ISSN 0386－5878
土木研究所資料 第1915号
マイクロフィルム第 号

昭和57年度

土木研究所講演会

講演集

昭和58年3月4日

建設省土木研究所

Copyright © 1983 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

目　　次

1. 河川事業における2，3の話題
——流域総合治水，湖沼浄化等——……河川部長　山口高志……1

2. 土木工学におけるリモートセンシング技術利用の現況と将来
……東京大学名誉教授，東京理科大学教授　丸安隆和……43

3. コンクリートダムの合理化施工……ダム部長　城島誠之……65

4. 土砂災害の実態と対策技術の動向……砂防部長　安江朝光……95

5. 杭の打止め管理式に関する考察……機械施工部長　千田昌平……115

河川事業における2，3の話題

——流域総合治水，湖沼浄化等——

河川部長　　山口高志

河川事業における2，3の話題

——流域総合治水，湖沼浄化等——

はじめに

昨年ほど治水の話題が，言い方がわるいが豊富だった年はあまりない。8月の台風10号，そして9月の台風18号，いずれも全国的な規模で，日本を襲い，各地に災害をもたらした。とりわけ台風18号は，9月10日から13日にかけて，各地に豪雨をもたらし，全国の直轄河川で警戒水位を超える水系27，そして一部で計画高水位を超える水系4という猛威をふるった。

相対的に大洪水の少い関東地方でも，一昨年小貝川に破堤災害をもたらした昭和56年台風15号に続いて，台風10号および18号が，利根川にそれぞれ11,000 m^3/s 規模の洪水をもたらし，幸い破堤等の災害はなかったが，あわやという事態を処々に惹起させ，護岸の被害や漏水等の災害，そしてある意味では種々の教訓を残してとびさった。

本質的に脆弱な都市河川についても，例外ではなく，例えば関東の綾瀬川流域などでは，54年以来3度目の激特事業採択かと思わせる浸水はんらんに見舞われ，その体質的な洪水に対する弱さを露呈したのであった。集中豪雨のはしりといわれた32年の，しかも長崎のすぐそばの諫早本明川の災害，近くは7時間で500mm という49・7・7静岡七夕豪雨を上まわる集中豪雨のために長崎は一瞬のうちに泥の海と化し，尊い人命299が奪われた。

そしてこの一年を締めくくるかのように，12月10日には，51年の「長良川安八水害訴訟」の判決が原告の主張を認める形で，岐阜地裁よりいいわたされた。

そういった意味で，昨年は自然の，ひいては洪水の脅威を今更ながら，ほんとうにしみじみ知らされた年であったし，また土でできた堤防に対する洪水の恐ろしさを痛切に感じさせられた年でもあった。

ここでは，これらについて感じたことをまとめ，今後の治水への資としたい。

一方河川環境管理に対する河川審議会からの答申が一昨年12月に出され，河川のもつ環境的な機能への配慮の必要性が指摘された。

上記と直接の関係はないが，土木研究所で，かねて要求していた，建設技術開発総合プロジェクトのテーマ「湖沼の総合的管理技術の開発」が認められ，57年度からスタートすることになり，私事で恐縮だが，6月土研へ着任早々の筆者は，これにたずさわることになった。患らう「湖沼」を浄化する，これはいいことだと気楽に入っていった筆者ではあったが，徐々にこれらの湖沼の置かれている実状がわかっていくにつれ，「湖沼」の蘇生が，そんな生やさしいものではないことが理解されて来た。これについても，少ない知識からのことなので，警鐘だけに終るかもしれないが，今後の方向をさぐってみたい。

1. 大河川の治水

1.1 台風10号および18号と利根川

台風10号，18号両洪水の概況については，関東地建のまとめからそっくり流用させていただいた。なお文献(1)と(2)の重複部分については文献(2)から(1)に一部まわすなど，筆者が一部再編集したことをおことわりしておく。

台風10号洪水の概要

1. 台風の経過

7月24日3時に南鳥島の南南東約1,100キロの海上で発生した台風第10号は，北西に進みながら大型で非常に強い台風に発達した後，日本の南海上を北上して8月2日0時すぎ愛知県渥美半島に上陸し，中部地方西部を通って日本海に抜け，同日15時には秋田市の西方約400キロの海上で温帯低気圧となった。（図－1.1参照）。

2. 雨量状況

台風が本土に接近するにつれ，降雨は，31日夕方から降り始め，関東地方全域で31日及び8月1日の2日間に50～500ミリを記録した。最も多く降った地域は，利根川水系の片品川，渡良瀬および鬼怒川流域で300ミリ以上，荒川上流域から多摩川上流域にかけて 200～450ミリ以上，相模川上流から富士川の早川流域にかけて400ミリの降雨を記録した。

また，その他の平野部では，50～200ミリの降雨を記録し，各河川で警戒水位を大幅に越える大出水となった（図－1.2，表－1.1～1.2）。

3. 出水状況

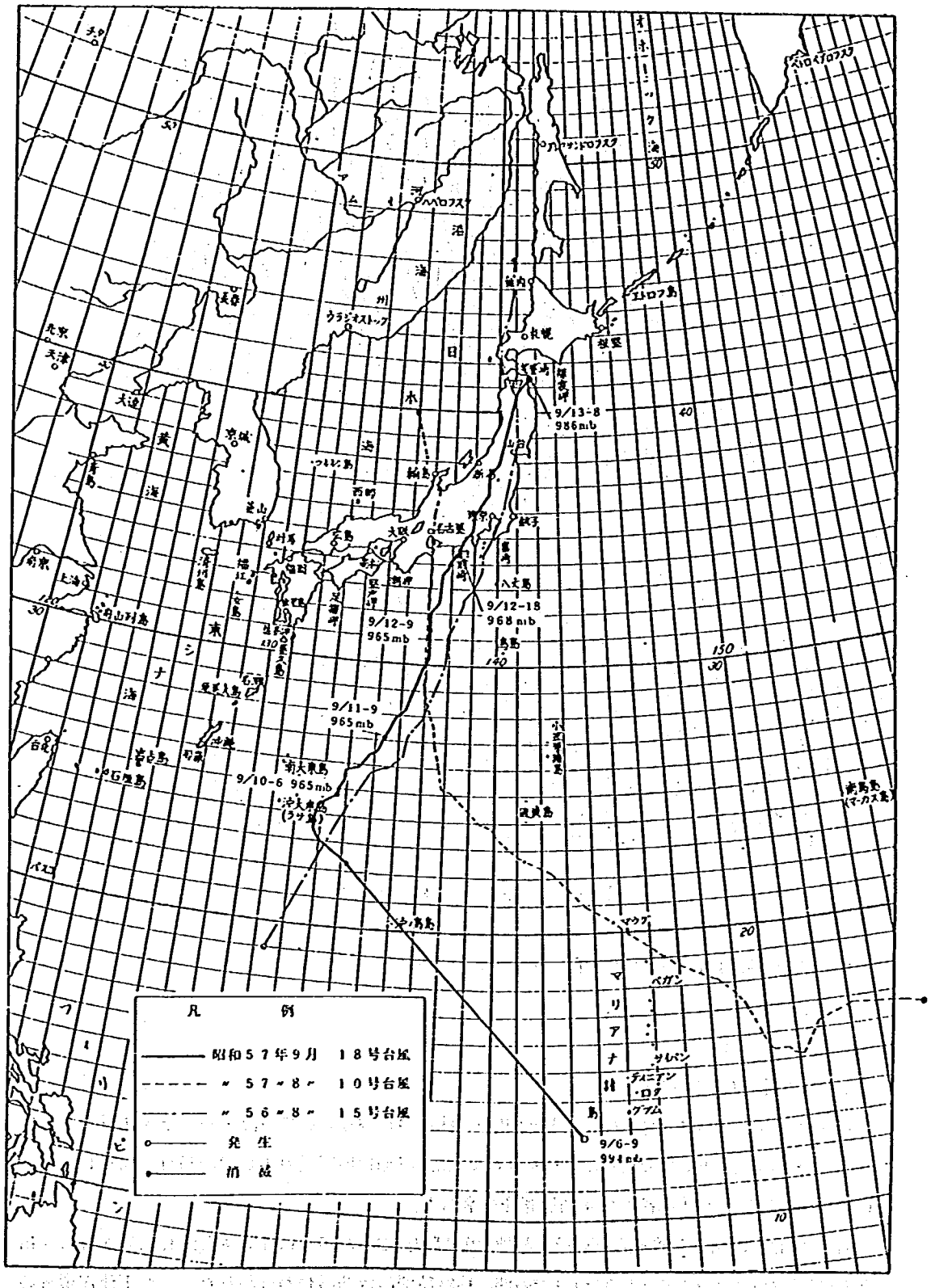
関東各河川の出水状況は，利根川水系の河川を始め，管内7水系21河川で警戒水位を越えた。

利根川の栗橋地点では2日11時30分に計画高水位にあと70センチ余りに迫る昭和22年のキャスリン台風以来の大出水となった。

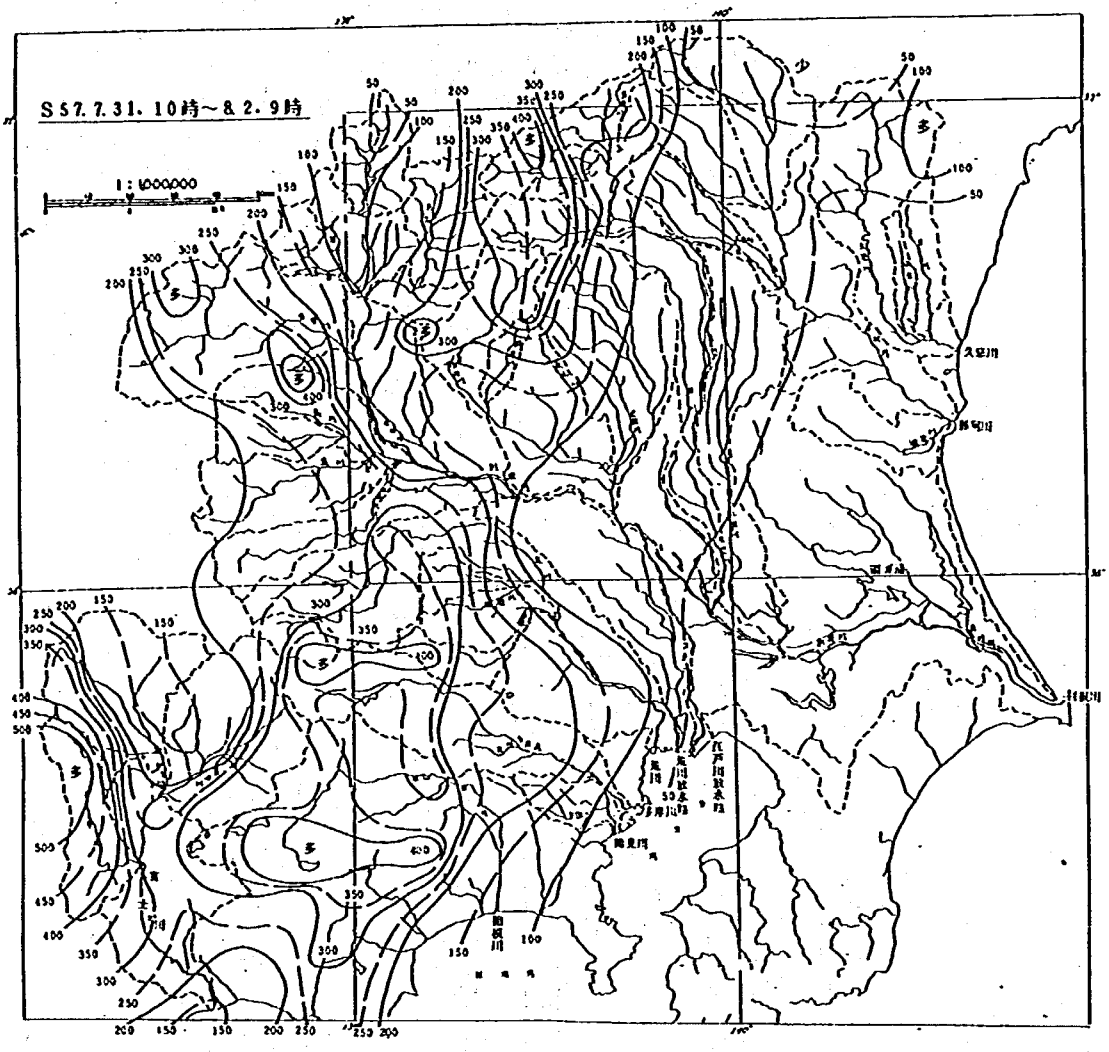
又，今回最大の洪水を記録した富士川を見ると清水端地点で8月1日18時に指定水位の3.00メートルおよび警戒水位の3.40メートルを同時に突破し，2日3時頃最高水位9.40メートルを記録した（表－1.3～1.4）。

4. ダムの洪水調節

台風10号による降雨により藤原ダムを除く管内各ダム（公団ダムを含む）への流入量は，1日夜半から，2日早朝にかけて洪水流量に達し，2日3時から5時にかけて，最大流入量となり，利根川各ダムで毎秒約2,400立方メートル，鬼怒川2ダムで毎秒約1,800立方メートルの洪水調節を行った。


凡例
昭和57年9月 18号台風
〃 57〃8〃 10号台風
〃 56〃8〃 15号台風
発生
消滅
9/13-8
986mb
9/12-18
968mb
9/12-9
965mb
9/11-9
965mb
9/10-6 965mb
9/6-9
994mb
ウラジオストック
ハバロフスク
ペトロパブロフスク
エトロフ島
北京
天津
大連
京城
釜山
上海
南京
青島
大阪
名古屋
八丈島
南大東島
沖大東島
(ラサ島)
沖ノ島島
ベガン
サイパン
ティニアン
ロタ
グアム
マリアナ諸島
黄海
東シナ海
日本海
オホーツク海
フィリピン
150
140
130
120
110
40
30
20
10

図－1.1 台風経路図



図－1.2　総　降　水　量　図

これらの総調節容量は約64,000千立方メートルである。

5. 洪水体制

省　略

6. 水防活動（一部省略）

管内8水系の各河川は，台風の接近とともに降雨状況の把握ならびに以降の降雨と流出量の予測作業を実施し，流出の早い鶴見川および多摩川では台風上陸約12時間前の1日12時30分，同日13時35分に水防団に対し各々「準備」の水防警報を発令した。

利根川では水防警報基準観測所の最上流端の八斗島で1日18時30分に「準備」同日20時30分に「出動」が発令され2日18時00分「解除」までの間，約24時間の水防活動が行われた。また下流部須賀の

表－1.1　主要雨量観測所（総降水量）

水系名	河川名	観測所名	既往最大総降水量		総降水量		
			年月日	降水量	S.56.8 21～23	S.57.8 7.31～8.3	S.57.9 10～12
利根川	利根川	湯ノ小屋	S.33.9.16～18	231	119	121	164
〃	赤谷川	川古	S.36.6.23～30	365	206	155	180
〃	片品川	菌原	S.56.8.21～23	187	187	200	222
〃	吾妻川	応桑	S.56.8.21～23	259	259	283	231
〃	〃	中之条	S.56.8.21～23	411	411	228	182
〃	鏑川	下仁田	S.40.8.23～25	609	237	221	257
〃	烏川	高崎	S.22.9.13～15	411	232	289	226
〃	神流川	下久保	S.57.7.31～8.3	322	310	322	344
〃	渡良瀬川	足尾	S.24.8.30～31	439	388	344	239
〃	大芦川	草久	S.21.7.29～8.1	360	243	218	268
〃	男鹿川	中三依	S.56.8.21～23	327	327	246	258
〃	鬼怒川	日窪平	S.57.7.31～8.3	455	386	455	384
〃	大谷川	日光	S.34.8.12～14	429	335	384	309
〃	五行川	祖母井	S.13.6.27～7.1	346	79	146	182
〃	中川	熊谷	S.52.8.13～20	300	141	145	326
荒川	荒川	三峰	M.40.8.20～27	920	317	407	336
〃	〃	野上	M.40.8.21～27	594	347	421	346
〃	入間川	名栗	S.25.7.27～29	527	343	523	364
多摩川	秋川	桧原	S.57.7.31～8.1	517	306	517	334
〃	多摩川	多摩	S.33.9.22～26	351	89	264	279
鶴見川	谷本川	鶴川	S.51.9.8～11	337	76	265	262
相模川	相模川	石割	S.57.7.31～8.3	683	468	683	490
〃	中津川	才戸橋	S.57.7.31～8.3	240	94	240	128
富士川	釜無川	釜無	S.57.7.31～8.1	415	129	415	267
〃	笛吹川	三富	S.34.6.21～7.1	380	154	256	240
〃	早川	野呂川	S.57.7.31～8.3	682	286	682	355
久慈川	久慈川	栃倉	S.36.6.23～30	266	143	144	136
〃	〃	大子	S.36.6.23～7.4	306	85	128	133
那珂川	箒川	塩原	S.56.8.21～23	359	359	222	232
〃	蛇尾川	太田原	S.32.8.5～13	443	93	113	178

表－1.2　流域平均雨量（mm）

水系名	河川名	流域名	既往最大		S.22.9	S.56.8	S.57.8	S.57.9
			年月日	平均雨量				
利根川	利根川	八斗島上流	S.22.9.13	320	320	240	200	210
〃	渡良瀬川	藤岡上流	S.22.9.13	260	360	200	190	240
〃	利根川	栗橋上流	S.22.9.13	310	310	210	190	220
〃	鬼怒川	水海道上流	S.34.8.11	350	290	270	230	290
〃	利根川	取手上流	S.22.9.13	310	310	220	190	230
〃	小貝川	黒子上流	S.13.6.27	300	180	70	60	200
荒川	荒川	治水橋上流	M.43.8.8	480	450	230	270	330
多摩川	多摩川	石原上流	S.22.9.13	380・	380・	220・	300・	330・
鶴見川	鶴見川	全流域	S.13.6.28	370・	－	70・	130・	220・
相模川	相模川	厚木上流	S.22.9.13	460・	460・	270・	340・	410・
富士川	富士川	清水端上流	S.22.9.13	290・	290・	170・	240・	280
〃	〃	北松野上流	S.22.9.13	330・	330・	210・	290・	340
久慈川	久慈川	全流域	S.13.6.28	240・	220・※	120・	(130)	100
那珂川	那珂川	〃	S.16.7.21	290・	270・※	110・	(100)	170

注）（　）は台風から次の低気圧まで含む（6日雨量）
※は算術平均，その他は，ティーセン係数による。
・印は2日雨量，その他は3日雨量

表－1.3　主要観測所における最高水位一覧表

＊水位はすべて現在の水位標の読み値

水系名	河川名	観測所名	水位諸元			既往最高		S 56. 8 台風第15号		S 57. 8 台風第10号		S 57. 9 台風第18号	
			指定水位	警戒水位	計画高水位	最高水位	生起日時	最高水位	生起日時	最高水位	生起日時	最高水位	生起日時
利根川	利根川	八斗島	m 0.80	m 2.50	m 5.28	m 5.28	S22年9月15日 時	m 3.02	日 時 23-10	m 3.32	日 時 2- 6	m 3.12	日 時 13- 2
	〃	栗橋	2.70	5.00	9.05	9.17	S22- 9 16	7.47	23-16	8.30	2-11:30	8.25	13- 6
	〃	取手	2.50	5.40	7.93	8.90	S16- 7 23	6.50	24- 2	6.95	2-20	7.32	13-13
	〃	布川	4.70	7.30	9.44	10.14	S16- 7 23	8.08	24- 3	8.48	2-23	8.90	13-14
	〃	横利根	2.10	2.85	5.02	5.76	S25- 8 6	3.21	24- 5	3.67	3- 3	4.12	13-21
	烏川	岩鼻	1.00	3.30	4.79	5.07	S22- 9 15	2.60	23- 8	3.39	2- 3	2.48	12-20
	神流川	若泉	2.00	3.00	—	4.90	S34- 8 14	3.97	23- 7	4.38	2- 2	4.21	12-19
	渡良瀬川	足利	3.00	3.30	6.54	6.14	S22- 9 15	3.30	23-8:30	3.55	2- 6	3.42	13- 1
	鬼怒川	水海道	1.50	3.50	6.50	7.40	S22- 9 16	4.69	23-19	4.62	2-19	5.57	13-11
	小貝川	黒子	2.50	3.80	6.03	5.10	S13- 6 30	3.42	23-16	4.16	4- 1	5.32	13-11
	常陸利根川	出島	1.30	1.90	2.85	1.94	S36- 7 1	1.23	26-22	1.35	5-20	1.83	16- 5
	江戸川	野田	4.60	6.30	9.34	8.37	S22- 9 16	6.33	23-22	7.08	2-17	7.20	13-10
	中川	吉川	3.30	3.60	4.75	4.39	S41- 6 29	2.68	24- 1	3.24	2- 6	3.97	12-24
	綾瀬川	谷古宇	2.70	3.00	4.10	3.91	S41- 6 29	2.50	23-12	2.93	2- 5	3.74	12-23
荒川	荒川	熊谷	3.00	3.50	7.35	4.74	S57- 8 2- 5	3.59	23- 7	4.74	2- 5	4.13	12-23
	〃	治水橋	7.00	7.50	14.50	10.26	S57- 8 2-14	7.83	23-19	10.26	2-14	10.20	13- 6
	〃	岩淵水門(上)	3.00	5.10	8.57	8.60	S22- 9 16	2.91	23-24	5.51	2-19	5.65	13-10
	入間川	小ケ谷	2.00	2.50	4.90	注) 2.69	S54-10 19	2.06	23- 7	2.51	2- 5	2.44	12-18
多摩川	多摩川	調布橋	0.20	1.00	4.70	1.40	S49- 9 1	0.59	23- 6	1.44	2- 4	0.01	12-20
	〃	石原	4.00	4.30	5.94	6.80	S16- 7 21	4.68	23- 8	6.12	2- 4	4.79	12-21
	浅川	浅川橋	1.90	2.20	3.58	2.77	S49- 9 1	1.91	23- 5	2.39	2- 1	2.44	12-19
鶴見川	鶴見川	亀の子橋	5.30	5.80	8.27	8.10	S51- 9 9	4.38	23- 5	6.71	2- 2	8.48	12-16:30
	〃	末吉橋	2.20	2.70	3.82	4.18	S41- 6 28	1.32	23- 9	1.79	2- 3	4.05	12-17:30
相模川	相模川	神川橋	4.50	5.50	9.26	7.14	S57- 8 2- 4	5.70	23- 7	7.14	2- 4	6.44	12-20
富士川	富士川	清水端	3.00	3.40	10.65	9.40	S57- 8 2- 3	5.13	23- 4	(9.40)	(2- 3)	6.76	12-22
	〃	北松野	4.00	4.50	9.33	10.07	S34- 8 14	2.44	23- 6	8.75	2- 5	7.36	12-20
	釜無川	浅原橋	4.30	4.60	5.95	5.44	S57- 8 2- 2	4.27	23- 3	5.44	2- 2	4.73	12-21
	笛吹川	桃林橋	1.80	2.50	6.63	5.40	S34- 8 14	1.66	23- 7	4.16	2- 3	(3.12)	(12-22)
久慈川	久慈川	榊橋	2.70	3.70	7.26	注) 7.32	S13- 6 30	4.40	23-17	4.65	3-24	5.76	13- 6
那珂川	那珂川	水府橋	3.00	4.00	8.15	9.00	S22- 9 16	5.14	23-19	4.27	3-24	7.05	13-10

注）零点高が不明なもの
（　）推定

表－1.4　主要観測点における最大流量一覧表

水系名	河川名	観測所名	計画高水流量	既往最大 生起日時	既往最大 最大流量	S 56. 8 台風第15号 生起日時	S 56. 8 台風第15号 最大流量	S 57. 8 台風第10号 生起日時	S 57. 8 台風第10号 最大流量	S 57. 9 台風第18号 生起日時	S 57. 9 台風第18号 最大流量	備考
利根川	利根川	八斗島	16,000	S24. 9 1	10,480	23－ 9	7,370	2－ 5	7,500	13－ 2	8,000	
	〃	栗橋	17,000	S57. 8 2	11,120	23－17	8,170	2－11	11,100	13－ 5	11,600	
	〃	取手	10,500	S16. 7 23	9,200	23－21	6,430	2-16:30	7,300	13－ 8	7,800	
	〃	布川	8,000	S23. 9 13	7,500	24－ 0	6,110	2－20	6,800	13－11	7,800	
	〃	佐原	8,000			24－ 6	6,030	3－ 4	7,100	13－19	6,900	
	烏川	岩鼻	6,900	S22. 9 15	6,700	22－18	1,330	2－ 4	4,800	12－20	3,100	
	神流川	勅使河原	2,000					2－ 3	1,700	13－21	800	
	渡良瀬川	足利	4,000	S41. 9 25	4,100	23－ 8	1,420	2－ 7	1,600	13－ 1	1,400	
	鬼怒川	水海道	5,000	S24. 9 1	3,920	23－17	2,020	2－19	1,700	13－10	2,300	
	小貝川	黒子	1,300	S41. 6 29	800	23－13	330	3－20	420	13－ 6	580	
	江戸川	野田	6,300	S34. 8 14	3,800	23－22	1,840	2－15	2,300	13－ 9	2,800	
	中川	吉川	1,100	S52. 8 19	360	(23－16)	(220)			13－10	550	
荒川	荒川	熊谷	6,300	S57. 8 12-22	5,570	23-7:30	2,690	2－ 5	5,600	12－22	3,700	
	〃	治水橋	7,000	S57. 8 2-11	4,520	22－17	2,220	2－11	4,500	13－ 4	4,900	
	〃	新荒川大橋	7,000	S22. 9	7,020	23－20	2,080	2－16	4,600	13－ 8	5,300	
	入間川	芳野	4,500			23－12	1,080	2-7:30	2,300	12－21	3,000	
多摩川	多摩川	調布橋	2,600			(23－ 5)	(1,210)	2－ 3	2,100	12－20	650	
	〃	石原	6,500	S22. 9-14	4,120	23－ 6	2,110			12－17	2,700	
鶴見川	鶴見川	亀の子橋	1,500	S51. 9 9	640	(23－ 5)	(84)	2－ 2	340	12－17	670	
	〃	末吉橋	1,300					2－ 2	330	12－17	1,400	
相模川	相模川	神川橋	7,500			23－ 7	2,100	2－ 4	5,200	12－21	3,000	
久慈川	久慈川	樹橋	6,000	S22. 9 16	3,870	(23－18)	(900)	4－ 2	1,100	13－ 7	1,900	
那珂川	那珂川	水府橋	5,000	S28. 9 27	4,800	23－18	1,580	3－22	1,200	13－10	2,900	

(　)はピークが把握できなかったもの
S 57. 9 流量は，観測最大概算流量であり，精査の必要がある。

基準観測所では2日4時00分に「待機」同日8時00分「準備」同日11時00分に「出動」5日10時30分に「待機」その後6日13時00分に至って「解除」が発令された。

主な水防作業を上げれば，利根川では表むしろ張1ケ所，土のう積7ケ所，月の輪23ケ所が行われ，荒川の本川では月の輪1ケ所，支川越辺川，都幾川でそれぞれ1ケ所で土のう積を実施した。

7. 直轄河川の災害状況

台風10号による降雨は関東地方に梅雨前線が停滞していた影響も受け，全域にわたって大雨をもた

らし，管内７水系21河川が警戒水位を越える近年にない大出水となった。

このため被害も広範囲におよび，堤防，護岸等の破損をはじめ，河岸の浸蝕や堤脚等からの漏水が多発した。

管内，河川管理施設の災害は８月９日現在277ケ所で，その復旧見込額は約 31,000 百万円に及んでいる。

台風18号洪水の概要

1. 台風の概要

９月６日９時グアム島の南西約200kmの海上で発生した台風第18号は，次第に発達しながら北西に進み，10日には沖大東島近海に達し，ここで急に進路を北東に転じ，このまま房総沖を通過するかに見えたが，北緯30°附近に達した12日からは向きを北寄りに転じ本土を直撃するコースとなり，速度を次第に早めながら北上し，12日18時頃静岡県御前崎附近に上陸した。上陸後は更に速度を早め，次第に勢力を弱めながら関東地方から東北地方を縦断し，13日８時に下北半島を通って津軽海狭東部で温帯低気圧となった（図－1.1）。

2. 降雨状況

関東地方の降雨は，台風18号の北上と共に10日午前中から降り始め，各観測所とも記録的な豪雨となり，12日の夜半にほとんどの地域で降りやんだ。

総降雨量の傾向は，11～12日に多く関東地方の西側地域にややかたよって集中的に降っている特徴があるが，平野部においても200mm以上降っており，近年まれな豪雨であった。

今回の降雨の特徴の一つは，最大時間雨量の発生した時刻が利根川水系では12日14～22時，荒川水系12日15～16時，多摩川水系12日15～16時，鶴見川水系12日14～15時，相模川水系12日15～20時，富士川水系12日13～18時，久慈川水系12日17～19時，那珂川水系12日17～19時と，どの水系でも短時間に集中していることである。

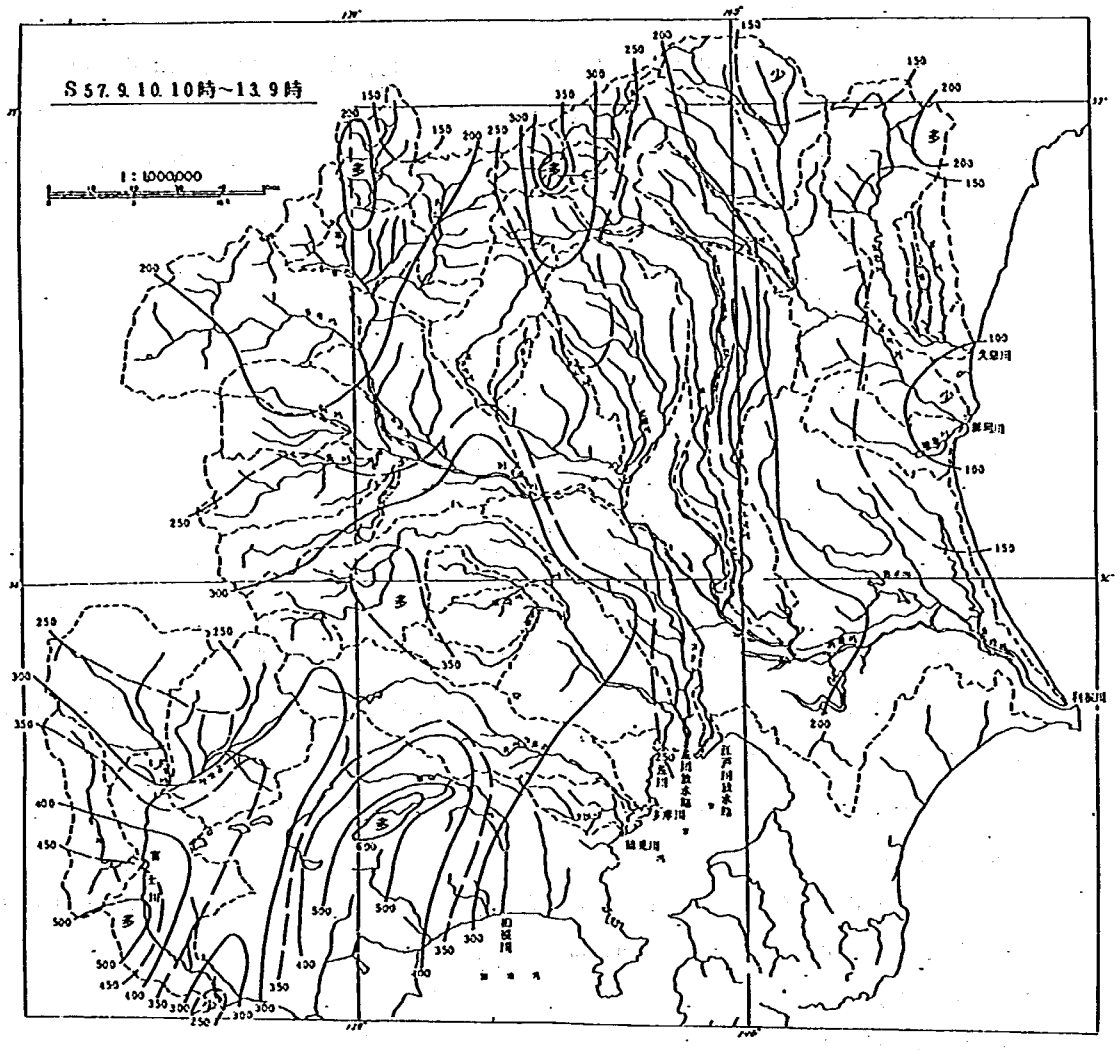
また，流域平均雨量をみると，利根川水系では，八斗島上流域約210mm，渡良瀬川約240mm，栗橋上流域約220mm，鬼怒川約290mm，取手上流域約230mm，小貝川で約200mm とほとんどの流域で200mmを超えた（図－1.3，表－1.1～1.2）。

3. 出水状況

台風第18号は関東全域に強い降雨をもたらし，関東地方では，管内の一級８水系全てにおいて警戒水位を越える出水となった。各河川の出水概況は次の通りである。

(1) 利根川水系

利根川では栗橋地点で8.25m，芽吹橋で7.30m，取手で7.32m，布川で8.90m，横利根で4.12mと警戒水位を大きく越え，特に下流部においては，押付で7.82mと計画高水位に約20cmと迫り，昭和57年８月の出水を上回るものとなった。



図－1.3　総降水量図

主要支川で大きな出水となったのは，渡良瀬川，鬼怒川，小貝川で，渡良瀬川の早川田（上）で6.47m，鬼怒川の水海道で5.57m，小貝川の上郷で4.74mと警戒水位を大きく上回り，特に小貝川では，黒子地点で既往最高水位を上回る出水となった（表－1.3～1.4参照）。

以下省略

4.　ダム等による調節

(1)　ダムによる調節

台風第18号の降雨により，藤原・薗原ダムを除く管内各ダム（公団ダムを含む）への流入量は，12日夕方には，洪水流量に達し，12日夜半には，最大流入量となり，利根川各ダムで毎秒約1,200立方メートル，鬼怒川2ダムで毎秒約1,000立方メートルの洪水調節を行なった。

これらの総調節容量は約51,000千立方メートルである。

(2) 調節池による調節

利根川水系の渡良瀬第1，第2及び田中・菅生の各調節池では台風第18号の降雨による利根川の増水により，渡良瀬第2調節池で13日2時10分に越流堤からの流入が開始されたのをはじめ，各調節池でも4時30分頃までに次々と越流を開始し洪水調節を行った。渡良瀬調節池での最大越流量は約1,100 m^3/s で，約33百万m^3を調節し，田中・菅生調節池では約1,600m^3/sの越流により約67百万m^3 を調節した。

5. 洪水対策活動

省 略

6. 水防活動

管内8水系の各河川では，63の基準地点で水防警報を発令し，これに対して86ケ所で約6,400 人の水防団が出動し水防作業を実施した。

利根川水系では，利根川，江戸川，小貝川等各河川の72ケ所において約4,500 人の水防団が出動し，漏水，法崩れ，溢水等に対し月の輪，シート張り，土のう積み等の水防作業を実施し，特に綾瀬川では，約500人の水防団による土のう積みにより溢水氾濫を最小限にくい止めた。

荒川水系では，本支川合わせて9ケ所で約900人の水防団員が出動し，漏水，堤防亀裂等に対し月の輪，土俵積み，五徳縫い等を行った。

また，その他浅川，富士川では法面崩壊に対し木流しを鶴見川では溢水に対し土のう積み等の水防作業を実施した。

このように各河川において懸命な水防活動を行った結果，今回の出水が関東地方では昭和22年のカスリーン台風以来の大出水であったが，大事には至らなかった。

7. 災害の概要

(1) 施設災害

今回の出水では，破堤はまぬがれたものの，堤防の法崩れ，護岸等の決損，水門部漏水による堤体のかん没等約170箇所約140億円の施設災害が発生しているが，そのうち緊急の復旧を要するケ所，工事費で約4億円となった。

(2) 一般被害

一般災害は，未改修区間の無堤部からの越水等外水によるものと，内水によるものがある。今回の出水では，ピーク水位が高かったため，無堤部からの越水が非常に多いが昨年来の洪水の教訓もあり，水防活動が積極的に行なわれたことで相当数の越水が防御されている。

越水により一般災害が特に激甚であった箇所は，利根川下流部の銚子市，波崎町，那珂川下流部の水戸市，勝田市，鶴見川下流部の横浜市，綾瀬川の草加市，八潮市，越谷市である。詳細については現在調査中であるが9月18日時点での集計では，外水氾濫による浸水面積4,070ha 浸水戸数33,356戸となっている。

これらの洪水では，わが土木研究所でも，各研究室の若手が例えば，流観現場に，あるいはビデオによる浮遊物を利用した流速観測に，あるいは，河川公園施設の被災状況調査にと活躍してくれた。筆者もテレビあるいは古巣の江戸川工事事務所の河川情報を随時もらいながら一喜(?)一憂していたものである。台風10号のとき 11,000 m^3/s 規模，計画高水位下 75 cm にも，一昨年の小貝川災害を想起して，一体利根川の堤防がほんとうにもつのかとはらはらしたし，地建そして各河川事務所の所長を始め，各課各出張所の職員の緊張，御苦労がジカに伝わってくるような気がした。とりわけ，台風18号の際には，栗橋でのピークがすぎ，ほぼ規模は台風10号並みということで，懸念なしではないにしてもとりあえずほっとしていたのであるが，後刻取手及び布川の水位が計画高水位下それぞれ 61 cm および 54 cm と聞いて，びっくりし，利根下流を思いやったものである。

筆者がこの3年近く江戸川にいた際，江戸川本川堤防が，洪水に対して，相対的に処女堤防，つまり大きな洪水をあまり体験していないことから，自身相当の本川洪水アレルギーなのであるが，そんなこともあって10号洪水の後利根川上流工事事務所管内の漏水ケ所を見せてもらった。

出張所職員の必死の巡視，あるいは水防団員や付近住民の方々の通報によって，発見され，月の輪等で対処されたガマ等が，10数ケ所*に及んでおり，愕然とした。ところによっては堤防から50m もはなれた水田の中，もう50 cm 以上の高さになった稲の中でよく見つけたものだと思わせるものもあった。あるいは，堤内側堤防沿いの排水路の中にも，吹き出しがあったことを示す穴が随所にみられた。

1.2　大河川の堤防の破堤

長くなったが以上が利根川での10および18号洪水の概況およびそのとき筆者の受けた感想である。

さて以上のことをどんな風に河川事業に反映させていくかであるが，すべてをシステマテックにまとめて提案するには，筆者もまだ準備が十分でないので，大河川の堤防の破堤の問題に少し触れるとともに，ほかに最近の土研の調査成果を一部御紹介したいと考える。

まず大河川の堤防の破堤の問題であるが，一般に水害は時折あった方がよいという話がある。これは水害などはなければ日増しに忘れられるものだから，という警句にすぎない。それとははなれても，水害は，来る時は容赦なくやってくるし，しかも越水，破堤等の形態そして規模をえらばない。いくら大きな堤防を作りえたとしても，それを超える洪水（超過外力）は有りうるから，破堤はありうる。さて日本の堤防は，といえばまだ完成堤でない部分の方がはるかに多く，計画高水位以下で破堤する可能性は十分にある。つまり超過外力は計画高水流量よりはるかに小さい場合がありうるということである。これに関する分析は文献(3)がおもしろい。

次に堤防であるが，まず堤防方式による治水については，議論はないことにしたい。すなわち江戸時代初期からとして，400年来，あるいは人口急増を見た19世紀末から，われわれは，沖積平野（は

---

* その後，漏水対策の災害復旧は，すべて採択された。

んらん原）に生きることをきめたわけであり，事実現在，河川のはんらん区域（国土の9.7％）の中に，人口の約50％が居住し，資産の70％が集中していることからも，堤防による治水方式は是認すべきと考えられる。

堤防そのものに対しては，大量にしかも安価に入手でき，なじみやすいので増嵩が容易ということから土が材料としてえらばれ，400年来のかさ上げ拡幅を経て今日に至っている。その成り立ちからいって，強度の面では，あの見かけのたのもしさとはうらはらに，未知の部分が多く，不安が大きい。

また懸念は基礎地盤についていえる。はんらん原の中，度々流路の変遷を見ているところに在来法線をよりどころに，堤防を増嵩していったのであるから，地盤土質に対するち密な調査資料もなく，地盤を経由した漏水，パイピング等も十分破堤原因として想定できる。つまり越水に弱いことはいうまでもなく，浸透作用あるいは水衝作用に対しても懸念は残るのである。

加えて大河川の堤防の特質として，幅と高さの関係から見ると，高さの方が先行している傾向を指摘できる。我が国の急峻な地形特性からいって，大規模な降雨でなくとも流量が大きくなりうること，そして堤防が越水に対して弱いこと（破堤原因の約80％）から，一般に計画堤防高，あるいは計画高水位までの完成が先行し，昨今ようやく，腹付け拡幅が進行し始めたようである。つまり我が国の大河川の堤防は，相対として，短期的な洪水に強く51.9長良川洪水のような長期的な洪水に対しては，浸透等の面から弱い特性がある。

このような境界条件の中で，利根川の堤防は，2度にわたって11,000 m^3/s（栗橋地点）の洪水にたまたま耐えたということである。

1.3　大河川の堤防対策

次に説明不足の箇所も散見されるが，このような現状の中で今後どういうことを考えていくか，またどういう対策を考えていくかであるが，

A．漏水対策

B．堤防強化

C．越水堤防

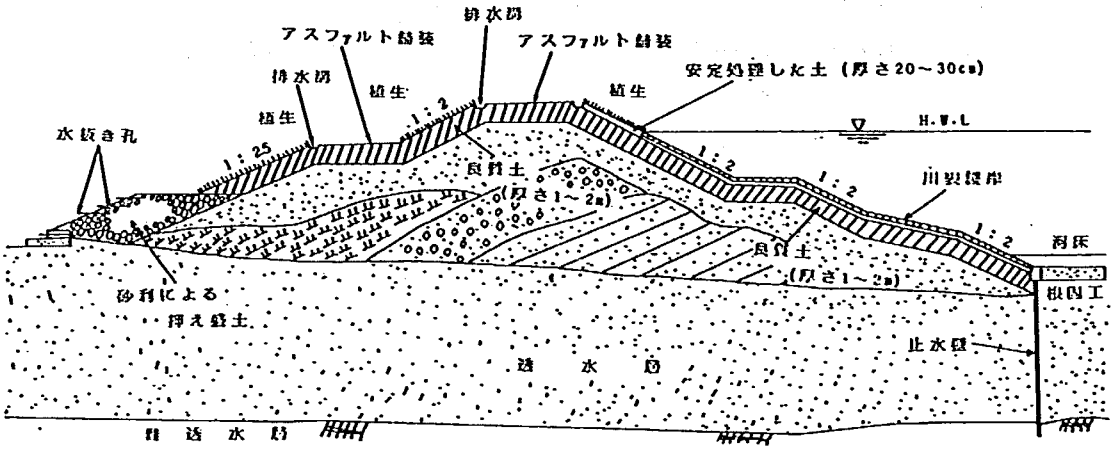
D．2線堤方式

E．総合的な治水対策

などが取りあえず考えられる。

Aの漏水対策については，上述のような堤防の弱点，ひいては，長良川判決に指摘された長期洪水の予見性などから見ても，実施されるべきであり，事実昨今の改修工事の趨勢は，表腹付け，裏腹付け，高水護岸等にあり，また前述のように災害復旧では漏水対策工が採択されている。

Bの堤防強化は，長良川の破堤の際，長期の降雨および洪水により，堤防の法面が，強度に浸潤，破堤したことを教訓に土木研究所で提案，研究している工法であるが，その主たる考え方は図－1.4



図－1.4　強化堤防の1例

のように堤防の表層部1～2mを良質土で置換，もしくは適切な土質改良を行って締固めることにより，堤体内への水の浸透を防止し，堤体の安定性を向上させようとするものである。土質改良の方法としては石灰やアスファルト乳剤などを利用する方法が考えられる。

また基礎地盤に透水層が存在する場合には，基礎地盤からの浸透水の流入を防止するために矢板などの止水壁を設ける。また，川表には護岸を，天端及び裏小段などにアスファルト舗装などを施工すると，堤防補強の効果は一層増大すると考えられる。

Cの越水堤防は，前述の2者と考え方を異にし，超過洪水対策として案出され，堤防強化と同よう土研において実験が行われて来ている。考え方は破堤による破局的な災害をさけ，計画的な堤内地への越水，静かなるはんらんを指向するものであるが，もちろん制度的に確定させられたものではなく，これからの手法ではある。

現在は，少し目的がずれるが，例えば越流深50～60 cm および20～30 cm で3時間程度非破堤といった越水堤防を目途として実験し，成果を得ている。

Dの2線堤方式も，長良川の実例からみて，十分有効な方法といえよう。被害ケ所を最小限にとどめ，しかも堤内水位の上昇により流入量を減少させるのであるから，合理的な手法といえる。ただし新しく設けることには，地域分断の問題を含め，抵抗も強いものとなろう。浸水被害に対する補償制度も作る必要がある。

Eの総合的な治水対策については，現在治水課を中心に調査を実施中のものである。後述する都市河川に限らず，大河川についても，都市化のほかに，山林の伐採や水田の畑地化，農業排水施設の整備およびこれに伴なう上流河川の整備等によっても同じような洪水流出量の増大がもたらされる。その結果下流河川の改修速度とのアンバランスが見られるような河川がふえて来ている。この総合的な治水対策では，あくまでも流域全体としてそのバランス状態をチェックし，上流域の洪水流出量抑制

のためには保水・遊水機能を確保し，下流では，堤防等の治水施設の整備，はんらん域での水害回避策などを水系一貫して考え，これを各関係機関との連絡会にかけて議論しながら調和のとれた治水を進めていこうというものである。

具体的なメニュー例を表－1.5に示す。

表－1.5　流域治水対策（案）――メニュー――

(1) 河川改修事業の促進（段階施工計画の策定及び促進）

(2) 浸水実績の公表

(3) 適正な土地利用の誘導
　1）市街化調整区域の保持
　2）水田汎用化事業等における水田の保持

(4) 保水・遊水機能の維持増進
　1）水田貯留効果の保持又は増進
　2）溜池・池沼・旧河道・クリーク等の保全活用
　3）霞堤方式・小堤方式による遊水効果の保持
　4）森林開発・草地開発に伴う調整池の設置
　5）水源かん養林の保全育成

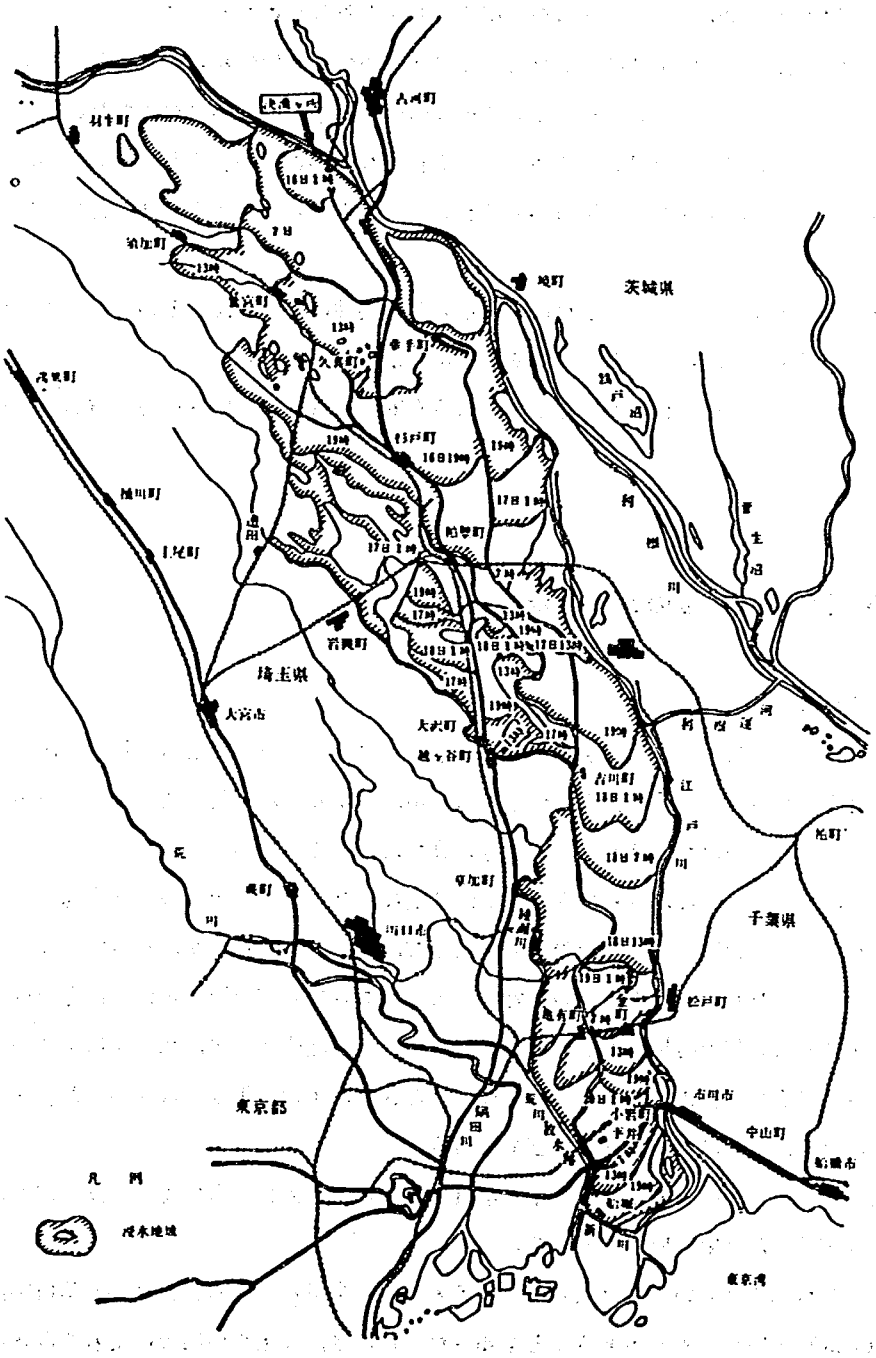
(5) 防災体制の強化
　1）水防体制の強化及び水防意識の啓蒙
　2）ポンプ排水調整のルール化（水防計画書へのルールの記載）
　3）警戒・避難システムの強化（避難地・防災道路の設置等）

(6) 水害に強い地域構造の確保
　1）二線堤の保存・設置
　2）道路盛土の二線堤的活用
　3）小規模囲堤の設置
　4）建築指導（床上高，防災シャッター等）

1.3　超過洪水対策

以上5つの方策について簡単に効用を説明したが，今回のカスリン台風以来の利根川の洪水を経験して，これらの採用を考えるに当って，もう一つ重要な視点があるように思われる。

それは，大河川の破堤の問題である。例えば利根川右岸堤あるいは江戸川右岸堤が破堤してはんらん水が，現在の東京に達することを考えると，25年前のカスリン台風（図－1.5）でさえあの被害であり，現在の数段過密化したこの地域を考えると，このような大河川の堤防はきれてはいけないので



図－1.5　利根川東村堤防欠かいによる浸水進路図
（昭和22年9月カスリン台風）

はないかと思えて来る。*

---

*　これは，いみじくも3年前ある先輩のいった言ではある。

確かに利根川は11,000 m^3/s の洪水を二度までもまがりなりにも安全に下流に流下させた。しかし12,000 m^3/s で破堤しない保証は，これまで述べた堤防の不確実性からいっても，とても期待できない。そして例えば，来年にでもそれをこえる規模の洪水が来ない理由はなにもないのである。その様な視点で，例えば上記5つの対策を眺めると，それぞれ有効と思われるものもあるが，漏水対策や堤防強化が全川を対象にするため，相当の期間を要することなども考えあわせると越水堤防が一応の解答とはなろう。

具体的に実施となるとクリヤーしなければならない要件はたくさんあるので割愛するが，少くとも越水堤防の設置ケ所は，各地分散型にすることが必須となるであろう。

現状の治水システムに，超過洪水対策が，水防を除くとなにもない状態を憂慮し，一試論を述べてみたものである。

2. 流域総合治水対策の進捗状況と今後

2.1 はじめに

昭和30年代後半，都市河川問題が顕在化しはじめ，44年に本省に都市河川対策室が，そして土研に都市河川研究室が設置された。私事で恐縮であるが，44年6月に室長に補され，神田川を見たとき，これをどうすればよいのかとほんとうに途方に暮れたものである。

実に戦後，都市河川がなおざりにされる要因は重なったと思う。思いつくまま列挙すると，①食料難回復のため戦時中荒廃した大河川の改修が進んだ，しかしそれにもかかわらず大災害が続き，都市河川は等閑に付された。②都市計画の分野に下水道はあっても都市河川という概念がほとんどなかった。③河川の側にも都市河川に対する問題意識があと一つ醸成されず，都市側に情報が流れなかった。④スプロールは進行し流出が増加し，気がついたときには土地（用地）はなかった。⑤下水道の普及がおくれ，たれ流しが続いた。などなどであろう。

その結果，都市河川は，Ⅰ）洪水　Ⅱ）水質悪化　Ⅲ）狭隘化（用地難）　Ⅳ）地盤沈化　Ⅴ）流量枯渇の5重苦のただ中にいたのである。

48，49年頃有志でひらいていた勉強会で，アメリカの文献に，洪水被害減小対策(Flood Disaster Prevention）という考え方があることを知った。これは，在来の堤防等による“洪水を防ぐ”という目的を“被害をへらす”という目的にすりかえると，考えられる方策のはばがふえるということであった。式で示すと次式のようになる。

$$D = P \cdot f(F - R)$$

$$f(F - R) > 1 \qquad F > R$$

$$= 0 \qquad F \leqq R$$

式中，D：被害額，P：被害ポテンシャル，F：洪水等の外力，R：河川の疎通能力を示している。すなわちRがFを上まわっている間は f ＝0すなわち被害Dは発生しない。FがRを越えるとその程度に応じて被害が発生するという概念を表す式であるが，被害をへらすには，Rを大きくするだけでなく，Fを大きくしない努力（例：雨水貯留），Pを大きくしない努力（例：ピロテイ化）によっても可能なことを示している。Pつまり被害ポテンシャルは流域にある，では流域をなんとかすればよい，流域総合治水という一つの理由である。「流域処理」今でいう流域貯留（雨水貯留）の文献も読んだが，これも流域にあった。

その後鶴見川水防災委の発足，土研による静岡市巴川の49年七夕豪雨災害調査から発した流域総合洪水防御計画の提案，河川審議会総合治水小委員会による総合治水対策の答申を経て，現在の流域総合治水対策が生まれたのである。

2.2　進捗状況

現在までの進捗状況を表－2.1に示す。種々の広範な調査，そして県，市町村との重なる調整のあと55年8月頃から続々と協議会が発足した。1年後の第2回の協議会には，浸水実績図の公表が，合意された。もっとも進んでいた鶴見川では，早くも56年4月に整備計画が立案，承認の運びになった。現在までに整備計画が決定された河川は10ケ川にのぼっている。

表－2.1　総合治水対策特定河川の進捗状況

河川名	水系名	都道府県	流域総合治水対策協議会発足日	流域整備計画策定（予定）年月日	浸水実績公表日
（昭和54年度対象河川）鶴見川	鶴見川（1級）	東京・神奈川	55年 9月 3日	56年 4月22日	56年 6月 9日
新河岸川	荒川（1級）	埼玉・東京	55年 8月12日	57年 8月 3日	56年 6月 9日
猪名川	淀川（1級）	大阪・兵庫	55年 9月27日	57年 3月29日	56年 7月 1日
引地川	引地川（2級）	神奈川	55年11月 7日	56年 5月13日	56年 6月27日
境川	境川（2級）	神奈川	55年11月 7日	56年 5月13日	56年 6月27日
巴川	巴川（2級）	静岡	55年 9月10日	57年 5月17日	57年 3月10日
真間川	利根川（1級）	千葉	55年12月 1日	（57年度中）	（57年度中）
新川	庄内川（1級）	愛知	55年 9月 3日	57年 2月15日	57年 2月15日
伏籠川	石狩川（1級）	北海道	55年 7月 1日	56年 3月26日	56年 5月13日
（昭和55年度対象河川）中川・綾瀬川	利根川（1級）	埼玉・東京	55年 8月12日	（57年度中）	56年 6月 9日
（昭和56年度対象河川）残堀川	多摩川（1級）	東京	56年10月21日	57年 8月25日	57年 9月 1日
目久尻川	相模川（1級）	神奈川	56年 9月 4日	57年 7月16日	57年 7月22日
（昭和57年度対象河川）大和川北部河川	大和川（1級）	奈良	（57年度中発足予定）		
境川	境川（2級）	愛知	57年 7月15日		

整備計画の内容は次の構成からなっている。

1. 流域の現況

1.1 流域及び河川の概要 (1)流域の概要 (2)河川の現況

1.2 土地利用 (1)土地利用の変遷 (2)人口の推移

1.3 浸水実績

2. 流域整備の基本方針

2.1 治水機能の地域区分 (1)地域区分の必要性 (2)三地域区分

2.2 流域整備の基本方針 (1)流域整備の前提 (2)治水計画の基本方針 (3)治水暫定計画の基本方針 (4)土地利用の基本方針 (5)流域対策の基本方針 (6)流量分担計画

3. 河川の整備計画

3.1 治水施設の整備現況 (1)直轄区間における改修の現況 (2)都県及び市の管理区間における改修の現況

3.2 治水計画 (1)改修計画の経緯 (2)工事実施基本計画

3.3 治水暫定計画 (1)上流区間の治水暫定計画 (2)下流区間の治水暫定計画

4. 地域毎の整備計画

4.1 保水地域の整備計画 (1)保水地域の概要 (2)保水機能保全対策

4.2 遊水地域の整備計画 (1)遊水地域の概要 (2)遊水機能保全対策

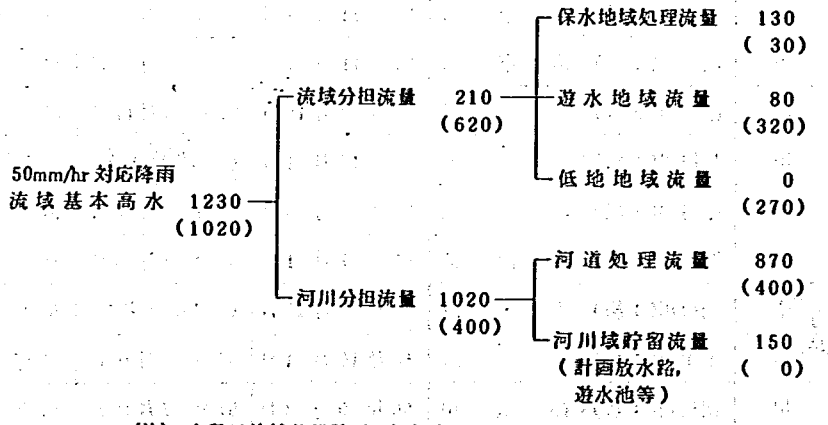
4.3 低地地域の整備計画 (1)低地地域の概要 (2)低地地域保全対策

4.4 暫定対策の解除

5. その他

内容の一部の例を以下に例示しておく。流量分担計画について境川のそれを図－2.1に示す。また保水および遊水地域における対策の例として新河岸川のそれを以下に引用する。

単位：m^3/sec



(注) 上段は流域整備計画目標年度(昭和65年)
下段( )書は，現況

図－2.1 境川流量分担計画(50mm/hr 降雨)

保水地域における対策

① 市街化調整区域の保持

現在，保水地域内の市街化調整区域の土地利用は，その86%が水田，畑等高い浸透機能が保持された土地利用がなされている。

こうした地域における治水上好ましい土地利用を今後共保持していくことは，新河岸川の治水安全度を維持向上させる上で重要な施策である。

従って，本地域においては，無秩序な開発を防止する為に，計画的な開発によるもの及び軽微な変更を除き，市街化調整区域から市街化区域への変更は，目標達成期間である概ね10ケ年間は行わないものとする。

② 流出抑制対策

a. 新規開発地の流出抑制対策

新河岸川流域では，概ね10ケ年間で約 45 km^2が新たに開発されるものと見込まれており，又，流域における開発傾向を過去の開発実態から見ると，0.1 haを越える大規模開発は比較的少なく，0.1 ha 未満の小規模な開発が多くを占めている。

従って新河岸川流域の新規開発地においては，開発による保水機能の減少に対処するため，大規模開発のみならず小規模開発に対しても，流出抑制対策を講ずることが必要である。

これら新規の大規模及び小規模開発に対しては，次表に掲げる基準による流出抑制対策を実施するものとする。

新規開発に対する対策基準

開発規模	指導及び実施主体	対策基準
1.0 ha 以上	東京都，埼玉県	950 m^3/ha の流出抑制対策を実施する
0.1 ～ 1.0 ha		500 m^3/ha の流出抑制対策を実施する
0.05～0.1 ha	各市区町	500 m^3/ha の流出抑制対策を実施する

b 既開発地の流出抑制対策

新河岸川流域においては，既に開発が実施された地域において失われた保水機能を回復することも，又，重要な課題である。しかし，既開発地の一般住宅に対して新たに流出抑制対策を求めることは困難である。従って，既開発地については公共公益施設を中心に，当該施設の機能を損わない範囲で，できる限り貯留施設（浸透施設を含む）を設置する等，流出抑制対策を講ずるものとする。

ア）学 校

学校については，校庭を主に利用して，学校敷地に降った雨水の流出を抑制する。

イ）公　園

公園については，公園敷地全体，もしくは一部（公園内の池等）を利用して公園敷地に降った雨水の流出を抑制する。

ウ）中高層集合住宅

中高層集合住宅については，住宅と住宅との棟間（花壇等）を利用して，住宅団地に降った雨水の流出を抑制する。

エ）道　路

道路については，改築等の機会に歩道部分における植樹桝の拡大，透水性舗装及び雨水浸透桝等の採用により，浸透機能の増大を図っていくものとする。

オ）公共・公益施設等及び大規模民間施設

大規模病院等の公共・公益施設及び大規模工場等の民間施設においても，当該施設の駐車場又は空地等を利用し，敷地に降った雨水の流出を抑制する。

③　下水道事業の排水調整

今後，実施される下水道事業において河川に雨水管渠等の放流口を設置しようとする場合は，下流河川の改修状況に応じ実施するものとする。

遊水地域における対策

①　市街化調整区域の保持

洪水被害の増大を招く市街化を防止し，当該地域の有する遊水機能の保全を図るために，市街化調整区域から市街化区域への変更は，目標達成期間である概ね10ケ年間は行わないものとする。

②　遊水機能保全対策

遊水地域内で遊水機能を損なうような盛土等による土地形状の変更は，目標達成期間である概ね10ケ年間は行わないものとする。

a．残土処分に関する措置

遊水地域での無秩序な建設残土の処分は，当該地域が従来有している遊水機能を損うことになり，新河岸川流域の治水安全度の低下につながるものである。

従って，公共残土の処分については，遊水地域に処分しないような措置を講ずるとともに，民間残土の処分についても必要な指導等を行うものとする。

b．畑作転換にあたっての指導

従来水田であった土地を畑作転換する場合は，栽培する作物に応じて営農に支障のない範囲で最小限の盛土高とするか，暗渠排水による乾田化を図る等の指導を行ない，極力土地形状の変更を抑制するものとする。

2.3 問題点と今後の方向

まず準備，そして協議会の発足，浸水実績図の公表，三地域区分，流量分担計画，流域対策などの調整，そして流域整備計画の作成，承認までに漕ぎつけるまでの担当者の苦労については，筆者もその一時期を江戸川で担当経験しただけに，まずは頭を下げたい。

まず三地域区分であるが，これについては多少の迂余曲折はあったにしても，相対にはすんなりきまったようである。ただしまず遊水地域は名称としても印象が悪く，また流域対策でハンデを背負うことから，種々抵抗があったようである。折衷案，あるいは最小限に縮小されたと思われるものも見られるし，遊水地域が多くしかも治水暫定計画の恩恵が少いところへの調整が行われたものもあるようである。

保水地域の対策のポイントは，雨水貯留義務付開発規模下限（指導要綱）および既成市街地の分担量であろう。前者については，例示した新河岸川の場合，在来ミニ開発の占める比率が大きいことから，無視できず，0.05 ha まで適用することをきめている（500 m^3/ha）。しかし他はお茶を濁しているところも散見される。後者については，各整備計画とも応分の分担を示しているものが多い。一般に市町村が担保する形で決められており，精神からいうと食いたりない面もあるが，始めての試み，本来素地のないところで，しかも短期間でまとめるには，これよりほかなかったのではないだろうか。今後の実施成果をまちたい。

遊水地域については，流量分担，開発規制，盛土対策などが争点になろう。開発については，全体として規制をうたっている（計画開発のみ許す）。しかし流量分担については，50 mm/hr 程度までは，0というところもいくつか見られる。本来遊水機能で治水がたもたれているところでは，湛水防除計画の無被害湛水の考え方で分担量を出しているところがある。

盛土規制は，中川のような遊水機能で治水が持っていた流域では，この扱いが大きな問題となる。盛土の規制にはなかなかふみ切れないこと，といって，他の地域からの大規模な残土の流入を野放しにはできないことから，相当に頭をなやましている。事実中川流域の八潮市では，4年間に3回の水害で盛土による遊水機能の減少の災禍を身をもって体験し，盛土の指導，遊水地の設置など考えはじめているようである。公共残土の指定処分の方策および民間残土の指導までは考えつくが，その場所の確保ももう一つの問題となる。スーパー堤防，大規模宅地開発，公園の築山などが今後の突破口になるのではないだろうか。なお最近の情報であるが，同じ総合治水特定河川の千葉県真間川流域の市川，船橋，鎌ケ谷の三市が盛土規制条例を続けて作った話が伝わっている。ずさんな盛土管理からの事故などが誘因のようであるが，それなりの効果は上っているようである。なお盛土に関するお茶濁しも相当多い。

以上気付いた点を二三指摘して来たが，総体として，非常にわずかな期間に，実務担当者が会合，そして議論を重ね，当初成果が危惧されていたにも係らず，これだけの数の整備計画が立案，承認さ

れたことは，非常に評価できることだと考える。加えて協議会で承認された事項が，各市町村の広報に，あるいは掲示板等を利用して，流域住民に流されたことも，在来あまりなかったことだけに，画期的なことだといえよう。

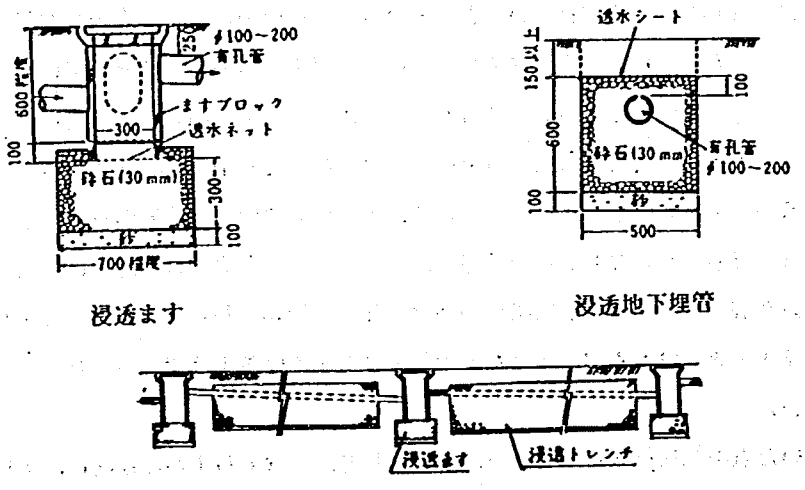
ただ一部懸念が残るのは，流域対策のほとんどが，市町村の担保という形で取繕われて，正確な情報が住民にあまり下りなかったことが一つ，もう一つは，将来流域の市街化率が，70～80%と予想されるような治水的に脆弱なところが相当数ありながら，50mm/hr という低い安全度の計画に対して，流域対策があと一つ歯切れが悪いことであろう。将来共重症河川であることが徐々に認識されて，改善されていくことを望みたい。

小さな提案ではあるが，流域整備計画策定を契機として，市町村の広報に洪水のしくみをわかりやすく知らせる講座風のものをのせる，あるいは災害のあったところでは，小中学校の教材（テーマ）に採用する等の試みなど有効なのではないかと思うのである。

最後になったが，技術面での情報を少し紹介しておこう。まず雨水貯留であるが，実際に流出計算などを行っていると雨水貯留の効果がなかなか出せなくて焦ることがある。500 m^3/ha～1000 m^3/ha となると結構有効であるが，各戸に 2 m^3 の貯留槽（100 m^2 のうちで 20 mm）を相当高価なお金を出して，作っていただいても，目に見えては効果がでない。

これを補うものとして，浸透型貯留施設（浸透地下トレンチ）が開発され，特に公団などで利用され始めている。一般的な形状は，図－2.2 に示すようなもので，例えば，100 m^2 の敷地内に10m のトレンチを敷設するのも可能であるし，道路のマスとマスの間に敷設するのも有効といえよう。

現在この浸透機能に関する評価が，各所でおこなわれつつあるが，例えば関東ロームなどでは 300 ℓ/hr.m 程度は期待できそうである。この価は，敷地 100 m^2 の家屋に換算すると，300ℓ/hr.m ×10m



図－2.2　浸透ます・浸透地下埋管の組合せ

＝3 m^3/hr つまり30mm/hr という大きな価となる。目ずまり対策などを考え屋根だけの排水を入れると50m^2として，この倍が浸透可能ということになる。現在公団昭島団地，谷田部科学万博会場，東京都練馬区（都下水道局）などで実施に移されつつある。

耐水性建築物に関する調査も，土研で種々行われているが，今春そのまとめがでる予定である。

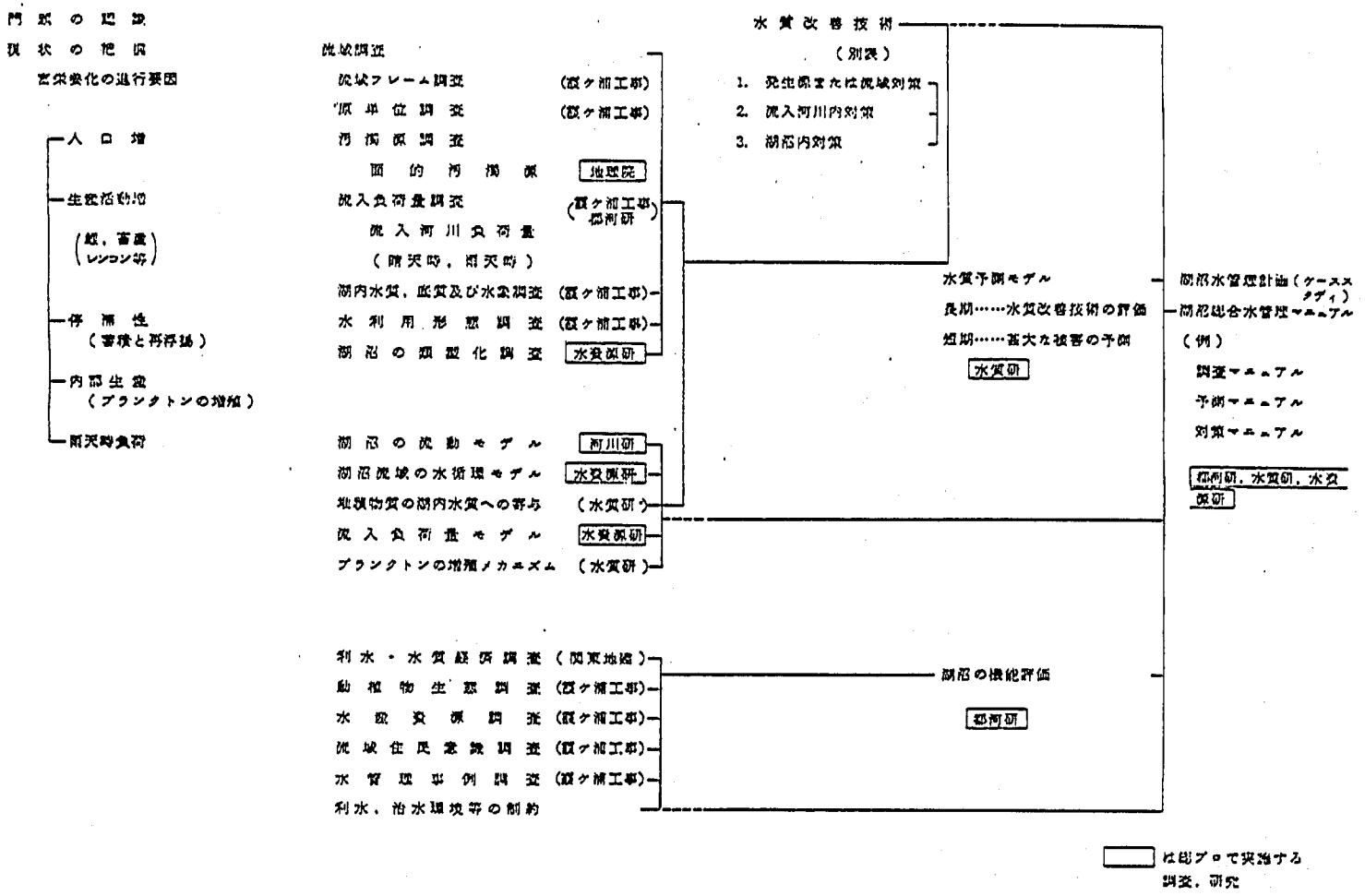
3. 湖沼浄化対策

3.1 総プロの調査（土研，地理院）

前述のように土研に赴任早々総プロ（建設技術開発総合プロジェクト）「湖沼の総合水管理技術の開発」を手がけることになった。57年度を初年度として，土研内6研究室（河川部4，ダム部1，下水道部1）と国土地理院地理二課が参加して，5ケ年かけて種々の調査研究を行うことになっている。

調査の対象としては，地の利も考えて主に霞ケ浦とし，漸次全国の湖沼にふえんすることにしている。

調査の内容をフローチャートにして図－3.1および3.2に示す。図－3.1は，左の方から各種一次資料調査，解析，水量および質の循環，湖流等のモデル等の調査，次いで水質改善技術の開発（図－3.2参照），水質予測モデル，湖沼の機能評価が並び，最終アウトプットとして，湖沼水管理計画マニュアルとしている。図中担当が示してあるが，霞ケ浦を対象に進める関係上，霞ケ浦工事事務所の応援が目立つ。個々の内容については講演時補足したい。



図－3.1　湖沼の総合的水管理技術の研究・開発のフロー・チャート

1. 汚濁物質の発生源対策技術の開発

土地利用の制限

〔水文研〕

発生源での汚濁流出抑制 ―― 地下浸透　排出規制　森林かんがい

化学製品の改善 ―― 洗剤，化学肥料の改善 ―― 琵琶湖，霞ケ浦

下水処理 ―― 下水道整備

2. 流入河川における水質改善技術の開発

〔水質研〕　〔都河研〕

河川水処理 ―― 低湿地導入　河川水直接浄化，ラグーン酸化池

接間接触，河床付着微生物，人工流，エアレーション

（多摩川）　（都河研，水質研）

流路転換 ―― バイパス　河川溜水池　保全水路

〔都河研〕

3. 湖沼における水質改善技術の開発

浚　渫 ―― 浚　渫 ―― 霞ケ浦，琵琶湖他

超高速脱水〔都河研〕

湖内栄養塩類の不活性化 ―― 不活性化と沈澱分離 ―― 白石ダム　飲料水

希釈（導水） ―― 導水，〔河川研〕

フラッシュ（強制排出） ―― フラッシュ

生物体の収穫除去 ―― 収穫除去 ―― 霞ケ浦等

選択放流 ―― 選択放流 ―― 各ダム

底泥の固化 ―― 吸着と乾燥

湖底の被覆 ―― 被覆〔海岸研〕

曝　気 ―― 深水層曝気，全層曝気 ―― 富士，緑川ダム

なぎさ型湖岸〔海岸研〕

水位変動 ―― 水位変動

化学的制御 ―― 殺藻剤等の使用

生物学的制御 ―― 生態系利用

植生護岸 ―― 植生護岸〔都河研〕

□は総プロで開発する対策

図－3.2　汚濁負荷削減と水質改善技術

3.2 湖沼（霞ケ浦）の現状

湖沼の実状を紹介した方がよいと思われるが，その代表とした霞ケ浦をえらぼう。理由は，大きな湖沼で，富栄養化が極度に進んでいること，非常に浅い湖沼であるため，その特性がますます不利に働いていることなどである。平易にまとめてあることから，建設省霞ケ浦工事事務所のパンフレットからそっくり引用させていただく。

霞ケ浦のおいたち

霞ケ浦は今から約5,000年前までは古東京湾といわれる入江の一部であったが，海底が隆起するとともに利根川が土砂を運んで入江の出口をふさいで湖となった。これを海跡湖という。今でも霞ケ浦の湖底を10mも深く掘ると塩分の濃い層がある。この層は化石海水といわれ，これが昔海であったことを証明している。このような湖は日本でも多くあり，その代表的な湖を示すと表－aのようになる。

霞ケ浦の流域

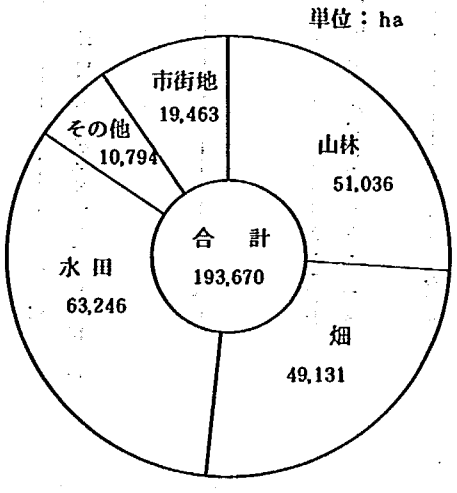
・流域諸元

全流域面積	2,156.7 km² （茨城県全域の35％）
流域平均降水量	1,370mm （明治34年～昭和50年の平均）
湖面積	220 km²
	西浦 171 km² 北浦 34 km² 外浪逆浦 6 km² その他 9 km²
湖岸線	250 km
	西浦 121 km 北浦 75 km その他 54 km
水面標高	Y.P＋1.00m（平均） （T.P＋0.16m）
最大水深	7m
平均水深	4m
貯留量	約8億m³
年間流入量	約14億m³

・土地利用

霞ケ浦の周辺地域は，殆んど農耕地として開け，市街地としては土浦市，石岡市，潮来町などわずかに発達している程度である。

霞ケ浦の土地利用構成は図－aのとおりである。



図－a 土地利用構成

表－a　主な湖沼の諸元

（湖沼型：E＝富栄養湖、M＝中栄養湖、O＝貧栄養湖、A＝酸栄養湖）

名　　称	所　在（府県支庁）	面　積（km²）	周　囲（km）	最大深度（m）	水面の海抜高度（m）	湖沼型
琵琶湖（びわこ）（伊庭内湖を含む）	滋賀	694.5	188	103.4	85	O
霞ケ浦（かすみがうら）	茨城	171.0	121	7.0	0	E
猿苅湖（さろまこ）*	網走	151.7	72	19.5	0	M
猪苗代湖（いなわしろこ）	福島	104.0	49	93.5	514	O・A
中　海（なか(の)うみ・ちゅうかい）*	鳥取・島根	101.7	84	17.1	0	E
宍道湖（しんじこ）*	島根	81.8	50	5.5	0	E
屈斜路湖（くっしゃろこ・くっちゃろこ）	釧路	79.7	57	120.0	121	O・A
支笏湖（しこつこ）	石狩	77.3	40	363.0	248	O
洞爺湖（とうやこ）	胆振	69.5	46	179.2	83	O
浜名湖（はまなこ）*	静岡	64.9	92	16.1	0	E
小川原湖（おが(わ)らこ）*	青森	62.7	52	24.4	0	M
十和田湖（とわだこ）	青森・秋田	59.8	44	326.8	400	O

（*印は堰湖、（　）内は別名）　注：理科年表による

・霞ケ浦の利用

霞ケ浦は，本邦第２位の湖で，古くから農業用水，漁業の場に，また風光明媚な「水郷筑波国定公園」として，首都圏の憩の場として多くの人々に利用されてきた。一方近年になって，鹿島工業地帯，筑波研究学園都市の建設，農業基盤整備等，流域開発にともない水需要が高まっている。このように霞ケ浦は多様な利用がなされるようになってきている。

表－b　霞ケ浦の利水

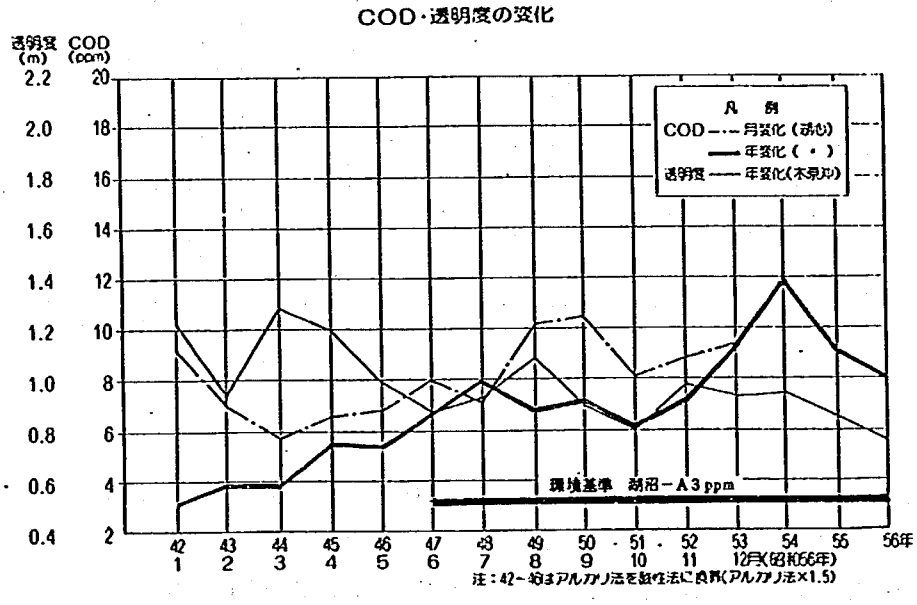
事項		現況（昭和56年3月） 件数	現況（昭和56年3月） 最大取水量（m³/S）	開発事業 開発量（m³/S）
農業用水	慣行	216	28.95	19.56
	許可	50	23.01	
上水道用水	許可	10	1.58	5.56
工業用水	許可	2	6.08	17.80
雑用水	許可	2	0.16	0
合　計		280	59.78	42.92

表－c　霞ケ浦開発事業

目的＼都県	茨城	千葉	東京	計
農業用水	18.13	1.43	－	19.56
水道用水	2.50	1.56	1.50	5.56
工業用水	16.60	1.20	－	17.80
計	37.23	4.19	1.50	42.92

・霞ケ浦の水質

霞ケ浦の水質調査は，昭和８年頃から，東京都水道局が断続的に調査を行っていたが，本格的な調査をするようになったのは，昭和40年以降である。霞ケ浦の水質は，停滞水域のため富栄養化汚濁の様相を示している。古くは大正時代において，すでに富栄養化の特色としての植物プランクトンの異常な発生をみたとの古老の話しすらある。近年この傾向が高まりつつあり，昭和48年，53年には養殖鯉の大量斃死が発生するに至っている。霞ケ浦の環境基準は，昭和47年に類型「湖沼－Ａ」と指定されたが，水質の経年変化は図のとおりで昭和45年頃より悪化の傾向を示しており，現在の水質は環境基準を大きく上回っている。



図－b　水質経年変化

・霞ケ浦の負荷

汚濁要因は次のように分類することができる。

- 霞ケ浦汚濁要因
  - 外部要因
    - 河川を通して入るもの
      - 自然 ―― 山林
      - 人為 ―
        - 家庭
        - 工場
        - 畜産
        - その他（水田・畑等）
    - 湖に直接流入するもの
      - 自然 ―
        - 降雨
        - 降塵
      - 人為 ―― 網生簀
  - 内部要因
    - プランクトンの増殖
    - 底泥からの溶出

霞ケ浦の水質汚濁特性としては次のものがあげられる。

1. 霞ケ浦は平地にあり，その流域面積が広いうえに水深が浅いので霞ケ浦は元来，自然的富栄養化が進行しつつある湖といえる。さらに流域の生産活動の増大による人為富栄養化が相重なり汚濁が促進されている。
2. 霞ケ浦の湖水交換日数は約200日程度であり，一度汚濁が進むとそれを回復するには大変な時間を要すると考えられる。
3. 平均水深が4mと浅いので，吹送流によって底泥のまい上りが生じやすい。
4. 夏期の無酸素状態におけるリンの底泥溶出は大きいものと思われる。
5. 霞ケ浦に流入する河川の全窒素，全リンの濃度が高く，それに伴う無機塩類が水質汚濁を促進している。
6. 霞ケ浦では“アオコ”の優占種であるミクロキスティスの異常増殖が見られる。
7. 養殖鯉から排出される窒素，リンは湖内直接流入負荷として作用している。

昭和52年調査によれば霞ケ浦への負荷は表－dのとおりである。

表－d　霞ケ浦への負荷量

単位：t/日　（　）：割合%

事項 ＼ 項目	流入負荷						
	自然	農地	生活系排水	工場排水	畜産排水	水産養殖	計
COD	(23) 8.56	(22) 8.18	(20) 7.69	(6) 2.13	(17) 6.29	(12) 4.52	37.37
TN	(16) 2.50	(28) 4.31	(20) 3.04	(4) 0.61	(22) 3.35	(10) 1.45	15.26
TP	(12) 0.17	(6) 0.08	(30) 0.42	(12) 0.17	(20) 0.28	(20) 0.27	1.39

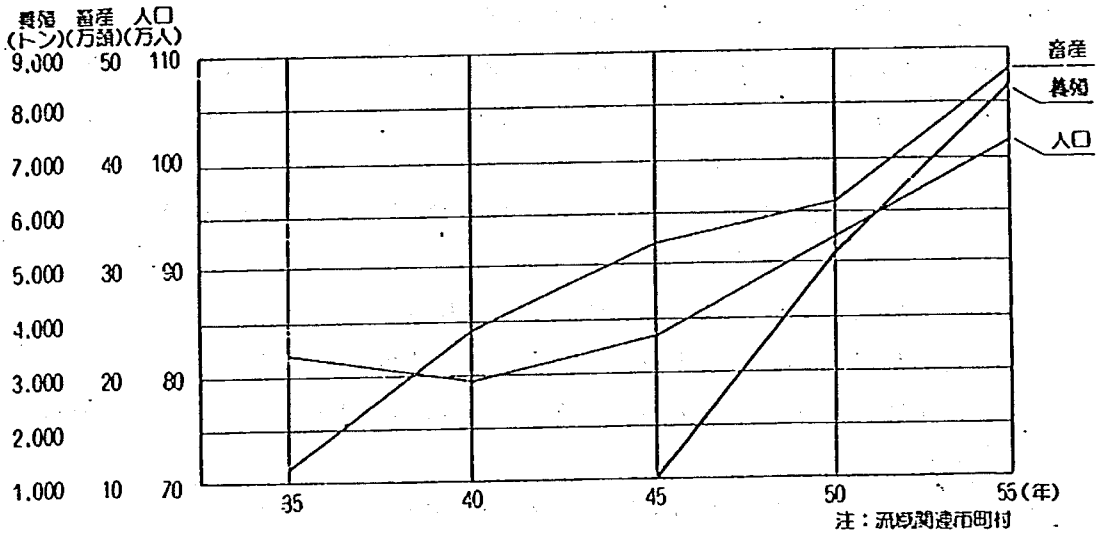
外部汚濁要因

外部汚濁要因としては，自然汚濁と人為汚濁にわかれ流域におけるそれぞれの要因は下記のとおりである。流域特性としては，約34万頭におよぶ養豚，沿岸地帯に広がる1,540haの蓮田及び湖内の養殖魚があげられる。

表－e　流域フレーム

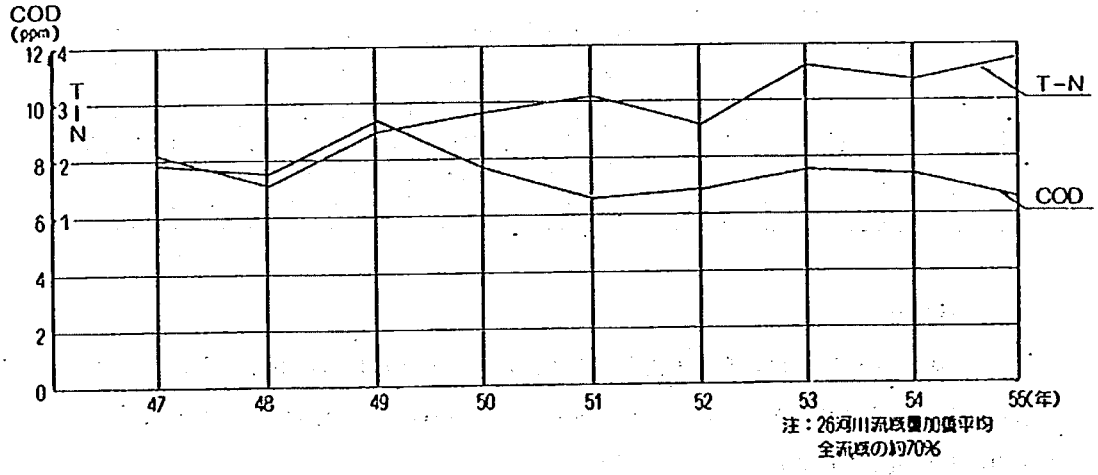
項目 ＼ 年次	人口	工業出荷額	豚	牛	養殖
昭和55年	782.5千人	8,015億円	336.6千頭	40.0千t	8.4千t
昭和65年	1,013.5	16,425	433.4	54.3	8.4

注　○工業出荷額は昭和50年価格
　　○昭和65年は「茨城県水質審議会中間答申」による



図－c　フレーム経年変化

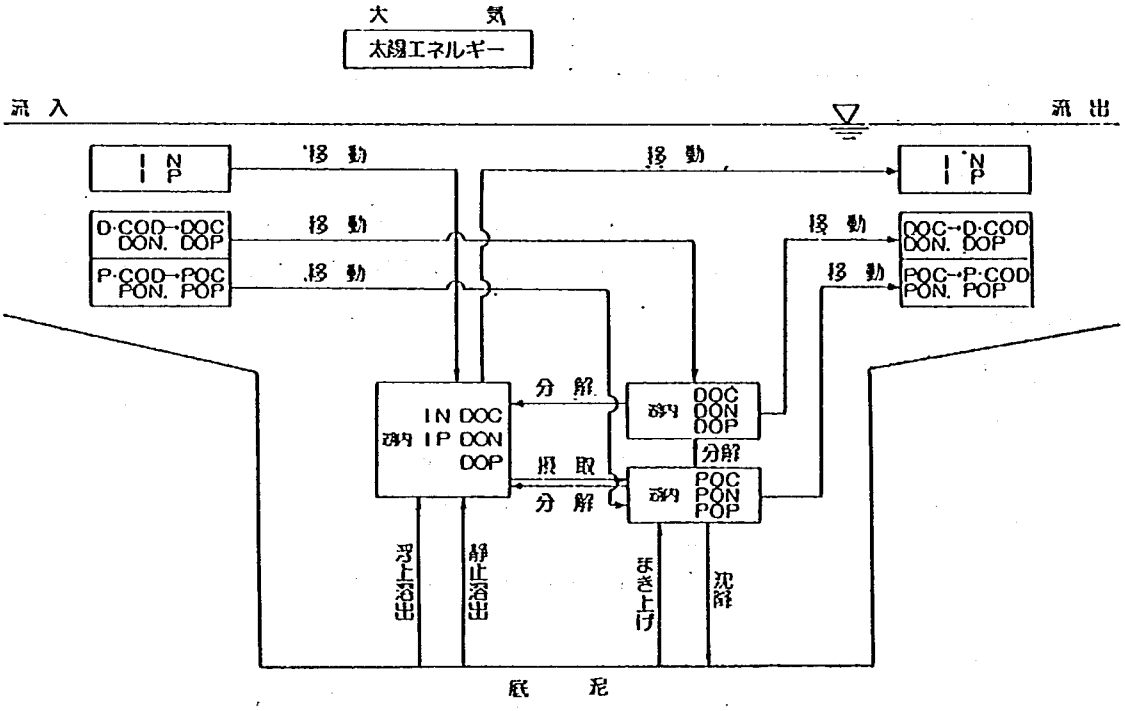
霞ケ浦には，56本の河川が流入しており，その内24河川について茨城県が水質測定を行っている。流入河川の水質変化は図－dのとおりである。



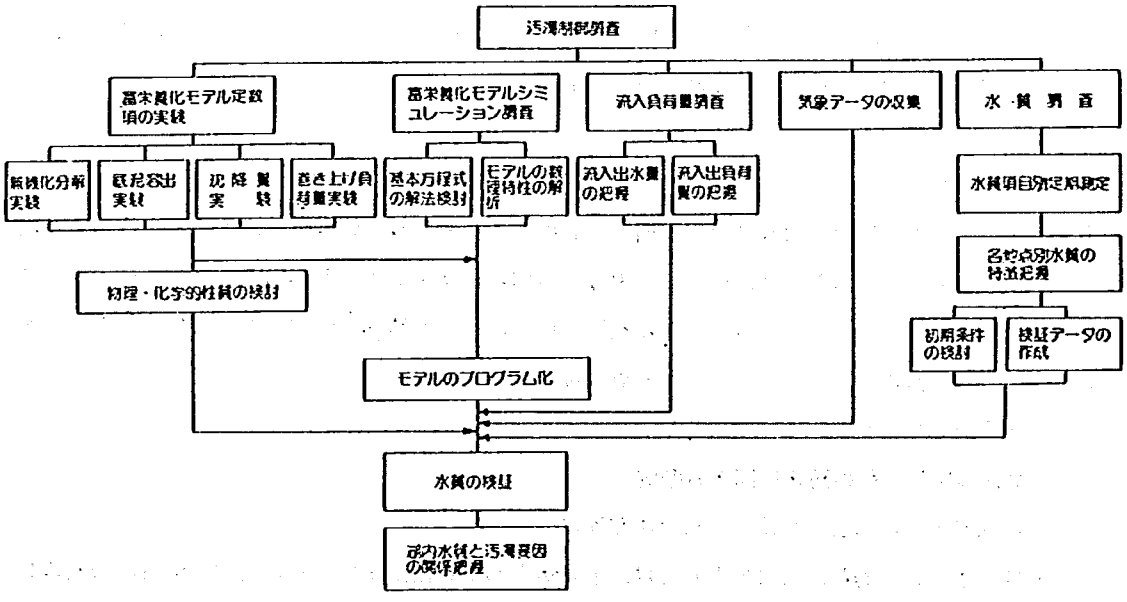
図－d　流入河川水質

・内部汚濁要因

霞ケ浦は，平均水深約4mと浅く，その形状は皿状をていしており，富栄養化のしやすい性状である。内部汚濁要因としては流入負荷のほか，底泥の負荷に加えて太陽エネルギーをもとにした内部生産からなる。これを模式にあらわせば図－e，fのとおりである。



図－e　内部汚濁要因模式



図－f　汚濁制御調査

・底汚浚渫

水源地域対策特別措置法に基づく，唯一の国営事業として，昭和50年度から，西浦の土浦沖で底泥浚渫を行っている。

・底泥浚渫土の処理処分

高含水泥，軟弱な底泥土を処分するための処理方法として ①自然脱水，天日乾燥による方法 ②脱水促進工法 ③固化剤を用いる方法 ④機械脱水による方法 有効利用として ⑤農地利用を検討している。

農地利用実践について

◎水稲栽培試験

（昭和53年，54年度実施）

1. 客入厚について
2. 窒素施肥量について
3. 高炉砕の効果について

結　論

1. 重金属類は微量であり問題ない。
2. 作業性を考慮すれば10 cm 程度が望ましい。
3. 酸性化防止及び施肥設計に留意すれば可能である。

◎蓮根栽培試験

（昭和56年度）

現在蓮河原にて実施中

・アオコ採取

霞ケ浦では，夏期に“アオコ”が発生し，これが腐敗して湖汚濁の原因ともなっている。このため専用船（清明号，美浦号）により採取し処理装置（さくら）によって処理している。また水中植物の除去もあわせて実施している。

この他詳細は省くが，霞ケ浦開発事業に伴なって，水特法に基づき水源地域整備計画が多岐にわたって，事業費2,000 億（水質保全に係わる分）で実施されている。

3.3 対策の現状

上記のように日本有数の富栄養湖の霞ケ浦を，昔の姿にもどそうという動きが実って，57年9月茨城県の条例として38条からなる「霞ケ浦の富栄養化の防止に関する条例」が制定された。単に3年に3回赤潮が発生しただけで55年に滋賀県が琵琶湖条例を，しかも始めて制定したのに比べると後塵をはいしたきらいはあるが，とにかくよいことであった。

前記同よう抜萃をのせる。

霞ケ浦の富栄養化の防止に関する条例

① 茨城県水質審議会霞ケ浦専門部会中間答申

（要旨） 長期的な水質目標としては，上水道として利用が始められた昭和35年当時の水質におき当面は昭和65年を目標年次として昭和40年代中ごろの水質とすることとし，下水道等の整備を促進するとともに窒素，リンの削減を目的とした水質保全対策を早急に実施する必要がある。

② 茨城県霞ケ浦の富栄養化の防止に関する条例（抜すい）

第２章　富栄養化の防止に関する基本計画

（基本計画の策定及び公表）

第９条　知事は，霞ケ浦の富栄養化の防止に関する基本となるべき計画（以下「基本計画」という。）を策定するものとする。

２　基本計画には，次の各号に掲げる事項を定めるものとする。

(1)　窒素及びりんの削減の目標

(2)　前号の削減目標の達成の方途

(3)　その他窒素及びりんの削減に関し必要な事項

第３章　工場又は事業場の排出水の排出の規制

（排水基準）

第11条　排水基準は，規則で定める。

２　前項の排水基準は，排出水に含まれる窒素又はりんの量についてのそれぞれの許容限度とする。

第４章　りんを含む家庭用合成洗剤の使用の禁止等

（使用の禁止）

第22条　何人も，霞ケ浦流域内においてりんを含む家庭用合成洗剤を使用してはならない。

第５章　その他の窒素・りん含有物の排出の抑制等

（適正な施肥及び用水管理）

第27条　霞ケ浦流域内において農業に従事する者は，農用地から窒素・りん含有物をみだりに公共用水域に排出しないよう，施肥及び用水の管理を適正にしなければならない。

（家畜ふん尿の適正な処理）

第28条　霞ケ浦流域内において畜産業に従事する者は，家畜のふん尿を公共用水域に排出しないよう，畜舎，ふん尿処理施設等の整備を図り，家畜のふん尿を適正に処理しなければならない。

（魚類養殖の適正管理等）

第29条　霞ケ浦流域内において魚類の養殖を業とする者は，窒素・りん含有物の排出を削減するよう，養殖法の改善を図るほか養殖の管理を適正に行わなければならない。

（生活雑排水の処理）

第30条　何人も，霞ケ浦流域内においてみだりに食物残さ等を雑排水に含めて公共用水域に排出しないようにしなければならない。

表－f　窒素・リンの排水基準

(mg/ℓ)

業種	区分	排水量区分 ＼ 項目	全窒素 既設	全窒素 新設	全リン 既設	全リン 新設
製造業	食料品製造業	20～50m³/日	25	20	4	2
		50～500	20	15	3	1.5
		500以上	15	10	2	1
	金属製品製造業	20～50	30	20	3	2
		50～500	20	15	2	1
		500以上	15	10	1	0.5
	その他の製造業	20～50	15	12	1.5	1
		50～500	12	10	1.2	0.5
		500以上	10	8	1	0.5
事業場	畜産農業	20～50	50	25	5	3
		50～500	40	15	5	2
		500以上	30	10	3	1
	下水道終末処理施設	20～100,000	(20)	(20)	(1)	(1)
		100,000以上	(15)	(15)	(0.5)	(0.5)
	し尿処理施設(除、し尿浄化槽)	20以上	(20)	(10)	(2)	(1)
	し尿浄化槽	20～50	(20)	(15)	(4)	(2)
		50～500	(20)	(15)	(4)	(2)
		500以上	(20)	(15)	(4)	(2)
	その他の事業場	20～50	30	20	4	3
		50～500	25	15	4	2
		500以上	20	10	3	1

(　　)は日間平均値を示す。

表－g　霞ケ浦の排水基準(上乗せ規制)

区分			COD(mg/ℓ) 日間平均	COD(mg/ℓ) 最大	SS(mg/ℓ) 日間平均	SS(mg/ℓ) 最大
新設のもの			10	15	15	20
既設のもの			20	25	30	40
し尿処理施設		新設のもの	10		15	
		既設のもの	20		40	
下水道終末処理施設			15	20	15	20
豚房牛房馬房施設	排水量50m³/日以上	新設のもの	10	15	20	30
		既設のもの	20	25	40	60
	排水量7.5m³/日以上50m³/日未満のもの		120	160	150	200

(注) 県公害防止条例から抜ぬい。

(注)

COD(化学的酸素要求量)
……水中にある有機物を化学的に酸化するときに消費される酸素の量をいう

SS(懸濁物質)
……水中に浮遊している物質をいう

N　P(窒素，リン)
……N．Pが湖の中であまり多くなるとプランクトンがふえ富栄養化の原因となる

ppm(1/100万の量)
……水1ℓに1mgの物質を含有する場合1ppmという

同条例の規定に基づき策定された富栄養化防止基本計画によれば，表－3.1に示すような削限目標になっている。例えばリンの場合，現状1.25トン/日が65年1.63トン/日になるところ，0.79トン/日削減して0.84トン/日にするというものである。水質でいえば現状のCOD 8－9 ppm 程度を目指すものである。

表－3.1 負荷削減目標 （トン/日）

			現状 流入負荷量		昭和65年 予測流入負荷量		昭和65年 目標流入負荷量		昭和65年 削減すべき量	
			窒素	リン	窒素	リン	窒素	リン	窒素	リン
面源負荷	湖面降雨		0.61	0.03	0.61	0.03	0.61	0.03	0	0
	山地等		0.85	0.05	0.85	0.05	0.85	0.05	0	0
	市街地		0.27	0.05	0.27	0.05	0.27	0.05	0	0
	農地	水田	1.41	0.04	1.41	0.04	0.98	0.03	0.43	0.01
		畑地	1.35	0.06	1.35	0.06	0.82	0.04	0.53	0.02
		小計	2.76	0.10	2.76	0.10	1.80	0.07	0.96	0.03
	合計		4.49	0.23	4.49	0.23	3.53	0.20	0.96	0.03
点源負荷	生活系排水	雑排水	1.21	0.22	1.10	0.21	0.90	0.10	0.20	0.11
		し尿浄化槽	0.70	0.06	0.59	0.05	0.59	0.05	0	0
		し尿処理場	1.29	0.03	0.85	0.02	0.12	0.01	0.73	0.01
		下水道	0.36	0.03	3.25	0.30	1.96	0.05	1.29	0.25
		小計	3.56	0.34	5.79	0.58	3.57	0.21	2.22	0.37
	工場		0.60	0.33	0.79	0.44	0.54	0.17	0.25	0.27
	畜産		1.50	0.08	1.96	0.11	1.30	0.05	0.66	0.06
	水産養殖		1.49	0.27	1.49	0.27	0.58	0.16	0.91	0.11
	合計		7.15	1.02	10.03	1.40	5.99	0.59	4.04	0.81
総計			11.64	1.25	14.52	1.63	9.52	0.79	5.00	0.84

（注） ・湖面降雨，山地等，市街地の負荷量は降雨によるものである。
・下水道においては，処理人口増を見込む。

3.4 湖沼浄化の困難性

有リン合成洗剤の使用，譲渡，販売を禁止するといった厳しい条例によっても前節の最後に示すように，なかなか流入負荷をへらすことができないところに湖沼の富栄養化防止のむずかしいところがある。しかも農業，水産，魚類養殖等については，生活権にかかわるところから，規制はなく，その管理に対する指導助言および勧告にとどまり，しかもそれによって削減を計画しているわけであるから，これからが大変ともいえる。

とにかく本質的に，いくらでも入って来るが，大きな湖の中でたまるものはすべておとして，ゆっくりでていく湖の宿命的な特性（停滞性）をもっているのであるから，その回復が至難なことは，自明の理といえよう。湖はほんとうに富栄養化に対して脆弱だったのである。

もう一つ建設省らしい大ザッパな話をつけ加えよう。図－3.1の左の方に「堆積物質の湖内水質への寄与」というのがある。堆積物質とは湖底にたまったヘドロのことである。昨今晴天時つまり通常時河川等から流入する諸種汚濁負荷量に比して，雨天時河川から流入する負荷が十分大きいことがわかって来ているが，とりわけリンなどの場合は，晴天時溶解性のリンが多いのに対して，雨天時には，相当の固形質（粒子性）のリンが河川から流出する。これが，湖に入って流速が落ちる結果，他の浮遊物質と一緒に沈降して，いわゆるヘドロを形成する。

さてこのヘドロが，なかなかの悪さをすることが知られている。すなわちこのヘドロからリン，窒素等の栄養塩が溶出し，とりわけリンの場合湖が停滞して嫌気性になったときにはげしいが，湖水の栄養塩濃度を増加させ，これに適度の水温と日射という条件になったとき，アオコの増殖が行われ，アオコの発生ということになるわけである。これが「堆積物質の湖内水質への寄与」の内容である(しかもこのアオコが湖岸あるいは，葦原等に累積し，腐敗する際悪臭を発生させ，再び沈降するとき，新たなヘドロ予備軍となるのである）。

さてこのヘドロの寄与であるが，例えばアオコが発生する初夏から秋にかけての期間というように限定すると，霞ケ浦や手賀沼のような浅い湖では，流入溶解性栄養塩の寄与と同等あるいはそれ以上と推定されそうである。

表－3.1の削減目標で，予測流入負荷量を努力して半減させえたとしても，ヘドロをなくなさない限り，栄養塩濃度をさほどさげえないことがわかる。

霞ケ浦のヘドロ量は平均厚を約10 cm と見積っても，200 km^2 との積をとると 200 km^2 × 10 cm = 200 × 0.1 × 10^6 = 2千万 m^3 となる。また単に年間堆積量として，5 mm/year 規模といわれているが，これで100万 m^3/year という数字が得られる。

一方このヘドロの除去であるが，これが必ずしも見通しが明るくない。ヘドロの浚渫には，仮置場，乾燥の長期化，仮置場での余水，および浸出水の処理，ヘドロの処分（処分地の確保），あるいは有効利用などどれをとっても，それぞれひと筋なわではいかないことが多い。

さて浚渫の実状であるが，まず処分地の確保難のためにこの数年10万 m^3/year しか処分できていない状況にあり，流入堆積量すら処理できていない実状にぞっとさせられる。

また処分費用もなかなかバカにならない。現在浸出水の処理費を主とする処分費用がザット2万円/m^3 かかっているが，これに例えば1,000万 m^3 をかけると2,000億と数字がでて来て，湖沼水質浄化のなみなみならぬ困難さを理解することができる。

当面の問題として，前述一連のヘドロの除去過程の一段の改善，効率化，組織化，そしてコストダウンが望まれるところである。

3.5　湖沼水質保全今後の方向

前節で土木屋的な問題の大きさの把え方を紹介したが，では今後この至難な道をどう切り抜いていけばよいかに少し論及しておこう。

ただし前節末に記したヘドロの除去過程の改善といった技術開発はいうまでもなく努力しなければならないことであり，それは図－3.1～2等に例示してあるので，ここでは，主として問題への取り組み方に触れるのが適切かと思われる。

さて前述したような問題の大きさからいって，この問題の解決は，決して行政だけの力でできるものではないことがわかっていただけると思われる。まさに流域グルミでつまり行政も流域住民も努力して，解決できるかどうかという問題であろう。

これを前提とする場合，問題の処在の正しいＰＲが先決と考えられる。現在自分が住む流域の湖沼でどんな問題が進行しているのかを正しく理解してもらう，あるいはこの30年間にわれわれは知らずにとはいえ，無神経に湖を汚して来たか，いかに水を含めた自然に対して謙虚でなかったかを正しく理解してもらわなければなるまい。広報の手段としては，例えばある種の産業による利得が，いかに大きな外部不経済を生み出したかを丁寧に絵解きしてもいいかもしれないし，また流域表示を行なって，自分が霞ケ浦流域の住民だという認識をもってもらうことから始めるのも足が地についた方法かもしれない。ＰＲ手法については，まず当面の課題の一つといえよう。

例えば茨城県環境局霞ケ浦対策課が，生活雑排水の共同または戸別の処理施設の設置に補助を出しているが，これとても住民の理解が，あるいは湖沼に対する愛情（あるいは浄化への義務意識か？）が深まれば，実施は容易になっていくと思われる。雨水の貯留あるいは地下浸透施設も，開発に伴なう雨水流出増のため，従前よりも河川を通じての負荷流出をふやしたことが理解いただければ，普及がはかれるのではないかと思うのである。

湖沼の問題は，日常性の低い治水の問題などに比して理解がえられやすい。まず合成洗剤不買（粉せっけん転換）の住民運動（琵琶湖の場合草の根運動ともいう）から始まり，これに行政がフォローした（武村滋賀県知事の英断も不可欠であったと思う）形で，とりあえず琵琶湖条例が生まれたという経緯があり，相対として理解が得やすい素地があると思われる。

今後共技術の開発そしてその提示と流域へのＰＲそして浄化への協力獲得を車の両輪として，湖沼浄化への努力を，今開始継続しなければならない。

ま と め

大河川および中小都市河川の治水問題，そして湖沼の富栄養化の問題について，いずれも昨年私が知った一局面からの理解とおもわれるが，御紹介を試み，それへの対応を提案してみた。

これらの事業の遂行が，いや恐らく事業の遂行ではなく，ある目標の達成が流域の協力なしでは不可能だということであろう。またそれが事業の遂行にもつながるのだと思う。

総合治水対策は，絶対に流域総合治水対策でなければならないし，また湖沼浄化対策もやはり流域総合湖沼富栄養化対策でなければならない。そして後者は，理解が得られやすい分だけ，浄化の困難性が大きいんじゃないか，筆者はそう思っている。

この文を作成するに当って，多くの人からの情報，アドバイスをいただいた，ここに記して感謝の意を表したい。

参 考 文 献

(1) 建設省関東地方建設局： 昭和57年８月洪水（台風10号）の概況，S.57.8

(2) 同　　上　　： 昭和57年９月洪水（台風18号）の概況，S.57.9

(3) 石崎勝義： 超過外力と河川計画，土木技術資料Vol.17，№4　1975

(4) 南雲・久楽・丹羽： 堤防補強の効果に関する実験的研究，あすふあるとにゅうざい，№68，1982

(5) 山村和也：河川堤防の補強対策，土木技術資料，Vol.22，№8，1980

(6) 長良川裁判判決主文及び理由書，S.57.12.10

(7) 井上章平： 長良川裁判陳述書，S.56.8.1

(8)〜(19) 流域整備計画，同実施要領（鶴見川，新河岸川，巴川，境川，引地川，新川）

(20) 建設省土木研究所： 静岡地区49年９月豪雨災害調査報告，土木研究所資料，№965，1975

(21) 広沢行雄，松下賢二： 筑波学園都市の工業団地における地下浸透を考慮した雨水排水計画，月刊建設，82－11

(22) 藤田昌一： 下水道における雨水流出抑制策 ―東京都の場合―，月刊下水道，Vol.5，№12，1982

(23) 石原旭： 住宅団地における地下浸透工法，河川，№413，S.55.12

(24) 建設省土木研究所： 雨水貯留施設の最近の動向，土木研究所資料，№1579，1980

(25) 建設省江戸川工事々務所： 中川・綾瀬川流域盛土・残土調査報告 S.58.1

(26) 茨城大学農学部霞ケ浦研究会編： 霞ケ浦

(27) 環境庁国立公害研究所： 陸水域の富栄養化に関する総合研究（XI），昭和53～54年度
(28) 建設省霞ケ浦工事々務所： 霞ケ浦環境と水質，1982
(29) 茨城県： 霞ケ浦条例早わかり，S.57.3
(30) 同 上： 霞ケ浦富栄養化防止基本計画，S.57.9
(31) 同 上： 茨城県霞ケ浦富栄養化の防止に関する条例に基づく指導要綱 S.57.9

土木工学におけるリモートセンシング技術利用の現況と将来

東京大学名誉教授
東京理科大学教授　丸　安　隆　和

土木工学におけるリモートセンシング技術利用の現況と将来（その基礎の理解のために）

1. リモートセンシング

離れた所から物体を識別したり，現象を調べたりすることを総称してリモートセンシングという。従来，われわれが行ってきた航空写真判読は，もちろんリモートセンシングの中に含まれる。

しかし，現在では，もっと狭い意味でリモートセンシングという言葉を使っている。従来の写真では，物質から反射する電磁波を写真像として記録し，色，形，大きさなどを手がかりにして判読を行ってきたのに対し，現在使っているリモートセンシングでは，物体の反射分光特性（波長別につくる反射強さのパターン）を利用して識別を行う点が大きい相違点である。

従って，航空写真の判読では，これを実施する人の専門知識や熟練の相違によって，読み取られる内容は異なり，判読者の主観が大きく判読結果に影響する。これに対し，リモートセンシングでは，波長別の記録をデジタルデータとし，これをコンピュータで処理し，目的とする判別を行うから，得られた結果は客観性をもち，結果の表現も一連の作業として行うことができる。

リモートセンシングが今日のように有効な探査技術として認識されるようになったのは，人工衛星とコンピュータの組合せによるデータの収集と解析が進められるようになったことによるといえる。

2. 宇宙から見る（人工衛星によるリモートセンシング）

航空機から人工衛星へ，光学カメラからマルチスペクトル・スキャナーへ，写真判読から電算機処理へ，これの一連の技術的変化は地球を見る眼を大きく変えた。その主な点は，

(1) 広域，同時，繰返しの観測で地球を観測し，現象を追跡する。

航空機観測では，労力，経費から見て事実上不可能であった広域，同時観測を可能にした。地球上における一つ一つの諸現象は決して単独に生ずるのではない。多くの要因とのかかわりが重要視されなければならないとき，自然の生態系に対する配慮が絶対的な条件となるとき，広域，同時観測記録の重要性は特に大きい。殊に，海表面におけるようにはげしく変化する現象の正確な把握を必要とするときには極めて重要な役割を果たす。

変化の抽出，時系列データの表面現象の動的な把握は，一定周期で軌道を回わる人工衛星のみが果たし得る効用であり，従来のように細部データの積上げ，一時点データの集積を基礎とした見方や考え方を，全体と動態の中で，一つ一つの現象を位置づけるという考え方へ，発想の転換を実現させた。

(2) 数値画像データを使い，自由に目的に応じた画像表示を得ることができる。

デジタルな形で記録された画像データは，その解析結果の内容や判別区分をわかり易く理解できるように，あるいは写真像と同じ表現を用いたり，投影法，属性区分，色分けなどを利用した画像として，調査目的に応じて出力することができる。

さらに，量的な調査が必要なときには，それぞれの画面を構成する小単位（画素）の数を知ることによって，極めて容易にその目的を果たすことができる。このようにして得られる面情報の総合解析は，自然と人為的に加えられる地球上の生態関係を解く主要な技術として展開されるのである。

数値で表現される画像データは，コンピュータという魔法に似た機械を通して，測り知れない多くの情報へと発展して行くことになる。

(3) 従来の観測手法では得られなかった地球現象の把握が可能となった。

従来，われわれが観測し得た情報は，直接目で，あるいは写真として記録する場合を含めて可視光，近赤外光のみがその主役であった。しかし，これ以外の波長域の電磁波も，物質の種類や性状を識別するのに極めて重要な役割を果たすことが知られている。既に熱赤外，マイクロ波領域の電磁波を利用し，温度，誘電率といった新しい要素を用い，全く異った面から物質を観測して判別することが可能となっている。これらの観測技術は，環境，資源計測等には不可欠なデータを提供しているのである。

宇宙から地球を見る技術は，観測機器，データ処理技術の発展と相俟って画期的な情報源として位置づけられ，従来の航空写真判読の単なる延長ではなく，全く新しい革新技術として理解することが妥当である。

3. ランドサットからのデータ収集

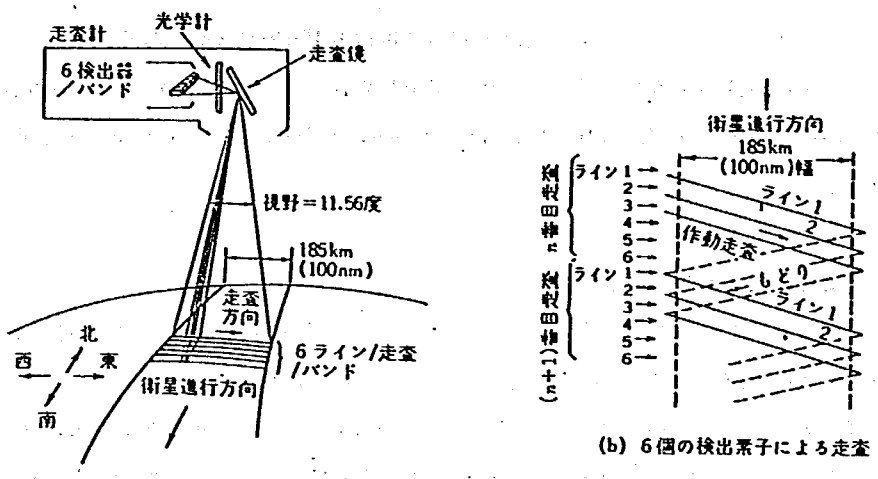
ランドサットは既に1～4号が打上げられ，その中で1～2号は多くの記録を残して既に任務を終えた。現在，われわれが利用できるデータは，1～3号が捉えたＭＳＳデータが主であり，一部ＲＢＶデータも含まれている。4号には，ＭＳＳのほかにThematic Mapperという新しい観測機器が搭載されており，それぞれの特性は次のようである。

3.1 ランドサットMSS（Multispectral Scanner）

地表から反射されてくる電磁波は半導体でつくられている検出器によって，その強弱を電気信号に変えることができる。この方法によると光学カメラの場合と異なり，可視光だけでなく，それ以外の波長帯の電磁波もその強さを電気信号に変えて記録することができる。このような方法で電磁波のデータを収集する機器をスキャナー（scanner）とよぶ。

ランドサットＭＳＳは図－3.1に示すように軌道に直角に185.3 km の幅で地表を連続的に走査する。走査は振動鏡により進行方向に直角に，1回の振動で6ラインが同時に行われる。

このようにして収集された電磁波は4バンドの波長域に分光され，検出器によってその強弱を電気信号に変換される。この連続して得られるアナログ信号は衛星上でデジタル化され，15Mbpsの伝送レートで地上に送られる。



図－3.1

表－3.1　ランドサットMSSの諸元

項　　目	仕　　様	備　　考
波　長　帯	バンド4：0.5～0.6μm バンド5：0.6～0.7μm バンド6：0.7～0.8μm バンド7：0.8～1.1μm バンド8：10.4～12.6μm	可視バンド 近赤外バンド 熱赤外バンド 3号，4号
地表解像度	79m（可視，近赤外） 240m（熱赤外）	
観測幅伝送速度	185 km 15.06 Mbps	衛星進行方向は連続デジタル

(a) 波長帯

ランドサットMSSで使用されている波長帯を表－3.1に示す。

3.2　走査パターン

図－3.1に検出器による地表走査パターンを示す。バンド4～7の各検出器の瞬間視野（IFOV）は79m×79m，バンド8は237m×237mである。振動鏡が西から東へ走査する間にバンド4～7の各6個分の画像と，バンド8の検出器2個分の画像が得られる。

振動鏡による地表走査の時間と戻りの時間は各々36.71msecであるが，地表画像を記録するのは，走査速度の非直線を考慮して33.0msecの間に限られている。

振動鏡が西から東へ1回走査する毎に得られる4～7の6ラインと，バンド8の2ラインの画像は

地上で474mに相当する。この間隔ですき間なく画像が得られるためには，衛星が地上で474m進むことが必要であり，これに対応する衛星の対地速度は6.456km/secとなる。

振動鏡が東から西へ戻る間にはシャッターが閉じられ，較正用光源からの光が検出器に照射され，各検出器の較正用データが得られ，MSSデータの検出器感度の補正（ラジオメトリック補正）のために使用される。

3 3. 検出器の配列とサンプリング順序

MSS振動鏡は13.62Hzで振動している。各検出器から送られるアナログ信号は1ワード6ビットにコード化されるが，各ワードは1つの画素（ピクセル）に相当する。1ワードのサンプリング時間は0.3983μsecである。従って25チャンネルある検出器がサンプリングするのに9.958μsecかかる。

ある瞬間に1個の検出器は79m×79mの視野で地表を見ているが，振動鏡が5.612m/μsecの走査速度で走査して行くので，全検出器の1画素のデータをサンプリングし終える9.958μsecの間に，検出器の視野は東へ55.99m進む。したがって，新たに得られる画素の情報は，前の画素の23m分と新たな56m分の地表の情報を含み，56m×79mのメッシュで順々にサンプリングしていると見なすことができる。

3 4. アナログ信号処理

センサのアナログ信号は増幅およびA/D変換された後，最終的に15.063Mbpsのデータストリームに編成される。この増幅に当ってはハイゲインとローゲインの2種類のモードが可能であり，海面のように反射輝度の低いかつ単調な対象に対しては，ハイゲインで増幅したデータを用いることができる。

デジタルデータの形成

アナログ処理されたデータは6ビットのデジタルワードにコード化され，0～63段階で表示される。図－3.2はハイゲインとローゲインで，64段階を最大輝度までの間にどのように対応させられているかを示している。

一般には，ローゲイン処理データが送られてくるが，特に海面や湖面のデータが必要な場合，NASAに要請してハイゲインモードでデータを収集してもらうことができる。

4. センサがとらえる電磁波

飛行機から撮った写真が青っぽくなるという経験を持つ人は多い。写真はそれぞれ物体からの反射光を正確に記録することが望ましい。しかし，人工衛星や航空機から写真を撮る場合には，地表からの反射光が地球を包む大気の層を通り抜ける間にさまざまな影響を受け，ゆがめられたり，別な光が加わったりして純粋の反射光とはならない。その影響はセンサの位置，高度，カメラの傾き，カメラ

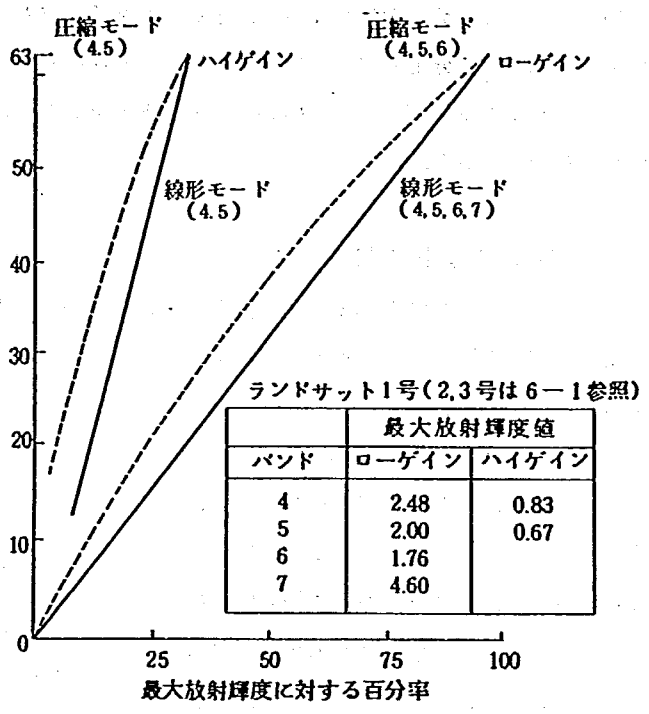
の性能などで変化する。(図－4.1)

リモートセンシングは物体からの反射特性を手がかりとして探査する方法であるから，正確な判断ができるためには，反射光がセンサにとどくまでの間に加わる散乱光などのパスラジアンスの影響を補正しなければならない。補正しないときは，データは短い波長の光のベールを通してとらえたデータとなる。

さらに，これらの補正が行なわれたとしても，その結果得られる1つ1つのデータは必ずしも単一の物体の反射特性を示すものでない。1つのピクセルは79m×56mの広さを持ち，1ピクセルのデータはその中に含まれるすべての物体の総合した反射特性を示すからである。

たとえば，畑地の場合1ピクセルの中に含まれる作物はすべて同じ種類とは限らない。いくつかの作物のデータが含まれ，また作物のすき間から見える表土からの反射なども加わった記録となり，都市では家だけでなく，まわりの庭，道路，街路樹などを含む記録となる。

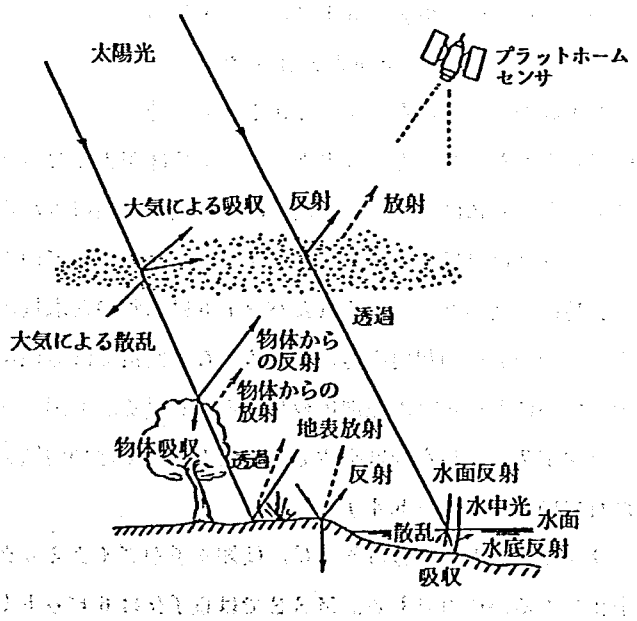
さらに，隣り合ったピクセルが相互に入り組んでいる場合もある。このように，センサに記録されるデータは非常に複雑であるから，スペクトル特性を用いて物体の識別を行なうには特別な判断が必要なことがわかる。これを補うために隣り合ういくつかのデータ



ランドサット1号(2,3号は6－1参照)

	最大放射輝度値	
バンド	ローゲイン	ハイゲイン
4	2.48	0.83
5	2.00	0.67
6	1.76	
7	4.60	

図－3.2　MSSの出力と放射の関係

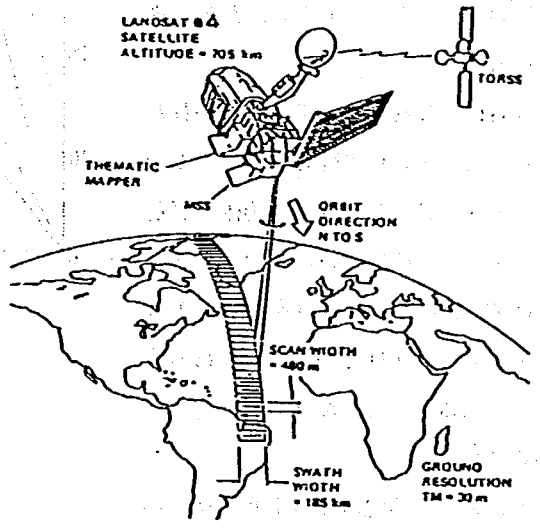


図－4.1　大気中の散乱

を組合せて新しいデータにつくり変えることもある。またあらかじめ現地に特定の区域を定めてそこにある地物やその分布の実態を確かめ，得られた反射特性と関連づけを行うことも必要である。この作業を“グランドトルース”といい，リモートセンシングの精度を高めるためには欠くことのできない重要な作業である。

5. ランドサット4号

ランドサット4号は1982年7月打上げられた。図－5.1はその地上観測の概要である。その軌道および観測日を図－5.2に示す。高度：705.3 km，軌道傾斜角：98.2°，周期：98.88分，1日当りの周回数，14 $^{9}/_{16}$周で，軌道および観測日の順序が1～3号と大きく変わっている。すなわち1～3号では翌日西隣りの軌道が観測されたが，4号では7軌道目に移り，西隣りが観測されるのは7日目（翌週の同じ曜日）となる。同じ軌道に戻るのは16日目である。



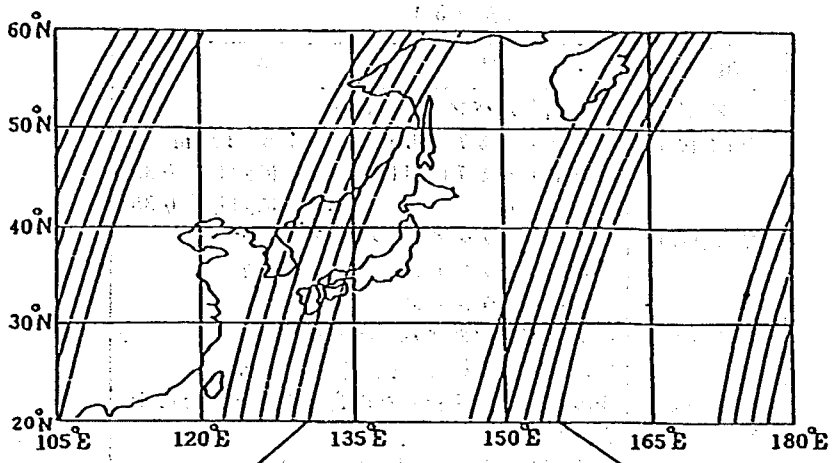
図－5.1　ランドサット4号の地上観測

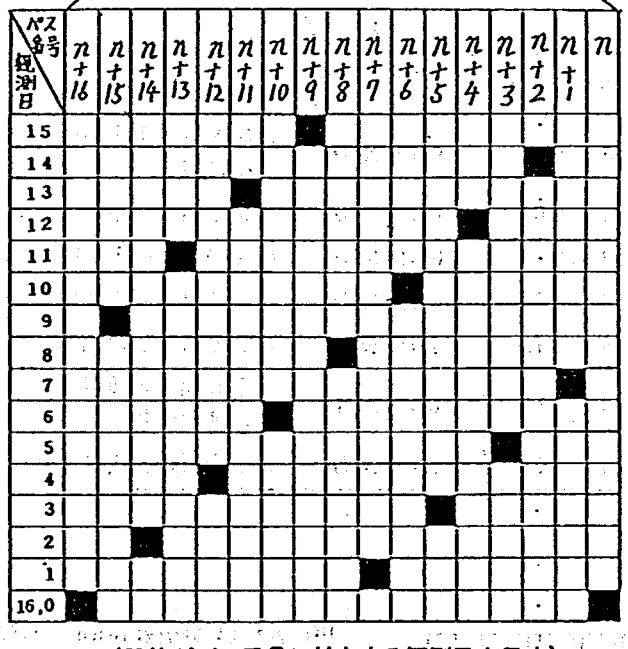
4号にはＭＳＳのほかセマテックマッパー（ＴＭ）という新しいスキャナーが搭載されている。この機能を表－5.1に示す。ＴＭの特徴は解像度が地上30ｍと向上したこと，バンド数が増えたこと，ラジオメトリック分解能がよくなったこと，などがある。解像度がよくなったことは，わが国のように土地が細分化されているところには利用価値が高く，よい成果が期待される。

表－5.2はＴＭを構成する各バンドが，それぞれどのような利用目的を指向しているかを示している。特に，新らたに加えられたバンド5は植物の含水量の変化を調査するのに有効で，農業，林業，水資源の研究への利用を考えている。この波長では雪の反射率が雲の反射率にくらべて低いために，積雪地帯における雪の識別に役立つといわれる。（図－5.3）

バンド7は，熱水変質を生じた地域とそうでない地域を識別するのに役立ち，地質学的に興味がもたれている。（図－5.4）

ラジオメトリック分解能とは，検知素子がダイナミックレンジ内において，検知量を何段階まで量子化できるか能力である。ＭＳＳでは量子化は6ビット（64段階）であったが，ＴＭでは8ビット（256段階）で行われる。





- 太陽同期軌道
- 高度：705.3km
- 軌道傾斜角
  ：98.2°
- 回帰日数
  ：16日
- 周期：98.88分
- 1日当りの周
  回数：$14 \cdot {}^{9}/_{16}$周
- 観測幅：185km

(黒枠がパス番号に対応する観測日を示す)

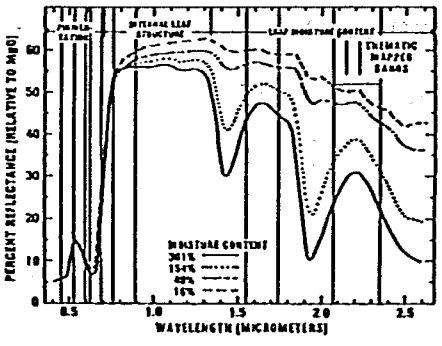
図－5.2　ランドサット4号の軌道と観測日

表－5.1

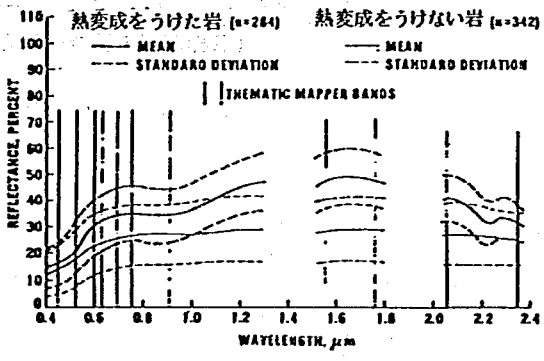
項目	性能
バンド数	7（熱赤外バンドを含む）
瞬間視野	バンド1～5.7　30m　バンド6　120m バンド1～5.7に対して　30mに対して0.35 〃　6　120mに対して0.35
瞬間視野角	42.5 μラジアン　バンド1～4 43.75 μラジアン　〃　5～7 170.0 μラジアン　〃　6
走査精度	バンド間の位置ずれ　＜6m 軌道方向の重複度／欠落度　＜6m
走査線長の変動	400本の走査を行った場合，1本あたりの走査時間は， 60,742.89 μs　標準偏差＝1.71 μs

表－5.2

バンド	波長帯（μm）	ラジオメトリック分解能	主主な利用分野
1	0.45～0.52	0.8％NEρ	沿岸海域，土と植生，針葉樹と落葉樹の識別
2	0.52～0.60	0.5％NEρ	健康な植物からの緑バンドの反射
3	0.63～0.69	0.5％NEρ	植生の種類による吸収率の差異
4	0.76～0.90	0.5％NEρ	バイオマス調査水域の決定
5	1.55～1.75	1.0％NEρ	植物の含水量の測定
6	10.4～12.5	0.5 KETD	植物による温度効果 その他熱情報
7	2.08～2.35	2.4％NEρ	熱水変質の程度の区別



図－5.3　桑の葉を乾燥させて含水量を変化させて測定した分光反射特性



図－5.4　岩石の分光特性の比較

6. 画像データの処理

スキャナーで識別できる地上の最小面積は約4,000 m^2である。これらの小さい画素（ピクセル）がたくさん集まって1枚の写真ができ上がる。

衛星から受信したデータそのままでは利用価値のある写真をつくることができない。それらのデータにはいろいろな雑音やひずみが含まれているからである。したがって，利用者に配布に先立って，必要な処理を行ない，コンピュータで利用目的に応じたよい画像がつくれるようなテープをつくる作業が行なわれる。

1シーンに含まれる画素数は1バンド当り約700万である。この莫大な数の画素1つ1つについての処理が行なわれるのであるから，いかに手順よく作業を進めるかが重要であり，処理については種々の工夫が必要となる。

6.1 ラジオメティカル補正

ランドサットMSSでは6個の検知器が同時に6本の走査を行なうことはすでに説明した。これら6個の検知器は，その感度に微妙な差があると，得られた画像にはスキャンラインノイズという規則的な縞模様が現われる。海面のように明るさの変化が単調なところでは特にその影響が著しく現われる。

この縞模様を取り除き，6本の走査線が均一な明るさ，コントラストになるようにし，滑らかな画像が得られるようにする処理が必要となる。

センサに入射してくる電磁波は，図－4.1に示したように，地表からの反射，放射されるもののほかに大気中で散乱された光も含まれる。散乱は気体分子のように極めて微細な粒子によるものとエアロゾルなどの大きな粒子による散乱とあり，散乱の強度は粒子の大きさやその屈折率によって複雑に変化する。

このように大気中に起こる散乱光などの雑音をパスラジアンスといい，センサに入射する電磁波をもとに解析を進めるリモートセンシングでは，この影響を十分に考慮しなければならない。

非常に高高度から11°という比較的狭い範囲のデータが収集されるランドサットデータの場合に，視野内の電磁波に及ぼすパスラジアンスの影響は比較的均等と見てよいが，航空機のように低高度から，広い範囲をセンシングする場合は，大気中を通る電磁波の径路の長さが大きく変わるので，その影響は極めて大きく複雑になる。

パスラジアンスの影響は，気象条件，地形，地表の状態で大きく変化するので，この影響を完全に補正することは非常に困難である。

一般に，陸地のように反射光の強さが複雑に変化するところでは一見それほど大きくパスラジアンスの影響は感じないが，水域のように反射が単調な対象を解析するときには完全に補正し滑らかな画像をつくることは厄介な作業である。

センサの機能によるデータの不均一，それにパスラジアンスなどの雑音に伴う電磁波のひずみを含め，その影響を補正する作業をラジオメティカル補正と呼ぶ。どちらの要素の影響が大きいかは，データ収集の方法，対象地域の地形，地表条件，気象条件などによる。

6.2 幾何補正

いろいろな原因が重なって，ＭＳＳでとらえたデータが正しい地表上の位置と対応しなかったり，画素の対応する地表面の広さが変化したりして，画像にひずみが生じ，そのままでは画像としての利用価値は低い。これらのひずみを取り除き，正しく縮尺化された画像に補正する作業を幾何補正という。

幾何学的ひずみの原因として，① 衛星の高度姿勢，速度の変化，② 地球の自転によるゆがみ，③ 地球の曲率によるゆがみ，④ 走査ラインの長さの不揃いなどがある。

補正作業には，バルク補正，精密補正，精密レジストレーションなどがある。

a）バルク補正……衛星から送られてくる軌道データと姿勢データだけを用いて行なう方法。粗補正。

b）精密補正……衛星の軌道と姿勢データに加えて，地上基準点（ＧＣＰ）を用いて行なう方法。

GCP（Ground Control Point）とは，岬，埠頭，山頂などその正確な位置（緯度，経度，標高）がわかっている点で，画像上で識別が容易にできる特徴のある点である。

c）レジストレーション……日付の異なる同一地域の画像について，ＧＣＰを使って重ね合せの精度を高める手法。

6.3 CCT（コンピュータ コンパティブル テープ）の作成

ランドサットから送られてくるデータは，HDDT（高密度デジタルテープ）に記録される。これに上述の補正を行なった後，コンピュータに利用できるフォーマットに変換したテープ（CCT）を作成する。

1シーンのデータは，記録密度1,600 bpi のものはCCT 2巻に，800 bpi のものは3巻に収録されていて，利用者はこれを購入し，目的に応じて必要な解析を行ない，画像をつくる。

処理ずみのＭＳＳ画像のＣＣＴの仕様は表－6.1のようである。

7. データの記録と保存

センサで感知したデータはカメラではフィルムに，スキャナーでは磁気テープに記録される。人工衛星ではスペースシャトルのように地球に帰還する場合を除けば一般にフィルムに記録して持ち帰ることはできない。したがって，収集したデータは電気信号として地上に送ることになる。

地上受信局ではこれを受信し，必要な処理を加えて電算機用の磁気テープにしたり，光学的に判読

表－6.1

	仕様等	備考
センサ	MSS	ランドサット 2号，3号
ライン数 画素数 1シーンの含む範囲（地表面） 画素の大きさ（〃）	2983ライン/シーン 3548ピクセル/ライン 約185km×170km 57m×57m	処理前 2340ライン/シーン 〃 3240ピクセル/シーン リサンプリング処理による画素のサイズ 処理前 79m×57m
明度（輝度レベル）	128階調（7ビット）	処理前 64階調（6ビット）

解析を行なうために写真画像にする作業が行なわれる。

衛星から送られてくる多量のデータを保存し，要求に応じて利用者に配布できるようにするためには，その保存方法および要求に応じて選び出す方法（検索）を確立しておかなければならない。

埼玉県鳩山村にある地球観測センターでは，受信とそのデータの処理とともに，保存という大切な仕事を行なっている。

8. 画像の作成

8.1 画像に濃淡の変化をつける

処理されたＭＳＳデータは，正方形の画素の集合で，各画素はそれぞれの位置に対応する地表の57m四方の反射エネルギーの量をCCTでは0～127の整数量として記録されている。この値をCCTカウント（DN値）という。

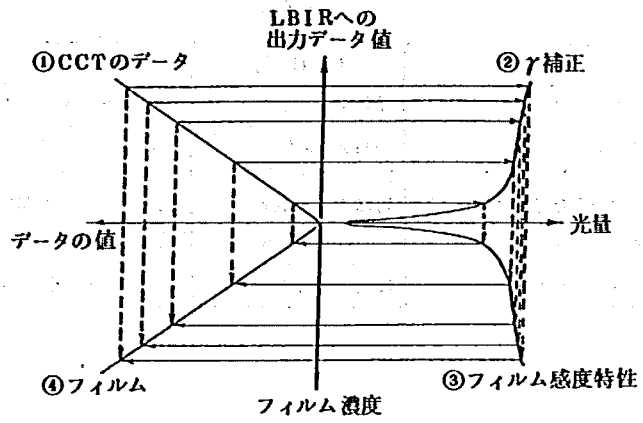
レーザビームレコーダまたはホトプリンタを使って，CCTカウントに対応した光を放出し，これをフィルム上に濃度として表現される。濃度はフィルムの透過率（印画紙の場合，反射率）をTとしたとき，次式で定義される。

$$\text{濃度 } D = \log_{10}\frac{1}{T} = -\log_{10} T$$

フィルム（印画紙）に種々の量の露光を与え，一定条件の下で現像を行ない，得られた濃度を露光量に対してプロットした曲線をフィルム（印画紙）の特性曲線と呼ぶ。この特性曲線を用いて，ある濃度を得るのに必要な露光量を求めることができる。

レーザビームレコーダでは入力画像データと露光強度を任意に対応させることができる機能を持っているので，その関係を任意に変化させることによって，同じCCTカウントのMSSデータを用いても，種々の濃度特性を持つ写真をつくることができる。図－8.1は，その原理を示す。

特性曲線の傾きを補正し，所望の濃度特性の写真を得ることを γ 補正という。



γ補正を行なわない場合には，③が影響するために④は直線とならない。そこで，見かけ上の③を直線とするようなγ補正②を行なうことにより④を直線とすることができる。
また②を変化させることにより，④を任意の傾きにし，また，曲線とすることも可能となる。

図－8.1　標準γ補正の原理

現在，一般に配布されているＭＳＳ画像ではＭＳＳの観測輝度値と直線的な関係を持つようにしてあるので，観測対象物の明暗を自然に写真上に記録するにはＣＣＴカウントと写真透過率（反射率）とが直線的関係をもたせること，したがってＣＣＴカウントと濃度とが対数的関係を与えることが必要となる。

図－8.2は，現在，第一世代（ＣＣＴから直接画像にする）白黒ポジ画像をつくる時に用いているγ補正の特性曲線である。

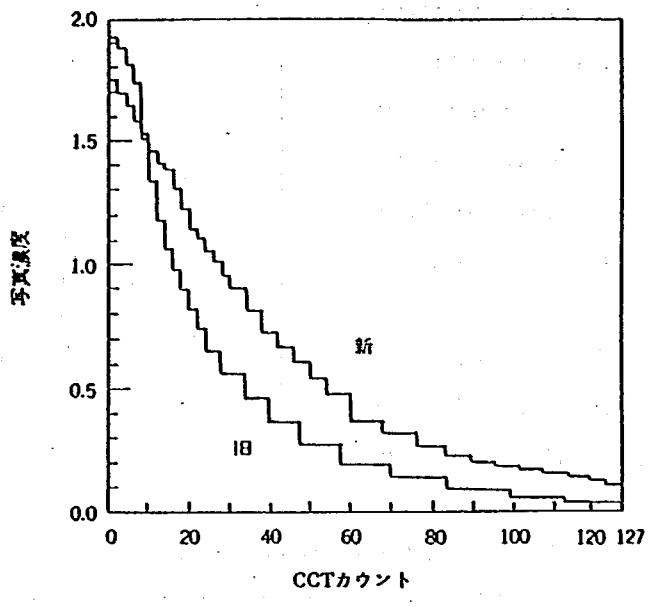
図－8.3は標準的に使用されているＣＣＴカウントと写真濃淡との対応を示す。

なお，標準のγ補正では，印画紙の露光許容度より，現在使用しているフィルムの濃度範囲は広く，印画紙上では雪，雲，海などの情報はつぶれる傾向がある。このため，雪や雲の研究調査に用いるときには輝度の高い部分を，水域を対象とするときには輝度の低い部分だけを引き伸ばした画像をつくるのがよい。

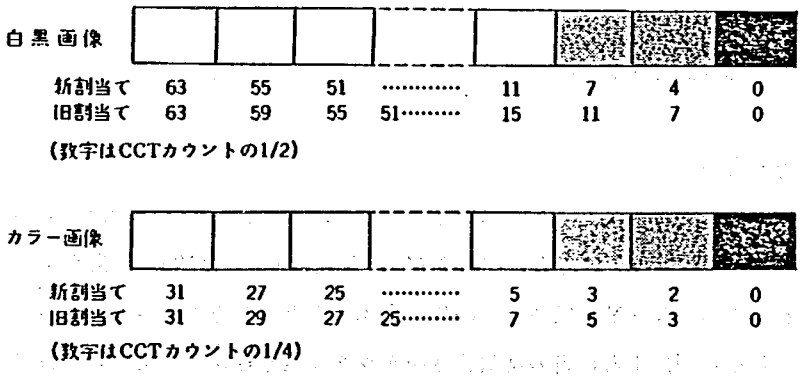
8.2　カラー写真の合成

ＣＣＴには4バンドの画素が輝度に応じた数値として記録されている。このデータは灰色の点としてフィルム上の正しい位置に配置され，各バンドごとに白黒の写真がつくられる。このとき白から黒までの色調は16段階にして表現される。

これらの白黒のデータを使ってカラー写真が合成される。このデータは4つの波長を含むが，この中にはわれわれが実際目で見ることのできない赤外線のデータも加わっているので，このデータを使ってつくられる合成カラー写真は，日常見なれている色合いと全くちがった写真となるが，逆に目的



図－8.2　CCTカウントと写真濃度の新旧対応



図－8.3　白黒およびカラー画像のグレースケールへの新旧濃度割当て

とする対象を目立つ色で強調して表現することもできる。このようなカラー画像をフォルスカラーという。

フォルスカラーには種々あるが，最も広く利用されているのは，赤外カラーである。これは，2つの赤外バンドのうち遠いほうの赤外と緑と赤のバンドを使い，それぞれに赤，青，緑の色をつけて合成される。この画像では，活力のある健康な植物は明るい赤色で表現される（表－8.1）。

さらに，明るい部分と暗い部分とのかすかな変化を強調することによって，植物の種類だけでなく，さまざまな土地利用の区分図をつくることも可能である。

これらの作業では，各バンドの画像を構成している画素の輝度によってそれぞれに色づけに変化を

つけるだけでなく，各バンドの輝度相互間に差をとったり，比をとったりして適当な四則演算を加え，新しいデータをつくってこれに三原色を与えて画像がつくられる。もちろん，これらの計算はすべての画素について行なわれるのであるから，大変手数のかかる作業となる。

このように，基本となる4種のスペクトルの輝度の組合せによってつくられる非常に多数の区分されたデータに，それぞれ異なった色を与えてできるカラー画像は非常に豊富なデータの集積といえる。

表－8.1

カラーの種類	バンド	レーザ光で合成
自然色カラー	4	青
	5	赤
	6	どちらか一方 緑
	7	普通は7バンド
赤外カラー	4	青
	5	緑
	6	どちらか一方 赤
	7	普通は7バンド

与えられるＭＳＳデータは1つであってもその処理過程の中で，4種のデータの間に加えられる演算結果を利用し，詳細な区分けができ，それらがそれぞれ色分けして表示できる点は非常にすばらしいことである。これによってリモートセンシングの利用面が拡がるばかりでなく，これを見る人への説得力を増大する効果も大きくなる。

9. ＭＳＳデータの画像処理

9.1 画像処理の目的

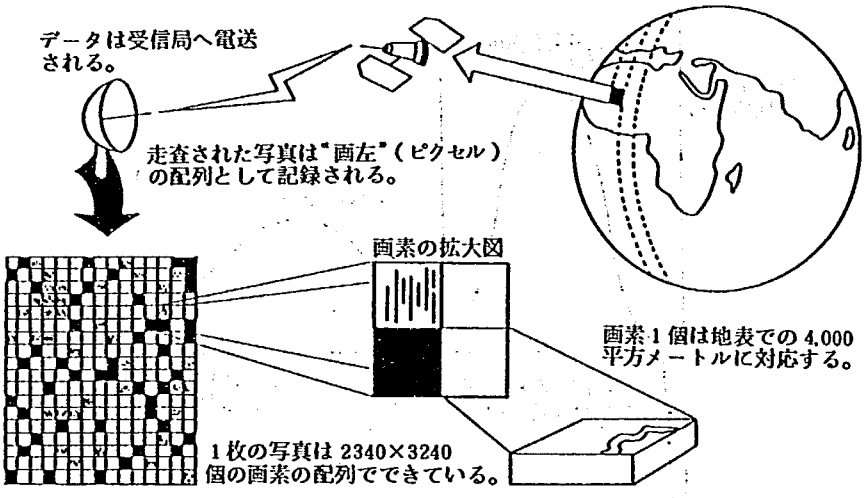
リモートセンシングデータは1つ1つの画素に対応し，その反射強さを記録している。ランドサットＭＳＳの場合，1つのシーンは走査方向に3,240，軌道方向に2,340の画素が平面的に並んでいるから，それぞれの画素はＸ－Ｙ座標系でその位置を示すことのできる面情報である。

各画素は，それぞれ対応する地表の反射強さをデジタル値（ＤＮ値）で記録されている。この場合，6ビットで記録する場合には0～63に，7ビットの場合には0～127の段階に分けられる（図－9.1）。

したがって，ＭＳＳデータの処理は2次元座標上に分布するＤＮ値に対する操作または処理に関する手法であるといえる。

実際に利用するに先立ってまず行なわなければならない処理は，ラジオメトリック補正と幾何補正であり，利用者に配布されるデータには，すでにこの粗補正が施されている。

利用者は，これらのデータをそれぞれの目的に適うように，より精度よく判読ができるように，それらのデータに解析処理を行ない，その結果を画像として表現する操作を加えることになる。その手法の主なものは次のようである。



図－9.1　ランドサット画像の構成
（宇宙衛星から見た地球：旺文社）

9.2　濃度スライス（濃度分割）

リモートセンシングの白黒画像は白から黒まで濃度が変化している。一般には連続しているように見えるが，ある濃度は特定の物質を代表している場合も少なくない。たとえば近赤外バンドの白黒写真では水域は真黒であることが多い。真白の部分は雲や雪である。同じ物質でも，その性状の変化によって写真濃度が異なる。

このような現象を容易に確認できるように必要に応じて濃淡を強調し，白黒の間を段階的に区分して表現し，それにそれぞれの色を割り当てて表現することを濃度分割という。人間の目では識別できない濃度差による物質の違いが直観的に判読できて有効な情報を得ることが多い。

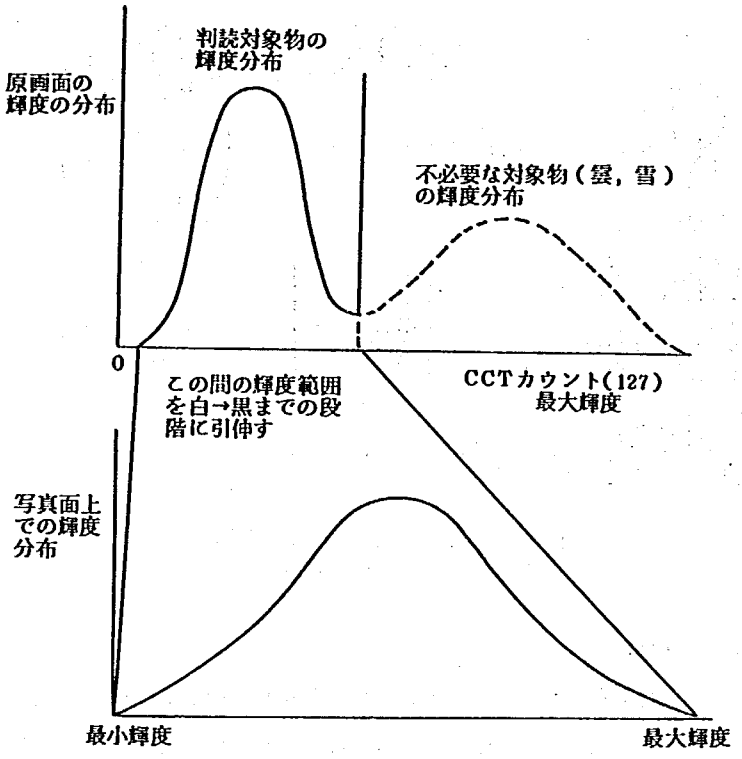
9.3　画像の強調

一般に配布されるランドサットデータは7ビット，すなわちセンサに入射する光の強さを128段階に分けて記録している。これを白から黒までの間の灰色の濃度に割りつけて写真画像にする。

しかし，一般に調査しようとする物体の反射強さは，そのごく限られた領域に分布していることが多い。

たとえば，冬のシーンでは各バンドとも0～35程度の狭い範囲である。このような画像を0～127の範囲で写真像とした場合，雪や雲のほかは，陸も海も同じ暗い色調になって細部の判別ができなくなる。

この場合，0～35までの値を白から黒までに引き伸ばして画像にする（コントラストを増幅する）と，地表の物体ごとの反射強さの差がはっきりし区別できるようになる。水域では陸地に比べて反射光の強さは非常に単調であるので，画像強調の処理が非常に有効となる。図－9.2は画像強調の概念



図－9.2

を示している。

9.4　エッジ強調

リモートセンシング画像を判読し識別するとき，パターンやリニアメントなどの特徴を読み取るとき，濃度の異なる画像の境界の形や分布が大きい役割をする。この境界をつくるエッジ（縁線）を強調して鮮明にする処理をエッジ処理という。

土地利用区分，稜線，水系，などを明確にするうえで非常に有効である。

エッジ強調の結果，一定の模様が反復して現われたり，あるいは分散，集合して現われる形態を知ることは，判読の効果をあげる条件として利用されることが多い。

10.　情報を取り出すための画像処理

10.1　画像解析の目的

衛星や航空機で得られるデータは，そのまま調査目的に一致するものもあるが，一般にはそのデータを加工して全く異なった情報をつくり出し，これによって推定したり予測することが有効な場合が多い。

たとえば，地表現象の経年的または季節的変化を知るために，日を変えて観測したデータを重ね合わせることで容易に変化の情報が得られるが，これなどは最も簡単な例である。

さらに多くのデータを使えば，3次元，4次元などの重合せの計算や，個別に判別したものを引いたり加えたりすることで変化点が見いだされ，分布や量も知ることができるようになる。

たとえば，地表面の変化の情報は，予測を行なうときにはなくてはならないものであり，災害発生の危険度などを知るうえにも大変大きい役割を果たすものと考えられる。

異なった時期，異なる季節などの各種のデータを用いて総合的な解析を行なうことを“オーバーレイ手法（重ね表示の手法）”といい，衛星データの反復性はこの点で極めて重要な役割を果たす。

これらの集積されたデータを利用して解析する手法には，重回帰モデル解析，数量化モデル解析，フーリエ変換など種々ある。

このような解析は，具体的にはプロゼクトに関連する要因を個別に調査し，得られたデータを組合せ処理する作業が中心となるが，今後のランドサットデータの利用方法としては極めて重要な課題となり，また多くの効果をあげることが期待されている分野である。

与えられた衛星データから目標とする情報を抽出する方式には，アナログ方式とデジタル方式があるが，先にも述べたように，リモートセンシングデータは計算機を用いて処理することが，本来の目的にそうものである。しかし，解析の最終成果は画像で表現されるから，最後のD/A変換の作業もまた重要な作業となる。

10.2 デジタル解析

写真処理を通して行なう解析は，経験的あるいは直感的であるのに対し，コンピュータを用いて行なうデジタル解析は数学的な理論をもとにして進められる。

コンピュータは非常に多量のデータを処理することができるので，多量の画素からできているランドサットデータをいろいろな手法で処理することができる点が大きい特徴である。

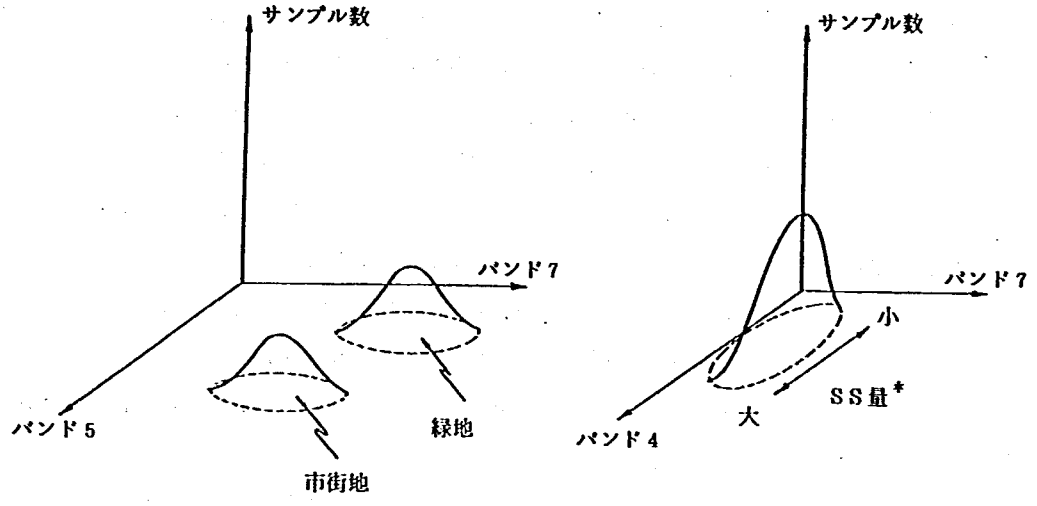
デジタル処理の方法には大きく次のような手法がある。

(1) 反射強さの分布による分類

画像の各点は緑，赤，近赤外の4つの波長別にとられている。市街地と森と水面とでは，見た目にも色が異なるが，波長別に反射強さを見るとその分布は異なったパターンを示す。それぞれの画素がどのパターンに属するかを調べて分類していくのである。

ランドサットＭＳＳデータでは4バンドに分けられているが，普通赤外バンドは6～7のいずれかを用いて，3つの波長で反射パターンを区分する。

図－10.1はその概念図を示す。同じ対象物でも同じ反射パターンを示すわけではないから，多くの画素について調べるとある範囲内に分布する。この現われる頻度を縦軸にとって示している。市街地と森林とでは当然異なった位置にグループ分けされることになる。



(a) 土地被覆　　(b) 水域

* SS量：浮遊固形物（SS：Suspended Solid）量

図－10.1　マルチスペクトルデータの分布

このような分布領域を特徴空間といい，画素を特徴空間へ分類してまとめ，これによって対象物の分類をしていくのである。

(2) 特徴空間での分類

(1)によって画像データは多次元の特徴空間に分類した場合，図－10.1の場合の市街地と森林のように全く異なった離れた位置に特徴空間がある対象物に対しては，その区別は非常に容易である。しかし，森林でも，針葉樹と広葉樹を区別しようとすると，この特徴空間の中でさらに詳細な分類をしなければならなくなる。

この場合，針葉樹と広葉樹に対応する特徴空間を分割して，それぞれが最もよく分類できるようにさせることが必要である。

特徴空間を分割するとき，それぞれのクラスの持つ特徴量（平均，分散）をグランドトルースデータをもとに求めるか，全くそのような情報を与えないで行なうか，の2通りの方法がある。

(3) クラスター分類

グランドトルースデータを用いることなく，特徴空間でのデータ分布のみをもとに分類を進める手法である。

1つの画像からいくつかのサンプルになる点を対象物ごとに選び出す。森林から数点，市街地から数点，水面から数点といった具合である。このようにして得られた1つ1つはクラスター（束）になっていて，特徴空間のある位置に分布している。

これを画面全体にひろげ，似たような特徴を持つものを順次合体させて，クラスターをつくってい

く。最終的には，各クラスターは何を表わすかを地表の物体と照合しなければならない。

10.3 デジタル解析の問題点

デジタル解析は，各画素を写真上の色，分光反射の特徴だけを利用して分類していくので，たとえば周囲との関わりなどは全く考慮せず，全く機械的な分類となる。したがって，分類の結果の精度を高めるためには，周辺画素の分類結果を参照し修正を繰り返すなどの作業が必要となる。この場合，テクスチャなどを判読にとり入れるのがよいといわれている。テクスチャとは濃淡や影などがどのように分布しているか，どのような形をしているかを示す用語である。たとえば，雪と雲は分光特性では見分けが困難であるが，雲は輝度変化は滑らかで，形は丸みを持つ。山地の雪は稜線で急に輝度が変わり，境界も比較的はっきりしている。このような特徴を十分に活用することによって，より精度のよい解析ができる。

データ判別解析の結果は画像として貯蔵し，あるいは提供する。この成果は最終的な評価の対象となるから，特に注意して行なうことが必要である。

リモートセンシングデータはデジタル，アナログ処理，解析の技術とこれを実施する装置によって，その成果の良否は大きく左右される。幸い，最近各所に本格的な解析システムが導入され，成果の作成も極めて精巧になってきた。

この章では，解析手法の概念を説明したが，これらの実作業は必要な計算機システムがあればどこでもできるように思えるが，必ずしもそうではない。これに対応したソフトの完備が必要である。リモートセンシングデータ利用を考える場合には，解析システムの完備した機関にあたってよく内容と目的を説明し，その協力を得ることが必要である。

コンクリートダムの合理化施工

ダム部長　城　島　誠　之

コンクリートダムの合理化施工

はじめに

わが国の面積は377,700 km²であるが，そのうち河川の氾濫区域は38,000 km²に及び，この区域に人口の50％，資産の70％が集中している。これらの区域を災害から守ることは，当面の緊急の課題である。一方，昨年12月に国土庁は昭和75年の水需要を推定した「21世紀の水需要」を発表した。これは三全総策定後の内外の諸条件の変化に対応したものであるが，この報告によれば昭和54年の水需要をベースに考えると昭和75年は1.43倍，昭和85年は1.61倍に達するとみており，各河川の水利用率は急速に高まると推定している。

このような事態にかんがみ，建設省では全国各地でダムの開発を行っており，現在，建設省の所管する工事中あるいは工事を前提として調査を行っているダムの数は290箇所に及んでいる。表1－1に示すように電力主働型のダムが次第に少なくなる反面，洪水調節，水資源の開発等を目的とした各目的ダムの建設に対する要請は，近年ますます強くなりつつある。

表1－1　目的別ダム建設数

年度	河川総合（建設省）		農業用（農水省補助）		発電用（電力・電発）	
	コンクリートダム	フイルダム	コンクリートダム	フイルダム	コンクリートダム	フイルダム
47	9		9	6	2	4
48	10	1	11	15	1	
49	8	3	14	9		
50	14	1	11	7	1	2
51	10	2	10	5	1	2
52	4	0	6	9	2	
53	13	4	9	14	5	1
54	9	6	9	15	5	1
55	10	5	18	17	2	2
56	12	6	14	36		5
計	99	28	111	133	18	17

ダムの数が多くなる反面，地質的に良好な地点が次第に開発し尽されつつある今日，地質に適合する合理的なダム技術の開発は緊急な課題であると云えよう。

コンクリートダムをより安い費用で建設しようという試みは，従来，中空重力式ダムあるいは薄肉アーチダムといった堤体積を少しでも少なくしようとする設計面での努力が主なものであった。しか

しながら，中空重力式ダムは型枠が複雑で，多くの労力を要すること，またアーチダムは，この型式に適したダムサイトが少なくなったことなどの理由により，すでにダム技術の合理化の主役ではなくなっている。

施工面ではレヤー方式の活用，パイプロドーザの導入，材料面からは各種混和剤の利用，減水剤およびＡＥ剤の使用，セメント量の低減などが行われたものの，従来工法を踏襲した施工法によったため，極部的な合理化に過ぎなかった。

ここではコンクリート重力式ダムの施工技術に焦点を絞り，最近わが国で開発され，ダムの合理化施工に大きく寄与したＲＣＤ（Roller compacted Dam）工法を中心にコンクリートダム施工技術の現況について述べることにする。

1. 合理化施工の背景

ダムの型式は大きくコンクリートダムとフィルダムに分類される。コンクリートダムはコンクリートという人工材料を用いて建設されるため，コンクリートの硬化時に発生する熱の問題がある。したがってブロック施工を行う必要があるので，ケーブルクレーン等の大型機械は使用するものの，人力に頼らざるを得ない面を多く内蔵している。

一方，フィルダムはダムサイト周辺にある自然材料を大型の機械力を駆使して建設することができるので，人力作業はコンクリートダムより少なくなるのは当然のことである。したがって最近では人件費の高騰などの理由により，フィルダムの工費が次第に低減しつつあるのに比べて，コンクリートダムは，大きな施工技術の進展がなかったために表１－２に示すように世界の趨勢としてはフィルダムの全盛期にあるといっても過言ではない。

表１－２　型式別ダムの数の変遷

国別＼型式＼年		1969～1971	1972～1974
日本	フィルダム	17	46
	コンクリートダム	33	47
アメリカ	フィルダム	69	97
	コンクリートダム	10	8
世界	フィルダム	178	235
	コンクリートダム	117	97

注）ダム高30ｍ以上

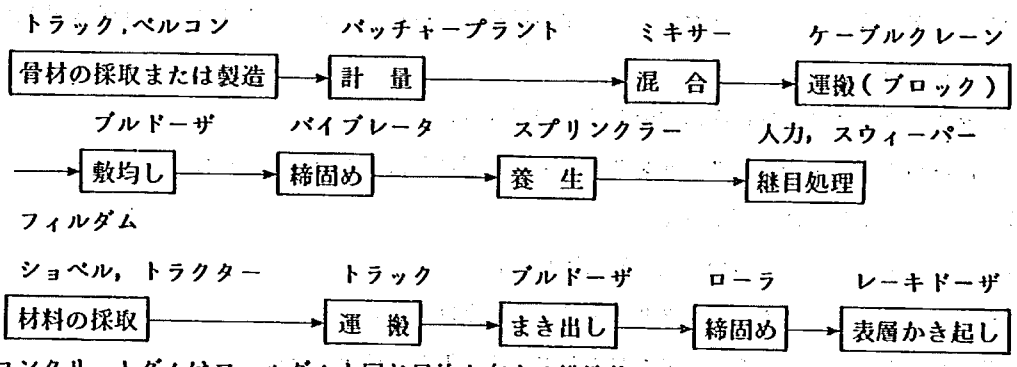
しかし，フィルダムは流水が堤頂を越流することは許されないこと，堤体内に洪水吐を設置することができないこと，建設時の河流処理設備の規模が大きくなること，材料運搬用の道路の規模が大きくなることなどの理由により，必ずしも有利とは言えない面がある。表１－１に示すようにわが国で

は洪水調節を主体としたダムが必ずしもフィルダムが多くないのは，以上のような理由によるものである。

現在のコンクリートダムの施工技術は1930年頃アメリカでHoover ダム（米開拓局，H＝222 m）の建設に際し，組織的な研究が行われ，セメントの水和熱によって生ずるマスコンクリートの温度上昇の影響をなるべく少なくするために，独立したブロックでコンクリートの打設を行う工法が確立された。アメリカではレヤー工法も米陸軍工兵隊によって実施されているが，ダムの規模が大きくなると採用できず，ブロック工法が伝統的な工法として今日まで踏襲されてきた。その後，材料，施工方法等に若干の進歩はみられたものの，ケーブルクレーンで所定のブロックにコンクリートを運搬し，打設するという工法は基本的には変っていない。

フィルダムとコンクリートダムの施工の流れを示すと次のようになる。

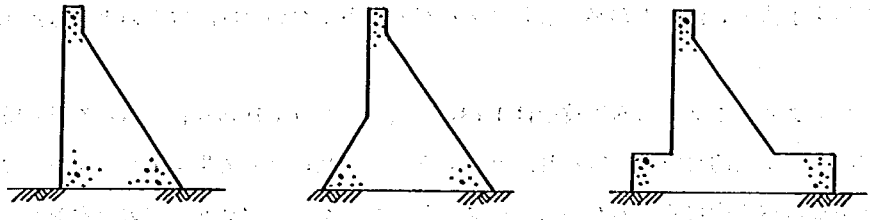
コンクリートダム



コンクリートダムはフィルダムと同じ目的を有する構造物であるが作業は複雑で，多種多様であり，多くの人力作業を伴うのに比べてフィルダムは作業が単純で，機械の機種も少なく，大型機械を導入できるので省力化も容易である。

コンクリートダムとフィルダムでは設計体系も異なっている。コンクリートダムのすべりに対する安全率はHennyの式により4以上とされているが，フィルダムではのり面のすべりに対する安全率は円形すべり面で1.2以上としている。このことはフィルダムの挙動が塑性的であるのに比べて，コンクリートダムは脆性的な破壊を考慮するためとされている。こうした設計体系の差異は，設計法の歴史的経緯もあるので今後の検討に譲るとしても，同じ水圧を支える構造物である以上，設計あるいは施工面から何等かの歩みよりがあってもいい筈である。

またコンクリートダムは，すでに述べたような複雑な工程による工費の増大に加えて，図1－1に示すように地質的な制約により断面の拡大を余儀なくされている。このため，ダムの経済性に着目し，材料，施工法，仮設備等について多くの検討が行われ，フィルダムの施工法の利点をとり入れたRCD工法が，わが国で世界に先がけて開発され，すでに島地川ダム（山口県，H＝89.0），大川ダム（福島県，H＝78.0）のマットおよび新中野ダム（北海道，H＝74.9）の減勢工基礎の施工を行っている。



(a) 基本三角形のダム　(b) 上流にフィレットを有するダム　(c) マットを有するダム

図1－1　コンクリートダムの断面

2. 合理化施工の経緯

コンクリートダムの施工法をフィルダムの施工法に近づけるといっても，コンクリートダムのどの工種を合理化するかにより多くの手法が生ずる。コンクリートダムの合理化施工を目ざし，世界各国において多くの試みがなされてきたが，合理化の目標とすべきコンクリートダムの問題点を集約すると次のようになる。

①柱状ブロック工法では打込み作業の面積が制限される。

②型枠，継目処理，締固め，クーリングパイプの設置などに多大の労力を要する。

③柱状ブロック工法では工期が長くかかる。

④作業が複雑であるため機械の導入が制限される。

⑤現在用いられているダム用コンクリートは圧縮強度は大きすぎる。

などであり，これらの欠点を少しでもなくしていくことが合理化の目標である。

以下にこれまで世界各国で行われた合理化施工の試みのうち主なものについて述べる。

Alpe Geraダム（イタリー，H＝175 m）

1964年にイタリーのエネル電力会社により従来とは全く異った工法により建設され，新工法開発の契機となったダムである。

コンクリートの打込み面はブロック状ではなく，同標高は同一平面として打設される。コンクリートは左岸に設けられたインクラインにより打設面に降され，ホッパを通してダンプトラックに積変えられ，所定の位置に荷降しされる。さらにブルドーザで80 cm厚にまき出され，バイブロドーザにより70 cm厚に締固められる。12時間後にグリーンカットを行い，従来のブロックの大きさ（15m×20 m程度）に目地切りを行う。上流面には型枠を兼ねて鉄板を張り止水を行ったが，後に鉄板は必要のないことが判明した。

コンクリートのセメント使用量は図2－1に示すように上，下流面が250～300 kg/m^3，下部では200 kg/m^{3}から上部では115 kg/m^{3}と少なくしている。これは試験を行いながら施工を進めた結果，品質のバラツキも少なく，強度も十分確保されたためにセメント量を少くしていったものである。骨材の最大粒径は130 cmである。

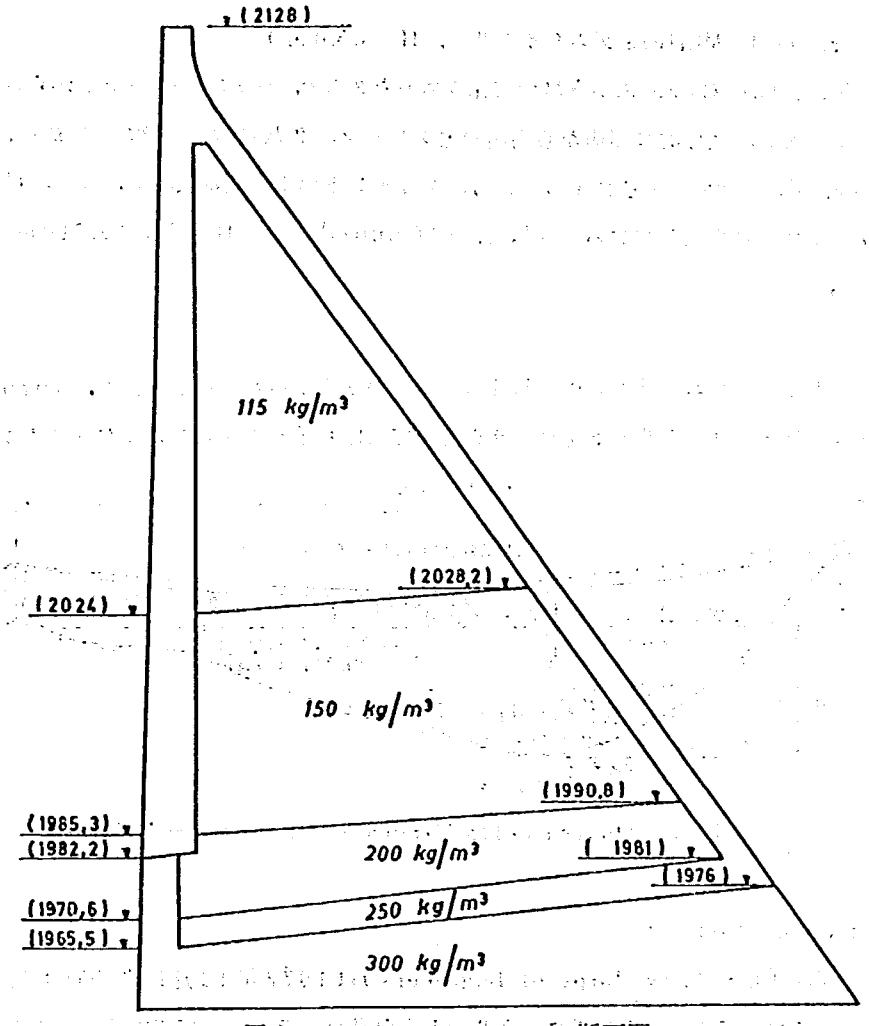


図2－1　Alpe Gera Dam 断面図

ダムサイトの気温は冷涼であったためクーリングは行わなかったが，コンクリートの最高温度は34°Cであった。

このような工法にふみ切った理由は，施工方法の合理化を意図したものではなく，ダムサイトの標高が2,100mという高いところにあり，年間のコンクリート打込み期間が5～6ケ月しかないために，出来るだけ工期を短縮しようとしたのが最大の理由のようである。打込み速度は最大7,114m³/日，146,695m³/月であり，ブロック工法によるより，かなり早く，予定通りにダムを完成させている。

問題は打設後何時間すればダンプトラックを通すことができるかにあったらしく，多くの試験をくり返し行い検討を行っている。実際は12～24時間であった。

このダムではフィルダムの良い点を取り入れたとは言い難く，現在のコンクリートダムの工法のうち比較的改良しやすい点を改良しているに留っており，工期の点では確かに成果をあげたが，経済性の面ではそれ程改善されていない。

Quaira della Minieraダム（イタリー，H＝85.0 m）

1976年にAlpe Geraに引き続いて完成されたダムで，バッチャープラントから打設面までのコンクリート運搬を，地形的な関係から両端固定クレーン，2基によって行っており，他は殆んどAlpe Geraダムと類似の工法によっている。ジョイントの上流面は鉄板ではなく，目地部分のみをアスファルトにより止水している。堤体積は610,000 m³，最大打設速度は2,210 m³/日，3,925 m³/月であった。

イタリーの2つのダムの試みの後，しばらく新しい試みは行われなかったが，1970年代になってからノースランプのコンクリートをローラを使って転圧しようとする試みがなされるようになった。

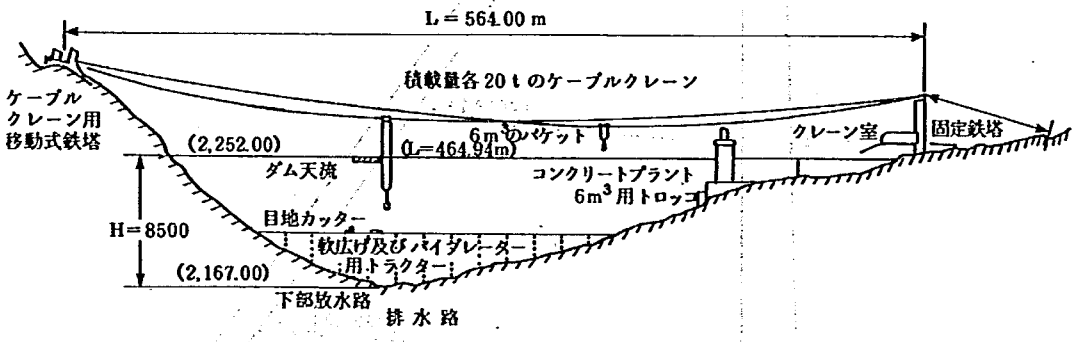


図2－2　Quaira della Minieraダムのコンクリート運搬設備

Lost Creekダムの試験

米陸軍工兵隊（US Army Corps of Engineers）は1972年12月に米陸軍工兵隊水理試験所（W. E. S）においてノースランプコンクリートを振動ローラによって締固める試験を行い，所要の品質のコンクリートが得られることを確かめた。しかし施工継目，水平打継目での付着性が劣ることが判明したためにLost Creekダムで再度試験が計画された。この試験に用いたコンクリートは最大粒径40～80 mm，セメント量は59～163 kg/m³，締固め後の厚さは20 cmである。

以上のような条件の基で試験が行われた結果，施工時における材料の分離に注意すれば，いずれの配合でもローラにより転圧でき，硬化したコンクリートの性質は従来のマスコンクリートと同等の性質を有することが実証された。また水平打継目の問題は水平打継目に最大粒径20～40 mmの配合の薄いコンクリート層を用いることにより解決されることが解った。この試験においてVebe試験を改良したノースランプコンクリートのコンシステンシー測定法についても研究を行っている。

Tarbelaダム（パキスタン）

Tarbelaダムは1975年，湛水中に放水トンネルに崩壊を生じ，湛水不可能となった。この崩壊部分の修理のために350,000 m³のR. C. C（Roller Compacted Concrete）が用いられた。コンクリートは229 mmのフルイを通した骨材をベルトコンベアで送りながら，その上にポルトランドセメ

ントを振りかけロックラダーの頂部に送り，スプレイしながら落下させる。この時に自然に混合されるといった方式であり十分な品質管理が行われたものではない。

打設はブルドーザで457 mm厚にまき出され，35 tのローラで締固めを行っている。

雨期が始まる前の短い期間に工事を完成させることを目的としたもので，日平均打設量8,400 m^3，最大18,000 m^3，350,000 m^3 のコンクリートを42日間という驚くべきスピードで打設を行い，予定の工期内に工事を完成させている。

Itaipu ダム（パラグアイ，ブラジル）

1978年にItaipu ダム工事における分水構造物下流の坂路の埋戻しにR.C.Cが採用された。R.C.C用骨材の最大粒径は19～76 mm，単位セメント量は55～117 kg/m^3，フライアッシュをセメント量の30～40％混合している。コンクリートはすべてダンプトラックにより運搬し，荷降し後ブルドーザにより25 cm厚にまき出しを行い，Dynapac CA－15（振動ローラ）によって20 cm厚さに転圧を行っている。転圧回数は6回であり，ほぼ米陸軍工兵隊の手法に従って施工された。

全体コンクリート量は26,000 m^3，40日で施工が行われ20日で全体量の82％の打設を完了している。日最大打設量は3,500 m^3/日であった。

Krasnoyarsk ダム（ソ連，H＝119 m）

Krasnoyarsk ダムではコンクリートの混合，運搬が自動的な連続システムとして操作されている。コンクリートは中央プラントにおいて連続ミキサーにより，連続して製造され，打設ブロック上部で橋脚に支持されたベルトコンベアにより運搬される。所定の位置でベルトコンベアから垂直のシュートに流し込まれ，シュートの末端に設けられフィーダー，コンベアによりコンクリートを型枠全体に均等に均きならし，バイブロドーザによって締固めを行う。打設が完了すれば型枠は上部に引上げセットされ打設を繰返し行うシステムになっている。打設システム一基の能力は時間当り最大150 m^3，日当り2,500,000 m^3 の打設を記録している。打設設備の移動，設置のために25 tケーブルクレーン（スパン1,000 m）を設置している。堤体積は3,800,000 m^3 である。

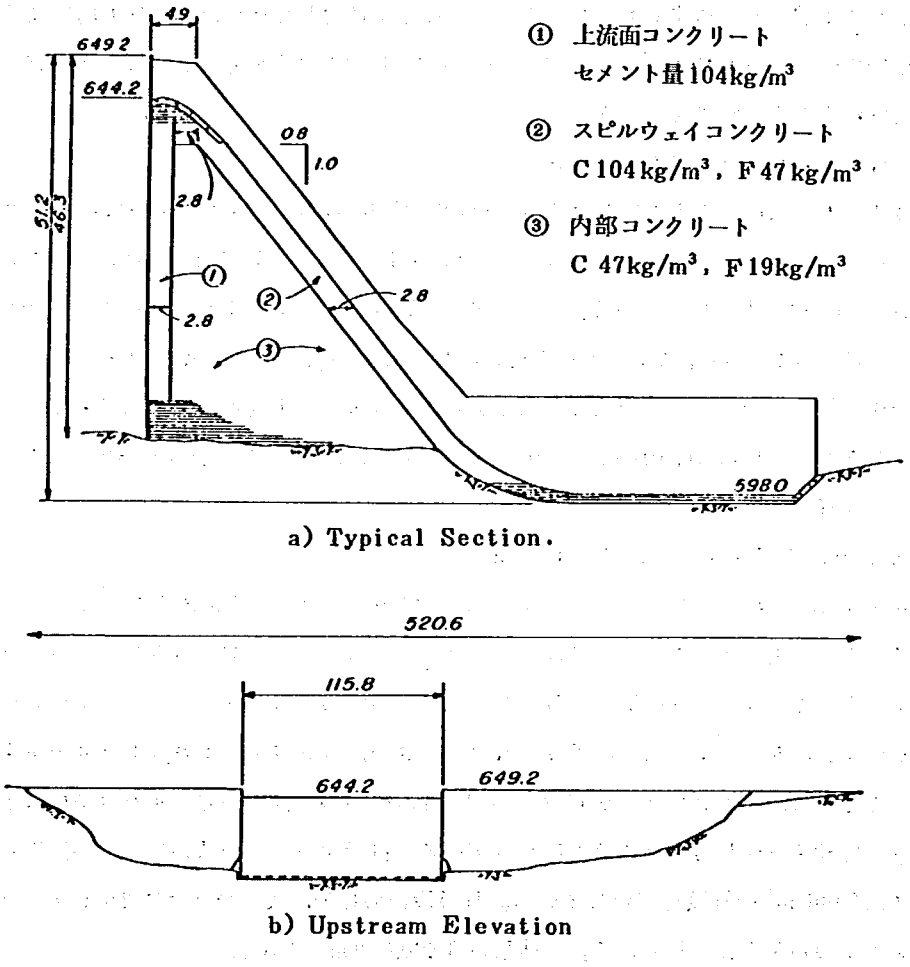
打設のリフト厚は1.0～1.5 m，クラックを防止するために40～50％の粉砕スラグを含む低熱セメントを使用しており，コンクリートは減水剤またはAE剤を使用し，単位セメント量は160～170 kg/m^3 である。夏期には骨材を冷却し，コンクリートミキサーに氷を加え，またコンベアに覆いをかけるなどの温度規制対策を行って打設温度を5～7 °C 抑制している。それでも夏期にはクーリングが必要であった。

工法の詳細については不明であるが，従来用いられたケーブルクレーンとは異なりベルトコンベアシステムを用いて連続運搬し，コンクリート打設スピードを上げていることは合理化施工として注目される。

Willow Creek ダム（アメリカ，H＝51.5 m）

Willow Creek ダムは米陸軍工兵隊により，アメリカ，コロラド州で1982年9月に完成をみた

ダムであり，後述する島地川ダムより更にフィルダムを近い施工を行っている。ローラで締固めを行っているところからＲＯＣ（Roller Compacted Concrete）ダムと呼んでいる。堤体積は313,000m³，堤頂長518ｍである。（図２－４）



a) Typical Section.

b) Upstream Elevation

図２－３ Willow Creek ダム

コンクリートの骨材は最大粒径76 mm，200番以下の細粒分の含有量は70％以下とし，骨材の洗滌は行っていない。コンクリートの示方配合およびコンクリートの圧縮強度は表２－１に示すとおりである。打設完了後は打設面にスプリンクラー等によって散水したが，打継面の清掃はとくに行っておらず，コールドジョイントが生じた場合には若干富配合のコンクリートを打設し，上層を打継いでいる。

施工に用いた機械はバッチャープラントのほか振動ローラ３台，スクレーパ３台，ブルドーザ１台，散水車数台である。コンクリートはダブルドラムのバッチャープラント（275m³～298m³/h）により混合し，スクレーパによって打設位置まで運搬し，荷降し後ブルドーザで24～34 cm厚にまき出し，振動ローラにより締固めている。目地切りは行っていない。

表2－1　Willow Creek ダムのコンクリート

打設位置	水 (kg/m³)	セメント (kg/m³)	フライアッシュ (kg/m³)	最大骨材粒径 (mm)	密度 (kg/m³)	σ_{91}
スピルウエイ表面	77	186	80	38	2,531	4,800
下流面	77	104	47	76	2,531	2,700
上流面	77	104	0	76	2,531	2,200
内部	77	47	19	76	2,531	1,100

上流面には1.2m×4.9m×8.9mの大きさのプレキャストパネルをセットして上流面の形成をはかり，下流面の型枠は用いず，そのまま打ちっぱなしにしている。コンクリートの冷却は行っていないが，骨材の製造，ストックをすべて前年の冬期に行いストックするよう配慮している。

このような工法を採用した理由は①当初ロックフィルダムで計画したが，ロックフィルダムにすると堤外に大規模な洪水吐を設けなければならないため，費用が膨大となること②RCCダムによる材料の費用はロックフィルダムの75％でよいこと③保守が容易で工期が早いこと（305,000m³ を約5ケ月で打設した。）などを挙げている。

コンクリートダムの合理化施工の主な例を述べたが，ローラ締固めコンクリートはこれ以外にも，わが国を始め多数の例が報告されており，コンクリートの合理化施工の一環として，合理的な施工法の開発が大いに期待される。

3. わが国の合理化施工

3.1 合理化施工の目標

わが国の合理化施工は合理的なコンクリートダムの施工技術の開発を目標として1974年「コンクリートダム合理化施工に関する研究委員会」が（財）国土開発技術研究センターに設置され研究が開始された。この委員会においてRCD工法によりダムの施工を行う方針が示され施工法，材料，仮設備等の研究の結果，島地川ダム，大川ダムの施工が具体化された。その後更に詳細な検討を行うために，1978年「島地川ダムRCDコンクリート研究部会」，同時に「大川ダムRCDコンクリート検討部会」が設置され検討を行った。委員会における検討の方針は次のとおりである。

①コンクリートダムは従来の施工法を踏襲しているのみで進歩がみられない，最近のフィルダムの施工法と比較してコンクリートダムの施工法を見直す必要がある。

②ダム基礎岩盤の劣弱化に対し，これに対応したコンクリートダムの設計概念を再検討すべきである。

③コンクリートダムはフィルダムに比べて工期が長くなるが工程上どこに原因があるかを追求する必要がある。

但し，合理化について検討するといっても，従来の方向を覆すのではなく，長年の経験を基にした合理化を模索することが当面の課題であるとして，次のような方針のもとに検討が行われた。

①合理化といってもダムは永久構造物であるから，コンクリートは質的に良好なもので，基本的にはプラスチックでウォーカブルであり，硬化の過程が従来のマスコンクリートと同様であること。

②コンクリートの問題点の一つはコンクリートに発生するクラックをできるだけ少なくすることである。このために横断方向に従来どおりの目地を作り，セメント量は更に減少させることを検討すること。

③基本的に断面は重力ダムの断面またはそれと類似の断面であること。

④表面の性状並びに水密の条件は，従来のコンクリート重力式ダムと同様であること。

以上の条件からコンクリートダムの内部にＲＣＤ工法が採用されることとなり，各種の検討が行われた。

従来工法とＲＣＤ工法の相違点を比較すると表３－１のようになる。

表３－１　従来工法とＲＣＤ工法の比較

工種		従来工法	ＲＣＤ工法
打設方法		ブロックシステム	全面レヤーシステム
コンクリート	セメント量	150 kg/m³ 以上	120 kg/m³ (C+F)
	骨材最大粒径	150 mm	80 mm
	スランプ	3 cm	0. 超硬練り
運搬		ジブクレーン，ケーブルクレーン	固定ケーブルクレーンまたはインクラインおよびダンプトラック
敷均し	層厚	1.5～2.0 m	50～70 cm
	機械	バケットで直接（人力）	ブルドーザ
締固め		棒状バイブレータまたはバイブロドーサ	振動ローラ
打継目処理		ジェットウォーター	モータスウィーパーまたはポリッシャー
横断継目		型枠で形成	振動圧入目地切機で造成
温度規制		主としてパイプクーリング	貧配合，クーリングなし

次にＲＣＤ工法により施工が行われた島地川ダムおよび大川ダムの施工例の概要について述べる。

3.2 島地川ダムの施工

3.2.1 島地川ダムの概要

島地川ダムは山口県のほぼ中央部に建設された多目的ダムであり，ダムの諸元は表３－２に示すとおりである。

表３－２ 島地川ダム及び貯水池諸元

位置	右岸・左岸 山口県新南陽市大字高瀬		
貯水池		ダム	
集水面積	32.0km²	型式	重力式コンクリートダム
湛水面積	0.83km²	堤頂高	EL 300.0m
湛水延長	5.2km	堤高	89.0m
洪水時満水位	EL 297.1m	堤頂長	240.0m
常時満水位	EL 286.5m	堤頂巾	8.25m
洪水期制限水位	EL 286.5m	堤体積	317,000m³
洪水時制限水位	EL 286.5m	堤体法勾配	上流面 1:0.0及び1:0.3 下流面 1:0.8
計画堆砂面	EL 247.5m		
総貯水容量	20,600,000m³	越流設備	クレスト・オリフィス
堆砂容量	1,000,000m³	放流設備	選択取水設備 φ=1,200 低水位放水管 φ=800
洪水調節容量	7,000,000m³		
都市用水容量	2,600,000m³	計画洪水流量	370m³/s
工業用水容量	8,800,000m³	計画放流量	80m³/s
不特定用水容量	1,000,000m³	調節流量	290m³/s

図３－１に示すようにゲートレスダムで，比較的構造が簡単であること，地形，地質的にコンクリートの運搬設備の設置に多くの制約があるところから，わが国初の試みとしてＲＣＤ工法の採用が決定され，1978年８月から打設を開始し，1980年８月に完了した。全コンクリート量は317,000 m³，このうちＲＣＤ工法によるコンクリートは165,000 m³，全体の52％である。日平均打設量は 756 m³，（最大2,655 m³）日平均打設量は12,708 m³（最大23,822 m³）であった。

3.2.2 ＲＣＤコンクリート

ＲＣＤコンクリートについてはまだ配合設計法が確立していないので室内および屋外において各種の試験を行い配合設計の検討を行った。コンクリートの配合はＡ，Ｂ，Ｃ，Ｄの４種であるがＡ，Ｃ，Ｄ種は従来のコンクリートと同等のものであり，Ｂ種がＲＣＤコンクリートである。（表３－３）

ＲＣＤコンクリートの配合を決定するにあたってあらかじめ次のような基本事項を決定した。

①セメントは普通セメントを使用するものとし，フライアッシュを30％混合する。単位セメント量は堤体下部では130 kg/m³（締固め層厚，50 cm），上部では120 kg/m³（締固め層厚70 cm）とする。

②単位水量は振動ローラで転圧可能な範囲で最小限とする。（100 kg 程度）（図３－５）

③骨材の最大粒径は分離を少なくするために80 mm とする。

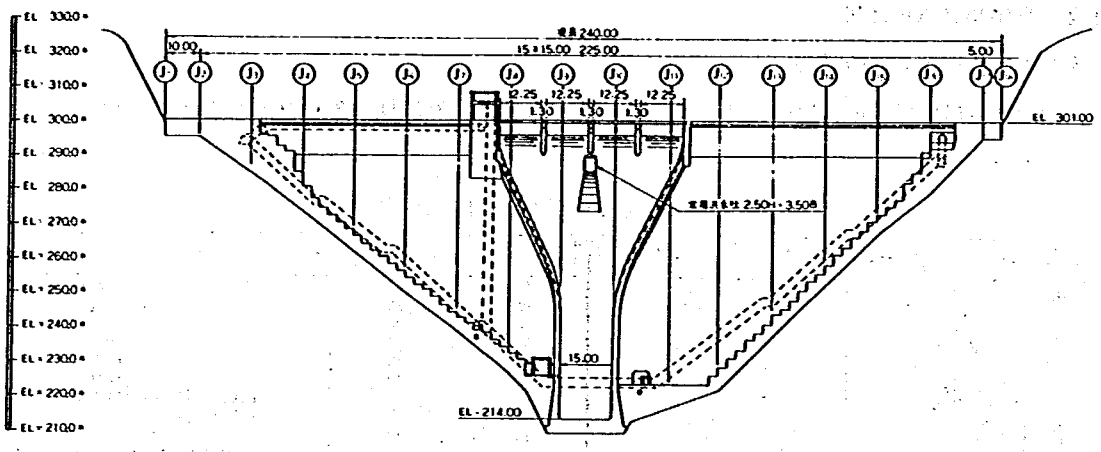
④混和剤としては打設システムを考慮し，減水遅延剤を使用する。

⑤ｓ/ａはコンシステンシーおよび施工性を考慮し，34％程度である。（図３－６）

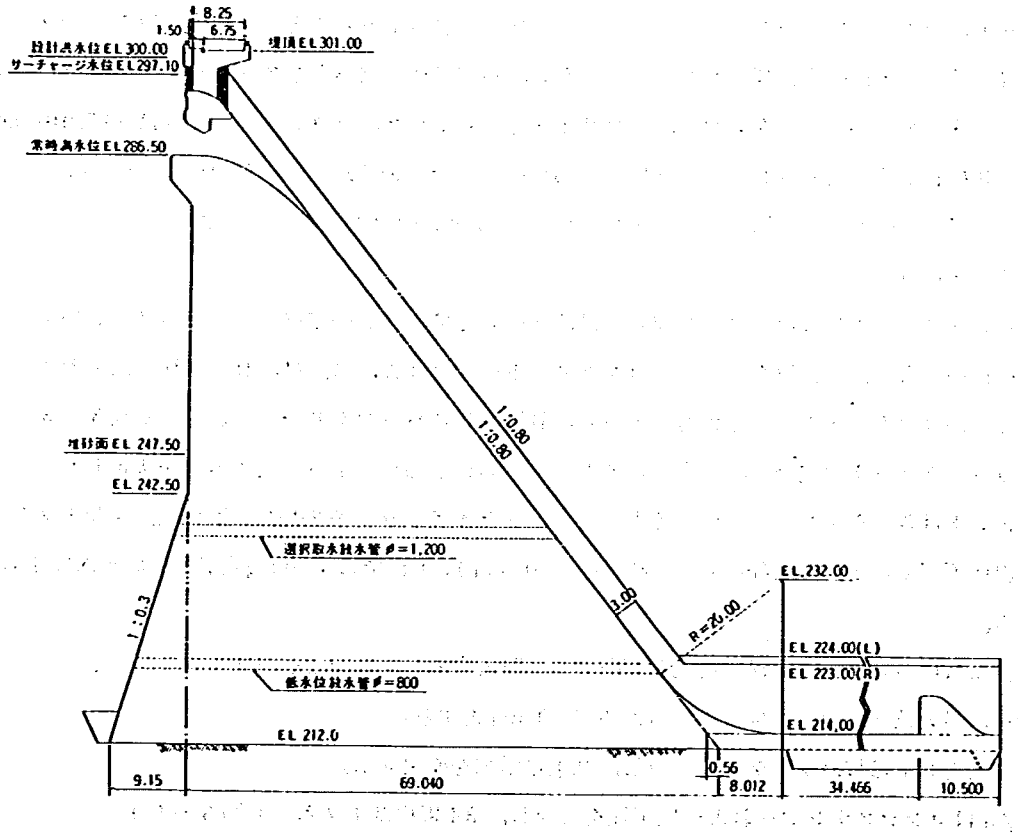
⑥ＲＣＤコンクリートのコンシステンシーは振動台式の装置でＶＣ試験*を行い管理する。

コンクリートの示方配合は上記のような条件のもとで室内試験，現場試験を行い表３－３のように決定した。

* VB試験装置をRCDコンクリート用に改良したもので，モールドの高さ20 cm，直径24 cm，振動数4,000 rpm，振巾1 mm，載荷量20 kg。



a) 下流面図



b) 越流部標準図

図3－1 島地川ダム一般図

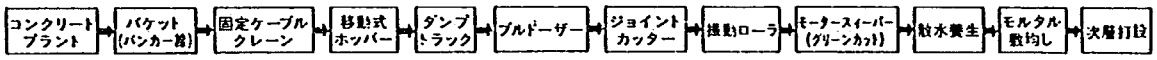


図３－２　ＲＣＤコンクリートの打設順序

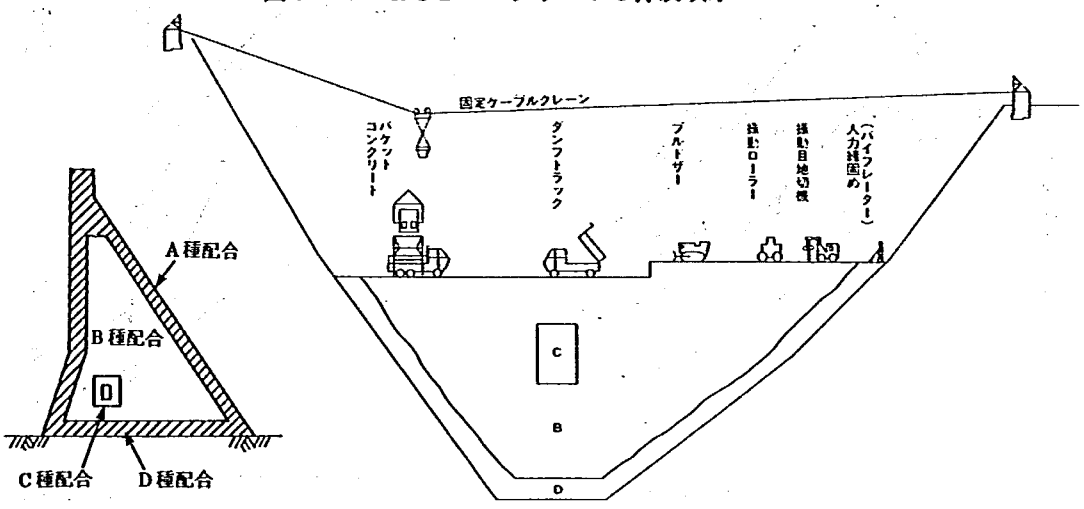


図３－３　ＲＣＤコンクリートの配合と打設区分

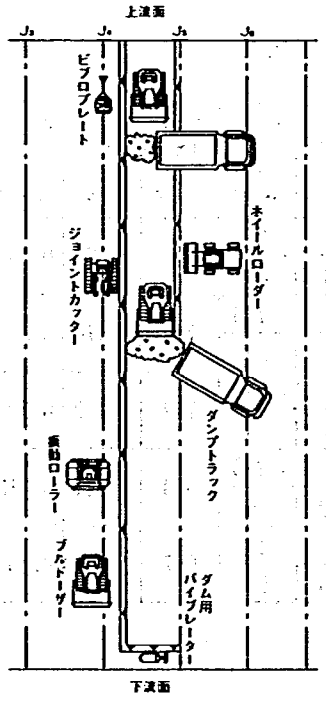


図３－４　ＲＣＤ工法要領図

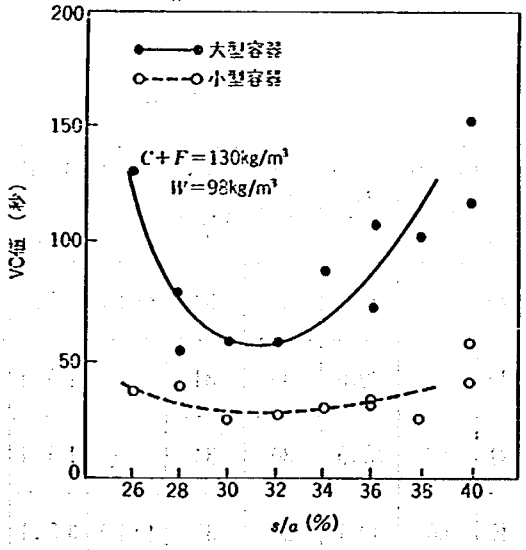


図３－５　単位水量と圧縮強度の関係

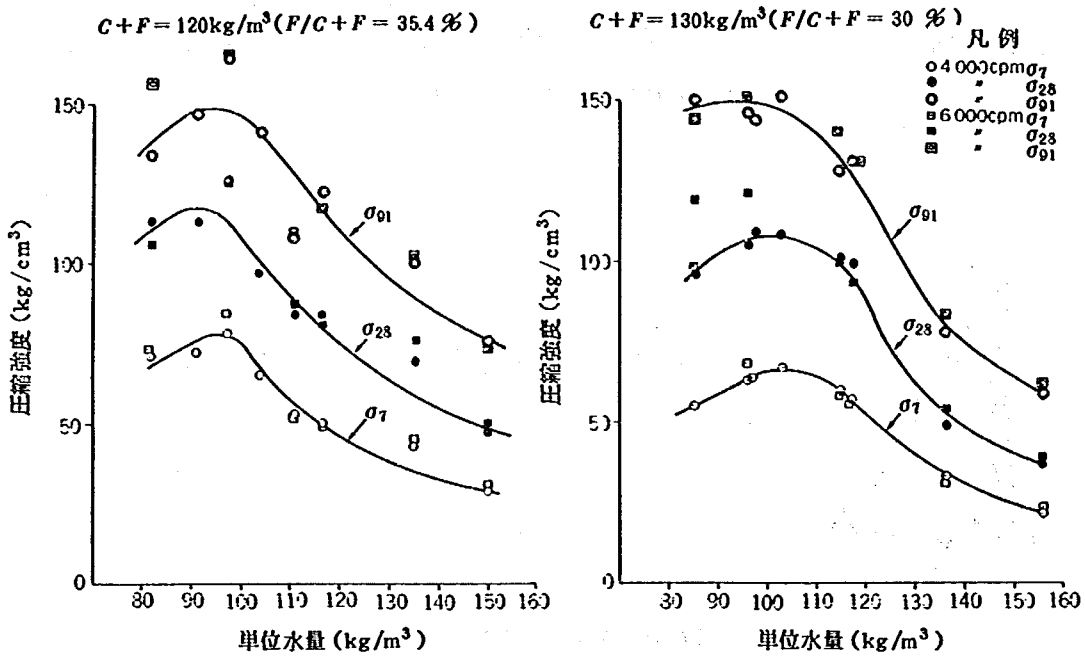


図3－6　VC値とs/aの関係

表3－3　島地川ダムコンクリートの標準示方配合

	粗骨材の最大寸法 mm	水、セメント比 (W/C+F) %	フライアッシュ比 (F/C+F) %	細骨材率 (S/a) %	スランプ cm	空気量 %	水 (W) kg/m³	セメント (C) kg/m³	フライアッシュ (F) kg/m³	細骨材 (S) kg/m³	粗骨材 (G) kg/m³	混和材 kg/m³
A 種	80	59.1	30	34	4±1.5	3.5±1	130	C+F=220		670	1,377	0.55
								154	66			
B-1種	80	80.8	30	34	−	1.5±1	105	C+F=130		749	1,476	0.325
								91	39			
B-2種	80	87.5	30	34	−	1.5±1	105	C+F=120		752	1,482	0.30
								84	36			
C 種	80	49.1	30	31	4±1.5	3.5±1	140	C+F=285		593	1,341	0.713
								199	86			
D 種	80	76.1	30	34	4±1.5	3.5±1	137	C+F=180		687	1,353	0.45
								126	54			

3.2.3　施　　工

練混ぜ　一般的な硬練りコンクリートでは従来のダムで使用されている傾胴式ミキサーでよいが，超硬練りコンクリートでは材料の分離を配慮し強制練りミキサーの方が秀れていることが判明したため，２軸のパルグ型強制練りミキサー（図３－７）によりコンクリートの練り混ぜを行った。

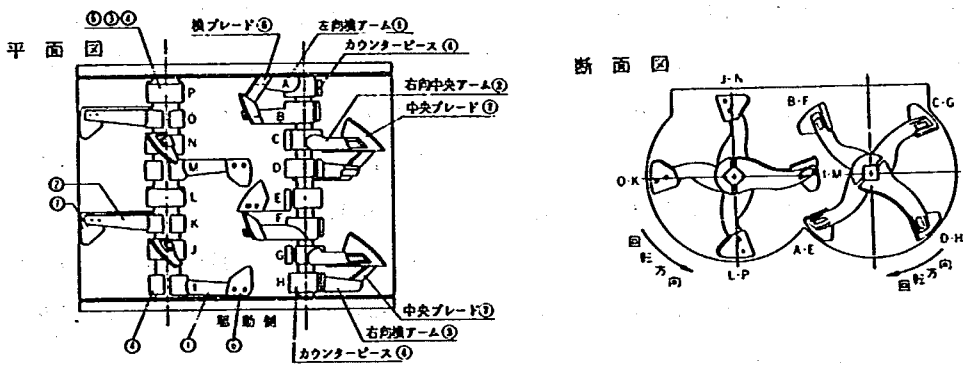


図３－７　強制練りミキサー（ 1.5 m³ ）構造図

運搬　運搬用の設備については経済性，施工性，品質管理等について種々の組合せについて比較検討した結果固定ケーブルクレーンとダンプトラックの組合せとした。バッチャープラントで混練りされたコンクリートはバケットに投入され，ダム軸付近に架設された固定クレーンで堤体内に運搬され，固定クレーン下部に設けられた移動式ホッパーに仮受される。ホッパーからダンプトラック（ 11 t ）によって打設場所まで運搬される。

敷均し　打込み面には岩盤部 2.0 cm，コンクリート部 1.5 cmの厚さに人力によりモルタルを散布した後，ブルドーザによりコンクリートのまき出しを行う。リフト厚は堤体の下位標高では 50 cm，上位標高では 70 cmとしたが，リフト厚をそれぞれ３層，４層にまき出すことにより，最も懸念された材料の分離の問題を解消することができた。さらに１リフトを一回でまき出すことによりコンクリートの圧縮強度は向上することが判明した。

まき出し厚さを管理するためにレーザーレベルを用いて施工管理の省力化を図った。

締固め　締固めは振動ローラ（ＢＷ－200）により走行速度１ km/h で転圧することにより行った。転圧幅は 0.5 m重複させ（ローラ幅 2.0 m）転圧する。転圧回数はリフト厚 50 cmの場合には無振動で２回，振動で９回，計１１回，リフト厚 70 cmの場合は無振動で２回，振動で１３回，計１５回転圧とした。

異種配合部との接合部は入念に締固めることによりそれ程問題なく接合されることが解った。

打継面処理　打継面の面積は従来工法によるダムの２～３倍になる。しかし，従来のコンクリートに比べるとブリージングは少なく，レイタンスもみられなかった。Ｂ配合は貧配合であるため硬化が遅く，表面の粗骨材が緩むことがある。このためスウィーパー，ジェット水，ポリッシャーなどを用いて清掃

し，バキュームカーにより洗滌水を処理した。

グリーンカットの厚さは平均7.0mm，開始時期は表面の粗骨材を緩めないこと，異種配合との関連などに注意し，慎重に決める必要がある。秋から春にかけては24～36時間，冬期は48～56時間であった。

不時の場合で打込みを中止するときには打込み面をローラで締固める。降雨の際にはモルタルが流出するのを防ぐためシートで覆って作業を中断した。再開にあたっては締固め不十分なのり先のコンクリートを排除し，D種配合を1.0m程度打込んでからB配合の打込みを継続した。

横継目　従来工法では型枠により横継目が形成されるが，RCD工法の場合，上下流面を除いて目地切りを行わなければならない。目地切りのため油圧ショベル12－HTをベースとした目地切機を(図3－8)開発した。締固め前または後に目地切機にリフト高さに合った目地材(亜板引鉄板t＝0.27mm，900×700(500))を目地切機のブレードにはさみ所定の深さまで圧入した後ブレードのみを引抜くことにより形成される。

この作業は1回当り3分であり，比較的容易であった。

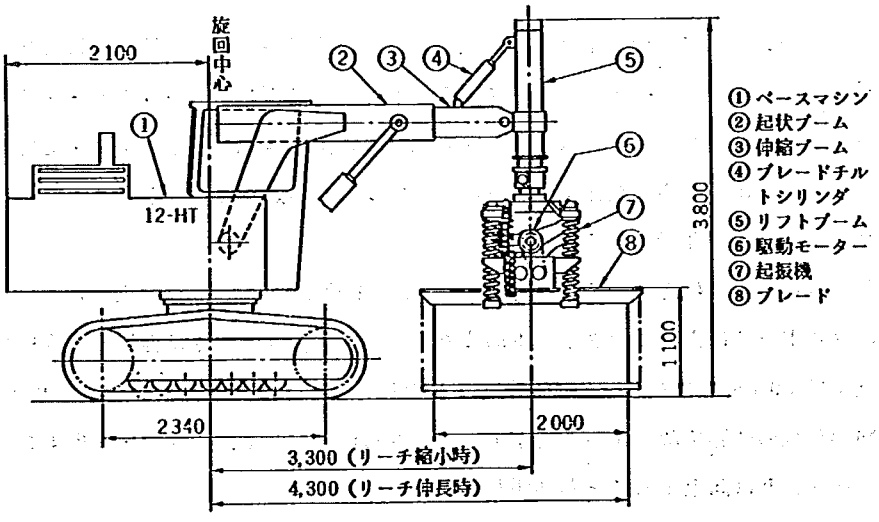


図3－8　振動目地切機(12－HCV－64)

養生　コンクリートは貧配合であるうえにフライアッシュを30%混入しており，初期における水和反応は比較的遅いと判断される。したがって2，3週間程度は湿潤に保ち，また保温を十分に行うとともに，その後比較的長時間にわたって表面の乾燥を防ぐ必要がある。このため，打設完了後はスプリンクラーによる散水または水マット等により養生を行った。また冬期には打込み面に温床マット(0.9m×6.0m　220V)を敷設するか，散水または，一部湛水による養生を行った。上下流面は散水養生を行い，冬期にはビニールシートで覆い，アイランプで保温を行い完全を期した。

RCDコンクリートの品質管理　RCDコンクリートの品質管理は表3－4の項目について行った。

表3－4　RCDコンクリートの品質管理項目

項　目	基準値	変動許容範囲	摘　要
圧縮強度	目標強度	±15％	σ_{91}での変動率
VC試験	15秒	±10秒	
単位容積重量	目標値	±2％	JISA1116
空気量	1.5％	±1％	
粗粒率(FM)	2.6	±0.2％	

このほか打込み時におけるコンクリート表面の状況，締固め前後の層厚，材料の分離の状況等は監督員の視察により行った。

コンクリートの圧縮強度について標準供試体とコンクリートのボーリングコアとの比較を行ったが，次のことが判明した。

①リフト厚，まき出し方法に拘らずσ_{91}は所要圧縮強度（110kg/cm^2）以上で140kg/cm^{2}以上の強度が確保される。

②70cmリフト厚の場合は上層，下層で強度の差異が認められ上層は下層の27％減となっている。

③コアの観察結果からは上層の骨材下面に多少の気泡がみられる。しかし透水係数は1×10^{-7} cm/sec以下で問題はない。

④水平打継面の付着は良好でありモルタルが上層まで混入している。

⑤セメント量の変化（120kg/m^{3}と130kg/m^3）による強度差は顕著でない。

⑥ボーリングコアの強度は標準供試体の強度の70％程度であった。

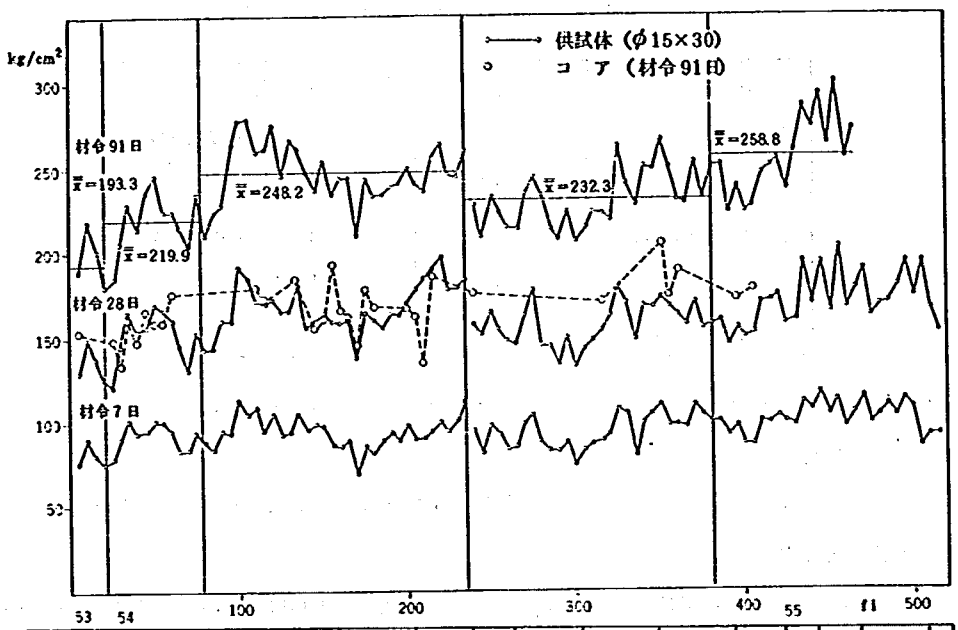
RCDコンクリートの圧縮強度管理図の例を図3－9に示す。

3.2.4　クラック防止対策

RCD工法においてコンクリートに如何にしてクラックを生じさせないようにするかは最大の課題である。RCD工法とブロック工法の違いはリフトの高さ，打設間隔の違い，RCD工法では単位セメント量は幾分低くすることができるがパイプクーリングを行うことはできないことなどである。

クラックの要因として外部拘束によるものと内部拘束によるものとがある。外部拘束に基づくクラック規制はコンクリートの温度降下を低くすることであり，このためにはクーリングを行ったり打設間隔を大きくする等の処置が必要となる。また外部拘束の大きさは構造物の高さと水平方向の長さLによってきまる。即ち外部拘束を小さくするにはH/Lを大きくとる必要がある。これは打設速度を一定に保つことにより達成することができる。

内部拘束によるクラックはコンクリート内に生ずる温度勾配によるので，温度勾配をできるだけ小さくする必要がある。このためには外部拘束に対する対策と同様に内部温度を抑制し，一定速度で打設を行う必要がある。これと同時に水平打継面，上下流面については十分な養生と断熱保護を行う。



月　日	10 11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4
工事名	本体第2	本体第3 その1				本体第3 その2								本体第4				
配合	B−1配合 C=130kg/m³									B−2配合 C=120kg/m³								
混和材種別	P8	P5				P8							P5					
材令91日圧縮強度変動係数	% 10.7	9.8%				9.6%				10.3%				12.3%				

注）5回の試験値の平均

図3－9　RCDコンクリート圧縮強度管理図

島地川ダムではクーリングを行わないこととしたので以上の点に留意し，次のような対策を講じた。

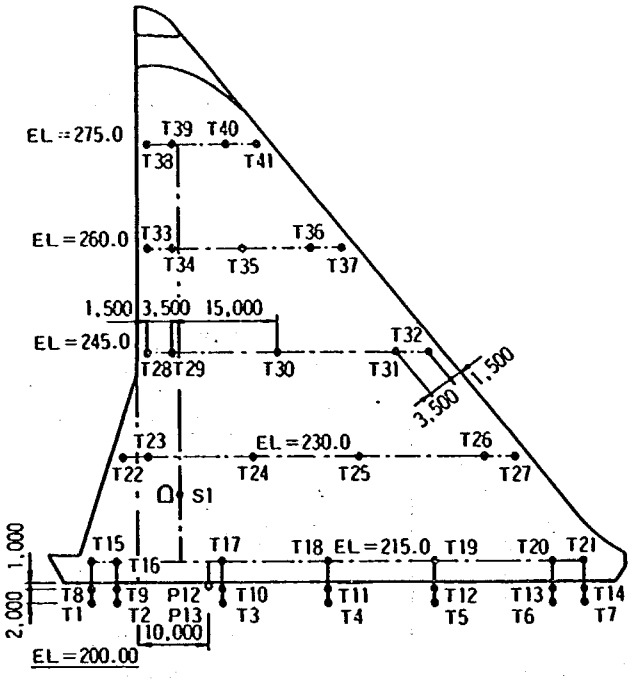
①コンクリート温度が25°C以上になる恐れのある夏期（7～9月）は夜間のみ打設を行い，打設リフト厚さは50 cmとする。

②打設間隔は通常24時間としたが夏期には72時間以上とする。

③上下流面の型枠にジェット水の噴出装置を取付け打設現物を絶えず噴霧状態にする。

④気温の高い時には散水シートで対処し，締固め完了後は十分な養生を行う。

以上のような対策により所定の目的を達成することができた。堤体中位標高における温度上昇の実測結果を図3－10に示す。



・温度計

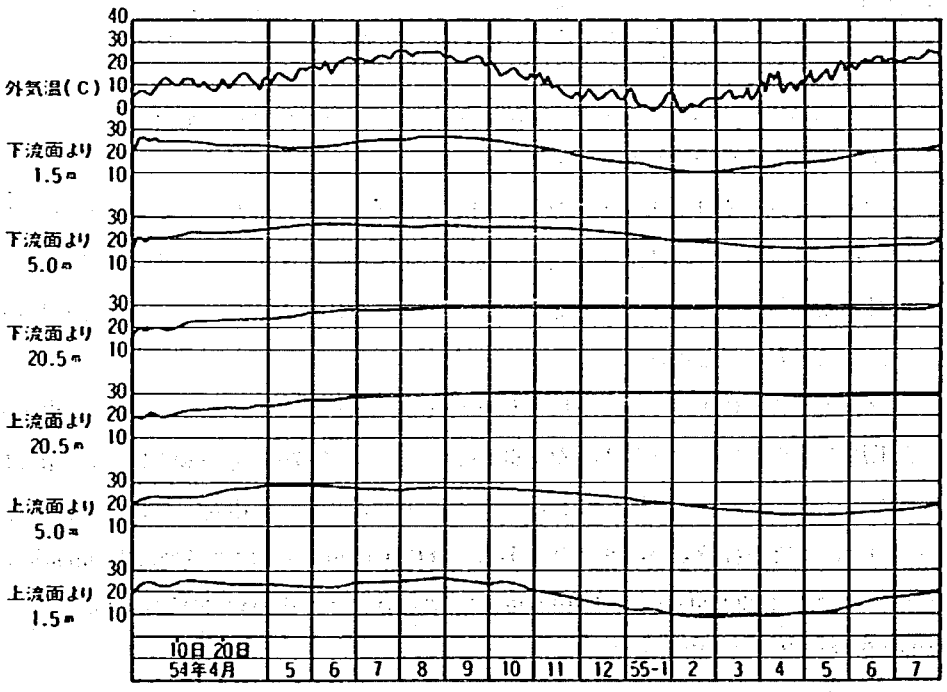


図3－10 実測温度履歴図
(EL＝230.00 m)

3.3 大川ダムの施工

3.3.1 概 要

大川ダムは阿賀野川総合開発計画の一環として福島県阿賀野川本川に建設が進められている多目的ダムである。

ダムの諸元を表3－5に示す。

表3－5 大川ダム諸元

位置	(右岸) 福島県会津若松市大戸町大字大川 (左岸) 福島県南会津郡下郷町大字小沼崎		
貯水池		ダム	
集水面積	825.6km	型式	重力式コンクリートダム（マット式）
湛水面積	1.9km	堤頂高	EL. 393.0m
湛水延長	8.6km	堤高	78.0m
洪水時満水位	EL. 391.0m	堤頂長	370.0m
常時満水位	EL. 380.0m	堤頂巾	6.0m
洪水期制限水位	EL. 373.0m	堤体積	1,000,000m³
洪水時制限水位	EL. 370.0m	堤体法勾配	上流面 1:0.06 1:0.8
計画堆砂面	EL. 359.0m		下流面 1:0.9
総貯水容量	57,500,000m³	越流設備	クレストゲート 巾12.0m×高7.5m×4門
有効貯水容量	44,500,000m³	放流設備	コンジットゲート 巾5.0m×高5.6m×5 門
堆砂容量	13,000,000m³	放流設備	利水放水管 φ2.0m
洪水調節容量	32,400,000m³	放流設備	選択取水設備 1式
維持用水容量(洪水期)	2,100,000m³	計画高水流量	3,400m³／s
都市用水容量(洪水期)	1,300,000m³	計画放流量	2,600m³／s
かんがい容量(洪水期)	2,700,000m³	調節流量	800m³／s
揚水発電容量	10,000,000m³		

ダムサイトの地質は中生代と考えられる大戸層の砂岩，泥岩とこれに岩脈状に貫入する酸性岩類およびホルンフェルス等から構成されている。

ダムは当初通常のコンクリートダムでは基礎岩盤の強度が確保されないと判断されたためにフィルダムで計画された。しかし，設計洪水流量が大きく，大規模の洪水吐を周辺地山に設けなければならず，また仮排水路の規模も大規模になるところから，岩盤部にマットを設け，応力の分散をはかるコンクリート重力式ダムが選定された。

本ダムはマット部にRCD工法を適用したものである。堤体のコンクリート量は900,000m³に対し，RCD工法によるコンクリートは約400,000m³である。1979年（昭和54年）にRCDコンクリートの打設を開始し1980年の7月に完了した。12月中旬から翌3月中旬までの3ケ月は冬期の休止期間があるので，実質の打設期間は9ケ月である。RCD工法の日平均打設量は1,200m³（最大2,900m³），月平均打設量は23,200m³（最大40,500m³）であり従来工法の打設速度の2倍弱となっている。全体は1983年秋に完成の予定である。

本体は従来工法によっているので，ここではマット部で施工されたRCD工法による施工に限って述べることとする。

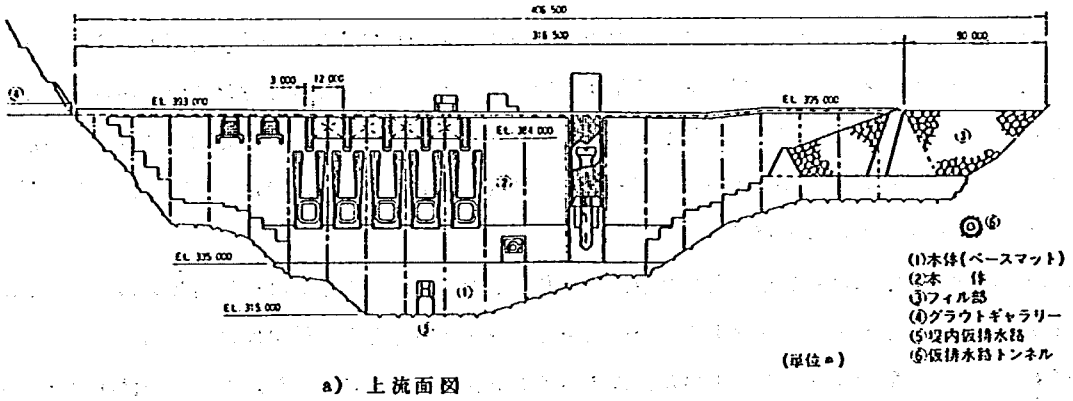
3.3.2 RCDコンクリート

RCDコンクリートと言っても基本的には従来コンクリートと同様の考え方によるが，超硬練りであり，振動ローラによって締固める点については前例がないだめに，現場の施工試験の結果を重視し，室内試験の結果を考慮して表3－6に示すような示方配合を決定した。

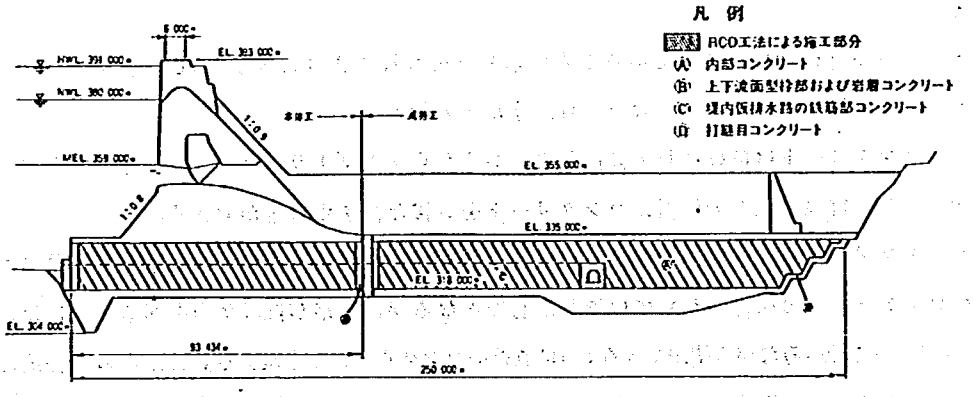
表3－6　大川ダムコンクリートの標準示方配合

配合区分	Gmax (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	S/A (%)	W/C+F (%)	F/C+F (%)	単位量 (kg/m²) W	C	F	S	G 80～40mm	G 40～20mm	G 20～5mm	混和剤
A	80	—	1.5±1	32	85	20	102	96	24	686	600	450	450	0.3
B	80	2±1	3.5±1	30	52	20	110	168	42	604	572	429	429	0.525
C	40	8±1	4±1	34	47	20	140	240	60	627	—	618	618	0.75
D	40	1±1	2±1	35	68	20	108	128	32	735	—	693	693	0.4

A配合：B，C，D配合を除くマット部の内部コンクリートで，いわゆる振動ローラーで締固めるコンクリート
B配合：上下流面型枠部（2.5m～2m）及び岩着部（2m）コンクリート
C配合：堤内仮排水路の鉄筋部のコンクリート（堤内仮排水路周辺2m巾）
D配合：A配合コンクリートの打継目処理のためのコンクリート



a) 上流面図



b) 断面図

図3－11　コンクリート打設区分図

単位セメント量はレヤー工法とするため少ないセメント量によることとし，フライアッシュを20%混合して全体では 120 kg/m³ とした。

3.3.3　施　工

施工計画　　打込み方法はマット部を5区画に区分し，1区画 2,000 m³を1日打込み量とし，リフトの立上り間隔は標準を5日（中4日），最小3日（中2日）とした。打込みのフローを図3－12に示す。マット部のコンクリートはプラントで混合したコンクリートを打込み現場までダンプトラック（11.t，4.5 m³）で運搬し，ブルドーザ（11 t）で敷き均し，振動ローラ（7 t）で締固める方式であり，特殊な機械は用いず，殆んど土工機械によっている。

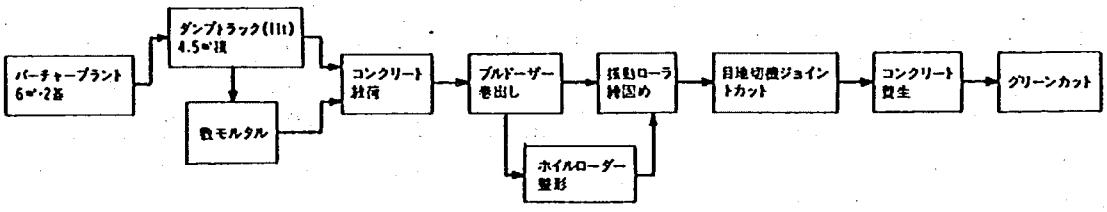


図3－12　大川ダムにおけるRCD工法の打設順序

混合　　コンクリートの混合には従来，コンクリートダムで用いられている重力式傾胴ミキサー（1.5 m³）を8台（バッチャープラント2基）用いた。このミキサーでは粗骨材に分離がみられたが，改造を加えることにより良質で均一な混合が可能となり，コンクリートの品質も期待通りのものとなった。ミキサーへの投入順序はW→S→C→G_{20}→G_{40}→G_{80}であり，混合の時間は，1.5分で所定のコンクリートを得ることができた。

砂の表面水の測定には新しく開発した中性子を利用した透過型ＲＩ水分計を骨材ビンのシュートに取付け自動的にバッチャープラントで水分補正を行うシステムとしたが結果は良好であった。

運搬　　マット部のコンクリートの運搬はすべてダンプトラックによった。この理由は次のとおりである。

① マット部の面積が広大であり（平均幅100 m×長さ250 m×厚さ20m）クレーン，コンベア等の設備は施設費，損料が膨大となり，またその効率も悪い。

② コンクリートは超硬練りで非流動性であるからダンプトラックにより運搬しても分離は少ない。

③ レヤー打設の任意の位置にコンクリートを直接運搬することができる。

④ ダンプトラックは汎用性があり点検整備も計画的に配置でき，台数の調整が容易である。

ダンプトラックの通行のためには道路が必要となるが，道路が打設ケ所を通る場合には，将来RCDコンクリートで埋込みながら使用できるように道路をコンクリートで造成する。また岩盤清掃後の打設位置へのコンクリートの搬入も一層目を生コンクリートにより岩盤の凹凸を埋めて自由な走行を確保した。

秋期以降は低温となるので，ダンプトラックが初期強度の低いコンクリート面への乗り入れの問題

が生じた。このことはとくにカーブ個所で顕著となったが，打設面に鉄板を敷くことにより解決された。

打込み区画では全面ダンプが走行するので打込サイクル5～7日を確保するためコンクリートの早期強度を高める必要があり，冬期には減水剤を標準型に切換える必要を生じた。

運搬は常時ダンプ6～7台で行い，2基のバッチャープラントを配合別に使い分け，配合の切換による手持ちや間違いを少なくし，能率を向上させることができた。

敷均し　打込み面にはコンクリートをまき出す前にモルタルを敷均す。敷均す範囲はコンクリートを1時間程度で敷均しできる範囲である。厚さは当初コンクリート部1.5 cm，岩盤部2.0 cmとしたが，多すぎる傾向にあったので後には1.0 cmとした。コンクリート面の敷均しはホイールローダのバケットを利用しバック走向して行った。

まき出しは当初1リフトを2層に分けて行ったが，モルタル敷均し個所をダンプトラックが乗り入れ踏み荒すことになるので1層目を15 cmの厚さでまき出し被覆して，残りを2層に分けてまき出す方法とした。3層まき出しは大粒径の骨材が1ケ所に集中していないかどうかを確かめるためにも効果的であった。また材料の分離はまき出し時のブルドーザ作業を慎重に行うことによってもかなり防止することができる。

まき出し時に高温，日照がある場合にはまき出し面が乾燥するので打込み面上にϕ 75mm の水ホースを横架し，3 m間隔でホースに小穴をあけて風上から霧吹きを行って温度の維持を図った。

締固め（転圧）　締固めに使用した機械は主転圧機械が振動ローラ（BW－200　7t），補助的にビブロプレーンタンパを用いた。締固め厚さは1リフト50 cmを全層転圧とし，走行速度は1 km/h，無振動で1往復，振動で3往復計4往復とした。転圧方向はダム軸に直通方向（上下流方向）とし，不十分なところでは，更に転圧回数を追加したが，殆んどは基準回数で十分であった。ローラの幅は1.9 mであるが隣接部と20 cm ラップさせ右動幅は1.7 mとして転圧を行った。

打止める場合にはホイールローダで整形し，無振動で1回，下降時のみ6回行って仕上げた。

打継目処理　RCD工法によるコンクリートはブリージングが少なく，したがってレイタンスも少ないので処理面積は広くなるが機械力を導入した清掃が比較的容易であった。グリーンカットの開始時期は普通コンクリートよりも遅く，夏場は24時間，春秋は1.5～2日である。RCD工法によるコンクリートは自走式のグリーンカット車を縦と横に2往復することにより75 %以上除去できたが残りは手押ポリッシャーおよび人力で処理した。レイタンスを含む洗浄水はレイタンス吸引車で処理したが，その他の水は400～500 m^2に1ケ所設けた釜場に水を集めて処理した。

越冬したコールドジョイントは打止めのり面およびグラウチングミルクの付着部分をチッピングにより処理した。

収縮目地　目地は転圧終了後，振動目地切機を用いて，厚さ16 mm のカッティングブレードを振動圧入して切断し，1 mm の厚さの塩ビ板を挿入し造成した。切口周辺および目地切機の移動に伴う

転圧面の乱れはビブロプレート（DVU－1,500）により再度締固めた。

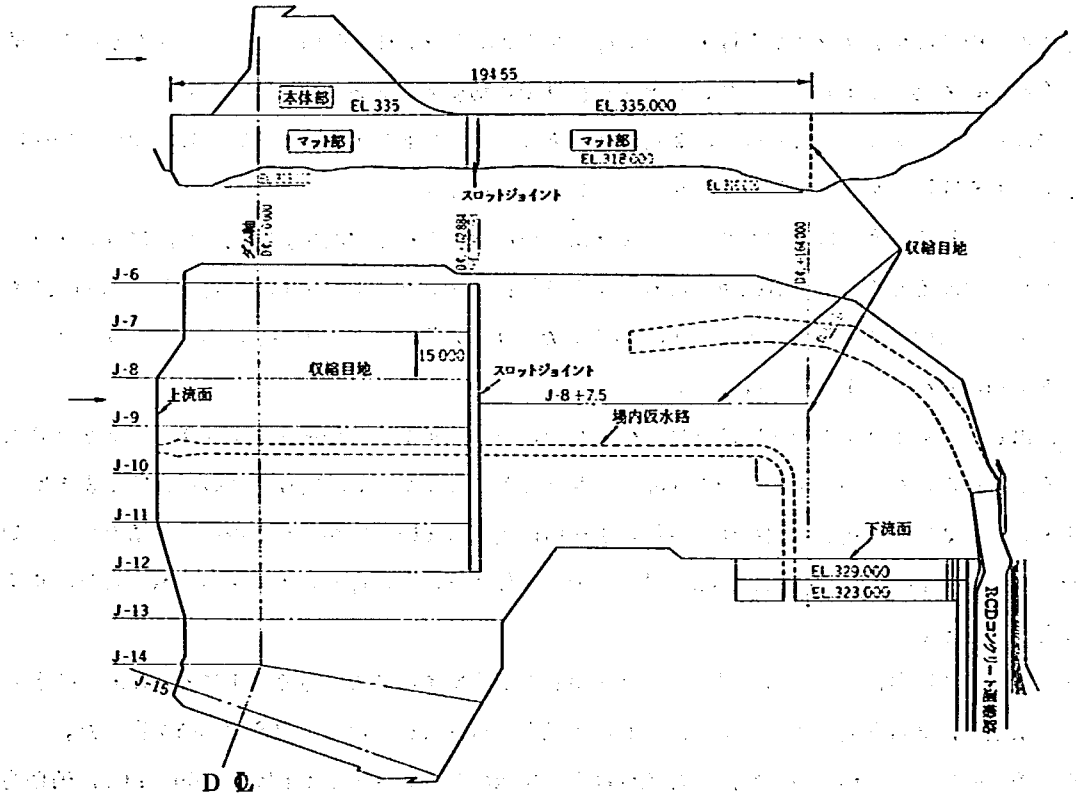


図3－13　収　縮　目　地　位　置

養生　打込み完了後のコンクリートは横架したパイプ（φ 75mm）に設けられた噴出口から，空中噴霧で行って湿潤状態にした。11～12月の養生は夜間の冷込みによる悪影響で防ぐための打込み区画の縁囲いを用いて河川水による湛水養生を行った。

冬期間は水深を30cm程度とし養生水を連続的に流下させて養生を行った。コンクリート面には常時水があり，凍結はしなかった。

品質管理　ここでは，RCDコンクリートの特徴的なことのみについて述べることとする。コンクリートの品質管理項目はコンクリートについて一般的に行われる項目のほかは表3－7に示すとおりである。

①コンクリートのコンシステンシーは島地川ダムの場合同様にVC試験による。最適なVC値は締固め時において25～40秒であった。VC値と圧縮強度の関係を図3－14に示す。

②硬練りコンクリートであるため，骨材，特に細骨材の表面水の管理に注意を払う必要がある。このため貯蔵設備に配慮するほか，表面水の測定をRI水分計により連続自動計測を行い，これをバッチャープラントの計量装置に連動させて，水量の補正を行った。

表３－７　ＲＣＤ工法の締固め管理

実施項目	実施方法	実施頻度
締固め時の沈下量及び転圧回数の測定	レベリングにより各転圧（無振動１回，振動３回）ごとの天端高測定	１日１回
現場密度の測定	ＲＩ応用（γ線密度計）	１日１回（１回６個所）
仕上がり表面の観察	ウエイビングやブリージングの有無，目視観察	連続
打設時間	各層ごとに打設の開始，終了時刻を記録	１層１回

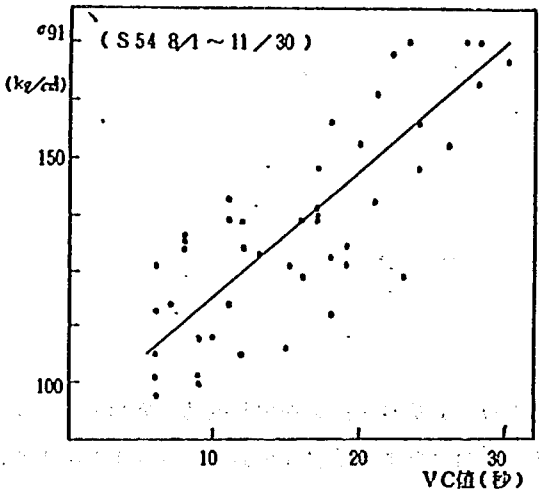


図３－14　ＶＣ値と圧縮強度の関係

③ＲＣＤコンクリートの転圧度の把握を土質材料の締固め度の把握と同様ＲＩ密度計を使って行った。所定の締固めを行ったＲＩ計器による現場密度の測定結果は平均2,362g/cm³で，配合試験から求めた密度の98.3％，変動係数日1.4％であった。採取したコアの試験は平均2,458g/cm³，変動係数は40％であった。

④転圧時の仕上げ面の沈下量測定を行ったが，沈下量は20～50mm，平均層厚の７％程度であった。

3.4　合理化施工の評価と今後の課題

島地川ダム，大川ダムにおいて解決に取組んだ技術的な課題は次の３点に集約される。

①システムとしてのＲＣＤ工法の開発

○コンクリートの分離の問題を薄層まき出しにより解決した。

○打継面の処理に機械を導入し省力化を図った。

○ＲＣＤ工法により所要の品質のコンクリートが得られることを明かにした。

○振動目地切機を開発した。

②現場転圧試験，室内試験を繰返し，貧配合，超硬練りコンクリートの配合方法の指針を与えた。

③大型ＶＣ試験機の開発，骨材の含水量の自動補正等ＲＣＤコンクリートの品質管理方法を確立した。

また，ＲＣＤ工法は次のような点で評価される。

①ケーブルクレーン等の仮設備費が軽減される。

②横断継目がないので型枠費，ジョイントグラウチングの費用が不要である。

③作業スペースが広くなると大幅な急速施工が可能となる。

④機械施工の導入が容易であり，労力が質，量ともに軽減される。

⑤ダム建設地点の領域を広げることにつながる。

⑥セメントの費用が節減される。

⑦他工事への適用が可能である。

島地川ダム，大川ダムでは試行錯誤をくり返しながらＲＣＤ工法の開発を行ったが，すでに指適されているような欠点の改良ならびに次の段階への飛躍のために今後の課題として次の事項を解決していかねばならない。

①転圧エネルギーとＲＣＤコンクリートの締固めのメカニズムの解明

②コンクリートの最適な配合と材料の選択

③打継面の効率的な処理方法の検討

④上下流面の成形方法および使用型枠の選定

⑤ＲＣＤコンクリートの温度規制等水和熱に基づく問題の検討

あ と が き

島地川ダムおよび大川ダムにおいて，世界に先きがけてＲＣＤ工法を採用し成功を修めることができた。これらの成果をふまえて新中野ダム（北海道）では減勢池の基礎部においてリフト厚を1.0m，最大骨材粒径を150mmとしてＲＣＤコンクリートによる施工を行った。同様の検討はすでに玉川ダム（東北地建）でも行っており，すでに次のステップを目ざした研究に着手している。

一方，アメリカにおいてはWillow Creek ダムが完成し，その後Upper　Stillwaterダム（米，ユタ州）Elk-Creekダム（米，オレゴン州）等においても同様の工法により建設することを計画している。

また，合理化施工の一環として建設省においてはＲＣＤ工法のみでなく，ベルトコンベア打設等の施工設備に関する検討も行っており，このように多角的な観点から合理化施工を指向していくことが必要である。

合理化施工の気運は急速に高まっており，また大きな期待が集っている。安全で，合理的なダム技術の開発を目標に今後も努力していく必要がある。

参 考 文 献

1) 国土開発技術研究センター「RCD工法によるダムの施工」S.56. 7

2) 広瀬利雄"Reserch and Practice Concerning RCD Method" C 18, Trans. of 14th International Congress of Larage Dams, 1982-12

3) ACI Commitee 207"Roller compacted Concrete"ACI Journal July-August 1980

4) CIRIA会議Pre Print"Rolled Concrete For Dams" 1981. 6

5) 建設省河川局開発課 RCD(Roller Compacted Dam)工法による島地川ダムと大川ダムの施工概要 S.56.3

6) E.K Schrader."Willow Creek Dam" Q55. R26 Tans. of 14th International Congress of Larage Dams. 1982-12

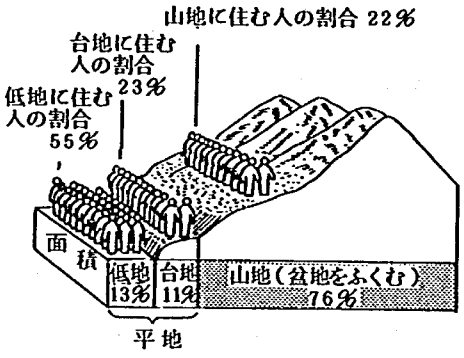
土砂災害の実態と対策技術の動向

安　江　朝　光

土砂災害の実態と対策技術の動向

ま え が き

わが国は，国土の約8割近くが山地で占められ，従来より種々の自然災害の中でも山地に由来する災害の比率が高い（図－1 参照）。中でも最近，がけ崩れ，土石流，地すべり，あるいは道路や宅地造成に伴なう切土のり面崩壊などの土砂災害が著しく目立つようになり，これらは国土保全あるいは開発において，重要かつ緊急を要する課題となった。この原因としてまず考えられることは，経済の成長にともなう人口の都市集中化と都市周辺の山地丘陵の開発である。例えばがけ崩れについてみても，従来，人間生活の場は，氾濫，がけ崩れなどの災害をなるだけ避けて形成されていたのであるが，近年の都市の膨張において，これに反する傾向が見られ，これが被災の増加につながっている。



図－1　国土の地形と人口

また，がけ崩れなどの土砂災害はもちろん古くからあったが，他の自然災害，例えば水害などの規模の大きな災害にかくれていたのが，これらの施策の進捗にともなって社会的な災害の比重が入れ換ってきたとも考えられる。さらに，人的被害の重視，特に“人命の尊重”が強い世論となっており，人的被害の比率が高い土砂災害が自然災害の中でも特に目立つようになった背景の一つになっている。

ここでは，最近の特記すべき災害として，昭和57年7月長崎災害の概要を述べるとともに，これら土砂災害に対する技術の基本的な流れと最近の動向についてふれる。

1. 土砂災害の例――昭和57年7月長崎災害

昭和57年7月23日の夕刻から夜半にかけ，長崎県南部は気象庁観測史上まれにみる集中豪雨に見舞われ，長崎県下では長崎市を中心とした地域でがけ崩れ，土石流を中心とした土砂害および河川の氾濫等により，死者・行方不明299名に及ぶ甚大な被害が生じた（表－1）。今回の災害の概要については，災害直後の現地調査をもとにすでにいくつかの報告[1]がなされており，新聞，テレビ等によっても報道されているが，ここでは土砂災害の実態を述べてみたい。

表－1　長崎県下の被害の概要
（昭和57年8月10日建設省砂防部調べ）

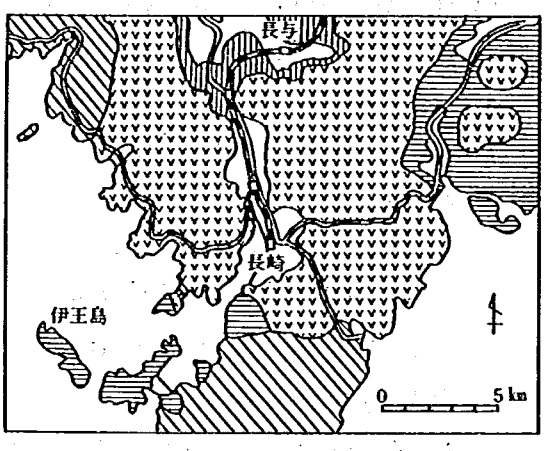
		発生箇所（渓流）数	死者および行方不明者（人）	全壊・流出および半壊家屋（戸）
全体（洪水災害等を含む）		—	299 (259)	1,423 (?)
土砂災害	土石流	84 (74)	125 (116)	336 (322)
	がけ崩れ	405 (224)	90 (73)	376 (318)
	地すべり	10 (3)	0 (0)	5 (5)
	土砂災害小計	—	215 (189)	717 (645)

注：（　）内は長崎市のみの数字。

(1) 長崎市とその周辺の地形・地質

長崎市は野母半島（長崎半島）の基部にあたり，北東部は諫早地峡に，また北西部は西彼杵半島に接続する。長崎市を中心とした国土地理院発行の5万分の1地形図「長崎」をみると，中央部の長崎市街周辺の地域は長崎火山地とよばれる標高200～400m級の山地よりなり，これは中央部を走る浦上沿いの低地により東と西の二大ブロックに分けられる。北方には時津低地，また東側には八郎川から喜々津川に続く地溝状低地があり，その東方は八天岳火山地と連なっている。長崎火山地の南側は八郎岳火山地であり，西側は西彼杵山地に接している。

図－2に長崎市およびその周辺の地質図を示すが，中央部の長崎火山地は安山岩を主体とした火成岩からなり，東部の八天岳火山地中の普賢岳（439m），船石岳（451m），松尾岳（380m），および井樋の尾岳（406.8m）は第三紀の砂岩・頁岩，礫岩に安山岩が貫入してできたキャップロック状地形をしたトロイデ火山群である。南部の八郎岳火山地は緑色片岩を主とし，西部の西彼杵山地では黒色片岩を主体とする古生代の結晶片岩よりなる。また長崎港外の伊王島・香焼・神ノ島は第三紀の安山岩よりなる。



凡　例

- 角閃石一輝石安山岩、輝石安山岩
- 結晶片岩
- 未詳第三系（堆積岩）
- 古第三系 砂岩、頁岩、礫岩
- 第四紀沖積統

図－2　長崎市およびその周辺地質図

(2) 降雨の状況

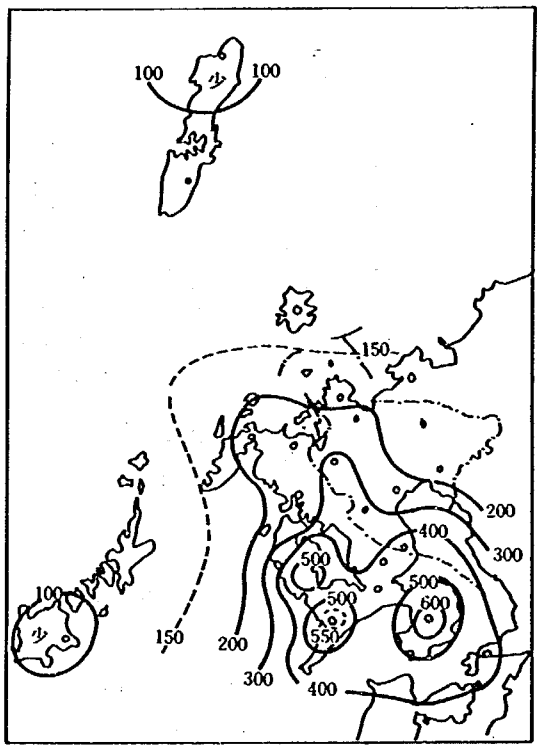
6月中は太平洋高気圧の勢力が弱く，梅雨前線が九州南海上に停滞していたため，九州全域にわたって記録的な少雨であった。しかし7月に入ると黄海の低気圧が日本海を東進するのに伴って，東西に伸びる前線が九州北部にかかり，10日頃には佐賀県を中心に大雨があった。その後，前線は九州付近で活発に活動しながら南北に振動し，九州地方は断続的な降雨に見舞われた。

7月22日に揚子江下流に発生した低気圧は23日4時には済州島付近に達し，996mbに発達した。この低気圧により南東に伸びる前線は23日夕刻より24日未明にかけ長崎県をゆっくり通過し，このとき，湿った空気（いわゆる湿舌）が流入してこの前線を刺激し，今回の記録的な豪雨を生じた。

図－3に今回の豪雨の総雨量（7月23日0時から25日6時まで）の分布を示す。また図－4には長崎市内での時間雨量の分布を示す。これより，豪雨域は長崎市を中心とした部分と島原半島の雲仙岳を中心とした地域に分布していることがわかる。また長崎市内では，時間100mm以上の降雨が19時から22時までの3時間続いていたなどの特徴がみられる。なお長崎市では7月10日以降雨が

降ったり止んだりの状態が続いており，7月20日には日雨量243mmの大雨を記録し，山肩がたっぷりと水を吸い込んでいたところへ，23日に時間雨量100mmを越す降雨が3時間も続いたため，斜面の崩壊や土石流が多発したものと考えられる。

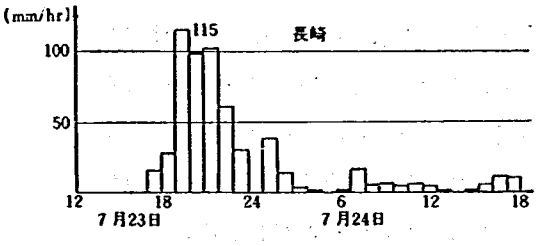
今回の豪雨は，長崎海洋気象台においても気象台開設（明治11年（1878））以来最大の日雨量448mm，および同気象台で時間雨量を計測し始めた明治30年(1897)以来最大の時間雨量127.5mm（7月23日19：20～20：20）を記録しており，西彼杵郡長与町役場の雨量計は，7月23日19時から20時までの1時間に187mmという，わが国気象観測史上最大の時間雨量を記録した。



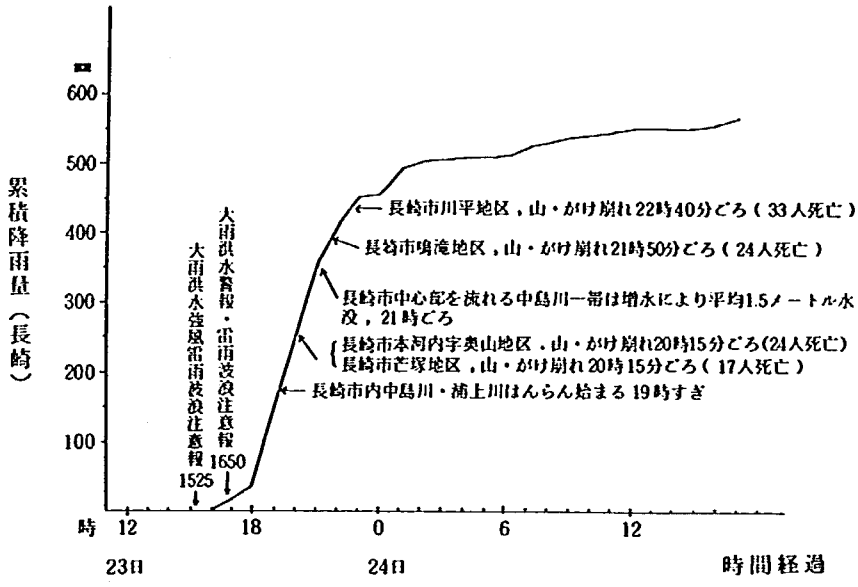
図－3　雨量分布図
（昭和57年7月23日00時から
昭和57年7月25日06時まで）

(3) 土砂災害の状況

図－5に降雨と大きな被害の発生状況を示す。図－6では時間別のがけ崩れ発生件数の推移を時間雨量の推移を示すが，この図よりがけ崩れ発生件数のピークは降雨量のピークとほぼ一致していることがわかる。すなわち時間雨量は23日18～19時の27mmから19～20時の115mmに急激に増加しており，これと約1時間遅れてがけ崩れ発生件数も急増している。またこの傾向は土石流や河川の氾濫にも共通しており，23日20～23時にかけて，長崎市およびその周辺の地域はがけ崩れ，土石流，洪水によって混乱した状態となった。次に長崎市およびその周辺地域のがけ崩れ，土石流，地すべりの発生分布を図－7に示す。この図より，土石流は図の右側（東側）に集中して分布していることがわかる。その反面，がけ崩れ（人家等に被害を与えたもの）は旧長崎市街のある浦上低地を除いた図の山腹斜面（特に斜面下部）に平均的に分布しており，先に説明した地質の差異（中央部は火成岩，東側は堆積岩と貫入火成岩，南部および西側の変成岩）との関係はあまり認めら

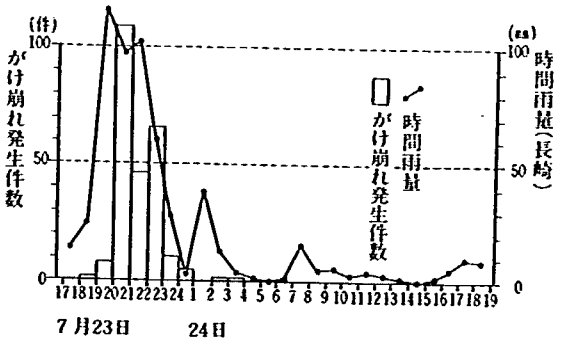


図－4　時間雨量分布（長崎海洋気象台）



図－5　累積降雨量と被災発生状況[2]

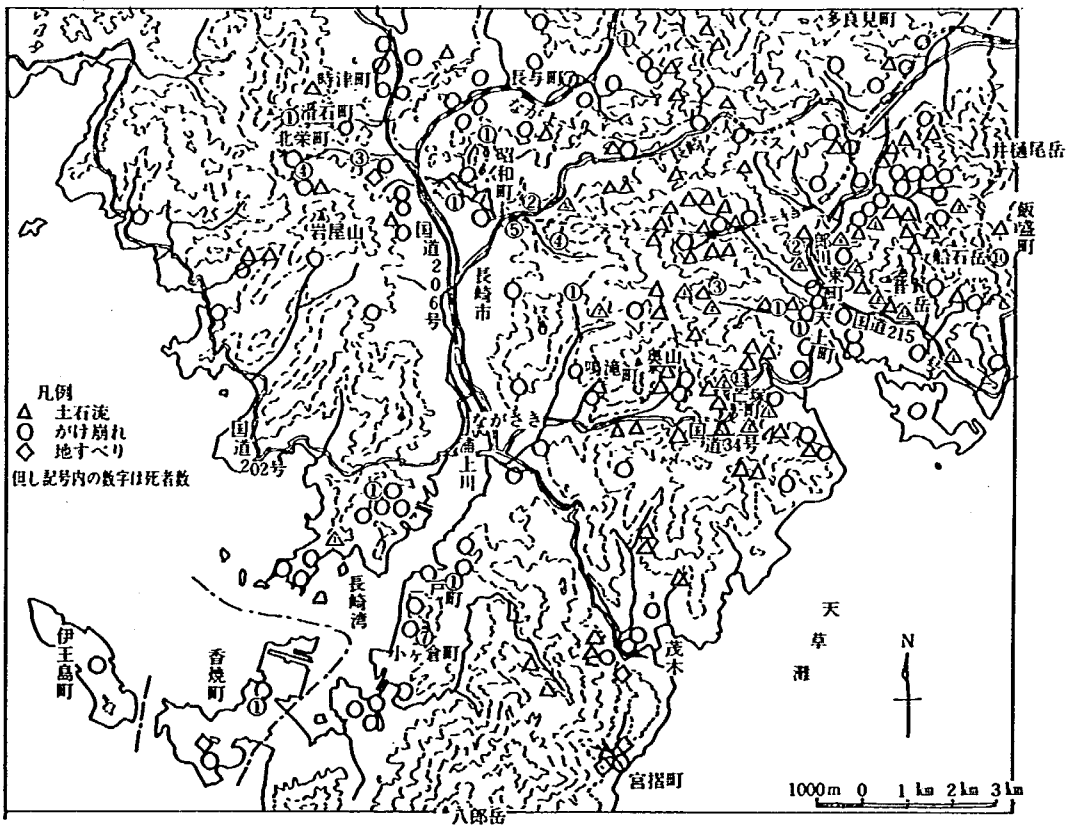
れない。ここで南部および西側でがけ崩れの発生が少ないのは，主に降雨量および人家の数が少ないためであると考えられる。また長崎市街の中心地の浦上低地でがけ崩れが発生していないのは，がけ（急傾斜地）そのものがほとんどないためであり，反面この地域では洪水や浸水の被害を受けており，長崎市およびその周辺では豪雨による自然災害（がけ崩れ，土石流，洪水，地すべり等）に対して，全く安全な地域はかなり狭い範囲しかないことがわかる。



図－6　がけ崩れ災害発生時間別分布図

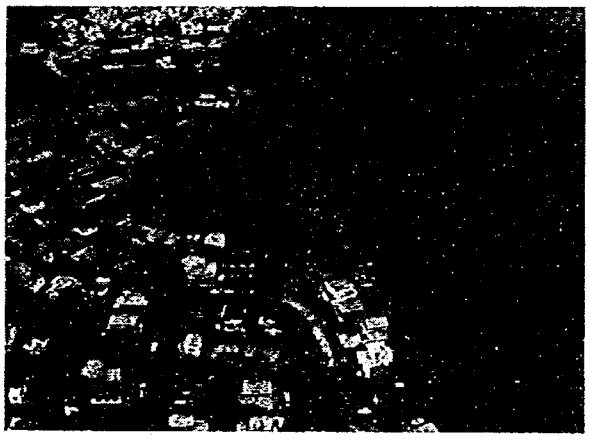
長崎市内でのがけ崩れは旧市街地周辺の丘陵地や山腹斜面下部を宅地開発した新興住宅地で多発しており，長崎市北部の滑石町・北栄町・昭和町，南部の戸町・小ケ倉町，さらに東部の芒塚町・矢上町・東町などで多数の死者・負傷者を出した。

がけ崩れの崩壊形態としては[4]，表土層を伴う崖錐性堆積物の滑落（写真－1）で，崩壊土層の厚さも薄く規模としては比較的小さなものが多かったが，がけ下に人家が密集していたために崩壊規模の割には人的，物的被害が多かった。また大規模なものには鳴滝町（写真－2），奥山地区（写真－3），赤松地区の山腹斜面崩壊があったが，これらは斜面のごく薄い表土層を伴う崖錐性堆積物がなかば流動的に斜面下部に移動したもので，土石流やがけ崩れの中間的な崩壊・流下・堆積形態を示し



図－7　がけ崩れ，土石流，地すべり発生分布図

ていた。今回の災害では，このような従来の典型的な土石流やがけ崩れの概念では捉え難い斜面崩壊が比較的多く，また規模が大きく被害も大きかったことから，今後この種の崩壊に対する研究および対策工の検討が必要となることが痛感される。



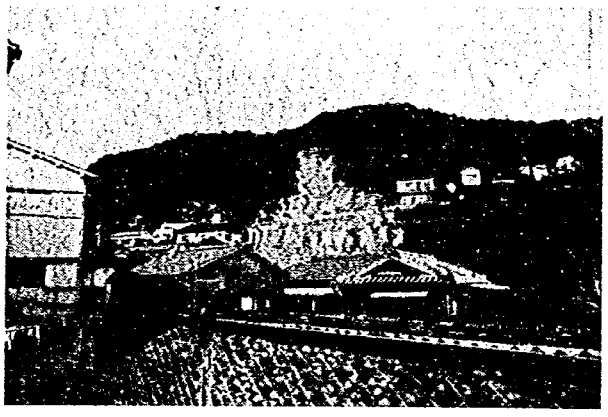
写真－1　長崎市北栄町のがけ崩れ

土石流による災害については[3]，まず第一に，われわれがこれまで豪雨と考えていた値の2倍もの時間雨量が継続しながら土石流発生渓流はそんなに多くはないこと，第2に地形・地質との対応がきわめて良いこと，第3に土石流の規模が比較的小さいこと，第4にそのわりに被害がきわめて多いこと等である（写真－4参照）。

これらの特徴は精査を行って裏付けられる必要があることは言うまでもない。第2の特徴としてい

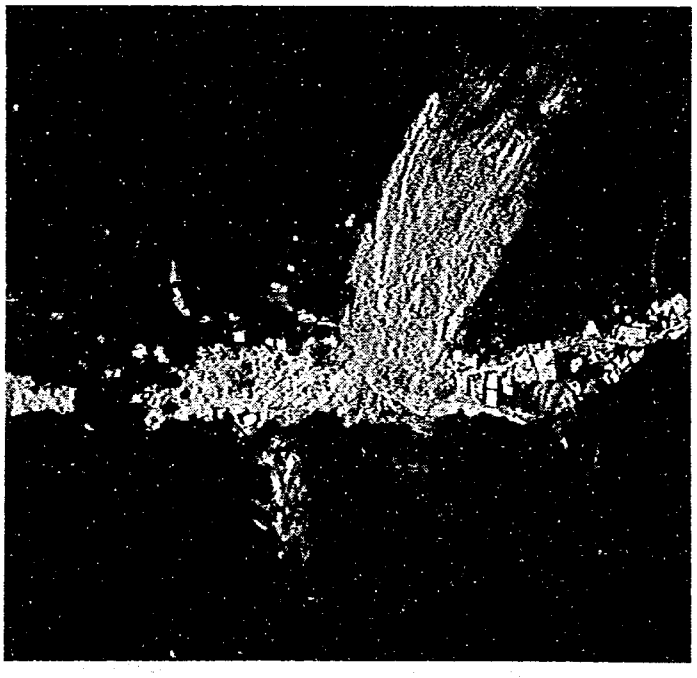
る地形・地質との対応に関してはつぎのように考えることができる。

すなわち，土石流発生形態として，① 貫入岩体からなる山の山頂直下の崖錐体物質の崩壊によるもの，② キャップロック状地形をもつ山の山頂直下の崖錐体物質の崩壊によるもの，③ 山頂のかなり厚い風化層に発生した小さい地すべり性崩壊（スランプ）によるもの，④ うすい森林土壌層が剝離して立木と共にスリップしたもの，⑤ 渓床堆積物の輸送，⑥ 盛土の崩壊である。



写真－2　長崎市鳴滝町の斜面崩壊

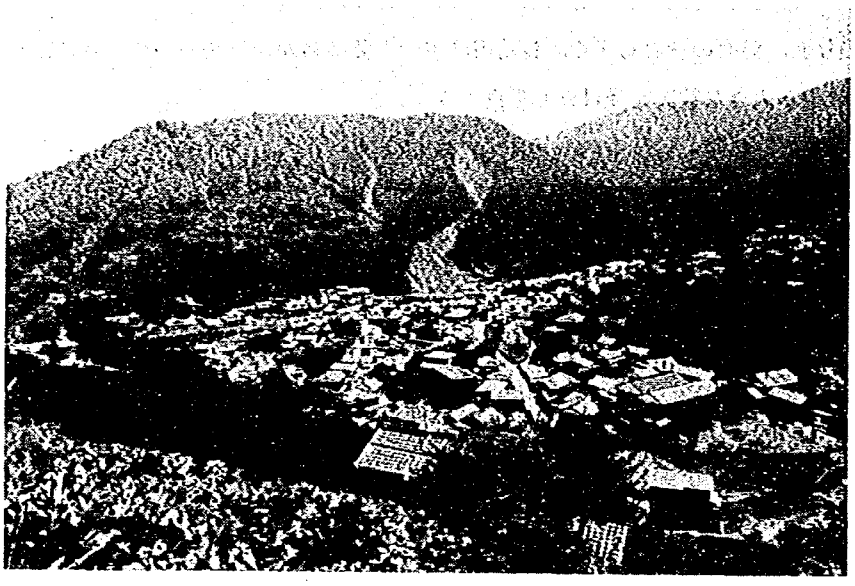
いずれの場合も始発現象の土量はせいぜい 1,000 m^3 どまりであるし，移動土砂の総量も数千 m^3 からせいぜい 1 万 m^3 であるから，被害は少い土量であったにもかかわらず大きかったことになる。



写真－3　長崎市奥山地区の斜面崩壊

地すべりはある程度一定の地質あるいは地質構造の地域に集中する傾向がある[5]。長崎災害での土石流，がけ崩れの発生箇所に比べて，地すべりは少ない（表－1 参照）。土石流，がけ崩れの多発箇所の地質は安山岩および結晶片岩地帯で著しく風化した地帯であり，これは元来長崎市北部の佐世保や唐津地方でみられるような，典型的な北松型の第三紀層地すべりと異なった地質である。

長崎災害では，全般的に土石流やがけ崩れの発生件数，発生規模の割には死者等の人的被害が多かった原因としては，住民の避難が遅れたこと，これらの発生の多くが強降雨時に一致していること，またそれが夜間であったことによるものと考えられる。さらに，その前題として長崎市の立地条件から，がけ下や，谷の出口に家屋が多かったことがあげられる。



写真－4　土石流の状況（宿町から対岸の界町の山腹を望む）

今回の豪雨による砂防関連災害の特徴を整理してみると，

① まれにみる強雨，多雨

② 住民の避難の遅れ

③ 相対的に少ない土砂量

④ 多い死傷者数，家屋の損害

⑤ 危険な山裾の谷の出口，斜面下部の都市化，宅地化

⑥ 逃げ場の少ない地形

という項目にまとめられる。

今回の大災害の直接の原因は，時間雨量100mmを超す異常に強い降雨が3時間も連続したことにあるが，それによる人的被害を大きくしたのは，豪雨の予報，警報がスムーズに住民の自主的避難に結びつかなかった点である。午後4時40分には大雨洪水警報が長崎海洋気象台から発令されたが，それから3時間後には長崎市内は河川の氾濫，土石流，がけ崩れの発生により大混乱となり，夜間でかつ強雨の最中でもあり，もはや避難は困難となっていた。

今回の長崎市内の災害では，土砂害（がけ崩れ，土石流）による死者・行方不明者が全体の死者・行方不明者の約73％を占め，最大の被害を与えた。このように土砂害が自然災害のなかで大きな割合を占める傾向は近年特に顕著であり，土砂害対策の推進が要望されている。

また，全国の地方中核都市に共通な問題として人口の急激な増加と旧市街地周辺の急速な宅地化があり，長崎のように周囲が山や丘陵に囲まれ，安全な宅地が容易に得られない地域では都市計画・地

域計画の段階で，土砂害対策を十分考慮することの必要性が痛感される。

道路ののり面，斜面の被災も多く，長崎市周辺の主要道路がほぼ全面的に一時通行止めとなり，特に国道34号線が大きな被災を受けた（写真－5）。

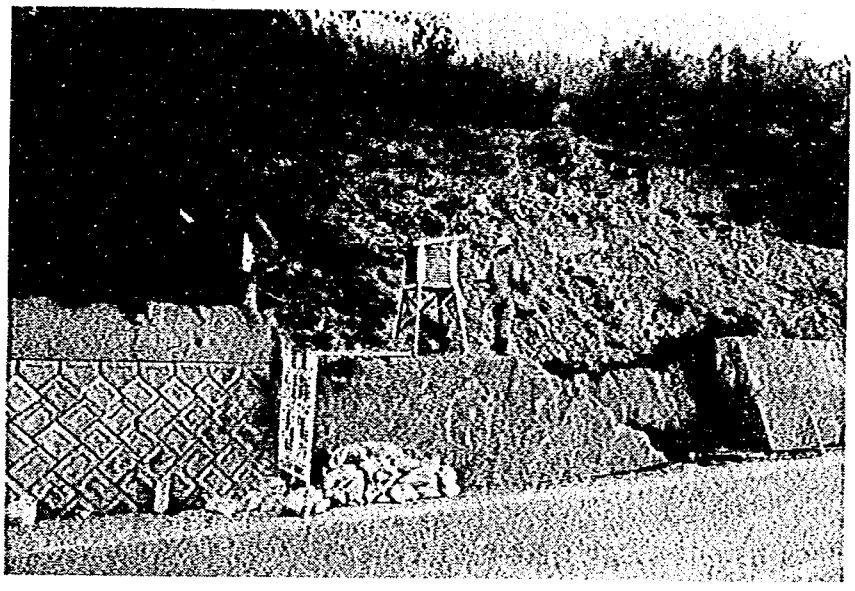


写真　5　道路のり面の被災（国道34号）

のり面の被災形態としては，切土のり面・自然斜面の崩壊，盛土のり面の侵食および土石流による路面の埋没が多く見られた。また，一部に片切，片盛個所での路盤の崩壊および地すべり性崩壊が見うけられた。

国道34号は，昼夜にわたる応急復旧作業の結果，8月20日に通行できるようになった。この間，有料道路である長崎バイパスは無料化の措置がとられたが，交通混雑を避けるために，災害関係の作業車や緊急車とバスやタクシー等の公共輸送車に限定して通行を許可し，一般車輌の通行は規制して，災害復旧の推進をはかった。

2. 土砂災害対策の流れと動向

砂防事業の対象となる土砂災害は，「がけ崩れ」，「地すべり」，「土石流」に分けられる。それぞれの定義については専門家の間でも必ずしも一致していないが，分かりやすくするため割り切ると「がけ崩れ」は傾斜の急な斜面が短時間のうちに崩壊する現象，「地すべり」は粘土の層や弱い地層をすべり面として土塊がゆっくり移動する現象で移動速度は比較的遅い（0.01～10mm/日）が規模が大きい場合が多い。両者の最も基本的な差はがけ崩れの崩壊面（すべり面）は潜在的なものであっ

て，崩壊が発生して初めて現れるのに対して，地すべりではすべり面は既に存在しており，地下水の上昇に伴って動いたり，あるいは現在は動きが見られなくても過去にこのすべり面に沿って動いた履歴を有している点である。したがって外見上も地すべり地形を呈することが多い。もう一つの基本的な差は，地すべり発生の要因が主に地下水位（間隙水圧）の上昇であるのに対して，がけ崩れの場合はこれ以外に，含水による地盤の強度低下や重量増などが同程度の要因として加わる点である。この差は，計測による移動形態やすべり面の位置の調査が地すべりでは大きなウエイトを持ったり，防止工法においても集水井や横ボーリングなどの地下水排除工が地すべりでは相対的に重視されることにつながって来る。がけ崩れにしても地すべりにしても，本来自然現象であり，その中間的な性格のものも当然存在するわけで，そこで地すべり性崩壊や崩壊性地すべりという言葉が生まれてくる。「土石流」あるいは土石流災害という言葉が新聞記事の見出しになり出したのは最近のことである。土石流という概念は以前からあり，その対策のため建造された古い砂防ダムも少なくない。しかし，土石流の動態が記録され，これに関する研究が活発になったのは最近のことである。土石流という言葉は通常土砂が水で運搬される量よりも異常に多く流出した場合に使われるが，そのときの土砂の流れに関しては，例えば先端に巨礫を有し，やわ練りのコンクリートを流したような流れであるという場合と，桜島野尻川や有珠山西山川に発生した火山泥流のように先端が段波状をした泥っぽい流れであるという場合もある。すなわち，一言で土石流といってもその性質はかなり異なるものを総称しているようである。がけ崩れや地すべりとの相違において定義すれば，土石流とはがけ崩れに比べて流下距離が十分長く（100－1,000m程度），地すべりよりは移動速度が速い（数m/sec～10数m/sec程度）水と土砂が一体となって流下する土砂の流れでしばしば巨礫を含んでいるといえよう。また，対策については，がけ崩れや地すべりが個々のものを対象に防止工事を進めるのに対して，土石流の発生源である個々の渓流を対象に防止工事を行うことはまれで，幾つかの土石流発生危険渓流を対象に，それから出てくる土石や土砂に対して砂防ダムや流路工を建設したり，あるいは，山腹からの土砂流出に対して，流域内にある幾つかの山地斜面に山腹工を施工したりすることになる。

土石流，地すべり，がけ崩れなどはいづれも自然斜面の災害であるのに対して，表面的には似かよっているものに盛土のり面の崩壊がある。自然斜面は盛土のり面に比べて，強度が不均質・異分性を示すこと，表面水，浸透水，地下水の動きが地形や地質構造などに支配されること，草木の根系の状態や風による樹木のゆれなど，従来工学の対象になかった事項が影響することなどから，両者の取扱いは違ってくる。すなわち盛土のり面では，供試体の室内試験値を用いたすべり面法などの計算がその安定度や工法の検討に大きな役割りをはたすのに対して，現状では自然斜面については一般にこれ迄の経験，実績が重視される。

土砂災害対策には，土石流，地すべり，がけ崩れといった現象自体を発生しないようにすることと，発生しても人的，物的被害がないようにすることの二つの方法がある。

前者に対するものとしては，

1）施設設置

2）水の放流，のり切り，工作物の設置，土石採取，樹木伐採等の災害発生の原因となる有害な行為の制限

後者に相当するものとして，

3）警戒避難体制の整備

4）住宅移転

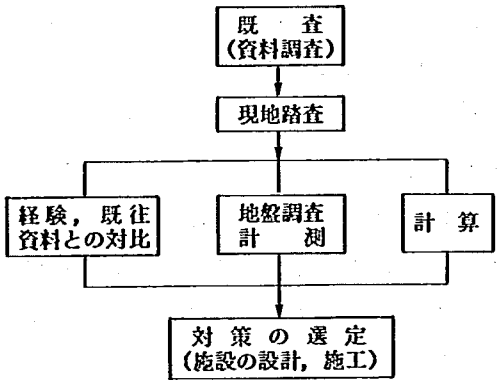
5）建築制限（住宅構造の制限も含む）

6）土地利用形態の整備

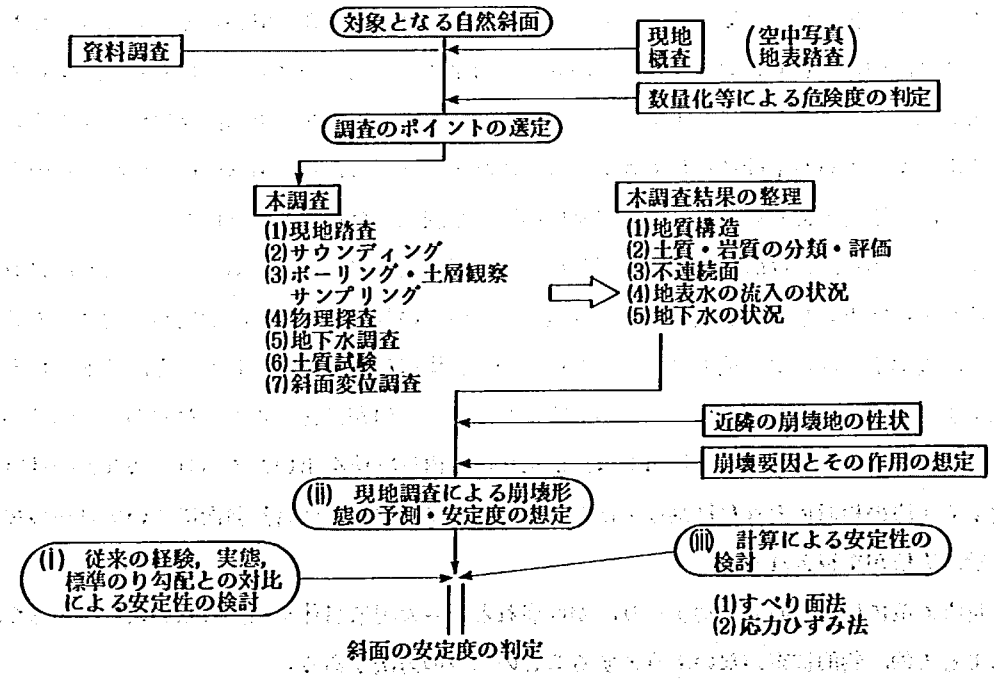
土砂災害対策の検討の基本的な流れを図－8に示す。図－9はこの具体例として斜面の安定度の検討の流れを示したものである。

経験，既往資料との対比に関しては，数多くの実態調査結果からより客観的な判断材料となるような整理が種々工夫されている。

地すべりについて数多くの事例から，地すべりの形態が分類[6]され，対象とする地すべりがどの型に近いかによって調査や対策工のおおざっぱな



図－8　土砂災害対策の検討の流れ



図－9　斜面の安定度検討のフローチャート

目安がつくようになっている。がけ崩れについても，調査研究はまずその実態を調べ，その資料を整理することから始まった。これらの成果は対策工の計画，調査，設計，施工，維持管理の各段階において貴重な資料となっている。例えば，がけ崩れ危険度判定については，これらの実態調査の結果は点数制による簡便な判定法に要約され，実務上良好な成績をあげている。その後，地震によるがけ崩れ発生危険度についても同様な手法が提示されている（表－２）。がけ崩れは発生して初めて分るようなその箇所だけの特別な条件（ critical factor ）に左右されることがあって，対象斜面の種々の性質をそれぞれ評価し，それらを総合する形での点数制による危険度制定法の限界があるのもまた当然である。

地表踏査，地盤調査などの現地調査は，従来の経験，資料を的確に生かすためにも，また次のステップである解析・検討につなぐためにも重要なものである。土石流に関しては，昭和53年11月，土石流危険渓流および危険区域調査要領が建設省で定められた。従来土石流の調査法，危険度判定法について種々の提案がなされていたが，統一的な要領により，人家５戸以上（５戸以下でも官公署，学校，病院，駅，旅館，発電所等のある場合を含む）に流入する渓流を対象に全国的調査が実施されたことは画期的なことである。表－３はこの調査のフローを示すが，実用上可能なかぎり定量的な評価を目標にしている。

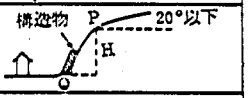
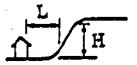
急傾斜地については，事業実施に地元負担金が必要なことなどから，調査をより効率的にするため，表－４に示すように対象となる斜面の状況から調査レベルを分けて調査を行なう方法でまとめられてきた。

がけ崩れや山腹崩壊調査では，強度の低い不安定工（岩）塊の三次元的な広がりを知りたいことが多いが，この意味で浅層反射法探査[7]など面的な調査ができる方法を今後さらに発展さす必要があろう。

計測による調査は従来より地すべりの動きを調べる目的で用いられている。最近では，国道33号，柳谷地区の斜面崩壊に際して計測観測により適確な交通規制が実施された例[8]や，岩盤斜面の切土に際して計測観測値と有限要素法により計算される変位量を対比しながら安全に工事を進めた例[9]が報告されている。また土石流や落石において音や振動を警報や避難に生かしたらとする試みもなされている。

土砂災害に対しては，地形や地質・土質の複雑さと雨の降り方など誘因の多様さにより，計算が有効である範囲は，形態が把握されている地すべりの安定計算，対策工の設計，砂防ダムの設計などに限られている。有限要素法に代表される数値解析法は，不均質，異方性物質である自然斜面の安定解析に有力な方法であるが，斜面ではその性格上原位置強度試験が困難で，しかも経費がかかるので，ダムやトンネルほどその利用が進んでいないのが現状である。この短所を補なう目的で，斜面の履歴を数値計算で追い，相対的な関係から安定性の検討や対策工の設計に生かそうとする試みがなされている[10]。

表－2(a)（急傾斜地震災対策）斜面危険度判定基準

要素	番号	調査項目	項目区分	配点	備考
素因要素	①	斜面高（Hm）	5≦H＜10 10≦H＜30 30≦H＜50 50≦H＜	3 7 8 10	のり尻（Q）から20°近傍の勾配変換点（P）までの比高とする。なお，斜面に構造物があっても，それは対象外とする。 
	②	斜面勾配（α）	1：0.6≦α 1：0.0≦α＜1：0.6 α＜1：1.0	7 4 1	①のP，Q間の平均勾配とする。 なお，①，②の項目は事前に大縮尺の地形図等で読んだ値を参考にして，現地では測距儀やクリノメーター，ハンドレベル等を用いて正確に測定する。
	③	オーバーハング	構造物のない斜面のオーバーハング 構造物のある斜面のオーバーハング オーバーハングなし	7 4 0	岩の斜面などで一見してオーバーハングと見られるものを指す。土の斜面ではまずないと思われる。 なお，構造物のある斜面とはモルタル吹付け等で表面が覆われている斜面を指す。
	④	斜面の地盤	斜面の表面に転石，浮石が多い 切土のり面に玉石が多い 風化，変質き裂の発達した岩 礫混じり土砂 風化，変質した岩 き裂の発達した岩 土砂 粘質土 き裂の発達していない岩	10 7 6 5 4 4 4 1 0	○斜面の地盤とは，表層土の下の2～4m程度の深さの地盤を指す。 ○転石，浮石とは表面からはみ出しているものとする。なお，転石，浮石の大きさは，斜面表面での転石や浮石の密度が低い場合は直径50cm以上とし，密度が高い場合には20cm程度以上のものとする。 ○該当するのが二つ以上あると思われる場合は上位のもので採点する。たとえば概略が土砂からなり，表面に転石，浮石が多いものは10点とする。 ○たとえば，長大斜面で表面が植生に覆われて転石，浮石が見えない場合でも，防止工の工法で落石に対する待受け工などが施工されているような場合，その工法からして転石，浮石が多いと判断する。
	⑤	表土の厚さ	0.5m以上 0.5m未満	3 0	表土とは表面の腐食土，有機質土を指す。ただし，表土下に，非常にルーズな崩壊土等があればそれも含めた厚さとする。
	⑥	湧水	あり なし	2 0	常時見られる湧水を指す。
	⑦	落石，崩壊頻度	年1回以上 年1回未満 なし	5 3 0	家屋等に損傷を与えない程度の軽微な落石，はだ落ち，崩れ等を指す。なお，防止工が施工されている場合，防止工の完成以前おり既は対象外とする。 なお，⑦，⑧，⑩に関しては，地区住民への聞き取りを行ない，被害記録等の既往資料と現地諸因を合わせて判断する。
管理要素	⑧	斜面の異常，変状	あり なし	a c	この場合の斜面とは表面が構造物（ネット工，植生工を省く）で覆われていない無保護斜面を指す。 異状，変状とは，クラック段差等の家屋などに直接重大な被害を与える崩壊につながるもの。
	⑨	斜面安定工の異常，変状	あり なし	a c	異状，変状とは，クラック段差，はらみ出し等，家屋などに重大な被害を与える崩壊に直接つながるもの。
	⑩	家屋等に被害を与えた落石，崩壊	あり なし	a c	過去に落石，崩壊等により家屋などに重大な損傷を与えた経緯のあるもの。なお，その後，満足な防止工が施工されていれば対象外。
	⑪	斜面上の有害行為	顕著である 若干見られる	a b c	斜面高の範囲で盛土，水の放流，停滞，浸透等家屋などに重大な被害を与える崩壊を助長させるような行為。
	⑫	斜面安定工による斜面の安定度	やや低い 普通 高い	a b c	参考資料－2，設計図書，施工後の老朽化等を考慮して判断する。
参考要素	崩土の到達距離と家屋の配置		L＝　m，H＝　m，L/H＝		LおよびHの距離は左図のとおりとする。 
	その他特記事項				判断の根拠や斜面安定工の種別および「簡易な対策工で危険度の軽減が期待できる」のコメントを記入する。

土砂災害に対する技術はどちらかと言えば経験や実績による所が多く，もどかしさを感じる人もあろうが，総体的にはその技術水準は決して低くない。神戸では昭和13年7月日雨量270mm，時間最大雨量47.6mmという未曽有の豪雨によって，背後地の六甲山系は至るところ山地崩壊が発生し，土石流の流下口より失われた人命505名，家屋の被害は約12,100戸となっている[11]。このときのものすごさは谷崎潤一郎の小説「細雪」の一節でも有名になっている。昭和42年再び前回以上の豪雨が同地を襲ったが，この時の流出土砂量は前回の約1/2，死者は1/5以下，家屋の被害は1/3以下に減少したのは，その間の砂防事業及びその技術の成果であろう。また昭和57年7月の長崎災害においても記録的な豪雨にもかかわらず県内217箇所の急傾斜地崩壊防止施設の被害が皆無であった事実は，技術的信頼を裏付けるものであろう。

次に，土石流，地すべり，がけ崩れに対する工法をそれぞれ表－5，表－6，表－7にまとめる。

表－2(b) 急傾斜地耐震判定表

		素因要素点		
		13点以下	14～23点	24点以上
管理要素 ⑧～⑪	aが一つ以上	Ⓐ	Ⓐ	Ⓐ
	bが一つあとはc	⑪	Ⓐ	Ⓐ
	全部がc	Ⓒ	⑪	Ⓐ

表-II

		表-I の判定		
		Ⓐ	Ⓑ	Ⓒ
管理要素 ⑫	a	A	A	B
	b	A	B	C
	c	B	C	C

表-III

ランク	A	B	C
内　容	危険度が高い	やや危険	危険度が低い

注）1. 自斜斜面で全く斜面安定工がない場合は，管理要素の⑨を除いて表-I で判定する．他の場合はすべて表-I と表-II により判定する．

2. C判定された場合で

（i）降雨に対する52年度総点検でもCランクだった場合

（ii）家屋とのり尻の距離が斜面高の半分以上ある場合

のいずれかを満足すればほぼ安全（C_+）とみなす．

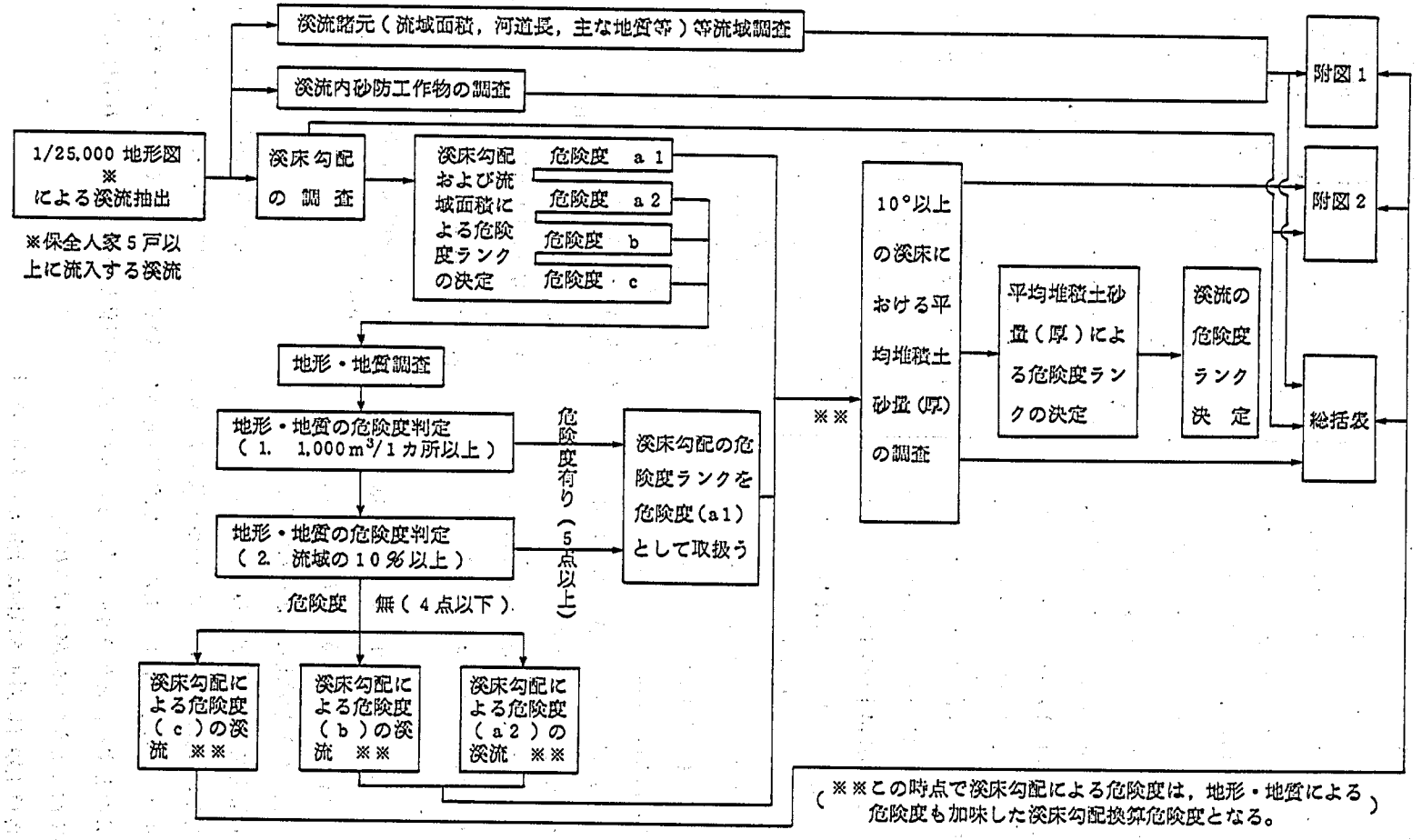
3. 防止工完了斜面でも，周辺の状況等で判断し，素因要素の①～⑦の項目はすべて採点する．

個々の施設の設計，施工面での技術水準の向上と合わせて，昭和57年7月の長崎災害での状況などを考えると広い視野で土砂災害対策を見直す必要があろう。まず，地域全体について予想される土石流，地すべり，がけ崩れなどの発生，移動，停止に関する分布と危険度を表示する図面を作成し，これにもとづいて，地域防災計画を立てることが必要であろう。開発が予定されている地区については，防災を組み込んだ形での開発計画とする。また災害の予測，住民への警報，避難体制を整備する。これらに関する技術的課題として次のようなものがあげられる。

(1) 各種土砂害に対する危険度判定法の精度の向上

(2) 気象情報の的確かつ迅速な把握手段の開発

表－3　土石流危険渓流調査フロー



表－4　調査レベルの目安

調査レベル	調査対象斜面の概要	標準的な本調査内容 （予備調査にプラスする調査）
I	1. 斜面高が小さく（H<15m）勾配も緩い（θ<35°）。 2. 地層構造が単純で地表地質調査で明確にできる。 3. 想定される崩壊規模が非常に小さい。 4. 崩壊歴がない。 5. 施工過程における斜面の不安定化のおそれがない。	地層構造の把握および崩壊形態の想定を主目的とする現地情査（地表地質調査）に重点を置き，必ずしもサウンディング等を実施する必要はない。
II	1. 斜面高がやや大きく（H=15～30m），勾配もやや急（θ=35～45°）。 2. 地層構造がやや複雑で地表地質調査だけでは明確にしにくい。 3. 想定される崩壊規模がやや大きい。 4. 小規模な崩壊歴がある。 5. 施工過程における斜面の不安定化のおそれがややある。	・地表地質調査 ・簡易サウンディング（簡易貫入試験，コーンペネトロメータ試験等）……2，3測線 ・ボーリング……1本以上 （構造物等の基礎の確認が必要な場合は特に重要となる。）
III	1. 斜面高が大きく（H>50m），勾配もやや急（θ>40°）。 2. 地層構造が複雑で簡易なサウンディングだけでは明確にしにくい。 3. 想定される崩壊規模が大きい。 4. 中規模以上の崩壊歴や斜面の異常変状がある。 5. 施工過程における斜面の不安定化のおそれがある。	・地表地質調査 ・ボーリング……2，3本以上 ・サウンディング（簡易貫入試験，コーンペネトロメータ試験，スウェーデン式サウンディング，標準貫入試験）……数測線 ・弾性波探査……2，3測線以上 ・土質試験……2，3点以上

表－5　土石流のタイプごと，流域内の場所ごとの土石流対策工法

場所 ＼ 土石流のタイプ	発生域	流下域	堆積域
礫質タイプ	谷止工，ダム工 地すべりおよび崩壊対策 山腹工 土石流除去	砂防ダムとその堆砂地掘削 スリットダムとその除石 床固工 遊砂地と掘削 導流堤 流路工	砂防ダムとその堆砂地掘削 遊砂地と掘削 流路工
泥質タイプ	地すべりおよび崩壊対策 谷止工，ダム工	砂防ダムとその堆砂地掘削 遊砂地と掘削 導流堤 流路工	砂防ダムとその堆砂地掘削 遊砂地と掘削 流路工

(3)　災害発生予知，予測技術の向上

(4)　防災施設効果の経済的あるいは行政的評価手法

(5)　環境保全を考慮した対策工法の開発

(6)　防災と開発をかねる施設の開発（例えば，背面が斜面と接する形状の建物は，斜面崩壊を抑止

表－6(a)　地すべり防止工の種類

- 抑制工
  - 地表水排除工（水路工，浸透防止工）
  - 地下水排除工
    - 浅層地下水排除工（明きょ，暗きょ工，横ボーリング，地下水しゃ断工）
    - 深層地下水排除工（横ボーリング工，集水井工，排水トンネル工）
  - 排　土　工
  - 押え盛土工
  - 河川構造物（堰堤工，床固め工，水制工，護岸工）
- 抑止工
  - く　い　工
  - シャフト工
  - アンカー工
  - 擁　壁　工

表－6(b)　地すべりの形とよく用いられている防止工

工種＼形分類	岩盤・風化岩地すべりタイプ	崩積土地すべりタイプ	粘質土地すべりタイプ
水抜きボーリング	◎	○	○
集　水　井	◎	○	○
地表水路工	◎	○	◎
明暗きょ工	△	△	○
砂防ダム	△	△	△
床固め工	△	△	△
排　土　工	△	－	－
押え盛土	△	－	－
排水トンネル	△	－	－
長いボーリング	△	△	－
く　い　工	△	△	○
擁　壁　工	△	△	－
漏水防止工	△	－	－
地下水しゃ断工	－	－	－
シャフト工	－	－	－

◎：最もよく用いられる　○：しばしば用いられる方法　△：場合により用いられる方法

する効果も有する）

表－7　急傾斜地崩壊防止工の分類

分類		主な目的	工種		工種細分
抑制工	抑制工(1)	雨水の作用を受けないようにする	排水工		地表水排除工 地下水排除工
			植生によるのり面保護工		植生工
				吹付け工	モルタル吹付け工 コンクリート吹付け工
				張り工	石張り・ブロック張り工 コンクリート張り工
				枠工	プレキャストのり枠工 現場打ちのり枠工
			その他		その他ののり面保護工
	(2)	雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去	不安定塊の切土工		切土工(A)
抑止工		雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力（抑止力）のバランスを加える	斜面形状を改良する切土工		切土工(B)
			擁壁工		石積み・ブロック擁壁工 もたれコンクリート擁壁工 重力式コンクリート擁壁工 コンクリート枠擁壁工
			アンカー工		アンカー工
			杭工		杭工
			押え盛土工		押え盛土工
抑制工と抑止工の両方の目的を持つ工種			柵工		土留め柵工 編柵工
			蛇籠工		蛇籠工
崩壊が生じても被害が出ないようにする工種			待受け工		待受け式擁壁工
その他		落石を防止する	落石防止工		落石予防工 落石防護工
		雪崩を防止する	雪崩防止工		雪崩予防工 雪崩防護工
		防止工施工時の防護工	仮設防護工		仮設防護柵工

あとがき

災害直後は防災意識も高まるが，しばらくすると熱もさめがちになる。災害を防ぐためには単に技術の向上だけでは効果が薄く，地域の人々が自分たちで災害を防ぐのだという心構えを持つことが，なんといっても大切である。土砂災害に関する技術は学際的な分野であり，今後とも多方面の協力を得て，災害の防除に努めたい。

参 考 文 献

(1) 長崎県土木部：7. 23　長崎大水害誌，1983. 1

(2) 鍋島泰夫：長崎災害時の気象状況について，第15回砂防学会シンポジウム概要集，1982. 11

(3) 渡辺正幸，牧野裕至，池田実：昭和57年7月長崎集中豪雨災害について，砂防と治水，Vol. 15，No. 2，1982. 9

(4) 安江朝光，石川芳治：昭和57年7月長崎集中豪雨災害について，砂防と治水，Vol. 15，No. 3，1982. 12

(5) 板垣治：長崎災害を中心とした昭和57年度地すべり災害，砂防と治水，Vol. 15，No. 3，1982. 12

(6) 渡辺亮，小橋澄治，山田剛二：地すべり・斜面崩壊の実態と対策，山海堂

(7) 稲崎富士：S波を利用した浅層反射法の実験的考察，土木技術資料25－2，1983

(8) 藤川寛之：柳谷斜面崩壊について，第14回日本道路会議論文集，1981.

(9) 伊藤洋，北原義浩：破砕帯を有する岩盤斜面掘削時の挙動解析と挙動観測，第26回土質工学シンポジウム

(10) 安江朝光：斜面崩壊対策の現状，昭和51年度土木研究所講演集，1977. 3

(11) 池谷浩：砂防屈門，山海堂，1974. 8

(12) 大久保駿，水山高久：土石流（Ⅳ）－土石流対策砂防計画の考え方，土木技術資料23-9，1981.

(13) 渡辺正幸，山本晃一，吉松弘行，水山高久，仲野公章，佐合純造：長崎57. 7 豪雨災害調査概報，土木技術資料24－10，1982

(14) 長崎大学学術調査団：昭和57年7月長崎豪雨による災害の調査報告書，1982

杭の打止め管理式に関する考察

機械施工部長　千　田　昌　平

杭の打止め管理式に関する考察

ま え が き

基礎施工技術に関する戦後のわが国の発展の過程をみると，昭和30年代後半からの経済急成長に伴う建設工事需要の増大が大きく寄与していることは否定できないが，ディーゼルハンマの普及と共に問題になってきた騒音振動対策技術の開発研究と，わが国のビッグプロジェクトの一つである本州四国連絡橋の基礎施工技術の開発研究が今日の技術を生んだ大きな原動力となっていることも見逃がすことができない。その結果，既製杭の施工法にあっては，プレボーリング工法や中掘工法の名称で統括される埋込み杭工法の出現，場所打ち杭工法にあっては騒音振動が比較的小さくかつ大口径杭が可能なリバースサーキュレーションドリル工法（単にリバース工法とも呼ばれている），アースドリル工法，オールケーシング工法（ベノト工法とも呼ばれている）の3工法が主要工法として定着してきている。場所打ち杭工法ではさらに大口径化が進められ，基礎工事用としては世界最大級の直径4.4 mの大口径掘削機械が製作されるに及んでいる。

このような杭基礎の施工技術に関する開発研究も昭和48年のオイルショックをピークにその速度が低下し，急成長期に開発された多くの工法はある程度淘汰され，最近では騒音振動問題はもちろんであるが，信頼性や経済性が重視される量から質の時代に移行しつつあると考えることができる。特に基礎杭は地中に杭を打込む工事であるだけに，目視による確認できないことから十分な施工管理手段を確立しておく必要がある。

ここに，施工管理の観点から既製杭においては従来からよく用いられている動力学的支持力公式について考察してみるとともに，場所打ち杭に対しては岩盤用の大口径杭用ではあるが支持層の判定式を提案してみる。

1. 既製杭の打止め管理

1.1 打込み杭工法の概況

各種の埋込み杭工法が開発されているにもかかわらず，大きな防音カバーを取り付けてまでも今日なおディーゼルハンマによる打込みが既製杭工法の主流になっているのは，その施工性や経済性が優れていることもさることながら，支持力に対する信頼性が高いことが主因としてあげられる。もちろん，ディーゼルハンマの防音対策は，全体カバー形式の防音カバーを取り付けることによって解決したわけではない。このことから，土木研究所においては，より騒音の少ないディーゼルハンマの開発を目標に，建設省の総合技術開発プロジェクトの課題に取り上げ，㈳日本建設機械化協会への委託研究を行った。その結果として，アンビルの構造を改良した低騒音型のディーゼルハンマを開発した。

このハンマは，クッション材とその耐久性に若干問題が残るものの，従来型よりも10～15 dB(A)の騒音低下が認められた。

一方，打込み杭工法についての最近の話題の一つに，油圧パイルハンマ（以下油圧ハンマと呼ぶ）がある。このハンマは，ディーゼルハンマや気動ハンマのように排気を大気中に放出する方式と異なり，防音型にしやすいという特長がある。その反面，油圧駆動方式であるだけに循環する圧油でピストン（ラム）にハンマ作用を与えなければならないというむずかしさがある。

油圧駆動型ハンマを開発しようとする試みはかなり以前からあったが，それにもかかわらず油圧ハンマが今日まで実用化されなかった理由に，ラムに自由落下をさせるための油圧の開放機構の開発があげられる。この問題に対して，英国のBSP社が急速油圧開放バルブを有する油圧ハンマを開発した。これを日立建機㈱と日本コンクリート工業㈱が技術導入してさらに改良を加え，HYSINCハンマを完成させた。これを契機に，その後4種類の油圧ハンマが市場に出現するにいたり，除々に普及してきている。

油圧ハンマは，防音構造にしやすいといった利点のほかに，ラムストロークを任意に設定できることや，ディーゼルハンマのようにばい煙が問題にならないといった特長をもっている。しかしながら，油圧ハンマの性能や打込み特性などがまだ十分把握されておらず，今後のデータの蓄積に待つところも少なくない。その問題の一つに油圧ハンマ用の動力学的支持力公式があげられる。すなわち，1打撃当たりの打撃エネルギーがドロップハンマの場合W_rH（W_r：ラム重量，H：ラムの落下高さ）であるのに対してディーゼルハンマでは$2W_rH$をとっており，油圧ハンマの場合はそのいずれにするかという問題である。

1.2 動力学的支持力公式

動力学的支持力公式は，杭打作業時の打止め管理式として有用なこれから，これまで数多く提案されてきている。これらの公式を大別すると，杭打ち時のハンマの打撃エネルギーと杭の貫入に要した仕事量とのつりあいを基に誘導したものと波動方程式を基にしたものとに分けられる。前者はさらに，理論解析をベースにしたものと経験式として導入されたものとに分けられる。

後者の波動方程式を基にした支持力推定法については，最近の計測技術が進歩したことから，各種の解析法が提案され，それぞれ載荷試験結果とよく整合しているという報告が多い。しかし，これらの方法はまだわが国では一般的な手法として採用されておらないので，ここでは主に前者の打撃エネルギーと杭の貫入に要した仕事とのつり合を基にした公式について考察することにする。そのためにまず，これまで提案されている主な公式を整理してとりまとめておく。

まず，図－1に示す状態において，ラムの打撃直前と直後の速度をそれぞれv，v_rとおき，杭のそれをv_0，v_pとおくと，このときの反発係数eは次式で表される。

$$e=\frac{v_p-v_r}{v-v_o} \tag{1}$$

一方，ラムと杭の運動量のつりあいを考えると，

$$\frac{W_r}{g}(v-v_r)=\frac{W_p}{g}(v_o-v_p) \tag{2}$$

となる。ここに，W_r：ラムの重量

W_p：杭の重量

g：重力の加速度

である。実際には打撃直前の杭は動いていないから $v_o=0$ であり，(1)(2)式より打撃直後のラム速度 v_r および杭の速度 v_p を求めると，

$$v_r=\frac{W_r-eW_p}{W_p+W_r}\,v \tag{3}$$

$$v_p=\frac{W_r+eW_r}{W_p+W_r}\,v \tag{4}$$

となる。また，打撃エネルギー E_b は

$$E_b=\frac{W_r}{2g}\,v_r^2+\frac{W_p}{2g}\,v_p^2 \tag{5}$$

で表わされるから，これと(3)(4)式より

$$E_b=\frac{W_r v^2}{2g}\,\frac{(W_r-eW_p)^2}{(W_r+W_p)^2}+\frac{W_p v^2}{2g}\,\frac{(W_r+eW_r)^2}{(W_r+W_p)^2}$$

$$=\frac{W_r v^2}{2g}\,\frac{(W_r+e^2W_p)}{(W_r+W_p)}$$

$$=W_rH\frac{W_r+e^2W_p}{W_r+W_p} \tag{6}$$

となる。上式はさらに

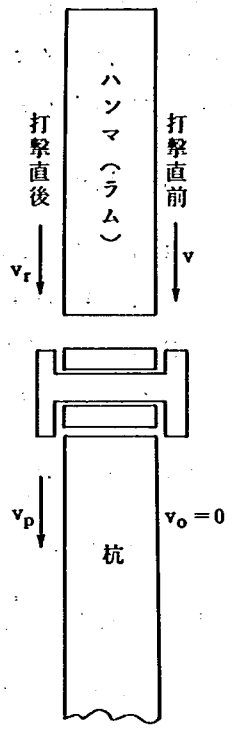
$$\frac{W_r v^2}{2g}\left[1-\frac{W_p(1-e^2)}{W_r+W_p}\right]$$

で表わされるから，打撃エネルギーの損失は次式となる。

$$\frac{W_r v^2}{2g}\,\frac{W_p(1-e^2)}{W_r+W_p}=W_rH\frac{W_p(1-e^2)}{W_r+W_p} \tag{7}$$

これより，ハンマの打撃効率は

$$\frac{W_r+e^2W_p}{W_r+W_p}=\frac{1}{1+W_p/W_r}+\frac{e^2}{1+W_p/W_r} \tag{8}$$



図－1　ハンマによる杭の打込み構成図

ということになる。ここで，e^2が1に比べて小さいことからこれを無視する場合には(8)式の右辺の第1項をハンマ効率とみなすことができる。

一方，ハンマの打撃力が100%杭に伝えられるものとすれば，次式が成り立つ。

$$R_u S = W_r H \tag{9}$$

ここに，R_u：打込み抵抗（極限支持力）

S ：一打当り杭の貫入量

H ：ラムの落下高さ

である。ここで，打込みの機械的効率をe_fとすると

$$R_u S = e_f W_r H \tag{10}$$

となり，さらに打撃によるエネルギー効率を加味すれば

$$R_u S = e_f W_r H \frac{W_r + e^2 W_p}{W_r + W_p} \tag{11}$$

となる。これより動力学的極限支持力とみなされる打込み抵抗R_uは次式で表わされる。

$$R_u = \frac{e_f W_r H}{S} \cdot \frac{W_r + e^2 W_p}{W_r + W_p} \tag{12}$$

杭先端の貫入量はSであっても杭上のキャップの位置では，キャップ，杭，地盤それぞれが打撃時に一時的な弾性変形をする。それらの変形量を$C = C_1 + C_2 + C_3$とすると，弾性変形に費やす運動エネルギーは$R_u\ C/2$または$R_u/2\ (C_1 + C_2 + C_3)$となる。したがって，(11)式の左辺の$R_u S$を$R_u\ (S + C/2)$または$R_u\ \{S + 1/2\ (C_1 + C_2 + C_3)\}$とおいて得られるのが次式（Hileyの公式）である。

$$R_u = \frac{e_f\ W_r H}{S + C/2} \cdot \frac{W_r + e^2 W_p}{W_r + W_p} \tag{13}$$

または，

$$R_u = \frac{e_f\ W_r H}{S + 1/2\ (C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{W_r + e^2 W_p}{W_r + W_p} \tag{14}$$

(14)式の変形量C_2は杭の弾性変形量で次式で表わされる。

$$C_2 = \frac{R_u \ell}{AE} \tag{15}$$

ここに，ℓ：杭の長さ

A：杭の断面積

E：杭のヤング率

である。これを(14)式に入れて書き換えると

$$R_u=\frac{e_f W_r H}{S}-\frac{e_f W_r H\cdot\frac{W_p(1-e^2)}{W_r+W_p}}{S}-\frac{R_u C_1}{2S}-\frac{R_u^2\ell}{2AES}-\frac{R_u C_3}{2S} \tag{16}$$

となる。これら(13), (14), (16)式が以下に示す各種動力学的公式の基本になっており，それぞれは各種の仮定，簡略化，経験値の導入によって異なる。

まず，(16)式においてキャップと地盤の弾性損失がなくかつハンマの機械的伝達効率e_fを100%としたとき

$$\frac{\ell}{2AE}R_u^2+R_uS-W_rH\frac{W_r+e^2W_p}{W_r+W_p}=0 \tag{17}$$

となるから，これをR_uについて解いたのがUnivcrsal or Sternの公式である。

$$R_u=\frac{AE}{\ell}\left\{-S+\sqrt{S^2+W_rH\left(\frac{W_r+e^2W_p}{W_r+W_p}\right)\frac{2\ell}{AE}}\right\} \tag{18}$$

さらに，ラムと杭の反発係数$e=0$（非弾性体）とみなしたのがRedtenbacherの公式である。

$$R_u=\frac{AE}{\ell}\left\{-S+\sqrt{S^2+\left(\frac{W_r^2H}{W_r+W_p}\right)\frac{2\ell}{AE}}\right\} \tag{19}$$

(18)式をさらにまた簡略化し，反発係数$e=1$としたもの，すなわち，$(W_r+e^2W_p)/(W_r+W_p)=1$とおいて表わしたのがWeisbachの公式である。

$$R_u=-\frac{SAE}{\ell}+\sqrt{\frac{2W_rHAE}{\ell}+\left(\frac{SAE}{\ell}\right)^2} \tag{20}$$

Pacific Coast Uniform Building Codeの公式は(17)式，すなわち，(16)式における$C_1=C_3=0$，$e_f=1$とおき，杭の弾性変形エネルギーを平均値の2倍にとるとともに，反発係数eを定数Kとおいて，杭長とラム落下高さをフィートで表わしている。

$$R_u=\frac{12W_rH\frac{W_r+KW_p}{W_r+W_p}}{S+\frac{24000R_u\ell}{AE}} \tag{21}$$

上式の単位はフィート・ポンド系であるので単位記号を整理しておくと，

R_u：極限支持力（t）　（＝2,000 lb）

W_r：ラム重量（t）

H：ラムの落下高さ（ft）

W_p：杭の重量（t）

S：1打当りの杭の貫入量（in）

A：杭の断面積（in^2）

E：杭のヤング率（ lb/in^2 ）

ℓ：杭の長さ（ ft ）

K：鋼杭＝0.25，その他の杭＝0.10

である。

Rankine の公式は，打撃が完全弾性の状態で行われ，杭を先端抵抗無視した摩擦杭と仮定して，杭の弾性変形する長さを $\ell/2$ にとったもので，(18)式より，

$$R_u = \frac{2AES}{\ell}\left(\sqrt{1+\frac{W_r H \ell}{S^2 EA}}-1\right) \tag{22}$$

で与えている。

Dutch の公式は，機械的伝達効率を 100％（ $e_f = 1$ ），打撃による反発係数 $e = 0$ とし，さらに，キャップ，杭，地盤の弾性変形エネルギー損失を無視して次式で表わしている。

$$R_u = \frac{W_r H}{S}\,\frac{W_r}{W_r + W_p} \tag{23}$$

この公式では安全率として，ドロップハンマの場合 10 を，また，スチームハンマの場合は 6 にとっている。

Ritter の公式は，Dutch の公式にラムの重量と杭の重量を加えたもので次式で表わされる。

$$R_u = \frac{W_r H}{S}\,\frac{W_r}{W_r + W_p} + W_r + W_p \tag{24}$$

(23)式の Dutch の公式のラム落下高さ H を ft で表わし，かつ安全率を 6 にとって許容支持力 R_a で表わしたのが Eytelwein の公式である。

$$R_a = \frac{12}{6}\cdot\frac{W_r H}{S\left(1+\frac{W_p}{W_r}\right)} = \frac{2W_r H}{S\left(1+\frac{W_p}{W_r}\right)} \tag{25}$$

上式の応用としてスチームハンマに用いる場合の式として次式が与えられている。

単動式ハンマ：　$$R_a = \frac{2W_r H}{S + 0.1\frac{W_p}{W_r}} \tag{26}$$

複動式ハンマ：　$$R = \frac{2(W_r + Ap)}{S + 0.1\frac{W_p}{W_r}} \tag{27}$$

ここに，A：ピストンの有効断面積（ in^2 ）

p：スチームまたは空気の圧力（ psi ）

また，(26)式の分母の係数 0.1 の代りに 0.3S を用いたのが Nauy－Mckay の公式である。

$$R = \frac{2W_rH}{S\left(1 + 0.3\frac{W_p}{W_r}\right)} \tag{28}$$

Emgineering Newsの公式は，(14)式のHileyの公式において，打撃損失を無視し，機械的打撃効率を100%におき，キャップ，杭，地盤の弾性変形エネルギーを一定値1.0にとり，Hをftで表わすため12をかけ，安全率を6にした場合のドロップハンマの公式を次式で与えている。

$$R = \frac{2W_rH}{S + 1.0} \tag{29}$$

さらに，上式をスチームハンマに置き換えるに当って著者は分母の定数項　1.0を0.1に修正し，次式で表わしている。

単動ハンマ：　$R = \frac{2W_rH}{S + 0.1}$　(30)

複動又は差動ハンマ：　$R = \frac{2E_n}{S + 0.1}$　(31)

ここに，E_nは打撃エネルギーである。

Vulcan Iron Works の式は，(30)式において，貫入量1ft当りの打撃回数をnとして次式で表わしている。

$$R = \frac{20n}{120 + n} \times W_rH \tag{32}$$

同様に，(31)式の複動又は差動ハンマに対しては

$$R = \frac{20n}{120 + n} \times E_n \tag{33}$$

で表わしている。

United State Steelの公式は，Engineering News 公式をもとにしたもので，地盤条件による変数項をFを用いて次式で与えている。

単動ハンマ：　$R = \frac{FW_rH}{S + 0.1}$　(34)

複動又は差動ハンマ：　$R = \frac{FH(W_r + Ap)}{S + 0.1}$　(35)

ここに，F：地盤によって与えられる定数（2～6）

A：ピストンの断面積

p：スチーム又は空気の圧力

である。

その他の式をあげると次のようなものがある。

$$R=\frac{2W_rH}{S+0.3} \quad (\text{Bureau of Yards and Docks}) \tag{36}$$

$$R=\frac{W_rH}{2S}+W_r+W_p \quad (\text{Benabencq}) \tag{37}$$

$$R=\frac{W_rH}{8S} \quad (\text{Sanders}) \tag{38}$$

$$R=\frac{W_rH}{6S} \quad (\text{Merriman}) \tag{39}$$

$$R_u=\frac{10\,W_rH}{3S} \quad (\text{Goodrich}) \tag{40}$$

$$R_u=X\left\{-1+\sqrt{1+\frac{Y}{X(2S+\lambda')}}+W_r+W_p\right\} \quad (\text{Kafka}) \tag{41}$$

ここに，$X=(2S+\lambda')\frac{AE}{\ell}$

$$Y=6W_rH\frac{W_r+e^2W_p}{W_r+W_p}$$

$$\lambda'=S+C_2+C_3$$

である。

以上のほか経験式として与えられているものの主なものをあげると以下のとおりである。

$$R=\frac{W_rH}{S^N} \quad (\text{Wilcoxen}) \tag{42}$$

ここに，S：1 ft 当りの打撃回数

N：定数 0.60 − 1.00 で固い地盤ほど 1.00 近ずく

である。

$$R=\frac{NW_rH}{L(1+S)}\sqrt{\frac{L}{50}} \quad (\text{Simplex}) \tag{43}$$

ここに，N：全打撃回数

L：全貫入長さ（ft）

である。

$$R_u=\frac{46\,W_r\sqrt[3]{H}}{S+1.0} \quad (\text{Trautwine}) \tag{44}$$

上式では安全率の下限を地盤条件によって定めている。

$$R_u = \frac{12 W_r^2 H W_p}{S (W_r + W_p)^2} \quad (\text{Brix and Becker}) \tag{45}$$

この式はドロップハンマに限定されているがポーランドでは良く用いられている。また，(45)式の応用としてヨーロッパでよく用いられているのに次式がある。この場合，安全率n＝8にとっている。

$$R = \frac{4 W_r^2 W_p H}{n S (W_r + W_p)^2} \tag{46}$$

$$R_u = \frac{12 W_r^3 H}{S (W_r + W_p)^2} \quad (\text{Nystrom}) \tag{47}$$

上式はドロップハンマのみに適用される。

$$R_u = \frac{\left(0.3 + \frac{W_r}{5 W_p}\right) W_r H}{S + \left(\frac{mp}{\ell} + \frac{L}{n}\right) \tan\phi} \quad (\text{Minikin}) \tag{48}$$

ここに，

p：杭の周長（ in ）

ℓ：杭の貫入長（ in ）

n：ゆるいシルト又は粘土＝200，よく締った砂質土，固い粘土，砂礫層＝100

ϕ：内部摩擦角

m：ϕに対応して与えられる（表－1）

である。この式では安全率を2にとっている。

表－1　地盤の内部摩擦角とm値

内部摩擦角°	20	25	30	35	40	45
m　値	3.2	2.8	2.5	2.0	1.7	1.5

1.3　わが国で用いられている動力学的支持力公式とその適用性

現在わが国で多用されている動力学的支持力公式をあげると次のようなものがある。

① Hileyの公式（(40)式参照）

○日本道路協会「旧道路橋下部構造設計指針」ほか

② Hileyの公式の簡略化式

$$R_u = \frac{e_f W_r H}{S + \frac{1}{2} K} \tag{49}$$

ここに，e_f：ハンマ効率（機械効率に相当するもので0.5をとる）

K ：リバウンド量

H ：ラムの落下高さ（ディーゼルハンマの場合は2Hをとる）

である。この簡略化式ではHileyの公式の反発係数e＝1とおいている。

○日本建築学会「建築鋼ぐい基礎設計基準」，日本港湾協会「港構造物設計基準」など

③ 建設省告示第111号（略称5S式）

i）長期応力に対する基礎杭の先端地盤の許容応力

$$R_a=\frac{F}{5S+0.1} \tag{50}$$

ii）短期応力に対する基礎杭の先端地盤の許容応力

$$R_a'=\frac{2F}{5S+0.1} \tag{50'}$$

ここに，F：ハンマの打撃エネルギー

S：打止め時の打撃当り貫入量

である。

④ 道路橋示方書（Ⅳ 下部構造編）による公式

$$R_u=\frac{AEK}{e_o\ell_1}+\frac{\bar{N}u\ell_2}{e_f} \tag{51}$$

ここに，A ：杭の実断面積

E ：杭のヤング率

ℓ_1：杭の長さ

ℓ_2：杭の根入れ長さ

u ：杭の周長

$\bar{N}$ ：杭の周面地盤の平均N値

K ：リバウンド量

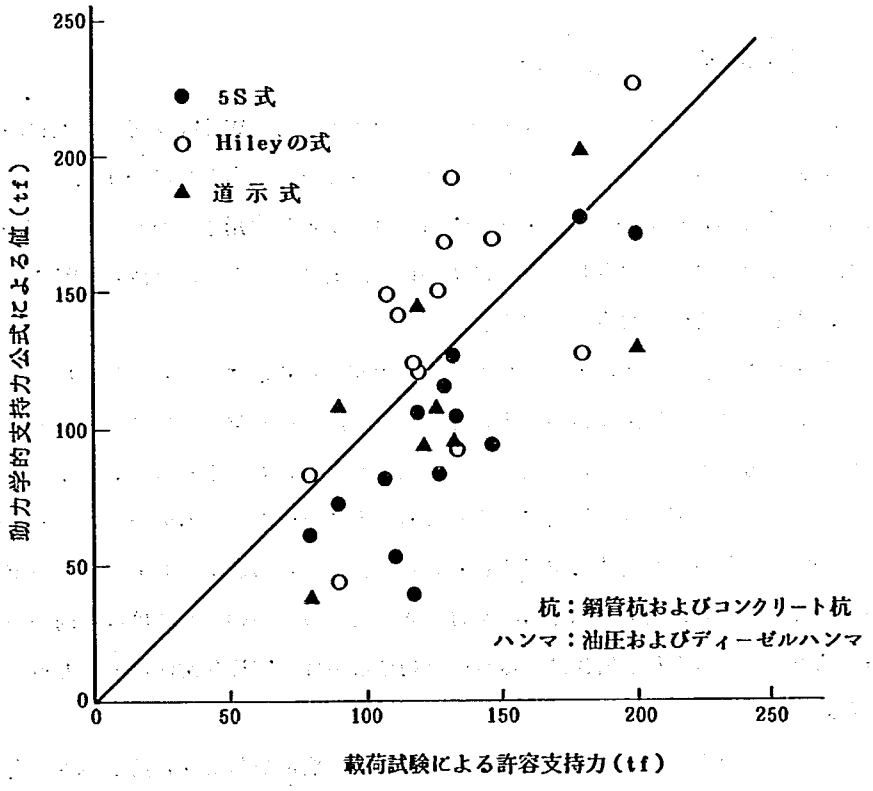
e_o，e_f：補正係数

である。

Hileyの式の適用に当って実際には，(14)式の（$C_1+C_2+C_3$）をリバウンド量Kを用いて使用しているため，パイルキャップの変形量を無視していることになる。

以上に述べた動力学的公式（道路橋示方書による公式以外のもの）を用いるに当っての一つの問題は打撃エネルギーFのとり方にある。上記公式はいずれもドロップハンマあるいはスチームハンマが用いられていた当時のもので，ディーゼルハンマについて明確に記述したものが見当らない。すなわち，ドロップハンマの場合は$F=W_rH$となるのに対して，わが国ではディーゼルハンマのFを$2W_r$

Hにとっている。これも明確な根拠が見当らないがディーゼルハンマでは，ラムの落下による打撃力と爆発によってラムを押上げるときの反力が杭に加わるから，$2W_rH$が打撃エネルギーであるという説が支配的である。これと同じ論理で考えればスチームハンマの単動型でもラムを押し上げる圧力が杭にも加わるから，その分の割増が必要になることになる。また，油圧ハンマの場合もピストンの押上げ反力がいくらか杭の押込みに作用するから$1.5W_rH$になるとか，油圧を開放してラムを自由落下させるからドロップハンマとみなすべきであるとか，議論が分かれるところである。以下に，載荷試験を行った杭の打止め時の打撃条件から求めた各公式による計算値と載荷試験の値とを対比してみる。



図－2　各種動力学的支持力公式と載荷試験との対比

図－2に示すように，Hileyの式では載荷試験の値より大きな値となり，また5S式では試験値より小さくなる傾向にある。図の場合は打撃エネルギーを$2W_rH$にとってある。もちろん，Hileyの式においては，打撃効率e_fや反発係数eのとり方によってある程度載荷試験の値に近づけることができるが，図の計算では今日多用されている係数を用いた。

5S式は，Engineering News式に似てはいるが，内容的には修正された形になっている。すなわち，前述したように，Engineering News式(4)式は，平均的な弾性変形量（Hileyの式のC/2

に相当）を1 inにとり，ラムの落下高さをftで表わすため分子に2をかけ，さらに安全率を6にとりこれで割った形で表わされたもので，

$$\frac{12W_rH}{6(S+1.0)}=\frac{2W_rH}{S+1.0}$$

となったものである。ここでの仮定に問題点が残る。すなわち，Hileyの式の弾性変形量C/2を1 inにとったことは，実用上リバウンド量を2 inすなわち約5 cmにとり，これをすべての打撃条件に対して固定していることである。一方5S式は，単位をメートル単位で表わし，このとき分母の定数項の1 inを20mmに置き換え，安全率を5にとった次式の関係にある。

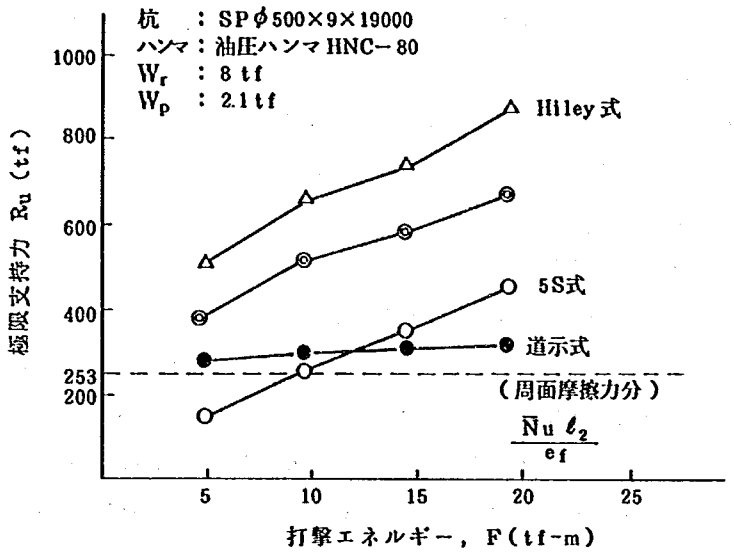
$$\frac{F}{5(S+0.02)}=\frac{F}{5S+0.1}$$

この場合の打撃エネルギーFをディーゼルハンマに対して$2W_rH$にとるとすれば(2)式の分子に同じになる。しかし，導入の過程が異なることに留意しなければならない。いずれにしても，5S式の基本的な問題は分母の定数項の0.1（m）にある。0.1mとは実用上リバウンド量が40mmに固定したことになり，1打当り貫入量Sに比べてはるかに支配的になるため，支持力はW_rHで決まるといった支持力管理としては意味をなさなくなる。

ラムの落下高さが変ることにより得られる支持力が変ることはひとり5S式にとどまらず，他の公式についても同じような結果が得られている。これは，油圧ハンマの普及によって表面化してきたもので，従来の動力学的支持力公式の見直しの時期が到来したものとみなすことができる。なぜならば，油圧ハンマはラムの落下高さを任意に変えられることを特徴としたもので，打込み条件によって同一深度で同一地盤でも異った支持力が得られることである。この点に関して，ディーゼルハンマでは燃料の調整によってラムの飛上り高さの調整はできるというものの一般にはほぼ同一の運転条件で打込むため，結果として得られる情報はある程度支持地盤条件と密接な関係にあるとみなすことができたものと考えられる。

図－3は，この関係をみるため，ある貫入深さにある杭に対してラム落下高さを変えて打込んだときの貫入量Sとリバウンド量Kからそれぞれの式で求めた極限支持力を比較したもので，本来は一定値を示すべきものが，打撃エネルギーの増加とともに増大していることがわかる。

図中の道路橋示方書の式は他の公式と異なり，打撃力の波動式から経験値を加味して導入されたもので，従来の管理手法と同様に打止め時のリバウンド量を測定することにより先端支持力が推定できるところに特徴がある。詳しい式の導入過程は他の図書にゆずるが，この式の導入まではいくつかの仮定がなされている。その主な仮定の一つに1打撃当り貫入量Sと地盤のリバウンド量K_sが等しいということで，式では地盤と杭体を合わせたリバウンド量Kのみを地盤から得られる情報として与えれば計算ができるようになっている。しかし，この式は杭の先端抵抗のみについて得られるもので，杭の摩擦力については平均N値から得られる静的支持力公式と複合された形になっている。したがっ



図－3　打撃エネルギーによる支持力の違い

て，杭の周面摩擦力が優先する地盤では，あくまでも時前調査によって与えられる静力学的支持力を示すことになり，打止め管理用としては適当でないことになる。図－3において破線が周面摩擦力を示すから，動力学的に得られる先端抵抗分はわずかな値になっていることがわかる。

1.4　軽打法による管理

上記のような問題があたるにしても，動力学的支持力公式は，打込み杭の施工における支持力確認法として，施工管理上重要な役割を果たしていることは否定できない。一方，埋込み杭の場合は，施工管理の手段としての支持力確認法がないため，現状では工法によって異なるものの，排出土砂から支持層を確認するか，設計図書に示されている深度まで根入れすることによって，管理するといった方法がとられている。

そこで，筆者らは打込み杭はもとより，埋込み杭にも適用できる軽打法による打止め管理方式を提案し，初期の実験に入ったところである。実験結果などについては，別に紹介する機会があると思われるので，ここではその考え方と，実験の結果得られた傾向だけを簡単に紹介しておく。

軽打法は，動力学的支持力公式を用いる点で，原理的には従来の方式と変わらないが，従来方式では打止め時の打撃エネルギーと杭の貫入量，リバウンド量から，支持力を推定するのに対して，軽打法ではすでに打設してある杭を1～2 tf の重錘で1～2m の落下高さで打撃し，そのときの貫入量とリバウンド量から支持力を推定しようとするものである。すなわち，セメントミルクなどで，先端を根固めした杭に大きな打撃力を加えると，根固め部分が破壊するおそれがあるため，そこが破壊しな

い程度の打撃力を与え，微少変位の貫入量とリバウンド量を精密計測し，これから支持力を算定しようとするものである。

動力学的支持力公式は，基本的には打撃エネルギーW_rHと地盤の抵抗SR_u（S：1打当たり貫入量，R_u：支持力）が等しいという仮定から成り立つものであるが，厳密には貫入量が0からSに達する間の貫入抵抗が一定の値R_uではなく，貫入量が増すにしたがって，抵抗力も大きくなるはずである。このことを考慮すれば，動力学的支持力公式を適用するには，小さな貫入量の範囲で管理したほうが計測の精度にもよるがむしろ信頼性が高くなるという考えも成立つ。しかし，この点については，早計に結論付けることは危険であり，今後の実験で確認しておかなければならない。

実験では500mm径の根固め工法を用いた鋼管杭と，ディーゼルハンマによる打込み杭を対象に，2tfの重錘で軽打試験を行った。その結果，落下高さ1mで杭の貫入変位が0.2～0.6mmが記録された。この貫入変位置と後日行なった杭の載荷試験の結果とは良い相関が得られており，軽打法による管理手法の可能性が確認されたものと思っている。

1.5. 杭の貫入特性と支持力

ここに，杭の打込み方式による貫入特性と，支持力の関係について，これまでの杭打ち実験の結果などから，主観的ではあるが考察してみることにする。

杭の貫入特性によって支持力が異なるという思想はまったくないわけではなかったが，油圧ハンマとディーゼルハンマによる同一地盤での打込み試験を行なった結果，打撃エネルギー当たりの杭の貫入量が異なることや，載荷試験においても同じ径の杭で支持層に入れた場合でも，等しい支持力が得られていないことから，これらの関係に疑問を感じたものである。また，杭が鋼管杭（開端）とコンクリート杭でも当然のことながら異った値が得られている。ここではハンマの種類や，杭の種類に甲乙を付けるのが目的でないので，具体的な比較例については省略することにする。

まず，鋼管の開端杭を考えると，ハンマの打撃力や，クッションの状態によって，杭の先端が開放された状態で土をせん断しながら貫入する場合と，早々に先端が閉塞してその状態で貫入する場合とが考えられる。前者は1打当たりの打撃エネルギーが大きい場合，あるいは振動杭打ち機で施工した場合などがあげられ，後者は1打当たりに打撃エネルギーを小さくして打ち込んだときに起こるものと考えられる。

これら二つの貫入状態における支持力について考察すると，せん断貫入の場合は，先端閉塞効果が十分でないことから，閉塞した杭に比べて支持力が小さくなることが予測される。実際にも振動杭打ち機で施工した杭では，打撃打込み杭（先端閉塞にあると推測されるもの）より小さな支持力しか得られなかった例もある。

また，周面摩擦については，杭が周面の地盤を乱すことなく貫入した場合と，閉端杭あるいは先端が閉塞した杭を貫入させる場合とでは，周面摩擦の発生の状態が異なるものと考えられる。すなわち，

開端杭を杭先端で土を切り込むように打ち込むときには，周面の土圧によって摩擦力が回復することを期待することになり，その値の予測法が一つの問題となろう。

一方，杭先端が閉塞した状態で打ち込む場合は，杭の貫入により杭の容積分の土が外周に押出すことになり，押し出された土が締固められ，かつ応力が蓄えられた状態で貫入した場合は，周面に大きな摩擦力が発生することになる。しかし，その一方では閉塞された杭が貫入する過程で地盤を乱すような場合には，むしろ周面の摩擦力が低下することも考えられる。このように，杭の種類や寸法，採用するハンマ，打撃力の負荷方式などが，結果として杭の支持力に影響するとすれば，杭打ちはただ所定の深さまで打込めば良いというのではなく，地盤，杭，ハンマの条件によって最適な打込み方式で打ち込まなければならないことになる。

2. 大口径杭とドリリングストレングス

大口径杭とは相対的称呼であるが，ここでは本州四国連絡橋の基礎にみられるような，岩盤を支持層とする場所打ち杭である大形のリバースサーキュレーションドリル基礎の掘削管理について，主に取り上げる。しかし，この大口径の掘削管理の考え方の基本は，他の地盤評価の手法としても今後の研究によっては，かなり応用できるものと考えられるのでここに紹介するものである。

2.1 大口径掘削の概況と岩盤強度の評価

岩盤を対象にした大口径の掘削の発展の過程をみると，欧米における鉱山の立杭の掘削や，米国におけるネバダ州の地下核爆発実験用の大口径高深度の掘削が大きく寄与していることがわかる。場所打ち杭用としてのこの技術の応用例は少なくはないが，海外では直径1mぐらいの杭で，比較的浅い根入れの基礎掘削に使われている例が多い。

一方，わが国では本州四国連絡橋の基礎施工を対象に大口径杭に関する研究開発が進められ，その成果として，基礎杭用としては，世界最大級の直径4.4mの大口径掘削機が開発されるに及んでいる。

一般の土質を対象にした掘削では，切削型（ドラグ型ともいう）のカッターを取り付けたビットを用いるのに対して，岩盤掘削用として，ローラビットと呼ばれる岩石用の回転型のカッターを取り付けたビットが用いられる。これらのビットの構造や特徴については，これまでも何度か紹介してきたので省略するものとし，本文では，ローラービットによる岩盤掘削における施工管理に焦点を絞って述べることにする。

岩盤とはいっても，基礎の支持層を対象にするとき，それが高い強度の均質な岩盤ではなく，亀裂が適度に存在し，かつ風化の程度が均一でないようなところが多い。均質な岩盤ではコア・サンプリングにより，その強度が容易に求めることができるが，広い掘削断面に亀裂があったり，異った強度の岩盤が分布するときはそれら全体を支持層として総括的に評価することは困難である。もちろん，設計の段階では載荷試験など，他の手段で支持層を判断して決めることを前提にして，ここでは施工

管理上，上記のような複雑な掘削面の全体的な評価法を提案しようとするものである。

2.2 ドリリングストレングス

石油井戸の掘削では，掘進速度の低下からビットの摩耗の程度を予測し，ビットの経済的寿命を判定するために，削孔公式が削孔管理用として用いられている。

削孔公式とは，削孔時の運転条件であるビット回転速度とビット推力を基本要因として，岩盤強度と掘進速度の関係を数式化しておき，削孔時の掘進速度変化から，岩盤の強度およびビットの摩耗度を推測するものである。石油井戸のように数千mに及ぶ削孔では，1回のビット交換に多くの日時と費用を要するため，ビットの交換時期を適正に判定することと，ビットの摩耗に対する最適の運転条件（ビット回転速度，ビット荷重，泥水管理）で，削孔することが削孔の経済性の点で重要である。

大口径の掘削では，掘削深度の点では石油井戸に比べてはるかに小さいが，カッターの数では逆に小径の石油井戸用よりはるかに多い。したがって，大口径の場合もカッターの摩耗を考慮した最適運転負荷条件で掘削することが望ましいのは当然である。そこで筆者は，石油井戸掘削用の削孔公式の考え方を大口径掘削に導入することを試みてきた。大口径掘削の場合は，カッターの取付位置による負荷条件や，掘削ずりの排出条件などの点で小径の削孔とは異なり，在来の石油井戸用の削孔公式をそのまま適用することはできない。このことから，これまでの多くの実験データを基に，次元解析により大口径掘削用の掘進速度公式を導いた。式の導入の過程は省略するが，その結果だけを示すとつぎのとおりである。

$$R = K \frac{N^{1.1} W^{1.5}}{S^{1.8} \exp(1.1D + 1.12H)} \qquad (52)$$

ここに，

R：掘進速度（m/h）

K：ドリラビリティ定数（160～200）

N：ビット回転速度（rpm）

W：ビット推力（tf）

S：削孔強度（kgf/cm^2）

D：掘削孔径（m）

H：基準化したカッターの摩耗量

である。ここでいう基準化したカッターの摩耗量とは，カッターの歯の高さを1とした場合の摩耗量で，新しいカッターでH＝0，全摩耗のものではH＝1となる。

また，削孔強度Sとは，ドリリングストレングス（drilling strength）と呼ばれる岩盤の強度を表わすものである。これは次元解析によって求めたもので，式の導入の過程では，岩盤の一軸圧縮強度に対応してある。しかしながら，削孔強度はあくまでも大口径掘削の削孔性に影響する強度に関

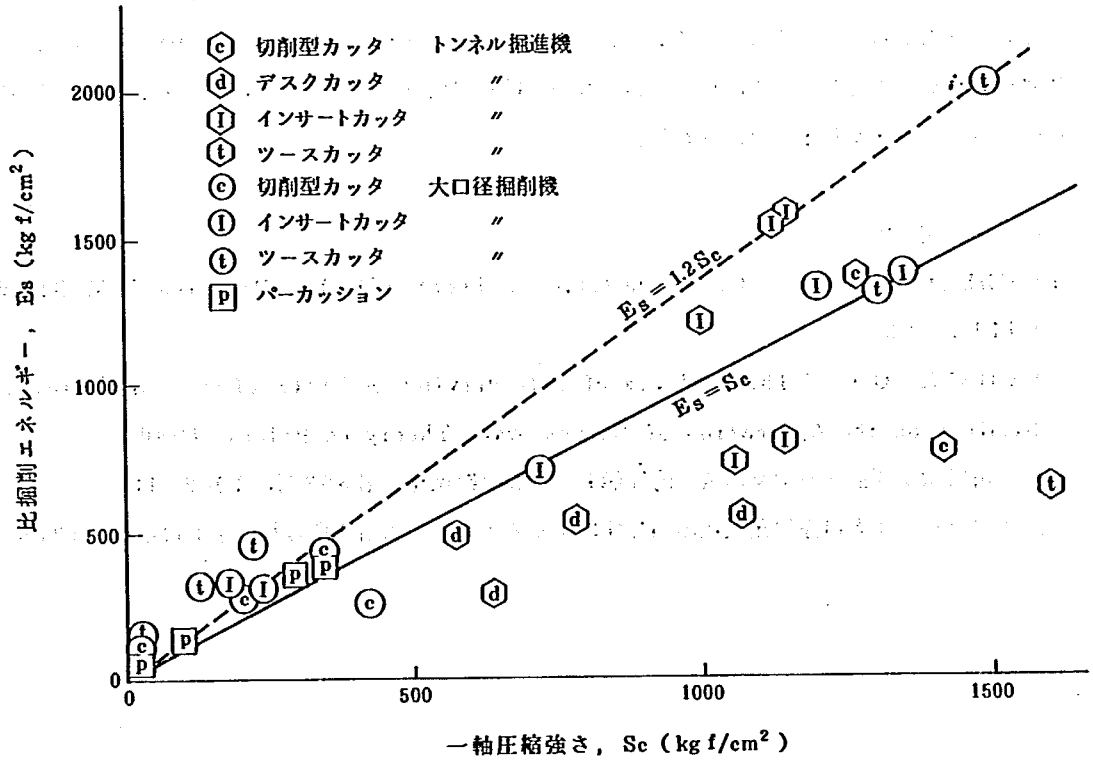
係する要素であり，削孔性はかならずしも一軸圧縮強度と直線的な関係にないから，岩の種類によって補正することも必要になる。もちろん，上式の適用に当って掘削ずりのクリーニングが正常に行なわれることの条件も付く。

(52)式の右辺において，ドリラビリティ定数が過去のデータから与えられており，また，カッターの摩耗度がわかっているときには，削孔強度Sだけが未知数となり，所定の条件で削孔したときの掘進速度Rが得られれば，その地盤における全断面の平均的な削孔強度Sが求めることができる。すなわち(52)式より次式で表わされる。

$$S = \left\{ K \frac{N^{1.1} W^{1.5}}{R \exp(1.10 + 1.12 H)} \right\}^{0.56} \qquad (53)$$

掘進速度Rから削孔強度Sを求める方法のほか，大口径削孔では，掘削トルクが岩盤の強度と強い相関があることから，掘削速度公式のと同様に掘削トルク公式も提案してある。しかし，ここでは式の紹介は省略する。

さらに，掘削速度や掘削トルクが地盤の強度と関係があることから，掘削能率を表わす一つの判断基準として，比掘削エネルギーで表示する方法もある。（図－4参照）これは単位量の掘削に要する



図－4　一軸圧縮強さと比掘削エネルギー

エネルギーのことで，単位はkgf/cm^{2}となり，岩盤の一軸圧縮強度と同じ単位を有することから，両者の対応で掘削能率の判定の目安にすることができる。たとえば比掘削エネルギーと，一軸圧縮強度との比が1より大きい場合は，掘削能率の悪い状態であり，1より小さい場合は，良好な掘削状態にあると判断することができる。

3. あとがき

既製杭の打止め管理や，大口径の岩盤掘削管理といった局所的な話題について述べたが，基礎工に関する当分の技術開発の対象は，十分な施工管理技術の伴った工法技術の開発であり，在来工法に関しても，それらの合理的な管理技術を確立することであろう。

たとえば，最近開発されたサンドコンパクションパイルの施工管理では，振動するケーシングの貫入抵抗から地盤の軟弱度を判断し，それに応じた直径の砂杭を造成するといった工法で，地盤改良の分野にメカトロニクス技術を導入している。前述のドリリングストレングスの考え方に基づく小口径のボーリング機械を用いて，岩盤の強度を求める方法は，米国ではリッパービリティの判定用に弾性波測定と併用して用いた例があり，わが国でも掘進率計としてすでに実用されているものもある。

この考え方をさらに拡大すると，特殊形状の回転貫入翼を取り付け，貫入時のトルクや推力から，地盤や改良処理地盤の強度を推定することにも使用することができるものと考えられる。

また，深層混合処理工法のように翼で軟弱地盤を撹拌する方式の工法では，翼の貫入時にあらかじめ地盤の状態を入力しておき，その情報に基づき投入固化材の量をコントロールするなど，その応用範囲はさらに拡がることが予測される。

参考文献

1) CHELLIS, R.D. "Pile Foundations, Theory-Design-Practice" McGRAW-HILL, 1951.

2) GOBLE, G.G. "The analysis of pile driving-A State-of-the-art" Intl. Seminar on the Applcation of Stress-wave Theory on Piles, 1980.

3) 北川原徹：「油圧ハンマの基本的性能」，建設の機械化，第392号，1982. 10.

4) 千田昌平：「大口径削孔機械の削孔性に関する研究」土木研究所資料，第1310号，1978. 3.