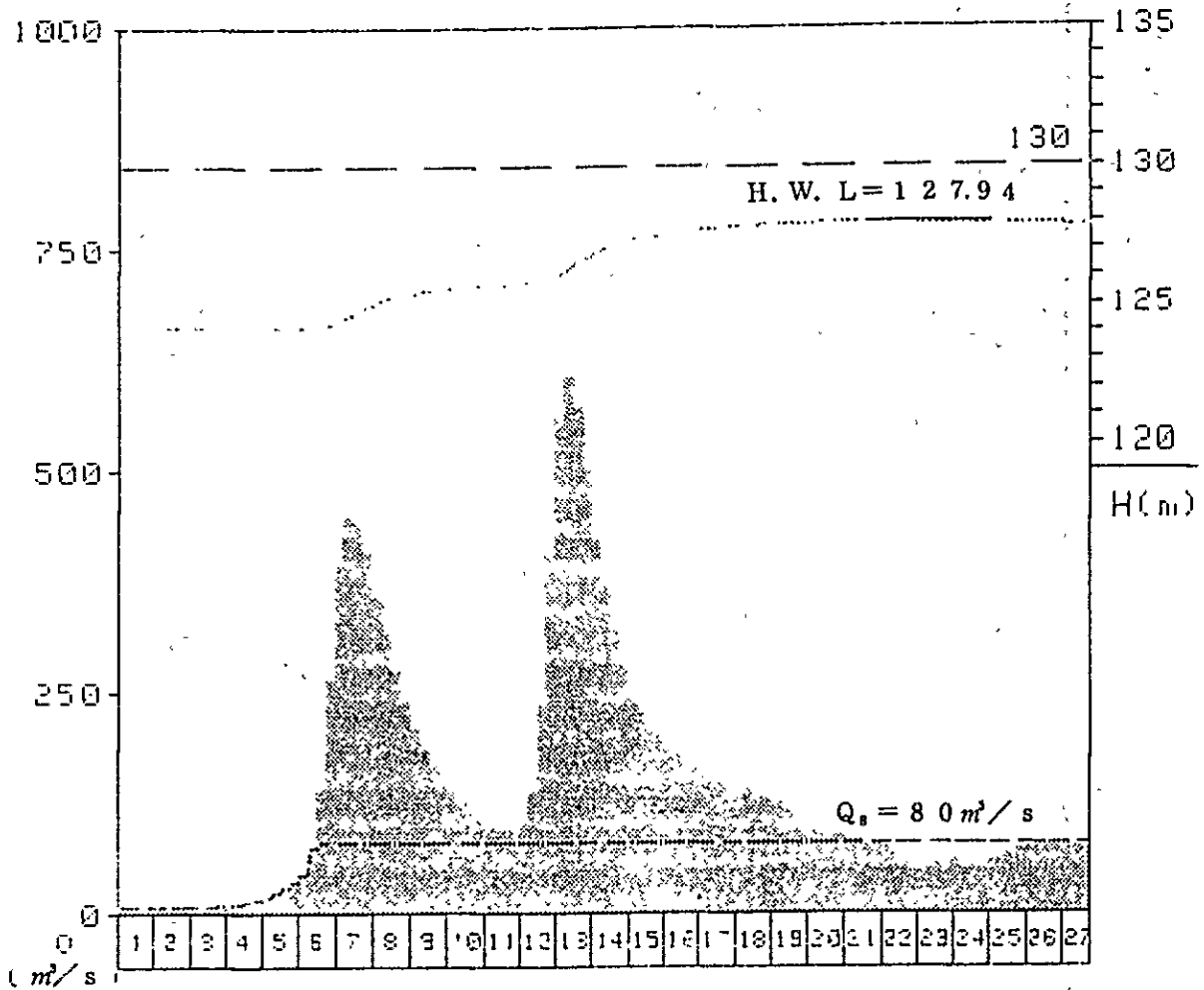


図 5. (12) 制限放流量 (1/20 確率 1957)

7. 洪水吐の水利検討

洪水吐ゲートの敷高及びスパンについて、洪水流量の出入れ計算により、水位を求め、その規模を決定した。

湛水面積が大きいので、貯水池の貯留効果を見込んで計算した。

ゲートスパンは、中国での実績を参考に、10 m とし、越流水深が異常に大きくならない総スパンとして 30 m、40 m (3, 4 スパン) について検討した。

敷高はゲート高 6 ~ 10 m とし、利水満水位以下で 160 / s の放流が可能で高さの範囲で決定した。

総スパン 30 m と 40 m で敷高を変えて洪水流量の出入れ計算を行った結果、幅を 10 m 増すことにより、水位が約 1.0 m 下がることになり、30 m スパンの方が明らかに工事費が経済的となった。これより、洪水吐ゲートの総幅は 30 m、敷高は 122.0 m とした。(表 5. (47)、表 5. (48) 参照)。

表 5. (47) 洪水吐水理計算結果

計画規模		制限放流	$Q_s = 80 \text{ m}^3/\text{s}$		$Q_s = 160 \text{ m}^3/\text{s}$
			$Q_u = 60 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_u = 80 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_u = 80 \text{ m}^3/\text{s}$
1/100	Hmax		1 2 8.0 9 m	1 2 8.0 7	1 2 8.0 3
	Qmax		9 2 0.1 8 m^3/s	9 3 6.7 6	9 2 7.1 4
1/2000	Hmax		1 2 8.9 3 m	1 2 8.9 1	1 2 8.7 7
	Qmax		1,1 0 5.5 8 m^3/s	1,1 2 0.4 7	1,0 8 9.1 9

- 注) 1. 洪水吐数高, EL 1220 m 幅 30 m
 2. Q_u は, 下部放流管流出量を示す。

表 5. (48) 洪水吐数高, 幅と水位の関係

洪水吐諸元		1/100		1/2000		備 考
幅 (B_s)	数高 (E_s)	最高水位	必要ダム天端	最高水位	必要ダム天端	
30 m	1225.0	128.17	131.88	129.03	132.24	
	1224.0	128.14	131.85	129.01	132.22	
	1223.0	128.12	131.83	128.98	132.19	
	1222.0	128.10	131.81	128.96	132.17	
	1221.0	128.09	131.80	128.93	132.14	
	⊙ 1220.0	128.07	131.78	128.91	⊙ 132.12	⊙ 採用
	1219.0	128.05	131.76	128.88	132.09	
	1218.0	128.04	131.75	128.86	132.07	
	1217.0	128.02	131.73	128.84	132.05	
	1216.0	128.01	131.72	128.82	132.03	
40 m	1235.0	128.17	131.88	129.00	132.21	
	1234.0	128.14	131.85	128.97	132.18	
	1233.0	128.12	131.83	128.95	132.16	
	1232.0	128.10	131.81	128.92	132.13	
	1231.0	128.08	131.79	128.89	132.10	
	1230.0	128.06	131.77	128.86	132.07	
	1229.0	128.04	131.75	128.83	132.04	
	1228.0	128.02	131.73	128.81	132.02	

- 注) 1. 余裕高 = 3.71 m (1/100), 3.21 m (1/2000)
 2. 洪水制限水位 = 128.00 m
 3. 洪水制限水位以下の制限放流量 = 80 m^3/s

8. ダム容量配分

以上検討した各容量の配分を図示すれば、図 5. (13) のとおりである。

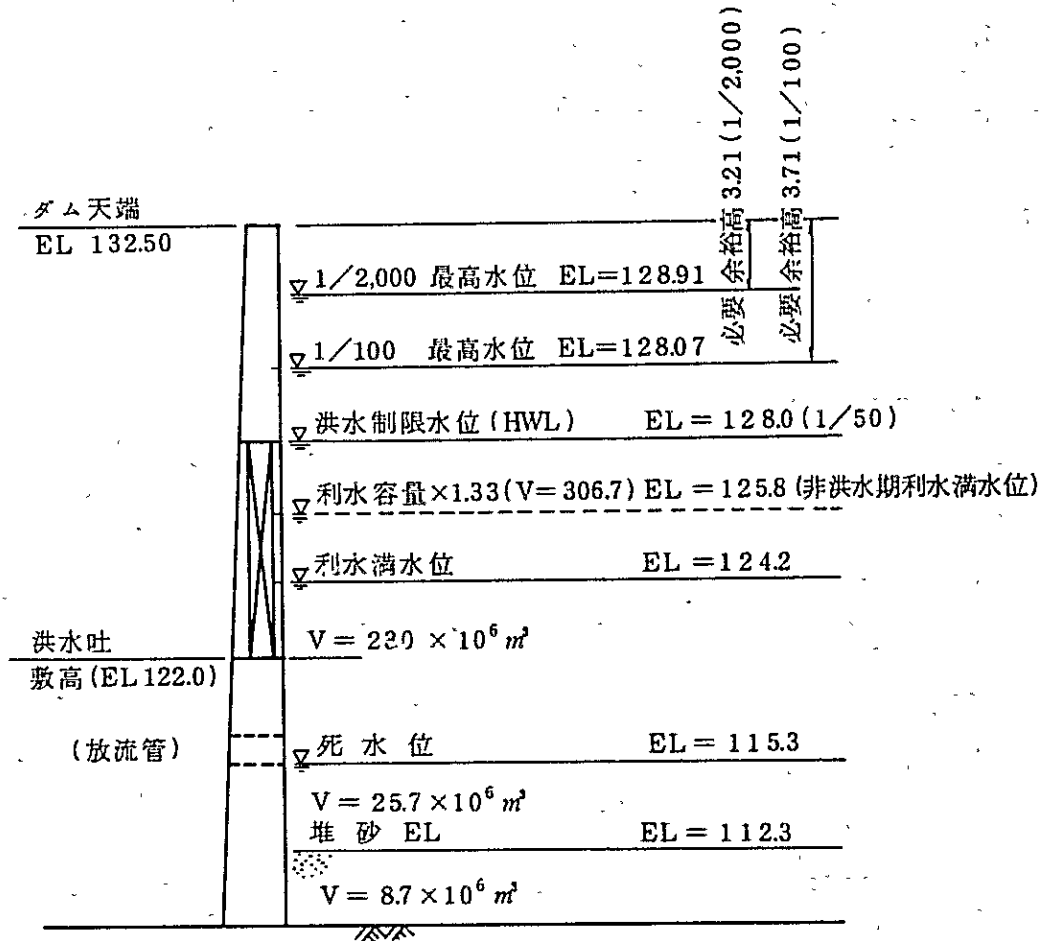


図 5. (13) ダム容量配分図

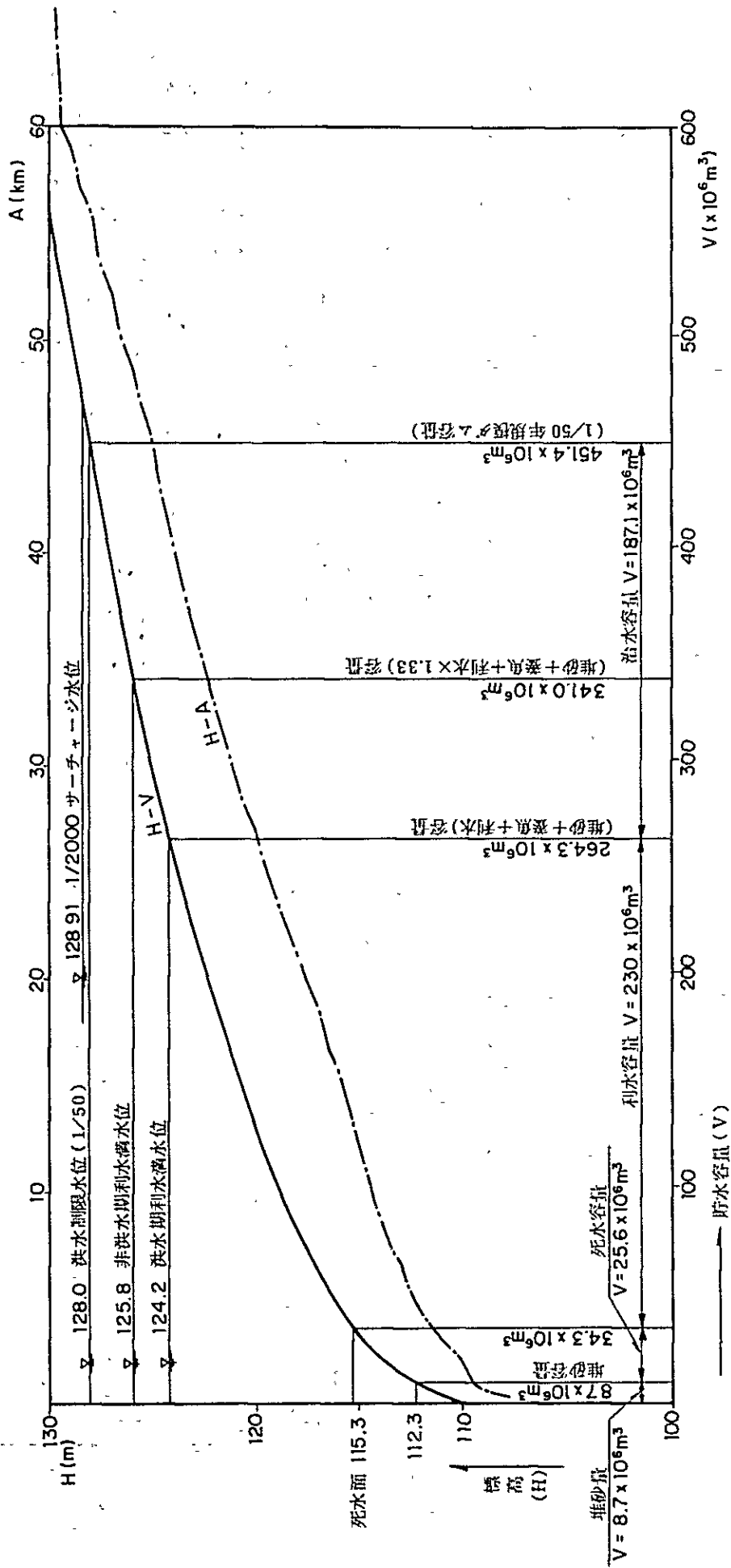


図 5. (14) ダム H-V 曲線

表 5. (49) 貯水標高對貯水面積, 貯水量表

水位標高 (m)	H - A 貯水面積 (km^2)	H - V 貯水量 (10 億 m^3)
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
116.5	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) 取水計画

かんがい用水は、地下水利用域（衛東周辺，畑地 3,621 ha）を除いては，すべて頭道崗頭首工と万金山頭首工の 2 地点から取水する。

取水地点別の計画取水量（降雨を無視したとき）は表 5. (50) に示したとおりである。取水費のピーク時期は畑地率の高い地区（頭道崗頭首工左岸および地下水利用域）では 5 月下旬であるが，逆に水田率の高い地区（万金山頭首工両岸）では 7 月であり，水田のみの地区（頭道崗頭首工右岸）では 5 月上旬である。

表 5. (50) 取水地点別時期別計画取水量

取水区分			面積 (ha)		取水量 (m^3/s)					
					4 月			5 月		
			水田	畑地	上	中	下	上	中	下
地表 水利用 区	頭道 崗	左岸	2,940	9,758	0.50	1.35	234	7.38	8.85	9.84
		右岸	2,980	0			0.88	4.41	3.81	3.45
		計	5,920	9,758	0.50	1.35	322	11.79	12.66	13.29
	万金 山	左岸	8,960	7,752	0.39	1.07	3.81	15.67	15.52	15.48
		右岸	5,120	5,041	0.26	0.69	2.27	9.15	9.19	9.26
		計	14,080	12,793	0.65	1.76	6.08	24.82	24.71	24.74
合計		20,000	22,551	1.15	3.11	9.30	36.61	37.37	38.03	
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	頭道 崗	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
		計	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
		計	24.25	24.70	22.53	23.21	25.47	25.66	22.96	16.52
合計		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) 地下水利用計画

1. 地下水開発候補地の選定

① 選定方針

開発候補地は、地形・地質および地下水調査結果を前提条件とし、次の項目について比較をおこなって選定した。

- a. 地下水の賦存形態と富水性
- b. 地下水の水質
- c. 地形及び地下水埋深

② 比較検討結果

a. 地下水の賦存形態と富水性

調査地区の地下水を地形及び賦存形態によって分類すると次のようになる。

- 1) 山地・丘陵地区：基盤岩中の裂隙水
- 2) 丘陵・山麓緩斜面地区：未固結岩（堆積物）中の孔隙水および埋没基盤岩中の風化帯裂隙水
- 3) 微緩斜ならびに低平地区：第四系未固結岩（堆積物）中の孔隙水ならびに第三系碎屑岩類中の裂隙水ならびに孔隙水

このうち、1) 及び2) の地下水の分布は山地やその周辺部に限られるうえ、富水性に乏しく、単井湧水量も地域的に不規則であるため、大量の揚水にたえられるものではない。3) の地下水のうち、第三系の帯水層は半固結状態の中・細粒砂岩を主体とし、揚水試験結果による1井当り揚水量も第四系帯水層の $\frac{1}{10}$ 以下のことが多い。また、第三系帯水層から取水すれば、井戸深度も大きくなり（一般に100m以上）、工事費の上からも不利である。以上のような帯水層の分布や富水性を考慮すれば、低平地部の第四系帯水層から取水することが明らかに有利である。

b. 地下水の水質

低平地部の第四系帯水層の地下水々質分析結果から、かんがい用水の適否の指標として、Na吸着比、かんがい係数、総固体量について検討した。597国営農場一分場周辺は他の地域と比較して、Na吸着比がやや高く、かんがい係数がやや低いが、かんがいに適する水の部類にあり問題がない。総固体量は、597国営農場一分場から青山の一部にかけて19/l前後を示す地域があり、かんがい用水として問題がある。しかし、総固体量については、深度20m以上の井戸で低い傾向があり、地下水の開発は、比較的深部の第四系帯水層を対象とする方が安全である。

c. 地形および地下水埋深

調査地区の主河川である挽力河や宝石河との比高が小さい地域、または地下水位埋深が浅い地域では、長雨や豪雨がつづく河川の氾濫による外洪や地下水位の上昇による内涝などの被害をうけやすく、實際上地下水の開発は効果的ではない。

d. 地下水開発候補地

以上のような条件を勘案すると、調査地区で地下水開発に適した地域として、青山地区と十八里地区の2地区が浮かびあがってくる。この中でも、青山地区は周囲より標高が高く、とくに北部は地形も比較的複雑でかんがい施設計画の上からも問題があり、地下水利用が有利である。開発対象帯水層は第四系帯水層とするが、浅層地下は総固体量や Cl^- 濃度など水質面からやや問題を含むため、深層部を対象とすることとした。

2. 地下水利用計画諸元

① 地下水利用地域

地下水調査結果およびかんがい計画にもとづき、地下水利用地域を一般計画平面図に示した青山地区北部とした。かんがい対象は畑地とし、かんがい面積は3,621haである。

② 計画用水量

かんがい計画による畑地かんがい期間は、4月1日から8月10日までの132日間である。この期間中の地下水必要水量は総計1,300万 m^3 である。かんがいのピークは5月下旬(11日間)で1日当り5.7mm、11日間では62.7mmである。これを水量に換算すると、1日当り約20.64万 m^3 、11日間では約227万 m^3 となった。

③ 井戸本数と1井当り揚水量

かんがい計画では、かんがい面積3,621haに対し30haに1本の井戸が計画されている。従って、井戸本数は121本とした。ピーク時における1井当り揚水量は1日約1,700 m^3 となる。

④ 井戸諸元

a. 井戸深度 第四系帯水層の深層地下水を対象とするため70mを標準とした。地下水利用地域周辺の地質断面図からみて、主帯水層である $Q_3^{1+2a,b+c}$ をほぼ完全に貫入する構造とした。

b. ストレーナ 浅層部からは取水せず、深層部から取水する構造とした。同様に地質断面図からみて地表下40m付近から井底までとすればストレーナ長は25~30mとなる。ただし、これに関しては実際の掘削時の地質試

料、電気検層記録により、現実的な判断が必要である。

c. 井戸口径 1井当り揚水量とそれに必要なポンプ能力を考慮し、仕上り口径300mmとした。

d. 井戸配置間隔と相互干渉

1井当りのかんがい面積と圃場標準区画から、井戸配置は500×600mの地域に一本を標準とする。地下水調査結果および地下水利用計画諸元から、井戸間中間地点(相互干渉最大地点と隣接井戸地点)での水位降下量を非平衡式によって算出する。1井当り揚水量はピーク時の値を用い、ピーク時1日間連続揚水と $\frac{1}{5}$ 確率連続干天日数17日間連続揚水の場合について計算をおこなう。結果を次表に示した。帯水層の貯留係数は0.015とした。

表 5. (51) 相互干渉量計算結果

連続揚水日数	中間地点での水位低下* (m)	隣接井戸地点の水位低下* (m)
1日間	0.76	0.35
17日間	0.90	0.48

注)*; 井戸間距離が500mと600mの場合の平均値

表 5. (51) の数値は1本の井戸の揚水が隣接する井戸におよぼす影響であり、地下水利用地域周縁部に位置する井戸以外は周縁の少なくとも4本以上の井戸から同程度の影響を受けるため、17日間連続揚水の場合には2m前後の干渉を受けることになる。しかし、この計算結果は、次のような余裕をもっている。

- 1) 実際の揚水は24時間連続ではなく18時間であるため、停止時間中に地下水位の回復が期待できる。
 - 2) 影響量の計算は揚水期間中、地下水かん養が無い条件であるが、畑地用水量は搬送効率等を含んだ量であるため、かんがい水の何%かはふたたび帯水層へ還元すると予想される。
 - 3) 地下水利用地域周辺では地表水によるかんがいがおこなわれるため地下水かん養量が増大し、地下水利用地域への横方向流動量の増大が期待できる。
- したがって、実際の相互干渉は表 5. (51) の結果より小さくなると予想される。

e. 設計水位降下量

井戸内の水位降下量は、1) 前項2) の井戸自体の揚水による降下量、2) 他井の干渉による降下量、3) 帯水層内の理論的な水位降下のほかに、収水管の

抵抗等によって生じる井戸ロスによる降下量等が加算されたものとなる。それぞれの量は次のとおりである。

- 1) 口径300mmの井戸で日量1,700m³、連続17日間揚水の場合、約6.2mである。
- 2) 同様な条件の場合、d.の検討結果から約2mである。
- 3) 井戸効率を前記2)項の75%とすると約2mとなる。

したがって、井戸内の水位降下量としてこれらの計の10m強を見込んでおくこととした。

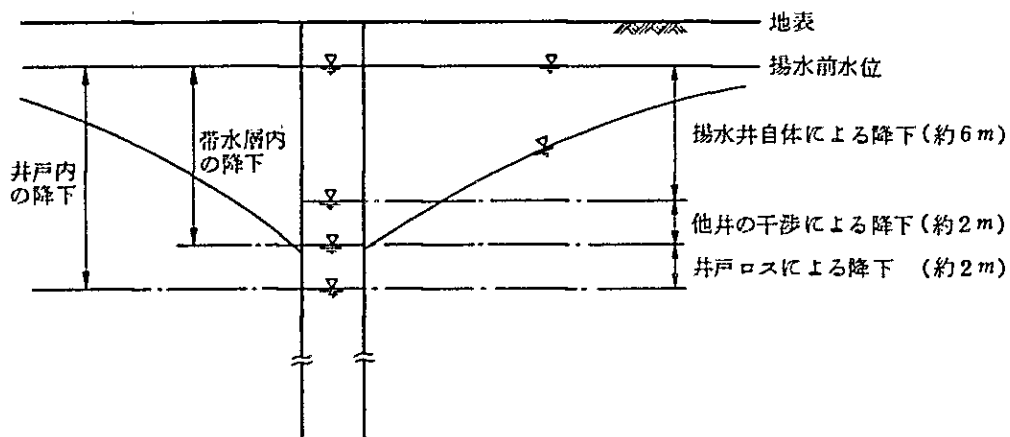


図 5. (15) 水位降下量の関係図

3. 地下水利用計画における供給量の検討

影響圏の算定結果、地下水利用地域周辺では2～8mの地下水位低下が生ずる。しかし、次の点から本計画にもとづく地下水利用は可能である。

- ① 第四系地下水盆の地下水かん養量は主体となる降水浸透量だけでも約17,000万m³/年が見込まれ、計画必要水量1,300万m³/年に対して十分大きな値である。したがって、地下水利用地域で一時的に地下水位が低下しても、年間で見れば地下水位の回復が見込まれる。また、上流域からの地下水流動量は630万m³/年と試算されている。(3.1(5)参照)
- ② 前項の地下水位低下量はピーク時のもので、常時はもっと小さい値となる。また、計画必要水量は、水路の搬送効率を含んだもので、将来的にかんがい方法及びかんがい施設に改良の余地があり、地下水利用量を少なくすることが可能である。
- ③ なお、3.1(5)で述べたように、この地区の第四紀層中の全賦存量は110億m³

に及び供給可能量は $\frac{1}{10}$ の1億 m^3 程度と目されている。

5.6 かんがい計画

(1) かんがい計画

1. かんがい計画の基本構想

撓力河の上下流2地点(頭道崗, 万金山)に頭首工を設け, それぞれ左右兩岸から自然取入れによってかんがい区域に配水する。かんがい区域は用水路からの自然流下で配水できる範囲とし, 受益面積は原則として, ダムの利水容量と下流側頭首工(万金山)地点で利用可能な残流量ならびに頭道崗頭首工から右岸水田区の河川還元水量をもとにして求めるものとした。ただし, 地形的にみて地下水利用を有利とする地区については, 地下水利用をはかるものとし, 計画の立案に当っては次の点に留意した。

- ① 撓力河からの取水は自然取入れを原則とし, 既設の施設で利用できるものはできるだけ活用する。
- ② かんがい用水路はすべて自然流下による開水路方式を原則とし, できるだけ高位部に設ける。
- ③ 水田のかんがい面積は最低2万haを確保する。
- ④ 水田は24時間連続かんがいとするが, 畑地のかんがいは原則として18時間(ピーク期)以内とする。
- ⑤ 畑地の時間かんがいによって起る水量の調整は原則として水田かんがいとの組合せて行うものとし, やむをえざる場合に限り調整池を設ける。

2. 計画案の比較

撓力河からの取水箇所1~2か所案について利用可能水源量, 用水管理, 掘さく土量などについて比較を行った。

比較の結果の概略は表5.(52)に示したように頭首工1か所案に対し, 2か所案では

- ① ダムからの利水容量のほかに残流域からの集水量約7,000万 m^3 /年が利用できるもので, この分だけかんがい面積を拡大できる。
- ② 幹線用水路の通水断面を縮小できる(頭首工地点で約4%)。
- ③ 水路延長は多少長くなるが, 掘さく断面が小さくなるため, 総掘さく土量は概算で約13%少なくなる。
- ④ 用水の配分ならびに水路の維持管理が容易となる。

以上の理由から本計画では頭首工2か所案(頭道崗, 万金山)を採用した。

表 5. (52) 頭首工 2 案の比較

区 分		頭 首 工		1 か 所 ^①	2 か 所 ^②	② / ①
面 積 (ha)	上 流	水 田	10,000	5,256		
		畑 地	40,739	30,517		
		計		35,773		
	下 流	水 田	—	4,744		
		畑 地	—	10,222		
		計	—	14,966		
	合 計			50,739	50,739	1.00
ピーク取水量 (m ³ /s)	上 流	左 岸	39.3	25.3		
		右 岸	17.3	12.5		
		計	56.6	37.8		
	下 流	左 岸	—	11.9		
		右 岸	—	4.8		
		計	—	16.7		
	合 計			56.6	54.5	0.96
残流水利用可能量 (万m ³ /年)	上 流		0	0		
	下 流		0	7,000		
水路延長 (km)	上 流	左 岸	101.3	64.3		
		右 岸	52.2	44.0		
		計	153.5	108.3		
	下 流	左 岸	—	43.0		
		右 岸	—	7.5		
		計	—	50.5		
	合 計			153.5	158.0	1.03
掘さく土量 (1.0:1.5) (万m ³)	上 流	左 岸	1,078.8	661.3		
		右 岸	439.6	343.9		
		計	1,518.4	1,005.2		
	下 流	左 岸	—	271.1		
		右 岸	—	38.3		
		計	—	309.4		
	合 計			1,518.4	1,314.6	0.87

注) 水田面積を10,000 haとしたときの概略値(三次調査段階の検討資料)

3. かんがい計画のための調査

① 調査方法

調査は図 5. (16) によつて、①かんがい計画諸元値調査、②作物別蒸発散量の算定とかんがい必要度調査、③かんがい計画現況調査、④うね間かんがい現地適用試験、⑤かんがい用水路漏水調査、⑥かんがい用水の水質、水温調査、⑦かんがい施設の現況と利用実態調査に区分して行った。

調査項目の組み立と調査地点の位置は、図 5. (15) および図 5. (17) に示したとおりである。また、各測定結果は附属書に収録している。

② 調査結果

a. 土壌の物理性

かんがい計画の対象となる土壌の物理性には、真比重、仮比重、孔隙率、24時間容水量、生長阻害水分点、しおれ号、有効水分量、インテーク・レート（水投入率）などがある。

1) 24時間容水量(FC)

飽和に近い土壌中の水分の移動は、その初期に大きく、はじめの数時間で、その大半が排除されている。また、1日以上土壌中に保持される重力水は、その一部は植生によつて有効に利用されると見做されるので、実用上は有効水分の領域と考えてよい。このようなことから、24時間容水量は十分な水量をかんがいた凡そ1日後の土壌水分量（ただし、植生による水分吸収や土壌面からの蒸発の影響がないことを前提とする）とすることができる。一般には、これを見かけ上のFC値とし、1回当りかんがい水量を決めるときの上限值となる。

この値は、土壌の組成によつて変るばかりでなく、土壌構造、層位、地下水位、地温などによつても変化する。測定は現地圃場で行うことを原則とするが、調査期間の都合で室内測定(PF 1.3)によつて求めた。

砂土～砂壤土の一部で30%以下(45, 8, 14, 22)のところがあったが、その他の地点では、大半が33～45%の範囲で大きな値を示した。

2) しおれ点(W_p)

この値には初期しおれ点(PF 3.5～3.8)と永久しおれ点(PF 4.2)とがあつて、乾燥地域のかんがい計画で永久しおれ点が用いられているが、比較的降雨の多い湿潤～準湿潤地域では初期しおれ点が多く用いられる。(日本および東南アジア地域)

本地区では、実験装置の関係で直接測定ができなかつたので、愛知用水地域の実測から得たFC～W_pの回帰式 $W_p = 0.238 FC^{1.102}$ によつて求めた。

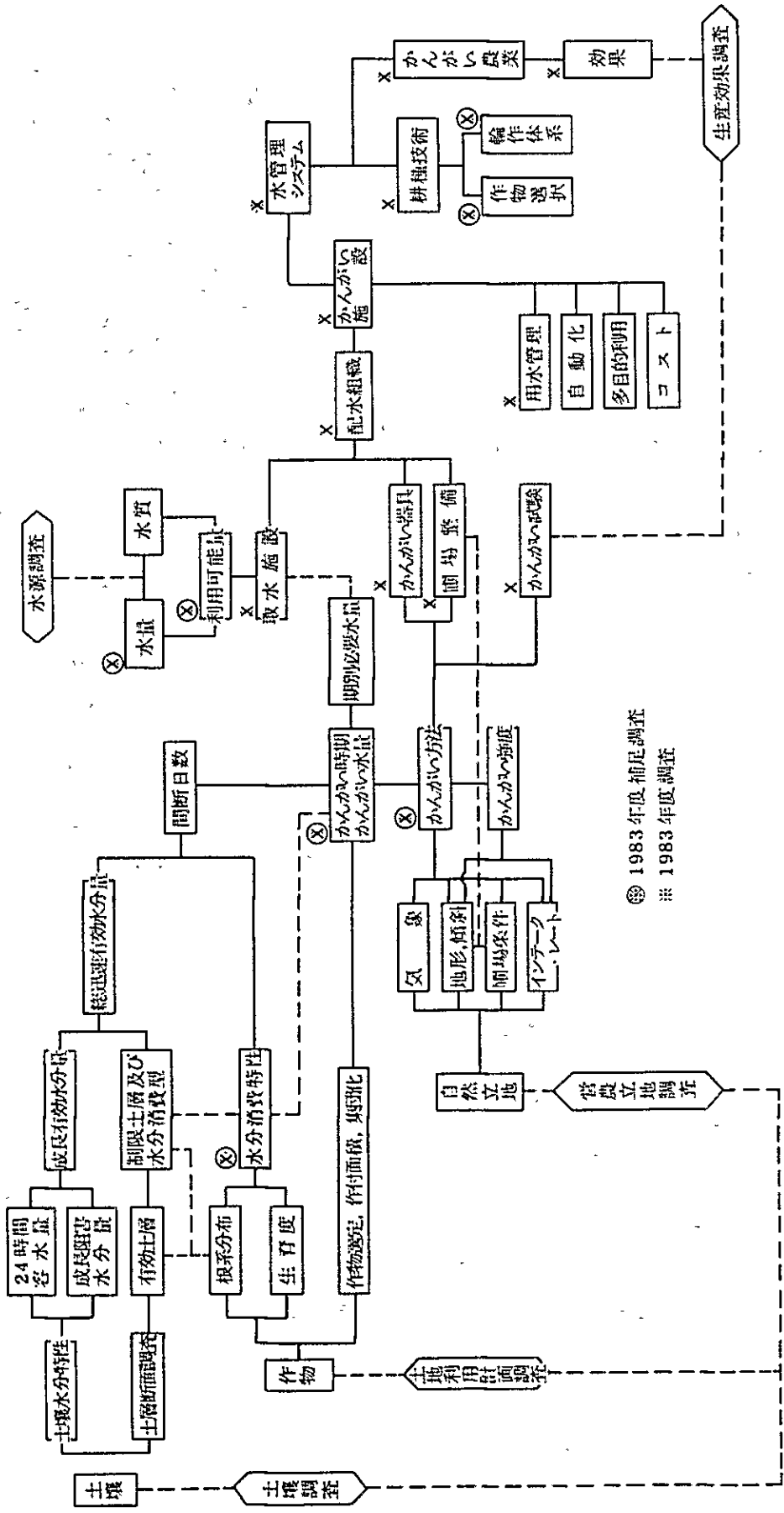


図 5. (16) かんがい計画のための調査項目と組立て

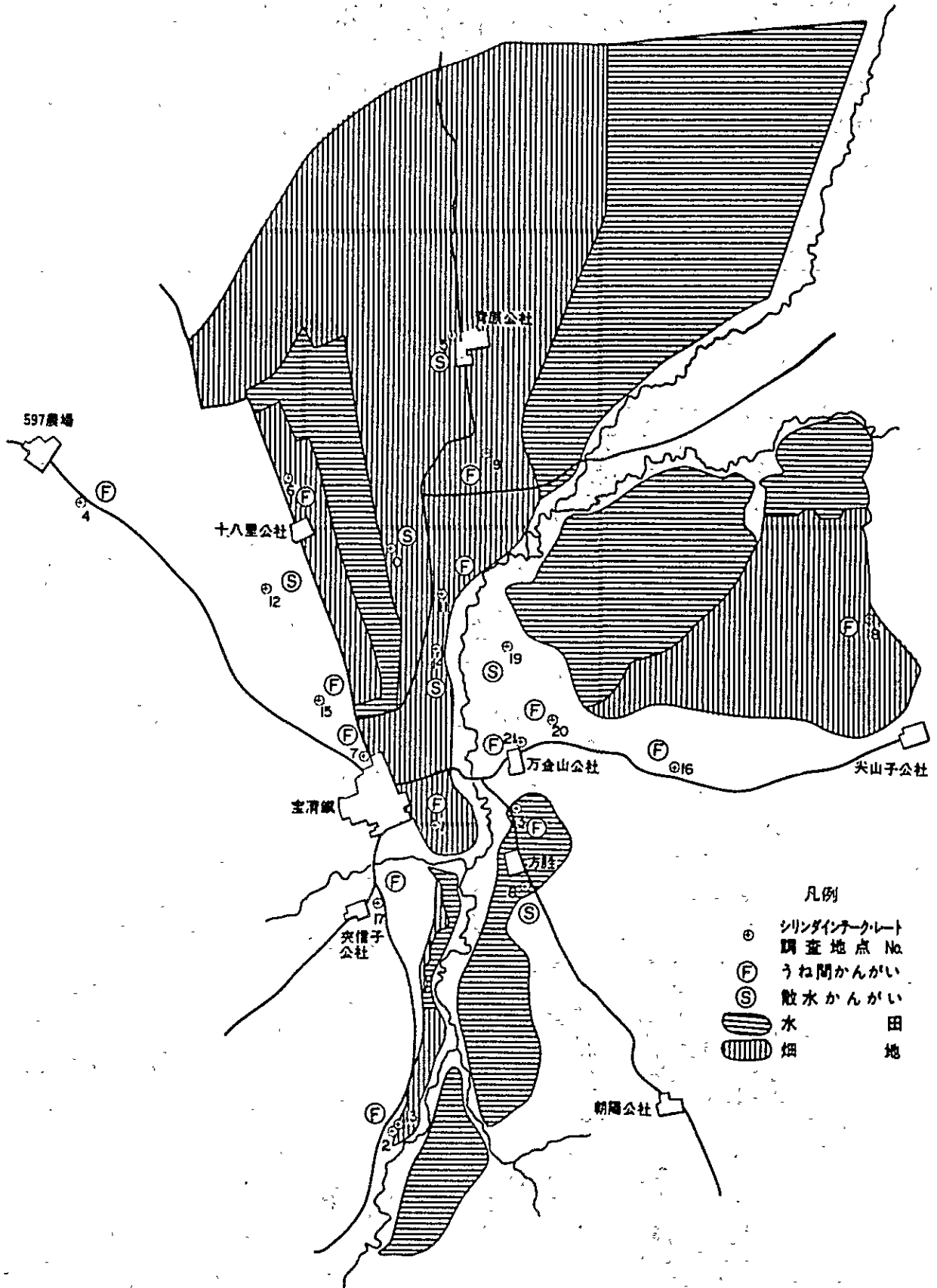


図 5. (17) 調査地点位置図

砂土～砂壤土のところでは10%以下のところがあったが、大部分は10～15%の範囲にあった。

3) 有効水分 (AM) と 1 回当りかんがい水量 (TRAM)

土層 10 cm 当りの AM 値 (FC-W_p) は砂土～砂壤土では概ね 20 mm (No. 5, 8, 14, 22) 以下であるが、その他の土壌では 21～35 mm でかなり高い値を示した。

1 回のかんがい水量は、かんがい時間、かんがい頻度、かんがい効率、かんがい方法を定める重要な因子で、主として土壌の有効水分量と根群域の深さならびに作物による土壌水分の吸収形態などによって決められる。

いま、土壌の層位別有効水分量を (AM)₁, (AM)₂, …… (AM)_n とし、有効根群域の深さを d, 有効根群域の n 分区 d₁, d₂, …… d_n に対する水分吸収率を a₁, a₂, …… a_n とすると 1 回のかんがい水量 (TRAM) は次のようになる。

$$\begin{array}{ll}
 \text{第 1 層} & \text{TRAM}_1 = (\text{AM})_1 \frac{d_1}{a_1} \\
 \text{第 2 層} & \text{TRAM}_2 = (\text{AM})_2 \frac{d_2}{a_2} \\
 \vdots & \vdots \\
 \text{第 n 層} & \text{TRAM}_n = (\text{AM})_n \frac{d_n}{a_n} \dots\dots\dots (\text{mm})
 \end{array}$$

上記で得た各層位別 TRAM 値の最小値が 1 回当りかんがい水量の上限値で、これに対応する層位の土壌水分が W_p になると、作物は生理障害を受けて、生長を休止または停止する。一般にこの層を制限層と呼び、この層の土壌水分が初期しおれ点になったときをかんがい開始の時期としている。

調査地点の数か所で根群域を調査したが、根群の 70～75% は地表下 25～35 cm の範囲にあり、90% は 40～50 cm までの範囲にあった。

本計画では、有効根群域を 40 cm と仮定し、土壌の上層 (第 1 層) から 4 層に至る各層位の水分消費率を 40, 30, 20, 10% とし TRAM を算定した。

砂土の一部に 35 mm と少ないところもあったが、大部分は 50～70 mm とかなり大きな値を示した。

4) 土壌の 3 相分布

容量 1.00 cc の試料円筒を用いて、できるだけ自然状態のまま採土し、実容積測定装置によって固相、液相、気相の区分を行った。

Baver は理想的な土壌では、大きな孔隙と小さな孔隙とはほぼ等量に存在

すべきであって、そのような土壌では十分な換気作用、透水性、保水性をもっているとし、欧米では固相、液相、気相の割合が50:30:20あるいは50:25:25が最も理想的な状態であるとしており、気相率が10%以下では根の伸長が著しく阻害されるとしている。

22調査地点のうちほぼ適正に近い3相分布が得られたのは、砂土の68(下層70cm以下を除く)と砂壤土の65, 14, 22だけであり、その他の地点では、気相率が15%を割るところが多く、中には5%以下のところもあつた。

これらのところでは、かりに農地整備によって用排水施設を完備しても、粗大有機物の施用や心土破砕等による土層改良で土壌の3相分布が改善されない限り、生産性を大きく向上させることは困難である。

5) インテーク・レート(土壌への水の浸入性)

これは、特定の条件下で土壌が雨水またはかんがい水を吸収する割合であつて、通常mm/hrで表わされ、土壌に対する透水性の指標として、また、かんがい方法決定の決め手ならびに適正かんがい強度、かんがい時間決定上の支配的因子として重要な意義をもっている。

測定方法は、テーマの使用目的によって次の3つに区分される。本地域では、最も測定方法の簡便な円筒法によつた。

表 5. (53) インテーク・レート測定方法の区分

	区 分	適用かんがい方法
円 筒 法	地表流下を阻止した状態で単位時間当りの給水量を測定する方法	周縁かんがい, 等高線溝かんがい, 水盤かんがい, 点滴かんがい(散水かんがい)
うね間流下法	単位時間当り供給水量と地表流去量の差を測定する方法	うね間かんがい
散 水 法	雨滴発生装置によつて単位時間当りの散水量と表面流去量の差を測定する方法	散水かんがい

測定器具は直径25~30cm, 高さ30~35cmの鉄製円筒と水位測定用フックゲージならびに打込み鉄板, 打込みハンマーを主体とするものである。測定には1地点に3個の円筒を使用し、測定時間は60~90分とした。測

定結果の一例を示すと図 5. (18) のとおりである。

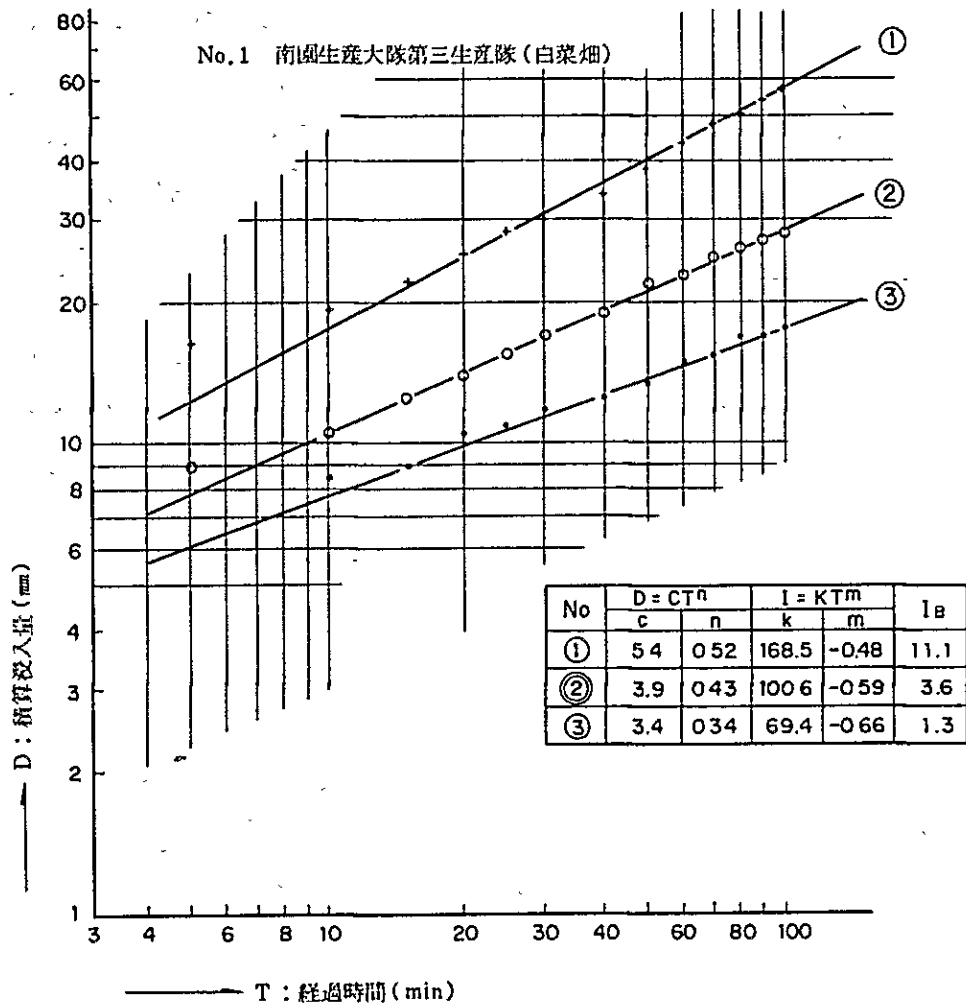


図 5. (18) インテーク曲線の一例

両対数紙の横軸に経過時間を取り、縦軸に積算浸入水量をとって、測定値をプロットすると、各点はほぼ直線上にのる。

これより積算浸入水量 (D) は $D = CT^n$ の一般式で得られ、インテーク・レート (浸入速度) (I) は、これを微分することによって、 $I = 60cnT^{n-1}$ となる。(T: 土壌表面に水がたまっている時間, c, n: 実測によって得られる定数) このようにして得た値は実測値によく適合する。

定数 c および n 値は、土壌の種類、土層構造 (特に孔隙の大きさ、形状および量と分布)、湿り具合、地被物の有無、供給水の濁度および水温、地温などの諸因子によって変化する。

一般にインテーク・レートは、かんがいをはじめてからの経過時間にもなると漸減し、遂にはほぼ一定値に落ちつく。この状態におけるインテーク・

レートをベシク・インテーク・レート（基準浸入度）と呼び、かんがい土壌の透水性の指標としている。

この値は普通には、インテーク・レートの変化率がその時のインテーク・レートの10%となったときの値と定めている。

$D=CT^n$ 式からベシク・インテーク・レート (I_B) は次式によって求められる。

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

比較的湿潤時 (FC時) の I_B 値は、砂質系土壌の n が 5, 8 を除いては 6 mm/hr 以下で極めて小さい。(乾燥時においても I_{Bf} の大半は 10 mm/hr 以下) このようにベシク・インテーク・レートの小さい土壌では最近広い範囲で採用が試みられている散水強度の強いスプリンクラーでの散水かんがいは農地保全上好ましくない。

b 作物用水量

作物栽培圃場からの蒸発散量の測定方法には圃場内水収支法 (テンシオメータ, 電気抵抗, 中性子その他土壌水分計による), 水蒸気収支法 (蒸発散室法), ラインメータ法など蒸発量を直接測定する方法と, 気象要素から計算によって間接に求める方法がある。

本地区では, 気象要素から求める間接法のうちペンマン法によって, まず蒸発散能を求め, これに時期別作物係数を用いて計算した。作物係数は FAO の資料を参考に作成した。

図 5. (19) は本計画で用いた作物係数で計算した全生育期間率と蒸発散量率の関係を虎林県紅衛実験站の実測データと対比したものである。

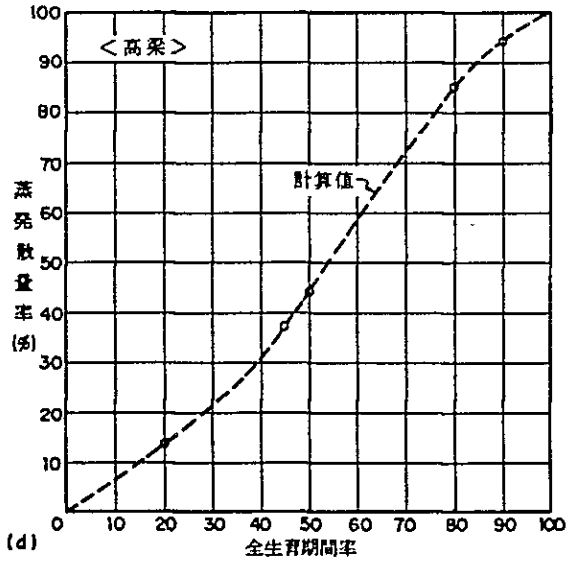
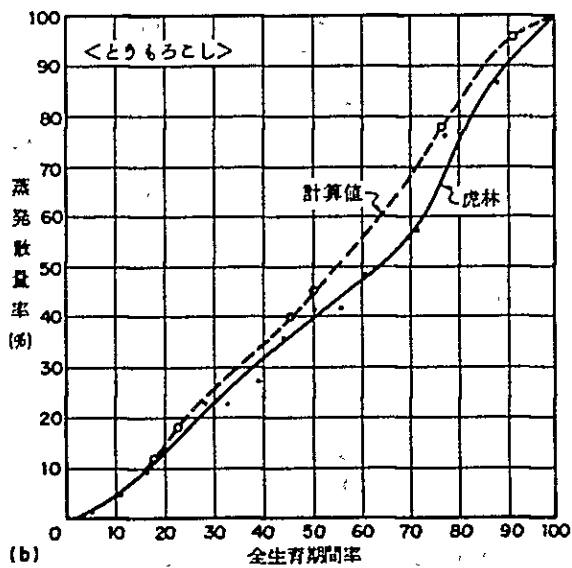
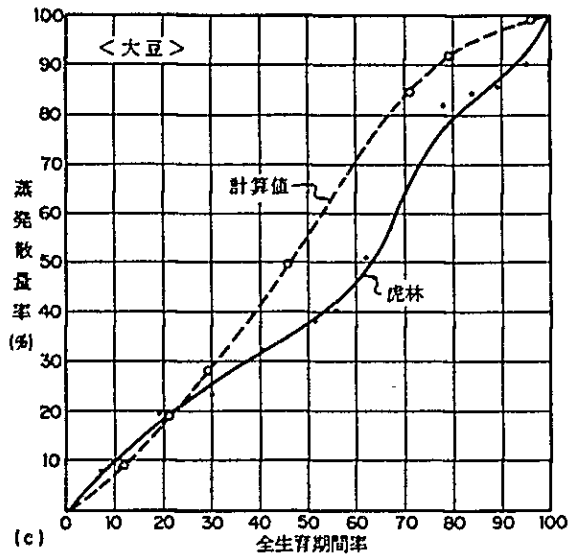
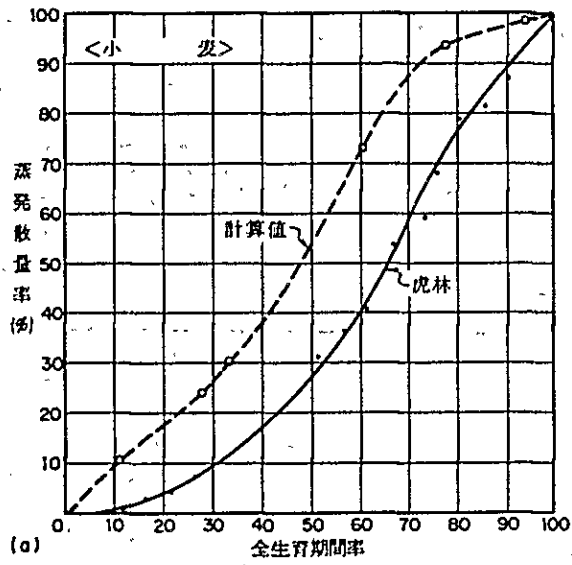


図 5. (19) 全生育期間率と蒸発散率の関係

4. かんがい計画諸元

① 計画用水量

a. 作物係数

計画栽培作物を対象に作物別に作物係数を決定し表 5. (54) に示した。

表 5. (54) 作物係数

		生育初期	伸長期	最盛期	生育後期
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)
とうもろこし	120日 KC	20 (0.4)	30 (0.75)	55 (1.05)	15 (0.55)
てん菜	135日 KC	20 (0.4)	35 (0.75)	45 (1.05)	35 (0.90)
雑穀	120日 KC	20 (0.4)	30 (0.70)	55 (1.00)	15 (0.50)

注) KCはFAOの資料を参考に作成した。

b. 計画用水量

畑作物を対象とした計画用水量は、a. かんがい作物の作付率を小麦30%、大豆25%、とうもろこし15%、てん菜15%、タバコ5%とし、b. 下方域からの水分補給量25%、c. かんがい適用効率70%、d. 用水路の搬送効率70%とし、e. かんがい期間を播種期から8月10日までとして求めた。

水田区については、a. 実水田かんがい面積90% (整備不能地10%を除く) b. 用水路の搬送効率70%、c. かんがい期間は田植から8月末日までとして求めた。

作物別旬別蒸発散量ならびに旬別加重平均計画用水量を整理して表 5. (55)、表 5. (56) に示した。

表 5. (55) 時期別作物係数と作物別蒸発散量

		(1957-804 24年平均)																					
		4月(E ₀ =117.6mm)			5月(195.9)			6月(145.8)			7月(133.6)			8月(101.7)			9月(106.5)						
		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	0.5		0.8			1.05			0.25													
大 豆 (110日)					(15)			(20)			(55)			(20)									
	KC	0.25	0.65	0.80	0.84	1.00	1.05	1.05	1.05	0.65	0.25	0.13											
とうもろこし (120日)					(20)			(30)			(55)			(15)									
	KC	0.07	0.33	0.46	0.69	0.75	0.80	1.00	1.05	1.05	1.05	1.05	0.80	0.46	0.09								
てん菜 (135日)					(20)			(35)			(45)			(35)									
	KC	0.07	0.33	0.46	0.69	0.75	0.75	0.90	1.05	1.05	1.05	1.25	0.93	0.90	0.90	0.45							
雑 穀 (120日) (高粱)					(20)			(30)			(55)			(15)									
	KC	0.07	0.33	0.45	0.58	0.70	0.75	0.95	1.0	1.0	1.0	1.0	0.75	0.42	0.08								
サバコ (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 桶 (120日)		(10)			(15)			(20)			(25)			(15)			(10)						
		117.7	6.95	7.05	6.98	8.43	7.35	5.85	0														
蒸 発 散 (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							Total	406.0			
	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				372.9			
	とうもろこし				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				421.6	
	てん菜				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	16.0				486.7
	雑 穀				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				397.1	
	サバコ						13.9	21.9	31.6	36.5	40.9	43.1	47.4	32.8	16.4							284.5	
	水 桶				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				935.5	

三井物産株式会社資料P.127を参考にした。

表 5. (56) 加重平均計画用水量

(単位: mm/旬)

作物	作付率 %	4月			5月			6月			7月			8月		合計
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	1	2		
		<畑地>														
① 小 麦	30	2.9	7.7	9.4	1.59	1.90	2.19	1.53	1.53	9.5	3.2	1.7				
② 大 豆	25	-	-	-	-	3.2	7.8	9.1	1.16	1.08	1.08	1.08	1.19	8.2		
③ とりもろこし	15	-	-	-	0.7	3.1	4.8	5.5	5.8	6.8	6.5	6.8	7.5	5.2		
④ てん菜	15	-	-	-	0.7	3.1	4.8	5.5	5.5	6.8	5.8	6.8	7.5	5.2		
⑤ タバコ	5	-	-	-	0.2	1.0	1.6	1.4	1.7	1.8	2.0	2.2	2.4	1.6		
⑥ 雑 穀	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
⑦ 休閑地	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
⑧ 畑作計	100	2.9	7.7	9.4	1.75	2.94	4.09	3.45	3.71	3.42	2.83	2.83	2.93	2.02		
⑨ ⑨×0.75 ※1		2.2	5.8	7.1	1.31	2.21	3.07	2.59	2.78	2.57	2.12	2.12	2.20	1.52		
⑩ ⑩/0.70 ※2		3.1	8.3	10.1	1.87	3.16	4.39	3.20	3.97	3.67	3.03	3.03	3.14	2.17		
⑪ ⑪/0.7 ※3		4.4	11.9	14.4	2.67	4.51	6.27	5.29	5.67	5.24	4.33	4.33	4.49	3.10		
<水 田>																
① 水 稲 ※4	100	-	-	19.5	8.96	7.74	7.70	7.05	7.00	6.98	7.22	8.19	9.27	7.89	71.0	
② ①/0.7 ※3		-	-	27.9	12.80	11.06	11.00	10.07	10.00	9.97	10.31	11.70	13.24	11.27	101.4	

注) ※1 下方補給水分比0.25を差引いた値

※2 圃場かんがい効率(適用効率)

※3 用水路の兼送効率(かんがい面積2万ha以下のとき)

※4 水田区域面積から整備不能地10%を差引いた実水稲作付面積

c. 計画基準年における降雨不足量

保証率を80%とした基準(1979年)におけるha当降雨不足量は水田で10,947 m³/年、畑地で3,504 m³/年であり(表5.(57)), 典型区の水源別降雨不足量は表5.(57)のとおりである。

表5.(57) 基準年における地目別降雨不足量 (単位: m³/ha)

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

表5.(58) 基準年における水源別降雨不足量

水源	区分	面積 [※] ha	降雨不足量		備考
			m ³ /ha	千m ³	
地表水	水田	20,000	10,947	218,940	
	畑地	22,551	3,504	79,019	
	計	42,551		297,959	
地下水	水田	-	-	-	
	畑地	3,621	3,504	12,688	
	計	3,621		12,688	
合計		46,172		310,647	

注) ※; 受益区域面積から林地10%, 道路, 水路5%および集落を差引いた面積

② 土壌の物理性

土壌の保水性(AM, TRAM), 水の浸透性, 三相組成(固相, 気相, 液相)などについて22地点を選んで調査した, 特にかんがい排水に関連の深い項目について土性別に整理すると表5.(59)のようになる。

かんがい対象土層の深さを40cmとしたときの1回当りかんがい水量(TRAM)は砂土~砂壤土で平均42.2mm, 壤土60.8mm, 埴壤土69.6mmであり, 水浸透性の指標であるベシック・インターク・レートは砂土~砂壤土で54.0mm/hr, 壤土で37.6mm/hr, 埴壤土で10.4mm/hrであった。一方土壌の通気性を示す,

気相率(表層20 cm間の最小気相率)についてみると、砂土~砂壤土で15.8%、
壤土10.2%、埴壤土6.3%で一般に小さく、砂質系土壌を除いては大半が10
%以下であった。

このように気相率の低い土壌では、有機物の投入や深耕、心土破碎等による土
層改良によって気相率の向上をはからねば、栽培環境に適した水分管理を行うこ
とは困難であり、高度な生産性は期待できない。

表 5. (59) 土 壌 の 物 理 性

土 性	地点/No	Av	AM	TRAM	c	n	I _B
		(%)	(mm)	(mm)			(mm/hr)
砂質土	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	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	10.2	24.2	60.8	22.3	0.50	37.6
埴壤土	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	6.3	27.8	69.6	6.1	0.46	10.5	

注) Av : 表層 20 cm間の最小気相率 (FC時)

AM : 表層 10 cm当り有効水分量

TRAM : 1回かんがい水量

c, n : インテーク定数

I_B : ベイシック・インテーク・レート

③ かんがい用水の水質，水温ならびに水路の漏水量

宝清大橋（水文站），頭道崗干渠，幸福干渠，方盛干渠，万北干渠を対象に水質（PH, EC），水温，漏水量を調査した。

調査結果は表 5. (60) に示したとおりである。

表 5. (60) 用水路の水温，水質ならびに漏水量

区分	測定地点数	水温 (°C)	水 質		漏水量 (mm/日)	備 考
			PH	EC(mΩ/cm)		
頭道崗干渠	4	25.8 (25.5~26.6)	8.17 (8.1 ~8.2)	0.16 (0.11~0.12)	6.68 (1.07~17.0)	8月17日測定
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 (0.23~27.7)	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 (0.03~23)	8月19日
宝清橋 (水文站)	1	26.0	8.2	0.12		8月17日
幸福橋	1	26.0	8.2	0.12		8月17日

注) ()は範囲

5. かんがい方法

① かんがい方法の適用区分

この地区におけるかんがい実績は，宝清県水利科の実験圃場で小規模な点滴法の採用が試みられているほかは，渠落周辺の野菜畑を対象とした地下水利用（かんがい用井戸215眼）による散水かんがい（主にレインガン等大型散水器による点移動方式）とうね間かんがいがほとんどである。

一般に畑作物を対象としたかんがい方法は，地表かんがい（うね間かんがい，ボーダかんがい等），散水かんがい（スプリンクラーかんがい，多孔管かんがい），地下かんがい（開きよ式，暗きよ式）の3つに区分される。

かんがい方法の選択は，地形，土壌等の自然的条件，作物の種類，栽培方法等の営農的条件，投下資本（基盤整備，かんがい施設等），労力費，維持管理費等の経済的条件および水利条件等の検討によって決められる。

土壌の物理性（大きな保水力と小さな透水性）ならびに比較的平坦な地形等主に土地基盤的条件からみれば，典型区においてはうね間かんがいやボーダかんがい等の地表かんがい法が比較的有利に適用できる。（調査地点中約80%）

調査地点別のかんがい方式区分は、図 5. (17)。および表 5. (62) に示したとおりである。この場合、うね間かんがい法の適用範囲は 4 分法をもとに、図 5. (20)、(21) によった。

ただし、うね間かんがい等の地表かんがい法では、わずかな凹凸も許されない
ので、精度の高い圃場整備を要することは言うまでもない。(地表排除を容易に
し、内涝を防ぐためには散水かんがいの採用に当っても十分な圃場整備が必要で
ある)

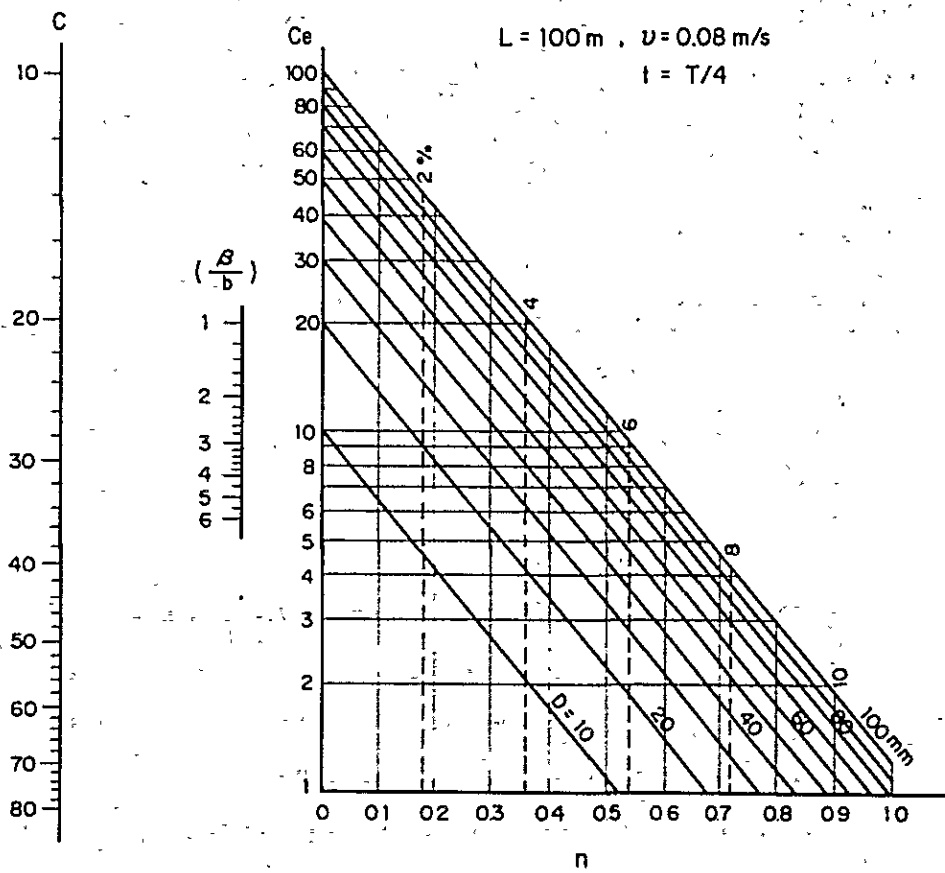
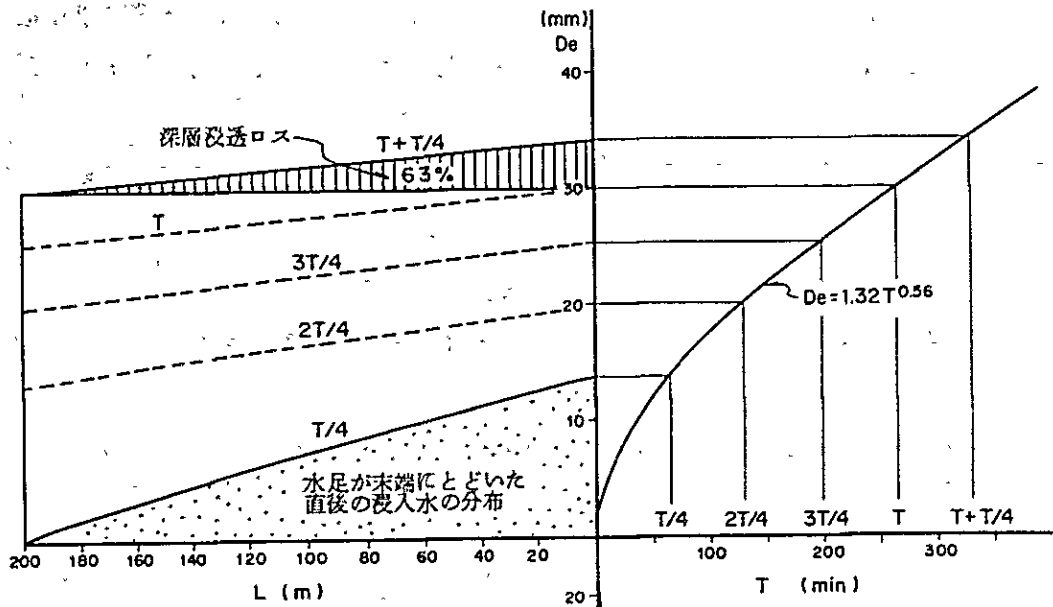


図 5. (20) うね間かんがい法適用限界判別図



$$De = CeT^n = 1.32T^{0.56} \quad t = \alpha L^q = 0.0191L^{1.54}$$

$$T_{max} = T + t = 331.5 \text{ 分}$$

$$L_{max} = \left\{ \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{1}{m} \left(\frac{D}{Ce} \right)^{\frac{1}{n}} \right\}^{\frac{1}{q}}$$

$$= \left\{ \frac{1}{0.0191} \cdot \frac{1}{4} \left(\frac{30}{1.32} \right)^{\frac{1}{0.56}} \right\}^{\frac{1}{1.54}}$$

$$= 198.3 \text{ m}$$

$$E_d = \frac{200h}{Ce(T + \alpha L^q)^n + h}$$

$$= \frac{200 \times 30}{1.32(2647 + 6681.54 \cdot 0.56) + 30} = 93.7\%$$

$$E_d = \left[1 - \frac{Ce(T + \alpha L^q)^n - h}{2Ce(T + \alpha L^q)^n + h} \right] 100$$

$$= \left[1 - \frac{1.32(2647 + 6681.54 \cdot 0.56) - 30}{2 \times 1.32(2647 + 6681.54 \cdot 0.56) + 30} \right] 100$$

$$= 95.9\%$$

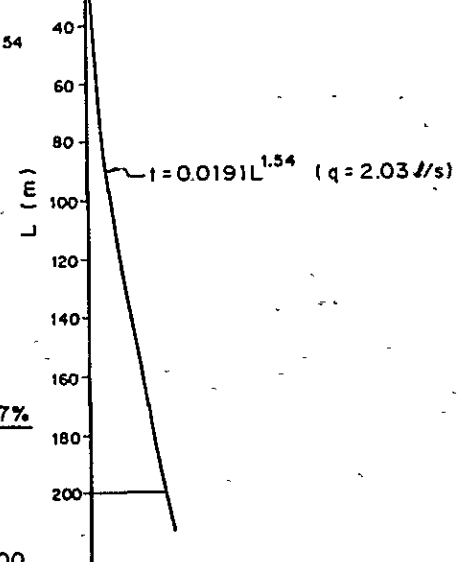


図 5. (21) うね間かんがいにおける浸入水の分布 (4 分法) とかんがい効率の解析 (ピーマン畑)

② うね間かんがいの計画ならびにかんがい適用値

うね間かんがい法の効率を求め、本典型区への適用値を明確にするため、砂質土（万金山公社、永寧大隊および宝清鎮公社、亨利大隊）と埴質土（宝清鎮公社、建設大隊第一生産隊）を選び、うね間かんがいの試験および調査を行った。

うね間かんがいにおける最大うね長およびかんがい効率は、土壌の透水性、保水性（1回のかんがい水量など）、うね間流量、うね勾配によって大きく変化する。（表5. (61)）

かんがい計画適用値は圃場管理とくに土層改良等の実施によって大きく変化するが、現状では凡そ次のように整理できる。

- a. 保水性が小さく、インテーク・レートの大い土壌ではうね間かんがいは原則として適用しない。もし適用する場合は最大うね長の範囲に区切って、圃場内小給水路を設けてかんがいをする。
- b. 最大うね長は適正なかんがい効率（ $E_a = 80\%$ ）が維持できる長さとする。
- c. 土壌侵食に対して安全なうね勾配は2%以下とする。（傾斜地では等高線うねとして、うね勾配を2%以下に規制する）
- d. うね間流量はうね勾配との関係を考慮し、侵食に対して安全な流量を現地試験によって求めるものとするが、それができないときは、次式、 $q = \alpha S^\beta$ （ q ：うね間流量 l/s 、 S ：パーセントで表したうね勾配）による。この場合 $\alpha = 0.8 \sim 0.9$ 、 $\beta = 0.75 \sim 1.0$ を目安とする。
- e. かんがい適用効率（ E_a ）は計算値で85%以上とする。
- f. 地形的にうね勾配のとれない平坦地で、とくに透水性の低い畑地では一時的なうね間湛水法を採用する。
- g. 砂質土等透水性の高い土壌でうね間かんがいを適用するときは、うね溝の透水性をおさえ水不足の流水を良くする工夫をする。（うね溝をコンクリートパイプで均らす等）

表 5. (61) 最大うね長およびかんがい効率

D (mm)	区分	S (%)	Q (L/s)	D=cT ⁿ		T=αL ^β		Lmax (m)	Tmax (min)			Ea (%)			Ed (%)						
				c	n	α	β		50m	100	150	200	50m	100	150	200	50m	100	150	200	
30	畑 土	0.03	1.52	3.7	0.56	0.020	1.55	1893	2892			3366					933			200	956
		0.04	2.03	3.7	0.56	0.019	1.54	1930	2877			3315					937			200	959
	砂 質 土	1.10	1.50	9.7	0.60	0.042	1.28	908	686			904					841			200	899
		1.10	1.96	9.7	0.60	0.022	1.34	1195	639			801					877			200	921
		0.32	2.00	9.0	0.75	0.212	1.03	281	382	506	633						684			200	
		0.32	2.50	9.0	0.75	0.159	1.03	371	352	445	540						739			200	
40	畑 土	0.33	2.00	9.0	0.70	0.044	1.40	416	614	826						694			200	972	
		0.33	2.20	9.0	0.70	0.030	1.38	578	402	509	638						778			200	974
	砂 質 土	0.03	1.52	3.7	0.56	0.020	1.55	2638	4670			5144					958			200	972
		0.04	2.03	3.7	0.56	0.019	1.54	2768	4655			5093					960			200	974
		1.10	1.50	9.7	0.60	0.042	1.28	1319	1110			1234					891			200	930
		1.10	1.96	9.7	0.60	0.022	1.34	1706	1016			1131					917			200	946
大 根 畑 土	0.32	2.00	9.0	0.75	0.212	1.03	406	504	628	755						756			200		
	0.32	2.50	9.0	0.75	0.159	1.03	537	474	567	662						802			200		
大 根 畑 土	0.33	2.00	9.0	0.70	0.044	1.40	557	612	785	997						766			200	930	
	0.33	2.20	9.0	0.70	0.030	1.38	577	573	680	809						836			200	974	

注) D: 1 回のかんがい水量 (mm) Lmax: 最大うね長 (m)
 S: うね勾配 (%) Tmax: 最大かんがい時間 (min)
 Q: うね間流量 (L/s) Ea: 適用効率 (%)
 c, n: インテーク定数 Ed: 分布効率 (%)
 T: 経過時間 (min)

表 5. (62) うね間かんがい適用値

区分 土性	D=CT ⁿ		うね勾配 (%)	うね間 流量 (L/sec)	適 正 うね長 (m)	かんがい効率		備 考
	c	n				Ea	Ed	
埴質土	3.0	0.55	0.03~ 0.05	1.5~2.0	100~ 200	90~95	95~98	一時的うね間湛水かん がい
砂質土	10.0	0.6	1.10	0.8~1.5	90~120	85~90	90~95	
砂質土	9.0	0.70 ~0.75	0.30 0.30	2.0~2.0 2.0~2.3	40~50 100	85~90 75~85	90~95 85~90	表面が膨軟な場合 表面がややしまっている 場合

注) Ea: 適用効率

Ed: 分布効率

現地試験の結果、適正うね長の範囲ではかなり高い適用効率が得られることが明らかとなったが、実際のかんがいに当っては、種々の障害（例えばうね形状の整形不備など）を伴うのと、農民の不馴れによる操作ロスを見込まねばならないので、実際の圃場かんがい効率（適用効率×操作効率）はおおむね70%程度となる。

6. 畑地かんがいによる増収効果

畑作物に対するかんがいによる増収効果についての資料は少ないが、虎林県紅衛灌排実験站の試験成績によると表 5. (64) のとおりである。この場合、わずかに2回（3葉期と拔節期計128mm）のかんがいによって5.47 t/ha（無かんがい区1.28 t/ha）の子実収量を得ており、無かんがい区に対する増収効果は約4.3倍となっている。

このようなことから、虎林県における畑地かんがい面積は急速に増加する傾向にある。その傾向は次のとおりである。

表 5. (63) 虎林県における畑地かんがい面積の推移

年 次	かんがい面積 ha	単 位 収 量 kg/ha	備 考
1977	93		対象作物は主に小麦
1978	680		"
1979	3,647	5,475	"
1980	7,333	6,150	"

注) 紅衛実験站での聞きとりによる。

表 5. (64) 小麦に対するかんがい効果
(1978年 虎林県紅衛実験站)

隊 別	草丈 (cm)	穂長 (cm)	粒数 (粒)	品 種	かんが い回数	かんが い水量 (mm)	かんが い時期	千粒重 (g)	収 量 (kg/ha)	かん水 / 無かん水	
1. 連衆	灌	94	52	20.9	克 豊	1	67.5	分けつ	34.6	4,628	3.12
	無灌	52	32	11.7	"	0	0	-	18.4	1,475	1.00
2. 紅武	灌	105	7.2	29.5	克旱六	1	60.0	3 葉	32.0	5,475	4.19
	無灌	53	4.5	13.6	"	0	0	-	17.0	1,308	1.00
3. 興華	灌	84	5.9	23.0	"	1	45.0	分けつ	30.0	4,307	3.43
	無灌	45	2.5	10.5	"	0	0	-	22.0	1,254	1.00
4. 平原	灌	100	7.0	28.0	"	2	127.5	3 拔 葉 節	30.0	5,469	4.26
	灌	100	6.5	25.0	"	1	75.0	3 葉	30.0	5,184	4.04
	無灌	56	5.5	16.7	"	0	0	-	16.0	1,283	1.00

(徐慶璋編著：白堊土小麦灌漑(1980.3))

一方、宝清県水利科で行ったかんがい試験結果のうちかんがい効果をかんがい方法別に比較すると表 5. (65)からのとおりである。

点滴かんがい区(滴灌区)においては、降雨の多かった1981年を除いては、いずれも無かんがい区に対して1.6倍以上の増収であり、1982年には5.0倍、1978年には8.2倍と著しい増収を示した。(点滴かんがい法を広域に適用するには経費の面で問題がある)

うね間かんがい区、スプリンクラーかんがい区においても1.3倍以上の増収をあげている。

表 5. (65) 小麦のかんがい効果(宝清県水利科灌漑実験站)

年次	処 理	m ² 当り 株 数	m ² 当り 穂 数	m ² 当り粒 重 (g)	千粒重 (g)	収 量 (kg/ha)	かん水 / 無灌水
1978	点滴かんがい	412	543	458.5	32.8	4,320	8.23
	スプリンクラーかんがい	468	457	227.5	30.2	2,175	4.14
	無かんがい	444	331	52.0	25.5	525	1.00
1979	点滴かんがい	468	741	510.5	29.4	5,049	1.66
	スプリンクラーかんがい	447	715	490.0	27.1	4,577	1.51
	うね間かんがい	478	599	390.9	27.6	3,997	1.32
	無かんがい	493	647	350.5	25.5	3,038	1.00
1980	点滴かんがい	405	591	413.0	32.5	4,130	1.58
	無かんがい	413	497	262.1	28.1	2,621	1.00
1981	点滴かんがい	465	537	421.2	27.3	4,217	1.22
	無かんがい	460	468	245.9	27.6	3,459	1.00
1982	点滴かんがい	430	495	499.3	33.9	4,988	5.04
	無かんがい	430	407	99.1	23.0	990	1.00

(関興学, 1978~1982 連続5年移動式滴灌試験総括, 1982.11)

7. かんがい区域の設定

かんがい区域の設定にあたっては、ダムの利水容量2.3億 m^3 /年と下流頭首工地点での残流取水量(一部水田からの還元水を含む)0.7億 m^3 /年、合計3.0億 m^3 /年を利用可能水量として、2か所の頭首工(頭道崗、万金山)からの用水路を主体に自然流下でかんがいできる範囲と、地形的にみて地下水利用(約1,300万 m^3 /年)を有利とする区域とし、5万分の1地形図から設定した。

設定の第1要因は、利水容量によるかんがい面積であり、第2の要因は、総かんがい面積を左右する水田と畑地の面積割合である。

現地における両国専門家の検討結果はつぎのとおりである。

- ① ダムとかんがいの保証率はともに80%とする。
- ② 土水路のロス是中国の規準2万ha以下は30%、2万ha以上は40%とし、取水堰が支配する面積に適用する。
- ③ かんがい水量の決定方法は、作物の必要とする水量を調査、試験によって求め、さらに中国の実績を調査した上、目標収量を決定して求める。
- ④ かんがいの必要性は、中国の実績、作物の栽培時期と作目の決定に際しての自由選択の可能性、排水改良後のかん水、宝清県の将来の単位収量増加の必要性等から十分理解されるが、なお地元の畑地かんがいに対する認識を高める必要がある。
- ⑤ 水田面積について工作団は、地元希望の1.3~2万haを支持したが、調査団は中央政府の要請にもとづく現存の県計画、栽培技術等から困難と主張した。ただし、ダム以下の流域残留量の利水により水田4,000haが増加できることを認め、工作団側で県と調整し早急に結論を出すこととした。
- ⑥ 日本国内作業において中国側最終結論として水田2万haが提案され、調査団も合意した。
- ⑦ 地下水の高い地帯では排水に支障がないようかんがいをする。
- ⑧ 地区内の林地は10%とする。
- ⑨ ダムからの導水は原則として標高70~80m以上の区域を対象とする。70~80m以下は河川取水を活用する。
- ⑩ かんがい区と行政区の区分については、実施の際に解決するものとする。
- ⑪ 畑地かんがいをを行う作物は、かんがい効果の明確なものを選ぶ。

以上の一部は国内作業において修正(とくに省政府の要望を入れて水田面積を2万haとしたほか)し、表5.(66)のように整理した。

表 5. (66) 水源別・地目別かんがい面積

単位：ha

頭首工	用水路	地 表 水			地下水 畑 地	合 計
		水 田	畑 地	計		
頭道崗	左岸線	2,940	9,758	12,698	—	12,698
	右岸線	2,980	—	2,980	—	2,980
	計	5,920	9,758	15,678	—	15,678
万金山	左岸線	8,960	7,752	16,712	3,621	20,333
	右岸線	5,120	5,041	10,161	—	10,161
	計	14,080	12,793	26,873	3,621	30,494
合 計		20,000	22,551	42,551	3,621	46,172

注) かんがい面積は受益面積から林地10%, 道・水路敷5%および集落を差引いた値

8. 調整池計画

調整池を設けることで、畑地の時間かんがいに伴う、用水管理は容易となるが、典型区の地形では調整池から下流への配水が揚水機がかりとなること、隣接の水田を調整池として利用できることなどから、原則として調整池は設けず、水田により調整をはかることとした。

その結果は表 5. (67) に示したとおりである。各頭首工がかりとも調整池は不要で、すべて隣接の水田で調整できることが明らかとなった。

この場合、末端の水路容量が大きくなることはない。特に畑地面積の大きい頭道崗左岸線の水田区では、ha当り 3.35 L/s という大きな通水容量が必要となった。(畑地面積の小さい万金山右岸線ではha当り通水容量は 1.80 L/s)

表 5. (67) 調整池の要否と末端水路容量

区 域	かんがいの面積 (ha)		最大取水 量(m ³ /s)	水量調整 に必要な水 田 面 積 (ha)	調整池 の要否	末端水路容量 (L/s/ha)		取水量の ピーク時期
	水 田	畑 地				水 田	畑 地	
頭道崗左岸	2,940	9,758	984	1,858	不 要	335	0.88	5月下旬
万金山左岸	8,960	7,752	1,615	876	不 要	1.80	0.88	7月下旬
万金山右岸	5,120	5,041	951	570	不 要	1.86	0.88	7月下旬

注) ②; $A_p = 0.113A_u$ として計算

A_p : 調整に必要な水田面積 (ha)

A_u : 畑地かんがい面積 (ha)

表 5. (68) 幹線用水路計畫諸元表

幹線用水路名	區間記号	支配面積 (ha)		前流積量 (m ³ /s)	延長 (km)	流速 V (m/s)	法 勾 配		底 巾 B (m)	水 深 H (m)	流 積 A (m ²)	余 高 d (m)	全 高 D (m)	堤頂巾 (m)		勾 配 I
		田	畑				左 m ₁	右 m ₂						左 L ₁	右 L ₂	
頭道崗 左岸線	0~1	3,264	9,758	984	10.8	0.60	1.5	1.5	5.4	1.97	1,650	0.70	2.65	4.0	2.0	1/6500
	1~2	3,264	9,274	942	5.0	0.59	1.5	1.5	5.3	1.95	1,609	0.70	2.65	4.0	2.0	1/6500
十八里線	2~3	3,035	9,180	922	7.1	0.50	2.0	2.0	4.7	2.10	1,863	0.70	2.80	2.1	2.1	1/9500
	3~4	2,907	5,270	651	9.9	0.68	1.5	1.5	4.2	1.49	961	0.65	2.15	1.6	1.6	1/3500
	4~5	1,664	2,836	361	4.4	0.67	1.5	1.5	2.9	1.16	541	0.52	1.68	1.3	1.3	1/2500
	5~6	-	2,754	241	2.7	0.57	1.5	1.5	2.3	1.08	425	0.44	1.50	4.0	1.1	1/3000
十八里 分線	3~7	128	2,703	238	9.2	0.49	2.0	2.0	1.7	1.19	482	0.44	1.65	1.2	1.2	1/4000
	7~8	128	1,887	166	2.8	0.48	2.0	2.0	1.3	1.04	349	0.36	1.40	1.1	1.1	1/3500
頭道崗 右岸線	0~1	3,307	-	440	7.3	0.54	1.5	1.5	3.3	1.47	810	0.55	2.00	1.5	1.5	1/6000
	1~2	2,032	-	280	5.1	0.59	1.5	1.5	2.5	1.13	476	0.45	1.60	1.2	1.2	1/3000
	2~3	1,020	-	136	11.0	0.58	1.5	1.5	1.5	0.85	236	0.35	1.20	0.9	0.9	1/2000
青山線	0~1	9,945	7,752	1,613	11.2	0.50	2.0	2.0	6.9	2.64	3,207	0.80	3.45	2.6	2.6	1/13,000
	1~2	-	6,341	558	7.4	0.49	2.0	2.0	3.3	1.70	1,135	0.60	2.30	1.7	1.7	1/7000
	2~3	-	840	074	5.8	0.48	2.0	2.0	0.6	0.74	154	0.28	1.00	0.8	0.8	1/2,000
前進線	1~4	9,367	-	1,519	4.1	0.50	2.0	2.0	6.0	2.57	3,019	0.78	3.35	2.5	2.5	1/2,500
	4~5	4,548	-	738	5.7	0.70	1.5	1.5	4.5	1.55	1,058	0.65	2.20	1.7	1.7	1/3,500
	5~6	2,522	-	409	4.2	0.61	1.5	1.5	3.1	1.32	672	0.54	1.86	1.4	1.4	1/3,500
	6~7	1,142	-	185	4.1	0.62	1.5	1.5	1.9	0.91	299	0.41	1.32	4.0	1.0	1/7,000
	4~8	4,820	-	782	9.2	0.67	1.5	1.5	4.7	1.63	1,161	0.66	2.30	4.0	1.7	1/4,000
	8~9	3,448	-	559	4.2	0.60	1.5	1.5	3.8	1.53	936	0.60	2.15	4.0	1.6	1/4,500
	9~10	1,676	-	272	4.2	0.50	1.5	1.5	2.5	1.24	540	0.46	1.70	4.0	1.3	1/4,500
萬北線	0~1	5,695	5,040	952	7.6	0.59	1.5	1.5	5.4	1.94	1,611	0.70	2.65	2.0	2.0	1/6,500
	1~2	2,423	5,041	678	8.3	0.56	1.5	1.5	4.3	1.74	1,204	0.64	2.40	1.8	1.8	1/6,000
	2~3	-	3,120	274	3.0	0.53	1.5	1.5	2.5	1.21	520	0.47	1.70	1.3	1.3	1/4,000
萬北分線	3~4	-	1,428	115	8.5	0.48	1.5	1.5	1.4	0.89	242	0.34	1.25	0.9	0.9	1/3,000
	2~5	1,199	1,445	218	5.4	0.65	1.5	1.5	2.0	0.98	338	0.45	1.45	1.1	1.1	1/2,000
	5~6	604	612	162	4.1	0.49	1.5	1.5	1.7	1.02	331	0.38	1.40	1.1	1.1	1/3,500

表 5. (69) 幹線用水路附帯構造物計画諸元表

幹線水路別	区間記号	名称	場所	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	流速 (m/s)	巾 (m)	水深 (m)	全高 (m)	勾配	タイプ	水位調整工 タイプ数	
頭道崗 左岸線	0~1	サイホン	河泉川	9.84	450	1.26	280	-	280	-	-	D,1	
		サイホン	三道川	9.84	250	1.26	280	-	2.80	-	-		
		水路橋	頭道川	9.84	180	1.53	3.60	1.80	2.10	1/1700	-		
		放余水工	頭道川	9.84	-	-	-	-	-	-	-	A	
	1~2	放余水工	宝石川	9.52	-	-	-	-	-	-	A	D,1	
十八里 線	2~3	水路橋	宝石川	9.22	500.0	1.58	3.50	1.68	2.00	1/1500	-	D,1	
		放余水工	北関1分干	9.22	-	-	-	-	-	-	-	B	
		水路橋	北関1分干	9.22	320	1.58	3.50	1.68	2.00	1/1500	-		
	3~4	サイホン	十甲溝	6.51	350	1.23	2.30	-	2.30	-	-	C,3	
		サイホン	郝家川	6.51	450	1.23	2.30	-	2.30	-	-		
	4~5	放余水工	慶蘭川	3.61	-	-	-	-	-	-	-	F	B,3
		サイホン	#川	3.61	250	1.35	1.70	-	1.70	-	-		
	5~6	サイホン	597-6排	2.41	450	1.23	1.40	-	1.40	-	-	A,2	
		放余水工	幹線末端	2.41	-	-	-	-	-	-	-	C	
			分水工		6.51 2.38	-	-	4.20 1.70	-	2.90 1.90	-	-	
十八里 分線	3~7	放余水工	北関排干	2.38	-	-	-	-	-	-	G	A,2	
	7~8	放余水工	幹線末端	1.66	-	-	-	-	-	-	D	A,1	
頭道崗 右岸線	0~1	放余水工	色金別川	4.40	-	-	-	-	-	-	G	B,1	
	1~2	水路橋	色金別川	2.80	420.0	1.57	2.00	0.90	1.20	1/700	-	B,2	
	2~3	放余水工	幹線末端	1.36	-	-	-	-	-	-	D	A,3	
青山線	0~1	サイホン	北関排干	16.13	450	1.19	2.60 x2	-	2.60 x2	-	-	E,1	
		水路橋	西地川放流	16.13	60.0	1.54	4.60	2.28	2.60	1/2300	-	C,4(1~2)	
		放余水工	西地川放流	16.13	-	-	-	-	-	-	-	A	
	2~3	放余水工	幹線末端	0.74	-	-	-	-	-	-	D	A,1	
		分水工		5.58 15.19	-	-	3.00 6.50	-	1.70 2.70	-	-		
前進線	1~4	放余水工	青山1総干	15.19	-	-	-	-	-	-	A		
	4~5	放余水工	青山1総干	7.38	-	-	-	-	-	-	F	C,2	
	5~6	サイホン	青山1総干	4.09	350	1.16	1.90	-	1.90	-	-	B,2	
	6~7	放余水工	幹線末端	1.85	-	-	-	-	-	-	C	A,2	
			分水工		7.38 7.82	-	-	4.50 4.70	-	1.60 1.60	-	-	
前進分 線	4~8	放余水工	青山1総干	7.82	-	-	-	-	-	-	E	D,1	
	8~9	放余水工	青山1総干	5.59	-	-	-	-	-	-	F	C,1	
	9~10	放余水工	幹線末端	2.72	-	-	-	-	-	-	C	B,1	
万北線	0~1	放余水工	万北1排干	9.52	-	-	-	-	-	-	E	D,1	
	1~2	放余水工	四方山排干	6.78	-	-	-	-	-	-	F	C,1	
		水路橋	四方山排干	6.78	38.0	1.53	2.80	1.37	1.70	1/1200	-	B,1(2~3)	
	3~4	放余水工	幹線末端	1.15	-	-	-	-	-	-	D	A,1	
		分水工		2.74 2.18	-	-	2.50 2.00	-	2.60 2.20	-	-		
万北分 線	2~5	放余水工	四方山排干	2.18	-	-	-	-	-	-	G	A,1	
	5~6	放余水工	幹線末端	1.62	-	-	-	-	-	-	D	A,2	

表 5. (70) 畑地かんがい時間差調整のため幹線水路計画通水量計算表

項目別	甲										乙										
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	
畑地 面積 (m^2)	日所費 水量 (m^3)	①×② 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	③× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	④× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑤× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑥× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑦× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑧× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑨× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑩× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑪× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑫× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑬× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑭× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑮× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑯× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑰× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑱× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑲× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	⑳× 24 1日18時 間通水時の 畑地水量 (m^3/s)	
新 潟 県 旭川市	0~1	9758×10 ⁴	00057	6438	8584	139060	3264×10 ⁴	0009	293760	3400	1254	81259	212501	9838*	6×3600 左の量の6 時間の畑 地かんがい 毎秒流量 (m^3/s)	⑮-⑯ 6時間 かんがいの 所要全量 (m^3)	⑰×16 畑に使用中 の水田かん がい全量 (m^3)	⑱-⑲ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	⑳-⑳ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	㉑ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	㉒ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)
	1~2	9274×10 ⁴	00057	6118	8157	132127	3264×10 ⁴	0009	293760	3400	1254	86193	205567	9517*							
十八 里 分 線	2~3	9180×10 ⁴	00057	6056	8075	130831	3035×10 ⁴	0009	273150	3161	1142	74002	199148	9220*	⑮-⑯ 6時間 かんがいの 所要全量 (m^3)	⑰×16 畑に使用中 の水田かん がい全量 (m^3)	⑱-⑲ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	⑳-⑳ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	㉑ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	㉒ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	
	3~4	5270×10 ⁴	00057	3477	4836	75103	2907×10 ⁴	0009	261630	3028	1869	121111	140519	6506*							
	4~5	2836×10 ⁴	00057	1871	2495	67392	1664×10 ⁴	0009	149760	1733	1109	71863	77897	3606*							
	5~6	2754×10 ⁴	00057	1817	2423	39269	-	-	-	-	-	-	-	-							
	6~7	2703×10 ⁴	00057	1783	2377	38491	128×10 ⁴	0009	11520	0133	0461	728741	348303	16125*							
	7~8	1887×10 ⁴	00057	1245	1660	4482	128×10 ⁴	0009	11520	0133	0282	-	-	-							
新 潟 県 旭川市	0~1	-	-	-	-	-	3307×10 ⁴	00151	380636	4466*	-	-	-	-	⑮-⑯ 6時間 かんがいの 所要全量 (m^3)	⑰×16 畑に使用中 の水田かん がい全量 (m^3)	⑱-⑲ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	⑳-⑳ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	㉑ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	㉒ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	
	1~2	-	-	-	-	-	2032×10 ⁴	00151	233883	2707*	-	-	-								
	2~3	-	-	-	-	-	1020×10 ⁴	00151	117300	1357*	-	-	-								
新 潟 県 旭川市	0~1	7752×10 ⁴	000408	3561	4881	79056	9945×10 ⁴	001083	1077044	12466	11246	728741	348303	16125*	⑮-⑯ 6時間 かんがいの 所要全量 (m^3)	⑰×16 畑に使用中 の水田かん がい全量 (m^3)	⑱-⑲ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	⑳-⑳ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	㉑ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	㉒ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	
	1~2	6341×10 ⁴	00057	4183	5377	-	-	-	-	-	-	-	-								
	2~3	840×10 ⁴	00057	0554	0739	-	-	-	-	-	-	-	-								
	3~4	-	-	-	-	-	9367×10 ⁴	001083	1077044	12466	11246	728741	348303	16125*							
	4~5	-	-	-	-	-	4548×10 ⁴	001083	1077044	12466	11246	728741	348303	16125*							
	5~6	-	-	-	-	-	2522×10 ⁴	001083	1077044	12466	11246	728741	348303	16125*							
	6~7	-	-	-	-	-	1142×10 ⁴	001083	1077044	12466	11246	728741	348303	16125*							
新 潟 県 旭川市	1~8	-	-	-	-	-	4820×10 ⁴	001083	1077044	12466	11246	728741	348303	16125*	⑮-⑯ 6時間 かんがいの 所要全量 (m^3)	⑰×16 畑に使用中 の水田かん がい全量 (m^3)	⑱-⑲ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	⑳-⑳ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	㉑ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	㉒ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	
	6~9	-	-	-	-	-	3448×10 ⁴	001083	1077044	12466	11246	728741	348303	16125*							
	9~10	-	-	-	-	-	1676×10 ⁴	001083	1077044	12466	11246	728741	348303	16125*							
	7月	0~1	5040×10 ⁴	000408	2380	3173	489352	5695×10 ⁴	001083	1077044	12466	11246	728741	348303							16125*
万 北 分 線	1~2	5040×10 ⁴	00057	3328	4433	71798	3314×10 ⁴	0009	298260	3452	2344	151891	146369	6776*	⑮-⑯ 6時間 かんがいの 所要全量 (m^3)	⑰×16 畑に使用中 の水田かん がい全量 (m^3)	⑱-⑲ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	⑳-⑳ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	㉑ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	㉒ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	
	2~3	3120×10 ⁴	00057	2058	2744	4452	-	-	-	-	-	-	-								
	3~4	1308×10 ⁴	00057	0863	1151	13843	-	-	-	-	-	-	-								
	7月	2~5	1448×10 ⁴	000408	0882	0909	14710	1199×10 ⁴	001083	129852	1503	1276	82685	47167							2184*
万 北 分 線	5~6	919×10 ⁴	020408	0434	0579	9396	947×10 ⁴	001083	102860	1187	1042	67522	35038	1622*	⑮-⑯ 6時間 かんがいの 所要全量 (m^3)	⑰×16 畑に使用中 の水田かん がい全量 (m^3)	⑱-⑲ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	⑳-⑳ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	㉑ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	㉒ 畑に使用中 18時間の 畑地流量 (m^3/s)	
	7月	7月	7月	7月	7月	7月	7月	7月	7月	7月	7月	7月	7月								

(注) 計画通水量は①+②と③を比較して大きい方とする。(※を併用)

(2) かんがい施設計画

1. かんがい施設の内容

かんがい施設のうち基幹施設は幹支線用水路、幹線用水路附帯構造物、地下水揚水施設に大別される。幹線用水路附帯構造物は水路橋、サイホン工、分土工、水位調整工、落差工、放余水工等である。これらの施設の諸元および計画概要は、表 5. (68), (69) に示すとおりである。

幹支線用水路は土水路として計画した。

2. 幹支線用水路

① かんがい支配面積の決定

かんがい支配面積は、頭道崗、万金山両頭首工から取水する用水の水頭を極力有効に利用できるような幹線用水路の路線を計画し、その幹線用水路でかんがいできる範囲をかんがい支配面積とした。

② 計画最大取水量の決定

水路の支配区域は水田と畑が混在し、また水田、畑とも時期別による日消費水量が異なるので、計画最大取水量の決定にあたっては時期別に所要水量を計算して比較することとした。日消費水量が最大を示す時期は概ね 5 月上旬、5 月下旬、7 月下旬であるから、この 3 時期について比較し、その最大をもって計画最大取水量とした。

③ 配水計画

a. 幹線用水路

畑地は 1 日 18 時間かん水、水田は 24 時間かん水とした。その結果、畑と水田を支配する幹線用水路では、畑地かんがいの時間差調整を水田用水を流用して用水路容量で行う。(1) 8. に示す畑地かんがい時間差調整を行うこととして決定した各幹線用水路の支配面積区分毎の計画最大通水量は、表 5. (70) に示すとおりである。ただし頭道崗右岸線はその全支配面積が水田であるから 24 時間通水として計画した。

b. 支線用水路

支線用水路は農地整備計画に基づく農地区画 (短辺 600 m × 長辺 1000 m) の短辺側に沿わせ、したがって幹線用水路から支線用水路への分水点は原則として 2000 m 間隔とした。

支線水路への分水量は時期別取水量のうち最大取水時期の日消費水量と支線水路支配面積とから算出した。

水田と畑が混在する場合は、幹線用水路と同じ考へ方で、畑地かんがいの時間差調整を水田用水で行えるものとし、分水量については最大取水時期の用水

量の24時間通水量で算定した。末端が畑あるいは水田のみの区域の水路断面の決定はかんがい全期間を通じて日消費水量が最大を示す水田11.51mmの24時間通水、畑5.7mmの18時間通水の通水量で決定した。支線1路線で断面の異なる延長は、管理上から最大でも2.5kmを上廻らないように計画した。このようにして決定した各支線用水路の延長及び区間流量は附属書に表示した。

④ 用水路の地形地質

幹線用水路の通過位置の標高は90m～60mで、河川に沿う氾濫原および堆積地形を示す低平地であり、また一部低平地残丘を通過する。

地質的には地区のほとんどが第4紀沖積層で覆われ、一部が崖錐性堆積物で覆われている。全般的にはシルト質粘土、シルトの地帯が多く、一部にシルト質砂、砂土が分布する。とくに、地区内の各地帯には氾濫性あるいは河成の中粒砂が存在する。例えば宝石川に沿う右岸の一部と左岸の宝清鎮の大半を占める一帯、地区の中央部で撈力川左岸に沿う北関、永寧、永強の集落の一帯、および撈力川を離れてやや小高い台地を形成して集落の集合する東富、青山、青原公社、本徳、本徳北、本徳東を結ぶ巾広い一帯である。

頭道崗右岸附近の残丘に岩盤の露頭が見られるところがあるが、路線計画には関係はない。

幹線用水路に沿う一帯の地質、土質は3.1(7)に示すとおりであるが、幹線用水路毎の土質区分は表5.(71)、図5.(23)のとおりである。

水路計画にあたっては宝石川右岸の一部から宝石川の左岸、宝清鎮の市街地全域に及ぶ約2.5kmの間と、永寧から北へ約10kmの本徳東附近までは砂土とし、その他の地域は総体的にシルト質粘土として水路施設の構造を決定した。

⑤ 用水路計画諸元

a. 幹線用水路

1) 計画流量

幹線用水路の計画最大通水量は表5.(71)に計算して定めるものであり、支配面積と共に表5.(68)および図5.(22)に示すとおりである。

2) 計画流速

ア. 最大流速

附属書に記述する水路断面計画標準に基づき、砂質土である十八里線の宝清鎮市街地内、青山線、十八里分線、前進線の上流部については、その流速が0.50m/s以上にならないように計画した。その他の路線は粘性土であるから流速を0.70m/s～1.0m/sとしてよいが、シルト質の部分も認められ、これらの土質のものは侵食を受けやすいので、最大でも

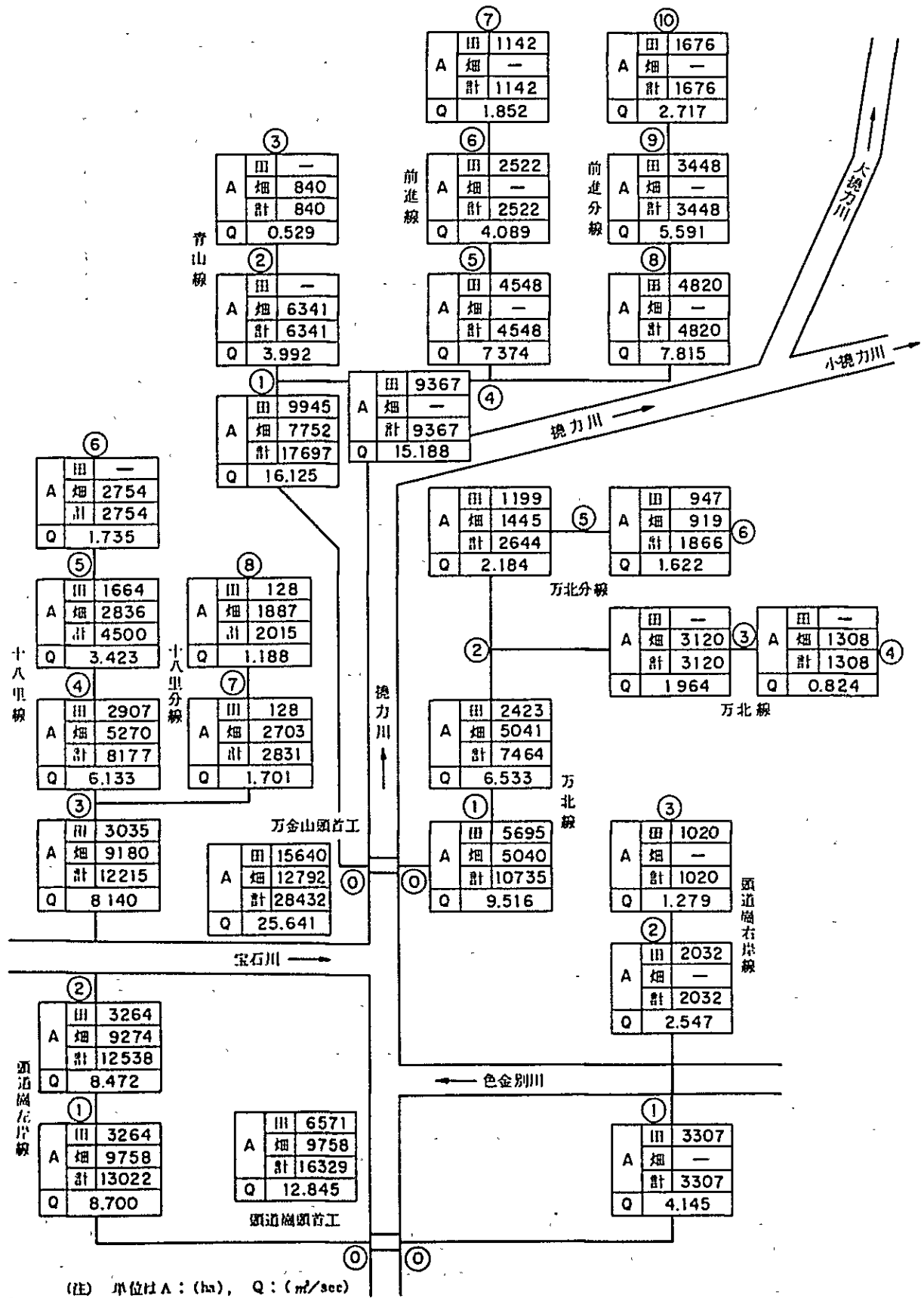


図 5. (22) 幹線用水路系統模式図 (7月下旬)

表 5. (71) 幹線用水路沿線の土質区分表

番号	地 質	土 質	各 路 線 での 分 布
1	撈力河現河床堆積物	極細砂, シルト質粘土	頭道崗左右岸, 十八里, 万北各線の一部
2	撈力河旧河床堆積物	シルト質粘土, 中粒砂	頭道崗左右岸, 十八里分, 前進各線の大部分と 前進分線の全部
3	寶石河氾濫性堆積物	砂礫	頭道崗左岸, 十八里各線の一部
4	撈力河氾濫性堆積物 (2)	極細砂, 中粒砂	頭道崗左右岸各線の一部
5	撈力河氾濫性堆積物 (1)	重粘土, 中粒砂	前進線の大部分と万北分線の一部
6	西地河低地堆積物	シルト質粘土	十八里分線の一部
7	大孤山北部低地堆積物	シルト質粘土	十八里線の一部
8	小規模扇状地堆積物	砂, 砂礫	頭道崗左岸線の一部
9	青山河成三角洲性堆積物 (1)	中粒砂	青山線と十八里分線の大部分
10	“ (2)	粘土	青山線の末端の一部
11	河成三角洲性堆積物	シルト質粘土	十八里線の大部分と万北, 万北分各線の一部
12	崖錐性山麓傾斜面堆積物	シルト質粘土, 粘土少量礫	万北線の一部
13	小索倫河氾濫性堆積物	シルト質粘土	万北分線の末端の一部

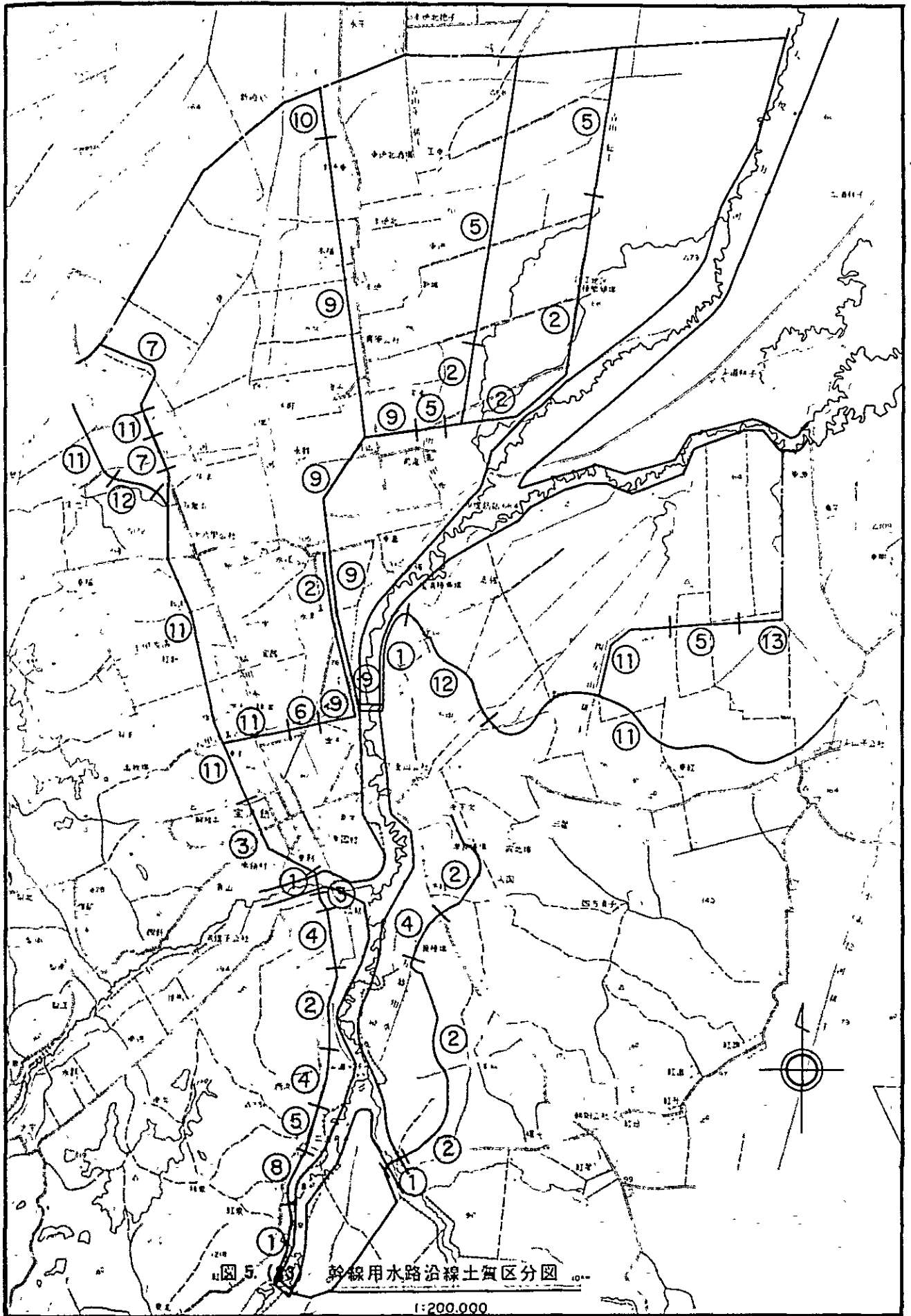


图 5. 干线用水路沿线土质区分图

1:200,000

0.70 m/sを超えないように計画した。

また土質的には流速を大きくすることができても、低平地で水路の縦断勾配が緩いところは流速を落とさざるを得ない。頭道岡右岸線の全線、前進線および前進分線の下流部、万北線の末端部、万北分線の末端部がこれに該当する。

1. 最小流速

最小流速は0.45 m/sとして計画した。

3) 流速公式及び粗度係数

流速公式はマンニング式を使用し、粗度係数は $n=0.025$ を採用した。

4) 水路の断面諸元

ア. 水路の底巾

水路の底巾は各種流量に対応する底巾の標準値により決定した。以下各項に記述する断面標準値は附属書に記載した。

イ. 水路の側法勾配

水路の土質を砂質土と粘質土に区分し、土質別側法勾配の標準値により、切土部、盛土部、通水側、外側とも砂質土は1:2.0、粘質土は1:1.5として計画した。

ウ. 水路の余裕高と盛土高

各種流量に対応する余裕高と盛土高の標準値により決定した。

エ. 堤頂巾

幹線用水路は管理用道路を片側の堤頂部に設けることとし、その巾員は4.0 mとする。ただし公路に沿う水路は管理用道路を設けない。道路としない片側の堤頂部の巾は、水路底から堤頂までの全高 $\frac{3}{4}$ 程度とした。

b. 支線用水路

1) 計画流量

支線用水路への幹線用水路からの分水量、支線用水路の計画通水量は附属書に記載した。

2) 計画流速

支線用水路の計画流速は幹線用水路に準ずることとする。しかし頭道岡右岸線、前進線、前進分線、万北分線の支線用水路は等高線に平行するような低平地であり、最小流速の0.45 m/s以上を確保することが困難であるから、これを0.30 m/sまで許容することとした。

3) 水路の断面諸元

支線用水路の断面諸元についても幹線用水路に準ずることとした。ただし

水路の側法勾配については、小断面水路は大断面水路より若干勾配を急にしてもよいので、一律に1:1.5として計画した。管理用道路は支線用水路に沿って巾員8.5mの支線道路が設けられるので、これを利用することができる。

⑥ 水路の縦断計画

a. 幹線用水路

許容流速の条件から水路の縦断勾配は定められる。しかし縦断勾配に端数を生ずることは施工上好ましくないので $1/100$ 単位で整理し流速で調整する。現地盤の縦断方向の起伏および横断方向の切込み深さの両者を考慮に入れて、縦横断両面で切盛土の均衡が得られ運土量の少なくなるような縦断線を決定した。始終点間の調整は適宜落差工を設けて行った。

b. 支線用水路

幹線用水路に準ずるが、縦断勾配が緩やかで落差工を設けるところはほとんど無い。

⑦ 水路の横断計画

横断面での現地盤下水路底の切込深さは、切盛土量の均衡を得られるように計画する。切土を盛土に流用する場合、掘削中降雨や風により被失する量を10%、盛土の締固めや圧密により地山量以上に要する量を10%、計20%を切土量に見込まなければならない。このための適正切取深さを算定し、附属書に図示した。

⑧ 水理計算

⑤開水路諸元、⑥水路縦断計画により水理計算を行い、水深流速を決定する。計算結果は表5.(68)に示す。幹線用水路縦断図上で水路各点の水面高を把握するため、水路中の各種構造物を含めて損失水頭の計算を行った。計画結果は附属書に記載した。

3. 附帯構造物

① 水路橋

a. 計画諸元

各水路橋の計画諸元は表5.(69)に示すとおりである。

b. 水理断面

水路橋の流速は通常 $0.70\text{m/s} \sim 3.0\text{m/s}$ の範囲とされるので、上下流水路流速の2.0~2.5倍として 1.50m/s 程度で計画した。

水路断面は矩形とし、水理的有利断面として、巾×高さの比を2:1程度として計画した。

c. 構造

構造は鉄筋コンクリート構造とする。橋体は両側壁を桁とした単純桁構造とする。上下流水路との取付けは漸拡縮トランジション構造は凍上対策上好まし

くないので、水頭損失が若干大きくなるが急拡縮取付構造とした。橋台、橋脚とも凍土対策上逆T型とし、基礎フーチング上端は凍結深以下の地盤に入れるように計画した。

② サイホン工

a. 計画諸元

各サイホンの計画諸元は表 5. (69) に示すとおりである。

b. 水理断面

サイホンは管内流速をなるべく小さくして水頭損失を少なくすることとし、上下流水路流速の約 2 倍として 1.20 m/s 程度で計画した。

c. 構造

低水頭サイホンであるから管体に既成円管を用いる方法もあるが、流量が大きいから大口経管や多数の管を使用しなければならないので不経済となる。したがって函体は現場打鉄筋コンクリートボックス断面で計画した。函体上端は凍土対策のため凍結深以下に埋設した。上下流水路との取付けは、水路橋と同様に凍土対策のため漸拡縮取付けとせず、ボックス断面の出入口水槽を設けた。

③ 落差工

鉄筋コンクリートボックス構造とし、基礎底面は凍結深以下に設け、フーチングを張り出すように計画した。流水の落口は落差工をボックス構造とするため欠口で絞られることになるので、特に水理計算は行わないが、上流に向い水面低下はほとんど無いものと考へられる。落差工は各種流量の範囲で標準タイプを定め、A ($10 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上)、B ($6 \sim 10 \text{ m}^3/\text{s}$)、C ($3 \sim 6 \text{ m}^3/\text{s}$)、D ($2 \sim 3 \text{ m}^3/\text{s}$)、E ($2 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下) に区分した。

④ 分水工

a. 幹線分水工

幹線分水は水路式樋門分水工とする。分水量に応じたゲード開口部を設けて分水する。分水後の各水路には水位計を設置し、あらかじめ作成された水位流量曲線によりゲート进行操作して分水量を調節する。

各分水工計画諸元は表 5. (69) に示すとおりである。

凍土対策に対する構造は前記同様とした。

b. 支線分水工

支線分水は二重孔口式分水工とする。第 1 孔口通過損失水頭 6 cm 、第 2 孔口通過損失水頭 10 cm として所要の孔口断面積を計算し、孔口断面積の範囲毎に区分して、A、B、C、D の 4 タイプの孔口断面、ゲート寸法、水槽寸法を標準化して定めた。構造は鉄筋コンクリートボックス構造とした。

分水工の水理計算及び標準タイプ別寸法は附属書に示した。

⑤ 水位調整工

支線分水を二重孔口で行うため、幹線水路の水位を常に一定に保持する必要がある。このため幹線用水路の要所に水位調整工を設置する。この設備は無人で自動的に水位の保持ができるゲートで、振動や水脈の乱れの少ないラジアルゲートタイプとした。

水位調整工の設置位置は、調整堰地点の調整水位が計画水位に等しいとして、この水位の水平線を上流に伸ばして、ほぼ計画水位の½程度になる地点に上流の調整堰を設けるように計画した。

調整堰におおむね水路の底巾で立ち上った通水口を設けるので、水路底巾に応じてA、B、C、D、Eの5タイプに区分して標準化した。

⑥ 放余水工

a. 計画流量

水路流水の全量放流、余剰水の排除のため、路線の途中で河川や排水路のある場所に放余水工を計画した。

放余水工の計画流量は次のように行った。

(放水工の計画流量)

$$= (\text{計画最大通水量}) + (\text{水路内流入洪水量})$$

(余水工の計画流量)

$$= (\text{上下流通水断面縮少量}) + (\text{水路内流入洪水量})$$

となるが、本計画では排水路は用水路内に入れないので流入洪水量は水路敷内の降水量のみとなり微量であるから省略する。

放余水工の計画位置は表 5. (69) に示すとおりである。計画流量の計算は附属書に収録した。

b. 構造

放余水工の構造は水路堤防の片側を延長方向に一部を切欠き、ここに鉄筋コンクリート壁を立てて仕切り堤防に代る構造としたもので、壁天端の高さは計画通水時の水面と一致させておく。放水はゲートで行うものとし、仕切壁の一部に開口部を設けてゲートを設置する。余水は仕切壁上端及びゲート上端を越流して放水する。

余水の越流の計算は横越流の計算式で行った。放余水工はその規模に応じてA～Gのタイプに区分して標準化した。これらの水理計算及び標準タイプの寸法等は附属書に記載した。

4. 地下水揚水施設

地下水利用計画は第5章に記述する。ポンプ施設容量は次のとおりである。

かんがい面積 3.6 2 1 ha, 日消費水量 5.7 mm, 1日 18時間かんがいとして所要揚

水量は、 $0.0057 \times 36,210,000 \div 18 \times 60 = 191 \text{ m}^3/\text{分}$ 、ポンプ台数
 $3621 \div 30 = 121$ 台、1台当り $191 \div 121 = 1.6 \text{ m}^3/\text{分}$ 、揚程 15 m 、よって
 $\phi 125 \text{ mm}$ 深井戸ポンプ、井戸口径 300 mm とする。

5.7 排水計画

(1) 排水方法

1. 基本構想

本地区の排水計画は、基本的に、輪中堤構想により、地区内受益地を外周の流出水から守り、同時に地区内の排水施設を整備し、排水強化を計ることにある。

すなわち、山地等を含む高位部の流出水は直接速やかに地区外河川に排除することとし、また地区内における自然排水不能の低位部については、機械排水による計画とした。

本地域の湛水被害状況から判断し、排水の基本構想は、徳力河並びに三環泡への排水強化である。

このため、地区内各排水路と徳力河の堤防および幹線道路盛土との連繋による輪中堤構想を基本的な解決策としたものである。

また、三環泡へ接続する各排水路の放水口には制水樋門を設け、外水の逆流による湛水被害を防止することとした。

2. 流域別排水形態

① 西地河下流

当地域の被害原因は、地区内排水施設の機能不能と三環泡の水位上昇により下流への流下能力の低下を起していることと、多数の支線丘陵地の流出水の累加によるものである。

この解決策として、慶満河流域を含む上流域を西地河上流域として、西地河下流域を分離した。

すなわち、597-6号排干上流ならびに青山第1排干流域の大半を西地河下流域とし、その流出水を西地河へ流入させ、7号排干（西地河下流部）へ自然排水することとした。

なお、西地河と7号排干の接続部には、三環泡水位の上昇による背水の影響を考慮し、制水樋門を設置することとした。

② 青山第2排干

この地域は、西地河同様三環泡水位の上昇が影響しているが、現在当排干が8号排干へ排水するに至った経緯を尊重し、基本的には、現況排水系統に従うが、圃場整備との整合を計り、青山第1排干は西地河へ流入させ、残流域の大部分を、

597-8号排干へ自然排水させることとした。

なお、西地河下流同様、三環泡水位の影響を考え、8号排干との接続部に逆流防止用制水樋門を設置した。

③ 青山第1総干、分干

現在青山第1総干は597-6号自然排干に合流しているが、末端が未確定であるので、圃場整備計画の関連から、6号排干の自然排水幹線として大撓力河へ合流させた。

④ 青山第2総干および哈棠果排水機

本地域は全域に亘り低湿地帯であり、地盤標高は撓力河計画水位よりも低位にある。

しかし、導水路による撓力河下流への自然排水案も考えられるので、排水量および関係排水システムの整理の結果を踏え具体的検討を行った。

排水計画の基準は20% ($\frac{1}{5}$ 確率年)であり、撓力河の哈棠果地点における $\frac{1}{5}$ 確率年水位はEL61.26M、地区内基準田面標高はEL60.00M、許容湛水位をEL60.30Mとして、同じ条件の排水路(導水路)を計画すると $\frac{1}{17,500}$ の勾配で導水流下させることになる。

また、撓力河の水面勾配は $\frac{1}{7,900}$ なので、図5.(24)に示すように、哈棠果下流15KM地点の撓力河にて合流可能となる。

しかし哈棠果以北の大撓力河左岸流域は、この導水路により分断されるので当地区の排水に、きわめて重大な影響を及ぼすことになり、計画上問題が大きい。

また、七星河との分流域の湛水排除、あるいは撓力河下流域の河川改修等の解決すべき多くの問題の中で、自然排水はほとんど不可能に近く、典型区の排水問題が区域内で完結しないこととなる。

したがって、単純に排水機場案と自然排水導水路案との経済比較を試みるのは、ほとんど無意味であるので、機場計画を優先した。

⑤ 西地河放水路

典型地区西部丘陵地である慶闊河流域を含む上流域(西地河上流域)である高位部の流出水を新設放水路により大撓力河に切り落とす西地河放水路案と、現状通り西地河により三環泡に流下せしめる現状案との比較検討については、先にも述べたとおり、自然排水の要点は、流出水を速やかに外河川に押し流すことにあるので、三環泡の現状と将来計画不確定の現段階では、効果の確実に期待出来る西地河放水路案を採用する計画とした。

なお、設計施工上の課題としては背原地区高台部の7M程度の開削と地下水含みを予想される砂層についてであるが、それに対応する設計と工法は充分可能な

哈榮果より合流点までの距離Lは次式より

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

{	1/20	23.6 km
	1/10	19.4 "
	1/5	14.8 "

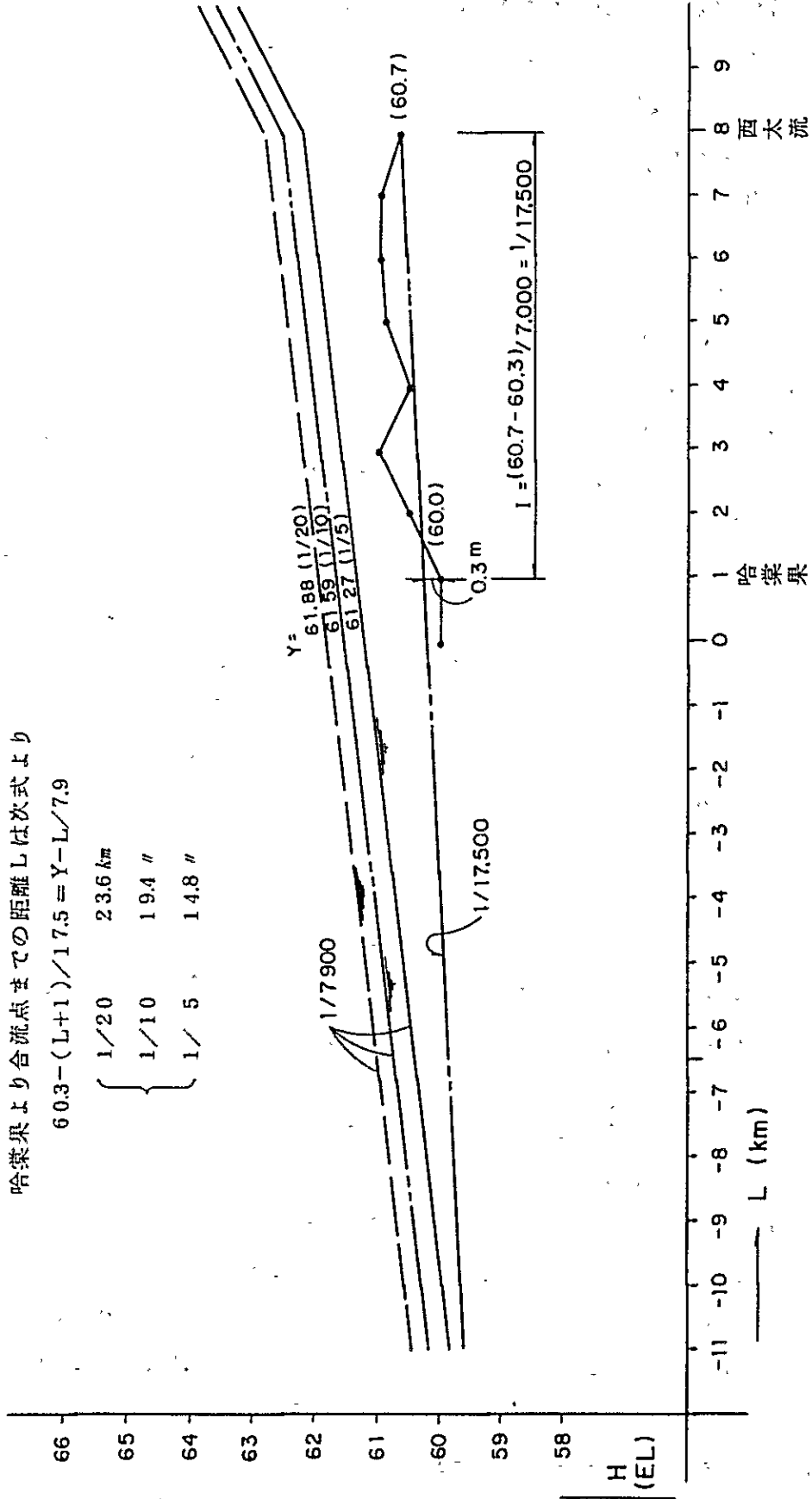


図 5. (24) 哈榮果下流導水路検討図

ので、確実な施工が行われれば問題はない。(7.5(2)参照)

西地河の降雨期における内涝、外洪の被害は他の水系と比較してとくに顕著であり、その原因は主として丘陵地の流出水と、下流地域の低湿地の湛水が考えられる。

そのため過去において丘陵地の一部十甲洩溝を八甲洩溝に導水し北関排干として挽力河に切落すことや、597国営農場地域の6号排干を大挽力河へ導水せんとする試みが行われつつあったが、いずれも抜本的解決策となっていない。

これら過去の試行を参考とし、典型地区西部丘陵地である慶蘭河流域を含む上流域(西地河上流域)の流出水を新設放水路により大挽力河に切り落す西地河放水路案と、現状どおり西地河改修により三環泡に流下せしめる現状案との比較は、表5.(73)のとおりであり、工事費の面でも西地河放水路案は優れている。

なお設計施工上の課題としては、背原地区高台部の7M程度の開削と一部地下水面下の粘質砂層の対策問題がある。法面の安定については、かなりの地下水を考慮しても、検討の結果、問題はない。それに対応する設計と工法は充分可能なので、確実な施工、特に法面の十分な仕上げが行われれば、法勾配も1:3の緩勾配であることと、掘り下げ整形の施工速度から地下水も徐々に低下するので、地下水の急激な流出はなく、法面崩壊の懸念は殆んどないと判断される。

⑥ 北関排干

北関排干を掘込み改修して、十甲支線を含む八甲河以南の流域と西地河最上流部流域の排水を受けるように一部流域変更し挽力河まで導水して直接排水する計画とした。

⑦ 万北排水区

圃場整備計画との整合を計り、小挽力河に平行した総排干により区域内流出水を全面的に受け、四方山排干を介して小挽力河へ自然排水する計画とした。

⑧ 四方山排干

丘陵地である高位部の排水をうける水路であり、すみやかに外河川に押出すべく、排水出口は黒魚泡とは分離して小挽力河へ切り落す計画とした。

⑨ 小索倫河

典型区内を全線改修し、下流域平坦部の排水を良好にし、368KM²に及ぶ大流域の流出水を小挽力河にスムーズに排水する計画とした。

なお下流域平坦部の受益地内排水は、小索倫河第1分干、第2分干にて集水し、小索倫河に自然排水する。

3. 計画排水系統と受益地域

排水計画の基本構想を、水系別排水地域別に、農地整備との整合を図り、整理し

た結果は表5.(72)のとおりである。

これによる排水関係面積は1,215.00 m^2 、排水受益面積は、かんがい受益と総て重複し同面積の601.10 m^2 である。(図5.(25))

表-5.(72) 排水面積總括表

單位：KM²

水系	排水線			路		地目別區域面積						合計	排水受益面積
	本線	幹線	支線	水田	畑	草地	山林	集落	その他	面積			
										面積	線長		
三泡	7号排水干	西地河下流	13	16.23	127.62		27.60	4.03	30.72			206.20	141.70
	8号排水干	青山第二排水干	6										
大撓力河	青山第一排水干	全	11	113.56	122.11	0.22	15.60	8.41	43.30			303.20	252.30
	青山第二排水干 西地河權流	左	5 16										
撓力河	北	関	2	35.35	87.95		45.26	9.80	24.24			202.60	75.80
	撓力上流	左, 右岸	4										
小撓力河	四方山	万北排水干 四方山排水干	3 1	56.96	267.15	1.34	96.40	6.34	74.81			503.00	131.30
	小柴倫	1支, 2支, 3支	7										
合計			68本	222.10	604.83	1.56	184.86	28.58	173.07			1,215.00	001.10

表 5. (73) 西地河排水計画比較表

比較事項	西地河本流全線改修案	西地河放水路案
1. 地形的条件	西地河の地区未流は七星河水系三環泡と大撓力の二方向に向う傾斜で、現況は人為的に三環泡に流入する。西地河未流はE.L.61m以下となる。	西地河上流域は、青山砂土低丘地を隔て大撓力河に傾斜している。北方三環泡へはごく緩傾斜となつてゐる。末端E.L.62.50m以上で大撓力河に入る。
2. 土質的条件	E.L.62m以下路線延長10kmに及び低湿地で泥流化する。	青山公路通過点約6kmは粘土質砂土であるが、土質条件を与えた法面安定に何ら問題ない。
3. 水利的条件	流域面積302.60km ² と長林公路下流約33km ² (7号)があり、計335km ² となる。	本放水路流域120km ² が流域変更となるので、本川下流への影響が軽減される。
	丘陵地流出水、十甲・郝家・慶蘭河、6号排干がすべて集水するため内涝が顕著である。	丘陵地流出水は、十甲・郝家・慶蘭河放水路によりカットされるため、本川丘陵地の流出水は6号排干のみとなり両者共に負担軽減する。
排水河川水利	三環泡改修後の水位が、E.L.6120m(5%)で周辺地盤も低湿のため周辺遊水のおそれあり。(七星河改修は別途計画)	大撓力河合流点水位はE.L.62.90mであり、安定した水位で排水可能である。
4. 技術的条件	典型区計画外の七星河改修計画を基準として、地区外低湿地へ全流域洪水量の流下計画は、益々三環泡水系を混乱させる。	典型区内の流出水は、可能な限り典型区計画の中で処理することで地区外への負担を軽減する。
5. 経済的条件	2,425,800 元	23,062,000 元

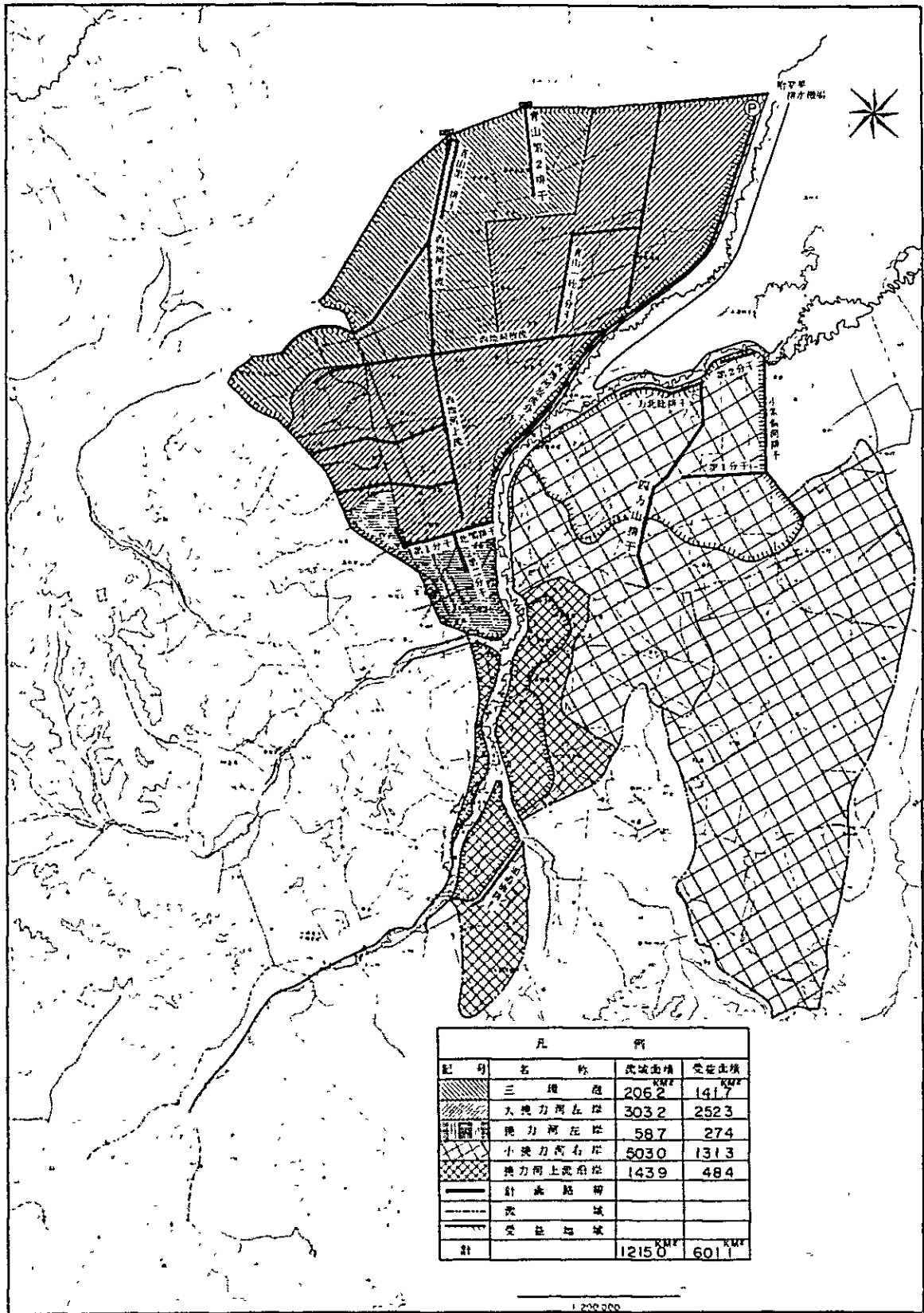


图 5. (25) 計画排水系統图

表 5.(74) 排水面積総括表

単位：坪

水系	排水線		路		水田	畑	草地	山林	集落	その他	合計	排水受益面積
	本線	幹線	支線	支線								
三環池	7号排水干	西地河下流	13		1623	12762		2760	403	3072	20620	16570
	8号排水干	青山第二排水干	6									
大撓力河	青山第一排水干	全左 西近地河放流	11		11356	12211	022	1560	841	4330	30320	27710
	青山第二排水干		5									
撓力河	北岡	北岡排水干	2		3535	8795		4526	980	2424	20260	8240
	撓力上流	左, 右岸	4									
小撓力河	四方山	万北排水干 四方山排水干 1支, 2支, 3支 小築輪	3		5696	26715	134	9640	634	7481	50300	16020
	小築輪		1									
合計			68本		22210	60483	156	18486	2858	17307	121500	68540

(2) 洪水時排水の計画諸元

三江平原治理規画では、計画基準雨量の扱い方を、遠期と近期計画とで施設構造別使い分けをしており、排水部門では次のようになっている。

平地排水路：近期 20% ($\frac{1}{5}$ 確率年)：遠期 10% ($\frac{1}{10}$ 確率年)

丘陵地排水路： " 10% ($\frac{1}{10}$ ")： " 5% ($\frac{1}{20}$ ")

主要構造物： " 10% ($\frac{1}{10}$ ")： " 5% ($\frac{1}{20}$ ")

この場合の近期は、計画基準雨量を示し、遠期はそれらをチェックすることを意味している。

本計画では、排水計画の基準雨量は施設別に使い分けるとはせず、近期 20% ($\frac{1}{5}$ 確率年) で計画した。

1. 計画水位

排水路計画の基準となる外水位は内七星河水系三環泡水位および大撓力河、撓力河、小撓力河等の河川改修計画の中の計画水位となるが、排水計画における各排水路の河川流入地点水位は表 5.(75)の通りである。

表 5. (75) 河 川 計 画 水 位

河川名	排水路流入地点	河川勾配	距 離	確率年	計画水位
三 環 泡	597 国営農場 7号排干	1/10000	狼裕子より 11.4 Km	5 %	EL 61.20
				10 %	60.92
				20 %	60.60
	597 国営農場 8号排干	1/10,000	狼裕子より 6.5 Km	5 %	60.75
				10 %	60.43
				20 %	60.10
大 撓 力 河	郝 道 亮 子	1/7900		5 %	61.07
				10 %	60.77
				20 %	60.47
	哈 棠 果 排 水 機 青山第 1 総干	1/7900	郝通亮子より 6.5 Km	5 %	61.88
				10 %	61.58
				20 %	61.26
	西 太 流 排 干 (刘福亮子)	1/7,900	哈 棠 果 より 8.0 Km	5 %	62.90
		1/1,850		10 %	62.60
				20 %	62.30
撓 力 河	北 関 排 干	1/1,350	宝鏡公路より 3.98 Km	5 %	75.91
				10 %	75.61
				20 %	75.31
小 撓 力 河	四 方 山 排 干	1/1,450	大小撓力 分岐点より 9.27 Km	5 %	65.81
				10 %	65.51
				20 %	65.21
	小 索 倫 河	1/1,450	四方山より 4.13 Km	5 %	62.93
				10 %	62.63
				20 %	62.33

三環泡水位は P = 10% , 狼裕子 EL 59.78 m を基準とする。

2. 計画排水量

① 流出計算法

a 流出計算の諸条件

下記の条件に留意し決定した。

- 1) 計画排水区は、上流が山地、下流が低平地で地表及び地形的条件からも流出状況が異なるため、これを合せた流量を求めた。
- 2) 流域には、山地、水田、畑、集落等が分布しており、地目別の流出特性が異なるものとした。
- 3) 計画に用いる雨量が小さく、解析に用いる流量等の実測資料の蓄積がない。
- 4) 流末はポンプ排水の計画とし、このための流量波形が必要である。
- 5) 小索倫河を除けば、流域面積が100 Km²以下で小流域である。

b 計算式の選定

以上の留意事項に基づき、合理式を応用した方法を採用した。すなわち、計画降雨波形に流出係数を乗じ、一定率流出として流量波形もしくはピーク流量を求めた。

ただし、小索倫河は流域面積が368 Km²と大きいため、貯留関数法によった。

c 諸定数

1) 流出係数

流出係数は、降雨規模、前期降雨、地形、地目、植生、表土等の状況によって影響され、また、流域内の貯留による効果が含まれる場合もあり、複雑な現象が背景にある。

したがって、流出係数は実測値によって、現地に合った値を適用するのが望ましい。現地では流量観測の開始初期であり、また三江平原の他の地区で観測された例はあるものの、流出係数を把握するには5～10年以上の資料によって統計的に求める必要があり、これを採用するに至らなかった。また計画上農地整備の完成後の状況における値を推定する必要がある。いずれにしてもより正確な値は今後も実測の蓄積が必要であり、したがって計画としては一般化された値を採用することとした。すなわち本計画では、中国での経験的な流出係数値と日本での実測例を参考にして、現地の値に近いと推定される値を採用した。

流出係数採用値

地目	流出係数
水田	0.40
耕地(畑)	0.35
草地	0.25
山林	0.35
集落	0.40
水面その他	0.35

2) 到達時間 ($T_L = T_1 + T_2$)

ア 水路の洪水伝ば時間 (T_2)

幹線、支川、末端水路の洪水伝ば時間はマニング公式、 $v = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$ によって得られた流下速度を 5/3 倍し、洪水伝ば速度として洪水伝ば時間を求めた。

粗度係数は計画値 0.025 とし、排水計画に含まれる水路内流速が 0.9 m/s を越える場合は 0.9 m/s とした。

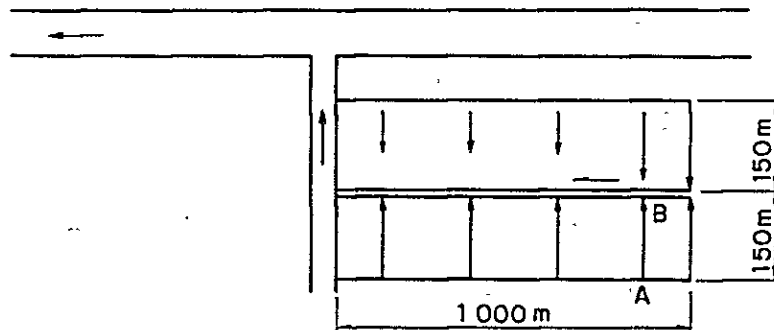


図 5. (26) 排水経路模式図

イ 流入時間 (T_1)

流入時間は、計画の圃場（斜面流路長 150m）について、中国の経験式、日本の経験式、米国の経験式、理論式について、多大の時間を費やして議論を重ね検討した。

この結果、本計画では中国の基準に適合し、現地の流出状況とも合う。以下の理論式を用い、試算により求めることとした。

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

ここに T_1 = 流入時間 (s)

N = 等価粗度 (水田・畑 0.4, 山林 0.6)

ℓ = 斜面長 (m) S = 斜面勾配

Re = 流入時間内平均有効雨量強度 (mm/hr)

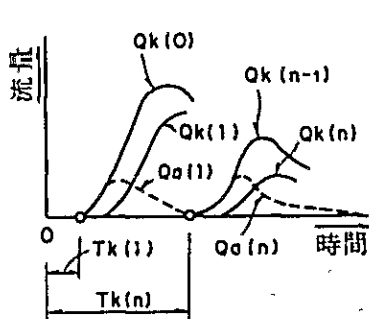
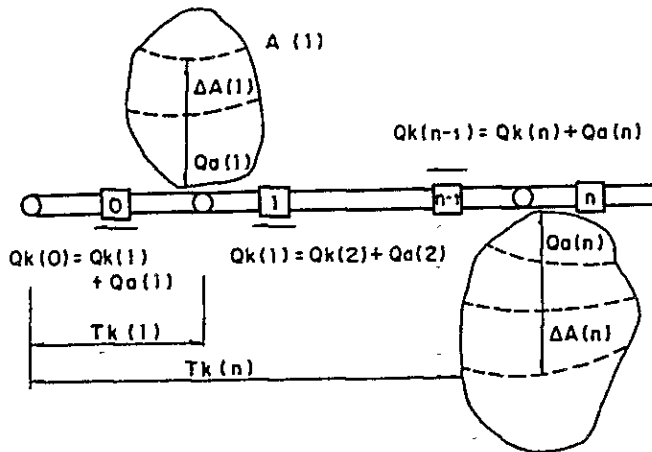
指数 0.6 = マニング式を用いた時の定数

なお、山地部の計算では斜面長を地形図から判断して 500m とした。

d 計算方法

流入時間 (T_1) は、式 (3) にも示す t を仮定し、式 (1) 及び (4) により t と T_1 が等しくなるまで試算により求める。求めた T_1 に支川の T_2 を加えて T_L を求める。流出量は式(2)による。

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



- 流域①
- 面積: $A(n)$
- 洪水到達時間: $T_L(n)$ hr
- 計算ピッチ: dt hr
- 流域分割面積: $\Delta A(n) = A(n) \div \left\{ \frac{T_L(n)}{dt} \right\}$
- 幹線流下時間: $T_k(n)$ hr
- 流域流出量: $Q_a(n) m^3/sec$
- 河道流量: $Q_k(n) m^3/sec$
- 平均流出係数: $\bar{f}(n)$
- 洪水到達時間内: $I(n)$ mm/hr
- 平均降雨強度:

図 5. (27) 流出計算説明図

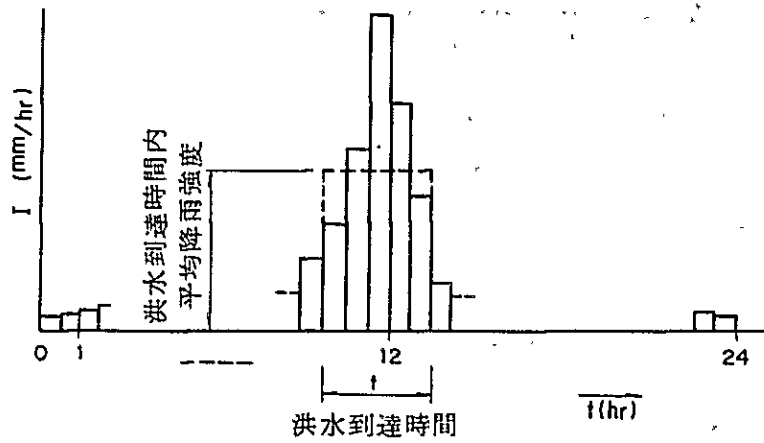


図 5. (28) 平均降雨強度説明図

② 計画降雨

計画降雨波形は確率降雨強度式より、計画規模 1/5 確率年として、中央集中型降雨波形を作成して流出解析に用いた。

$$I (T=1/5) = 759 / (t^{3/4} - 0.15) \dots\dots\dots (3)$$

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

(記号は前出)

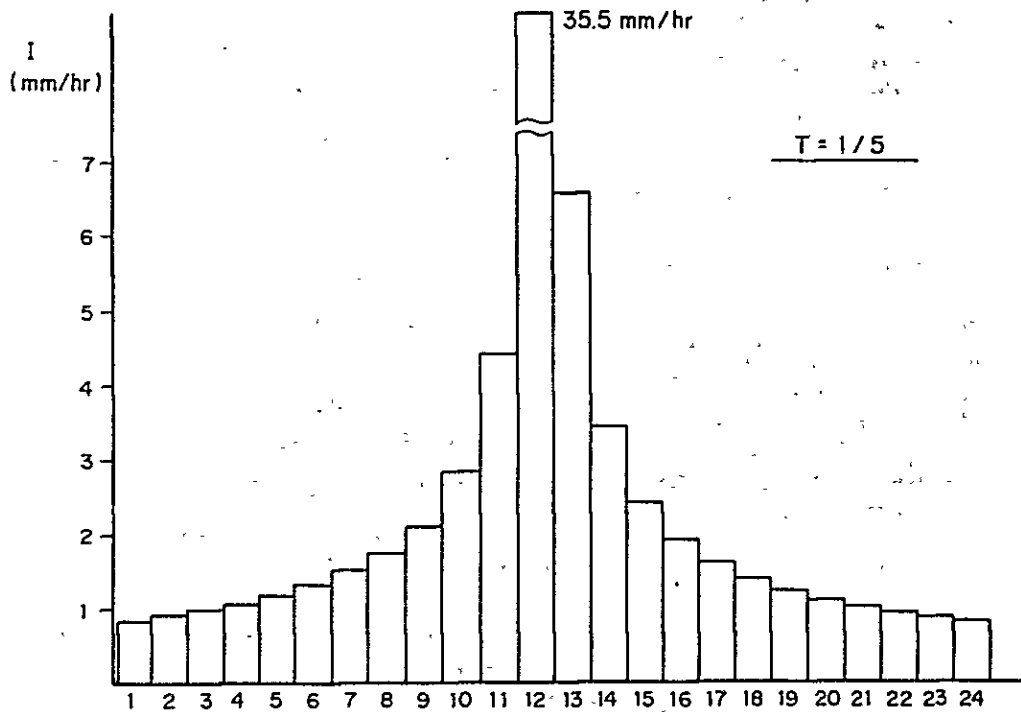


図 5. (29) 計画降雨波形 (1/5)

青山第一総干
(AO-1S)

青山第二総干
(AO-2S)

撈力河

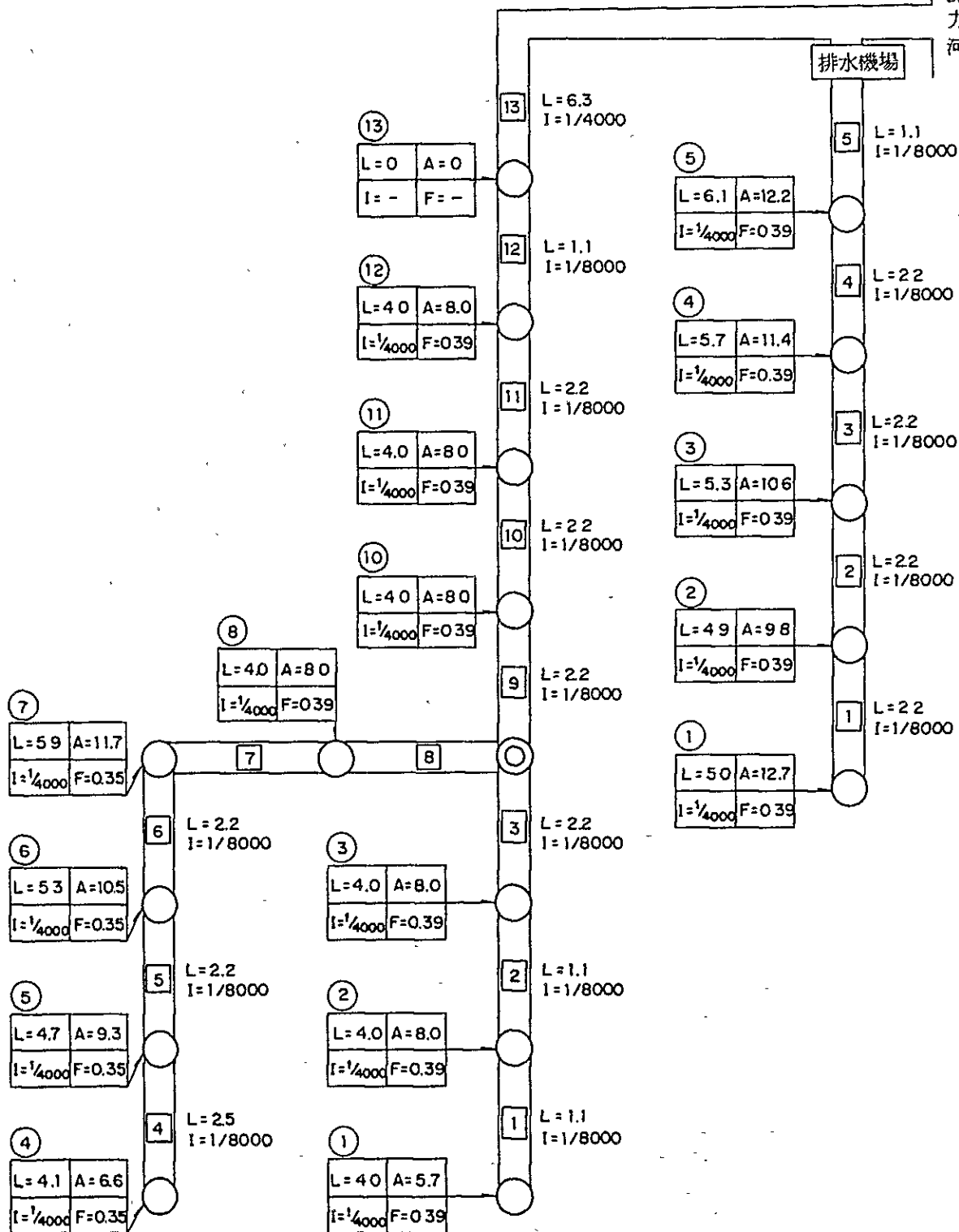


図 5. (30) 流出計算モデル図 (1)

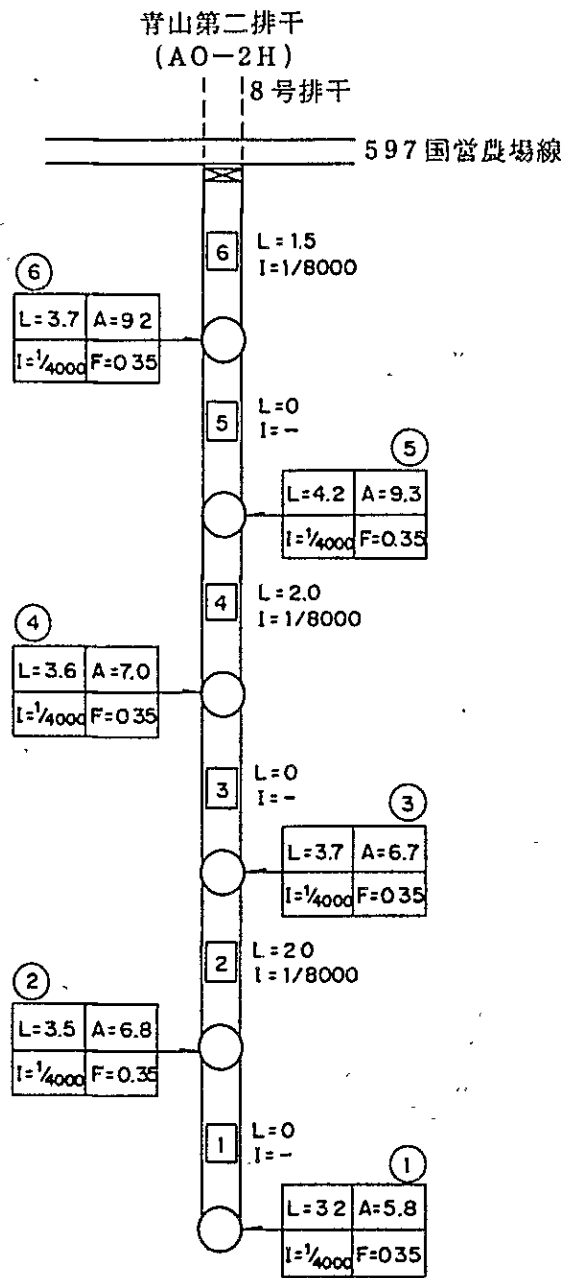


図 5. (31) 流出計算モデル図 (2)

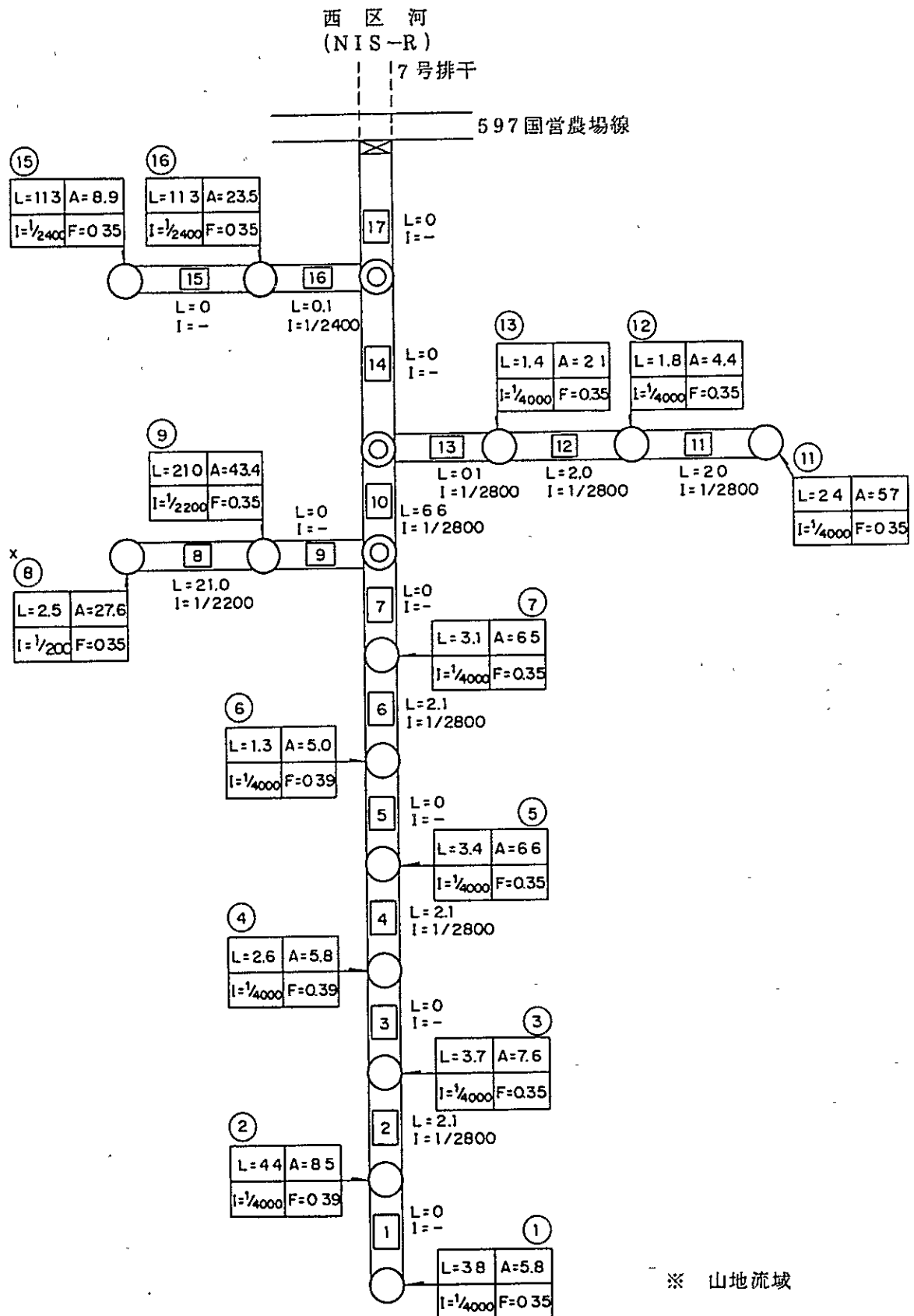


図 5. (32) 流出計算モデル図 (3)

西地河放流
(NIS-H)

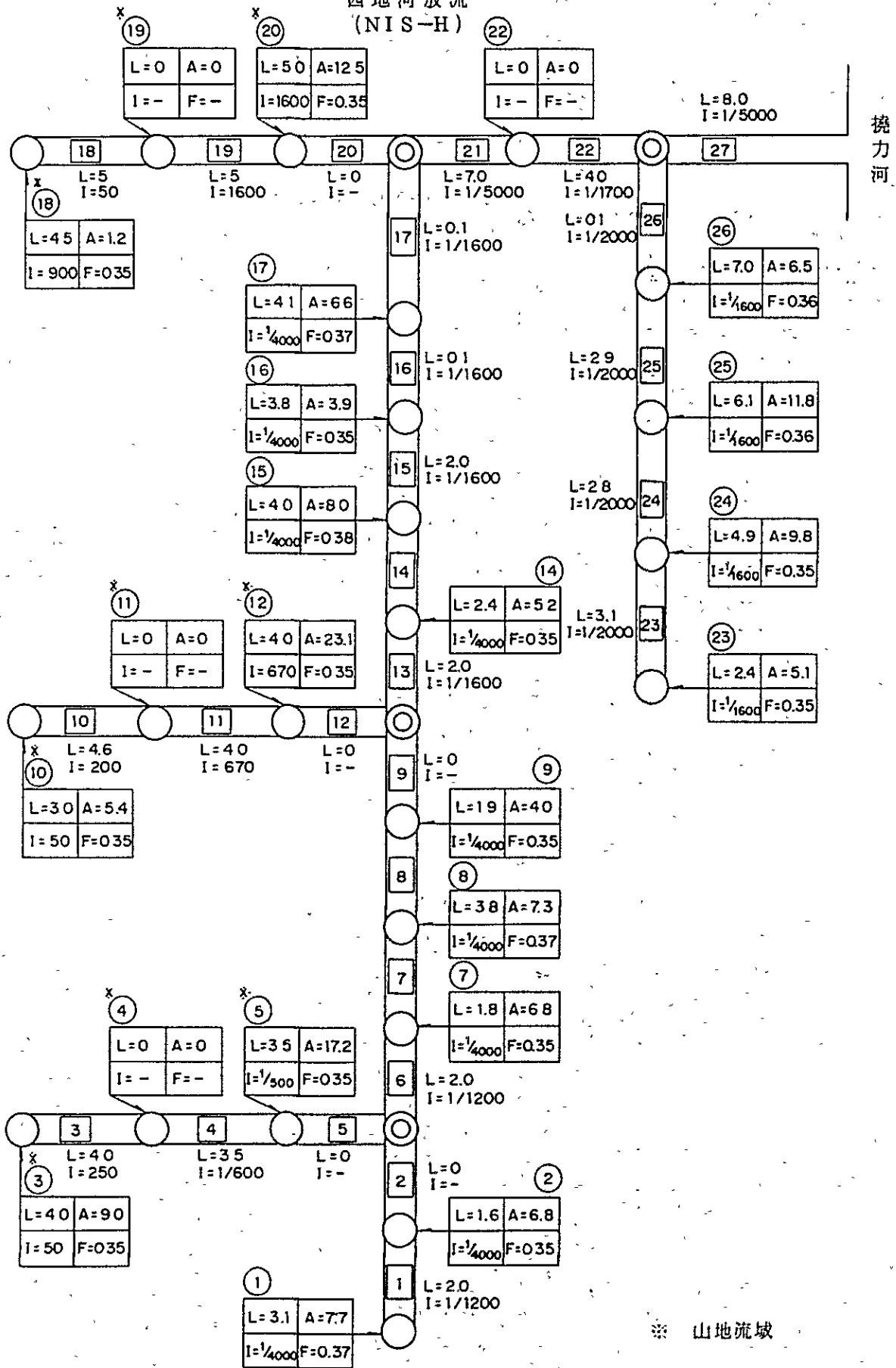


図 5. (33) 流出計算モデル図 (4)

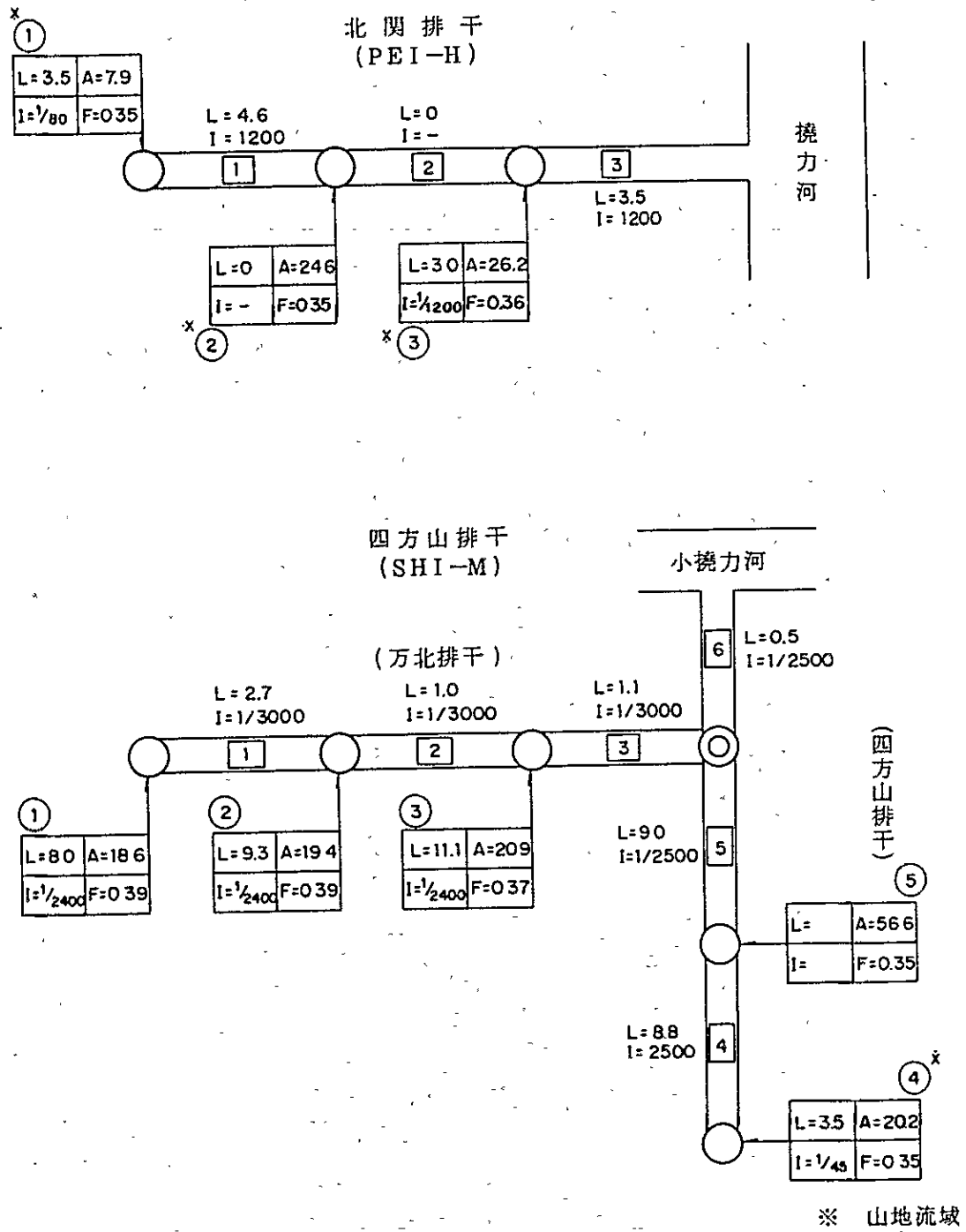


図 5. (34) 流出計算モデル図 (5)

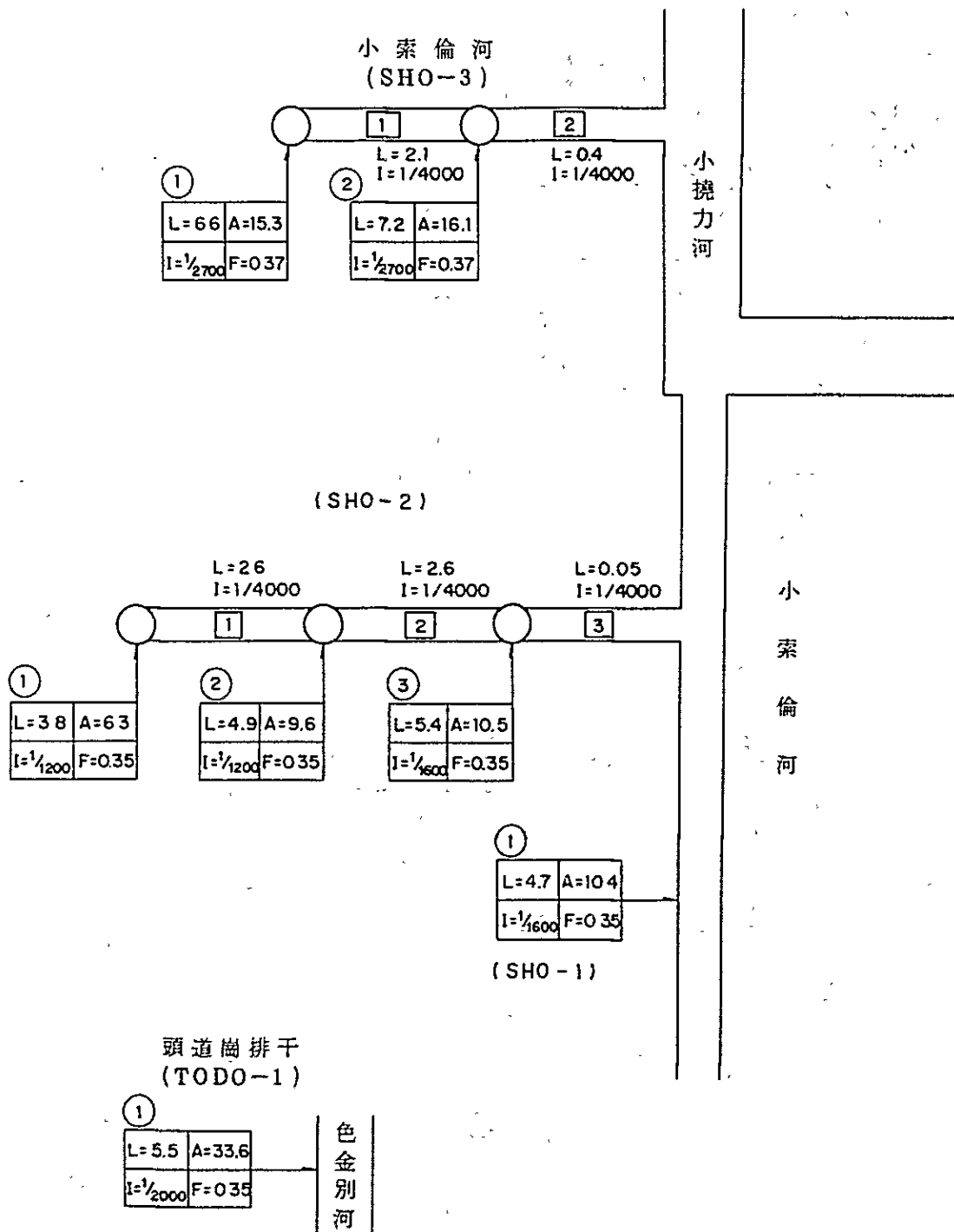


図 5. (35) 流出計算モデル図 (6)

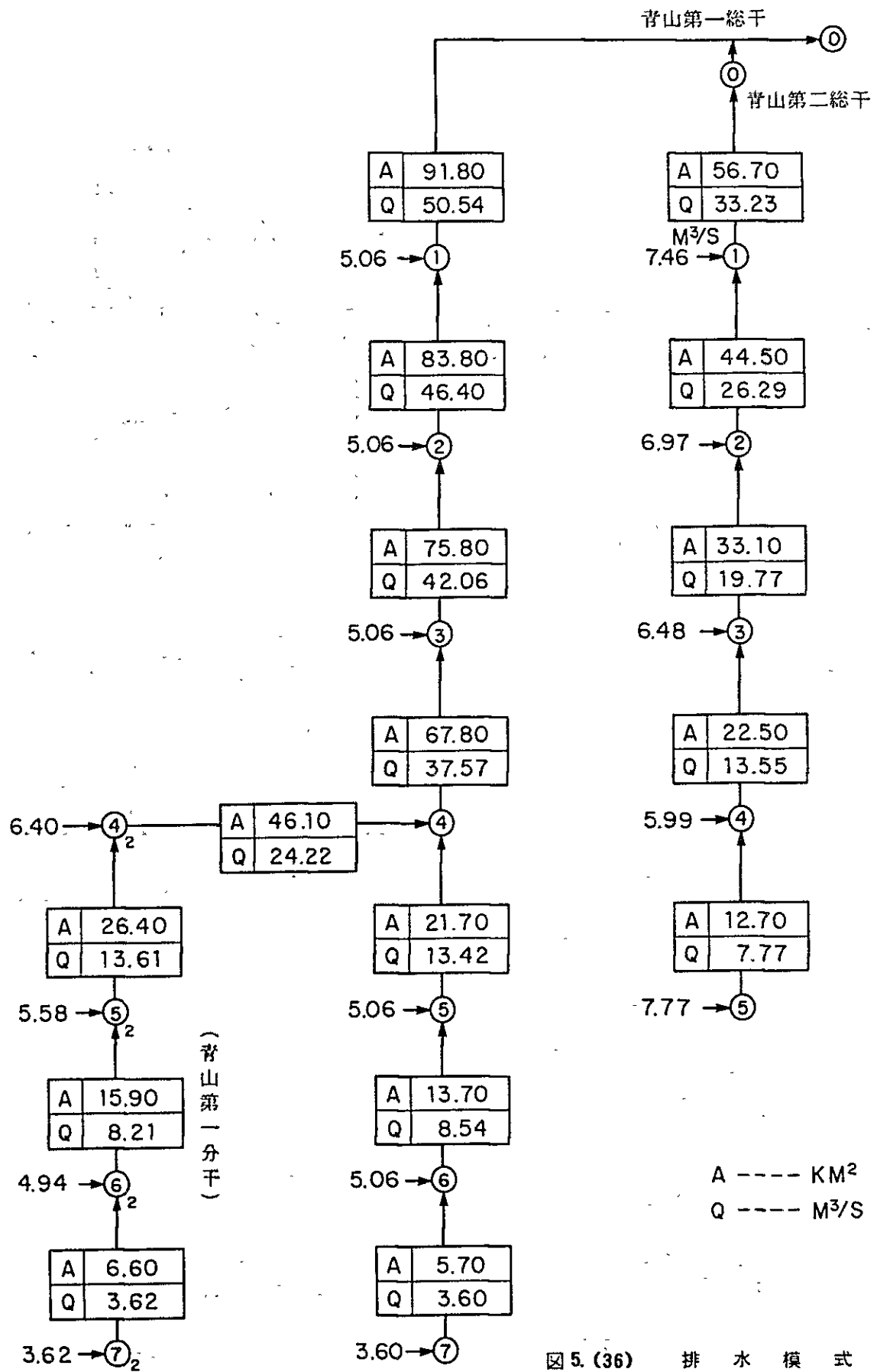


圖 5. (36) 排水模式圖

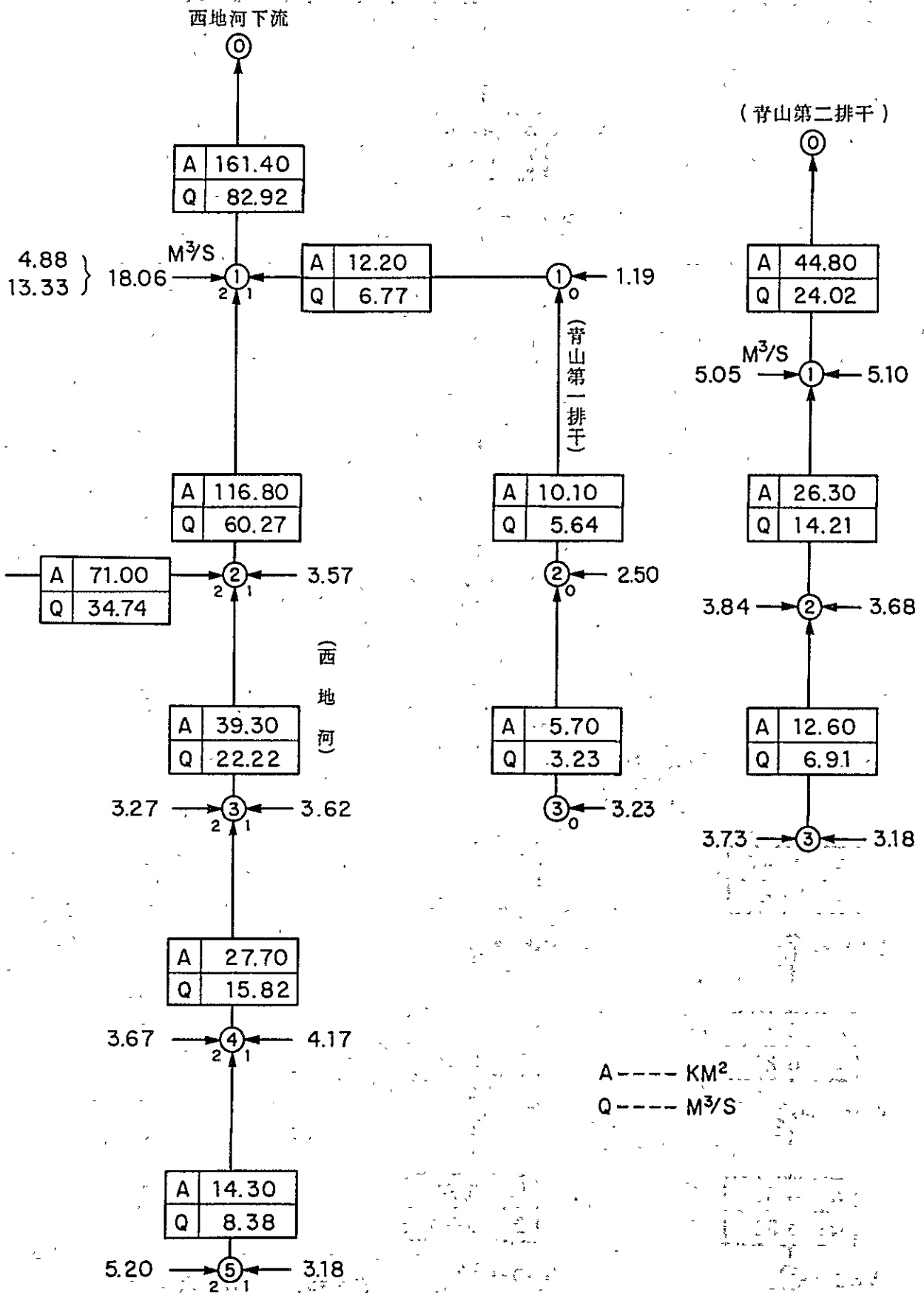


图 5. (37) 排水模式图

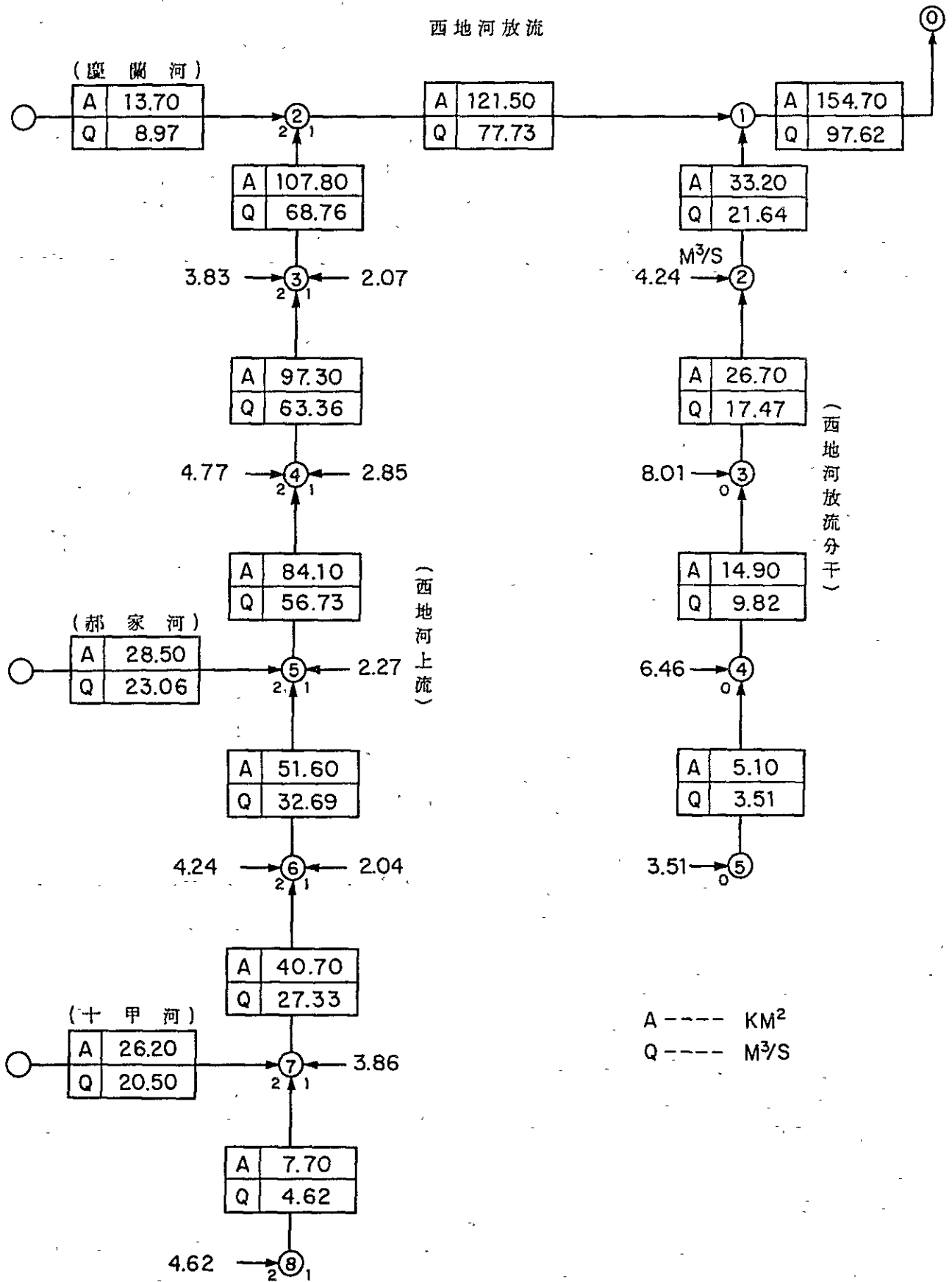


图 5. (38) 排水模式图

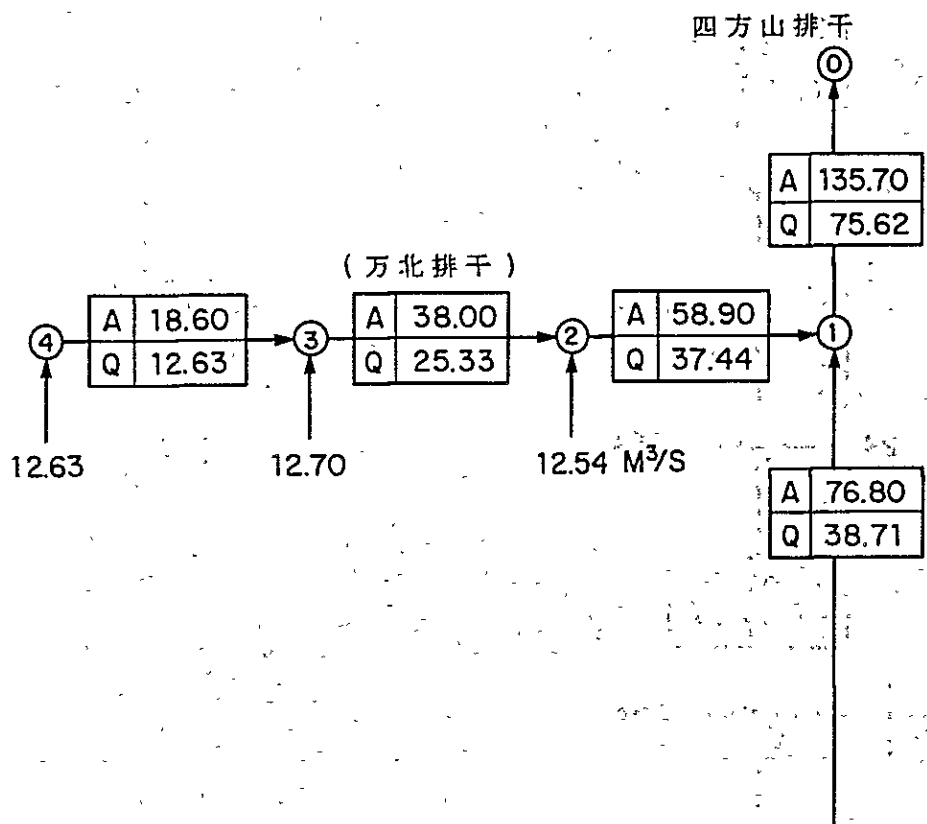
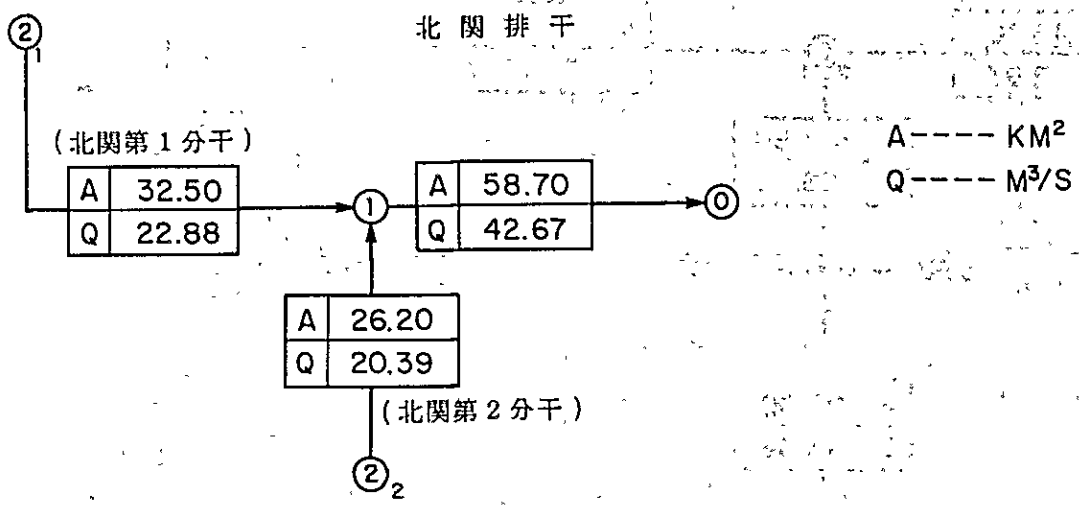


图 5. (39) 排 水 模 式 图

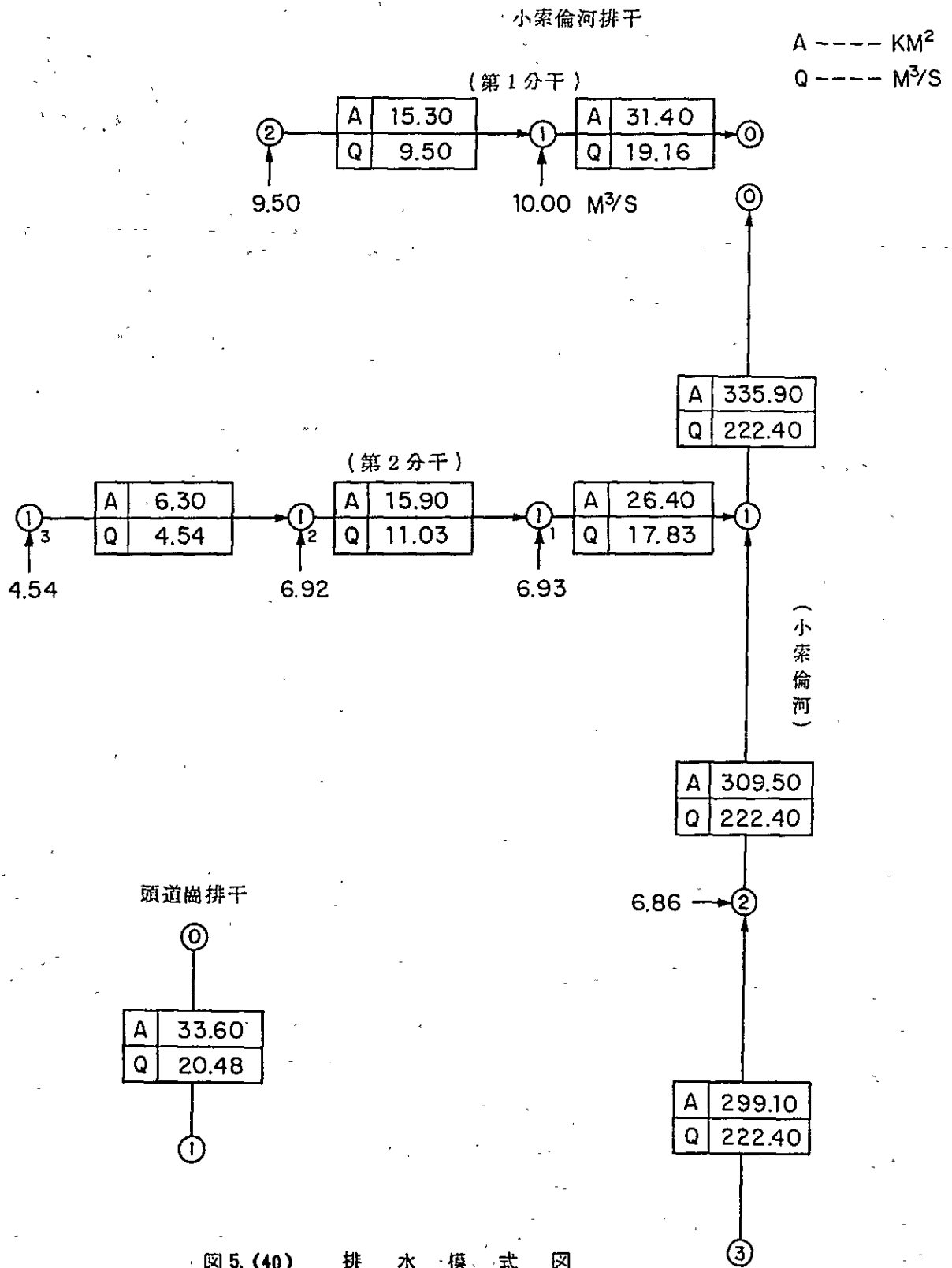


图 5. (40) 排 水 模 式 图

③ 流出計算モデル

流出計算に用いた排水系統別の流域面積、流出係数、流路長、流路勾配等の流出計算モデルを図 5. (30)～図 5. (40)に示す。

(3) 水路網計画

本地区の排水計画流域面積は 1,215 Km²であり、その 95%に当たる 1,158.3 Km²が自然排水区である。

また、本地区の地形は、西方丘陵地および南側丘陵地、山岳地を除いては一般に平坦であり、受益地域内の標高は、おおむね EL 60m～100m である。

そのうち、ほぼ EL 62.0m以上の流域が自然排水、可能である。

計画幹線排水路網は図 5. (41)に示す如く、22路線であり、延長は 186Km に及んでいる。

このうち 80.4Km が新設路線であり、105.4Km が改修路線である。

(4) 水路断面

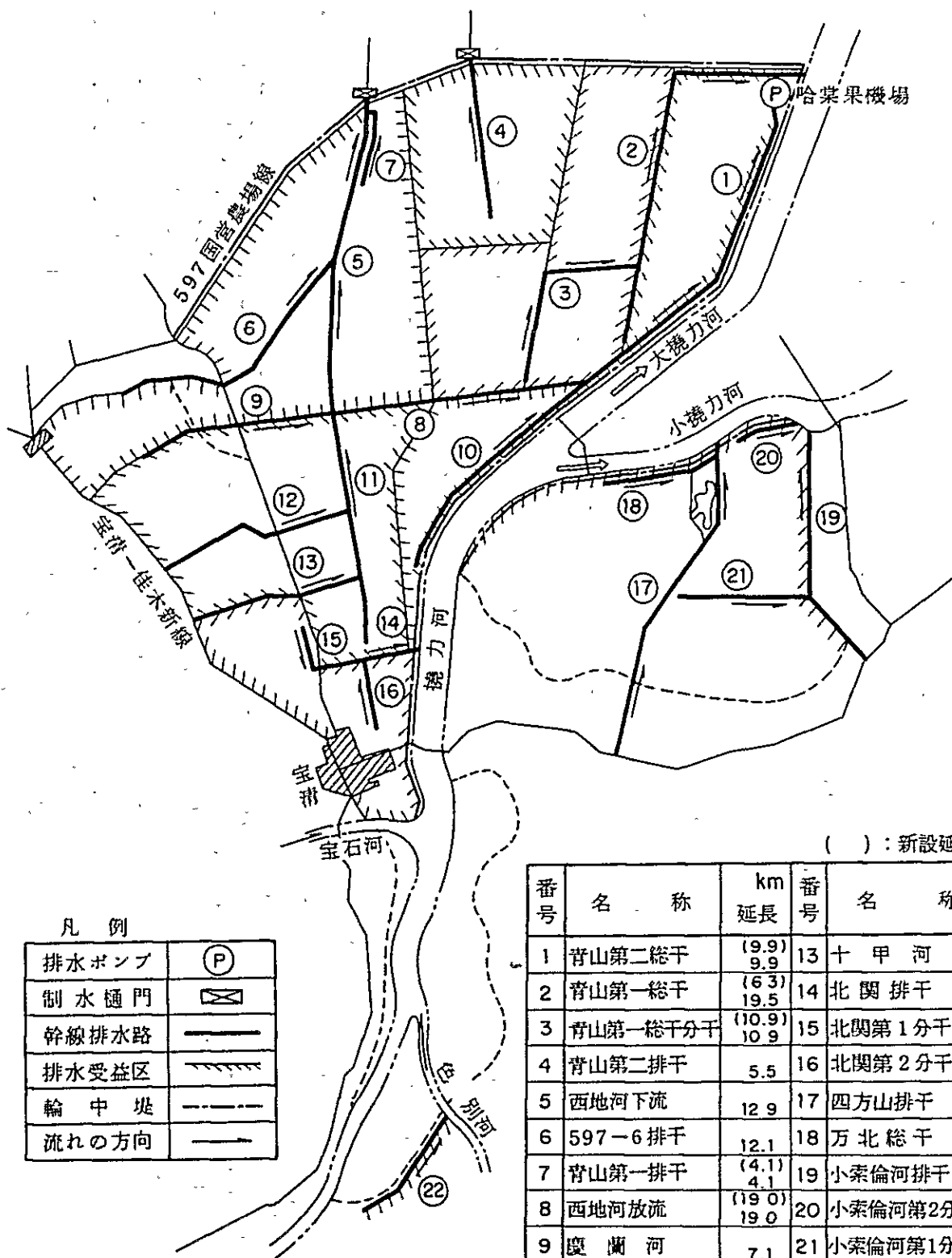
排水外川の計画水深ならびに、地区内地下水位との関係もあり、水量と流速に見合った範囲で、計画水深を 1.5～3.0m 程度に定め、極力水理的に有利な断面とした。

なお、水路断面決定の基本条件を次のように決めた。

1. 計画排水量は $P = 20\%$ 相当とする。
2. 粗度係数は、 $n = 0.025$ とし、流速はマンニング式による。
3. 法勾配は、中国側の実験、実績結果を尊重し、凍土融解時の法崩壊の懸念から 1:3 の緩勾配とする。
4. 洪水時の許容流速は、常時流速の 1.5 倍までとし、0.9 m/s 以下になるよう勾配、水路幅等により調整する。
5. 堤防の余高は、標準部で 0.60m 以上とし、外河川への取付部では 1.0m 以上の水平取付とする。

また、常時排水との関係から、複断面も考えられるが、常時排水量が非常に少ないのと、計画水深が比較的浅いことから、洪水時、流況上不利であり、かつ断面維持が困難となるので図 5. (42)の如き単断面計画とした。

なお、水路の両側には幅 4.0m の管理用道路を設けた。



凡例

排水ポンプ	(P)
制水樋門	⊠
幹線排水路	——
排水受益区	////
輪中堤	- - - -
流れの方向	→

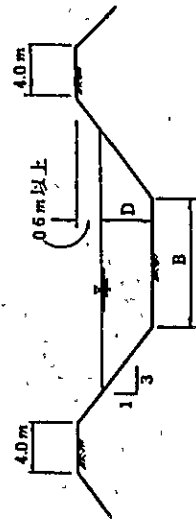
() : 新設延長 (内数)

番号	名称	km 延長	番号	名称	km 延長
1	青山第二総干	(9.9) 9.9	13	十甲河	(1.9) 7.5
2	青山第一総干	(6.3) 19.5	14	北関排干	2.3
3	青山第一総干分干	(10.9) 10.9	15	北関第1分干	4.6
4	青山第二排干	5.5	16	北関第2分干	(3.0) 3.0
5	西地河下流	12.9	17	四方山排干	(3.8) 14.0
6	597-6排干	12.1	18	万北総干	(4.8) 4.8
7	青山第一排干	(4.1) 4.1	19	小索倫河排干	8.6
8	西地河放流	(19.0) 19.0	20	小索倫河第2分干	(2.5) 2.5
9	慶蘭河	7.1	21	小索倫河第1分干	(5.3) 5.3
10	西地河放流分干	(8.9) 8.9	22	頭道崗排干	5.5
11	西地河上流	9.2			
12	郝家河	8.6			
				合計	(80.4) 185.8

図5.(41) 典型区排水系統模式図

表 5. (76) 幹線排水路總括表

路線名	底幅(B)	水深(D)	落差工カ所数	路線名	底幅(B)	水深(D)	落差工カ所数	路線名	底幅(B)	水深(D)	落差工カ所数
青山第一分干 0 ~ 6000m	12.0m	1.97m	—	青山第一分干 0 ~ 4,100m	3.0m	1.59m	—	万北分干 0 ~ 2,200m	15.0m	2.20m	—
6000 ~ 8000	7.0	1.53	—	597-6分干 0 ~ 12,100	15.0	1.92	8	2200 ~ 4800	6.0	1.51	—
8000 ~ 9900	3.0	1.51	—	西地河放流 0 ~ 8000	4.00	2.32	2	西方山分干 0 ~ 600	27.0	2.46	—
青山第二分干 0 ~ 200	15.0	3.46	—	8000 ~ 19000	3.00	2.37	—	600 ~ 3600	15.0	2.24	7
200 ~ 9600	15.0	2.92	—	鹿間河 0 ~ 7,100	3.0	1.50	2	3600 ~ 14000	15.0	2.03	—
9600 ~ 14000	13.0	2.81	—	西地河上流 0 ~ 2,200	2.40	2.47	—	小碓橋河分干 0 ~ 8,600	12.50	1.90	1
14000 ~ 16400	6.0	1.73	—	2200 ~ 4200	1.90	2.48	—	小碓橋河第一分干 0 ~ 200	6.0	2.10	—
16400 ~ 19500	3.0	1.68	—	4200 ~ 5200	8.0	2.46	2	200 ~ 2800	4.5	1.81	—
青山第一分干 0 ~ 4000	9.0	2.09	—	5200 ~ 7200	8.0	2.14	—	2800 ~ 5300	3.0	1.32	—
4000 ~ 10900	6.0	1.52	—	7200 ~ 9200	3.0	1.21	—	小碓橋河第二分干 0 ~ 400	6.0	1.84	—
青山第二分干 0 ~ 1600	10.5	2.02	—	都家河 0 ~ 8,600	11.0	1.63	13	400 ~ 2500	5.0	1.38	—
1600 ~ 3600	5.0	1.99	—	十甲河 0 ~ 7,500	9.0	1.65	10	0 ~ 5500	6.0	1.99	—
3600 ~ 5500	3.0	1.61	—	北間排水 0 ~ 2,300	16.0	2.15	—	0 ~ 5500	6.0	1.99	—
西地河下流 0 ~ 200	3.00	2.46	—	北間第一分干 0 ~ 4,600	10.0	1.69	1	—	—	—	—
200 ~ 6800	26.5	2.05	—	北間第二分干 0 ~ 3000	9.5	1.59	—	—	—	—	—
6800 ~ 8800	6.5	2.02	2	西地河放流分干 0 ~ 100	10.0	1.62	—	—	—	—	—
8800 ~ 10800	5.0	1.74	—	100 ~ 3000	6.5	1.71	4	—	—	—	—
10800 ~ 12900	3.0	1.47	—	3000 ~ 8900	3.0	1.53	—	—	—	—	—



5.8 河川計画

(1) 計画基礎条件

1. 計画規模

① 長期計画

1/50 確率洪水とし、撓力河水系全体のダム群、遊水池群および河道改修によって対処する。

② 暫定計画

1/20 確率洪水とし、典型区内については迎面山ダムと河道改修によって対処する。

なお、現況から暫定計画を経て長期計画に至る段階開発構想については、計画上配慮することとした。

2. 河道計画対象区間

① 撓力河：小撓力河合流点下流16km～ダム地点下流

② 小撓力河：小索倫河合流点～撓力河分流点

③ 宝石河：撓力河合流点～7kmの区間

3. 既存計画との関連

堤防計画、計画高水位は三江平原治理規画を参考にして決定した。すでに撓力河水系は、この計画に基づいて工事が進んでおり、多少の変更はできるが大幅な変更は不合理であり、非現実的と判断された。

4. 流出解析

① 流域分割：1/10万地形図による

② 流出計算法：a.流域面積が大きい b.ダム計画を含む c.河道貯留が大きい
d.流域の大部分が自然地である e.流量波形が必要である
f.降雨と流量の観測資料がある、などを考慮して貯留関数法とした

③ 検証洪水：1981, 1964, 1957年の3つの大きな洪水とした。

④ 計画降雨：ダム規模と河道改修規模の両者を決定することを考慮し、宝清3日雨量を基準とし、1957年型の降雨波形を用いた。

表 5. (77) 現況及び計画堤防延長

(単位: km)

		現況堤防			計画堤防	
		計画堤防に利用しないもの	計画堤防に改修利用するもの	計	新設堤防	計
大撓力河	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)
	計	33.7 (5.9)	38.4 (14.4)	72.1 (20.3)	46.62 (36.15)	85.02 (50.55)
小撓力河	左岸	- (-)	- (11.5)	- (11.5)	- (1.15)	- (12.65)
	右岸	7.1 (-)	10.0 (-)	17.1 (-)	4.65 (-)	14.65 (-)
	計	7.1 (-)	10.0 (11.5)	17.1 (11.5)	4.65 (1.15)	14.65 (12.65)
寶石河	左岸	- (-)	3.7 (-)	3.7 (-)	0.20 (-)	3.90 (-)
	右岸	1.3 (-)	- (-)	1.3 (-)	3.52 (-)	3.52 (-)
	計	1.3 (-)	3.7 (-)	5.0 (-)	3.72 (-)	7.42 (-)
色金別河	左岸	- (-)	2.5 (-)	2.5 (-)	0.80 (-)	3.30 (-)
	右岸	2.4 (-)	1.0 (-)	3.4 (-)	3.30 (-)	4.30 (-)
	計	2.4 (-)	3.5 (-)	5.9 (-)	4.10 (-)	7.60 (-)
合計		44.5 (5.9)	55.6 (25.9)	100.1 (31.8)	59.1 (37.3)	114.7 (63.2)
総計		50.4	81.5	131.9	96.4	187.9

注) ()内は典型区かんがい受益地域外

(2) 河道計画上の諸条件

河川計画上、とくに検討した諸条件は次のとおりである。

① ダム計画との関連

河道断面はダム治水容量によって変化するので、築堤、低水路掘削とダムの経済比較を必要とする。

② 平面計画

川幅は、治理規画によれば堤防計画のみである。築堤方式の河道では、低水路の形状が、河道安定上の重要な問題となる。両者を合せて検討する必要がある。

③ 縦断計画

河道縦断は、河床安定と低水路、高水敷整正及び築堤を考慮した経済性の両面から計画する必要がある。

計画高水位は、下流の計画、実績洪水水位、土工量、流域の排水、取水等を考慮して決定する必要がある。

④ 横断計画

高水敷が広いので、内水面漁業、高水敷利用、等との関連を検討する必要がある。

⑤ 河道貯留効果

撓力河は、宝清より下流で、川幅が広く、河道の形状によって貯留効果が異り、下流の洪水流量に影響する。下流の流下能力が小さいので、この点に留意して計画する必要がある。

⑥ 改修方式

築堤方式か掘込河道かを比較する必要がある。

⑦ 堤防

とくに下流低湿地の築堤材料については、堤防断面計画と合せ検討する必要がある。

⑧ 漁業施設、橋梁

現在、低水路にやな場が、高水敷に養魚場があり、洪水疎通を阻害している。

また、スパンの狭い道路橋及び取付道路の盛土が河川を横断しており、これも現状のままでは好ましくない。

これについては改良と工夫が必要である。

⑨ 大、小撓力河分流

暫定計画では、大、小撓力河の流量を7：3に分けることになっているが、河床安定上の検討を要する。

⑩ 既設堤防

既設の堤防は、機械施工と人力施工で強度が異り、高さは地盤高を基準としてい

るなどの条件から、計画として利用するには、改良と取捨選択が必要である。

(3) 基本事項の検討

1. 河道改修方式

河道改修方式は、以下の点を考慮して低い築堤方式とした。

- ① 下流の計画高水位が実績洪水位程度となっており、これに合わせる必要がある。
- ② 農業取水があり、常時の水位を下げるのは問題がある。
- ③ 土工量を小さくして経済的になる。
- ④ 流域の排水が著しく不利とならないような計画高水位とする。

2. 堤防法線

堤防法線は、治理規画で、現在の低水路外側の包路線に計画されており、広い川幅となっている。

本計画では、以下の理由により治理規画の計画法線を尊重し、大きな変更は行わないものとする。

- ① 河道貯留効果が大きく、下流の流下能力が小さいので、川幅を小さくすると下流の流量増加による影響が大きい。
- ② 築堤が旧低水路部に設置されると弱点となる。
- ③ 川巾をせまくすると低水路断面が大きくなる。

3. 高水敷高

高水敷高は、土工量を少なくするため、できる限り現地盤高に合せ、現地形勾配に沿った河床勾配として河床の安定を画る。

4. 計画規模の考え方

1/50 確率の長期計画では、迎面山ダムのほかに治理規画で計画されているダム群及び遊水池群を含むものとするが、典型区計画に関連するダムとしては大、小色金別河と宝石河に3基のダムが計画されている。集水面積の合計は894 Km²である。将来はこれらの3ダムによって洪水貯留を行うものとした。

暫定計画 1/20 確率は迎面山ダムのみによる貯留とした。

(4) 計画流量

1. 計画基本高水流量

以下の条件で貯留関数法により流出計算を行い、計画基本高水流量を求めた。

- ① 迎面山ダムは無い。
- ② 宝帯上流の流域の状況は、将来も現況と同じである。
- ③ 河道は改修された状態である。

計算結果を表 5. (78) に示す。

表 5. (78) 計画基本高水流量 (計算値)

河川名	河道番号	区 間 名	基本高水流量 (m^3/s)	
			1/50 確率	1/20 確率
撓力河	4	ダム ~ 蘭花	696	638
"	5	~ 竜頭	713	659
"	6-1	~ 色金別河合流	735	665
"	6-2	"	"	665
"	7	~ 宝石河合流	869	758
"	10	~ 小撓力河分流	1,137 ※	934 ※
"	11	~ 刘副尧子	1,137 ※	934 ※
"	12	~ 海棠	1,124 ※	649 ※
宝石河	9-1	中 流 部	321	317
"	9-2	下 流 部	444	317
小撓力河	13	分流 ~ 小索倫河	0	295 ※

注) ※; 河道貯留考慮

2. 計 画 流 量

長期計画は、計画対象区間外の河道及びダム、遊水池を含めて検討する必要がある。本計画では構想について検討を加えた。この場合、迎面山ダムからの放流量は 1/50 確率洪水に対して $160 m^3/s$ とし、他のダムからの放流量を想定して流量配分を求め、暫定計画との整合性について考察した。

暫定計画では、迎面山ダム放流量を $80 m^3/s$ とし、流出入計算を行い、残流域の流量を加えて流量配分を求める。

宝清より下流は河道断面より求めた河道貯留効果を考慮し、大、小撓力河比を 7:3 で分配した。

① 将来計画流量配分構想

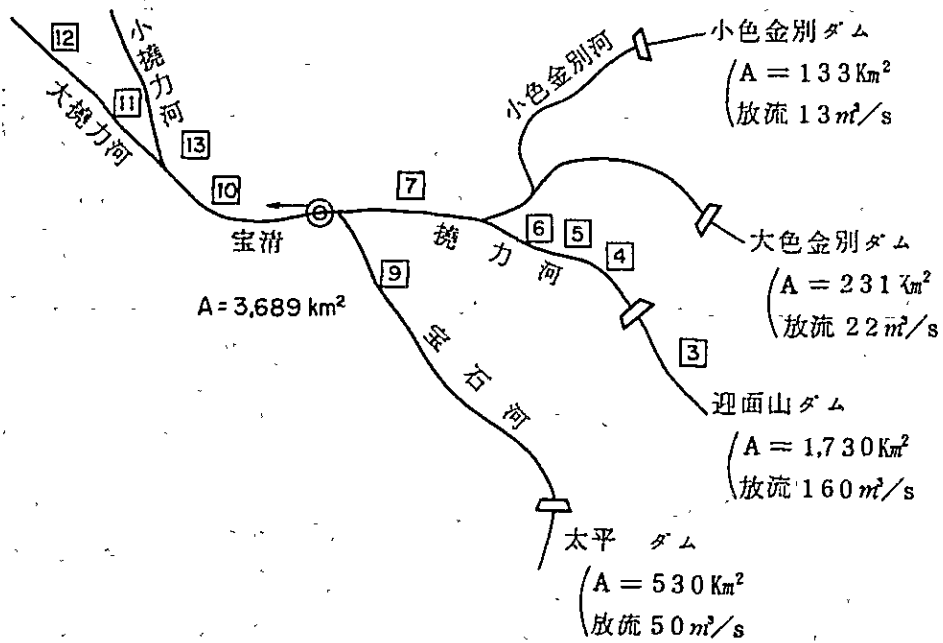


図 5. (44) 流量配分構想

他の3ダム放流量として、迎面山ダム放流量 $160 \text{ m}^3/\text{s} \times 1/1730 \text{ Km}^2$
($0.0925 \text{ m}^3/\text{s}/\text{Km}^2$) とした。

各河道区間の計画流量は以下のようになった。

③	$844 \text{ m}^3/\text{s}$	
④	285	
⑤	329	
⑥	390	
⑦	$869 \times (2789 - 2094) / 2789 + 0.0925 \times 2094$	$= 194 \text{ m}^3/\text{s}$
⑩	$1137 \times (3795 - 2624) / 3795 + 0.0925 \times 2624$	$= 594 \text{ ''}$
⑪	河道 10 と同じ	$= 594 \text{ ''}$
⑫	$1124 \times (4157 - 2624) / 4157 + 0.0925 \times 2624$	$= 658 \text{ ''}$
⑨	$444 \times (900 - 530) / 900 + 0.0925 \times 530$	$= 232 \text{ ''}$
⑬	分流無し	$= 0$

計画流量は $10 \text{ m}^3/\text{s}$ 単位に切り上げる。

表 5. (79) 計 画 流 量 (単位: m^3/s)

河道 番号	※ 将来計画 (1/50)		暫定計画 (1/20)	
	計算値	計画値	計算値	計画値
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

注) 1. 長期計画は構想段階の値であり、将来の詳細な検討によって決定される。

2. 1/50 計算値は基本高水流量より流域面積比で求め、放流量を加えて概算した。

3. ※印は河道貯留計算による

①: $390 + 0.0925 \times 364 = 424 m^3/s$

②: 暫定計画河道を生かす

③: 河道 10 に合せる

④: 暫定計画河道を生かす

(5) 縦断計画

1. 計画の考え方

撓力河の河道は、川幅が流量に較べて広く、低い築堤方式の計画となる。したがって、高水敷が広く、低水路がせまい計画となり、高水敷整正と低水路の土工を考慮した経済性と低水路の安定が重要となる。

低水路安定のためには、指数関数的な縦断形が望ましく、高水敷整正土量を少くし、バランスのとれた河道断面を連続させるため、現在の地形勾配を生かした計画とした。

計画高水位は、支川の背水堤、流域の排水等に影響する重要な要素であり、既往洪水位程度とする方針とした。

現在の撓力河は蛇行が著しく、網状流路を呈しており、流下能力は小さい。よって、低水路を整正して固定する計画とする必要がある。現況のまゝで築堤のみを

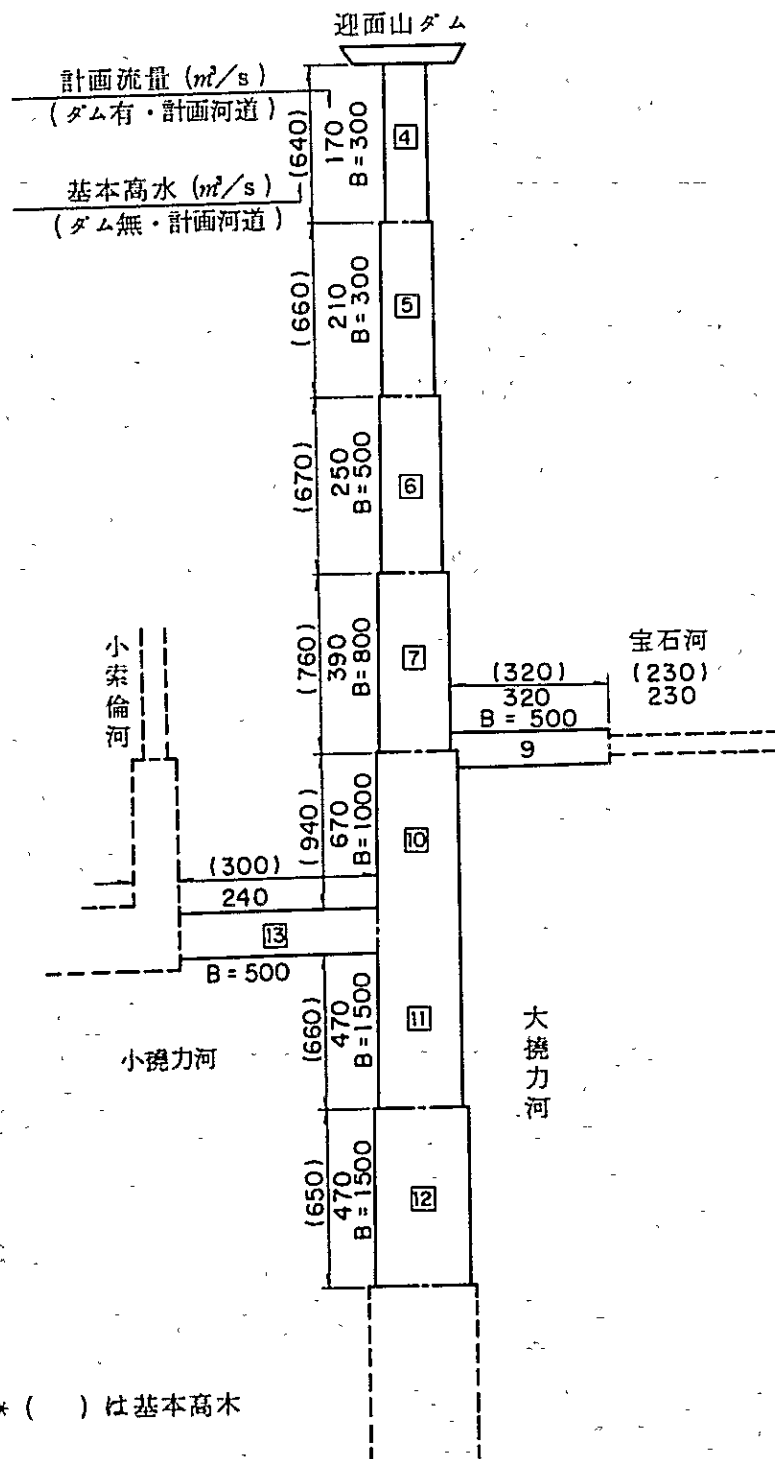


図 5. (45) 流量配分図 (1/20年確率)

行っても高水敷に土砂が堆積して、水位も上昇し好ましくない河道となると推定された。長期的に見ると低水路の安定が重要となる。

以下のように低水路の安定，経済的河道断面を中心として縦断形の検討を行った。

2. 河床高，高水敷高

計画河床高及び高水敷高は，以下の理由により，現況に近い高さとした。

- ① 低水路の水深を現況程度として，大きく変化させない。
- ② 現況地形勾配を生かし，河床の安定と築堤及び高水敷修正の土量を節減する。
- ③ 高水敷の水深に一貫性をもたせ，流れをスムーズにする。

3. 下流条件

下流端の計画高水位，河床高，高水敷高は撈力河下流全区間を通して整合性のある計画とし，高水位は既往洪水水位付近に設定した。

4. 流量，水位の計算

等流計算により，低水路部と高水敷部分に分けて各々の粗度係数を用いて計算した。（井田の方法）

5. 縦断勾配の検討（安定縦断形）

現在の最深河床高，勾配等から解析して求めた撈力河の安定縦断形を図 5. (46) に示す。（解析は付属書参照）

計画河床勾配は，現況の地形勾配を重視する考え方があり，これと安定縦断形による勾配を比較すると次のようになる。

表 5. (80) 計画河床勾配の比較

河道番号	安定縦断形による勾配	現況地形勾配重視の勾配
4	1/950	1/1200
5	1/1050	"
6-1	1/1140	"
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

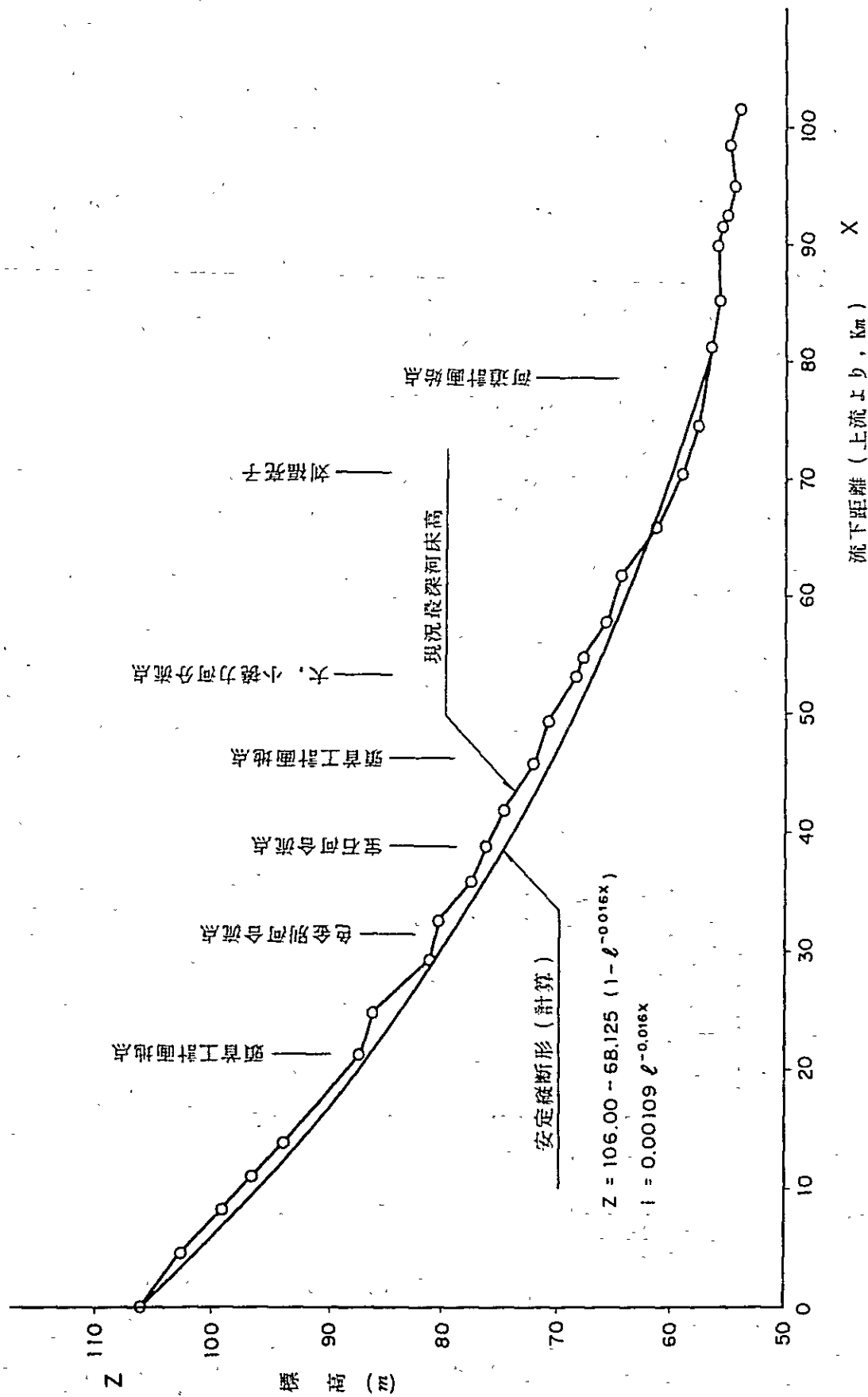


图 5. (46) 提力河安定縱断面形

両者を比較すると、河道4, 5が小で、11, 12との差が大きく、大、小撓力河分流点から下流が注目される。

これは小撓力河への分流と氾濫域増大の影響があると考えられ、将来、分流を無くす場合は安定縦断形の勾配に近づく可能性がある。

暫定計画では、現況地形勾配を重視した勾配として工費の節減を図るものとし、長期計画時点では河道の実態調査を行なって、検討を加え、必要であれば計画を見直すものとした。

したがって、計画縦断勾配は地形を重視した値を採用した。また、宝石河及び小撓力河も同じ考え方で計画した。

(6) 平面計画

1. 堤防の線形

堤防の平面線形は以下の計画とした。

- ① 堤防中心間距離は、治理規画に合せ、色金別河合流点より上流は流量比で決めた。

表 5. (81) 堤防間隔一覧表

河道区間		堤防中心間隔	摘要
4	撓力河	300 m	既計画による
5	"	300 "	
6	"	500 "	
7	"	800 "	
10	"	1000 "	
11	"	1500 "	
12	"	1500 "	治理規画による
9	宝石河	500 "	既計画による
13	小撓力河	500 "	"

注) 既計画とは、治理規画の後に立てられた堤防計画を意味する。

- ② 山付け堤が可能な区間は山付け堤とした。
 ③ 平面線形は滑らかにし、乱流を少なくするよう計画した。

2. 低水路の線形

低水路は適度に蛇行させ、水衝部を固定して河道の安定を図ることとした。

低水路幅は主として横断計画により検討した。

① 蛇行の振幅

蛇行の振幅は次項の計算から求めた蛇行波長の2割程度とした。

② 蛇行波長

藤芳による方法： $L_w = F_m \sqrt{R \cdot b}$
 $= 200 \sqrt{20 \times 80} = 2500 \text{ m}$

増田らによる方法： $L_w = 2 \times 300 (Q_g / \rho \text{ dm}^5)^{0.257} \cdot \text{dm}$
 $= 2 \times 300 \times (40^2 / 9.8 \times 2.27^5)^{0.257} \times 2.27$
 $= 1760 \text{ m}$

河合による方法： $L_w = 425 (Q_g / \sqrt{\rho})^{0.44} \cdot \text{dm}^{-0.1}$
 $= 425 (Q_g / \sqrt{9.8})^{0.44} \times 2.27^{-0.1}$

$Q_g = 240 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合 $Q_g = 180 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合

$L_w = 2640 \text{ m}$ $L_w = 2330 \text{ m}$

(ダム有り)

(以上、万金山)

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

(頭道崗) $Q_g = 110 \text{ m}^3/\text{s}$ で $L_w = 1870 \text{ m}$

ここに

$L_w =$ 蛇行波長 (m)

$Q_g =$ 支配流量 (m^3/s)

$\rho =$ 重力の加速度 ($9.8 \text{ m}/\text{S}^2$)

$\text{dm} =$ 平均粒径 (mm)

低水路は、波長 2 Km, 振幅 400m 程度を目安として現況みお筋を生かす方向で計画した。

(7) 横断計画

1. 基本事項

① 河道断面

堤防天端幅 : 4 m

表法勾配 : 1 : 2, 植被を行う

裏法勾配 : 1 : 2, "

低水路法勾配 : 1 : 2, 必要に応じて護岸を施す

余裕高 : 1 m

② 粗度係数 (N)

低水路部 : 0.035

高水敷部 : 0.08

2. 断面計算法

マニング式によって等流計算を行い、計画流量に対する断面計算を行って断面を決定した。

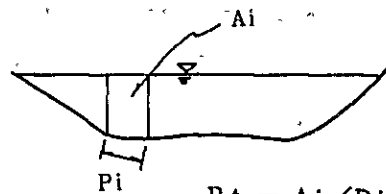
$$Q = (1/N) R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A$$

ここに

$$A = \sum A_i = \text{流水断面積 (m}^2\text{)}$$

I = 水面勾配

Q = 流量 (m³/s)



$$R_t = A_i / P_i$$

図 5.(45) 河川断面のとり方

$$\left. \begin{aligned} N &= (\sum A_i R_i^{2/3}) / (\sum \frac{1}{n_i} A_i R_i^{3/2}) \\ R &= (\sum A_i R_i^{2/3} / \sum A_i)^{3/2} \quad (\text{m}) \end{aligned} \right\} \text{井田の方法}$$

注) 本計画の河道は高水敷が広く、低水路部と流速が異なるので井田の方法で計算した。

3. 河道断面の検討

① 計画の考え方

河道断面は以下の条件から縦断計画との関連を合せ検討し決定した。

- 暫定計画 (1/20) 流量を流し得ること。
- 河床安定のため、低水路は満流で支配流量程度を流し得ること。
- 長期計画時点で、ダム、河道拡幅等によって対処できる見通しがあり、また工事に無駄の無いこと。
- 河道断面が流下方向に一貫性があり、治水安全度 (流域の排水、氾濫被害の可能性等) のバランスがとれていること。

c については、他のダムを考慮した 1/50 計画 (構想) の流量をもとに概略の検討を行った。長期計画は今後の調査、検討が進み、社会情勢が変るにつれて適宜変更されるものであり、c の項を念頭に置いて計画するに留めた。

d については、高水敷の水深と背後流域の資産等を考慮してバランスをとることになる。堤防が高い場合は破堤した場合のエネルギーが大きいが、本計画ではとくに問題とならない。

a と b を中心に検討することとした。

② 低水路深さ、高水敷水深

低水路の深さと高水敷水深は以下の点を考慮して、縦断計画と関連して決定した。

- a 計画高水位は現地盤高とほぼ平行とする。
- b 高水敷高と河床高は現況程度とする。
- c 上流から下流へ滑らかに変化すること。

縦断面をもとに検討した結果、各河道区間の低水路深さと高水敷水深は以下のとおりである。

表 5. (82) 計画河道の水深

河道区間	低水路深さ	高水敷水深	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 低水路断面の検討

低水路断面は、前述のとおり、河床の安定と計画流量を流す条件から求めることとした。

- a 表 5. (83) は、計画流量を流すのに必要な低水路幅とダムがある場合とない場合の河床安定上望ましい低水路幅を検討したものである。

(検討計算は付属書参照)

この場合、支配流量とは洪水の頻度と土砂掃流力を考慮して、河床安定にもつとも影響する流量である。

- b 1/20 計画流量を流す低水路断面は、ダム貯留によって不自然な形状となり河床安定を加味して計画する必要がある。
- c ダムの無い状態は長期間でないので、計画上は低水路安定を重視しなくて良いと考えられる。
- d 1/20 計画の状態は長期間続くと想定できるので、その場合の低水路安定を重視する。
- e 1/50 計画時点では計画流量を流す条件で低水路断面が決定される。
- f この結果、暫定計画では現況の低水路断面程度をスムーズな線形で設ければ良く、長期計画ではこれを拡幅し、他のダムの洪水貯留を考慮して低水路断面を大きくし過ぎないように計画すれば良い。
- g 頭首工の計画に用いる低水路断面は表に示す※1を採用し、暫定計画の低水路断面は※2とする。

表 5. (83) 低水路断面檢討

河道区間名	4	5	6-1	6-2	7	10	11	12	9-2	13
	ダム~樹花	~竜頭	~色金別合流	~宝石河	~大撈力	~刻圖壳子	~海棠	宝石河	小撈力	
計 1/20	ダムあり流量 (m ³ /s)	170	210	250	250	390	670	470	320	240
	低水路底幅 (m)	16	16	17	19	41	※1, 2 95	(12) 現況 53	※2 89	(7) ※2 現況
面 1/50	計算迎面山 ダムあり流量 (m ³ /s)	290	330	390	390	430	670	670	320	分派なし
	低水路底巾 (m)	※1 30	※1 37	※1 41	※1 44	※1 49	95	0	89	排水流量 に上る
ダム なし	流 量 (m ³ /s)	123	129	136	136	158	194	139	74	64
	溝杯で流す 低水路底幅 (m)	38	38	37	38	50	64	80	35	26
1/3	流 量 (m ³ /s)	196	204	204	204	229	295	204	93	95
	溝杯で流す 低水路底幅 (m)	59	61	55	57	74	97	96	44	38
支配 流量	ダムなし	123	129	136	136	158	240	① 171	1/2洪水 74	河道10×03 72
	1/20 ダムあり	38	38	37	38	50	83	② 126	35	25
	流 量 (m ³ /s)	92	100	110	110	140	180	④ 129	1/2洪水 74	54
	溝杯で流す 低水路底幅 (m)	※2 27	※2 29	※2 29	※2 30	※2 45	60	※2 72	35	21

注) ※1 将来計画 1/50 } に適用
 ※2 暫定 " 1/20 }
 ① 240 × 139 / 194 = 171 ③ 240 × 145 / 194 = 179
 ② 180 × 0.7 = 126 ④ 180 × 500 / 700 = 129