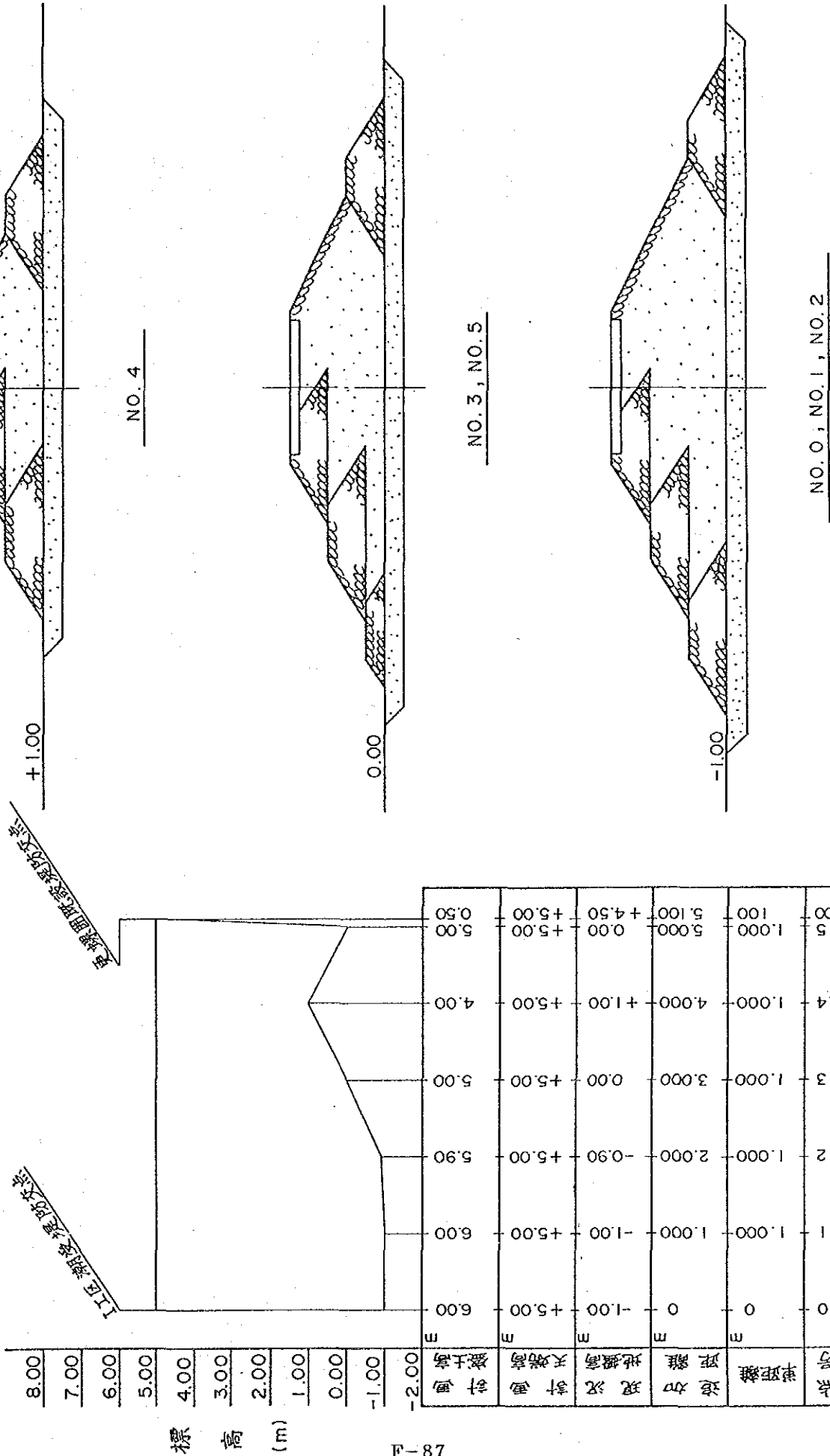


SH=1/50,000 SV=1/100 & S=1/200



反設堤防方系從橫斷面圖

圖1-F-2.4-9

G. 河川堤防計画

第 I 部 合浦県百曲田地区開発計画

G. 河川堤防計画

目 次

	頁
第 1 章 現況	G- 1
1.1 既設河川堤防の現況	G- 1
1.2 開発の阻害要因	G- 5
1.3 現況河川の通水能力	G- 5
第 2 章 計画	G- 6
2.1 基本構想	G- 6
2.2 計画洪水量	G- 6
2.3 河川堤防の設計	G- 7
付 表	
表 I-G-1.3-1 南流江不等流計算	G-11
表 I-G-1.3-2 周江不等流計算	G-14
表 I-G-1.3-3 南東水道不等流計算	G-15
表 I-G-1.3-4 南西水道不等流計算	G-15
表 I-G-2.2-1 南流江不等流計算	G-16
付 図	
図 I-G-2.3-1 南流江河川堤防上流側斜面安定計算	G-20
図 I-G-2.3-2 南流江河川堤防下流側斜面安定計算	G-21

第1章 現況

1.1 既設河川堤防の現況

1. 南流江堤防概況

本計画の対象となる河口より周江の合流地点までの南流江の堤防概況は以下の通りである。

	No. 88+870 (河口地点)	～No. 74+880 (南西水道 合流地点)	～No. 63+670 (洪潮江分 岐地点)	～No. 54+260 (清水村支流 分岐地点)	～No. 45+020 (周江合流 地点)
区間距離(m)	13,990	11,210	9,410	9,240	
堤防標高(m)	4.17～6.92	6.92～10.78	10.78～10.91	10.91～11.72	
最低堤防標高(m) (測点)	3.59 (No. 85+440)	6.92 (No. 74+880)	10.13 (No. 61+570)	10.10 (No. 45+840)	
最高堤防標高(m) (測点)	8.16 (No. 78+140)	10.99 (No. 64+290)	11.44 (No. 55+940)	12.47 (No. 48+830)	
平均河川幅(m)	507	453	496	664	
最大河川幅(m) (測点)	1,250 (No. 88+870)	704 (No. 65+790)	642 (No. 61+850)	1,020 (No. 46+370)	
最小河川幅(m) (測点)	238 (No. 85+150)	256 (No. 69+780)	396 (No. 60+480)	405 (No. 45+020)	

現況の堤防概況は、上表及び現地調査より以下の通りである。

- 1) 河川断面が不均一であり(238m～1,250mの間で変化)狭小区間(最小河川幅238m)が存在し通水能力の障害となっている。

- 2) 堤防標高も地点により堤高が不足し越流の恐れがある。
- 3) 河道が湾曲しているため河川堤防は流れにより浸食されている。
- 4) 堤防幅が薄く、0.6 ～1.0mの区間がみられる。

2. 周江堤防概況

河口より南流江の合流地点までの周江の堤防概況は以下の通りである。

No. 0 ～ No. 39+250 (南流江合流点) (河口)	
区間距離(m)	39,250
堤防標高(m)	4.26 ～10.21
最低堤防標高(m) (測点)	3.57 (No. 34+300)
最高堤防標高(m) (測点)	10.73 (No. 0+830)
平均河川幅(m)	246
最大河川幅(m) (測点)	709 (No. 39+250)
最小河川幅(m) (測点)	66 (No. 22+590)

現況の堤防概況は、上表及び現地調査より以下の通りである。

- 1) 河川断面が不均一であり(66m ～709mの間で変化)狭小区間(最小河川幅66m)が存在し通水能力の障害となっている。
- 2) 堤防標高も地点により堤高が不足し越流の恐れがある。
- 3) 河道が湾曲しているため河川堤防は流れにより浸食されている。

- 4) 堤防部幅が一般に 1.0m、最小では僅かに 0.5m である。
- 5) 堤外法勾配は 1:1.0～ 1:1.8、内法勾配は 1:1.4～ 1:1.8である。

3. 南西水道堤防概況

河口より南流江の合流地点までの南西水道の堤防概況は以下の通りである。

No. 0 ～ No. 11+780 (南流江合流点) (河口)	
区間距離(m)	11,780
堤防標高(m)	5.04 ～8.64
最低堤防標高(m) (測点)	4.24 (No. 9+350)
最高堤防標高(m) (測点)	9.42 (No. 0+370)
平均河川幅(m)	418
最大河川幅(m) (測点)	542 (No. 1+840)
最小河川幅(m) (測点)	325 (No. 5+020)

現況の堤防概況は、上表及び現地調査より以下の通りである。

- 1) 河川断面が不均一であり狭小区間が存在し通水能力の障害となつて。
- 2) 堤防標高も地点により堤高が不足し越流の恐れがある。
- 3) 河道が湾曲しているため河川堤防は流れにより浸食されている。
- 4) 堤防幅が薄く、0.6-1.0mの区間がみられる。

4. 南東水道堤防概況

河口より南西水道の合流地点までの南東水道の堤防概況は以下の通りである。

No. 0 ～ No. 11+950 (南西水道合流点) (河口)	
区間距離(m)	11,950
堤防標高(m)	3.85 ～6.52
最低堤防標高(m) (測点)	3.72 (No. 8+960)
最高堤防標高(m) (測点)	6.52 (No. 0+ 0)
平均河川幅(m)	210
最大河川幅(m) (測点)	550 (No. 11+950)
最小河川幅(m) (測点)	86 (No. 1+740)

現況の堤防概況は、上表及び現地調査より以下の通りである。

- 1) 河川断面が不均一であり (86m～550m の間で変化) 狭小区間(最小河川幅 66m) が存在し通水能力の障害となつて。
- 2) 堤防標高も地点により堤高が不足し越流の恐れがある。
- 3) 河道が湾曲しているため河川堤防は流れにより浸食されている。
- 4) 堤防幅が 1～1.5m である。
- 5) 内法勾配は 1:1.7～1.8 である。

1.2 開発の阻害要因

洪水防御を行う上での阻害要因を以下に推定する。

1. 広域排水系統の整備

本計画地域内には南流江、周江、南東水道、南西水道等の河川が網目状に分流し多数の三角州を形成しながら北部湾に注いでいる。南流江の総集水面積は 9,704km²、平均流出量は 66.5 億 m³ である。その上流部には合浦ダム及び洪潮江ダムが建設されているがその機能は充分ではなく、過去40年間で13回の洪水災害は異常高潮による堤防決壊より遙かに頻度が多く緊急を要する問題である。この為南流江を主とする広域排水系統の整備を行う必要がある。

2. 排水河川の統合と改修

本地域内の河川は河川断面が不均一であり、また堤防標高も不足している区間が多いため、河川断面の拡幅或いは堤防標高の嵩上げが必要である。排水河川の改修を行う場合には、排水河川の統合を充分に考慮の上行う必要がある。

1.3 現況河川の通水能力

南流江、周江、南東水道、南西水道の現況河川断面における通水能力の検討を行う。河口に於ける出発水位を北海観測所に於ける既往最大潮位(3.74m :1986 年 7 月21日)とし、洪水量を 6,000~1,000 m³/s の場合の南流江の通水能力は表 I-G-1.3-1 に示す通りである。現況堤防標高での通水能力は 2,000m³/s 程度である。周江、南東水道、南西水道の通水能力は表 I-G-1.3-2, 3, 4 に示す通りである。現況堤防標高での通水能力はそれぞれ 300m³/s、2,000 m³/s、600 m³/s 程度である。

第2章 計画

2.1 基本構想

南流江の洪水防御に対しては、本計画の基本構想で述べられているように計画対象地区の農業開発計画内での基準で整備することとする。このため南流江の改修計画の洪水量は、1/10確率とし、基本的な治水対策は別途工事とする。計画対象地区は、大規模干拓案（比較案Ⅲ案）であり、計画地区内の排水は自然排水を原則とすることから、地区外からの洪水量はすべて南流江で排除する計画とする。

2.2 計画洪水量

1. 計画洪水量

南流江常楽水文観測所（流域面積= 6,592 km²）における 1/10 確率洪水量は $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ であり、これを基にして、南流江堤防改修計画の設計洪水量を比流量により算定すると以下の通りである。

- ・南流江（周江合流地点～洪潮江合流地点）

流域面積 = 8,974 km²

設計洪水量 = 5,310 m³/s

- ・南流江（洪潮江合流地点～河口地点）

流域面積 = 9,374 km²

設計洪水量 = 5,550 m³/s

2. 計画洪水位

計画洪水量及び河川断面に基づき不等流計算により計画洪水位を算定する。河口における出発水位は、北海観測所に於ける既往最大潮位(3.74m：1986年7月21日)と平均満潮位(1.65m)の2ケースについて実施した。その結果は表I-G-2.2-1の通りである。

2.3 河川堤防の設計

1. 天端高さ

河川堤防の天端高さは、干拓堤防に接続される部分については、干拓堤防高さと等しく $EL=7.00m$ とする。上流部分については、計画洪水位に余裕高さを加えた高さとする。余裕高さは、 $0.50\sim 1.00m$ とする。

2. 法勾配及び斜面被覆工

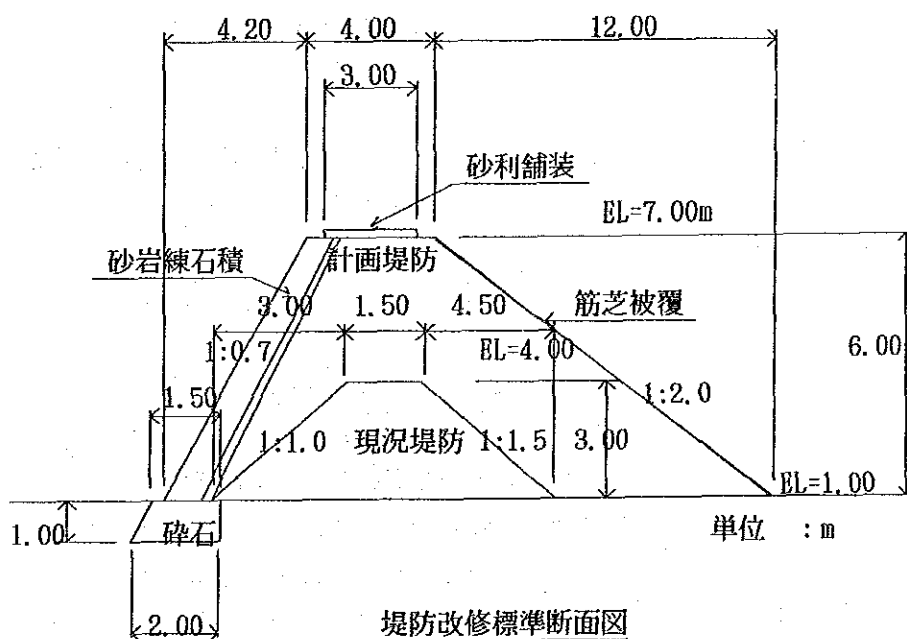
外斜面は、 $1:0.7$ 、軟岩による練石積工とし、内斜面は $1:2.0$ 、筋芝による斜面被覆を計画する。

3. 堤頂幅

堤頂幅は $4.0m$ とし、砂利舗装する。これは維持管理及び地区内の幹線農道の機能をはたすためである。

4. 堤体の標準断面

堤体の標準断面は以下の通りとする。



5. 河川堤防の嵩上げ及び断面拡幅

南流江の現況の堤防高さにおける通水能力は約2,000 m³/sであり、計画洪水流量Q=5,310 m³/s、5,550 m³/sを流下させるためには、現況堤防の嵩上げあるいは断面拡幅が必要となる。断面拡幅あるいは嵩上げ区間は以下の通りとする。

測点	区間距離(m)	嵩上げ高さ(m)	断面拡幅
No. 88+870~No. 87+420	1,450	3.00	—
No. 87+420~No. 84+740	2,680	3.00	340m→600m
No. 84+740~No. 82+030	2,710	1.80	—
No. 82+030~No. 79+160	2,870	2.30	—
No. 79+160~No. 74+880	4,280	1.30	400m→500m
No. 74+880~No. 70+900	3,980	1.90	—
No. 70+900~No. 67+460	3,440	2.10	340m→400m
No. 67+460~No. 63+670	3,790	1.30	—
No. 63+670~No. 58+910	4,760	1.10	—
No. 58+910~No. 54+260	4,650	2.00	—
No. 54+260~No. 48+410	5,850	2.00	—
No. 48+410~No. 45+020	3,390	4.00	—
合計	43,850		

6. 堤体の安定計算

堤防改修断面（最大断面）について、土質試験結果に基づいて安定計算を行う。

(1) 滑りに対する検討

$$F = MW / P$$

ここに F : 安全率 1.2 以上

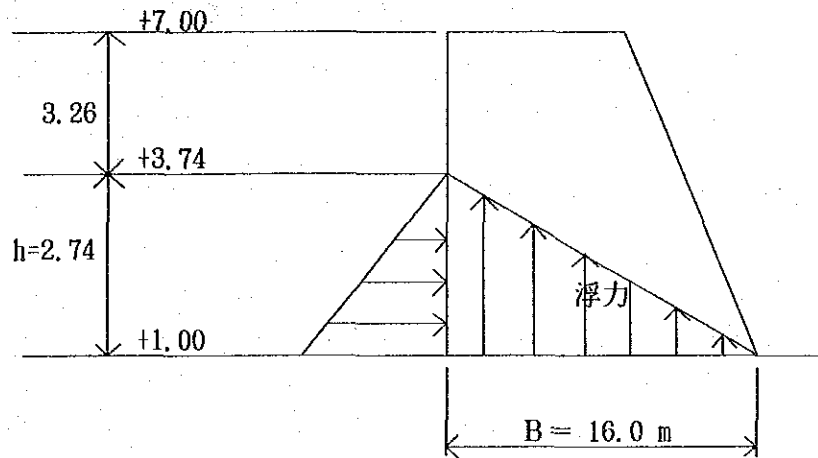
M : 摩擦係数 (土と土は $\tan \phi$)

W : 浮力及び揚圧力を差し引いた堤体重量 (t)

P : 堤体に作用する外力の合計 (t)

静水圧

$$P_s = 1/2 W h^2 = 1/2 * 1.0 * 2.74^2 = 3.8 \text{ t}$$



浮力の計算

$$\Sigma P_o = 1/2 * P_o * B = 1/2 * 2.74 * 16.0 = 21.9 \text{ t}$$

堤体重量の計算

$$W = W_o - \Sigma P_o$$

$$\text{ここに、} W_o : \text{堤体重量} = 1/2 * (4.0 + 16.0) * 6.0 * 1.8 = 108.0 \text{ t}$$

したがって、

$$W = 108.0 - 21.9 = 86.1 \text{ t}$$

以上より、

$$F = MW / P$$

$$= \tan 20^\circ * 86.1 / 3.8$$

$$= 8.2 > 1.2$$

以上より、堤体の滑りに対する安全率は 1.2 以上である。

(2) 転倒に対する検討

$$F = W_t / P_1$$

ここに、F : 安全率 (1.2 以上)

W : 浮力及び揚圧力を差し引いた堤体重量 = 86.1 t

l : 外力の作用点 = 0.9 m

P : 外力の合計 = 3.8 t

t : Wの作用線が堤体の底面を切る点 = $1/2B = 8.0$ m

$$F = 86.1 \times 8.0 / 3.8 \times 0.9 = 201.4 > 1.2$$

以上により十分安全である。

(3) 円弧滑り面法による安定計算

1) 土質定数

土質試験結果より土質定数は以下の通りとする。

	内部摩擦角(°)	粘着力(t/ m ²)	単位体積重量(t/ m ³)
堤体前面練石	40	0	2.0
同上(浸潤線下)	40	0	1.1
堤体盛土	0	2.8	1.6
同上(浸潤線下)	0	2.8	0.7
基礎地盤	0	2.8	0.7

2) 計算結果

上記定数により上流側、下流側斜面について電子計算機により計算を実施した。その結果を図 I-G-2.3-1.2 に示す。何れも安全率 1.5 以上であるため、滑りに対しては十分安全である。

表 I-C-L-3-1 南流江不等流計算 (1/3)

測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位					水位差 m	水位差 m ³ /s	水位差 m	水位差 m ³ /s	水位差 m	水位差 m ³ /s	水位差 m	水位差 m ³ /s	水位差 m
			6,000	5,000	4,000	3,000	2,000									
No. 88+870	0	4.174	3.740	0.434	3.740	0.434	3.740	0.434	3.740	0.434	3.740	0.434	3.740	0.434	3.740	0.434
No. 87+400	470	3.946	3.854	0.092	3.819	0.127	3.791	0.155	3.769	0.177	3.753	0.193	3.743	0.203	3.741	0.205
No. 87+930	470	3.937	4.017	-0.080	3.937	0.0	3.868	0.069	3.813	0.124	3.773	0.164	3.748	0.189	3.742	0.195
No. 87+420	510	4.073	4.250	-0.177	4.109	0.036	3.985	0.088	3.882	0.191	3.805	0.268	3.756	0.317	3.744	0.329
No. 86+950	470	3.976	4.392	-0.416	4.222	-0.246	4.067	-0.091	3.933	0.043	3.829	0.147	3.763	0.213	3.746	0.230
No. 86+520	430	4.278	4.582	-0.304	4.386	-0.108	4.195	0.083	4.020	0.258	3.874	0.404	3.775	0.503	3.749	0.529
No. 86+170	350	3.956	4.987	-1.031	4.722	-0.766	4.453	-0.497	4.193	0.237	3.964	-0.008	3.801	0.155	3.755	0.201
No. 85+840	330	4.104	5.691	-1.587	5.297	-1.193	4.894	-0.790	4.493	0.389	4.124	-0.020	3.847	0.257	3.767	0.337
No. 85+440	400	3.591	5.903	-2.312	5.508	-1.917	5.088	-1.497	4.651	-1.060	4.225	-0.634	3.880	-0.289	3.777	-0.186
No. 85+150	290	3.591	6.217	-2.621	5.783	-2.192	5.317	-1.726	4.825	-1.234	4.331	-0.740	3.915	-0.324	3.786	-0.195
No. 84+740	410	4.943	7.125	-2.182	6.537	-1.594	5.917	-0.974	5.264	-0.321	4.597	0.346	4.006	0.937	3.812	1.131
No. 84+340	400	4.675	7.549	-2.874	6.921	-2.246	6.255	-1.580	5.547	-0.872	4.799	-0.124	4.088	0.587	3.836	0.839
No. 83+960	380	4.335	7.544	-3.209	6.923	-2.588	6.263	-1.928	5.560	-1.225	4.814	-0.479	4.098	0.297	3.839	0.496
No. 83+560	400	4.333	7.608	-3.275	6.984	-2.651	6.320	-1.987	5.610	-1.277	4.853	-0.520	4.116	0.217	3.845	0.488
No. 83+150	410	4.629	7.648	-3.019	7.025	-2.396	6.360	-1.731	5.648	-1.019	4.883	-0.254	4.131	0.498	3.850	0.779
No. 82+760	390	5.023	7.736	-2.713	7.106	-2.083	6.433	-1.410	5.709	-0.686	4.929	0.094	4.152	0.871	3.857	1.166
No. 82+350	410	5.303	7.763	-2.460	7.138	-1.835	6.470	-1.167	5.749	-0.446	4.966	0.337	4.173	1.130	3.865	1.438
No. 82+030	320	5.966	7.845	-1.879	7.216	-1.250	6.543	-0.577	5.813	0.153	5.018	0.948	4.200	1.766	3.874	2.092
No. 81+740	290	4.516	7.976	-3.460	7.334	-2.818	6.646	-2.130	5.899	-1.383	5.081	-0.565	4.230	0.286	3.885	0.631
No. 81+270	470	4.479	8.036	-3.557	7.394	-2.915	6.705	-2.226	5.955	-1.476	5.129	-0.650	4.258	0.221	3.895	0.584
No. 80+830	440	5.536	8.083	-2.547	7.448	-1.912	6.762	-1.226	6.014	-0.478	5.182	0.354	4.290	0.246	3.907	1.629
No. 80+460	370	6.097	8.223	-2.126	7.572	-1.475	6.869	-0.772	6.101	-0.004	5.246	0.851	4.320	1.246	3.918	2.179
No. 79+930	530	6.295	8.284	-1.989	7.634	-1.339	6.932	-0.637	6.163	0.132	5.300	0.995	4.354	1.941	3.932	2.363
No. 79+160	770	6.266	8.502	-2.236	7.841	-1.575	7.125	-0.859	6.334	-0.068	5.441	0.825	4.436	1.870	3.964	2.302
No. 78+560	600	8.103	8.592	-0.489	7.932	0.171	7.215	0.838	6.418	1.685	5.514	2.589	4.482	3.621	3.984	4.119
No. 78+140	420	8.156	8.713	-0.557	8.047	0.109	7.323	0.833	6.515	1.641	5.594	2.562	4.530	3.626	4.003	4.153
No. 77+710	430	7.860	8.790	-0.930	8.126	-0.266	7.401	0.459	6.592	1.268	5.686	2.194	4.583	3.277	4.024	3.836
No. 77+300	410	6.641	9.023	-2.382	8.340	-1.699	7.595	-0.954	6.762	-0.121	5.807	0.834	4.676	1.965	4.063	2.579
No. 76+780	520	7.514	9.086	-1.572	8.406	-0.892	7.664	-0.150	6.832	0.682	5.874	1.640	4.727	2.787	4.091	3.423
No. 76+270	510	7.256	9.229	-1.973	8.544	-1.288	7.794	-0.538	6.951	0.305	5.977	1.279	4.800	2.456	4.129	3.127
No. 75+780	490	7.572	9.396	-1.824	8.696	-1.124	7.931	-0.359	7.070	0.502	6.075	1.497	4.865	2.707	4.164	3.408
No. 75+470	310	7.672	9.270	-1.598	8.598	-0.926	7.863	-0.191	7.033	0.639	6.074	1.598	4.910	2.762	4.196	3.476
No. 75+170	300	7.757	9.532	-1.775	8.849	-1.092	8.103	-0.346	7.263	0.494	6.294	1.463	5.115	2.642	4.334	3.423
No. 74+880	290	6.921	9.629	-2.708	8.947	-2.026	8.202	-1.281	7.364	-0.443	6.394	0.527	5.205	1.716	4.409	2.512
No. 74+080	600	8.641	10.043	-1.402	9.327	-0.686	8.546	0.095	7.670	0.971	6.654	1.987	5.398	3.243	4.548	4.093
No. 73+610	470	6.921	10.068	-3.147	9.368	-2.437	8.582	-1.661	7.709	-0.788	6.693	0.228	5.430	1.491	4.570	2.351
No. 73+200	410	7.661	10.159	-2.498	9.422	-1.761	8.653	-0.997	7.776	-0.115	6.749	0.912	5.468	2.193	4.593	3.068
No. 72+800	400	7.661	10.230	-2.569	9.509	-1.848	8.720	-1.059	7.832	-0.171	6.796	0.865	5.501	2.160	4.614	3.047
No. 72+460	340	7.696	10.289	-2.573	9.549	-1.853	8.760	-1.064	7.871	-0.175	6.832	0.864	5.529	2.167	4.633	3.063
No. 72+120	340	7.689	10.400	-2.711	9.663	-1.974	8.857	-1.168	7.951	-0.262	6.893	0.796	5.566	2.123	4.655	3.084
No. 71+750	370	7.795	10.450	-2.655	9.711	-1.916	8.903	-1.108	7.994	-0.199	6.931	0.864	5.595	2.200	4.675	3.120

表 I-C-1.3-1 南流江不等流計算 (2/3)

測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位													
			6,000 m ³ /s	水位差 m	5,000 m ³ /s	水位差 m	4,000 m ³ /s	水位差 m	3,000 m ³ /s	水位差 m	2,000 m ³ /s	水位差 m	1,000 m ³ /s	水位差 m	500 m ³ /s	水位差 m
No. 71+350	400	8.201	10.454	-2.253	9.721	-1.520	8.919	-0.718	8.015	0.186	6.957	1.244	5.616	2.585	4.691	3.510
No. 70+900	450	8.155	10.529	-2.374	9.795	-1.640	8.991	-0.836	8.084	0.071	7.020	1.135	5.657	2.498	4.716	3.439
No. 70+530	370	8.175	10.582	-2.407	9.847	-1.672	9.041	-0.866	8.131	0.044	7.061	1.114	5.687	2.488	4.736	3.439
No. 70+210	320	8.960	10.676	-1.716	9.937	-0.977	9.124	-0.164	8.205	0.755	7.120	1.840	5.725	3.235	4.756	4.204
No. 70+120	90	8.150	10.646	-2.496	9.907	-1.757	9.095	-0.945	8.178	-0.028	7.098	1.052	5.712	2.438	4.750	3.400
No. 69+780	340	5.752	10.558	-4.806	9.845	-4.093	9.059	-3.307	8.165	-2.413	7.105	-1.353	5.728	0.024	4.765	0.987
No. 69+530	250	8.252	10.810	-2.558	10.063	-1.811	9.241	-0.989	8.311	-0.059	7.213	1.039	5.792	2.490	4.803	3.449
No. 69+230	300	8.639	10.841	-2.202	10.095	-1.456	9.276	-0.637	8.348	0.291	7.249	1.390	5.828	2.811	4.823	3.816
No. 68+890	340	8.383	11.042	-2.659	10.277	-1.894	9.437	-1.054	8.489	-0.106	7.365	1.018	5.918	2.465	4.808	3.575
No. 68+490	400	8.707	11.180	-2.473	10.407	-1.700	9.559	-0.852	8.602	0.105	7.467	1.240	6.005	2.702	4.944	3.763
No. 67+910	580	8.993	11.238	-2.245	10.471	-1.478	9.639	-0.637	8.680	0.313	7.552	1.441	6.099	2.894	5.009	3.984
No. 67+460	450	9.201	11.369	-2.168	10.598	-1.397	9.732	-0.551	8.797	0.404	7.665	1.536	6.209	2.992	5.068	4.133
No. 66+940	520	9.055	11.589	-2.534	10.788	-1.743	9.922	-0.877	8.957	0.098	7.803	1.252	6.325	2.730	5.125	3.930
No. 66+350	590	9.213	11.665	-2.452	10.870	-1.657	9.999	-0.786	9.019	0.194	7.861	1.352	6.380	2.833	5.188	4.025
No. 65+960	390	9.327	11.704	-2.377	10.909	-1.582	10.038	-0.711	9.058	0.269	7.900	1.427	6.428	2.899	5.275	4.052
No. 65+790	170	9.332	11.736	-2.404	10.939	-1.607	10.039	-1.607	9.034	0.248	7.926	1.406	6.456	2.876	5.319	4.013
No. 65+600	190	9.124	11.737	-2.613	10.942	-1.818	10.071	-0.947	9.092	0.032	7.936	1.188	6.468	2.656	5.333	3.791
No. 65+200	400	10.254	11.755	-1.501	10.960	-0.706	10.091	0.163	9.115	1.139	7.967	2.287	6.495	3.759	5.354	4.900
No. 64+290	910	10.991	11.887	-0.896	11.094	-0.103	10.229	0.762	9.262	1.729	8.139	2.852	6.663	4.328	5.459	5.532
No. 63+670	620	10.775	11.887	-1.112	11.105	-0.330	10.251	0.524	9.296	1.479	8.185	2.590	6.718	4.057	5.517	5.258
No. 63+220	450	10.769	12.000	-1.231	11.211	-0.442	10.349	0.420	9.385	1.384	8.264	2.505	6.788	3.981	5.579	5.190
No. 62+980	240	10.764	12.000	-1.236	11.214	-0.450	10.356	0.408	9.395	1.365	8.277	2.487	6.804	3.960	5.597	5.167
No. 62+640	340	10.689	12.018	-1.329	11.237	-0.548	10.382	0.307	9.425	1.264	8.309	2.380	6.837	3.852	5.633	5.056
No. 62+250	390	10.935	12.075	-1.140	11.293	-0.358	10.437	0.498	9.478	1.457	8.358	2.577	6.878	4.057	5.671	5.264
No. 62+220	30	10.764	12.130	-1.366	11.339	-0.575	10.475	0.289	9.507	1.257	8.378	2.386	6.888	3.876	5.676	5.088
No. 61+850	370	10.520	12.223	-1.703	11.423	-0.903	10.550	-0.030	9.571	0.949	8.430	2.090	6.928	3.592	5.711	4.809
No. 61+570	280	10.132	12.154	-2.022	11.366	-1.234	10.505	-0.373	9.540	0.592	8.415	1.717	6.932	3.200	5.712	4.420
No. 61+160	410	10.323	12.227	-1.904	11.443	-1.120	10.587	-0.264	9.630	0.693	8.522	1.801	7.077	3.246	5.807	4.516
No. 60+780	380	10.445	12.348	-1.903	11.566	-1.121	10.713	-0.268	9.762	0.683	8.668	1.777	7.259	3.186	5.922	4.523
No. 60+480	300	10.932	12.379	-1.447	11.602	-0.670	10.755	0.177	9.810	1.122	8.723	2.209	7.322	3.610	5.975	4.957
No. 60+070	410	10.704	12.550	-1.846	11.758	-1.054	10.895	-0.191	9.935	0.769	8.834	1.870	7.437	3.267	6.078	4.626
No. 59+700	370	10.995	12.600	-1.605	11.810	-0.815	10.951	0.044	9.997	0.998	8.907	2.088	7.549	3.446	6.154	4.841
No. 59+290	420	10.539	12.600	-2.061	11.823	-1.284	10.979	-0.440	10.042	0.497	8.978	1.561	7.674	2.865	6.231	4.308
No. 58+910	370	11.020	12.699	-1.679	11.926	-0.906	11.088	-0.068	10.163	0.857	9.119	1.901	7.841	3.179	6.384	4.636
No. 58+510	400	10.605	12.828	-2.223	12.059	-1.454	11.226	-0.621	10.309	0.290	9.279	1.326	7.991	2.614	6.517	4.088
No. 58+240	270	10.693	12.941	-2.248	12.165	-1.472	11.327	-0.634	10.403	0.296	9.366	1.327	8.067	2.626	6.591	4.102
No. 57+950	280	10.345	12.989	-2.644	12.213	-1.868	11.375	-1.030	10.452	-0.107	9.416	0.929	8.128	2.217	6.654	3.691
No. 57+630	320	10.888	13.048	-2.160	12.276	-1.368	11.441	-0.553	10.523	0.365	9.492	1.396	8.217	2.671	6.815	4.073
No. 57+210	420	10.620	13.123	-2.503	12.345	-1.725	11.504	-0.884	10.580	0.040	9.542	1.078	8.261	2.359	6.929	3.691
No. 56+560	650	11.015	13.207	-2.192	12.530	-1.415	11.592	-0.577	10.671	0.344	9.637	1.378	8.360	2.655	7.165	3.850
No. 56+260	300	11.233	13.229	-1.996	12.456	-1.223	11.621	-0.388	10.706	0.527	9.680	1.553	8.407	2.826	7.203	4.030
No. 55+940	320	11.444	13.285	-1.841	12.515	-1.071	11.686	-0.242	10.778	0.666	9.761	1.663	8.490	2.954	7.264	4.180

表 I-0-1.3-1 南流江不等流計算 (3/3)

測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位													
			6,000 m ³ /s	水位差 m	5,000 m ³ /s	水位差 m	4,000 m ³ /s	水位差 m	3,000 m ³ /s	水位差 m	2,000 m ³ /s	水位差 m	1,000 m ³ /s	水位差 m	500 m ³ /s	水位差 m
No. 55+550	290	11.204	13.236	-2.082	12.522	-1.318	11.699	-0.495	10.799	0.405	9.792	1.412	8.529	2.675	7.290	3.924
No. 55+280	370	11.090	13.367	-2.337	12.610	-1.580	11.796	-0.766	10.905	0.125	9.910	1.120	8.654	2.376	7.367	3.663
No. 54+940	340	11.330	13.477	-2.147	12.716	-1.386	11.896	-0.566	11.000	0.320	9.996	1.334	8.724	2.604	7.423	3.907
No. 54+590	350	11.326	13.560	-2.234	12.794	-1.468	11.968	-0.642	11.064	0.262	10.050	1.276	8.767	2.559	7.465	3.861
No. 54+260	330	10.908	13.614	-2.706	12.845	-1.937	12.016	-1.108	11.108	-0.200	10.090	0.818	8.801	2.107	7.506	3.402
No. 53+880	380	10.943	13.691	-2.748	12.917	-1.974	12.083	-1.140	11.169	-0.226	10.145	0.798	8.851	2.092	7.564	3.379
No. 53+520	360	11.255	13.711	-2.456	12.938	-1.693	12.106	-0.851	11.194	0.061	10.173	1.082	8.884	2.371	7.623	3.633
No. 53+080	440	11.309	13.749	-2.440	12.978	-1.669	12.148	-0.839	11.240	0.069	10.223	1.086	8.942	2.367	7.710	3.599
No. 52+580	500	11.415	13.772	-2.357	13.005	-1.590	12.280	-0.765	11.279	0.136	10.271	1.144	8.989	2.426	7.753	3.662
No. 51+910	670	12.027	13.845	-1.818	13.081	-1.054	12.260	-0.293	11.363	0.664	10.360	1.667	9.072	2.955	7.836	4.191
No. 51+480	430	11.758	13.872	-2.114	13.112	-1.354	12.296	-0.538	11.403	0.355	10.401	1.357	9.109	2.649	7.877	3.881
No. 51+140	340	11.891	13.919	-2.028	13.161	-1.270	12.346	-0.455	11.454	0.437	10.450	1.441	9.139	2.752	7.904	3.987
No. 50+690	450	11.885	13.978	-2.093	13.221	-1.336	12.408	-0.523	11.516	0.369	10.510	1.375	9.183	2.702	7.942	3.943
No. 50+230	470	12.252	14.057	-1.805	13.297	-1.045	12.480	-0.228	11.585	0.667	10.575	1.677	9.247	3.005	7.992	4.260
No. 49+800	420	12.042	14.118	-2.076	13.359	-1.317	12.543	-0.501	11.650	0.392	10.641	1.401	9.317	2.725	8.055	3.987
No. 49+300	500	12.379	14.189	-1.810	13.432	-1.053	12.618	-0.239	11.727	0.652	10.721	1.658	9.387	2.992	8.106	4.273
No. 48+830	470	12.470	14.256	-1.786	13.499	-1.029	12.686	-0.216	11.796	0.674	10.791	1.679	9.435	3.035	8.149	4.321
No. 48+410	420	12.268	14.316	-2.048	13.561	-1.293	12.750	-0.482	11.863	0.405	10.864	1.404	9.482	2.786	8.193	4.075
No. 48+040	370	10.510	14.365	-3.855	13.615	-3.105	12.810	-2.300	11.929	-1.419	10.938	-0.428	9.543	0.967	8.240	2.270
No. 47+590	450	9.926	14.415	-4.489	13.666	-3.740	12.862	-2.936	11.983	-2.057	10.991	-1.065	9.580	0.346	8.275	1.651
No. 46+970	620	10.160	14.530	-4.370	13.778	-3.618	12.971	-2.811	12.087	-1.927	11.088	-0.928	9.655	0.505	8.354	1.806
No. 46+370	600	10.385	14.659	-4.274	13.899	-3.514	13.083	-2.698	12.189	-1.804	11.178	-0.793	9.745	0.640	8.488	1.897
No. 45+840	530	10.103	14.702	-4.599	13.948	-3.845	13.140	-3.037	12.261	-2.158	11.267	-1.164	9.820	0.283	8.603	1.500
No. 45+320	520	10.809	14.711	-3.902	13.971	-3.162	13.182	-2.373	12.325	-1.516	11.363	-0.554	9.907	0.902	8.682	2.127
No. 45+020	300	11.725	14.702	-2.977	13.972	-2.247	13.193	-1.468	12.345	-0.620	11.389	0.396	9.938	1.787	8.712	3.013

表 I-C-1.3-2 周江不等流計算

測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位												
			1,750	1,000	500	300	100	水位差	100	水位差	300	水位差			
			m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m	m ³ /s	m	m ³ /s	m	m		
No. 39+250	0	4.165	3.740	3.740	3.740	3.740	3.740	3.740	3.740	3.740	0.425	3.740	0.425	3.740	0.425
No. 38+640	610	4.024	3.787	3.759	3.756	3.744	3.741	3.740	3.740	3.740	0.283	3.740	0.283	3.740	0.248
No. 36+810	1830	3.727	5.014	-1.287	-0.613	-0.533	-0.166	-0.071	-0.020	-0.020	-0.020	3.798	-0.071	3.747	-0.020
No. 34+730	2080	4.456	5.980	-1.524	5.003	-0.547	4.866	-0.410	4.136	3.902	0.554	3.759	0.554	3.759	0.697
No. 32+640	2090	4.700	6.642	-1.942	5.539	-0.839	5.376	-0.676	4.415	4.042	0.658	3.780	0.658	3.780	0.920
No. 30+880	1760	5.241	7.065	-1.824	5.885	-0.644	5.708	-0.467	4.632	4.175	1.066	3.805	1.066	3.805	1.436
No. 28+890	1990	5.384	7.206	-1.822	6.028	-0.644	5.851	-0.467	4.766	4.281	1.103	3.833	1.103	3.833	1.551
No. 27+110	1780	5.759	7.335	-1.576	6.175	-0.416	6.002	-0.243	4.942	4.460	1.299	3.939	1.299	3.939	1.820
No. 25+720	1890	6.325	7.535	-1.210	6.419	-0.094	6.251	0.074	5.213	4.714	1.611	4.080	1.611	4.080	2.245
No. 24+490	1230	5.991	7.969	-1.978	6.870	-0.879	6.699	-0.708	5.590	5.006	0.401	4.200	0.401	4.200	1.791
No. 22+590	1900	5.364	9.558	-4.194	8.180	-2.816	7.950	-2.596	6.483	5.663	-0.299	4.477	-0.299	4.477	0.887
No. 20+400	2190	5.243	11.616	-6.373	9.671	-4.428	9.370	-4.127	7.403	6.342	-1.099	4.823	-1.099	4.823	0.420
No. 18+860	1540	7.905	11.808	-3.903	9.846	-1.941	9.543	-1.638	7.575	6.540	0.330	5.037	0.330	5.037	2.868
No. 16+500	2360	7.939	12.074	-4.135	10.142	-2.203	9.844	-1.905	7.933	6.980	0.006	5.543	0.006	5.543	2.396
No. 14+530	1970	8.479	12.464	-3.985	10.524	-2.045	10.228	-1.749	8.370	7.481	0.109	6.079	0.109	6.079	2.400
No. 12+470	2060	9.389	12.746	-3.357	10.859	-1.470	10.575	-1.186	8.833	8.047	0.556	6.636	0.556	6.636	2.753
No. 10+480	1990	10.059	13.069	-3.010	11.200	-1.141	10.921	-0.862	9.215	8.425	0.844	6.969	0.844	6.969	3.090
No. 8+840	1640	10.400	13.294	-2.894	11.530	-1.130	11.277	-0.877	9.617	8.868	0.783	7.229	0.783	7.229	3.171
No. 6+720	2120	8.485	13.699	-5.214	12.085	-3.600	11.866	-3.381	10.288	9.567	-1.803	7.847	-1.803	7.847	0.638
No. 5+080	1640	9.878	13.928	-4.050	12.352	-2.474	12.134	-2.256	10.624	9.927	-0.746	8.457	-0.746	8.457	1.421
No. 3+330	1750	9.233	14.280	-5.047	12.733	-3.500	12.515	-3.282	11.056	10.365	-1.823	9.024	-1.823	9.024	0.209
No. 1+840	1490	10.423	14.661	-4.238	13.187	-2.764	12.976	-2.553	11.591	10.919	-1.168	9.677	-1.168	9.677	0.746
No. 0+330	1510	10.701	15.453	-4.752	14.018	-3.317	13.804	-3.103	12.370	11.619	-1.669	10.358	-1.669	10.358	0.343
No. 0+000	330	10.213	16.280	-6.067	14.567	-4.354	14.312	-4.099	12.644	11.790	-2.431	10.420	-2.431	10.420	-0.207

表 I-G-1.3-3 南東水道不等流計算

測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位							
			800 m ³ /s	700 m ³ /s	600 m ³ /s	500 m ³ /s				
No. 11+950	0	3.848	3.740	3.740	3.740	3.740	0.108	0.108	0.108	0.108
No. 11+550	400	4.582	3.749	0.838	0.835	0.837	0.838	0.838	0.838	0.840
No. 10+650	900	4.222	3.859	0.363	0.390	0.414	0.434	0.434	0.434	0.451
No. 9+860	790	4.375	4.036	0.339	0.403	0.461	0.512	0.512	0.512	0.555
No. 8+520	1340	4.220	4.343	-0.123	-0.004	0.109	0.211	0.211	0.211	0.302
No. 7+670	850	4.425	4.557	-0.132	0.407	0.164	0.301	0.301	0.301	0.425
No. 6+840	830	4.606	4.774	-0.168	4.598	0.008	0.354	0.354	0.354	0.514
No. 5+740	1100	4.940	5.135	-0.195	4.915	0.025	0.468	0.468	0.468	0.687
No. 4+450	1290	4.711	5.487	-0.776	5.241	-0.530	4.984	4.722	-0.011	4.456
No. 3+700	750	4.845	5.773	0.928	5.497	-0.662	5.209	4.911	-0.066	4.606
No. 2+950	750	5.856	5.845	0.011	5.568	0.288	5.277	4.974	0.882	4.661
No. 1+740	1210	6.219	6.096	0.123	5.805	0.414	5.472	5.172	1.047	4.830
No. 0+700	1040	5.768	6.525	-0.757	6.201	-0.433	5.856	5.489	0.279	5.088
No. 0+ 0	700	6.520	6.683	-0.163	6.348	0.172	5.993	5.614	0.906	5.209

表 I-G-1.3-4 南西水道不等流計算

測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位						
			2,000 m ³ /s	1,750 m ³ /s	1,150 m ³ /s	1,000 m ³ /s			
No. 11+780	0	5.040	3.740	3.740	3.740	3.740	1.300	1.300	1.300
No. 11+450	330	4.988	3.790	1.198	1.210	1.231	1.231	1.231	1.236
No. 9+790	1660	4.414	4.221	0.193	0.292	0.486	0.486	0.486	0.537
No. 8+280	1510	5.186	4.618	0.568	0.730	0.987	1.087	1.087	1.165
No. 6+780	1500	4.884	4.968	-0.084	4.765	0.119	4.288	4.176	0.708
No. 5+020	1760	5.683	5.337	0.296	5.099	0.534	4.508	4.363	1.270
No. 3+440	1580	7.130	5.700	1.430	5.436	1.694	4.758	4.583	2.547
No. 1+840	1600	6.520	6.055	0.465	5.773	0.747	5.092	4.834	1.686
No. 1+090	750	8.172	6.145	2.027	5.863	2.309	5.119	4.917	3.255
No. 0+ 0	1090	8.641	6.390	2.251	6.094	2.547	5.306	5.090	3.551

表 I-G-2.2-1 南流江不等流計算 (1/4)

測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位				
			5,550 m ³ /s	水位差 m	5,550 m ³ /s	水位差 m	
No. 88+870	0	4.174	3.740	0.434	1.650	2.524	L=1,450m 嵩上げ高さ =3.00m
No. 88+400	470	3.946	3.837	0.109	2.983	0.963	
No. 87+930	470	3.937	3.980	-0.043	3.328	0.609	
No. 87+420	510	4.073	4.185	-0.112	3.681	0.392	L=2,680m 断面拡幅 B=340m→600m 嵩上げ高さ =3.00m
No. 86+950	470	3.976	4.314	-0.338	3.884	0.092	
No. 86+520	430	4.278	4.520	-0.242	4.176	0.102	
No. 86+170	350	3.956	4.729	-0.773	4.453	-0.497	
No. 85+840	330	4.104	4.943	-0.839	4.718	-0.614	
No. 85+440	400	3.591	5.126	-1.535	4.931	-1.340	
No. 85+150	290	3.591	5.216	-1.625	5.034	-1.443	L=2,710m 嵩上げ高さ =1.80m
No. 84+740	410	4.943	5.329	-0.386	5.167	-0.224	
No. 84+340	400	4.675	5.716	-1.041	5.602	-0.927	
No. 83+960	380	4.335	5.753	-1.418	5.645	-1.310	
No. 83+560	400	4.333	5.907	-1.574	5.810	-1.477	
No. 83+150	410	4.629	6.011	-1.382	5.923	-1.294	
No. 82+760	390	5.023	6.183	-1.160	6.103	-1.080	
No. 82+350	410	5.303	6.274	-0.971	6.201	-0.898	
No. 82+030	320	5.966	6.436	-0.470	6.371	-0.405	
No. 81+740	290	4.516	6.648	-2.132	6.591	-2.075	
No. 81+270	470	4.479	6.763	-2.284	6.710	-2.231	L=2,870m 嵩上げ高さ =2.30m
No. 80+830	440	5.536	6.870	-1.334	6.822	-1.286	
No. 80+460	370	6.097	7.069	-0.972	7.025	-0.928	
No. 79+930	530	6.295	7.176	-0.881	7.136	-0.841	
No. 79+160	770	6.266	7.501	-1.235	7.467	-1.201	
No. 78+560	600	8.103	7.683	-0.420	7.653	-0.450	L=4,280m 断面拡幅 B=400m→500m 嵩上げ高さ =1.30m
No. 78+140	420	8.156	7.790	-0.366	7.762	-0.394	
No. 77+710	430	7.860	7.877	-0.017	7.850	0.010	
No. 77+300	410	6.641	8.011	-1.370	7.986	-1.345	
No. 76+780	520	7.514	8.148	-0.634	8.124	-0.610	
No. 76+270	510	7.256	8.279	-1.023	8.257	-1.001	
No. 75+780	490	7.572	8.378	-0.806	8.357	-0.785	
No. 75+470	310	7.672	8.422	-0.750	8.402	-0.730	
No. 75+170	300	7.757	8.552	-0.795	8.533	-0.776	
No. 74+880	290	6.921	8.649	-1.728	8.632	-1.711	

表 I-G-2.2-1 南流江不等流計算 (2/4)

測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位				
			5,310 m ³ /s	水位差 m	5,310 m ³ /s	水位差 m	
No. 74+080	800	8.641	8.849	-0.208	8.834	-0.193	L=3,980m 嵩上げ高さ =1.90m
No. 73+610	470	6.921	8.899	-1.978	8.885	-1.964	
No. 73+200	410	7.661	9.016	-1.355	9.002	-1.341	
No. 72+800	400	7.661	9.109	-1.448	9.096	-1.435	
No. 72+460	340	7.696	9.166	-1.470	9.153	-1.457	
No. 72+120	340	7.689	9.314	-1.625	9.302	-1.613	
No. 71+750	370	7.795	9.378	-1.583	9.367	-1.572	
No. 71+350	400	8.201	9.395	-1.194	9.384	-1.183	
No. 70+900	450	8.155	9.495	-1.340	9.484	-1.329	
No. 70+530	370	8.175	9.591	-1.416	9.581	-1.406	
No. 70+210	320	8.960	9.730	-0.770	9.720	-0.760	L=3,440m 断面拡幅 B=340m→400m 嵩上げ高さ =2.10m
No. 70+120	90	8.150	9.646	-1.496	9.636	-1.486	
No. 69+780	340	5.752	9.747	-3.995	9.737	-3.985	
No. 69+530	250	8.252	9.776	-1.524	9.767	-1.515	
No. 69+230	300	8.639	9.831	-1.192	9.821	-1.182	
No. 68+890	340	8.383	9.881	-1.498	9.872	-1.489	
No. 68+490	400	8.707	9.957	-1.250	9.949	-1.242	
No. 67+910	580	8.993	10.043	-1.050	10.035	-1.042	
No. 67+460	450	9.201	10.162	-0.961	10.154	-0.953	
No. 66+940	520	9.055	10.323	-1.268	10.315	-1.260	
No. 66+350	590	9.213	10.421	-1.208	10.414	-1.201	L=3,790m 嵩上げ高さ =1.30m
No. 65+960	390	9.327	10.476	-1.149	10.469	-1.142	
No. 65+790	170	9.332	10.517	-1.185	10.510	-1.178	
No. 65+600	190	9.124	10.523	-1.399	10.516	-1.392	
No. 65+200	400	10.254	10.549	-0.295	10.543	-0.289	
No. 64+290	910	10.991	10.737	0.254	10.731	0.260	
No. 63+670	620	10.775	10.758	0.017	10.752	0.023	

表 I -G-2.2-1 南流江不等流計算 (3/4)

測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位				
			5,310 m ³ /s	水位差 m	5,310 m ³ /s	水位差 m	
No. 63+220	450	10.769	10.896	-0.127	10.890	-0.121	} L=4,760m 高上げ高さ =1.10m
No. 62+980	240	10.764	10.902	-0.138	10.897	-0.133	
No. 62+640	340	10.689	10.934	-0.245	10.929	-0.240	
No. 62+250	390	10.935	11.008	-0.073	11.003	-0.068	
No. 62+220	30	10.764	11.066	-0.302	11.060	-0.296	
No. 61+850	370	10.520	11.171	-0.651	11.166	-0.646	
No. 61+570	280	10.132	11.102	-0.970	11.097	-0.965	
No. 61+160	410	10.323	11.203	-0.880	11.198	-0.875	
No. 60+780	380	10.445	11.360	-0.915	11.356	-0.911	
No. 60+480	300	10.932	11.408	-0.476	11.404	-0.472	
No. 60+070	410	10.704	11.597	-0.893	11.594	-0.890	
No. 59+700	370	10.995	11.662	-0.667	11.659	-0.664	
No. 59+280	420	10.539	11.681	-1.142	11.678	-1.139	
No. 58+910	370	11.020	11.808	-0.788	11.805	-0.785	
No. 58+510	400	10.605	11.968	-1.363	11.965	-1.360	} L=4,650m 高上げ高さ =2.00m
No. 58+240	270	10.693	12.093	-1.400	12.090	-1.397	
No. 57+950	290	10.345	12.150	-1.805	12.147	-1.802	
No. 57+630	320	10.888	12.223	-1.335	12.221	-1.333	
No. 57+210	420	10.620	12.303	-1.683	12.300	-1.680	
No. 56+560	650	11.015	12.401	-1.386	12.399	-1.384	
No. 56+260	300	11.233	12.431	-1.198	12.428	-1.195	
No. 55+940	320	11.444	12.499	-1.055	12.497	-1.053	
No. 55+650	290	11.204	12.507	-1.303	12.505	-1.301	
No. 55+280	370	11.030	12.608	-1.578	12.606	-1.576	
No. 54+940	340	11.330	12.727	-1.397	12.725	-1.395	
No. 54+590	350	11.326	12.815	-1.487	12.813	-1.487	
No. 54+260	330	10.908	12.872	-1.964	12.870	-1.962	

表 I-G-2.2-1 南流江不等流計算 (4/4)

測点	区間距離	現況堤防 標高	設計流量 Q の場合の水位				
			5,310 m ³ /s	水位差 m	5,310 m ³ /s	水位差 m	
No. 53+880	380	10.943	12.952	-2.009	12.950	-2.007	} L=5,850m 嵩上げ高さ =2.00m
No. 53+520	360	11.255	12.976	-1.721	12.974	-1.719	
No. 53+080	440	11.309	13.020	-1.711	13.018	-1.709	
No. 52+580	500	11.415	13.049	-1.634	13.048	-1.633	
No. 51+910	670	12.027	13.133	-1.106	13.132	-1.105	
No. 51+480	430	11.758	13.167	-1.409	13.166	-1.408	
No. 51+140	340	11.891	13.221	-1.330	13.219	-1.328	
No. 50+690	450	11.885	13.287	-1.402	13.285	-1.400	
No. 50+220	470	12.252	13.370	-1.118	13.368	-1.116	
No. 49+800	420	12.042	13.437	-1.395	13.436	-1.394	
No. 49+300	500	12.379	13.516	-1.137	13.514	-1.135	
No. 48+830	470	12.470	13.589	-1.119	13.587	-1.117	
No. 48+410	420	12.268	13.655	-1.387	13.654	-1.386	
No. 48+040	370	10.510	13.712	-3.202	13.711	-3.201	
No. 47+590	450	9.926	13.767	-3.841	13.766	-3.840	
No. 46+970	620	10.160	13.888	-3.728	13.887	-3.727	
No. 46+370	600	10.385	14.017	-3.632	14.016	-3.631	
No. 45+840	530	10.103	14.068	-3.965	14.067	-3.964	
No. 45+320	520	10.809	14.091	-3.282	14.090	-3.281	
No. 45+020	300	11.725	14.090	-2.365	14.089	-2.364	

图 I-G-2.3-1 南流江河川堤防上流側斜面安定計算

1/200

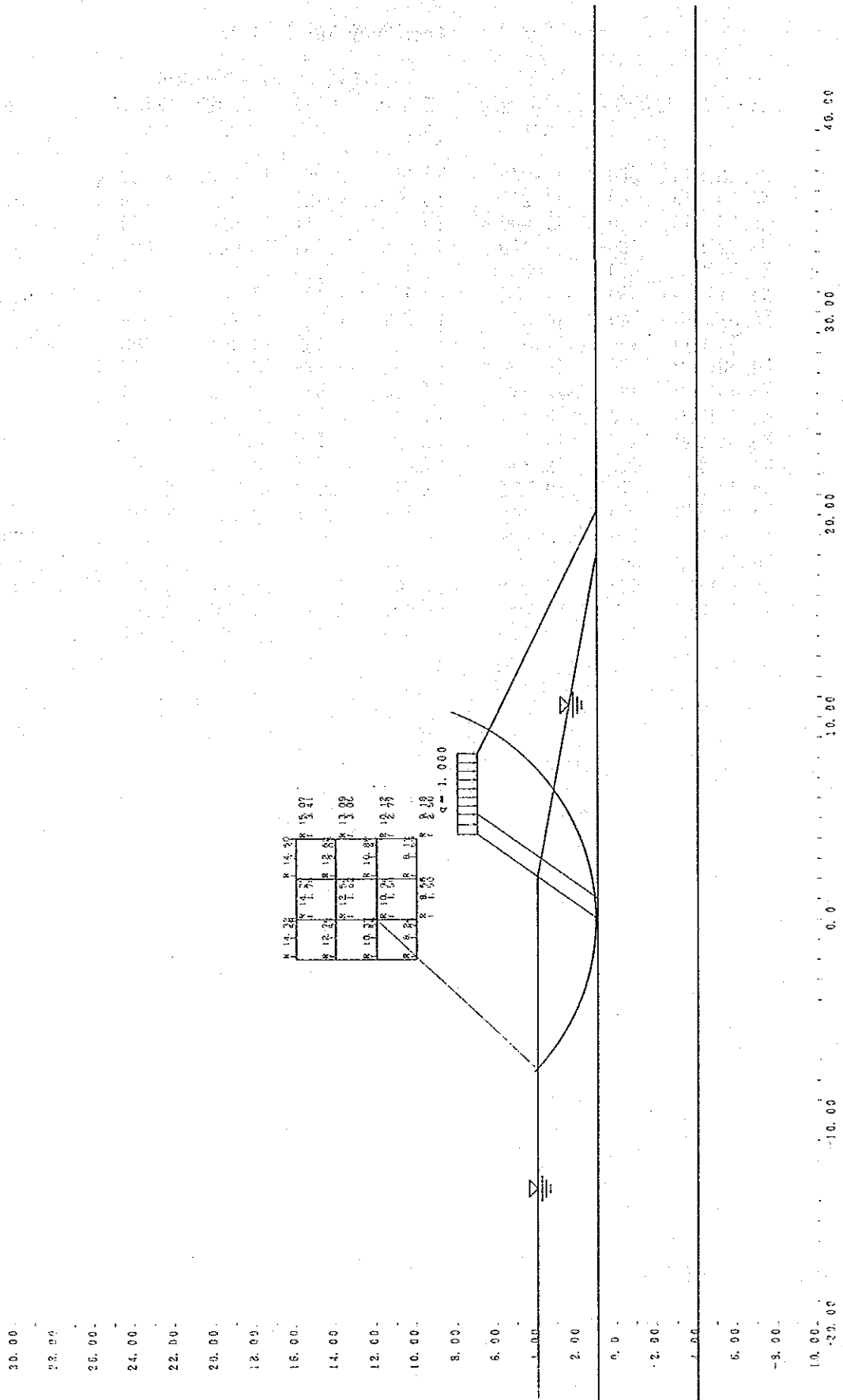
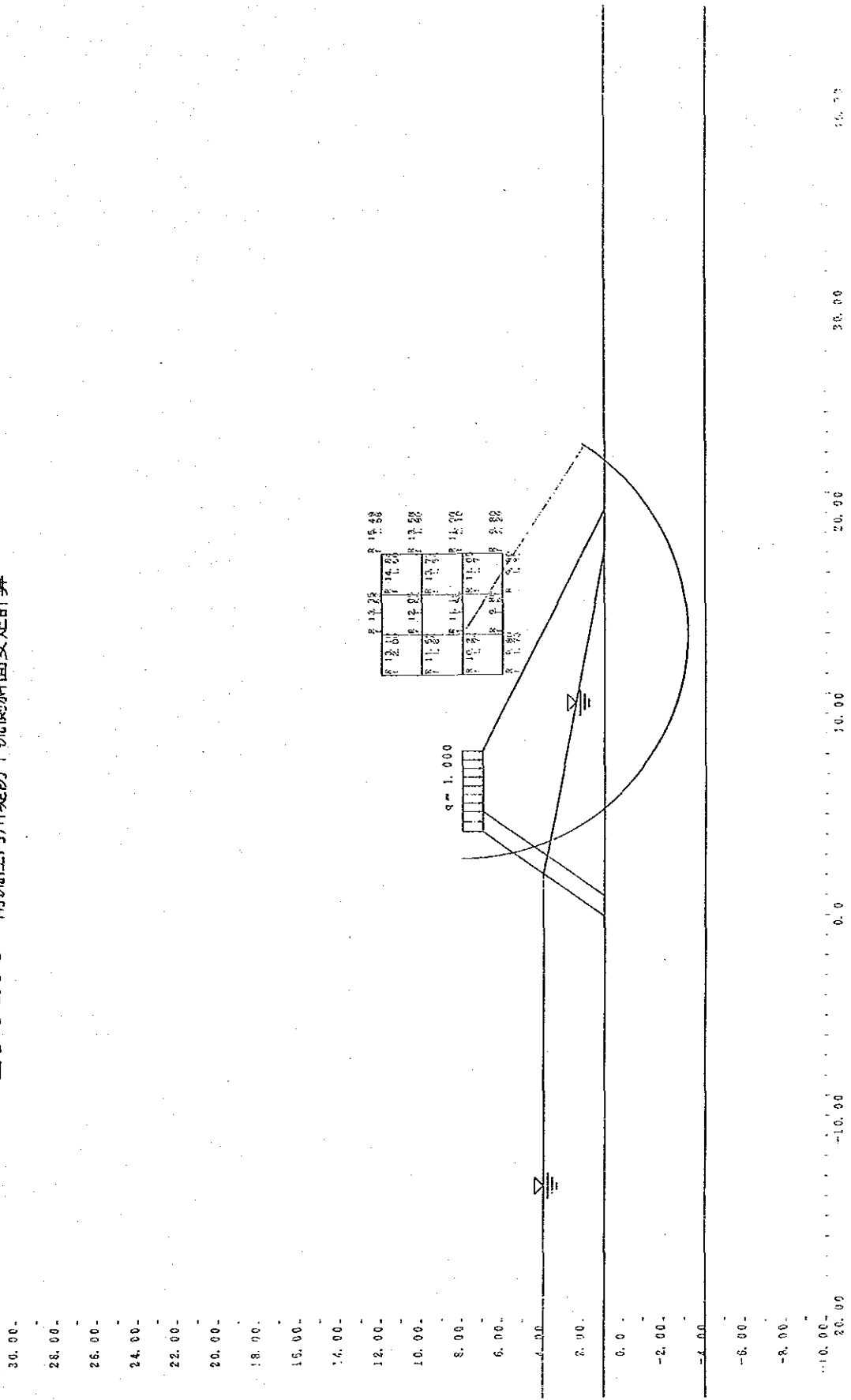


图 I-G-2.3-2 南流江河川堤防下流側斜面安定計算



H. 灌溉計画

技術報告書・第I部・合浦県百曲田地区開発計画

H 灌 漑

目 次

	頁
第1章 現 況 -----	H- 1
1.1 現況灌漑組織 -----	H- 1
1.1.1 水利用状況 -----	H- 1
1.1.2 水利施設 -----	H- 2
1.2 現況水田の必要最大水量 -----	H- 5
1.3 開発阻害の要因 -----	H- 9
1.3.1 咸酸田対策 -----	H- 9
1.3.2 水利施設対策 -----	H-10
1.3.3 総江橋閘取水量の対策 -----	H-10
第2章 計 画 -----	H-12
2.1 基本方針 -----	H-12
2.1.1 単位面積当たりの粗用水量（施設容量）の算定 -----	H-12
2.1.2 新規干拓地に対する必要水量 -----	H-19
2.2 総江橋閘取水量の再配分 -----	H-19
2.3 用水路計画 -----	H-20
2.3.1 干拓導水路の選定・勾配及び通水断面の決定 -----	H-20
2.3.2 干拓幹渠の路線・通水断面の決定 -----	H-20
2.3.3 主要付帯構造物 -----	H-22
参考資料	
I. 灌漑用水路断面算定 -----	参- 1
II. 中央分水工設計 -----	参- 3

H 灌漑計画

第1章 現況

1.1 現況灌漑組織

合浦県内最大の河川 南流江水系は、広西玉林地区の大容山にその源を發し六万大山の東南の山麓に沿ってほぼ直線状に西南方向に流下し、合浦県の総江口の下流で網目状に分流し、多数の三角州を形成しながら北部湾に注ぐ。河川の総延長は287km、その流域面積は9,704km²に及び、毎年の土砂送流量は約150 万m³に達している。従ってこの河川は永年に亘り三角州を造成し続け、現在開発可能な干潟9.6 万畝を有するに至った。

百曲圃は南流江の最下流に形成された当地方最大規模の圃（輪中堤）で、地区面積は5.5 万畝、（耕地面積3.44万畝）地区を圃繞する堤防の総延長は46.7km である。

百曲圃の西側には南東水道を隔てて「更螺圃」（耕地面積1.9,8 万畝）があり、更に西には南西水道を隔てて、「南域圃」（耕地面積1.4 万畝）等が存在し何れも南流江から取水し、北部湾に直接排水している。

上記の3圃の水利関係地域を一括して「党江郷」と称し、その総面積は12.3万畝（耕地面積6.41万畝である。）

上記党江郷3圃の水田の大部分の用水は、南流江の「総江橋閘」頭首工から取水している。頭首工地点には「南流江総合管理処」が設置されている。この管理処は総江橋閘の維持管理のみならず、この頭首工の南流江水位を調整する施設「洪潮江」調節水門の管理をも一元的に実施している。

総合管理処の下部組織として「党江水利管理所」があり、3圃の水田の水利施設管理及び水利費の徴収の任に当たっている。

1.1.1 水利用状況

本地区並びに周辺各圃の水田用水源は南流江である。

1965年、南流江の近代的頭首工「総江橋閘」の完成以前は、本地区の水田は主として機械により灌漑して来た。現在は総江橋閘によつての重力灌漑が大部分であるが、依然として一部の水田が揚水灌漑をしている。従つて頭首工からの豊富な取水量にも拘らず、地区内の灌漑水準は低い。その理由は

- ①水路、分水工などの基盤施設の整備が遅れている事。
- ②最近の経済事情から既設の施設の維持管理が不十分である事。
- ③曾て一部の区域で圃場整備が行われたものの、大部分の水田は未整備であり、畦畔の形状構造や水口が不備で掛け流し灌漑をしている事・などである。

この為、1989年迄の実際灌漑面積は6.2 万畝で当初設計の85%に低下している。地区の下流部の海河堤付近では、外海の満潮時には、排水溝に逆流する塩水楔現象による、

表面淡水を灌漑水に利用している。

常習的な用水不足区域は、百曲幹渠右岸・党江公社農場付近標高2.0m地帯の面積810 畝及び沙桶支渠右岸沙桶口付近標高1.4m地帯の面積200 畝である。

1.1.2 水利施設

(1) 水資源

本地域の基幹水源は南流江である。その上流部に幾多のダムを有するが、代表的なものは、本流に建設された合浦ダム群、即ち小江・環盛江・六湖の3ダム等であり、支流に建設されたものは洪潮江ダムである。

1)合浦ダム群

合浦ダムは上流から縦列する小江、環盛江、六湖の三ダムその他に依り形成される。3ダムの総集水面積は1,052.8 km^2 で、小江ダムが最大で、その集水面積は919.8 km^2 を占める。3ダムの総貯水量は12.5億 m^3 で、小江ダムが11億 m^3 その他で1.5 億 m^3 である。

小江ダムの主堤の諸元は、高さ40.6m、(堤頂標高海拔62m) 堤長900m、上幅12m等である。小江の主堤の他に17の副堰堤がある。(その他のダムには40の副堰堤がある。)小江ダムの余水吐は5ヶ所あり、その総設計洪水量は9,930 m^3/s (比流量約10.8 m^3/s)である。ゲートはコンクリート製のラジアル型である。調査時ではゲートを頻繁に開閉をしているようには認められない。

ダム直下には2,400KWHの発電所がある。(この水系全体では他に5箇所の小規模発電所を有する)。

小江ダムからは南流江への直接の源川放流はしない。従って当百曲圏には直接的な利水上の利益は僅少だが、洪水調節効果が大きい。

小江ダム右岸から灌漑用に5 m^3/s を取水する他、発電所を通じて75 m^3/s を取水し、南流江を跨ぐ大水路橋(幅4.7m、水深3.5mのコンクリート開渠が2連併設されている)を通過後、15 m^3/s を左岸の隣県の灌漑用水として分水する。このあとの流量60 m^3/s は環盛江、六湖両ダムを通過して、北海市の工業用水路(湖海運河延長62km)に流下する。現在この工業用水は十分には活用されていない。

以上の事業は最盛期には1日10万人の人民が稼働して1956年に完成した。

2) 洪潮江ダム

南流江右岸支流に建設されている。ダム規模は満水面積136 km^2 (福島県猪苗代湖は106 km^2)総貯水量7億 m^3 。(内灌漑容量3億 m^3 、洪水調節容量4億 m^3)堤高33m(堤体基礎標高-3m)水深28m等である。

この事業は1959年12月着工し、毎日1万人の人民が稼働した結果、65年5月1日に通水式を挙行了た。この異常に早い工事期間から転圧不十分が想像できるが、果たせるかな漏水多大であった由である。この対策として1975年堤体全体の断面を整形し、

中心部コアーにセメントミルクを注入し、漏水を防止した。

このダムの余水吐のゲートはコンクリート製ラジアルゲートである。

洪潮江ダムからの放流総量は30 m^3/s で北幹線に7 m^3/s 、東幹線に5 m^3/s 、西幹線に18 m^3/s を配分している。従ってこのダムは南流江の主要水源である。

このダムと、南流江に別途建設された洪潮江調節水門の操作との一元管理により、百曲圏を含む周辺水田の灌漑用水は安定している。

ダムの水質も良好で塩分が無いので、将来の飲料用水としての構想がある。

(2) 取水施設

1) 「総江橋閘」頭首工

合浦の市街地西方に約4kmに位置し、1965年に完成した。

水門は全部で28門あり、各水門の通水径間は8.0m、止水扉の径間は8.3mである。通水径間の特徴として、径間の内側に左右から径間の約1/6の位置に補助堰体（ピアー）2基を設け、これに扉の滑車を走らせる事が出来る構造である。この補助堰体により扉に作用する水圧モーメントを減少し、鋼鉄製扉の重量を軽減してゐる。扉の開閉は電動機により操作される。頭首工の最大取水能力は31.49 m^3/s 、設計取水量は24.24 m^3/s である。

この頭首工を利用して右岸には西幹渠（灌漑面積3,824 畝、取水量2.08 m^3/s ）と左岸には東灌総渠（灌漑面積72,031畝 取水量24.24 m^3/s ）の各取入工がある。

東灌総渠取入工の水量調節はコンクリート製のラジアル型ゲートである。

2) 総江橋閘の取水可能量検討

中国側の農業海河堤整備及び農業開発計画調査資料に因れば、「総江橋閘に於ける南流江の年間可能供給量に就いては、95%の保証率でも猶2.02億 m^3 の水が余り、干潟の開発に供給可能」との説明がある。

その根拠に就いて、中国側の合浦県一帯の水資源調査資料の一部から要約すれば次の通りである。

A 合浦県の将来の年間需要水量の想定（大部分を農業用水が占める）

① 水路の有効利用係数40%。

② 咸酸田の必要水量は湛水田の150%を見込む。

③ 95%保証年に於ける作目別当たりの必要水量は次の値を採用する。

早稲1,700 m^3 ・晩稲800 $\cdot\text{m}^3$ ・畑作680 m^3 。(注) ①

④ 作目別面積は次の値を採用する。

早稲65,000畝・晩稲70,000畝・畑作20,000畝 (注) ②

以上の条件から年間需要水量を③・④の総乗積として次のように求める。

$1,700 \times 65,00 + 800 \times 70,000 + 680 \times 20,000 = 180,100 \text{ 千} \text{m}^3 = 1.8 \text{ 億} \text{m}^3$

B 現有施設の供給可能量

南流江の年間水位及び流量は、洪潮江調節水門の操作により安定するとの前提で、95%保証年の取水可能期間が栽培設計値に相当するものとする。

即ち栽培期間=供給可能期間との思想を前提とする。

① 1日の取水量は $24.24\text{m}^3/\text{s} \times 86,400\text{s} = 209\text{万}\text{m}^3/\text{日}$

② 栽培期間を中国側の説明を基に、95%保証年に於いて184日として試算する。

以上①・②の積を下記式により求める。

$$95\% \text{ 保証年 } 209 \text{ 万}\text{m}^3/\text{日} \times 184 \text{ 日} = 38,456 \text{ 万}\text{m}^3 = 3.84 \text{ 億}\text{m}^3$$

そこで95%保証年におけるAとBとの差は、

$$3.84 \text{ 億}\text{m}^3 - 1.8 \text{ 億}\text{m}^3 = 2.04 \text{ 億}\text{m}^3 \text{ である。}$$

以上が中国側が主張する「2.02億 m^3 を干拓地に転用可能」の根拠である。

(註) ① 中国資料原本では、早稲1,737.38畝・晩稲767.64畝 畑作761.25畝

(註) ② 中国資料原本では、早稲65,006畝・晩稲69,487畝 畑作19,288畝

上記の数値を便宜上、端数を整理して試算した。

3) 「洪潮江」調節水門

総江橋閘頭首工の上流5km、洪潮江分水工地点に位置し、1984年に総工費420 万円で完成した。その主要目的は、増水期の洪水量放流と、増水後の貯水であり、総江橋閘頭首工の灌漑取水位を+4.25m に維持保証するものである。通常は閉鎖されている。設計洪水量は1/10年確率値で1,100 m^3/s 、チェック流量は1,750 m^3/s 、(1/20 年確率)である。22門のゲートからなり、各ゲートに8m \times 2.55mの鋼製扉が設置され、電動機で巻き上げられる。

(3) 用水路及び分水工

百曲開現況用水系統図を図-I-II-1-1 に示す。百曲開用水路調書を表-I-II-1-1に示す。以下主な幹線用水路(幹渠)に就いて説明する。

1) 東灌総渠

総江橋閘から独樹坡分水工までの総延長は3.05km で、水路勾配は1/10,000である。現況断面は水深2.45m・水路上幅23.6m を有し、24.22 m^3/s の通水が可能である。取り入れから約0.5kmはコンクリート護岸であるが、それ以下の下流断面は未舗装である。距離2.1km地点で西山幹渠と流星幹渠方面に分岐するが、特別の構造物はなく自

然分水である。

2) 百曲幹渠

「独樹坡」分水工で螺江幹渠から分岐南下し、距離1.4kmで大堰支渠を分水する。距離5.2kmの企坎分水工で馬頭支渠と沙涌支渠に接続する。この間の平均勾配は約1/5,000である。水路護岸はなく堤塘は不完全である。

独樹坡分水工の堰体はコンクリート製で、螺江幹渠用・百曲幹渠用何れにも3門づつのコンクリート製扉が設置されているが、全体に老朽しており日常の維持管理操作は極めて困難である。大堰分水工の堰体はコンクリート製で両支渠用に2門づつのコンクリート製扉が設置されているが、施設全体が老朽化しており、維持管理が困難である。

1.2 現況水田の必要最大水量

現在の灌漑施設状況に於ける現況水田に対する必要最大水量は、次頁に掲げる中国側の水資源調査資料「合浦県党江沿海田保証率85% 水稻灌漑係数計算表」に因れば次のとおりとである。

1・2期作を通じて代掻整地期・洗成期の必要水量	2.12 $\text{m}^3/\text{s}/667\text{ha}$
1・2期作を通じて幼穂形成・穂孕期の必要水量	1.93 $\text{m}^3/\text{s}/667\text{ha}$

代掻整地及び洗成の両作業は、耕耘作業に必要な総量を確保する必要があるが、作業期間日数を延長増加する事に因りピーク流量（施設容量）を縮小する事は可能である。

一方水稻の生育に必要な期別用水量の低減縮小は不可能である。

従って当地方での「慣行基準量」と称せられる2 $\text{m}^3/\text{s}/667\text{ha}$ (1万畝)は、合理性があると判断される。

合浦県百曲用水稲生育期別消費水量(中国側資料要約)

月旬別	作期	水田作業 水稻生育 期別	日 数 A	日 費 水 B	総 給 水 量 B	1 畝 当 り の 給 水 量 C B×667	1 万 畝 当 り の 給 水 量 A×86400
2月	1 ↑	代掻整地	20	15	550	366.7	2.12
		洗 咸	20	15	550	366.7	2.12
3月	1 ↑	田 植	3	10	70	46.7	1.80
		活 着	6	10	50	33.3	0.64
4月	1 ↑	分 藥	6	10	60	40	0.77
			10	10	80	53.3	0.62
			7	10	100	66.7	1.11
			5	10	100	66.7	1.55
5月	1 ↑	幼穂形成 穂 孕	6	11	150	100	1.93
			3	11	50	33.3	1.29
			7	12	50	33.3	0.55
			10	12	80	53.3	0.62
6月	↓	出穂開花	9	13	90	60.0	0.99
		乳 熟 登 熟	7 18	11 7			
7月	1 ↑	全 期	137	10	1980	1320.0	
		代掻整地	12	15	200	133.3	1.29
8月	1 ↑	洗 咸	8	15	220	146.7	2.12
		田 植	4	10	50	33.3	0.97
9月	2 ↑	活 着	4	10	60	40.0	1.16
		分 藥	5 5 13	11 11 11	60 40 50	40.0 26.7 33.3	0.93 0.62 0.30
10月	↓	幼穂形成 穂 孕	9	12	93	62.0	0.80
			6	12		40.0	0.77
			2	13	60	33.3	1.93
			6	13		33.3	0.64
11月	↓	出 穂 開 花	12	13	50	66.7	0.64
			3	14	50	33.3	1.29
12月	↓	登 熟 全 期	4	14	50	33.3	0.96
			12	12	100	66.7	0.64
全 期			95	11	1233	822.0	

この表は中国側の水資源調査資料「合浦県
江沿海田保証率85% 水稻灌漑流量係数計算
表」の要約である。

水田状態は咸酸田とし、土壌は沖積壤土を採
用している。従って除塩の為に代掻整地後に
洗咸作業を見込んでいる。

日消費水量は、85%の保証率の降雨量に基
づく経験的な減水深を表すが、「供給粗用水量
の傾向を示す実績」との説明である。

灌漑の総合利用率を40%とする。

咸酸田1万畝当たりの灌漑用水量のピークは、
1・2期作共通に、代掻期の洗咸作業用水量
の2.12 m^3/s である。次いで咸酸田・淡水田共
通に1期・2期作とも幼穂形成、出穂期の
1.93 m^3/s である。(注参照)

1・2期を通じての1万畝当たりの灌漑用水
量は次の通り。
 $(1320+882) \times 10000 \div 232 \div 86400 = 1.07 \text{m}^3/\text{s}$

1・2期を合計した1畝当たりの粗用水量は
1320+882=2.142 m^3 である。

(注) 今回調査による計画基準年の純単位用
水量の最大値は1.27 $\text{m}^3/\text{s}/667\text{h}$ である。

(別紙水稻生育期別用水量算定 参照)
灌漑の総合利用率40%を適合して粗単位用水
量を試算すれば、次のとおりで中国側資料と
の整合性が高い。

$$1.27 \text{m}^3/\text{s}/667\text{h} \div (1-0.4) = 2.11 \text{m}^3/\text{s}/667\text{h}$$

以上の考察に拠り当地方の「慣行基準取水量」
と称せられる 2.1 $\text{m}^3/\text{s}/667\text{h}$ (1 m^3)
又は 2.000 $\text{m}^3/1\text{ha}/\text{年}$ は十分合理性
が高いと解釈可能である。

百曲圍用水系統圖

91.08.21 現在

A面積 ha
Q流量 m³/s

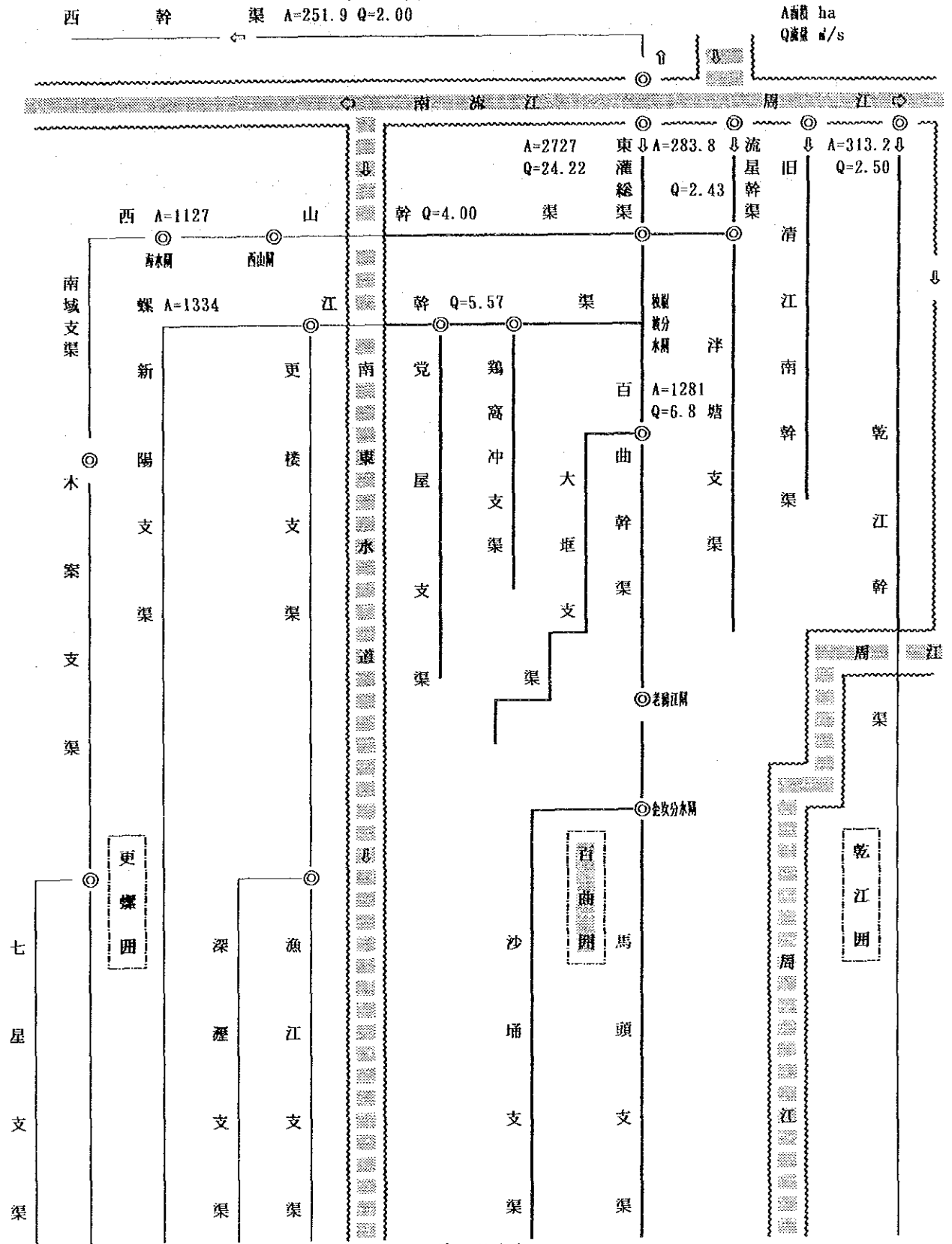


圖-1-H-1-1

表-1-H-1-1

百曲團用水路調書

91.08.21 現在

水系名	水路名称 (百曲團)	取水分水 施設名	取水量		灌溉面積		水路 狀況	
			設計 m ³ /s	實際 m ³ /s	設計 ha	實際 ha	設計延長 km	實際延長 km
南流江	東瀆總幹	總江橋閘	24.24	24.24	4804.5	3980.2	84.65	84.86
	西山幹渠	独樹坡閘	5.76	4.00	1241.8	1194.5	31.60	31.27
	南域支渠							
	木案支渠							
周 江	七星支渠							
	乾江幹渠		2.73	2.50	325.6	313.2	13.15	13.22
	清江南幹							
	流星幹渠		2.44	2.43	295.0	283.8	8.15	7.96
	洋塘支渠							
	百曲幹渠	独樹坡閘	6.80	6.82	2149.9	1362.4	22.45	22.58
	馬頭支渠	企坎分水						
	沙桶支渠							
	螺江幹渠		5.59	5.57	1479.5	1423.2	30.60	31.01
	大坵支渠							
	鷓鴣冲溝							
	党屋支渠							
	更樓支渠							
	深瀝支渠							
	新陽支渠							
南流江	西幹渠		2.08	2.00	255.1	251.9	8.80	8.84

1.3 開発阻害の要因

本地区内の用水システムの不備にも拘らず、水稻の生産力は相当の水準を維持している。その理由は当地方水田の水源基幹をなす南流江の年間平均流量が安定しており、近代的な頭首工総江橋閘から豊富な水量が取水可能と言う自然条件の恩恵である。

然し今後地域農民の生活環境を改善し、海河堤を補強する手段として沖出し工法による新規の開拓事業を実施しようと言う積極的な人工手段を用いるには、現在の水利施設、及びその維持管理、圃場内の水管理等の態勢に改善をする必要がある。

それらの阻害要因を次に述べる。

1.3.1 咸酸田対策

本地区の咸酸田面積は17,928畝(1,195.8ha)であり、地区総面積の52%を占めている。塩分濃度を希釈する物理的手段の一方法として、代掻き作業後に「洗咸」作業を設けている。その実態は前掲の中国資料「水稻生育期別消費水量」が参考になる。

この作業期間は1期作では20日間、2期作では8日間を費やしている。この必要水量は2.12m³/s/1畝で、咸酸田の栽培期間の平均必要水量1.07m³/s/1畝の2倍の用水を消費している。

その上、灌漑方法が圃場内での湛水方式ではなく、掛け流し方式である為、用水は排水溝を通じて外海に流去する。これが原因で益々下流の水田の用水不足を来し、南部の低位部耕地では満潮時の塩水楔現象を利用して、表層淡水の一部を利用する事もある。この習慣は逆に咸酸田の淡水化を遅らせ、益々用水不足を起こすと言う悪循環を招来している。

消費水量中国側資料要約に見るように、洗咸に必要な消費水量は15mm/dayを示すがこれを全生育期平均の10mm/day程度に抑制可能ならば、灌漑面積を50%増加する事が可能である。

洗咸作業に必要とする用水量のピークを減ずるには、二つの方法が考えられる。

一つは第1期作の代掻き作業開始を早める事及び、第1期作の収穫作業期間を短縮して第2期作の代掻き作業並びに洗咸期間を延長する事を検討すべきである。このためには、初歩的な収穫機械の導入を考慮しなければならない。

二つ目は、水稻生育を阻害する土壌中の塩分上昇を抑制するため、地下水位を下げ、垂直方向の浸透能を強化する方法がある。

このためには適正な暗渠排水工事が必要である。暗渠排水に必要な資材の素焼陶管入手には、当地方の煉瓦製造技術が極めて有効に貢献出来る。

1.3.2 水利施設対策

近代的な総江橋閘頭首工とは逆に、地区内の各分水施設は老朽度が甚だしく、ほとんど維持管理が実施されて居ない。大部分の分水工は扉がコンクリート製で、部材としての耐用年数は長い、目方が重く操作に不便なのでワイヤーロープで引き上げられたままの状態であり、分水工構造物の水量調節機能を全く果たしていない。

水路から用水を圃場に直接配分する小分水工がほとんど整備されていないので、用水路の堤塘は寸断され通水量の損失度が高い。又水路を横断する橋梁のアバット間隔や暗渠の通水断面が狭いので、灌漑用水の流通を阻害している。

以上の隘路を打開する為、幹線用水路の堤塘を完備し三面舗装工事を施し、併せて分水堰の近代化を図り、水路の搬送効率の向上を図るべきである。

又、堤塘は道路として利用し灌漑施設の維持管理の便のみならず、生活環境の改善に寄与すべきである。

1.3.3 総江橋閘取水量の検討

総江橋閘から東灌総渠への現況取水量は 24.22 m^3/s で、その灌漑面積は5.61万畝(3742ha)である。

(総江橋閘灌漑区百曲用水路系統基本状況表による。以下の数値は同資料による)

総江橋閘から取水している各水系毎の水田面積に前記の値 $2\text{m}^3/\text{s}/1\text{万畝}$ を当てはめて、区内各水系毎の取水量の過不足状況を検討する。

水系名	灌漑面積 ha (万)	現況取水量 m^3/s	1万畝当現 況取水量	慣行基準量に よる取水量	対慣行基準取水量 の現況余裕水量
西山幹渠	1127 (1.68)	4.0	2.38	3.36	0.64
螺江幹渠	1334 (2.00)	5.57	2.78	4.00	1.57
百曲幹渠	1281 (1.92)	6.8	3.38	3.84	2.96
合計	2727 (5.60)	16.37	2.91	11.20	5.17
総江橋閘の 全取水量		24.22			13.02

即ち各水系とも $2\text{m}^3/\text{s}/1\text{ha}$ の慣行基準取水量を越えて取水している。

特に百曲水系の超過水量は大きく、その比率は $3.38 : 2 = 169\%$ である。

その主たる理由は水路堤塘不備と分水工の老朽化があげられる。従って将来は3幹渠水系の平均取水量の $2.91\text{m}^3/\text{s}/1\text{ha}$ に抑制するような施設の更新及び維持管理の強化が望ましい。

抑制後の総取水量は $2.91 \times 1.92 = 5.59\text{m}^3/\text{s}$ で十分である。

一方西山・蝶江両幹渠水系の取水量は既得権としての許容量の範囲内と認められる。

それらの抑制後の取水量並びに既得権取水量の総量は $15.16\text{m}^3/\text{s}$ に達するが、総江橋閘の取水可能量 $24.22\text{m}^3/\text{s}$ に対して $9.06\text{m}^3/\text{s}$ の余裕がある。

この余裕流量は新規干拓地に充当する事が可能である。

第2章 計画

2.1 基本方針

新規干拓地内の造成耕地面積に必要な灌漑水源は、南流江「総江橋閘」頭首工に依存する。従って現在の総取水量の範囲内で、灌漑面積並びに必要な水量を検討する。

2.1.1 単位面積当たりの粗用水量（施設容量）の算定

(1)灌漑基準年次を北海市の水文資料を検討の結果、1980年に決定する。

(2)基準年に於ける 3/18 から11/15 にいたる水稻2期作の生育期別の用水量の算定を「水稻生育期別用水算定表」に示す。

(3)上記の期間中のサトウキビの用水量を「サトウキビの生育期別用水量算定」に示す。

(4)新規干拓耕地に対する水稻とサトウキビの作付け比率は 25%:75% である。この比率に因る単位面積当たりの総合作目に対する生育期別の純用水量の算定を表「総合作目生育期別純用水量」に示す。

(5)総合作目に対する単位粗用水量（施設容量）を検討の結果、新規干拓耕地の総合作目に対する単位粗用水量（施設容量）を $1.2\text{m}^3/\text{s}\cdot/667\text{ha}$ とし、従来の水田に対する単位粗用水量（施設容量）を $2\text{m}^3/\text{s}\cdot/667\text{ha}$ とする。

次頁以降に、

(5)-1) 「1980年日別有効雨量算定表1.2」

(5)-2) 「水稻生育期別用水量算定」

(5)-3) 「サトウキビの生育期別用水量算定」

(5)-4) 「総合作物生育期別純用水量算定」

(5)-5) 「総合作目単位用水量（施設容量）の検討」
を掲げる。

(5)-1) 1980年 日別有効雨量算定表(1)

月 日	1		2		3		4		5		6	
	降雨量	有効雨量	降雨量	有効雨量	降雨量	有効雨量	降雨量	有効雨量	降雨量	有効雨量	降雨量	有効雨量
1			1.5				17.0	13.6			41.3	24.8
2			0.9		0.2		0.9				38.3	23.0
3			2.0		6.8	5.4	0.6				4.1	
4			0.6				0.1		45.3	27.2	22.1	17.7
5									2.3		4.8	
6			3.8				0.4				6.1	4.9
7			0.4						40.7	24.4	0.4	
8			0.1						30.1	18.1		
9							10.4	8.3				
10							0.1					
11	0.1		0.1		0.1		0.3					
12			0.3									
13												
14	0.9				0.4							
15					0.2				9.7	7.8	42.1	25.3
16					1.0							
17	3.0				0.2				68.4	20.5		
18							0.4				0.6	
19							0.7				0.7	
20												
21	4.0								0.3			
22	0.4		0.1									
23												
24			0.4						0.2		2.1	
25							15.3	12.2				
26	0.2		3.1		0.6		1.0		11.2	9.0	6.2	5.0
27			31.0	18.6			0.9				15.4	12.3
28					0.4						177.1	26.6
29			0.1						2.7		7.5	6.0
30					0.2						0.4	
31												
計	8.6	0.0	44.4	18.6	10.1	5.4	48.1	34.1	210.9	107.0	369.2	145.6

◎有効系数は下記による。(中国水電局水工設計手冊page 8-13を参考)

< 5 mm	5~30mm	30~50mm	50~100mm	>100 mm
0%	80%	60%	30%	15%

◎降雨記録は北海観測所より引用。

1980年 日別有効雨量算定表(2)

月	7		8		9		10		11		12	
	降雨量	有効雨量	降雨量	有効雨量	降雨量	有効雨量	降雨量	有効雨量	降雨量	有効雨量	降雨量	有効雨量
1					6.6	5.3	11.3	9.0				
2	1.5		7.0	5.6	56.4	16.9						
3					0.1							
4					14.3	11.4						
5			11.9	9.5	8.9	7.1						
6			83.5	25.1	3.6						3.6	
7					1.6							
8	4.6		2.8									
9			50.6	15.2	29.9	23.9					0.4	
10			2.4									
11	0.5		6.7	5.4								
12	5.1	4.1	1.0								0.8	
13	16.0	12.8	0.5									
14	155.5	23.3	4.6				0.9				0.1	
15	3.6		20.2	16.2	24.0	19.2					0.3	
16			28.1	22.5	4.5							
17												
18			0.3									
19	25.7	20.6	19.6	15.7								
20	8.5	6.8	9.9	7.9								
21	35.9	21.5	1.7									
22	5.7	4.6	46.6	28.0	0.2		7.4	5.9				
23	58.1	17.4	0.7		1.8		10.4	8.3				
24	8.3	6.6	22.4	17.9	4.3		0.3					
25	11.1	8.9	1.6									
26			1.0									
27											0.1	
28	0.5						1.1					
29			0.3		0.1							
30			17.1	13.7								
31			0.9									
計	340.6	126.6	341.4	182.7	156.3	83.8	31.4	23.2	0.0	0.0	5.3	0.0

◎有効系数は下記による。(中国水電局水工設計手冊page 8-13を参考)

< 5 mm	5~30mm	30~50mm	50~100mm	> 100 mm
0%	80%	60%	30%	15%

◎ 降雨記録は北海観測所より引用。

(5)-2)

水稻生育期別用水量算定 (1～2期作)

水 稻 生 育 区 分	曆 日 (半旬期)	日数 A	水稻 生育 期別 係数 B①	日蒸 発量 (㎖/ ㎡) C	期別蒸 発散量 A×B×C=D	地下浸 透 量 4mm×A = E②	期別用 水量 D+E=F	有効 雨量 ③ G	期別純用 水量 F-G =H	1日当 たり純用 水量 H/A =I	作付面 積比1 日当純 用水量 I×25%
代掻き期	3/18 ~3/27	10							100.0	10.0	2.5
田植え期	3/28 ~4/6	10									
活着期	4/7 ~4/16	10	0.98	5.31	52.0	40.0	92.0	8.3	83.7	8.4	2.1
分蘗期	4/17~5/1	15	1.09		86.8	60.0	146.8	12.2	134.6	9.4	2.4
幼穂形成	5/2 ~5/21	20	1.65	6.47	213.5	80.0	293.5	98.0	195.5	9.8	2.5
出穂開花	5/22~6/10	20	2.20		284.7	80.0	363.7	79.4	284.3	14.2	3.6
登 熟	6/11~6/25	15	1.22	6.47	118.4	60.0	178.4	25.3	153.1	10.2	2.6
収 穫	6/26~7/5	10									
1期合計		110									
代掻き期	7/18~7/27	10							100.0	10.0	2.5
田植え期	7/28~8/6	10									
活着期	8/7 ~8/16	10	0.98	4.72	46.3	40.0	86.3	59.3	27.0	2.7	0.7
分蘗期	8/17~8/31	15	1.09		77.2	60.0	137.2	83.2	54.0	3.6	0.9
幼穂形成	9/1 ~9/20	20	1.65	5.72	188.8	80.0	268.8	83.8	185.0	9.25	2.3
出穂開花	9/21~10/11	20	2.20		259.4	80.0	339.4	9.0	330.4	④16.5	4.1
登 熟	10/12~10/26	15	1.22	6.07	111.1	60.0	171.1	14.2	156.9	10.5	2.6
収 穫	10/27~11/15	10									
2期合計		110									

注① 水工設計手冊第8巻 灌区建築物編 8-7 頁 表37-2-1水稻需水係数の中稲広西磯桑江站資料引用。

注② 百曲踞馬頭沖・康熙嶺踞横山沖土性は共に砂壤土なので同上8-16頁 表37-2-22 稻田平均滲漏量 広東省の中壤土の平均値採用。 注③ 別紙1980年日別有効雨量算定表より引用。④年間の最大値16.5mm/dayは0.0019d/s/haの単位用水量即ち1.27d/s/1万畝に相当する。

(5)-3)

サトウキビの生育期別用水量算定

水 稻 生 育 区 分	曆 日 (半旬期)	日数 A	曆 月	日蒸発散量 (台湾資料引用) mm/day サトウキビの栽培状況とその生育期						日有効雨量		サトウ キビの 1日当 純用水 量 mm E-F =G	
				夏植え		春植え		株出		計 75% B+C+ D=E	mm/ day		x0.7 5 F
				倍比 12.5 B		倍比 12.5 C		倍比 50% D					
代播期	3/18 ~3/27	10	3月	観測 17.46	2.18	観測 5.02	0.63	観測 2.92	1.46	4.27	0.17	0.13	4.1
田植期	3/28 ~4/6	10	4月	(分類)		観測 観測		観測					
活着期	4/7 ~4/16	10											
分蘖期	4/17~5/1	15		16.51	2.06	5.49	0.69	5.38	2.69	5.44	1.14	0.86	4.6
幼穂形成	5/2 ~5/21	20	5月	(分類) 15.44	1.93	観測 7.93	0.99	分類 7.07		6.46	3.45	2.59	3.9
出穂開花	5/22~6/10	20	6月	(分類)		分類		分類					
登 熟	6/11~6/25	15		14.36	1.80	9.37	1.17	8.76	4.38	7.35	4.85	3.64	3.7
収 穫	6/26~7/5	10		(分類)		分類		分類					
1期合計		110	7月	(分類)		分類		分類					
代播期	7/18~7/27	10		12.78	1.60	15.34	1.92	9.04	4.52	8.04	4.04	3.08	5.0
田植期	7/28~8/6	10	8月	観測		観測		観測					
活着期	8/7 ~8/16	10											
分蘖期	8/17~8/31	15		11.20	1.40	12.63	1.58	6.37	3.19	6.17	5.89	4.42	1.8
幼穂形成	9/1 ~9/20	20	9月	観測 11.82	1.48	観測 11.34	1.42	観測 6.50		6.15	2.79	2.09	4.1
出穂開花	9/21~10/11	20	10月	観測		観測		観測					
登 熟	10/12~10/26	15		10.19	1.27	10.05	1.26	6.73	3.37	5.90	0.75	0.56	5.3
収 穫	10/27~11/15	10		(分類)		観測		観測					
2期合計		110	11月	8.56	1.07	8.34	1.04	6.83	3.42	5.53	0	0	5.5

(5)-4)

総合作目 (サトウキビ・水稻)
生育期別純用水量算定

水稻 生育 区分	暦日 (半旬期)	日数 A	外 畔 田 間 灌 漑 用 水 量 G	水稻1日当 り単位純用 水量		総合作目1 日当り単位 純用水量 mm G+J=K
				I	J I ×25%	
代掻期	3/18 ~3/27	10	3月 4.1	10.0	2.5	6.6
田植期	3/28 ~4/6	10		4月		
活着期	4/7 ~4/16	10	8.4		2.1	6.7
分蘖期	4/17~5/1	15	4.6		9.4	2.4
幼穂形成	5/2 ~5/21	20	5月 3.9	9.8	2.5	6.4
出穂開花	5/22~6/10	20		6月	14.2	3.6
登熟	6/11~6/25	15	10.2		2.6	6.3
収穫	6/26~7/5	10	3.7			
1期合計		110				
			7月			
代掻期	7/18~7/27	10	5.0	10.0	2.5	7.5
田植期	7/28~8/6	10		8月		
活着期	8/7 ~8/16	10	2.7		0.7	2.5
分蘖期	8/17~8/31	15	1.8		3.6	0.9
幼穂形成	9/1 ~9/20	20	9月 4.1	9.3	2.3	6.4
出穂開花	9/21~10/11	20		10月	16.5	4.1
登熟	10/12~10/26	15	10.5		2.6	7.9
収穫	10/27~11/15	10	5.3			
2期合計		110		11月		

◁施設容量対象純用水量

(5)-5) 総合作目単位粗用水量 (施設容量) の検討。

I 単位用水量の換算。

水稻作付け面積比25%・サトウキビ新植面積25%・同株出面積50%に対する総合作目の単位粗用水量は、水稻の生育期別で見る純用水量調から1日当たりの最大値で検討すると、水稻2期作の出穂開花期後半(10/1~10/11)の9.4mmである。これを単位用水量に換算すると、

$$0.094\text{m} \times 10,000\text{m}^2 \div 86,400\text{s} = 0.0011\text{m}^3/\text{s}/\text{ha}$$

$$0.0011\text{m}^3/\text{s}/\text{ha} \times 667 = 0.73\text{m}^3/\text{s}/667\text{ha} \quad (1\text{万畝}) \text{である。}$$

II 粗用水量を次式から求める。

$$\text{粗用水量} = \text{純用水量} \div (1 - \text{各種損失率})$$

各種損失率を次のように算定する。

幹線用水路の損失率 7%

支線用水路の損失率 15%

圃場内灌漑効率 (畑地灌漑の場合・70% 畑地面積率は75% 但し砂壤土)
(水田灌漑の場合 100% 水田面積率は25%)

総合作目の単位面積当たり圃場内灌漑効率は;

$$0.70 \times 0.75 + 1.0 \times 0.25 = 0.525 + 0.25 = 77.5\%$$

従って幹支線用水路の損失率及び圃場内総合作目の灌漑効率を含む総合灌漑効率は次式のとおりである。

$$(100 - 7)\% \times (100 - 15)\% \times 77.5\% = 61\%$$

因みに日本に於ける水路灌漑の総合損失率は(灌漑効率)は下記のとおりである。

地区名	水路型式	計画取水量	損失率	灌漑効率
愛知用水 愛知県	開水路		40%	60%
国上地区 新潟県	開水路	20mm/day	43~44%	57~56%
味方地区 新潟県	開水路	0.082m ³ /s/37.7ha	37%	63%
福島南地区 福島県	開水路	0.022m ³ /s/42.1ha	46%	54%

出典 農林水産省 農林水産省 1979年 P193 表7-22 配水管理水量の概算 より要約

2.1.2 新規干拓地に対する必要水量

(1) 耕地の灌漑用水 ----- X

新規の耕地面積 63,000 畝 ----- Y

単位粗用水量(施設容量)を

$$1.2 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 667 \text{ ha} \quad \text{必要水量} = X \times Y = 1.2 \times 63,000 = 7.56 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{A}$$

(2) 養魚池の補給用水

通常の蒸発水量を補給する為、平均日蒸発量5mm/day (計画基準年1980年の月平均蒸発量151.1mm の1/30) の60% を補給する。

養魚池の面積は11,700畝即ち780ha である。因って全供給量は次式による。

$$780 \text{ ha} \times 5 \text{ mm/day} \times 60\% \div 86,400 \text{ s} \div (\text{幹} \cdot \text{支線水路効率}) \\ = 0.27 \div (0.93 \times 0.85) \text{ m}^3/\text{s} = 0.34 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{B}$$

(3) 生活用水

住民1人当たり1日50ℓを計上する。入植の計画戸数は3178で、1戸当たり4人とすると、50ℓ×3178×4÷86,400 ÷ (幹・支線水路搬送効率)

$$= 0.007 \div (0.93 \times 0.85) = 0.0089 = 0.01 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{C}$$

計画の新規利水容量として、灌漑と養魚用水及び生活用水の合計量

$$\text{A} + \text{B} + \text{C}$$

$$= 7.56 \text{ m}^3/\text{s} + 0.34 \text{ m}^3/\text{s} + 0.01 \text{ m}^3/\text{s} = 7.91 \text{ m}^3/\text{s} \text{ を確保する必要がある。}$$

2.2 総江橋閘取水量の再配分

新規干拓地に対する前掲の数量7.91m³/s は、総江橋閘の取水可能量24.22m³/sに対しての余裕量9.06m³/s の範囲内である。

(本計画では百曲幹渠の水路更新費用を計上しないので当面、9.06-7.91=1.15 m³/sは百曲幹渠の既得権とする。即ち 5.59+1.15=6.74m³/sを百曲幹渠に分水する)。

従って総江橋閘で取水後「東灌総渠」を通過し、現在の独樹坡分水工を改修して干拓専用導水路を新設すれば、新規干拓地への必要水量の配分は可能である。

以上を計画用水系統図 図-1-H-2-1に示す。

2.3 用水路計画

2.3.1 干拓導水路の選定・勾配及び通水断面の決定

(1) 路線の選定

日本側調査団は第二次中間報告書に於いて、干拓専用導水路の新設を次のように提案した。

即ち東灌総渠の末端・西山幹渠と百曲幹渠への分水地点工の「独樹坡分水工」から更樓開の「漁江」鎮付近を結ぶ延長 9,400m の干拓専用導水路を新設する。これは既得水利権との競合干渉を防ぎ干拓地の最高水田標高に重力灌漑を可能にする目的である。

然し今回の中国側の路線案縦横断面は干拓専用水路の新設ではなく、現在の螺江幹線用水路・更樓支線用水路を経て「漁江」に至る既設用水路の改修案である。両案の比較検討の結果、既設・新設各々の水路の維持管理の便宜と、既得水利権の尊重の配慮から、現況路線に並行して干拓専用導水路を新設する。

(2) 勾配及び通水断面

① 東灌総渠の現況能力検討（総江橋閘から独樹坡分水閘まで）

延長は3,050m・勾配1/10,000・水深2.45m・水路の上幅23.6mであり、計画用水量24.22 m^3/s に対して充分なる余裕がある。（別紙水理計算書参照）

又、南流江の総江橋閘での取水水位は4.25mであり、取水後の東灌総渠の水位を4.15mとすれば、独樹坡分水閘での水位標高を3.85mに確保出来る。この水位は新規干拓地の最高田面標高(1.1m程度)に対して充分灌漑可能な標高である。

② 「干拓専用導水路」を現在の螺江幹渠・更樓支渠・漁江支渠等の各用水路に並行して新設する。

延長は9,410m。始点の独樹坡分水後の水位は3.75m・終点水位は2.42m・勾配は1/7,000。水路幅は7.8m、水深は1.3m。通水量7.91 m^3/s 。猶現在路線では南東水道を逆サイフォン（覚江反虹吸）で通過しているが、今回は南東水道と南流江の分流点を閉鎖するので、同水道との交差部分を築堤盛土して通過する。

終点の漁江付近で干拓幹渠に接続する。

2.3.2 干拓幹渠（幹線用水路）の路線・通水断面の決定

(1) 路線位置

干拓導水路の末端漁江支渠（地形標高+1.10m・水路底標高1.10m。水位標高2.4m）に接続する東西両干拓幹渠は海岸線に並行に東西の設置する。

東西両幹渠末端に於ける水路底標高は+0.40m 水位標高は+1.60mであり、各々の

距離は5,000mである。従って勾配は1/7,000 である。

両干拓幹渠からはば直角に概ね5,000m間隔で3条の幹渠を干拓地内に配置し、東から1・2・3 の各号とする。各号の延長は4,000mである。

1・3 両幹渠の始点に於ける水路底標高は+0.5m・水位標高は+1.5m。終点に於ける水路底標高は-0.83・水位標高は+0.17m であり、付近干拓地耕地標高-0.50m に對して重力灌漑が充分可能である。水路勾配は1/3,000 である。

(2)通水断面の決定

1)東干拓幹渠

下幅3.6m・水深1.2m・通水量2.73 m/s 3面コンクリート舗装。(壁高1.5m)

2)西干拓幹渠

下幅3.9m・水深1.2m・通水量3.00 m/s 3面コンクリート舗装。(壁高1.5m)

3)各幹渠

区 分	通水量	下 幅	水 深	護岸状況	壁 高	水量算定係数積値	
1号幹渠	m/s	m	m		m	畝	%
1-1	2.73	3.2	1.0	3面コンクリート舗	1.3	21,793	100%
1-2	2.33	2.8	1.0	同上	1.3	18,625	85%
1-3	1.70	2.2	1.0	同上	1.3	13,539	62%
1-4	0.87	1.4	1.0	同上	1.3	6,947	32%
2号幹渠							
2-1	2.18	2.7	1.0	3面コンクリート舗	1.3	17,311	100%
2-2	1.63	2.1	1.0	同上	1.3	12,998	75%
2-3	0.76	1.3	1.0	同上	1.3	6,073	35%
2-4	0.11	0.4	1.0	同上	1.3	880	5%
3号幹渠							
3-1	3.00	3.4	1.0	3面コンクリート舗	1.3	23,896	100%
3-2	2.43	2.9	1.0	同上	1.3	19,383	81%
3-3	1.60	2.1	1.0	同上	1.3	12,758	53%
3-4	0.75	1.2	1.0	同上	1.3	5,954	25%

2.3.3 主要付帯構造物

(1) 独樹坡分水閘改修

現在の分水閘付近に螺江幹渠・干拓専用導水路・百曲幹渠用の分水堰を設ける。水門の躯体は鉄筋コンクリート製・扉は鋼製で電動機巻き上げとする。右岸の径間2.9mの2門は螺江幹渠用($Q=5.57\text{m}^3/\text{s}$)・中央部にある径間3.9m 2門は干拓専用導水路用($7.91\text{m}^3/\text{s}$)であり、左岸の径間3.4m 2門は百曲幹渠用($6.74\text{m}^3/\text{s}$)である。

(2) 中央分土工新設

干拓専用導水路は漁江地点で、東西干拓幹渠と2号幹渠の3方向に分水される。この中央分土工はダブルオリフィス形式で、ほぼ直角方向に水路勾配 1/7,000の東西両干拓幹渠に接続する。($Q=2.73$ 及び $Q=3.00\text{m}^3/\text{s}$) 一方、導水路の延長方向に水路勾配 1/3,000の2号幹渠に接続する。($Q=2.18\text{m}^3/\text{s}$)

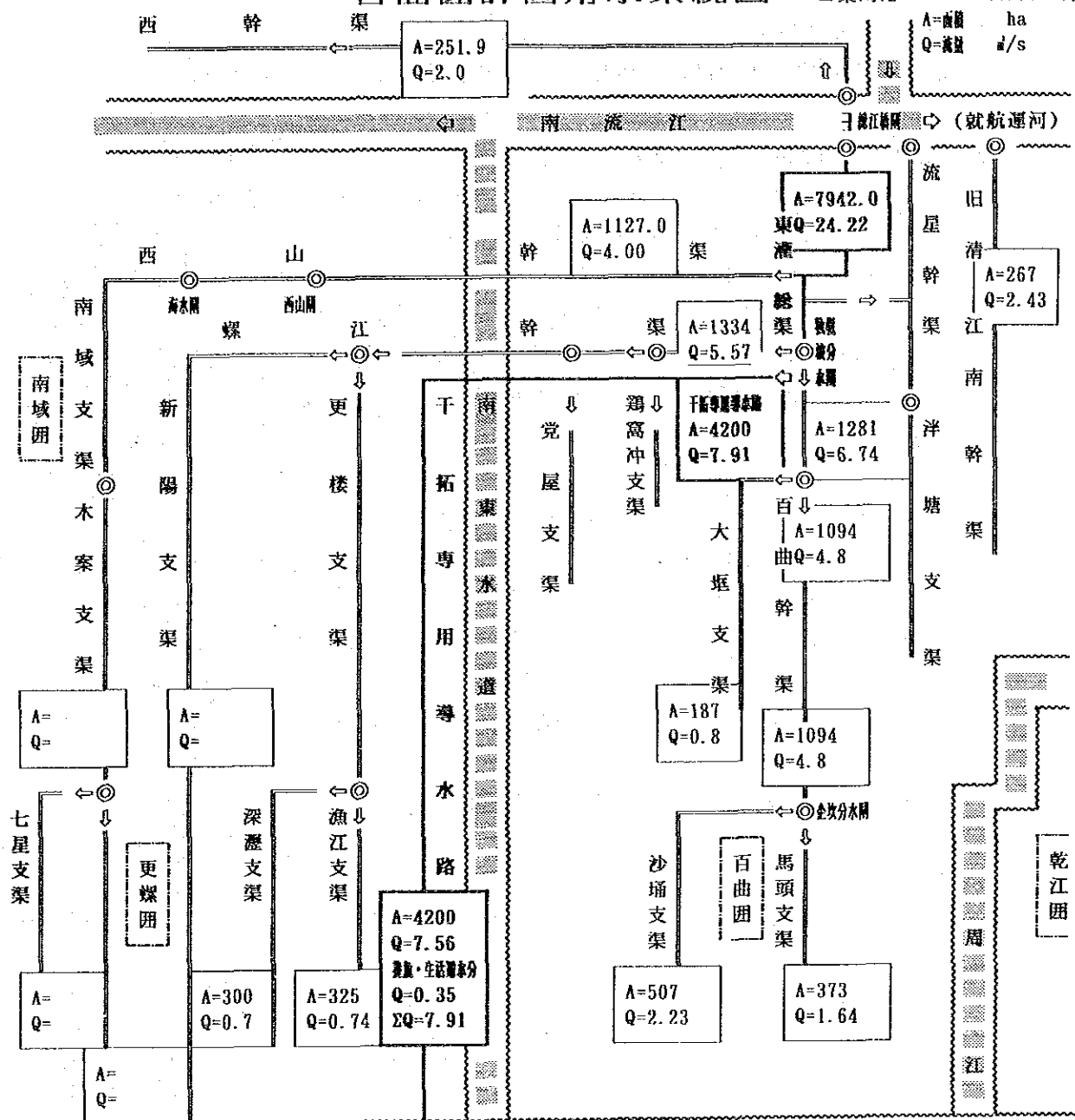
以上の水位・水量を安定的に配分する為、水門の躯体は鉄筋コンクリート製・扉は鋼製で電動機巻き上げ装置とする。各水門の径間及びパイプの口径は次の通りである。

	水門径間	パイプ口径
東干拓幹渠方向	2000mm	1400mm
・西干拓幹渠方向	2000mm	1500mm
2号幹渠方向	2000mm	1200mm

百曲团計畫用水系統图

Ⅲ案对应

91.07.23號



注：干拓幹渠以下的用水量以圖上面積比配分

干拓西幹渠		中央分水		干拓東幹渠	
3幹号渠	A=1600 Q=3.00	2-1 A=1150 Q=2.18	2幹号渠	A=1450 Q=2.73	1号幹渠
100% 3-1	A=1600 Q=3.00	100%		100% 1-1	A=1450 Q=2.73
81% 3-2	A=1300 Q=2.43	75% 2-2	A= 860 Q=1.63	85% 1-2	A=1230 Q=2.34
53% 3-3	A= 850 Q=1.60	35% 2-3	A= 400 Q=0.76	62% 1-3	A= 900 Q=1.70
25% 3-4	A= 400 Q=0.75	5% 2-4	A= 60 Q=0.11	32% 1-4	A= 460 Q=0.87

圖-1-H-2-1

I 灌溉用水路断面算定

1. 干拓専用導水路断面 (縦断図参照)

(1) 断面① (現況通水能力の算定) [東灌総渠]

$$A = (23.6 + 17.2) / 2 \times 2.45 = 49.98 \text{ m}^2$$

$$P = 4.0 + 17.2 + 4.0 = 25.2 \text{ m}$$

$$R = A / P = 49.98 / 25.2 = 1.983 \text{ m}$$

$$I = 1 / 10000$$

$n = 0.03$ (自然流路) とすると、

($L = 3050 \text{ m}$)

$$V = 1 / n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots \text{マニング式}$$

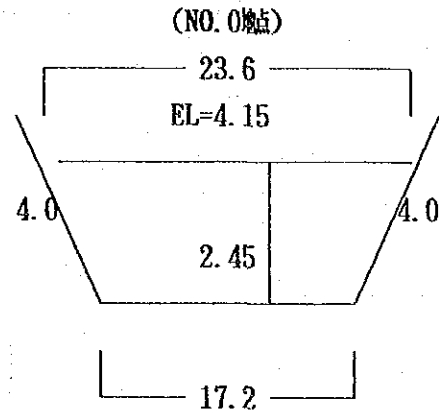
$$= 1 / 0.03 \times 1.983^{2/3} \times (1 / 10000)^{1/2}$$

$$= 0.526 \text{ m/s}$$

$$Q = A \cdot V$$

$$= 49.98 \times 0.526$$

$$= 26.29 \text{ m}^3/\text{s} \geq 24.22 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (計画用水量)} \quad \text{OK}$$



つまり、現況断面で計画用水量は通水可能である。

(2) 断面②

$$A = 7.8 \times 1.3 = 10.14 \text{ m}^2$$

$$P = 1.3 + 7.8 + 1.3 = 10.4 \text{ m}$$

$$R = A / P = 10.14 / 10.4 = 0.975 \text{ m}$$

$$I = 1 / 7000$$

$n = 0.015$ (コンクリート3面張り) とすると、

($L = 9410 \text{ m}$)

$$V = 1 / n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots \text{マニング式}$$

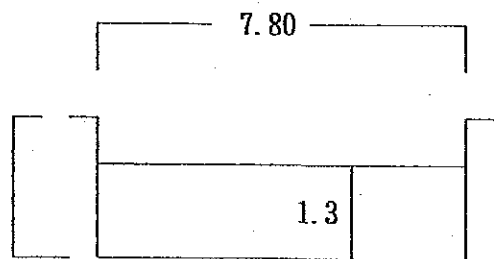
$$= 1 / 0.015 \times 0.975^{2/3} \times (1 / 7000)^{1/2}$$

$$= 0.783 \text{ m/s}$$

$$Q = A \cdot V$$

$$= 10.14 \times 0.783$$

$$= 7.94 \text{ m}^3/\text{s} \geq 7.91 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (計画用水量)} \quad \text{OK}$$



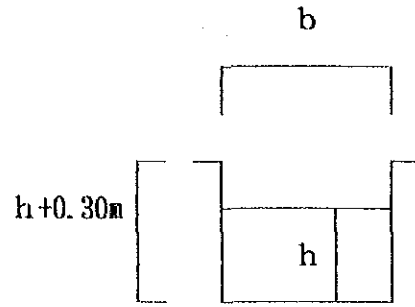
2. 干拓幹渠断面

各断面ともマンニング式で計算し、以下の結果となる。

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

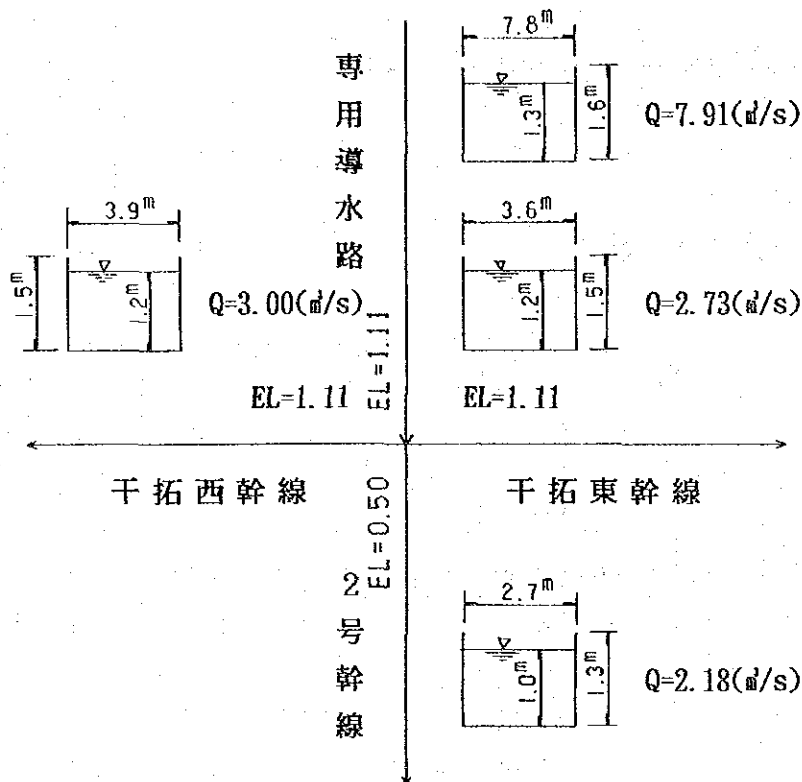
$$Q = A \cdot V$$

※n=0.015 とする。



名称	幅 b (m)	水深 h (m)	延長 L (m)	面積 A (㎡)	径深 R (m)	勾配 I	流速 V (m/s)	流量 Q (㎡/s)	計画排水量 Qa (㎡/s)
東干線渠	3.60	1.20	5,000	4.32	0.720	1/7000	0.640	2.76	2.73
西干線渠	3.90	"	"	4.68	0.743	"	0.654	3.06	3.00
1-1号線渠	3.20	1.00	1,000	3.20	0.615	1/3000	0.880	2.82	2.73
1-2号線渠	2.80	"	"	2.80	0.583	"	0.849	2.38	2.34
1-3号線渠	2.20	"	"	2.20	0.524	"	0.791	1.74	1.70
1-4号線渠	1.40	"	"	1.40	0.412	"	0.674	0.94	0.87
2-1号線渠	2.70	"	"	2.70	0.574	"	0.841	2.27	2.18
2-2号線渠	2.10	"	"	2.10	0.512	"	0.779	1.64	1.63
2-3号線渠	1.30	"	"	1.30	0.394	"	0.654	0.85	0.76
2-4号線渠	0.40	"	"	0.40	0.167	"	0.369	0.15	0.11
3-1号線渠	3.40	"	"	3.40	0.630	"	0.894	3.04	3.00
3-2号線渠	2.90	"	"	2.90	0.592	"	0.858	2.49	2.43
3-3号線渠	2.10	"	"	2.10	0.512	"	0.779	1.64	1.60
3-4号線渠	1.20	"	"	1.20	0.375	"	0.633	0.76	0.75

II 百曲中央分水路設計



図の様に、専用導水路から干拓西幹線、干拓東幹線、2号幹線へ所定の水量を分水する。分水方式は、ダブルオリフィス分水路とする。ダブルオリフィス分水路は、定水頭型分水路ともいわれ、前面の第1ゲート（量水ゲート）でオリフィスの開口面積を設定し、第2ゲートで主水路と調整水槽との水位差が一定（5～6 cm程度）になるよう調節し、必要な水量を分水するものである。

1. ダブルオリフィス分水路の計算

(1)基本公式

i)量水ゲート

本分水路は、モグリオリフィスの原理を応用したもので、その流量公式は、式 1.1.1 のとおりである。

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \dots \dots \dots 1.1.1$$

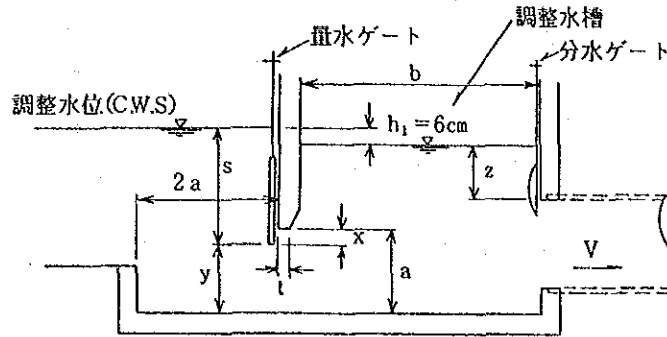
Q : 分水量(d/s)

C : 流量係数 0.75

A : オリフィスの面積(m²)

H : 水頭差

今、式 1.1.1 で水頭差 H を一定に保てば、分水量 Q はオリフィスの面積 A に比例する。
通常 H は 6 cm に保たれる。



ダブルオリフィス分水工

ii) 樋管断面の決定

樋管にはパイプを使用し、流入損失係数 f_e 及び摩擦損失係数 f を考慮した式により水理計算する。

$$Q = A \cdot \sqrt{(2 \cdot g \cdot h) / (1 + f_e + f \cdot L / D)} \dots \dots \dots 1.1.2$$

Q : 分水量 (m³/s)

A : 通水断面積 (m²)

f_e : 流入損失係数

f : 管の摩擦損失係数 $f = 124.5 \cdot n^2 / D^4$

n : 管の粗度係数

L : 管の長さ (m)

D : 管径 (m)

h : 調整水槽の水位と出口水位との差 (m)

通常 h を 30 cm とし、式 1.1.2 により必要な通水断面積 A を求めて管径を決定する。

(2) 分水ゲートの決定

i) 干拓西幹線への分水

分水量 $Q = 3.00$ (m³/s)

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

$$\therefore A = Q / (C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H})$$

$$= 3.00 / (0.75 \cdot \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.06})$$

$$= 3.689 \text{ (m}^2\text{)}$$

ゲートの幅を 2.0 m とすると開度 Y は、

$$Y = A / 2.0$$

$$=3.689/2.0$$

$$=1.845 \approx 1.85(\text{m}) \text{ とする。}$$

ii) 干拓東幹線への分水

$$\text{分水量 } Q=2.73(\text{m}^3/\text{s})$$

$$Q=C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

$$\therefore A=Q / (C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H})$$

$$=2.73 / (0.75 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.06})$$

$$=3.357(\text{m})$$

ゲートの幅を2.0mとすると開度Yは、

$$Y=A/2.0$$

$$=3.357/2.0$$

$$=1.679 \approx 1.68(\text{m}) \text{ とする。}$$

iii) 2号幹線への分水

$$\text{分水量 } Q=2.18(\text{m}^3/\text{s})$$

$$Q=C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

$$\therefore A=Q / (C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H})$$

$$=2.18 / (0.75 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.06})$$

$$=2.680(\text{m})$$

ゲートの幅を2.0mとすると開度Yは、

$$Y=A/2.0$$

$$=2.680/2.0$$

$$=1.340 \approx 1.34(\text{m}) \text{ とする。}$$

(3) パイプ径の決定

式 1.1.2 より調整水槽の水と出口水位の差 $h=0.30\text{m}$ 以下となる様なパイプ径を選定する。

$$Q=A \cdot \sqrt{(2 \cdot g \cdot h) / (1 + f_0 + f \cdot L/D)}$$

上式を変形すると、

$$h=(1 + f_0 + f \cdot L/D) \cdot V^2 / 2 \cdot g$$

i) 干拓西幹線への分水

$$\text{分水量 } Q=3.00(\text{m}^3/\text{s})$$

$$\text{パイプ径 } D=1500(\text{mm}) \text{ (仮定)}$$

$$V=Q/A$$

$$=3.00 / ((\pi/4) \times 1.50^2)$$

$$=1.698(\text{m/s})$$

$$f_0=0.5$$

$$L = 4.86(\text{m}) \quad (2 \times 2.43\text{m} = 4.86\text{m})$$

$$\begin{aligned} f &= 124.5 \cdot n^2 / D^5 \\ &= (124.5 \times 0.013^2) / (1.50)^5 \\ &= 0.0184 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore h &= (1 + 0.5 + 0.0184 \times (4.86) / 1.50) \times 1.698^2 / (2 \times 9.8) \\ &= 0.229(\text{m}) < 0.30(\text{m}) \quad \therefore \text{OK} \end{aligned}$$

\therefore パイプ径を $\Phi 1500(\text{m/m})$ とする。

ii) 干拓東幹線への分水

分水量 $Q = 2.73(\text{m}^3/\text{s})$

パイプ径 $D = 1400(\text{m/m})$ (仮定)

$$\begin{aligned} V &= Q / A \\ &= 2.73 / (\pi / 4) \times 1.40^2 \\ &= 1.773(\text{m}) \end{aligned}$$

$$f_0 = 0.5$$

$$L = 4.86(\text{m})$$

$$\begin{aligned} f &= 124.5 \cdot n^2 / D^5 \\ &= (124.5 \times 0.013^2) / (1.40)^5 \\ &= 0.0188 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore h &= (1 + 0.5 + 0.0188 \times (4.86) / 1.40) \times 1.773^2 / (2 \times 9.8) \\ &= 0.251(\text{m}) < 0.30(\text{m}) \quad \therefore \text{OK} \end{aligned}$$

パイプ径を $\Phi 1400(\text{m/m})$ とする。

iii) 2号幹線への分水

分水量 $Q = 2.18(\text{m}^3/\text{s})$

パイプ径 $D = 1200(\text{m/m})$ (仮定)

$$\begin{aligned} V &= Q / A \\ &= 2.18 / (\pi / 4) \times 1.20^2 \\ &= 1.928(\text{m}) \end{aligned}$$

$$f_0 = 0.5$$

$$L = 4.86(\text{m})$$

$$\begin{aligned} f &= 124.5 \cdot n^2 / D^5 \\ &= (124.5 \times 0.013^2) / (1.20)^5 \\ &= 0.0198 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore h &= (1 + 0.5 + 0.0198 \times (4.86) / 1.20) \times 1.928^2 / (2 \times 9.8) \\ &= 0.2997(\text{m}) < 0.30(\text{m}) \quad \therefore \text{OK} \end{aligned}$$

\therefore パイプ径を $\Phi 1200(\text{m/m})$ とする。

I. 排水計画

技術報告書・第 I 部・合浦県百曲団地区開発計画

I 排 水

目 次

	頁
第1章 現 況 -----	I- 1
1.1 洪水の現況 -----	I- 1
1.2 洪水防御施設 -----	I- 1
1.3 現況排水組織 -----	I- 2
1.3.1 排水状況 -----	I- 2
1.3.2 排水施設 -----	I- 2
1.4 開発障害の要因 -----	I- 3
第2章 計 画 -----	I- 5
2.1 基本方針 -----	I- 5
2.2 計画基準降雨 -----	I- 5
2.2.1 計画基準年次 -----	I- 5
2.2.2 1/10年3日連続雨量の日雨量への配分 -----	I- 5
2.3 流出量 -----	I- 9
2.3.1 計画有効雨量 -----	I- 9
2.3.2 流出量の算定 -----	I-11
2.4 排水施設 -----	I-18
2.4.1 設計洪水量及び排水路の決定 -----	I-18
2.4.2 排水門 -----	I-21

I 排水計画

第1章 現況

1.1. 洪水の概要

本調査地区の重要な水源である南流江は治水工事が進まないで、解放前はしばしば河川の氾濫によって大きな災害を引き起こした。解放後は上流に幾多のダムを築き、洪水防止堤防を強化してはいるが、当地区は依然として洪水被害に見舞われる。

南流江の流域は太平洋の還流気候と低気圧の影響を受ける為、しばしば広範囲の長時間に亘る強烈な暴風雨が発生する。このため南流江は特大級の洪水が発生し、その被害は非常に深刻である。

本地区の洪水発生現象は二つのタイプがある。一つは上流山岳部を含む南流江自体の流域に降った雨量に因るもの。もう一つは下流外海の潮位の上昇に因る高潮被害、並びに両者の複合被害である。

洪水は一般に7~8月の間に発生するが、4~6月に発生した年もある。解放後40年間に大洪水は13回発生しており、平均では3~5年に一回の頻度である。その内最大のもののは1976年に発生し、常楽水文観測所の最大洪水流量は4,860 m^3/s 、最高水位は18.52mに、総江口の水位は6.42mに達した。

これに次ぐ記録は1985年で上流の洪水は左程では無かったが、暴風圏が合浦にあり総江口の水位は歴史的な最高水位の6.43mまで上昇した。この合浦県の市街地の95%以上が浸水し、7日間の長期間に亘り、最大水深は2.5mに及んだ。

海河堤は解放後40年間で堤防決壊4回、潮害で2回の被害が発生した。その内と最も深刻なものは1986年7月21日の台風9号の暴風であった。

全県下の海堤のうち深刻な被害を受けたもの1,798箇所、その延長は293.8kmで、県下の被害総額は1.72億元に達した。

1.2. 洪水防御施設

主なるものは二つある。一つは河川流量を自ら調節する洪潮江ダムその他の洪水調節機能設備。他は南流江の高水位及び外海の高潮の地区内侵入を防ぐ海河堤である。

洪潮江ダムは総貯水量7億 m^3 のうち4億 m^3 が洪水調節容量である。過去の洪水発生時にはその機能發揮に努力したが、気象水文データを事前に、且つ刻々と入手する方法が確立されていなかったため、洪水を予測する技術が不足し洪水調節としての防災効果を發揮し得なかった。

合浦3ダム群の総貯水能力は12.5億 m^3 。その集水面積は1,052.8 km^2 でこれは南流江の全流域面積9,704 km^2 の10%に匹敵する。従って洪水調節機能を充分潜在させている然し両ダム群とも現在も猶、総合的な洪水制御の技術の確立に至っていない。

海河堤は百曲圏の周囲の河川と外海を囲繞しその総延長は46.53kmに及ぶ。

即ち北辺は南流江、西辺は南東水道、南辺は外海、更に東辺は周江からそれぞれ囲内の耕地と住民生活を保護している。堤防状況は解放後やや改善されたが、大部分の堤防断面は薄く、堤塘天端標高が低く、しばしば漏水するため、平常の生産を維持するのみで災害抵抗力は低い。

1.3 現況排水組織

1.3.1 排水状況

百曲囲の地形は低く窪んでいる。標高は北部の江口橋閘頭首工付近の耕地で5.5m、南部の十八瀝排水閘付近の耕地が1.0mである。一方外潮位は平均潮位で+0.30 歴史的最高潮位は3.74m で、平均潮位差は2.36m である。この影響で地区の東西両辺を流れる周江、東南水道は感潮河川となり、満潮時には外水が逆流し、干潮時に排水する。地区内の排水系統は複雑で旧来の河川がクリーク状に蛇行して用水路と交差しながら存在している。地区の排水系統図を図-1-1-1-1に示す。

このような自然条件から湛水や潮害を受ける区域は二の部分がある。一つは北部の上流部、「九坡」一帯で面積は9,000 畝、他は南部下流部の「馬頭」一帯で面積は10,700畝である。

九坡一帯の排水は「洪屋淀」の排水閘を経て周江に注ぐが、洪水時には潮汐の影響に因り、河川水位の方が高くなり、地区内からの排水は困難である。

馬頭一帯は南部の「十八瀝大閘」を経て外海に連絡しているが、外部に発達した干潟の標高が1-1.5mなので排水は困難である。このような状態から低位部水田は塩分濃度が増加して、土地の咸酸状態を助長し中低生産田となっている。その面積は1.89万畝に達している。(党江郷全体では4.11万畝)

現在党郷江の排水基準は僅かに2-3 年に1度の洪水に耐えられるのみの水準である

1.3.2 排水施設

既に述べたように系統的な排水路はごく一部分で大部分は旧河川がクリーク状に残っている。クリークは排水施設より寧ろ用水源として利用される他、アヒル、水牛等の飼育には必要な施設で一部生活用水としても利用される。従って日常的な排水機能はほとんどない。

地区を囲繞する海河堤には大小61箇所あるが何れも老朽している。

代表的な「十八瀝大閘」は解放後設置され、1982年に改修された。水門躯体はコンクリート製で扉は木製の招き戸(フラップゲート)である。水門の幅は2.0m高さ2.5mで12基を備えている。扉の水密性が劣るので満潮時には海水が逆流する。

他の排水工は更に規模が小さく、老朽度も高く緊急に改造すべきである。

1.4 開発阻害の要因

現在地区内耕地に排水障害を招いている要因は大別して二つある。自然的なものと人為的なものである。

前者はクリーク状の旧河川を含む平坦な地形と広大な流域を持つ南流江の豊富な河川水量及び北部湾の満潮位である。

後者は脆弱な海河堤と老朽した排水施設及びそれらに対する不十分な維持管理である。

この二つは互いに関連してマイナスの相乗効果を挙げている。

日常的な排水不良は、流部で通常の水田の必要水量の2倍以上の用水を導入する事と圃場の整備水準の低さに起因している。

例えば日本の水田では、水口及び畦畔の構造・機能が完備されており、相当程度までの湛水能力を備えているに対して、当地区の水田は、幹線又は支線水路から直接取水して田越し灌漑方式をとるので、地区内の貯留（湛水）能力が零にひとしく、小降雨に対しても容易に水田から溢流し、生活環境に被害を及ぼす。

更に掛け流し方式は大量の用水が外海に無効放流されるので、下流部水田ではに常時クリーク等に湛水させないと用水不足が生ずる。加えて満潮時、クリークに逆流するの塩水楔現象を利用して上部の淡水を利用する慣行灌漑があるので、排水不良状況を加速する。

クリークの水は灌漑に利用されるのみならず、アヒル、水牛等の飼育に絶対に必要であるばかりか、集落住民の生活用水としても使用されている。

この様に言わば水郷の中で生活を営む社会環境では、住民が灌漑・排水施設の維持管理を強化して、生活環境改良を指向する意識は生じ難い。

百曲田現況排水系統圖

II・III案共通 91.07.01號

A=敷設管 數 km Q=排水量 噸/S
L=段管 數 km

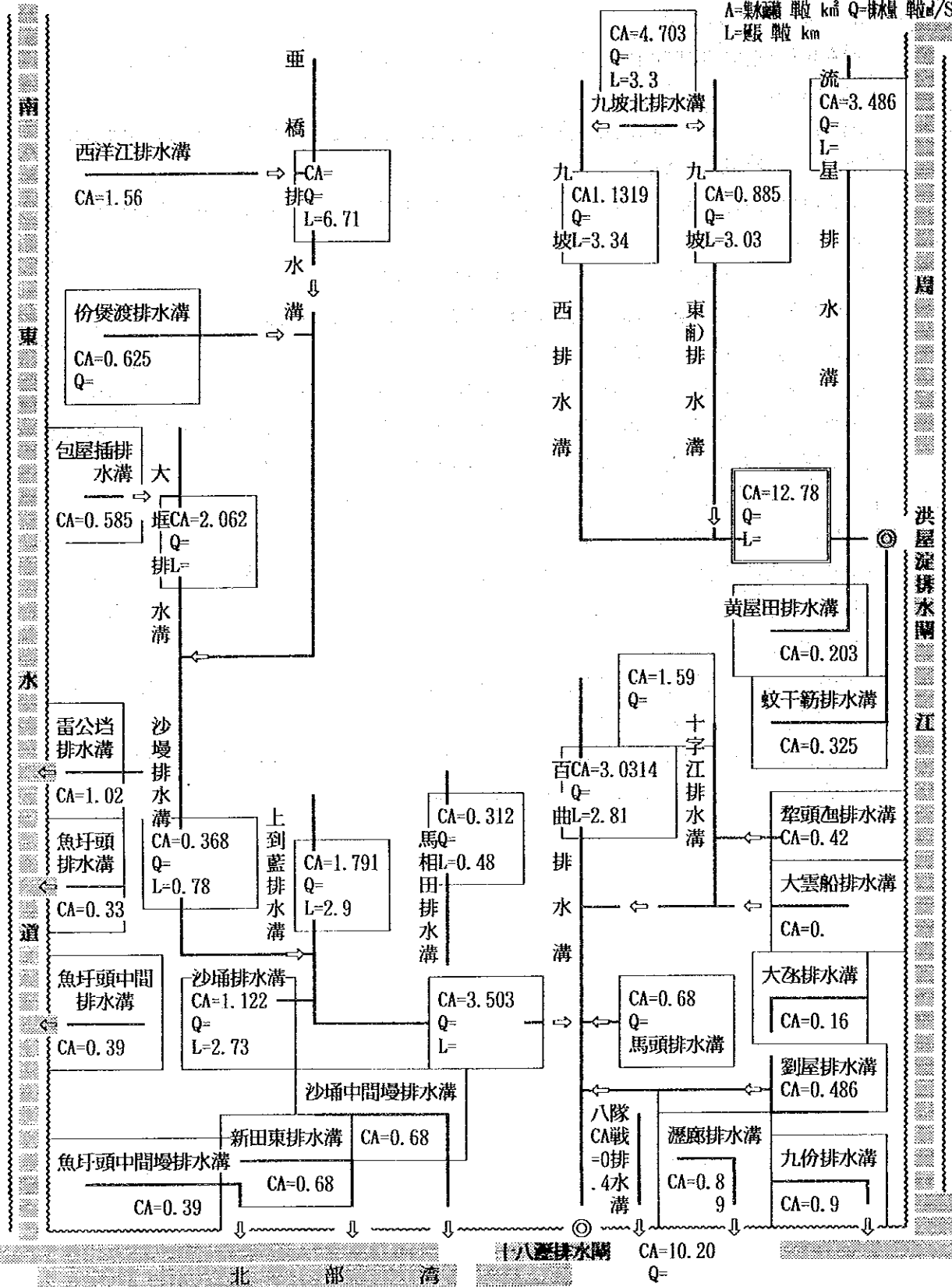


圖-i-I-1-1

第2章 計 画

2.1 基本方針

排水計画は、1/10年確率3日連続雨量を設計降雨として、耕地に許容湛水を考慮しつつ、遊水池へ排水する様に排水路、排水門の計画をする。排水方法は、北海湾の干満差を利用する自然排水方式を採用する。

2.2 計画基準降雨

2.2.1 計画基準年次

1980年から89年までの北海観測所の記録から、1/10年確率3日連続降雨量を求め、482.5mmを得る。この値に対する降雨分布を次の方法で試算する。

2.2.2 1/10年確率3日連続雨量の日雨量への配分

北海観測所の1980～1989年間の最大3日連続雨量を選定し、3日間の実際の雨量配分を前方山型(A)・中央山型(B)・後方山型(C)の3種類に分類し、3日連続雨量に占める、日雨量の比率の平均値を算出し、その配分比率を応用して前記の1/10年確率3日連続雨量を日雨量に配分する。

表-I-I-2-1 3日連続降雨量の降雨分布の解析

北海観測所 (1980~1989)

雨 量	生起年月日	各 日 雨 量			分 類 型
		第1日	第2日	第3日	
mm/3日 649.5	1981.7/22~7/24	12.5mm 1.9%	127.8mm 19.7%	509.2mm 78.4%	C
426.9	1987.7/29~7/31	69.7 16.3	214.1 50.1	143.1 33.5	B
312.8	1984.7/9~7/11	36.1 11.5	270.9 86.6	5.8 1.9	B
295.9	1986.7/20~7/22	16.8 5.7	174.4 58.9	104.7 35.4	B
285.4	1985.8/26~8/28	86.0 30.1	116.1 40.7	83.3 29.2	B
264.6	1988.6/29~6/31	0.1 0.0	264.5 100.0	0.0 0.0	B
243.9	1983.8/20~8/22	11.5 4.7	23.9 9.8	208.5 85.5	C
200.0	1980.6/27~6/29	15.4 7.7	177.1 88.6	7.5 3.7	B
190.5	1989.7/18~7/20	25.6 13.4	164.9 86.6	0.0 0.0	B
188.0	1982.7/4~7/6	5.0 2.7	65.3 34.7	117.7 62.6	C

表-1-I-2-2 降雨分布の占有率

降雨分布種類	個数	占有率			
		1日目	2日目	3日目	平均雨量
前方山型 A		%	%	%	mm
中央山型 B	7	12.1	73.1	14.8	282.3
後方山型 C	3	3.1	21.4	75.5	360.5

降雨波形を調べた結果、左記の表から見るように、中央山型が最も多い。又、降雨量の占有率（ピーク）はA型では1日目、B型では2日目、C型では3日目となっている。従って、3日連続雨量の各日への配分率は、

雨量第1位の占有率の平均を2日目に、第2位の占有率を3日目に、第3位の占有率を1日目の占有率とする。

第1位の占有率（荷重平均）

$$\frac{7 \times 73.1 + 3 \times 75.5}{10} = 73.8\%$$

第2位の占有率（荷重平均）

$$\frac{7 \times 14.8 + 3 \times 21.4}{10} = 16.8\%$$

第3位の占有率（荷重平均）

$$\frac{7 \times 12.1 + 3 \times 3.1}{10} = 9.4\%$$

上述の各位の占有率（荷重平均）を、計画雨量に乗じて3日間の日雨量を算定する。

表-1-I-2-3 3日連続雨量の日雨量への配分

	3日連続雨量	1日目	2日目	3日目
比率	100.0 %	9.4 %	73.8 %	16.8 %
雨量	482.5 mm	45.3 mm	356.1 mm	81.1 mm

表-1-I-2-4 3日連続雨量の時間雨量への配分 単位:mm

	計 画 降 雨 量			
	時 刻	1日目	2日目	3日目
時間雨量データがないので、 “シャーマン型”降雨強度式に より時間雨量への配分を行う。	1	1.0	9.2	4.8
	2	1.0	9.5	4.6
	3	1.1	9.8	4.5
シャーマン型降雨強度式 $R_t = R_T \cdot (t/T)^k$	4	1.1	10.4	4.3
	5	1.1	10.7	4.1
	6	1.3	11.3	3.9
R_T は配分しようとするT時 間雨量。 R_t は R_T の中でのt 時間最大雨量kは、 通常k = 1/2~1/3=1/2	7	1.3	12.2	3.7
	8	1.3	13.8	3.7
	9	1.5	14.8	3.5
	10	1.5	17.4	3.4
	11	1.6	24.1	3.4
計算の結果を右欄に示す。	12	1.7	60.1	3.3
	13	1.8	24.1	3.2
	14	1.8	17.4	3.1
	15	1.9	14.9	3.1
	16	2.1	13.9	2.9
	17	2.1	12.2	2.9
	18	2.3	11.4	2.9
	19	2.4	10.7	2.7
	20	2.6	10.4	2.7
	21	2.8	9.9	2.7
	22	2.9	9.5	2.6
	23	3.1	9.3	2.6
	24	4.0	9.1	2.5
	計	45.3	356.1	81.1
			総 計	482.5

2.3 流出量

2.3.1 計画有効雨量

(1) 流出率

事業実施後のピーク流出係数を推定する場合や、実測資料の乏しい場合の参考として従来よりよく用いられている値と角屋によって測定された値を下表に示す。下表は、物部が日本内地の河川の洪水時の値として与えたものであるが、流域の状況によって変化するとともに、安全係数に類するものも含めてあるが、流域の状況によって変化するとともに、安全係数に類するものも含めてあり、更に対象とした洪水が大きなものであるため、土地改良事業で対象とする降雨に対しては、大きな値となる傾向がある。特に水田の場合には、0.7～0.8の値をとることはほとんどなく、大略0.3～0.4の範囲内と考えてよい。水田の流出率を0.3とする。

表-I-I-2-5 従来よりよく用いられているピーク流出係数

地形の状態	f_p
急しゅんな山地	0.75～0.9
三紀層山地	0.7～0.8
起伏のある土地及び樹林地	0.5～0.75
平らな耕地	0.45～0.6
灌漑中の水田	0.7～0.8
山地河川	0.75～0.85
平地小河川	0.45～0.75
流域のなかば以上が平地である大河川	0.5～0.75

(2) 計画有効降雨量の計算

シャーマン式に依って求めた、3日連続雨量の時間雨量に水田の流出率0.30を乗じて各時間毎の有効雨量（流出量）を求めると、以下の表のとおりである。

表-I-I-2-6

単位：mm

時刻	計画有効降雨量		
	1日目	2日目	3日目
1	0.30	2.76	1.44
2	0.30	2.85	1.38
3	0.33	2.94	1.35
4	0.33	3.12	1.29
5	0.33	3.21	1.23
6	0.39	3.39	1.17
7	0.39	3.66	1.11
8	0.39	4.14	1.11
9	0.45	4.44	1.05
10	0.45	5.22	1.02
11	0.48	7.23	1.02
12	0.51	18.03	0.99
13	0.54	7.23	0.96
14	0.54	5.22	0.93
15	0.57	4.47	0.93
16	0.63	4.17	0.87
17	0.63	3.66	0.87
18	0.69	3.42	0.87
19	0.72	3.21	0.81
20	0.78	3.12	0.81
21	0.84	2.97	0.81
22	0.87	2.85	0.78
23	0.93	2.79	0.78
24	1.20	2.73	0.75
計	13.59	106.83	24.33
		総計	144.75

2.3.2 流出量の算定

流出量は単位図法で求める。既存の実測資料がないので、中安の総合単位図法を適用する。

$$Q_{max} = 0.2778 \frac{A \cdot R_0}{0.3 \cdot T_1 + T_{0.3}}$$

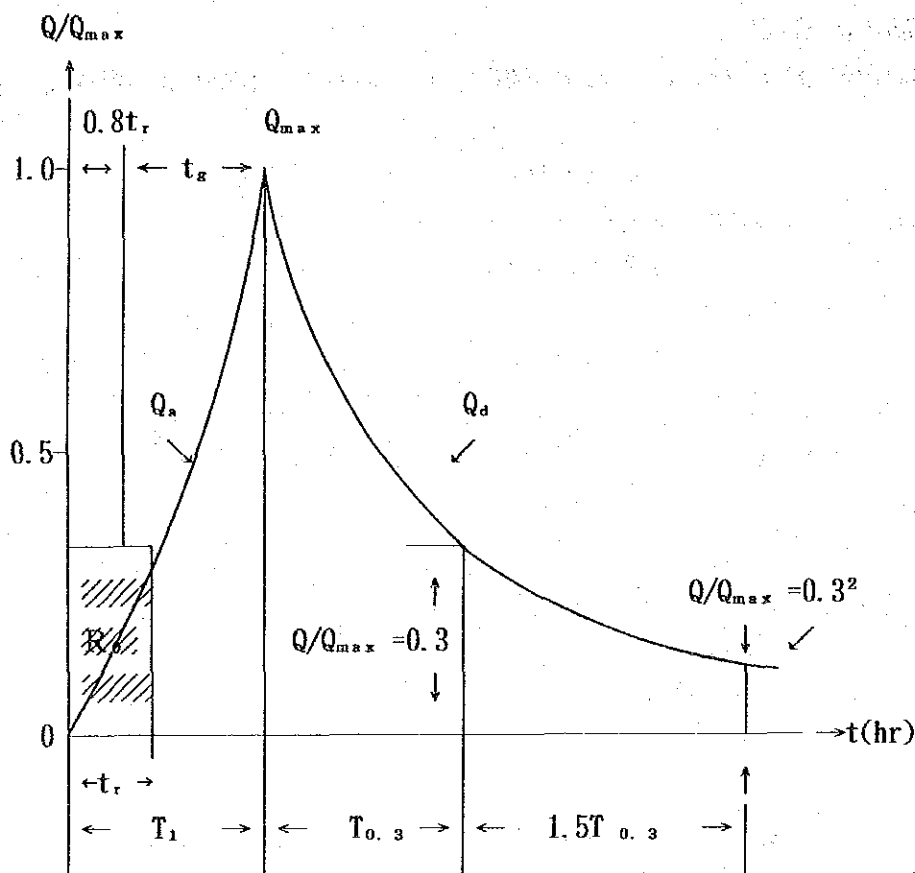
上昇曲線：
$$\frac{Q_u}{Q_{max}} = \left(\frac{t}{T_1} \right)^{2.4}$$

減水曲線：
$$\frac{Q_d}{Q_{max}} \geq 0.3 : \frac{Q_d}{Q_{max}} = 0.3 \frac{t - T_1}{T_{0.3}}$$

$$0.3 \geq \frac{Q_d}{Q_{max}} \geq 0.3^2 : \frac{Q_d}{0.3 \cdot Q_{max}} = 0.3 \frac{t - (T_1 + T_{0.3})}{1.5 \cdot T_{0.3}}$$

$$0.3^2 \geq \frac{Q_d}{Q_{max}} ; \frac{Q_d}{0.3^2 \cdot Q_{max}} = 0.3 \frac{t - (T_1 + T_{0.3} + 1.5 \cdot T_{0.3})}{2 \cdot T_{0.3}}$$

ここに Q_{max} は単位時間 t_r (hr)、有効雨量 R_0 (mm) によるピーク流量 (m/s)、 Q_u 、 Q_d は上昇と減水時の流量 (m/s)、 T_1 はピーク到達時間 (hr)、 $T_{0.3}$ は Q_{max} が 0.3 Q_{max} になる時間であり、次頁のグラフに示すとおりである。



最大流路延長を L で表し、集水面積を A で表すと、

$$L < 15\text{km} : t_g = 0.21 L^{0.7}$$

$$L > 15\text{km} : t_g = 0.4 + 0.058 L$$

$$\text{出水の出が遅く引きの早い河川} : T_{0.3} = 1.5 t_g$$

$$\text{出水の出が早く引きの遅い河川} : T_{0.3} = 3.0 t_g$$

$$\text{その中間} : T_{0.3} = 2.0 t_g$$

$$T_1 = t_g + 0.8 t_r$$

以上の式から t_r を、 $t_r = (0.5 \sim 1.0) t_g$ にとると洪水記録の乏しい河川においても単位図法を適用出来る。

そこで、本計画流域の河川流路45km、集水面積300km²を適用し、雨量10mmに対する1時間毎の流量を算定すると以下のとおりである。

$L = 45 \text{ km}$	•	$A = 300 \text{ km}^2$
$R_0 = 10 \text{ mm}$	•	$T_0 = 1.0 \text{ hr}$

- $t_g = 0.4 + 0.058 \cdot L = 0.4 + 0.058 \times 45 = 3.01(\text{hr})$
- $t_r = (0.5 - 1.0) \cdot t_g = 3.010(\text{hr})$
- $T_1 = t_g + 0.8 \cdot t_r = 3.01 + 0.8 \times 3.010 = 5.418(\text{hr})$
- $T_{0.3} = 2.0 \cdot t_g = 6.02(\text{hr})$
- $Q_{\max} = 0.2778 \frac{A \cdot R_0}{0.3T_1 + T_{0.3}} = 0.2778 \times \frac{300.0 \times 10.0}{0.3 \times 5.42 + 6.02}$
 $= 108.998(\text{m}^3/\text{s})$
- $T_{0.3} = T_1 + T_{0.3} = 5.42 + 6.02 = 11.44(\text{hr})$
- $T_{0.3}^2 = T_1 + T_{0.3} + 1.5 \cdot T_{0.3} = 5.42 + 6.02 + 1.5 \times 6.02$
 $= 20.47(\text{hr})$

次に降雨の経過時間毎の流出量を、次のように算定する。

I. $0 \leq t \leq 5.4$
 (ピーク時まで)

$$\frac{Q_d}{Q_{\max}} = \left(\frac{t}{T_1} \right)^{2.4}$$

$$\therefore Q_d = 108.998 \left(\frac{t}{5.40} \right)^{2.4}$$

II. $5.4 \leq t \leq 11.4$
 (ピーク時の30%)

$$\frac{Q_d}{Q_{\max}} = 0.3 \frac{t - T_1}{T_{0.3}}$$

$$\therefore Q_d = 108.998 \times 0.3 \frac{t - 5.4}{6.0}$$

III. $11.4 \leq t \leq 20.5$
 ($1.5T_{0.3}$ 時)

$$\frac{Q_d}{0.3 \cdot Q_{\max}} = 0.3 \frac{t - (T_1 + T_{0.3})}{1.5 \cdot T_{0.3}}$$

$$\therefore Q_d = (0.3 \times 108.998) \times 0.3 \frac{t - 11.4}{9.0}$$

$$= 32.699 \times 0.3 \frac{t - 11.4}{9.0}$$

$$\begin{aligned}
 \text{IV. } 20.5 \leq t \\
 \text{(減水期)} \quad \frac{Q_d}{0.3^2 Q_{max}} &= 0.3 \frac{t - (T_1 + T_0.3 + 1.5 + T_0.3)}{2.0 \cdot T_0.3} \\
 \therefore Q_d &= (0.3^2 \times 108.998) \times 0.3 \frac{t - 20.5}{12.0} \\
 &= 9.810 \times 0.3 \frac{t - 20.5}{12.0}
 \end{aligned}$$

以上の4式を用いて、降雨量10mmに対する1時間毎の単位流出量を算定し、次頁の表-I-I-2-7に示す。

又、10mm降雨量に対する各有効雨量の比率から、各時間毎の有効流出量を表-I-I-2-8に示す。

表-I-I-2-7

合浦地方雨量10mm当り流出量算定表

時刻(hr)	適用式	Q/Q _{max}	Q (m ³ /s)	時刻(hr)	適用式	Q/Q _{max}	Q (m ³ /s)
0.0	①			25.4	④	0.055	6.000
0.4	"	0.001	0.211	26.4	"	0.050	5.427
1.4	"	0.039	4.270	27.4	"	0.045	4.909
2.4	"	0.143	15.566	28.4	"	0.041	4.441
3.4	"	0.329	35.911	29.4	"	0.037	4.017
4.4	"	0.612	66.675	30.4	"	0.033	3.633
5.4	"	1.000	108.998	31.4	"	0.030	3.286
6.4	②	0.818	89.181	32.4	"	0.027	2.973
7.4	"	0.669	72.967	33.4	"	0.025	2.689
8.4	"	0.548	59.701	34.4	"	0.022	2.432
9.4	"	0.448	48.846	35.4	"	0.020	2.200
10.4	"	0.367	39.966	36.4	"	0.018	1.990
11.4	"	0.300	32.699	37.4	"	0.017	1.800
12.4	③	0.262	28.605	38.4	"	0.015	1.628
13.4	"	0.230	25.023	39.4	"	0.014	1.473
14.4	"	0.201	21.890	40.4	"	0.012	1.332
15.4	"	0.176	19.149	41.4	"	0.011	1.205
16.4	"	0.154	16.751	42.4	"	0.010	1.090
17.4	"	0.144	15.654	43.4	"	0.009	0.986
18.4	"	0.118	12.819	44.4	"	0.008	0.892
19.4	"	0.103	11.214	45.4	"	0.007	0.807
20.4	"	0.090	9.810	46.4	"	0.006	0.730
21.4	④	0.082	8.963	47.4	"	0.006	0.660
22.4	"	0.074	8.107				
23.4	"	0.067	7.333				
24.4	"	0.061	6.633				

この表は降雨量 $R_0 = 10$ mm 集水面積 $A = 300$ km² 流路延長 $L = 45$ kmについて1時間毎の単位流出量を算出する。適用式は① $0 \leq t \leq 5.4$ ② $5.4 \leq t \leq 11.4$ ③ $11.4 \leq t \leq 20.5$ ④ $20.5 \leq t$ の区分による。

表-I-I-2-8

流出量の計算

単位: mm

時刻	有効量	流出量	時刻	有効量	流出量	時刻	有効量	流出量	時刻	有効量	流出量	
1	0.30	0.006	26	2.85	54.098	51	1.35	286.946	76	66.488	101	1.962
2	0.30	0.134	27	2.94	60.475	52	1.29	269.838	77	56.123	102	1.651
3	0.33	0.602	28	3.12	70.845	53	1.23	246.244	78	47.606	103	1.377
4	0.33	1.692	29	3.21	78.055	54	1.17	226.746	79	40.566	104	1.130
5	0.33	3.739	30	3.39	109.668	55	1.11	210.143	80	34.767	105	0.906
6	0.39	7.118	31	3.66	129.650	56	1.11	196.111	81	29.968	106	0.712
7	0.39	10.019	32	4.14	147.768	57	1.05	183.653	82	25.991	107	0.536
8	0.39	12.629	33	4.44	164.922	58	1.02	172.646	83	22.668	108	0.377
9	0.45	14.906	34	5.22	181.520	59	1.02	162.925	84	19.767	109	0.237
10	0.45	17.023	35	7.23	198.997	60	0.99	154.244	85	17.229	110	0.110
11	0.48	19.163	36	18.03	219.353	61	0.96	164.242	86	15.000	111	
12	0.51	21.076	37	7.23	248.563	62	0.93	139.043	87	13.064	112	
13	0.54	22.984	38	5.22	290.590	63	0.93	132.562	88	11.492	113	
14	0.54	25.009	39	4.47	348.199	64	0.87	126.364	89	10.062	114	
15	0.57	26.938	40	4.17	419.113	65	0.87	120.495	90	8.874	115	
16	0.63	28.900	41	3.66	490.246	66	0.87	115.182	91	7.837	116	
17	0.63	30.878	42	3.42	480.268	67	0.81	110.301	92	6.932	117	
18	0.69	32.876	43	3.21	457.138	68	0.81	105.642	93	6.114	118	
19	0.72	34.801	44	3.12	431.818	69	0.81	101.387	94	5.383	119	
20	0.78	36.886	45	2.97	407.111	70	0.78	97.339	95	4.721	120	
21	0.84	39.157	46	2.85	383.092	71	0.78	93.460	96	4.130	121	
22	0.87	41.453	47	2.79	361.761	72	0.75	89.892	97	3.600	122	
23	0.93	44.046	48	2.73	345.066	73		86.199	98	3.121	123	
24	1.20	46.801	49	1.44	316.351	74		81.575	99	2.691	124	
25	2.76	49.939	50	1.38	302.187	75		74.290	100	2.306	125	

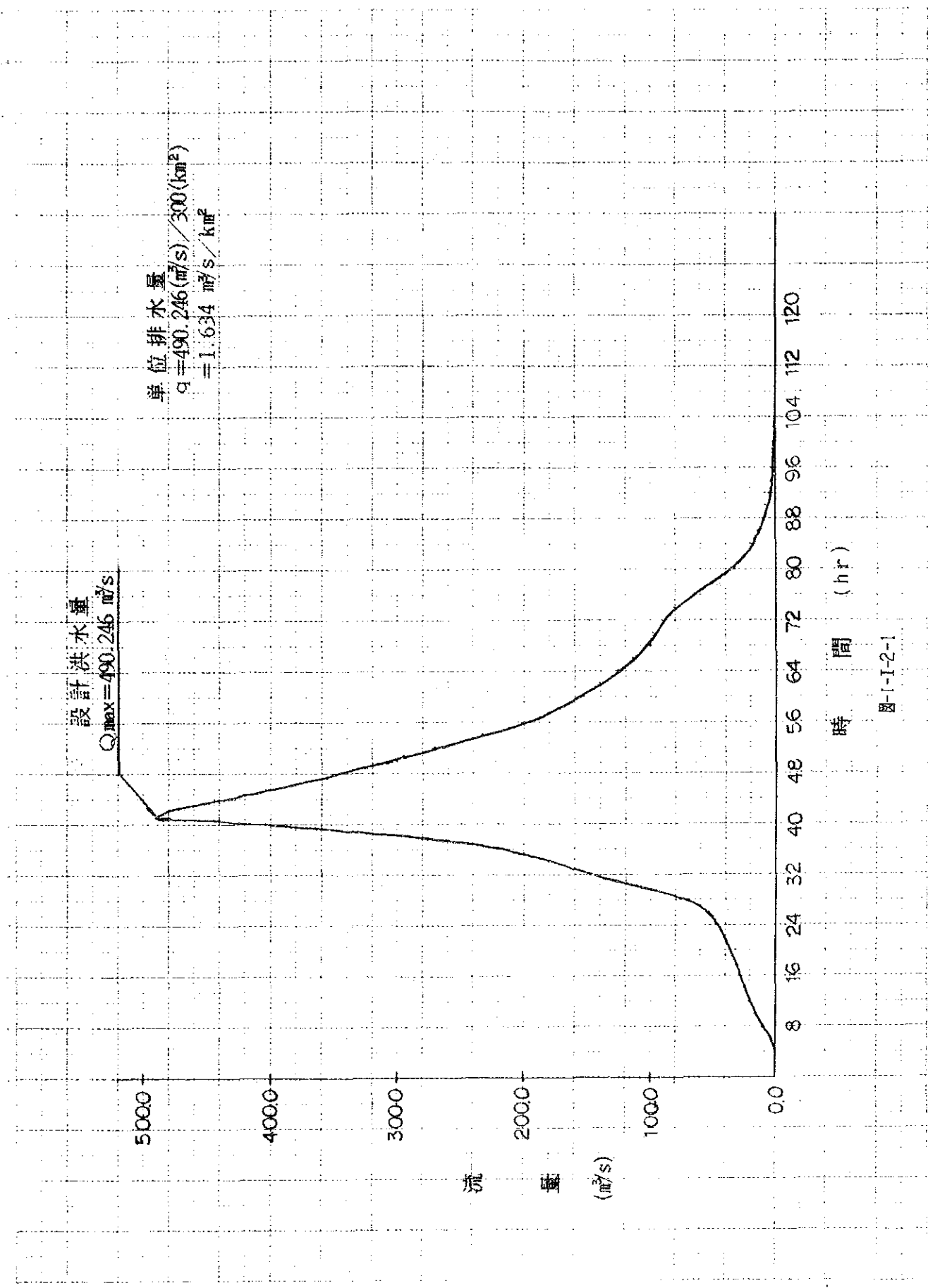


圖-1-1-2-1

2.4 排水施設

2.4.1 設計洪水量及び排水路の決定

(1) 設計洪水量

排水路の断面は、洪水時の流出量により求める。

干拓地全体の排水量は、

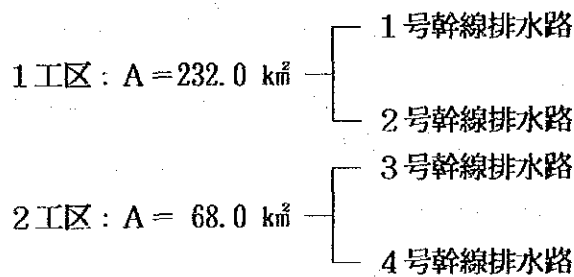
$$Q_{max} = 490.246 \text{ m}^3/\text{s} \cdot A = 300.0 \text{ km}^2$$

であるので、単位排水量は

$$q = 490.246 \text{ m}^3/\text{s} / 300.0 \text{ km}^2 = 1.634 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

となる。

本地区は、1工区と2工区とに分けられる。



I. 1工区…………… $Q = A \cdot q = 232.0 \times 1.634 = 379.088 (\text{m}^3/\text{s})$

1・2号幹線排水路…… $Q = 379.088/2 = 189.544 (\text{m}^3/\text{s})$

II. 2工区…………… $Q = A \cdot q = 68.0 \times 1.634 = 111.112 (\text{m}^3/\text{s})$

3・4号幹線排水路…… $Q = 111.112/2 = 55.556 (\text{m}^3/\text{s})$

(2) 計画水路勾配

干拓地の水田標高は、+1.0m~-0.5mとなることが予想されるから、

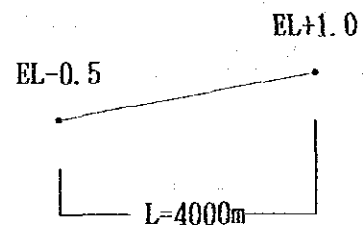
計画水路勾配：I

$$I = \{1.0 - (-0.5)\} / 4000$$

$$= 0.000375$$

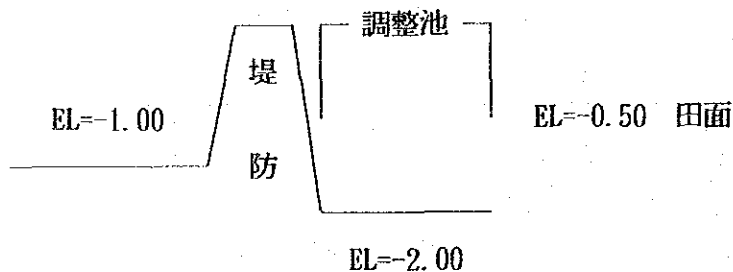
$$= 1/2667$$

$$\approx 1/3000$$



(3) 計画水路深

干拓堤防の計画は、下図の様になっている。従って計画水路深を1.5mとする。



(4) 計画断面の算定

I. 1・2号幹線排水路

$$Q_{max} = 189.544(\text{m}^3/\text{s})$$

$$A = \frac{160.0 + 163.0}{2} \times 1.50 = 242.250\text{m}^2$$

$$P = 160.0 + 1.50 \times \sqrt{2} \times 2 = 164.243\text{m}$$

$$R = A/P = 242.25/164.243 = 1.4749$$

$$n = \frac{0.030 \times 160.0 + 0.025 \times 1.5 \times \sqrt{2} \times 2}{164.243} = 0.0299$$

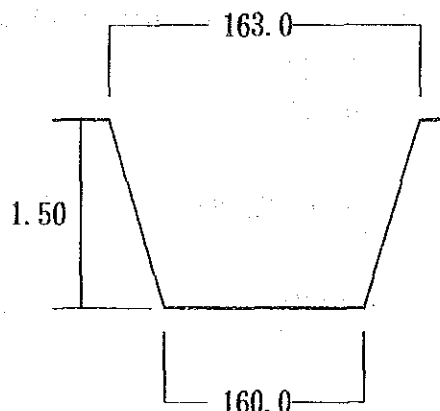
$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$= \frac{1}{0.0299} \times (1.475)^{2/3} \times (1/3,000)^{1/2}$$

$$= 0.791(\text{m/s})$$

$$Q = A \cdot V = 242.250 \times 0.791$$

$$= 191.620(\text{m}^3/\text{s}) > Q_{max} = 189.544(\text{m}^3/\text{s}) \quad \therefore \text{OK}$$



II. 3・4号幹線排水路

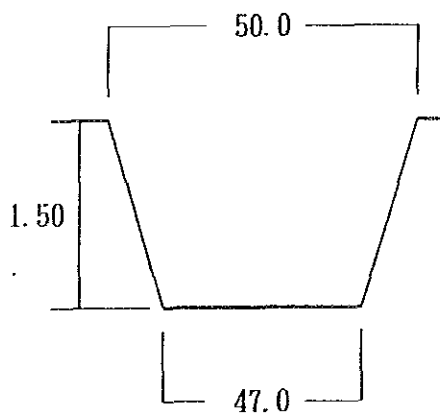
$$Q_{max} = 55.556(\text{m}^3/\text{s})$$

$$A = \frac{47.0 + 50.0}{2} \times 1.50 = 72.750\text{m}^2$$

$$P = 47.0 + 1.50 \times \sqrt{2} \times 2 = 51.243\text{m}$$

$$R = A/P = 72.750/51.243 = 1.4197$$

$$n = \frac{0.03 \times 47.0 + 0.025 \times 1.5 \times \sqrt{2} \times 2}{51.243} = 0.0296$$



$$\begin{aligned}
 V &= 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{2/3} \\
 &= \frac{1}{0.0296} \times (1.420)^{2/3} \times (1/3,000)^{2/3} \\
 &= 0.779(\text{m/s})
 \end{aligned}$$

$$Q = A \cdot V = 72.750 \times 0.779$$

$$= 56.672(\text{m}^3/\text{s}) > Q_{\text{max}} = 55.556(\text{m}^3/\text{s}) \quad \therefore \text{OK}$$

2.4.2 排水門

(1) 敷高の決定

排水門の排水能力を支配するものは、その通水断面と敷高である。従って、敷高の決定に当っては、基準最低地盤標高と、幹線排水路底と外海の潮位との関係を考慮し、常に排水機能を有効に維持しうるように決定する。

①排水門の敷高は、排水能力の点からすれば、低く決定するほど好ましい。

しかし、余り下げすぎると、工事が困難で工費も増大する。また、土砂漂砂の滞積するところでは、渇水期の閉じ時間の長いときに水門底に泥土が沈殿したり、水門外に漂砂が滞積したりして、排水能力を著しく減退する恐れがある。

②自然排水の場合、地区内基準最低内水位を上下弦平均干潮位とすると、敷高は、一般に、それより約0.3m以上低くなる。ところが、干陸後の地盤沈下をみこんだ地区内基準最低地盤標高は常時内水位より0.5~1.0m以上高く保つ必要があるから、常時内水位と地区内基準最低内水位の差を0.1mとすると、結局敷高は基準最低地盤標高より0.9~1.4m以上低くなる。

従って、基準最低地盤標高 -0.5

敷高 $= -0.5 - 1.4 = -1.9 \approx -2.0\text{m}$ とする。

(2) 基本公式

排水門の流量は、ゲートの種類により、さらに内外水位差による流水の状態に応じ異なるから、それぞれに適した流量公式を採用し、算定する必要がある。普通排水門にあらわれる流水の状態は、満流・常流・限界流の3段階に分けられる。

(引揚げ戸付排水門の流量公式)

$$\cdot \text{満流} \quad Q = \mu \cdot B \cdot d_a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \delta} \quad \mu : 1.04$$

$$\cdot \text{常流} \quad Q = \mu \cdot B \cdot H \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \delta} \quad \mu : 1.00$$

$$\cdot \text{限界流} \quad Q = 1.7 \mu \cdot B \cdot H_e^{3/2} \quad \mu : 0.90$$

ここに Q : 流量 (m³/s)

B : 水門巾 (m)

H : 外海の水位 (m)

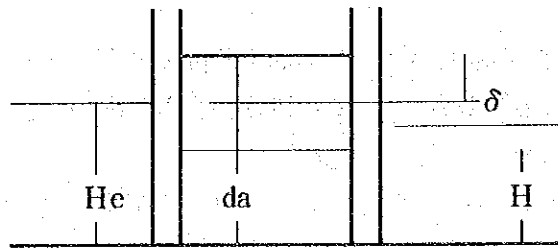
H_e : 地区内の水位 (m)

d_a : 水門の高さ (m) $d_a = 3.00\text{m}$

δ : $H_e - 1.03H$ (m)

μ : 流量係数

g : 重力の加速度 (m/s²)



流水の計算区分は、次式による。

・満流 $H \geq da$ $(H - da) / (He - da) > 0.40$

・常流 $H \geq da$ $(H - da) / (He - da) < 0.40$

と

$H < da$ $H / He > 0.81$

・限界流 $H < da$ $H / He < 0.81$

・排水樋門底高 = -2.00m

(『土地改良事業計画設計基準 第3部・第6編 海面干拓』 p.115)

(3) 外潮位曲線の選定

潮位は、1991年1月28日から1991年2月2日迄の実測値を使用する。(図-1.3-1参照)

(4) 地区内のH-V曲線

地区内のH-V曲線は、以下の通りとする。

標高	標高差	面積(畝)	累加貯水量(千m ³)
-1.0	—	13,825	8,003
-0.5	0.5	14,700	12,436
0.0	0.5	31,478	22,680
0.5	0.5	52,815	40,044
1.0	0.5	73,627	64,349
1.5	0.5	91,500	94,615

(5) 地区内流出量

地区内流出量は、流出量の計算より求められた流出量を時間毎に計算して求めた。

$$\text{地区内流出量} = \text{流出量} \times 3,600\text{s (1.0 hr)}$$

時刻	流出量(千 m^3)	時刻	流出量(千 m^3)	時刻	流出量(千 m^3)	時刻	流出量(千 m^3)
1	0.02	26	194.75	51	1042.01	76	239.36
2	0.48	27	217.71	52	971.42	77	202.04
3	2.17	28	255.04	53	886.48	78	171.38
4	6.09	29	313.40	54	816.29	79	146.04
5	13.46	30	394.80	55	756.51	80	125.16
6	25.62	31	466.74	56	706.00	81	107.88
7	36.07	32	531.96	57	661.17	82	93.57
8	45.46	33	593.72	58	621.53	83	81.60
9	53.66	34	653.47	59	586.53	84	71.16
10	61.28	35	716.39	60	555.28	85	62.02
11	68.99	36	789.67	61	526.47	86	54.00
12	75.87	37	894.83	62	500.55	87	46.97
13	82.74	38	1046.12	63	477.22	88	41.37
14	90.03	39	1253.53	64	454.91	89	36.22
15	96.98	40	1508.81	65	433.78	90	31.95
16	104.04	41	1764.89	66	414.66	91	28.21
17	111.16	42	1728.96	67	397.08	92	24.96
18	118.35	43	1645.70	68	380.31	93	22.01
19	125.28	44	1554.54	69	364.99	94	19.38
20	132.79	45	1465.60	70	350.60	95	17.00
21	140.97	46	1379.13	71	336.46	96	14.87
22	149.23	47	1302.34	72	323.61	97	12.96
23	158.57	48	1242.24	73	310.32	98	11.24
24	168.48	49	1138.86	74	293.67	99	9.69
25	179.78	50	1087.87	75	267.44	100	8.30

(6) 地区内流出量と潮位の組合せ

地区内流出量と潮位の組合せは、以下の3ケースについて試算する。

- ① ケース1：地区内流出量のピークと潮位のピークが一致する場合。
- ② ケース2：地区内流出量のピークと最低潮位が一致する場合。
- ③ ケース3：ケース1とケース2の間。

(7) 排水樋門幅の決定

ケース1～3について樋門幅を90～130mと仮定し、試算すると以下の通りである。干拓地の基準田面標高を-0.50m、許容湛水深を0.30mとすると許容湛水位は-0.2mとなり、樋門幅は許容湛水位以上の時間が48時間以内となるように設定する。

排水樋門幅 (m)	許容湛水位以上の湛水時間(hr)		
	ケース 1	ケース 2	ケース 3
90	61(0.322)	56(0.396)	59(0.352)
100	61(0.284)	53(0.378)	58(0.321)
110	43(0.259)	50(0.362)	57(0.292)
120	42(0.252)	47(0.350)	38(0.268)
130	41(0.246)	46(0.339)	37(0.247)

※ ()内は、最大湛水位(m)

排水樋門幅は、最も危険側であるケースにより決定する事とし、排水樋門総幅は120mとする。

※許容湛水位

水稻の湛水被害は、穂ばらみ期における湛水被害が最も大きく、この時期の草丈が30cm以上に達していること、及び水害が5～9月にかけて最も多く発生していることを勘案し、主として穂ばらみ期における湛水被害を防ぐことをねらいとして、許容湛水深は30cmとする。

また、30cmを越えても穂ばらみ期以外においては、1～2日の湛水であれば被害も5～30%程度であり、3日以上になれば被害が急増すること、穂ばらみ期においても葉先が露出していれば、1～2日の湛水で20%程度の被害であるので、許容湛水を越える場合の継続時間は48時間を限度とする。

J. 農村開発計画・施設

第 I 部 合 浦 県 百 曲 囲 地 区 開 発 計 画

J 農 村 開 発 計 画 ・ 施 設

目 次

第1章 現 況	J- 1
1.1 社会経済条件	J- 1
1.1.1 社会経済構造	J- 1
1.1.2 社会経済基盤	J-11
1.2 農業生産基盤	J-14
1.2.1 生産施設	J-14
1.2.2 生活施設	J-23
第2章 計 画	J-27
2.1 基本構想	J-27
2.2 道路整備計画	J-30
2.3 区画整備計画	J-34
2.3.1 圃場区画整備計画	J-34
2.3.2 集落計画	J-38
2.4 飲料水対策	J-40
2.5 穀物貯蔵施設	J-42
2.6 農村エネルギー対策	J-43
2.7 農業開発センター	J-46
2.8 環境保全対策	J-48

表

表J-1 百曲囲周辺郷鎮実勢表	J- 5
表J-2 百曲囲村別人口	J- 5
表J-3 党江郷および百曲囲内人口	J- 6
表J-4 百曲囲人口変遷表	J- 6
表J-5 百曲囲総戸数変遷表	J- 6
表J-6 百曲囲労働人口	J- 7
表J-7 百曲囲労働人口変遷表	J- 7
表J-8 百曲囲農業労働力人口変遷表	J- 8
表J-9 百曲囲農家戸数変遷表	J- 8
表J-10 党江郷および百曲囲農村社会総生産額	J- 8
表J-11 百曲囲内小学校数と児童数	J- 9

表J-12	百曲囲近辺教育機関一覧表	J- 9
表J-13	百曲囲内住民就学生調査	J-10
表J-14	百曲囲医療関係施設一覧表	J-10
表J-15	百曲囲内郵便・電報・電話年間使用調査表	J-13
表J-16	百曲囲内電力使用状況調査	J-13
表J-17	百曲囲主要工業調査表	J-13
表J-18	百曲囲水田区画調査表	J-16
表J-19	百曲囲畑地区画調査表	J-16
表J-20	百曲囲傾斜畑地区画調査表	J-16
表J-21	百曲囲内主要道路一覧表	J-18
表J-22	百曲囲道路橋梁一覧表	J-19
表J-23	中国道路構造主要基準	J-20
表J-24	中国道路舗装類型	J-21
表J-25	百曲囲生産関連施設一覧表	J-22
表J-26	百曲囲飲料水供給施設一覧表	J-25
表J-27	百曲囲娯楽施設一覧表	J-25
表J-28	百曲囲消費購買施設一覧表	J-26
表J-29	百曲囲代表村住宅調査表	J-26
表J-30	百曲囲代表村家庭構成調査表	J-26
表J-31	百曲囲代表村家族構成調査表	J-26
表J-32	百曲囲代表村人口構成調査表	J-26
表J-33	計画道路概要表	J-30
表J-34	入植戸数	J-38
表J-35	中国式メタンガス生産装置の仕様	J-44

図

図J-1	行政機関系統図	J- 4
図J-2	百曲囲地区行政系統図	J- 4
図J-3	百曲囲現況道路網図	J-17
図J-4	道路整備計画平面図	J-31
図J-5	幹線道路の幅員	J-30
図J-6	幹線道路標準断面図	J-32
図J-7	支線道路の幅員	J-33
図J-8	支線道路標準断面図	J-33
図J-9	耕区、圃区及び農区の関係	J-34
図J-10	区画面積、長短辺比(m) と作業効率	J-35

図J-11	水田区画整備計画標準図	J-36
図J-12	耕作道路標準断面図	J-37
図J-13	集落配置計画平面図	J-39
図J-14	上水道施設の構成	J-40
図J-15	緑地計画平面図	J-43
図J-16	中国におけるメタンガス生産装置	J-45
図J-17	中国におけるメタンガス生産利用例	J-45
図J-18	農業開発センター計画平面図	J-47

第1章 現 況

1.1 社会経済条件

1.1.1 社会経済構造

百曲囲地区内には、合浦県党江郷の9村と還城郷の1村、計10村の村落がある。党江郷および還城郷とも県政府所在地の廉州鎮に隣接しているため、この廉州鎮を中心とした社会経済構造に組み入れられた状態である。党江郷は、これら3地域の内で人口及び戸数とも最も少ない。農業人口や総面積は、還城郷に次ぐ規模であり典型的な農業・農村地域である。表J-1 参照。

(1) 人 口

表J-2 によれば、1990年現在の百曲囲内人口は2.42万人で、その内99.8%が農業人口である。戸数は5,938戸で、この全てが農民戸籍になっている。なお、村内に居住する公務員や商人等の戸籍人は、上記の人口および戸数には含まれていない。これは、村を管理する村公所が農民戸籍の者に対して行政管理を行なっているのであって、公務員や商人等の戸籍人に対しては郷政府が直接管理している。そのため村内に居住する農民戸籍以外の者については、村別ではなく一括して郷の人口に集計されており、村内の人口として把握されていない。したがって、実際に百曲囲内に居住する人口は、農民戸籍以外の公務員等1,500人程度を加えた人口である。表J-3 参照。

百曲囲内人口	2.57万人
党江郷人口	4.49万人

過去10年間の平均人口増加率は2.1%で、最近5年間の平均人口増加率は0.7%である。表J-4 参照。

(2) 地 域 産 業

地区内の労働力人口は表J-6 によると、それぞれの業種別労働力人口の農村労働力人口に占める割合は農業60.9%、牧畜業19.0%、漁業7.9%、建築業2.3%、運輸業0.8%、飲食業0.8%、工業0.6%、その他7.7%となっている。農業労働力人口は農業を専業としている人口で、それ以外は農業を営みながら主として農業以外からの収入を多としている労働力人口である。漁業労働力人口は海に面した沙埕、馬頭に多く、工業・建築業・運輸業に従事する労働力人口は県都廉州鎮に接する洋塘に多い。このことは、洋塘が廉州鎮の都市郊外経済圏に含まれ、それらの市場を廉州鎮に得ていることがうかがえる。

過去10年間の平均労働人口増加率は3.5%である。また、農業労働人口は10年前の20%増となっている。表J-7、表J-8 参照。

地区内には、農業以外に主だった産業は他に見られない。農産物は水稻を主とし、ジュート、サトウキビである。当地区の産業生産高は表J-10の通りで総生産高3,459万元、そのうち農業総生産高は2,615万元で、総生産高の75.6%を占める。

当地区を包含する合浦県の全県産業総生産高は、1989年で13.24億元となっている。県内工業として、機械製造業・花火爆竹製造業・製糖業・陶業・麻紡績業・セメント製造業・食品缶詰加工業・水産物加工業があり、地区内にはこれら工業の原料になる麻紡績のジュート、製糖のサトウキビが作付されている。また廉州鎮にある花火爆竹工場から火薬材料の供給を受け、家内労働により花火・爆竹の加工を行なう手工業も僅かながらある。この花火製品の一部は日本を含めた海外へも輸出されている。

(3) 行政組織

農村社会の行政機関として郷人民政府がその任にあたる。その下に各村毎に村民委員会を組織し、村公所と言われる事務所が設置されている。1987年11月に公布された「村民委員会組織法」は、村民委員会が農民の自治組織で公益事業と公共事業を管理し、民間の紛糾を調停し、社会治安の維持に協力し、郷人民政府に村民の意見、要求を反映し、建議を提出する組織であることを規定している。

この郷人民政府（または鎮人民政府）の上部機関として、県人民政府、地区行政公署、省または自治区人民政府、中央政府の各行政機関がある。

当地区の行政機関は、図J-1の通りである。

村民委員会のある村公所には、書記、村長、副村長、文書担当、青年部、婦人部、治安部、農科主任の各1名程度を配置しているのが一般的である。

図J-2に当地区の郷・村の行政系統図を示す。

(4) 教育・医療制度等

1) 教育

中国の学制は、大体において小学校5年制か6年制、中学校6年制であるが中学校は3年制の初級中学校と3年制の高級中学校に分かれている。

当地区内の各村には1校ずつ5年制の小学校が設置されおり、入学適齢期（7才）に達した児童のほとんどが入学している。通学方法は徒歩で、最遠距離が約3kmの児童もいる。

中学校は、党江郷人民政府のある党屋に初級中学校が2校、還城郷に4校あり、最遠距離が約15kmの生徒もおり、徒歩や自転車による通学が主である。高級中学校は地区の

大部分を占める党江郷には無く、還城郷に1校、隣接する県都廉州鎮に5校ある。地区内からの通学は自転車か寄宿舎生活によっている。中学校への進学率は、初級中学校で14%、高級中学校へは6%で、中学校への進学率は高くない。

百曲圏内から大学へ進学在籍している者は、ごく僅かで現在53人である。区都南寧や桂林、他省にある大学で学んでいる。

幼児教育施設は、党江郷にも還城郷にも無く、廉州鎮に2ヶ所の幼稚園がある。なお合浦県全体の幼稚園数は14ヶ所あり、児童数は2,276人である。

教育関係調査表を表J-11、表J-12、表J-13に記す。

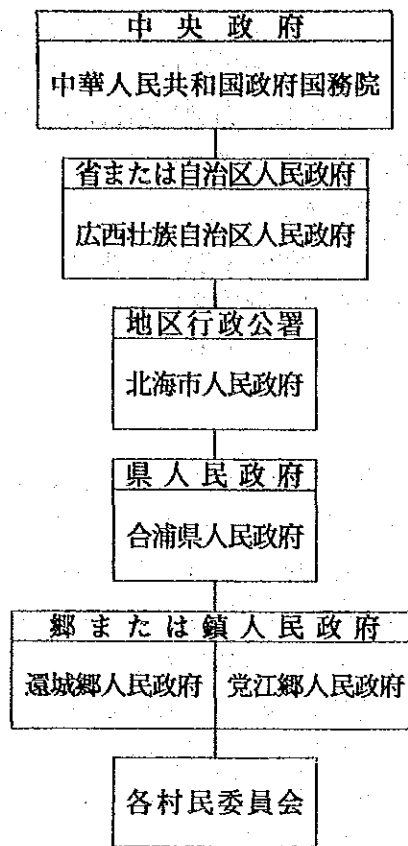
2) 医 療

医療施設は、県都廉州鎮にある県級病院が中心で、地区内各村には衛生部と呼ばれる診療所があり、いわゆる赤脚医が駐在している。赤脚医は、正規の医学を勉強し医師免許を持ったものではないが、一定期間の講習等を受け医学知識の有る者で、注射・投薬程度の出来る医療員で、常時診療行為までは行っていない半農半医の者を言う。赤脚医は、国の資格試験に合格したもので、運営に際して郷政府からの補助金も受けている。

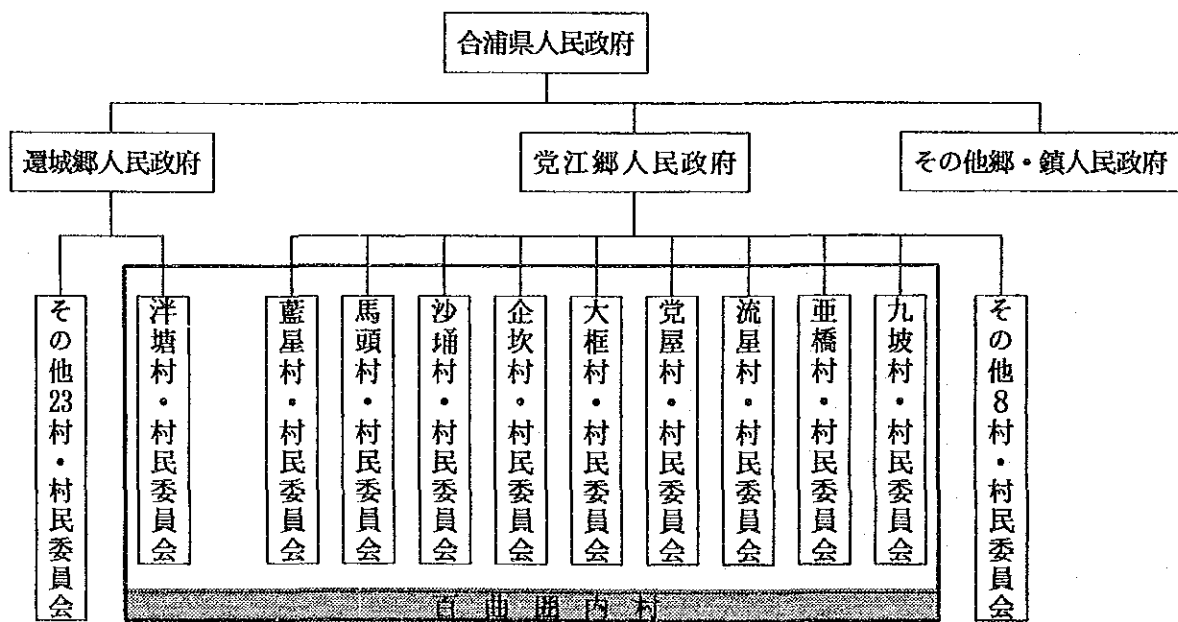
百曲圏内には各村に1～4名の赤脚医と1名程度の助産婦がおり、村民の基礎的医療をまかなっており、赤脚医1名当り住民900人の衛生・保健を担当している。

重病・大病の場合は、廉州鎮にある総合病院の合浦県人民病院や合浦県紅十字会病院等の県級病院（8病院3,000床）に搬送している。

医療関係調査表を表J-14に記す。



図J-1 行政機関系統図



図J-2 百曲囲地区行政系統図

表J-1 百曲圍周邊鄉鎮實勢表

鄉名	村名	總人口 (人)	農業人口 (人)	總戶數 (戶)	農家 (戶)	總面積 (km)	農地面積 (畝)	摘要
党江鄉	九坡村	2,565	2,560	558	558	3.15	3,405	
	垂橋村	2,233	2,231	559	557	2.50	2,693	
	流星村	2,015	2,013	470	470	3.10	3,353	
	党屋村	2,073	2,073	597	597	3.10	3,119	
	大框村	1,656	1,656	412	412	2.60	2,709	
	企坎村	1,684	1,684	409	409	3.50	3,708	
	沙埔村	2,804	2,799	667	667	3.60	3,842	
	馬頭村	3,541	3,539	826	826	4.20	4,536	
	藍星村	1,926	1,926	531	531	3.00	3,174	
	計	24,375	21,193	6,135	5,601	31.25	33,586	
還城鄉	洋塘村	3,681	3,668	909	909	3.10	3,234	
	計	66,581	62,057	15,007	13,792	90.23	90,439	
	計	70,262	65,725	15,916	14,701	93.33	93,673	
廉州鎮	計	63,640	7,806	17,480	612	6.00	733	

(1989年調查)

表J-2 百曲圍村別人口

村名	戶數(戶)			人口(人)						
	總戶數	內 訊		總人口	內 訊		農 業 人 口		變 動	
		農 家	非農家		男	女	農 業	非農業	出 生	死 亡
九坡	558	558	0	2,565	1,396	1,169	2,560	5	39	20
垂橋	559	557	2	2,233	1,198	1,035	2,231	2	40	8
流星	470	470	0	2,015	1,057	958	2,013	2	32	13
党屋	597	597	0	2,073	1,016	1,057	2,073	0	27	13
大框	412	412	0	1,656	847	809	1,656	0	20	2
企坎	409	409	0	1,684	855	829	1,684	0	35	8
沙埔	667	667	0	2,804	1,486	1,318	2,799	5	69	20
馬頭	826	826	0	3,541	1,832	1,709	3,539	2	59	23
藍星	531	531	0	1,926	1,012	914	1,926	0	49	6
洋塘	909	909	0	3,681	1,938	1,743	3,668	13	43	26
計	5,938	5,936	2	24,178	12,637	11,541	24,149	29	413	139

(1989年調查)

表J-3 党江郷および百曲圈内人口

名 称	村 数 (村)	総 人 口 (人)	農業人口 (人)
党 江 郷	18	4.49 万	4.17 万
百 曲 圏 内	10	2.57 万	2.41 万

表J-4 百 曲 圏 人 口 変 遷 表

単位: 人

村 名	1980年	1981年	1982年	1983年	1984年	1985年	1986年	1987年	1988年	1989年
九 坡	2,115	2,202	2,289	2,353	2,406	2,430	2,497	2,538	2,594	2,565
亜 橋	1,807	1,847	1,912	1,952	2,029	2,084	2,163	2,171	2,236	2,233
流 星	1,588	1,630	1,710	1,770	1,821	1,860	1,900	1,950	2,025	2,015
党 屋	1,969	2,062	2,110	2,120	2,211	2,225	2,246	2,036	2,136	2,073
大 框	1,323	1,381	1,461	1,511	1,599	1,633	1,647	1,652	1,657	1,656
大 企	1,409	1,420	1,446	1,491	1,550	1,588	1,614	1,626	1,643	1,684
沙 埃	2,068	2,418	2,469	2,536	2,601	2,640	2,694	2,731	2,786	2,804
馬 頭	2,954	3,058	3,140	3,199	3,323	3,381	3,452	3,480	3,540	3,541
蘭 星	1,558	1,599	1,649	1,681	1,726	1,764	1,829	1,858	1,897	1,926
洋 塘	3,284	3,363	3,458	3,483	3,599	3,640	3,702	3,708	3,746	3,681
計	20,075	20,980	21,644	22,096	22,865	23,245	23,744	23,750	24,260	24,178

* +20.4 %/10 年

表J-5 百 曲 圏 総 戸 数 変 遷 表

単位: 戸

村 名	1980年	1981年	1982年	1983年	1984年	1985年	1986年	1987年	1988年	1989年
九 坡	521	514	532	538	508	509	520	535	556	558
亜 橋	428	451	473	472	474	474	518	537	557	559
流 星	355	373	382	381	381	392	401	413	472	470
党 屋	559	573	568	568	579	599	607	616	616	597
大 框	317	338	358	362	361	369	375	392	400	412
大 企	322	329	337	337	338	347	350	368	385	409
沙 埃	524	588	586	568	608	589	589	603	624	667
馬 頭	674	698	725	726	740	771	807	825	825	826
蘭 星	370	387	382	378	382	389	435	462	498	531
洋 塘	772	772	770	782	824	820	859	942	948	909
計	4,842	5,023	5,113	5,112	5,195	5,259	5,461	5,693	5,881	5,938

* +22.6 %/10 年

表J-6 百曲開労働力人口

村名	農村労働力(人)			業種別労働力人口(人)													
	総労働力	内訳		農業		漁業	牧業	工業	建築業	運輸業	飲食業	娯楽業	衛生業	教育業	金融業	その他	
		男	女	計	男												女
九坡	1,592	1,081	511	1,058	518	540	60	318	0	98	33	8	0	2	4	1	10
亜橋	1,007	547	460	751	369	382	32	201	0	0	0	8	0	8	0	0	7
流星	1,065	570	495	659	328	331	52	213	19	0	20	13	6	11	6	2	64
党屋	1,211	591	620	834	354	480	25	242	11	12	3	10	5	6	2	1	60
大框	1,021	612	409	544	246	298	162	204	0	40	0	7	6	2	6	0	50
企坎	708	353	355	488	227	261	60	141	0	0	0	5	6	1	6	1	0
沙埗	1,256	754	502	406	175	231	551	251	0	15	5	14	6	1	6	1	0
馬頭	2,066	1,124	942	1,146	515	631	415	412	11	13	14	14	15	4	14	0	8
藍星	1,133	543	590	732	344	388	134	213	0	26	0	8	7	3	9	1	0
洋塘	1,674	974	700	1,138	728	410	124	228	31	89	33	19	1	2	9	0	0
計	12,733	7,149	5,584	7,756	3,804	3,952	1,615	2,423	72	293	108	106	52	40	62	7	199

(1989年調査)

表J-7 百曲開総労働人口変遷表

単位: 人

村名	1980年	1981年	1982年	1983年	1984年	1985年	1986年	1987年	1988年	1989年
九坡		1,171	1,192	1,275	1,466	1,552	1,562	1,446	1,531	1,592
亜橋		747	747	747	747	747	747	747	1,007	1,007
流星		669	812	869	906	917	934	960	1,070	1,065
党屋		898	963	1,002	1,091	1,120	1,116	1,071	1,135	1,211
大框		696	754	763	960	1,155	1,101	1,110	1,042	1,021
企坎		588	597	597	617	630	644	674	695	708
沙埗		1,169	1,169	1,169	1,221	1,260	1,261	1,256	1,256	1,256
馬頭		1,547	1,640	1,670	1,700	1,860	1,933	2,016	2,050	2,066
藍星		680	687	733	717	753	996	1,072	1,098	1,133
洋塘		1,531	1,567	1,632	1,727	1,708	1,603	1,920	1,668	1,674
計		9,696	10,128	10,457	11,152	11,702	11,897	12,272	12,552	12,733

* +31.3%/9年

表J-8 百曲團農業労働人口変遷表

単位：人

村名	1980年	1981年	1982年	1983年	1984年	1985年	1986年	1987年	1988年	1989年
九坡		1,171	1,182	1,225	1,377	1,416	1,479	1,330	1,376	1,375
亞橋		747	736	738	727	722	721	721	985	984
流星		669	800	811	827	733	814	837	928	937
党屋		898	959	991	1,009	1,023	1,022	961	1,025	1,101
大框		696	744	744	891	1,144	1,086	1,088	1,020	910
企坎		588	589	591	603	621	631	654	675	689
沙埇		1,169	1,151	953	927	918	919	987	1,202	1,202
馬頭		1,547	1,622	1,627	1,625	1,489	1,862	1,933	1,964	1,977
蘭星		680	674	716	697	737	979	1,033	1,043	1,079
洋塘		1,531	1,522	1,573	1,600	1,597	1,513	1,736	1,528	1,490
計		9,696	9,979	9,969	10,283	10,400	11,026	11,280	11,746	11,744

* 21.1%/9年

表J-9 百曲團農家戸数変遷表

単位：戸

村名	1980年	1981年	1982年	1983年	1984年	1985年	1986年	1987年	1988年	1989年
九坡		514	532	538	508	509	520	535	556	558
亞橋		448	469	467	469	470	513	533	554	559
流星		373	382	381	381	392	401	413	472	470
党屋		573	568	504	516	536	544	553	584	597
大框		338	358	362	361	369	375	392	400	412
企坎		329	337	337	338	347	350	368	385	409
沙埇		588	586	568	608	589	589	603	624	667
馬頭		698	725	726	740	771	807	825	825	826
蘭星		387	382	378	382	389	435	462	498	531
洋塘		772	770	782	824	820	859	942	948	909
計		5,020	5,109	5,043	5,127	5,192	5,393	5,626	5,846	5,938

* +18.2%/9年

表J-10 党江郷および百曲團農村社会総生産額

名称	農村社会総生産額 (万元)		
	合計	郷鎮企業 総生産額	農業 総生産額
党江郷	7,784	2,909	4,875
百曲團内	3,459	843	2,616
合浦県	132,400		

(1989年調査)

表J-11 百曲圏内小学校数と児童数

村名	学校数 (校)	学年数 (学年)	児童数 (人)	教師数 (人)	1学年当 り児童数 (人/年)	教師1人当 り児童数 (人/人)	摘 要
九 坡	1	5	526	29	105.2	18.1	
五 橋	1	5	290	13	58.0	22.3	
流 星	1	5	303	14	60.6	21.6	
党 屋	1	5	816	52	163.2	15.7	
大 框	1	5	270	18	54.0	15.0	
企 坎	1	5	270	12	54.0	22.5	
沙 埔	1	5	635	27	127.0	23.5	
馬 頭	1	5	560	23	112.0	24.3	
藍 星	1	5	320	14	64.0	22.9	
洋 塘	1	5	630	45	126.0	14.0	
計	10		4,620	247	924.0	18.7	

(1990年調査)

表J-12 百曲圏近辺教育機関一覽表(1)

地域名	小 学 校				初 級 中 学 校				高 級 中 学 校				摘 要
	校数	クラス数	児童数 (人)	教師数 (人)	校数	クラス数	生徒数 (人)	教師数 (人)	校数	クラス数	学生数 (人)	教師数 (人)	
党 江 郷	17	73	5,801	232	2	22	1,220	89					
還 城 郷	26	241	8,509	360	4	46	2,308	165	1	7	310	28	
廉 州 鎮	6	142	6,390	497	6	22	3,606	422	5	54	3,202	210	
計	49	456	20,700	1,089	12	90	7,134	676	6	61	3,512	238	

(1990年調査)

表J-12 百曲圏近辺教育機関一覽表(2)

地域名	衛 生 学 校				師 範 学 校				専 門 学 校				摘 要
	校数	クラス数	学生数 (人)	教師数 (人)	校数	クラス数	学生数 (人)	教師数 (人)	校数	クラス数	学生数 (人)	教師数 (人)	
党 江 郷													
還 城 郷													
廉 州 鎮	1	16	928	220	1	24	998	143	1	12	630	72	
計	1	16	928	220	1	24	998	143	1	12	630	72	

(1990年調査)

表J-13 百曲團內住民就學生調查 單位：人

村名	小學校	初級中學校	高級中學校	大學	專門學校	摘要
九坡	526	76	36	8	7	
重橋	290	42	25	3	5	
流星	303	51	18	4	1	
黨屋	816	83	25	3	6	
大框	270	60	35	17	8	
企坎	270	78	40	3	6	
沙埔	635	49	35	1	16	
馬頭	560	80	30	3	10	
藍星	320	34	15	2	2	
洋塘	630	82	35	9	14	
計	4,620	635	294	53	75	

(1990年調查)

表J-14 百曲團醫療關係施設一覽表

村名	縣級病院		鄉級病院		保健所 (所)	問診部 (所)	醫師 (人)	看護婦 (人)	赤脚醫 (人)	助產婦 (人)	看護學校 (數量)	摘要
	病院數 (所)	床數 (床)	病院數 (所)	床數 (床)								
九坡									2	1		
重橋									4	1		
流星									3	1		
黨屋									2	1		
大框									4	1		
企坎									2	1		
沙埔									2	1		
馬頭									3	1		
藍星									2	1		
洋塘									3	1		
計									27	10		
黨江鄉			1	31		2	15	10				
還城鄉			1	52		1	17	5				
廉州鎮	8	3,000	1	21	1	2	21	14			1	
計	8	3,000	3	104	1	5	53	29			1	

(1990年調查)

1.1.2 社会経済基盤

(1) 通信・交通

1) 通信

この地区の通信は、廉州鎮にある合浦県郵電局を中心に郷の郵電所を系統として、郵便・電話・電報の取扱がなされている。

郵便の場合、南寧、欽州経由で合浦県郵電局に到着した郵便物は、党江郷郵電所に届けられ、郵電所の配達員によりモーターバイクで各村公所に1日1回配達される。その後、村公所に併設する小学校に通っている郵便受取人の近辺に住む児童に託されて本人へ届いている。

なお、国際郵便については、南寧国際郵便局、合浦県郵電局経由で日本から廉州鎮まで約1～2週間の日数を要している。

電報の場合は、送受信とも郷郵電所と合浦県郵電局間は電話連絡により、合浦県郵電局から他所へは全国電信網にて通信している。受信電報の配達は、郵電所の配達員がモーターバイクにより直接、受信人宅に届けられている。

電話は、合浦県郵電局の自動交換機により県内は自動直通であるが、県外および長距離電話は、欽州市の長距離電話局経由の交換手扱いとなる。電話器は党屋にある郷人民政府機関や郷郵電所に数台設置されているが、各村には村公所に1台設置されているのみで、絶対的に電話台数が不足している。

表J-15に通信の年間使用調査表を記す。

2) 交通

人の移動において、廉州鎮から党屋、党江、亜橋、九坡、洋塘へは、乗合の定期バスが1日4便運行されている。バス運賃は大人1人当り片道で、廉州鎮－党屋及び廉州鎮－党江 0.8元、廉州鎮－亜橋 0.5元、廉州鎮－九坡 0.4元、廉州鎮－洋塘 0.4元である。これらの地区は、党江郷人民政府のある党屋村党江へ至る比較的広幅で整備された道路の沿線であるため、バスの運行がなされているが、他の流星、企坎、馬頭、藍星、沙Bの地区へは、そこへ至る道路が未整備であることや需要が原因して、公共交通機関は運行されていない。そのため、自転車、台車曳ハンド耕運機、小型三輪自動車の私設交通手段に頼っている。

農産物や建築材料、生活物資等の運搬は、地区外から党江への移入・移出にトラックを使っているが、他は自転車、台車曳ハンド耕運機、小型三輪自動車を使っている。

当地区内は、一部を除いて交通が発達しているとは言えない。

(2) 電力・資源供給

電力線は百曲圏内に10Kvの高圧線が総延長43.8km、220vの低圧線は総延長98.4km架設されており、地区内のほぼ全域に電力が供給されている。農家への電力供給率は95%以上である。農家の電力使用は、電灯による照明を主としたテレビ等の家電用がほとんどで、他に僅かであるが農用電力として脱穀機・風選機等の動力にも使用されている。表J-16電力使用状況表を記す。

石油類の資源は、耕運機用のディーゼル油を供給する給油所が各村に設けられているが、規模的にはドラム缶からの手回しポンプによる量り売りで非常に小規模である。石油類燃料は生活用には、使用されていない。

ガソリン 1.60~1.65元/ℓ

ディーゼル油(軽油) 1.65~1.70元/ℓ

混合油(2サイクルエンジン用) 3.65元/ℓ

水資源は、用水路の農業用水を水田灌漑に使用する以外は、一部が生活用水として使用されているが、加工飲料の原料や工業用水、動力源等には利用されていない。

(3) 産業立地

合浦-欽州を結ぶ幹線道路沿いの洋塘においては運輸業が僅かにあるが、これは近郊の農産物や生活物資等を台車曳ハンド耕運機や小型三輪自動車で行なうのみで、非常に小規模である。

住宅関連資材製造として煉瓦製造工場が百曲圏内に10ヶ所あるが、いずれも規模的にも設備レベル的にも低水準である。

沙埔においては、小型木造船や小型鋼鉄船を造る造船所があるが、経営的には中規模である。百曲圏内には10ヶ所の造船所があり 1,100人の人員を擁している。

表J-17参照。

道路等の生産基盤が未整備であることと、原料の集積、製品の出荷に対する地理的条件の不備等が原因で、豊富な労働力があるにもかかわらず工業の発展は興っていない。

表J-15 百曲圈内 郵便・電報・電話 年間使用調査

村名	年間取扱件数			郵便・電報 最遠配達距離 (km)	摘要
	郵便 (件)	電報 (件)	電話 (回)		
九坡	2,000	450	1,300	2.5	
垂橋	2,200	400	1,500	5.0	
流星	1,800	150	1,200	5.0	
党屋	2,600	600	3,400	1.5	
大金	2,400	300	1,400	10.0	
坎	2,000	200	1,500	9.0	
沙埔	2,500	380	2,150	10.0	
馬頭	2,550	320	2,160	10.0	
藍屋	1,800	200	2,200	9.5	
洋塘	2,000	500	1,200	1.0	
計	21,850	3,500	18,010	平均 6.4	

(1990年調査)

表J-16 百曲圈内 電力使用状況調査

地区名	送電線延長(km)		電力使用 人数(人)	年間電力使用 度数(度/年)	電力管理人 (人)	変圧器 (台)
	高圧線(10kV)	低圧線(220V)				
還城郷	5.8	15.35	5,175	76.220	12	7
党江郷	38.0	83.00	16,327	142.933	19	19
計	43.8	98.35	21,502	219.153	31	26

(1989年調査)

表J-17 百曲圈内 主要工業調査

工業種類	工場数 (ヶ所)	年間生産量	年間生産金額 (万元)	労働者数 (人)	備考
煉瓦工場	10	70万個	10	202	
造船所	10	10隻	100	1,100	

(1990年調査)

1.2 農業生産基盤

1.2.1 生産施設

(1) 圃場

地区内は大部分が水田であるので、水田圃場の現状について記す。

1) 現況地形

この地区は、古くから水稲栽培が行なわれており、水田の均平は比較的良好であるが、道路網の未整備と道路幅や道路高等の道路構造は不備である。

2) 現況圃場区画

圃場の整備水準は低く、区画の不整形や小用排水路や耕作道が不備である。

表J-18によると、水田区画の面積は1～4畝が最も多い。これは、農作業の効率や生産性、管理の容易性から決まったものではなく、農家の各戸経営請負制のため請負面積に合わせて、土地を細分してしまったきらいもあるため、圃場区画は非常に小さい。また、小用排水路や耕作道が不備のため、隣接の田越し灌漑や排水により水管理の不便さや、耕作道への収穫物搬出に際して不都合をきたしている。

3) 土層改良

今まで、地区内の農地に対して客土や土層改良材等の投入や暗渠排水等による物理的改良は行なわれていない。海岸部の近辺に分布する強酸性土の咸酸田においては、代掻きを十分に行い確固な耕盤を築いて下層の酸性土と縁切りをし、多量の灌漑水を掛け流す等の耕作手法により、土層の改良が経験的に行なわれている。

4) 農地保全

農地に配している幹線用水路および幹線排水路の法面は、石積み等による護岸がなされていないため流水による侵食被害がみられる。また、これらの堤防上や斜面に農家の自家用菜園が造られたりしており、水路の機能障害もきたしているとみられる。また、農道・耕作道が崩壊して水田との境界が定かでない所もあり、道路や水路の維持管理を完全にすれば、これらの問題は解決されると思われる。

(2) 道路

地区の最北部洋塘を通る国道の合浦公路は、有効幅員10mアスファルト舗装の二級道路である。それ以外で比較的広幅員の道路は、洋塘から九坡経由で党屋・党江郷へ通じ

る有効幅員7 m砂利舗装の路線がある。他の集落連絡道は、有効幅員 2.8m～ 3.5mの未舗装であり、農道・耕作道はハンド耕運機が通れる程度の狭幅の起伏の多い未舗装道路である。また、道路構造物の橋梁や道路横断暗渠、および用水路・排水路の水門に併設されている橋梁や暗渠も破損や老朽化が著しい。

これらのことから交通事情も悪く、生活資材の搬入や農産物の搬出に悪影響を及ぼしているため、道路網の整備や中型トラックが通行出来る程度の道路構造に整備する必要がある。

表J-21、表J-22および図J-3 参照。

(3) 収穫・流通施設

地区内には、いたる所に収穫穀物の水稻を脱穀・乾燥させるのに使うセメントモルタルまたはコンクリート張りの広場を見ることができる。圃場で刈り取った水稻は、人肩運搬等によって広場へ搬入した後、水牛による石ローラー曳きで脱穀し、その後天日乾燥、風選により粉を確保し、各農家に貯蔵する。この自家貯蔵粉の一部は国家への農業税や集体公益金、水利費等として現物で納品される。これらは、郷政府糧食所の糧食管理所にある穀物倉庫に運ばれ貯蔵される。この通称乾燥場と呼ばれる広場は、各農家所有の物は30㎡程度の狭小な面積だが、村有の共同乾燥場は1ヶ所2畝以上の広さで集落に点在する。地区内には、この村有の乾燥場が146ヶ所約50haあり、1ヶ所当りの平均面積は約5畝（35a）を占めている。

党屋には郷有の家畜処理場が1ヶ所あり、26人の従業員で日量3tの食肉を処理している。

その他、サトウキビやジュートは農民により直接、廉州鎮にある製糖工場や麻紡績工場へ運び込まれる。

地区内には主だつた流通施設はない。

表J-25参照。

表J-18 百曲圍水田區區劃調查表

村名	水田面積 (畝)	水田區區劃面積 (畝)								
		0.5畝 以下	0.6畝~ 1.0畝	1.1畝~ 2.0畝	2.1畝~ 3.0畝	3.1畝~ 4.0畝	4.1畝~ 6.0畝	6.1畝~ 8.0畝	8.1畝~ 10.0畝	10.0畝 以上
九亞	3,065	65	400	2,600						
坡橋	2,279				2,279					
流屋	2,964	20	200	350	800	864	280	300	150	
黨屋	2,667	400	600	800	667	200				
大框	2,684	200	300	800	684	400	300			
企坎	3,262	40	60	900	400	1,800	62			
沙埔	3,707					3,707				
馬頭	4,536	300	700	1,300	1,148	1,000	88			
藍星	3,174	200	300	400	500	650	500	524	100	
洋塘	2,808	140	841	1,401	426					
計	31,146	1,365	3,401	8,551	6,904	8,621	1,230	824	250	

(1990年調查)

表J-19 百曲圍烟地區區劃調查表

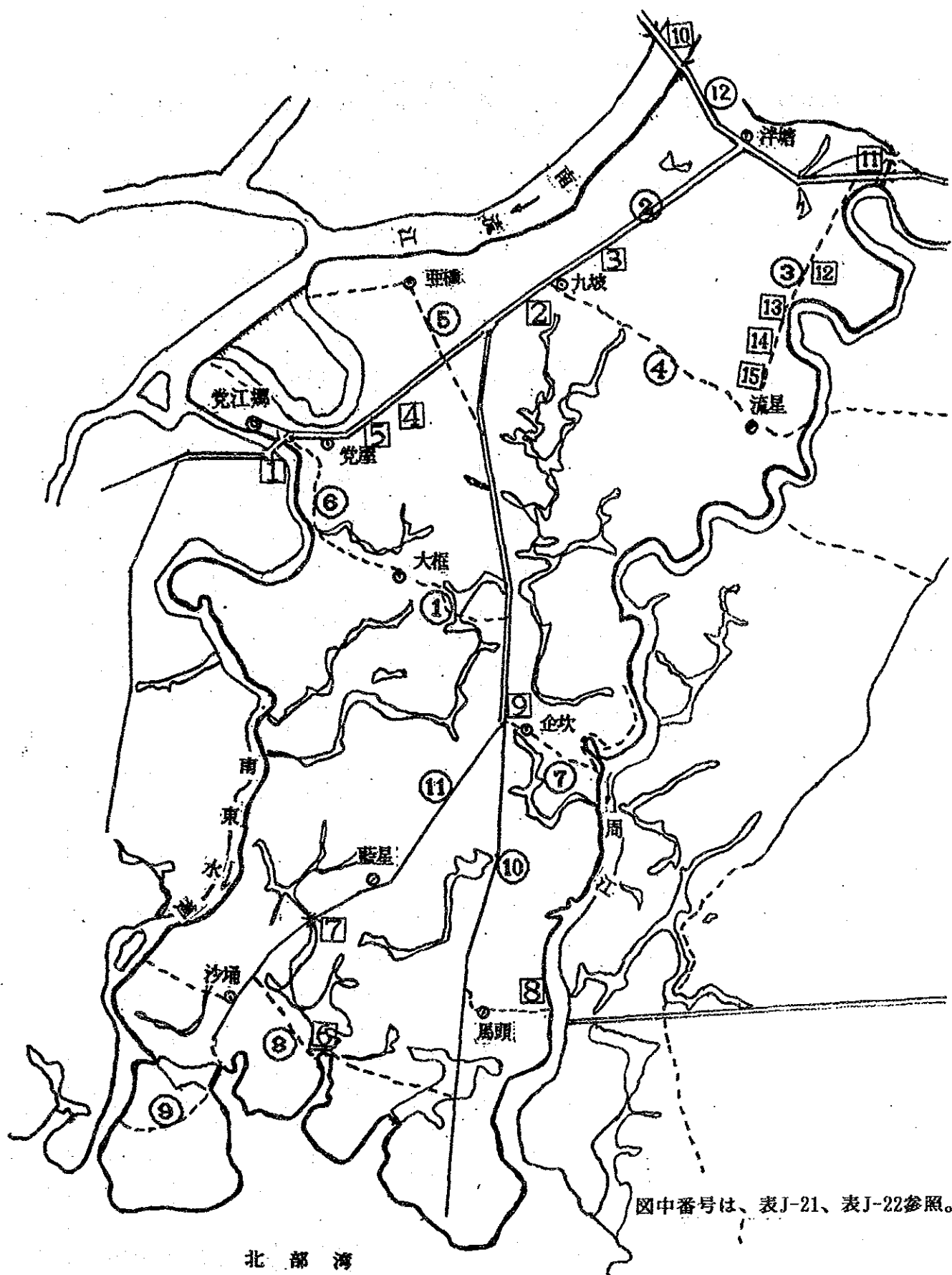
村名	烟地面積 (畝)	烟地區區劃面積 (畝)								
		0.5畝 以下	0.6畝~ 1.0畝	1.1畝~ 2.0畝	2.1畝~ 3.0畝	3.1畝~ 4.0畝	4.1畝~ 6.0畝	6.1畝~ 8.0畝	8.1畝~ 10.0畝	10.0畝 以上
九亞	389	45	160	184						
坡橋	164	100	50	14						
流屋	25			25						
黨框	446	10	140	156	60	80				
大坎	135		100	35						
沙埔										
馬頭										
藍星	426	212	200	14						
洋塘										
計	1,585	367	650	428	60	80				

(1990年調查)

表J-20 百曲圍傾斜烟區區劃調查表

村名	傾斜烟 面積 (畝)	傾斜烟區區劃面積 (畝)								
		0.5畝 以下	0.6畝~ 1.0畝	1.1畝~ 2.0畝	2.1畝~ 3.0畝	3.1畝~ 4.0畝	4.1畝~ 6.0畝	6.1畝~ 8.0畝	8.1畝~ 10.0畝	10.0畝 以上
九亞	340	40	100	200						
坡橋	414			214	200					
流屋	288	150	50	88						
黨框										
大坎										
沙埔										
馬頭										
藍星										
洋塘										
計	1,042	190	150	502	200					

(1990年調查)



圖J-3 百曲圍現況道路網圖

表J-21 百曲 匪 内 主 要 道 路 一 覧 表

番 号	路 線 名	起終点または区間	主要通過地点	全延長 (km)	等級	路面 幅員 (m)	有効 幅員 (m)	舗装状況	維持管理者	摘 要
①	大企線	大框～企坎	第1隊、第13隊、 第14隊、第61隊	4.0	四	3.5	3.0	低 級 (現土締固)	村公所	大框村
②	洋九線	洋塘～九坡	第11隊、第10隊、 第9隊、第7隊	2.0	四	8.0	7.0	中 級 (砂利)	郷政府	党江郷
③	流洋線	流星～洋塘	第1隊、第12隊	5.0	四	7.0	5.5	低 級 (現土締固)	村公所	流星村
④	流九線	流星～九坡	第12隊～第1隊	5.0	四	5.0	4.0	低 級 (現土締固)	村公所	流星村
⑤	亜橋線	亜橋～第12隊	第1隊～第12隊	5.0	四	3.5	3.0	低 級 (現土締固)	村公所	亜橋村
⑥	党大線	党屋～大框	第1隊、第2隊、 第12隊、第5隊、 第6隊	5.0	四	4.0	2.8	低 級 (現土締固)	村公所	党屋村
⑦	企大線	企坎～大竹角	三刀勒、 十字江文字勒、 大竹角	8.0	四	4.0	3.5	低 級 (現土締固)	村公所	企坎村
⑧	馬独線	馬頭界～ 独杆頭渡口	沙埕小学校、 上中間慢隊	3.0	四	4.0	3.5	低 級 (現土締固)	村公所	沙埕村
⑨	蘭南線	蘭星～南海辺	中間渡、 新田東郎二廠	4.0	四	4.0	3.5	低 級 (現土締固)	村公所	沙埕村
⑩	企馬線	企坎上水慢～ 馬頭	第1隊、第7隊、 第8隊、第14隊、 第16隊	4.5	四	3.5	3.0	低 級 (現土締固)	村公所	馬頭村
⑪	企沙線	企坎～沙埕橋	黄屋、曾屋、沙慢 沙埕	3.0	四	8.0	6.0	低 級 (現土締固)	村公所	蘭屋村
⑫	合浦公路	合浦～欽州	洋塘	5.0	二	12.0	10.0	次高級 (7x7Mt)	国(区)	洋塘村

注) 「番号」欄の数字は、図J-3 の図中番号と照合。

(1990年調査)

注) 「等級」欄および「舗装状況」欄の分類は、表J-23、表J-24参照。

表J-22 百曲囲道路橋梁一覧表

番号	橋梁名	全長(m)	径間数 × 径間長	構造形式		橋面幅員 (m)	制限重量 (t)	摘要
				上部	下部			
①	船廠橋	14	5 × 2.8 m	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	4	15	
②	亜橋	10	4 × 2.5 m	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	8	10	
③	九坡橋	5	2 × 2.5 m	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	4	3	
④	一隊橋	15	6 × 2.5 m	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	3.6	2.5	
⑤	三隊橋	15	6 × 2.5 m	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	3.6	2.5	
⑥	十八瀬橋	12	5 × 2.4 m	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	4	4	
⑦	沙埴橋	12	5 × 2.4 m	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	4	4	
⑧	九份田橋	45	18 × 2.5 m	木材	木材	4	6	
⑨	三刀勒橋	8	3 × 2.7 m	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	5	7	
⑩	党江大橋	270	16 × 16.6 m	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	12	10	
⑪	双江大橋	160	11 × 14.2 m	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	12	10	
⑫	蘇屋橋	5	2 × 2.5 m	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	5	6	
⑬	三隊橋	5	2 × 2.5 m	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	5	3	
⑭	旧村橋	5	2 × 2.5 m	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	5	5	
⑮	劉屋橋	5	2 × 2.5 m	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	5	5	

注) 「番号」欄の数字は、図J-3 の図中番号と照合

(1990年調査)

表J-23 中国道路構造主要基準

設計基準項目		道路等級		一 級		二 級		三 級		四 級	
		平 地	山 地	平 地	山 地	平 地	山 地	平 地	山 地		
設 計 速 度 (km/h)		120		80	40	60	30	40	20		
年平均昼夜交通量 (台)		5,000 以上		2,000~5,000		200~2,000		200以下			
基準曲線半径 (m以上)		2,000		1,000	250	500	150	250	100		
最小曲線半径 (m)		600		250	50	125	25	50	15		
縦断曲線	凸形	10,000		4,000	1,000	2,500	500	1,000	500		
	凹形	2,500		1,000	500	750	500	500	500		
最小半径 (m)		2,500		1,000	500	750	500	500	500		
最 大 勾 配 (%)		4		5	7	6	8	8	8		
視 距	走 行 車 両 (m)	-		200	100	150	60	100	40		
	停 車 車 両 (m)	150		100	50	75	30	50	20		
路 幅 員 (m)		23以上		10X#12	8.5	8.5	7.5	4.5 ~ 6.5			
床 設計洪水確率 (年)		1/100		1/50		1/25		状況判断による			
路 有 効 幅 員 (m)		2×7.5		7X#9	7	7	6	3.5			
舗 装 類 型		高 級		高級又は次高級		次高級又は中級		中級又は低級			
直線横断勾配 (%)		1.0 ~ 2.5		1.0~3.0		1.5~4.0		1.5~5.0			
面 路 肩 幅 員 (m)		-		0.75以上		0.75以上		0.5 以上			
橋 梁 及 び	車 両 重 量 (t)	自 動 車		20又は15		20又は 15		15又は 10		10	
		ト レ ー ラ ー		100又は80		100 又は 80		80			
		ク ロ ー ラ ー 車 両		-		-		50		50	
有 効 幅 員 (m)		15又は 2×7.5+分断壁		9 又は 7		7		7 又は 4			
管 渠	洪 水 確 率 年	特 殊 大 橋		1/300		1/300		1/100		1/100	
		大 ・ 中 橋		1/100		1/100		1/50		1/50	
		小 橋		1/100		1/50		1/25		1/25	
		管 渠 又 は 小 型 排 水 構 造 物		1/100		1/50		1/25		-	

表J-24 中国道路舗装類型

路面等級	舗装区分 (中国語)	説明 (日本語)
高級路面	<ol style="list-style-type: none"> 1. 水泥混凝土路面 2. 瀝青混凝土路面 3. 廠拌黑色礫石路面 4. 整齐石塊或条石路面 	<ol style="list-style-type: none"> 1. セメント・コンクリート舗装 2. アスファルト・コンクリート舗装 (現場混合) 3. レディミクストアスファルト・コンクリート舗装 (プラント混合) 4. 石・煉瓦等舗装
次高級路面	<ol style="list-style-type: none"> 1. 瀝青貫入式碎礫石路面 2. 路拌瀝青級配碎礫石路面 3. 瀝青表面処治 4. 半整齐石塊路面 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 浸透式工法 2. 現場攪拌アスファルト混合処理方法 (先に攪拌して敷均す) 3. 簡易舗装 (表層2~3 cmのみ) 4. 若干凹凸のある石畳舗装
中級路面	<ol style="list-style-type: none"> 1. 碎石或礫石路面 (包括泥結, 水結与級配) 2. 碎磚, 礮石路面 3. 石灰, 瀝青, 水泥加固土路面 4. 石灰多含土 (包括石灰炉渣土) 5. 不整齐石塊路面 6. 其它粒料路面 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 砂利舗装又は礫舗装 (ただし, 表層は泥土で目潰する) 2. 割り煉瓦塊, 栗石による舗装 3. 石灰, アスファルト, セメント安定処理路面 礫土を粘土で固結した路面 4. 石灰を含む土, 石炭の燃焼カスによる舗装 5. 凹凸のある石畳舗装 6. 砂礫舗装
低級路面	<ol style="list-style-type: none"> 1. 粒料加固土路面 2. 以各種当地材料加固或改善土路面 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 砂礫を若干敷均した舗装 2. 現土を固めたもの又は砂等で若干改良した路面

表J-25 百曲開生産関連施設一覧表

村名	肥料・農業倉庫		水稻乾燥場・脱穀場		家畜処理場			摘要
	ヶ所数 (ヶ所)	貯蔵量 (t)	ヶ所数 (ヶ所)	面積 (㎡)	ヶ所数 (ヶ所)	処理量 (t/日)	従業員 (人)	
九坡			12	40,020				
重橋			12	40,020				
流星			11	36,685				
党屋			17	66,700	1	3	26	
大榎			14	56,695				
企坎			12	40,020				
沙埗			16	53,360				
馬頭			17	56,695				
藍星			17	56,695				
洋塘			18	60,030				
計			146	506,920	1	3	26	

(1990年調査)

1.2.2 生活施設

(1) 生活用水及び電力消費

1) 生活用水

生活用水は、飲料や洗濯・入浴に必要な水であるが、この地区は上水道が未だ完備されていない。したがって、生活用水の水源は井戸や農業用水路の水に頼っている。地区内の約70%家庭が、農業用水路の水を飲料水の水源としており、用水路から手桶運搬によって各戸の自家製濾過装置の水甕に入れ、炊事や飲料に利用している。水質については今回、「地質・地下水」の担当者により、水素イオン濃度PHと塩分濃度を調査しているが、沿岸部においては地下水および用水路水とも若干の塩分の含有が認められた。また、地区内の用水路では水牛が水浴しており、それらの排泄物や生活污水、圃場からは農薬・肥料の溶出水が用水路へ流入しており、水質が汚染されていると予測される。なお、中国では1人1日当りの生活用水使用量は100ℓ/日/人が必要と言われており、その内訳は下記の通りであるが、当地区では上水道設備が未整備な事から、この5分の

炊事・飲料水	20 ℓ /日/人
手洗い・洗面	20 "
入浴	30 "
衣類洗濯	30 "
計	100 ℓ /日/人

1程度の水量も使用されていないと推察される。

地区内の飲料水供給施設の調査結果を表J-26に記す。

2) 電力消費

電力は地区内のほぼ全域に供給され、農家への電力供給率は95%以上である。農家の電力使用は、電灯による照明を主としたテレビ等の家電用がほとんどである。テレビの普及率は農家の20~40%に黑白テレビがあるが、カラーテレビは極僅かの普及である。

表J-27参照。

3) 家庭燃料

炊事用燃料は、稻藁やサトウキビの葉、ジュートの不要部分、雑草をそれに当てている。

(2) マーケット

廉州鎮や党江郷に百貨店、商店、供銷社（生協）本部があり、村には供銷社の地方販売部である供銷部や、個人経営の小売部と呼ばれる小規模な小売店により、生活消費物

資が供給されている。末端集落にある6㎡程度の広さの小売部では、日用雑貨や文房具類が販売されているのみで、衣類や家電製品、家具、自転車等の購入は党江郷や廉州鎮まで出向いている。

自由市場は廉州鎮において活発であるが、村にあるそれは極めて小規模である。

表J-28参照。

(3) 住 宅

地区住民の一般的住宅は、日干し煉瓦または焼煉瓦造による平屋である。近年、日干し煉瓦による住宅から順次、焼煉瓦造に変わりつつある。また、2階建ての鉄筋コンクリート・焼煉瓦壁造の堅牢住宅も見受けられる。これら堅牢住宅住民の生活の糧は農業収入に依るよりも、より収入の多い副業としての台車曳きハンドトラクターによる小運輸業や漁業、家禽類飼育業に依存している。

水稻作主体の巫橋村第3生産隊(33戸、155人)を対象に抽出調査した結果では、一世帯平均4.7人の家族で、1家屋に2世帯居住が最も多い。1家屋の住宅面積は60~80㎡が多いことから、平均1家屋に2世帯9.4人の狭い住宅で生活していることが窺える。

表J-29、表J-30、表J-31、表J-32参照。

表J-26 百曲團飲料水供給施設一覽表

村名	総戸数 (戸)	人口 (人)	飲料水源別戸数			用水路延長数 (km)	井戸数 (眼)	井戸水運搬最長距離(眼)				摘要	
			用水路井戸 (戸)	井戸 (戸)	その他 (戸)			10m以下	10m~30m	30m~50m	50m以上		
九坡	558	2,565	400	158		3.0	15	15					
亜橋	559	2,233	559			3.0							
流星	470	2,015		470			130	80	50				
党屋	597	2,073	120	280	202	3.0	98	98					
大框	412	1,656	421			4.0							
企坎	409	1,684	249	160		5.0	21						
沙埕	667	2,804	667			3.0	3						
馬頭	826	3,541	810	16		4.5	2	14					水質悪い
藍星	531	1,926	500	31		5.0	7						
洋塘	909	3,681	410	499		5.0	330	200	100	30			
計	5,938	24,178	4,136	1,614	202	35.5	606	407	150	30			

(1990年調査)

表J-27 百曲團娯楽施設一覽表

村名	総戸数 (戸)	映画館			テレビ受像機		スポーツ施設		摘要
		ヶ所数 (ヶ所)	収容人数 (人)	上映回数 (回/年)	カラー (台)	黒白 (台)	バスケットボール場 (ヶ所)	ピンボール場 (ヶ所)	
九坡	558				4	125	1	2	
亜橋	559				5	104	1	1	
流星	470	野外1	4,000	200	5	115	1	3	
党屋	597				10	230	1	2	
大框	412				4	140	1	6	
企坎	409				2	105	1	2	
沙埕	667				5	156	1	1	
馬頭	826				2	250	1	1	
藍星	531				2	105	1	2	
洋塘	909				21	652	2	3	
計	5,938	1	4,000	200	60	1,982	11	23	
党江郷		1	1,000	360					
還城郷		2	2,000	750					
麻州鎮		2	2,000	750					
計	-	5	5,000	1,860	-	-	-	-	

(1990年調査)