

表 I-E-1-1 耕地面積、推定請負耕地面積 ( 畝)

村名	總 戶數	農業 人口	農業 勞力	耕地面積		推定請負面積		
				水田	全耕地	1戶当	1人当	勞力当
1 九坡	558	2,560	1,375	3,065	3,405	6.109	1.332	2.48
2 垂橋	559	2,231	1,000	2,279	2,693	4.817	1.207	2.69
3 流星	470	2,013	937	2,964	3,353	7.134	1.666	3.58
4 党屋	597	2,073	1,101	2,667	3,119	5.224	1.505	2.83
5 大堰	421	1,654	910	2,684	2,709	6.435	1.638	2.98
6 企坎	409	1,684	708	3,262	3,708	9.066	2.202	5.24
7 沙桶	667	2,799	1,202	3,707	3,842	5.760	1.373	3.20
8 馬頭	826	3,541	2,017	4,536	4,536	5.492	1.281	2.25
9 藍星	531	1,926	1,133	3,174	3,174	5.977	1.648	2.80
10 洋塘	909	3,668	1,674	2,808	3,234	3.558	0.882	1.93
合計	5,947	24,149	12,057	31,146	33,773	5.679	1.399	2.80

出典；現地調査収集資料

表 I-E-1-2 農機具等保有状況 (百曲田) 1989年

村名	トラクター					役牛		機耕面積* (%)
	自走式	乗用型	脱穀機	精米機	収穫機	黄牛	水牛	
九坡	81	8	5	7	-	3	234	82
垂橋	45	4		6	1	1	150	83
流星	55	2	3	3		31	202	45
党屋	77	3		3	3	4	145	81
大堰	90			5	4	1	118	92
企坎	97	2		8	6		213	80
沙壩	97	1		4	1	2	101	96
馬頭	57	4		4	1	2	160	93
蘭星	47	1		5		1	169	85
洋塘	--	--	--	--	--	--	--	--
合計	646	25	8	45	15	45	1,492	82

\* 水田荒起こし面積、水田面積に対する%

出典；現地調査収集資料

表 I-E-1-3.1 作物栽培面積(畝)

村名	農家数	食糧作物	水稻	甘藷	經濟作物	落花生	黃麻	甘蔗	野菜
九坡	558	5,751	5,450	301	800	0	200	30	570
垂橋	559	4,540	4,440	100	392	15	100	47	230
流星	470	4,125	4,020	105	545	20	50	0	475
党屋	597	5,079	5,020	59	456	18	92	244	102
大堰	421	5,300	5,050	250	436	30	80	189	137
企坎	409	6,090	5,970	120	589	0	320	171	98
沙桶	667	7,453	7,420	33	114	0	0	0	114
馬頭	826	8,730	8,550	180	337	30	50	45	212
蘭星	531	5,919	5,800	119	364	0	84	58	222
洋塘	909	5,538	5,480	58	1,457	0	35	5	1,417
百曲團	5,497	58,525	57,200	1,325	5,490	113	1,011	789	3,577

出典；現地調査収集資料

表 I-E-1-3.2 作物生産量 (ト)

村名	農家数	食糧作物	水稻	甘藷	經濟作物	落花生	黃麻	甘蔗	野菜
九坡	558	1,989	1,946	43	326	0	62	120	144
垂橋	559	1,580	1,560	20	421	2	30	212	177
流星	470	1,258	1,250	8	508	3	15	0	490
党屋	597	1,657	1,649	8	1,205	3	16	1,096	90
大堰	421	1,859	1,784	75	1,285	4	27	1,093	161
企坎	409	1,859	1,843	16	969	0	96	798	75
沙桶	667	2,489	2,486	3	48	0	0	0	48
馬頭	826	2,969	2,955	14	373	5	15	235	118
蘭星	531	1,904	1,875	29	546	0	25	348	173
洋塘	909	1,971	1,966	5	1,901	0	7	20	1,874
百曲團	5,497	19,535	19,314	221	7,582	17	293	3,922	3,350

出典；現地調査収集資料

表 I-E-1-3.3 農業生産額(百元,1989年)

村名	農家数	食糧作物	水稻	甘藷	經濟作物	落花生	黃麻	甘蔗	野菜	合計
九坡	558	5,675	5,560	115	1,454	0	569	121	764	7,129
垂橋	559	4,510	4,457	53	1,466	37	276	213	940	5,976
流星	470	3,594	3,572	22	2,795	55	138	0	2,602	6,389
党屋	597	4,734	4,712	22	1,781	55	147	1,101	478	6,515
大堰	421	5,297	5,097	200	2,273	73	248	1,098	854	7,570
企坎	409	5,307	5,265	42	2,082	0	882	802	398	7,389
沙桶	667	7,111	7,103	8	255	0	0	0	255	7,366
馬頭	826	8,475	8,438	37	1,093	92	138	237	626	9,568
蘭星	531	5,434	5,357	77	1,497	0	229	350	918	6,931
洋塘	909	5,631	5,618	13	10,031	0	64	20	9,947	15,662
百曲團	5,497	55,768	55,179	589	24,727	312	2,691	3,942	17,782	80,495

出典；現地調査収集資料

百曲團農業生産

農家数	農業人口	食糧作物生産額	經濟作物生産額	農業生産額
		戸当	人当	戸当
5,497	24,149	1,015	231	450
				102.4
				1,464
				333.3

出典；現地調査収集資料

表 1-E-1-4 最近の農業総生産 (百曲圃)

年次	品目	面積	単収	総生産	生産額	面積当たり収入	備考
	単位	(畝)	Kg/畝	トン	千元	元	
1987							
年	水 稲	55,686	315.1	17,547	4,545.4	81.63	
	甘 藷	2,041	568.3	1,160	61.1	29.94	
	落花生	410	82.9	34	36.1	88.05	
	芋-ト	1,630	330.7	539	327.4	200.86	
	サト-ト	175	4,800	840	61.5	351.43	
	野菜	2,807	1,349	3,788	128.81	458.89	
	合計	62,749		23,908	5,160	82.2	

年次	品目	面積	単収	総生産	生産額	面積当たり収入	備考
	単位	(畝)	Kg/畝	トン	千元	元	
1988							
年	水 稲	54,529	239.9	13,081	3,695.3	67.77	
	甘 藷	1,421	626.3	890	47.7	33.57	
	落花生	134	89.6	12	21.2	158.21	
	芋-ト	1,625	412.3	670	485.8	298.95	
	サト-ト	1,190	4,636	5,517	551.7	463.61	
	野菜	3,278	1,003	3,287	1,363.4	415.92	
	合計	62,177		23,457	6,165	99.2	

年次	品目	面積	単収	総生産	生産額	面積当たり収入	備考
	単位	(畝)	Kg/畝	トン	千元	元	
1989							
年	水 稲	57,200	337.7	19,314	5,517.9	96.47	
	甘 藷	1,325	834.0	1,105	58.9	44.45	
	落花生	113	150.4	17	31.2	276.11	
	芋-ト	1,011	289.8	293	269.1	266.17	
	サト-ト	789	4,971	3,922	394.2	499.62	
	野菜	3,577	936.5	3,350	1,778.2	497.12	
	合計	64,015		28,301	8,049.5	124.7	

出典；現地調査収集資料

表 I-E-1-5 最近の畜産・水産総生産 (百曲団)

畜産物							1戸当たり	
年次	生産物	飼養数	出荷数量	単価	金額	農戸数	収入	販売量
			頭、百羽	元	千元	戸	元	
1987年	豚	16,770	4,778	484.9	2,317	5,947	389.6	0.80 頭
	牛	1,716	64	512.5	32.8		5.5	0.01 頭
	三鳥(百羽)	4,224	2,999	853.2	2,558.7		430	50.4 羽

注：三鳥：鶏、アヒル、鵝鳥

畜産物							1戸当たり	
年次	生産物	飼養数	出荷数量	単価	金額	農戸数	収入	販売量
			頭、百羽	元	千元	戸	元	
1988年	豚	16,395	5,647	484.9	2,738.2	5,947	460.4	0.95 頭
	牛	1,771	84	760.7	63.9		10.7	0.01 頭
	三鳥(百羽)	4,642	3,232	993.5	3,211.1		540	54.3 羽

注：三鳥：鶏、アヒル、鵝鳥

畜産物							1戸当たり	
年次	生産物	飼養数	出荷数量	単価	金額	農戸数	収入	販売量
			頭、百羽	元	千元	戸	元	
1989年	豚	18,030	5,982	782.1	4,678.5	5,947	786.7	1.01 頭
	牛	1,806	132	911.4	120.3		20.2	0.02 頭
	三鳥(百羽)	6,857	4,455	1,241.7	5,531.7		930	74.9 羽

注：三鳥：鶏、アヒル、鵝鳥

水産物- 養殖						
年次	生産物	養殖面積	生産量	単価	生産額	単収
			トン	元/Kg	千元	Kg/畝
1987年	淡水魚	560	114	1.14	130.1	203.6
1988	"	607	249	1.38	343.6	410.2
1989	"	896	310	1.67	516.4	346.0

水産物- 漁労													
年次	生産物	魚類			蝦			蟹			貝類		
		1987	1988	1989	1987	1988	1989	1987	1988	1989	1987	1988	1989
	生産量 トン	1,591	1,890	3,229	519	988	1,569	96	60	81	60	111	148
	生産額 万元	182	261	475	207	487	645	15	13	23	5	12	18
	単価元/トン	1144	1381	1471	3988	4929	4111	1563	2167	2840	833	1081	1216

出典：現地調査収集資料

表 1-E-1-6 収益概算—現況 農産物 —百曲園

作物等名	単収	単価	金額	生産費	差引き利益	備考
単位	Kg/ 畝	元/ Kg	元	元	元	
水稻(高産田)	750	0.7	525	179.37	345.63	2期合計
水稻(通常田)	680	0.7	476	179.37	296.63	2期合計
水稻(低産田)	580	0.7	406	165.75	240.25	2期合計
ササゲ(通常田)	5,000	0.148	704	178.66	525.34	
ササゲ(咸酸田)	4,100	0.148	606.8	178.66	428.14	
落花生(通常田)	134	1.82	243.9	46.65	197.25	
野菜(通常田)	840	0.4	336	140.99	195.01	
黄麻(通常田)	210	0.8	168	89.37	78.63	

出典；現地調査収集資料

表 1-E-1-7 畜産・水産物現況収益概算 -- 百曲園

産物名	生産量	単価	金額	生産費	種苗費	飼料費	利益	備考
単位	Kg	元/Kg	元	元	元	元	元	
畜産 (100 羽、頭)								
鶏 肉用	200	5.4	1,080	420	120	300	660	畝飼150 羽
鶏 卵	850	6.4	5,440	2,160	160	2,000	3,280	"
アヒル肉用	230	4.4	1,012	353	80	273	659	"
アヒル 卵	975	6	5,850	2,360.3	110	2,250	3,489.7	"
豚	125	6	750	333.6	180	150	416.4	

淡水養殖 (畝当たり)

テラピア	450	5	2,250	334.1	300	12	1,916	計画
テラピア	450	6	2,700	334.1	300	12	2,388	
他魚	36	7	252	30.7	6	6	240	
他魚	45	7	315	30.7	6	6	284	計画

海水養殖 (畝当たり)

蝦	84	13	1,092	672.0	72	600	420	
蝦・蟹混合	269	23.4	6,295	3,750	1,065	2,685	2,545	

漁労	ト	元/Kg	万元	中国側提出データ(百)
魚	3,229	1.47	475.4	単価につき要再検討
蝦類	1,569	4.11	644.9	"
蟹類	81	2.85	23.1	"
貝類	148	1.19	17.6	"

	放流数	歩留り	1尾重	回転	生産量	
* 蝦	: 10,000	X 0.35	X 15g	X 1回	= 52.5 Kg	混合養殖
蟹	: 600	X 0.9	X 200g	X 2回	= 216 Kg	

注：生産費には労賃を含まない。

出典；現地調査収集資料

表 1-E-1-8.1 水稻主要品種の最近の変遷

年次	<u>第1期水稻</u>			<u>第2期水稻</u>		
1986年	桂朝 2	双桂 35		桂朝 2	双桂 35	大靈矮
1987年	特青1.2.3.	双桂 35	桂朝 2	特青1.2.3.	双桂 35	桂朝 2. 桂晚輻 朝花矮
1988年	七桂早 双桂 35	双朝 25	仙優桂 34	双桂 35	七桂早	仙優桂 33 仙優桂 34 桂晚輻 朝花矮
1989年	双朝 25	仙優 9	仙優桂 34	双朝 25	博優 64	朝花矮 仙優桂 33 双桂 35 七桂早 桂晚輻
1990年	双朝 25	仙優 63	仙優桂 99	双朝 25	博優 64	技優 仙優桂 34 仙優桂 33 双桂 35 朝花矮 桂晚輻

出典；現地調査収集資料



表 I-E-1-8.2

現行作付け主要品種

(無印は両典型区共通、百、康はそれぞれの典型区で作付け)

第1期水稲 通常田 雑交稲(仙優63、仙優桂 33, 34, 99, 博優 49) 双朝 25, 七桂早  
双桂 35 七山粘  
咸酸田 双朝 25、双桂 35、桂朝 2、七桂早

第2期水稲 通常田 雑交稲(仙優63、仙優桂 33, 34, 99, 博優 49)、双朝 25 七桂早  
七山粘  
咸酸田 双朝 25、双桂 35、桂朝 2、七桂早、桂晚幅

サトウキビ 桂糖11

甘藷 桂茹(百)、海茹(康)、湛農(康)

落花生 粵油

黒クワイ 桂林(百)

トウモロコシ 桂頂(百)、桂頂1、4、科単102、獸玉(以上康)

野菜 葉菜 白菜 上海白(百)、黄牙白(康)、上海青(康) 菜心  
菜類 不結球菜類多種。  
果菜 瓜類 青瓜、苦瓜、トマト、茄子、西瓜等多種類が栽培される。

根菜 大根、人参、里芋、山芋、涼茹など。

野菜類の品種は調査の重点から省いた。

出典；現地調査収集資料

表 1-E-1-9

## 水稻品種特性

品種名	草丈(cm)	草型	いもち 病耐性	食味	作期**	熟期 日	備考
特青	100	穂重型	弱	不良	早晚	135	黄 耀祥氏育成
桂朝2号	100	穂重型	弱	不良	早晚	133	IRRI育成多収不味
双桂	90-95	穂数型	弱	中	早晚	133	黄 耀祥氏育成
双朝25号	95	穂数型	強	中	早晚	130	黄 耀祥氏育成
雑交稻	90-100	穂数重型	強	良, 不良	早晚		*
燕江1号	85-90	穂数型	中	中	早	90	広東農科院
珍珠1号	90-95	穂数型	中	良	早	105	黄 耀祥氏育成
七桂早	90-95	穂数型	弱	良	早晚	125	黄 耀祥氏育成

\* 技優、汕優：早晚 博優64：晚

\*\* 早：第1期水稻適用、晚：第2期水稻適用品種

出典；現地調査収集資料

表 1-E-1-10 農作物作期一覧

1. 1期作水稻(含む 雑交水稻)

苗代 2月下旬-3月上旬 — 3月下旬-4月上旬 30日  
 本田 3月下旬-4月上旬 — 7月上旬-7月中旬 100日~120日  
 (雑交水稻:90-130日)

2. 2期作水稻

苗代 6月上旬-6月中旬 — 7月下旬-8月上旬 50日  
 本田 7月下旬-8月上旬 — 11月上旬-11月中旬 105日~110日

3. 2期作雑交水稻(晩造)

苗代 6月下旬-7月上旬 — 7月下旬-8月上旬 25日  
 本田 7月下旬-8月上旬 — 10月下旬-11月上旬 90日~130日

4. 甘蔗

1年目 (秋)春植 ——— 11月刈り取り(宿根)  
 2年目 株出し ——— 11月刈り取り(宿根)  
 3年目 株出し ——— 11月刈り取り 以後は耕耘し他作物栽培

5. 黄麻(ジュート)

播種 2,3月 ——— 7,8月刈り取り(後作:2期作水稻)  
 播種 2,3月 ——— 10月刈り取り(種子採取用、後作:甘藷)

6. 甘藷(夏挿し)(秋挿し)(冬挿し)

挿苗 4月 ——— 8月収穫(Weevil 被害甚大)  
 挿苗 8月 ——— 1月収穫  
 挿苗 11月 ——— 4月収穫(降霜のおそれあり)

7. 黒クワイ(馬蹄)

栽植 7月上中旬 ——— 11月収穫-翌春収穫まで適宜

8. 緑肥(紫雲英)

播種 10月中下旬 ——— 3月鋤込み

9. 落花生(春蒔き、秋蒔きあり)

播種 3月中下旬 ——— 6月下旬

10. 野菜(通年栽培)

出典;現地調査収集資料

表 1-E-1-11 主要作物の栽培法概要 現行

作業名	作業内容	摘要
作物名	水稻	
主要品種	第1期水稻 ① 雑交稲*、双朝25、双桂35、桂朝2、七桂早 等 第2期水稻 ② 雑交稲(汕優63、桂優33、34等)、常規稲*	*: 雑交稲(ハイブリッド 代表組合わせ) *: 雑交稲以外の称。
苗代	早春ではビニール トンネル保温	育苗期間 : 通常45-55 日、雑交稲:25 日 苗代期間 : ① 2月下旬-3月上旬 ② 6月中旬-7月上旬 必要面積 : 通常品種-2 %、雑交稲 -1 %
荒起こし	耕うん機 (水牛)	咸酸田は夏秋収穫直後、あるいは春先。 通常田は夏収穫直後と冬作収穫後
施肥	基肥	通常田は基肥、追肥を施用 咸酸田は追肥重点 尿素、重炭安、過石、塩加等の単肥利用
定植	手植え	13 X 16-20 cm, 25,000-30,000 株/ 畝 1 株本数: 通常品種4-5 本、雑交稲 : 1-2本 挿秧期 : ① 3月下旬-4月上旬 ② 7月下旬-8月上旬
灌漑	代掻 湛水	咸酸田は多回代掻き、通常田は1 回 咸酸田は特に常時湛水、旱田(天水田)は降雨 に左右される。渇水年は①をジュートに変更
中耕除草	手取り	1-2 回
葉散	噴霧機(背負い)	殺菌剤 1回、殺虫剤 2回
収穫	全刈り(手刈り)	バインダーも入り始めている。 ① 7月上中旬、② 10 月下旬-11 月上旬
収量調査	坪刈り	0,025 畝-3カ所、ボーダーとして周囲10畦除外

備考 :1. 雑交稲の普及--- 遠縁のインド稲を栽培しているため積極的に普及されているが、食味が劣り、作期も長くなる場合もあり、①用として受入れられているが、普及率は50% に達している。  
2. 水田に対する有機物の施用に努めるべきであるが、山地、草場が少なくまた、家畜を舎飼いしないので厩肥の生産もすくない。

出典 ; 現地調査収集資料

表 I-E-1-12.1 災害狀況調查記錄 百曲團

1985年洪水被害 出典；現地調查收集資料

村名	倒塌 家屋 (間)	半壞 家屋 (間)	冠水 面積 (Km <sup>2</sup> )	冠水耕地 面積 (ha)	穀物 流失量 (ト) 戸当	插苗 被害 (ha)	種籽 損失量 (Kg) 戸当	被災 戸数	被災 人員 (人)
九坡	3	26	4	200	600 1.5	30	45,000 113	400 81	900
垂橋	6	24	3	150	350 0.9	100	2,000 5	400 63	2,080
流星	6	22	3	100	400 1.1	40	1,200 3	350 75	1,800
党屋	15	56	4	200	500 0.8	80	600 1	518 98	2,030
大堰	7	11	5	180	415 1.1	85	2,200 6	369 92	1,631
企坎	32	45	12	240	650 1.9	110	33,000 95	347 85	1,588
沙桶	16	39	4.5	264	2,400 7.8	150	2,000 6	325 49	1,956
馬頭	12	21	18	360	960 1.4	170	6,500 10	680 82	3,250
蘭星	13	30	3.5	190	400 0.8	110	3,300 6	521 98	1,926
洋塘	2	13	3	150	150 0.5	70	100 0	300 33	2,350
百曲團計	112	287	60	2,034	6,825 1.6	945	95,900 23	4,210 71	19,511

表 I-E-1-12.2 災害狀況調查記錄 百曲團

1986年台風被害 出典；現地調查收集資料

村名	倒塌 家屋 (間)	半壞 家屋 (間)	冠水 面積 (Km <sup>2</sup> )	冠水耕地 面積 (ha)	穀物 流失量 (ト) 戸当	插苗 被害 (ha)	種籽 損失量 (Kg) 戸当	被災 戸数	被災 人員 (人)
九坡	8	29	4	150	450 1.0	150	6,000 13	450 81	1,900
垂橋	7	25	4	100	300 0.9	100	4,000 11	350 63	1,600
流星	5	21	3	80	200 0.7	80	3,500 12	300 64	1,400
党屋	10	30	4	120	1,500 2.8	120	6,000 11	530 89	
大堰	3	19	4	260	210 0.5	85	6,000 15	400 95	1,600
企坎	38	45	4	240	380 1.6	240	18,000 55	330 81	1,450
沙桶	435	536	4.5	250	1,200 1.8	300		667 100	2,799
馬頭	452	460	4.8	270	1,400 2.2	320	4,000 6	652 79	3,200
蘭星	11	21	3.5	93	410 0.9	93	5,000 11	450 85	
洋塘	6	28	3	100	40 0.1	10	300 1	300 33	2,150
百曲團計	975	1,214	35.8	1,663	6,090 1.38	1,498	52,800 12	4,429 75	13,300

表 I-E-1-13 水稻栽培に関する現地試験 (百曲圃における試験)

水稻の高収因子組合せ試験 試験地: 九坡村。

(5 因子 5 段階の組合せによる多因子要因実験)

因子と段階、	1, 播種期	7 月 5 日を中心に 5 日, 10 日	の早晚
	2, 栽植密度	25,000 本を中心に 5,000 10,000 本の多少	
	3, 窒素量	11.5 Kg を中心に 1.5, 3.0 Kg	の多少
	4, 燐酸量	5.75 Kg を中心に 1.25, 2.5 Kg	の多少
	5, 加里量	8.5 Kg を中心に 2.5, 5.0 Kg	の多少

上記の組合せを 36 区 1 連に纏め栽培・施肥法に関する最適組み合わせを求める為の試験を行っている。本試験では中央値が試験地の慣行の栽培基準となるように設計されている。現在までの結果では最適値は年により若干異なるということであり、その都度中央値を修正している。

指導 南寧広西農業科学院, 農学院, 農業庁の指導

計算 広西農学院 農業化学教授 白 厚義  
栽培学副教授 鐘 少宗

摘要 試験歴: 現在の晩造は 6 回目,  
坪刈り: 0.03 畝宛区画調査する,  
插秧 1 本植え  
最高収量 粳 520 Kg/畝 1989 年晩造。

その他の現地試験 : 県土壤肥料担当者指導

百曲圃における試験 2

咸酸田早造施鹹肥栽培試験 (7 処理 3 反復) 試験地: 企坎村

百曲圃における試験 3

咸酸田晩造停鹹施石灰栽培試験 1987 年 晩造栽培

百曲圃における試験 4

緑肥圧青土壤改良試験 1988 年早造栽培

百曲圃における試験 5

鹹肥, 品種, 石灰肥料肥効試験 1989 年 晩造栽培 土壤 pH: 4.8

百曲圃における試験 6

雑交水稻品種比較試験 1988 年早造栽培

出典; 現地調査収集資料

表 1-E-2-1 入植計画 百曲団 面積単位： 畝

項目	第1期入植 数・面積 (%)	第II期入植 数・面積 (%)	合計 数・面積	経営体当り 経営規模
<< 入植計画 >>				
1. 耕種経営				
入植農家数	700	700	1,400	耕地面積
耕地面積	25,200	25,200	50,400	36 畝
2. 淡水養殖経営				
入植経営体数	45	50	95	養殖池面積
入植農家数	180	200	380	90 畝
養殖池面積	4,050	4,500	8,550	
3. 海水養殖経営				
入植経営体数	30	30	60	養殖池面積
入植農家数	90	90	180	90 畝
養殖池面積	2,700	2,700	5,400	
4. 複合経営				
入植農家数	600	800	1,400	耕地面積 9 畝
耕地面積	5,400	7,200	12,600	養殖池面積
養殖池面積	1,350	1,800	3,150	2.25畝
5. 合計 (%)				
入植経営体数	1,375 (47)	1,580 (53)	2,955 (100)	
入植農家数	1,570 (47)	1,790 (53)	3,360 (100)	
耕地面積	30,600 (49)	32,400 (51)	63,000 (100)	
養殖池面積	8,100 (47)	9,000 (53)	17,100 (100)	
合計面積	38,700 (48)	41,400 (52)	80,100 (100)	

表 I-E-2-2 計画作付け計画（作付け面積畝） 百曲囲

第I期入植

区分	2003-4	2005	2006	2007	2008	2009	2010
1	インフラ整備	サトウキビ	サトウキビ	サトウキビ	水稲	サトウキビ	サトウキビ
2	除塩	水稲	サトウキビ	サトウキビ	サトウキビ	水稲	サトウキビ
3	入植	水稲	水稲	サトウキビ	サトウキビ	サトウキビ	水稲
4	作付け準備	サトウキビ	サトウキビ	水稲	サトウキビ	サトウキビ	サトウキビ

第II期入植

区分	2004-2005年	2006	2007	2008	2009	2010
1	インフラ整備	サトウキビ	サトウキビ	サトウキビ	水稲	サトウキビ
2	除塩	水稲	サトウキビ	サトウキビ	サトウキビ	水稲
3	入植	水稲	水稲	サトウキビ	サトウキビ	サトウキビ
4	作付け準備	サトウキビ	サトウキビ	水稲	サトウキビ	サトウキビ

サトウキビ

入植期	営農類型	2005年	2006年	2007年	2008年	2009年	2010年
第I期	耕種経営	12,600	18,900	18,900	18,900	18,900	18,900
	複合経営	2,700	4,050	4,050	4,050	4,050	4,050
第II期	耕種経営		12,600	18,900	18,900	18,900	18,900
	複合経営		3,600	5,400	5,400	5,400	5,400
合計	耕種経営	12,600	31,500	37,800	37,800	37,800	37,800
	複合経営	2,700	7,650	9,450	9,450	9,450	9,450
2期総合計		15,300	39,150	47,250	47,250	47,250	47,250

水稲

入植期	営農類型	2005年	2006年	2007年	2008年	2009年	2010年
第I期	耕種経営	12,600	6,300	6,300	6,300	6,300	6,300
	複合経営	2,700	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350
第II期	耕種経営		12,600	6,300	6,300	6,300	6,300
	複合経営		3,600	1,800	1,800	1,800	1,800
合計	耕種経営	12,600	18,900	12,600	12,600	12,600	12,600
	複合経営	2,700	4,950	3,150	3,150	3,150	3,150
2期総合計		15,300	23,850	15,750	15,750	15,750	15,750



表 1-B-2-3 主要作物の栽培法概要 計画

作物名	: 水稻	
主要品種	: 第1期水稻 ① 雑交稲、双朝25、双桂35、桂朝2、七桂早 等 第2期水稻 ② 雑交稲(汕優63、桂優33、34等)、常規稲	
作業名	作業内容	摘要
苗代	早春ではビニールトンネル保温	育苗期間 : 通常45-55日、雑交稲:25日 苗代期間 : ① 2月下旬-3月上旬 ② 6月中旬-7月上旬 必要面積 : 通常品種-2%、雑交稲-1%
荒起こし	耕うん機	夏秋収穫直後、あるいは春先。
代掻	耕うん機	多回代掻- 第1期水稻では3回、第2期水稻では2回必要。
施肥	基肥	最終代掻時に基肥施肥、追肥重点栽培。 尿素、重炭安、過石、塩加等の単肥利用
定植	手植え	13 X 16-20 cm, 25,000-30,000 株/ 畝 1 株本数: 通常品種4-5本、雑交稲 : 1-2本 挿秧期 : ① 3月下旬-4月上旬 ② 7月下旬-8月上旬
灌漑	用水 湛水	代掻にもなるべく用水を使用。 常時湛水に努める。
中耕除草	手取り	1-2回
薬散	噴霧機(背負い)	殺菌剤 1回、殺虫剤 2回
収穫	全刈り(手刈り)	自走式刈り取り及びバインダー導入。
調整	乾燥、脱穀、精米	乾燥脱穀は人力、畜力または動力脱穀機使用、精米は籾すり精米機利用。

- 備考 :1. 雑交稲の普及--- 遠縁のインド稲を栽培しているため積極的に普及されているが、食味が劣り、作期も長くなる場合もあり、①用として受入れられ普及が目ざましい。普及率は50%に達している。
2. 水田に対する有機物の施用に努めるべきである。草草が少なくまた、家畜を舎飼いしないので厩肥の生産もすくない現状であるが、サトウキビ脱糞や水稻葉稈の還元を努めなければならない。

出典 ; 現地調査収集資料

表 1-E-2-3.2 主要作物の栽培法概要 計画

作物名 : サトウキビ

主要品種 : 新植 ① 製糖用 : 桂糖11号, 生食用 : 在来種  
と栽培法 株だし ② 宿根茎の作切りと施肥による催芽

作業名	作業内容	摘要
耕起砕土	機械耕うん	中型乗用トラクターによる耕起、砕土。
作溝施肥	基肥施用	トラクターによる植え溝作条、施肥は手作業
作畦定植	蔗苗の定植	蔗苗には蔗茎の1-3 節切片または蔗茎頂片使用 (135 X 35 cm), 1,410 本/ 畝、補植 : 3 %。 定植期は11-3月まで随時
灌 漑	スプリンクラー 散水	乾燥時には土壌塩類及び酸性害回避の為早期灌
中耕除草	培土数回	倒伏防止及び除草
薬 散	噴霧機( 背負型)	殺虫剤、殺菌剤を初期成育時に1-2 回施用
収 穫	地際刈り	手刈りまたは自走式刈り取り機導入
脱 葉	手作業	脱葉と茎頂切り落とし、結束

- 備考 1. 耕起砕土及び作畦、作溝作業は中型乗用トラクター、刈り取りには自走式刈り取り機を導入したい。
2. 脱葉には枯れ葉の焼却( バーニング) 処理は避け、1 ヘクタール当たり約1 トンに達する枯れ葉を積極的に土壌還元または飼料として利用する。
3. 干拓地は土壌水分が減少すると塩類障害等が発生し易くなる。従って早めに灌水に努める必要がある。スプリンクラー ( レインガン等) の導入が望ましい

出典 ; 現地調査収集資料

表 I-E-2-4 作物別生産費収益概算- 計画- 百曲田干拓地

作物等名	単収	単価	金額	生産費	差引き利益	備考
単位	Kg/ 畝	元/ Kg	元	元	元	
水稻(干拓田)	650	0.72	468	145.40	322.60	2期合計
牡丹(咸酸田)	5,000	0.148	740	138.87	601.13	

(参考)

落花生(通常田)	134	1.82	243.9	69.93	173.97	
野菜(通常田)	840	0.4	336	140.99	195.01	
黄麻(通常田)	210	0.8	168	89.37	78.63	

出典；現地調査収集資料

表 1-E-2-5 営農類型別経営収支 経営面積当 (畝、元) 百曲団

経営類型	項目	面積	粗生産額	生産費	収益	畝当収益	
耕種	サトウキビ	27	19,980	3,510	16,470	601	5.0 トン
	水稻	9	4,212	1,305	2,907	322	650 Kg
	合計	36	24,192	4,815	19,377	538.3	
複合	耕種サトウキビ	6.75	4,995	878	4,117	609.9	5.0 トン
	水稻	2.25	1,053	326	727	323.1	650 Kg
	小計	9	6,048	1,204	4,844	538.2	
	畜産アヒル卵用	2.25	16,459	7,965	8,494	3,775	
	アヒル肉用		5,643	1,739	3,904	1,736	2 回転
	小計	2.25	22,102	9,704	12,398	5,510	
	水産テラピア	2.25	4,050	750	3,300	1,467	2 回転
	他魚		506	69	437	194	
	小計	2.25	4,556	819	3,737	1,661	
	合計	11.25	32,706	11,727	24,716	1,672.3	
海水	単一大正蝦	72	120,960	48,384	72,576	1,008	
	混合蝦・蟹	18	89,064	67,500	82,314	4,573	蟹-2回転
	合計	90	210,024	115,884	94,140	1,046.5	
淡水	テラピア	90	162,000	30,060	131,940	1,916	2 回転
	他魚	(90)	20,250	2,700	17,550	284	
	合計	90	182,250	32,760	149,490	1,661	

出典：現地調査収集資料

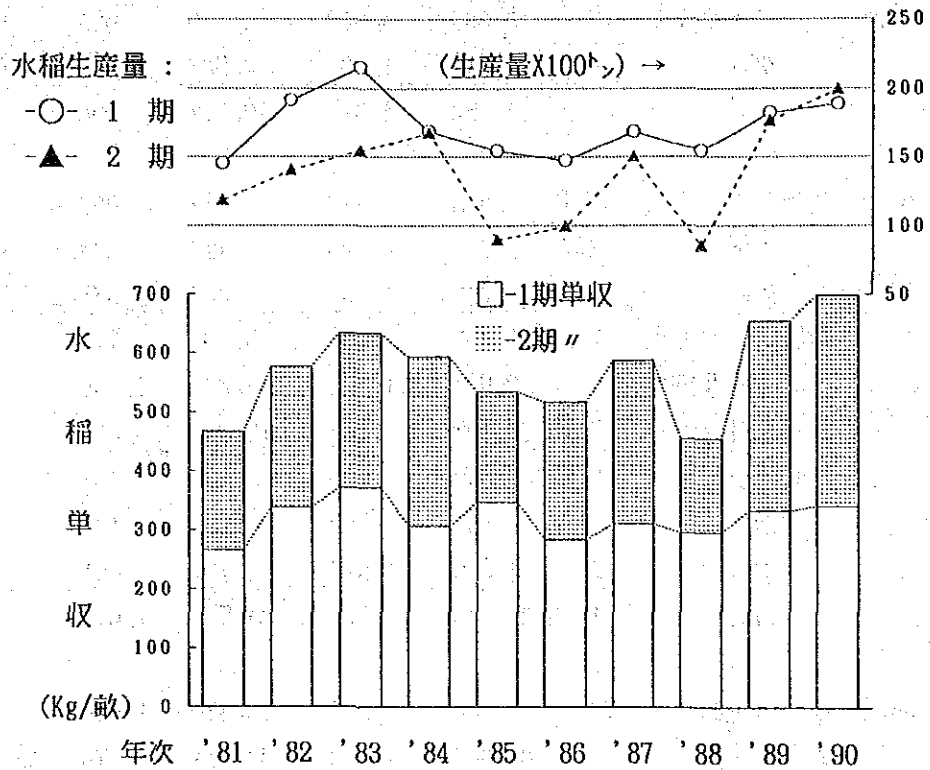


図 1-E-1-1 党江郷における水稻単収と生産量の推移

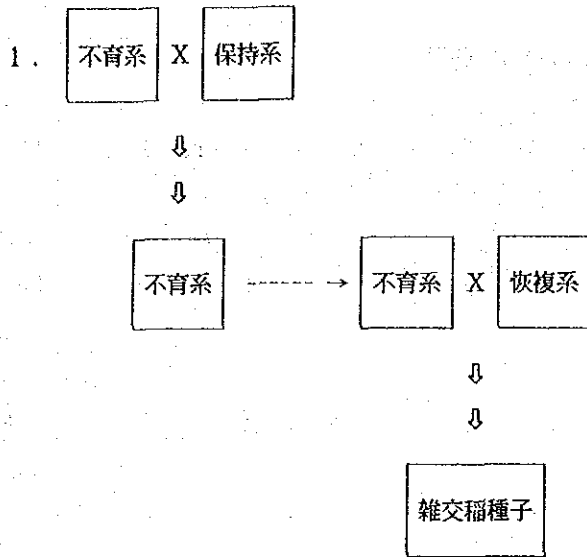
図 1-E-1-2 現況作付体系—合浦県百曲圏

面積(畝)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	月	備考
水田 32,700 咸酸田 (18,600)													苗代期 間： 1期 30日 2期 45日 雑交稲 20日 甘蔗カ トあり
通常田 (14,100)													
天水田 旱田 (1,100)													

注：水稲作期内の点線はハイブリッド（雑交稲）の早稲種の刈り取り期。

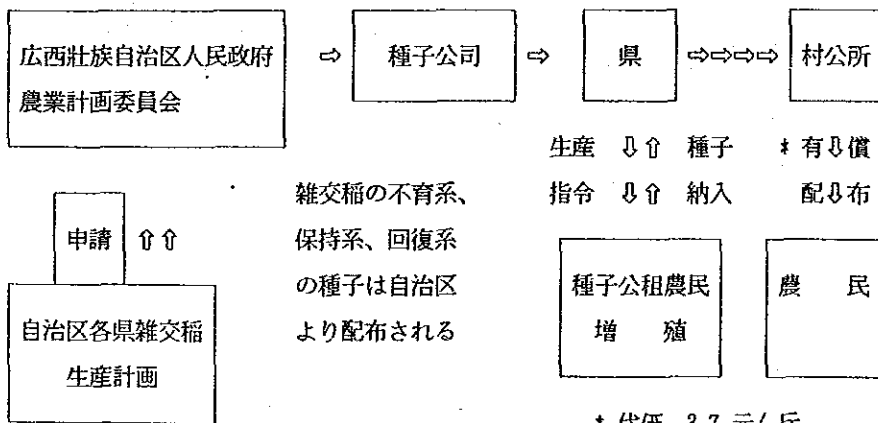
出典；現地調査収集資料

図 1-E-1-3 雑交種の作成(3系法)と増殖態勢:



出典：現地調査収集資料

2. 増殖計画、種子の流れ

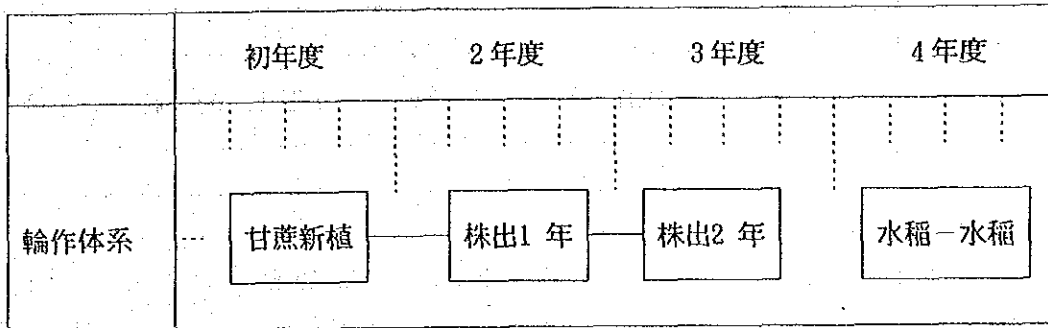


\* 代価 3.7 元/ 斤  
種子量:2.5-4 斤/ 畝

出典：現地調査収集資料

図 1-B-2-1 計画作付体系

基本- 輪作体系



出典；現地調査収集資料

計画作付体系

面積比率	1年	2年	3年	4年
25%	水稻-水稻	甘蔗新植	甘蔗株出1年	甘蔗株出2年
25%	甘蔗株出2年	水稻-水稻	甘蔗新植	甘蔗株出1年
25%	甘蔗株出1年	甘蔗株出2年	水稻-水稻	甘蔗新植
25%	甘蔗新植	甘蔗株出1年	甘蔗株出2年	水稻-水稻

注：サトウキビの連作障害回避のため、4年目毎に水稻を栽培する。干拓地全体のサトウキビ原料茎生産の安定化のため毎年耕地の3/4をサトウキビの栽培に充当する。

出典；現地調査収集資料



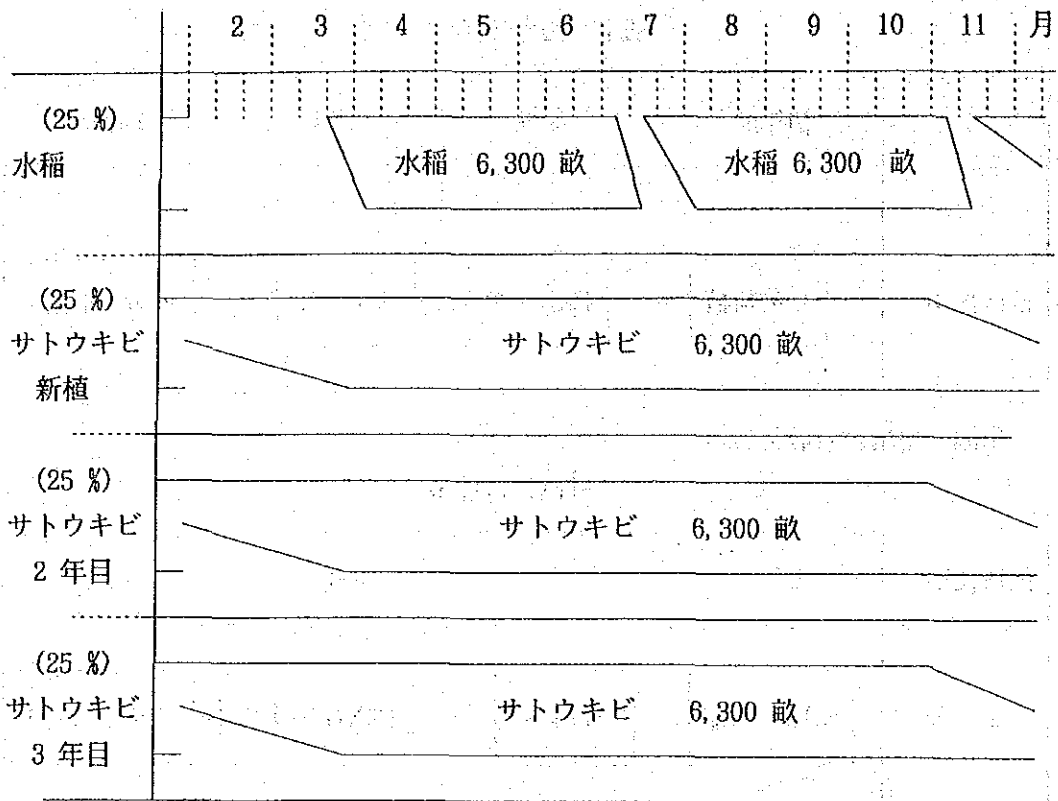


図 I-E-2-2.1 干拓地計画作付け体系- 耕種專業 百曲圏 第I 期入植(2005 年開始)

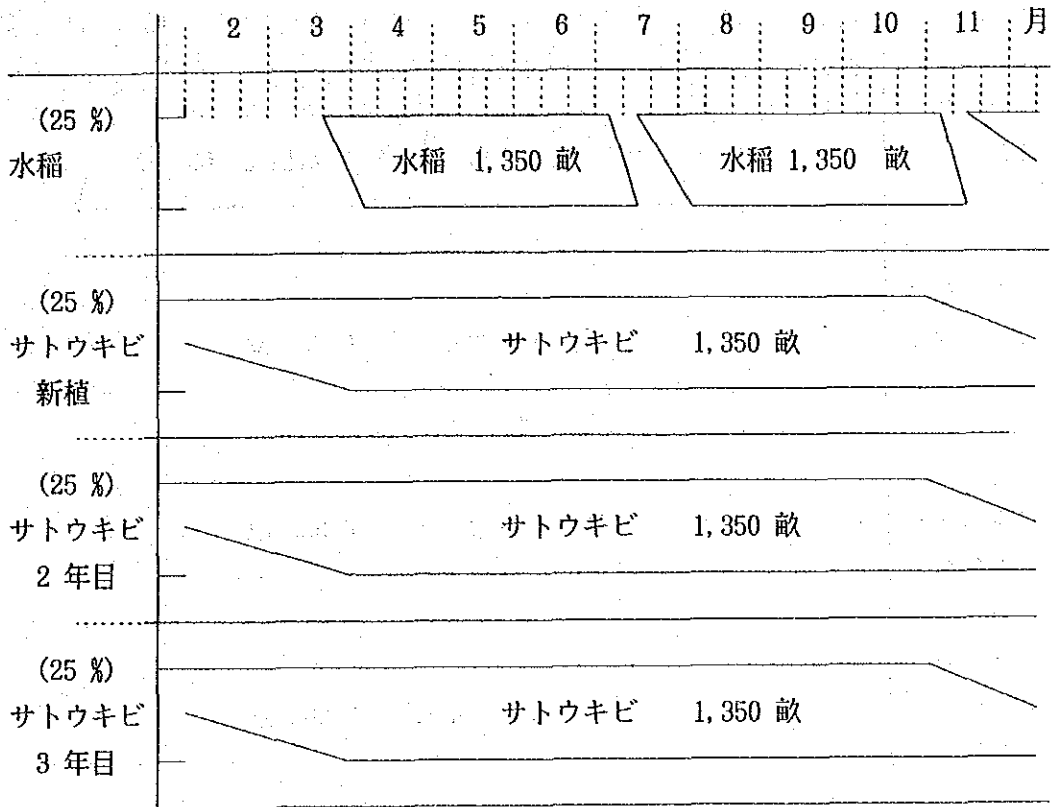


図 1-E-2-2.2 干拓地計画作付け体系 複合経営 百曲団 第I期入植(2005年開始)

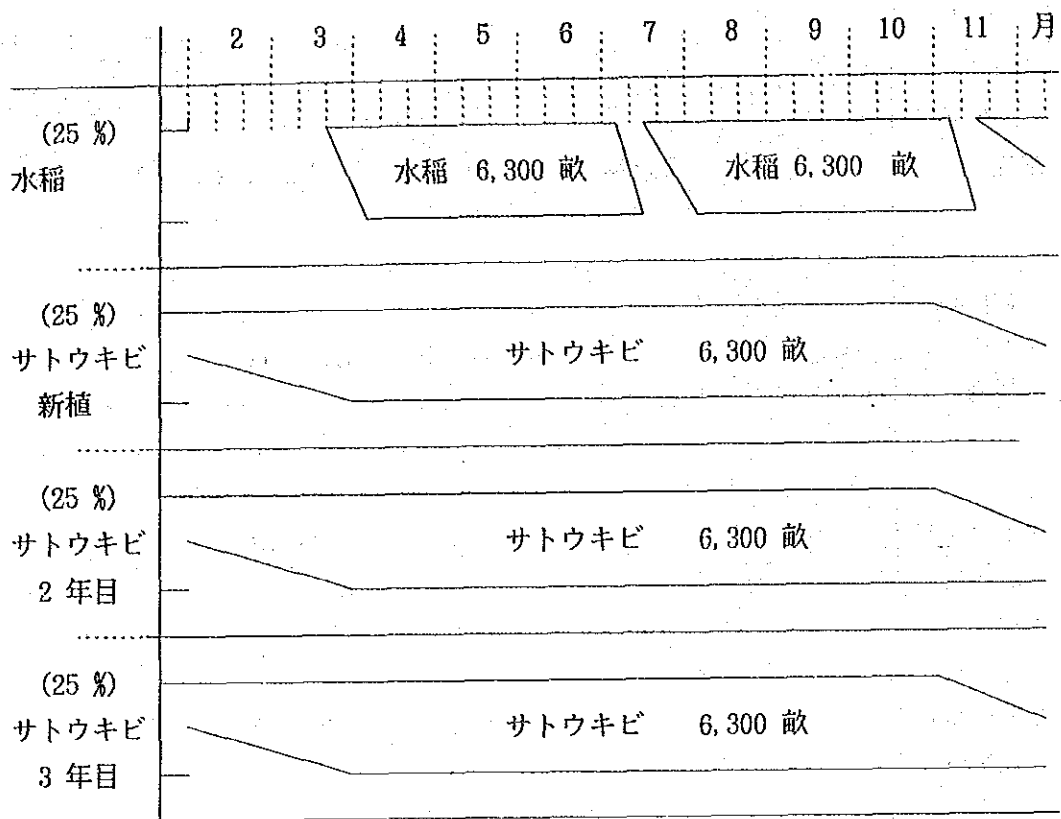


図 I-E-2-3.1 干拓地計画作付け体系- 耕種專業 百曲圏 第11期入植(2006年開始)

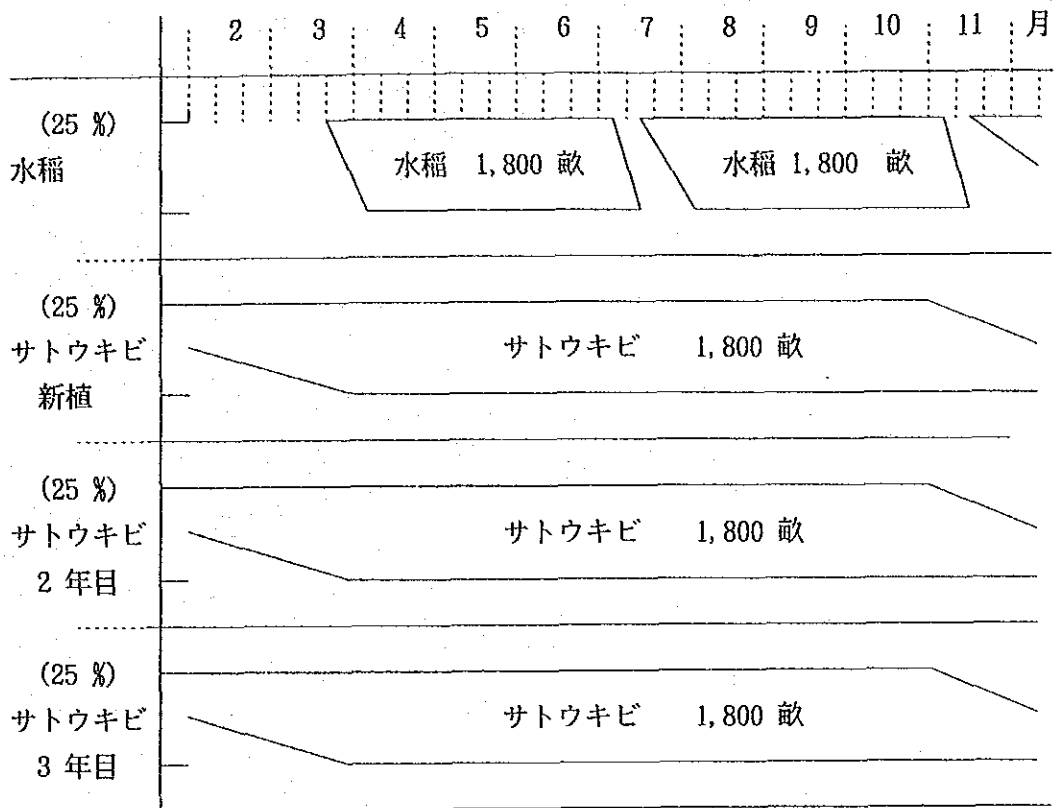


図 I-E-2-3.2 干拓地計画作付け体系- 複合経営 百曲圃 第II期入植(2006年開始)



## F. 干拓堤防計画



F, 海岸堤防計画

	頁
第1章 現 況 .....	F- 1
1.1 既設海岸堤防の状況 .....	F- 1
(1) 百曲圀堤防概況 .....	F- 1
(2) 現有堤防の問題点 .....	F- 2
(3) 現有堤防の設計基準 .....	F- 4
1.2 災害による被害状況 .....	F- 5
1.3 開発の阻害要因 .....	F- 6
(1) 財政問題 .....	F- 6
(2) 広域排水系統の整備 .....	F- 6
(3) インフラの整備 .....	F- 6
(4) 樋門の統合 .....	F- 6
第2章 計 画 .....	F- 7
2.1 基本方針 .....	F- 7
2.2 比較案の検討 .....	F- 8
2.2.1 比較案の設定 .....	F- 8
2.2.2 比較案の工事費及び便益の算定 .....	F- 9
2.2.3 計画案の決定 .....	F- 11
2.3 既設堤防改修案 .....	F- 13
(1) 基本方針 .....	F- 13
(2) 堤体の設計 .....	F- 13
(3) 堤体の安定計算 .....	F- 15
2.4 堤防の設計 .....	F- 18
2.4.1 潮受堤防 .....	F- 18
(1) 設計基準 .....	F- 18
(2) 堤防の設計 .....	F- 43
(3) 安定計算 .....	F- 49
2.4.2 潮止工の設計 .....	F- 55
(1) 設計基準 .....	F- 55
(2) 潮止工の設計 .....	F- 62
2.4.3 仮設堤防の設計 .....	F- 67



付 表

表1-F-2.2-1	比較案の計画概要書	F- 69
表1-F-2.2-2	比較案の受益面積調書	F- 70
表1-F-2.4-1	基礎地盤の土質定数	F- 71
表1-F-2.4-2	標高別面積及び標高別貯水量	F- 72

付 図

図1-F-1.1-1	百曲囲海河堤縦断図(1/2、2/2)	F- 73
図1-F-2.2-1	百曲囲背後地排水系統図	F- 75
図1-F-2.3-1	一定水深における浅水風波の波高と 水深、風速及び吹送距離との関係	F- 76
図1-F-2.3-2	1987年台風の進路	F- 77
図1-F-2.3-3	1986年台風の進路	F- 78
図1-F-2.4-1	潮受堤防標準断面図	F- 79
図1-F-2.4-2	浸潤線の計算	F- 80
図1-F-2.4-3	円形スベリの結果(上流斜面)	F- 81
図1-F-2.4-4	円形スベリの結果(下流斜面)	F- 82
図1-F-2.4-5	潮止工標準断面図	F- 83
図1-F-2.4-6	潮止口延長決定図(第I工区)	F- 84
図1-F-2.4-7	潮止口標準断面図(第II工区)	F- 85
図1-F-2.4-8	仮設堤防標準断面図	F- 86
図1-F-2.4-9	仮設堤防縦横断図	F- 87

# 第1章 現況

## 1.1 既設海岸堤防の状況

### (1) 百曲圍堤防概況

百曲圍は南流江の海への出口に位置する。堤防は総江圩に始まり、西側の堤防は南流江に沿って築かれている。東風開河からは南東水道に沿って築かれ、東堤は周江河川堤で、南は北部湾に面している。堤防の全長は46,530m、そのうち危険堤防区間は44,800mで、全体の96%を占めている。増水期には南流江の洪水の脅威にさらされ、また潮汐の危害をも受ける。統計によれば、解放後の40年間に南流江では13回の大きな洪水が発生し、百曲圍の堤防決壊4回、潮害2回が発生した。そのうち最大なものが1986年7月21日の台風9号の暴風雨の襲撃であった。百曲圍の堤防は、全県その他の堤防の状況と同様、何れも多くの人々が長期間生活と生存のために大自然と闘争してきた過程の産物である。解放後各輪中を合わせ堤防を繋げ、小さい輪中を大きな輪中に併合し、南流江の治水整備を経て、堤防状況はやや改善された。しかし、経済的・技術的理由から大部分の堤防は薄く低く質の点で不十分であるため堤防からはしばしば漏水する。このため、平常年の生産を維持するのみで、堤防の災害抵抗能力は極めて低い。以下、百曲圍の既設堤防の概況を述べる。

#### (a) 周江河川堤防区間 (20+000~31+200)

長さ14,300m、堤防の土質は砂壤土で、堤頂の標高4.05~7.16m、堤頂部幅は一般に1.0m、最小では僅かに0.5mである。堤外法面勾配は1:1.0~1:1.8、内側法面勾配は1:1.4~1:1.8で、堤防は下流に向かうほどその勾配が急になる。周江の河道が湾曲しているため、河川堤防は流れに激しく浸食されている。蚊子勒堤防区間では河道が法先に寄っているため、増水期の洪水発生時にはしばしば堤防の縦方向への亀裂や堤防の内外の法面の崩壊が発生し、堤防が決壊しやすい。

#### (b) 船通し取水河川堤防区間 (31+200~33+400)

長さ2,200m、堤防は非常に薄く、堤頂の標高は0.60~0.80m、内法面勾配は1:1.3~1.5、外法面勾配は1:1.4~1.8、土質は砂壤土である。宋屋溝・林家村等では法先にしばしば漏水やパイピング現象が見られる。

#### (c) 南流江河川堤防 (33+400~38+000)

長さ4.6km、堤頂の標高は7.07~7.80m、総江橋水門の上下流2kmでは堤頂幅が広く一般には2~3mである。しかし、35+000以下の堤防は非常に薄く、堤頂幅

は僅かに0.6~1.0mのみで、堤防外法面は南流江の洪水に浸食されている。堤防内側の法先に旧水溝が1本あり、堤体が薄く砂質土（透水性大）であるため、高洪水位の時にパイピング・法面が崩壊・堤防決壊が極めて生じやすい状態である。

(d) 南東水道河川堤防（38+000~46+530）

この区間の堤防長さは8,530m、堤頂幅は1~1.5m、内法面勾配は1:1.7~1.8である。この区間の堤防の地勢は高く、堤防もそれほど高くない。特大洪水の際のみ、越流により破堤が発生する危険性がある。

(e) 臨海堤防（0+000~20+000）

長さ20,000m、堤頂標高は4.5m前後であり、一部の区間では3.5mである。堤頂幅は1m前後、最小幅は0.6m程度である。土質は粘性土で膠着性が強い。堤外法面には波浪等による侵食を防止するため石積工が施されているが、堤体が薄いためその厚さは0.4~0.5mである。部分的にモルタル中詰があるのみで、ほとんどが空積みである。波の侵食を受けて、法面保護の石は変形・破壊されやすい。一般的には2~3年で法面保護工の修理を行う必要があり、その作業量は大きい。

この百曲圏に既存の排水樋門は82カ所あるが、そのうち危険な状態にあるものは40カ所で、49%を占めている。これらの水門は堤防内の排水を行うことにあるが、この地区には歴史的に見て塩水楔作用を利用して上部の淡水を隠れて灌漑に使用する習慣があり、度々排水水門の潮位の上昇を待って淡水灌漑を行っている。これらの水門の大部分は解放前に農民が自ら建設したもので、その構造は簡単である。一般には煉瓦構造で、木の構造のものもあった（既に改築済み）。水門の底面止水壁や遊水池はなく、常に漏水や水門前部の侵食が発生している。高潮及び洪水時にはしばしば危険な状態となり、ひいては堤防決壊にまで至る。そのため、現有の排水水門の維持管理・改修・改造を進める必要性は大きい。

(2) 現有堤防の問題点

第一次現地作業における調査結果から判断した現有堤防の問題点は以下の通りである。

i、堤体の断面不足

堤体、堤高とも断面不足である。

ii、石積工の不完全施工

砂岩或いはごく一部の花崗岩及び泥岩による石積工によって堤外法面が保護され

ているが、砂岩の風化が著しくハンマー打撃にもろくも砕ける。推定強度は40～60kg/cm<sup>2</sup>程度であろう。また、90%以上が空積みなので空隙が多く風化を促進している。原石の砂岩は決して脆いものではなく近傍の石切場の砂岩塊の推定強度は200 kg/cm<sup>2</sup>以上であった。また、モルタルによる空隙の充填も行われているが外面のみなのですぐ剥がれてしまう。セメント及び砂が安価な土地柄を考えれば、きちっとしたモルタル練石積工を行うべきであろう。

### iii、盛土の転圧不足

堤防の盛土は主に堤外地の砂州を用いて、すべて人力施工されている。この砂州は堆積土で粘土分を多く含んでいるので、スコップで掘ると崩れずに土塊のまま盛土面に積まれることになる。この土塊を砕く事なく、転圧も行われないので盛土内部に多くの空隙が存在する。この空隙は鼠の穴より大きく、密度も多いと推定される。この空隙が用土の内部摩擦角、粘着力及び不透水性を著しく遜減させている原因であろう。換言すれば剪断抵抗力、摩擦抵抗力及びパイピング抵抗力を著しく遜減させていることになる。

### iv、平面線型の複雑歪曲

幾多の決壊と応急的な現状回復を経た結果、現況堤防の平面線型は複雑に歪曲している。直線部分が殆どなく凹凸を繰り返している。この主たる原因は決壊部の復旧を行う場合、常に堤内地の比較的高位部に堤防を築くためである。時間的な余裕がないこと、ブルドーザー等の重機の調達・搬入が困難であること等がその要因であろう。外力を受けた場合、歪曲部には予見しがたい大きな応力が発生し、これも決壊の原因となる。また、凹部には波浪が集中するため、外力も計算外の大きさとなる。

### v、堤防基礎処理が不十分

決壊の形態を診ると、根こそぎ堤防が消滅している場合が多い。基礎部が抉られている場合もある。したがって現状位置での回復が困難となっていると推定される。これは堤防築造の際、基礎処理が十分に行われなかったことを物語っている。有機質を多く含む軟弱な堆積土の上に、前記したような工法で盛土を行ったと推定される。この結果地耐力の不足、浸透路長の不足等を来し、まさに砂上の楼閣と言った状態であろう。しかしながら、当時の経済状態、技術水準から判断すると、軟弱層の置換、捨て石、基礎杭、止水板等の施工は極く困難であったに違いない。

なお、堤防の縦断図を図1-F-1.1-1に示した。各地点の断面図は別途掲載することとした。

### (3) 現有堤防の設計基準

中国の海河堤は、前記されたように、多くの一般の人々が長期にわたる大自然との闘争の過程で形成してきたものである。概算によると、現有堤防の安全性は僅かに最高潮位に5級程度の波浪を加えた外力に耐え得る基準といわれる。海河堤の設計基準については、全国的には統一規定はなく、全国各地で地域の実況及び経験に基づき決定されている。一般的には堤防内面積の大小、重要性及び自己経済力により決定されており、干拓面積の大きなもの、重要なもの、経済条件の良いものは設計基準が高くなり、それに反するものの基準は低くなっている。現在の欽州地区の沿海堤防の設計基準は以下の通りである。

1万畝以上5万畝以下の堤防の改修設計基準は、最高潮位に9級の台風の波浪の打ち上げ要素、または余裕高3.0mを加えて設計を行うこととし、河道部分の堤防は、10年に一回の洪水位に余裕高1.0mを加えて設計を行うこととする。

## 1.2 災害による被害状況

解放後の40年間に南流江では13回の洪水が発生し、百曲圍の堤防は4回決壊し高潮による災害は2回発生した。この被害状況の調査及び被害額の算定は海河堤整備事業の「便益」としての重要な要素となる。

以下に、過去最高の災害と思われる1986年台風9号(8609号)による洪水・高潮被害を記述する。

百曲圍1986年台風9号による洪水・高潮被害

被害項目	単位	数量
浸水村公所	カ所	9
被災戸数	戸	
被災人数	人	19,100
浸水村	カ村	
倒壊家屋	戸	1,588
半壊家屋	戸	
浸水面積	畝	1,800
被害耕地	畝	5,000
海河堤決壊	所/m	43/17,800
海河堤崩落	カ所/m	
被害工事量土	万m <sup>3</sup>	
石	万m <sup>3</sup>	
損壊排水樋門	カ所	12
損失食糧	万kg	
浸水苗	畝	
損失水稻	万kg	

出典：1990年9月 合浦県提出資料

### 1.3 開発の阻害要因

海河堤整備を行う上での阻害要因を以下に推定する。

#### (1) 財政問題

900km以上の海河堤整備に対し、1987年より年間500万元の整備費が割り当てられている。m当たり1,000元の整備費を必要とした場合、年間整備延長は5kmである。仮に500元としても10kmであり、全海河堤の整備に要する年限は90年以上となる。従って当然のことであるが、まず第一に整備費の予算増加を行わなくてはならない。食糧専項資金、土地開発基金、農業発展基金等の適用が期待される。財政源としては、企業や地方自治体に保留されている予算外資金及び耕地転用使用税が考えられる。

#### (2) 広域排水系統の整備

特に合浦県は、南流江を主とする広域排水系統の整備を行わなければならない。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。常に災害の脅威にさらされていては決して安定した農業開発計画を営むことができず、また農民自身が蓄積した資金を農業開発計画に投資する意欲を極端に減退させるものである。基本的には、まず直接受益者である農民が積極的に海河堤整備を行おうとする意思が必要である。したがって、当調査においても地域総合開発計画をも念頭に置かなければならない。

#### (3) インフラの整備

海河堤整備工事を円滑に行うためには、資材、労力、機械等の調達、運搬の便が良くなければならない。当地区においては、海及び河川を利用した船便と道路利用が考えられる。しかし、いずれも干潟の発達、土砂の堆積及び道路の未整備等で、十分な航路、陸路が得られない。これは日常の営農及び生活にも大きな障害となっている。堤防へのアクセスとしての基幹航路及び基幹道路の整備は急を要する。

#### (4) 樋門の統合

現在百曲圏には75カ所の用排水樋門を有している。平均して約625mに一か所である。換言すれば堤防にそれだけ多くの穴が開いていることになり、それだけ弱点を持っていることとなる。樋門の殆どは老朽化し、漏水が激しく不安定である。樋門の統合は排水の効率を高めるばかりでなく、堤体の弱点を減じる意味でも重要なことである。この前提として地区内の区画整備が不可欠であるが、基幹排水路の整備（主に浚渫）を行うだけでも効果は出る。

上記の要因の他、維持管理体制（農民組織、管理組織等）の問題も考えられる。

## 第 2 章 計 画

### 2.1 基本方針

第1次及び第2次現地作業の結果並びに中国側との協議の結果、本計画の基本方針を以下のように定めた。

- ①本調査の目的は、合浦県南流江デルタ地帯における農業海河堤整備計画及び背後地の農業開発計画である。
- ②農業海河堤整備計画は、既設堤防の改修案よりも新規干拓堤防の建設案を優先する。
- ③南流江の洪水防御に対しては、農業開発計画内での基準で整備することとし、総合的な治水対策は別途事業とする。
- ④農業開発計画は新規干拓地を主とし、既設耕地に対してはWithout Projectで対応するものとした。
- ⑤新規干拓地における営農体系は、上位計画に準拠しサトウキビ、水稻作を中心とする。その他海水、淡水の養殖、畜産、林業等も振興する。
- ⑥環境保護対策については特に以下の点に留意する。
  - a, 河川及び沿岸の水質
  - b, マングローブの成育地域
  - c, 干潟及び河口における生態、生産状況
  - d, 河川からの流出土砂量とその堆積状況
- ⑦その他水運の航路確保及び漁港建設等は別途とする。



## 2.2 比較案の検討

### 2.2.1 比較案の設定

既設堤防の状況から判断すると、現状の全面的改修を必要とする。即ち、改修工法も嵩上げ等の部分改修とはならず、既設堤の基礎から造り直さなければ十分な安定性は確保されない。また複雑に歪曲している線型の修正には、新規堤築造と同様高度な技術を要すること、工事期間中に堤内地の耕地を仮設用地として使用しなくてはならないこと等、施工上の問題点が多い。また、既設の堤外法面を基準に改修する場合には、堤内地に断面を増加せざるを得なくなり、その結果耕地面積は少なからず減少する。また価格便益面から判断すると、現在180%近くの作付率であるため、農業生産増加効果は余り期待できないと推定される。水稻の二期作を主体（95%以上）としているため、土地利用としてはほぼ限界に達していると言える。一方災害防止効果からの観点から判断すると、過去最大の災害と言われている1986年の台風9号の被害額は合浦県全県で1.72億元であったと言われている。全県の耕地面積は1,108.4千畝あるため、この面積比で百曲圍の被害額を推定すると約5,530千元となり、この防災効果も余り期待できない。また、この災害は海河堤の決壊も大きな要素であるが、南流江の洪水による被害も大きなものであった。

以上、技術的経済的な観点から、中国側調査団も現況堤防改修案よりも沖出し案の方が有利であるとの判断を示している。この論拠は以下の通りである。

#### ①既設海河堤に対しては

- a, 改修区間の大幅な短縮
- b, 受益地区の拡大：複数の圍堤を同時に保護できる。

#### ②新規堤防に対しては

- a, 海河堤が防災と干拓の両面効果を有する
- b, 干拓により耕地面積が大幅に増加する
- c, 施工機械に船舶の使用が可能となり、工事費節減となる。

以上より、当地区に対する海河堤整備の比較案として、以下に示す3案について検討することとした。

#### I案：現状海河堤整備

原則としては現状位置における改修案とするが、複雑な歪曲は適宜修正するものとする。

#### II案：背後地の広域排水系統の整備を極力押さえ、かつ干潟の発達状況（標高、土

壤、支持力等)を勘案し、余り無理のない中規模な干拓案とする。

Ⅲ案：背後地の広域排水系統を統一整備することを前提とし、かつ干潟を極力活用する大規模な干拓案とする。

ここで明確に記述しなくてはならないことは、合浦県の沿岸部は常に南流江による洪水の脅威にさらされているということである。これは南流江の上流44kmの河床標高が2.1mであり、潮位の背水の影響をまともに受けること、河川通水断面が絶対的に不足していること等が原因である。したがってこの状況は、約216千畝の耕地を保護している約228kmの囲堤の安全は、南流江の改善なくしては確保されないことを意味している。これは台風による異常高潮位及び波浪高より、南流江の洪水位の方が2～3m高くなるためである。

## 2.2.2 比較案の工事費及び便益の算定

### (1) 工事費の算出

各案についての概算工事費について、以下に算出を行った。

項 目	単 位	I 案	II 案	III 案
1)既設海河堤	万 元	16,708	0	0
2)新規干拓堤防	"	2,918	22,681	31,037
3)河川改修	"	0	7,716	8,182
4)干拓地内農業開発 (用排水施設含む)	"	698	13,965	28,424
合 計	万 元	19,626	44,362	67,643

\*ここに、1元≒26円とする(91年3月現在)  
全体工事価格=直接工事費×1.25

## (2) 増加便益の算定

代替案の便益比較表 (合浦県百曲囲地区) \*1

項 目	単 位	第 I 案	第 II 案	第 III 案
受益面積	畝	55,000	76,300	218,400
干拓地面積	畝	2,805	58,700	118,950
1) 災害防止効果*2	万元	5,948	8,252	23,620
2) 干拓地生産効果*3	万元	1,636	34,233	69,370
3) 干拓地での生産減少*4	万元	0	-1,086	-2,200
便 益 合 計	万元	7,584	41,399	90,790

\*1 対象便益10カ年の累計額

\*2 第III案の災害防止効果算定値から受益面積比率で推定

\*3 第III案の干拓地生産効果算定額から干拓地面積比率で推定

\*4 第III案の干潟での生産減少額算定値から干拓地面積比率で推定

## (3) B/Cの比較

各比較案についての工事価格 (C) 及び便益 (B) から、B/Cを算出し、各案についての事業効果を比較した。

項 目	単 位	I 案	II 案	III 案
1、受益面積	畝	57,805	135,000	337,350
1) 既受益面積	〃	55,000	76,300	218,400
2) 干拓面積	〃	2,805	58,700	118,950
2、海河堤整備延長	km	40.0	27.1	66.4
1) 既設堤防改修延長	〃	37.8	0	0
2) 新規干拓堤防	〃	2.2	17.1	23.4
3) 河川改修延長	〃	0	41.4	43.8
3、河川閉塞	カ 所	0	2	3
4、概算工事価格	万 元	19,626	44,362	67,643
5、増加便益	万 元	7,584	41,399	90,790
6、便益/価格*	万 元	0.40	0.93	1.34

以上の検討より、第III案の事業効果が最も高くなる。

### 2.2.3 計画案の決定

概略検討の結果、各案についての優先順位は以下の通りである。

- ①Ⅲ案
- ②Ⅱ案
- ③Ⅰ案

Ⅲ案の有利性をまとめると以下の通りである。

- ①干拓面積が大きいので生産効果が高い。
- ②災害防止効果として、海の高潮による被害防止と河川の洪水による被害軽減が考えられる。
- ③背後地である既設干拓地及び既耕地の受益面積が拡大する。また県の中心である合浦の市街地も受益地に含まれる。
- ④潮受堤防及び河川堤防の建設に船舶の使用が可能であり、工事費節減を図ることができる。
- ⑤既設干拓地を保護している海河堤の改修及び維持管理が不要となる。

ただし日本側としては以下に示す理由で、中規模干拓案であるⅡ案が最も実施可能な計画であるとした。

- ①欽州地区における当該事業のモデルケースであるため、あまり大規模な工事は避ける。
- ②広西壮族自治区及び合浦県の技術及び財政状況を十分に勘案する。
- ③南流江の大規模な改修を避ける。
- ④干潟依存者を保護する。
- ⑤大きな環境変化は避ける。

しかしながら、中国側は以下の理由をもってⅢ案の計画樹立を強く主張した。

- ①当地域においては南流江の洪水対策が不可欠である。
- ②既設海河堤の整備水準が低い。  
既設海河堤 228kmは、長い歴史の中で農民自らが築造したものであり、その整備水準は低いものである。また排水樋門も 681ヶ所あり、常に堤防漏水及び

破壊の原因となっている。1986年の台風9号による堤防決壊箇所は43ヶ所、延17.8kmに及び、その被害額は1.72億元に達している。被害の発生地区は典型区の百曲圏のみならず北部湾に面している堤防全てである。

③海上及び南流江の航路の確保及び港の建設

南流江から排出される土砂量は年平均150万tと言われている。この土砂の堆積が水運を著しく阻害している。航路の整備と港の建設は、県全体の経済開発のニーズである。

④北海港の混雑の緩和

北海港の旧港は既にパンク状態である。したがって干拓堤防を利用した内港を建設し、これを遠洋漁業の基地とする。

⑤大規模干拓による顕著な環境破壊は発生しない。

南流江(A=9,700km<sup>2</sup>、274km)の本格的洪水対策は、1974年から開始された。主な工事は以下の通りである。

- a. 洪潮江の河川幅を拡大した。
- b. 南東・南西水道を整備拡大した。
- c. 周江を直線化し拡大した。
- d. 洪潮江水門を建設した。

しかしながらそれらの整備水準は低く、今なお広範囲(147,000畝=9,800ha)に及ぶ洪水災害が頻発する。

⑥北海市及び合浦県は、北部湾における大規模干拓事業を第8次5か年計画に入れることをほぼ内定した(確定は4月以降である)。

以上の理由から、本地区における計画案は第Ⅲ案に決定した。

## 2.3 既設堤防改修案

### (1) 基本方針

既設の海堤の改修案は以下の通りとする。

#### ①形式は直立型とする。

既設堤があるため、既に基礎地盤の軟弱部の改善や圧密沈下等が終了していると考え、堤防の形式は直立型とする。これは用地及び土工量が少なくて済むためである。

#### ②波返し工（パラペット）を設ける。

堤体の構造は中国側の計画案にも示されている通り、外斜面被覆工は硬岩割石による練石積工とし、堤体の体積を減少させるために、1mの波返し工（パラペット）を設けるものとする。波返し工の構造は厚さ0.50m以上の練石積工とする。石は軟岩を使用するものとする。

#### ③堤頂幅を5.00mとする。

堤体の維持管理及び地区内の幹線農道の機能を果たす目的から、堤頂幅を5.00m（全幅）とする。車両の通行を可能にするために4.00mの砂利舗装を施し、表面に転圧するものとする。

以上を基本方針として堤体の設計を行う。

### (2) 堤体の設計

堤体は次の2種類に分類される。

- a. 潮受堤防：現況 16.0km
- b. 河川堤防：現況 40.0km

#### 1) 潮受堤防の設計

##### a. 天端高さ

2.4.1 の(2)気象及び海象の解析より、波の打上高さは2.0mである。消波工は最高潮位（+3.74m）より上に設置しなければ、消波効果を生じない。現地盤が

EL約+1.00mなので、高さ3.00m以上の消波工を設けなければならない。これは工事費を大きく高騰させることとなるため、現況堤の改修には消波工を設置しないこととする。

したがって堤防の天端高は、以下のように定める。

$$\begin{aligned} \text{天端高} &= \text{既往最高潮位} + \text{波の打上高さ} + \text{余裕高} \\ &= \text{EL} + 3.74 + 2.00 + 0.50 = \text{EL} + 6.24 \\ &= \text{EL} + 6.30\text{m} \end{aligned}$$

b. 法勾配及び全斜面被覆工

外斜面は1:0.7、内斜面は1:2.0とする。

c. 基礎工

堤体の基礎部全体に対する基礎処理は行わないものとする。工費節減のため、極力現堤防を活用するものとする。

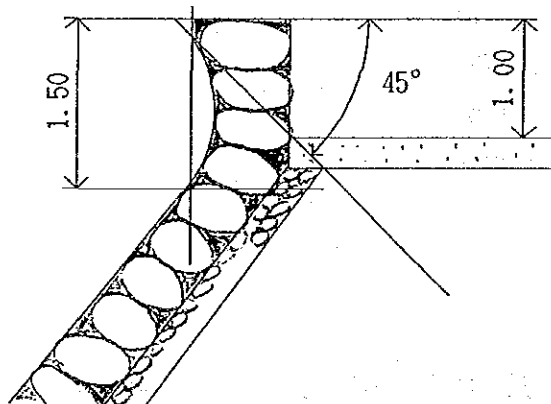
d. 根固め工

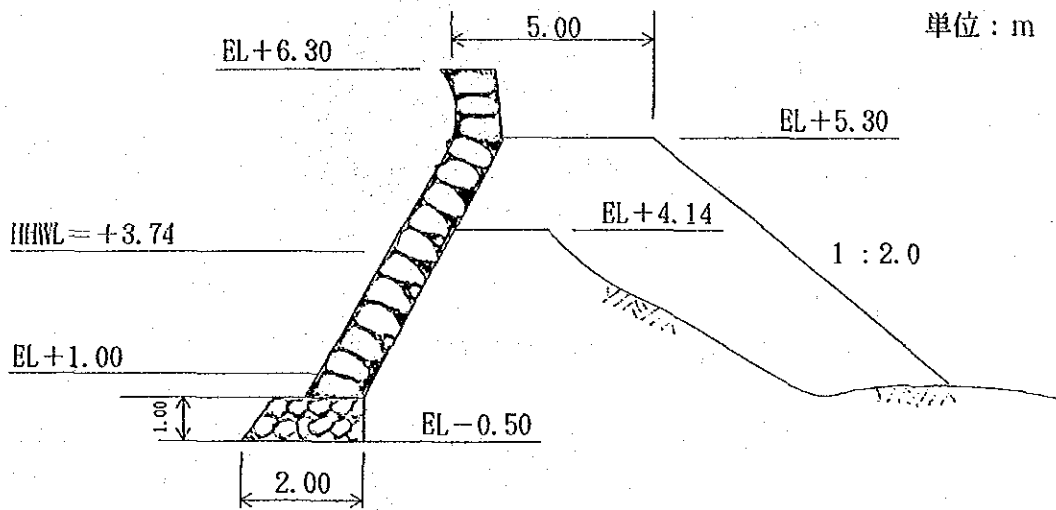
外斜面被覆工に根固め工を設け、波の減衰・洗掘防止・被覆工の安定を図るものとする。

根固めは捨石根固め工法を用いる。形状は図Aを参照のこと。

e. 波返し工（パラペット）

波返し工は軟岩による練石積工とする。厚さは50cm以上で確保し、外斜面被覆工と連続した構造とする。なお、波返しの効果を高めるために、以下のような形状にするものとする。





図A 潮受堤防標準断面図

### (3) 堤体の安定計算

以下、潮受堤防についての概略安定計算を行う。

#### 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)

#### 波圧の計算

前面水深 (2.74m) が進行波の波高 (1.18m) の 2 倍以下なので、碎波式を用いる。

$$P_w = 1.5WH_D$$

ここに、 $P_w$  : 碎波による圧力強度 (t/m<sup>2</sup>)

W : 海水の単位重量 = 1.03 t/m<sup>3</sup>

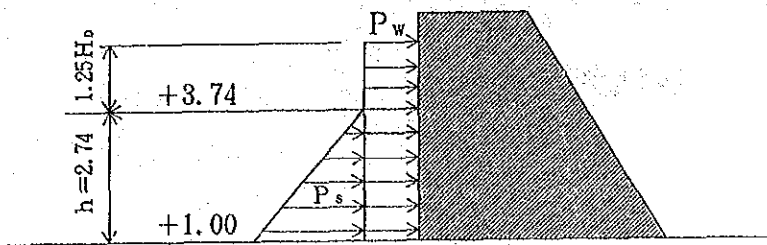
$H_D$  : 構造物前面における波高 = 1.18m

( $H_D = H \frac{1}{3}$  とする)

$$P_w = 1.5 \times 1.03 \times 1.18 = 1.82 \text{ t/m}^2$$

$$\Sigma P_w = 1.82 \times (2.74 + 1.25 \times 1.18) = 7.7 \text{ t}$$





静水圧

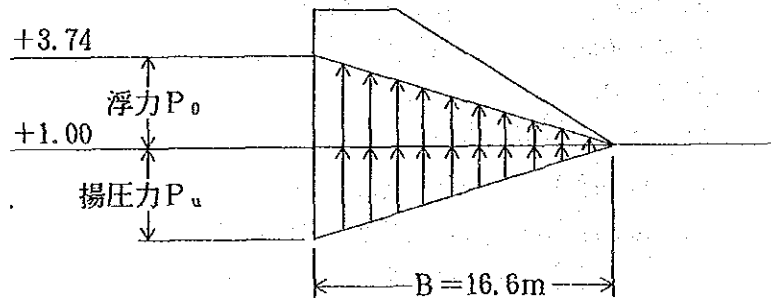
$$P_s = \frac{1}{2} W h^2 = \frac{1}{2} \times 1.03 \times 2.74^2 = 3.9 \text{ t}$$

以上より、

$$P = \Sigma P_w + P_s = 7.7 + 3.9 = 11.6 \text{ t}$$

揚圧力の計算

基礎が透水性で圧力が伝播すると考えられる場合には、波による揚圧力を考慮しなければならない。



$$P_u = 1.25 W_0 H_0$$

$$= 1.25 \times 1.03 \times 1.18 = 1.5 \text{ t/m}^2$$

$$\Sigma P_u = \frac{1}{2} P_u \cdot B = \frac{1}{2} \times 1.5 \times 16.6 = 12.5 \text{ t}$$

浮力の計算

$$\Sigma P_0 = \frac{1}{2} P_0 \cdot B = \frac{1}{2} \times 2.74 \times 16.6 = 22.7 \text{ t}$$

堤体重量の計算

$$W = W_0 - \Sigma P_u - \Sigma P_0$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} W_0 : \text{堤体重量} &= \frac{1}{2} \times (5 + 16.6) \times 4.3 \times 1.8 \\ &= 83.6 \text{ t} \end{aligned}$$

したがって、

$$W=83.6-12.5-22.7=48.4 \text{ t}$$

以上より、

$$F=MW/P$$

$$=\tan 20 \times 48.4 / 11.6$$

$$=1.52 > 1.20$$

以上より、堤体の滑りに対する安全率は1.5以上である。

## 2) 転倒に対する検討

$$F=Wt/P\ell$$

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=48.4 t

$\ell$ ：外力の作用点=1.7m

P：外力の合計=11.6 t

t：Wの作用線が堤体の底面を切る点= $\frac{1}{2} B=8.3\text{m}$

$$F=48.4 \times 8.3 / 11.6 \times 1.7 = 20.4 > 1.2$$

以上により十分安全である。

## 2.4 堤防の設計

### 2.4.1 潮受堤防

#### (1) 設計基準

この設計基準は日本の農林水産省が1966年3月に発行した「土地改良事業計画設計基準・第3部設計・第6編海面干拓」より抜粋したものである。本地区の堤防の設計における基本的な方針を示したものである。

#### (1) 基本方針

堤防は気象、海象、地形、地質などに関する現地の状況に適合することはもちろん、干拓の規模、既存施設、土地および水面の利用状況ならびに将来計画をも考慮して最も適切な計画、設計をしなければならない。

#### (2) 堤防線の選定

堤防線の選定に当たっては土質、標高、波向、隣接地を含めた用排水計画ならびに総合的な土地利用計画、排水門、潮止めなどの構造物の位置、複式干拓においては内水面の利用計画および内堤の位置などを考慮し、最も経済的な堤防線を選定する。

#### (3) 堤防の形式

##### 3.1 堤防の分類

堤防の形式を表-3.1 のとおり分類する。

表-3.1 堤防の形式

外斜面コウ配	直立型(急傾斜)			傾斜型(緩傾斜)		混成型	備考
構造	前面工 + 盛土			被覆工 + 盛土		直立型と傾斜型とを現地条件に応じて混成する。	
材料	前面工		盛土	盛土	外ノリ面被覆工		
	フ壁式	半重力式					
	コンクリート	コンクリート	砂	砂	コンクリート		
	鉄筋コンクリート	石積	山土 ガタ土		コンクリートブロック 石張 アスファルト		

堤防形式の分類は、外斜面の形状、構造、堤防材料などにより考えられるが、これを外斜面コウ配にしたがって整理すれば表-3.1 のとおりとなる。傾斜型、直立

型は、水理、構造資料材料の点でもかなり明らかな相違がみられるが、混成型は場所および目的に応じて両型式の長所を備えるよう考慮した折衷案である。

### 3.2 形式の選定

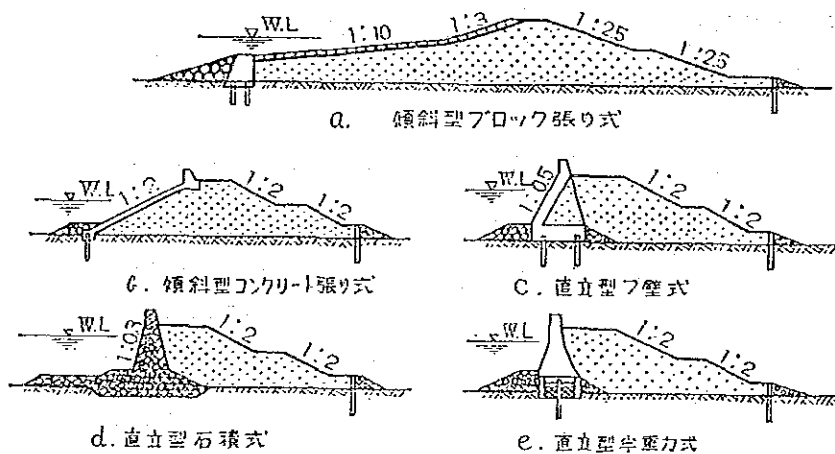
傾斜型および直立型には一般的に次の特長があるから、選定に当たっては波浪、基礎地盤の土質、築堤材料、施行速度など現地条件を総合的に検討し、最も適切な形式を採用する。

#### (1) 傾斜型

- ① 緩傾斜型は軟弱地盤上で容易に安定を保つことができる。
- ② 構造上比較的簡易な被覆工で十分である。
- ③ 大部分のエネルギーは斜面で消耗するので反射波が小さい。
- ④ 工事量の大部分は堤防盛土で機械化施工が容易である。
- ⑤ 水深が大きい場合でも、施工が比較的容易である。

#### (2) 直立型

- ① 比較的少ない土量と狭い敷巾で施工が可能である。
- ② 重複波が発生し易く、またサク上高や重複波高が一般に大となるが、重複波が発生すれば波の衝撃圧は減少して、重複波高に基づく静水圧に交換されるので水圧変化も滑らかである。
- ③ 比較的簡単な設備で施行が可能である。



堤防の形式

## (4) 気象および海象条件

### 4.1 風

海上における風の諸元は天気図または付近測候所の資料から決定する。

海上の風を推測する一般的方法是気象庁から発行される天気図による。しかし、

対岸距離が 100km以下の海湾では測候所または観測所の数値を補正の上使用する。  
 また相当大きな水域でも船舶などと陸上の測候所との間に同時観測の資料、または  
 長期の資料の比較などから海上風と海岸風との間に相関関係が存在することが確認  
 されている場合には、海岸風から海上風を推定することができる。

## 4.2 波

### 4.2.1 一般事項

#### イ. 波の諸元

波に関する諸元のうち、設計に必要な要目および記号は次の通りとする。

波高  $H$  (m), 水深  $h$  (m), 堤防線に対する波向  $\theta$ , 波長  $L$  (m),

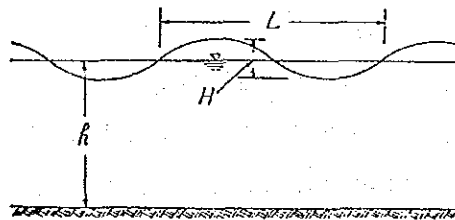
周期  $T$  (sec), 波速  $C$  (m/sec), 波力  $P$  (ton/m<sup>2</sup>), 打ちあげ高  $R$  (m),

全エネルギー (一波長当り)  $E$  (ton・m),

単位時間に単位幅を輸送される平均エネルギー  $W$  (ton・m),

海水の単位重量  $w$  (1.03ton/m<sup>3</sup>) 重力加速度  $g$  (m/sec<sup>2</sup>), 円周率  $\pi$ ,

深海波諸元は記号の下に添字 <sub>0</sub> をつけ、碎波諸元には <sub>0</sub> をつけない。



波に関する諸元

#### ロ. 重力波の性質

##### (a) 深海波 ( $h > L/2$ )

$$C_0 = \sqrt{\frac{gL_0}{2\pi}} = \frac{gT}{2\pi} = 1.56 T \quad \dots\dots\dots 3.3$$

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} = 1.56 T^2 \quad \dots\dots\dots 3.4$$

$$E_0 = \frac{1}{8} wH_0^2 L_0 \quad \dots\dots\dots 3.5$$

$$W_0 = \frac{1}{16} wH_0^2 C_0 \quad \dots\dots\dots 3.6$$

##### (b) 浅海波 ( $h < L/2$ )

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L}} \quad \dots\dots\dots 3.7$$

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L} = \frac{2\pi h}{L} \quad \dots\dots\dots 3.8$$

$$W = \frac{wl^2}{16} \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L}} \left( 1 + \frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh \frac{4\pi h}{L}} \right)$$

3.9

#### 4.3 流れ

海岸の構造物を設計する場合に使用する流れは

- a 波浪流、沿岸流、離岸流
- b 潮セキ流
- c 吹送流
- d 河口流

とし、その卓越流の流向、流速は長期にわたる実測値に基づいて決定する。

#### 4.4 潮位

設計に使用する潮位現象は潮セキ、高潮、セイシュ、津波とし、度数、周期、継続時間もあわせて考慮する。

##### 4.4.1 設計高潮位

設計高潮位は原則として既往の最高潮位とするか、またサク望平均満潮位に既往の最大潮位偏差を加えた高さとする。後者の場合においてはサク望平均満潮位および最大潮位変差が同時におこる度数を考慮して補正することができる。

以上は過去の実測値から決定するが、実測値が得られない場合は次の方法による。

- ① 1ヵ年以上の検潮記録から平均水面、サク望平均満（干）潮面、上下弦平均満（干）潮面および春秋最高潮面を求める。所要地点について検潮記録をとることができないか、または検潮所がない場合には、海上保安庁水路部発行の「潮セキ表」あるいは気象庁発行「潮位表」から隣接地ではほぼ条件の等しい標準港の値を修正して使用する。
- ② 既往3ヵ年以上にわたる検潮記録から異常潮位の偏差を求め、それぞれ偏差を生起した日時における、風速、風向、吹送時間、気圧、湾形などから次項4.4.2に述べる方法で推算偏差を求め、これと長期間の記録を有する地点との相関について検討を加え、設計に使用する気象要目にしたがって補正する。

##### 4.4.2 高潮偏差の推定

###### (1) 第1方法

$$\zeta = \zeta_1 + \zeta_2 + \zeta_3$$

(a) 吹き寄せによる偏差

$$\zeta_1 = 4.8 \times 10^{-2} \frac{FV^2}{h} \cos^2 \theta \quad \dots\dots\dots 3.47$$

ここに  $\zeta_1$  : 吹き寄せによる海面上昇量 (cm)  
 $F$  : 風の吹き寄せ距離または対岸距離 (km)  
 $V$  : 風速 (m/sec)  
 $h$  : 風の吹送軸の方向に測った平均水深 (m)  
 $\theta$  : 風向と海岸線の垂線となす角

この式は風が十分長時間吹送して定常状態になった時の水位上昇を与えるものである。

(b) 気圧降下による偏差 気圧が降下した場合の水位上昇量は次式により推定する。

$$\zeta_2 = 0.991 \cdot \Delta \rho \quad \dots\dots\dots 3.48$$

ここに  $\zeta_2$  : 気圧降下による水位上昇量 (cm)  
 $\Delta \rho$  : 標準気圧 (1,013mb) からの降下量 (mb)

(c) 低気圧の移動による偏差 低気圧の中心域が所要地点の存在する海湾の長軸方向に移動する場合、次式により推定する。

$$\zeta_3 = \frac{\zeta_2}{1 - \left(\frac{V}{C}\right)^2} \quad \dots\dots\dots 3.49$$

ここに  $\zeta_3$  : 低気圧の通過に伴う水位上昇量 (cm)  
 $\zeta_2$  : 気圧降下による水位上昇量 (cm)  
 $V$  : 低気圧の移動速度 (m/sec)  
 $C$  : 長波の速度 (m/sec) =  $\sqrt{gh}$   
 $g$  : 重力の加速度 (9.8m/sec<sup>2</sup>)

(2) 第 2 方法

$$\rho = a \Delta \rho + bU^2 \cos \theta \quad \dots\dots\dots 3.50$$

ここに、  $\rho$  : 偏差 (cm)  
 $U$  : 風速 (m/sec)  
 $\Delta \rho$  : 気圧変化量 (mb)  
 $\theta$  : 海岸に直角方向 (または湾の主軸方向) と風向のなす角  
 $a$  } : 係数 (既往の資料より定める)  
 $b$  }

表-3.9 最大偏差が2 m以上の高潮(1900~1955)

(\*は奥山, 宇野木による)

年月日	発生域	最大偏差 (m)	原因
*1914 (大 3) 8.25	有明湾	2~2.5	台風
*1917 (大 6) 10.1	東京湾	2.3	台風
*1927 (昭 2) 9.13	有明湾	約 3	台風
*1934 (昭 9) 9.21	大阪湾	3.1	室戸台風
*1945 (昭 20) 9.17	鹿児島湾	2以上	枕崎台風
*1950 (昭 25) 9.3	大阪湾	2.4	ジョン台風
*1956 (昭 31) 8.17	有明湾	2.36	台風
1959 (昭 34) 9.26	伊勢湾	3.55	伊勢湾台風

(2) セイシュ (seiche) および副振動 (湖や入口の狭い湾などで外力により生ずる水面の自由振動をセイシュ、また外面に通じている湾内で外海の振動を受けて発生する水面振動を副振動と言う。原因としては、気圧の急変、流入水量の急激な増加、津波、うねりなどがあげられる。

#### 4.4.3 セイシュ (Seishe)

##### (1) 振幅の最大となる周期

セイシュ (副振動を含む) の振動が最大となる周期は式-3.51により推定する。

##### (a) 等深な長方形湖 (水の自由な出入りがない場合)

$$T_1 = \frac{2l}{m_1 \sqrt{gh}} \dots\dots\dots 3.51$$

ここに  $T_1$  : 周期 (sec)

$l$  : 湖の長さ (km)

$h$  : 水深 (m)

$m_1$  : 単節のとき1、双節のとき2

腹は陸地と水面との境界に生じる。

##### (b) 等深な長方形湾 (一端から水の自由な出入りがある場合)

$$T_2 = \frac{4l}{(2m_2 - 1) \sqrt{gh}} \alpha \dots\dots\dots 3.52$$

節は水の出入りする湾口に生じ、湾奥の陸地と水との境界に腹を生ず。

$$\text{ここに } \alpha = \left\{ 1 + \frac{2b}{\pi l} \left( 0.9228 - \log_e \frac{\pi b}{4l} \right) \right\}^{1/2}$$



- $T_2$  : 周期 (sec)
- $b$  : 湾の幅 (km)
- $l$  : 湾の長さ (km)
- $m_2$  : 節の数
- $h$  : 水深 (m)

(2) セイシュによる偏差

- ① 潮セキ : 既往の検潮記録から、潮セキの潮位および潮差とセイシュの振幅との関係を求め所要日時における潮差および潮位に対応するセイシュの振幅を推算する。
- ② 移動性低気圧 : 既往の検潮記録のうち、低気圧の中心示度、経路、移動速度の相似した既往の記録から推算する。もし、このような資料がない場合には、既往の移動性低気圧による高潮の偏差および静的な気圧降下による高潮の偏差のうち所要時間のそれぞれによる偏差とほぼ等しい際の検潮記録から推定する。
- ③ 津波 : 既往の津波の高さ、波長および波速とセイシュによる偏差量との関係を求め、所要日時における津波の諸元に対応するセイシュの偏差量を推算する。
- ④ うねり : うねりの波向、波長、波速、波高の相似した既往記録から推定する。観測資料がない場合には、風向、風速、吹送時間などの類似した場合のセイシュから推算する。

(3) 注意事項

- ① セイシュの原因となる主要外力は潮セキ、移動性低気圧、津波、うねりである。
- ② 外力の大きさ、種類とセイシュによる偏差との関係は必ず実測資料に基づいて決定する。
- ③ 高潮の潮位偏差からセイシュによる偏差を推定するには次の方法による。所要地点を含む海湾の形状、大きさその他に対応するセイシュの周期を単節及び双節の場合について4.4.3 (1)の(a)または(b)の方法で推定する。検潮記録にあらわれた振動のうち、(1)で求めた周期のそれぞれに対応する水位変動の振幅を取り出し、これをセイシュによる偏差量とする。

## 4.5 津波

### 4.5.1 津波の諸元

構造物の設計に使用する津波の諸元はつぎのとおりとする。

津波の周期	.....	$T$
波長	.....	$\lambda$
伝播速度	.....	$C$
波高	.....	$H$

- イ. 津波の周期 既往の津波記録から推定する。もし既往に実測記録のない場合は、隣接地で条件のほぼ等しい個所の実測記録により推定する。
- ロ. 津波の波長 既往の津波の波長実測記録から決定するが、実測記録のない場合は式-3.53により推定する。

$$\lambda = \sqrt{gh} \cdot T \text{ .....3.53}$$

ここに  $\lambda$  : 津波の波長 (m)  
 $g$  : 重力の加速度 (9.8m/sec<sup>2</sup>)  
 $h$  : 水深 (m)  
 $T$  : 津波の周期 (sec)

- ハ. 津波の伝播速度 式-3.54より算出する。

$$C = \sqrt{gh} \text{ .....3.54}$$

ここに  $C$  : 津波の伝播速度 (m/sec)  
 $g$  : 重力の加速度 (9.8m/sec<sup>2</sup>)  
 $h$  : 水深 (m)

津波の源が岸に近い場合には、この式には適用できない。

- ニ. 津波の高さ 津波の高さは観測地点の明らかな既往の記録から式-3.55による。

$$\frac{H}{H_0} = \left(\frac{b_0}{b}\right)^{1/2} \left(\frac{h_0}{h}\right)^{1/4} \text{ .....3.55}$$

ここに  $H$  : 所要地点の津波の高さ (m)  
 $H_0$  : 水深  $h_0$  湾幅  $b_0$  の点における波の高さ (m)  
 $b_0$  : 波高測定点の湾幅 (m)  
 $b$  : 所要地点の湾幅 (m)  
 $h_0$  : 波高測定点の水深 (m)  
 $h$  : 所要地点の水深 (m)

#### 4.5.2 津波のサク上高

津波のサク上限界は式-3.56、3.57により推算する。

(1) 海岸のコウ配 1:30 の場合

$$\frac{R}{H} = 0.381 \left( \frac{H}{L} \right)^{-0.316} \dots\dots\dots 3.56$$

ここに  $R$  : 静水面から測った津波のサク上限界高 (m)

$H$  : 任意の点の波高 (m)

$L$  : 波高測定点における波長 (m)

(2) 海岸のコウ配 1:60 の場合

$$\frac{R}{H} = 0.206 \left( \frac{H}{L} \right)^{-0.315} \dots\dots\dots 3.57$$

#### 4.5.3 津波の水平圧力

構造物に津波のフロントが衝突した場合の水平圧力は式-3.58で推算する。

$$P = \frac{w}{2} \cdot H \dots\dots\dots 3.58$$

ここに  $P$  : 津波の構造物に作用する水平圧力 (ton/m<sup>2</sup>)

$w$  : 海水の単位重量 (ton/m<sup>3</sup>)

$H$  : 構造物前面の波高 (m)

#### 4.6 漂 砂

設計に使用する漂砂は、漂砂物質の組成、粒度、波、風などの資料をもとにして卓越方向、供給源および供給量、損失先および損失量、移動量、分布などを検討して決定する。このために第2章 10.4の方法により1ヵ年以上（供給量の推定は3ヵ年以上）の継続観測を行ない、その結果に基づいて決定する。また必要に応じ、模型実験を行なう。

### (5) 堤防基本型

#### 5.1 外斜面コウ配

外斜面コウ配は原則として表3-10による。

外斜面コウ配は被覆工の種類のほか、堤体材料、基礎土質、前面水深、施工法などを考慮して決めるもので、垂直から平均コウ配 1.5割程度までの広い範囲があり、最近の大型堤防斜面は緩やかになる傾向がある。

風波の大きい海域では外斜面に幅の広い小段を設けて波のエネルギーを減殺するとか、波力に応じてコウ配を変えることが望ましい。この場合、コウ配変換点に波

力が集中する傾向があるから、漸変させ曲面とするか、その部分の構造を強化するなど考慮する。

表-3.10 外斜面コウ配

型 式	外斜面コウ配
粘 土 被 覆 式	>3.0
ア ス フ ァ ル ト 被 覆 式	>3.0
捨 石 張 式	>2.0
コ ン ク リ ー ト ブ ロ ッ ク 張 式	>1.0
コ ン ク リ ー ト 被 覆 式	>1.0
石 半 積 式	0.3~1.0
フ 重 力 式	0~0.5
異 形 ブ ロ ッ ク 式	0~0.5
	>1.5

## 5.2 堤 頂 標 高

堤防の堤頂標高（波返し工胸壁などのある場合はその頂高）は、設計高潮位につきに掲げる高さおよび余裕高を加えたものとし、基礎地盤または堤体の沈下が長期間にわたって継続する個所では、これらの永年変化量を加算する。なお波返し工などを設ける場合の盛土標高は少なくとも設計高潮位に半波高を加算した値とする。

- ① 波が衝突する場合は、波高の 1.0~1.3 倍
- ② 波がサク上する場合は、波高の 1.0~2.5 倍

### 5.2.1 設計高潮位

設計高潮位は、原則として既往の最高潮位とするか、またはサク望平均満潮面に既往の最大潮位偏差を加えた高さとし、第3章4.4の方法によって求める。

上記のいずれをとるかは、両者の数値を比較検討し、実測期間、生起度数、干拓の規模などを考慮の上決定する。

### 5.2.2 衝突高およびサク上高

衝突高およびサク上高は計算及び図表によって求め、その上下限を上記の範囲内すなわち、計算上波高の1.0以下となる場合はすべて1.0とし、1.3または2.5以上の場合は堤防の表斜面被覆工に小段を設けるなど、斜面形状および構造に変化を与えて衝突またはサク上高を抑制するか、堤頂および被覆工の構造を強化する。

### 5.2.3 波 高

衝突高およびサク上高の算定に使用する波は、堤防予定線前面の波高および波長である。しかし、衝突高およびサク上高を決定する基礎となる実験値は深海波で整理しているものが多いから注意しなければならない。算定に当たっては、ま

ず、設計に採用した深海波から屈折、回折、水深変化、碎波、離岸堤などの影響を考慮して堤防予定線前面の波の諸元を求め、その諸元またはそれに相当する深海波の諸元から衝突高およびサク上高を求める。

#### 5.2.4 余 裕 高

一応合理的に積み上げられた堤頂標高も、現段階では絶対的に信頼のおけるものとはいえない。したがって、概括的に余裕高を加えることとなるが、これには背後地も含めた干拓地の規模を一つの目安とし、高度の安全度を有する場合は1.0 m程度を限度として適宜決定する。

#### 5.2.5 永 年 変 化

長期にわたり地盤または堤体の沈下が予測される場合は、原則としてこれらの値を加えた堤防標高とする。しかし、これらの変化が長期間にわたるものであることから、建設工事では工事完了後3年を目安として見込み、それ以降については程度に応じてかさ上げを考慮しておく。

### 5.3 堤 頂 幅

堤頂幅は原則としてつぎの基準による。(ただし地形などによりこれによらない場合もある。)

- ① 傾斜型の場合。波返し工を除く堤頂幅は、3 m以上とする。
- ② 直立型の場合。コンクリート部分(前面工) 0.5 m以上盛土工の堤頂幅を5 m以上とする。

越波の浸食に対抗するためには、広い堤頂幅が有利であるが、経済性も考慮して傾斜型では堤頂付近に作用する波力が小さいことから3 m以上、直立型では過去の被災例などから跳水越波の落下点をなるべく堤頂内に入れることが望ましく、5 m以上とする。

なお、堤頂幅は、上記のほか浸潤線との関係、堤防の最終的形狀、将来の利用計画などを考慮して決める。

#### 5.4 内斜面コウ配

内斜面コウ配は原則として表-3.11によるものとする。

表-3.11 内斜面コウ配

型 式	内斜面コウ配
粘土被覆式	2.0~3.0
アスファルト被覆式	2.0~3.0
石張式	1.0~2.0
コンクリートブロック張式	1.0~2.0
コンクリート被覆式	1.0~2.0
石積式	0.3~1.0
ヨウ壁式(フ壁式を含む)	0~0.5

内斜面コウ配は、基礎地盤および堤体材料、被覆工の種類、浸潤線などを考慮して決定するが、複式干拓の締切堤防の内斜面は外斜面と同様に取り扱う。

また堤高が高くなると内斜面が長くなり、斜面の安定が悪くなるので、小段を設けるものとする。

小段は過去の実績などから最大限直高5m毎に設け、その幅も竣工後の維持管理、水防などに便利のように、少なくとも1.5m以上は欲しい。小段を道路として利用する場合は、機能に応じた幅員をもたせる。

### 〔6〕 構 造

#### 6.1 堤体盛土

堤体盛土は堤防の主体となるもので、被覆工、基礎工と一体となって外水の浸入を防ぐものである。したがって、基礎地盤の支持力調査を行い、破壊沈下、滑動を起こさないよう考慮するとともに、外斜面被覆工、基礎工と一体となり、十分基礎地盤上に定着した構造とする。

従来は堤体盛土として砂、山土、潟土(ヘドロ)など、各種の手近な土砂が用いられてきた。これらの用土には次のような特質がある。

##### (1) 山 土

- ① 山土は、小規模で特殊な場合を除き一般に割高である。
- ② 土質によっては水中で泥土化し、盛土が困難となる恐れがある。

##### (2) 潟 土

- ① 水中の潟土は、それ自体形を保つことが困難であるばかりでなく、側方への流動または滑動を防ぐための土止工や押え工を必要とする。
- ② 潟土は乾燥しにくく、急速施工ができないから長い工期を必要とし、施工中の損失土量も大きい。

### (3) 砂

- ① 盛土内の過剰水分を排除するには、ある程度の透水性をもった材料がよく、これが水中工事に砂を用いる大きな理由である。
- ② 基礎工および被覆工と一体となった盛砂はきわめて強いものであるが、吸出しなどによって空洞を生じ、欠壊した例が多い。
- ③ サンドポンプにより大量の砂を経済的に短期間で施行可能である。
- ④ 裸の盛砂を長期間放置すると、風食による損失は相当大きな量になる。
- ⑤ 山土、潟土と比較して一般に浸透量が大きい。
- ⑥ 粒径、締固めの度合によっては、クイックサンド現象をおこすことがある。

## 6.2 外斜面被覆工 (前面工)

### (1) 捨石式

捨石は堤防の海中部分および海面付近の被覆に乱雑に捨て込むとか、2層から3層程度に並べて用い、1個当たり重量は第3章4.2.3(8)によって求める。また捨石は潮止口および築堤途中で潮流が大きくなった場合の荒止め工を兼ねることがある。

捨石式は比較的機械化施工に適し、盛土とのなじみがよく、また波のサク上高を抑制する効果などの優れた面がある。この工法の問題点は、堤体盛土の吸出し防止で盛土表面を安定コウ配近くまで緩くするとか、岩くずなどでしゃ断層を設けるが、一般に堤体断面が大きくなりやすい。図-3.45参照。

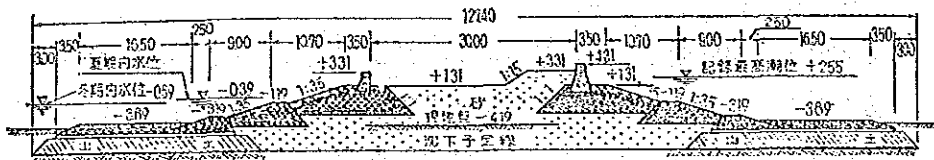


図-3.45 捨石式被覆工 (児島湾淡水湖堤防)

### (2) 石張式

外斜面石張に使用する石は、波による脱落と施工を考え、経験的に1個の最小重量60kg程度と見込み、原則として控長35cm以上を用いる。この場合の石の形状は間知石、またはこれに準ずるものは接触が悪く、脱落しやすいから強大な波力を受ける個所には角形のなるべく控長の大きい石を用い、石相互の接触を密にする。また、堤体盛土の流失防止する工法が必要となる。図-3.46参照。

石材はその重量や対摩滅性の点で他の材料にまさっているが、加工に石工の手を経なければならないから、作業が機械化された現場では、石材の整形だけに手工業的な人力を要することとなって、工事のスピードアップに大きなアイ路となる恐れがある。

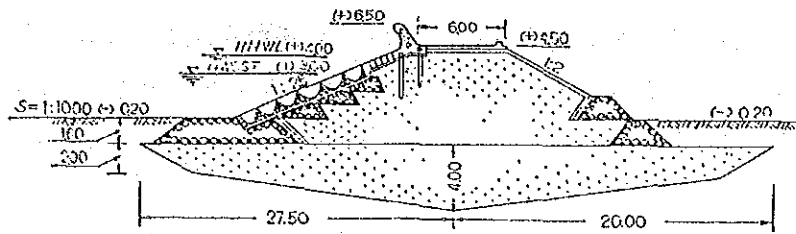


図-3.46 右明干拓廻江地区試験堤防断面

### (3) フ壁式

被覆工自体の重量を軽くする必要のある場合などに用いられるもので、無筋のフ壁式もあるが、これはむしろ重力式の変形と考えるべきで、フ壁式としては鉄筋コンクリート作りが望ましい。図-3.53参照。

干拓堤防では、海水の影響を考慮して、キ裂を防止するため応力に十分余裕をもたせるとともに、鉄筋のかぶりも7.5cm以上は欲しく、したがってフ壁の厚さは最も薄い部分でも25cm以上とする。また伸縮目地はフ壁の一つおきにフ壁の位置に設けるようにするのが構造上有利である。目地の構造はいろいろ考えられるが、かならず止水板を入れ、さらに目地材をつめて盛土の吸出しを防止する。

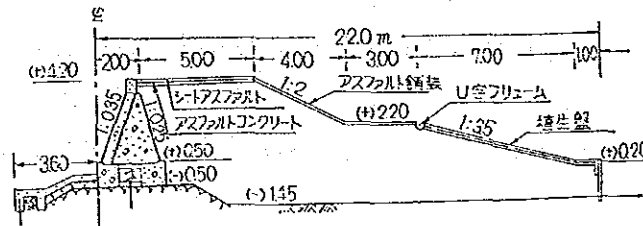


図-3.53 総瀬干拓至生川工区堤防断面

## 6.3 堤頂および内斜面被覆工

堤頂および内斜面被覆工は、外斜面被覆工に準じて設計する。

堤頂および内斜面被覆工は、堤防が十分高い場合とある程度の越波が予測される場合とではかなり違った構造となり、堤防標高が十分であれば外力として風雨による浸食、载荷重沈下、雑草などについて考慮すればよく、越波のある場合は程度に応じて強固な被覆を必要とし、越流のおこる規模の堤防では外斜面と同程度の強度が必要である。

## 6.4 基礎工

基礎工は上部構造物を安全に支え、波の洗掘に耐える構造とする。そのためには上部構造物の滑動および荷重に耐えるとともに、基礎の前面洗掘に対して矢板などにより十分根入れし、かつ根固め工で保護するなど構造を考慮し、その下部被覆工の継ぎ目または基礎工の目地などからの堤体盛土の吸出しを防止する。

基礎工は、基礎地盤の土質や上部構造物により、基礎工に更に基礎が必要な場



合もあり、また異種の基礎工と組み合わせて使用する場合がしばしばある。一般に同じ地盤であっても数種の工法が考えられるから選定に当たってはそれらを比較設計し、最も有利な工法を採用する。

- (1) 桐木基礎
- (2) くい打基礎
- (3) 現場打コンクリート基礎
- (4) コンクリートブロック基礎
- (5) セルラブロック基礎
- (6) 捨石基礎

① 砂質地盤 捨石は水中施工に適し、比較的機械化施工が容易であるなどの利点をもちながら堤体盛土の吸出し防止が困難なことから他の工法に変わりつつある現状である。最近になって矢板などによる種々のしゃ断層が考案され用いられているが、施工方法など問題があり、試験的段階にあるといてよく今後の成果が待たれる。

表層捨石重量はハドソン公式、イリバーレンの改良公式によって決定するが、所要重量の石がえられない場合にはサンドマスチックアスファルト工法とするか、コンクリートブロックとする。その他、波の影響をうけない部分の石材は採取および施工上最も経済的となるよう決定する。

② 軟弱地盤 堤防の急激な沈下を防止するため基礎敷幅を拡げ、荷重の地盤に広く分布させ単位支持力の軽減をはかり、主として水中での施工の弁と、根固めとしての目的を兼ねるものであるが、しゃ断層を設けて盛土の流失を防止するよう留意する必要がある。

また捨石を著しく厚く行う場合は、軟弱地盤が置換された状態となる。したがって荷重を長期にわたって除々にかけるもので、捨石部が堤体に比べて比較的大きい場合に適している。この工法は鹿児島湾、有明海沿岸などで早くから発達した工法である。

当時は石材、労働力が容易に確保でき、施工機械が今日ほど発達していなかったため、手近で得られる資材で除々に長時間にわたって施工することが最も有利であるとされていた。しかし、急速施工が望まれる今日では、施工機械の発達にともない遠距離から砂を経済的に輸送できるので、砂を主体とした基礎工を採用する地区が多くなっている。

#### (7) 敷砂基礎

堤体荷重に応じて十分に厚い敷砂を施工すれば浮基礎となり、堤体全体とし圧密沈下はまぬがれないまでも破壊沈下を防ぐことができる。この場合敷砂層の十分な厚さとは、単位荷重が不良地盤の許容支持力以下となるよう、広く均等に分布させるに足る厚さである。この際不良地盤に作用する荷重は敷砂の分だけ増加するが、敷砂の内部の摩擦抵抗の増加が地盤の支持力を強化するとともに堤体外の敷砂が対

重として作用する。

浮基礎を形成するために必要な敷砂の厚さは50cm程度とされているが、基礎地盤表層がきわめて軟弱な個所では施工管理の面から2m程度の置換を行うことがある。

#### (8) 敷ソダ基礎

#### (9) 置換基礎

この工法の最も完全な形は、軟弱層を完全に除去し、砂、砂利その他の安定度の高い材料で置換するものである。

置換の厚さはシュンセツ機械の能力に制限されるばかりでなく、工事費の面からも制約されるから、実際には水面下10m余りに止めざるをえない。それ以上の厚い軟弱地盤に置換工法を用いる場合はもちろん、上層だけを置換する場合は破壊沈下をおこさない深さまで置換する。その深さは円形スベリの解放によって求める。

### [7] 安定計算

#### 7.1 堤体の外力に対する安定計算

堤体の断面は静水圧、波力、揚圧、土圧などの外力に対する安定計算を行って定める。堤体の外力に対する安定はつぎの2項目について計算する。

- ① 堤体のスベリ出し
- ② 堤体の転倒

堤体の外力に対する安定の検討は直立型の堤体にあっては前面工について行なう。波力、揚圧などは第3章4.2.3に述べた方法で、また土圧は本章7.1.3に示す方法で算定する。

##### 7.1.1 スベリ出しに対する検討

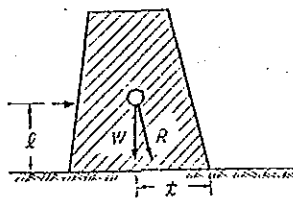


図-3.56 単塊堤断面

単塊堤については基礎部について、また堤体が一体として働かない構造の堤体については各層についてスベリ出しに対する安定計算を行う。

スベリ出しに対する安全率は1.2以上となるようにする。摩擦係数は表-3.12のとおりとする。

図-3.56 に示すような単塊堤のスベリ出しに対する安定は式-3.59を満足すればよい。

$$\mu W \geq FP \dots\dots\dots 3.59$$

ここに  $W$  : 浮力および揚圧力を差引いた堤体重量 (ton)

$P$  : 堤体に動く動圧および静圧の合力 (ton)

$\mu$  : 摩擦係数

$F$  : 安全率 (>1.2)

ブロック積などの場合にはブロック各層について同様の計算を行なう。捨石重量は  $\mu=1.05$  として算定するが、捨石相互の接触面におけるスベリ出しに対しては  $\mu=0.8$  とする。

表-3.12 摩 擦 係 数

種 類	摩擦係数 $\mu$
コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8

### 7.1.2 転倒に対する検討

単塊堤の全堤体についてブロック式などの場合には、各層について検討を行なう。

転倒に対する安全率は1.2以上となるようにする。

図-3.56 に示すような単塊堤の転倒に対する安定は式-3.60 を満足すればよい。

$$Wl \geq FPt \dots\dots\dots 3.60$$

$t$  :  $W$  の作用線が堤体の底面を切る点から底面の端までの距離 (m)

$l$  : 堤体に働く波圧の合力の作用点から堤体の底面までの距離 (m)

$F$  : 安全率 (>1.2)

$P$  : 堤体に働く動圧および静圧の合力 (ton)

ブロック積などの場合にはスベリ出しと同様に検討する。

### 7.2 浸 透

堤体からの浸透に対しては、浸潤線の形状、浸透量、パイピングに対する安定などについて検討を行う。

海面干拓堤防にあっては、外水位が潮セキ現象によって変動するから、堤体内の浸透流は非定常流となり、その性状の正確な推定は困難である。したがって感潮部における浸透水流に関する安定の検討については、サク望平均満潮位を外水位とし、浸透水量に関する検討は、平均潮位を外水位として近似計算を行う。

### 7.2.1 浸潤線

堤体内の浸潤線はカサグランデ (Cassarande) の方法によって計算し、浸潤線が内斜面に浸出しないよう、堤防断面を定めるか、またはドレーンを設ける。

#### (1) カサグランデの方法

堤体は均質な透水性材料からなり基礎地盤が不透水性であると仮定すると、浸潤線の形状は図-3.58のようになる。

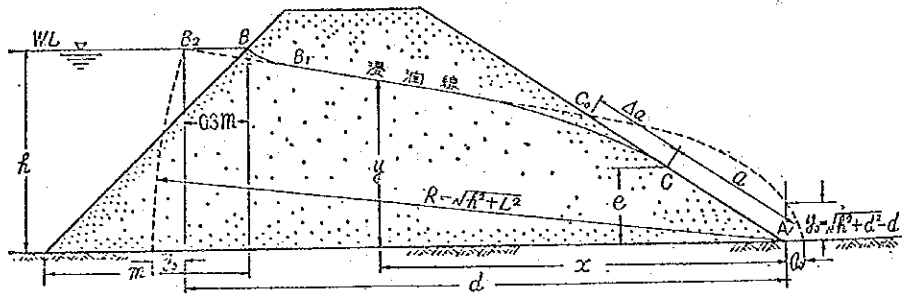


図-3.58 堤体が均一質で基礎が不透水性地盤の場合 (内斜面側に水深なし)

$B_2$  : 理論上の浸潤線の延長線と外水面との交点

A : 堤体内斜面先

C : 浸潤線と内斜面との交点

d : A  $B_2$  水平距離 (m)

h : 前面水深 (A  $B_2$  の鉛直距離) (m)

a : A C の距離 (内斜面の浸出部分を示す) (m)

$\alpha$  : 内斜面と基礎地盤となす角

m : 外斜面の水中部分の水平距離 (m)

とすると基本放物線は

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \\ y &= \sqrt{2xy_0 - y_0^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots 3.74$$

であらわされ、上式は図-3.58において A点から鉛直距離  $y_0$  を通り Aを焦点とする放物線である。

この放物線と外水面との交点を  $B_2$  とすると、

$B_2$  点においては

$$y=h \quad x=d$$

また  $d$  = 堤体底幅 -0.7mである。

この  $x, y$  の値を式-3.74に代入して整理すれば

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \text{ (m)} \dots\dots\dots 3.75$$

基本放物線と内斜面の交点  $C_0$  は、放物線の極座標高方程式から

$$p = AC_0 = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} = a + \Delta a \text{ (m)} \dots\dots\dots 3.76$$

実際においては、浸潤線は基本放物線よりやや下り、内斜面と  $C$  点において交わる。

$AC = a$ ,  $CC_0 = \Delta a$ ,  $AC_0 = a + \Delta a$  とすれば

$$\frac{\Delta a}{\Delta a + a} = \frac{CC_0}{AC_0} = r \text{ となる。}$$

カサグランデによれば、 $r$  は角  $\alpha$  に関係し、 $\alpha$  が増すにしたがって  $r$  は減じ  $\alpha = 180^\circ$  のとき  $r = 0$  となる。図-3.59参照。

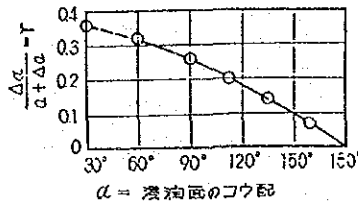


図-3.59 カサグランデによる  $r$  と  $\alpha$  との関係図

浸潤線は  $C$  において内斜面に切線をなすように適当な曲線で基本放物線につなぎ、また  $B$  点においても外斜面に直角な短い曲線で基本放物線につなぐ。

(2) 浸透による内斜面浸食

浸潤線が堤体の内斜面に浸出する時はこの部分に浸透水による斜面浸食が生じ、堤決潰を誘発する危険性が生じる。前述の方法でサク望平均高潮位を外水位として浸潤線をかき、もし浸潤線が内斜面にあらわれる場合は堤頂を広くする。内斜面のコウ配を緩やかにする少段を設ける、あるいは斜面先に適当なドレーンを設けるなどして浸潤線を低下させてこれを防止する必要がある。

ドレーンには堤体盛土との間に適当な粒度のフィルターを設けなければならない。コアを有する堤体の浸潤線の計算およびフィルター材料については、土地改良事業計画基準第3部、第1編フィルダムを参照する。

7.2.2 浸透量

堤体からの浸透量は放物線浸透流による方法または流線網による方法で算定する。堤体の浸透量は、つぎに述べる方法で算定するが、堤体材料ならびに基礎地盤の透水性は一様でなく、またそれらの透水係数の推定は困難で、しかも堤体の形状が複雑であるから、浸透量の正確な算定は困難である。

(1) 放物線浸透流による計算

(a) 堤体が均一質で基礎が不透水性地盤の場合 堤体が均一質で、基礎が不透水性地盤の場合は堤体の浸透量は式-3.77で算定する。図-3.58参照。

$$q = ky_0 \dots\dots\dots 3.77$$

ここに  $q$  : 堤体単位あたりの浸透量 (m<sup>3</sup>/sec)

$k$  : 堤体の透水係数 (m<sup>3</sup>/sec)

式-3.76 から  $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$  (m)

また内斜面側に水深  $h_1$  がある場合には、図-3.60に示すように  $B'$   $E_1$  を基本放物線とし、堤防 1m 当たり浸透量  $q$  を求める。

$$q = k \frac{h^2 - h_1^2}{2L} \text{ (m}^3\text{/sec)} \dots\dots\dots 3.78$$

ただし  $L = d - 0.7 h_1 \cot \alpha$  (m)

$h_1$  : 内斜面側水深 (m)

7.2.3 パイピング

堤体の有効幅はパイピングに対する安定性を考慮して決定する。堤防がパイピングに対して安全であるためにはクリープ比  $C_c$  が表-3.13に示する値より小さくなってはならない。

$$C_c = \frac{l}{h_{er}} \dots\dots\dots 3.82$$

ここに  $C_c$  : クリープ比

$l$  : 浸透路長の長さ (m)

$h_{er}$  : 最大水頭 (m)

パイピングに対する安定の検討は、サク望平均満潮位ならびに最小浸透路長 (図-3.64中の  $h_{er}$  および  $l$ ) に対して行う。

表-3.13 堤防のクリープ比

堤体または地盤土の土質	$C_c$	摘 要
シ 微 粗	9.0	土質は堤体または地盤土のうち透水性の小さい方を取る。
ル	7.5	
ト 砂 砂	6.0	

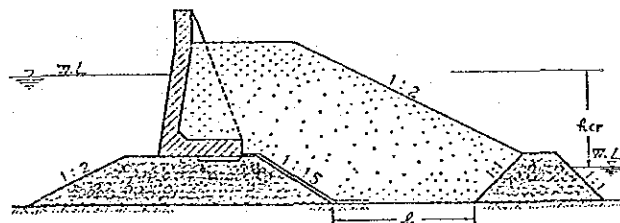


図-3.64 クリープ比  $C_c$  のとり方

### 7.3. 地盤の支持力および沈下

軟弱地盤上の堤防は、地盤支持力に対する安定条件および地盤上の圧密をおもな原因とする沈下に対する検討を行って設計する。

支持力は堤防の直接的な安定に対する検討として取扱い、沈下は地盤上の変形を対象とするもので間接的な堤防安定などの検討などの検討のために取扱われる。したがって堤防の設計に対しては、それぞれ別に検討しなければならない。

#### 7.3.1 地盤支持力

堤防に関する支持力の検討には潮セキ現象による堤体有効重量の変化ならびに干陸による境界中立力の変化を考慮しなければならない。

安定計算は極限支持力について概略の検討を行い、基礎破壊に対して詳しく検討する。地盤支持力に対する安全率は少なくとも1.2以上とする。

干拓堤防のように、潮位の変動または干陸によって安定条件の変化するものについては、それぞれの時期における最も危険な状態に対する安定の検討を行なわねばならない。

軟弱地盤上の堤防の安定については、円形スベリ面法により基礎破壊の検討を行うのが一般である。干拓堤防はふうつきわめて延長が長く、しかも地盤土の強度が築堤完了後年月の経過とともに圧密によって次第に増加するから、他の構造物に比し、一般に比較的低い安全率をとっている。これは施工中、万一破壊等がおこっても、この時の施工観測の記録を検討して設計の部分的な修正を行うことが経済的であると考えられているためである。したがって、きわめて重要でかつ延長の短い堤防、または施工管理の困難と認められるものなどについては、安全率を1.5以上に採るのが望ましい。

#### (1) 極限支持力の算定

極限支持力の検討は式-3.83によって算定する。

$$q_a = \frac{2}{3}cN'_c + \frac{1}{2}r_1BN'_r + r_2D_rN'_s \quad \dots\dots\dots 3.83$$

ここに  $q_a$  : 極限支持力 (ton/m<sup>2</sup>)

$c$  : 土の粘着力 (ton/m<sup>2</sup>)

$r_1$  : 地盤土の単位体積重量 (ton/m<sup>3</sup>)

(水面下にある場合は水中重量をとる)

$r_2$  : 基礎荷重面より上方にある地盤土の平均単位体積重量

(ton/m<sup>3</sup>)

$N'_c, N'_r, N'_s$  : 図-3.65に示す支持力数  
(内部摩擦角の関数)

$D_r$  : 基礎の根入り深さ (m)

$B$  : 基礎の幅 (m)

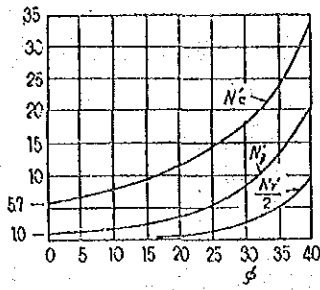


図-3.65  $\phi$  と  $N'_c$ ,  $N'_q$ ,  $\frac{N'_r}{2}$  との関係図

式-3.83はテルツァギー(Terzaghi)の提案する局部せん断破壊に対するもので、この公式は連続フーチングを対象としたものであるから、堤防のような構造物の極限支持力の算定に摘要するのは必ずしも適当とは考えられない。

(2) 基礎破壊の検討

堤防の基礎破壊に対しては、円形スベリ面法によって臨界円を求め、安定の検討を行う。安定計算は、干陸前については干潮時、干陸後については満潮時のそれぞれについて行う。

粘着力を有する盛土に対しては引張りキ裂を考慮して安定の検討を行う。

(a) 円形スベリ面法による安定計算

円形スベリ面による安定計算は、分割法または摩擦円法によって行われるが、ここでは、分割法によって説明する。図-3.66参照。

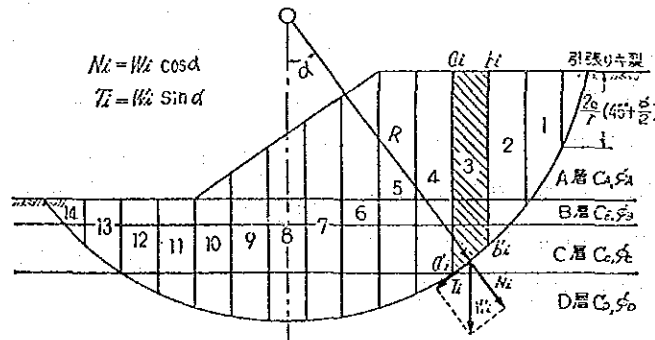


図-3.66 スライス法

スベリ面は円形と仮定し任意の点Oを中止とし、任意の半径  $R$  のスベリ面を描く。この円弧でかこまれた部分を幾つかの小区分に分割し、分割部の土塊に働く力の合力  $W_i$  の小区分の幅を  $a$ ,  $b_i$ 、または円弧の長さ

$a'_i, b'_i = \Delta l$  とし、 $a'_i, b'_i$  の通過する土層の粘着力を  $c_i$ 、内部摩擦角を  $\phi$  とする小区分  $a_i, a'_i, b'_i, b_i$  の土塊の O 点回りの滑動モーメント  $\Delta M_r$ 、およびこの滑動に抵抗しようとするモーメント  $\Delta M_r$  はつぎのようになる。

$$\Delta M_r = RT_i$$

$$\Delta M_r = R (N_i \tan \phi_i + c_i \Delta l_i)$$

したがって全土塊の O 点回りの滑動モーメント  $M_r$  および抵抗モーメント  $M_r$  は

$$M_r = \sum \Delta M_r = R \sum T_i$$

$$M_r = \sum \Delta M_r = R \sum (N_i \tan \phi_i + c_i \Delta l_i)$$

となる。



安全率  $F_s$  を滑動モーメント  $M_r$  と抵抗モーメント  $M_r$  の比と定義し

$$F_s = \frac{M_r}{M_r} = \frac{R \sum (N_i \tan \phi_i + c_i \Delta l_i)}{R \sum T_i} = \frac{\sum (N_i \tan \phi_i + c_i \Delta l_i)}{\sum T_i} \dots\dots\dots 3.84$$

○点について半径を種々変えて  $F_s$  が最少値となる  $R$  を求め、さらに中心の位置を変え同様の操作繰り返し最少の安全率を示す中心位置と半径を求め、これの無数の計算によって求められる最小値が、この堤防の安全率で最小の安全率を示す円弧が臨界円である。

(b) 安定計算上の注意事項

- ① この方法は、きわめて多くの時間と労力を要するが、少数のスベリ面で概算を行うと大きな誤りをおかす。
- ② 土の性質が深さによって異なっている場合には適当な厚さに分割して、その間の平均値を用いて計算する。
- ③ 堤防の形状が複雑な場合には、各部について臨界円を求める必要がある。

7.3.2 基礎の沈下

堤防沈下の原因は、

- ① 基礎捨石、堤体盛土の圧縮
- ② 基礎捨石の地盤へのめり込み
- ③ 地盤土の側方への流動
- ④ 地盤土の圧密

などである。堤防の設計に当たっては、これらを極力防止できる構造とし、またどのようなにしても避けられぬ沈下に対しては、それが堤防直後にまた堤防築造の目的に対し悪い影響を与えぬよう対策を考慮する。

沈下の主な原因は地盤土の圧密であって、沈下量の推定はつぎに述べる方法による。

圧密沈下は、これを避けることができないが、他の原因によるものは、設計施工の方法によってある程度抑制することができる。

圧密沈下ならびに他の沈下の推定は困難であるから、同一地域の類似の構造物に生じた現象の解析結果、または試験区間を設け本工事着手前に実側値を求めるなどの方法によって計算値の修正を行う必要がある。

(1) 地盤内の応力分布

堤体の荷重によって生ずる基礎地盤内の鉛直応力は、荷重が鉛直と  $30^\circ$  の角度をなして分布するものと仮定し、式-3.87によって算定する。図-3.71 参照。

$$\sigma_z = \frac{q}{1 + 1.15 \frac{z}{B}} \dots\dots\dots 3.87$$

- ここに  $\sigma_z$  : 深さ、 $z$ の点の地盤内鉛直応力 (ton/m<sup>2</sup>)  
 $q$  : 基礎地盤上の荷重強度 (ton/m<sup>2</sup>)  
 $z$  : 載荷面からの深さ (m)  
 $B$  : 帯状荷重の幅 (m)

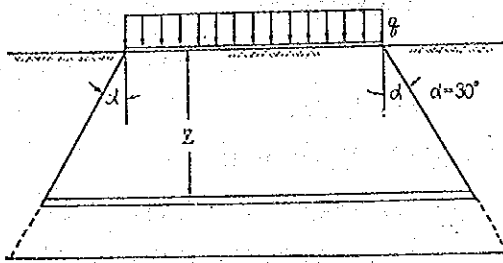


図-3.71 地盤内応力分布図

ここでは近似解法を示したが、堤体が大きく不等沈下の検討などを行う場合は堤体幅を幾つかに分割しそれぞれの部分による応力に重ね合わせの法則が適用されると仮定して応力分布を計算するか、(Boussinesq)の式および(Frohlich)の式によって算定する。

(2) 圧密沈下量の算定

(a) 圧密沈下量の算定 地盤土の圧密沈下量を求めるためには

- ① 沈下の算定に用いる圧密諸係数の値
- ② 地中の応力分布
- ③ 中立応力の初期分布
- ④ 圧密層の排水条件
- ⑤ 圧密層の厚さ

などを決定する必要がある。

圧密による最終沈下量は式-3.88、3.89によって算定する。

$$S = \sum mv_i \Delta p_i h_i \dots\dots\dots 3.88$$

$$S = \sum \frac{C_{c_i} h_i}{1 + e_{o_i}} \log_{10} \frac{p + \Delta p}{p} \dots\dots\dots 3.89$$

- ここに  $S$  : 最終沈下量 (cm)  
 $h_i$  : 適当に分割された圧密対象層の各層の厚さ (cm)  
 $p_i$  : 各層中心面における載荷前の鉛直応力 (g/cm<sup>2</sup>)  
 $\Delta p_i$  : 各層中心面における増加鉛直応力 (g/cm<sup>2</sup>)  
 $mv_i$  : 各層の相当荷重に対する体積圧積係数 (g/cm<sup>2</sup>)  
 $e_{o_i}$  : 各層の初期間ゲキ比  
 $C_{c_i}$  : 各層の圧縮指数

(b) 圧密沈下量の時間的変化の算定 圧密沈下量の時間的変化はつぎのようにして求める。ある圧密度  $U$ に対する沈下量は式-3.90によって求め、その

圧密度に相当する圧密時間は式-3.91 によって算定する。

$$s = SU / 100 \dots\dots\dots 3.90$$

$$t_u = \frac{T_v H^2}{C_v} \dots\dots\dots 3.91$$

- ここに  $s$  : 圧密度に対する沈下量 (cm)  
 $S$  : 最終沈下量 (cm)  
 $U$  : 圧密度 (%)  
 $t_u$  : 圧密度  $U$  に達するに要する時間 (sec)  
 $T_v$  : 圧密度  $U$  に達するに要する時間係数

図-3.72 より求める。ただし図において

- I : 両面排水で圧密応力で等分布する場合  
 II : 片面排水 (上面のみ) で載荷幅に比し層厚が大で、  
 応力が下面で 0 となるよう直線的に変化するとみな  
 する場合  
 III : 水面が層上面と一致する岩盤上の粘土層のような場  
 合で、排水は上面のみで行われる。この場合応力は  
 上面 0 で下方に直線的に増加する。  
 $H$  : 両面排水の場合には圧密層の厚さの  $1/2$ 、片面透水の場合  
 は圧密層の厚さ (cm)  
 $C_v$  : 圧密係数 (cm/sec)  ただし透水係数 (cm/sec)

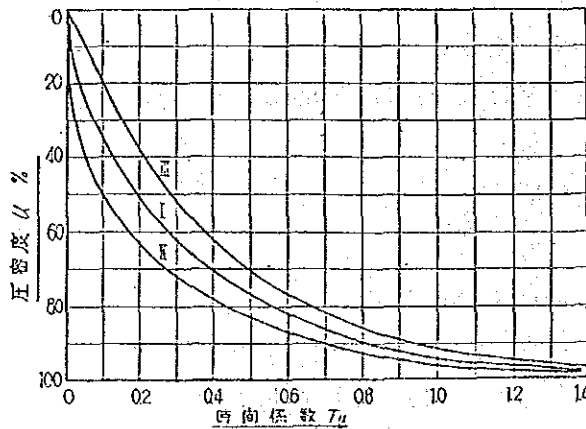


図-3.72 時間係数と圧密度との関係

## (2) 堤防の設計

### 1) 堤防線の決定

地形、干潟の標高、潮位、干拓地における土地利用計画及び干拓地の自然排水等を考慮し、堤防線の標高は-1.00mとする。なお、堤防の総延長は23.4kmである（排水門、船通しを含む。）

### 2) 堤防の形式

堤防の形式は傾斜型とする。その理由は以下の通りである。

- ① ボーリング調査の結果、No.5地点に約11.3mの粘土層があることが判った。また、その他の地点においても堤防線の基礎地盤は表面から約3.0~8.2mの砂質粘土層及びレキ混じり粘土層がある。したがって、施工中および完成後も堤体の沈下が予想される。
- ② 施工規模が大きく（総延長23.2km）、施工期間を極力短縮させたいので、機械施工が容易な傾斜型構造とした。
- ③ 傾斜型の堤体材料である岩（捨石用、根固め用）及び盛土用砂は、調達が容易である。

### 3) 気象及び海象の解析

#### ① 潮位

計画潮位は以下のように決定する。

既往最高潮位	+3.74m (1/50確率に相当)
平均高潮位	+1.65m
平均潮位	+0.39m
平均低潮位	-0.86m
既往最低潮位	-2.55m

これは、既往最高及び最低潮位のみ北海港の資料であり、他は龍門から引用した。

#### ② 沖波の推定

##### (a)最大風速 (U)

$U=20.0\text{m/s}$  (1986年台風9号) とする。これは1/100確率に相当する。

##### (b)吹送距離 (F)

既設堤防  $F_1 = 16.0\text{km}$

計画潮受堤防  $F_2 = 11.0\text{km}$

ここに、北海市地角鎮（半島の先端部）から築堤位までの距離の最大値を吹送距離とする。Ⅲ案の場合は11.0kmである。

(c)平均水深 (h)

湾内の海底標高は-4.00~+1.00mである。既往最大高潮位が+3.74mである。したがって、湾内の平均水深は5.24mとなる。

なお、1986年台風9号及び1987年台風3号の進路図は図-2.4.1.2-2、図-2.4.1.2-3を参照のこと。

(d)沖波の推定

有義波法とし、Bretshneider公式によって求める。

沖波の推定は前記した如く、1986年台風9号の値を基準として推定する。

この主たる理由は以下の通りである。

- ① 地域に対し、既往最大の被害をもたらした。
- ② 既往最大高潮位を記録した。
- ③ 最大風速が1/100年確率に相当する。

・  $F_1$  (既設堤防位置) の場合

$$g h^2 / U^2 = 9.8 \times 5.24 / 20^2 = 0.128$$

$$g F_1 / U^2 = 9.8 \times 16,000 / 20^2 = 392$$

図 I-F-2.3-1 より

$$g H_{\frac{1}{3}} / U^2 = 0.035, H_{\frac{1}{3}} = 0.035 \times 20^2 / 9.8 = 1.43\text{m}$$

また周期 ( $T_{\frac{1}{3}}$ ) 及び波長 ( $L_0$ ) は

$$T_{\frac{1}{3}} = 3.86 \times (H_{\frac{1}{3}})^{1/2} = 3.86 \times 1.43^{1/2} = 4.62\text{sec}$$

$$L_0 = 1.56 \times (T_{\frac{1}{3}})^2 = 1.56 \times 4.62^2 = 33.3\text{m}$$

・  $F_2$  (計画潮受堤防位置) の場合

$$g h^2 / U^2 = 9.8 \times 5.24 / 20^2 = 0.128$$

$$g F_1 / U^2 = 9.8 \times 11,000 / 20^2 = 392$$

図 I-F-2.3-1 より

$$g H_{\frac{1}{3}} / U^2 = 0.031, H_{\frac{1}{3}} = 0.031 \times 20^2 / 9.8 = 1.27\text{m}$$

また周期 ( $T_{\frac{1}{3}}$ ) 及び波長 ( $L_0$ ) は

$$T_{\frac{1}{3}} = 3.86 \times (H_{\frac{1}{3}})^{1/2} = 3.86 \times 1.27^{1/2} = 4.35\text{sec}$$

$$L_0 = 1.56 \times (T_{\frac{1}{3}})^2 = 1.56 \times 4.35^2 = 29.5\text{m}$$

以上より

既設堤防位置においては  $H_{\frac{1}{3}} = 1.43\text{m}$ 、 $T_{\frac{1}{3}} = 4.62\text{sec}$ 、 $L_0 = 33.3\text{m}$

計画堤防位置においては  $H_{\frac{1}{3}} = 1.27\text{m}$ 、 $T_{\frac{1}{3}} = 4.35\text{sec}$ 、 $L_0 = 29.5\text{m}$

(e)波のサク上高の算定

・既設堤防 (F<sub>1</sub>) の場合

$L_o = 33.3\text{m}$

$H_o = 1.43\text{m}$

$h = 2.74\text{m} (= 3.74 - 1.00)$

堤防勾配=平均 1:1.0とする。

以上の条件より

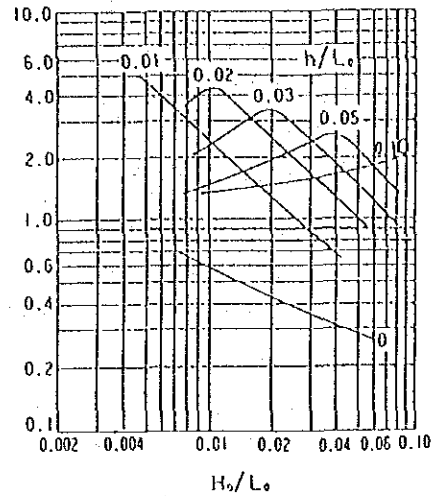
$H_o / L_o = 1.43 / 33.3 = 0.043$

$h / L_o = 2.74 / 33.3 = 0.082$

右図より

$R / H_o = 1.40, R = 1.40 \times 1.43 = 2.00\text{m}$

したがって、既設堤防位置における波のサク上高は、2.00mとなる。これは標高 +5.74m (3.74+2.00) である。



(a) 堤防勾配 1:1 海底勾配 1:30

・新規堤防 (F<sub>2</sub>) の場合

$L_o = 29.5\text{ m}$

$H_o = 1.27\text{ m}$

$h = 4.74\text{ m} (= 3.74 + 1.00)$

堤防勾配=平均 1:1.0とする。

以上の条件より

$H_o / L_o = 1.27 / 29.5 = 0.043$

$h / L_o = 4.74 / 29.5 = 0.161$

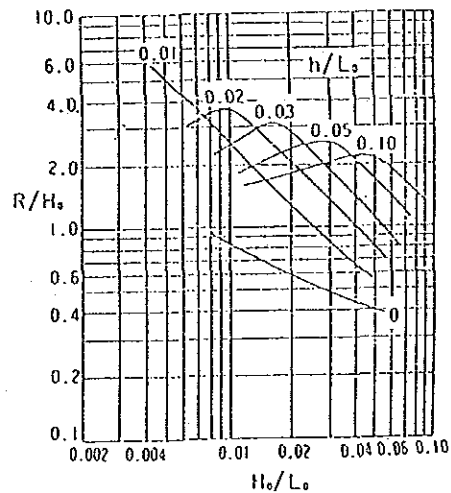
右図より

$R / H_o = 1.1, R = 1.1 \times 1.27 = 1.40\text{m}$

堤防勾配=1:2.0の場合

$R / H_o = 1.4, R = 1.4 \times 1.27 = 1.78\text{m}$

以上より、新規堤防位置における波のサク上高は、計画法勾配を 1:1.5として 1.60m  $\{(1.40 + 1.78) \div 2\}$  とする。



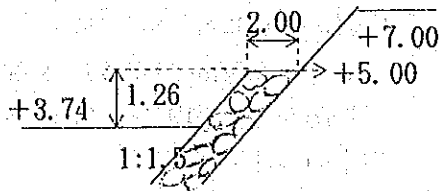
(i) 堤防勾配 1:2 海底勾配 1:30

(f)消波工の設計

波のサク上高、越波量及び強大な波力を減ずる目的で新規潮受堤防の前面に消波工を設ける。

設計条件は以下の通りである。

消波工の形状：右図参照。



$h$  : 堤防の堤脚水深=4.74m

$H_c$  : 堤防天端の水面上の高さ=3.26m

$H_r$  : 消波工天端の水面上の高さ=1.26m

$a$  : 消波工天端から堤防天端までの高さ=2.00m

$s$  : 消波工の水面上の面積=2.00×1.26=2.52 (m<sup>2</sup>)

$L_o$  =29.5m

$H_o$  =1.27m

$h$  =4.74m

以上より  $h/H_o = 4.74/1.27 = 3.73$

図より

$H_r/H_o = 0.70$  \*  $H_r = 0.7 \times 1.27 = 0.90 < 1.26m$  OK

$(H_c + H_r)/H_o = 1.70$

\*  $H_c + H_r = 1.7 \times 1.27 = 2.16m$

$H_c = 2.16 - 0.90 = 1.26m < 3.26m$  OK

$2\pi S/H_o L_o = 0.20$

$S = 1.27 \times 29.5 \times 0.2 / 2 \times 9.8 = 0.38m^2 < 2.52m^2$  OK

消波工の諸元の標準

消波工の高さ 水深	(1)	(2)	(3)	(4)
	$\frac{H_r}{H_o}$	$\frac{H_c + H_r}{H_o}$	$\frac{H_c + H_r}{h}$	$\frac{2\pi S}{H_o L_o}$
$h/H_o = 0$	0.5	1.0	—	0.1
$h/H_o = 0.5$	0.6	1.5	3.5	0.2
$h/H_o = 1.0$	0.8	2.0	2.5	0.4
$h/H_o = 2.0$ 以上	0.7	1.7	1.0	0.2

以上の検討より、消波工を設けた場合の波のサク上高は1.26m (標高5.00m) となる。

#### 4) 堤防基本型

##### ①外斜面勾配

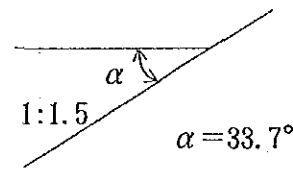
標高+3.00まで捨石及び根固め工を機械施工とする。法勾配は1:1.5とする。  
外斜面保護のために根固め工を施工する。この捨石重量は次式によって求められる。

$$W = \frac{\Gamma_r H^3}{KD (S_r - 1)^3 \cot \alpha} = \frac{2.60 \times 1.27^3}{2.10 (2.70 - 1)^3 \cot 33.7^\circ} = 0.34 \text{ t/個}$$

ここに、

- W : 捨石の重量 (t/個)
- $\Gamma_r$  : 石の空中単体 = 2.60 t/m<sup>3</sup>
- $S_r$  : 石の比重 = 2.70 t/m<sup>3</sup>
- $\alpha$  : 斜面が水面となす角度 = 33.7°
- H : 波高 = 1.27m
- KD : 捨石の形状による定数 = 2.10

(丸みのある捨石、2層以下)



以上により、根固め工の捨石は約400kg/個を使用する。

##### ②堤頂標高

###### (a)設計高潮位

設計高潮位は既往最高潮位+3.74mとする。なお、参考までに計算した高潮偏差は+1.14mであった。ただし本地区における平均高潮位は+1.65mであり、これに+1.14を加えても+2.79mで、既往最大よりも小さいため、ここではこれを採用しないものとした。

なお、セイシュ及び津波は本地区には適用しないものとする。

###### (b)計画堤頂標高

$$\begin{aligned} \text{計画堤頂標高} &= \text{既往最高潮位} + \text{波のサク上高} + \text{沈下推定量} + \text{余裕高} \\ &= +3.74 + 1.26 + 0.94 + 1.00 = +6.94 = +7.00\text{m} \end{aligned}$$

本地区は余裕高を約1.0m考えて、堤頂標高を+7.00mとした。ただし、沈下に対する資料が十分でないので、予期せぬ沈下に対応するために、天端標高は常に7.00mに保つものとする。

##### ③堤頂幅

堤頂幅は施工の便宜及び沈下に対する修復のし易さ等を考慮して、5.00mとする。なお、管理用道路は、内斜面の小段部に設けることとする。全幅は10.00m、有効幅員は8.00mとし、構造物の安全、維持管理の容易さを考えて、アスファルト舗装とする。



[参 考] 高潮偏差値の推定

高潮偏差値とはいかなの通り計算される。

$$\zeta = \zeta_1 + \zeta_2 + \zeta_3$$

(a) 吹寄せによる偏差 ( $\zeta_1$  cm)

$$\begin{aligned} \zeta_1 &= 4.8 \times 10^{-2} \frac{FV^2}{h} \cos^2 \theta \\ &= 4.8 \times 10^{-2} \frac{11.0 \times 20.0^2}{5.24} \cos^2 0 = 40.3 \text{ cm} \end{aligned}$$

ここに  $\zeta_1$  : 吹き寄せによる海面上昇量 (cm)

$F$  : 風の吹き寄せ距離または対岸距離 (km)

$V$  : 風速 (m/sec)

$h$  : 風の吹送軸の方向に測った平均水深 (m)

$\theta$  : 風向と海岸線の垂線となす角

(b) 気圧降下による偏差 ( $\zeta_2$  cm)

$$\zeta_2 = 0.991 \cdot \Delta \rho = 0.991 \times 21 = 20.8 \text{ cm}$$

ここに  $\zeta_2$  : 気圧降下による水位上昇量 (cm)

$\Delta \rho$  : 標準気圧 (1,013mb) からの降下量 (mb)

(c) 低気圧の移動による偏差 ( $\zeta_3$  cm)

$$\zeta_3 = \frac{\zeta_2}{1 - \left(\frac{V}{C}\right)^2} = \frac{20.8}{1 - \left(\frac{5.6}{7.2}\right)^2} = 52.7 \text{ cm}$$

ここに  $\zeta_3$  : 低気圧の通過に伴う水位上昇量 (cm)

$\zeta_2$  : 気圧降下による水位上昇量 (cm)

$V$  : 低気圧の移動速度 (m/sec)

$C$  : 長波の速度 (m/sec) =  $\sqrt{gh}$

$g$  : 重力の加速度 (9.8m/sec<sup>2</sup>)

以上より

$$\zeta = \zeta_1 + \zeta_2 + \zeta_3 = 40.3 + 20.8 + 52.7 = 113.8 \text{ cm}$$

なお、資料の出典はB. 気象・水文・海象を参照のこと。

### (3) 堤体の安定計算

#### ①浸潤線の計算 (Cassagrande の方法: 均一タイプ)

$$Y_0 = (h^2 + d^2)^{1/2} - d = (5.00^2 + 31.65^2)^{1/2} - 31.65 = 0.39\text{m}$$

ただし、 $h = 5.00\text{m}$

$$d = 0.3\ell_1 + \ell_2 = 0.3 \times 10.5 + 28.50 = 3.15 + 28.50 = 31.65\text{m}$$

#### ・基本放物線

$$Y = (2Y_0X + Y_0^2)^{1/2} = (2 \times 0.39X + 0.39^2)^{1/2} = (0.78X + 0.15)^{1/2}$$

$$X = 0 \text{ で } Y = Y_0 = 0.39\text{m}$$

$$Y = 0 \text{ で } X = Y_0/2 = 0.39/2 = 0.20\text{m}$$

#### ・浸出面

$$\alpha = 146.3^\circ$$

$$c = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.10 \text{ (図-Aより)}$$

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} = \frac{0.39}{1 + 0.83} = 0.21 \text{ (} \cos \alpha = -0.83 \text{)}$$

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = \frac{\Delta a}{0.21} = 0.10 \quad \Delta a = 0.10 \times 0.21 = 0.021\text{m}$$

以上より浸潤面は法先に浸出しないので法先の洗掘はない。

#### ②浸透量の計算

均一タイプとして計算する。

$$q = k \cdot Y_0 = 10^{-3} \times 39 = 3.9 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 / \text{s} / \text{m}$$

ここに  $k$ : 水平方向透水係数  $= 10^{-3} \text{ cm}^3 / \text{s}$

$$Y_0: \quad \quad \quad = 50 \text{ cm}$$

以上より堤体 1 m 当たり  $3.9 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 / \text{s}$  の浸透水量が見込まれる。

全堤体では以下の通りとなる。

$$Q = 3.9 \times 10^{-4} \times 19.3 \times 10^6 = 7.53 \times 10^3 \text{ m}^3 / \text{s}$$

ただし、潮位が +4.00m として仮定されているので実際上は問題ない。

### ③パイピングの検討

$$C_c = \frac{l}{hcr} = \frac{33.00}{4.00} = 8.25 > 7.5 \text{ (微砂)}$$

ここに  $C_c$  : クリープ比

$l$  : 浸透路長の長さ = 33.00m

$hcr$  : 最大水頭 = 4.00m

(サク望月平均満潮位 + 3.00mとした)

以上より、パイピングに対しても十分安全である。

### ④円形スベリ面法

潮受堤防の標準断面について、円形スベリ面法による法面及び基礎地盤の安定計算を行った。

#### 設計条件

##### ・土質定数

最も軟弱であるボーリング孔No.5の試料を用いる。表1-F-2.4-1参照。ただし実施段階では再度ボーリング調査を実施し、m毎のN値判定及び各層毎の不攪乱試料の採取を行い、粒度分析、圧密指数値より、正確に測定しなければならない。

##### ・検討ケース

常時、既往最高潮位を用いる。

ただし、地震時、水位急低下の検討は行わない。

##### ・安全率

いずれの場合も1.20以上

#### 結果

電算を使用し、上流、下流とも35ケースについて試算を行い、最小安全率を求めた。

	x (m)	y (m)	円の半径 (m)	安全率	抵抗力c (t)	抵抗力φ (t)	抵抗計 (t)	すべり力 (t)
上流	-6.00	10.00	13.00	1.39	17.54	38.25	55.79	40.27
下流	38.00	14.00	24.00	1.68	80.53	94.47	175.00	103.78

以上より、いずれも安全率が1.20以上なので、十分安全である。図1-F-2.4-1と図1-F-2.4-2参照のこと。

⑤ 圧密沈下量の検討

粘性土地盤の沈下には、即時的に起こるせん断変形、長時間にわたり起こる脱水による圧密変形、その後のクリープ的変形（二次圧密）の3種類がある。これらの中で最も大きな沈下は、載荷重によって水がしぼり出される圧密による沈下である。

即時沈下は、載荷された直後に脱水はしないが、表面沈下が発生するもので、これは非排水状態のせん断変形であって、側方流動による沈下ともいわれ、この即時沈下量はほとんど無視されるので、ここでは圧密による沈下量を求める。

(1) No. 4# 孔

a. 初期土被り圧

$$\rho = 0.7 \times 3.58 = 2.50 \text{ (t/m}^2\text{)} = 0.25 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

b. 堤防構築後の上載過重は

$$q = 2.0 \times 2.0 + 2.0 \times 1.0 + 1.7 \times 5.0 = 14.5 \text{ (t/m}^2\text{)} = 1.45 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

の台形分布荷重である。したがって、オスターバークの図表より断面の粘性土中央部における増加応力を求めると

$$z = 3.58\text{m} \quad a/z = 3.35 \quad b/z = 1.40 \quad I = 0.48$$

$$\Delta \rho = 2 \cdot q \cdot I = 2 \times 14.5 \times 0.48 = 13.9 \text{ (t/m}^2\text{)} = 1.39 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

c. 圧密沈下量の検討

海河堤中央における最終沈下量を求める。圧密沈下量を求めるには種々の方法があるが

ここでは次の式を用いて求めることにする。

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H$$

ここに、

S : 圧密沈下量 (cm)

$e_0$  : 載荷前における原地盤の初期土被り圧

e : 載荷を受けた後の間隙比 ( $e - \log \rho$  曲線より)

H : 圧密層の層厚

$\rho$  : 初期土被り圧

$\Delta \rho$  : 構築後の有効応力

$$0.75 - 0.63$$

$$S = \frac{0.75 - 0.63}{1 + 0.75} \times 715$$

$$= 49 \text{ (cm)}$$

d. 沈下時間

圧密沈下に要する時間は次式より求められる。

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{C_v}$$

ここに、

$t$  : 任意の圧密度  $U_v$  に達するのに要する時間 (日)

$T_v$  : 圧密度  $U_v$  に対応する時間係数

$H$  : 最大排水距離、圧密層の厚さを  $D$  とするとき

両面排水の場合  $H = D/2$

片面排水の場合  $H = D$

$C_v$  : 圧密係数

$C_v$  の値は荷重によって変化するので計算に用いる  $C_v$  は

$\rho + \Delta\rho/2$  の荷重に対応する値を使用して行なう

$$C_v = 0.25 + 1.39/2 = 0.95 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$C_v$  曲線より  $9.6 \times 10 \text{ cm}^2/\text{d}$

排水条件を両面排水とすれば

$$H = 715/2 = 385 \text{ cm}$$

よって、圧密沈下と時間の関係はつきようになる。

$U_v$ (%)	20	40	60	80	90
$S$ (cm)	9.8	19.6	29.4	39.2	44.1
$T_v$	0.031	0.126	0.287	0.567	0.848
$t$ (日)	47.9	194.5	443.1	875.5	1309.3

(2) No. 5\* 孔

a. 初期土被り圧

$$\rho = 0.7 \times 5.15 = 3.6 \text{ (t/m}^2\text{)} = 0.36 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

b. 堤防構築後の上載過重は No. 4\* 孔と同様

$$q = 2.0 \times 2.0 + 2.0 \times 1.0 + 1.7 \times 5.0 = 14.5 \text{ (t/m}^2\text{)} = 1.45 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

の台形分布荷重である。したがって、オスターバーグの図表より断面の粘性土中央部における増加応力を求めると

$$z = 5.15 \text{ m} \quad a/z = 2.33 \quad b/z = 0.97 \quad I = 0.47$$

$$\Delta \rho = 2 \cdot q \cdot I = 2 \times 14.5 \times 0.47 = 13.6 \text{ (t/m}^2\text{)} = 1.36 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

c. 圧密沈下量の検討

$$S = \frac{0.76 \times 0.60}{1 + 0.76} \times 1030$$

$$= 93.6 \text{ (cm)}$$

d. 沈下時間

$$C_v = 0.36 + 1.36 / 2 = 1.04 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

C<sub>v</sub> 曲線より 5.4 × 10 cm<sup>2</sup> / d

排水条件を両面排水とすれば

$$H = 1030 / 2 = 515 \text{ cm}$$

よって、圧密時間と時間の関係はつぎのようになる。

U <sub>v</sub> (%)	20	40	60	80	90
S (cm)	18.7	37.4	56.2	74.9	84.2
T <sub>v</sub>	0.031	0.126	0.287	0.567	0.848
t (日)	152.3	618.9	1409.6	2784.9	4165.0

(3) No. 7\* 孔

a. 初期土被り圧

$$\rho = 0.7 \times 3.27 = 2.29 \text{ (t/m}^2\text{)} = 0.23 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

b. 堤防構築後の上載過重は No. 4\* 孔と同様

$$q = 2.0 \times 2.0 + 2.0 \times 1.0 + 1.7 \times 5.0 = 14.5 \text{ (t/m}^2\text{)} = 1.45 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

の台形分布荷重である。したがって、オスターバーグの図表より断面の粘性土中央部における増加応力を求めると

$$z = 3.27 \text{ m} \quad a/z = 3.67 \quad b/z = 1.52 \quad I = 0.48$$

$$\Delta \rho = 2 \cdot q \cdot I = 2 \times 14.5 \times 0.48 = 13.9 \text{ (t/m}^2\text{)} = 1.39 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

c. 圧密沈下量の検討

$$S = \frac{0.76 - 0.568}{1 + 0.76} \times 654$$

$$= 71.3 \text{ (cm)}$$

d. 沈下時間

$$C_v = 0.23 + 1.39 / 2 = 0.93 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$C_v \text{ 曲線より } 5.8 \times 10 \text{ cm}^2/\text{d}$$

排水条件を両面排水とすれば

$$H = 654 / 2 = 327 \text{ cm}$$

よって、圧密時間と時間の関係はつぎのようになる。

U <sub>v</sub> (%)	20	40	60	80	90
S (cm)	18.7	37.4	56.2	74.9	84.2
T <sub>v</sub>	0.031	0.126	0.287	0.567	0.848
t (日)	57.2	232.3	529.1	1045.3	1563.4

今回の試算では圧密沈下量の最大値を記録するのは、No. 5# 孔の付近で約94cmの沈下が見込まれ、沈下に要する時間は90%の沈下で約11年と5ヶ月である。

## 2.4.2 潮止工の設計

### (1) 設計基準

#### {1} 一般事項

潮止工は気象・地形・土質・資材などに関する調査結果に基づき、安全、確実に施工することを第一条件として設計する。また、工事期間を通じて背後地の排水、築堤工事、既設の工作物などに与える影響についても考慮しなければならない。

海面干拓堤防工事において、最後に締切る部分の総称を潮止工という。築堤方式を大別すれば、

- ① 漸高方式
- ② 漸縮方式
- ③ 両者併用式

にわかれるが、いずれの方式を採用しても工事の進捗にともなって潮セキ流による洗掘が激しくなり、一般の築堤工法では施工困難となるから、あらかじめ被覆を施した潮止め口（開口部）を設けておき、最後にこれを締切って堤防を完成する。潮止め口の締切については、種々の工法が考案されている。しかし、いずれの工法を用いるにしても、それが現地の調査資料にてらして安全、確実な工法でなければならない。

従来の潮止め工法は、海水の越流を恐れて潮止め当日の満潮位上に急速にセキ上げを前提とした。したがって、大量の資材を短時間で処理する必要からしばしば施工に無理が生じた。このようなことから、最近ではコンクリートブロック、石材などで荒止めを行った後、サンドポンプで締切る潮止め方式を採用する地区が多くなっている。

#### {2} 潮止め口

##### 2.1 位置の選定

潮止め口は海水が最も自然に出入りし、かつ施工が容易な位置に設ける。なお選定に当たっては、つぎの事項を考慮して決定する。

- ① 旧ミオ筋は軟弱地盤が多く、一般に施工が困難である。
- ② 潮止め工事に必要な石材、砂、コンクリート骨材、木材、ソグなどの資材の産地、収集積場、運搬方法および経路を考慮して、収集、運搬に便利な場所が一般に施工しやすく、経済的である。
- ③ 潮止め口を出入りする流れは3～4m/secに達するから構造物の基礎洗掘に対する注意が必要である。
- ④ 砂地盤上の潮止め口は洗掘およびパイピングに対する処理が必要である。また軟弱地盤では上記の他に地盤土の圧密をはかるとか、砂で置換するなどの基礎処理が必要である。



⑤ 工事中船舶の運航口として利用することがある。

## 2.2 通水断面の決定

通水断面は築堤工事が容易にはかどり、かつ背後地の排水にはなほだしく影響をおよぼさない大きさとする。潮止め口の位置を決めれば、地盤高の関係から敷高が決まるから通水断面積は延長で調整する。また、干満の大小、地区内地形、基礎地盤の良否、地区面積の広狭などに左右されるから、一概に規定することはできないが、潮止め口の平均流速が3～4 m/sec 以内にあるよう決定する。

従来の潮止め口では干拓面積100haにつき30～50mが適当とされているが、工法によっては、流速をさらに小さくとる方が有利な場合もあるので比較検討する必要がある。

### (1) 内水位の検討

築堤工事にともなって地区内の平均水位が上昇し、背後地に補償などの問題を派生することがある。したがって、背後地の排水状態をなるべく現況に保つ事を原則とする。

### (2) 最大流速の検討

常時最大流速はサク望平均満干潮位について検討する事を原則とする。この場合許容流速は下表の値を用いる。

潮止め口の許容流速

被覆工の種類	許容流速 (m/sec)	備 考
捨 石	2～3	潮止め時等短時間に発生する流速については20%増とする
石またはワック張り	2.5～3.5	
コンクリート張り	3～4	

常時最大流速は発生回数も多く、洗掘力も大きい。しかし、工法によっては、潮止時短時間ではあるが、流速がきわめて大きくなることがあるから、大規模な潮止め口については模型実験を行って、最終的に決定しなければならない。

最大流速は次式に最大水位差を代入して求める。

$$V_{max} = Cv\sqrt{2gh_{max}} \quad (\text{m/sec}) \quad \dots\dots\dots 3.94$$

ここに  $V_{max}$  : 最大流速 (m/sec)

$Cv$  : 流速係数 (0.7 0.8)

$g$  : 重力加速度 (m/sec<sup>2</sup>)

$h_{max}$  : 最大水位差 (m)

## 2.3 床 固 め 工

- ① 床固め工の被覆、基礎、止水工は、潮セキ流による洗掘、潮止め時の揚圧力による破壊、基礎の破壊沈下、パイピングなどに備えて十分安全な構造とする。
- ② 床固め工の幅員は、原則として堤防の安全上必要な敷幅とする。

潮止め口は、工事期間中を通じて潮セキ流による洗掘が激しいから強固な保護を必要とし、鉛直方向の浸食に対する保護工を床固め工、水平方向の浸食に対する保護工を小口工という。

床固め工は、洗掘力、揚圧力、載荷重、静水圧、パイピング力を受ける。これを構造上分類すれば被覆工・基礎工・止水工に分かれる。

ふつう潮止め口の洗掘現象は、潮止め口を中心にして前後かなり長い区間にわたって表れる。とくに砂質土においてその現象が著しい。したがって、床固め工の幅は床固めと埋戻しとに要する費用を比較して決めるべきであるが、堤防の安定計算上必要な幅の土層を破壊することは問題が残るので、原則として堤防の安全上必要な幅を床固め工の幅とする。

### (1) 被 覆 工

床固め被覆工は磨耗に対して耐久性の大きい材料を組合せて用い、一体となって基礎地盤を保護し、洗掘および揚圧力に対して十分安全な構造とする。一般にはつぎの工法を単独または組合せて用いる。

#### (a) 石張り工法およびブロック張り、コンクリート張り工法

干潮時露出する程度の高い敷の床固め工に用い、末端には矢板またはサク工を施す。空石張りの場合は、ワク工などによって石張りの脱落を防ぐとともに、下部のしゃ断層を設ける。石材はなるべく直方体の形状がよく、やむをえず間知石を用いる場合は練石張りとする。

#### (b) ソダ沈床および単床工法

ソダ沈床は、普通洗掘の恐れのある区域全面を覆うよう広範囲にわたって敷設する。沈床は互いに重ね合わせて完全に地面に被覆するとともに、厚さ1 m程度の捨石を行って固定する。沈床敷設用石材のうち表層については30 kg以上を用いる。

### (2) 基 礎 工

基礎は潮止め堤および完成堤防を十分安全に支える構造とする。

潮止め堤の基礎は干拓堤防の基礎に比較して急速载荷を行う必要からより大きい支持力を必要とする。一般には堤防基礎工に準じて設計するが、潮止め口

独自のものに事前沈下工法がある。この工法は、築堤期間を利用して前もって潮止め口基礎に載荷し、圧密と根入れにより支持力の増加を計るものである。

(3) 止水工

(a) (1)、(a)の被覆工には原則として止水壁を施工する。

潮止めを行うと潮止め堤からの漏水のほか、床固め下部からの浸透が発生する。この場合、水位差に比較して浸透路長が短いと、パイピングまたは膨れ上りによる基礎の破壊がおこる。その対策としては、止水壁を入れるなどして浸透路長を長くするか、またはパイピング防止のためフィルター工法をとる必要がある。

普通は(1)、(a)に対して止水壁を入れ、(1)、(b)には潮止め堤前後面に押さえ捨石を行う。

(b) 止水壁の長さは、浸透路長計算によって決定する。

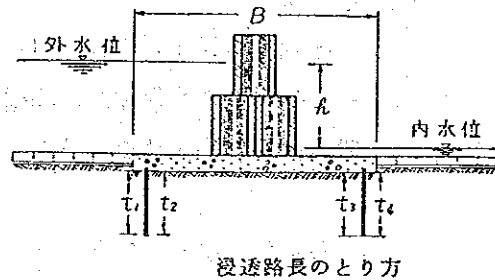
$$C_w = \frac{\frac{1}{3} B + \sum t}{h} \dots\dots\dots 3.95$$

ここに  $C_w$ : ウェイトをつけたクリープ比

$h$ : 上下流水位差 (m)

$B$ : 水平方向の浸透路長 (m)

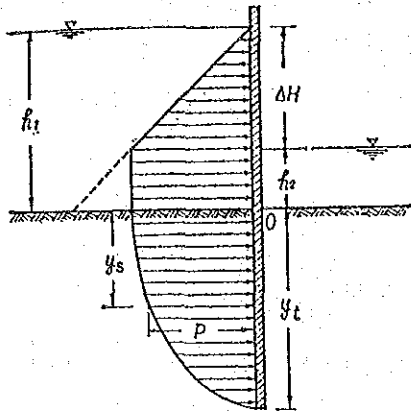
$t$ : 垂直方向の浸透長 (m)



(c) 止水壁は矢板・コンクリートなどを用いて十分浸透圧に耐える構造とする。浸透圧は式-3.96によって求める。図-3.76参照。

潮止め口のクリープ比 (テルツァギー)

土 質	$C_w$	備 考
きわめて細かい砂またはシルト	8.5	地区面積が 100ha以下で1干潮時に潮止め堤の盛土を完了できる規模の潮止め口においては $C_w$ を50%減とすることができる。
細 砂	7.0	
中 砂	6.0	
粗 砂	5.0	
細 砂 利	4.0	
中 砂 利	3.5	
栗石をふくむ粗砂利	3.0	
栗石と砂利を少しふくむ玉石	2.5	



浸透圧の分布

$$P = w \frac{2\Delta H}{\pi} \cos^{-1} \frac{y_s}{t} \quad (\text{ton/m}^2) \quad \dots\dots\dots 3.96$$

- ここに  $P$  :  $y_s$ の単位面積当りの浸透圧 (ton/m<sup>2</sup>)  
 $w$  : 水の単位体積重量 (ton/m<sup>3</sup>)  
 $\Delta H$  : 上下流の水頭差 (m)  
 $\pi$  : 円周率  
 $y_s$  : 任意の深さ (m)  
 $t$  : 矢板の深さ (m)

## 2.4 小口工

小口は洗掘、波、パイピングなどの外力に対して、十分安全な構造とする。一般にはつぎの工法を単独または組合せている。

### (1) 石積工法

干潮時敷が露出する小規模の小口に用い、堤体外斜面被覆に準じた構造とするが、止水壁を入れるなどして浸透を防止する必要がある。これらの類形としては、ブロック積み、コンクリート壁などがある。

### (2) 矢板工法

普通鋼鉄板を用いる。多少水深があっても容易に施工できるから、干潮時敷が露出しない中規模の潮止め口まで利用範囲は広い。

## 2.5 潮止め付帯工

### (1) 床固め工前後の処理

床固め工の前後は、捨石で保護するとともに深掘れ部分は潮止め後原地盤まで埋戻しを行う。

### (2) 導流堤および突堤

潮止め口からの流れが堤防線にそう場合、盛土および基礎の洗掘が起こり、施工および安定上好ましくないから導流堤、突堤を設ける。その構造は、潮止めまでの仮設的なものであるから、矢板工、捨石工、サク工などをもって適宜補修を行うのが普通である。

## [3] 潮止め工法

### 3.1 工法の選定

潮止め工法は、囲みセキによって簡単に締め切ったり、サンドポンプを用いて直

接盛土を行う小規模のものからケーソンを用いる大規模の潮止めまで、潮止め口の規模資材入手の難易、施工機械の性能などによって千差万別といつてよい。したがってこの基準では現在の代表的工法を次表に述べる。実施に当たっては、これらの工法およびこれに準じて現地に最も適切な工法を用いる。

潮 止 め 工 法 の 比 較

	地面 区積 (ha)	高 い 数 多 い 低 い	延 長 (m)	工 期 速 工 期 急 施 工 長 施 工	主要材料		施 工		盛 土		備考
					本体	中詰	本体	中詰	材料	施工	
土俵積工法	小 100以下	高	小 50以下	急	土俵	—	人力	—	山土 砂	ト ク サ ン ド ポン	
角落し工法	小～中 300以下	高	小～中 100以下	急	支柱 角落	—	人力	—	山土 砂	ト ク サ ン ド ポン	
ブロック積 工 法	中～大	高～低	中～大	長	コン クリ ート ブロック	割 栗 石 は コン クリ ート	人 力 ト ク サ ン ド ポン	人 力	砂	サ ン ド ポン	
鉄 積 フレーム 工 法	中～大	高～低	中～大	長	鉄 ル ーム	割 栗 石	人 力 ト ク サ ン ド ポン	人 力 ト ク サ ン ド ポン	砂	サ ン ド ポン	

### 3.2 潮 止 め 堤

#### (1) 標 高

潮止め堤は潮止め口部分の堤防を施工するための仮締切的意義をもち、堤防完成後は堤体の一部となるか、撤去するものである。

標高は原則としてつぎの方法によって求める。

潮止め標高＝サク望平均満潮位＋余裕高

潮止めは台風季を避けるから、この時期の潮位偏差および波高はかなり小さくなる。一般的に、サク望平均満潮位に潮止め工の規模構造に応じて余裕高を加算する。

#### (2) 構 造

現地の気象および海象条件の季節的变化と施工能力を考慮して潮止め部分の堤体施工に十分な程度の構造とする。以下、各工法について述べる。

##### (a) 土俵積工法

土俵積工法は、古くから用いられてきた工法で、床固め工をしっかり施工すれば、構造上とくに難しい点はなく、一般にはつぎの点を考慮しておけば

十分である。

土俵は目地を通さぬように積み、相互に連結するなどして潮止め堤の一体化を計る。なお、土俵重量は、人力施工の関係から30～60kg程度が望ましい。

#### (b) 角落し工法

角落し工法は、潮止め前日までに潮止め口床面に支柱を立て込む。干潮時全線に角落しを行って外水をたち切る方法で土俵積工法などと併用することが多い。

- ① 支柱はコンクリート、木杭、H型鋼などを用い、潮止め数日前に2～3m間隔に取りつける。
- ② 角落し材は杉、松などの角材を用い、支柱間隔が2～3mの場合は、最小断面を12～15cm角とする。

#### (c) ブロック積工法

干潟または停潮時にコンクリートブロック、鉄フレームを据えつけて荒止めを行った後、直ちにサンドポンプを用いて盛土し、外水をたち切る工法である。なお、設計にあたってはつぎの事項を考慮する。

##### ① ブロック重量

ブロックは大容積のものが望ましい。しかし施工機械の性能に制限され、栈橋の場合 2.5ton 程度である。

##### ② 積み方

ブロックは水平積みとし、おのおののブロックを連結するとか目地を工夫してブロック堤の一体化を計る。

##### ③ 中詰め

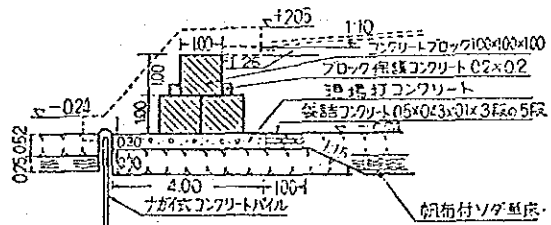
ブロックの中詰めは原則として割栗石とし、水密を必要とする場合はコンクリートを用いる。

### 3.3 安定計算

潮止め堤の安定はつぎの3項目について検討する。

- ① 堤体のスベリ出し
- ② 堤体の転倒
- ③ 底面の支持力

この場合の外力は静水圧、浮力、波圧及び揚圧力を考慮する。



コンクリートブロック  
締切り堤防断面図 (鍋田干拓)

## (2) 潮止工の設計

### 1) 位置の決定

- ・第Ⅰ工区：背後地の中央に位置すること及び軟弱地盤が予想されるミオ筋を避け、No. 4～No. 5区間に設置する。
- ・第Ⅱ工区：背後地の中央に位置すること及び軟弱地盤が予想されるミオ筋を避け、No. 12～No. 3区間に設置する。

### 2) 通水断面の決定

以下の条件を設定し、潮止口延長を電算によって求めた。

#### ①潮位

1991年1月30日に欽州湾で記録された実測値を使用する。

この時の最高潮位は+3.10mで最低潮位は-0.70mであり、全日潮であった。

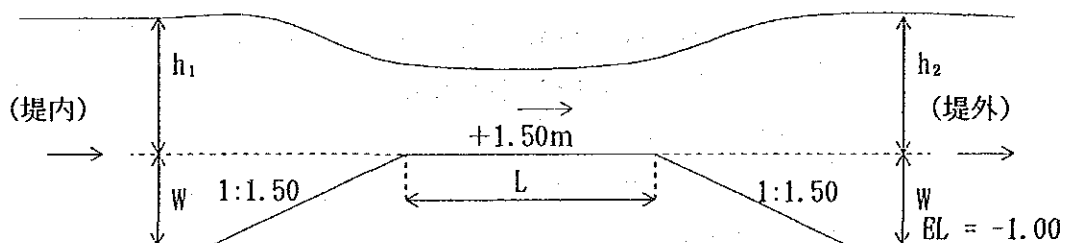
なお、この潮位はサク望月潮位である。

#### ②堰の流量公式

本間公式による。

$L = 12.0 \text{ m}$ とする。

$W = EL + 1.50\text{m}$ とする。



a.  $h_2/h_1 < \frac{2}{3}$  の場合 (完全越流状態)

$$Q = 0.35 \cdot B \cdot h_1 \cdot (2 \cdot g \cdot h)^{1/2}$$

$$V = \frac{Q}{B} \cdot \frac{2}{3} \cdot h_1 \quad (h_1 \text{ は上流側水深で、堤頂上は } \frac{2}{3} h_1)$$

b,  $h_2/h_1 > \frac{2}{3}$  の場合 (潜り堰の状態)  $Q = 0.91 \cdot B \cdot h_2 \cdot \{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_2)\}$

$$\frac{Q}{B} = B \cdot h_2 \quad (\text{堤頂上水深は } h_2)$$

③ 堤内地の標高・面積(H-A)曲線及び標高-貯留量(H-V)曲線

現況地形における堤内地のH-A、H-V曲線を作成した。(表-A 参照)

④ 計算手順

- a, 堰高は EL +1.50mとする。これは上下弦平均潮位に相当する。
- b, 潮位は内水位+3.10mから出発する。
- c, 潮止口は最大値から約2 kmまで、1 cm毎に縮小していく。2 kmに達したら100m毎に縮小して計算する。
- d, 計算時間は5分毎に水収支計算を行い、30分毎にその平均値を表示する。

⑤ 計算結果

計算結果を図-B、図-Cに示す。

計算潮止口延長は、 $V=2.50 \text{ m/s}$ になる点とする。

したがって、

- ・第Ⅰ工区 950m
- ・第Ⅱ工区 550m

ただし、排水門は潮止工以前に施工され潮止口となるので実際の潮止工延長は以下の通りとなる。

- ・第Ⅰ工区  $950 - 120 = 830\text{m}$
- ・第Ⅱ工区 550m

3) 基礎工事の設計

潮止工の基礎は無筋コンクリート  $l=20.0\text{m}$ 、 $t=1.0\text{m}$ とする。これは基礎工は不透水性であること、及び急速載荷に対し、十分な支持力を持たなければならないからである。

止水工は以下の通り決定した。

$$\Sigma t = C_w \cdot h - \frac{1}{3} \cdot B = 8.5 \times 1.60 - \frac{1}{3} \times 20.0 = 6.93\text{m}$$

$$t = 6.93/4 = 1.73 \approx 2.0\text{m}$$

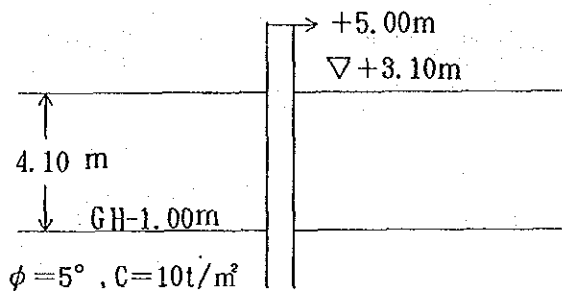


ここに  $C_w$ : ウェイトを付したクリープ比 = 8.5  
 $B$ : 基礎工幅 = 20.0m  
 $h$ : 水位差 = 3.10 - 1.50 = 1.6m  
 $l$ : 矢板の根入長

#### 4) 仮設矢板の設計

基礎工の無筋コンクリート打設はドライ・ワークとなるので、海水の浸入を防止するために仮締切を行う。仮締切には自立式鋼矢板を使用する。

基本設計条件は以下の通りである。



計算結果は以下の通りである。

- ・根入長 : 自立時 3.151m ≒ 4.0m  
           ボーリング 3.417m ≒ 4.0m
- ・地上部 : = 6.0m
- ・矢板長 : 4.0 + 6.0 = 10.0m
- ・断面決定 :  $M_{max} = 13,425.5 \text{ tm/m}$   
               曲げ応力度  $\sigma = 1,708 < 2,700 \text{ kg/cm}^2$   
               剪断力  $S = 8,405 \text{ tf/m}$   
               たわみ  $\delta = 5.6 \text{ cm}$   
               使用鋼材 YSP-3 型

なお、当条件でヒービング、ボーリング、パイピング、盤ぶくれに対しても十分安全である。

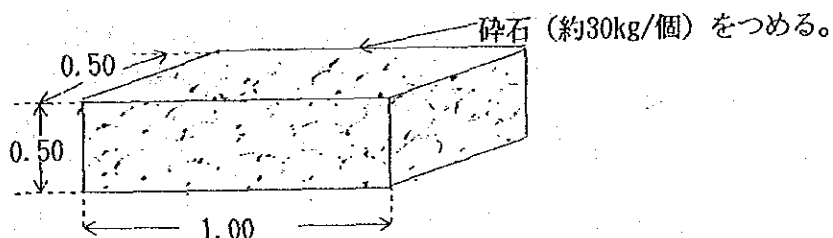
## 5) 潮止工法

荒止めの標高を+3.50mと設定した。

これは設計水位+3.10mに0.40mの余裕を見込んだものである。

荒止めは、フトン籠あるいは蛇籠を使用する。寸法は以下の通りである。

$$\text{幅} \times \text{長さ} \times \text{厚さ} = 0.50 \times 1.00 \times 0.50$$



なお、籠の材質は麻袋を使用する。これは県内に麻袋工場があるので調達が容易であること、及び安価であること等が理由である。

また、荒止めが終了した時点でフトン籠及び蛇籠の投入は中止し、本堤工事同様に中詰石と砂による盛土で堤体を完成することとなる。現在荒止めの標高は+3.50mに設定しているが、これは施工期間の潮位状況により変化する。したがって荒止めの工事は上下弦月に選定すれば、施工はより容易になる。

## 6) 床固め工

潮止工の前後15.00mは捨石で保護する。捨石の厚さは1.00mとし、石材はコストを下げるために軟岩を使用する。

## 潮 位

潮位は欽州市康熙嶺団地先に設置された水位計の記録より最大潮位を抽出してこれを計画値とする。計画潮位は1991年1月30日～31日に発生した値を使用する。

月日		E L	m
1/30	0	+	0.10
	2	+	1.00
	4	+	2.05
	6	+	3.10
	8	+	2.80
	10	+	2.15
	12	+	1.50
	14	+	0.75
	16	+	0.20
	18	-	0.40
	20	-	0.70
	22	-	0.70
1/31	24	-	0.25
	2	+	0.50
	4	+	1.30
	6	+	2.40
	8	+	3.10

計算範囲

※ +3.10を出発水位とする。

## 2.4.3 仮設堤防の設計

### (1) 工区割り

合浦県百曲圏は干拓規模が約118千畝と大きく、施工期間も堤防だけで約8年間と長いので、全体を2工区に分けて施工する。その主な理由は以下の通りである。

- ① 予算措置、実施体制などに対する危険分散
- ② 第Ⅰ工区のみでも効果が発揮される。つまり早期入植が可能である。
- ③ 第Ⅱ工区に対し、設計変更、工法の改善等が可能である。
- ④ 幹線道路 号の建設は不可欠であり、これが仮設堤防となるので、工費が無駄にならない。

なお、第Ⅰ工区、第Ⅱ工区の諸元は以下の通りである。

	干拓面積 (畝)	堤防延長 (km)	潮受堤防 (m)	潮止工延長 (m)	排水門延長 (m)	船通し (m)
第Ⅰ工区	58,700	9.0	8,004.45	830.00	145.55	20.00
第Ⅱ工区	60,250	14.4	13,830	550.00	—	20.00
計	118,950	23.4	21,834.45	1,380.00	145.55	40.00

ここに、第Ⅰ工区の潮止口の必要延長は950mであるが、排水門の有効断面が120mあるので、実際は830mとなる。

### (2) 仮設堤防

#### (1) 堤防の形式

堤防の形式は傾斜型とする。主たる理由は以下の通りである。

- ① 沈下に対応する。
- ② 機械施工を主とする。
- ③ 盛上材を調達容易な石材と砂とする。

#### (2) 堤防の基本型

##### 堤防標高

仮設堤の堤頂標高は+5.00mとする。主たる理由は以下の通りである。

- ①現況堤の平均標高は+4.14mである。
  - ②平均高潮位は+1.65m、既往最大高潮位は+3.74mである。
  - ③消波工を設けない場合の波のサク上高は既往最大高潮位で、1.60mである。
  - ④越波に対しては、堤体の法面を保護する。
  - ⑤沈下は50cm以下である。
  - ⑥工費の節減を図る。
- 以上より、堤体標高が+5.0mであっても、干拓地に大きな被害は発生しないことを前提とした。

#### 堤頂幅

第Ⅱ工区完成後、この仮設堤防は地区内の幹線道路となるので、堤頂幅は全幅員8.00m、有効幅員7.00mとし、アスファルト舗装とする。

#### 標準断面及び縦断面

図 2.5.3-1に標準断面を、図 2.5.3-2に縦断面を示す。

なお、堤防の総延長は5.1kmである。またNo.0～No.1の区間には、第Ⅱ工区完成後、第Ⅰ工区と第Ⅱ工区の遊水池を連結する暗渠を設ける。暗渠はφ1,000mmのヒューム管を20列布設するものとする。

表1-F-2.2-1 比較案の計画概要書

項 目	単位	I 案	II 案	III 案	備 考
1、現 況					
(1)堤防延長	m	46,900	57,185	150,915	
海岸堤防延長	m	16,000	21,000	32,500	
河川堤防延長	m	30,900	36,185	118,415	囲堤の河川部のみ
(2)地区面積	畝	55,000	76,300	218,400	
耕地面積	畝	33,800	49,300	147,100	平均67.4%
水 田	畝	32,700	48,200	136,400	
畑 地	畝	1,100	1,100	10,700	
生産基盤	畝	2,400	3,500	12,100	平均 5.5%
社会経済基盤	畝	10,400	12,600	31,300	平均14.3%
水域面積	畝	8,400	10,900	27,900	平均12.8%
(3)人 口	人	24,837	26,246	89,896	
2、計 画					
(1)堤防延長	m	40,000	27,100	66,400	
新規海岸堤防	m	2,200	17,100	23,400	
既設海岸堤防改修	m	9,500	0	0	
既設河川堤防改修	m	28,300	41,400	43,800	II、III案は南流江の改修
河川閉塞	カ所	0	2	3	II：周江口、南東水道 III：周江口、南東水道、南西水道
(2)干拓面積	畝	2,805	58,700	118,950	
耕地面積	畝	1,683	30,600	63,000	
生産基盤	畝	140	3,850	7,900	用排水路、道路等
社会経済基盤	畝	140	6,650	11,750	宅地、公共施設等
水域面積	畝	842	17,650	36,300	養殖池、河川、遊水池等
3、受益地面積合計					
	畝	57,805	135,000	337,350	

注) I 案は現況海河堤整備、II 案は沖出し案-A、III 案は沖出し案-B

表1-F-2.2-2 比較案の受益面積調査書

項目	単位	百曲圏	乾江圏	小計	更螺圏	南域圏	周江圏	その他	合計	備考
(1)堤防延長	m	I 案 46,900	10,285	II 案 57,185	24,000	34,800	35,300	50,000	III 案 201,285	
海岸堤防延長	m	16,000	5,000	21,000	6,000	0	0	5,000	32,000	
河川堤防延長	m	30,900	5,285	36,185	18,000	34,800	35,300	45,000	169,285	
(2)地区面積	畝	55,000	21,300	76,300	20,200	18,900	39,700	61,700	218,400	
耕地面積	畝	33,800	15,500	49,300	14,700	13,700	28,900	40,500	147,100	
水田	畝	32,700	15,500	48,200	14,700	13,000	26,400	34,100	136,400	
畑地	畝	1,100	0	1,100	0	700	2,500	6,400	10,700	
水域面積	畝	8,400	2,500	10,900	2,400	2,200	4,600	7,800	27,900	河川、遊水池等
生産基礎面積	畝	2,400	1,100	3,500	1,000	1,000	2,000	4,600	12,100	道路、水路等
社会経済基盤	畝	10,400	2,200	12,600	2,100	2,000	4,200	10,400	31,300	宅地、公共施設等
(3)人口	人	24,837	1,409	26,246	9,221	8,365	18,035	28,029	89,896	

出典：合浦県水電局（1991年3月）

注1) I 案は現況海河堤整備、II 案は沖出し案-A、III 案は沖出し案-B

注2) 海岸堤防は海に面している堤防、河川堤防は河川のみ面に面している堤防を指す。

注3) その他には沙崗圏、遷城圏、石湾郷、廉南圏、廉州鎮等部を含んでいる。

表1-F-2.4-1 基礎地盤の土質定数

合浦県吾曲町

深度 (m)	No. 4 (GH = -1.20)					No. 5 (GH = -1.00)					No. 6 (GH = -1.00)					No. 7 (GH = -1.10)					
	土質 Γ <sub>t</sub> (t/m <sup>3</sup> )	N	φ (°)	c (t/m <sup>2</sup> )	k (cm/s)	土質 Γ <sub>t</sub> (t/m <sup>3</sup> )	N	φ (°)	c (t/m <sup>2</sup> )	k (cm/s)	土質 Γ <sub>t</sub> (t/m <sup>3</sup> )	N	φ (°)	C (t/m <sup>2</sup> )	k (cm/s)	土質 Γ <sub>t</sub> (t/m <sup>3</sup> )	N	φ (°)	C (t/m <sup>2</sup> )	k (cm/s)	
0~1.0						砂混り 粘土	1~3	20° 00'	1.20		砂質 粘土					砂質 粘土					
~2.0						1.60					1.60	5	15° 00'	3.0	3.5 × 10 <sup>-4</sup>						
~3.0	砂質	3~7	15° 00'	3.1	3.5 × 10 <sup>-4</sup>	(2.5)															3.5 × 10 <sup>-6</sup>
~4.0	粘土																				
~5.0						砂質															
~6.0	1.60					粘土															
~7.0																					
~8.0						1.60	3	15° 00'	2.00	2.4 × 10 <sup>-4</sup>	粘土質 砂混り					1.60	1~3	0	1.60		9.4 × 10 <sup>-5</sup>
~9.0	(8.15)																				
~10.0											1.80	15~18	33° 00'	0	1.3 × 10 <sup>-4</sup>						
~11.0	粗中粒砂															粘土質 粗粒砂					
~12.0		16~17	32° 00'	0		(11.3)															
~13.0	1.80				2.3 × 10 <sup>-2</sup>	砂混り															
~14.0	(13.10)					粗粒砂				2.0 × 10 <sup>-2</sup>											
~15.0	砂混り					1.80	20	35° 00'	0												1.7 × 10 <sup>-2</sup>
~16.0	粗粒砂	20	35° 00'	0		(15.2)															
~17.0	1.80				2.9 × 10 <sup>-2</sup>	砂レキ					(16.6)										
~18.0	(17.35)					1.80	20	35° 00'	0	2.4 × 10 <sup>-4</sup>											
~19.0	砂混り																				
~20.0	粘土					(20.2)					粘土質 砂										9.4 × 10 <sup>-5</sup>
~21.0	1.70	16	0	10.5	10 <sup>-6</sup>						1.80	17	33° 00'	0	1.7 × 10 <sup>-4</sup>						2.3 × 10 <sup>-4</sup>
~22.0																					
~23.0																					

注) 1) 上記数値は海上ボーリング(4ヶ所)の結果である。  
 2) N値はm毎には行われておらず、土質の変化している層毎に行ったものである。  
 3) φ、cの値はN値からの推定値である。  
 4) kについては実測値である。



表1-F-2.4-2 標高別面積及び標高別貯水量

I. 百曲班 (第I工区、第II工区)

標高	第 I 工 区					第 II 工 区					備 考		
	単面積	累加面積	貯水量	累加貯水量	単面積	累加面積	貯水量	累加貯水量	単面積	累加面積		貯水量	累加貯水量
	$\times 10^4 \text{ m}^2$	$\times 10^4 \text{ m}^2$	$\times 10^3 \text{ m}^3$	$\times 10^3 \text{ m}^3$	$\times 10^4 \text{ m}^2$	$\times 10^4 \text{ m}^2$	$\times 10^3 \text{ m}^3$	$\times 10^3 \text{ m}^3$	$\times 10^4 \text{ m}^2$	$\times 10^4 \text{ m}^2$		$\times 10^3 \text{ m}^3$	$\times 10^3 \text{ m}^3$
-1.50~-1.00	73	73	365	365	152	152	760	760					
-1.00~0.00	1,971	2,044	20,440	20,805	2,730	2,882	28,820	29,580					
0.00~+1.00	1,419	3,463	34,630	55,435	852	3,734	37,340	66,920					
+1.00~+2.00	270	3,733	37,330	92,765	133	3,867	38,670	105,590					
+2.00~+3.00	0	3,733	37,330	103,095	0	3,867	38,670	144,260					
+3.00~+4.00	0	3,733	37,330	167,425	0	3,867	38,670	182,930					
合 計	3,733				3,867								
	=56,000畝				=58,000畝								
												注) 1 ha =15畝	

図I-F-1.1-1 百曲田海河堤縦断面図 (その1/2)

測点	追距	堤頂高	左岸高	右岸高	堤高	海河名
0	0	4.57	2.00	1.30	3.27	北部湾
1	1,000	4.36	2.00	1.30	3.06	
2	2,000	4.39	1.60	1.50	2.89	
3	3,000	3.49	1.00	1.00	2.49	
4	4,000	4.06	1.70	1.00	3.06	
5	5,000	4.06	1.00	1.80	2.26	
6	6,000	3.75	1.50	1.50	2.25	
7	7,000	4.53	1.00	0.60	3.93	
8	8,000	4.18	0.80	1.00	3.18	
9	9,000	3.74	0.50	0.80	2.94	
10	10,000	4.34	1.20	-0.20	4.54	
11	11,000	4.43	1.00	0.40	4.03	
12	12,000	4.03	1.20	1.00	3.03	
13	13,000	4.57	1.00	0.80	3.77	
14	14,000	3.73	0.60	-0.80	4.53	
15	15,000	3.48	0.40	0.20	3.28	
16	16,000	4.70	0.50	0.30	4.40	
17	17,000	4.44	0.30	0.60	3.84	
18	18,000	3.69	1.20	1.00	2.69	
19	19,000	3.58	1.10	1.50	2.03	
20	20,000	4.05	1.20	1.40	2.65	
21	21,000	4.22	1.20	0.80	3.42	
22	22,000	4.22	1.20	1.40	2.82	
23	23,000	4.98	2.20	1.60	3.38	
24	24,000	5.46	1.60	1.80	3.66	
25	25,000	5.49	2.00	1.80	3.69	
26	26,000	5.41	2.30	2.20	3.21	

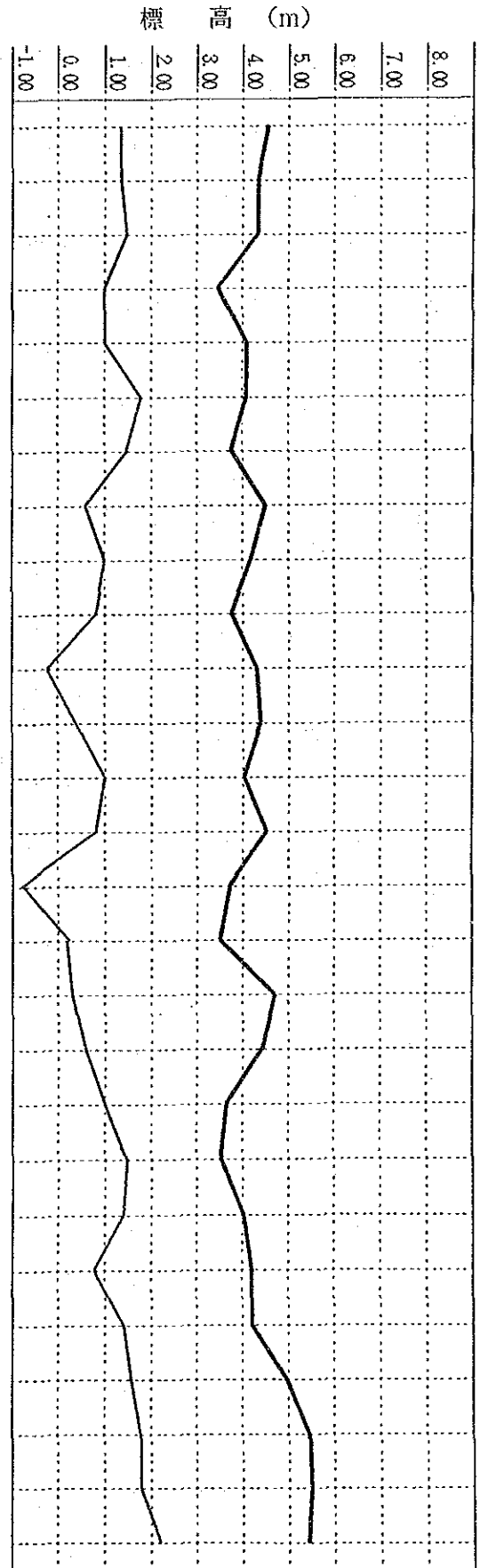
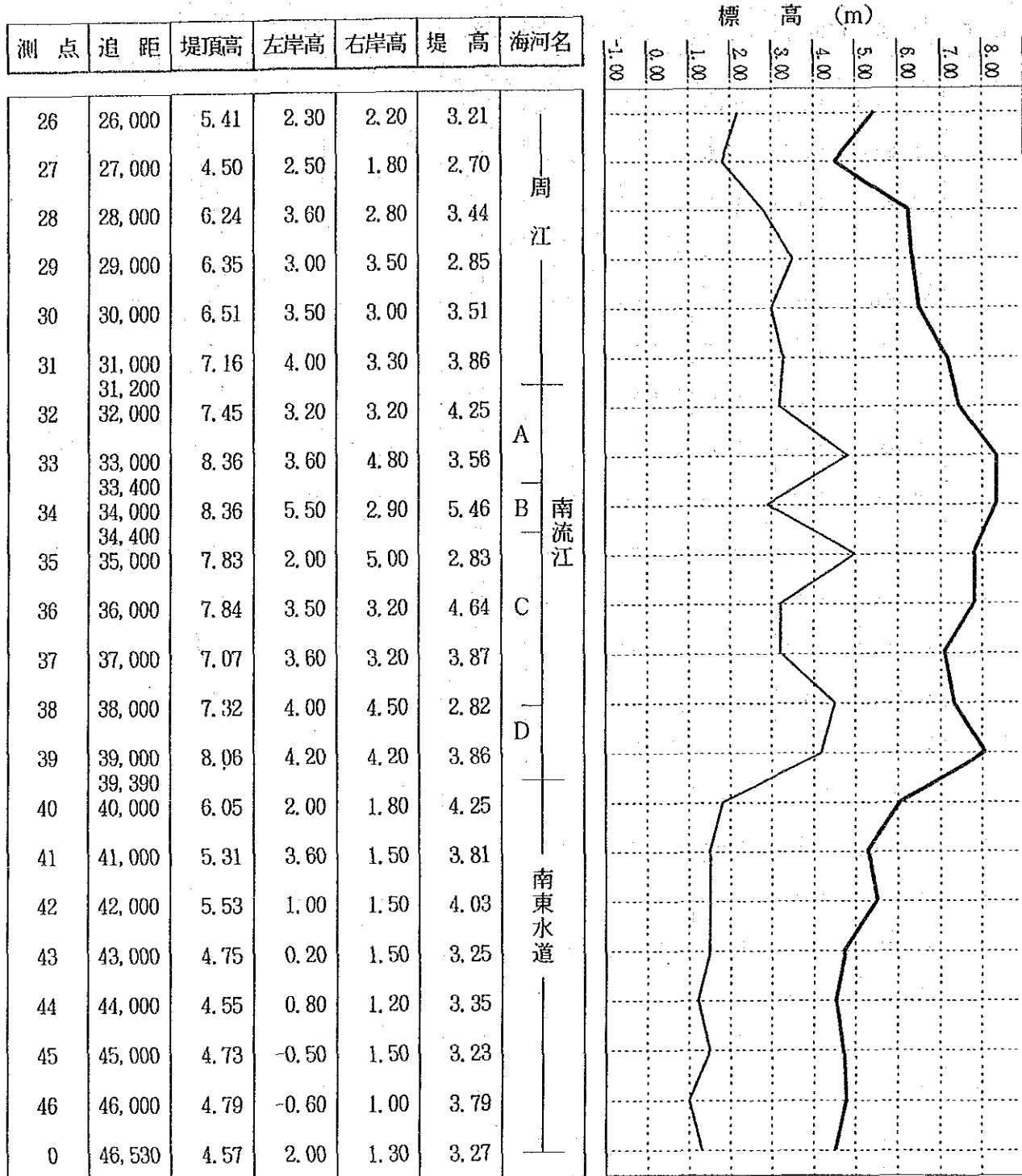


図1-F-1.1-1 百曲用海河堤縦断面図 (その2/2)

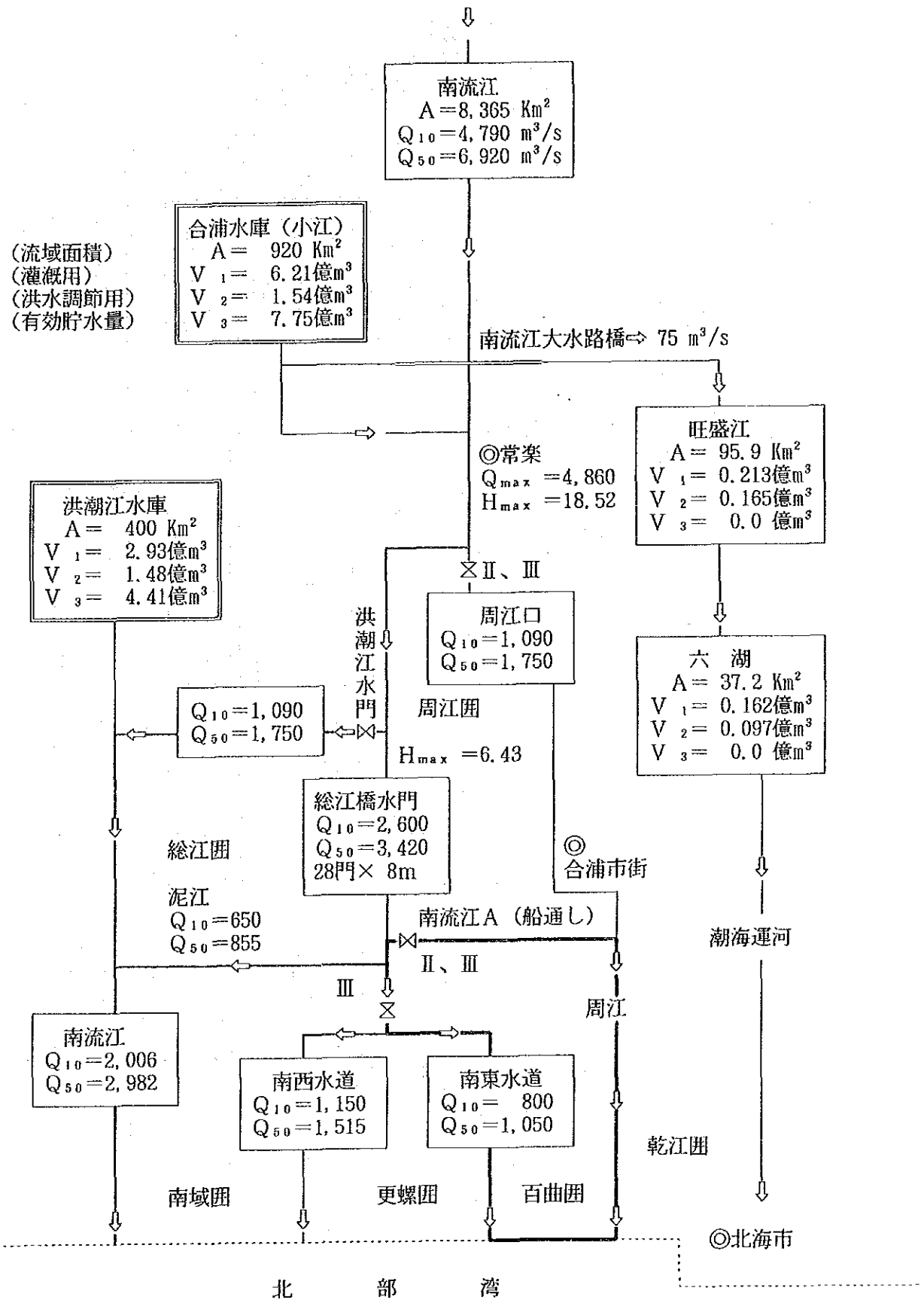


注) ・測点は0点を基準に輪中堤を左廻りに付している。左岸は海或いは河川であり、右岸は堤内地である。

・測量は1988年10月に実施された。標高の基準点は密峰嶺の三角点 (126 m) である。

・南流江A ; 船閘引水河堤、南流江B ; 水閘堤上流、南流江C ; 水閘堤下流、南流江D ; 南東水道入口

図1-F-2.2-1 百曲団背後地排水系統図



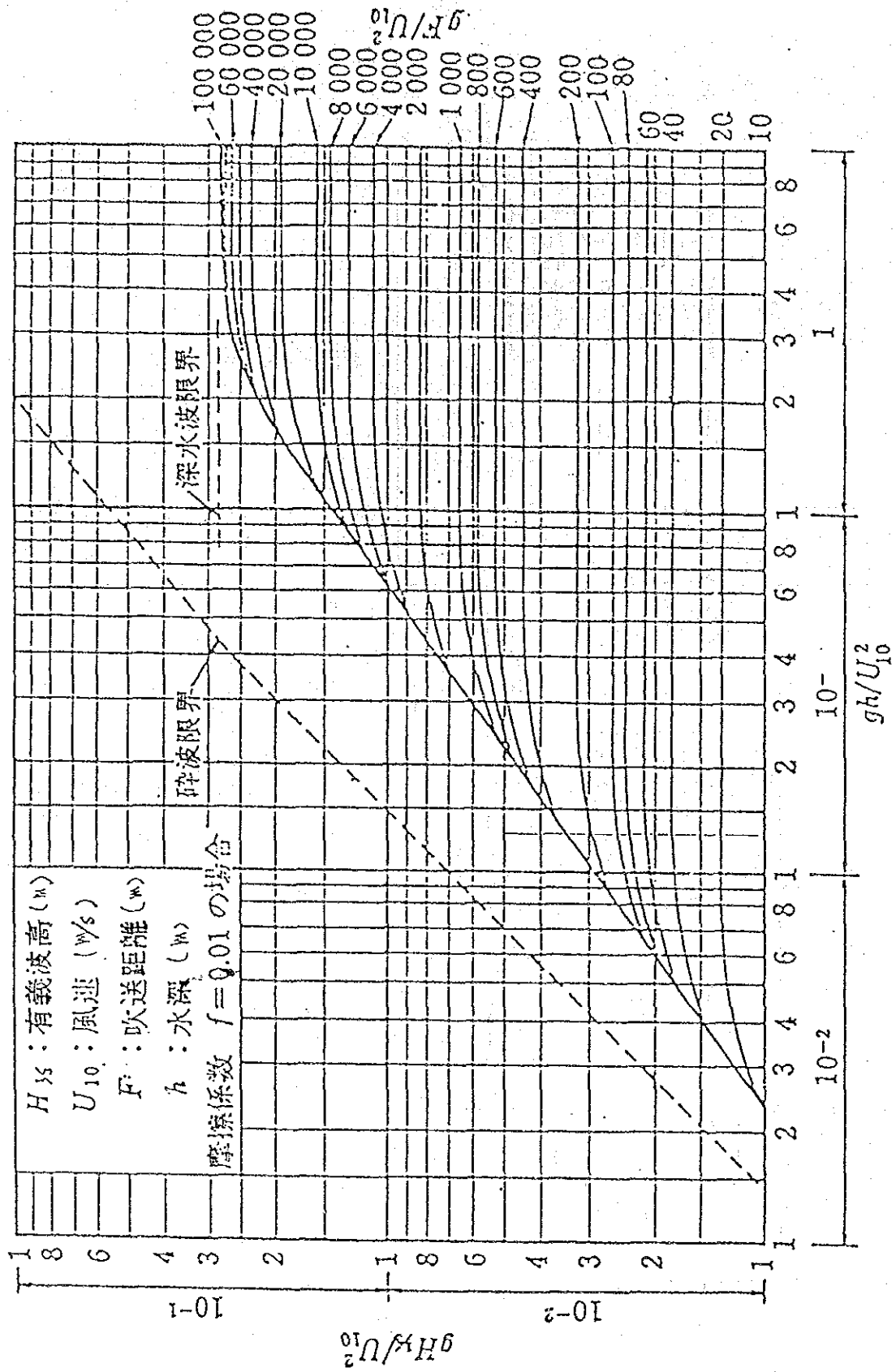


図1-F-2.3-1 一定水深における浅水風波の波高と水深、風速及び吹送距離との関係

台風第 8703 号

日時 (C)	RMA	中心位置		中心気圧 (hPa)
		北緯	東経	
1700	TD	18.9	116.6	1002
1706	"	19.0	116.2	1000
1712	"	19.0	116.0	998
1718	"	19.0	115.7	998
1800	"	19.1	115.2	996
1803	TS	19.4	115.0	994
1806	"	19.8	114.5	992
1812	"	20.4	113.5	992
1818	"	21.0	112.6	992
1900	"	21.4	111.9	992
1903	TD	21.8	111.3	992
1906	"	22.1	110.6	994
1912	"	22.8	109.2	998
1918	"	23.3	108.3	997
2000	"	23.8	107.5	1000
2006	"	24.5	107.0	1000

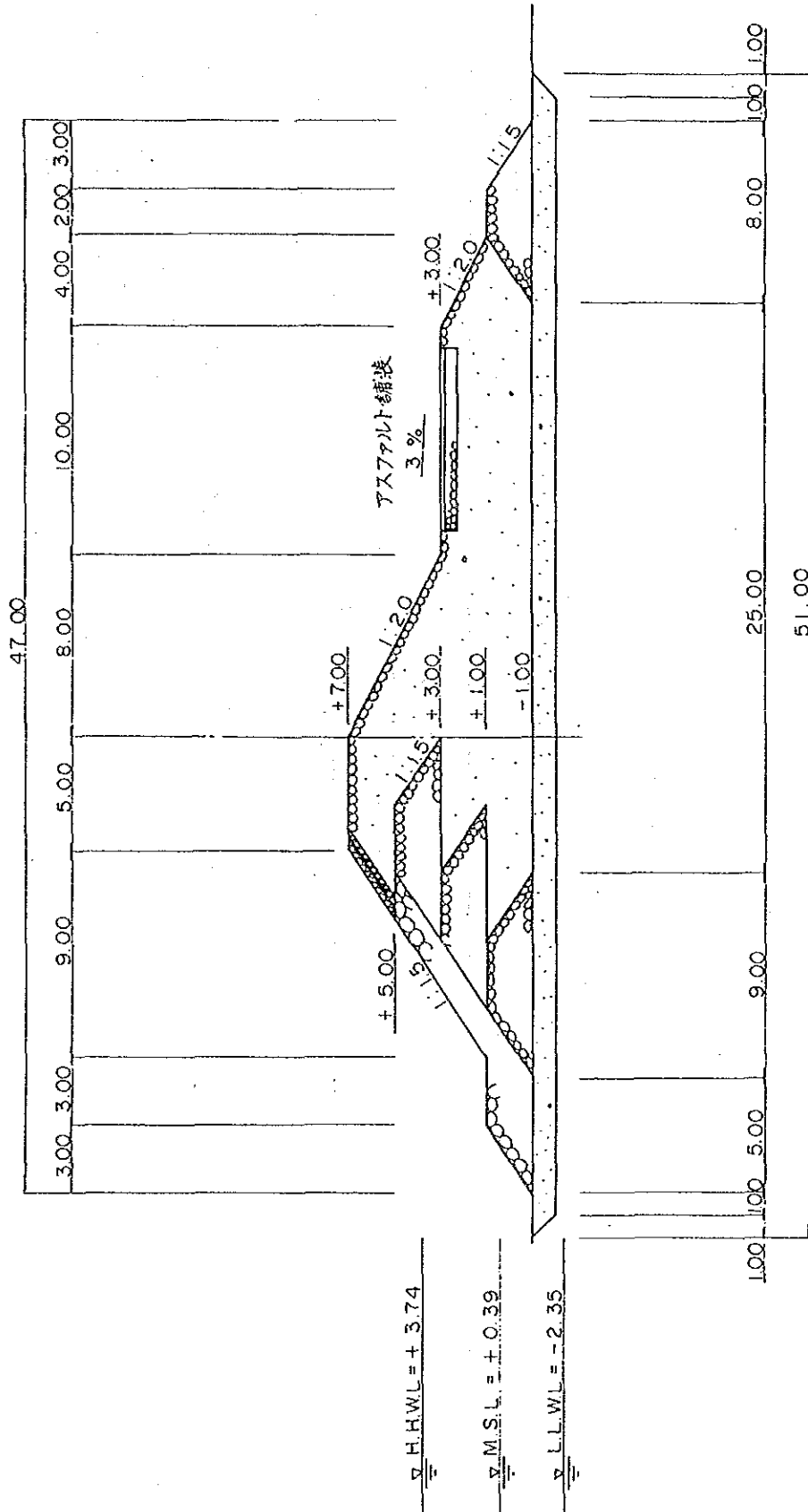
最大風速 25 m/s 6月18



図1-F-2.3-2 1987年台風の進路



( S = 1 / 200 )

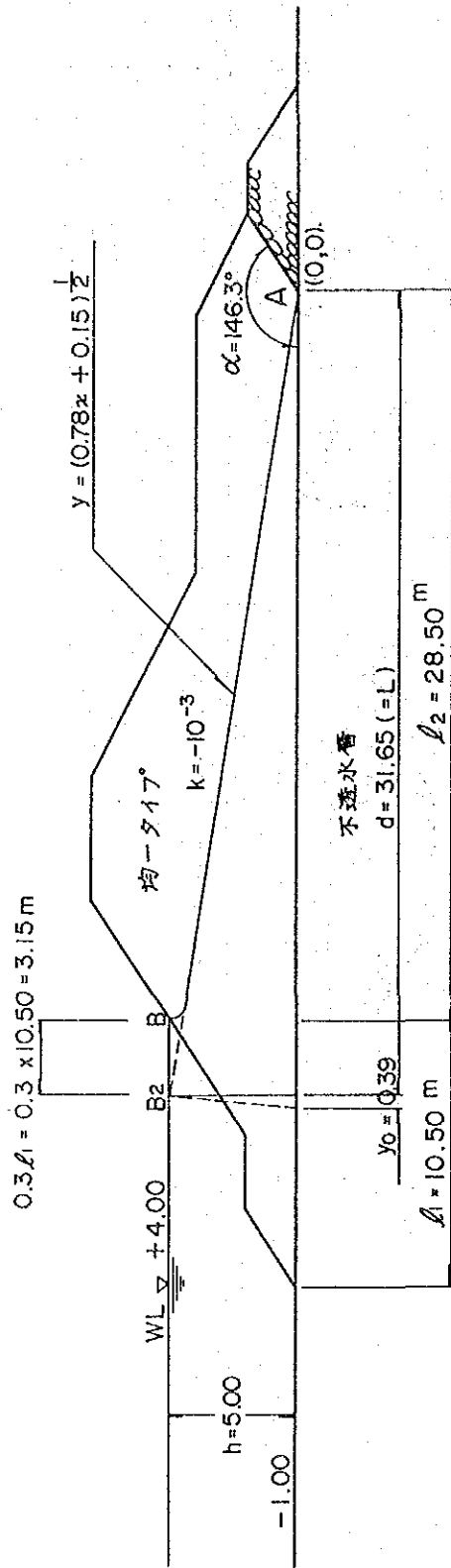


- (1) 沈下が予想されるので傾斜型とする。
- (2) 沈下に対処するため天端幅は 5.00<sup>m</sup>とする。
- (3) 管理用道路は中段に設けアスファルト舗装とする。有効幅員は 8.00<sup>m</sup>とする。

図1-F-2.4-1 溝用受堤は防方標準断面図



$$S = 1/200$$



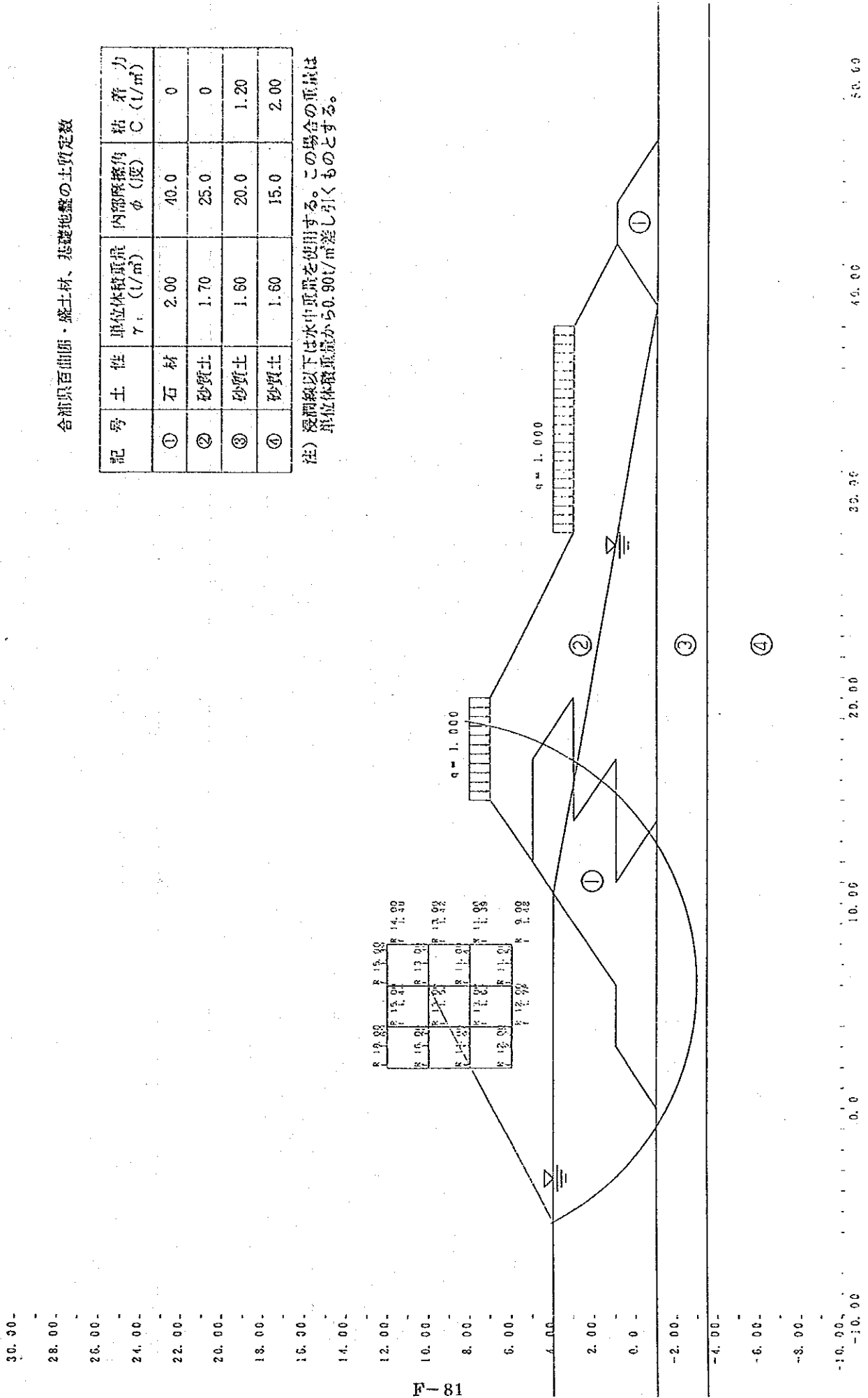
注) 浸出面A点は0.21mであり、法先から出ない。

図1-F-2.4-2 浸潤線の計算

合浦県百曲師・盛土材、基礎地盤の土質定数

記号	土性	単位体積重量 $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	粘着力 $C$ (t/m <sup>2</sup> )
①	石材	2.00	40.0	0
②	砂質土	1.70	25.0	0
③	砂質土	1.60	20.0	1.20
④	砂質土	1.60	15.0	2.00

注) 浸潤線以下は水中重量を使用する。この場合の重量は単位体積重量から0.90t/m<sup>3</sup>差し引くものとする。

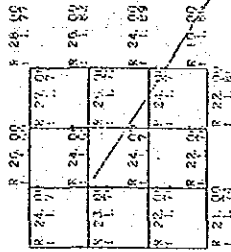


図I-F-2.4-3 円形スベリの結果 (上流斜面)

合浦県百曲町・盛土材、基礎地盤の土質定数

記号	土性	単位体積重量 $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	粘着力 C (t/m <sup>2</sup> )
①	石材	2.00	40.0	0
②	砂質土	1.70	25.0	0
③	砂質土	1.60	20.0	1.20
④	砂質土	1.60	15.0	2.00

注) 浸潤線以下は水中重量を使用する。この場合の重量は  
単位体積重量から0.90t/m<sup>3</sup>差し引くものとする。



F-82

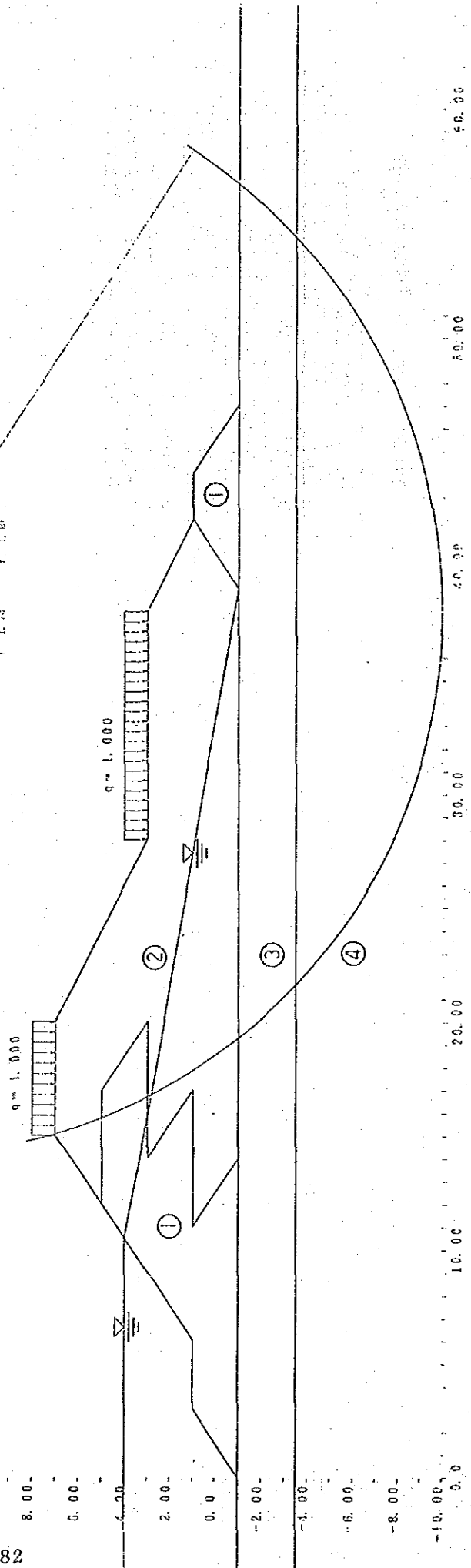
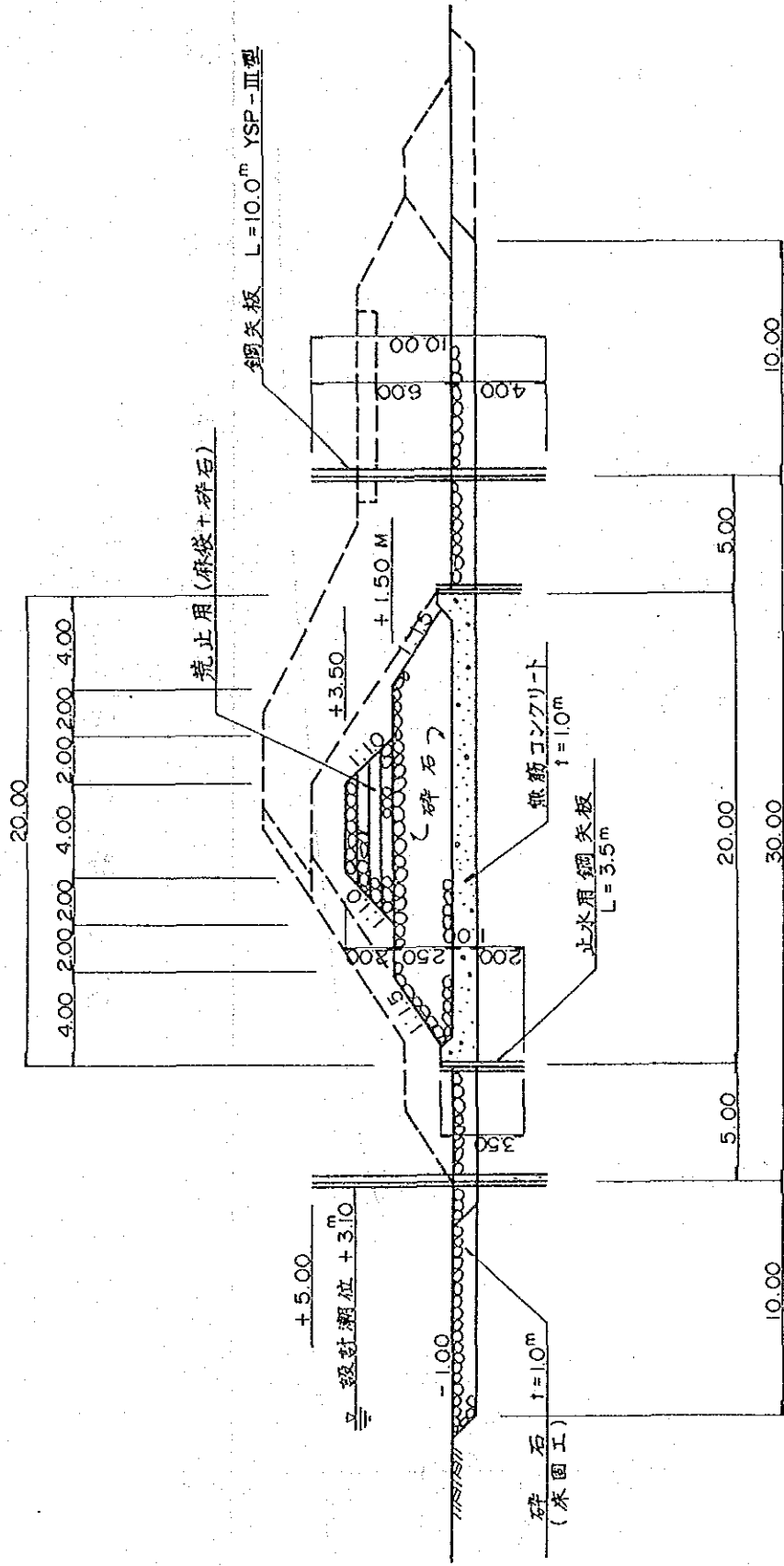


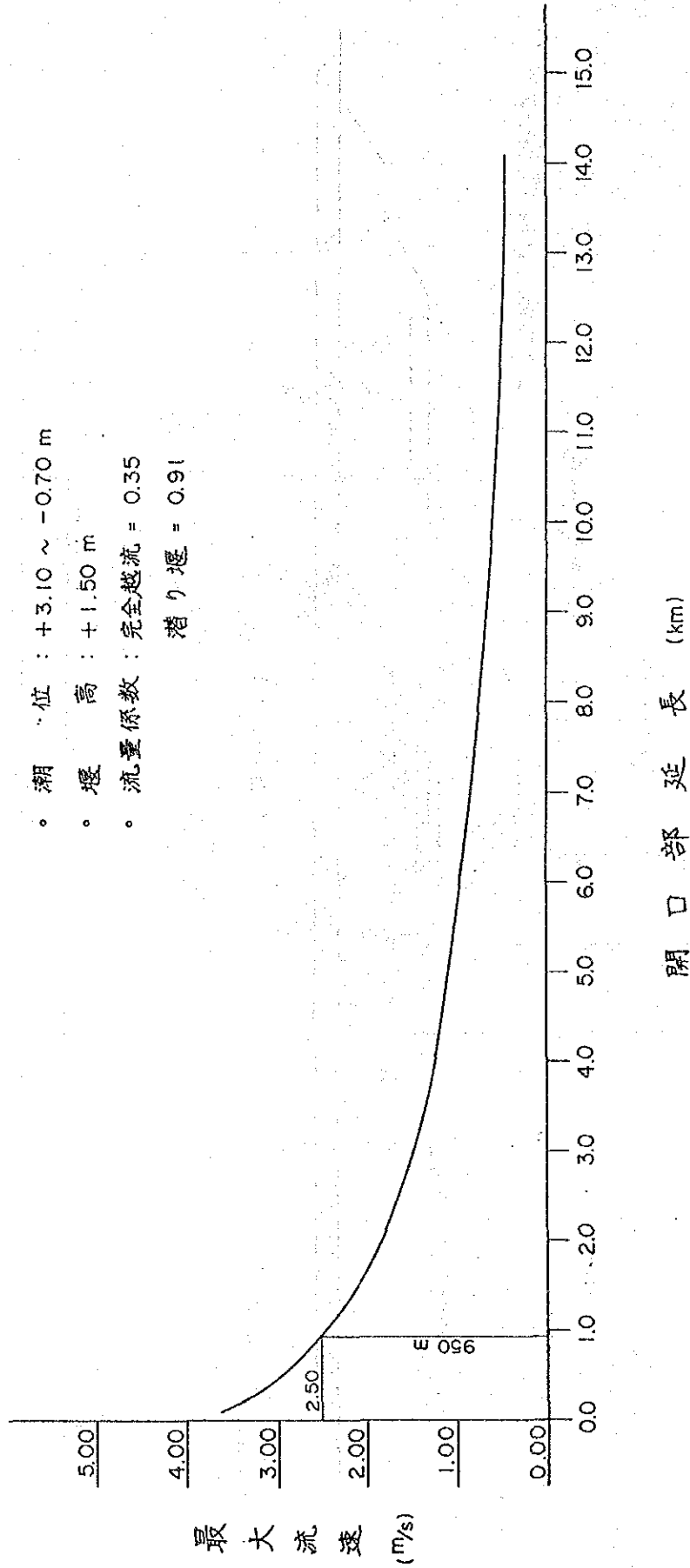
図1-F-2.4-4 円形スベリの結果 (下流斜面)

( S = 1 / 200 )



- 注) 1) 潮止工の全長は 950<sup>m</sup>である。  
 2) 仮締切用鋼矢板は鉄筋コンクリート打設後、撤去される。

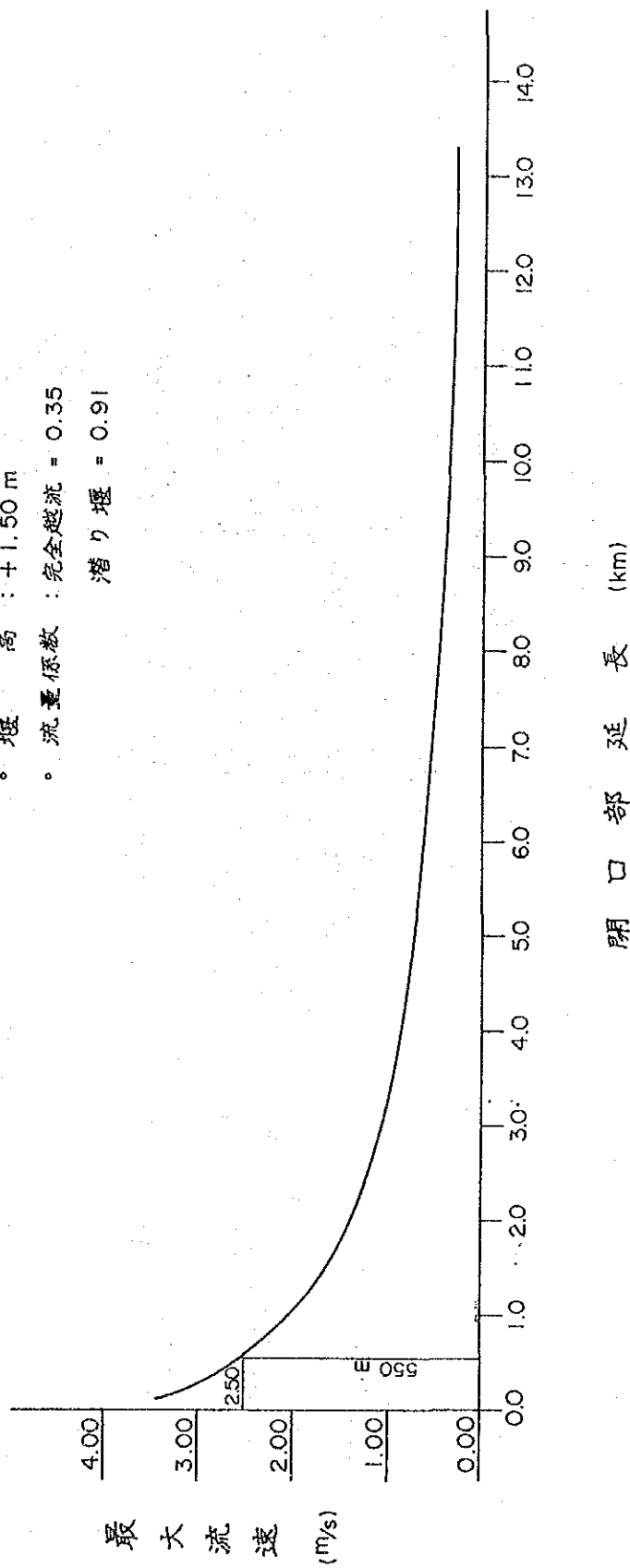
図1-F-2-4-5 潮止工標準断面図



注) 上図より  $V_{max} = 2.50 \text{ m/s}$  になる開口部の延長950mを潮止口延長とする。

図1-F-2.4-6 潮止口延長決定図 (第I工区)

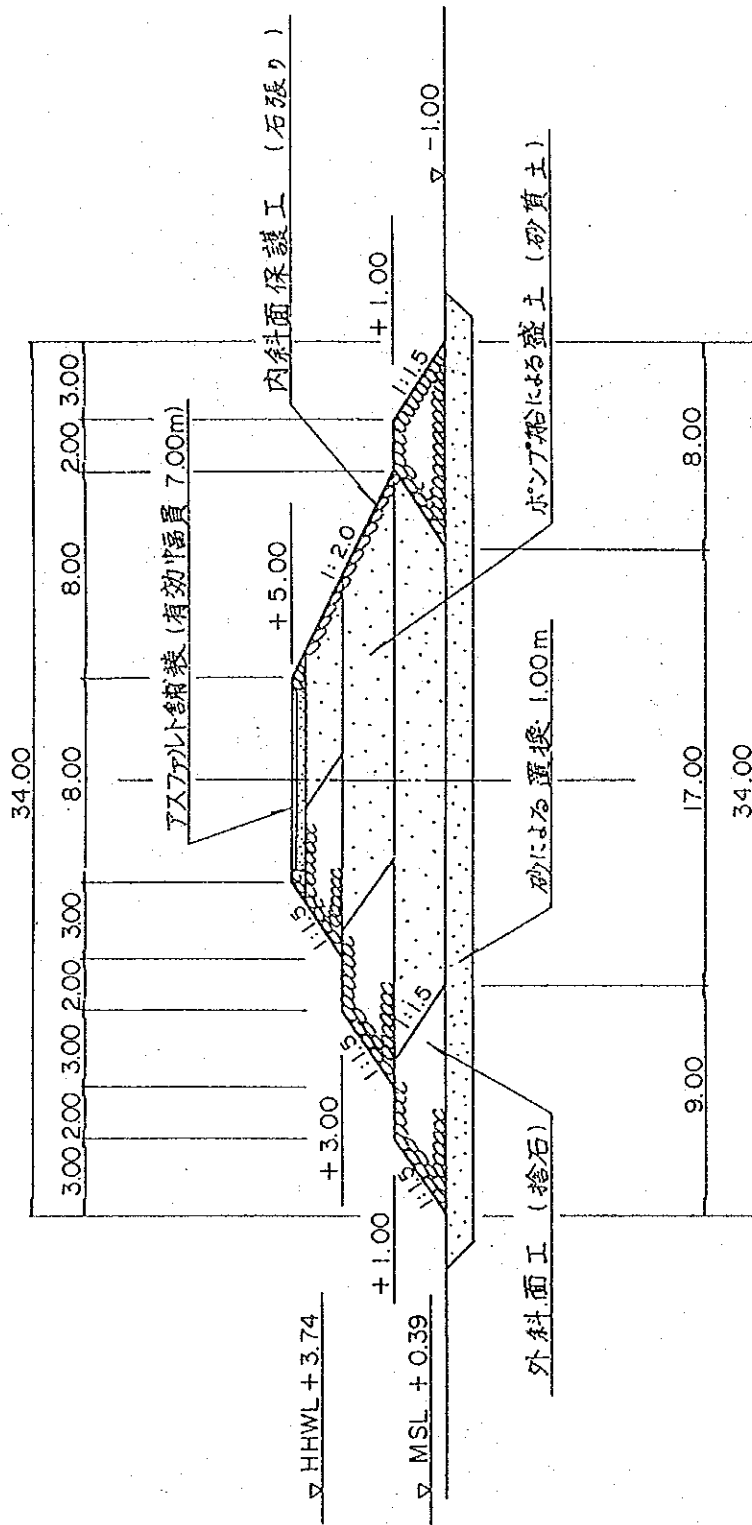
- 。 潮位 : +3.10 ~ -0.70 m
- 。 堰高 : +1.50 m
- 。 流量係数 : 完全越流 = 0.35  
 潜り堰 = 0.91



注) 上図より  $V_{max} = 2.50 \text{ m/s}$  になる開口部の延長550mを潮止口延長とする。

図1-F-2.4-7 潮止口延長決定図 (第II工区)

S=1/200, 単位=m



注) 盛土材の吸出し防止のために堤体完成後、EL+3.00まで、外斜面工の表面はモルタルにより目地詰めを行う。

図1-F-2.4-8 仮設堤防標準断面図