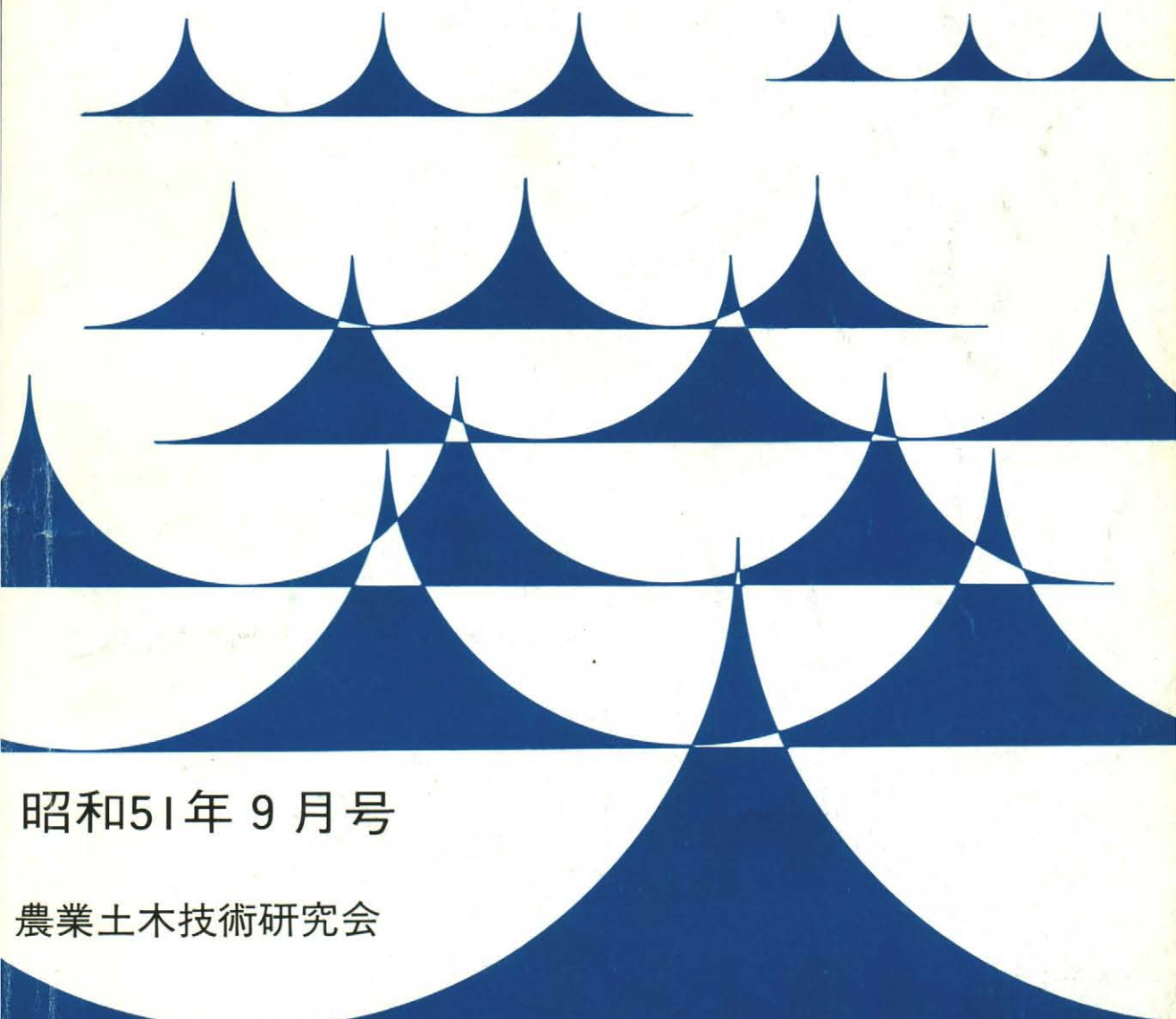


水と土

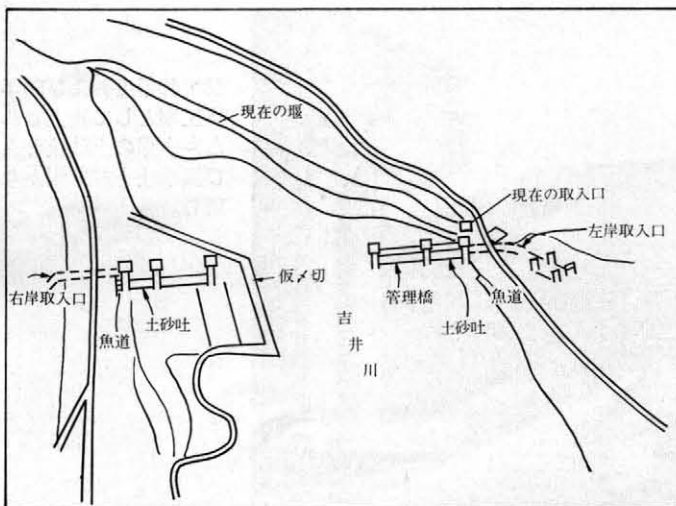
第 26 号



昭和51年 9 月号

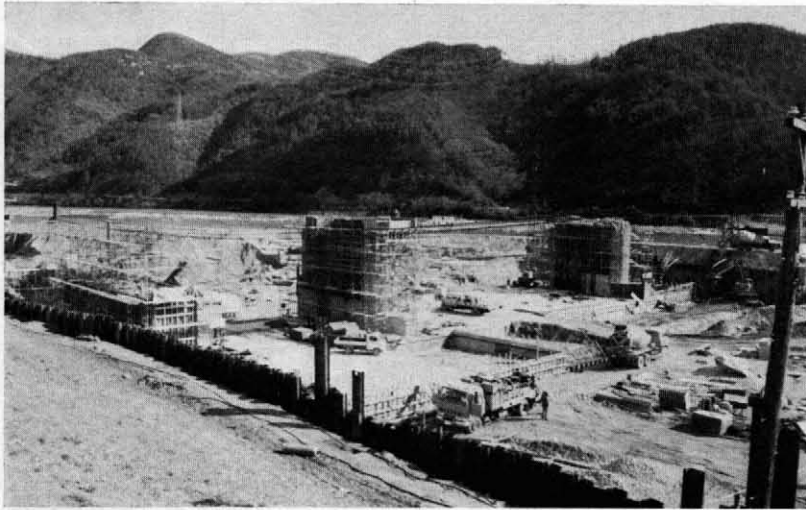
農業土木技術研究会

坂根合同堰の建設状況



坂根合同堰は、農業用水、都市用水、治水三者の共用施設として、昭和48年度から工事が開始され、20m、30mの土砂吐各1門、42mの洪水吐が2門建設され、残る中央部の洪水吐3門は52年度までに完成する予定である。

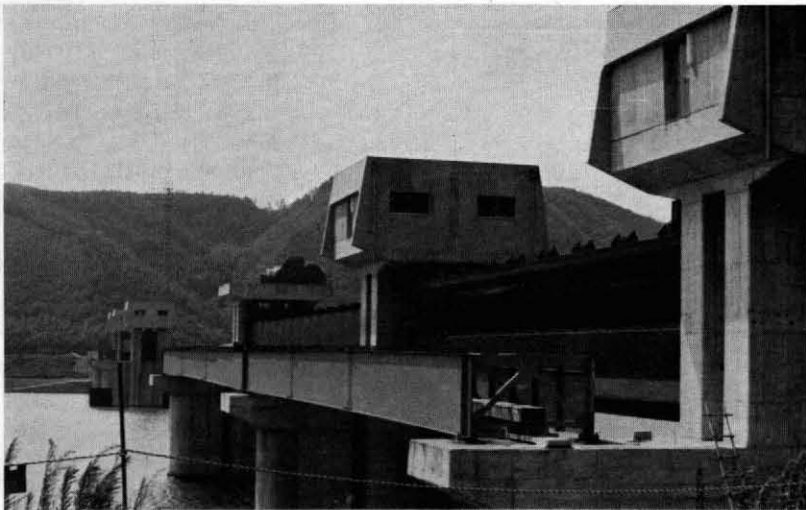
詳細は本文26頁～35頁参照



右岸側の土砂吐（純径間20m）および洪水吐（純径間42m）用堰柱の施工状況



右岸側の土砂吐および洪水吐ゲート並びに管理橋の組立状況



48・49年度および50年度工事として施工された左右岸の土砂吐および洪水吐を左岸側から望む。

水と土

目次

グラビア

坂根合同堰の建設状況

報 文

柿園における畑地かんがいの必要性に関する実証的立証

総山 信雄……(1)

フィルダムコア材の乾燥工法

——茂沢ダムの実例——

青 井 隆
鈴 木 武
数 納 由
昌 中 進

フィルダム土質材料の力学試験点決定に際しての一提案

森 田 彦 治
西 鈴 木 武 三
鈴 木 修

坂根堰の設計施工について

三 木 武 津 雄
松 本 精 一

両総用水施設の多目的利用と増改築

大 武 守……(36)

海岸暗渠閉塞排除施設について

山 下 神 路……(45)

北海道の泥炭地帯における農道整備

藤 田 公 也……(54)

営農飲雑用水施設の施工事例について

(農村総合整備モデル事業柴田地区)

福 田 国 雄
菊 地 藤 正 昭
真 藤 博

資 料

河川管理施設等構造令と局長覚書について

山 下 義 行
中 西 一 継

講 座

知っておくべき測量技術のポイント(その2)

——航空写真測量の概説——

山 下 源 彦
高 橋 久 雄

会 告・編集後記

……(92)

No. 26

1976

September

柿園における畑地かんがいの必要性に関する実態的立証

総 山 信 雄*

目 次

はじめに……………	1	4. AR：P間の法則性（相関式）の誘導……………	10
1. 5農協における撰果実績の整理……………	2	5. 発展的考察……………	12
2. 有効雨量ARの計算……………	7	6. 結論と今後の課題……………	13
3. 有効雨量ARと出荷価値指数Pの相関々係の考察……………	7	7. おわりに……………	14

はじめに

当国営五条吉野地区総合農地開発事業は、農地造成632haのほか、それを含む1,780haの柿園（うち100haはブドウ）に対して多目的畑地かんがいシステムを導入しようとするもので、去る49年10月より事業着手の段階に入っているが、柿に対する“畑かん”は全国的にその例が少い上、昨今の柑橘畑かんにおける意欲低下に照らし、農業土木陣営の中からも柿の畑かんに対する慎重論が出はじめている。

当地域においては、調査計画から全体実施設計、着手という経過を経た現在、地元の期待は大きく、奈良県の農業試験場や農業改良普及所においても、“水の保証”を前提として、当地区に柿の「低仕上げ密植栽培方式」（収穫時の省力化対策）を定着させたいとの方向が打出されている。

このような情勢下にあつて、当事業所としては、その責任の重大さにかんがみ、畑地かんがいの本格着工に先立ち、技術的基本事項、畑かん機構の細目、営農体系の見通し等に関する検討を重ね、自信をもって本格工事にかかる方針を定め、関係各機関の協力を得て各種の検討を行っている。

筆者が今までに入手した、大学、試験場等の研究機関からのレポートを総合判断すると、おおよそ次のように集約することができる。

柿のかん水に関する既存データからの総合判断

1. 柿の水生理的特徴

- ① 柿の最適土壌水分量は、意外に高くPF 1.8～2.3、平均2.0程度（ほ場容水量に近い）であり、その栽培上からは、有効根群域の土壌水分を少くともPF3.0（水分当量）以上に保つ必要がある。

② 柿の水分要求度が高い時期は、6月から10月までの5ヶ月間であるが、9月下旬以降のかん水は“味”とくに糖度をやや減殺する傾向にある。

2. 柿園における現実のかん水の必要性

柿の根群分布は地域の土層条件により著しく異り、根群域の深い園では、40cm以内の浅部が水分当量以下に乾燥しても、深部は高湿を保つため干害は顕在化せず、一方根群域の浅い園では、常習干害地区さえある。要するに実際問題としてのかん水の要否は有効根群域の浅さによって決定的に定まる。

このことによれば、有効根群域の深さが、せいぜい5～60cmの当五条吉野地区では「柿の畑地かんがいは当然必要である」と一応の断定はできるかも知れないが、残念なことに、地区内での明確な試験データに乏しく、本格的畑かん実施へ踏切るための今一步の手掛を模索して今日に至った。

たまたま、奈良県五条吉野農地開発事務所の森北所長、内倉係長らが入手された地区内5農協における昭和39年から49年まで過去11ヶ年の撰果成績データから、それらの実績が夏場の雨量に関連する傾向を知ったので、その資料を拝借して、地元の営農上のプライバシーを侵さない範囲で解析を試み、畑かん計画諸元との関連において、有効雨量と柿の収益実績の間の法則性の誘導に成功したので、ここに紹介するものである。

このレポートは、いわゆる“試験管的”な報告ではなく、地区内全6農協（小規模を含む12出荷団体）中の5農協（主要5出荷団体）の撰出荷実績をマクロ的に統計処理したものである。

従つて、このデータから法則性を得たことは「五条吉野地区における畑かんの必要性を実態的に立証できた」ことに外ならないと自負するものである。

なお、このレポート作成に当り、上記県事務所の森

* 近畿農政局五条吉野開拓建設事業所長

北、内倉両氏、既存研究データを提供いただいた同事務所の保井技師、さらに直接間接に協力いただいた当国営事業所工事課の諸氏に対し、深甚の謝意を表すものである。

1. 5農協における撰果実績の整理

1. 等級別撰果比率gの年次毎平均等の算出

(表一) 参照

表一 五条吉野地区 富有柿

5農協(撰果場)における撰果比率g等の計算表

農協名	3 L	2 L	L	M	S	2 S	3 S	4 S	シェア	総出荷量指数	3 L	2 L	L	M	S	2 S	3 S	4 S	シェア	総出荷量指数
S. 39 年											S. 40 年									
A	—	1	8	33	34	18	5	—	27.7	S = 1.28	—	3	17	30	21	18	9	2	10.7	S = 0.63
B	1	3	14	28	28	20	8	1	3.8		2	6	24	30	26	9	3	—	0.2	
C	—	—	—	—	—	—	—	—	—		1	5	16	23	30	16	8	1	52.2	
D	—	2	12	27	32	20	6	1	68.5		—	4	18	30	27	13	6	2	36.9	
E	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	—	—	—	—	
加重平均	—	2	11	29	32	19	6	1	100		1	4	17	27	27	15	7	2	100	
S. 41 年											S. 42 年									
A	—	1	13	26	35	18	4	2	16.1	S = 1.02	—	1	10	30	28	21	8	2	13.0	S = 0.99
B	2	3	15	31	32	15	2	—	3.9		1	3	13	19	41	15	7	1	3.0	
C	1	6	22	26	23	14	5	3	42.5		—	2	8	21	29	26	10	4	38.9	
D	1	8	22	31	23	11	3	1	37.5		—	2	9	26	32	22	7	2	32.9	
E	—	—	—	—	—	—	—	—	—		1	2	14	25	35	16	7	—	12.2	
加重平均	1	6	20	28	25	14	4	2	100		—	2	9	24	31	23	8	3	100	
S. 43 年											S. 44 年									
A	1	5	18	32	30	8	4	2	13.0	S = 0.89	—	2	14	31	39	11	3	—	8.5	S = 0.78
B	1	1	11	40	21	23	3	—	1.9		1	2	10	30	41	14	2	—	1.6	
C	1	5	18	27	27	15	5	2	36.8		—	2	15	27	31	16	5	4	35.0	
D	1	7	23	31	24	9	3	2	28.7		—	2	17	29	33	15	3	1	34.0	
E	2	18	32	25	17	4	2	—	19.6		—	4	17	27	31	15	6	—	20.9	
加重平均	1	8	22	29	24	10	4	2	100		—	2	16	28	33	15	4	2	100	
S. 45 年											S. 46 年									
A	—	2	19	27	30	17	5	—	12.8	S = 0.65	—	6	16	27	37	7	5	2	11.3	S = 1.13
B	—	4	17	31	35	10	3	—	1.5		1	11	26	34	20	7	1	—	0.3	
C	2	4	18	26	27	15	5	3	42.5		2	7	21	28	26	12	4	—	30.5	
D	—	5	19	27	26	16	5	2	24.7		—	5	23	30	27	11	3	1	31.5	
E	2	11	32	27	17	9	2	—	18.5		1	13	32	28	18	6	2	—	26.4	
加重平均	1	5	21	27	27	14	4	1	100		1	8	24	28	25	10	3	1	100	
S. 47 年											S. 48 年									
A	—	12	26	28	22	9	3	—	11.1	S = 0.98	—	3	18	28	35	13	3	—	12.5	S = 1.33
B	1	4	17	20	30	21	7	1	2.0		—	1	10	20	44	23	2	—	1.1	
C	2	10	22	28	24	11	3	—	34.5		1	4	22	32	29	10	2	—	35.4	
D	1	7	25	26	26	11	3	1	29.1		—	2	15	28	36	16	2	1	30.9	
E	2	14	24	27	21	9	3	—	23.3		—	3	16	28	33	18	2	—	20.6	
加重平均	1	10	24	27	24	11	3	—	100		1	3	17	29	34	15	2	—	100	

農協名	3 L	2 L	L	M	S	2 S	3 S	4 S	シェア	総出荷量指数	3 L	2 L	L	M	S	2 S	3 S	4 S	シェア	総出荷量指数
S. 49年										S. 39~49. 11ヶ年の算術平均										
A	—	11	33	17	28	9	2	—	11.8	} -1.32	—	4	17	28	31	14	5	1	11.7	} S = 1.00
B	1	6	27	27	28	9	2	—	1.2		1	4	17	28	31	15	3	1	1.6	
C	3	17	32	28	17	3	—	—	33.1		1	6	19	27	26	14	5	2	35.9	
D	1	10	28	28	25	7	1	—	22.2		—	5	19	29	27	14	4	2	29.2	
E	2	7	26	25	24	13	3	—	31.7		1	9	24	27	25	11	3	—	21.6	
加重平均	2	12	29	26	22	8	1	—	100		1	6	19	27	28	14	4	1	100	

(注) 1. A. B. C. D. Eの各農協の撰果比率(%)は県事務所提供の等級別分布グラフを整数で読みとったものである。
 2. 総出荷量指数とは11ヶ年の平均総出荷量を1.00とした場合の比を示す。(=S)

2. 出荷価値指数Pの設定

柿のその年の出荷成績は、①撰果等級別分布(撰果比率g)、②等級別単価、③総出荷量の3要素によ

って定まる。しかし単価は年々変動するため、経年変化を消去した出荷成績の指数を考え、これを「出荷価値指数」Pと呼ぶこととした。すなわちPは(1)式

表一 五条吉野地区 富有柿

撰果等級別単価指数Cの計算表

農協別	JAS等級 年次	3 L	2 L	L	M	S	2 S	3 S	備考 (W = 1個当重量)
		W ≥ 310g	310 > W	263 > W	225 > W	194 > W	162 > W	136 > W	
			≥ 263	≥ 225	≥ 194	≥ 162	≥ 136	≥ 115g	
A (単価)	S. 47年	円	円	円	円	円	円	円	
	48	—	2,100	1,900	1,700	1,500	1,300	850	
	49	3,300	2,700	2,200	1,950	1,800	1,550	1,100	
B (%)	S. 47年	2,800	2,300	2,000	1,700	1,400	900	900	
	48	—	3,000	1,800	1,200	850	600	—	
	49	3,300	2,700	2,200	1,950	1,800	1,550	1,100	
C (%)	S. 47年	2,500	2,300	2,000	1,700	1,500	900	800	
	48	—	2,200	1,500	1,150	900	700	700	
	49	3,300	2,700	2,500	2,300	1,900	1,500	1,100	
D (%)	S. 47年	2,700	2,200	1,900	1,700	1,500	1,250	850	
	48	2,500	2,200	1,500	1,200	900	700	—	
	49	3,300	2,800	2,500	2,300	1,900	1,400	1,000	
E (%)	S. 47年	2,300	2,000	1,800	1,600	1,400	1,100	—	
	48	2,000	1,800	1,500	1,100	900	700	400	
	49	3,500	2,800	2,500	2,300	1,900	1,600	1,100	
5年農次協別の平均	S. 47年	2,575	2,180	1,920	1,680	1,460	1,150	850	
	48	2,250	2,260	1,540	1,150	880	660	450	
	49	3,340	2,740	2,380	2,160	1,860	1,520	1,080	
P =	平均	2,722	2,393	1,946	1,663	1,400	1,110	799	
11ヶ年平均撰果比率		1%	6%	19%	27%	28%	14%	4%	= g(表一1より) 平均単価 = Σ(p.g) = 1.596円 P ÷ 1.569
P × g		27	144	370	449	392	155	32	
等級別単価指数C		1.73	1.53	1.24	1.06	0.89	0.71	0.51	

(注) 単価は毎年11月15日(出荷ピーク時)の15kg入り1ケース当りのもの。

によって求める。

$$P = \frac{1}{100} \times \sum(g \times C) \times S$$

ただし

g : 撰果比率(%)で、5農協の3L, 2L, L, M, S, 2S, 3S, 4Sの各等級別分布%の各年次毎、各農協出荷重量シェアによる加重平均。

C : 等級別単価指数であるが、等級別の単価は年々、需要側の価値感が変動して来ているものと思われるので、最近の3ヶ年の各等級別算術平均

均単価を取り、11ヶ年間の等級別平均撰果比率(g)を重みとした加重平均を1.00として(表一2)のとおり指数化した。

S : 総出荷量指数で、営農上のプライバシーを考慮して、過去11ヶ年の平均年総出荷量を1.00とした場合の各年の総出荷量の比で示した。(表一1)参照

3. 出荷データの信頼性とその整理

現在までの段階においては、農協の共撰体制が必ず

表一3 五条吉野地区 富有柿

出荷価値指数 P の計算表

年次	等級 単価指数 項目 C	3 L	2 L	L	M	S	2 S	3 S	4 S	出荷価値指数 $P = \sum \frac{g \cdot C}{100}$
		1.73	1.53	1.24	1.06	0.89	0.71	0.51	—	
S. 39年	撰果比率 g g · c/100	—% —	2 0.031	11 0.136	29 0.307	32 0.285	19 0.135	6 0.031	1 —	0.93
40	g g · c/100	4% 0.017	4 0.061	17 0.211	27 0.286	27 0.240	15 0.107	7 0.036	2 —	0.96
41	g g · c/100	1% 0.017	6 0.092	20 0.248	28 0.297	25 0.223	14 0.099	4 0.020	2 —	1.00
42	g g · c/100	—% —	2 0.031	9 0.112	24 0.254	31 0.276	23 0.163	8 0.041	3 —	0.88
43	g g · c/100	—% 0.017	8 0.122	22 0.273	29 0.307	24 0.214	10 0.071	4 0.020	2 —	1.02
44	g g · c/100	—% —	2 0.031	16 0.198	28 0.297	33 0.294	15 0.107	4 0.020	2 —	0.95
45	g g · c/100	1% 0.017	5 0.077	21 0.260	27 0.286	27 0.240	14 0.099	4 0.020	1 —	1.00
46	g g · c/100	1% 0.017	8 0.122	24 0.298	28 0.297	25 0.223	10 0.071	3 0.015	1 —	1.04
47	g g · c/100	1% 0.017	10 0.153	24 0.298	27 0.286	24 0.214	11 0.078	3 0.015	— —	1.06
48	g g · c/100	—% —	3 0.046	17 0.211	29 0.307	34 0.303	15 0.107	2 0.010	— —	0.98
49	g g · c/100	2% 0.035	12 0.184	29 0.360	26 0.276	22 0.196	8 0.057	1 0.005	— —	1.11
11ヶ年 平均	g c g · c/100	1% 1.73 0.017	6 1.53 0.092	19 1.24 0.236	27 1.06 0.286	28 0.89 0.249	14 0.71 0.099	4 0.51 0.020	1 — —	1.00

(注) 出荷価値指数 P は

$$P = \frac{1}{100} \times \sum(g \cdot c) \times S \dots\dots\dots(1)$$

により求めるべきであるが、総出荷量指数 S のデータは統計上の信頼性が極めて低いので(本文参照)本表では、S は一定、すなわち S = 1 として安全側の P を算出した。

表-4 ㊦ 正味有効雨量 A R 計算表 (S.39年)

	6月 (純ET=3.0mm/日)			7月 (ET=3.2mm/日)			8月 (ET=3.9mm/日)			9月 ET=2.8mm/日)		
	仮有効雨	土壤残留水分	正味有効雨量	仮有効雨	土壤残留水分	正味有効雨量	仮有効雨	土壤残留水分	正味有効雨量	仮有効雨	土壤残留水分	正味有効雨量
	AR'mm	SAM (≦52mm)	AR mm	AR'	SMA (≦52mm)	AR	AR'	SMA (≦52mm)	AR	AR'	SAM (≦52mm)	AR
前日		無視			46.0			25.6			3.5	
1												
2							(3.0)	$25.6 - 2 \times 3.9 = 17.8$			$3.5 - 2 \times 2.8 = -$	
3	(1.0)						(36.0)	$17.8 + 28.8 - 3.9 = 42.7$	28.8	(11.0)	$8.8 - 2.8 - 6.0$	8.8
4							(6.0)	$42.7 + 4.8 - 3.9 = 43.6$	4.8			
5										(3.0)		
6	(2.0)											
7							(3.0)	$43.6 - 3 \times 3.9 = 31.9$				
8				(1.0)	$46.0 - 8 \times 3.2 = 20.4$		(12.0)	$31.9 + 9.6 - 3.9 = 37.6$	9.6			
9				(23.0)	$20.4 + 18.4 - 3.2 = 35.6$	18.4					$6.0 - 6 \times 2.8 = -$	
10	(3.0)			(51.0)	$35.6 + 40.8 - 3.2 = 52.0$	19.6				(7.0)	$5.6 - 2.8 = 2.8$	5.6
11												
12					$52.0 - 2 \times 3.2 = 45.6$							
13				(8.0)	$45.6 + 6.4 - 3.2 = 48.8$	6.4					$2.8 - 3 \times 2.8 = -$	
14	(1.0)									(6.0)	$4.8 - 2.8 = 2.0$	4.8
15	(2.0)											

16	(2.0) —												
17				(1.0) —							(2.0) —		
18					48.8-5×3.2=32.8								
19				(27.0) 21.6	32.8+21.6-3.2=51.2	21.6							
20	(38.0) 30.5	30.5-3.0=27.5	30.5	(4.0) —	51.2-3.2=48.0							2.0-6×2.8=—	
21	(9.0) 7.2	27.5+7.2-3.0=31.7	7.2	(12.0) 9.6	48.0+9.6-3.2=52.0	7.2		37.6-13×3.9=—		(10.0) 8.0	8.0-2.8=5.2	8.0	
22				(2.0) —			(12.0) 9.6	9.6-3.9=5.7	9.6	(12.0) 9.6	5.2+9.6-2.8=12.0	9.6	
23				(2.0)			(13.0) 10.4	5.7+10.4-3.9=12.2	10.4		12.0-2.8=9.2		
24	(1.0) —									(7.0) 5.6	9.2+5.6-2.8=12.0	5.6	
25	(2.0) —	31.7-4×3.0=19.7					(4.0) —			(39.0) 31.2	12.0+31.2-2.8=40.4	31.2	
26	(26.0) 20.8	19.7+20.8-3.0=37.5	20.8		52.0-5×3.2=36.0		(1.0) —						
27	(3.0) —	37.5-3.0=34.5		(7.0) 5.6	36.0+5.6-3.2=38.4	5.6					40.4-2×2.8=34.8		
28	(73.0) 52.0	34.5+52.0-3.0=52.0	20.5					12.2-5×3.9=—		(23.0) 18.4	34.8+18.4-2.8=50.4	18.4	
29							(5.0) 4.0	4.0-3.9=0.1	4.0	(2.0) —			
30		52.0-2×3.0=46.0		(4.0) —			(8.0) 6.4	0.1+6.4-3.9=2.6	6.4		50.4-2×2.8=44.8		
31	—	—	—		38.4-4×3.2=25.6		(6.0) 4.8	2.6+4.8-3.9=3.5	4.8	—	—	—	
月計	(161.0) 110.5	79.0-46.0	79.0 33.0	(142.0) 102.4	46.0+78.8-25.6	78.8 99.2	(109.0) 78.4	25.6+78.4-3.5	78.4 100.5	(122.0) 92.0	3.5+92.0-44.8	92.0 50.7	
合計	—	—	—	—	—	—	—	—	—	(534.0) 383.3	—	283.4	

AR' : 5~65mmの日雨量の80%, SAM=前日のSAM+当日のAR'-ET (但しSAM≤TRAM=52mm)

AR : SAMがTRAM(52mm)を越える場合はAR'よりその超過分を差引いた値となる。 AR'欄の()書は降雨記録Rを示す。

しも安定しておらず、年々の柿の市場性や農家の思惑に著しく左右されやすく、端的に言えば、悪い年には農協に依存し、良い年には個人出荷に傾くという傾向があり、農協出荷量のみでその年の生産量を代表させることは危険である。現に(表一1)に示す総出荷量指数は、バラツキが大きい。

したがって、[1]~[4]の考察では、安全側に総出荷量は一定、すなわち(1)式においてS=1とみなし、信頼性の高い撰果比率gの差によって考察を進めることとする。

4. 出荷価値指数Pの算定

3の整理により(1)式は次のとおり変形され、

$$P = \frac{1}{100} \times \sum (g \times C) \dots \dots \dots (1)$$
 11ヶ年の計算結果は(表一3)のとおりとなる。

2. 有効雨量ARの計算

五条観測所における昭和36~49年の11ヶ年の日雨量記録Rのうち、まず5mm以上のものの80%を取り、その値がTRAM(52mm)を超えるものは、52mmまでを仮有効雨量AR'とした。次にTRAM(52mm)を土壌の有効水分保持能力の上限とし、月別の日当り蒸発散量ET(6月:3.0, 7月:3.2, 8月:3.9, 9月:2.8mm/日)によって、(表一4)㊦の例のように計算し、正味の有効雨量ARを求めた。

なお、ここで採用したTRAM, ET等の値は、当事

業の基本計画の諸元に準じた。(異った諸元の組合せとの比較吟味については後述する。

また、既存のデータによれば、柿が水を多く必要とする時期は、前述のとおり6~10月であるが、10月の多湿は糖度等に悪影響があることを考慮し、検討は6~9月の4ヶ月以内において行うこととした。

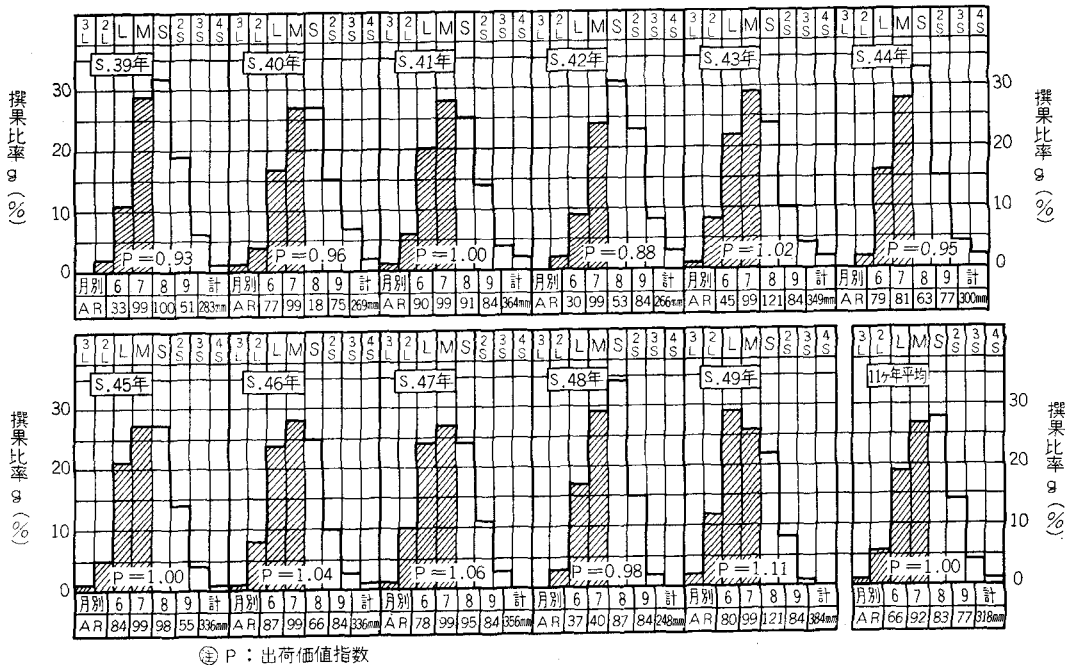
3. 有効雨量ARと出荷価値指数Pの相関々係の考察

[1][2]により整理したデータを総括対比したものが、(図一1)である。(図一1)の棒グラフによれば「斜線部の面積が大きい年、すなわち“大つぶ”の柿が多い年ほど、有効雨量ARが多かった」という傾向が伺える。柿の等級が大つぶ側に移るといことは、3Lの15kg・1ケースの単価が、3Sのその3.4倍にもなる(表一2参照)ことから、その有利性が明かである。

本節では、有効雨量ARと、この有利性を代表する出荷価値指数Pとの相関性について、グラフによる種々の考察を行い、法則性誘導の条件を整理する。

1. 月別有効雨量ARと出荷価値指数Pの関係

6~9月の4ヶ月間の月別雨量Rおよび有効雨量ARと、出荷価値指数Pとを(表一5)に対比した。(表一5)をグラフにプロットしたものが(図一2)である。(図一2)を考察すると、次のとおり要約することが



図一1 五条吉野地区 富有柿
 5農協(撰果場)における撰果実績(g, P)と有効雨量(AR)の対比一覧図

表—5 6～9月の4ヶ月間の月別および総有効雨量ARと出荷価値指数Pの対比一覧表

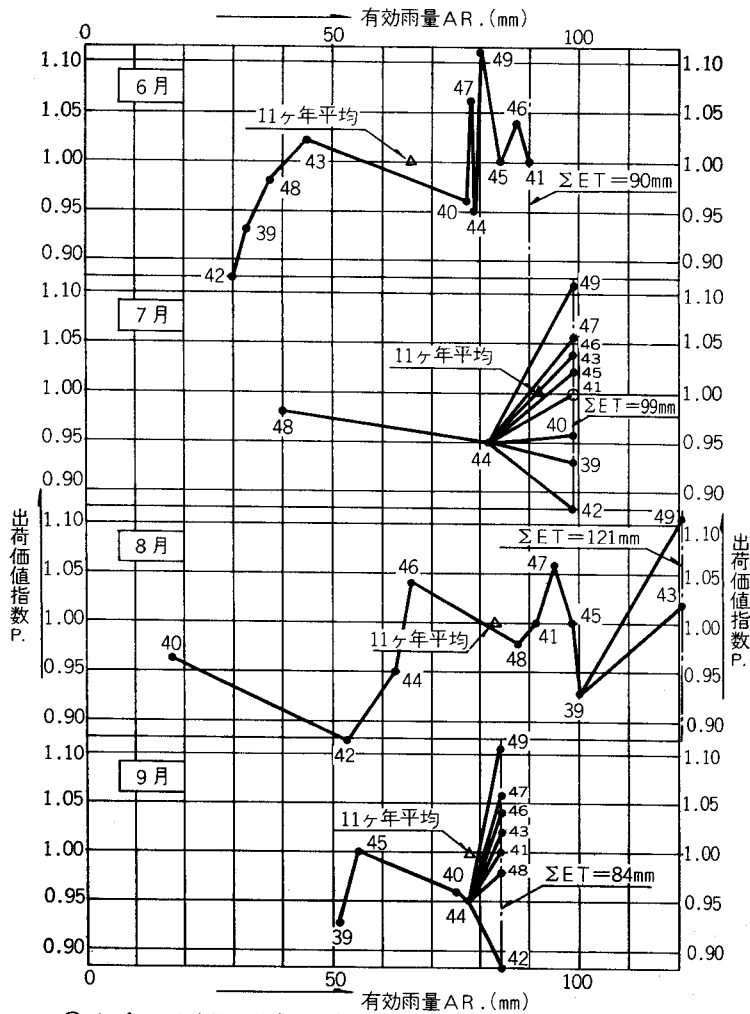
年	6月		7月		8月		9月		4ヶ月計		出荷価値指数P
	TRAM=52mm ET=3.0mm/日 ΣET=90mm		52mm 3.2mm/日 99mm		52mm 3.9mm/日 121mm		52mm 2.8mm/日 84mm		52mm 3.0, 3.2, 3.9, 2.8mm ΣET=394mm		
	雨量R	有効AR	R	AR	R	AR	R	AR	R	AR	
S.39年	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	0.93
40	161	33	142	99	109	100	122	51	534	283	
41	275	77	129	99	25	18	319	75	748	269	
42	162	90	305	99	181	91	149	84	797	364	
43	54	30	235	99	103	53	121	84	513	266	
44	112	45	253	99	363	121	223	84	951	349	
45	207	79	230	81	95	63	134	77	666	300	
46	277	84	101	99	123	98	127	55	628	336	
47	217	87	176	99	124	66	158	84	675	336	
48	184	78	286	99	204	95	216	84	890	356	
49	69	37	53	40	310	87	138	84	570	248	
平均	207	80	318	99	226	121	135	84	886	384	1.11
平均	175	66	203	92	169	83	167	77	714	318	1.00

- (注) 1. TRAM (総迅速有効水分量=土壌の有効水分保持能力) およびET (単位用水量) は、当五条吉野地区の基本計画に準拠した。
 2. ΣETは (ET×該当月の日数) であり、富有柿園が期間中に柿の成育上必要とする水分の合計、即ち総必要水量を意味する。

表—6 想定かんがい期別有効雨量ARと出荷価値指数Pの対比一覧表

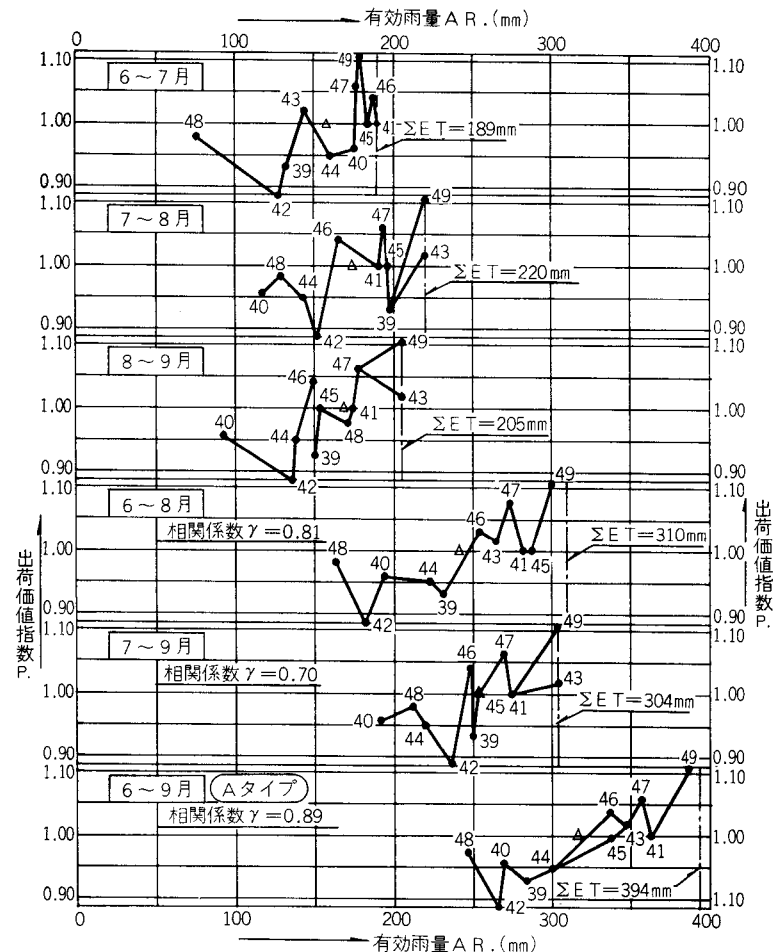
年	6～7月		7～8月		8～9月		6～8月		7～9月		出荷価値指数P
	TRAM=52mm ET= 3.0, 3.2mm/日 ΣET=189mm		52mm 3.2, 3.9mm/日 220mm		52mm 3.9, 2.8mm/日 205mm		52mm 3.0, 3.02, 3.9mm/日 310mm		52mm 3.2, 3.9, 2.8mm/日 304mm		
	R	AR	R	AR	R	AR	R	AR	R	AR	
S.39年	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	0.93
40	303	132	251	199	231	151	412	232	373	250	
41	404	176	154	117	344	93	429	194	473	192	
42	467	189	486	190	330	175	548	280	635	274	
43	289	129	338	152	224	137	392	182	459	236	
44	365	144	616	220	586	205	728	265	839	304	
45	437	160	325	144	229	140	532	223	466	221	
46	378	183	224	197	250	153	501	281	351	252	
47	393	186	300	165	282	150	517	252	458	249	
48	470	177	490	194	420	179	674	272	734	270	
49	122	77	363	127	448	171	432	164	501	211	
平均	525	179	544	220	361	205	751	300	679	304	1.11
平均	378	158	372	175	336	160	547	241	539	252	1.00

(注) 6～9月の4ヶ月かんがい期の場合は表—5を参照。



② 各プロット点脇の数字は、年次を示す。

図一 2 月別有効雨量ARと出荷価値指数Pとの相関比較



③ 各プロット点脇の数字は年次を示す。△:各ケースの11ヶ年平均値。

図一 3 想定かんがい期別有効雨量ARと出荷価値指数Pとの相関比較

できる。

- ① 1ヶ月単位のARとPの間には、全体として相関的傾向は伺えるが、明確な法則性を導くことは困難である。これは「1年間の産物である柿のPに対しては、1ヶ月という短期の雨量の影響は単独には現れにくい」ことを示すものである。
- ② 月別に比較して見ると、6月と8月は比較的明確な傾向を示しているのに対し、7月と9月は、むしろ傾向を認めない、というべきであろう。
 - 6月のARとPの間に傾向が出たことは、この地域の柿の育成に対し、初期の“空梅雨”の影響が無視できないことを物語っているものと解される。
 - 8月の傾向が最も顕著に現れたことは、畑かんのピークが8月であるという常識を裏付けており、柿においても8月の畑かんが必要であることの一面を知ることができよう。
 - 7月と9月には、殆ど傾向がなく、しかも大半の年の有効雨量ARが、その月の柿の必要水量 ΣET を満たしていることは、この地域において、7月と9月には十分な降雨を期待できる年が多いことを示すものである。
しかし、ARが ΣET に達していない年のPがすべて1.0以下であることを忘れてはならない。
- ③ 以上のことから、柿に対するかん水効果のベストを望む場合は、6月と8月はかんがい期に含むべきであるといえる。

2. 想定かんがい期別のARとPとの関係

6～7, 7～8, 8～9の各2ヶ月をかんがい期としたもの3ケース, 6～8, 7～9の3ヶ月のもの2ケースについて(表-5)と同様に対比したものが(表-6)である。

また(表-6)の5ケースに(表-5)の6～9の4ヶ月を加え、計6ケースについて、グラフにまとめたものが(図-3)である。

(図-3)の考察から、次のとおり集約できる。

- ① 2ヶ月間をかんがい期と想定した場合の3ケースは、共に(図-2)の月別の傾向より前進しているが、3ヶ月以上をかんがい期とした残りの3ケースと比較すると、法則性に判然とした格差があり、後者の精度が高いことがわかる。
- ② 6～8, 7～9の3ヶ月のケースと、6～9の4ヶ月のケースについて、ARとPとの相関係数 r を求めて見ると、6～9の4ヶ月の場合が最も相関性が高く($r=0.89$)、6～8月がこれに次ぎ($r=0.81$)、7～9月の場合は可成り低い相関性($r=0.70$)を示した。

3. 畑かん計画諸元組合せの妥当性の吟味

(ET, TRAM, かんがい期等の組合せ別の, AR:Pの相関比較)

前項までの考察において、最も相関性の高いケースの諸元組合せ(条件)は、

$$\left(\begin{array}{l} \text{かんがい期: 6～9月の4ヶ月} \\ \text{TRAM: 52mm} \\ \text{ET: 3.0, 3.2, 3.9, 2.8mm/日} \end{array} \right)$$

であった。このタイプは当国営事業の現行基本計画の諸元に準拠し、かんがい期のみを修正(現行基本計画のかんがい期: 7月1日～9月15日の2.5ヶ月)したものであり、この組合せを「Aタイプ」と呼ぶこととする。

本項では、Aタイプの条件の妥当性を吟味するために、基本計画どおりのBタイプをはじめ、基本計画決定までに検討の対象に取り上げられた、次の5タイプについて、AR:Pの相関性の比較を行う。

Aタイプ: 前述

Bタイプ

$$\left(\begin{array}{l} \text{かんがい期: 7月～9月15日の2.5ヶ月} \\ \text{TRAM: 52mm} \\ \text{ET: 3.2, 3.9, 2.8mm/日} \end{array} \right)$$

Cタイプ

$$\left(\begin{array}{l} \text{かんがい期: 6～9月の4ヶ月} \\ \text{TRAM: 36mm} \\ \text{ET: 3.2, 3.3, 4.1, 3.0mm/日} \end{array} \right)$$

Dタイプ

$$\left(\begin{array}{l} \text{かんがい期: 6～9月の4ヶ月} \\ \text{TRAM: 52mm} \\ \text{ET: 3.2, 3.3, 4.1, 3.0mm/日} \end{array} \right)$$

Eタイプ

$$\left(\begin{array}{l} \text{かんがい期: 6～9月の4ヶ月} \\ \text{TRAM: 32mm} \\ \text{ET: 3.0, 3.2, 3.9, 2.8mm/日} \end{array} \right)$$

すなわち、(図-4)がその比較である。

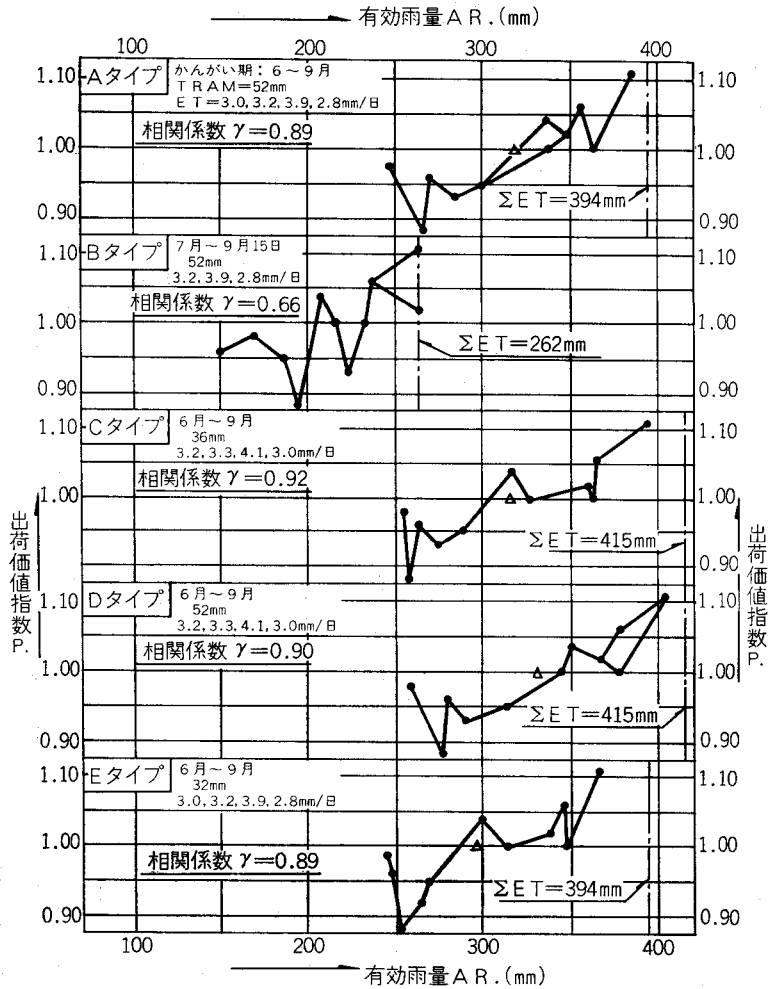
(図-4)を見ると、線形から判断してもBタイプが劣っており、相関係数 r も0.66と5タイプのうち最も低い。他の4タイプは殆ど優劣がなく、 r はCタイプが最高の0.92、A, Eの両タイプが最低で0.89であるが、その差は僅少である。

一方、事業化を考える場合の投資効果や将来の管理費に直接響く要素は、 ΣET (すなわちETとかんがい期間)であるから、かんがい期が同一の4タイプ(Bタイプを除く)においては、ETの少ないAまたはEタイプが経済的である。

これらのことを総合判断して、Aタイプを法則性誘導のための最適条件として採用する。

4. AR:P間の法則性(相関式)の誘導

1～3の整理、考察によって、有効雨量と柿の出荷価値指数Pとの間には、意外なほど深い関連性があること



④ △ : 各タイプの11ヶ年平均値。
 図-4 畑かん計画諸元の妥当性の吟味
 (E T, T R A M等の諸元組合せ別のA R : Pの相関比較)

○地区内5農協の過去11ヶ年の出荷実績と6月1日～9月30日間の有効雨量の考察より。
 ○有効雨量算定的前提諸元：T R A M=52mm, E T : 6月=3.0, 7月=3.2, 8月=3.9, 9月=2.8mm/日

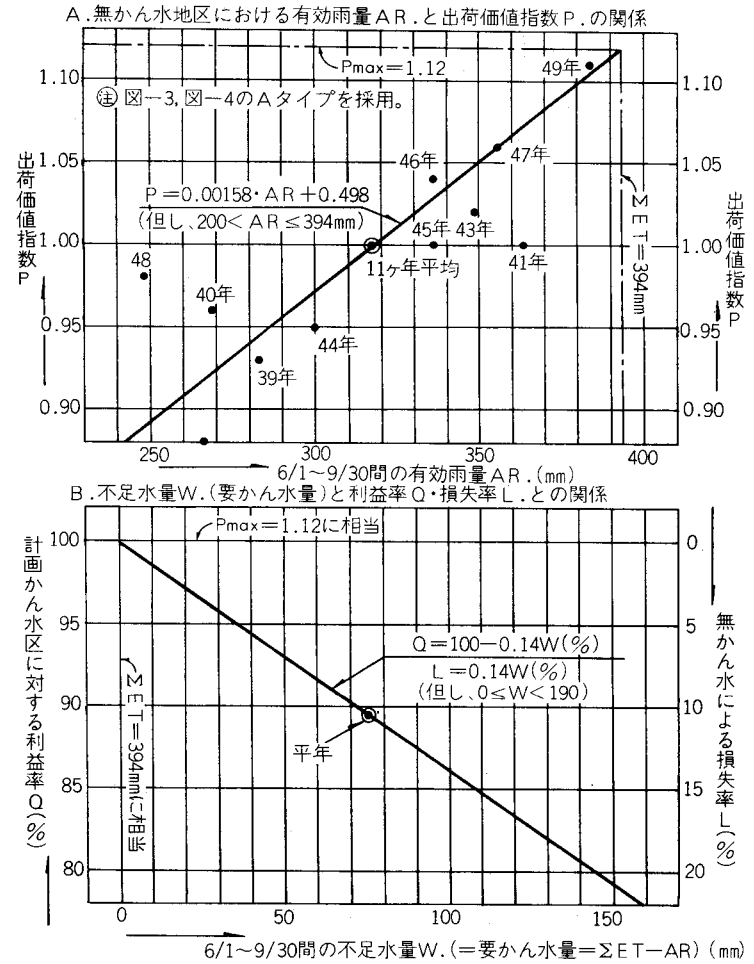


図-5 五条吉野地区 富有柿に対するかんがい効果の総括グラフ

を知った。これは同時に“柿に対する畑地かんがい効果”を実態的に裏付けたことにもなるわけであるが、このことを更に明確化するために表現を改め、(図一5)のとおり総括し、相関式を誘導した。

以下、(図一5)について記述する。

1. 無かん水地区におけるAR:Pの相関式

図一5 Aに示す式が、それである。

$$P = 0.00158 \cdot AR + 0.498 \dots\dots\dots(2)$$

(但し、 $200 < AR \leq 394\text{mm}$)

(解説)

(2)式は、平年時($AR = 318\text{mm}$)の出荷成績(出荷収益)を1.00とした場合の、任意の年の有効雨量ARに応じた出荷成績率、すなわち出荷価値指数Pを求める式である。ただし、[1]の3で述べたように、この場合のPは、(1)式における総出荷量指数Sを1と見做し、(1)式によって統計処理したものであるから、(2)式で得られるPも実態より控え目の値となろう。

㊦ 1) 畑かんを行ったと同等の有効雨が合った場合。

$$AR = \sum ET = 394\text{mm}$$

$$\therefore P = 0.00158 \times 394 + 0.498 = 1.12 = P_{max}$$

……………平年より12%の収益増

2) 確率1/10早魃年の場合。

$$AR \approx 250\text{mm}$$

$$\therefore P = 0.00158 \times 250 + 0.498 = 0.89$$

……………平年より11%の収益減

2. 不足水量Wと利益率Q、損失率Lの相関式

図一5のBは、Aのグラフを変形して、不足水量W(=要かん水量 $\sum ET - AR$)と損益の程度、すなわち、計画かん水区に対する利益率Q、または無かん水による損失率L、との関係を示したもので、相関式としては、「畑かんを行ったと同等の雨が合った場合」 $\{\sum ET = AR = 394\text{mm}, W = 0\text{mm}, Q = 100\% (P_{max} = 1.12\text{に相当}), L = 0\%\}$ と「平年並みの雨が合った場合」 $\{AR = 318\text{mm}, W = 394 - 318 = 76\text{mm}, Q = \frac{P}{P_{max}} = \frac{1.00}{1.12} = 89\%, L = 11\%\}$ の2点を通る直線となる。すなわち、 $Q = 100 - 0.14 \cdot W (\%) \dots\dots(3)$

(但し、 $0 \leq W < 190\text{mm}$)

$$L = 0.14 \cdot W (\%) \dots\dots\dots(4)$$

(但し、 $0 \leq W < 190\text{mm}$)

が結論である。なお、(3)、(4)式とも(2)式同様、控え目のQ、Lを与えることになる。

㊦ 1) 無かん水区で平年並の有効雨が合った場合

$$W = 394 - 318 = 76\text{mm}$$

$$\therefore Q = 100 - 0.14 \times 76 = 89\%$$

$$\therefore L = 0.14 \times 76 = 11\%$$

2) 無かん水区で確率1/10早魃の年。

$$W = 394 - 250 = 144\text{mm}$$

$$\therefore Q = 100 - 0.14 \times 144 = 80\%$$

$$\therefore L = 0.14 \times 144 = 20\%$$

5. 発展的考察

4までの処理においては、統計の中に不安定要素を入れないため、年々の生産量(総出荷量指数S)の変動は無いものと見做して来た。(1の3、4参照)

しかし、実際問題として生産量もその年の気象条件に左右されるはずである。

ここに、多目的畑かん事業を目前に控えた意欲的農家の端的な意見を2~3紹介しよう。

㊦ 積極論

① 従来は、自然任せの営農の中で、柿の品質を保持するために、摘蕾、摘果を強いられて来たが、水の保証さえあれば、少くとも摘果は省略することができる。そうすれば、安定品質のもとで多収穫が望める上、摘果を止めたための余剰労力を、より高度の営農に振り向けることができる。

② 多目的のシステムが実現すれば、収量の増加のみならず、労せずして適期適時の防除が合理的に実施できるから、量の増化に加え、出荷時の秀品率の高上が期待できる。

㊦ 慎重論

① みかんの例の如く、多収穫を極端に追求することは、われわれ柿農家の自殺行為である。したがって、多目的畑かん実現によって浮いた労力は、品質の向上に振り向けるべきであり、摘蕾はもち論、摘果も十分に行うべきである。こうすれば、従来に比し、“秀品率”の向上は著しくなる。

② 水は日照続きの時の補給程度で良く、われわれは防除の省力化に最も期待している。もち論、他地区を引き離し“高品質、多収穫”が実現することを望みたいが、米、みかん、茶、ブドウ……と次々と打ち出されて来る生産調整問題が脳裏を離れない。

そこで、多目的畑かんによる積極的増収量論をこの考察に取り入れることは慎み、少々ラフな扱いはあるが、過去11ヶ年の自然降雨による生産量実績のみから、総出荷量指数Sの要素も加えた出荷価値指数Pと有効雨量ARとの関係式を推定して見ることとする。

1. 総出荷指数Sと有効雨量ARとの関係の推定

(表一5)の「4ヶ月計」のARの下位の5ヶ年と上位の5ヶ年の平均値 AR_e, AR_h を求める。

● 下位グループ

48年：248, 42年：266, 40年：269, 39年：283

44年：300

$$\therefore AR_e = 273\text{mm}$$

● 上位グループ

49年：384, 41年：364, 47年：356, 43年：349

46年：336

$$\therefore AR_h = 356mm$$

また、この AR_e , AR_h に対応する総出荷量指数 S_e , S_h を(表-1)より求める。

●下位グループ

48年：1.33, 42年：0.99, 40年：0.63, 39年：1.28

46年：0.78

$$\therefore S'_e = 1.00$$

●上位グループ

48年：1.32, 41年：1.02, 47年：0.98, 43年：0.89

46年：1.13

$$\therefore S'_h = 1.07$$

S'_e , S'_h の中間値が丁度 1.00 となるように調整すると S_e , S_h は次のようになる。

$$S_e = 0.960, S_h = 1.027$$

これらの (AR_e , S_e), (AR_h , S_h) から直線式を誘導すると(5)式を得る。

$$S = 0.00081 \cdot AR + 0.740 \dots\dots\dots(5)$$

(但し, $200 < AR \leq 394mm$)

2. AR と P' (S を含む出荷価値指数) との関係式

(2)式と(5)式より

$$P' = P \times S = (0.00158 \cdot AR + 0.498) \times (0.00081 \cdot AR + 0.740) = 0.000013 \cdot AR^2 + 0.00157 \cdot AR + 0.369$$

このP'はARの2次式となるが、 $200 < AR \leq 394mm$ の適用範囲においては、ほぼ直線と見做し得るから、 $AR = 318mm$ のとき $P' = 1.0$ となることを考慮して、近似一次式に改めると、次の(6)式を得る。

$$P' = 0.0025 \cdot AR + 0.205 \dots\dots\dots(6)$$

(但し, $200 < AR \leq 394mm$)

すなわち、(6)式が求める式で、この場合の出荷価値指数 P' は、[4] までで扱った(1)式にもとづく P でなく、(1)式の P に相当するものである。

P' についても(2)式同様の例を示してみよう。

例 1) 畑かんを行ったと同等の有効雨が合った場合。

$$AR = \sum ET = 394mm$$

$$P' = 0.0025 \times 394 + 0.205 = 1.19 = P'_{max} \dots\dots\dots \text{平年より19\%の収益増}$$

2) 確率 1/10 早魃年の場合。

$$A = 250mm$$

$$\therefore P' = 0.0025 \times 250 + 0.205 = 0.83 \dots\dots\dots \text{平年より17\%の収益減}$$

3. S を加味した利益率Q', 損失率L'

(6)式を基本として、[4] の2と同様、不足水量 $W (\sum ET = AR)$ から、標記 Q' , L' を推定する式を求めると、(7)式、(8)式を得る。

$$\text{利益率: } Q' = 100 - 0.211 \cdot W (\%) \dots\dots\dots(7)$$

$$\text{損失率: } L' = 0.211 \cdot W (\%) \dots\dots\dots(8)$$

(但し、両式とも $0 \leq W < 190mm$)

例 1) 無かん水区で平年並の雨の場合

$$W = 394 - 318 = 76mm$$

$$\therefore Q' = 100 - 0.211 \times 76 = 84\%$$

$$\therefore L' = 0.211 \times 76 = 16\%$$

2) 無かん水区で、1/10 早魃の年

$$W = 394 - 250 = 144mm$$

$$\therefore Q' = 100 - 0.11 \times 144 = 70\%$$

$$\therefore L' = 0.211 \times 144 = 30\%$$

6. 結論と今後の課題

1. 柿園に対するかんがいの必要性和その効果

[4] および [5] の考察によって、少なくとも当五条吉野地区のような山岳園においては、「柿に対する畑地かんがいが必要である」ということが、「試験管的」でなく「実態的」に立証された。

また、その効果については、統計処理上の不安定要素(総出荷量指数 S……農協のデータのみでは正確に把握することが困難)を除外して、控え目に誘導した法則性、すなわち(2)式または(3)、(4)式から考えた場合、平年に対し少なくとも12%の増収効果は確実であり、更に、不安定要素も現実の問題として加味した場合、(6)式または(7)、(8)式から、平年に対し、19%程度の効果が十分推定できる。

しかも、これらの数値は、単にかん水したことによる直接の効果であるが、当五条吉野地区は多目的かんがいを予定しており、事業完成後は、その省力化による余剰労力の一部を摘蕾摘果に当てる等、合理的な営農を行えば、結果として、品質の向上、出荷量の安定的増進が約束されるから、事業計画書に示す20%の“増産効果”は、それを“増収効果”と読みかえることにおいて、十分達成できるものと判断する。

更に、「低仕上げ密植栽培」が定着すれば、柿樹の浅根化傾向が避けられないため、かん水の必要性は益々大となり、その効果もより顕著となるであろう。

2. 今後の課題

以上で、柿園に対する畑地かんがいの必要性は、当五条吉野地区においては、その浅根性において明確に立証できたし、また、かん水のみを合理的に行うためならば、われわれが現在持ち合せている農業土木技術だけで、自信をもって対応できるものである。

しかし、当事業は“多目的かんがい”を計画していることと、地元農家が組織的、近代的営農を殆ど経験していない上、専業から2種兼業までの農家が複雑に混在していること等から、今後可及的速かに下記事項を検討し、結論を出さなければならないであろう。

① かん水効果を減殺しない範囲で、防除、施肥を効

果的に可能とする“柿”に対する多目的畑かん末端機構の確立。

- ② 柿の等級（外観、重量）のみでなく“味”の保証ないしは向上を計るための施肥計画とかんがい期の合理的選択。
- ③ 柿の増収を見込んだ施肥体系の量的、質的な検討。
- ④ 地元営農体系の整備確立と、その啓蒙。

かかる意味において、五条吉野地区では、農政局、奈良県、五条市、五条吉野土地改良区および地元篤農家の5者協力のもと、五条市樫辻地区に6.5haのモデルほ場を設定し、展示的営農を強力に進めるかたわら、諸々の必要な調査検討を実施中である。

このモデルほ場における調査研究の主流は、

- 1) 農政局計画部資源課系の「畑地かんがい営農基準ほ調査」
- 2) 畑地農業振興会五条吉野委員会（農政局建設部、京大、東大、岡大、県事務所、県農試の6機関で構成）による「多目的畑地かんがい総合調査研究」

の2本である。

そして、これらの検討の成果が、五条吉野地区総合農地開発事業に活かされたとき、はじめて地域の人々に、真に喜ばれるバラ色の農業基盤が具現されることであろう。

おわりに

このレポートは、五条吉野地区国営事業推進のための参考として、筆者が個人的判断にもとづいてまとめたも

のである。

したがって、国営事業としての行政的対応とは、自らの別の問題であるが、もし、本レポートが参考となり、更に幅の広い判断から、事業実施の中に一部たりとも吸収されれば至幸であり、その上、これが後進の事業計画の一助ともなれば、望外の幸である。

なお、6の2で述べた今後の課題を克服して前進するためには、樫辻地区モデルほ場の枠内に限らず、県、市町村、土地改良区、受益農家の一体的協力が不可欠であるが、従来ともすると、土地改良実施部門とは直接のつながりが薄い感もあった、奈良県農業試験場ならびに同農業改良普及所の関係各位の今日までの格別の御協力に対し、本紙上を借りて感謝申し上げますとともに、今後の御協力をお願いする次第である。

最後に、近年“無公害農業”の問題が提起されるようになったが、われわれの提供する近代的営農基盤の上に、地域住民の安心できる営農が、縦横に展開される明日を信じ、関係方面の前進を大いに期待するものである。

参考文献

- a. 北川博敏著「カキの栽培と利用」
- b. 岐阜県農業試験場「カキ園のかん水試験成績書」
- c. 奈良県農業試験場・福長信吾「かきのかん水と果実の肥大について」
- d. 奈良県五条高校賀名生分校・御勢久右衛門「柿の根群調査結果」（「富有柿の生態研究」より）
- e. 国営五条吉野地区・総合農地開発事業・基本計画書

フィルダムコア材の乾燥工法

—— 茂沢ダムの実例 ——

青 井 隆* 鈴 木 武**
 数 納 由 男*** 畠 中 進****

目 次

1. まえがき	15	4-2-3 生石灰工法の問題点	19
2. ダムの諸元	15	4-2-4 ケミコライム(生石灰;小野田セメント®)について	19
2-1 コア土の性質	17	5. 用土乾燥法の設定	19
3. 高含水コア用土の取扱い	17	6. 用土乾燥試験およびその結果	19
3-1 茂沢ダムの場合	17	6-1 室内試験	19
4. 用土乾燥法	17	6-2 現場試験	20
4-1 自然乾燥法	18	6-3 試験結果	20
4-2 化学脱水法	18	7. 施工法	21
4-2-1 生石灰工法について	18	8. 施工結果	21
4-2-2 生石灰による土質改良効果の工学的評価	18	9. あとがき	21

1. まえがき

群馬県営茂沢ダムのコア材は、第4紀火山灰質粘性土(統一分類VHに属す)である。このローム土は我国いたるところに広く分布堆積されている特殊土の一種で、その工学的性質は他の粘性土に比べ特異な(扱い難い)性質を示している。しかしこのローム土を社会的要件(経済性・用地問題等)で考えるなら、扱い難いゆえ使用しないではすまされない。むしろ特異条件(含水量多く、土工機械の走行によるこねかえし、著しい強度低下、トラフィカビリチーの確保困難、又、その結果生じるであろう不均一な締固め、完成後に生じると思われる安定上の諸問題)を解決し、土質改良して積極的に使用することが、より得策である。

茂沢ダムでは、この土質改良の一手法として、ケミコライム(生石灰;小野田セメント®)を使用し、現在施工を進めているので、今迄の経過(採用に至った経過、試験方法、施工状況およびその結果)を簡単に報告させて頂く。

2. ダムの諸元

茂沢ダムは総事業費740,000千円を投入して、アース

ダムを建設し、洪水時の山間流量を調節して、下流の130haの農地および農用施設の被害を防止するために、昭和46年度から群馬県営防災ダム事業として建設するものである。流域は榛名山の東麓に位置しているが、河川勾配は山間部(平均勾配1/10)から直接平坦部(平均勾配1/50~1/250)に接続しているため、豪雨の際には、しばしば氾濫し被害を及ぼしている。現在ダム建設工事は、仮排水路工事、基礎処理工事、仮締切堤の工事を終了し、昭和52年度完了を目的に本堤の盛土の最中である。

(1) 河川名	利根川水系 一級河川茂沢川	
(2) 事業目的	農用地防災	
(3) 管理者	群馬県茨川土地改良事務所	
(4) 築造位置	茨川市行幸田・有馬	
(5) 流域面積	1.8km ²	
(6) 満水位	H・W・L. 245.70m L・W・L. 244.20m	
(7) 総貯水量	172,640m ³	
(8) 有効貯水量	146,000m ³	
(9) ダムの型式	中心コア型アースダム	
(10) 堤長×堤幅×堤高	134.61m×6.00m×24.65m	
(11) 堤体積		
ランダム	118,242m ³ コア	23,375m ³
フィルター	7,236m ³ 計	148,853m ³

* 農林省建設部防災課 ** 関東農政局建設部防災課
 *** 群馬県耕地改良課 **** 群馬県茨川土地改良事務所

⑫ 付帯設備

仮排水路 標準馬蹄型 $l=212\text{m}$
 放水路 導入半管路式 $8.76\text{m}^3/\text{s}$
 余水吐 側水路型 $77.7\text{m}^3/\text{s}$
 付替道路 $l=945\text{m}$ $B=4.00\text{m}$

⑬ 観測設備

自記雨量計 自記水位計 自記温度計
 沈下計 コア-3 ランダム2 計5ヶ所
 間隙水圧計 コア-9 ランダム10 計19ヶ所

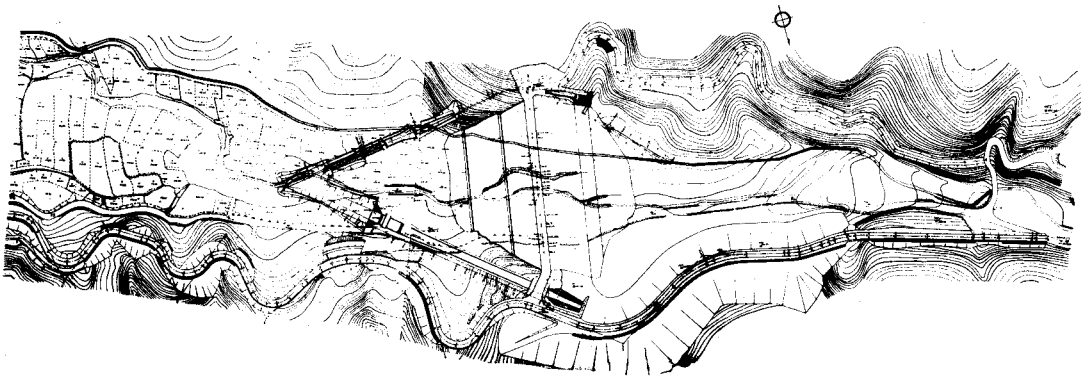


図-1 県営防災ダム茂沢地区平面図

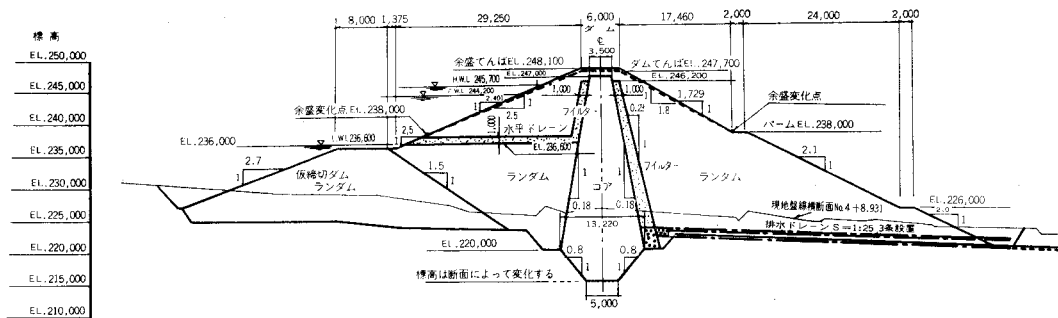


図-2 標準断面図

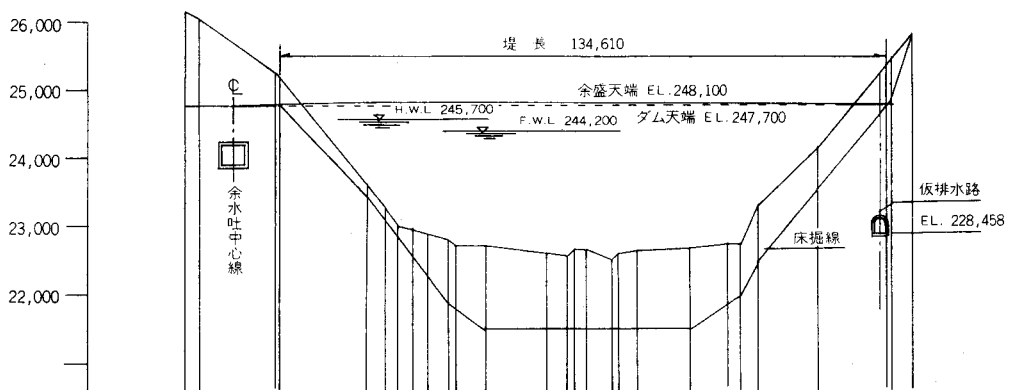


図-3 堤体工縦断面図

2-1 コア土の性質

コア土取場はダムサイト上流0.3kmの右岸（北向斜面）丘陵部である。表土は厚さ0.3~0.8mで、その下にロームあるいは礫混りロームが1.0~2.0mの厚さで堆積し、以下凝灰質粘土とつづく。表土層は木の根、草根を多量に混入する暗褐色のローム質土であるので、築堤材料としては考えない。ロームあるいは礫混りロームは茶褐色を呈するゆるい火山灰質粘土であり、自然含水比は90~60%と高く、関東ロームのうちでは比較的新しい立川ローム系（粘土鉱物としてはアルミニウム分に富む珪酸塩のアロフェン系）と観察される土である。この土の粒度状態は場所によって礫（φ10cm内外）を混入しているが、大半がシルト、粘土の細粒子により構成され、三角座標分類では粘土に属している。物理試験結果（表一）による統一分類では「MH」…火山灰質粘性土となっている。この自然状態の土は機械施工が不可能であり、何等かの方法で含水比調整（いわゆる用土乾燥）を実施しなければ盛土材としては使用不可能であった。

表一 土質試験結果一覧表

粒度試験	礫分	54%	自然状態	含水比	57.3%
	砂分	19%		土粒子の比重	2.735
	シルト分	15%		単位体積重量	1.596
	粘土分	12%		乾燥密度	1.015
	最大粒径	25.4mm以下		間隙比	1.751
稠度試験	液性限界	82.5%	室内試験	最大乾燥密度	1.188
	塑性限界	51.7%		最適含水比	44.4%
	塑性指数	30.8		収縮限界	18.26%
	流動指数	12.0		内部摩擦角	13°30'
	相対稠度	0.70		透水試験	3.44×10^{-6}

3. 高含水コア一用土の取扱い

高含水の結果生じるであろうオーバーコンパクション、トラフィカビリチーの確保困難は、輾圧不良、極端な場合には輾圧不能を招き、完成後の圧密変形・強度不足、安定性、透水性の欠如を生じる。このような場合には各角度から検討し、より安全・施工確実、経済的な設計変更を可及的速やかに実施しなければならない。

- ① 輾圧方法の再検討…人力輾圧・水じめなどの消極的輾圧および自重輾圧・シキソトロピーを期待する長期的輾圧
- ② ダムタイプの再検討…断面変更、各ゾーンの安定性・透水性をチェックし、場合によってはライニング工法との比較設計となる。
- ③ 土取場の再検討…近隣に、より目的にかなう用土が存在するか。
- ④ 用土乾燥法の開発…何らかの方法で含水比を低下させ、トラフィカビリチーを確保し、所定の密度、

透水性を得る。

- A. 自然乾燥法 風乾、圧密脱水、地下水位低下等
 - B. 熱風乾燥法 ボイラーによる熱風乾燥、赤外線による熱線乾燥等
 - C. 化学的脱水法 土中水分を化学反応により吸水脱水・させ土粒子構造を変化させる
 - D. 物理的脱水法 電気浸透による脱水等
- ⑤ 混合による使用 所定の目的に近づく用土を選択し、混合により互の欠点を補いコア一用土として使用可能な混合用土の可否を検討する。

3-1 茂沢ダムの場合

第1回の試験盛土の結果、コア土は自然状態では、運搬機種であるダンプトラックの走行はもちろんのこと、まき出し機種であるブルドーザの走行も困難であり、転圧機種対象であるタンピングローラー・振動ローラー・タイヤローラーによる輾圧は土を締固めるといよりは、むしろ土をこねかえず結果となった。そこで急ぎ前項の再検討となったが、各種検討比較設計した結果、④Cの用土乾燥（化学脱水法）を採用し、用土乾燥試験の後、再度試験盛土を実施し、施工にふみきった。

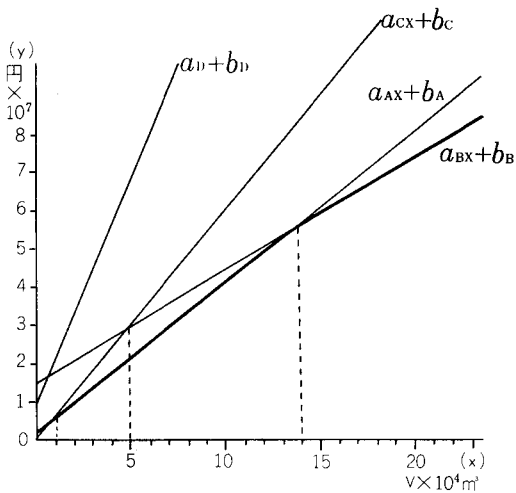
- ① 重機械輾圧なしの施工は工期の長期化、実質上の施工中止となる。
- ② ダムタイプの変更は追加用地買収、用土量の増加に伴う新規土取場開発など解決困難な問題が多すぎる。
- ③ 更に土取場を求めることは、運搬距離などで経済的に不利であり、期待どおりの土質、土量が得られるか疑問である。（結論的には近隣には透水性を満足し得る用土は関東ロームしか存在せず、関東ロームは多かれ少なかれ高含水であり、施工困難である）
- ④ コア土に他種用土を混合し使用するには、混合用土が低含水のものを選択しなければならないが、近傍に良質材料が無い。などが主な理由であった。

4. 用土乾燥法

用土乾燥を前記3—④A・B・C・Dの4工法に分類した場合に

- i) 用土乾燥を実施する土量規模
- ii) 用土の含水吸着水の状況

によって採用出来る工法は限られてくる。i) から検討した場合、図一4に模式的に表わされる。^{*}1) 即ち経済性のみを考えるならば、自然乾燥法は2,500m³~140,000m³で最も経済的であり、それ以上は熱風乾燥法を検討する必要がある。化学的脱水法は2,500m³以下ならば最も経済的であるが、50,000m³以上となるならば、熱風乾燥法を比較検討しなければならない。物理的脱水法は通常



図一四 用土乾燥量—経費図

は非経済的の工法である*)。次の条件で試算した。

- a; m³当り経常処理費 b; 初期投資額
 (経費含まず49単位)
 a_A=用土破碎, トレンチ作成費, 乾燥土集積費等 400 円
 b_A=ストックパイル用地費, シート費等 1,000千円
 a_B=燃料費, 維持管理費, 投入費等 300 円
 b_B=プラント作成費, 機械作成費等 15,000 千円
 a_C=材料費 (m³当り生石灰 30kg), 施工費等 600 円
 b_C=施工用地費, シート費等 500 千円
 a_D=電気費, 維持管理費等 1,300 円
 b_D=設備費, 集積用用地費等 8,000 千円

ii) から検討した場合

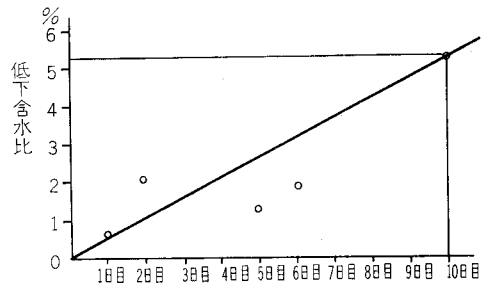
- Aは, 粒度があらく, 破碎されやすく, 土中水分のポテンシャル (PF) の低いとき有効であろう。
 Bは, 低粘性土に対してはより作業しやすいであろう。
 Cは, 低下含水量が比較的少ない場合により経済的であり, 粘土鉱物が比較的新しい場合は更に有効に作用するであろう。
 Dは, 土水系ポテンシャルの高い場合に検討されるであろう。

茂沢ダムにおいては, 処理土量および土の性質から, 具体的に採用し得る用土乾燥法として, Aの自然乾燥法, Cの化学的脱水法の2つの工法にしぼって細部試験検討した。

4-1 自然乾燥法

茂沢地区のコア—土取場は, 1) 土取場が減少である。2) 北向斜面のため日照時間が著しく少ない。3) 凹型地形のため地下水位低下が困難であり, 表流水が集まる。4) 粘性が強いため破碎し難く, こねかえし易い。等の理由から, 土取場内風乾は極めて困難であった。盛土に

使用するコア—用土を用いて風乾試験を実施し, 含水比の変化のみを観察するならば, 図一5のとおりで, 試験期間11日間のうち実際の乾燥6日間で深さ30m迄の平均



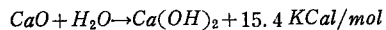
図一五 風乾による平均含水比低下状況(30cmまで) 含水比は5.2%低下した。この試験で深さ5~7cm迄は比較的簡単に最適含水比に低下させ得るが, それより深い部分については, 10日以上存置しても許容含水比まで下げ得ることは困難であり, それ以上に破碎の難しさ, こねかえしによるはぎとりの困難さを痛感した。今, 仮に湿地ブルドーザにより7cm(機械施工の限界値と言われている)ずつはぎとったとしても10日当り70m³(=0.07×1,000)しか乾燥し得ず, 年間になおしても2,500m³であり, 施工に10年間要することになるため, 実際には不可能と言わざるを得ない。

4-2 化学脱水法

4-2-1 生石灰工法について

生石灰について今更説明することは蛇足であろうが, とりまとめると次のようである。

①土に生石灰 (CaO) を添加すると土中の水分 (H₂O) と反応し, 消石灰 Ca(OH)₂ 化する。この時に 15.4 KCal/mol の発熱, 体積膨脹する。この作用は瞬時に完了する。



分子量 56 18 74 生石灰 1kg の発熱量は 279 KCal である。

56g の生石灰は 18g の水分を吸収して消石灰となる。

体積 1 1.99 1cm³ の生石灰は 1.99cm³ の消石灰となる。

②土と石灰とのイオン交換反応が起り, 石灰の Ca⁺⁺ が粘土表面に吸収され更に土中の微粒子が凝集化する。この作用は比較的短時間に起り, 混合後2日位で終了し, 初期材令の強度増加やコンシステンシーに影響を与える。

③土粒子表面に吸着されたカルシウムが土中のシリカやアルミナと反応して, 安定した結晶鉱物に変化する(ポゾラン反応)。この作用は極めて順々に起る。

4-2-2 生石灰による土質改良効果の工学的評価

①土の含水比の低下による施工の向上一特に非自由

(拘束) 水の多い粘性土にその効果は大きい。

②土のコンシステンシーの改善—粘土中の鉱物の反応性と相まって、化学変化効果は期待できる。

③強度特性の向上一初期における施工機械のトラフイカビリチーの改良、又築堤材料としての安定ある強度の増進、等があげられる。

4—2—3 生石灰工法の問題点

このように生石灰工法はかなりの利点を有するが、実施にあたっては、いろいろな問題点がある。

- ①反応完了迄に長時間が必要である。
- ②施工管理にかなり煩雑な面が多い。
- ③降雨対策は特に厳重に実施しなければならない。
- ④乙種危険物第3類に指定されているため、多量の生石灰の取扱いは資格者が要である。
- ⑤単価は決して安価ではない。
- ⑥設計使用量と現場使用量が著しく異なり、土質・施工法で大幅に使用量を減ずることが可能であるので、必ず現場試験が必要である。

4—2—4 ケミコライム (生石灰; 小野田セメント®) について

生石灰は問題点で記述したとおり、危険物に指定されているため一時に多量を取扱うことが出来ないが、生石灰を主原料として商品化され、主に路盤・路床改良材として販売されているものの一つにケミコライムがある。ケミコライムの成分の1例を示すと表-2のとおりである。ケミコライムを選定した理由として、①コンテナ—

表-2 ケミコライムの化学分析結果 (1例)

成	分	含有量 %
ig	loss	5.3
Si	O ₂	2.2
Al ₂	O ₃	1.0
Fe ₂	O ₃	0.4
Ca	0	87.6
Mg	0	2.2
S	O ₃	1.2
Total		99.9

バック (1 t) が危険物承認済のものであり、輸送および貯蔵が簡易であり、現場で一時に多量に使用可能である。②20mm~30mmの粒状であり、粒径が一定しているため、均一にむらなく散布でき、飛散が少ない。

5. 用土乾燥法の設定

用土乾燥を実施する場合、経済的・技術的に可能な範囲内で含水比低下、トラフイカビリチー確保をすれば良い。即ち含水比低下で考えるなら、最少のエネルギー (=経費) で出来るだけ多くの含有水分を有効に除去できれば良く、トラフイカビリチーも最適含水比まで含水

比低下させなくとも機種を選定することにより重機転圧可能になり得る。茂沢ダムにおいては、

$$\begin{aligned} \text{初期含水比} &= 57.3\% (\text{自然含水比}) - 5\% (\text{自然曝気}) \\ &\quad \text{で比較的容易に下げられる含水比}) \\ &= 52\% \end{aligned}$$

$$\text{乾燥土目標含水比} = 44\% (\text{Wopt})$$

$$\begin{aligned} \text{ケミコライムにより低下させる期待含水比} &= 52\% - 44\% \\ &= 8\% \end{aligned}$$

と設定し、試験盛土と用土乾燥試験を並行させ、試験により必要最少量の含水比低下、転圧可能限界のトラフイカビリチーを見出し投入量を決定した*2)。

②ケミコライム投入により含水比はもちろん低下するが、発熱による蒸発効果、イオン交換反応による凝集化効果、Ca⁺⁺によるボゾラン反応効果、炭酸の置換による炭酸化効果など計算要素以外の効果が非常に有効に働らく土質であった。含水比低下計算式は、①吸水効果のみを考慮した混合後の含水比 $W_1 = \frac{W_0 - 0.32aW}{1 + 1.32aW}$ ②蒸発効果をも考慮した混合後の含水比 $W_2 = \frac{W_0 - 0.77aW}{1 + 1.32aW}$ で求められるが、これにより投入量を決定した場合、実際の投入量の倍も多く投入しなければならない。

6. 用土乾燥試験およびその結果

6-1 室内試験

①投入量—初期含水比の差異による低下含水比 (図-6)

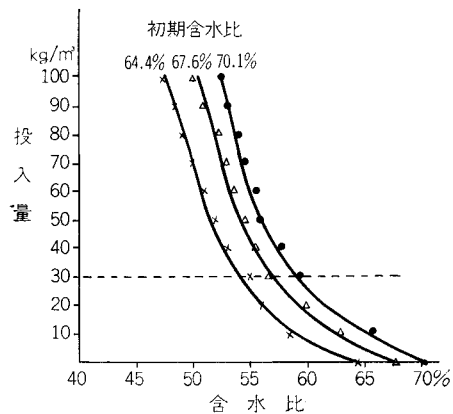


図-6 投入量—含水量低下曲線

m³当り 30kg 使用迄は急激に含水比は低下するが、30kg 以上の使用に対しては直線的な低下しか期待出来ない。30kg の使用ではほぼ10%の低下が初期含水比の多少にかかわらず期待できる。

②m³当り30kg投入の物理変化 (表-3)

投入して約3ヶ月経過した混合試料にて物理実験を実施したところ、その物性は大幅に改良されている。塑性指

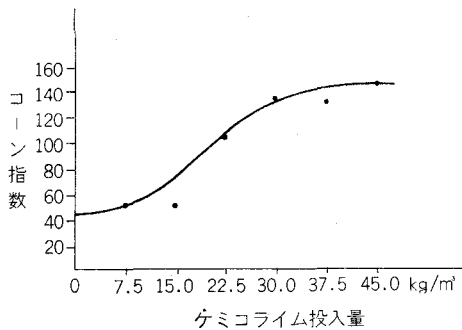
表—3 30kg/m³ 投入前後の変化

	液性限界	塑性限界	塑性指数	最大乾燥密度
混入前	58.8%	40.9%	17.8	1,140
混入後	43.4%	43.4%	12.3	1,318
	最適含水比	せん断抵抗角	粘着力	備考
混入前	48.5%	※ 18°00'	※2.62t/m ²	※設計時の値
混入後	37.7%	39°00'	3.1 t/m ²	

数が17.8から12.3に変化したことは、砂質に少し変化し、団粒化傾向を示しているが、それ以上に転圧効果が增大するので、無視しても十分安全であると考えてよい。せん断抵抗、粘着力の増加は転圧効果を增大すると共に、力学的特性を良好にする。

6-2 現場試験

① コーンペネトrometer測定 (図—7)

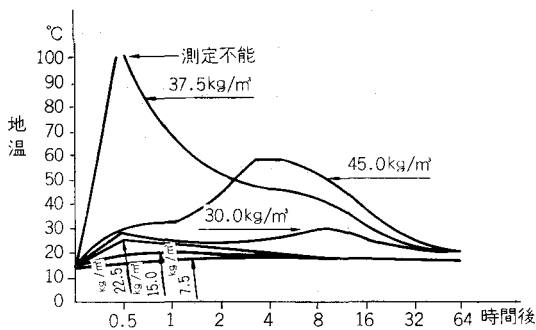


図—7 コーン測定

試験ブロックを6つに別け、m³当り7.5kg, 15kg, 22.5kg, 30kg, 37.5kg, 45kgを散布し、コアー用土と混合した。(以下現場試験ブロック投入量は同じ)反応がほぼ終了したと思われる2日後に転圧し、コーンペネトrometerで測定した結果、(試験ブロックの含水比の差異は多少はあろうが)30kg/m³を境に、投入量の増加によるコーン指数の増加はほとんど期待出来なかった。

② 地温測定 (図—8)

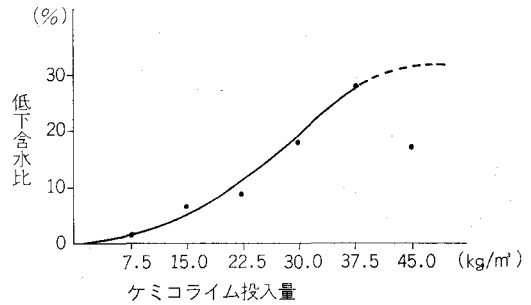
反応終了時間を見出す一つの目安として地温測定を実施



図—8 地温測定

した。30kg/m³までの場合、発熱作用は用土の温度上昇にその熱のほとんどが使用され、蒸発の熱まで至らなかったであろうが、ほぼ24時間経過で第一段階反応は終了し、48時間経過すれば、発熱作用による蒸発も終了している。又、m³当り投入量の多い場合には、消化作用が行きわたらないせいか、終了時間が長びく。

③ 現場における含水比低下測定 (図—9)



図—9 現場含水比低下

室内試験では、実際に期待出来るであろう表面からの蒸発散による含水比低下は測定出来ないで、現場で実測した結果、25kg/m³までは投入による含水比低下は室内試験とほぼ同じ結果を示したが、30kg/m³で室内試験結果より10%も減少した。(45.0kg/m³の含水比低下が低下しているのは、試験区のバラツキによるものと思われる)。

④ 現場密度測定、現場透水試験

現場密度は、22.5kg/m³でカーブのピークを示し、乾燥密度1,135で設計密度を十分満足させた。投入量が多い場合には、多少減少する傾向を示し、少ない場合は、オーバーコンパクションを起した。透水試験については、ケミコライム投入前の人力突固めによるものが10⁻⁷であったのに対し投入後の機械転圧によるものは10⁻⁶を観測し、やや低下した。(設計は10⁻⁵である)

⑤ 重機の走行テスト

投入前の用土上は走行不可能でこねかえしたが、22.5kg/m³以上投入したものは走行可能であり、トラフィカビリチーを確保でき、第2回試験盛土の可能性が得られた。

6-3 試験結果

室内、現場試験の結果、総合的にみて30kg/m³投入混合で施工可能と判断し、試験盛土を実施した。ケミコライム30kg/m³(地山)を投入・混合し、7日間放置後、タンピングローラー、タイヤローラー、ブルドーザの3機種、まき出し厚15cm, 20cm, 30cm, 40cm, 転圧回数4回, 6回, 8回, 10回で計画した。自然含水比57%がケミコライムの効果により平均43%±に低下し、トラフィカビリチーは得られたが、タンピングローラーでの転圧不能(次第にローラーに附着し、かく乱甚だしくなり

転圧効果全然なし)であった。しかしタイヤローラーでは20cm 8回転圧で乾燥密度1.286が得られ、設計密度を117%オーバーする値が得られた。(もちろんブルドーザは転圧可能であった)。

7. 施工法

生石灰投入法は施工法でその効果にかなりの差を生じる。現在茂沢ダムでは次のように施工している。

①土取場からブルブッシュでストックパイルに片押し、2~3週間放置する。(このときはこねかえされてベトベトの状態である)。

②ストックパイルにきた用土をバックホーで幅3m厚20cmにまき出す。

③その上にケミコライム(1tパック)をバックホーでつり上げ散布し、人力でいねいにまき散らす。(写真-1)



写真-1

- ④その上に用土を厚30cmで覆土する。
 ⑤以下同じことをくりかえす。(図-10)
 ⑥10日間以上養生後、(図-10)のようにバックホー

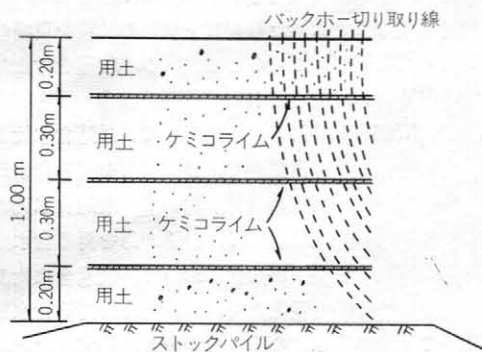


図-10

で切り取りながら混ぜ合わせ、ダンプトラックに積込み盛土現場に搬入する。

⑦乾燥工程はシートによる維持管理を実施することはもちろんである。

8. 施工結果

現在施工中であるため、用土乾燥結果に恒数的結論は出せないが、昭和50年度実績は、9,823m³で、

投入前の含水比=43~59%(32点)平均49.4%

盛土の含水比=38~44%(31点)平均42.1%

ケミコライム使用による含水比低下=49.4%-42.1%
 =7.3%

であり、 $r'd=1.245\sim 1.263$ でD値は93.9%~100.7%を示している。地山m³当り30kgを投入し用土乾燥した結果、施工機械のトラフィカビリティーが確保でき、十分な締固めが可能になったので、密度の上昇、透水係数の減少、圧密沈下の減少など、その初期の目的は達せられるものと確信する。

9. あとがき

生石灰を用いて関東ロームなどの高含水比粘性土を改良することについては、今まで多くの研究がなされ、地盤改良、路床改良などの施工例は多いが、フィルダムの使用例は稀と聞く。高含水の結果不十分な転圧となり有害要素を残すよりは、必要最少量の生石灰を投入して重機転圧を可能とし、完全なダムの施工を可能とすることが私達の使命である。この拙文を書くにあたり次の資料を参考にした。

- 1) 土と基礎、世良至; 石灰安定処理の設計と施工(1970)
- 2) 第8回フィルタイプダム施工技術講習会テキスト(日本ダム協会)
 鎌田正考; 高含水コアの強制乾燥工法(1973)
- 3) 土質工学会編; 土質調査法
- 4) 小野田セメント; ケミコライム工法資料

フィルダム土質材料の力学試験点決定に 際しての一提案

森 彦治* 西田武三** 鈴木 修**

目 次

1. はじめに.....22	3. 試験点の優先順位.....22
2. 試験点の決定方法.....22	4. おわりに.....25

1. はじめに

フィルダムの築堤材料（主として不透水性材料）の土質試験を行うにあたり、各々の力学試験において、試料の試験点（供試体の試料状態）の選定は、設計および施工上重要な事柄である。これまで数多い試験が実施されてきたが、試料の試験条件が、現場条件と適合していないため、充分設計に反映出来ずに試験のための試験におわっている例もあれば、限られた試験で充分その目的を達している例もある。ここでは、こうした経験から、実際の設計および施工を考慮して試験点を決める際の考え方を述べ、限られた試験数の場合の試験点の優先順位などを提案してみた。

2. 試験点の決定方法

一般に室内力学試験は、材料の突固め特性、透水性、圧縮性、セン断特性、施工性などの力学的諸性質を把握し、築堤材料としての適否、堤体のゾーニング、さらには堤体の安定性の検討に必要な資料を得るためにおこなうものである。その試験点は突固め試験結果を基準にして次のような条件を考慮して決めるのが普通である。

- ① 現場含水比 FM と施工性（コーン指数 \geq 約 4 kg/cm^2 ）
- ② D値 ($rd/JISrd_{max} \times 100\%$) $\geq 85\% \sim 90\%$
- ③ 飽和度 $Sr \geq 80\% \sim 85\%$

これらの方法はフィルダムの分野において一般に採用されているものであり、土質材料の標準突固め曲線と前述の①～③との関係は、図-1に示すとおりである。

3. 試験点の優先順位

試験は、実際の築堤において考えられる密度や含水比付近で数多く行い、その材料の力学的特性を充分に把握

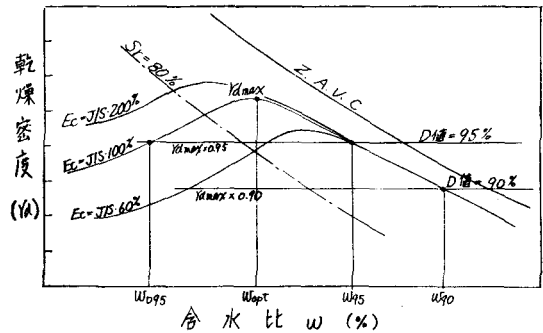


図-1 突固め曲線とD値、飽和度および含水比の4状態区分

することが望ましい。しかし多くの場合、時間的・予算的な制約その他により試験点の数は限られてくる。したがって実施した方がよいと考えられる試験点もけげらざるを得ない場合が多い。そこで、その重要度を突固め曲線上に点または範囲として示すことを考え、試験点として採用すべき順位の検討を以下に行った。

優先順位の決定にあたり便宜上試料の状態を現場含水比によって位置づけるものとし、次の4状態を考えた。

- ① Wopt ; 最適含水比
- ② W95 ; 突固め曲線において、最適含水比よりも湿潤側で、D値95%を得る含水比
- ③ W90 ; 突固め曲線において、最適含水比よりも湿潤側で、D値90%を得る含水比
- ④ Wd95 ; 突固め曲線において、最適含水比よりも乾燥側で、D値95%を得る含水比

以上の4点の含水比の位置を図-1に示す。なお、上記のD値は必ずしも95%や90%に固定すべきものではなく、それぞれの土の突固め特性により決定されるものでここでは一般的な値を示した。また、同図中に突固めエネルギー $E_c = JIS \cdot 60\%$ (JISによる標準突固め試験のエネルギーの60%の仕事量で突固めるという意味) および $E_c = JIS \cdot 200\%$ の曲線を併記したが、これは次のよ

* (株)三祐コンサルタンツ技術研究所
** 同技術第一部

うな理由によるものである。

$E_c = \text{JIS} \cdot 60\%$ について

① 現場含水比が $W_{opt} \sim W_{90}$ にあるものは、このエネルギーでの rd_{max} が D 値の 95% 付近となる場合が多く、この時の飽和度は $S_r = 80\% \sim 85\%$ で、コーン指数は $q_c > 7 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ となり一般に施工容易な状態を示すものである。

② 現場含水比が $W_{opt} \sim W_{90}$ にあるものは、一般の施工機械で D 値 95% 以上の密度を得る事ができる。

この時の密度がこのエネルギーでの突固め密度にほぼ相当する。 $E_c = \text{JIS} \cdot 80\%$ では D 値 100% ラインとの明瞭な区別がつけにくく、逆に $E_c = \text{JIS} \cdot 60\%$ 以下 (たとえば 40%) ではルーズすぎる場合が多い。

③ 高含水比で、ねり返しの起りやすい土では、このエネルギーで突固めた状態が強度的にはほぼ最良の場合が多い。

④ このエネルギーでの突固め曲線が $E_c = \text{JIS} \cdot 100\%$ の標準突固め曲線に近接するような土は、D 値をたとえば 95% 以上にあげても施工は容易である。反対に、上記の 2 曲線が離れているような土は、D 値を下げないと施工管理がかなり困難となる。したがって、このエネルギーでの突固め曲線は、標準突固め曲線と同様に D 値決定のための有用な目安となる。

$E_c = \text{JIS} \cdot 200\%$ について

① 現場含水比が乾燥側にあるものは、一般にレキ率も高く、 $\text{JIS} \cdot 100\%$ 程度のエネルギーでは飽和度を $S_r > 80\%$ にすることが不可能である。

② $E_c = \text{JIS} \cdot 200\%$ に限定せず試験前に土を見て最適の突固めエネルギーを想定することは非常にむづかしく、長年月の経験が必要とするので、レキ率が高く (30~40% 以上) 含水比の低い (25% 以下) のものであればこのエネルギーに限定して試験計画をたてるのが得策であろう。

i) 現場含水比 $FM > W_{90}$ の場合

この含水比においては多くの場合、試料は半粘性流体的な状態を呈し、築堤材料として使用するには不適当であり、他の良質の材料と混合するか、又は単一に使用するにはかなり乾燥させねばならない。その場合の乾燥の程度としては、コーン指数が $q_c = 4 \sim 6 \text{ kg/cm}^2$ (ブルドーザーの一般的施工限界) になるような含水比を目安とする。その含水比がいずれの位置にあるかによって図-2、図-3 に示すような試験点が考えられる。なお図中の数字は試験点として採用されるべき優先順位を示す。

ii) $W_{95} < FM < W_{90}$ の場合

この含水比においてもコーン指数が 4 kg/cm^2 以下となることがあり、この場合もやはり施工不可能である。

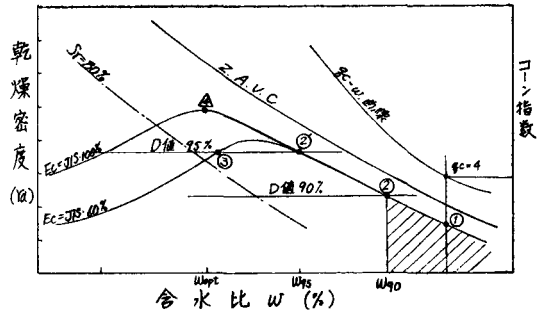


図-2 $FM > W_{90}$ の場合で $q_c = 4$ が W_{90} 以上

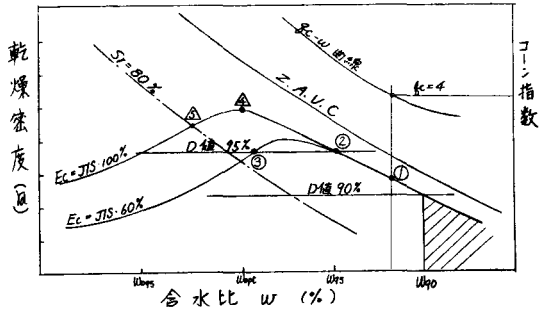


図-3 $FM > W_{90}$ の場合で $q_c = 4$ が W_{90} 以下したがって前記のケースと同様に、コーン指数が 4 kg/cm^2 以上になる含水比がどこにあるかによって試験方針が変ってくる。

図-5、6 の場合には、実際の施工においてその材料を単一で使用したければ、所定の含水比まで乾燥させる必要がある。

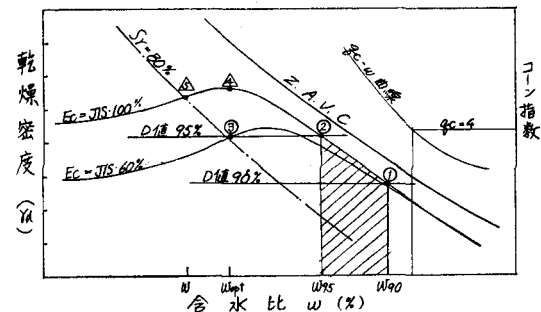


図-4 $W_{95} < FM < W_{90}$ の場合で $q_c = 4$ が W_{90} 以上

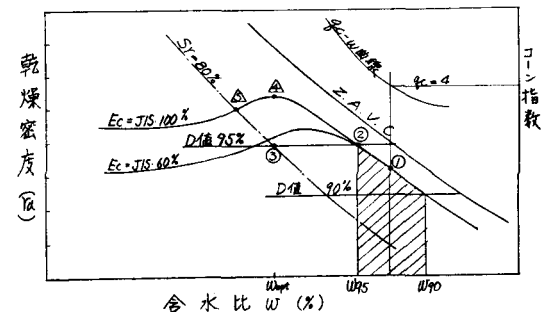


図-5 $W_{95} < FM < W_{90}$ の場合で $q_c = 4$ が W_{95} と W_{90} の間

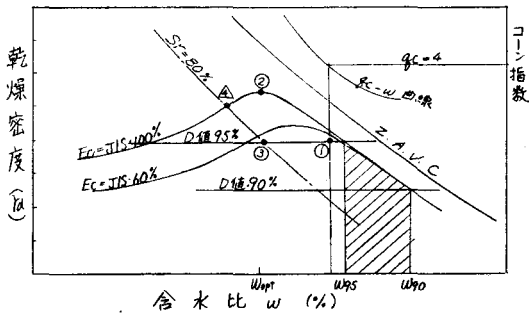


図-6 W95<FM<W90 の場合で qc=4 がW95 以下

iii) Wopt>FM>W95 の場合

一般的な土質材料がこの領域にある時は、塑性的又は弾性体的な典型的土質状態にあり、最も不透水性になりやすい領域である。したがってしゃ水性築堤材料としては最も理想的な状態である。試験点は、図-7に示す様な諸点が考えられる。

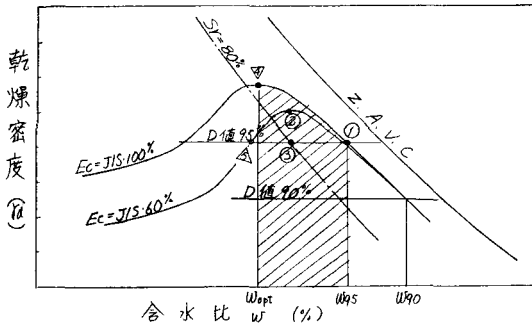


図-7 Wopt<FM<W95 の場合

iv) Wopt>FM>Wd95 の場合

この時の土質材料は弾性体的な状態にあり、力学的特性のうち浸水前の強度はあるが、飽和度の低下に起因するところのしゃ水性の低下が急激に生じるのが一般である。また浸水による強度低下も著しいので注意を要し、飽和度を高めるために散水または締固めエネルギーの増加が必要となる。このような場合試験点は、図-8に示した様な諸点が重要となる。

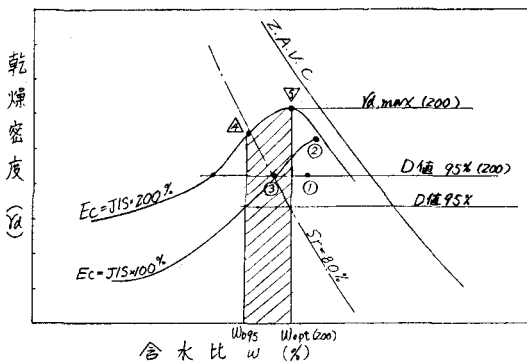


図-8 Wd95<FM<Wopt の場合

v) FM<Wd95 の場合

この様に乾燥した土質材料は、突固め試験において半固体状を呈し、力学的特性も強度・しゃ水性ともに低下し、不透水性材料としては散水を施さない限り使用出来ない。したがってiv)の場合と同様に、加水および高突固めエネルギーでの図-9に示す様な試験点が考えられる。

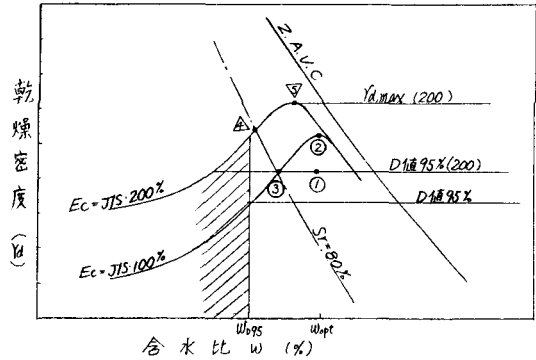


図-9 FM<Wd95 の場合

以上に示したとおり、便宜上現場含水比から土を4状態に区分し、そのうえコン指数を考慮に入れることによって力学試験の優先順位を提案したのであるが、これら優先順位のもつ意味は各場合に共通して次のように言うことができる。

優先順位①；堤体の設計および施工が現実的に可能であると思われる限界点（しゃ水性の確保またはブルドーザーなどの施工限界などできる）。

優先順位②；現場含水比が湿潤側の場合は、施工時に含水比が若干（4～5%）低下するものとして③よりかなりよい状態の点（一般的な施工管理値, qc=8～10kg/cm²の施工容易点付近）。

現場含水比が乾燥側の場合は、施工可能限界と思われる①より高い密度（D値95%以上）の点。

②を行なうことによってD値、C値および設計値などの考察や変更が可能になる。

優先順位③；D値95%（一般的な施工管理値）の線とSr=80%付近との交点。ここでは、しゃ水性と浸水後の強度低下（Wopt付近から乾燥側ではこの現象が起る）の程度を知ることが出来る。

①～③は特に重要な試験点である。

優先順位△・△；力学的特性を知ると同時に不透水性材料としての限界含水比や限界飽和度を知るために必要な点（レキ率が高く現場

含水比が乾燥側にあるものは特に重要となる)。

4. おわりに

以上、フィルダム築堤材料の力学試験点の位置および優先順位の設定について、過去幣社で実施した数多くの築堤材料調査・試験、堤体の設計、現場盛土試験および施工管理などでの経験から考察してみた。今回の考察は、標準突固め曲線を基準にして、試料の密度と含水比状態を規定しようとしたものであるが、力学試験の中でも、せん断試験、透水試験、圧密試験等の試験項目によってその重要度は大きく異なってくる。またそれぞれのダム固有の諸条件も試験項目や試験点の設定に大きく影響する因子であって、これらのうち主要なものを列挙してみると次のようなことが考えられる。

- 1) 土取場やダムサイトの自然条件(主として地形地質気象条件)、堤体の設計および施工性。
- 2) 調査試験実施時点での外的条件(経費、土取場用地の事情、工期その他)。
- 3) 重要構造物であるフィルダムの築堤材料試験の意義と現場経験の重要性。

ここに3)をあえてあげたのは、フィルダム築堤材料

がコンクリートダムのそれにくらべ様でなく、同一用途の土取場内でも種々変化するため、材質や材料試験結果およびこれらと設計との関係につき充分把握し、施工上細部にわたり注意を必要とするからである。

本報文では主として不透水性材料の試料の試験点を標準突固め曲線を基準として述べたが、試験点の位置についてはこの他に、含水比を一定とし突固めエネルギーと密度との関係曲線や、突固めエネルギーを一定とし粒度分布(一般にレキ率を変化させる)と密度との関係曲線などを基準として選定される場合もあり、これらの方法は不透水性材料ばかりでなく、透水性・半透水性材料に対しても用いられている。

また、材料のちがいや使用目的その他の築堤条件等は力学試験項目や試験点の設定に際し重要な因子であることは本報文でも再三述べたことであるが、このことについては次の機会に詳しく報告したいと考えている。

今回は限られた紙数でまとめたので説明不足のところも多々あり、また今後研究しなければならない問題もあるが、本報文がより無駄のない土質試験計画をたてる際の参考になればと思い報告する次第である。

読者諸兄の御批判をいただければ幸いである。

坂根堰の設計施工について

三木 武津雄* 松本 精一**

目 次

1. まえがき	26	4. 制御の基本的考え方	29
2. 吉井川農業水利事業の概要	26	5. 施 工	33
3. 設計の概要	26	6. おわりに	35

1. ま え が き

吉井川は、岡山県東部を流下する、流域面積2103km²、流路延長131kmの河川であり、西部の旭川、高梁川と共に岡山県の三大河川の一つである。吉井川下流は古くから舟運（高瀬舟）の栄えたところであり。古い市場町としての備前福岡、名刀の産地としての備前長船は有名なところである。

本地域は、古くから干拓による新田造成が行なわれたところであり、特に江戸時代初頭には干拓事業と併行して、干拓地への用水路としての新田用水路、新田への水源施設工事等が盛んに行なわれた。現在吉井川に設置されている田原堰、坂根堰、吉井堰および鴨越堰は何れもこの時代に造られたものである。なかでも6万2千個の切石を精密に組合せて造ってある田原堰、吉井川と旭川を結び舟運にも利用された倉安川用水路等は、この時代に造られた代表的施設として有名である。

吉井川流域は、この様に早くから開発が進められたところであるが、明治に入り鉄道の開通と共に舟運も衰退し、立地条件もあり西部の旭川、高梁川下流に比べ開発が遅れ、その豊富な水量も地域の振興に寄与することなくいたずらに流去していた状況であった。

こうした状況に対し、岡山県は、吉井川総合開発計画を樹て流域の振興を計ることとした。吉井川農業水利事業は、こうした開発計画の一環として、昭和34年から調査をはじめ、昭和45年10月事業所開設、昭和57年度完了を目的として事業を進めている。

2. 吉井川農業水利事業の概要

本事業は吉井川下流域の農業基盤整備事業を中心とし、その他建設省の河川開発事業と岡山県を代表とする都市用水事業の共同事業がある。

1. 農業基盤整備事業

吉井川下流の田原堰（河口から37.5km地点）を改修

し、農業用水源として210万m³の有効貯水量を有する新田原井堰を構築する。また坂根堰（河口から17.4km地点、左岸取水）と吉井堰（河口から14.8km地点、右岸取水）を坂根堰地点において合口し坂根合同堰（両岸取水）を構築する。この新田原井堰、坂根合同堰および既に改修済みの吉井川最下流に位する鴨越堰（河口から7.4km地点）を総合利用することにより、流域耕地約6500ha 用水補給と1300haの新規畑かんの用水を確保するものである。

用水路は改修、新設合わせて約47km（通水量14.5m³/s～3.2m³/s）を施行する。また2000haの排水改良を実施するため約5kmの排水路の改修を施行するとともに、新規畑かん用の施設として6カ所の揚水機場を施行する。

2. 河川開発事業

坂根合同堰に、不特定容量として60万m³を確保する。

3. 都市用水事業

坂根合同堰に、上水道70万m³、工業用水30万m³計100万m³の容量を確保する。

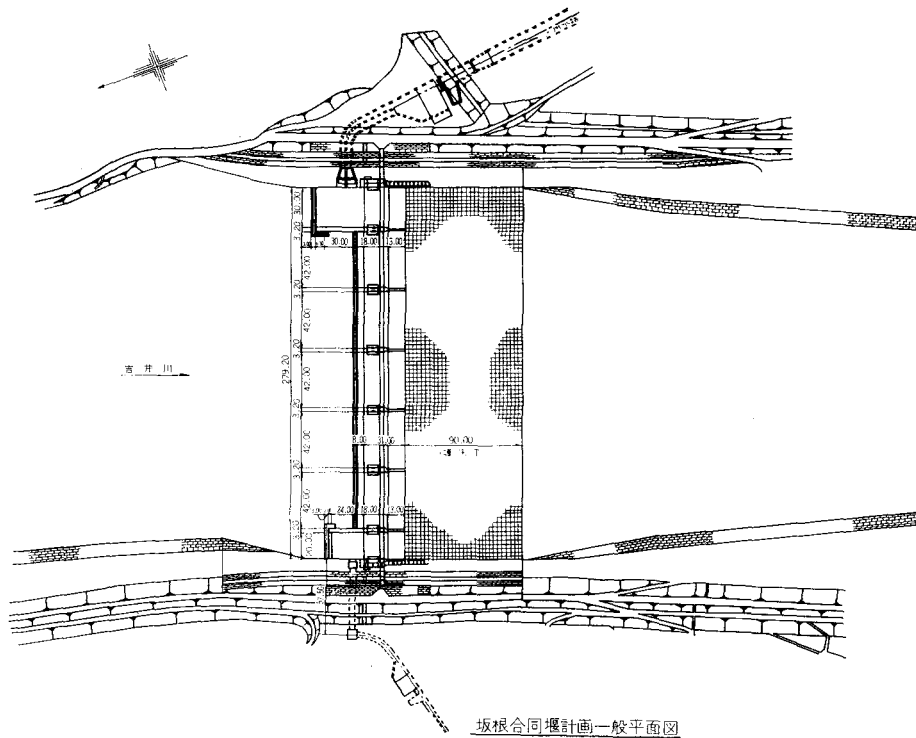
なお坂根合同堰は、土地改良事業、河川開発事業および都市用水事業の三者共同事業であり、工事は、建設省から支出委任、都市用水から受託を受け、農林省が施行している。

3. 設計の概要

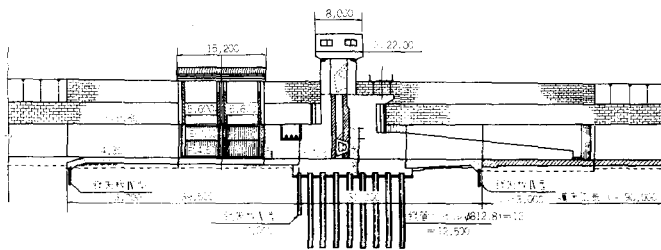
1. 堰地点の地質

本地区は岡山県東部にあり、中国山地から南へ派出する山地が瀬戸内海に没する丘陵性山地および沖積低地からなり、これら丘陵性山地の間に、吉井川の峡谷部の氾らん原を中心とする、低地と、吉井川を中心とした小河川の河成による沖積平野から成立している。本堰の建設地点は扇状地性平野の扇頂の部分にあたり、基盤は深く、その上に厚い堆積土が分布している。堆積土は吉井川の現河床砂礫層および自然堤防を形成する砂礫層、および背後湿地を形成するシルト層よりなり、これらの沖

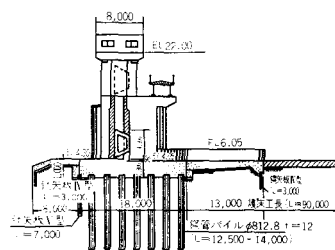
* 吉井川農業水利事業所工事課長 ** 係員



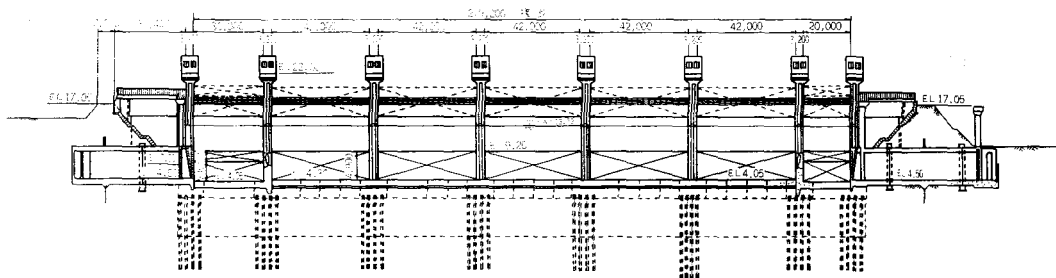
坂根合同堰計画一般平面図



閘扉ゲート部縦断面図



洪水吐部縦断面図



坂根合同堰頭首工正面図

積物の厚さは10~15mあり、これ以深は粘土交り砂礫層である。

堰建設地点のボーリング結果によると、現河床(T. P

7.04m) から12mの深さまでは砂礫層で、これ以深では粘土交り砂礫層であり支持層は T. P (-) 5 m 以深の粘土交り砂礫層でその層厚 10m 以上を確認した。

表一 坂根合同堰建設地点河床堆積物の土质地質特性

区 分	層 名	割 合	締り 具合	N 値	透 水 係 数	深 さ	厚 さ
第 1 層	砂 礫 層	砂 50 % 礫 50 %	ゆるい~中位	5~15	10^{-2} cm/sec	-4.0m ~5.0m	3~5 m
第 2 層	砂 礫 層	砂 50 % 礫 50 % 少量の粘土	締った~非常 に締った	30	10^{-3} " (一部 10^{-4}) "	-12m ~-14m	8~9 m
第 3 層	粘土交り砂礫 (一部砂礫)	砂40% 粘土30% 礫30% (砂60% 礫40%)	締った 非常に締った	30以上	10^{-4} " (一部 10^{-3}) "	-30m	16~18m

2. 堰諸元の決定

(1) 堰の設置位置の決定

- ① 農業用水取水口の合口で、受益地の最上流部で取水し、自然導水が可能である。
- ② 堰地点の河状は直線部であり、洪水による河床変動は少ない。
- ③ 基礎地盤は砂礫層であり、構造物の支持層として期待できる。
- ④ 堰上げ貯水による上流への影響がない。なお、全可動堰であるので、ゲートを適確に操作することによって上下流とも影響をおよぼさないようにする。
- ⑤ 大用水路の取水に対して、支障なく工事ができる。

等から、現坂根堰大用水路取水口下流の河川距離 17.76 km 地点に決定した。

(2) 取水位の決定

坂根合同堰からの農業用水路は大用水路、倉安川用水路で、取水方式は両岸取入れとする。既設の大用水路取水位は T. P 8.60m (坂根堰)、倉安川用水路は T. P 7.00m であり、取水位は現大用水路取水位と同標高の T. P 8.60m に決定した。

(3) 敷高の決定

河道内に堰を設置する場合、可動堰であってもその敷高は床固めと同様に河床を固定してしまう。本堰においては、堰築造後坂根、吉井の両旧堰撤去を行なうため、今後河床変動が想定されるので、河川管理者は、堰敷高を河川基本計画に基づく計画河床より約 50cm の下げ越しを要求したが、当地点は、河幅も広く、極端な下げ越しは局所的な堆砂も予想され、ゲート操作上問題があるので計画河床高は T. P 4.30m とした。

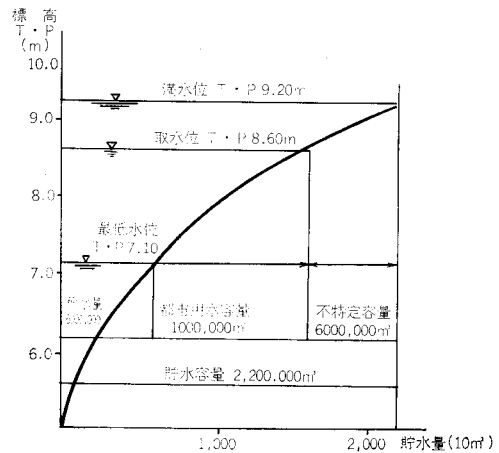
3. 設計上の特性

坂根合同堰は、共同事業による多目的貯溜型堰として築造するため次の様な特性を持っている。

1) 多目的貯溜型堰である。

都市用水と不特定用水の容量 160万 m^3 (基準年 S42年)を農業用水取水位 (T P 8.60m) に上乗せすると堰水位は、T P 10.10m となり堰上流堤内地は地下水位の大幅な上昇等の影響を受ける為、堰上げ水位を極力少なくする方法をとった。

都市用水容量 100万 m^3 は、農業用水の取水位より下 (T P 8.60m~7.10m) に確保し、不特定容量 60万 m^3 を堰水位より上 (T P 8.60m~9.20m) に貯溜することとした。(図一1 参照)



図一1 貯水位~容量曲線

2) 農業用水の取水を自然取水と揚水機取水の二方式とした。

都市用水と不特定用水の利用水深が T. P 9.20m~7.10m であり、渇水期に堰水位が T. P 8.60m 以下となった場合農業用水の自然取水が不可能となる。このため農業用水の取水口は、自然取水と揚水機取水が可能となる構造とした。

3) 流量制御用の調節ゲート等を設けた。貯溜型式で

あるため、利水者は常に計画量の貯溜を要求し、治水者側は急激な出水に即応出来るように水位を下げておきたいと言う相反する要求がある。このための堰ゲートの役割を利水制御用と治水制御用とに大別し、土砂吐ゲートを利水、洪水吐ゲートを治水制御用とすることとした。

坂根合同堰地点は、 $200\text{m}^3/\text{s}$ 以下の流量が比較的多いことより、左右兩岸の土砂吐ゲートに放流能力 $200\text{m}^3/\text{s}$ のフラップゲート(H=1.7m)を設置し、貯水位の定水位制御と下流放流量に対応することとした。又洪水時の高精度放流に対しては、流量調整孔($\phi 1800\text{m}/\text{m}$, 放流能力 $10\text{m}^3/\text{s}$)を設けた。

堰 諸 元

(1) 堰

位置；左岸は岡山県備前市坂根地先

右岸は岡山県赤磐郡瀬戸町大内地先

河川距離標 17.36km地点

型式；全可動鉄筋コンクリートフローティング型

堰項標高；T. P 9.20m

堰高；4.90m

堰長；279.2m (可動部ピヤーを含む)

敷高；T. P 4.30m

計画越流水深；9.02m

エプロン長；土砂吐は70.5m

洪水吐は39.0m

護床工；90.0mコンクリートブロック

放流設備；

土砂吐ゲート 30m×5.15m 1門 (左岸)

20m×5.15m 1門 (右岸)

洪水吐ゲート 42m×4.90m 5門 (中央)

流量調節孔 $\phi 1800\text{mm}$ バタフライバルブ

魚道ゲート 階段式フラップゲート幅3.0m 2連

管理橋；全幅4.0m, 有効3.5m, 延長327.6m

取水門；左岸 5.6m×4.9m, 2門, 取水量 $14.48\text{m}^3/\text{s}$

右岸 2.7m×4.9m 1門 取水量 $322\text{m}^3/\text{s}$

(2) 貯水池の諸元

集水面積； 1965km^2

湛水面積； 1.20km^2

貯水容量； $2,200,000\text{m}^3$

常時満水位；T. P 9.20m

常時高水位；T. P 13.32m

都市用水容量； $1,000,000\text{m}^3$

不特定用水容量； $600,000\text{m}^3$

農業用水取水位；T. P 8.60m

4. 堰体の設計

1) 基礎工法について

本堰のピヤー部基礎は、鉛直荷重、水平荷重(P_0 ピヤーで1基当り鉛直荷重 $V=3095\text{t}$, 水平荷重 $H=1730\text{t}$)

とも大きいこと、および堰柱構造が大規模である点が設計条件となる。本地点の基礎地盤の表層(層厚約6m)はN値30以下の砂礫層であり、中間層(層厚約12m)はN値15~40、それより下層はN値40~50の玉石混り砂礫層である。また河川横断方向には地質の変化がみられない。

上記の条件より、基礎工法として、①直接基礎工法、②杭基礎工法、③ケーソン基礎工法、について比較検討した結果支持力および施工期間に最も有利な杭基礎工法に決定した。

本堰の場合は、鉛直方向力より水平力により杭断面、使用本数が決定される。本堰の場合、 $D812.8\text{m}/\text{m}$, $t=12\text{m}/\text{m}$, 杭長12.5mの鋼管杭を採用し、1ピヤーあたり35本~32本をN値40以上の層が5m以上連続する層に1.5m打込み支持されることとした。

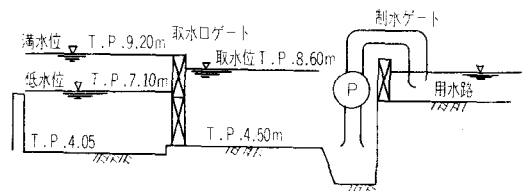
5. ゲートの設計

ゲートは経済性に優れ、かつ剛性の大きなシエル構造を採用し構造の簡単な1枚ゲートとした。

捲上機の操作については、商用電源、予備電源(2台)および発動機の3系統とし操作盤の回路は機別、遠方、および自動の3系統としている。

6. 取水口ゲートの設計

本堰の貯水位は、流況によりT. P 9.20mから7.10mまで変化するため、貯水位がT. P 8.60m以上の場合には、取水ゲート制御による定量自然取水とし、T. P 8.60m以下の場合には、揚水機取水によることとした。このため、取水口ゲートは二段扉とし、T. P 4.50m~7.00mを下段扉、T. P 7.00m~9.20mを上段扉とした。自然取水の場合定量取水制御を精度高く行なうため、電動機はポールチェンヂ型とし、揚水機場には、逆流防止のため制水ゲートを設けた。



図一 2 取水口概要図

4. 制御の基本的考え方

吉井川自流の利用率は15%と流量は豊富であるが、瀬戸内気候の影響とかがい取水量のピークとあいまって、6月および8月に洪水が発生する状況である。また下流域の利水は大部分が農業用水と都市用水で占められ、水の有効利用としての流水管理は、施工中の坂根合同堰、着工予定の新田原井堰、および既設の鴨越堰の運用操作に係り、今後の重要な問題である。

河道貯溜型の堰は、一般にダムに比し、その湛水面積が小さいため、流量の変化に対し、貯水位は変化し易く、堰位置が人口の集中する河川中下流部に設けられる場合は、堰制御には特に精度が要求される。

1. 河道貯溜型の水理特性

堰に河道貯水する場合、流入量に応じて貯水位は縦断方向に勾配を持つことになり、ダム貯水する場合の水平変化と異なる貯水位の変化を示す。堰上げの影響を受ける河道の流れは、貯水池と呼ばれる湛水領域と、一般河道と貯水池の中間の遷移領域に分類できる。

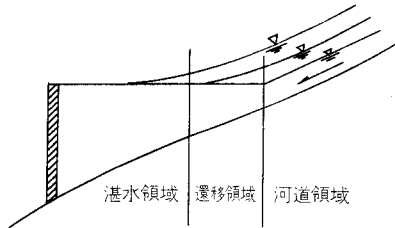


図-3 堰上げ貯水池の分類

一般に各領域の水理学的特性は、運動方程式(1式)より次となる。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} - i + \frac{u^2 u^2}{R^4/3} = 0 \dots (1)$$

① 湛水領域; (1)式の各項の大きさが同一であるが、いずれも小さく、近似的に連続方程式(2式)で解が得られる領域

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial x} = 0 \dots (2)$$

② 遷移領域; (1)式の各項の大きさが同一であり、無視できなく、(1)式で解が得られる領域、遷移領域は、平水時には貯水池の性格を持ち、流量が増大すると一般河道的な性格を持つようになり、上流から水面勾配が付き湛水領域が入りこみ、洪水波型の変形に大きく作用する領域。

③ 河道領域; (1)式の各項のうち、 $\partial H/\partial x - i = I$ の水面勾配、第5項の摩擦によるエネルギー損失が大きく、近似的に Manning の式で解が得られる領域

②合同堰の水理特性を整理すると次となる。

①流入量 $Q < 200 \text{ m}^3/\text{s}$ では、上流 5 km (河川距離 22.4 km) までは水平湛水し湛水領域である。また 8 km より上流 (河川距離 25.2 km) は堰上げの影響を受けない河道領域である。

②流入量 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ は遷移領域が湛水領域に入りこみ、貯水池を水平とみなせなくなる流量である。

つまり、流入量 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下では貯水位は水平変動し、 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になると貯水位は傾斜変動する。また流入量が $2200 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になると、堰上げ水位 T. P 860 m に相当する流量となり、貯水池は自然河道状態となる。

2. 堰等単独制御方式との比較

一般に堰等でなされる制御方式としては表-2に示すとおり、主として定水位制御、定量取水制御となる。定水位制御は、流入量と放流量の累積誤差によって生ずる堰上水位の変化量に応じて門扉開度段階を設定するもので比例動作制御ともいわれている。一方、合同堰の制御は、堰制御とともに貯溜量があるためダム制御を兼ね合せたものになり、定水位制御、定量取水制御のほか定放流量制御(渇水時に貯溜水を補給し、放流量の維持をはかる制御)を行なうものである。

こうした利水、治水間の相反する堰に対する要求のため、本堰は上流水位変動幅の制約、適正な下流放流量の確保、流入量変動による貯水の確保、洪水時の流入量の安全流下等に対処するため、上流水文条件および下流利水条件を勘案して、ゲート開度を決定することが要求される。

3. 制御の考え方

(1) 堰制御

合同堰は、農林、都市、建設の兼用工作物であり、堰制御については、今後協議決定されるものであるが、利水主体の農林の考え方を述べる。

① 平常時→渇水時への移行

本堰上下流の農業用水、都市用水および維持用水の必要水量は、合計で $25.8 \sim 14.5 \text{ m}^3/\text{s}$ であるため、 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流入量があれば定水位制御は可能となり、平常時の設定水位を農業取水位 T. P 8.60 m に設定した。移行条件は貯水量を確保するため、余裕 $10 \text{ m}^3/\text{s}$ 見込んで流入量が $40 \text{ m}^3/\text{s}$ となった時点で移行すべきと思われるが、この移行条件は人間が他の条件も考慮し行なうこととする。

② 渇水時→平常時(洪水時)への移行

渇水時から平常時への移行は、流入量が約 $40 \text{ m}^3/\text{s}$ になった時に移行する。しかし、初期降雨が過大である場合は、直接洪水への移行もあるので、人間の判断にまかせ、上流雨量、水位上昇の監視をすることとした。

③ 平常時→洪水時へ移行

本堰では、ゲート操作により、約 $2200 \text{ m}^3/\text{s}$ までの洪水量に対し定水位制御は可能(理論上)であるが、安全性を考慮して出水が予測されたなら、予備放流(全開放放流過程)を行なうこととする。この場合、下流の水位変動の許容限界を30分につき、30cmの水位上昇で行なうことを考えた。

予備放流により、設定水位を下げることは、農業用水位の確保が不可能となるが、吉井川の水文特性から $500 \text{ m}^3/\text{s}$ を予備放流開始条件とした。($500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の洪水で前日地区内有効雨量のある確率は85%以上)

④ 洪水時→平常時への移行

降雨が完全に止み、流入量がしだいに減少し、堰流入

表一 2 水源施設で行なわれている制御方式一覧表

	多 目 的 ダ ム	取 水 堰	河 口 堰	貯 留 型 堰
代表的施設	内の倉ダム	利根大堰 犬山頭首工	利根河口堰	坂根合同堰 新田原堰(計画中)
制御目的	○農業用水, 都市用水等の供給のため容量を確保 ○洪水調節	○農業用水, 都市用水等の取水の確保 ○治水上の要求として洪水の完全流下させる機能を持つ	○海水の遡上を防止して塩害防除を計る ○流水の河道貯留を行ない用水を供給する ○治水上の要求として洪水の完全流下させる機能を持つ	○農業用水, 都市用水等の取水の確保 ○流水の河道貯留を行ない用水を供給する ○治水上の要求として洪水の完全流下させる機能を持つ
利水治水上の考慮	○貯水 ○下流放流増加制限	○堰上げによる上流の影響	○堰上げによる上流の影響 ○潮セキの影響 ○塩分遡上	○堰上げによる上流への影響 ○貯水 ○下流放流増加制限
制御内容	(定水位制御) 管理水位が許容幅を越えた場合開度修正による定水制御 250m ³ /sec以下 (定放流制御) 流入量増大時(250m ³ /sec以上)が渇水時放流量を維持する場合	(定水位制御) 水位変差により流入量を求めこれに放流を追従させ開度修正による定水位制御 (定量取水制御) 必要取水量の定量取水を行ない取水量が許容幅を越えた場合開度修正	(塩分制御) 著しい塩害が発生するおそれがある場合逆流時は全門閉鎖順流時は貯留された水と徐々に潜流により放流する (定量取水制御) 同 左	(定水位制御) 管理水位が許容幅を越えた場合開度修正による定水制御 (定放流制御) 渇水時, 責任放流量を維持する (定量取水制御) 同 左
入力データ	ダム水位 ゲート開度 雨量テレメーター	堰上下流水位 ゲート開度	堰上下流水位 ゲート開度 塩分イオン濃度	堰上下流水位 ゲート開度 水位テレメーター(上流水位)

量が約 450m³/s になった時点で、貯留を行ない、平水位設定水位を回復する。取水位の確保に要する時間は平均的ハイドロで約 2～3 時間である。

堰制御方式を表一 3 に示す

(2) 取水口

取水口制御は、自然取水と揚水機取水に分割し、流量計により取水量を把握して、ゲートおよびポンプ制御に反映することとした。

取水口制御方式を表一 4 に示す。

4. 水の有効利用の考え方

吉井川下流域の水源施設は、既設の鴨越堰(農業用水, 都市用水の合同堰)、施工中の坂根合同堰(農業用水, 都市用水, 維持用水の合同堰)および施工予定の、新田原井堰(農業用水堰)である。下流域の利水状況は農業用水が主体を占め、農業用水の管理が水の有効利用のかなめともいえる。このため下流域全体の流水コントロールを、主要な取水施設である坂根合同堰中心とし

て、堰群の総合管理を実施すれば、総合管理事務所の指令に基づき、上流新田原井堰、下流鴨越堰と坂根合同堰とは常に一体となったコントロールで、流水の有効的な制御が行なわれる。

5. 河道貯溜型堰建設のあり方

今後、合同堰のような貯溜型堰を建設するとすれば

- ① 構造決定にあたっては、将来の管理運用を考慮し制御のし易さを考える。
 - ② 制御上、出来るだけ施設そのものに自己調整能力を持たす。(ゲート越流の許容を考える)
 - ③ 制御上、流量調整ゲート(又は施設)の能力を大きなものにする。
 - ④ 経済性と安全性を対応させるなら、堰建設には制御面の安全性を優先させる。
 - ⑤ 操作に要する経常管理費の軽減が可能な操作方式および施設とする。
- 等が考えられ、この考よにより現在事業所では新田原堰

表-3 坂根合同堰の制御方式

パターン	制御方式	開始条件	制 御 目 的			制 御 内 容	操 作 門 扉	
			農 業 用 水	不特定用水(治水)	都 市 用 水			
平常時	平常時 H=T. P. 9.20 ~8.60m	○平常時の条件を満足した時	○農業用水取水位の確保 (T. P. 860m)	○不特定用水量の確保(600千 ³ m ³ T. P. 9.20 ~8.60m)	○都市用水量の確保(1,000千 ³ m ³ T. P. 8.60 ~7.10m)	○堰上水位を管理水位 (T. P. 9.20~8.60m) に保つ制御	○土砂吐上段扉2門使用 ○洪水吐ゲート5門使用 ○流量調節孔使用 ○魚道ゲート2連使用	
	渴水時 H=T. P. 9.20 ~7.10m	坂根堰流入量<(坂根堰堰上水位取水量+責任放流量)	A 堰上水位<T. P. 9.20m	○農業用水取水位の確保(自然取水)	○不特定用水量の補給 (Q _{max} =1.32m ³ /s)	○都市用水量の補給 (Q _{max} =1.15m ³ /s)	○下流責任放流量の放流 (Q _{max} =8.78m ³ /s) ○堰上水位<T. P. 8.60m になった時制御Bに移行	○土砂吐ゲート2門使用 ○洪水吐ゲート5門全閉 ○流量調節孔使用 ○魚道ゲート使用
			B 堰上水位<T. P. 8.60m	○農業用水取水量の確保(揚水機取水)	○不特定用水量の補給 (Q _{max} =1.32m ³ /s)	○都市用水量の補給 (Q _{max} =1.15m ³ /s)	○下流責任放流量の放流 (Q _{max} =8.78m ³ /s) ○堰上水位<T. P. 7.10m になった時制御Cに移行	
			C 堰上水位≤T. P. 7.10m	○農業用水の規制取水(揚水機取水)	○不特定用水の規制取水	○都市用水の規制取水	○渴水時最低水位 (T. P. 7.10m) の維持 ○坂根堰上下流利水量の規制配分	
	貯留時 H=T. P. 8.60 ~7.10m	○堰上水位<T. P. 8.60m ○坂根堰流入量>(坂根堰取水量+責任放流量)	○農業用水取水位の確保 (T. P. 8.60m)	○不特定用水量の確保 (600千 ³ m ³)	○都市用水量の確保 (1,000千 ³ m ³)	○下流責任放流量の放流 ○堰上水位の管理水位の復帰 ○復帰後平水時へ移行	○土砂吐上段扉使用 ○洪水吐ゲート5門使用 ○流量調節孔使用 ○魚道ゲート使用	
	全開過程	○出水開始条件満足 ○坂根堰流入量>500m ³ /s	○農業用水取水停止	○洪水の安全流下 ○堰上げの影響を小さくする		○ゲート全開に備え堰上下水位差を小さくする ○予備放流	○土砂吐上段扉使用 ○洪水吐ゲート5門使用 ○流量調節孔全閉 ○魚道ゲート全開	
	全開放流	○堰上下流水位差≤25cm		○洪水の安全流下 ○堰地点を自然河道状態とする		○土砂吐洪水吐ゲートを引上げ全開	○土砂吐ゲート2門全開 ○洪水吐ゲート5門全開 ○流量調節孔全閉	
貯留過程	○上流水位減水中 ○坂根堰流入量<450m ³ /s	○農業用水取水位の確保 ○取水庭の堆砂	○不特定用水量の確保	○都市用水量の確保	○平水時管理水位に復帰するための貯留開始	○魚道ゲート全開 ○土砂吐ゲート2門使用 ○洪水吐ゲート5門使用 ○放流調整孔全閉 ○魚道ゲート使用 ○導流壁ゲート起立		

表-4 坂根堰取水口の制御方式

パターン	制御方式	開始条件	制御内容	操作門扉等	
平水時	定量取水 H=T.P. 9.20~7.10m	A	○坂根堰平水時制御 ○〃 湧水時A制御 ○堰上水位T.P.9.20~8.60m	○取水量を設定取水量に保つ制御 ○取水量が許容幅を越えた場合開度修正	○取水門上段扉3門使用 ○取水門下段扉3門全閉 ○制水門扉3門全開
		B	○坂根堰湧水時B制御 ○堰上水位T.P.8.60~7.10m	○取水量を設定取水量に保つ制御 ○取水量が許容幅を越えた場合、揚水機の台数又はバルブ制御により修正	○取水門扉3門全開 ○制水門扉3門全閉 ○揚水機6台使用 (大用水3台, 倉安川2台, 大内用水1台)
湧水時	定比率取水 H≤T.P.7.10m	○坂根堰湧水時C制御 ○堰上水位≤7.10m	○堰流入量に対し比率により取水する制御 ○取水量が変化した場合揚水機の台数又はバルブ制御により修正		
出水時	取水停止	○坂根堰出水時	○取水停止	○取水門扉3門全閉 ○制水ゲート3門全開	

の設計を実施している。

5. 施工

坂根合同堰工事は、河川内堰体工事、左右岸の取水口工事、左右岸の揚水機場工事管理施設工事に大別できる。ここでは主として河川内堰体工事について報告する。河川内工事の工期は、非出水期の10月1日から翌年の5月30日迄の8ヵ月間であり、期別の工事内容は次のとおりである。

- 1期：左岸：P₁ピヤー，魚道，取水門
 - 2期：左岸：P₂，P₃ピヤー，土砂吐ゲート，洪水吐ゲート各1門。
 - 3期：右岸：P₆，P₇，P₈ピヤー。取水門，魚道，流量調節孔，土砂吐ゲート，洪水吐ゲート各1門。
 - 4期：中央：P₄，P₅ピヤー，洪水吐ゲート3門。
- 河川内工事の他，引堤，旧堰撤去，取水口，揚水機場を順次施工する。

工種	48				49				50				51				52				53				54			
	6	9	12	4	6	9	12	4	6	9	12	4	6	9	12	4	6	9	12	4	6	9	12	4	6	9	12	4
堰本体																												
ゲート																												
管理橋																												
取水施設																												
揚水機場																												
旧堰撤去																												
管理施設																												

表-5 工程表

1. 仮締切工事

仮締工の計画水位は、S30年~44年の間における、10月~5月の期間中に発生した第2位洪水の時間ピーク流量をもって決定した。

1期仮締切工：着工が遅れ工事量，工期とも半減したため，仮締切工事費の軽減を考慮して1重矢板仮締切としたが，施工中の湧水量は，設計値を大幅に上回り，平均83m³/minピーク時130m³/minになり，水中ポンプφ8インチで釜場排水を行なった。

2~3期仮締工：1期工事の湧水量を考慮して，仮締切工を再検討し，下図に示す様にA断面においては，土留および止水兼用の1重矢板，B断面は，外側は流失防

止用，内側は止水用として二重矢板とし。C断面は異状出水に備えて内側のみの止水矢板として仮締切の保安態勢を整えておく，D断面は，堤内地部落の井戸水枯湯防止の弁と河川堤防土留を兼用して，1重矢板を施工した。

4期仮締切工：4期仮締切は，最終仮締切として河川中央部の工事となる。この場合左右両サイドは，すでに工事が施工されているため，矢板等の建込み位置，方法が問題となるため，種々検討の結果，下図に示す様なH鋼および矢板止コンクリート，タイロットを併用した鋼矢板二重仮締切工法とすることとした。

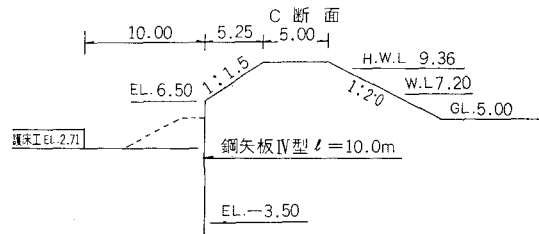
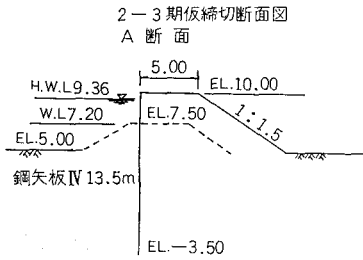
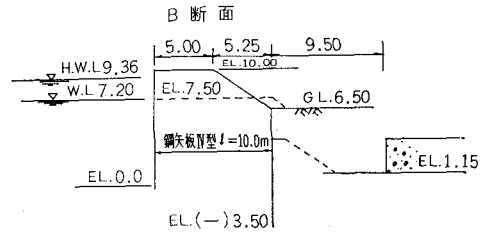
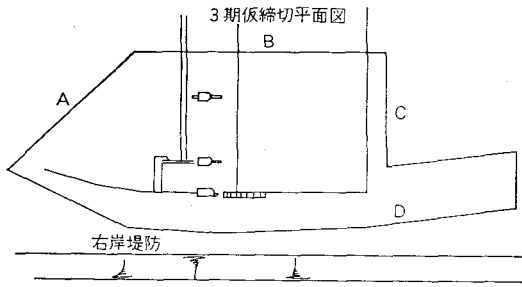


図-4 2～3期仮締切工施行図

2. コンクリート工事

合同堰に使用されるコンクリート総量は、約5万m³であり、レディーミクストコンクリートを使用した。コンクリート打設は、1ロット最高3mを原則として、打設計画を策定した。

た。処理結果については、表の試験結果に示す様に、体積差に多少のばらつきが見られるが、重量差、摩耗度において、無処理に比し1.5～2.5倍の値を示し、所期の目的をはたしているものと思われる。

3. ゲート製作据付け

1) 製作

本堰ゲートの主要材料は、耐摩耗性、耐蝕性を有するSMA材を使用し、又長径間ゲートとなり、戸当り部ローラー路面にかかる荷重は、1ローラ当り約250tにもなるためローラー踏面は、高硬度の機質のSU S420 J 2機を使用した。

ゲート重量は、洪水吐約180t/門、(H=4.9m, L=42.0m) 土砂吐約150t/門 (H=5.15m, L=30m) で、工場製作に当っては、現地組立を出来るだけ少なくし、かつ輸送に支障のない大きさに分割した。(最大重量25.5t, 最大長12.4m)

2) 据付け

据付け工期は2月～4月の90日間を定めたが、土木工

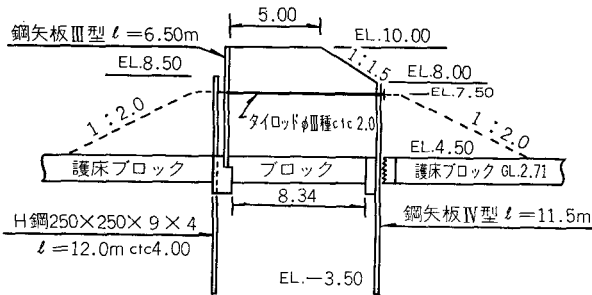


図-5 4期二重鋼矢板仮締切断面図

● 真空処理について

エプロンの表面を耐摩耗性とするため、真空処理し

表-6 真空処理試験結果

資料	項目	空气中重量 (g)			水中重量 (g)			体積 (cm ³)			摩耗度	
		試験前	試験後	差	試験前	試験後	差	試験前	試験後	差	%	
No 1	真空無処理	4,245	4,210	35	2,443	2,424	19	1,802	1,786	16	0.82	0.82 ÷ 0.55 = 1.490 ≒ 1.50
	真空処理	4,175	4,152	23	2,415	2,401	14	1,760	1,751	9	0.55	
No 2	真空無処理	4,300	4,258	42	2,455	2,430	25	1,845	1,828	17	0.98	0.98 ÷ 0.61 = 1.60
	真空処理	4,260	4,234	26	2,447	2,436	11	1,813	1,798	15	0.61	
No 3	真空無処理	4,215	4,173	42	2,373	2,346	27	1,842	1,827	15	0.99	0.99 ÷ 0.41 = 2.41 ≒ 2.40
	真空処理	4,145	4,128	17	2,349	2,337	12	1,796	1,791	5	0.41	

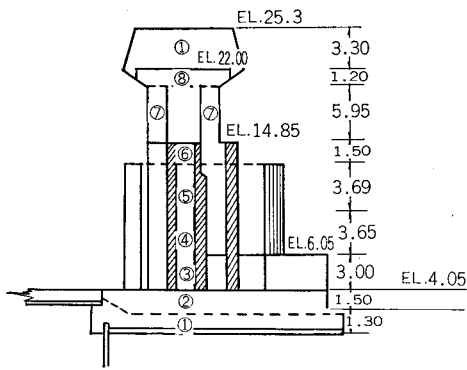


図-6 コンクリート打設計画

事の遅れ、天候等のため、据付期間が十分とれず、時間外作業が多くなった。特に扉体溶接、塗装作業には、十分な工期を要するので堰体土木工事とのめん密な工程調整を行なう必要があるものと思われる。

6. おわりに

以上本堰の特徴と思われる事項について報告した。堰

体工事は、52年6月まで略々完成する予定であるが、貯溜開始までには、管理施設の施工、管理操作規則等について、共同事業三者間で協議する必要がある。

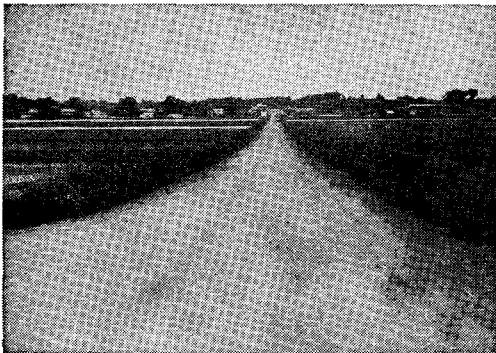
吉井川事業では、水源施設として、新田原井堰（ピア-5基、ゲート9.20m×40.0m×4門）もあり、今後当堰の設計に積極的に取組むことになる。本地区のように、人口産業の集中している河川中下流部に堰を造る場合は、管理体制に十二分の安全性を見込む必要があり、管理施設費、維持管理費も莫大なものとなることが想定される。こうした施設は特定用水単独の場合であっても、洪水疎通能力の増大、用水の有効利用等の面で、非常に社会性、公共性の大きな施設となっている。

今後、こうした施設に対する社会一般の監視の眼は益々厳しくなるものと思われ、農林省でも大規模土地改良施設の維持管理について再検討の時期に来ているのではなからうか。（建設省では、同規模の施設は直轄管理を行なっている、皆様方の貴重な御意見をお聞かせ願えれば幸いです。

農道舗装の路盤工に……

土壤凝結硬化剤

フジベトン



▲茨城県八千代町農道

- ☆土にフジベトンを加えて攪拌し締め固めにより各種道路が要求する工学的性質を満足させる。
- ☆現地の土を使うので他の骨材や大がかりな設備機械を必要とせず硬化が速いので養生期間が短く、費用の節減及び工期短縮に効果がある。
- ☆保水性を増加する成分が含まれているので凝結時に収縮亀裂を生ずることがないからわずらわしい養生を必要としない。



藤増総合化学研究所
日本フジベトン工業会

全国関連企業連絡先、御報次第説明書謹呈

〒145 東京都大田区久が原5-20-8 TEL(03)751-5188・0413

両総用水施設の多目的利用と増改築

大 武 守*

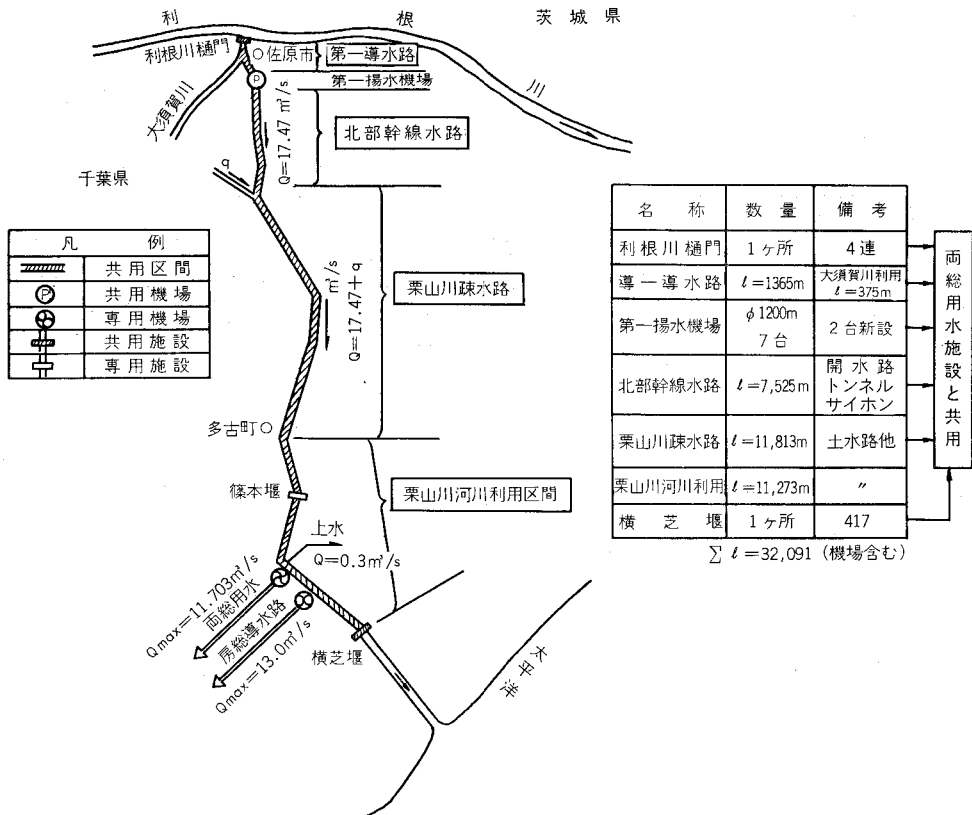
目 次

1. はじめに.....	36	4. 共用施設の増改築.....	39
2. 施設共用の成功とその背景.....	36	5. 共用にともなう補償問題.....	42
3. 共用施設の利水計画.....	37	6. むすび.....	44

1. はじめに

今日、都市への人口集中や開発地域の産業発展にともない、各地で水不足が慢性化しつつある。これらに対して現有農業用水施設利用による水資源開発システムの一

事例として房総導水路事業があり、その共用に至るまでの経緯は「水と土」第20号に報告されている。今回の報文はその後検討された両総用水共用施設の増改築、および共用に伴い水路沿線に生じる障害を除去する補償工事について報告するものである。



図—1 共用区間概要図

2. 施設共用の成功とその背景

農業用水、都市用水双方の利益が合致することから関

係各省（農林、厚生、通産）の合意に基づき、土地改良法の手続を経て昭和50年3月共有持分付与協定が締結された。

* 水資源開発公団房総導水路建設所

都市用水側が支払った対価の算定基本事項は次のとおりである。

- (1) 建設費負担額は、両総用水区間施設の時価換算評価額と追加工事費の一部を、分離費用身替妥当支出によって振り分けられた額とする。
- (2) 上記(1)を計算する場合、建設費負担対象額のうち、共同事業に参加する追加工事費は、都市用水が後から参加したことによる増加費用（当初から共同事業を行っておれば重複する必要のない仮設費等）と、基本となる既施設の残存耐用年数を超える費用とを控除したものとし、（既施設と追加施設の最終耐用年度を同一とした）なお控除した部分は都市用水側の負担とする。次に共用を可能ならしめた要因を考えると、都市用水側が過去の農業開発に要した経費の肩替りをしたこと、在来かんがい用水の利水方式をそのまま残し、最優先使用を守ったこと。

ハ、都市用水の利用が両総用水受益者を含み、地域に密着した用途であること。

ニ、今後の維持管理など、千葉県が両者の公平な立場でタッチすることなどがあげられる。

3. 共用施設の利水計画

3-1 水利用の方式

利根川の総合的利用を図るため、房総導水路事業において長柄、東金両ダムを築造し、調整ダムとしての機能を発揮させるとともに、既存両総用水施設を共用し、その余裕を合理的に利用し、別途実施される利根川上流ダム群から、これら施設に導水するものである。

3-2 取水および取水量

両総用水利根川樋門から取水する取水量はかんがい期（3月1日～8月31日）最大 17.47m³/s 非かんがい期（上記以外）最大 13.3m³/s

表-1 共用の取水計画

用水区分	取水量	取水時期	取水方法	水源手当	備考
両総用水 (かんがい用水)	14.47 m ³ /s	かんがい期	18 h/d 取水	在来水利権	
房総導水 { 上水 1.4m ³ /s } { 工水 " " }	3.6	通 年	m ³ /s 14.47の6h/d分取水	新規ダム等水利権	m ³ /s 14.47×6/24=3.6
	1.8	"	在来施設の遊休期間中貯留によるダム補給	房総導水 長柄、東金ダム貯水	
	3.0	"	在来施設水路嵩上げ改築による取水	新規ダム等水利権	

3-3 導水および水理計画

利根川樋門を始点として共用区間約 23km 導水するが、両総用水（最大取水量 14.47m³/s）で計画された水理計画を基に、今回新たな検討を加えて水理計画を立てた。特に両総計画に比べて現況断面が土水路などでは一部相違していること、水理公式が現在の設計基準では変わっていること、水利用の実態が相当把握できたこと、通年通水となった場合の必要な水理的余裕などに留意した。特に通水テストはこれらの検討に極めて効果的であった。

表-2 水理計画比較表

工 種	細 別	両 総 計 画	共 用 計 画
第一導水路	計算方法	等流計算	不等流計算
	流 量	14.47 m ³ /s	17.47 m ³ /s
	始点水位	TP(-)0.530	TP(-)0.530
	終点水位	(-)1.554	(-)1.630
第一揚水 機 場	吸 水 位	(-) 1.554	(-) 1.630
	吐 水 位	19.038	19.400
(既設分)	全 揚 程	22.500	22.640
	"	—	22.600

部 位	計算方法	等流計算を行いこれに Ruhlmann 公式による背水堰上高を計算している	不等流差分方程式の逐次計算法
北部幹線 (開水路)	流 量	14.47 m ³ /s	17.47 m ³ /s
	等流水深	1.660m (フッターの公式)	2.150m (マニングの公式)
	フリーボード	0.480m (等流) 0.321m (堰上背水を考慮した最小値 C-1 号)	Fb=0.07d + $\frac{U^2}{2g}$ + 0.10 = 0.350m (全区間)
(トンネル)	等流水深	1.820m	2.150m
	フリーボード	1.280m (等流) 1.127m (堰上背水を考慮 T-2 号)	最少 Fb=0.20×D =0.620m D: トンネル 内径 3.100
栗山川	計算方法	栗山川疎水路区間で等流計算	栗山川河川利用区間も含めて不等流計算
	取水量 (最大)	14.47 m ³ /s	17.47 m ³ /s

った。(「水と土」20号参照)

(1) 第一導水路

両総用水計画の利根川取水位 TP (-) 0.530m に基いて不等流計算を行った。水路底勾配は利根川樋門、制水門、両総第一揚水機場スクリーン等の現況敷高に合わせた。計算結果第一導水路末端水位（揚水機場吸水位）は TP (-) 1.630m である。

(2) 第一揚水機場

吸水位は TP (-) 1.630m, 吐水位は北部幹線水路末端より追跡した1号トンネル各口部水位に、流入ロスを加えて TP. 19.400m となる。これに損失水頭を加えた全揚程は、22.640m となり両総計画に比べて0.14mの増となったが、既設ポンプは計画当時相当の余裕をみていたので、揚水能力キャピテーション等の支障は生じな

とが判った。

(3) 北部幹線水路

現況断面において $Q=17.47\text{m}^3/\text{s}$ 通水した時の不等流計算を行なった。即ち東山川合流点の水位を 1.3928m 横芝堰から $Q=17.47\text{m}^3/\text{s}$ +平水量で水面追跡結果) で不等流計算をすると、1号トンネル呑口部で19.232mとなる。

両総用水計画はリウルマソ公式による背水計算方法を行なっているが、この計算結果を比較すると共用時の水位は 18.8cm~49.1cm 上昇する。

(4) 栗山川疎水路および栗山川河川利用区間

次表の条件で利水計画を立て不等流計算を行なった。

表-3

期 別	流 量	横芝堰操作水位	篠本堰操作水位	備 考
かんがい期	$17.47\text{ m}^3/\text{s}$ +平水量	m 1.90	※ m 3.65	操作規程 横芝堰 1.70m~1.90m 篠本堰 2.77m~3.22m
非かんがい期	$13.3\text{ m}^3/\text{s}$ +平水量	m 1.30	開 放	操作規程 開 放

※ 操作規程に拘らず実状は高くなっているなのでこの値で検討した。

両用総用水計画は疎水路区間についてのみ等流計算を行なっている。両方を比較すると、共用計画河床高を低くしたので、流量増加にもかかわらず水位は大部分低い。なお栗山川は2級河川であるが治水上の洪水量等については考慮していない。また横芝堰上流で取水する房総第一揚水機場は、非かんがい期の湛水防除のため、構造上許す限り吸水位を下げた計画した。

平水量については、両総用水計画は栗山川疎水路のみ明らかにしているが、今回全区間にわたり低水解析（タンクモデル法）して算出したので紹介する。なおこの算出にあたって当地区の特記すべき問題として次のようなものがある。

イ タンクの正確さをチェックする場合、かんがい期は北部幹線より、人工的な付加流量があるので、この期間推定値の正しいチェックができなかった。しかし農業用水のより綿密な把握を行なったので、不安は相当緩和されていると思われる。

ロ タンク形状のシエックの場合、当然最下流端でチェックするのが理想であるが、下流部では潮位の影響、横芝堰の背水の影響を受けて正確な $H\sim Q$ Curve が得られないので、中流部でチェックし流出機構を同一と見なした。

最終決定されたタンク形状及び自流量などは図-2, 図-3, 表-4に示す。

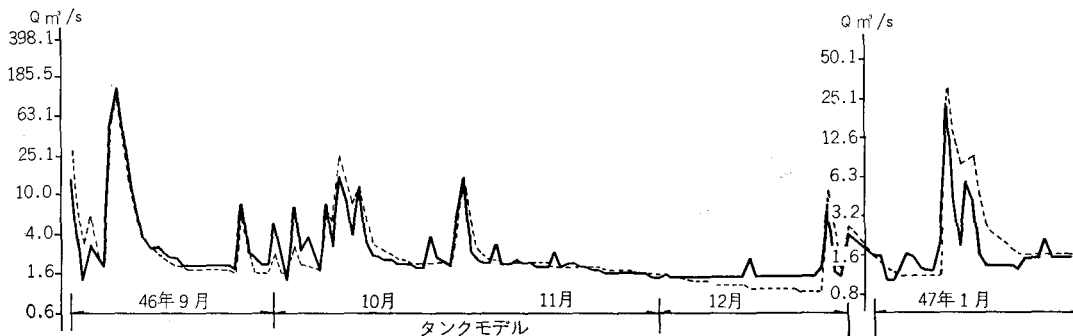


図-2 計算流量と観測流量の比較 [大井戸橋地点]

表-4 決定された流量

河川名	対象地点	流域面積	流 量 (m³/s)					備 考
			豊水量	平水量	低水量	渴水量	平水量	
栗山川	横芝堰	233km²	※ 4.124	※ 3.111	※ 1.617	※ 1.087	◎ 2.867	
(比流量)	100km² 当り		1.77	1.34	0.69	0.47	1.23	
利根川の比流量 (市川)			1.45	1.15	0.70	0.37		昭 13~30 年

※ 非かんがい期 ◎ かんがい期

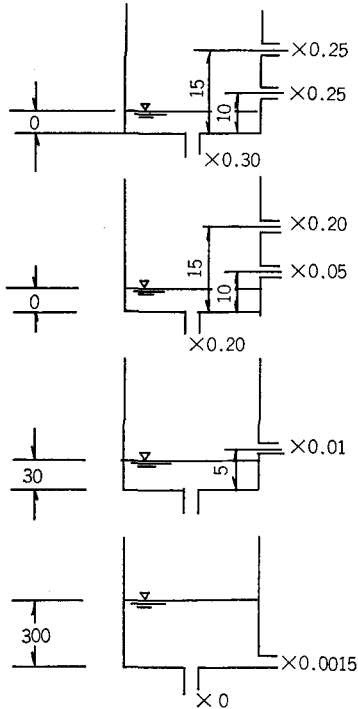


図-3 最終決定されたタンク形状及び初期貯留量

4. 共用施設の増改築

利水計画に基づき次のような増改築工事を行なうが、留意点としては、農業用水専用のときは実施可能である非かんがい期の点検へ補修が今後不可能となるので、恒久的の展望に立った改築でなければならないこと、さらに非かんがい期施工という时期的、又空間的の制約の中で行なわざるを得ないということである。

4-1 利根川樋門

利根川樋門は両総用水取水樋門であるとともに、大須賀川の洪水排水 (Q=49.0m³/s) として計画された用排兼用樋門で、通水能力が十分あるから改築の必要はないと判断された。

4-2 第一導水路

利根川本川の計画渴水位 (TP(-)0.530m) で取水するには、利根川樋門及び制水門を除いて河床堆積土砂の掘削が必要である。

4-3 第一揚水機場

(1) 現有施設 (5 台) に、房総導水路計画の新規常時取水分として 3.0m³/s、2 台 (1 台は予備) のポンプを増設し、吸水槽、吐水槽の拡張を行なう。

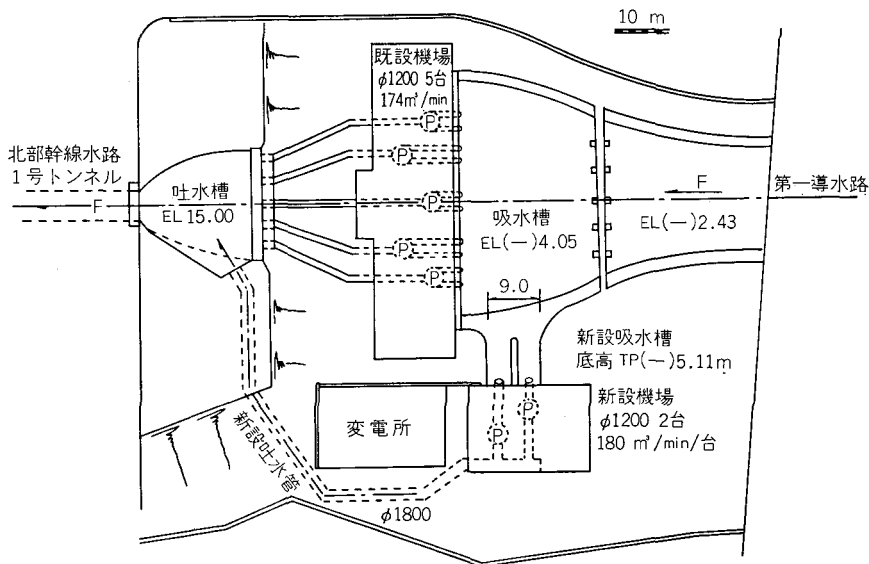


図-4 両総用水第一揚水機場増改築図

(2) スクリーンに除塵装置(トラシュカータイプ)を設けるとともに機場管理施設の改築を行なう。

吸水槽の形状決定資料としてモデルテストを行い吸水時空気混入水位のチェックを行ない対策を検討したので図-5, 6で紹介する。

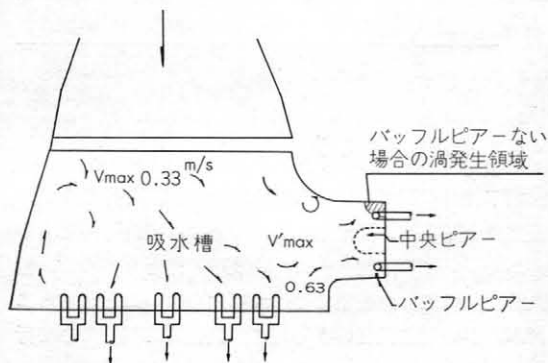


図-5 オー揚水機場モデルテスト(吸水槽の流れ) ケース1

側壁嵩上げ高は 15cm~60cm (平均 40cm) となる。現況はさらに 60cm の盛土があるが本来フルーム構造には不要と思われるので嵩上げは行わない。その他安全面を考慮してバームにフェンスを設置し天端舗装を行なう。なお除塵装置を計画する。

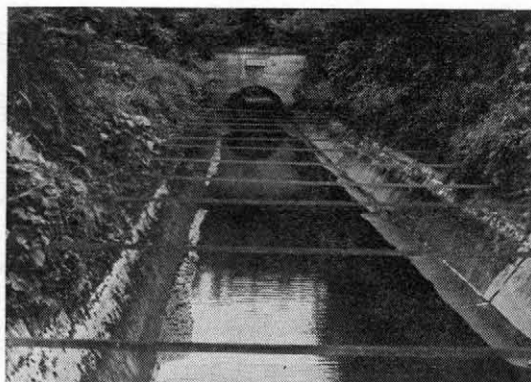
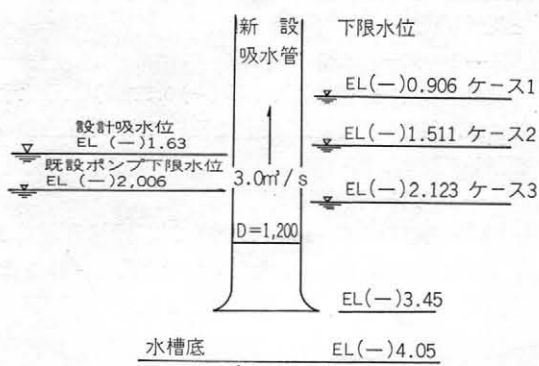


写真-1 北部幹線水路(開水路, トンネル)



実採用水槽底はさらに 約1.00m 下げた

ケース	形状等
1	中央ピアーにより、新設吸水管を分離する。
2	中央ピアーを撤去
3	中央ピアーを撤去しバップルピアーを設ける。

下限水位とは、吸水管が空気を吸込み始める限界水位である。

図-6 オー揚水機場モデルテスト(下限水位)

4-4 北部幹線水路

(1) 開水路

開水路は全区間にわたり通水断面が不足するので、フルーム側壁の嵩上げを行なう。余裕高を 35cm とすると

タイロッド嵩上計算(図-8 参照)

A点固定, B点単純支承の梁と考え, B点の反力をタイロッドにより受けさせる構造とする。荷重としては水圧, 側壁自重を考えるが土圧は考慮しない。

タイロッド部材について

梁ABに生じるモーメントは

$$M_x = 0.954x - 0.263x^2 - 0.150x^3 \quad (t-m)$$

又反力RBについて解くと

$$R_B = 0.961 \quad (t)$$

タイロッドに作用するモーメント(最大)は

$$M_C = R_B' \times l' = 0.79 \times 0.73 = 0.58 \quad (t-m)$$

タイロッド間隔を 3.0m とすると必要断面係数は

$$\frac{0.58 \times 3.00 \times 10^5}{1400} = 123 \text{ cm}^3$$

$$(H-125 \times 125 \times 6.5/9)$$

(2) トンネル

トンネルの余裕高 F_b を $F_b = 0.20$ (トンネル内高 H_o) とすると

$$F_b = 0.620 \text{ m} \quad (1-19号 \quad H_o = 3,100 \text{ m})$$

$$F_b = 0.646 \text{ m} \quad (20号下流 \quad H_o = 3,231 \text{ m})$$

これに対し計画通水量 17.47 m³/s のときの余裕高 F_b は, 1~19号で $F_b' = 0.679 \text{ m}$, 20号で $F_b = 0.954 \text{ m}$ であり, 十分余裕があるので, 増改築する必要はない。

(3) サイホン

呑口, 吐口水槽とも十分なシールがあり, 共用後の管内流速も最大 1.931 m と比較的小さいので改築は行わない。ただし管理上必要であるので, 呑吐口部に制水門ゲートを新設する。

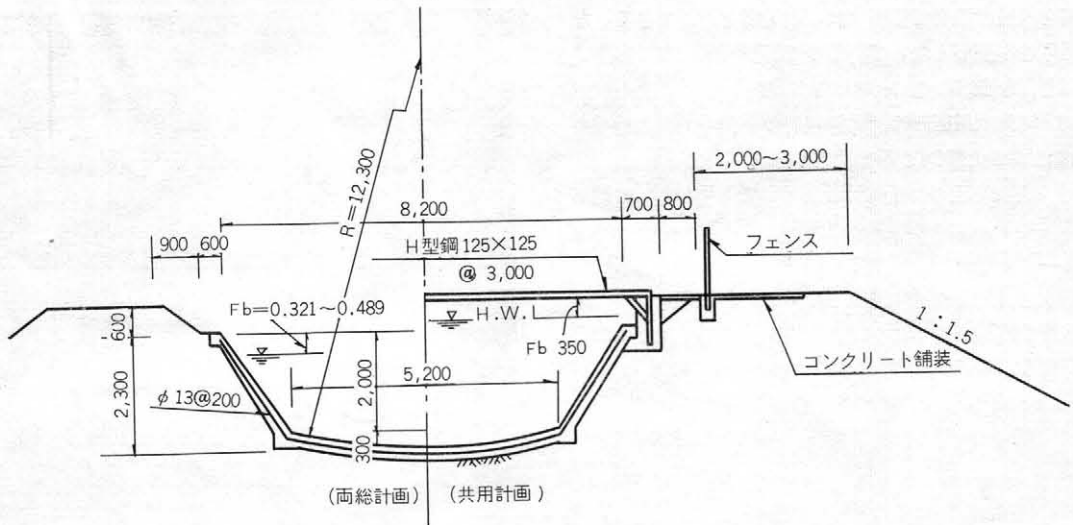


図-7 北部幹線水路開水路嵩上

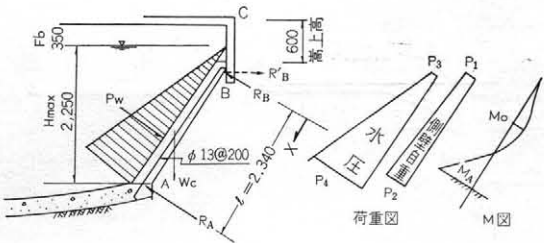


図-8

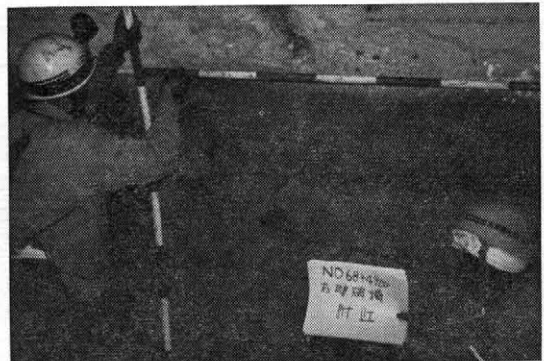


写真-2 北部幹線水路 (20号トンネル)

(4) 破損箇所補修

用水路には垂直方向のクラック、表面剝離、伸縮目地の老朽化が多くみられ、これらから堤体に漏水していることも考えられるのでその補修が必要である。さらに底面両端部のクラックは構造上の欠陥と考えられるので補修を要する。盛土部用水路の大部分には、側壁傾斜防止対策としてタイロッド (L-75 @ 3.000) が取付けられている。

トンネル内にもクラック (幅 0-2 mm) が多くみられ、湧水しているものもあるがその程度は小さい。しかし当時難工事だった20号トンネルには、開口亀裂(幅10mm以上)が生じ剝落が進行中のものもあり、湧水量も 500 l/min に達するものもある。補修工事としてはグラウト、さらに20号トンネルは、地山のゆるみが進行中と想定して、これに対抗するH鋼支保工及びライニングの追加工事を行なう。(図-9)

サイホン管体の中央部は通年水中にあり、腐食はほとんどないが、乾湿を繰り返す呑口、吐口部は腐食著しいので再塗装を行なう。

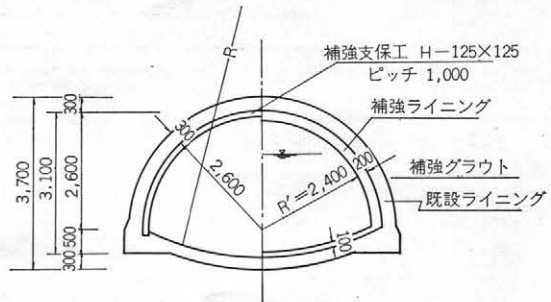


図-9 北部幹線水路トンネル補修 (20号トンネル上流)

4-5 栗山川疎水路および栗山川河川利用区間

(1) 疎水路区間については、両総用水計画の余裕断面を変えないことが基本的条件である。そのため不足する護岸高さ(ブロック張、コンクリート矢板)は嵩上げを行なう。疎水路の大部分を占める土水路区間は、共用時水位が両総用水計画水位に比べて低いので、沈下した堤

防高を両総計画まで修復すれば余裕高を確保できる。なお河床は不整形となっているので計画河床底まで掘削、整形を行なう。

(2) 河川利用区間は河川管理者の千葉県で洪水量 $Q=450 \text{ m}^3/\text{s}$ で大部分改築の必要はない。

(3) 疎水路区間の老朽化した河川工作物もあわせ補修する。

4-6 横芝堰、篠本堰 横芝堰、篠本堰は将来は都市用水を付加させ通年通水となっても、合理的かつ円滑な操作管理ができるよう、遠隔操作機構追加などの改築を行なう。



写真-3 栗山川疎水路（土水路）

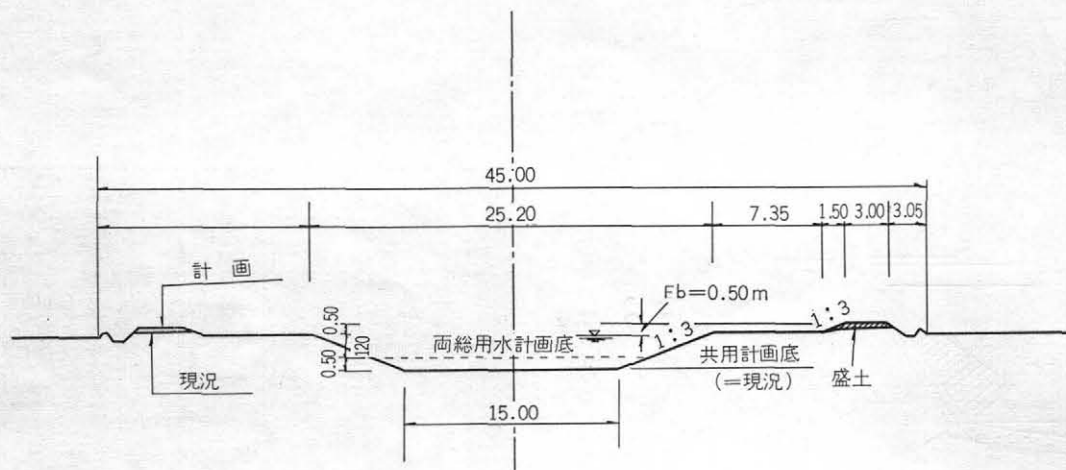


図-10 栗山川疎水路改修（土水路）

5. 共用にとまなう補償問題

従来は農水専用でかんがい期の半年通水であり、今後都市用水を加えた通年通水となれば、非かんがい期には水路沿線特に栗山川沿岸には次のような問題点が生じる。

5-1 用水

現況水位を変えないので機械取水、自然取水ともに問題はない。

5-2 排水

(1) かんがい期

栗山川沿岸は地形上湛水被害の生じ易いところだが、用水と同様現況水位を変えないので従来以上に悪化することはない。

(2) 非かんがい期

栗山川全線において従来に比べて約90cm水位上昇する。そのために地下排水、地表排水ともに支障をきたす。

特に疎水路区間は、昭和38～昭和46年にわたり実施された暗渠排水事業により、栗山川に約70個所の排水口が

設けられ乾田効果を十分果している。(図-11参照)これが共用後大部分水没して排水障害を起す。また排水口の有無に拘らず河川水位の上昇に伴い、堤内部地下水水位の上昇も当然考えられる

降雨時の地表水排除については、現在ある施設(排水樋門、樋管)の流積の一部が常時水没するため、若干湛水障害が生じる。しかし全湛水量に比べてその差は小さい。なおこれについて代表的排水ブロックでシュミレーションしたので結果を表-5に表す。

5-3 補償工事

(1) 河川水位上昇により排出不可能となる暗渠排水管は、集水管にて導水し、栗山川にポンプ排水する。集水管は有孔管とすることにより、河川水位上昇による田面地下水への影響もインターセプトすることができる。

(2) 排水ブロックは地形上13とし、1機場同一口径2台、($\phi 80\text{mm} \sim 150\text{mm}$)とする。m当りの排水量(q)は

$$q = q_1 + q_2$$

q_1 : 既設暗渠からの排水量 ($l/s/ha$)

$$q_1 = \frac{r \times p \times 10,000}{n \times 86,400} = 1.08 \text{ } l/s/ha$$

表-5 地表排水計算表 (非かんがい期)

		共用前	共用後	共用後 ポンプ設備	
対象降雨量	mm	3日連続 229.4 (確率 1/10)			
栗山川水位(降雨前)	m	1.50	2.35	2.35	最高水位
〃 (降雨後)	〃	4.86	4.86	4.86	
ポンプ排水量	m ³ /hr	—	—	φ 150mm 1台 151.2	
湛水継続時間	hr	118	126	121	
最大湛水量	m ³	922.997	931.240	924.428	
〃 湛水位	m	3.626	3.629	3.626	
〃 湛水深	m	1.224	1.227	1.224	
〃 湛水面積	hr	245.7	246.3	245.8	

(注) 共用前: 共用前水位状態でシュミレーション
 共用後: 共用後 " "
 共用後ポンプ設備: 地表排水対策として, 上記差分をポンプ排水させたもの
 流域面積 653.1 ha, 耕地面積 484.5 ha
 最低田面高 2.402m

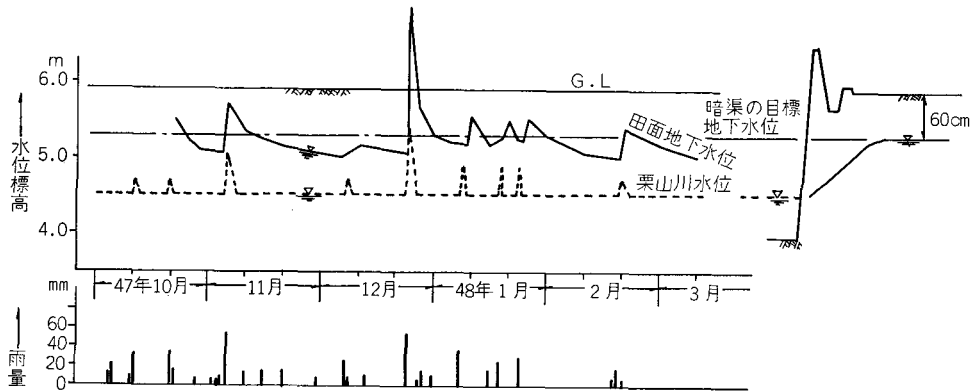


図-11 田面地下水位測定結果

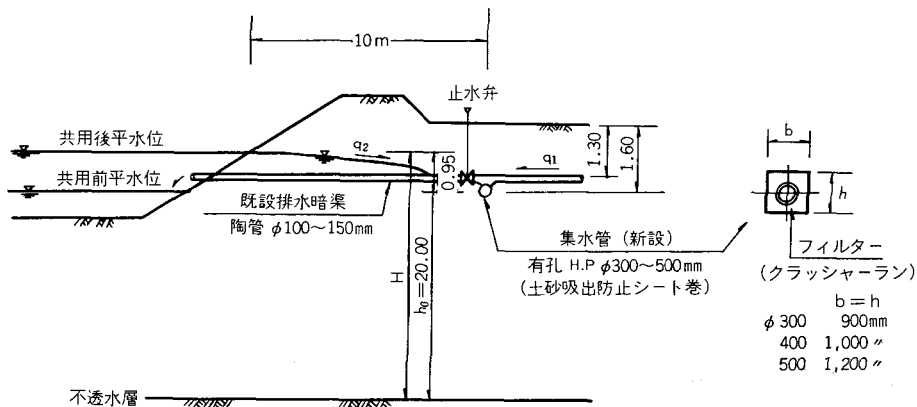


図-12 栗山川沿岸補修工事模式図

r : 月最大雨量 279mm

p : 地下浸透率 0.5

n : 排除日数 15日

q₂ : 栗山川からの排水量

$$q_2 = \frac{R(H^2 - h_0^2)}{R} \left(\frac{t + 0.5r_0}{h_0} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{2h_0 - t}{h_0} \right)^{\frac{1}{4}}$$

φ300mm t=r₀=0.5m とすると

$$q = 0.0000196 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

R : 透水係数 4 × 10⁻⁵ m/s

R : 影響半径 10 m

t : 集水管の半径 0.15 m

r₀ : 集水管内の水深 0.15 m

H : h₀ 図示

6. むすび

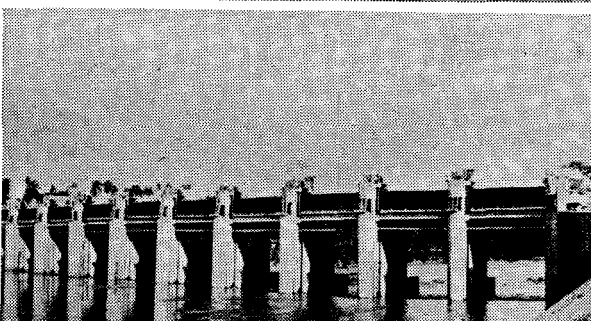
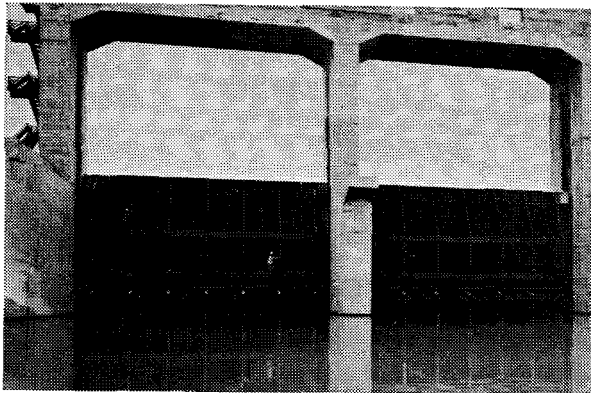
多目的使用のための増改築工事も二部発注され、今後

この改築された施設を使っでの合理的、経済的利用、及びそのための維持、運営方法の詳細が、農業用水受益者、都市用水受益者、その他関係者の間で協議中である。

両総用水に対する依存度の大きな地元受益者を相手に、水利権上の厳しい制限の中での協議であるので、多くの課題があるが、農業用水優先を柱とした共同管理という原点に立返って話し合うことにより、自ら解決されると思う。なお共用に伴う補償については、本事業が先駆となってこの種の開発に地元関係者の協力が得られるよう努力したい。

最後に本文をまとめるに当って、田仲喜一郎、羽木朗、山本敏雄諸兄の報文を参考としたので謝意を表したい。

日本の河に
世界のダムに



ゲートの
リーディングメーカー



丸島水門

株式会社

丸島水門製作所

本社

大阪市生野区鶴橋 1-6

TEL.(06) 716-8001(代)

東京事務所

東京都中央区日本橋室町4-3(坂田ビル)

TEL.(03) 242-1972(代)

札幌出張所

札幌市中央区大通西1(大通ビル)

TEL.(011) 281-2271(代)

工場

大和郡山市丹後庄町300

TEL.(07435) 9-2121(代)

海岸暗渠閉塞排除施設について

山下 神路*

目 次

1. まえがき	45	(3) ポンプ規模の決定	48
2. 湛水防除事業沼川地区の概要	45	(4) 高水槽必要水頭の検討	49
(1) 地域の概要と排水不良の原因	45	(5) 掃流砂量の計算	50
(2) 事業計画の要旨	46	4. 工事の施工	51
3. 海岸暗渠閉塞排除計画の概要	47	5. 試験放流	52
(1) 現況と計画の要旨	47	(1) 2号孔	52
(2) 高水槽規模の決定	47	(2) 3号孔	52

1. まえがき

静岡県における内陸よりの排水は、多くの海岸暗渠より排出されているが、波浪による暗渠の閉塞等により十分な機能を果せない現状である。これらの対策として、永年にわたり人による排砂、或は暗渠吐出部の改良等が行なわれてきたが、地形上十分な改良が不可能であったり、複雑な土砂流入機構のため、効果ある対策がたてられず苦慮している現状である。

今回これらを根本的に解消するため、県営湛水防除事業の中で試みられている一事例を報告する。

2. 県営湛水防除事業沼川地区の概要

(1) 地域の概要と排水不良の原因

本地域は静岡県の東部に位置し、富士愛鷹山に端を発し、駿河湾にそって西下し、田子の浦港に注ぐ二級河川沼川の中流部に広がる受益面積 678ha の水田地帯である。

受益地域は、急峻な愛鷹山及び火山灰の富士山を背負い、山麓からの大小河川が運ぶ流出土砂は緩勾配の沼川に全て流出し、堆積土砂による断面狭少が洪水時の排水を不良にし、湛水被害をこうむっている。

加うるに昭和36年以降の経済成長のもとに流域の開発は著しく、国鉄新幹線、東名高速道路等の建設を始め、工場住宅化等による開発が急速に進んでいる。これらは洪水到達時間の短縮、洪水量の増加、河床の堆積等をうながし外水位の上昇起因となり、自然排水量の減少と併せて昭和放水路海岸暗渠の閉塞を助長して、湛水被害の原因となっている。

受益面積 単位ha

市町村名	受 益 (ha)					計
	田	畑	山林	市街地	その他	
富士市	494	40	—	39	40	613
沼津市	52	3	—	4	6	65
計	546	43	—	43	46	678

流域面積 単位ha

区分	田	畑	山林	市街地	その他	計	備考
旧況	2,277	3,573	11,070	1,710	1,698	20,508	S38
現況	1,830	2,891	10,700	3,012	2,075	20,508	S45
差引	△ 447	△ 682	△ 370	1,302	377	0	

しかしながら従来本地域における土地改良事業はただ手をこまねいていた訳ではなく、多くの先人が本地域の排水事業に大きな関心を持ち、積極的且つ情熱的に取り組んできている。ここに過去の土地改良事業をたどってみると、大きく四つの期代に区分される。

第1期(昭和8年～27年)は戦前戦後における食糧増産の要請による昭和第1放水路(富士市)の開さくを主体とした沼川本線の改修事業

第2期(昭和32年～40年)は昭和第2放水路(沼津市)を主体とするほ場整備を目的とした農業基盤事業

第3期(昭和36年～44年)は国鉄新幹線、東名高速道路の建設等による流域開発や変更に伴う関連排水事業や、流域畑作地帯の農地保全事業の末端排水路の整備等局所的な改良事業。

第4期は静岡県第8次総合開発計画の目途である農業経営の安定的発展への方途を確立し、豊かで明るく、住

* 静岡県清水土土改良事務所

み良い農村建設を実現することであり、このためには広域的長期的な土地条件の徹底的な整備が必要であり、まず慢性化した湛水被害を根本的に改良することである。いうまでもなく第4期は本湛水防除事業によりその第

一步を踏み出したことになり、我々も又先人におとらない情熱を持って、地域住民の要請に答えていかなければならない重責を負っている訳である。

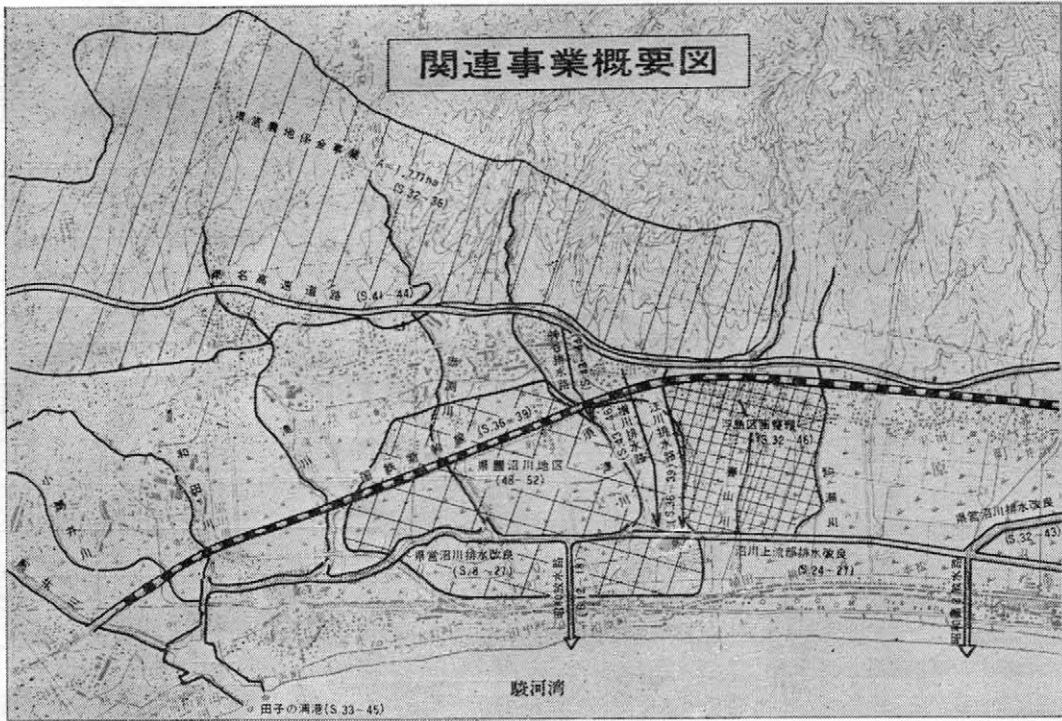


図 - 1

(2) 事業計画の要旨

本地区の計画として沼川流域 20,508ha を地目別に分類し、その総合流出率が71%とし、計画基準雨量は、流域内に最も近い降雨観測所である三島測候所の昭和6年昭和45年の資料より確率日雨量、2日連続雨量、3日連続雨量を算出し、3日連続20年確率 366.2mm を採用した。

降雨分布は、昭和45年6月14日～16日に生じた降雨 379.0mm が近年では最大被害をもたらしたものであり、基準雨量 366.2mm に近似であるので採用した。

上記に基づいて排水計画の決定を行い沼川本線の堤防嵩上げ工として、赤淵川より上流側の現況堤防は E. L 1.40m～2.20m と低く湛水時には溢水するため、E. L 3.50m まで堤防嵩上げを実施し地区内への洪水流入を防止すると同時に、赤淵川合流点より滝川合流点までの間約 2,500m を河床堆積土砂の排除を行い、下流への疎通を良くし、水位上昇による掃流の増大に期待し沼川下流の田子の浦港、第1放水路へと放流する計画である。

又沼川本線及び支線堤防に囲まれた地区内排水計画は

A—Hの8ブロックに分けて考え、Fブロックについては排水機場(800mm×60kw×2台)を新設し、他のブロックについては樋門を改修し、その操作による自然排水により、それぞれ湛水被害を除去する計画である。

又昭和第1放水路の海岸暗渠は、現況排水能力 45m³/sec を 57.9m³/sec に増大するため本稿の主意である閉塞排除計画により常時その機能効果を保持する計画である。

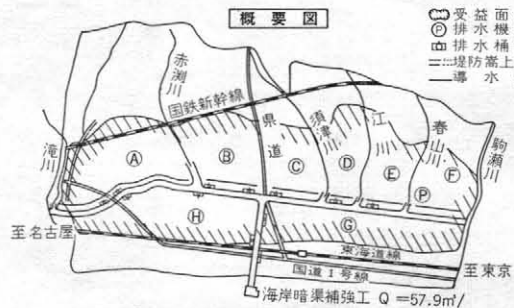
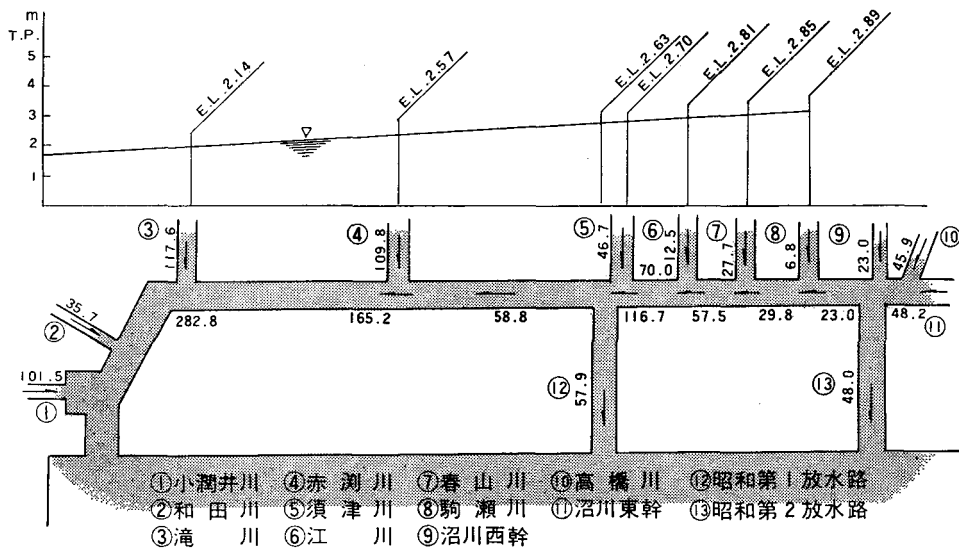


図-2



図—3 計画洪水位並びに洪水量

主要工事概要表

名 称	規模・規格・数量	備 考
沼川排水路工	6,350m	堤防嵩上
沼川河床掘削工	2,500〃	
海岸暗渠工	高水槽 1ヶ所 ゲート 2門	ポンプ樋門に附帯する地区内排水路
排水機場工	φ80% _{mm} × 60kw × 2台	
排水樋門工	12ヶ所	
導水路工	3,488m	

3. 海岸暗渠閉塞排除計画の概要

(1) 現況と計画の要旨

2級河川沼川から駿河湾に洪水を放流するために昭和8年～昭和27年にわたり施工された昭和放水路及び海岸暗渠は多年にわたり地区の排水に多大の貢献をしてきた。

しかし台風時或は強い季節風による波浪によって搬入する大量の土砂礫によって閉塞し、湛水障害を起している。

この原因は集水地区の地盤標高が低いため湛水位と暗渠吐出部水位による閉塞土砂礫の自然排水が不可能なためであるが、暗渠吐出部が浜砂移動の最も激しい汀線に位置することも大きな原因となっている。

本地区の暗渠は延長190mの二連式で一孔の断面は高さ2.40m幅3.90mである。

現在波浪により常時2孔共土砂礫により閉塞しており、排水の場合は西側の1孔については、波吐口より先

端側にある3カ所の掘削口より機械にて掘さくし、かうじて開口しているが台風時等波浪の高い場合が多いため、危険性が大きいため困難を極めている。

他の1孔は吐出口を東側に向けたり、同様掘削口をもうけたりし種々の改良を行ってきたが、この10年余りの間閉塞したままの状態でありその機能は全く果してない現状である。この様な状態の中で昭和47年愛知県渥美町堀切海岸暗渠に於て、高水槽を設置し暗渠閉塞時に揚水によって水頭を増大させ閉塞土砂礫を排除する方法が試みられ好結果が得られた。以後2、3の地区で同一方法が試みられ好結果が得られたとの報告を受けたため、本暗渠に於ても地形的にも有効な暗渠改良方法が不可能である事を考慮し、上記方法で排除することとなった。

設計においては既設ゲート操作室背部の空地(暗渠上部)に高水槽を設置し、暗渠口上流部の開渠右岸部に揚水機場を設置し、高水槽に揚水された水をゲート操作により暗渠中に放水しその水頭により排除することとした。

(2) 高水槽規模の決定

排砂は高水槽よりの放流量によって決まるものであるが、最終的な全放流量は、揚水ポンプ能力によって決まるものである。

したがって高水槽その物は特に大きくする必要はなく、実状に応じて反復放流を行えば同じこととなる。ただしある程度の量を確保しないと無効放流量(放流前に暗渠が空となっている部分)が多くなり、又初期崩壊後の排砂効果が少なくなること等が考えられるので容量決定の要素としては、次の三点を考え妥当な規模となるよう検討した。

(1) 操作手間より考えて、必要な排砂までの放流回数

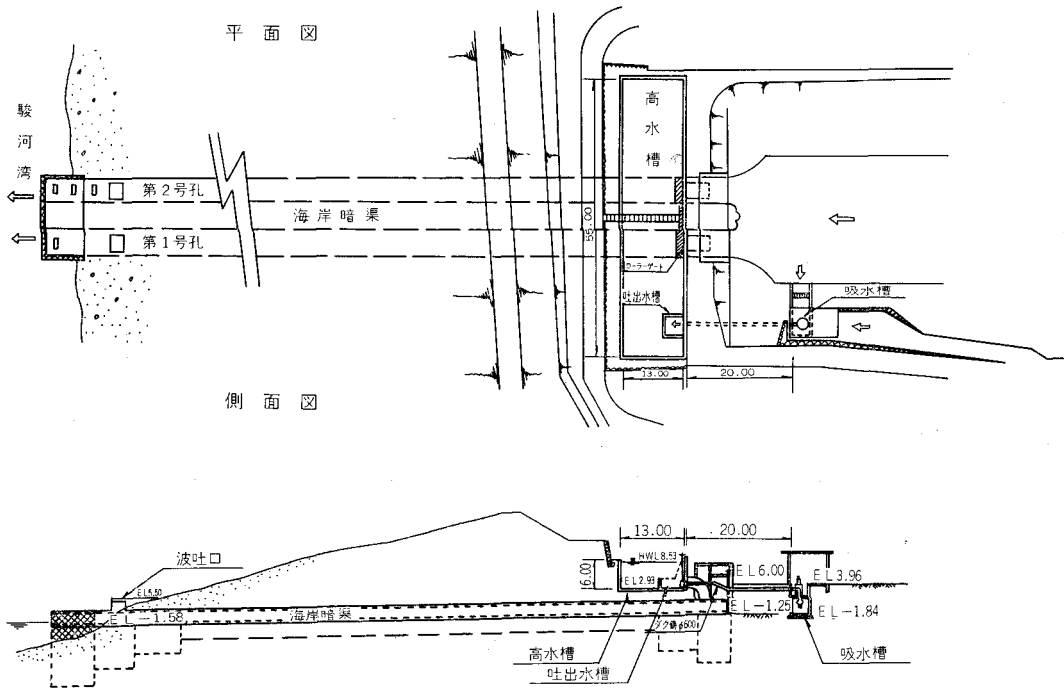


図-4 50 湛防沼川地区高水槽

が2～3回程度までの高水槽容量

- (2) 1回当りの有効な放流量は最少でも2000m³以上。
- (3) 地形的に無理なく設置可能な容量であること。

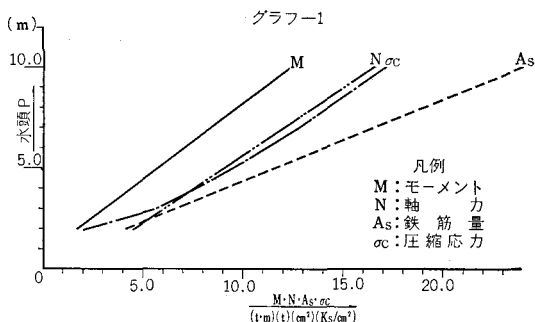
以上の3点より妥当な容量規模を決定するため、既設暗渠の許容内水圧を求めると、グラフ-1で求めたように内水圧はほぼ6.0m～7.0mとなる。したがって高水槽の水面高は、無効放流による水位低下量を差引き、地形的に無理のない平面形を確保すると水槽容量は13m×55m×5.6m=4,004m³となる。(内無効放流量は770m³) この放流容量について別記掃流砂量の計算で求めた結果、各放流回数によっての排砂量をまとめると次のように変化する。

	滞砂量	排砂量	排砂率	時間
1回目	70.90m ³	23.66m ³	25%	13分
2回目	56.68m ³	37.88m ³	40%	3分
3回目	46.41m ³	48.15m ³	51%	2分
4回目	38.53m ³	56.03m ³	59%	1.8分
5回目	32.26m ³	62.30m ³	66%	1.5分

以上より完全に排砂することは、海水面が管底より上にある場合は非常に長時間を要するが、少なくとも40%～50%の開口を揚水、放流により行っておけばあとは自流によって排砂できるので当計算での放流は2～3回程度で十であると考えられる。

したがって高水槽規模は、有効容量約 V=3,000m³、放流回数2～3回程度でしかも、現地形に対して十分設

置可能なスペースであるためほぼ妥当な規模と考えられるため、当高水槽規模は上記仮定通り 13.0m×5.50m×6.0m とした。



グラフ-1

(3) ポンプ規模の決定

ポンプ規模と排砂の関係は、必要な排砂を何時間で行うかに関係する。したがって各ポンプ規模と必要排砂時間との関係を求めると次のようになる。

尚、排砂放流は上記高水槽容量に対して2回とし、2暗渠であるため、4回放流全揚水量 $V = 4 \times (13.0 \times 55.0 \times 5.6) = 16,0116\text{m}^3$ として計算する。

ポンプ径	φ500m/m	φ600m/m	φ700m/m
揚水量	31.5m ³ /min	45.0m ³ /min	63.0m ³ /min
全揚水時間	8h—29min	5h—55min	4h—14min

ゲート操作及び放流時間 1h 1h 1h
 全操作時間 9h—29min 6h—55min 5h—14min
 以上となり、ポンプ運転時間は、管理上できるだけ短かい方が良いが、1回の排砂に必要な運転時間は7.0h～8.0h程度が妥当と考えられるのでポンプ径は $\phi=600$ m/mとした。

ポンプ型式はポンプ径 $\phi=600$ m/mで全揚程約10mと比較的高く、地形的にポンプ設置点をあまり低く取ることができないため吸込揚程が約3.5mとなり、軸流及び横型斜流ポンプ等ではやや困難であるため、立型斜流ポンプとし災害時以外の運転が多いと考えられるため電動式とした。

(4) 高水槽必要水頭の検討

任意の土砂礫による暗渠閉塞を開口させるに必要な水頭及び時間については、確立された理論は未だ完成されていないが、堀切暗渠設置後に、東京教育大学において種々な実験が繰返され成果が得られているので、これらを参考にして閉塞の開口に必要な水頭を求めた。

閉塞土砂礫が内水位によって開口する原理は土砂礫等の粒径等に影響されるためはっきりしないが、次のようなことが考えられる。

i) 大規模なパイピングであると考えた場合

パイピングに対する限界水勾配は次式で与えられる。

$$\frac{h}{L}rw \geq \frac{Gs-1}{1+e}rw \quad \text{ここで } Gs = \text{砂の比重} \\ e = \text{間ゲキ比}$$

一般的に $Gs=2.6\sim 2.7$ 、 $e=0.5\sim 0.7$ であることを考えると限界動水勾配はほぼ1.0となる。しかしこの式は砂粒子が鉛直方向に動く限界であるが、暗渠開口の場合は水平方向に移動する状態を考えればよいこととなり、水平方向の移動限界として、摩擦係数(f)を考えると

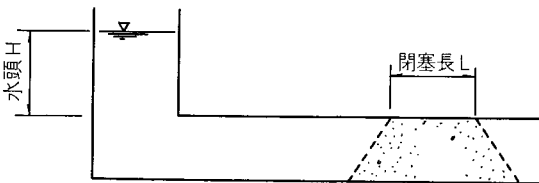
$$\text{上式は } \frac{h}{L}rw = \frac{Gs-1}{e+1}rw \times f$$

となり $f=0.5$ とすると概略

$$\frac{h}{L} = f$$

$$h = L \cdot f = 0.5 \times L$$

となり、パイピングを生ずるに必要な最少の水頭は閉塞長(浸透路長)の $\frac{1}{2}$ で良いこととなる。



図—5

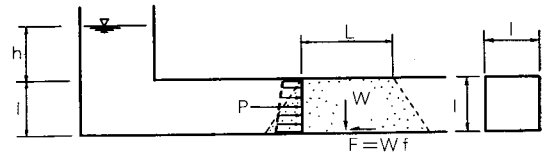
又ブライは、浸透性地盤に対してパイピングを防止するためには浸透路長を $L=c \times h$ 以上取る必要があるとしている。(ここで c =地盤の種類による係数、 h =上下

流の水頭差)これを逆に考えると、パイピングを生ずる限界水頭は、 $h = \frac{L}{c}$ で与えられ砂礫の場合 $c=9$ とすると、 $h=0.111L$ となる。ただしこの場合設計上の安全率を見ていると考えられるから、その安全率を3とする

$$h = 0.333L$$

ととなる。したがってパイピングと考えるかぎり必要水頭は閉塞長に対して5割程度の水頭を取ればよいこととなる。

ii) 水圧が閉塞土砂を押し出すと考えた場合



図—6

閉塞砂の単位体積重量は水中重量と考えられるから $1.0t/m^3$ となり断面を $1.0m \times 1.0m$ の単位重量と考えると、

$$W = 1.0^2 \times 1.0 \times L = L$$

$$F = w \cdot f = L \cdot f = 0.5 \times L$$

一方 P は

$$P = h + 0.5$$

となり釣合の条件より

$$F = P$$

$$h + 0.5 = 0.5L$$

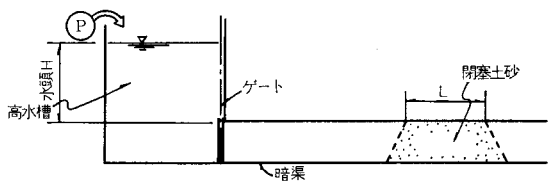
$$h = 0.5L + 0.5$$

となり L が十分大きい場合は無視できるから $h=0.5L$ となりi)で求めた値とほぼ一致する。

以上によりほぼ閉塞長に対して5割程度の水頭が開口に必要な概略的な値であると想定される。

これに対し東京教育大学で行われた実験によると、はるかに少ない水頭で開口することが確かめられたため、このような方法により海岸暗渠閉塞に対応することは有利なこととなった。ここで東京教育大学で行われた実験概要とその結果を記すと次のようになる。

実験は下図のような装置により、各透水係数の砂礫について行われた。



図—7

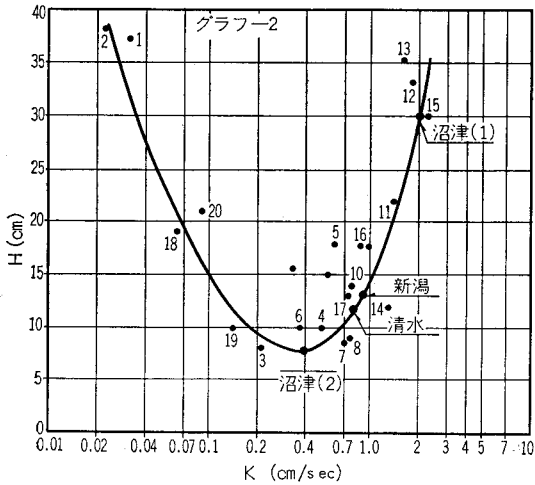
この場合閉塞長を一定として開口に必要な水頭を求めるとグラフに示す結果が出た。(この時の閉塞長は20mとした)

この結果はグラフ-2で示した通り閉塞長に対し小さい水頭で開口することとなり、上記式で推定した値と比較するとおおよそ次のとおりとなる。

$$h = 0.5L \dots \dots \dots \text{計算式}$$

$$h = 0.1 \sim 0.5 \times L \dots \dots \dots \text{実験式}$$

したがってほぼ閉塞長に対して2割程度の水頭を確保できれば開口できるものと思われるが開口に対して大きな水頭は必要なくても、開口後の掃流排砂は高水頭による方がはるかに有利となるため条件の許される限り高水頭とした方が有利である。



グラフ-2

(5) 掃流砂量の計算

掃流砂量の計算をするに当り次のように条件を設定する。

(5)-1 堆積砂粒径

$$d = 0.5 \text{ cm (5 mm)}$$

(5)-2 総堆積砂量

$$10 \text{ m} \times 3.94 \text{ m} \times 2.4 \text{ m} = 94.56 \text{ m}^3$$

(5)-3 暗渠形状

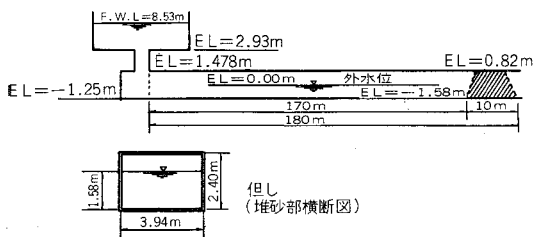


図-8

(5)-4 暗渠を満水にするために必要な総流量(m³)
常時 EL. 0.00m まで外水位があると仮定する。

$$170 \text{ m} \times (1.478 \text{ m} + 0.82 \text{ m}) \times \frac{1}{2} \times 3.94 \text{ m} = 769.6 \text{ m}^3 \approx 770.0 \text{ m}^3$$

(5)-5 貯水槽

6 mの高さとするが、余裕高0.4 mを差し引いて5.6 mとする。さらに暗渠を満水にするに必要な流量770m³のために1.10 m 下げて4.5 m (EL7.43 m)の高さとする。

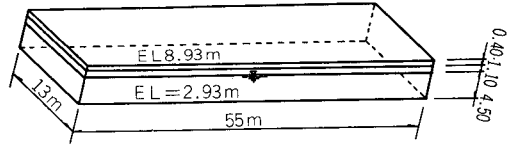


図-9

(5)-6 流砂される部分の勾配と水深の決め方
勾配 I

Iは時刻0の時砂の安定勾配1/4、そして全ての砂が掃流された時、水路勾配1/545となると仮定し、その中間では残っている砂の量によって決まる変数とし、

$$I_j = \frac{1}{4} - \frac{V_0 - VR_j}{V_0} \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{545} \right)$$

I_j = 計算時刻 jsec 時の勾配

V_0 = 計算スタート時の堆積砂量 (m³)

VR_j = 計算時刻 jsecに入った瞬間に残っている堆積砂量 (m³)

水深 H(m)

流れを等流と考え、等流水深を用いる。

(5)-7 堆砂部を通過する流量の計算

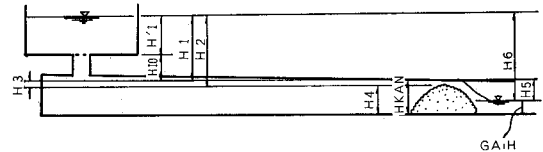


図-10

$H_1 \sim H_6, H_1', H_{10}$ を次のように定義する。

流砂のために H_3 は時間的に増加する変数となる。

放流のためには時間的に減少する変数となる。

但し $H_{10} = 2.11 \text{ m}$

$$0 < H_1' \leq 4.5 \text{ m のために}$$

$$2.11 \text{ m} < H_1 = H_1' + H_{10} \leq 6.61 \text{ m となる}$$

即ち貯水位は EL. 7.43 m から 2.93 m まで減少する。

オリフィスからの流量

$H_4 \geq G_{AiH}$ なら大オリフィスとして

$$Q = \frac{2}{3} C \sqrt{2g} B (H_2^{1.5} - H_1^{1.5}) \text{ (m}^3/\text{sec)}$$

$$H_2 = H_1 + H_3 \text{ (m)}$$

$H_4 < G_{AiH}$ なら不完全潜りオリフィスとして

$$Q = \frac{2}{3} C \sqrt{2g} B (H_6^{1.5} - H_1^{1.5}) + C_2 B$$

$$(H_2 - H_6) \sqrt{2g H_6} \text{ (m}^3/\text{sec)}$$

$$H_2 = H_1 + H_3 \text{ (m)}$$

$$H_6 = H_1 + H_5 \text{ (m) とする}$$

但し C_i = 流量係数 (0.61)

B = 水路底幅 (m)

$H_4 = H_{KAN} - H_3$ (m)

図に示す H_3 の求め方

$v_0 \rightarrow vR_0$

vR_j は時間的に減少する。

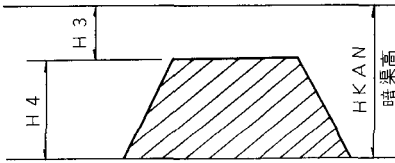


図-11

時刻0における堆砂量を v_0 , この時 $H_3 = H_i N_i = d$ と仮定する。

すべてが排砂された時即ち, $vR_j = 0$ のとき $H_3 = HKAN$ となるから, これらの中間では vR_j に逆比例するとする。

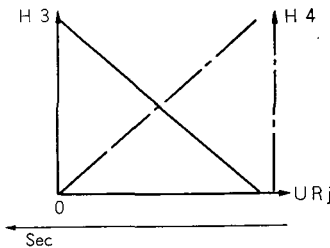


図-12

$H_{3j} = H_i H_i + HVO * (vR_j - QB * DELT) / v_0$

但し, HVO は時刻0における堆積砂 ($v_0 = vR_0$) の高さ (m)

QB は $j-1 \sim j$ sec 間の掃流砂量 (m^3/sec)

(5)-8 粗度係数 n

$n \geq 0.025$ と仮定する。

以上の条件を設定して, 佐藤, 吉川, 芦田の実験公式を用いて掃流砂量 QB を求める。

$n \geq 0.025$ の時

$QB = 0.0625 \times u_*^3 \times f(\tau_c/\tau_0) / s.9.8 m^3/sec/m$

QB は単位幅を単位時間 (1sec) に通過する掃流砂量 (m^3) である。

QB を求めるのに必要な数量 (u_{*c} , τ_c , τ_0 , u_* , s , f 等) を順次求める。

限界摩擦速度 u_* (m/sec)

u_{*c}^2 は堆積砂の粒径によってのみ決まる定数であり,

C・G・S単位係のもとで次の岩垣公式を用いる。

$$\left. \begin{array}{l} d \geq 0.303cm \quad u_{*c}^2 = 80.9d \\ 0.118 \leq d \leq 0.303 \quad = 134.6d^{11/22} \\ 0.0565 \leq d \leq 0.118 \quad = 55.0d \\ 0.0065 \leq d \leq 0.0565 \quad = 8.41d^{11/12} \\ d \leq 0.0065 \quad = 226d \end{array} \right\} (10.7)$$

今 $d = 0.5cm$ であるから

$u_{*c}^2 = 80.9d$

$= 80.9 \times 0.5 = 40.45 cm^2/sec^2$

$\therefore u_{*c} = 6.36 cm/sec = 0.0636 cm/sec$

限界掃流量 τ_c (kg/m^2)

$\tau_c = u_{*c}^2 \cdot \rho = 40.45 \times 1 \frac{cm^2}{sec^2} \frac{g}{cm^3}$

$= 40.45g \cdot cm/sec^2 \cdot cm^2$

$= 40.45 dyne/cm^2$

$= 40.45 \frac{1000g}{0.98 \times 10^6} / cm^2$

$= 0.0413g/cm^2$

$= 0.0413 \times 10^4 / 10^3 m^2 = 0.413 kg/m^2$

掃流力 τ_0 (kg/m^2)

$\tau_0 = w \cdot R \cdot I$

$w = 1000 kg/m^3$

I = 水面勾配

R = 径深 (m)

摩擦速度 u_{*0} (m/sec)

$u_{*0}^2 = \frac{\tau_0}{\rho} = \frac{\tau_0}{102}$

$u_{*0} = \sqrt{\frac{\tau_0}{102}}$ (m/sec)

砂の水中重量比 S

$S = \frac{\sigma - \rho}{\rho}$

$= \frac{2.65 - 1}{1} = 1.65$

σ = 砂の密度 (g/cm^3)

τ_c/τ_0 と $f(\tau_c/\tau_0)$ の関係

$\frac{\tau_c}{\tau_0} = \frac{u_{*c}^2}{u_{*0}^2}$

$= \frac{0.00405}{u_{*0}^2}$

右図より $f(\tau_c/\tau_0)$ を求める。

以上の各条件により, 時間, 貯水位,

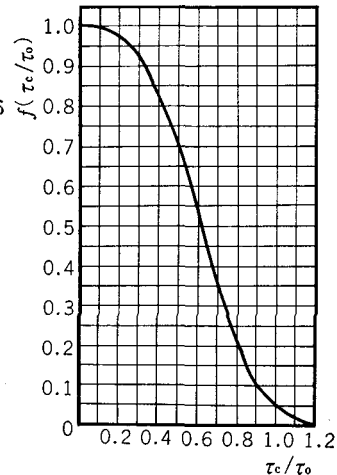


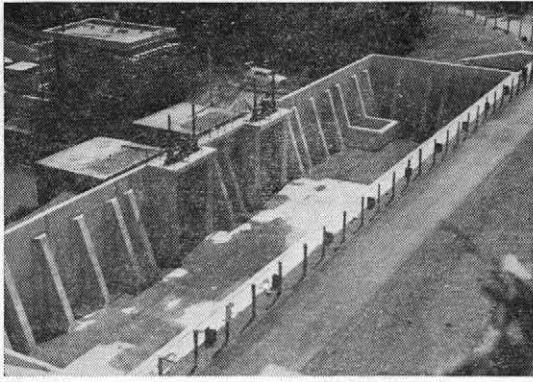
図-10.9 (10.15) 式の f

流量, 掃流力, 流砂量, 累加流砂量, 堆砂量, 貯水量を算出し, 高水槽規模の検討に資した。

4. 工事の施工

本閉塞排除施設の主たる構造物としては, 既述の如く, (1)高水槽, (2)揚水機及び機場, (3)フラッシュ用ゲートである。

工事は昭和50年度工事として, 高水槽を完了し, 50年度及び51年度で揚水機及び機場とゲートを施工し本年7月末に完了を見たばかりである。



写真一

しかし前述の如く本海岸暗渠は非常に古く完了後約40年を経過しており、老朽化が著しく、局所的な補強を必要とする箇所が多く、更に本計画に適合させるための補足工事、例えば(1)暗渠先端にある波吐口の高さが高水槽水位高より低いため補充する必要があること、(2)既設防潮樋門の操作室も同様に嵩上げをする必要があること、(3)暗渠先端部にある、従来閉塞の際使用されてきた土砂礫排除のための掘削口を閉口すること、等の工事が未完成であるため全体としては未完了の状態である。

5. 試験放流

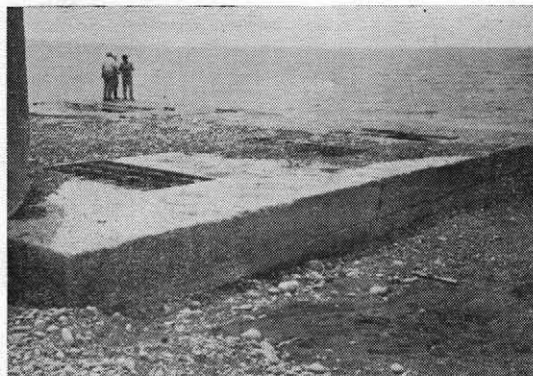
前述の如く補足工事等が未完了の段階で最終的な試験放流は不可能であるが、主工事が一応の完成を見、放流可能な状態となったので今後の補強工事の資料を得ること、掃流状況調査をしたいため、ポンプ性能、ゲート試験を兼ねて試験放流を行った。

放流を行うに当たって2号孔にある掘削口3口の内、上流部の一口を掃流条件を良くするため閉口し、他の二口は状況調査のため開口したままの状態で行った。

(1) 2号孔

高水槽貯水量は、ゲート室浸水防止のため安全を取り限界水量1,100m³を貯水し、暗渠満水まで放流し、以後水頭2.30mにバランスさせつつ約30分間放流した。

放流後3分で中央掘削口より浸透し始め、5分後には



写真一 2 暗渠先端部

噴水状で噴き上げフラッシュを開始した。放流終了時の調査の結果、排砂状況は、暗渠上面より1.10mまで掃流され、約44%の排砂率を得た。これは比較閉塞長が短かく、2カ月前に機械掘削により開孔したことにもよるが、当初考えていた数値より好結果が得られた。

(2) 3号孔

1号孔はすでに述べたように、10カ年余りの間閉塞したままの状態であるので、2,000m³を貯水し、フラッシュゲートの操作により第2号孔同様に水頭を2.30mに保ちポンプ揚水にて補給しつつ45分間放流した。

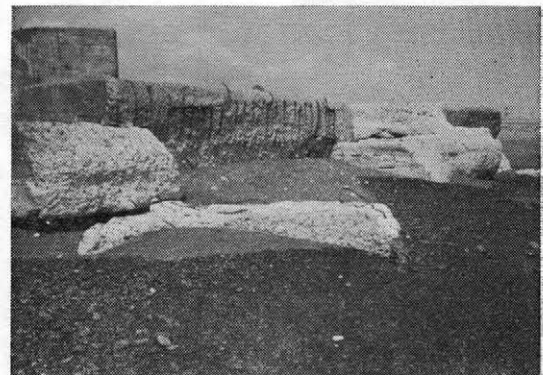
この結果、11分後に掘削口に浸透を開始し、14分後に崩壊を始めた。20分後には先端部より土砂礫が流出を開始した。これはその後の調査で、先端部より1.5m奥に隔壁があり海岸線に向っての開孔面積が1/5程度しかなく、隔壁上流部の東側に向けて孔があけられていたためフラッシュが十分に行われなかったものと思われる。しかし長期間閉塞したままの状態であり、堆積土砂礫もかなりの団結状況であったことも考えると、当初浸透まで長時間を要すると思っていたが予想に反して早かったので自信を得ることができた。

当初の暗渠状況の調査が不十分であったとはいえ、今後の補強に関する資料を多く得ることができたと共に多くの先人が如何に閉塞対策に苦慮し種々の改良等を重ねてきたかを実感で味わった次第である。

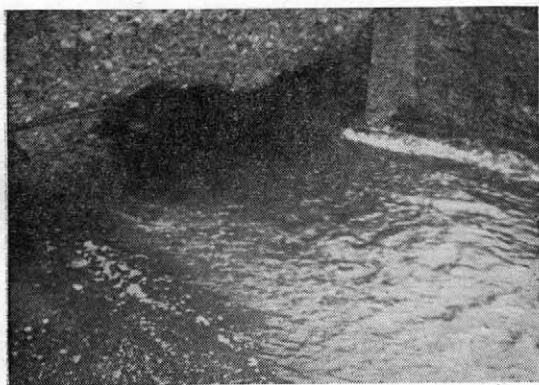
このように現在まで1回の試験ではあるが一応の目安と成果を得ることができた。

以上で本県で行っている湛水防除事業の施工例を述べたがおわりに、この工事が未完了なため十分な報文でないことをお詫びすると共に不十分な状態ではあるが本工法による閉塞排除が有効であることの成果を得たので、自信を持って本工事を遂行してゆく決意であることを結語としたい。

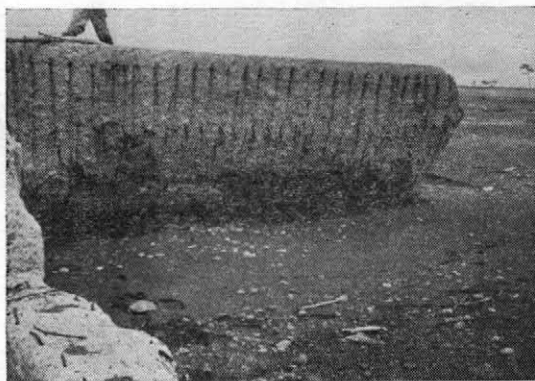
本工事施工に当り模型実験等により多くの御教示と自信をあたえていただいた、東京教育大学の各位、並びに積極的に御協力をいただいたコンサルタントの各位に深謝する次第です。



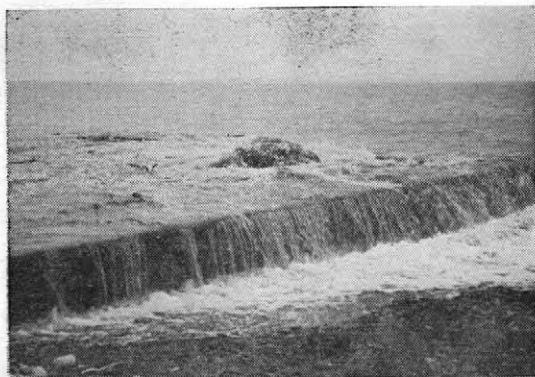
写真一 3 2号孔放流前



写真—4 2号孔放流後



写真—6 1号孔放流前



写真—5 2号孔フラッシュ開始



写真—7 1号孔フラッシュ開始

北海道の泥炭地帯における農道整備

藤 田 公 也*

目 次

1. 北海道の農業……………54	⑤ ケミコパイル工法……………58
2. 北海道と泥炭……………55	6. 広域農道幌延地区について……………58
3. 農道整備事業と泥炭……………55	① 地区の概要……………59
4. 泥炭と盛土……………55	② 事業の概要……………59
① 泥炭地の盛土……………56	③ 工事の実施……………59
② 対策工法……………56	④ 工法の決定（設計変更後）……………60
5. 施工例について……………57	7. これからの課題……………63
① 盛土工法……………57	8. 結 び……………63
② サンドコンパクションパイル工法……………57	

1. 北海道の農業

北海道の総面積は 835万 1千ha で、そのうち耕地は 107万 6千ha である。その内訳は、水田 27万 6千 2百ha 畑 79万 9千 6百ha（表～1参照）となっており、気象的

には温帯気候の北限もしくは亜寒帯気候の南限に属するため農業も地域により経営形態がかなり異なっている。すなわち、比較的温暖地帯に属する道南・道央では水稲栽培が中心となり、十勝、網走では畑作、根釧・矢北では酪農がそれぞれ中心となっている。水田面積の増加

表一 1 耕 地 面 積 (単位: ha)

年次	総 土 地 面 積	耕 地					
		合 計	田	畑			
				計	普 通 畑	樹 園 地	牧 草 地
35年	7,851,000	955,400	216,500	738,900	668,600	6,170	63,200
40	7,851,000	952,400	249,300	703,100	603,700	6,680	92,700
41	7,851,000	958,300	256,900	701,200	587,200	6,810	107,200
42	7,851,000	961,300	267,700	693,600	556,500	6,940	130,000
43	7,851,000	967,300	280,400	686,900	527,000	6,990	152,900
44	7,851,000	974,700	288,800	685,900	499,000	7,090	179,700
45	7,851,000	987,100	290,700	696,400	480,300	6,950	209,200
46	7,851,000	1,010,000	288,100	721,800	449,300	6,970	265,500
47	7,851,000	1,023,000	283,700	739,100	435,800	7,040	296,300
48	8,351,000	1,046,000	281,600	763,800	423,400	6,820	333,500
49	8,351,000	1,061,000	279,000	781,200	418,700	6,750	355,700
50	8,351,000	1,076,000	276,200	799,600	413,100	6,450	380,200

は、昭和45年度までは全国的に停滞気味の中で増加の一端をたどってきたが、米の生産調整を契機として減少し、昭和50年度では昭和45年度と比較すると1万 4千 5百haの減少となっている。一方食生活の変化により牛乳・乳製品は年々増加の傾向が顕著で牧草地にあっては45

年より50年の5ケ年間で17万 1千haの増加となっており、昭和48年度における本道の牛乳生産量は135万 3千トン、バターが3万 4千トン、チーズは1千 9百トンの生産をあげている。家畜については昭和49年度で乳牛57万 7千頭、肉牛12万 1千頭、豚42万頭、にわとり623万 1千羽、馬5万 3千頭である。

* 北海道農地開発部 農地造成課 道営農道整備係

2. 北海道と泥炭

北海道における泥炭地はほとんど全道にわたり分布し

ており、農業試験場で実施した土性調査によれば総面積は約20万ヘクタールにおよび、支庁別の面積は(表～2)の通りである。

表-2 支 庁 別 泥 炭 地 面 積

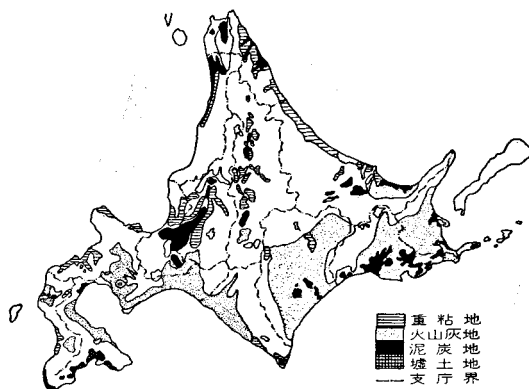
(単位: ha)

支 庁 名	種 類 別	種 類 別			総 面 積
		低 位 泥 炭 地	中 間 泥 炭 地	高 位 泥 炭 地	
石 狩	狩	16,160	1,961	13,050	31,171
空 知	知	14,113	490	14,488	29,091
上 川	川	8,977	1,184	329	10,490
後 志	志	1,203	—	45	1,248
檜 山	山	2,163	282	31	2,475
渡 島	島	3,106	169	694	3,969
胆 振	振	2,179	—	—	2,179
日 高	高	2,159	62	—	2,221
十 勝	勝	5,701	2,394	—	8,095
釧 路	路	40,512	2,675	1,017	44,204
根 室	室	4,094	5,009	1,017	10,120
網 走	走	12,205	345	32	12,582
宗 谷	谷	20,052	5,908	2,353	28,313
留 萌	萌	9,130	4,447	907	14,484
計		141,753	24,926	33,963	200,642

泥炭地のほとんどは河川流域の平野に分布しており、ことに石狩川、天塩川および釧路川流域に集中し、これ河川を包含する石狩、空知、上川、留萌、宗谷、釧路の各支庁管内の泥炭地の面積は全道の50%を超え、その分布は分布概況図の通りである。

これら泥炭地のうち比較的早くから開発の進んでいるのは石狩川流域の泥炭地であり、昭和25年度で石狩・空知の二支庁管内の泥炭地はそれぞれ40%、65%程度が既

特殊土壌地帯分布概況(北海道農業試験場編集「特殊土壌地帯概略図」昭和32年12月による)



地となっており、その後石狩管内は昭和30年より着工した篠津地域泥炭地開発事業により大幅に改良が進み北海道の米穀地帯の一部として重要な役割を果たしている。北

海道における泥炭地の開発は農業振興を主目的として出発しており、その中でも石狩川流域と十勝川流域の両泥炭地帯は前者が水稻、後者が穀類を中心とした農業振興を目的として開発が進められ自然条件にも恵まれたのに比べて、農業条件の悪い釧路、サロベツ、風連、標津等の各河川の流域に位置する泥炭地帯は開発計画に遅れを生ぜざるを得なかった。しかしこれらの地域にあっても農業技術の発達と草地改良の進歩等によって新しい開発の方向が見出され、近い将来我が国の農産地帯の一部として脚光を浴びることは間違いないと思われる。

3. 農道整備事業と泥炭

我が国の農業政策が時代の要望とともにある意味で流動的である中において、農道整備事業は農村環境の整備、農業の機械化等に対処すべく農業基盤整備事業のうちで重要な役割を果たしている事は言をまたないが、北海道にあっても周知の通りで、事業の実施範囲は当然全道一円にまたがり14支庁、212の市町村の大部分に及んでいる。従ってその実施に当たっては泥炭地を除いての施工はあり得ず、昭和40年以來いくつかの地区で事業の実施をみているが、ここでは泥炭の特性を盛土を中心として考察し、そのあとで昭和47年度採択の広域農道幌延地区を採りあげてみることにする。

4. 泥炭と盛土

泥炭の特性を盛土工事を中心として考察し、その対策

を検討する。

(イ) 泥炭地の盛土

一般に泥炭層上の盛土には地盤の破壊と沈下が生ずる。破壊は円形に近いすべりとなることが多く、時には複合すべり又は側方流動の形をとることもある。このうち円形及び複合すべりについては安定解析が可能であるが、側方流動については実用的な解析方法がない。沈下については、圧密、弾性、塑性流動による沈下、更にはセン断変形に伴う沈下等が複合して生ずるものと考えられるが、現在は圧密沈下のみが計算によって求められる。泥炭地における破壊と沈下の現象は、泥炭のもつ軟弱性と圧縮性によるものであり、その原因となるものは、地盤のセン断強さ、厚さ、盛土の形状、高さ、材質等である。

破壊と沈下に対する対策については、現在までに種々の工法が検討され実施をみているが、この場合

軟弱層の規模（厚さ、延長）

軟弱層の性質（強度、圧密性）

盛土の規模（盛高、材料）

用地幅

工事費

工期

等の事項に留意することが大切である。

(ロ) 対策工法

泥炭地に盛土をした場合の沈下は、大部分は泥炭層内で生ずる。泥炭の場合その圧縮指数は粘土の約10倍程度といわれ、一般の場合には粘土の沈下量を見捨てることが多い。泥炭地の盛土は、極めて特殊な工法以外は沈下を防ぐことはできないので、むしろ沈下を促進させて泥炭の圧縮による強度の増加を期待するのが通例である。つまり沈下そのものに対しては、盛土工法の設計当初に沈下量を予想するにすぎない。沈下の速度は、理論的には圧密試験による圧密係数から求めるが、泥炭地の盛土にあっては無意味に近く、実際の場合、盛土試験による測定結果によるほか確実な数値はつかめない。沈下促進工法としてサンド・ドレーン工法等も考えられるが、泥炭の場合には効果がないとされており、道路における盛土にあっては、とくに舗装を急がなければ、沈下を促進させるための特殊な工法を用いず、自然の状態のまま沈下を待つのが経済的にも得策である。

泥炭地における軟弱地盤の破壊に対する対策は、そのほとんどがすべり破壊であって、その対象となる土層は、泥炭ばかりでなく粘性土を含めたものである。泥炭は圧縮沈下に伴う強度の増加の割合が大きいため、危険性は泥炭と粘性土の境界付近又は粘性土に大きいとも考えられ、対策工法は次の通りである。

1. 緩速段階工法

基礎地盤がすべり破壊を生じない程度の盛土をなし、

基礎地盤の圧縮による強度の増加を待って、その強さに対応できるだけの追加盛土をなし、これを繰返しながら所定の盛土を完成する方法である。工費は他の工法に比較して最も安い、工期を要する。年月による不等沈下により不陸が大きくなり、維持の点で問題がある。これは盛土が低いほどはなほだしい。また二次以降の盛土の場合、地盤のセン断強さを知る必要があり、再調査によって決めることが望ましい。また盛土が厚く軟弱層が厚い場合、強度の増加範囲が盛土の直接下の部分のみであることから安定度を欠くケースが多く、この場合は次の押え盛土工法と併用して施工する事が多い。

2. 押え盛土工法

盛土本体のノリ面に小盛土を腹付けし、基礎地盤のすべり破壊による側方地盤の浮き上がりを押えようとするもので、この工法は押え盛土の規模が適切でないと効果がなく、逆にマイナスとなることもある。押え盛土は幅を大きくしても安全率が大きくなるとは限らず、実際には緩速段階施工法と併用するか、すべり破壊を生じた後の処置として用いることが多い。

3. ドレーン工法

粘土のように排水性の悪い地盤に排水能力をもたせるため排水性のよい材質を打ち込んで人工排水路を作り、圧密を促進させることにより沈下を早め、工期の短縮を計ろうとするものである。しかし泥炭については効果がないとする意見が多い。

4. サンドコンパクションパイル工法

泥炭地におけるサンドドレーン工法の試験結果は、沈下の促進に対してはほとんど効果がないと思われるが、サンドパイルが部分置換として地盤の破壊を阻止することは明らかで、面積比が大きく密度が大なるものほど、その効果が大きいと考えられる。地盤の中にケーシングを通じて強制的に砂を圧入し、パイルを作り地盤の強度を増大させるのがサンドコンパクションパイル工法で、砂の圧入の方法としてハンマリング、パイプロの両方式があるが、後者が一般的方法である。

5. 置換工法

泥炭を良質材料で置き換えるもので、置き換えの方法としては、除去、押し出し等の方法がある。

6. 締め切り工法

すべりの力を剛製材料で締め切る工法で、材料は鋼杭、シートパイル等が考えられる。この工法は地すべりに対する工法として最も多く用いられているが、軟弱地盤に対しても効果が高い。

7. その他の工法

盛土底面に敷ソダ、敷丸太等を置いて盛土を広い面積に分散させる方法や軟弱地盤に杭を打込んで40~80cmの正方形で厚さ20cm程度の場所打コンクリートのキャップを施して盛土をする方法がある。沈下を抑制し、か

つすべり破壊を阻止するのに極めて効果的であるが、費用がかかるためあまり実用的ではない。

5. 施工例について

(イ) 盛土工法

サロベツ原野の南端で泥炭地盤上の農道の実施におい

て盛土のスベリ破壊を生じた例である。地盤は図-1に示すように、極めて軟弱な泥炭層 ($\bar{q}_c \approx 0.5 \text{ kg/cm}^2$) 約 3 m と、その下に軟弱な粘土層 ($\bar{q}_c \cdot 1.5 \sim 3.0 \text{ kg/cm}^2$) 及びゆるい砂層 ($\bar{q}_c \cdot 10 \text{ kg/cm}^2$) が続いている。

当初盛土は広い押え盛土を意図したが、道路左側に近接する小さな沼に向って塑性流動状に破壊が発生した。

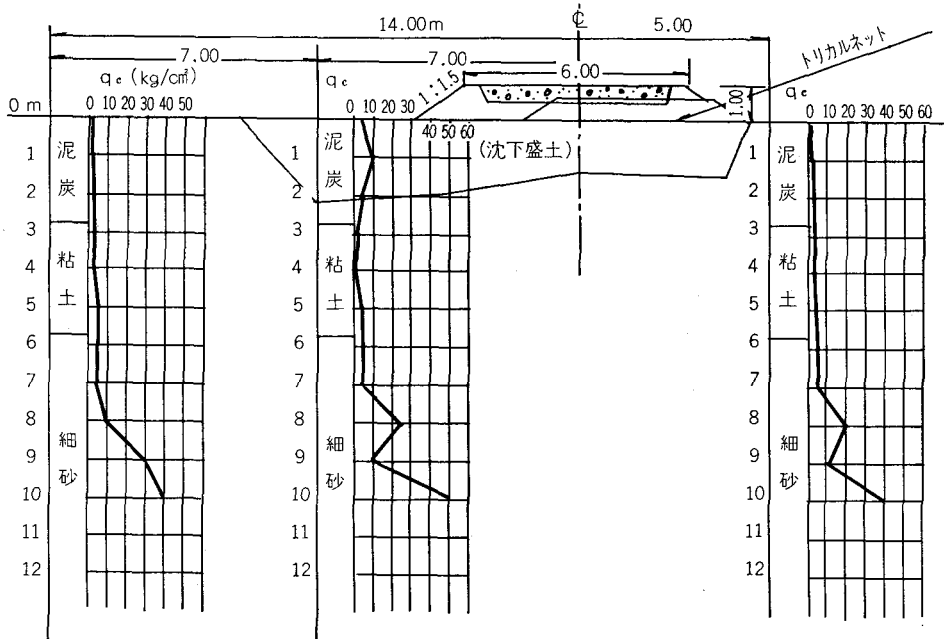


図-1 盛土工法実施例

安定計算の結果、翌年施工として、その間泥炭層の強度の増加を期待したが、 $F_s \approx 1.0$ としかなり得ず、何等かの対策が必要となった。対策工法として盛土の規模、工期、経済性等よりネット敷設による盛土工法とし、不足するセン断抵抗を補うこととした。すなわち、交通荷重および沈下による嵩上げ高を考慮した計画盛土荷重に対し、完成時の所要安全率を

$$F_s \geq 1.25 \text{ として}$$

スベリ面に発生する全セン断力

$$S = 4.3 \text{ t/m}$$

スベリ面での全抵抗力

$$S' = 2.8 \text{ t/m}$$

不足する抵抗力

$$\Delta S = F_s \cdot S - S' = 2.6 \text{ t/m}$$

から破断力 1.300 kg/m のネット 2 枚の組合せ施工を必要とした。

(ロ) サンドコンパクションパイル工法

サロベツ川支流に架る橋梁の取付道路の設計例で、この地区は図-2に示す通り 6 m の極めて軟弱な泥炭層よりなり、この地点に 4 m の盛土をすると 2.5 m の沈下を生じ、1.5 m が地盤上に残ると推定された。この地点に

おける許容盛土厚 h_a は、安全率 $F_s = 1.25$ を用いた場合地盤のセン断強さ $C_0 = 0.5 \text{ t/m}$ に対して

$$h_a = \frac{n \cdot c}{F_s \cdot r_i} = \frac{5.50 \times 0.5}{1.25 \times 1.8} = 1.22 \text{ m} \dots \dots \dots (A)$$

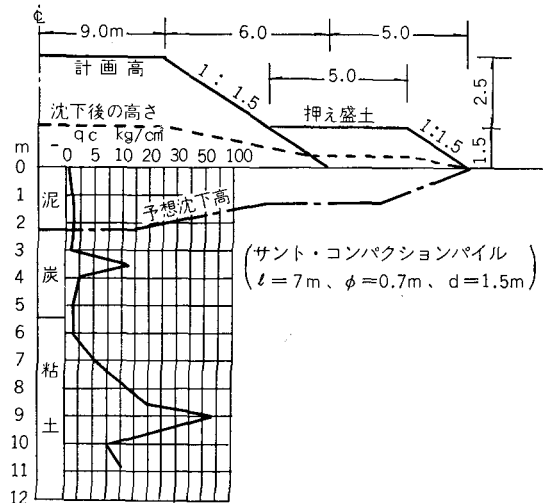


図-2 サンドコンパクション実施例

幅5.0mの押え盛土をした場合、安定係数 n は6.49となるが、この場合でも許容盛厚 ha は

$$ha = \frac{6.49 \times 0.5}{1.25 \times 1.8} = 1.44$$

にすぎない。

また三年間にわたる緩速施工においては、強度増加係数 $m=0.4$ 、圧密度 $V=0.8$ より、盛土下のセン断強さ C_3 は

$$C_3 = C_0 + r_t \cdot h \cdot m \cdot V = 2.2 \text{ t/m}$$

が得られ、平均セン断強さは

$$\bar{C} = (0.5 + 2.2) \times 1/2 = 1.35$$

この場合の安全率は(A)式を変形して

$$F_s = \frac{n \cdot c}{h \cdot r_t} = \frac{6.49 \times 1.35}{4.0 \times 1.8} = 1.21 < 1.25$$

つまり押え盛土(幅=5.0m)をすることによって安定係数 $n=6.49$ とし、三ヶ年間の緩速施工によってセン断強さを増したとしても、盛高1.5m以上の区間にあつては、安全率 $F_s=1.25$ 以上の数値は得られず、何等かの地盤改良が必要となり、サンドコンパクションパイル工法の実施となった。

計算は図-3に従つて、

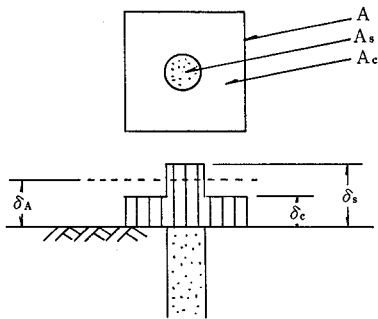


図-3 サンドパイル説明図

$$A = A_s + A_c$$

ここで、

$$\sigma_A \text{ (平均荷重強度)} = \sigma_s \cdot A_s + \sigma_c \cdot A_c$$

$$a_s \text{ (置換率)} = A_s/A$$

$$n \text{ (応力集中係数)} = \sigma_s/\sigma_c$$

c 及び ϕ_s は地盤の強度常数

複合セン断強度は

$$\tau = (1 - A_s) \cdot C + A_s (u_s \cdot \sigma + r_t \cdot z) \cdot \tan \phi_s \cdot \text{Cos}^2 \theta \dots \text{(B)}$$

$$\text{但し } u_s = \frac{n}{(n-1) \cdot A_s + 1}$$

(B)式によりパイルの径及び本数を決定し施工を行った。

(ハ) ケミコ・パイル工法

軟弱地盤にあつて、短期間に低盛土のための振動、不等沈下等を防止し、幹線道路の機能を失わないことを目的とした例で、

(1) 圧密を急速に実施できる。

(2) 上載荷重を必要とせず圧密できる。

この二つの条件を満足できる工法として、この工法が採用された。

パイル打設間隔は、パイル最大膨張影響圏であるパイル径の4倍で $\phi=200\text{m/m}$ 、間隔は $0.8 \times 0.8\text{m}$ とし、この場合の圧密沈下は、

$$\text{圧密度 } \Delta V/V = (a_s/1 - a_s) \cdot \epsilon_v + a_s \dots \text{(C)}$$

ここで、

a_s : パイル面積比

ϵ_v : パイル膨張率

(C)式より

$$\Delta V/V = 0.097 = 9.7\%$$

一方軟弱地盤に直接路盤を施工し、交通荷重が載る場合の沈下量 ΔH は

$$\Delta H = \frac{e_{01} - e_1}{1 + e_{01}} \dots \text{(D)}$$

ここで、

e_0 : 沈下前の間ゲキ比

e_1 : 荷重強度($H \cdot r_t \text{ t/m}^2$)の間ゲキ比

とすれば、

$$\Delta H = H_1 + H_2 = \left(\frac{1.97 - 1.88}{1 + 1.97} \right) \times 1.5 + \left(\frac{3.86 - 3.62}{1 + 3.86} \right) \times 2.0 = 0.15\text{m}$$

$$\text{圧密度は } 0.13/3.0 = 0.043 = 4.3\%$$

であるから、ケミコの膨張による圧密度が大きいので盛土による沈下の余地はない。

次にパイルの圧密作用、脱水作用などによってパイル周辺地盤の強度は当然増加し、改良後の地盤支持力は次の式で求める。

$$C_0' = C + (0.2 \sim 0.3) \times (d_i/D_e) \cdot P_e \dots \text{(E)}$$

ここで、

C_0' : 地盤改良後の粘着力

C : 地盤改良前の粘着力

d_i : ケミコパイル径

D_e : ケミコ・パイルの有効分担径

P_e : パイルの膨張率

とすると、

$$C_0' = 1 + (0.2 \sim 0.3) \times (0.2/0.8) \times 60 = 4.0 \sim 5.5 \text{ t/m}^2$$

地盤に加わる荷重は 3.9 t/m^2 なので安全率は $1.1 \sim 1.5$ となる。

6. 広域農道幌延地区について

昭和50年現在において北海道の広域農道整備事業は40地区が継続実施中であり、45年より出発した本事業は、49年度に1地区、50年度に2地区完了した。本事業にかかる地区の中で、泥炭地と直接関連のある地区は5地区

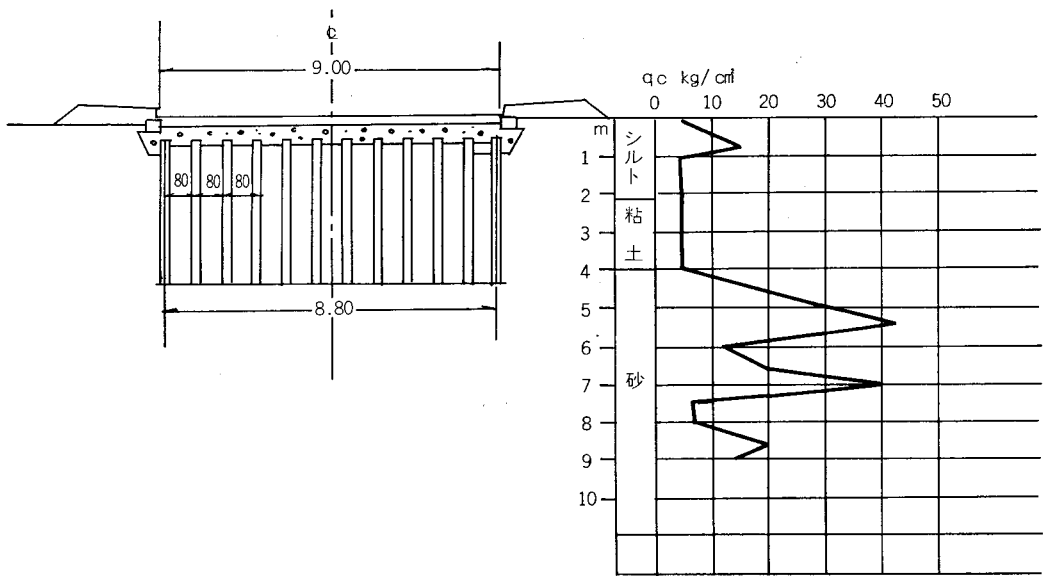
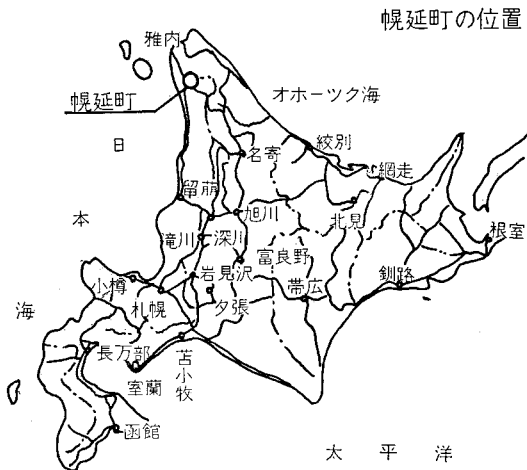


図-4 ケミコパイル実施例

で、その中の留萌支庁管内幌延地区の実施例について述べることにする。

(イ) 地区の概要

本地区は北海道の北部の日本海に沿った南北に広がる留萌支庁管内の最北端にあって、いわゆる西矢北地域のはぼ中央に位している。関係市町村は幌延町一町のみで、町の北部及び東部は起伏続きの天塩山地をもって宗



谷支庁と上川支庁とに囲まれ、西部は海岸線をもって日本海に面し、南部は天塩川を境として天塩町と接している。町の総面積は 576km² で、地形は西部を構成するサロベツ原野と、中央部から東部にまたがる天塩山地に大別される。サロベツ原野は南北が 27km、東西が 5～8 km でその面積は 14,400ha である。その中、幌延町の面積は 7,100ha を占める。この原野は海浸が進んで地下

水面を上昇させ、湿原化し泥炭を堆積して生成された。したがって泥炭層は深く、標高は 2.5～3.0m と極めて低い。気候は夏期間は冷涼、冬期間はアジア大陸の影響を受けて北西風の日が多く、乾燥冷寒である。5月から10月に至る農耕期間中の積算温度は、2,400°C に満たず積雪期間は11月中旬から翌年の4月中旬に至り、その積雪深は平均 1.34m である。

農業は町の基幹産業で、昭和48年現在の農家戸数 243 戸、その就業者 677 人、農用地は 6,546ha で殆んどが酪農専業で、乳牛頭数 6,907 頭、生産牛乳 14,746 トン、生産額は 14 億 1 千万円となっている。

(ロ) 事業の概要

本地区は昭和47年採択の地区で、総延長 15,300m、造成幅 8.0m、有効幅員 6.0m であり、現在に至る年度別事業量及び事業費は次頁の通りである。

(ハ) 工事の実施

本地区の路線は工事起点から約 2,000m 間は低位泥炭を主体とし、それから約 2,500m 地点の国道40号線までが、植土及び低位泥炭土で、以下終点 15,300m までの 10,800m 間は低位泥炭及び中位泥炭から成っており、路線全体としては終点に近い程土性的によくはない。

事業の手順としては年度割表に見られる如く、昭和47年度に全路線の調査設計をなし、翌年は測点 3,280m より 4,485m 間 900m の暫定盛土の施工。更に49年度は測点 800m より 1,225m に至る暫定盛土を実施したところ、測点 840m より 920m に至る区間において、路床盛土の施工中にすべり破壊を生じ、約 20m 離れた国鉄宗谷本線に影響を与える恐れを生じた。

このため国鉄と協議を行い、工事を一時中止して工法

事業費・事業量年度割表

年度	総		47年度		48年度		49年度		50年度		51年度以降	
	事業量	事業費	事業量	事業費	事業量	事業費	事業量	事業費	事業量	事業費	事業量	事業費
工事費		千円 893,100		千円 15,890		千円 75,000		千円 75,000		千円 83,000		千円 644,210
純工事費	∠=15,300	m 795,200			∠=900	m 66,850	∠=595	m 60,200	∠=740	m 74,300	∠=13,065	m 593,850
測量及試験費		26,500	調査設計	15,340		2,420		1,840		1,600		5,300
用充及補償費		33,600				3,360		10,210		4,150		15,880
営繕費		6,900										6,900
機械器具費		500										500
工事雑費		30,400		550		2,370		2,750		2,950		21,780
計		893,100		15,890		75,000		75,000		83,000		644,210

の検討をすることとした。つまり測点800mより920mに至る区間の盛土は特に泥炭層の影響を受けると考えられるため、測点800mで道路中心線を2.0m右側に移設し、測点1.509mで摺り付けることとし、測点840mより920m間においては道路中心線より左側（国鉄宗谷本線側）5mの位置に鋼矢板を打ち込む締切り工法によってすべり破壊を防止することとした。

(二) 工法の決定

締切り工法の実施に到った経過は次の通りである。

1. 測点880m地点の検討

この地点における計画断面は図-5の通りであり、軟

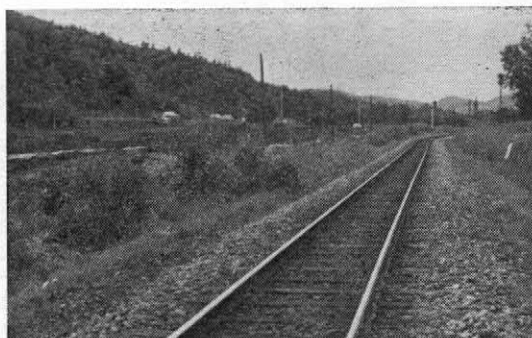
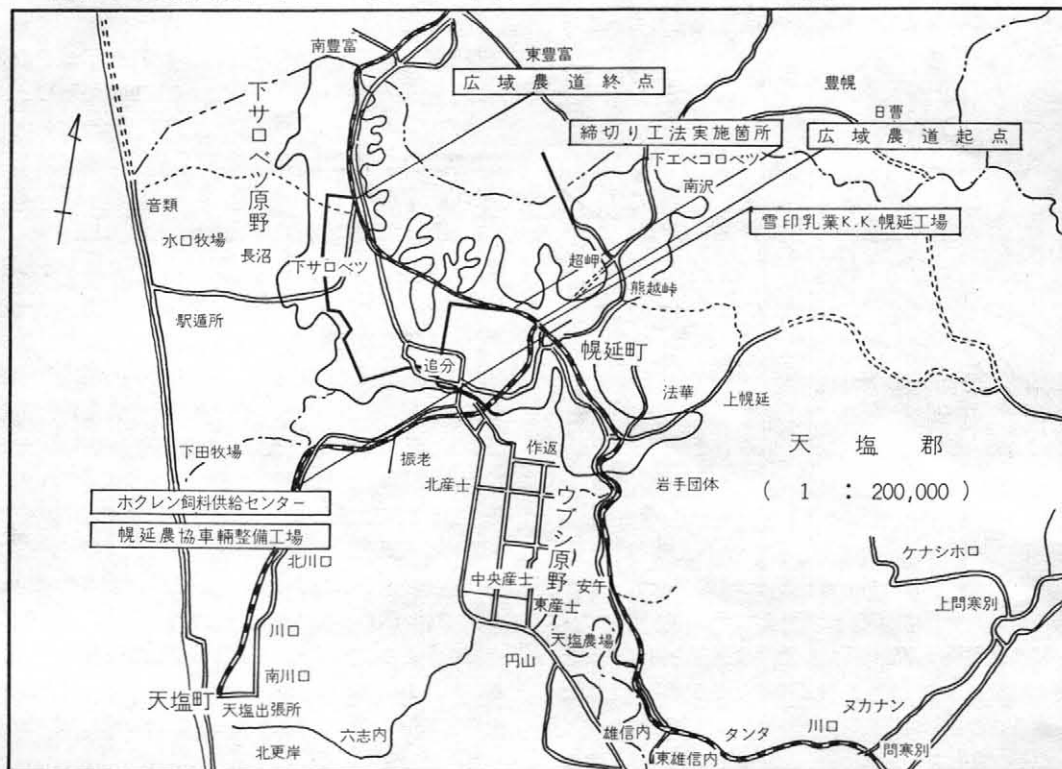


写真-1



幌延地区概要図

弱地盤の境界は他の資料等から24°の傾斜をもつと推定される。すべりの原因は盛土荷重 W' に対して傾斜角 ϕ

をなす軟弱層のせん断強さ C t/m²と、すべり面長 ℓ mが対応できなかったと考えられる。

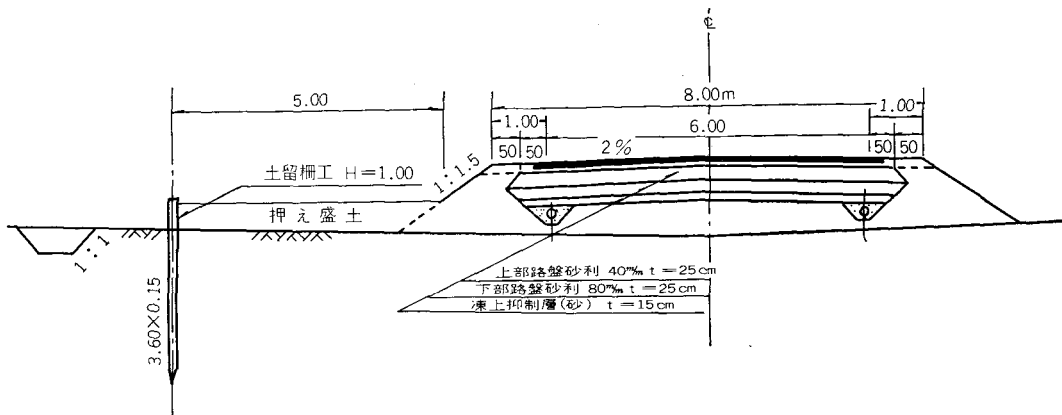


図-5 計画断面図 SP=880m

この場合のすべりを起させる力 S と、すべりに抵抗する力 R との間には次の式が成り立つ

$$F_s = \frac{R}{S} = \frac{W_1 \cdot \sin\theta}{C \cdot \ell}$$

すべりを斜面すべりと考えて、破壊地点の地盤のせん断強さを $F_s=1.0$ として計算すると、

$$C = \frac{W_1 \cdot \sin\theta}{F_s \cdot \ell} = \frac{29.2 \times 0.407}{1.0 \times 18.3} \cdot 0.65 \text{ t/m}^2$$

この値は、測点950mより1,150m間のコーン貫入試験によって得られた最小貫入抵抗値 q_c より求めた

$$C = q_c / 15 = 11 / 15 \cdot 0.73 \text{ t/m}^2$$

にはほぼ等しい値である。

2. 測点900mより1,200m間の検討

押え盛土を考慮しない場合の許容限界盛高 h を前述の C を用いて計算すると、

$$h = \frac{n \cdot C}{F_s \cdot r_t} = \frac{5.5 \times 0.65}{1.3 \times 1.8} = 1.5 \text{ m}$$

ここでは安定係数を、5.5とすると1.5mがこの地点の限界盛土高である。

3. 対策工法の検討

条件としては、すべり面のせん断強さ C は一般的に圧密沈下の強度増が認められるが、部分的にすべりを生じた時点程度の強度しか得られないこともあるので、 $C=0.65 \text{ t/m}^2$ とする。また道路々面まで1.5mの盛土をするものとし、すべり時点で盛土を完了した土と側方の断面形状は現状を維持するものとする。

まず傾斜しているすべり面では、現状の安全率が1.0に対し、斜面上に荷重を乗せる場合にはすべりが増大し、押え盛土は効果がうすい。軟弱地盤の処理工法としてのサンドコンパクションパイル工法は、本地区の場合約20m左側に国鉄が通っているため、側方変位を生じた場合不安である。また測点800m地点では深さ約9mの位置

に N 値が10程度の砂質シルト層が認められ、最も確実な工法としては、この層を支持層とするクイ工法が考えられる。この層の許容支持力はクイ断面積 A_p に対して、

$$q = \frac{40 \cdot N \cdot A_p}{F_s} \quad (\text{t/本})$$

で与えられ、多少の沈下が許容できるとして $F_s=1.5$ とすると、 $0.3mR_c$ グイで

$$q = \frac{40 \times 10 \times 0.07}{1.5} \approx 18 \text{ t/本}$$

の支持力となる。従って盛土荷重 $1.8 \text{ t/m}^3 \times 1.5 \text{ m} = 2.7 \text{ t/m}^2$ 車輻荷重を 1 t/m^2 とすると、クイの本数は

$$\frac{18}{2.7 + 1.0} = 4.9 \text{ m}^2/\text{本}$$

即ち2.2mピッチで打設することとなる。但し盛土厚が1.5m程度で、このピッチの打設となると、クイの間を盛土がすり抜けることが考えられ、パイルスラブ型式とせざるを得ない。故に本地点では、地盤上に盛土があることから、この盛土と下層支持層とを支点とする鋼材による遮断を検討することとして、鋼材打込み位置は、新中心線より5mとし、深さは砂質シルト層根入り1mとする。

4. 鋼材打込みの検討

図-7に示す断面においてすべり推力を求めると、一次盛土の面積 $A_1=12.15 \text{ m}^2$ 、完成断面の面積 $A_2=13.65 \text{ m}^2$ すべり荷重として働く重量 W は単位体積重量 $r_t=18 \text{ t/m}^3$ とすれば、

$$W = (A_1 + A_2) \times r_t = 25.8 \times 18 = 46.44 \text{ t}$$

すべり面に沿って働く力 S は

$$S = W \cdot \sin\theta = 46.44 \times 0.407 = 18.90 \text{ t}$$

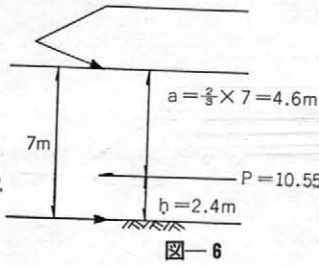
すべりに対して抵抗する力 R は、一次盛土の山側法尻から打込み鋼材までの斜距離 ℓ と粘着力 C の積であって、

$$R = \ell \cdot C = 13 \text{ m} \times 0.65 \text{ t/m} = 8.45 \text{ t}$$

従ってすべりの推力 P は

$$P = 18.90 - 8.45 = 10.45^t$$

次に安定計算であるが、図-6に示すように基盤と一



次盛土によって
両端が固定され
たビームの2/3
点にすべり推力
 P が働くと仮定
すれば、
(i) 最大曲
げモーメントは

$$M_{max} = \frac{P \cdot a \cdot h}{\ell} = \frac{10.55 \times 4.6 \times 2.4}{7} = 16.64 \text{ t} \cdot \text{m}$$

応力度 σ は Y_{SP} III型を使用すると、 $z = 1.310 \text{ cm}^3$ で

$$\sigma = \frac{M_{max}}{z} = \frac{1,656,000}{1,310}$$

$$= 1,264 \text{ kg/cm}^2 < 1,300 \text{ kg/cm}^2$$

となり許容範囲内である。

(ii) タワミ量 δ

Y_{SP} III型において、弾性係数 $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}$ 、断面二次モーメント $I = 16,400 \text{ cm}^4$ から

$$\delta = \frac{p \cdot a^2 \cdot h^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} = \frac{10.550 \times 460^2 \times 240^2}{3 \times 2.1 \times 10^6 \times 16,000 \times 700} = 1.8 \text{ cm}$$

(iii) セン断力 S

$$S = \frac{p \cdot a}{e} = \frac{10.55 \times 4.6}{7} = 6.93^t$$

Y_{SP} III型の断面積 $A = 191 \text{ cm}^2$ より単位断面積のセン断力 τ は

$$\tau = \frac{S}{A} = \frac{6.930}{191} = 36 \text{ kg/cm}^2 < 800 \text{ kg/cm}^2$$

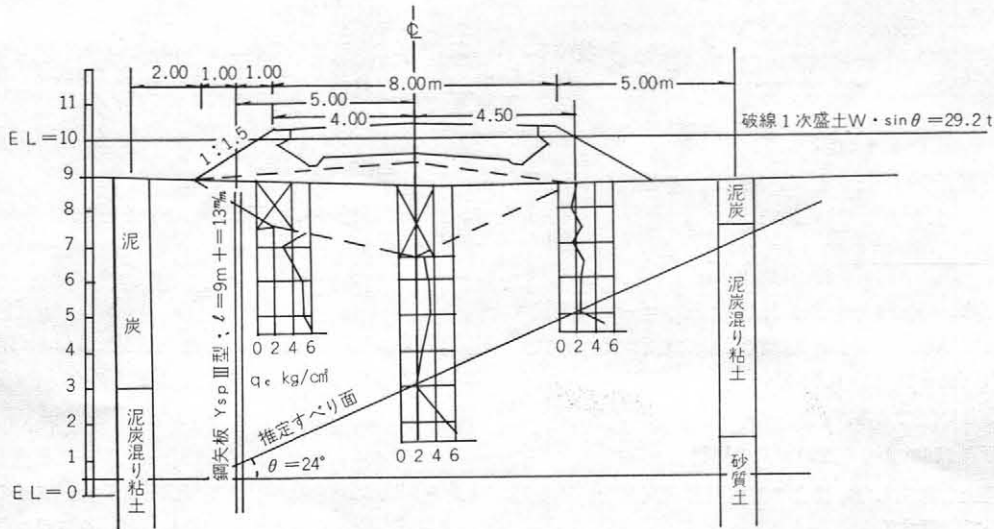


図-7 鋼材打込み検討図

以上により締切り工法を採用し、49年度に測点 800m より 920m 間の 80m 分を実施し、更に 50 年度には上記区間の他に 214.80m を追加施工して工事の完全を期した。尚当初設計の変更により49年度においては、前述の

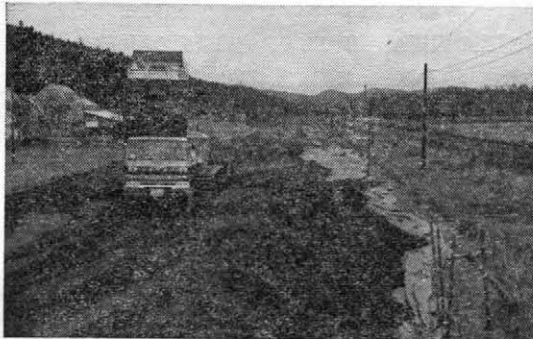


写真-2 測点980m付近の暫定盛土施工状況

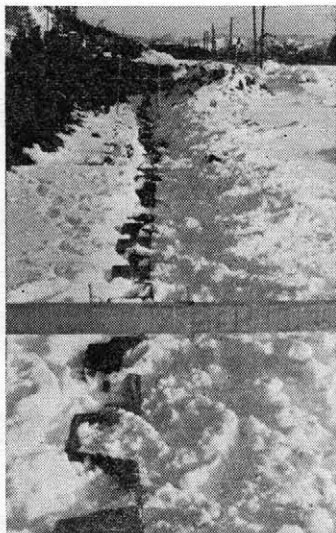
路線中心線の移設の他に土留工法施工箇所の一部変更その他を生じた。

実施状況は次の通りである。

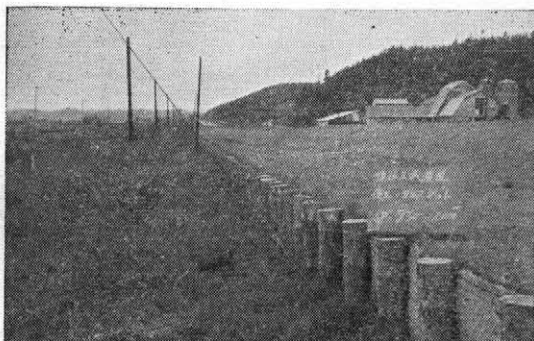
7. これからの課題

本地区は前節で述べた通り、路線全体にわたり泥炭との関係を切り離して考えられない地区であり、工事の実施において生じた問題はそのつど工法の適否、経済性、安全度等を判断して対処しなければならない。更に泥炭にあっては、ある一定の期間の経過をまってその結果によって工法の変更を要する場合が多いが、農道整備事業に限らず一般の事業においても必要な基本となる対策は

- ㊦ 地下水位低下のための側溝排水路を設ける。
- ㊧ 盛土工事にあっては、施工中の変形に対処するため当初は最小断面とし、沈下完了後完成断面とする



写真—3 測点 900m 付近の鋼矢板打設後の状態。
右側約15m地点に道路に平行して国鉄宗谷本線がある



写真—4 測点 930m 付近の暫定完成断面。国鉄は
左側で鋼矢板は暫定盛土断面の法面に当る
部分に打設されている。

㊦ 地盤の不等沈下及び沈下により押し出される地下水の排除のためのサンドマットやネット工法等を用いる。

㊧ 盛土工事にあつては、断えず施工管理をなし、側方の膨れ出し、変位等が生じた場合はすみやかに作業を中止し、適切な処置を講ずる。

㊨ 盛土工事にあつては代表的な断面を選定して必要な期間沈下の観測をする。

等が考えられるが、これらの基本対策を充分検討して工事の実施に当たり手戻りのないよう心掛け事業の完全を期すべきである。

8. 結 び

我々がたずさわる農道事業は面の工事に包括される線の事業である。一般に泥炭地にあつては地下水位の低下及び悪水の処理を目的とした排水事業と、土壌の改良を目的とする客土事業が初期のものとされているが、これらの事業が完了後、その地帯の風土や立地条件にあつた農業体系が設定されます。第二節でも述べた通り、今後残されたこれらの地帯は主として酪農を中心とした農業体系を歩むものと思われませんが、面と面とを円滑に結び生産と消費の過程を適切にとらえ農村環境の整備を期するためにも泥炭地における農道整備事業をますます完全なものとしなければならないと思われまゝ。尚本稿の執筆に当たっては北海道開発コンサル地質部次長河合裕志氏の御援助により盛土工法をはじめ幌延地区における工法変更についての適切な御指示をいただいたことを明記して結びと致します。

営農飲雑用水施設の施工事例について

(農村総合整備モデル事業柴田地区)

福島国雄* 菊地 昭** 真藤正博***

目 次

1. はじめに.....	64	5. 法手続.....	69
2. 営農飲雑用水の現況と整備目標.....	65	6. 維持管理.....	69
3. 事業実施計画.....	65	7. むすび.....	70
4. 施工における工程計画および留意点.....	68		

1. はじめに

柴田地区は宮城県の東南部に位置し、東北の中核都市である仙台市に25kmの至近距離にあり、地域内を東北本線、丸森線及び、国道4号線が横断し、又東北縦貫道村田インターチェンジにも近い等、幹線交通網は発達している。モデル事業実施地区は、昭和45年度に指定した農業振興地域を範囲としており、阿武隈川に合流する白石川沿岸に開けた地区内の生産基盤整備及び農業近代化施設整備は一応完了している。

又、平坦な沖積地上の水田農業地帯を中心に、その周

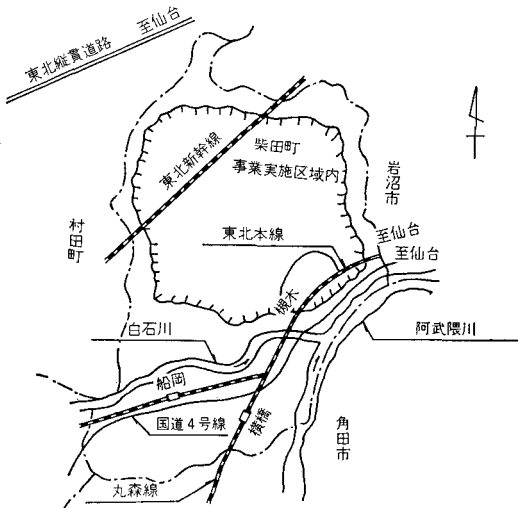
に位置し、自然発生的な分散小集落が多く生活の利便性に乏しい。国道四号線沿いに、中小企業の進出が著しく、地域全体は都市化の傾向にあり実施地区内の農業動向はその土地所有並びに労働力の状況から兼業化の方向にあるが、農業構造改善事業等の実施に伴う果樹、畜産、野菜、花卉、花木等、稲作以外の作目の導入により、専業農家も定着しつつある。

さらに、農業生産基盤を整備するとともに生活環境基盤等を整備し住みよい快適な町づくりをするため、「農村総合整備モデル事業」を実施するものであり、事業計画の概要は表一のとおりである。

ここに取り上げた営農飲雑用水施設はモデル事業における事業種目の一つであり、農業生産に直接又は間接的に寄与し、家畜の飲用水、営農機械や畜舎の洗滌用水、施設園芸に必要な用水、集落の飲用水等を供給する施設である。

表一 事業計画概要

事業名	事業量	事業費(千円)
1. 農業生産基盤整備事業		
(1) 農道整備	延長22条 L=15,560m	570,800
(2) 農業用排水施設整備事業	延長4条 L=3,280m	78,900
2. 農村環境基盤整備事業		
(1) 農業集落道整備	延長15条 L=9,553m	239,300
(2) 営農飲雑用水施設整備	3系統	125,600
(3) 農業集落排水施設整備	延長1条 L=3,900m	58,800
(4) 用地整備	面積 A=15,800m ²	66,300
(5) 集落防災安全施設整備	ガードフェンス 設置L=850m	6,200



図一 柴田地区位置図

りを掌状の丘陵が取り巻いて畑作農業地帯を形成している。気候は比較的温暖であるが、農家集落は掌状の丘陵

* 宮城県農政部耕地課 *** 柴田町農政課
** 同上

3. 農村環境施設整備		
(1) 農村環境改善センター整備	構造, 鉄筋コンクリート 建坪 1,128㎡	102,000
(2) 農村公園施設整備	面積 2ヶ所 A=5,800㎡	20,800
合 計		1,369,000

(注) 事業費は昭和50年単価積算である。

営農飲雑用水施設の設計諸元や基準的なものの考え方は未だ十分確立されておらず、これからの検討に負うところが多いのではないかと考えられるが、今後営農飲雑用水を手がけられる方々のために、当地区の実施事例を報告し、参考に供する次第である。

2. 営農飲雑用水の現況と整備目標

当施行地区入間田、馬場部落は柴田町の北部に位置し標高 200m 前後の丘陵地に民家が 3～7 戸単位で点在している。計画はこれら散居集落の 40 戸を対象としたもの

である。本町の水道普及率は 96% であるが、本実施地区は施設が未整備であり沢水、湧水を塩ビ管等により自然流下させ、飲雑用水として利用している。このため降雨時には濁りが著しく水質は不安定である。又、最近の農業用雑用水（ハウス用水、家畜用水等）の需要の増加、生活用水の増加に対処できず、不安定な水使用となっている。計画は、上記 2 つの部落に飲用に適した水の安定的な供給をはかるため、営農飲雑用水施設を整備し、併せて附帯工としての防水水槽を施工するものである。又、この事業完了により町の水道普及率は 100% とする。

3. 事業実施計画

3-1 水質、水源調査

水源については馬場、内海道、二五田の 3ヶ所を予定し水質及び湧水量を調査した。

3-1-1 水質

水道法施行規則に定める水質試験を宮城県衛生研究所

表-2 現況水質試験結果表

種 類	基 準 値	採 水 場 所		
		馬 場 (2)	内 海 道 (3.4)	二 五 田 (1)
色 度	5 度以下	2 度	2 度	3 度
濁 度	2 度以下	1 度	1 度	3 度
臭 気	異常でないこと	殆んど無味	殆んど無味	土 壤 臭
PH 値	5.8～8.6	7.1	6.6	7.4
アンモニア性窒素PPm	同時に検出しないこと	検 出 せ ず	検 出 せ ず	検 出
亜硝酸性窒素PPm		検 出	検 出 せ ず	検 出 せ ず
硝酸性窒素PPm	10 以下	2.0	4.0	0.1
塩素イオンPPm	200 以下	10.91	21.98	7.09
過マンガン酸カリウム消費量PPm	10 以下	4.67	1.90	6.64
(鉄) PPm	0.3 以下	0.10	0.04	0.10
(マンガン) PPm	0.3 以下	0.04	0.02	0.01
大腸菌群	(一)	検 出	検 出	検 出
一般細菌	100集落以下/1ml	19	15	76

に依頼した結果は表-2に示した通りである。

3ヶ所とも大腸菌群検出がみられ水質基準に不適當である。しかしながら一般的にこれは塩素系の薬品により処理することができる。又、臭気については二五田地区で土壤臭を感ずるが、これはろ過池を設置して処理することとした。

3-1-2 水量

水量は月 7, 8, 9 月の湧水期をえらび三角堰及び水量枘(図-2)により測定した。

結果は表-2のとおりである。

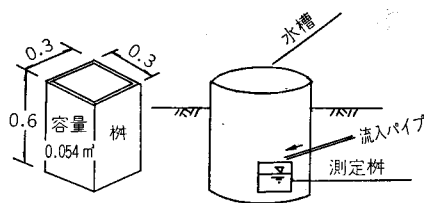


図-2 測定枘

3-2 設計諸元(各給水量の設定)

日平均給水量は表-4のとおりとした。

表一3 水量調査結果表

番号	水源名	水量 m^3/sec	測定月日	測定方法
1	沢水	0.0069	7. 8. 9月	三角ノッチ
2	井戸	0.0018	"	"
3	湧水	0.0012	"	桝測定
4	湧水	0.0008	"	"
計		(924.5) 0.0107		() m^3/day

表一4 日平均給水量

区分	人	肉牛	豚	養蚕	ハウス	集荷場	農機具等 洗浄水
日平均給水量	1/人 100	1/頭 50	1/頭 20	1/箱 10	1/㎡ 4.32	1/㎡ 100	1/戸 350

(注) ハウス、養蚕、集荷場は県農業改良普及所の資料による。

日最大給水量：日平均給水量にそれぞれ人数、頭羽数を乗じたものと雑用水を加えたものの50%増とした。

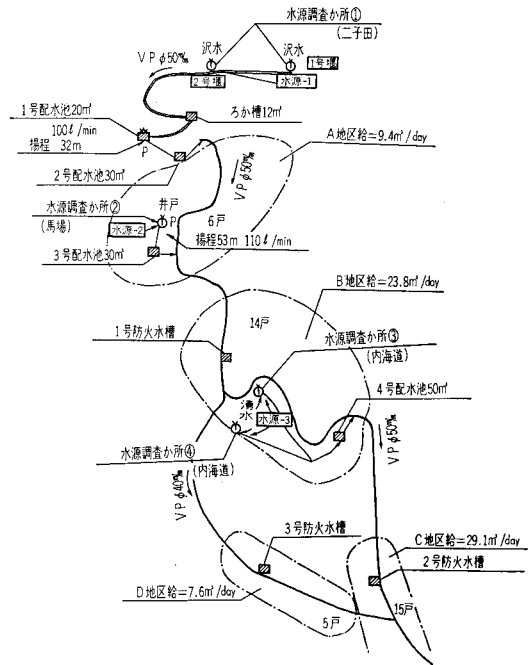
時間最大給水量：日最大給水量の50%増とした。(日最大給水量 $\times 1.5/24$)

計画取水量：原水の水質が良好であり、塩素消毒のみで給水できるので日最大給水量によることとした。

計画給水人口：計画給水区域内の常住人口を基準として、過去10ヶ年程度の動向から計画目標年次の人口を推定したところ、計画時点における人口は減少傾向を示し、100~3000人の範囲なので簡易水道施設基準により通水後1年目の常住人口に給水普及率を乗じたものとした。(表一4参照)

3-3 給水計画

給水計画は図一3に示したとおり、A. B. C. Dのブロックに分けられ、計画給水量(日最大給水量)は表一5から $Q=69.90m^3/day$ である。なお当地区の取水可能量は $Q=924.50m^3/day$ (表一3)であり、十分余裕がある。



図一3 給水系統図

表一5 地区別計画給水量

種別	単位水量(l)	A地区		B地区		C地区		D地区		計	
		数量	総数量	数量	総数量	数量	総数量	数量	総数量	数量	給水量
タバコ、野菜等育苗 ハウス	1/㎡ 4.32	㎡ 594	l/day 257	㎡ 457.2	l/day 2,053	㎡ 194.7	l/day 841		l/day	㎡ 1,246	l/day 3,151
農機具等の洗浄水	1/戸 350	戸 6	" 2,100	戸 14	" 4,900	戸 15	" 5,250	戸 5	" 1,800	戸 40	" 14,050
豚	1/頭 20	—	—	頭 20	" 400	頭 5	" 100	頭 20	" 400	頭 45	" 900
養蚕	1/箱 10	—	—	箱 80	" 900	—	—	—	—	箱 80	" 800
牛	1/頭 50	—	—	—	—	頭 42	" 2,100	頭 3	" 150	頭 45	" 2,250
集荷場	1/㎡ 100	—	—	—	—	㎡ 25	" 2,500	—	—	㎡ 25	" 2,500
飲料水	1/人 100	人 39	" 3,900	人 77	" 7,700	人 86	" 8,600	人 27	" 2,700	人 229	" 22,900
計			" 6,257		" 15,853		" 19,391		" 5,050		" 46,551
日最大給水量		9.4 m^3/day		23.8 m^3/day		29.1 m^3/day		7.6 m^3/day		69.9 m^3/day	
時間最大給水量		587l/hr		1,487l/hr		1,817l/hr		473l/hr		4,363l/hr	

3-4 取水施設

取水施設は表-6に示すとおりである。

表-6 取水施設

水源	取水施設	規格及び諸元
水源-1	1号堰	堤高1.0m, 堤幅0.8m, 延長3.5m
"	2号堰	堤高1.0m, 堤幅0.8m, 延長3.5m
水源-2	水中モータポンプ(1基)	5.5kw, 200V, 揚場53m 110l/min
水源-3	湧水孔	
"	"	

(注) 馬場については、地すべり地帯であり、地下水の滞留を防止するうえで、地表処理をしないためポンプを使用する。

3-5 導水施設(取水施設から浄水場まで)

水源-1(沢水)の利用はA地区(対象6戸)の給水を主体としているが、管径の決定においては事故時においても安定して豊富な水量がAからDまでの各地区に配水できる様考慮した。

$MaxQ = Q_A + Q_B + Q_C + Q_D = 0.00121m^3/s$ であり、本地区の動水勾配は $I = 8.9\%$ である。給水管の設計にもっとも広く用いられるウエストン公式から管径を求めると $\phi 56m/m$ 、ハーゼンウィリアム公式によると $\phi 55m/m$ となる。 $\phi 75m/m$ 使用も検討してみたが給水量及び管内流速、動水圧から見て不経済である。したがって $VP\phi 50m/m$ 管を使用した。

3-6 浄水施設

本地区の浄水施設としては水源沢水が降雨時において濁度が上がり又臭気が発生するので臭気を処理するため設置することにした。ろ過法は、原水の濁度および色度の高低、生物および鉄分の多少、用地の取得、建設ならびに維持に要する費用、維持管理の技術能力を考慮して定めなければならないが水源-1の原水調査の結果年平均濁度が10度以下、生物化学的酸素要求量が(BOD)3PPm以下、大腸菌群が(100ml, MPN) 5,000以下であるので緩速ろ過法にした。又、原水の濁度が降雨においても10度以下であることから沈でん池を省いた。

1) 緩速ろ過槽のろ過面積および槽数の検討「ろ過池の数は、予備池1池を含めて2池以上とする」という水道施設基準の特例によることとした。

計画浄水量は $40.8m^3/day$ とした。(A, B, D 3ブロック分である)

ろ過面積 = (計画浄水量 × 75%) ÷ ろ過速度

(4 ~ 5 m/日) = $(40.8 \times 0.75) \div 5 = 6.0m^2$ したがって $6.0m^2(3.2 \times 2.0)$ のろ過槽を2槽施行した。

2) 砂層および砂利層の厚さ

砂層の厚さは 70~90cm の基準に対して 90cm, 砂利

層は 40~60cm に対して 40cm を採用する。(図-4, 写真-1)

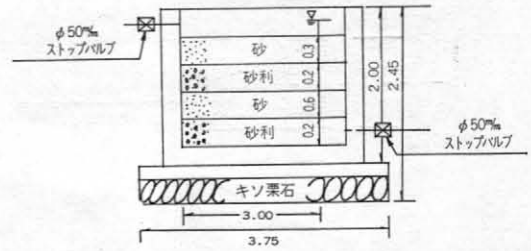


図-4 ろ過槽正面図

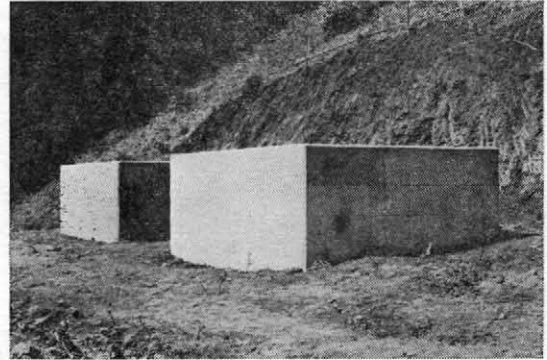


写真-1 ろ過槽

3-7 配水施設および配水池

ここで取水施設、浄水施設、送水ポンプ容量等の主要施設は1日最大給水量で設計されており、1日最大給水量しか送水できないから昼間は足りない。逆に、夜間は余ってくる。計画はこの不足量と余剰量とのバランスをとり、夜間の水を貯えて昼間に放出する操作を行えば良く、この役割を果すのが配水池である。このように配水池は、送水量と配水量、いいかえれば1日最大給水量と時間最大給水量の時間的調節を行うことが主目的である。そこで配水施設の管径および配水池の有効容量は下記のとおりとする。

1) 配水施設の管径及び埋設深について

各地区管径は表-7に示したとおりとした。

表-7 地区別管径一覧表

地区名	管径	時間最大給水量 l/hr	流速 m/s
A地区	VPφ50m/m	4,363	0.617
B地区	VPφ50m/m	3,776	0.535
C地区	VPφ50m/m	1,817	0.257
D地区	VPφ40m/m	473	0.111

又管径の決定においては配水管の最小動水圧は、常時 $1.5kg/cm^2$ 以上を、又、最大静水圧は、 $3.0 \sim 4.0kg/cm^2$ 程度を考慮したが、最大静水圧はパイプの許容最大静水圧の範囲内として計画した。次に管の埋設深は 90cm 以

上とし図-5を標準とした。

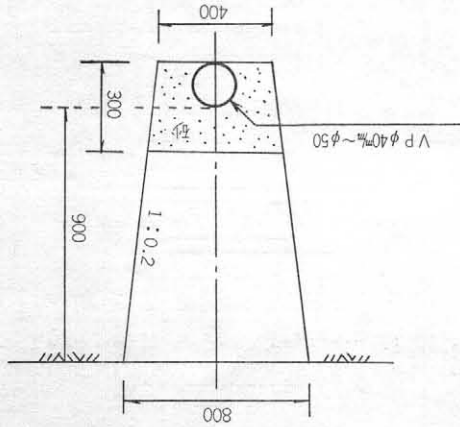


図-5 管理設標準断面図

計画給水人口 100人未満 配水池の有効容量は1日最大給水量の20時間分
 " 100~300人 " 18時間分
 " 300~500人 " 16時間分

配水池名	1日最大給水量	配水池の大きさの計算	配水池の大きさ ($B^m \times L^m \times H^m$)	備 考
2号	A + B + D = 40.8m ³ /day	40.8m ³ /day/24 × 18hr = 30.6m ³ ≒ 30m ³	2.0 × 5.0 × 4.0	
3号	B + D = 31.6m ³ /day	31.6m ³ /day/24 × 20hr = 26.0m ³ ≒ 30m ³	2.0 × 5.0 × 4.0	
4号	C + D = 36.7m ³ /day	36.7m ³ /day/24 × 20hr = 30.0m ³ 30.0 + 20 = 50m ³	2.0 × 5.0 × 6.0	4号配水池は下流部落の消火水等の関係から20m ³ 分加算した。

注 1日最大給水量のブロックを重複させたのは配水池の容量に加算すべき消火用水量5000人未満について50m³分を考慮したものである。

表-8 滅菌処理後の試験結果表

種 類	基 準 値	採水場所
		二五田
色 度	5度以下	<5°
濁 度	2 "	<2°
臭 気		無味
PH 値	5.8~8.6	7.1
アンモニア性窒素PPm	同時に検出され ないこと	—
亜硝酸性窒素 PPm		—
硝酸性窒素 PPm		0.8
塩素イオン PPm	10 以下	10.6
過マンガン酸カリウムPPm	10 以下	2.2
鉄 PPm	0.3 以下	0.01
マンガン PPm	0.3 以下	0.01
大腸菌群	(-)	(-)
一般細菌	100cc以下	0

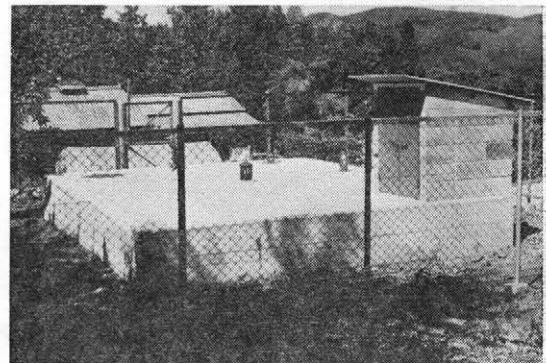
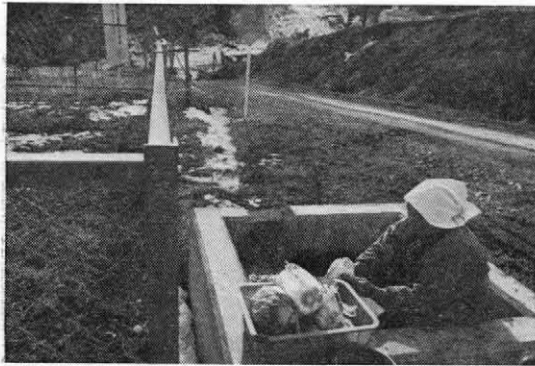


写真-2 配水池

4. 施工における工程及び留意点

工事施行は初年度ということもあって、実施設計書作成に時間を費し、工事は冬期間になった。



写真—3 洗 い 場

施工計画は表—9に示すとおりである。

次に施工上留意した点は次の事項である。

- ① 本工事は大部分路上工事となるため、土砂、工用資材等の搬送、工用車輻、建設機械の運行、通行道路の選定及び交通安全対策には、部落区長、消防署、警察署、町農政課、請負業者との間で綿密に協議した。
- ② 工事中においては既設給水管カ所に新設管の埋設をする関係上、既設管の破損等による断水には十分に注意した。
- ③ 各施設工事完了後新設管と各既設管（40戸の給水口）との接合は関係農家に接合方法を指導し、半日

表—9 施 工 計 画 表

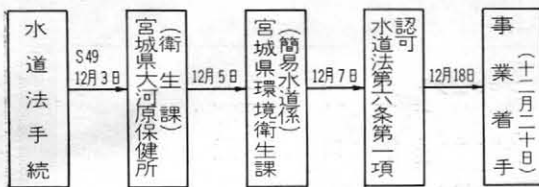
工事費 35,561,000円

種 別	数 量	S49. 12月	S50. 1月	S50. 2月	S50. 3月
一、二号堰	2カ所				
一、二、三、四貯水槽	4 "				
ポンプ据付	1カ所				
一、二、三防火水槽	3 "				
一、二、三制水弁	3 "				
洗 い 場	3 "				
管 工 事	4.627m				
一、二、三土砂吐	3カ所				
ろ 過 槽	2カ所				
水 管 橋	1カ所				

の断水時間を決めて施工協力してもらい通水テストを試みた。

5. 法 手 続

本施設の給水対象人口は229人で、100人以上となるため法手続が必要になる（水道法第3条、第6項）。そこで簡易水道事業の認可を受けるべき関係書を添えて、県保健所を経由のうえ県環境衛生課の方へ提出し認可をうけた。



図—6 法手続フローチャート

6. 維持管理

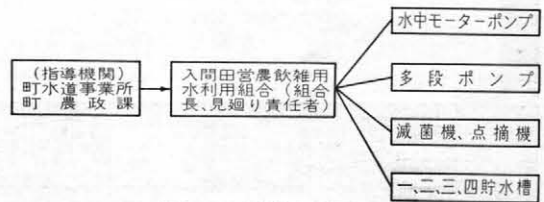
6—1 維持管理方法

本事業の認可後、直ちに受益者による営農飲雑用水利用組合の設立指導と共に、各機械施設毎に見廻り責任者

を組合員により選任した。

これにより定期的に巡回し事故を未然に防止できる様維持管理し、異常時には速やかに町（夜間時には農政課長）が連絡を受けて対処する。

異常発生時における連絡体制は図—7に示す。



図—7 連絡体制図

6—2 維持管理費

昭和50年度における維持管理費については、表—10に示すとおりである。

表—10 維持管理費明細表

項 目	見 込 額	算 出 根 拠
料 金	480,000円	1,000円×40戸
計	480,000円	×12ヵ月

項目	見込額	算出根拠
人件費	71,500円	手当1人×4,000円 ×12ヵ月 土工15人
電力費	75,500	基本料金, 使用料金
浄水用薬品費	35,000	10罐×3,500円
備品費	6,500	
修繕費	19,600	VP管等資材
消耗品費	3,200	用紙他
通信運搬費	1,900	
光熱費	32,500	
手数料	19,600	水質検査
雑費	1,900	
その他	212,800	湧水井戸水等整備した 時点の借入返済金
計	480,000	

7. むすび

以上が柴田町における農村総合整備モデル事業第一年

目に施工した入間田地区営農飲雑用水施設の施工例であります。

受益農家の要望が極めて強くその熱意と協力により、本事業を行ったわけですが、完成時には、町も、農家も、関係者みんなが、手を取り合って喜び本当に苦労のしがいがあったとつくづく感じたものでした。

水源から山をポンプで越させ、40m余の地中から吸い上げた水を流させ、40戸の家へ、夫々きれいな水が、豊富に配水され、所要所には、洗い場が出来、家畜の飲水、野菜、タバコ、養蚕等の雑用水の確保は勿論のこと、防火水槽が設置され安心して生活や営農が行なわれ、これでこんな山奥にも、若いお嫁さんが喜んで来てくれると、老若男女を問わずその成果に喜び合う光景がみられた。このような事業が益々充実し実施されることを関係者各位にお願いすると共に、東北農政局には、計画立案、施工指導等と並々ならぬ御世話になったことを深く感謝申し上げます。

NEWTEC

土木, 建築, 電気, 機械の
総合コンサルタント



株式
会社

新日本技術コンサルタント

取締役社長 松本 栄治

プロジェクト長 長野 秀二郎

専務取締役
工学博士 丸山 二郎

プロジェクト長 溝口 旦元

常務取締役
工学博士 田中 治雄

土木第3部長 松井 豊

本社 大阪市南区長堀橋筋1-3 丸善石油ビル TEL 245-4901
 東京支店 東京都渋谷区広尾5-4-12 ダイヘン大成ビル TEL 442-7433
 仙台事務所 仙台市片平1-2-10 清香ビル TEL 62-1591
 名古屋事務所 名古屋市中村区称宜町4-24 八栄ビル TEL 581-7935
 広島事務所 広島市八丁堀13-8 千日前ビル TEL 28-7944

河川管理施設等構造令と局長覚書について

山下 義行*
中西 一 継*

河川管理施設等構造令は、新河川法が昭和39年に制定されて以来の懸案事項であった。すなわち、河川法第13条第2項には「河川管理施設又は第26条の許可を受けて設置される工作物のうち、ダム、堤防その他の主要なもの」の構造について河川管理上必要とされる技術的基準は政令で定める」と定められているが、河川法制定以来10年余に亘りその制定をみずに今日に至っていた。しかし、その間その努力がなされなかったわけではなく、古く昭和42年5月には素案が建設省から示され、農林省との間に第1回の交渉がもたれている。爾來、毎年のように新しい案が作成されて、農林省との間に協議交渉が持たれて来たが、いずれも合意をみるに至らなかった。その主たる原因は、治水と利水の立場の相互理解の欠如と考えられる。建設省から示される案にいずれも治水機能を重視するあまり、利水施設の機能が軽視され論争が絶えなかった。建設省に成案をみないまま、その都度案のまま実質上運用を図って来たので、許可工作物の設置に当って、現地では常にトラブルが生じ、相互間に不信感がつのっていったのはいなめない事実であろう。昭和47年以降建設省が検討した第9次案における交渉過程では、建設省も利水施設としての立場に理解を示し、両者の調和点を見い出そうとする努力が積重ねられ、昭和49年7月には農林省との間では、ほぼ合意できるところまで達した。しかし、ここに新たな問題が発生した。というのは、建設省が内閣法制局に政令案を協議したところ、建設原案が「新築又は改築に当っての構造基準」としていたのに対し、「既存施設にも遡及適用すべきである」との意向が示され、一頓挫せざるを得なかったのである。

その後も、昭和50年4月案を基に、両省は協議を進める一方、建設省は昭和51年春以降法制局に説明を重ね、膨大な既存の施設に構造令を一気に適用することの困難性の理解を得、本年6月に新たな案が各省に示され、約1カ月余の間に急速に協議が進められ各省間に合意をみるに至ったものである。この結果、7月15日次官会議にかけられ、翌16日の閣議で決定をみたものである。

この政令は7月20日の官報に告示され、昭和51年10月1日に施行されることになった。政令を受けた施行規則

* 構造改善局建設部設計課

は今後農林省との間にも協議がなされて、施行日の10月1日までに制定されることとなる。

今回、本政令が制定されるに当って、農林省との間の協議過程を踏まえ、農林省構造改善局長と建設省河川局長の間に「覚書」きが、構造改善局設計課長と河川局開発課長及び治水課長との間に「議事録」が、同じく首席農業土木専門官と、開発課、治水課それぞれの建設専門官との間に「取扱いメモ」がとり交された。これらの覚書類は、条文に書ききれなかった行間の意味合い等を確認したものとと言える。その基調となるところは、治水と利水の立場の相互理解である。この精神をお互いに十分理解し合って、河川法第20条及び第26条の協議が円滑に進むよう期待したい。

以下、局長覚書きを基にして、その意味するもの、背景等を解説し、構造令運用の便に供するものである。

51 構改 D 第 564 号
建設省河政発第41号
昭和 51 年 5 月 15 日

河川管理施設等構造令案に関する覚書

河川管理施設等構造令（以下「令」という。）の制定に際し、農林省及び建設省は、下記のとおり了解する。
農林省構造改善局長 岡安 誠
建設省河川局長 増岡康治

記

1. ダム設計洪水流量等について

- (1) 「二百年につき一回の割合で発生するものと予想される洪水の流量」の算定にあたっては、当該ダムに係る流域及び気象又は気象及び水象が類似する流域における気象又は水象の観測資料によるものとし、計算技法上適確な精度を期待できない場合においては、百年に一回の割合で発生するものと予想される洪水の流量の1.2倍の流量を二百年につき一回の割合で発生するものと予想される洪水の流量とみなすことができるものとする。
- (2) 「当該ダムに係る流域と水象若しくは気象が類似する流域のそれぞれにおいて発生した最大の洪水に

係る水象若しくは気象の観測の結果に照らして当該地点に発生するおそれがあると認められる洪水の流量」を求めるに当たっての取扱いは次のとおりとすること。

- ① 水象の観測の結果に照らして流量を求める場合には、水象が降水に起因することに鑑み、近傍の他のいくつかの流量のそれぞれに発生した最大の洪水に係る気象及び水象と同等の現象が、気象及び水象の類似性から、当該ダムに係る流域にも発生する可能性が認められるときに、このいくつかの流域において観測された水象資料を当該流域に適用し得るものとし、比流量図によるものが含まれるものとする。なお、比流量図の取扱いについては両省間で協議して定めるものとする。
- ② 気象の観測の結果に照らして流量を求める場合には、近傍の他のいくつかの流域のそれぞれに最大の洪水を生じさせた気象現象と同時の現象が、気象の類似性から当該ダムに係る流域にも発生する可能性が認められるときに、このいくつかの流域において観測された気象資料を当該流域に適用して流出解析の手法により得るものとする。

(1) ダムの設計に当たって、ダム設計洪水量の定め方は、令第2条第3号の「設計洪水位」の定義の中で定められている。

ダム設計洪水量は「1/200確率洪水量」(＝A項流量)、「当該地点における既往最大洪水量」(＝B項流量)、「他のいくつかの類似流域における既往最大洪水の実績を当該流域に当てはめて得られる洪水量」(＝C項流量)の3つの方法で求めた洪水流量を比較して、そのうち最も大きい洪水量を「ダム設計洪水量」とすることとしている。

第1の方法(A項)による洪水量の算定に当たっての考え方、取扱いが(1)に書かれており、第3の方法(C項)についての覚書が次の(2)である。

従来、ダムの設計洪水量は1/100確率洪水量又は既往最大洪水量のうち、いずれか大きい流量を設計洪水量とし、その1.2倍の流量を異常洪水量(フィルダムにあっては、それぞれこれらの流量の1.2倍の流量)として、洪水吐等の設計及び検証を行っていたが、今回、異常洪水量に相当する流量を設計洪水量として、この一つの流量で洪水吐等の諸元を決めていくことになった。

そこで、1/200確率洪水量を求める場合、当該ダムに係る流域内の観測資料のみによるものとする、非常に視野が狭くなり、ダム計画地点での洪水を予想するには資料が質的(観測精度)にも量的(観測年数)にも十分でない場合が多い。従って、この様な場合、他の流域で

の観測資料も活用する必要があるが、どこの資料でも良いというわけにはいかない。

確率処理する水文量として、気象資料すなわち雨量を用いる場合と、水象資料すなわち流量を用いる場合とがあるが、雨量資料による場合は、当該ダム計画流域と気象特性が類似している流域内の資料でなければならないことは当然である。また、流量資料による場合は、流量現象が雨という空からの水の供給に支配されるものであるから、これも当然気象特性が類似している流域内の資料でなければならないが、さらに、流域形状、地形、地質、植生等水象特性の類似している流域の資料でなければならない。例えば、同等の降雨現象の発生する地帯であるが、植生の良い、なだらかな地形の流域で観測された流量を(比流量に換算して)植生のあまり良くない、急峻な地形のダム計画流域にあてはめて設計洪水量を求めることが妥当でないことは自明であり、逆の場合も同じである。ただ、気象にせよ、水象にせよ、その類似性をどの程度厳密に追究するかは求めようとする水文量の目的から当然ある程度の幅を持った配慮をする必要がある。

ところで、1/200確率の水文量を求める際に10年とか15年程度の観測資料から推計して精度上問題がないかという疑問が生じる。この程度の母集団では例え1/100確率の水文量を求める場合にも疑問である。わが国の水文資料の観測記録は全国どこへ行っても50年、100年というオーダーの資料が得られる状況には残念ながらない。僅かに県庁所在地の気象資料で50～60年というオーダーである。また、農業用ダムの多くが流域面積が小さく、流速時間が短いため、雨量資料でも時間雨量、十分間雨量資料が必要なことが往々生じるが、時間雨量等の観測記録年数はさらに短くなる。従って、1/200確率の水文量を推計するには資料数等から問題のある場合、1/100確率の洪水量をまず求めて、その1.2倍の流量をもって1/200確率の洪水量とみなすことができることとしたものである。(いくつかの資料から1/100確率洪水量と1/200確率のそれと比較すると、ほぼ1.2倍の関係にある)。

(2) ダム設計洪水流量は、上記(1)の確率計算により求めるほか、当該ダム計画の流域あるいは近傍の他の類似流域で現に1/200確率水文量より大きい事象が発生しているならばその事象を尊重するという考えから、B項流量及びC項流量が規定されている。

(2)には、このC項流量を求める場合の考え方が示されており、①と②に水象資料(流量)から求める場合と気象資料(雨量)から求める場合とがそれぞれ書き分けてある。利用する水文量が、水象資料か気象資料かにより、その資料が得られる流域の類似性の考え方は(1)に解説したとおりである。

水象資料すなわち流量による場合は、観測された流量から比流量に換算して、当該ダム計画流域に適用することになる。しかし、類似流域における流量観測地点はダム計画地点の流域面積と同等のところに設けられているとは限らない、というよりはそんな都合のよい観測資料がいくつも得られることを望む方が無理な話である。同じ降雨条件下で観測された比流量でも流域面積に逆比例した値が得られるので、ダム計画流域に適用する時には、流域面積の補正が必要である。類似流域の流量観測資料を数多く整備することによって比流量図を作成することができ、ダム計画に当って、一般的に利用することができるようになる。このため①において、比流量図によることができることが約束されている。

しかし、現在の「比流量図」は以下に述べるような問題点をもっているため、今後農林、建設両省は協力して比流量図の改善を図り、その運用取扱いを協議して定める旨のことが専門官取扱いメモでも約束されている。

現在利用されている「比流量図」（通称クリーガー曲線と呼ばれている。）は全国を13ブロックに分割しているが（最近全国5ブロックに分けた資料もある。）、これでは気象の類似性の地域分割として無理があるのではないかとということが第1点である。例えば、北海道は一つの地域に扱われているが、道央、道南地域と道東、道北地域が同等の降雨発生が可能地域として一緒に考えていいかという疑問である。第2の問題は気象の類似地域が適正に分類されたとしても現行の比流量図は流域特性の考えが入っていないことである。すなわち、同じ流域面積であれば、それらの流域の形状や地形（勾配）、地質、植生等が異っても最も流出量が多い流域の観測結果に支配される図となる。第3は上記1、2の根底に流れる問題として、流量観測資料は観測地点の数が雨量観測地点のように全国的に密でないこと、そしてその観測年数が同様に雨量資料ほど長期の累積が望めないことである。河川流量は水位の観測から換算するので特に洪水流量のH-Q曲線の精度上の問題もあろう。これらの資料上の問題も1や2その他解析を困難にしている。

これらの問題が改善されればダム設計に当って簡便な資料の提供となる。

いずれにせよ、ダムの設計洪水流の決定はダムの安全性に係る基本的な事項であるので、十分視野を広く持って、あらゆる資料を検討し、慎重に決定しなければならない。

2. 計画高水流量等について

(1) 工事実施基本計画が既に進められている場合は、許可工作物設置地点の計画高水流量等は工事実施基本計画に定められた主要地点のそれぞれを基準として上下流における河川の状況及び水利用状況等を総

合的に判断して河川管理者が定めるものとする。

- (2) 工事実施基本計画を改訂作業中の河川であって、改訂内容がほぼ確定している場合においては、あらかじめ、農林省と建設省の地方局間又は都道府県の農林担当部局及び土木担当部局で当該許可工作物の設置地点における計画高水流量等について了解されたものについては、改訂予定の諸元により運用し得るものとする。なお、この場合において、河川管理者は、当該工事実施基本計画改訂の手続をおおむね三年以内に完了するものとする。
- (3) 工事実施基本計画が定められていない河川については、工事実施基本計画が定められるまでの間は、河川管理者が現に行っている河川工事のため定めた改修計画について前項と同様な措置を講じたのち、当該計画に沿ってこの政令を運用し得るものとする。なお、当該河川に改修計画がない場合は、原則として、現況に則して運用するものとする。

(1) 現在全国には1級河川が水109水系、2級河川が2,546水系あるが、このうち工事実施基本計画が定められているのは1級河川のみであり、2級河川では僅に21水系が定められているにすぎない。

令第2条の第4号から第8号にかけて、計画高水流量、計画横断形などの定義が定められているが、これらは全て「工事実施基本計画に従って、河川管理者が定めたもの」と記されている。計画高水流量や計画横断形などはこの政令においていろいろな基準のベースになるので、「計画高水流量に応じ……」というように随所に出てくる。このように、計画高水流量等の決定は重要な事項であるが、これを決めるに当ってはその場その場で決めるのではなく、定められた工事実施基本計画の枠組に従って定めるものであることを規定したものである。

工事実施基本計画は概ね次の組立てから成っている。

1. 河川の総合的な保全と利用に関する基本方針
2. 河川工事の実施の基本となるべき計画に関する事項
 - (1) 基本高水並びにその河道ど洪水調節ダムの配分に関する事項
 - (2) 主要な地点における計画高水流量に関する事項
 - (3) 主要な地点における流水の正常な機能を維持するため必要な流量に関する事項
3. 河川工事の実施に関する事項
 - (1) 主要な地点における計画高水位、計画横断形、その他河道計画に関する重要な事項
 - イ、計画高水位（主要な地点における計画高水位一覧表）
 - ロ、計画横断形（主要な地点における河道の計画横断形図）
 - ハ、堤防余裕高
 - (2) 主要な河川工事の目的、種類及び施工の場所並びに当該河川工事の施行により設置される主要な河川管理施設の機能の概要

上記工事実施基本計画に記された「主要な地点」は一般に数地点であり、許可工作物設置地点の計画高水流量等は、当該河川の工事実施基本計画の策定根拠資料によることになる。

(2) 現在工事実施基本計画が定められている109水系の1級河川のうち46水系が新河川法制定以後今日までに改訂がなされたが、今後最近基本計画が定められた10水系を除いて残りの53水系の改訂が順次行われることになろう。

工事実施基本計画は河川法第16条に「河川管理者は工事実施基本計画を定めておかなければならない」とあり、また、同条に「建設大臣は工事実施基本計画を定めようとするときは、あらかじめ、河川審議会の意見をきかなければならない」となっている。河川審議会の委員には農林事務次官も参加しており、農林行政面から意見を述べる機会がある。2級河川についても河川法第86条に「都道府県河川審議会を置くことができる」とあり、「都道府県河川審議会に関し必要な事項は、条例で定める」ことになっているので、都道府県においても国と同様な扱いと考えてよい。この他、昭和40年2月3日付、40農地A第187号および建設省発河第18号の2をもって農林事務次官と建設事務次官との間に「河川法施行令の制定に関する覚書が結ばれており、この中で2.として次のように約束されている。

「2. 建設大臣は、法第16条の規定により工事実施基本計画を定めようとするときは河川審議会の意見をきく前に、あらかじめ、農林大臣に協議するものとし、都道府県知事が工事実施基本計画を定めようとするときは、都道府県の土木主管部局は、あらかじめ、農林水産部局に協議するものとする。」

従って、工事実施基本計画を改訂作業中の河川について、事務次官覚書のルールに従って協議了解されたもので、近く確定する確度のあるものについては、事前に運用し得ることを約束したものである。

ここに、新たに定められる場合のことは記されていないが改訂の場合と同様の扱いとなるものと考えべきであろう。

事務次官覚書に基づく事前協議が非常に重要な意味を持つので、協議を受けた場合は、1級河川については、農林省（農政局）は県と、2級河川については、県は農政局と十分な連絡を持って工事実施基本計画のバック資料に及ぶ慎重な検査が必要である。

(3) 工事実施基本計画は定められていないが、河川行政としては現に河川改修計画を定めて工事を実施しているものが多いがこの場合も(2)と同様な協議を行なって、この改修計画の計画高水流量等を準用しようというものである。改修計画すらもない河川については現況の諸元で運用するのが原則であるが、別途専門官メモで改修計

画案が固っており両部局間で協議了解された場合の特例が約束されている。

3. 河川工事との調整について

- (1) 計画横断形に合せて施設を設けることにより、当該施設の機能が著しく阻害されることとなるおそれがある場合においては、河川管理者は当該施設の設置時期に合せて当該施設の機能を確保するために必要な河川改修工事を施行するよう努めるものとする。
- (2) 河川管理者において前項の措置をとり難い場合においては、当該施設の機能が確保されるよう河川管理者は、暫定改良工事実施計画について検討するものとし、検討の結果、暫定改良工事実施計画を定めることができない場合又は暫定改良工事実施計画によってもなおかつ当該施設の機能の確保が困難な場合は、双方が協議してその取扱いを定めるものとする。
- (3) 計画横断形が川幅を拓げる計画である場合は、将来の河川改修工事に著しい手戻りを生じない範囲で現況河川区域内の部分のみを施工することができるものとする。
- (4) 許可工作物の機能を確保するため、河床の状況により計画横断形の変更が必要と認められるときは、計画横断形を変更するものとする。
- (5) 河川法（以下「法」という。）第20条の規定により土地改良事業として河川工事を行う場合は、令第75条の暫定改良工事実施計画に基づく工事又は令第73条第2号に基づく臨時に設けられる河川管理施設として取り扱うものとする。

この場合における暫定改良工事実施計画は、土地改良事業の計画を十分尊重して定めるものとする。

(1) 計画横断形は覚書2にあるように、農林省又は都道府県の農林担当部局が協議を受け同意した、工事実施基本計画に基づいて決定されるものであり、河川法第26条に係る工作物を設置しようとする場合は、計画横断形を尊重しなければならないこととなる。しかしながら、河川改修工事は事業の性格から、事業計画区間全線の工事完了は長期にわたることが多いため、未改修の区間に許可工作物を設置しなければならないことが多い。このように未改修の区間で、例えば頭首工を現況河床より低い計画横断形に合せて設置すれば、土砂吐きの機能が発揮しなくなるのみならず、ゲートの前後において発生する堆砂によって、洪水時のゲートの引上げにも支障をきたすおそれが生ずる。このような事態を避けるため、河川管理者は当該工作物の機能を確保するため、設置箇所

の上下流にわたって、河川改修工事を、許可工作物の設置までに施工するよう努力することを第1原則とすることを約束したものである。

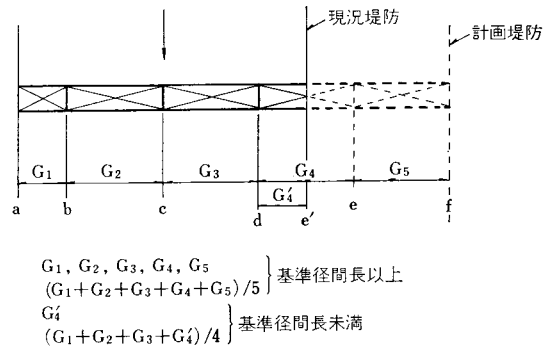
(2) (1)において、許可工作物の機能を確保するために必要な河川改修工事を、河川管理者において施行できない場合もある。この場合、計画横断形を変更しない限り許可工作物はその機能を発揮できないこととなる。このような場合、まず河川管理者は令第75条の規定（暫定改良工事実施計画が定められた場合の特例）を適用することにより計画を定めるべく検討を行う。しかしながら、河川の状況や改修の進捗の状況等から暫定改良工事実施計画を定めることができない場合もある。また、暫定改良工事実施計画を定めた場合であっても、その内容では許可工作物の機能の確保が十分期待できない場合もある。このような場合は双方協議してその取扱いを定めることを約束したものであるが、双方が互にそれぞれ出来得る措置に努力する精神が専門官メモに確認されている。例えば、引上げゲートを有する頭首工の場合には、頭首工の設置者は、河川改修工事が行われるまでの間の臨時的措置として、現況の河床に合せて仮の固定部（通称ゲタバキと呼んでおり、河川改修工事が完了すれば取除く）等臨時的施設を設けるものとするが、河川管理者も、可能な範囲で堆積土砂の排除を行う等の努力をして機能の確保を図る旨のことが約束されている。

(3) 河川改修計画が河川の幅を拡大する計画である箇所に、許可工作物を設置する場合で、その設置時期までに河川改修ができなかった場合、許可工作物を設置する箇所のみを部分的に計画横断形に合せて拡幅施工することは、頭首工にあっては、拡幅した部分に土砂が堆積し、ゲートの開閉に支障をきたす恐れを生じ、橋や逆サイホンにあっては、不必要な先行投資を行うことの不合理性が指摘されることとなる。さりとて、施設を設けた後数年にして河川工事のため全部面にやり直しということも、これまた無駄な投資と言わざるを得ない。従って、このような場合、将来河川改修工事を行う際に著しい手戻りを生じないように配慮して、現況河川区域内の部分のみを施工することができるものとしたものである。

しかし、個々のケースでどのように実施するかは河川管理者と協議して決めなければならないが、頭首工や橋のようにピアを伴う構造物は単純にいかない面がある。すなわち、経間長は計画高水流量や計画横断形に応じて政令の規定に適合したものでなければならないが、かつ、実際に設けられる現況の河川区域内においても政令に違反した構造物であってはならない。このような場合の取扱い措置を決めるに当たっては、許可工作物の設置者と河川管理者は、それぞれ自分の可能な範囲の努力をするという(1)に記したと同様の精神に基づき、専門官メモに次の

ような取扱いを約束している。

- ① 例えば、頭首工の場合、図一に示すように、計画高水流量及び計画横断形に適合するようなスパン割を行った結果に基づいて現況の河川区域内の部分のみを施工しようとするれば G_4' のように基準に適合しない径間長のゲートを設置しなければならない



図一 川幅が拡幅される場合の取扱い

ことが起る。このような場合、本来は(1)に記した第1原則により許可工作物の設置に合せて図のf地点までの拡幅改修工事を行うのが理想であるが、部分的にせめてe地点まで拡幅することにより政令にも適合し、将来さしたる手戻りも無く済む場合、e地点までの拡幅用地の取得は河川管理者が行い（勿論用地取得はf地点までも可）、許可工作物の設置者はa～e間の工作物をもとより、e'～e間の取付け工事を行うことを約束したものである。その取付け工事の区間は、極端的に過ぎれば設置工作物の機能上好ましくないことも生じる、さりとていたずらに長い区間の取付け工事を河川管理者以外の者が負担して実施することは当然のことながら不都合であるので、頭首工で基準径間長より短い径間（の土砂吐）を設けた場合、対岸を引堤する措置をするときの取付け方法を約束した議事録に準ずることになっている。ただし、河川管理者がとりあえずe地点までの拡幅改修を、上記(2)に記した暫定改良工事実施計画として定め、タイミングを調整して暫定改良工事を実施する場合は許可工作物の設置者が取付け工事をする必要はない。

専門官メモにも特に記しては無いが、橋梁の場合には、でき得る限り現況の堤防又は堤内地で基準径間長を満す位置、図一で言えばe地点に橋脚（橋台の機能を有する構造とする。ピアアバットと呼称している）を設けることにより将来の手戻りが少なく済むように努めるものとする。この場合、橋梁としては何らe'地点には構造物は作らず、ただ、現況の堤防を跨いでいるだけであるので、d～e'間 (G_4') の存在は政令上違反とはならない。

② ①のような措置がとれることが全体としては望ましいことであるが、 $e' \sim e$ 間の用地の取得ができない等実現不可能な場合は、 e' 地点にピアなりアバットなりを設けざるを得ない。この G_4' に担当する施設は、政令第73条第2号に規定する「臨時に設けられる河川管理施設等」として取扱うこととする解釈確認を行っている。

③ 以上の手段では処理できないケースの発生も予想されるが、このような場合、河川管理者の一方的な見解によるものでなく、双方が協議してその取扱いを定めることとしている。

(4) 工事実施基本計画に示されている計画横断形は、主要な敷地点以内である。河川改修計画では、この計画横断形に従って、おおむね200mの間隔で工事施工のための横断形が定められているようである。こうした計画横断形は河床部を画一的な直線で描いているのが一般であるが、例えばこの横断形に基づいて工事が完了したあとであっても、洪水の洗礼を受ければ横断形は計画横断形と異なるのが普通である。まして、頭首工の設置位置はミオ筋が左岸か右岸に安定しているところとなるため、特にこの傾向が強くなり、河川のミオ筋が河岸又は堤防に接近している対岸側にあっては、現実の河床が計画横断形より高くなる場合がほとんどである。従ってこの様に現実と計画横断形が異なる場合あるいは明らかに想定される場合には、計画横断形を変更して、現実に形成される河床に沿って頭首工の敷高を決定することができることとしたものである。

また、令第38条及び第39条の規定に満たない径間長のゲートを設置する場合は、必然的に計画横断形を変更することとなるため、これらの場合の運用の円滑化を図るために確認されたものである。

このほか、頭首工を設置する際の計画横断形の取り扱いについては、課長間で取交わした議事録に具体的に記述されているので参照されたい。

(5) 河川法に係る河川の改修は本来河川管理者が実施すべきものである。従って、河川改修は河川管理者が定める年次計画に添って進められることとなる。しかしながら、河川管理者としては改修の優先順位は低い場合であっても、河川管理者以外の者にとっては緊急を要する場合がある。例えば、ほ場整備を行うとしている区域の中の河川等である。これらの場合に対処するため河川法20条に「河川管理者以外の者は……あらかじめ、政令の定めるところにより河川管理者の承認を受けて、河川工事又は河川の維持を行なうことができる。ただし……」と規定し、河川管理者以外の者の河川工事の施行を認めている。

この規定に基づいて行う土地改良事業による河川工事は、主として農地の浸水、湛水被害の軽減が目的である

ため、河川管理者が行う河川改修計画に比較して、計画高水流量が小さい場合が多い。従って河川管理者において、当面河川工事を実施する予定がない場合には、土地改良事業計画に基づく河川工事計画をもって令第75条に規定する暫定改良工事実施計画とすることとしている。ただし、この場合、工事の計画に使用する雨量は、おおむね10年確率雨量以上であることとしている。

ほ場整備を行う場合でも、河川管理者が併行して河川工事を行うことを原則とするが、できないときは当該区間の河川工事は前述の方法に基づいて、土地改良事業によって実施することとなる。しかし、当該河川において河川管理者が河川改修工事を行っている場合等で、当該区間の改修を近い将来実施できる見込みが確実であれば、暫定改良工事実施計画を定めるまでもない場合には、令第73条第2号の「臨時に行う河川管理施設等」として取り扱うものとする。この場合、河道は暫定断面（土地改良事業計画に基づく流量を流下できる断面）とし、護岸等は必要最小限の範囲にとどめ、かつ、軽微な構造のものでよいものとする。橋梁等永久構造物については、河川管理者の改修計画に合わせて施工することによって機能上支障のない限り、河川管理者の改修計画に合わせて施工するものとする。

4. 側帯について

- (1) 非常用の土砂等を備蓄するため設けられる側帯又は環境を保全するため設けられる側帯が既に設置されている場所に許可工作物を設置しようとする場合は、代替可能な場所があれば原因者の負担において側帯を移設することができるものとする。ただし、側帯の機能を著しく損なわない場合は特殊の代替措置は要しないものとする。
- (2) 法第20条の規定により土地改良事業として河川工事を行う場合及び許可工作物を設置する場合においては、土地改良事業として非常用の土砂等を備蓄するための側帯及び環境を保全するための側帯を設置する必要はないものとする。
- (3) 環境を保全するために設けられる側帯を設けるにあたっては、農地の保全に十分留意するものとし、農業振興地域の整備に関する法律（以下「農振法」という。）第8条第2項第1号の農用地区域に設ける場合において河川管理者は、直轄管理区間にあっては地方農政局に、知事管理区間にあっては都道府県の農振法担当部局に事前に協議するものとする。

(1) 側帯は図一2のように堤防の裏側の脚部に設けるものであるが、目的により3つに分けられている。第1は旧川の締切箇所や漏水箇所等に堤防の安定を図るため

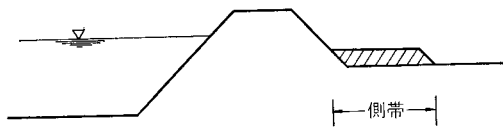


図-2 側 帯

に設けるもの、第2は非常用の土砂等を備蓄するため設けるもの及び第3としては環境を保全するため設けるものである。

第1の側帯は堤防の安定を図るものであるから別途安定工法をとらない限りその場所に不可欠のものである。しかし、第2、第3の側帯は必ずしもその場所に限定的でないで、水路その他許可工作物の設置で潰れる場合はそれに代る措置をとることを約束したものである。側帯の機能を著しく損なわない場合は、例えばサイホンに連なる水路等が側帯の下を暗渠で通り、土砂の備蓄あるいは植樹等に支障のない場合のことである。

(2) 排水改良事業やほ場整備事業等土地改良事業で河川工事を行う場合に第2、3の側帯の設置を義務づけないことを約束したものである。ただ、ほ場整備で蛇行河川を併せて整備する場合に廃川敷と農地とを等積交換して廃川敷が余った様な場合、側帯の敷地を保留するほ場整備計画としてはしい旨の申し入れは考え得ることである。ただし、この場合でも側帯の設置そのものは土地改良事業の範ちゅう外である。

(3) 第1及び第2の側帯は安全対策上必要なものであるが第3の環境側帯は必ずしもそういう性格ではなく、主として既成市街地等に求められる施設である。したがって農村地帯では堤防の既存の桜並木等を河川工事のため伐採する場合等に環境側帯の要望が出てくることが考えられるが、政省令上はどこでも河川の両側に5~20m幅の側帯を設けることが可能であるので、優良農地を守る立場から農振法の農用地区域に設ける場合の協議を約束したものである。

5. 令第67条第2項のダムの効用を兼ねる橋については、令第64条の規定は適用しないものであること。

第67条で、ダムと効用を兼ねる橋、すなわち、洪水吐の上に架る橋については第64条に定める桁下高の規定の適用があることが定められている。第64条の桁下高の規定は、「可動堰の可動部の引上げ式ゲートの最大引上げ時における下端の高さ」と同じ規定、すなわち、計画高水流量に応じ計画高水位に0.6mから2.0mの6段階の数値をとることになっている。一方、ダム洪水吐の橋やゲートの下端と水脈との間隔は別途省令で定められているので一見二重の規定を受けることになる。しかし、一般にダム計画地点は山間峡谷で堤防が無いので計画高水

流量は定められていても計画高水位が定められていないのが一般である。従って、法令解釈上は第64条の規定は空振りとなって適用されないことを確認したものである。第64条の規定が適用されるダムは平野部の有堤区間に設けられる堰を高くしたようなダムの場合である。

6. 改築について

令第2条第1号から第3号まで、第74条及び附則第2項の「改築」とは、河川管理施設又は許可工作物の施設全体にわたる改造工事をいうものとする。

第2条の改築は、ダムに関する用語の定義で「ダムの新築又は改築に関する計画において……」と使われている。この場合の意味は新たに又は準新たにダムを計画するにあたって定められた或は定めるべき常時満水位、サーチャージ水位、設計洪水水位の意である。

問題は第74条及び附則第2項の「改築」であるが、第74条は計画高水流量等の決定又は変更があった時、附則第2項はこの政令が施行される時既に存した施設には遡及適用がないことが定められている。しかし、いずれも決定や変更あるいは施行の日より後に行われる改築は適用されることが規定されている。従って、どのような内容の工事がここに言う改築に該当するかが問題になるわけである。この覚書は、補強工事や補修工事等維持修繕工事は改築に該当しないことを確認したもので、当初「過半にわたる改造工事」という議論があったが、ここに「施設全体にわたる改造工事」と定義された。

7. 災害復旧について

(1) 令第74条及び附則第2項の「災害復旧」は、公共土木施設災害復旧事業費国庫負担法（昭和26年法律第97号第2条第2項及び第3項に規定する災害復旧事業、農林水産業施設災害復旧事業費国庫補助の暫定措置に関する法律（昭和25年法律第169号）第2条第6項及び第7項に規定する災害復旧事業並びに臨時石炭鉱害復旧法（昭和27年法律第295号）第2条第2項及び第2条の2に規定する復旧工事を含むものとする。

(2) 災害により滅失した施設を築造し、及び被災した施設を原形に復旧することが不可能な場合において当該施設の効用を回復するために必要な施設を築造し、又は原形に復旧することが著しく困難若しくは不適当な場合においてこれに代わるべき必要な施設を築造して行う災害復旧は令第74条及び附則第2項における「改築」に相当すること。ただし、災害により河床の状況が変化したため、従前河床が果たしていた機能に代わる施設を設ける場合等新たに施設

を設ける場合はこの限りでない。この場合において、計画横断形が現状の断面と著しく異なり、この政令の基準により難い場合は、双方協議して取扱いを定めるものとし、当該復旧施設は令第73条第1号又は第2号に定める河川管理施設等として取り扱うことができるものとする。

(1) 政令第74条及び附則第2項の規定内容は上記6で紹介したとおりであるが、計画高水流量等の決定又は変更の日あるいはこの政令の施行の日の後の「改築」であっても災害復旧又は応急措置として設けられるものは適用から除かれている。そこで、ここで言う災害復旧は広い意味で国の補助を得て行う災害復旧事業だけとは限らないが、少なくとも国庫負担法、暫定法および鉱害復旧法により行なう復旧工事が含まれていることを確認したものである。

(2) 災害復旧は原形復旧が原則であるが、原形に復旧することが不可能な場合、困難若しくは不適當な場合に原形を変えて必要な施設を築造する場合も災害復旧に該当するものであること、及び災害により滅失した施設を復旧したり、場所を変えて同工種の施設を復旧したりする場合は一見「新築」であるが、この政令に言う「改築」に該当するものであることを確認したものである。ただし、例えば従前には自然取り入れができていたものが災害で河床の状況が変わってしまったため堰を設けなければならなくなった場合、あるいは、従前堰で取水していたが、これに代ってポンプ場で復旧する場合の様に災害を受けた施設とは工種を変えて復旧する場合等は対比すべき従前の施設がなく、河川から見た場合新しく設けられる施設となるので、「改築」に該当しないので、政令の適用となる。しかし、災害復旧は短日時のうちに設計し、査定官と立会官によって査定を受けて復旧工法が決まるという特殊性を持っており、現状の河川断面形が計画横断形と一致している場合は問題ないが、河川改修が未了で現況と計画との間に隔りがある場合は、早急に効用回復を図らなければならない性質上政令に適合した施設を復旧することが困難な場合が多い。このような場合には双方で協議して取扱いを定めることとなるが、暫定法による災害復旧事業の場合の取扱い方針を別途専門官取扱いメモで約束している。すなわち、1つは、当該箇所河川災害復旧事業が同時に行われる場合は、その計画横断形に合せること。第2は当該箇所河川災害関連

事業又は河川災害助成事業で河川の横断形の拡張が同時に行われる場合、その拡張による農業用施設の工事の増加分は河川工事の付帯工事として経費負担すること。第3に上記1、2のいずれのケースにも該当しない場合には、農業用施設災害関連事業で計画横断形に合せるよう努めるものとする。第4に第3の措置も取り得ない場合は、その復旧農業用施設は政令第73条の応急施設又は臨時施設として、この政令の適用除外とすることとしている。第1から第3のケースであっても計画横断形と完全に一致して政令に適合したものに出来得るとは限らない。例えば第1のケースであっても、河川災害復旧事業の計画横断形が工事実施基本計画に基づいた計画横断形と一致しているとは限らないからである。このような場合は第75条の暫定改良工事実施計画による取扱いにするか、第73条の適用除外として取扱うとか、政令上の取扱いを明確に区分しておく必要がある。

鉱害復旧事業の場合も、暫定法の取扱いの精神に準じて運用することを約束したものである。

8. その他

- (1) 両省は、この覚書の趣旨を施行通達、説明会等において周知徹底させるものとする。
- (2) 建設省は、令に基づく省令の制定又は改廃に際しては、あらかじめ、農林省と協議するものとする。
- (3) この令の制定に際して、両省で協議した運用上の解釈等に関する合意点については、この覚書によるほか、詳細事項について別途担当者間で議事録等を作成し、今後これを尊重して運用するものとする。
- (4) [前項によるほか、令の運用その他法第20条による河川管理施設又は許可工作物の構造等に関する基準は、必要に応じ、両省において協議するものとする。

ここでは、取りたてて説明の要はない。(3)でこの覚書をはじめ、議事録、専門官取扱いメモで約束確認された内容を尊重することが局長間で確認されており、(4)で今後この政令の運用をはじめ、河川工作物の協議に係る諸々の問題を相互理解の立場に立って調整を図り、協議の円滑を期す意志確認がなされている。

知っておくべき測量技術のポイント (その2)

— 航空写真測量の概説 —

山下源彦* 高橋久雄**

土木工事をその手段とする土地改良事業には測量は欠かせない作業であるが、事業量の増大に伴い外注に依存し、自ら測量機器を扱うのは極部的な平板測量やレベルング程度とその機会が少なくなっている。

特に最近新しい機器等技術開発も進んでおり、自ら作業を行う場合はもとより、測量作業を企画する場合、その目的に合った適切な仕様、監督、検収のポイントを十分心得ておく必要がある。

そこで、新しい測量技術や各種測量のポイントをできるだけ平易に修得できるように本講座を企画した。

☆まえがき

写真を利用して測定或は調査することを一般に写真測量といっている。これを大別すると、地上写真測量と空中(航空)写真測量であるが、現在では、写真測量のほとんどが航空写真によって占められている。

わが国の航空写真測量が理論から実用段階に入ったのが昭和28年頃からで、その後幾多の技術者のたゆまぬ努力と研究によって、急速に発達し、航空写真測量の精度、技術はいちじるしい進歩をしてきた。

航空写真は地形測量、森林測量、地籍測量、土木測量等その応用面は広く、一般の測量の外に地上の各種の調査に用いられる。例えば、地質調査、地形調査、土地分類調査、土地利用調査、森林調査等であり、写真測量の特長である正確・迅速性を発揮し、計画をたてるうえで重要な役割をはたしている。

現在、航空写真測量を計画し利用する場合、諸官庁ともそのほとんどを測量業者に発注しているのが実状である。ここで問題となるのが、発注側の利用目的を如何に受注者側と理解しあうかということである。

その為にも計画者として、航空写真測量の概略の知識をもって測量法の手続き、計画、作業指導、中間検査、検収等に利用してほしい。以上の事項(実務)を主眼におき、理論については簡単にこの稿を進めた。

☆写真測量を分類すると

写真測量を大別すると、撮影位置によって地上写真測量(水平写真、近距離写真、顕微鏡写真)と航空写真測

量(垂直写真、斜写真)及び宇宙写真測量(人工衛星写真)とに分けられるが、現在では写真測量というと航空写真測量が代表される。この稿で述べる写真測量は主として航空写真測量について進めてみよう。

航空写真は撮影の方向によって、鉛直写真(鉛直よりの傾斜 0.2° 以内)と垂直写真(傾き 5° 以内)及び斜写真に分類でき、また使用する感光材料(パングロ写真、赤外線写真、カラー写真など)によっても分類できる。

測量を目的とする写真は、主としてパングロフィルムによる垂直写真がほとんどだから、通常航空写真といえればこれを指すといってもさしつかえない。

☆航空写真測量の特徴

航空写真測量の特性を利用面から考えると、真実性、記録性、同時性、即時性、隠密性であろう。

そこで、航空写真測量の長所と短所の主なものをみると、長所として

- ① 視界に限定されず、空中の任意の位置を測点とすることができる。
- ② 最少限の地上基準点で、外業に要する時間が短かく、広い地域の測量ができる。測量区域は数時間内に撮影されてしまうから、同一状況の測量結果が得られる。また、他の方法で得られない隠密性のある測定ができる。
- ③ 写真が保存されるので、記録の保存が容易で、現地の状況を室内で再現できるので、再測、点検がたやすいので誤差の発見、訂正が容易である。
- ④ 主として室内作業が多く、作業工程の分業化ができ、作業の能率、精度が向上し、作業規格の統一ができ、作業成果に個人差ができにくい。
- ⑤ 撮影時以外は天候に左右されず、地形障害をあまり受けないので同じような能率、精度で作業ができる。

短所として

- ① 設備投資に巨額の経費を要し、操作も簡単でない。
- ② 上から見た状態の判読は、地上の実測に比べて的確でなく、写真にうつらないもの、例えば森林の中の小道や家の陰などの地物を測量できない。
- ③ 縮小した写真上ではかるので、精度に限界があ

* 元農林省 **元建設省国土地理院、現玉野測量設計KK

る。

- ③ 写真材料, レンズの歪曲収差, 図化機の機械誤差など避けられない不測誤差を生ずることがある。

☆航空写真測量の手順

航空写真測量を計画し, 実施するためには手順を認識し, 細目を理解しなければならない。その手順の概略は次のように区分できる。

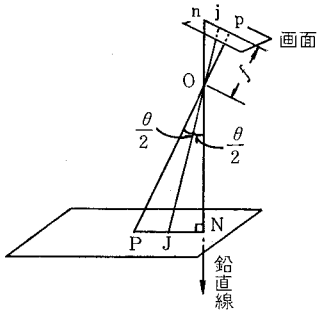
- ① 作業計画の立案, 測量法の手続
- ② 基準点と対空標識の設置 (刺針)
- ③ 航空写真の撮影
- ④ 標定点設置
- ⑤ 現地調査
- ⑥ 空中三角測量
- ⑦ 図化
- ⑧ 現地補測
- ⑨ 図化素図の整理
- ⑩ 製図
- ⑪ 検査

このような区分に基づいて, 作業工程の手順を組み立て, 細部の検討をしなければならない。

☆空中写真の性質

空中写真上には, 主点, 鉛直点, 等角点という三つの特殊な点があり, 測定上重要な要素となっている。

- ① 主点—写真画面の中心点で, レンズの光軸と画面との交点をいう。
- ② 鉛直点—鉛直写真でなければ, 光軸とレンズの中心を通る鉛直線とは一致しない。この場合の鉛直線と画面との交点をいう。



図一A

- ③ 等角点—光軸とレンズの中心を通る鉛直線との交角を二等分する線と画面との交点をいう。

カメラの光軸が鉛直でない場合には, ①~③の3点を生ずるが, 光軸が鉛直であれば, この3点は一致するはずである。図において, p, n, jはそれぞれ主点, 鉛直点, 等角点を示し, P, N, Jは地上における各々の対応点を示す。なおOはレンズ中心, OP (f) はレンズの焦点距離, ONは飛行高度である。

土地が平らなとき, カメラが傾いた為に生まれる偏位は, 等角点を中心とする放射線上に起り, 土地が起伏しているとき生ずる写真の偏位は, 鉛直点を中心とする放

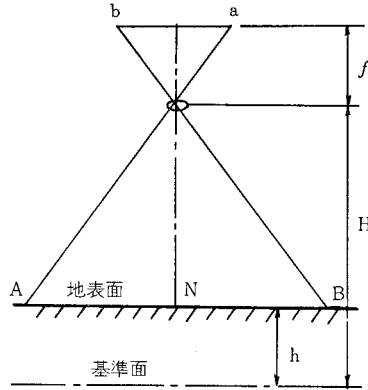
射線上に起こる。

航空写真は, レンズの中心でしぼられた中心投影である。このため次に述べる主要な性質がある。

A鉛直写真 これは写真のレンズ光軸が完全に鉛直な場合の航空写真のことである。

A—1 地表面が高低のない平面である場合。

地表面の物体は, いずれも一定の縮尺でうつっている。図A—1において飛行機の高度を基準面からH (m), 撮影された地表面の標高をh (m), レンズの焦



図A—1

点距離を f (cm), 写真縮尺を Sp とすると,

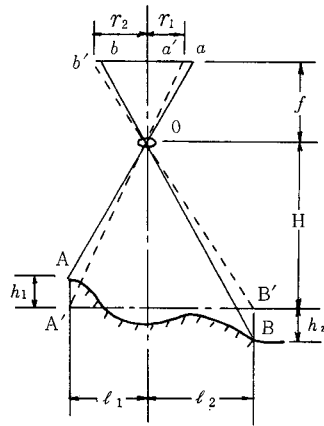
$$Sp = \frac{ab}{AB} = \frac{f}{100(H-h)} \dots\dots\dots (A-1)$$

即ち, 飛行高度Hが大きくなると, 写真縮尺は小さくなる。

A—2 地表面に高低がある場合

航空写真は, 地表面が高いほど大きく, 低いほど小さくうつる。つまり高さによって縮尺が異なる。

図A—2の場合, 基準面上 Δh₁ の高さにある点Aは,



図A—2

0 を通って a にうつる。Aの基準面への投影点A'は, 同様にして a' にうつるはずである。即ち A'の像 a' の位置から a'a だけずれてうつることになる。基準面

より dh_2 低い B 点も同様である。ここに述べた高低差に生じた大小やずれがあるから実体視することができるわけである。

B 垂直写真 これは鉛直写真のように完全な鉛直でない航空写真のことである。

垂直写真の性質は鉛直写真の場合に比べて相当複雑である。つまり前に述べた鉛直点、等角点が問題となるのであるが、これは省略する。

☆航空写真撮影を計画するときの条件

航空写真撮影を計画し撮影目的にあった成果品を得る

為には、航空機の機種、カメラ、使用基地、気象、撮影の諸元（撮影縮尺、撮影重複度、撮影基準面、撮影高度等）の撮影条件を知る必要がある。

☆撮影用の飛行機の選び方

空中写真の撮影には、撮影目的に相当する速度を保って、ある高度で安定飛行ができ、航続時間が長く搭載量の多い飛行機を選択する。この外自動操縦装置を装備してあれば理想的である。現在使用されている撮影用航空機の標準的性能は、巡航速度300km内外、上昇限度6,000~8,000m、航続時間5~6時間、搭載重量500~600kg

1796年1月現在

製作会社	機種名	出力 IP	巡最大速度	航高度	実用上昇限度	航続時間	塔載量(乗員含)	現在機数
	型	IP	km	m			kg	
セスナ	180	225	259	5760	5h5	355	2	
	182	230	261	5760	7h5	362	1	
	185	260	283	5273	5h3	612	2	
	206	285	296	8016	5h9	517	24	
	207	300	283	7376	5h4	593	8	
	210	260	306	6096	5h8	364	3	
	◎ 310	285×2	417	8382	6h3	554	1	
	◎ 402	300×2	386	7980	5h5	1200	7	
コマンダー	◎ 500A	260×2	349	5852	5h	699	1	
	◎ 680E	340×2	364	7730	5h	699	4	
	◎ 680F	380×2	393	8687	5h	699	7	
	◎ 685	435×2	410	7620	5h5	966	3	
ビーチクラフト	◎ B50	260×2	320	6096	5h	499	1	
	◎ C50	275×2	322	6096	4h8	778	2	
	◎ D50	275×2	327	6096	7h	778	1	
	◎ 65	340×2	370	10516	7h	853	2	
	◎ B95A	180×2	322	5700	5h4	767	2	
パイパー	◎ PA34	200×2	299	5456	6h	508	2	
	PA32	300	270	4953	7h	631	1	
ドルニエ ブリテンノ ーマン	◎ DO28	250×2	260	5700	5h	676	1	
	◎ BN-2A	260×2	257	4450	6h	884	2	
◎は双発機							合計	77



航空写真撮影用飛行機

程度である。なお国内で使用されている撮影専用機は別表のとおりである。

☆どんなカメラがあるか

航空カメラの原理も普通のカメラと同じで、機構は自動式で、フィルムの装填はカセット方式とマガジン方式である。主要な構成部分はレンズ、シャッター、間隔調整器と感光材料である。航空カメラ用のレンズとしての条件は、できるだけ明るく（光の透過率がよい）できるだけ広角であって、各種の収差が小さく、それに取扱いが容易であることである。

航空撮影カメラ

名称	製作会社	レンズ	発表年次	開角	口径比	焦点距離	写真サイズ	シャッター	フィルム 圧定法	記録
WILD RC-5a RC-8	スイス ウィルド社	アビオ タール	1947	62°	4	21cm	18×18cm	スプリング 1/200~ 1/300	真空	写真番号, 焦点距離, カメラ番号
〃	〃	アビオ ゴン	1950	93°	5.6	11.5	〃	回転翼式 1/100~ 1/1000	〃	高度計 水準器 撮影時刻
〃	〃	〃	〃	〃	〃	15	23×23	〃	〃	
RMK21/18	西独 カール・ツ アイス社	ト バル	1946	62°	4	21	18×18	常時回転式 1/50~ 1/1000	〃	写真番号 カメラ番号 高度計
〃 11.5/18	〃	ブレ オン	1950	93°	5.6	11.5	〃	〃	〃	(高度差計) 水準器
〃 15/23	〃	〃	1951	〃	〃	15	23×23	〃	〃	撮影時刻

注 RC-5aならびにRC-8は1台の架台に広角, 普通角の2種のレンズコーンを使用できる。

カメラは超広角, 広角, 普通角の三種類があるが, 通常使用されるものは, 広角, 普通角の二種で, 現在わが国で使われている主なカメラは, ウィルド社(スイス)のRC8, RC10, ツアイス社(西独)RMK・RMKA等が挙げられる。

広角カメラは, レンズ画角が93度あり, 焦点距離15cm, 写真サイズ23×23cmのものとしてf=11.5cm, サイズ18×18cmのものがある。広角カメラは広い地域をうつせるので経済的に有利だし, 同一縮尺の写真上では高さの精度が普通角に比して良い。

普通角カメラは, レンズ画角が62度で, 焦点距離21cm, 写真サイズ18×18cmである。このカメラで撮影した写真は比高によるヒズミが比較的少ない。また, 広角カメラより焦点距離が長い為同じ縮尺の写真を撮る場合に飛行高度を高くできるので, 都市などの大縮尺写真の撮影をする時用いられる。(航空機の飛行高度は, 航空保安上予定の航路地帯の最高所より, 家屋の密集地では300m, その他で150m以上の高度を保持する様に航空法で定めている)。しかし, 普通角は一枚で撮れる地域の範囲が広角に比べて狭いので, 写真枚数が増え, 広角に比し経済的でない。なおこのカメラは林野関係で広く使用されている。

航空写真の撮影は動体撮影であるから, フォーカルプレーンシャッターは測量用としては用いない。即ち, シャッター膜が移動する間に, 飛行機の位置が変わってしまい正しい画像が得られない。したがって航空カメラはレンズシャッターを用いている。シャッター速度は1/100~1/1000秒(普通航空写真測量では1/250~1/350秒である)。

航空写真のフィルムはロールフィルムで長さは125フ

イートと250フィートである。フィルムは感光度が早く, 感色性に富み, 伸縮率が少なく低温にもたえられるものがよい。また微粒子であることも必要条件である。

航空写真は一定の重複度でしなければならぬから, 間隔調整器が航空カメラに連結してある。主要部はファインダーと指導體である。指導體の目盛は3~70秒位の間を調整できる。また指導體は撮影間隔を定めると同時に, フィルム巻取りの終始なども規正できるようになっており, これらはすべて電気装置で行なわれる。

☆撮影はいつが良いか

撮影は通常午前10時~午後2時ごろを選んでる。また時期としては, 落葉期, 稲刈後, 新緑期など地表が露出している時期が良いだろう。また山地などは, 山の影をできるだけ小さくするため, 太陽高度の低い冬前後を避けて撮影したほうがよいだろう。撮影は快晴を選ぶことはわかることと思うが, この快晴とは気象学的な意味の快晴でなく, 撮影地域が雲量0の日を選んで撮影しなければならない。特別な目的がある場合を除いて, 積雪期, 洪水期の撮影は避けなければならない。海岸線, 港湾の水位, 水害地状況, のり, 真珠筏, 交通調査等の種々の調査を目的として撮影する場合は, その目的に応じて撮影の日時を通常指定されている。

☆撮影する飛行機の基地はどこにあるか

撮影する飛行機は, 撮影する地域にもっとも近い飛行場を基地として撮影に適する日がくるまで待機することになる。表は現在基地として使われている飛行場である。飛行場は運輸省, 防衛庁, 都道府県, 市町, 民間, 米軍等の管轄となっており, 緊急の時以外は自由に使用

できるとはかぎらない。

飛行場一覧表

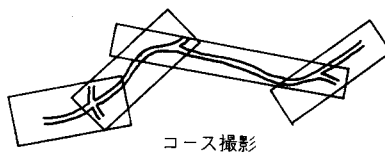
種別	名称	設置者 管理者	着陸帯	滑走路
第一種 空港	稚内	運輸省	1,320m × 150m	1,200m × 30m
	釧路	〃	1,920m × 300m	1,800m × 45m
	函館	〃	2,120m × 150m	2,000m × 45m
	仙台	〃	1,320m × 150m 2,120m × 300m	(A)1,200m × 45m (B)2,000m × 45m
	新潟	〃	1,434m × 150m 2,020m × 150m	(A)1,340m × 45m (B)2,000m × 45m
	名古屋	〃	3,070m × 380m	2,740m × 45m
	八尾	〃	1,610m × 125m 1,320m × 125m	(A)1,490m × 45m (B)1,320m × 45m
	広島	〃	1,920m × 150m	1,800m × 45m
	高松	〃	1,470m × 120m	1,200m × 30m
	高山	〃	2,120m × 300m	2,000m × 45m
	高知	〃	1,620m × 120m	1,500m × 30m
	北九州	〃	1,620m × 150m	1,500m × 45m
	大村	〃	1,320m × 90m	1,200m × 30m
	熊本	〃	2,620m × 300m	2,500m × 45m
	大分	〃	2,120m × 300m	2,000m × 45m
	宮崎	〃	1,420m × 300m 1,460m × 150m	(A)1,800m × 45m (B)1,340m × 30m
	鹿児島	〃	2,620m × 300m	2,500m × 45m
	那覇	〃	2,820m × 300m	2,700m × 45m
第三種 空港	旭川	旭川市	1,320m × 120m	1,200m × 30m
	利尻	東利尻町	720m × 60m	600m × 25m
	奥尻	奥尻町	920m × 60m	800m × 25m
	帯広	帯広市	1,620m × 150m	1,500m × 45m
	中標津	中標津町	1,320m × 120m	1,200m × 30m
	紋別	紋別市	1,320m × 120m	1,200m × 30m
	女満別	北海道	1,639m × 110m	1,200m × 30m
	青森	青森県	1,520m × 150m	1,400m × 45m
	花巻	岩手県	1,320m × 120m	1,200m × 30m
	秋田	秋田県	1,620m × 150m	1,500m × 45m
	山形	山形県	1,620m × 150m	1,500m × 45m
	大宮	東京都	1,320m × 120m	1,200m × 30m
	三宅島	〃	1,220m × 100m	1,100m × 30m
	八丈島	〃	1,620m × 150m	1,500m × 45m
	佐渡	新潟県	1,010m × 60m	890m × 25m
	富山	富山県	1,320m × 110m	1,200m × 30m
	福井	福井県	1,320m × 20m	1,200m × 30m
	松本	長野県	1,620m × 120m	1,500m × 30m
南紀白浜	和歌山県	1,639m × 120m	1,200m × 30m	
鳥取	鳥取県	1,620m × 150m	1,500m × 45m	
隠岐	島根県	1,320m × 120m	1,200m × 30m	
出雲	〃	1,620m × 150m	1,500m × 45m	
岡山	岡山県	1,320m × 120m	1,200m × 30m	
宇部	山口県	1,320m × 120m	1,200m × 30m	
福江	〃	1,320m × 120m	1,200m × 30m	
壱岐	〃	1,320m × 90m	1,200m × 30m	
種子島	鹿児島県	1,620m × 150m	1,500m × 45m	

種別	名称	設置者 管理者	着陸帯	滑走路
第三種 空港	尾久島	鹿児島県	1,220m × 90m	1,100m × 30m
	奄美	〃	1,360m × 90m	1,240m × 30m
	沖永良部	〃	1,380m × 90m	1,200m × 30m
	喜界	喜界町	1,320m × 90m	1,200m × 30m
	宮古	沖縄県	1,500m × 76.2m	1,500m × 30m
	石垣	〃	1,500m × 58m	1,500m × 30m
	久米	〃	1,350m × 76m	1,220m × 30m
	南大東	〃	1,232m × 76m	1,232m × 32m
	与那国	〃	1,232m × 40m	1,232m × 30m
	多良間	〃	780m × 25m	780m × 25m
その他 飛行場	調布	米軍		1,000m × 30m
	弟子屈	弟子屈町	670m × 60m	1,550m × 25m
	徳之島	鹿児島県	1,200m × 70m	1,080m × 30m
	龍ヶ崎	日商岩井	920m × 65m	800m × 35m
	本田エア ポート	本田航空	720m × 60m	520m × 25m
	鹿部	日本航空 事業(株)	940m × 60m	820m × 25m

☆撮影計画の仕方

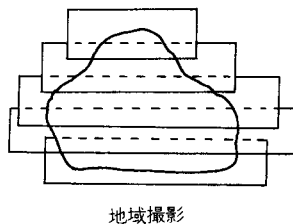
撮影は一般に地形図を作成する目的が多く、一定の計画によって、①コース撮影(線状撮影)②地域撮影(表面撮影)に区分して実施される。

① コース撮影は、道路や鉄道のような線状のものを撮影する場合の撮影方法で、図に示すような折れ線状直



線撮影をすることである。この場合計画(図化)する地域が、撮影するコース幅の70~80%位の範囲内におさまるようにし、コース折点は重複して撮影する。

② 地域撮影は、図に示すように測量しようとする全地域に、直線コース撮影を平行に行なって、地域全体を



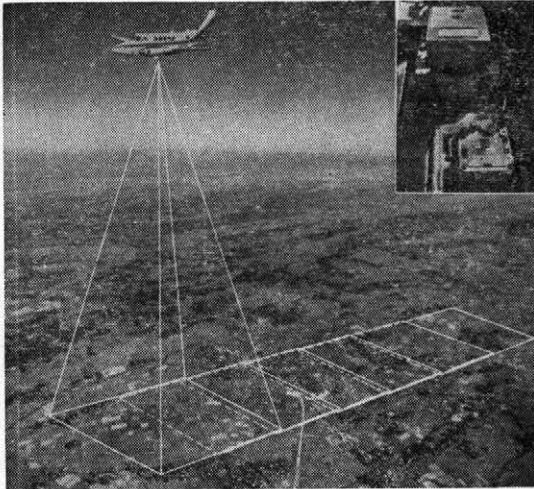
覆う撮影方法である。そのほか林野撮影など広域撮影の場合、基準点配置の関係で骨幹撮影を計画することもある。

撮影実施のうえでの一般注意事項としては、

- a. 特別に理由がなければコースは東西方向とする。

(こうしておくとき図化の時、陰影によって比高感が得られる)。

- b. 等高度撮影を行なう。
- c. コースは直線とし、地上標定点が空中三角測量のための適当な関係位置にあるようにする。
- d. コースの長さは撮影縮尺、撮影の際のコース保持の難易などによって異なるが、通常中縮尺程度を標準として30kmを限度として計画する。



空中写真の撮影と撮影カメラ

- e. となりあう写真画面重複度(オーバーラップ)は、コース方向に60%を原則とする(測量を目的とした場合に許容できるオーバーラップは、55%~75%までである)。
コース内の隣接する写真画面の重複度をステレオモデルといい、図化はこのモデルごとに行なわれる。空中三角測量のためには、隣接するモデル相互にも少しの重複が必要であるが、重複の多すぎるのは、基線比(撮影間隔/撮影高度)が減少して、標定及測量の精度を害したり、写真枚数が増加するなどの欠点がある。しかし、土地の高低差が多い場合や特別な目的のある場合には、70%以上重複させることもある。
- f. 単コース撮影の場合は、所要撮影地域が全撮影幅の70~80%におさまるように計画する。
- g. 隣接コース間の重複度(サイドラップ)は平地部においては20~30%、山地部において30~40%を保持するようにする。
- h. 写真画面の傾斜角は、なるべく0°になるようにし、やむを得ない場合でも5度を越えないようにする。

☆撮影諸元の決め方

オーバーラップについては前に述べたが、1コースの

撮影のなかで、一つの撮影点(シャッターを切った点)から次の撮影点までの距離を空中基線長といい次の式で計算できる。

$$\begin{aligned} \text{空中基線長} &= \text{写真一辺の実距離} \times \left(1 - \frac{60}{100}\right) \\ &= 0.4 \times (\text{写真一辺の実距離}) \\ \text{コース間隔} &= \text{写真一辺の実距離} \times \left(1 - \frac{30}{100}\right) \\ &= 0.7 \times (\text{写真一辺の実距離}) \end{aligned}$$

撮影の縮尺、高度、基準面は、必要とする完成図の縮尺と、図化機の倍率の関係を考えて決める。

撮影の縮尺と高度の関係は、高度をH、カメラの焦点距離をfとすると、縮尺($M = \frac{1}{m}$)は、

$$M = \frac{\text{カメラの焦点距離}}{\text{撮影高度}} = \frac{f}{H} \quad \text{或いは} \quad m = \frac{H}{f} \quad \text{となる。}$$

例えば撮影高度 H=3000m で f=15cm のカメラで撮影すれば、写真縮尺 $M = \frac{1}{20,000}$ となる。

撮影基準面は、撮影高度を定める場合の基準として定めるもので、普通撮影計画地域内の低地面を0mとして撮影高度を決めるが、撮影地域内の地形に標高差が多いときは地域内の平均標高を求めてその高さを0mとし、撮影高度を定める。

ただし、その比高が撮影高度の20%を越える場合は、二段撮影としてコース単位に撮影高度を変えて、各コースが所要撮影縮尺に近く図化作業に支障を与えないようにする必要がある。

撮影写真の枚数は、撮影総コース延長キロによって求められる。

写真対(モデル)のステレオ有効面積(Qn)は、

$$Qn = (\text{空中基線長}) \times (\text{コース間隔}) = 0.28 \times (\text{写真面積}) \quad \text{として求められるから}$$

$$\text{地域写真枚数} = \frac{\text{撮影地域面積}}{Qn} \times \text{安全率}(30\%)$$

$$\text{路線写真枚数} = \frac{\text{撮影コース延長キロ}}{\text{空中基線長}} \times \text{安全率}(30\%) \quad \text{となる。}$$

撮影コースの始終点は、必ず撮影計画の地域外にあるようにする。それは地域の末端に高い山などがあると、中心投影となって撮影されない個所が生ずるからである。

☆航空写真に自記されるデータ

航空写真には、この写真を使用する際に必要な事項が記号や数字によって図のように付記されている。

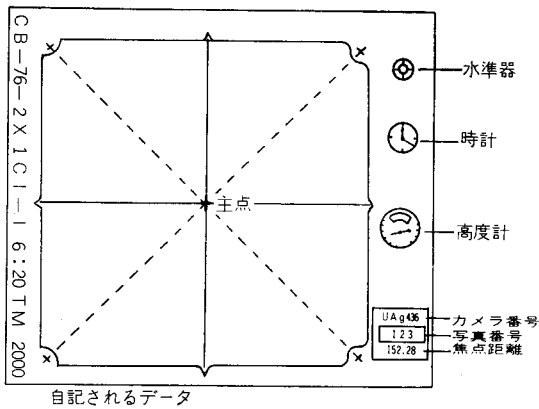
その主なるものは、撮影地区名と年月日、番号であり、カメラの装置によって自記されるものに、指標、撮影時刻、焦点距離、撮影高度、カメラ番号、及び円形気泡管の気泡等がある。図で、CB=地方記号(中部)76は撮影年度、2×は計画地区番号と縮尺(×は1/20,000)

(1) 写真縮尺と飛行高度、その他データ

写真縮尺	カメラ 焦点距離 (cm)	飛行高度 (m)	撮影基線長 (km)	コース間隔 (km)	一辺の実距離 (km)	撮影面積 (km ²)	ステレオ 有効面積 (km ²)
1/ 3,000	21	630	0.22	0.38	0.54	0.29	0.08
	15	450	0.28	0.48	0.69	0.48	0.13
1/ 4,000	21	840	0.29	0.50	0.72	0.52	0.14
	15	600	0.37	0.64	0.92	0.85	0.24
1/ 5,000	21	1,050	0.36	0.63	0.90	0.81	0.23
	15	750	0.46	0.81	1.15	1.32	0.37
1/ 6,000	21	1,260	0.43	0.76	1.08	1.17	0.33
	15	900	0.55	0.97	1.32	1.90	0.53
1/ 7,000	21	1,470	0.50	0.88	1.26	1.59	0.44
	15	1,050	0.64	1.13	1.61	2.59	0.72
1/ 8,000	21	1,680	0.58	1.01	1.44	2.07	0.59
	15	1,200	0.74	1.29	1.84	3.39	0.95
1/ 10,000	21	2,100	0.72	1.26	1.80	3.24	0.91
	15	1,500	0.92	1.61	2.30	5.29	1.48
1/ 12,000	21	2,520	0.86	1.51	2.16	4.67	1.30
	15	1,800	1.10	1.93	2.76	7.62	2.12
1/ 12,500	21	2,620	0.90	1.57	2.25	5.07	1.42
	15	1,900	1.15	2.01	2.83	8.28	2.31
1/ 15,000	21	3,150	1.08	1.89	2.70	7.29	2.40
	15	2,250	1.38	2.42	3.45	11.90	3.34
1/ 20,000	21	4,200	1.44	2.52	3.60	12.96	3.63
	15	3,000	1.84	3.22	4.60	21.16	5.92
1/ 22,000	21	4,620	1.58	2.77	3.96	15.68	4.38
	15	3,300	2.02	3.54	5.06	25.60	7.15
1/ 25,000	21	5,250	1.80	3.15	4.50	20.25	5.67
	15	3,750	2.30	4.03	5.75	33.06	9.25
1/ 30,000	21	6,300	2.16	3.78	5.40	29.16	8.16
	15	4,500	2.76	4.83	6.90	47.61	13.33
1/ 35,000	21	7,350	2.52	4.41	6.30	39.69	11.11
	15	5,250	3.22	5.64	8.05	64.80	18.14
1/ 40,000	21	8,400	2.88	5.04	7.20	51.84	14.52
	15	6,000	3.68	6.44	9.20	84.64	23.70

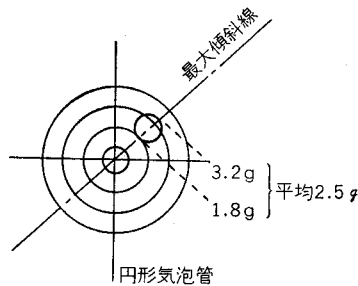
(注) ここに掲げた表の値は空中写真測量を計画される場合に必要な撮影のデータである。但し、本表使用の際は地面の高低差を基準面として別途考慮されたい。

1. レンズの焦点距離と写真画郭
 焦点距離 21cm (普通角) 写真画郭 18cm×18cm
 " 30cm (") " 23cm×23cm
 " 15cm (広角) " 23cm×23cm
2. 飛行方向の重なり(オーバーラップ)は60%
 コース間の重なり(サイドラップ)は30%
3. 写真縮尺 = $\frac{\text{焦点距離}}{\text{飛行高度}}$
4. 撮影基線長 = 撮影される一辺の実距離 $\times (1 - \frac{60}{100})$
5. コース間隔 = " " $\times (1 - \frac{30}{100})$
6. 撮影面積 = 撮影される一辺の実距離の2乗
7. ステレオ有効面積 = 撮影基線長 \times コース間隔
8. 測量地域に必要な写真枚数 = $\frac{\text{撮影地域の総面積}}{\text{ステレオ有効面積}} \times \text{地形その他による係数} (\alpha)$
 = $\frac{\text{撮影地域のコース総延長}}{\text{撮影基線長}} \times$ "



1はフィルムロール番号，C1—1はコース番号とコース毎の写真番号，6：20は撮影月日，TMは撮影会社名（この場合は玉名測量）2000は撮影高度（海拔）となっている。

また，写真上に自記されている円形気泡によって，航空写真の最大傾斜方向及び写真の傾きを知ることができる。



円形気泡管の同心円は，中心から
1g，2g，3g……を示す。

$$1g = 100c = 10000cc = 0.9^\circ = 0^\circ 54'$$

$$1c = 100cc = 0' 54'' = 32.4''$$

$$1cc = 0.324''$$

g：グレード c：センチグレード

cc：センチセンチグレード

図は，円形気泡管のグレード目盛を示したもので，この場合の写真の傾きは，気泡の両端の値を読み，その値を平均することによってわかる。

$$\text{即ち，} \frac{3.2 + 1.8}{2} = \frac{50}{2} = 2.5g$$

$$\therefore 0.9^\circ \times 2.5 = 2.25^\circ = 2^\circ 15'$$

なお最大傾斜方向は，円形気泡管の中心と気泡の中心を結べばわかる。

☆標定点と対空標識の設置とは

標定点測量は，空中写真測量を行なう為に必要な標定点の位置と標高を決定し，その位置を空中写真上に指標

する作業であり，写真測量の基準点測量となるので精度はできるだけ高いほうがよい。そしてこれらの点や既設三角点などが，空中写真上で容易に位置が確認できるように標識を設置するものを対空標識という。

対空標識は板等を白色に装着したものを十字形に設置する。大きさは撮影写真縮尺の分母数の1/30,000～1/40,000程度とされている（表を参照）。設置には木の枝や葉によって写らないことのないように，設置箇所を中心に，周囲30°～45°の上空視界をとれるように伐開しなければならない。またいろいろの都合で対標を省略した場合に写真撮影後基準点を現地で刺針するという作業もある。

目的	基準点	標定点	筆界点，中心航
仕様			
写真縮尺			
1 / 25,000	a 45cm b 100" c 20"	45cm 120" 20"	
1 / 20,000	a 45" b 80" c 20"	45" 90" 20"	
1 / 15,000	a 30" b 60" c 15"	30" 75" 15"	
1 / 10,000	a 25" b 50" c 10"	25" 60" 10"	25cm
1 / 5,000		15" 40" 7"	13cm

対空標識の大きさと仕様

☆どんな図化機があるか

写真測量の精度は，撮影から図化までの一貫した組み合わせについて考える必要があり，つりあいが取れていなければならない。図の精度は，直接には実体精密図化機の精度によって支配され，求むる図の縮尺や精度に応じて，用いる図化機と撮影カメラおよび撮影縮尺を定め次いで標定のための標定点の精度，空中三角測量の要領をどのように調和させるかを定める。

図化機は，精度による分類と，投影器の構造による分類がある。

(a) 精度による分類

① 1級図化機 空中三角測量を行なうことのできるほか，斜め写真・地上写真また断面測量を行なうことのできる万能実体精密図化機で精度が最もよい。オートグラフA7・ステレオプラニグラフC8がこれに属する。

② 2級図化機 空中三角測量はできないが，撮影ネガフィルムと等大の原板を用いて実体精密図化を行なうものである。ステレオプロッターA8・オートグラフA10・メトログラフD・プラニマート・プラ

図 化 機

等級区分	図化機名称	製作国名	投影方式	使用目的	区画拡大率	高さの測定精度	C-factor
1 級 図化機	オートグラフ A-7	スイス	機械的	航空三角・大縮尺図化	1~24倍	H/12,000	1,600
	ステレオプラニグラフ C-8	西独	光学的	〃	1~16〃	〃	〃
	ニストリーベーター 2	イタリー	光学—機械的	〃	〃	H/10,000	2,000
2 級 A 図化機	ステレオプロッター A-8	スイス	機械的	大縮尺図化	1~16倍	H/10,000	1,200
	ステレオメトログラフ	東独	〃	〃	〃	〃	〃
	プラニマート	西独	〃	〃	〃	〃	〃
	ステレオトポグラフ B	仏	光学—機械的	〃	〃	〃	1,600
2 級 B 図化機	ケルシュプロッター	アメリカ	光学—余色	中縮尺・化	4~6倍	H/3,000	800
	ニストリーフオートカルトグラフ	イタリー	光学的	〃	5〃	〃	〃
	ベルフォートプロッター	アメリカ	〃	〃	4~6〃	〃	1,200
3 級 図化機	マルチプレックス	アメリカ	光学—余色	航空図根・小縮尺図化	2.2倍	H/900	500
	ステレオトップ	西独	実体鏡式	小縮尺図化	3〃	H/1,500	〃
	ステレオマイクロメーター	イタリー	〃	〃	3〃	〃	800

- 注 1. 高さの測定精度は、図化機固有のもので、普通上記のようにいわれている。
 2. H=撮影高度を表わす。
 3. C-factor とは撮影高度を描画可能最小等高線間隔で割った数である。
 4. A-7, C-8 と A-8 描画機構は同等であるから、図化精度については同一と考えた。
 5. 撮影高度を基準とした高さの測定精度は、広角カメラによる場合とした。
 6. 精度は 1/2 等高線間隔の以内としてある。

ニカート・トポカルト B がこれに属し、B クラスとして、ケルシュプロッターもこれに属する。

③ 3 級図化機 縮小乾板を用いるか、印画紙を用いて図化をする簡易な図化機で、ステレオトップ・マルチプレックスなどがある。

(b) 投影器の構造による分類

① 光学的投影法（レンズを使い光線を投影し、光軸の交わりによって交点を求める）による図化機で、ステレオプラニグラフ C-8・マルチプレックスなどがこれに属する。

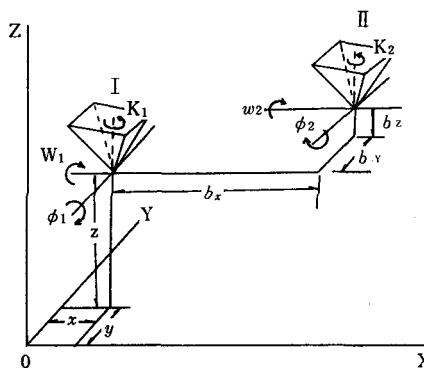
② 機械的投影法（投影する光軸の方向を 2 本の金属棒を使用し、これを 2 本の光線と同じ空間的位置において、その交点の位置を求める）による図化機には、オートグラフ A7・ステレオプロッター A8・などがこれに属する。

☆実体写真測量の原理と標定

重複度約 60% の連続した一対の写真を、各々撮影したときのカメラと同様の投影器に装着して、撮影のときとまったく同じ条件（内部、外部定位とも）に置き、写真側から逆に光を出せばもの光源（である地物）の位置に光線は帰り、両写真からでた同一地物についての光線（これらを「相互光線」という（もちろん光線とは主光線のことである）はもとの地物の位置で交會する。二つ

の写真機をそのままにして地面を取除いても互いに相応する交点の軌跡はもとの地表面そのままの形となる。いいかえれば、両写真像を地上に投射して、写真像の交点に像を結ばせたとすれば、撮影された現地とまったく同一のものが再現されるということである。

写真測量はこの原理に基づいて、図化機の二つの投影器に一対の写真をかけて、現地の実体模像を所要の縮尺で再現し、この実体によって測量を行なうものである。この為には図 A の空中写真の標定諸元図に示すとおり、両写真の撮影点の位置座標 (x, y, z, b_x, b_y, b_z) と、撮影時の両カメラの前後左右の傾き (ϕ, ω) と、飛行



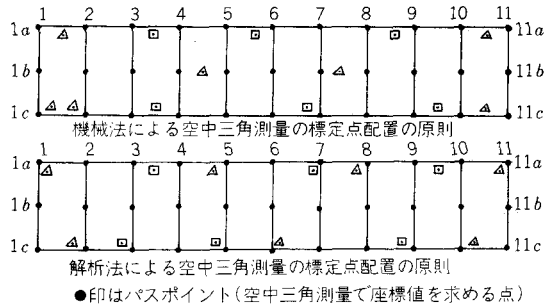
空中写真の標定諸元

方向に対する施回角(K)を定めなければならない。これらを写真の投影器に与え、実体像を作ることを標定といっている。標定作業には、地上とは無関係に両写真の関係位置、関係傾斜を定める相互標定、及び地上の4個(最少限3個)の既知標定によって、その縮尺と方位を正し、水準面を修正する絶対標定に分けられる。

☆航空三角測量とはなにか

航空三角測量は、航空写真図化の為に必要な一対の写真(モデル)ごとの標定基準点を求めることである。すなわち、広い面積の写真測量を行う場合、各写真を標定していくためには多くの標定基準点が必要になる。これらの標定点を、地上測量のみで地面上に設定するのは、大変な労力と費用がかかるので、地上測量による標定基準点の設置を最小限度に止め、機械法の場合コースの初めの写真に3~4点、終りの写真に2点、中間4~5枚目ごとに1~2点程度の地上点(三角点、多角点、水準点などで位置や標高の決った標定点で写真にうつっているもの)を基礎として、一級図化機やコンパレータ

等によって各モデルに必要な標定点を求める作業である
航空三角測量には、機械的航空三角測量(アナログ法)略解析航空三角測量(解析法)、等の方法がある。しかし解析法の進歩と普及から、現在の作業法としては解析法が多用されている。なお1コースの空中三角測量はおおむね10~15モデルを単位として作業をするが、コースのモデル数、基準点数と配点について作業規程で定めている。



図化縮尺の許容誤差に収めるために必要な撮影縮尺(精度H/1,2000)

オートグラフ A-7
ステレオブラニグラフ C-8

図化縮尺	撮影縮尺	撮影高度	平面位置精度(図上)	平面位置精度(座標)	高さの測定精度
1/ 600	1/ 5,000	750m	± 0.1mm	± 6.3cm	± 6.3cm
1/ 1,000	1/ 6,000	900m	± 0.1mm	± 7.5cm	± 7.5cm
1/ 2,000	1/10,000	1,500m	± 0.1mm	± 12.5cm	± 12.5cm
1/ 2,500	1/12,500	1,875m	± 0.1mm	± 15.8cm	± 15.8cm
1/ 3,000	1/15,000	2,250m	± 0.1mm	± 18.8cm	± 18.8cm

図化縮尺の許容誤差内に収めるに必要な撮影縮尺の決定(精度H/10,000)

ステレオプロッター A-8

図化縮尺	撮影縮尺	撮影高尺度	平面位置の測定精度	高さの測定精度
1/ 600	1/ 5,000	750m	図上 ± 0.12mm	± 7.5cm
1/ 1,000	1/ 6,000	900m	〃 ± 0.12mm	± 9 cm
1/ 2,000	1/10,000	1,500m	〃 ± 0.12mm	± 15 cm
1/ 2,500	1/12,500	1,875m	〃 ± 0.12mm	± 19 cm
1/ 3,000	1/15,000	2,250m	〃 ± 0.12mm	± 23 cm
1/ 5,000	1/20,000	3,000m	〃 ± 0.12mm	± 30 cm

図化縮尺の許容誤差内に収める必要な撮影縮尺の決定(精度H/3,000)

ケルシュプロッター等
コクサイプロッター

図化縮尺	撮影縮尺	撮影高度	平面位置の測定精度	高さの測定精度
1/ 1,000	1/ 5,000	750m	図上 ± 0.15mm	± 25cm
1/ 2,000	1/10,000	1,500m	〃 ± 0.15mm	± 50cm
1/ 2,500	1/12,000	1,875m	〃 ± 0.15mm	± 63cm
1/ 3,000	1/15,000	2,250m	〃 ± 0.15mm	± 75cm
1/ 5,000	1/20,000	3,000m	〃 ± 0.15mm	± 100cm
1/10,000	1/40,000	6,000m	〃 ± 0.15mm	± 200cm

☆**図化精度とは**

図化の精度は、写真や基準点の良否と、図化機の種類によって左右されることは前に述べた。

通常図化機は撮影高度(H)に対する分数、例えばH/12,000 というような精度の表わし方をしている。したがって図化機固有の測定精度は、図化機の投影高度(h)と、図化機の機械縮尺(標定縮尺)上の測定精度との比によって求められる。

$$\begin{aligned} \text{測定精度} &= \frac{\text{測定誤差(現地)} \Delta S}{\text{撮影高度} H} \\ &= \frac{\text{測定誤差(機械)} \Delta s}{\text{撮影高度} h} \end{aligned}$$

の関係となる。

図化機を使って図化を行なう場合、平面位置の精度は非常に高く等精度である特徴をもっている。

平面位置の清絵等の仕上りで、誤差を図上0.5~0.7mm以内にする場合の撮影縮尺と使用図化機の一般的組み合わせ例は表のとおりである。

等高線の精度についてみると、一般に地上測量に比べて多少は劣ると思われるが、地貌表現の正確さについてみると、地上測量では表現しきれない真実さを表現

できる。しかし、樹林地帯などの直接地肌を観測(指示)できない所では精度が落ちる。平地や裸地においては、C-factorで求められる精度を示している。

(注) ファクターとは、撮影高度を描画可能最小等高線間隔で割った数で、 $H-h=c \cdot \Delta h$ という関係がある。

H: 基準高, h: 地表面標高, Δh : 最小等高線間隔。
C: Cファクター, Cファクターは、写真の撮影条件、図化機械の性能、地形などによって異なるが、一般図化機で1200~2000くらいである。

空中三角測量の精度に影響する条件のうち、撮影高度、接続モデル数、標定点の配点等は重要であり、標定点に対空標識が設置してあるかどうかによっても大きく精度に影響される。また作業方法(機械法解析法)によっても若干精度が異なってくる。これらの問題は、文献によると平面位置については問題はないけれど、高さの測定精度について問題があるので、標定点の配点に際し標高基準点について特に注意を払う必要があるとしている。

航空三角測量の精度

接続モデル数	測定精度 (H=撮影高度)	写真1/10,000 H=1,500m	写真1/15,000 H=2,300m	写真1/25,000 H=3,800
1モデル内	H/10,000~ H/20,000	±15~7.5cm	±23~12.5cm	±38~19cm
2~3モデルごとに 基準点	H/7,000~ H/10,000	±22~15	±33~23	±55~38
5~6モデルごとに 基準点	H/5,000~ H/7,000	±30~22	±46~33	±76~55
10~15モデルごとに 基準点	H/5,000	±30	±46	±76

<注> 木本氏寿氏著「航空写真測量の実際」による。

☆ **現地資料調査は**

撮影した空中写真を現地に携行し、これを現地と照合して、写真上だけでは判読できなかった地物を調査したり、現地における各種資料をもとに写真上に記入する作業を現地調査といっている。写真上に記入するときは、あとの図化作業の精度にも関係するので、明確に記入するよう注意する。調査は、図化に先行する現調と、図化の完了した図化素図を現地に携行して、現地点検と補備測量を行う補備調査とがある。

☆ **航空写真の判読**

航空写真にうつっている各種の地形や地物を観察して、それが何んであるか判断する作業を、航空写真の判読といい、きわめて重要な作業である。

判読は理論より経験と習熟によることが大であるとされている。

図化するための判読は、写真によって、道路、田畑、森林、家屋等を見分けることを目的としているけれども、図化を必要としない場合でも、空中写真を用いているいろいろな調査が行なわれている。例えば、林相調査、森林蓄積調査(蓄積量の算出)、地質調査、土質調査、地下資源調査などがこれである。また考古学的調査のほか、山地崩壊調査、災害調査などにも欠くことのできないものである。

航空写真の判読は、次のような事を参考にする。

- ① 撮影条件 カメラの焦点距離、撮影高度、フィルムの種類、撮影時の天候、季節、時間など。
- ② 色調、陰影、形状
- ③ 実体視
- ④ 地方の特色と参考資料等

以上であるが、判読のとき、写真は影が手前にくるようにおくのがよい。これを反対におくと、高低を逆に見誤ることがある。

☆図化機による図化能率はどの程度か

実体図化機による図化面積を1時間につきAtとすると、平均して $At = \frac{St}{1000}$ (Atは実面積で、単位ha), $\frac{1}{St} =$ 図化縮尺といわれている。この中には標定、図化、等高線記入の時間は含まれているが、準備の時間は入っていない。

例えば、 $\frac{1}{St} = 1/2000$ のとき1時間につき2ha、1日6時間作業をしたとすると、 $2 \times 6 = 12$ haの図化ができることになるから、1km²の図化をする為には、約8日間位かかることになる。

実際の写真測量の能率は、図化面積よりむしろ写真の枚数に関係するので、枚数がわかっているときは、1枚が約30~60時間としてほしいの所要時間を算出する。

1枚当りの時間数は土地の状況、写真縮尺、図化の内容、縮尺などによって異なるが、ある統計によると表のようになっているが、詳細な積算原子は測量業協会で行っている歩掛表を参考にされるとよろしいでしょう。

図化機による図化能率

写真縮尺	図化縮尺	図上10cm ² の図化に要する時間	
1/6000~1/20000	1/1000	60~180分	平均 140分
1/8000~1/20000	1/2000	100~300	〃 185
1/15000~1/25000	1/5000	300~600	〃 400
1/20000~1/40000	1/10000	400~1200	〃 600

☆航測作業を監督する場合の着眼点

作業規定及び仕様書にしたがって、各作業工程に作業をしているかどうかを監督することはいうまでもないが、その各工程についての監督上の着眼点を個条書きにしてみましょう。

① 撮影作業

- ① 気象状況の把握と撮影地との関係において、基地選定が適切かどうか。
- ② 撮影飛行(傾斜角、重複度等)の適否。
- ③ 写真処理(現像、ムラ、汚等)が適切かどうかとキズ、雲等画面障害の有無。→印画でチェックしてみても支障がある場合ネガフィルムの検査を行なって不適なもの再撮影をさせる。
- ④ 指標が明確かどうか、印画焼で不明瞭な場合はポジフィルムを作らせて確認する。ポジ上でも不明の場合再撮影を命ずる。
- ⑤ 撮影記録と撮影日誌との矛盾点がないかどうか。

② 対空標識設置作業及び刺針作業

- ① 対空標識の使用材料、規格(大きさ)、形状が良いかどうか。
- ② 対空標識点の配点状況が計画通りかどうかと、設置位置選定の良否(色調、視界、磁針常数の決定、樹上設置の中心杭、新点に設置の場合磁針常数決定

は既知点使用)。

- ③ 対空標識の偏心観測の良否(取材角、方向線長、見取図、予備点の測定、測針の使用、磁針番号の記入、測定回数、太陽高度の考慮、偏心要素)
- ④ 刺針(刺針点の位置、刺針点の偏心)に誤りがないかどうか、許容範囲を越えた場合再測させる。
- ⑤ 空中三角測量作業
 - ① 表示密着空中写真、ダイヤポジ、パスポイント、タイポイントの選点と点刻の適否、(不適当なものは再作業をさせる)
 - ② 座標測定簿——標定、観測(測定)の適否、基準点残差表、タイポイント較差表、総合標定の残存縦視差、指標の残存誤差——計算の妥当性、座標変換に使用しなかった基準点の有無とその妥当性の有無。(計算の誤り、使用しなかった基準点の原因を究明し、後続作業に支障のないように指示する)残差、較差の適否。(制限を越えたものがあれば再測させる)
- ⑥ 図化作業
 - ① 図郭、方眼、基準点の展開の適否と基準点の展開もれがないかどうか。
 - ② 地物、等高線の図化の適否。
 - ③ 標高等等高線との不合理がないか。
 - ④ 図化範囲が適正であるか、図化不能部の処置は適当であるか。
 - ⑤ 図式の適用と表現の適否。
 - ⑥ 基準点、標高点の標高のあやまりはないか、標高点の選点、密度が不適当でないか。
- ⑦ 現地調査
 - ① 調査事項の脱落や誤りはないか、撮影後の変化箇所に対する処理は適切か。
 - ② 現地補備測量の補測状態のチェック。

☆公共測量の手続について

国又は公共団体が、公共測量を実施するときは、測量法(昭和24年法律第188号)に定める諸手続が必要になります。

① 公共測量とは(法第5条)国又は公共団体が土地の測量に要する費用の全部、若しくは一部を負担、補助して実施する測量で、

測量の面積が7km²(北海道は10km²)以上の三角、地形、平面測量。

測量の路線長が6km(北海道は10km)以上の多角測量。

〃 10km以上の水準測量。

基本測量又は公共測量の基準点を2点以上使用する測量等で、精度を必要とする測量は、公共測量となる。

② 公共測量を実施するときは、次の手続が必要で

ある。

- ① 測量作業規程の承認（法第33条）——測量の実施基準を定め、建設大臣の承認を得た作業規程に基づいて、公共測量を実施する。
- ② 公共測量を実施しようとするときは、あらかじめ、実施計画書を国土地理院長に提出する。（法第36条）
- ③ 基本測量の測量成果は、国土地理院長の承認を得て、使用することが出来る。（法第26・30条）
- ④ 公共測量の測量成果を得たときは、その写をすみやかに国土地理院長に送付する。（法40条第1項）
- ⑤ なぜ公共測量に伴う諸手続が必要か

公共測量成果の正確さ確保と、当該測量に関して適切な成果であるか否かの確認。又、公共測量の測量成果を広く利用を計るとともに、測量の重複を除き、その合理化を図るためである。

☆おわりに

現在では航空写真に関する参考書が数多く発行されており、今さら概論でもありませんが、順序不同ではございますが書いてみました。当社の石田威氏、先輩の鈴木惣一氏の文献を参考にさせて頂きました。紙面をもって感謝いたします。



農業土木専門技術機関

- ※ 農業開発事業の調査計画設計及び施工管理に関する業務
- 一般土木建築事業の調査計画及び設計に関する業務
- 前各号に付帯関連する一切の業務

株式会社 日本農業土木コンサルタンツ

代表取締役・農学博士 佐々木 四郎
社長
常務取締役 岡本 勇

東京都港区新橋5丁目34番4号 農業土木会館4階
TEL 直通 (434) 3 8 3 1 ~ 3

会

告

農業土木技術研究会役員等名簿

会 長	岡部 三郎	構造改善局建設部長
副 会 長	緒形 博之	東京大学教授
理 事	浅原 辰夫	構造改善局設計課長
〃	須恵 務	〃 水利課長
〃	伊藤 久弥	〃 農業土木専門官
〃	宮本 国雄	関東農政局建設部長
〃	高須 俊行	農業土木試験場水利部長
〃	善木 正敏	新潟県農地部長
〃	難波 康夫	水資源公団第二工務部長
〃	藤塚 太郎	農業土木事業協会専務理事
〃	永田 正薫	土地改良建設協会専務理事
〃	高嶺 進	三祐コンサルタント取締役
〃	久徳 茂雄	西松建設株式会社取締役
〃	内藤 正	大豊建設株式会社副社長
〃	宮城 好弘	三井建設株式会社理事
監 事	小林 俊昭	関東農政局設計課長
〃	岡本 勇	(財)日本農業土木コンサルタン ツ理事
常任顧問	福沢 達一	構造改善局次長
〃	井元 光一	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	小川 泰憲	八郎潟新農村建設事業団理事
〃	梶木 又三	参議院議員
〃	金子 良	日本大学教授
〃	小林 国司	参議院議員
〃	佐々木四郎	日本農業土木コンサルタンツ理 事長
〃	重政 庸徳	
〃	清野 保	愛知工業大学顧問
〃	高月 豊一	京都大学名誉教授
〃	田村徳一郎	明治大学講師
〃	中川 一郎	衆議院議員
〃	野知 浩之	
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
〃	山崎平八郎	衆議院議員
参 与	伊勢村正治	東北農政局設計課長
〃	小林 俊昭	関東農政局設計課長
〃	内山 則夫	北陸農政局設計課長
〃	村山 昶	東海農政局設計課長
〃	平井 公雄	近畿農政局設計課長
〃	八木 直樹	中四国農政局設計課長
〃	柴田巳千夫	九州農政局設計課長

参 与	塚本 健二	北海道開発局土地改良課長
〃	藤野 欣一	沖縄総合事務局土地改良課長
〃	皆川美智也	北海道農業水利課長
〃	須田 康夫	青森県土地改良第一課長
〃	佐藤 政基	岩手県農地整備課長
〃	湯浅 満之	秋田県農業水利課長
〃	熊野 茂夫	宮城県耕地課長
〃	山本 敏	山形県耕地第一課長
〃	佐藤 英明	福島県農地建設課長
〃	綿引 定幸	茨城県農地建設課長
〃	石川 近	栃木県土地改良第一課長
〃	佐藤 茂	群馬県耕地開発課長
〃	大木 知幸	埼玉県耕地計画課長
〃	斎藤 博雅	千葉県耕地第一課長
〃	仲田 真己	東京都農地課長
〃	飯塚 晴信	神奈川県農地整備課長
〃	葉袋 茂雄	山梨県耕地課長
〃	上條 堅一	長野県耕地第一課長
〃	鈴木 和可	静岡県農地企画課長
〃	内藤 克美	新潟県農地建設課長
〃	杉野 義明	富山県耕地課長
〃	服部 弘昌	石川県耕地建設課長
〃	森本 茂俊	福井県耕地課長
〃	杉山 勉	岐阜県農地計画課長
〃	天地 正	愛知県耕地課長
〃	鈴木 領	三重県耕地課長
〃	行村 敏男	滋賀県耕地指導課長
〃	片山 啓二	京都府耕地課長
〃	吉岡 孝信	大阪府耕地課長
〃	谷岡 恒男	兵庫県耕地課長
〃	宮内 義之	奈良県耕地課長
〃	中川 勇	和歌山県耕地課長
〃	中野 保男	鳥取県耕地課長
〃	高野 洋二	島根県耕地課長
〃	高杉 杜雄	岡山県耕地第一課長
〃	市原 正義	広島県耕地課長
〃	吉次 英雄	山口県耕地課長
〃	小泉 恵二	徳島県耕地課長
〃	大島 要	香川県土地改良課長
〃	檜垣潤一郎	愛媛県耕地課長
〃	山崎 正仁	高知県耕地課長
〃	井上吾一郎	福岡県農地計画課長
〃	小川 和広	佐賀県土地改良課長
〃	本村不二男	長崎県耕地課長
〃	近藤 阪衛	熊本県耕地第一課長
〃	八坂 一誠	大分県耕地課長
〃	瀬尾 悟	宮崎県耕地課長
〃	百元 和夫	鹿児島県農地整備課長

参 与	幸地長二郎	沖繩県耕地課長	東 京	前田建設工業㈱	2 口
幹 事	浅井喜代治	農工大学助教授	〃	三井建設株式会社	〃
〃	有川 通正	構造改善局水利課係長	青 森	田中建設㈱	〃
〃	青木 登	関東農政局建設部設計官	愛 媛	安藤工業㈱	〃
〃	伊藤 喜久	構造改善局技術課長補佐	山 形	前田製管㈱	1 口
〃	一川 保夫	国土庁計画調整局調整課専門調 査官	東 京	旭コンクリート工業㈱	〃
幹 事	植松宇之助	構造改善局防災課係長	大 分	梅林建設㈱	〃
〃	小木曾徳三郎	〃 開発課係長	東 京	技研興業㈱	〃
〃	小竿 真夫	水資源開発公団第二工務部	東 京	久保田建設㈱	〃
		副参事	〃	五洋建設㈱	〃
〃	亀田 昌彦	構造改善局開発課係長	大 分	㈱ 後 藤 組	〃
〃	川又 政圀	企画調整室課長補佐	〃	㈱ 佐 藤 組	〃
〃	片岡 泰三	構造改善局水利課係長	愛 知	塩 谷 組	〃
〃	高村 紀夫	〃 技術課係長	東 京	世紀建設㈱	〃
〃	戸上 訓正	〃 整備課係長	東 京	㈱ 武井工業所	〃
〃	中島 均	〃 防災課災害査定官	東 京	㈱ 田原製作所	〃
常任幹事	秋山 貞義	全国農業土木技術連盟事務局長	香 川	大成建設㈱高松支店	〃
〃	池田 実	構造改善局整備課課長補佐	大 分	高山総合工業㈱	〃
〃	中西 一継	〃 設計課農業土木専門官	東 京	中央開発㈱	〃
〃	山下 義行	〃 設計課課長補佐	岡 山	アイサワ工業㈱	〃
編 集 員	伊東 久弥	〃 設計課農業土木専門官	香 川	㈱チエリーコンサルタンツ	〃
編 集 委 員	幹事及常任幹事		東 京	東急建設㈱	〃

(五十音順)

賛 助 会 員

東 京	㈱ 荏原製作所	3 口	東 京	日本舗道㈱	〃
〃	㈱ 大 林 組	〃	〃	日本国土開発㈱	〃
〃	㈱ 熊 谷 組	〃	〃	日本プレスコンクリート工業㈱	〃
〃	久保田鉄工㈱	〃	〃	日本エタニットパイプ㈱	〃
〃	佐藤工業㈱	〃	〃	日曹マスタービルダーズ㈱	〃
愛 知	㈱三祐コンサルタンツ	〃	〃	日兼特殊工業㈱	〃
東 京	大成建設㈱	〃	〃	パシフィックコンサルタンツ㈱	〃
〃	㈱電業社機械製作所	〃	福 岡	藤増総合化学研究所	〃
大 阪	㈱西島製作所	〃	東 京	㈱ マルイ	〃
東 京	西松建設㈱	〃	〃	㈱ 丸島水門製作所	〃
〃	(財)日本農業土木コンサルタンツ	〃	石 川	真柄建設㈱	〃
〃	㈱ 間 組	〃	東 京	水資源開発公団	〃
〃	㈱ 日立製作所	〃	京 都	山品建設㈱	〃
〃	㈱ 青木建設	2 口	愛 知	若鈴コンサルタンツ㈱	〃
〃	株木建設㈱	〃	東 京	I N A 新土木研究所	〃
大 阪	㈱ 奥 村 組	〃	福 岡	新日本コンクリート㈱	〃
東 京	勝村建設㈱	〃	茨 城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	〃
大 阪	㈱栗本鉄工所	〃	東 京	日本技術開発㈱	〃
東 京	三幸建設㈱	〃	北 海 道	(財)農業近代化コンサルタンツ	〃
〃	住友建設㈱	〃	岩 手	菱和建設㈱	〃
〃	大豊建設㈱	〃	〃	丸伊工業㈱	〃

岩手	高弥建設(株)	1口	新潟	新潟ヒューム管(株)	1口
"	東北ブルドーザー工業(株)	"	富山	(株) 婦中興業	"
宮城	丸か建設(株)	"	"	八田工業(株)	"
"	上田建設(株)	"	石川	(株) 豊蔵組	"
"	北越ヒューム管(株)	"	福井	九頭竜川鳴鹿堰堤土地改良区	"
山形	東洋開発(株)山形支店	"	"	福井県土地改良事業団体連合会	"
"	佐藤興業	"	岐阜	岐阜県ベンチフリーウム協議会	"
山形	菱和建設山形営業所	"	兵庫	姫路設計(株)	"
茨城	社団法人茨城県建設業協会	"	岡山	(株) 大本組	"
"	茨城県調査測量設計研究会	"	広島	金光建設(株)	"
栃木	第一測工(株)	"	"	農林建設(株)	"
"	(有)八汐コンサルタンツ	"	徳島	佐々木建設(株)	"
群馬	大和設備工事(株)	"	"	(株)安原建設	"
"	高橋建設(株)	"	香川	青葉工業(株)	"
埼玉	(株)古都工務所	"	"	宮本建設(株)	"
千葉	堀内建設(株)	"	高知	須崎工業(株)	"
"	京葉重機開発(株)	"	"	(有)西沢組	"
東京	旭化成工業(株)	"	福岡	福岡県農林建設企業体岩崎建設(株)	"
"	前沢工業(株)	"	"	(株)古賀組	"
"	日本大学生産工学部図書館	"	佐賀	佐賀農業土木試験場佐賀支場	"
神奈川	神奈川農業土木建設協会	"	熊本	佐藤企業(株)	"
山梨	峡中土地改良建設協会	"	"	旭測量設計(株)	"
長野	小林建設工業(株)	"	鹿児島	九建コンクリート(株)	"
"	(株) 木下組	"	"	(株)土佐屋	"
静岡	社団法人静岡県畑地かんがい事業協会	"	岩手	新興技術(株)	"
"	静岡コンクリート製品協会	"			(順序不同)
新潟	山崎ヒューム管(株)	"			122社 160口
"	藤村ヒューム管(株)	"			

農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員							賛助会員		地方名	通常会員							賛助会員						
	県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社数	口数		県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社数	口数					
北海道	273	288	4	94	3	16	676	1	1	新潟	301	104	3	5	-	7	420	3	3					
東	青	森手	165	47	2	1	-	215	1	1	北	新潟	130	9	1	2	-	142	2	2				
		岩城	105	19	3	3	-	130	5	5		石川	90	92	4	3	-	190	2	2				
		宮秋	103	87	7	24	-	229	3	3		福井	109	7	-	-	-	116	2	2				
		山形	192	36	-	19	30	279	1	1		小計	630	212	8	10	-	8	868	9	9			
山	福	島	164	34	5	4	207	4	4	東	岐阜	55	12	5	3	17	1	93	1	1				
		小計	150	42	-	-	1	194	-		-	愛	75	85	1	86	60	9	316	3	5			
関	東	茨城	118	25	0	4	7	156	4	4	北	重	46	28	1	1	24	1	101	-	-			
		栃	79	22	5	3	2	113	3	3		小計	176	125	7	90	101	11	510	4	6			
		群	57	20	-	-	6	83	2	2		近	滋	66	22	-	4	6	-	98	-	-		
		馬	74	16	-	8	5	110	1	1			賀	60	67	9	24	2	1	163	1	1		
		玉	120	27	2	-	68	10	227	2			2	京	50	-	6	41	18	7	122	3	7	
		京	1	187	13	276	42	30	549	43			75	大	98	45	3	1	-	2	149	1	1	
		奈	47	29	-	5	-	17	98	2			1	兵	70	11	-	-	-	3	84	-	-	
		川	2	11	-	1	-	1	15	1			1	和	58	18	-	-	-	1	77	-	-	
		山	110	11	4	-	5	3	133	2			2	歌	小計	402	163	18	70	28	14	693	5	9
		長	149	33	-	1	-	1	184	2			2	小計										
静	小計	757	381	24	298	135	73	73	65	93														

中 ・ 四 国	鳥島	55	3	4	-	-	62	-	-	九	福	54	22	10	29	21	8	144	4	4	
	取根	39	18	6	-	-	65	-	-	州	岡	63	20	2	2	-	3	90	1	1	
	岡山	80	98	5	2	-	186	3	3	熊	本	12	2	1	-	-	1	16	-	-	
	広島	38	-	-	1	-	40	2	2	大	崎	122	86	-	4	-	4	216	2	2	
	山口	51	-	-	-	-	51	-	-	宮	島	117	24	-	-	-	-	141	4	4	
	徳島	36	19	-	-	6	-	61	2	2	児	郷	78	19	3	-	-	100	-	-	
	香川	56	15	4	3	15	3	96	4	4	沖		98	18	1	-	-	117	2	-	
	愛媛	33	10	5	4	1	2	55	1	2	小計		-	14	2	-	-	17	-	-	
	高知	25	-	1	-	-	2	28	2	2	内地計		544	205	19	36	21	16	841	13	11
	小計	413	163	25	10	22	9	644	14	15	外国		21	-	-	-	-	-	-	-	-
										合計		4,095	1,800	122	659	339	158	7,152	-	-	

編集後記

先の台風17号は各地に大きな災害の爪痕を残しました。今回の台風は移動速度が小さかったこともあって、各地で記録的な豪雨が発生した。このため各地において予想を越える災害が発生し、台風による被害額としては最大の規模に達するといわれています。今回の災害のうち、岐阜県長良川で発生した堤防決壊は、頭首工の築造等河川とかかわりを持つことの多い農業土木技術者として、長雨のあと溢れによることなく、決壊に至ったという事について、注目すべき事故であると思います。

近年発生した河川災害のうち、河川管理の瑕疵を理由に係争中のものが20件に及ぶといわれています。例えば、本年2月一審判決のあった大阪府の「大東水害」、50年7月一審判決のあった新潟県の「加治川水害」、そして農業土木とかかわりの最も深い、49年9月1日東京都狛

江市で発生した「多摩川災害」等があります。

本年7月16日制定された「河川管理施設等構造令」には、各工作物の構造の基準の規定に先だって「付近の河川管理施設の構造に著しい支障を及ぼさない……」と規定されております。今後、河川区域内に頭首工や樋管等の工作物を設置する際には、当該施設が必要とする安全度を確保することは勿論であります。他の河川管理施設に対して支障を及ぼさないよう十二分の配慮を行い、かりにも頭首工等の施設が河川管理施設の被災の原因となつてはならないという感を深くします。

本号は25号に続いて一般号となりました。講座「知っておくべき測量技術のポイント」は第2回目となりました。あと2回を含め全体で4回となる予定です。従来の講座と多少異なる趣向であります。会員の皆様方のご意見と、あわせて講座に対する要望をお願いします。

(中西記)

水と土 第26号

昭和51年9月30日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

農業土木技術研究会
TEL (436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 東京都新宿区下落合2-4-12

一世印刷株式会社
TEL (952) 5651 (代表)