



ISSN

土木研究所資料第2141号

マイクロフィルム第 号

土木研究所資料

中国地建における一日土研資料

昭和59年10月31日(水)～11月1日(木)

建設省土木研究所

Copyright © (1984) Fiscal year dy 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、複製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。

1. 共 通 部 門 (目次)

共 - 1	地盤改良における下水汚泥焼却灰・熔融スラブの利用可能性	1
共 - 2	軟弱地盤における構造物の空洞の確認方法と対策工法	13
共 - 3	深 礎 杭	19
共 - 4	軟弱地盤におけるすべり破壊予測法及び管理基準	22
共 - 5	マサ土斜面の崩壊予測手法	35
共 - 6	アースアンカー工法	42
共 - 7	日本統一土質分類に基づく土性評価	47
共 - 8	下水の高度処理法および維持管理	49
共 - 9	重要構造物の基礎地盤評価方法	60
共 - 10	ボアホールテレビの地質調査への活用状況	61
共 - 11	大規模 (面的) 土地造成に伴う排水暗渠	64
共 - 12	吹付工の示方配合	68

共 1 地盤改良における下水汚泥焼却灰・熔融スラグの利用可能性

(質問)

1. 当現場は、沖積シルト層 (N 値 = 0) が地表面下約 15 m 存在する軟弱地盤である。

当現場では、下水道立坑 ($W_{10\text{ m}} \times L_{12\text{ m}} \times H_{21\text{ m}}$) をケーソン工法で築造するものであるがその刃口の不等沈下あるいは自沈などを防ぐ目的で刃口部分の地盤改良を深層混合処理工法 (粉体噴射攪拌工法) で行う予定である。

深層混合処理工法に用いられる主材料は所定の地盤強度を出すため、これまでにセメントを用いてきた。

セメントに代わる主材料として、下水汚泥焼却灰が可能かどうか、その物理的性状を明らかにし、深層混合処理工法としての利用可能性について教示願いたい。

2. 質問 1 と同様の地質条件において現在、サンドドレーン、サンドコンパクションパイルを採用し、現地盤上にサンドマット (材料 ; 水砕スラグ) を厚さ 1.0 m 敷均している。

サンドマットの材料として水砕スラグを用いた理由は、単位体積重量 $\gamma_d = 1.2\text{ t/m}^3$ と軽く地盤のすべりを防ぐこと、また透水係数 $k = 10^{-1}\text{ cm/sec}$ と透水性が良いこと、そして砂の単価よりも安いことなどである。この水砕スラグの代替品として汚泥熔融スラグが考えられる。

汚泥熔融スラグの物理的性状を明らかにし、また生産量、単価などの面からも検討を加え、その利用可能性について教示願いたい。

(岡山県土木部)

(回答)

1.

1.1 下水汚泥焼却灰の研究動向

下水汚泥焼却灰の有効利用方法に関しては、これまでに、各方面において研究開発が盛んに行われてきた。現在建設省においても、総合技術開発プロジェクト「建設事業への廃棄物利用技術の開発」(以下、総プロと略す) (昭和 56 年 ~ 昭和 60 年) の一環として、下水汚泥焼却灰も対象の一つとして取り上げこの材料の地盤・盛土、舗装、およびコンクリート構造物など様々な用途への有効利用技術の研究開発を進めている。地盤・盛土への有効利用法の検討の中では、下水汚泥焼却灰を主に盛土材料または深層混合処理などの土質安定添加材料として利用する方法を室内実験、現場施工実験を通して検討を行っている。

ここでは主に、この研究の過去 3 年間の研究成果をもとに下水汚泥焼却灰の物理化学的性状および深層混合処理への利用可能性について述べる。

1.2 下水汚泥焼却灰の物理・化学的性質

下水汚泥焼却灰（以下、焼却灰と略す。）は、下水汚泥処理プロセスで使用される凝集剤などによってその成分が異なる。現在、国内の下水処理場において生成されている焼却灰は使用される凝集剤によって①消石灰と塩化第二鉄を使用するものと、②高分子を使用するものとに大別することができ、各々石灰系統焼却灰、高分子系統焼却灰と呼ばれている。以下に、数種類の焼却灰（表－1 参照）に関する既往資料からその基本的性質（物理的性質、化学的性質、力学的性質）を整理し取りまとめた結果を紹介する。

表－1 供試焼却灰 2)

試料番号	焼却灰の種類	凝集剤	脱水助剤	焼却炉機種
①	石灰系統焼却灰	塩化第二鉄 42%	消石灰 48%	立型多段炉
②		" 42%	" 48%	"
③		" 9.2%	" 37.5%	"
④		" 10%	" 35%	"
⑤		" 12.4%	カーバイトスラリー 34.8%	"
⑥		硫酸鉄 5%	消石灰 20%	"
⑦		" 5%	" 20%	"
⑧		" 5%	" 20%	"
⑨		塩化第二鉄 11.7%	" 21.1%	"
⑩		" 10%	カーバイトスラリー 35%	"
⑪		" 10%	カーバイトスラリー 30%	流動床炉
⑫		アニオン 0.4% カチオン 0.4%	消石灰 13%	立型多段炉
⑬	高分子系統焼却灰	カチオン 0.91%		流動床炉
⑭		カチオン 0.7%		回転床炉

(1) 物理的性質（表－2）

1) 比重

比重は、2.51～3.75 の範囲にあり、一般には石灰系統焼却灰の方が高分子系統焼却灰よりも大きい傾向にある。焼却灰の品質・種類によりばらつきがあるが一般土（Gs=2.3～2.8）に比べて大きい。

2) 粒度組成

粒度組成は、礫分を主体とするものから砂、シルトを主体とするものまで多岐にわたっている。また、三角座標による分類でも砂、砂質ローム、ローム、シルト質ローム、シルト質粘土とばらついている。また、一般に焼却灰の粒度組成における礫分は粒子間の結合力が弱く、突固めなどにより容易に細粒化するとされている。

3) コンシステンシー

表－2 に示すように焼却灰のコンシステンシーを測定することが不可能である場合が多い。すなわち焼却灰は砂質土の性質を有していると言える。

表-2 焼却灰の物理的性質の一例 2)

試料 番号	含水比 Wc (%)	比重 Gs	粒 度 分 布						三角座標 による分類	液性限界 LL (%)	塑性限界 PL (%)	塑性指数 I.P.	収縮限界 (%)	過剰含水 当量 (%)	日本統一 分類
			全分	砂分	シル ト分	粘土 分	P ₄₀	U _c							
①	—	3.050	14	74	(10)	(2)	12.0	—	砂	—	—	—	—	—	SM
②	(加水)	2.764	66	29.5	5)	(0)	4.5	10.2	砂	—	—	—	—	—	GW
③	—	2.816	0	2.5	75.5	22	97.5	41.0	シルト質 粘土ローム	55	42	13	—	25.9	MH
④ (水30% 添加可)	—	3.000	63	29	(7)	(1)	8.0	15.6	砂	45	N.P.	—	—	—	GM
⑤	—	2.958	7	63	(25)	(5)	32.0	—	砂質 ローム	63.1	56.3	6.8	—	—	SM
⑥	—	2.756	0	7	80.5	12.5	93.4	2.1	シルト質 ローム	61.9	58.3	3.6	54.5	—	CH
⑦	—	2.860	0	16.5	80.5	3	83.5	4.7	シルト質 ローム	66.7	61.1	5.7	54.7	—	MH
⑧	—	2.882	0	16.5	81.5	2	83.8	6.7	シルト質 ローム	59.7	N.P.	—	53.2	—	MH
⑨	—	2.970	5	71.0	(18)	(6)	25.0	—	砂質 ローム	50.6	N.P.	—	—	—	SM
⑩	37.1	3.219	0	95	(5)	(0)	4.0	3.3	砂	N.P.	—	—	不能	40.1	SM
⑪	0.3	3.725	1	40	46	13	57.0	—	ローム	N.P.	—	—	31.7	34.4	CL
⑫	0.4	3.080	0	7.5	79.5	13	93.0	3.3	シルト質 ローム	N.P.	—	—	不能	63.9	MH
⑬	6.7	2.739	0	24	65	11	76.0	11.2	シルト質 ローム	N.P.	—	—	不能	64.1	MH
⑭	0.4	2.517	0	83	(9)	(8)	12.0	37.0	砂	N.P.	—	—	28.8	32.7	SM

註：(1) () 内は推定値 (2) P₄₀ : 74μフルイ通過率 (3) U_c = D₅₀ / D₁₀

(2) 化学的性質 (表-3 参照)

焼却灰の主成分は、CaO、SiO₂、Al₂O₃、Fe₂O₃、P₂O₅ である。石灰系焼却灰では、CaO、Fe₂O₃ が多く各々約 30～40 %、約 13 % の比率で含有している。一方高分子系焼却灰では、SiO₂ が成分含有率の約半分 (44 %) を占めている。pH については、石灰系焼却灰が 11～12 程度の強アルカリ性を呈し、高分子系焼却灰は、ほぼ中性を呈する。

表-3 焼却灰の化学的性質の一例 2)

№	pH 試 験	強熱重量 Li (%)	酸化 第二鉄分 Fe ₂ O ₃	酸化 第一鉄分 FeO	酸化 けい素 SiO ₂	酸化 アルミ ニウム Al ₂ O ₃	生石灰 CaO	酸化 マグネ シウム MgO	マンガン MnO	酸化 チタン TiO ₂	りん酸 P ₂ O ₅	
①												
②												
③												
④			12.2		31.9'	9.3	32.9	0.1			4.9	石灰系
⑤		0.9	15.56		30.06	11.06	29.96	0.45				"
⑥		9.27		17.48	24.05	9.64	24.98		0.09	0	6.00	"
⑦		9.72		12.56	27.88	5.12	28.65		0.33	0	2.9	"
⑧												"
⑨			9.6		30.2	17.5	30.0	2.6				石灰系
⑩	11.19	2.3		11.00	14.31	8.89	29.39	5.54	0.15	0.66	5.48	"
⑪	12.46	6.9		11.44	32.94	11.23	15.19	8.94	0.14	0.64	4.34	石灰系
⑫	10.59	6.4		8.88	24.74	10.01	27.86	5.67	0.40	0.58	6.16	石灰系
⑬	8.71	1.2		6.79	50.24	12.12	4.48	12.96	0.05	0.65	5.81	高分子系
⑭	7.61	5.6										高分子系
⑮		1.10	15.54		41.07	18.83	4.52	2.13		0.68	12.48	高分子系
⑯		2.67	11.75	2.09	39.55	16.41	8.36	2.46			10.10	"

注) ⑭, ⑮は表-1の①~④のほかに高分子系について追加したものである。

(3) 力学的特性

1) 締固め特性

図-1に焼却灰の締固め曲線(図中の数字は表-1と符合する)を示す。この図より最大乾燥密度(γ_{dmax})は $0.78 \sim 1.12 \text{ g/cm}^3$, 最適含水比(ω_{opt})は $39.5 \sim 66\%$ の範囲にある。先に述べたように焼却灰の物理的性質においては比重が大きく, また砂質土系の粒度組成を示すが, 締固め曲線においては最大乾燥密度が小さく最適含水比は高い傾向にある。これらの値は砂質ローム~シルト質ロームの締固め特性と類似している。

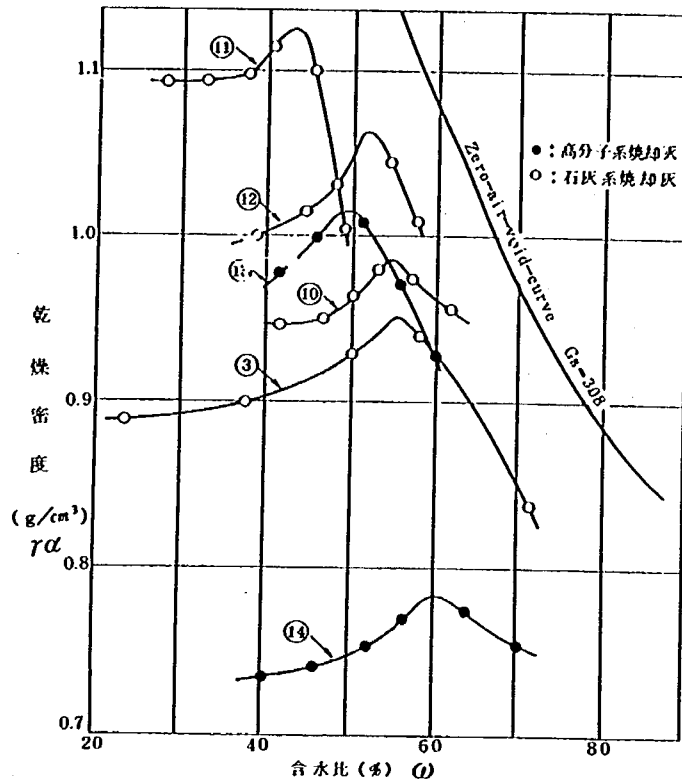


図-1 焼却灰の締固め曲線図の一例 2)

2) 透水係数

最適含水比で締固めた場合の透水係数は $1.60 \times 10^{-3} \sim 6.09 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$ であり透水性は比較的小さい。

3) 一軸圧縮強さ(材令の影響)

図-2 には焼却灰を最適含水比で締め固めた場合の一軸圧縮強さ(q_u)の経時変化を示す。(図中の数字は表-1と符合する) 図より石灰分を多く含んでいる石灰系焼却灰の場合は、材令に伴う一軸圧縮強さの増加が認められ、増加が顕著なもの(たとえば⑦の試料)では材令28日で初期強度の7倍程度にも及んでいる。一方高分子系焼却灰の場合は、材令に伴う強度増加がほとんど認められない。すなわち、この図より石灰系焼却灰は自固結性を有した材料であり、土質安定添加材として有望であると考えられる。

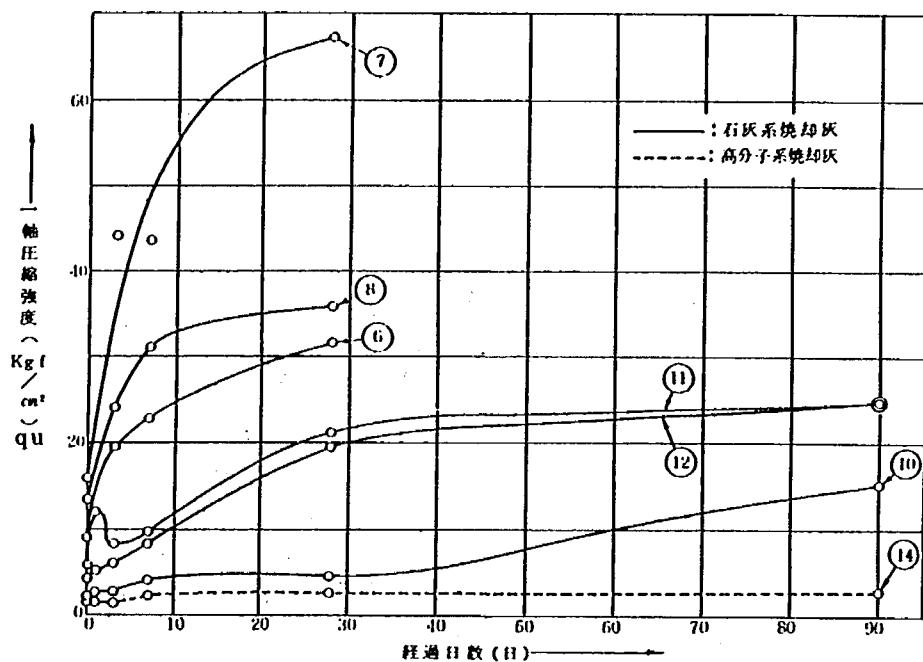


図-2 一軸圧縮強度の経時変化の一例 2)

1.3 深層混合処理への適用性

石灰系焼却灰の深層混合処理への適用性に関しては、総プロの一環としてこれまでに室内配合試験および現場試験施工を通して検討を進めている。以下にこれらの試験結果を紹介するとともに深層混合処理へ利用する際の施工方法および留意点について述べる。

(1) 室内配合試験による検討

室内配合試験では2種類の石灰系焼却灰（粗粒，細粒）を用いて各々の焼却灰のビート（自然含水比500～700%）および粘性土（自然含水比約60%）に対する改良効果を調査した。配合条件は大別して、①「焼却灰単体」②「焼却灰+普通ポルトランドセメント」の2種類である。なお、この試験では改良効果を他の材料（石炭灰，砂）との比較を試みている。

室内配合試験から得られた主な結果を以下に列挙する。（図-3参照）

- ① セメント混合率が一定の条件では焼却灰の混合率を増加させることにより q_u の値が増加している。
- ② 焼却灰単体で添加した場合においても混合率の増加に伴う強度増加が認められる。
- ③ 他の材料（石炭灰，砂）と比較して改良効果が著しい。

以上①，②，③の結果から石灰系焼却灰は、低強度改良を目的とする土質安定添加材として有望であり、さらに高強度の改良効果を発現させるためには、セメント，石灰などの組合せが必要であるという結論を得た。

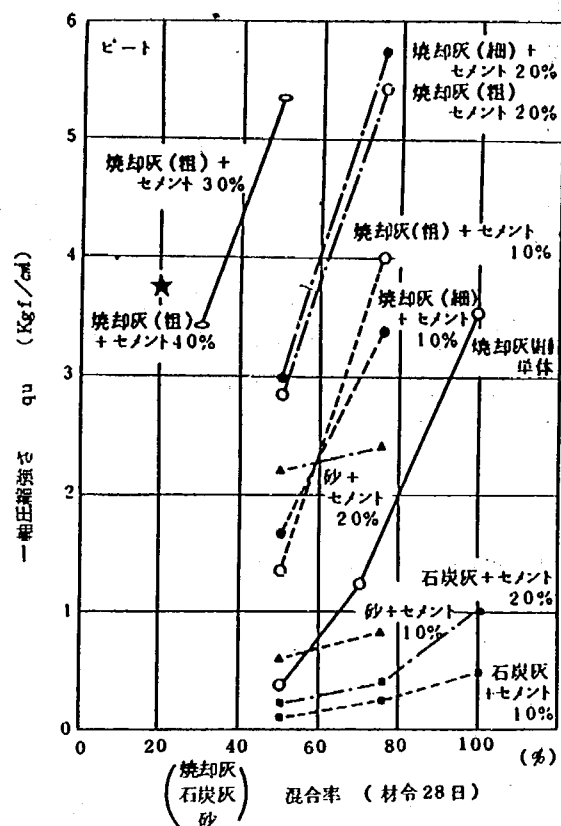


図-3 廃材の混合率と q_u の関係 1)

(2) 現場試験施工による検討

現場試験施工はビート層を対象として、石灰系焼却灰を粉体噴射攪拌工法（DJM工法）により原位置土と混合・攪拌させ改良柱体を造成して強度、含水比などの改良効果を調査した。

図-4には試験施工時の施工システムを示す。粉体噴射攪拌工法を用いた理由として次の項目があげられる。

- ① 焼却灰をスラリー化する必要がなく処理プラントから搬出された乾燥状態のままで地中に供給することが可能であり、そのため焼却灰の CaO 成分と土中水との消化脱水反応による含水比低下による改良効果を期待できる。
- ② この工法では粉粒体の改良材の圧送に密閉型の改良材吹込機を用いているため、サイロから土中の噴射にいたるまで一連のクローズドシステムになっている。そのため焼却灰などの粉塵発生を防止できる。

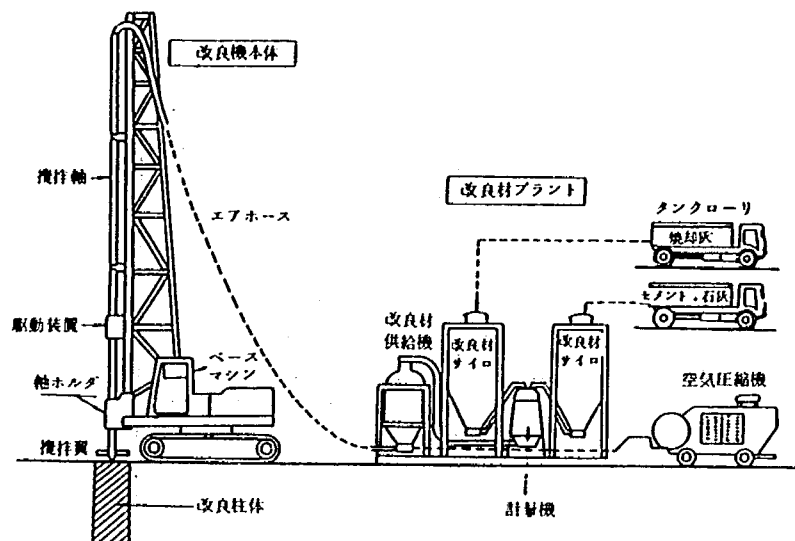
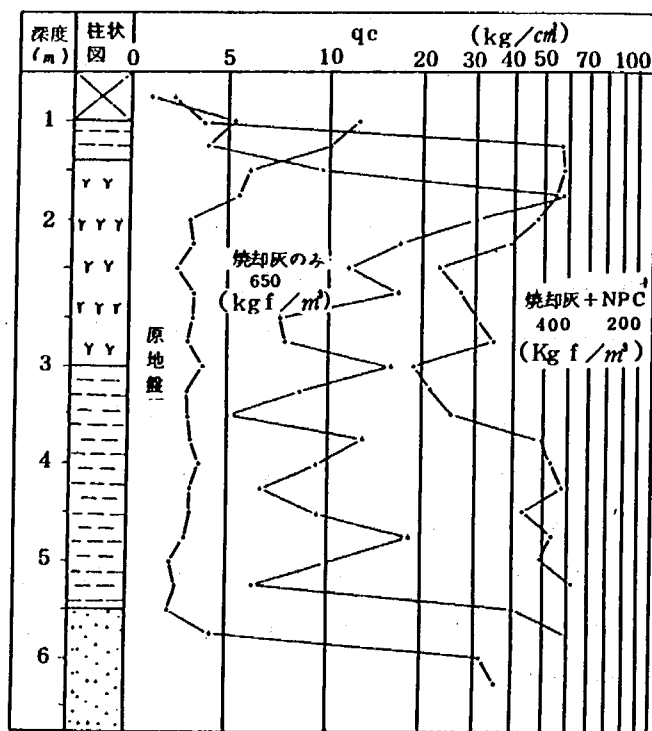


図-4 粉体噴射攪拌工法による施工システムの一例 1)

図-5 には改良柱体造成 28 日後におけるオランダ式二重管コーン貫入試験結果の一例を示す。
この図より焼却灰を混合攪拌することによる改良効果が認められ、また、セメントを組合せるこ



* NPC：普通ポルトランドセメント

図-5 オランダ式二重管コーン貫入試験結果 1)

とにより改良効果が増大することがわかる。この結果は前述した室内配合試験結果とおおよそ一致する。

(3) 深層混合処理への適用可能性と留意点

これまで述べてきた室内配合試験および現場試験施工の結果から焼却灰（石灰系）は土質改良添加材として利用可能性が高く、また焼却灰をベースにした新しい土質改良添加材の研究開発も行われている。

しかし、一方焼却灰を深層混合処理へ利用する際の留意事項として次の点があげられる。

- ① 焼却灰は先述したようにその物理的特性、化学的特性が産出する処理場によって異なるため改良効果を確認するためには対象土に対する配合試験を事前に行う必要がある。
- ② 焼却灰の溶出問題については、まだ未解明な点もあるので十分な監視が必要である。

2.

2.1 下水汚泥の熔融スラグ化の現状

下水汚泥の熔融スラグ化は、汚泥の容積減と安定化という処分上の利点のほかに、得られる熔融スラグ骨材が建設資材として利用可能性が高いことから各方面で研究開発が進められている。建設省総合技術開発プロジェクト「建設事業への廃棄物利用技術の開発」の中では熔融スラグをコンクリート骨材および路盤材、アスファルト混合材としての適用性に関する研究を進めている。

しかし、熔融スラグに関する研究は最近になって始められたものであり、品質（結晶化技術の実用化）、コスト（熱効率改善）など課題は多く残されている。

表-4には各自治体で進めている下水汚泥熔融スラグ化の現状を示す。

表-4 下水汚泥溶融スラグの現況 4)

		横浜市	川崎市	岐阜市	大阪市	大阪府	神戸市	東京都
	処理方式	マイクロ波	フーケ炉	反射炉	コークスベッド	コークスベッド	反射炉	焼回炉
調査内容	開発社名	東京電子技術	大同特殊鋼	日本碍子	大阪ガス	大阪ガス	クボタ	日本碍子
	処理汚泥名	焼却灰	乾燥汚泥	焼却灰	乾燥汚泥	乾燥汚泥	乾燥汚泥	乾燥汚泥
	汚泥投入量(t/日)	38	7.6	2.0~2.9	20	50	2.1	1.2
	含水率(%)	0	18.1	0	75~80	75~80	20	
	生成スラグ量(t/日)	3.6	4.3	1.9~2.9	62		0.3	0.2
	溶融温度(℃)	1,450	1,150~1,550	1,270~1,440	1,500		1,400	
調査対象	冷却方式	空冷	水冷	空冷	水冷	空冷	水冷	熱処理
	有効利用方法		道路用コンクリート用	道路用	道路用再生路盤			道路用コンクリート用
	調査方法	基礎性状	基礎性状ヒューム管試作	基礎性状室内及び施工実験	モデル舗装		基礎性状	基礎性状テストプラント
	評価	道路用・コンクリート用砕石として使用可	・含水率、修正CBR規準値以下 ・ヒューム管OK	使用可ただし結まりが悪い	使用可再生路盤へは35%まで		可能性低	
溶融スラグの性状	備考		大規模施設常時稼働			改造 S. 589月~再稼働可	S. 589月~再稼働可	S. 58年度より調査
	乾燥比重	30	2.75	30.1		268~282	238	31.4
	表乾比重		25.3		295		243	31.5
	単位容積重量(g/cm ³)	1.700	1.148		1.730	0.223~361	1.414	1.737
	吸水率(%)	0.13	50	102	06		208	05
	ナリヘリ強度(%)	33.1	302	136	28.7	35.1~280	51.2	158
	安定性(%)	0	30	0.11	162		49	1.1
	洗い出し(%)		09	32	008		05	
	実収率(%)		60		606		596	55.3
	粒形判定実収率(%)							58.6
	モース硬度							7
	軟石量(%)			0				0
	砕石値(%)				290			14.7
	10% 破砕値(t)							29.4
	骨材衝撃値(%)							120
性状	最大乾燥密度(g/cm ³)	2.1	1.628	2.239		2.288	1.588	
	最適含水比(%)		220	48		60	23	
	修正CBR(%)	121	195	780		91	106	
	圧縮強度(Kg/cm ²)	3,300~8,500		1,600				

2.2 溶融スラグの生産量

全国で発生する下水汚泥をすべて溶融し骨材化した場合の生産量の推定例を以下に紹介する。昭和55年度の濃縮汚泥発生量は、下水道統計によると固形物量で約93.5万tonである。この固形物量は、消化・焼却などにより減少し、脱水時には石灰・塩化鉄を用いると増加する。このような汚泥量の増減分を考慮し、溶融による重量減少率を1/2と考えると約47万tonの骨材が生成することになる。しかし、表-4に示すように溶融スラグ化プラントがまだ限られた箇所にしかないことから生産量は少ないのが現状である。

2.3 熔融スラグの物性

熔融スラグの物性値の一例を表-4および表-5に、図-6には粒度組成の一例を示す。また、参考として表-6には水砕スラグおよび砂の物理性状の一例を示す。

表-5 熔融スラグの物理性状の一例(粗骨材) 2)

骨材の種類	長乾比重	絶対比重	吸水率(%)	粗粒率(%)	単容重量(kg/m³)	灰分率(%)	すりへり減量(%)	球形率	40μ篩分値(%)	10μ篩分値(%)	安定性試験損失率(%)
スラッグスラグA	2.78	2.72	2.02	7.58	1529	55.0	14.9	0.69	19.9	23.4	<0.01
" B	2.86	2.80	1.68	7.55	1659	58.7	12.6	0.71	18.3	25.1	<0.01
" C	2.83	2.78	1.18	6.95	1590	55.4	21.8	0.71	21.4	—	—
" D	2.85	2.78	2.21	6.96	1619	56.4	15.3	0.68	14.9	—	0.1
" E	2.84	2.79	1.23	6.93	1642	57.8	23.7	0.70	20.5	—	<0.01
天然山砕石	2.76	—	1.09	7.03	1600	59.1	17.0	0.67	12.4	—	—
スラッグに対する規格	JIS>25	—	BS>125 ASTM>1.12	—	—	—	JIS<40	—	—	—	土木学会<12

河内睦雄他、産業廃棄物のコンクリートへの利用に関する研究、大同工業大学紀要第14巻1979.3

表-6 水砕スラグの物理性状の一例 6)

	絶対比重	吸水率(%)	単位容積重量(kg/L)	粗粒率	均等係数	修正CBI(%)	最大乾燥密度(kg/m³)	最適含水比(%)
軟質水砕スラグ	2.26	9.4	0.86	3.14	1.1	—	—	—
硬質水砕スラグ	2.60	1.1	1.67	2.76	2.9	3.6	1750	15.0
川砂	2.54	1.6	1.58	2.10	1.2	1.3	1890	6.0
海砂	2.49	2.3	1.62	2.79	1.1	1.2	1840	7.0

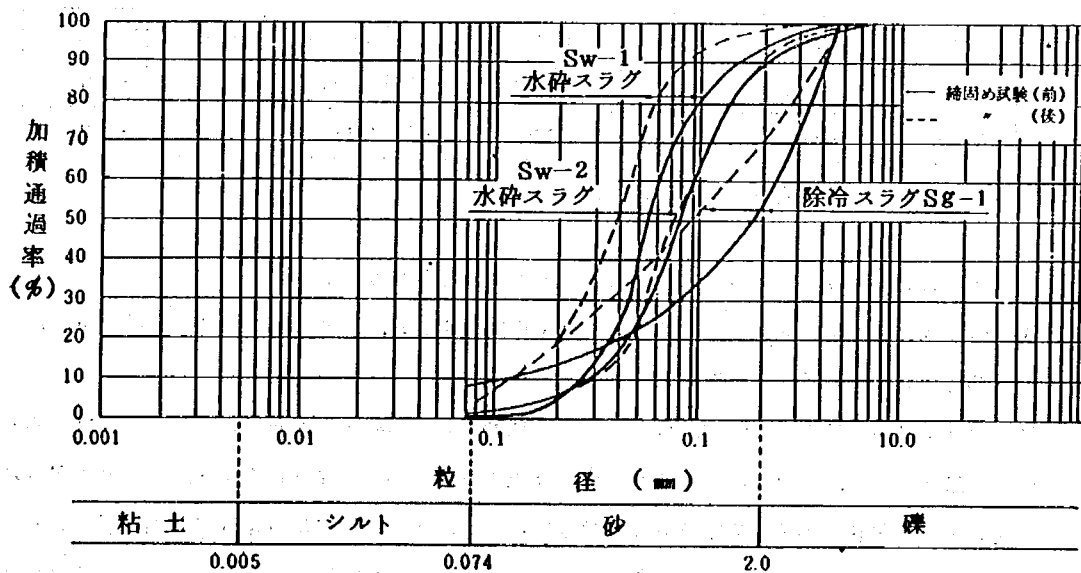


図-6 熔融スラグの粒度分布の一例 5)

2.4 サンドマット用材料としての利用可能性

サンドマットは軟弱地盤の圧密排水のため必要な排水能力を有していなければならないので、サンドマット用材料としての適用性を考える場合、材料の透水性が大きな要因であることは言うまでもない。

水砕スラグは、表-7に透水試験結果の一例を示すとおり材令に関係なく透水係数がほぼ 10^{-1} cm/secと一定であり、比較的透水性が高い材料であるとされている。一方、熔融スラグは、文献5)によると透水係数が $10^{-1} \sim 10^{-3}$ cm/sec、74 μ ふるい通過分が0～10%と報告されている。これらの値から判断すると透水性に関しては、サンドマット用材料として十分適用可能であると考えられる。

しかし、質問の中にある盛土荷重軽減効果については、表-5からもわかるように熔融スラグの単位体積重量が1.53～1.64 (t/m³)と砂のものとほとんど差がないことから軽減効果は期待できないと考えられる。

表-7 水砕スラグの透水試験結果 6)

供試体番号	作成時湿密度 g/cm ³	作成時含水比 %	乾燥密度 g/cm ³	透 水 係 数 : K ₁₅			
				1 週 cm/sec	2 週 cm/sec	4 週 cm/sec	8 週 cm/sec
S-0-1	1.098	24.7	0.881	214×10 ⁻¹	301×10 ⁻¹	205×10 ⁻¹	173×10 ⁻¹
S-0-2	1.101	24.7	0.883	325×10 ⁻¹	244×10 ⁻¹	245×10 ⁻¹	284×10 ⁻¹
平 均	1.100	24.7	0.882	270×10 ⁻¹	273×10 ⁻¹	225×10 ⁻¹	229×10 ⁻¹
H-0-1	1.381	7.2	1.288	442×10 ⁻¹	328×10 ⁻¹	389×10 ⁻¹	362×10 ⁻¹
H-0-2	1.382	7.2	1.288	155×10 ⁻¹	417×10 ⁻¹	397×10 ⁻¹	357×10 ⁻¹
平 均	1.382	7.2	1.288	299×10 ⁻¹	373×10 ⁻¹	393×10 ⁻¹	360×10 ⁻¹

注) S:軟質スラグ H:硬質スラグ

以上の結論に熔融スラグの生産量を加味すると次のことが言える。

- ① 熔融スラグはサンドマット材料として適用可能であるが、水砕スラグのような荷重軽減効果は期待できないと考えられる。
- ② 現状では生産量が少ないが、部分的に砂の代替として熔融スラグを用いることは可能である。
- ③ 熔融スラグは、まだ市販されておらず、またプラントから生産された熔融スラグは廃棄されているのが現状であるため定まった材料単価はない。そこで実際に利用する場合の費用として現状では運搬費が主となるものと考えられるので工事現場が処理プラントの近郊にある場合は有効であると考えられる。

(参考文献)

- 1) 国土開発技術研究センター；建設事業への廃棄物利用技術の開発に関する調査報告書 — 地盤・盛土分科会 —，昭和59年3月
- 2) 国土開発技術研究センター；廃棄物の建設事業への利用可能性に関する調査報告書，昭和58年3月
- 3) 京才俊則；下水汚泥の建設資材利用技術の現状と課題，月刊下水道，Vol.7. №2，1984. 2
- 4) 国土開発技術研究センター；建設事業への廃棄物利用技術に関する調査報告書，昭和59年3月
- 5) 建設省都市局下水道部，日本下水道事業団；下水汚泥の資源化に関する調査報告書，昭和57年3月
- 6) 国土開発技術研究センター；水砕スラグを利用した地盤改良技術の開発に関する報告書，昭和53年3月

(施工研究室)

共一 2 軟弱地盤における構造物の空洞の確認方法と対策工法

(質 問)

1. 軟弱地盤上に構造物 (BOX, 橋台等) を杭基礎にて施工した場合，長年の圧密沈下により構造物底面に空洞が生じる。この様な事となれば，道路では陥没等による事故を引き起こし，又，河川では堤防の弱体化につながる事となる。

構造物周辺は，擁壁等により容易に調べる事がむづかしい。よって，非破壊的な方法により，地表面より簡便に空洞の存在を調査する方法及び対策工法について御教示願いたい。

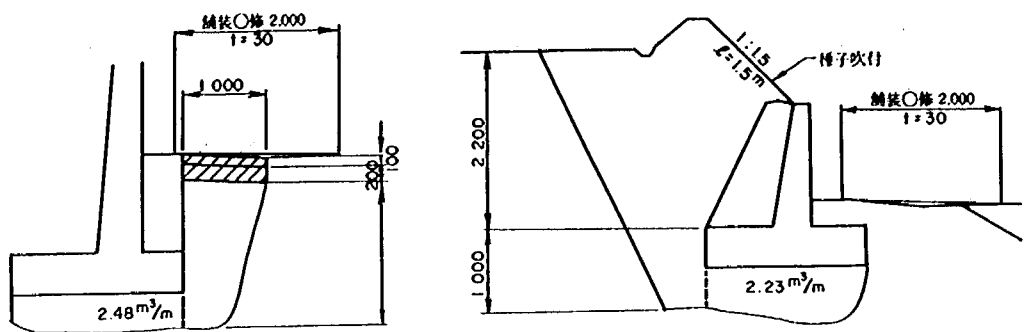
(中国技術事務所)

2. 当岡山地方は，全般的に海成シルト層が15 m程度分布している。この軟弱地盤に逆T型擁壁を杭基礎にて施工しているが，長年の圧密沈下により逆T型擁壁フーチング下面に0.5～1.0 m程度の空洞が生じている。現在までは，開削し吹付機にて水砕を注入しているのが現状であるが，今後施工を予定している箇所は，幅員の制約及び交通量の増大により交通規制することが困難となっている。

このため，今後施工を予定している箇所の確認方法及び対策工法に苦慮している。

非破壊的方法により地表面より簡便に空洞の存在を調査する方法と対策工法について，ご教示願いたい。

(岡山国道工事事務所)



3. 軟弱地盤上に築堤された堤防において、堤体と堤体内の構造物との間に不整合が生じて空洞又は亀裂が発生している。

これに関する調査の手法及び対策工法の種類、施工性等について教授願います。

(河川部河川工事課)
(浜田工事事務所)

(回答)

1. はじめに

構造物背後の空洞発生については一般に図-1に例示するような2つの系統が考えられる。一つは(a)のように杭で支持されるなど不動と見なせる構造物に対してこれに密着していた地盤面が沈下する場合に空洞が生じる。質問のケースはこれに相当している。橋梁への踏掛版の下に発生する空洞も同様である。他の一つは(b)のように水に接して土砂が吸い出しや洗掘を受けたりする場合である。また(a)、(b)が複合されることも考えられる。

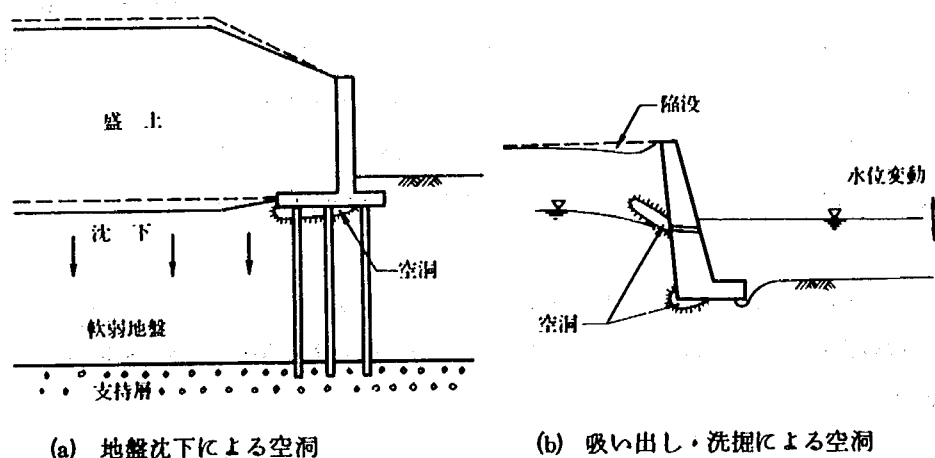


図-1 構造物背後の空洞発生の例示

このように発生の原因から見ると、(a)のような地盤沈下による場合は空洞は構造物底面に広く、深さも一様に分布するパターンが想像できる。深さについても地盤沈下の量が知ればある程度の目安を得ることもできよう。一方(b)のような吸い出し等による場合は空洞は局部的、不規則でかつ位置も吸い出し経路が見つからない限り特定することは困難である。

空洞が発達すると路面の沈下や陥没を招くし、また構造物の安定上も不利となってくる。一方、空洞は床版下や地中に発生するので、その影響が地表面にあらわれない限り、一見して空洞があるかどうか知ることとは極めて困難である。しかし地表にその影響があらわれるほどになった時には、空洞の大きさはかなり発達しているので修復工に手間を要することになる。従って空洞が発達する前に早期にこれを発見して有効な対策を施すことが望ましいわけである。

2. 空洞の確認方法

(1) 予備的検討

地盤沈下の状況、構造物の支持条件、不同沈下量、地下水流、打継目・クラック・吸出口の状態等から空洞の有無に関する推定を行う。

(2) 直接的な確認方法

空洞の確認には開削が一番確実である。しかしこれでは大変であるので貫入試験（動的貫入、静的貫入、スエーデン式回転貫入等）やボーリング（抜き取ったコアの観察や検尺）を実施することが考えられる。またボーリング孔を利用してボアホールカメラやボアホールスコープによる空洞状態の検査、注水（連通管試験）や煙による連通性の調査等も有効な方法と考えられる。

しかし空洞の状況（位置、形状、ひろがり、連続性等）は前もって推定するのが困難である場合が多いので、空洞の実態を把握するためのボーリング孔の位置・間隔等はどうかといふ問題が残ったままである。このような場合、ボーリング等による直接的な確認を行うに際し、前もって精度はあまり要求しないが、空洞の有無やある程度の位置・大きさの情報を簡便に地表面から非破壊的に推定する方法が切望されるわけである。非破壊的な探査方法の現況について次項に述べる。

(3) 非破壊的な確認方法

土木構造物中の空洞の非破壊的な探査方法としては古くから打撃による音響あるいは振動解析法、超音波反射法、弾性波などによる方法などが知られているが、質問の様な領域への適用には問題が多い。今回は、最近開発され空洞調査への適用が研究されている電磁波反射法、熱赤外線映像法、レーダー波速度法の3種類の技術を紹介する。

◎ 電磁波反射法は、非常に短い電磁波パルスを約 $1.5 \sim 6 \times 10^{-9}$ 秒間隔で発信し、空洞の存在に伴う誘電率の差異に起因する反射波を受信し空洞を探査するものであり、深さ1 m程度

(条件が良ければ2 m)までの所に存在する空洞を捉えることができる。なお、電磁波を使用するため、コンクリート構造物、アスファルト舗装などの存在は探査に大した影響を与えないが、鉄筋が密に配置されている場合(約10 cmメッシュ以下)その適用が困難となる。

◎ 次に熱赤外線画像法は、空洞部と正常な領域の熱物性の違いに起因する温度の差異が地表面の微少な温度差となって現われるという現象を高精度の赤外線温度センサで捉えるものである。調査対象部が様な日射を受け、気温の変動が大きいことなど気象条件に大きな制約があるが、条件さえ整えば深さ2 m程度までに位置する空洞が発見できる。

◎ レーリー波速度法は、原理的には深層の地質探査に利用する弾性波探査法と類似の技術であるが、後者で使用するP波、S波のかわりにレーリー波(表面波の一種)を使用することにより、浅層探査を可能にし機器の小型化を図ったものである。コンクリート構造物等の下面の空洞検出は困難であるが、側方など周辺の空洞、ゆるみの調査が可能であり、5~10 mの深さの空洞を検出した例もある。

◎ なお、建設省では“建設技術評価制度”において、60年度を目途に“道路路面下等の空洞検知手法の開発”を図ることとしており、この成果にも期待が持たれるところである。

3. 対策工法

(1) 開削工法

空洞化しあるいは陥没した部分の修復は、開削を行い、当該部分を埋め戻したり、裏込不良部分の良質材への置換が最も確実な工法であろう。修復に際しては、空洞化の原因を見極め、再び空洞化が生じないような修復方法、材料の選定等を行う必要がある。

(2) 注入工法

空洞が深部にある場合や、開削工法が現実的ではない場合には注入工法が考えられる。注入工法を用いる場合は空洞の位置、形状、ひろがり、連続性等の情報が適確でないと十分な成功はなかなか収めにくい。

空洞充填には、目的に応じて強度や止水性が要求されるが、一般に充填後の耐久性があること、ひび割れや収縮のないこと、水に溶出しないことなどの材質の問題及び施工時の空洞充填性の問題がある。これらについては、注入前に予備的な試験を実施して注入材の配合等を決めるのがよい。注入材の一例としてセメントベントナイトミルクがあるが、空洞充填にはポンプ圧送可能な限り硬練りの方が効果的である。これは硬練りの方が、水中でも水にまじり合わないうで目的の位置にとどまる性質があり、かつ後続の注入材の圧入に対しても自立性を保ったまま低圧で拡がり、細かなクラックへは逸走しにくいので空洞充填性がよいためである。*

注)* 土研における最近の実験によると一例としてセメント・ベントナイトの場合はセメント1、ベントナイト1、アルミ粉1/5000、水4程度、(場合によって繊維材0.05)の組合せ(重量比率)で、混合後スランプ20~25 cm程度(水量で調整)の流動性を持つものは充填材の性質として好結果を示している。

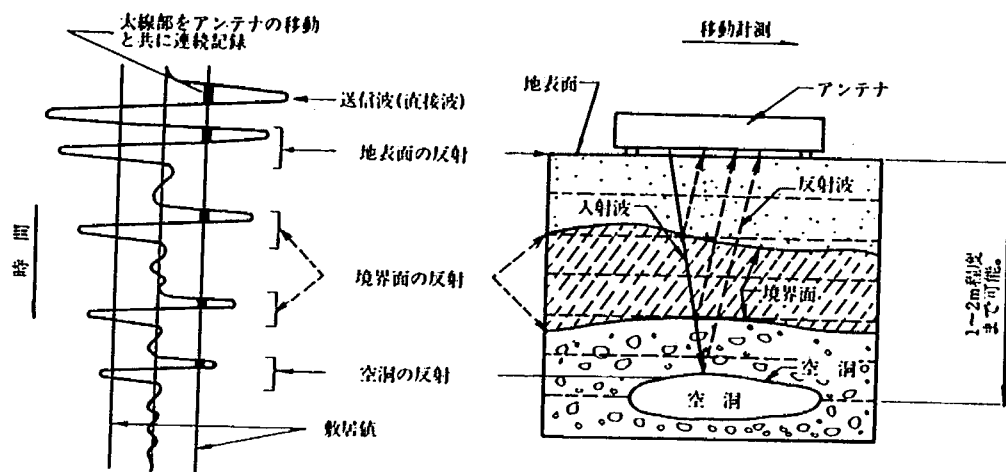


図-2 電磁波反射法の原理

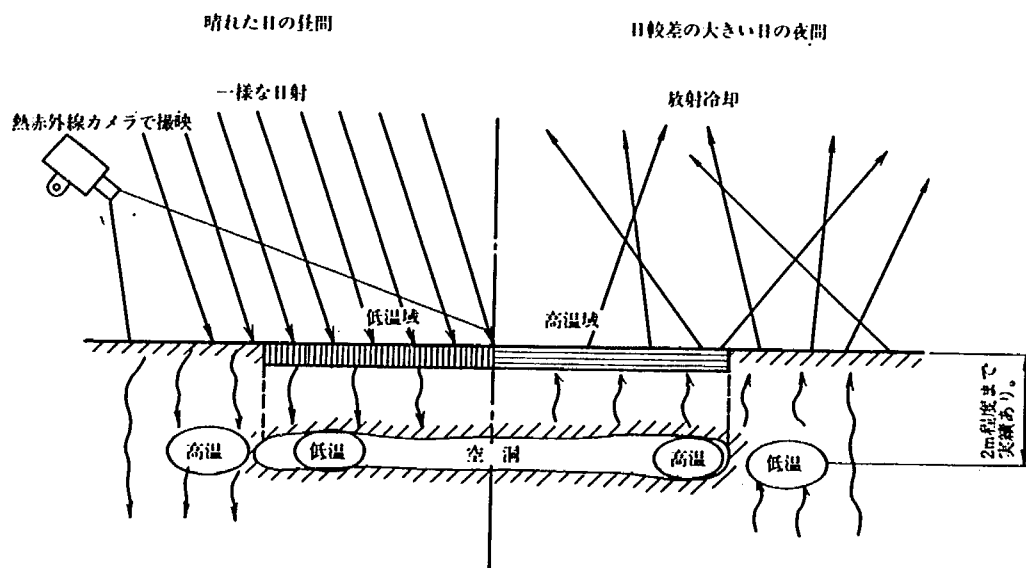


図-3 熱赤外線影像法の原理

施工に際し床版に複数個の注入孔をあけ、直接床版下の空洞に注入するのが望ましい。またこの場合、注入圧力の管理が大切である。特に構造物や地表面あるいは前面地盤への変状等の影響を与えないような限界圧力の見積りをしておく必要がある。

なお将来の維持管理上、床版に設けた注入孔はそのまま保全するのが望ましい。

(3) その他

以上の他にも、状況に応じて地盤全体を締固める方法（振動締固め、サンドコンパクションパイル、コンパクショングラウトなど）や深層地盤改良工法なども考えられるが、いずれの対策工法を用いるにしても、既設構造物に対して変状を与えないこと、および対策工施工後の沈下や吸い出しの継続に対処できるよう工夫しておくことが大切である。

(参考文献)

嶋津晃臣，擁壁フーチング下面の空洞の確認方法と対策工法について，道路，pp 42－43，
1983年5月

（施工研究室，機械研究室）

共-3 深 礎 杭

(質 問)

1. 深礎杭の設計要領には、変形係数として下記のような値が示されているが、数値に幅があり、実際に使用するに当って現地の状況等から判断することが大変むづかしく、判断出来やすい基準値を教示願いたい。

B	30,000 以上
CH	10,000 ~ 30,000
CM	5,000 ~ 10,000
CL	1,000 ~ 5,000
D	1,000 以下

2. 深礎杭のグラウト注入については、一般に本体コンクリート打設後グラウトを注入しております。しかし、現地の状況によっては注入を先行する場合もあり、注入を先行する場合には注入後、ライナープレートを叩いて状況を確認しております。

又、グラウトの注入量については確認出来るが、注入状況については確認が非常にむづかしいため、良い管理方法があれば教示願いたい。

(温井ダム工事事務所)

(回 答)

1. 斜面上に設けられる杭基礎の設計に関しては、杭の挙動や地盤の支持力に対する斜面の影響、表土の取り扱い、地盤（その多くは岩盤である）の力学定数の評価など、多くの問題点がある。近年、山岳地における道路建設が増加するに伴い、斜面上の杭基礎の施工例も増加して漸次データが蓄積されつつあり、また各行政機関、研究機関においてもこれらの杭基礎に関する研究を実施しているが、その設計法の確立にはなお今少しの時間を要する状況にある。

斜面上の杭基礎の設計法を具体的に定めた規準としては、「設計要領第二集」（日本道路公団、昭和55年4月）と、「深礎ぐい設計施工要領」（北海道開発局、昭和55年6月）があり、その設計は、各設計者がそれらの規準を参考に、現場の状況を勘案して適宜行っているのが実状である。なお、土砂あるいは軟岩に設けられる深礎杭は、「設計要領」により設計すると過大になるといわれており、「斜面上の深礎ぐいに関する調査研究報告書」（高速道路調査会、昭和58年3月）により設計するのが望ましい。

亀裂、割れ目の影響などのため、岩盤の力学定数の評価には問題があるが、深礎杭に対する岩盤の変形係数 E_0 は、以下のようにして求めるのが望ましい。

「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」（日本道路協会、昭和55年5月）には、岩盤を含む地盤の変形係数を求める方法として、次のものが示されている。

- 1) 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験
- 2) 孔内水平載荷試験
- 3) 供試体の一軸または三軸圧縮試験
- 4) 標準貫入試験

「調査研究報告書」では、上記の他、次のものが示されるとともに、深礎杭の状況を考慮すると、孔内水平載荷試験が実用的であるとされている。

- 5) 弾性波探査
- 6) 岩盤分類による推定

深礎杭の E_o を求める方法は、次のような理由から、上記の 6 種類の方法のうち、孔内水平載荷試験によるのが望ましい。

- 1) 孔内水平載荷試験は、高圧載荷が可能な試験機が開発され、対象範囲が岩盤にまで拡大してきた。
- 2) 一軸または三軸圧縮試験が、岩盤を構成する岩石の変形係数を求めているのに対し、孔内水平載荷試験は、ある程度の範囲の亀裂、割れ目を含む岩盤の変形係数が求められる。
- 3) 標準貫入試験は、岩盤に対しては適用できない。
- 4) 基礎研究室が昭和 57 年度に各地方建設局などに対して行った、「深礎杭の設計施工に関する調査」によれば、孔内水平載荷試験により E_o を求めているものが 24 例（約 60 %）あり、この方法がかなり一般化してきていると見られる。
- 5) 岩盤分類による推定は、 E_o を求めるための、1) ～ 5) の調査、試験が行えない場合に、やむを得ず用いる方法であり、安易に採用すべきではない。

岩盤分類による E_o の推定をやむを得ず行う場合、その参考あるいは目安として、「設計要領」には表－1 が、「調査研究報告書」には表－2 および表－3 が示されている。

表－1 変形係数の測定例 (kg/cm^3)

岩級	粘板岩（某ダムサイトの例）	
	範囲	平均
B	30,000 以上	*30,000
CH	10,000 ～ 30,000	20,000
CM	5,000 ～ 10,000	7,500
CL	1,000 ～ 5,000	3,000
D	1,000 以下	

*最小値を示す。

表－2 岩盤分類変形係数例

肉眼観察 岩盤分類 記号	代 表 値 $E_{sb}(\text{kg/cm}^2)$	推定孔内変形係数の 範囲 $E_{sb}(\text{kg/cm}^2)$
A	20,000	20,000 以上
B	8,000	8,000 ～ 30,000
CH	4,500	4,500 ～ 12,000
CM	2,000	2,000 ～ 6,000
CL	1,000	1,000 ～ 3,000
DH	500	500 ～ 1,500
DM	100	100 ～ 800
DL	50	50 ～ 300

表-3 変形区分表示別変形係数例

変形区分表示 記 号	孔内変形係数の 範囲 E_{sb} (kg/cm ²)	代 表 値 E_{sb} (kg/cm ²)
A ~ d	30,000以上	50,000
B ~ d	12,000~30,000	20,000
C _H ~ d	6,000~12,000	8,000
C _M ~ d	3,000~ 6,000	4,500
C _L ~ d	1,500~ 3,000	2,000
D _H ~ d	800~ 1,500	1,000
D _M ~ d	300~ 800	500
D _L ~ d	50~ 300	100

表-1の岩盤分類は田中の提案したものに従って行われるべきものであり、設計に用いる変形係数を推定する場合は、この表の値を $\frac{1}{2}$ ~ $\frac{1}{3}$ に低減して用いることが望ましいとされている。

表-2および表-3の岩盤分類は、基本的には田中の分類と共通しているが、ボーリングコア一観察を利用している点と、強風化岩の細分に重点を置いている点が異なる。表-2および表-3は、主として風化花崗岩からなる岩盤に対する調査、試験結果をまとめた、「本州四国連絡橋の耐震、地盤に関する調査研究報告書」(土木学会、昭和55年3月)にもとづいており、それによると、表-3の岩盤分類は、さらに孔内水平載荷試験やPS検層などの結果を利用することとなっている。これらの試験を行わない場合の E_0 の評価は精度的に劣るため、表-2の値は、表-3の岩盤分類の一級下位の値としているのである。

従って、やむを得ず岩盤分類により E_0 を推定する場合の目安としては、表-1あるいは表-2を用いるのが良い。表-1と表-2の値を比較すると、表-2の値の方が小さくなっている。これは、岩盤分類方法、対象岩盤の種類、調査、試験方法及びその評価に対する考え方などの相違によるものである。

表-2の E_{sb} の推定範囲は広いが、実際の岩盤分類と E_{sb} の関係は、地域によって異なり、さらに大きくばらついている。また、岩盤の不均質性、異方性も考慮して、表-2の代表値または最小値を設計条件に応じて用いるとともに、類似地盤におけるダム工事の調査、試験結果などの、その他の資料も参考のうえ十分検討する必要がある。

2. 深礎杭の山留め材と地山との間に生じる空げきには、全長にわたって裏込め注入を行わなければならない。

注入の方法および注入の確認の方法は、「道路橋示方書」に示されている例を参考にすることも、一つの方法である。(図-1)

図-1において、地盤の状況や掘削時の状況によって、注入パイプの本数や注入口の配置を適

宜定める必要がある。杭体コンクリート打設後に、注入パイプから低圧の注入を行い、検査用パイプから注入剤が噴き出すのを視ることにより、注入がよく行われたことを確認する。

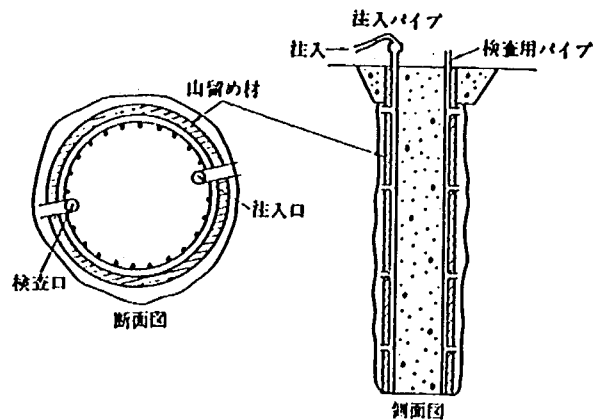


図-1 裏込め注入の一例

(基礎研究室)

共-4 軟弱地盤におけるすべり破壊予測法及び管理基準

(質問)

軟弱地盤上に盛土を行なう場合、すべり破壊を防ぐための管理を行なわなければならない。その場合の破壊予測法、測定項目、チェック基準値、工事ストップ基準値及び基準値決定の根拠について教示願いたい。

(広島県大柿土木事務所)

(解答)

一般に、軟弱地盤上に盛土を築造する場合には、設計の段階で既存の資料や、新たに行なった土質調査の結果などを基にして、円弧すべりによる安定計算を行い、その安定性を検討する。しかし、安定計算によって得られた安全率は、通常の場合多くの不確実性を含んでいる。従って、実際には複雑な土質性状と力学的挙動を示す地盤を、設計計算においては、ある程度単純化あるいは理想化して考えるために、実際の安全率と異なる結果を予測しているおそれもある。

すなわち、設計に含まれる不確実性のために、設計時に予測したものと実際の挙動が、異なる事態が生じ、盛土の大変形や破壊といった、予想していなかった現象が起こる場合がある。このため、実際の工事においては、現場計測に基づく施工管理によって、不測の事態に伴う盛土の変形や破壊を事前に察知し、適切な対策を講じることで、事故を未然に防ぐことが重要である。現場計測工法

は、不確定要因を数多く含む自然地盤を相手にする土木工事では特に重要であり、設計値を過信することなく実際の現象を観測し、その結果を施工法にフィードバックしながら、工事を進めることが大切である。

図-1は、盛土の安定性に関する現場計測工法のフローチャートを示したものである。以下に、現場計測法、安定管理手法について述べる。

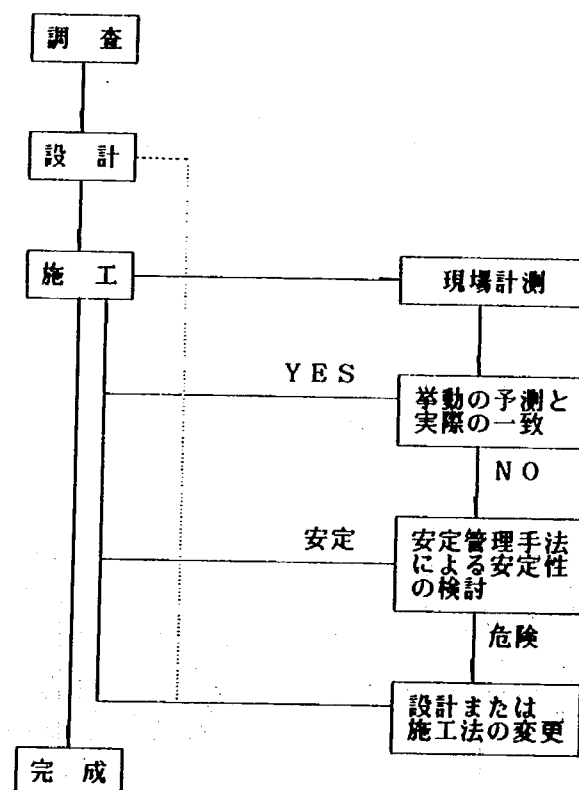


図-1 現場計測工法のフローチャート

1. 現場計測法

安定管理を行なうために必要な観測項目は、主に地盤や盛土の沈下量、変形量、間隙水圧などである。これらの観測に必要な計測器と利用目的を、表-1に示す。表中に示した計測器の中では、一般的に、地表面沈下計、地表面変位杭、地表面伸縮計が良く用いられている。それ以外の計測器は、大規模な軟弱地盤の代表的な断面や、試験盛土などに利用する場合が多い。以下に、主な計測器の概略を説明する。

表-1 安定管理用の計測器

計測器の名称	利 用 目 的
地表面型沈下計	対象となる地点の全沈下量を測定
深層型沈下計	軟弱地盤の深層部における各層の沈下量を測定
連続沈下計	〃 (盛土内も可能)
地表面変位杭	地表面の水平方向移動量及び沈下量、隆起量の測定
地表面伸縮計	地表面の水平方向移動量の測定
地中変位計	盛土のり尻部の各層毎の変位測定
間隙水圧計	盛土荷重による発生間隙水圧の測定

(1) 地表面型沈下計

盛土底部の地表面の沈下量を計測するものである。地表面沈下計は、図-2に示すように、沈下板の中心にロッドを接合したもので、ロッドと土との間のフリクションを取り除くために、ロッドをパイプで保護する構造として用いることが多い。これを、地表面に設置し、ロッドの上端部を水準測量することにより、地盤の全沈下量を計測するものである。

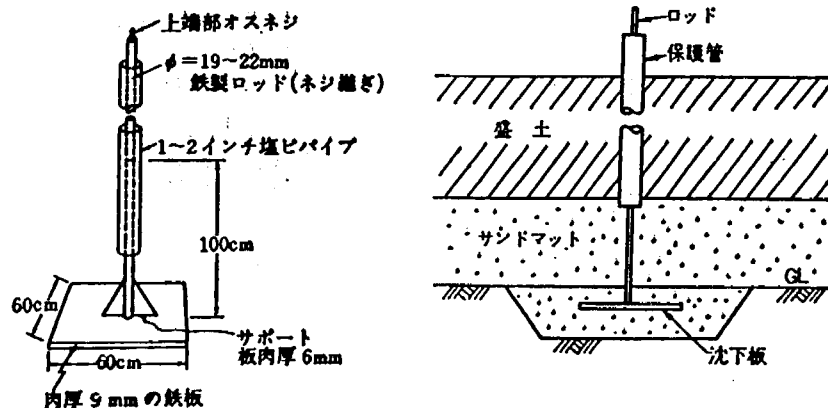


図-2 地表面型沈下計の設置と寸法の1例

(2) 地表面変位杭

盛土の周辺地盤に、長さ100~200cm、10~15cm角の変位杭を、図-3に示すような位置に、ほぼ等間隔に設置し、杭頭の垂直及び水平移動量を、目盛り尺やレベルなどを用いて測定するものである。これは、地表面の変位を簡便に確認することができ、周辺地盤の変形を観測するのに良く用いられる。

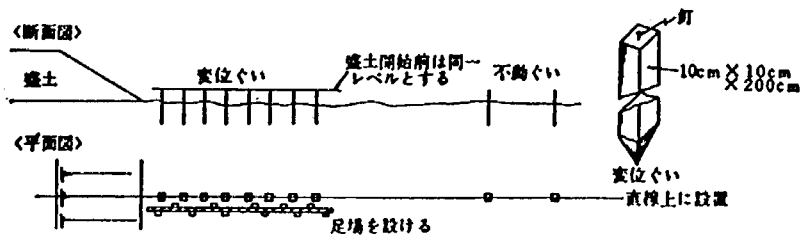


図-3 地表面変位杭の設置例

(3) 地表面伸縮計

盛土のり尻線に対して、直角方向の地表面の水平変位を、連続的に計測するものである。図-4に示すように、地表面に2本の観測杭を設置し、杭間距離の変動をインバー線の一方に接続したドラムに自記記録するか、あるいは、簡易的にスケールで計測する。この水平移動量は、地表面変位の中で、最も容易にとらえ易いことから、盛土の安定管理に多用されている。

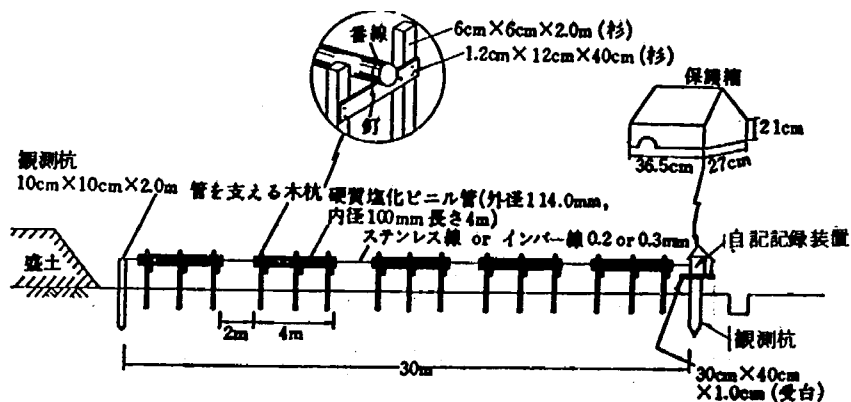


図-4 地表面伸縮計の設置例

(4) 計測器の配置及び観測期間

安定管理を行なう場合の、一般的な各種計測器の配置は、図-5に示すようになる。計測器の設置断面は、人家に隣接していたり、橋台に近接しているなどの特別の条件の違いない限り、施工速度、盛土形状、地盤条件がほぼ一定のところでは、一箇所で十分である。測定頻度と期間は、地盤条件、施工条件などによって異なるが、表-2に示すものが標準である。ただし、変形が表われたときなどでは、適時測定間隔を密にするなど、臨機応変に対応することが必要である。

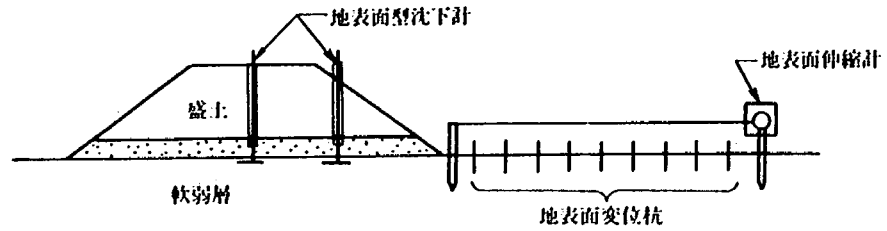


図-5 各種計測器の配置

表-2 測定の頻度と期間

計 器 の 名 称	地盤処理中～盛土完了後 1か月まで	盛土完了後 3か月まで	盛土完了後 3か月以降	供 用 後
沈 下 計	1回/1～5日	1回/ 5～10日	1回/ 1か月	1回～4回 /1年
地 表 面 変 位 杭 または地表面伸縮計	1回/1～5日	1回/ 5～10日	必要の都度	

2. 測定結果にもとづく安定管理手法

(1) 定性的な指標による管理手法

① 地表面沈下計の測定結果による管理手法

盛土荷重による沈下量は、地盤が安定している状態であれば、図-6(a)に示すように一定値に収れんする傾向を示す。一方、地盤が不安定な状態、すなわち破壊に近づくとき、沈下量は図-6(b)のように時間の経過と共に直線的に増加するか、あるいは、急激に増加する。

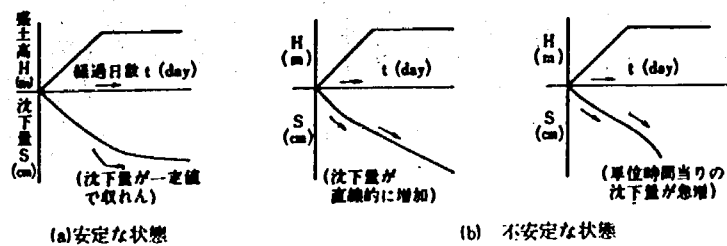
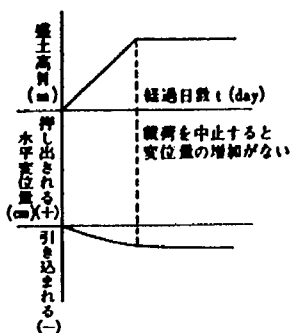


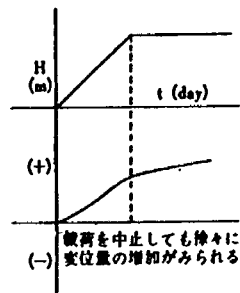
図-6 沈下量の経時変化

② 地表面変位杭及び地表面伸縮計の測定結果による管理手法

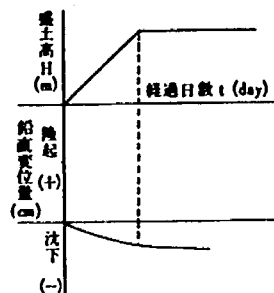
基礎地盤が安定している状態のときは、地表面の水平変位量は、図-7(a)に示すように時間的にほとんど変化しないか、または、若干盛土側へ引き込まれる傾向を示す。これに対して、基礎地盤が不安定な状態になると、図-7(b)のように盛土の荷重外側に向かって水平変位量が急増する傾向を示す。また、垂直変位量の経時変化は、図-8(a), (b)に示すように安定のときは一定もしくは沈下、不安定なときは隆起の傾向を示す。



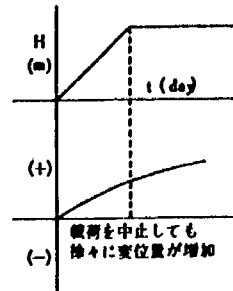
(a) 安定な状態



(b) 不安定な状態



(a) 安定な状態



(b) 不安定な状態

図-7 水平変位量の経時変化

図-8 垂直変位量の経時変化

③ 定性的な安定管理の例

図-9は、定性的な安定管理を行なった盛土の施工事例を示したものである。320日目で高さ5mの盛土に1mの盛土を追加したところ、盛土中央部の地表面沈下計が急激な沈下を始め、同時に盛土の側方地盤の地表面変位杭が、盛土の外側へ急激な変位を示し、隆起が生じた。こうした動きから破壊が予測されたため、盛土荷重の軽減の応急措置がとられ、全体の破壊が防止された。

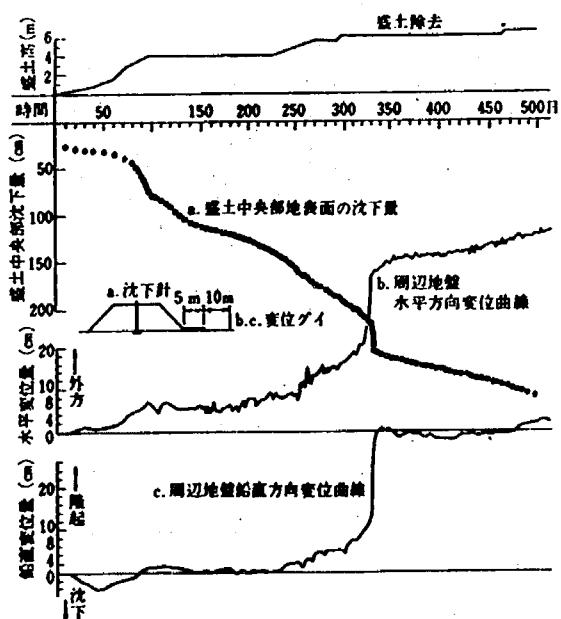


図-9 定性的な管理例

(2) 定量的な指標による安定管理手法

定量的な安定管理手法は、様々なものが提案されているが、ここでは代表的な4つの手法について述べることにする。

① $S \sim \delta / S$ 管理図を用いる方法（松尾らによる）

沈下量 S 及び水平変位量 δ と S の比 δ/S との関係を、軟弱地盤上の多くの盛土に適用してみると、破壊が図-10に示す曲線付近で生じていることが見いだせる。この曲線は(1)式で表わせ、破壊基準線と呼んでいる。なお P_j/P_f は、任意の時点における盛土荷重を、破壊時の盛土荷重で割った値を示している。

$P_j/P_f = 1.0$ のとき

$$S = 5.93 \exp(1.28(\delta/S)^2 - 3.41(\delta/S)) \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 $0 < \delta/S \leq 1.4$

盛土は、この曲線に近づく場合、破壊へ接近する方向に進んでおり、遠ざかる場合には、安定に向かっているといえる。この図を利用して、盛土が破壊に向かっているかどうかを判断する場合には、以下の3つの基準を利用できる。

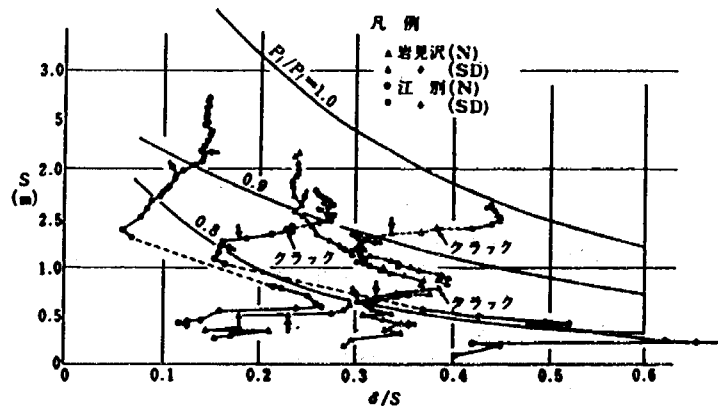


図-10 $S \sim \delta / s$ 管理図

- 盛土初期に大きく右に動く場合。
- $P_j/P_f = 0.8 \sim 0.9$ 付近で、破壊基準線に向かって動く場合。
- 破壊基準線の付近に達する場合。

この方法は、ある任意の時点において、安定または不安定のどちらに向かう傾向であるかを判断するのに有効である。

② $S \sim \delta$ 管理図を用いる方法（富永らによる）

地盤の安定性が低下すると、水平変位量 δ が沈下量 S に比例して増加せず、増加割合が大きくなる。特に、ある沈下量を境にして、図-11(a)に示すように勾配が変化する点があり、

この点の前後における勾配 $\alpha_1 = \Delta \delta_1 / \Delta S_1$ と $\alpha_2 = \Delta \delta_2 / \Delta S_2$ について、 $\alpha_1 \sim \alpha_2 / \alpha_1$ の関係を調べると、盛土の破壊領域と安定領域を図-11(b)に示す $\alpha_2 = \alpha_1 + 0.5$ という曲線で区分できる。したがって、図中のスクリーン領域内に盛土の変形状態が移行したら、施工法を変えるなどの対策を講じる必要がある。

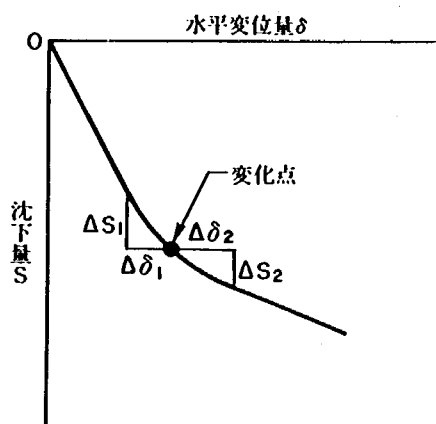


図-11(a) S ~ δ 管理図

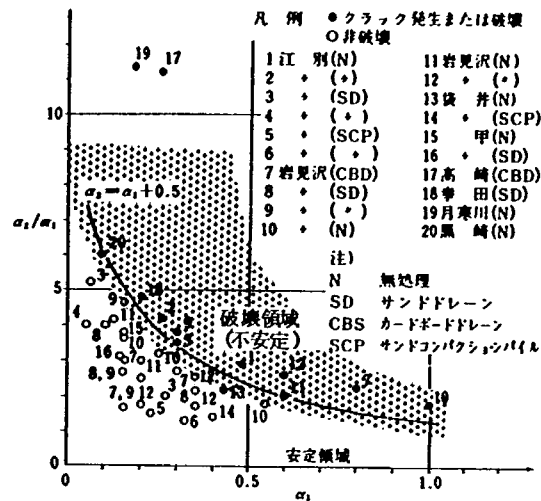


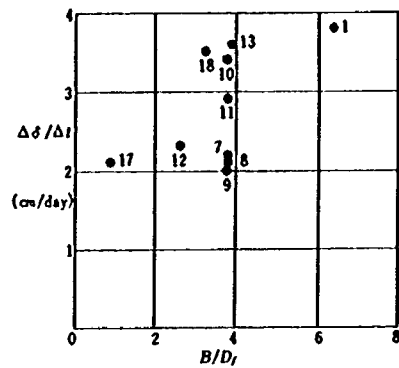
図-11(b) $\alpha_1 \sim \alpha_2 / \alpha_1$ の関係

③ $\Delta \delta / \Delta t \sim t$ 管理図を用いる方法 (栗原らによる)

1日あたりの水平変位の増加量、すなわち、水平変位速度 $\Delta \delta / \Delta t$ が、ある値を超えると不安定状態になることに着目して、 $\Delta \delta / \Delta t$ を安定管理に用いる手法である。図-12は、いくつかの事例についてまとめたものであり、 $\Delta \delta / \Delta t$ が 2 cm/day 以上になると、不安定状態になっている。したがって、工事のストップの目安として、 2 cm/day を用いることができよう。なお、 $\Delta \delta / \Delta t \sim t$ による管理手法は、盛土後半の安定管理に有効である。

④ $\Delta q / \Delta \delta \sim q$ 管理図を用いる方法 (柴田らによる)

盛土荷重 q に対して、盛土荷重増分 Δq と、水平変位量 $\Delta \delta$ との比 $\Delta q / \Delta \delta$ が、図-13に示すように直線的に減少することを見だし、 $\Delta q / \Delta \delta$ が 0 になるときが、対象地盤の限界盛土荷重、すなわち、限界盛土高としたものである。



B : 盛土敷幅の半分
Df : 推定すべり深さ
番号は図-11(b)と同様

図-12 不安定状態での $\Delta\delta/\Delta t$

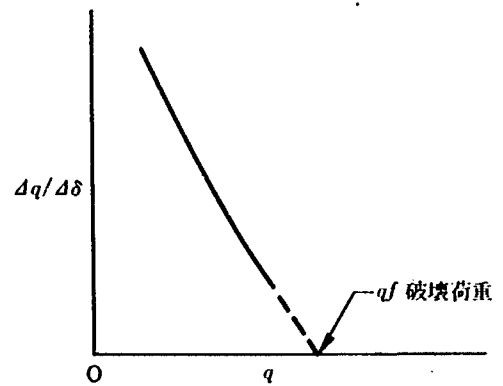


図-13 $\Delta q/\Delta\delta \sim q$ 管理図

⑤ 定量的な安定管理の例

前に述べた①～③の安定管理手法を用いて、軟弱地盤上に盛土を築造した施工事例を次に示す。

表-3は、盛土を築造していく段階で、3種類の管理手法によって危険であると判定されたときの、原因及び状況とその対策をまとめたものである。

また、図-14は $S \sim \delta/S$ 管理図を、図-15は $S \sim \delta$ 管理図を、図-16は $\Delta\delta/\Delta t \sim t$ 管理図をそれぞれ示したものである。

表-3 危険判定の原因と状況及びその対策

年月日	盛土高 (進捗率)	危険判定			原因及び状況	対策
		S- δ 管理図	$\Delta\delta$ / $\Delta t \sim t$ 管理図	S- δ /S 管理図		
55. 8. 7	3.27 m (54%)		○		施工の不手際で盛土厚1層57cmとなったためと思われる。S- δ 管理図でも折点が確認されたが $\alpha_2 = 0.68 < 0.7$ であった。盛土高で全体の50%を超え、初めてのW _n 表示となった。	1層の盛土厚30cmの厳守。 $\Delta\delta$ が小となるまで放置。 盆休をはさんで、2週間程盛土休止期間を確保した。
55. 8.20	3.41 m (57%)	○			盛土休止期間で直接の原因は不明である。前日の降雨が41%あり、法尻変位ぐいは泥炭上に設置してあるので、その影響が出たとも思われる。	盛土休止期間中であり、管理図で動きを追跡。
55. 9. 3 } 55. 9.11	3.61 m (60%) } 4.06 m (67%)			○	S- δ /S管理図でP _j /P _f > 0.8となり不安定な状態で、W _n 表示が継続して出るようになった。準備排水溝の整ぶくれが目立ってきた。又、D.T走路は変位ぐい脇の側道を使用していたが、その影響も考えられた。	D.T走路の切替えをしたが変位は継続していた。 盛土は観測結果を見ながら続けた。
55. 9.16 } 55.10. 7	4.29 m (71%) } 4.96 m (82%)	○		○	P _j /P _f = 0.85 ~ 0.90の範囲で盛土高は70 ~ 80%程度。不安定な状態のもとで、W _n 表示も継続して出た。 $\Delta\delta_{max} = 12\%$	現場チェックでは急激な状態変化が認められなかった。W _n 表示は継続していたが、管理図上で極めて不安定な動きとはならなかったので、盛土サイクルを維持した。盛土施工中は観測班が盛土及び周囲の状況をチェックした。
55.10.14 } 55.10.22	5.38 m (89%) } 5.44 m (90%)	○	○	○	南3線大排水路及び準備排水溝で整ぶくれが顕著になり、排水勾配確保のため50cm前後の底ざらえをした。 これが直接の要因となり変位が続いた。 $\Delta\delta_{max} = 26\%$	$\Delta\delta$ が大ですべりの要因ともなるのでしばらく休止、次回の盛土より1層20cmの施工とした。 又、地すべり計を増設し、施工中及び施工後の動きを観測した。
55.10.31 } 55.12. 5	5.51 m (92%) } 6.05 m (100%)	○		○	P _j /P _f = 0.92 ~ 0.96と破壊規準線へ近づいてきて極めて不安定な状態にあった。 $\Delta\delta$ は5%前後であった。	1層の盛土厚20cm(25cm/日の盛土速度に抑止)地すべり計の観測により盛土中に異常な動きがあれば(δ/H の増大)すぐに盛土中止、載荷撤去できるような体制で盛土した。

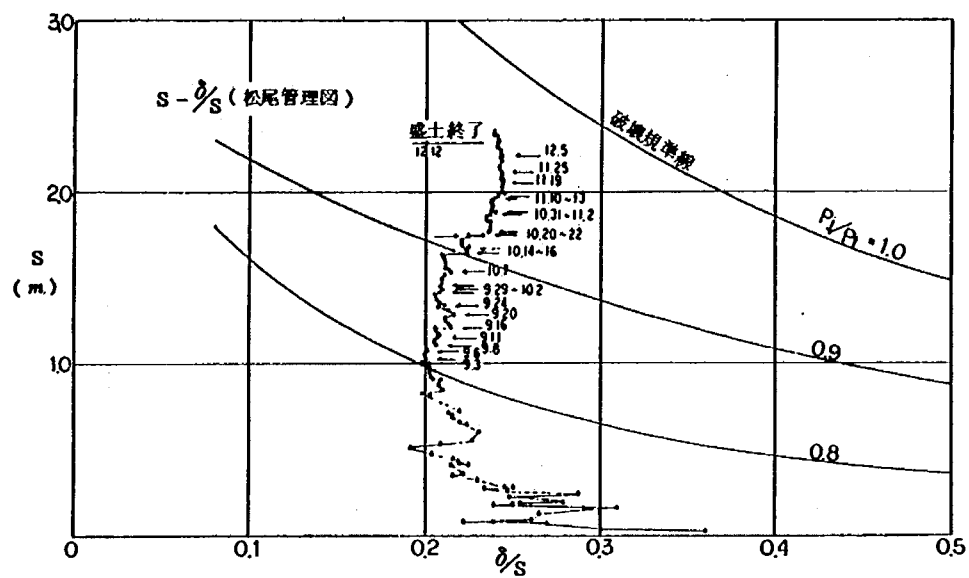


図-14 S- δ /S 管理図

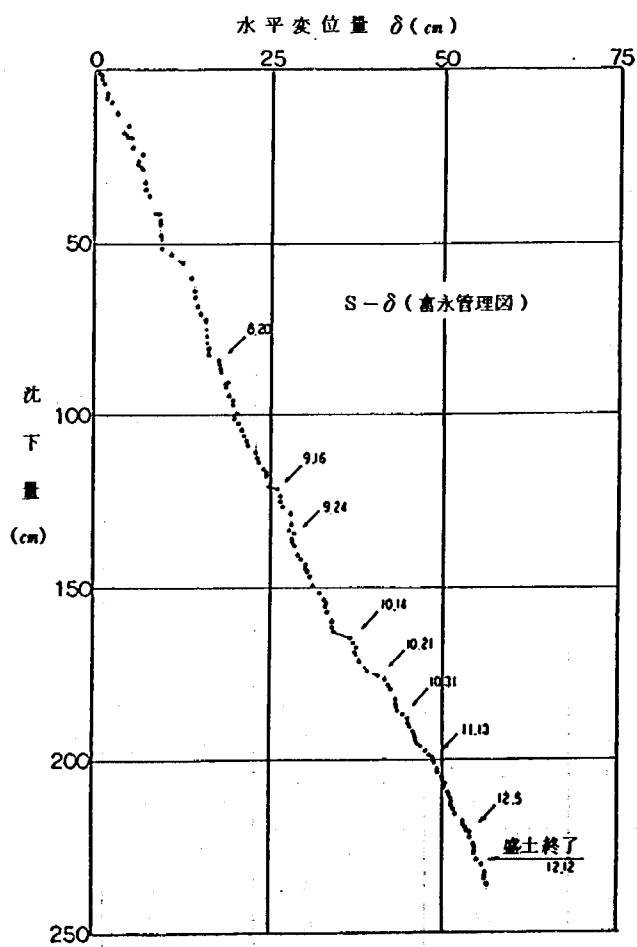


図-15 S- δ 管理図

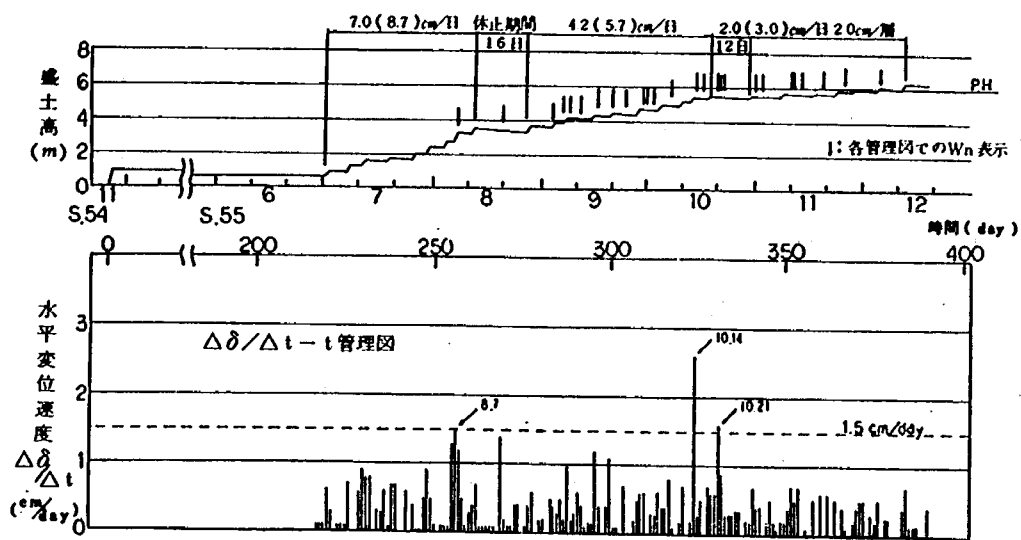
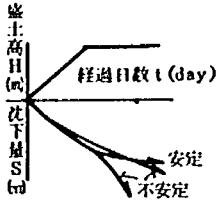
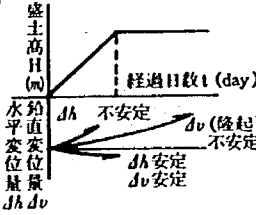
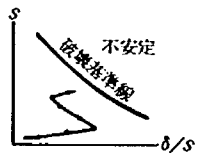
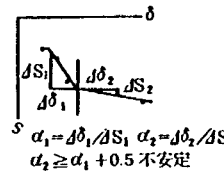
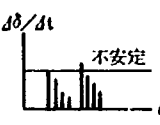
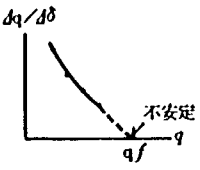


図-16 $\Delta\delta/\Delta t - t$ 管理図

以上の盛土の安定管理手法について、概要と破壊基準値、観測項目をまとめたものを、表-4に示す。

(土質研究室)

表-4 安定管理手法一覧

	管理手法	概 要	破壊基準値	観測項目
定性的な管理	盛土の沈下量による管理手法	 沈下量の経時的な変化の傾向から破壊予測	沈下量の急増	盛土の沈下量
	周辺地盤の水平及び垂直変位量による管理手法	 水平及び垂直変位量の経時的な変化の傾向から破壊予測	水平変位量の急増 垂直変位量の隆起の傾向	地盤の水平及び垂直変位量
定量的な管理	S~δ/S 管理図法	 Sとδ/Sをプロットし、その軌跡が破壊基準線に近づくかどうかで破壊予測	破壊基準線 $S = 5.93 \exp(1.28(\delta/S) - 3.41(\delta/S))$	地盤の水平変位量及び盛土の沈下量
	S~δ 管理図法	 Sとδをプロットし、$\Delta\delta/\Delta S$がある大きさを超えることで破壊予測	破壊領域、安定領域区分線 $\alpha_2 = \alpha_1 + 0.5$	"
	$\Delta\delta/\Delta t \sim t$ 管理図法	 δの1日当たりの変化量$\Delta\delta/\Delta t$がある大きさを超えることで破壊予測	$\Delta\delta/\Delta t = 2 \text{ cm/day}$	地盤の水平変位量
	$\Delta q/\Delta\delta \sim q$ 管理図法	 漸増载荷中の$\Delta q/\Delta\delta \sim q$関係を外挿することで破壊荷重 qf を予測	$\Delta q/\Delta\delta = 0$	"

共－5 マサ土斜面の崩壊予測手法

（質 問）

崩壊した斜面のマサ土の特性としてマサ土は土質工学的には砂質土であって、そのせん断抵抗の主要部分は摩擦力である。それにもかかわらず実際の斜面崩壊を左右するのは従来ほとんど0と考えて無視されてきた、弱い見掛けの粘着力であって摩擦角 ϕ の大きさは崩壊の発生に対してほとんど影響を及ぼさないといわれている。そこでこのような性質の土の崩壊を予測するには降雨量と何の関係について調査整理し、何に着目して崩壊の予測をすればよいか教示願いたい。

（広島県大柿土木事務所）

（回 答）

1. はじめに

斜面崩壊の予測は斜面の安定度、あるいは斜面の崩壊の危険度を定めることにより、崩壊発生の可能性、崩壊の時期、崩壊の規模や形態を推測することが可能になる。しかし今までに斜面崩壊を予測したという場合は、多くはその場所で崩壊の前兆、たとえば斜面の亀裂、落石、斜面のはらみ等を発見して、斜面の危険を予知しているにすぎない。崩壊の時期については、予測するのは非常に難しい。

斜面の崩壊の原因は、崩壊要因の分析から、斜面のもっている素因、地形、地質、植生、地下水の状況等からランクをつけて、量的に表現している。すなわち崩壊の場合は、場を構成している自然的、人工的な素因に関係してくる。また崩壊の規模や形態については、崩壊のしやすい素因の分布によって決められてくるが、崩壊の要因の中には、時間的な概念が入ってこないから、崩壊の時期は時間で示されるのではなく、誘因の大きさ、たとえば降雨量等で表わされている。従って、この方法による予測は、特定の場所の崩壊の限界条件を示すことであり、場所、場所によって異なる。

マサ土は北海道から九州まで全国各地に広く分布しているが、中国地方、六甲山系、九州北部などが災害との関連がよく知られている。集中豪雨によってマサ土斜面の崩壊による災害は非常に多いが、とくに瀬戸内海沿岸は、比較的雨量の少ない地域に災害が多い。ここではこの地域を主体にして、マサ土の特性や、斜面崩壊の実態を述べ、マサ土の崩壊予測について言及する。

2. マサ土の工学的特性

マサ土は花崗岩類の風化残積土であるが、よくマサ土が目立つのは中国、近畿地方である。この地方は一般に地形が平坦で、一度平準化したところであり、雨量が少なく、風化層が浸食されずに残っているところである。これに対し、中部地方の山岳地帯は花崗岩はあっても最近まで隆起をつづけており、風化により風化産物が生成されても、はげしい浸食力によりたえず削られるため、マサ土はほとんど存在しない。

したがって、マサ土が存在するかどうかは、マサ土の生成と浸食の相互関係で決まるといえる。そして、生成のための条件としては岩質や地質構造に依存するが、浸食は地盤の変動の歴史や気候条件に支配される。

マサ土の性質は自然の状態の組織をもったままで堆積しているいわゆる地山の場合と崖錐状に堆積したり、掘り取ってかきみだした盛土などの状態のときでは、その性質が非常に違っている。

ばらばらにして粒度分析をすれば、大部分は砂、またはれきに分類される粗粒土であって、細粒分は普通10%以下、多くても30%を超えることはまれである。三角座標による分類は砂または砂質ロームであり、統一分類法ではGWになることが多い。

組織がある状態では、粒子と粒子がかみあったようになっている、適当な含水比のもとでは、見かけの粘着力をもっている。したがって、かなりの急勾配でも切取りができるので、道路などの切取りの斜面が、急勾配で切りっぱなしの裸の斜面のままになっているのをよく見かける。またこのような地山の状態では、雨水の表面浸食にも、比較的よく耐えるのである。

ところが、一度掘り取って攪乱されると、ばらばらの砂質土になってしまうので、盛土斜面はせいぜい30°くらいまでしか、安定を保てないし、また極端に表面浸食に弱くなってしまふ。雨のあとでは、盛土斜面に、無数のガリー浸食溝ができて、雨水とともに、土砂が流出するのである。

このように、自然状態と攪乱状態の土の質が非常に違っているために、施工上困ることが多い。例えば、地山の部分と盛土部との接合部の処置や、急斜面の地山中に管路などの埋設物を掘り込んだ後の埋めもどし、土の施工などがこの例である。

透水性は、砂質土としてはあまり良好でなく、風化してゆるくなった自然土では 10^{-3} cm/sec のオーダーであることもあるが、密な状態や締固めた盛土などでは 10^{-5} ~ 10^{-7} cm/sec といわれている。したがって排水工のフィルタ材としては不適當である。しかし、飽和度が高くなってくるとかなり透水性が大になってくるようである。

マサ土のせん断試験を行ってみると、自然状態に比べると、同じような密度でも攪乱された試料の強度は、かなり低いことがわかる。また吸水させた状態での強度低下も、締固め土、とくにゆるい状態の場合にいちじるしいことがよくわかると思う。

マサ土は吸水して体積を増加する、膨潤という性質が大きい。これは有色鉱物が風化して生じた粘土分による、水分の吸着から生じるものと考えられている。したがって、この性質はマサ土の風化度によって異なることになる。

掘削されて、地表面付近に露出されたマサ土は、風化はそれほど進行しなくても、応力軽減による体積膨張の他に、降雨時の膨潤や、乾燥収縮の繰返しによって、しだいにゆるい状態になって、くずれやすくなってくる。

3. マサ土斜面の崩壊

マサ土の性質が自然状態と攪乱後とで違っているので、マサ土斜面の崩壊の様子も、この両者でちがった形になることが多い、一般に自然斜面では、表層剝離型のすべり、つまり、厚さがせいぜい数十センチメートル程度で、長さが数メートルから十数メートルという安定計算上からいえば、平面すべり、あるいは長大斜面のすべりとして、計算されるようなケースが大部分である。一方、崖錐地や、盛土の崩壊は、一般に、典型的な円弧すべりの形式をとっていることが多い。

マサ土斜面の崩壊が発生した際に、事後の調査をもとにして安定解析をしてみると、どうしても崩壊が起こりそうもない、というケースによくぶつかる。例えば、自然斜面の崩壊個所の解析の場合を例にとると、比較的薄い表層のすべりであるから、長大斜面の安定解析を適用し、もっとも危険な場合として、地下水面が地表面と一致したものと考え、土質試験の c 、 ϕ を用いて計算すると、安全率が十分1.0以上になってしまう場合が多い。ここではマサ土の崩壊として、とくに多い表層滑落型崩壊について、その機構について述べる。

表層滑落型崩壊は一般に、植生によって被覆されている山腹斜面の表層断面は、図-1のごとく3区分に分けられる。

図において示す①の部分は、最表層を構成し、植物の無数の根系によって緊縛されて板状を呈する部分である。これを表層板状体と呼ぶことにする。

多くの場合、花崗岩山地におけるこの表層板状体を構成する土粒子は、すべてその位置においてその直下の基岩に由来するものではなくて、一部分、あるいは時には全部が、斜面のより上部の方から、移動して来た場合もある。この表層板状体の厚さは、1 mを越すことはきわめてまれであり、普通は数十cm、多くは30~60 cm程度というのが多い。

この厚さを規定するのは、与えられた地質条件下では、植物自体の性質と関係するもののようである。

②の部分は①の表層板状体とは著しく不連続で、深根性植物を除いて根系はほとんどないか、あってもごくわずかであって、根系による緊縛は全くなされない部分である。これを中間帯と呼ぶことにする。

花崗岩山地の場合には、この中間帯は、多くの場合その直下にある基岩のより風化してゆるんだものであり、本来の基岩との境は不明りょうな場合がある。厚さは数cmから数十cmの範囲で、基岩が新鮮な場合は、この中間体はほとんど発達しないこともある。

③の部分は、基岩それ自体である。したがって風化が進んでいることもあり、新鮮なこともある。特別な場合を除いてこの中には、根がはいってこない。

表層滑落型崩壊というのは、この中間帯全体の破壊によってひきおこされる流動化現象と密接な関係をもつところの崩壊の型であり、その中に発生するすべり面的なものは基岩直上であって、板状体が大小様々のブロックとなってすべり落ちる現象である。

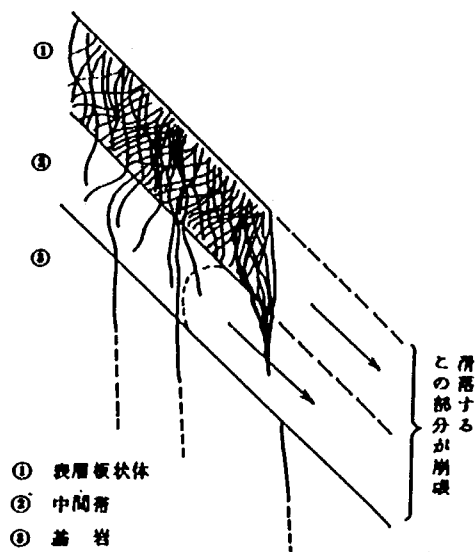


図-1 表層板状体の崩壊の形態

長雨に続く豪雨時のように、浸透雨量が急激に増すと浸透水は中間帯を帯水層とする自由水となり中間帯中を流下する。

このような状態は、中間帯とその下の基岩の透水度の差が大きい場所とか、水の集まりやすい場所において一層よく観察されるところである。

表層滑落型崩壊が、黒雲母花崗岩地帯あるいは風化のややおくられている花崗せん緑岩地帯に多いこととか、谷頭に多いことなどは、このような点と密接な関係がありそうに思われる。

表層滑落型崩壊が、異状な降雨強度によってひきおこされやすいのは、この中間帯における自由帯水層形成と密接な関係があるように思われる。

実際に花崗岩に発生するこの種の崩壊をみると、この中間帯の中のある特定の面からすべるといものではなく、むしろこの中間帯全体が破壊して流動化現象が発生し、流動すべりに似た運動を行なうようである。

つまり中間帯が著しく帯水され、パイピング現象をとおしてその中を自由水という形で浸透水が流下するにつれて、それ自身は次第に凝結力を失い、組織が破壊してその中の水とともに、流動すべりを発生するのであろう。

この段階では、凝結力はもとより、内部摩擦力も著しく小さくなり、一方、間げき水圧は異状に高くなることが考えられ、したがって、せん断抗力はきわめて小さいものとなるわけである。

これがすなわち、板状体滑落型崩壊であって、地表傾斜の大きい、雨水の集まりやすい、基岩と中間帯の透水度の大きい地帯に発生率が高い。このことは特に黒雲母花崗岩地帯、あるいは風化のおくられている花崗せん緑岩地帯に多いこととは関係があるわけである。

この種の崩壊の規模は、幅数 m というのが圧倒的に多いが、ときに数十 m に達するものもある。

とくにマサ土の自然斜面の崩壊の発生する条件などについては、呉市の調査例をもとに文献に詳述してあるので、その要点のみを記すとつぎのようである。

- (a) 崩壊の発生する危険勾配はほぼ $30^{\circ} \sim 45^{\circ}$ の範囲内にあり、とくに $35^{\circ} \sim 40^{\circ}$ が多い。
 - (b) 崩壊が起こる斜面では、乾燥密度 γ_d が 1.5 tf/m^3 以下でコーン貫入指数が $4 \sim 6 \text{ kgf/cm}^2$ 以下の緩い表土の層厚が斜面勾配 β に対応する一定の限界風化層厚に達している。
 - (c) 崩壊が発生するのは、降雨の浸透によって表土層内に地下水流が形成される状態が前提であって、これはその土層の事前の飽和度、浸透水の流入量と流出量の差、その継続時間の三つの要素で定まる。
 - (d) 崩壊時のマサ土自然斜面内のせん断強度は $\phi = 33^{\circ}$ 、 $c = 0.2 \sim 0.5 \text{ tf/m}^2$ と推定されている。とくに重要なポイントは、マサ土は本来砂質土であって、せん断強度の大部分は摩擦力であるにもかかわらず、崩壊を左右するのは、わずかに存在する粘着力成分である。降雨の浸透によって、この値が急激に減少するのが、崩壊の直接的な原因である。
 - (e) マサ土自然斜面の崩壊を予測し、危険箇所を確実に特定することができるようになるためには、地形、地質上の要因のほか、つぎのような土質工学上の問題点を解決しなければならない。
- ① 表土層厚を地上から容易、かつ正確に測定する方法の開発。
 - ② 緩い表土層の自然試料の採取方法。
 - ③ 低圧下 (1.0 kgf/cm^2 以下) における三軸圧縮強度を精密に測定する試験法の確立。
 - ④ 現位置での透水性、とくに基盤層の排水能力を測定する方法の開発。

4. がけ崩れ発生と降雨の関係

がけ崩れを予知するために、既往の災害例から災害発生の限界条件を調査する。ここでは降雨を誘因として生ずるがけ崩れを対象に、がけ崩れ発生と降雨の関係を、広島県のがけ崩れ発生について紹介する。

対象としたがけ崩れは1974年から1976年に広島県内に生じたもののうち、発生時刻の判明しているものである。がけ崩れの総数は210件で、このうち184件は1976年6月の台風17号で生じたものである。降雨記録は4日以上無降雨が続いた後に降雨が生じたところより用いた。雨量は、それぞれのがけ崩れについて、発生時の時間雨量、発生までの2, 4, 12, 24, 48時間雨量および降り始めからの連続雨量を求めた。また、実効雨量は、半減期を2, 6, 12, 24, 48, 120時間の6通り選び、がけ崩れ発生時のそれぞれの値を得た。

がけ崩れ発生時の各指標の頻度分布は図-2および図-3のようになった。図-2ではAで発生時に強い降雨のないものが多いことがよくあること。Bの4時間雨量でも40mm以下のものが半数以上あったことが示される。CからEと集計時間が長くなるにつれて、低い数値で発生する頻度が低下

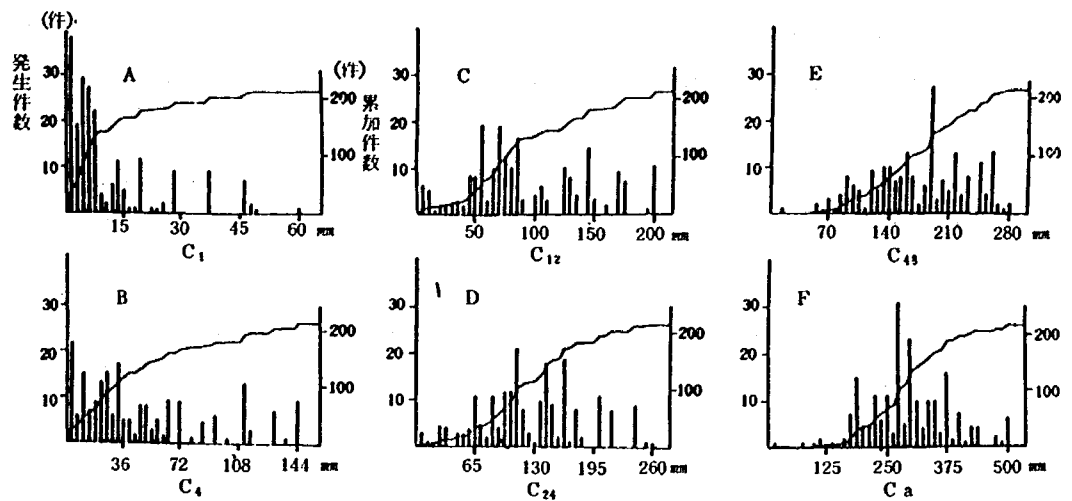


図-2 がけ崩れ発生時の降雨量(広島県)

(A:発生時時間雨量, B:4時間雨量, C:12時間雨量, D:24時間雨量,
E:48時間雨量, F:連続雨量)

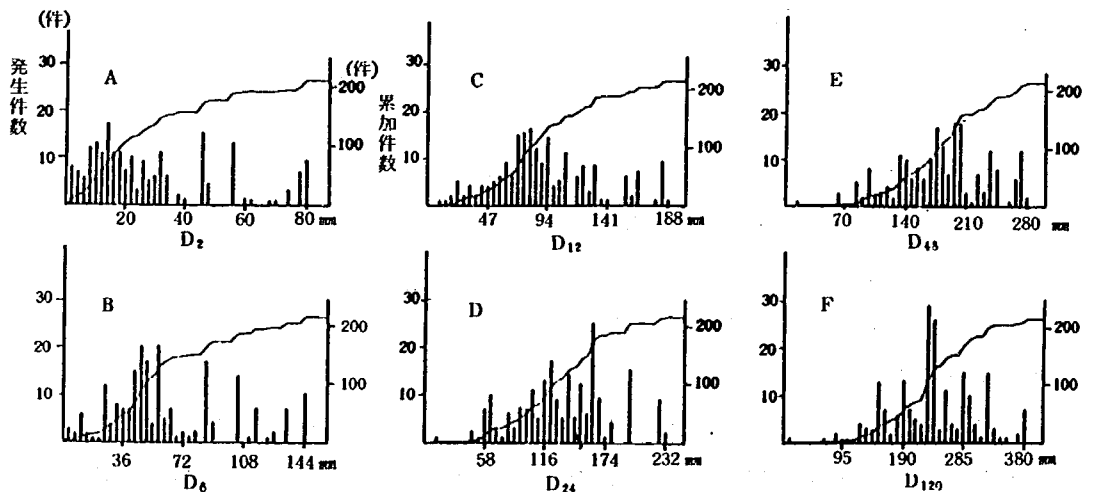


図-3 がけ崩れ発生時の実効雨量(広島県)

(A:半減期2時間, B:6時間, C:12時間, D:24時間, E:48時間,
F:120時間)

し、Eでは210件中4件をのぞき70 mm以上の48時間雨量で生じていることが示される。連続雨量も発生の下限值は変わるが、48時間雨量と同様の頻度分布を持つといえる。ここに集計されたがけ崩れは、発生直前の短時間雨量よりも48時間雨量に代表される比較的長い時間の降雨量と対応が見られる結果となった。

実効雨量について検討した図-3においても、短時間雨量の影響の強い半減期の短いものは値の小さいところでも発生頻度が高いが半減期24時間以上の指標では、それぞれ一定の下限值以上でがけ崩れが発生する傾向が示された。

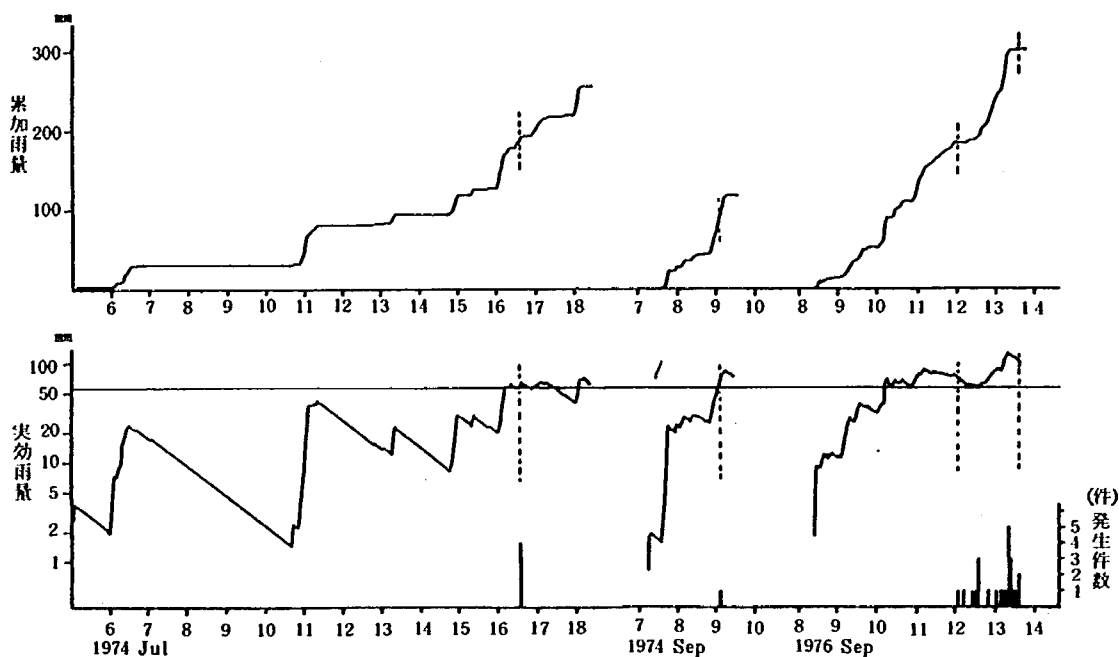


Fig. 4 Relations among the accumulative rainfall, the 24hr half life antecedent precipitation index and the time of slope failure outbreaking in Kure City using the data of the Ministry of Construction

図-4 かけ崩れの発生した降雨の累加雨量, 半減期 24 時間実効雨量, かけ崩れ発生件数の推移〔呉, 広島県データ〕

かけ崩れ発生条件を単一の指標で示そうとすると, 用いたデータの範囲では, 48 時間雨量, 半減期 24 ~ 120 時間の実効雨量が限界値を持ち, 利用可能な指標といえる。半減期 24 時間の実効雨量とかけ崩れ発生の時間的対応の例を図-4 に示した。これらは全国調査における広島県呉市のかけ崩れと雨量の関係で, 半減期 24 時間の実効雨量 D_{24} について 55 mm を限界値として示している。継続的な降雨に対して, かけ崩れを生ずる降雨と生じない降雨の対応が見られる。

なお, この手法を用いて呉市かけ崩れ(マサ土地帯)について, 広島県の資料から求めた半減期 24 時間実効雨量, 限界値 55 mm の危険指標は, 全件数の 96 % を満たすものであり, かつ 96 % の適中率を満たすとき, 半減期 24 時間が最も適当な半減期となっている。

(引用文献)

- 1) 国立防災科学技術センター：風化花崗岩地帯におけるがけくずれ, 山くずれ等の機構および予測に関する研究, 昭和 43 年 3 月
- 2) 西村光正, 松浦誠：マサ土地盤の宅地安定対策基礎工, 1984. 9
- 3) 鈴木雅一, 小橋澄治：かけ崩れ発生と降雨の関係について, 新砂防, 121
- 4) 網干寿夫：集中豪雨とマサ土斜面の崩壊, 施工技術, 1972. 11
- 5) 斉藤迪孝：斜面崩壊の予測について, 土と基礎 1972. 2
- 6) 西田一彦：マサ土の生成要因, 施工技術, 1971. 6

(参 考 文 献)

- 1) 沖村孝：花崗岩地域における表層崩壊発生予知の一システム，新砂防 127
- 2) 田中茂，中世古幸次郎，下田修司：傾斜地造成の防災(3)，土と基礎 1975. 5
- 3) 渡辺亮，中村浩之：花崗岩風化地帯における崖崩れの調査方法

(急傾斜地崩壊研究室)

共-6 アースアンカー工法

(質 問)

地すべり地に施工されるアンカー工について

- 1) アースアンカー工法は実績も少なく，経過年数もたっていないのが実情であるが，近年防災工事等でもかなり施工されだしている。アンカーの耐久性，信頼性について教示願いたい。

(三次工事事務所)

- 2) アンカー工の初期緊張力(定着荷重)の設計荷重に対する割増率決定の標準数値を教示願いたい。

(浜田工事事務所)

(回 答)

アースアンカーの発展経過は，この分野の先進国であるヨーロッパと同様，当初は岩盤を対象としたロックアンカーから出発しており，ほぼ昭和43年末頃までは土砂を対象としたアースアンカーは10%にも満たなかったという。当時の大多数のアースアンカーは崩壊のおそれの少ない土丹，固結性粘土を対象にしていた。

当時は，我が国の地層の特色として，アンカー抵抗地盤として不適当な軟弱層やゆるい崩壊層が上部に厚く堆積しているので，短いアンカーを数多く造るより，ある程度の深さまで掘りさげて孔を長く伸ばしたほうが得であるとの考え方から，苦勞してすこしでも長いアンカーを造る傾向が強かった。

このように当初は，アンカー断面や長さがヨーロッパなどに比べて大きく，また1本のアンカー中に挿入される引張鋼材が多く，設計アンカー力も大きかった。

昭和44年に，現在でも盛んに使用されている径100～145 mmのケーシングドリル式ロータリー削孔機が開発されて，アンカー削孔はあらゆる地盤に対して容易となり，特に崩壊地層を克服したりしたことなどから，アンカーの普及が急速に進展した。とりわけ山止め用タイバックアンカーを中心とする仮設のアースアンカーがおりからの建設ブームに伴なり省力化の気運とアンカーを利用しなければ施工できない地形や空間の利用と相まって急増し，かつてのロックアンカーとの比率

は逆転し、アースアンカーが大半を占めるに至っている。¹⁾

現在、アースアンカー工が幅広く使用されるようになって来ているが、最も重要でかつ唯一といふべきアンカーの課題は「アンカー力の不変性」であって

④ 定着力の不変性……………土のクリープ問題等

⑤ アンカーの永続性……………鋼材の腐食の問題等

が挙げられる。永久アンカーの耐久性、信頼性の問題点はひとえにこのアンカー力の不変性に帰結されると断言できよう。

山田によれば、永久に使用（一般に2年以上）することを目的とするアンカーを永久アンカーと言ひ、永久構造物にアンカー工法が用いられる場合、ロックアンカーが多いが、アースアンカーも用いられており、使用される目的に応じて分類すると

(1) 構造物を岩盤、砂礫などにプレストレスを利用して緊結し、転倒、滑動あるいは揚圧力に対して安全な構造とする場合

(2) 擁壁あるいは岸壁にプレストレスを導入し、その転倒、滑動を防止するとともに、背面地盤の脱落や崩壊を防ぐことを目的とする場合

(3) 斜面のすべり防止のために、プレストレスを加える場合に概略分類される。

プレストレスを維持することが必要となる場合には、定着層およびアンカー体のクリープ変形、PC鋼材のレラクゼーションなどについて十分検討しておき、再緊張の必要がある場合には、再緊張のできる計画をしておけば永久アンカーとしての問題は少ない。

永久アンカーと仮設アンカーとでは、アンカー工を施工するうえで、特別な違いがあるわけではなく、永久アンカーの方が鋼材の腐食についてより注意を払わなければならないことである。

プレストレスした鋼は一般に腐食性が大であり、この応力腐食は他の普通の腐食よりもその度合が大きいと言われている。

応力腐食を生ずる原因について十分解明されているとはいひがたいが次のような原因が考えられている。³⁾

(1) 応力を加えたり除去したりといった行為を繰返えすと保護酸化被膜を破壊する。

(2) 応力を加えると微細なき裂を生ずる。

(3) プレストレス鋼はそれ自体、普通鋼より腐食しやすいものである。

したがって、永久アンカーの場合は侵食性環境であるとして想定して、防食等の保護対策を講ずるべきである。この場合、永久アンカーには二重の防食対策をすべきであるというのが一般的考えとなっている。

永久アンカー工として施工例も多くなり、防食の問題の処理、周期的なアンカー応力のチェック、検討、再緊張、再注入グラウトの計画のものであればアンカー工を永久構造物としての機能を発揮

すると見なすことができると現在考えている。

地すべり対策に用いられるアンカー工には、次の機能を期待して施工されている⁴⁾。

- (1) すべり面に対する垂直力を増大させ、せん断抵抗力を増大させる……締めつけ機能
- (2) 地すべり滑動を減殺する……引き止め機能
- (3) すべり面を縫い合せ、補強する……補強機能

上述の(1)の機能を有するアンカー工は、従来より斜面安定化のために用いられて来たもので、中、小規模の岩盤すべりや切取斜面の安定、(2)の場合、鋼材の引張強さを利用して地すべり土塊が滑動しようとするのを引きとめるもので、地すべり地においてはこの種のアンカー工の施工が多い。

こういった機能を有するアンカー工の地すべり地への適用の場合、図-1に示されるアンカー工施工位置によるすべり層の推力の取り方についてであるが、これら崩壊現象を連続したすべり面を有する土塊の滑動としての地すべりであると限定して考えれば、これら斜面安定解析はすべり層全体にわたって計算が実施される。地すべり末端部はすべり推力の抵抗部に相当し、この箇所の土塊

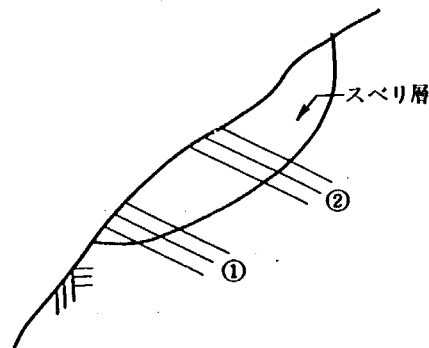


図-1

の強度、形状によって著しく安全率は相違し、地すべりの推力も著しく相違する。したがって地すべり地におけるアンカー工として、極限平衡法の斜面安定解析を用いて抑止力を算出する場合、すべり層全体として解析を実施するべきである。特に引き止め用のアンカー工設計の場合、プレストレスなし(場合によっては設計アンカー力の20~30%のプレストレスをかける場合がある)のアンカー工を用いることを原則としており、地すべりの変位によってアンカー工の効果が発揮されるように設計するものもある。この場合は、地すべりによるある程度の地盤の変位を許容するものであるから、抑止力の算定においてはすべり土塊全体にわたって計算を実施することとなる。

一方アンカー工の施工位置の問題については、すべり面の形状とすべり面の内部摩擦角およびアンカー施工傾角、位置によって締めつけ効果、および引き止め効果が相違してくるので、これら効果が最大に発揮されるように施工性、経費の面も勘案して決定される。そのほか、引き止め機能を有するアンカー工の場合、くい工と同じように地すべり土塊が動き始めて、アンカー力を発揮するもので、すべりによるすべり土塊の変化を考慮し、アンカー工の施工計画を立てる必要がある。

次にアンカー工の初期緊張力の問題であるが、これら初期緊張力とは、アンカーを定着する際に加える引張力のことで、アンカーに保持される持続的な緊張力すなわち有効緊張力が発揮されるように、構造物、地山の変形、PC鋼材の緩和（レラクゼーション）等によるゆるみを勘案して、所要の初期緊張力を決定することが必要となる。

初期緊張力と有効緊張力との関係で特に注意しなければならない点として次のものが挙げられている。

1) 緊張材の緩和・クリープ、コンクリートの弾性変形、地盤の変形

緊張材の緩和、クリープともプレストレスの損失を生ずることになるが、これら現象は初期応力や製作過程、温度の条件によって種々変化するので一律に決定しがたい面もあるが一般に次のように言われている。³⁾

- (1) 1,000時間後の緩和値をもっと最終値とする考え方より、100,000時間後の応力損失を平均したものが長期緩和値であるとする方が望ましい。
- (2) 温度が20°Cを越すと荷重緩和速度は急速に増大する。
- (3) 緩和速度は鋼の種類によって異なるが、同じ鋼でも初期応力によって変わる。初期応力が50%のGUT(保証極限引張り強さ)までの場合は、實際上緩和は無視してもよい。
- (4) 緩和損失を正確に求めることは極めて難しく、緊張材の残留応力が大きく影響を及ぼす。
- (5) 急速に初期緩和を起こさせて、先々の緩和を減少させるため、初期緊張するとき(例えば2~10分といったごく短期間に緊張材に過緊張することは、特にストランドの場合有効であるが、品質の良い安定化ストランドのような長期緩和がごく小さい緊張材では効果が少ない。
- (6) 荷重下ではストランドのネジリがゆるむことによって緩和することがあり、1000時間後の緩和はネジリ拘束のある場合、ない場合でそれぞれ5%、8%のオーダーになったという報告もある。

PC鋼材の緩和率については、土質工学会「アース・アンカー工法」において表-1が掲載されている。

表-1 PC鋼材のリラクゼーションによる減少率
(土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針)

PC鋼材の種類	リラクゼーションによる減少率(%)
PC鋼材	5
PC鋼より線	5
PC鋼棒	3

クリープ現象については、理論的にも、現場で実験的に測定することが困難であり、時間の経過によって終息するものでなく、ある時間後に安定化したり、無視できるほど小さくなるという保証もないと言われている。

地盤の変形については、アンカー工の引張応力による地表面のふくれ上がりやアンカー体自体の変位（地盤との相対変位）によって緩和現象が種々異なって出現する。これら現象は、地山の工学的特性や緊張力の大小によっても異なり、一律に決定しがたいのが現状である。特にアンカー体の荷重による各種の岩質より構成される地盤のクリープ挙動についてはほとんど不明である。

2) PC鋼材とシーースとの間の摩擦

これはシーースを使う方式のアンカーに限って問題となる。これについては、プレストレスコンクリート工法である程度明らかになっているが、山田はアンカー工法の場合次式で近似できている。¹⁾

$$P = P_0 (1 + \lambda L)$$

P : PC鋼材のジャッキ位置の引張り力(t)

P_0 : 設計断面におけるPC鋼材の引張り力(t)

λ : PC鋼材の長さ1 mあたりの摩擦係数(表-2) (m^{-1})

L : PC鋼材の長さ(m)

表-2 PC鋼材1 mあたりの摩擦係数

	鋼線束	鋼棒	鋼より線
λ	0.004	0.003	0.004

また山田によると、経験的に20 m以内であれば無視しても問題はないということである。

3) PC鋼材を定着する際のセット

フレッシュ工法、VSL工法などクサビを使って定着する工法で、その工法特有のセット量があるので、その分を考慮する必要がある。

いずれにしても、初期緊張力の作用後の緩和率は図-1に見られるように、長期間にわたりその緩和現象が出現する。⁵⁾

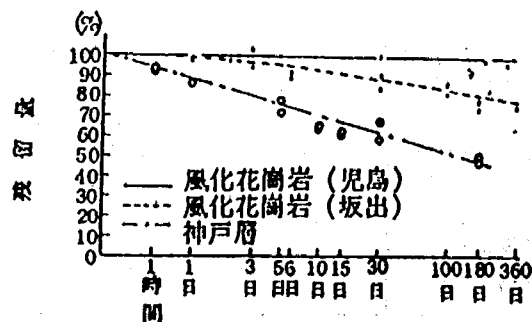


図-1 アンカー緊張力減少試験結果
(「橋脚の岩盤定着に関する実験」野口功ら著、昭和45年による)

現在、定着、摩擦、鋼材の緩和によるプレストレスの損失はある程度予想できるとされているが、アンカー体への荷重による各種の岩質のクリープ挙動等による地盤の変形については不明な点が多く、施工アンカーについての長期的な監視を行ない、この結果により必要であれば、再緊張、あるいはグラウトの再注入、さらに機能を有さなくなったアンカーに対しては新しいアンカーに置きかえることも必要かと考えている。

施工アンカーについての長期間監視の英国の例を挙げると、³⁾ 試験結果がなく、しかも岩質が不良であるとか変化が多い場合、次のようにして周期的にアンカー応力をチェックしている。

- (i) 緊張から24時間経ったらすべてのアンカーにかかっている荷重をチェックし、荷重損失があった場合これを早期に発見する。仮設アンカーについても、永久アンカーについても同様である。
- (ii) もし破損すれば、重大な結果となるような大きな工事の契約の場合には、最初に打設したアンカー10本について1ヶ月間、毎週チェックし、その後の3ヶ月間は月に一度ずつチェックする。
- (iii) こうして4ヶ月間の試験で好成績を得たならば、全アンカーのうち5%について6ヶ月、12ヶ月目にチェックする。

(引用文献)

- 1) アースアンカー工法，土質工学会，昭和57年
- 2) 山田邦光；土留めアンカー工法，p 6，理工図書，昭和54年
- 3) 中村浩之；地すべり対策におけるアンカー工法，地すべり・急傾斜地の調査と対策講座XV，全国地すべりがけ崩れ対策協議会編，昭和57年
- 4) 中村浩之；地すべり防止対策アンカー工の設計，土木技術資料26-9，昭和59年
- 5) 斜面崩壊防止工事の設計と実例，全国治水砂防協会発行，昭和57年

(地すべり研究室)

共-7 日本統一土質分類に基づく土性評価

(質問)

日本統一土質分類に基づく土性評価(土木技術資料Vol.23, №9, 1981, PP.39~44)が提案されているが、他の分類基準との相違点および土性評価表の利用法について教示願いたい。

(中国技術事務所)

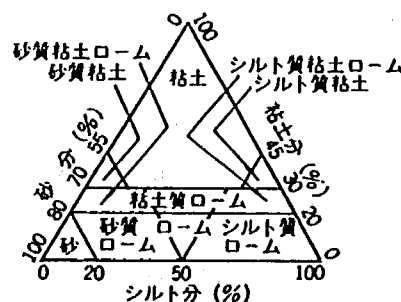
(回答)

日本統一土質分類法は1973年に土質工学会基準として制定されたもので、土質工学的目的をも

って土を分類する方法，並びにその分類結果を表示する方法を規定している。その後，この分類法は「道路土工―土質調査指針」（日本道路協会，昭和52年）の中に取り入れられており，現在では土木技術者の間に定着した分類法となっている。

日本統一土質分類法が制定されるまでは我が国には定着した分類法がなく，「道路土工指針」旧版では三角座標分類法，AASHTO分類法，キャサグランデ分類法（いずれも米国で開発された）が例示されていた。これらの分類法の主な特徴を以下に簡単に述べる。

(1) 三角座標分類法（図－1 参照，注：日本統一土質分類法の三角座標表示とは異なる。）



図－1 三角座標分類法

- ① 粒径 2 mm 以下の土粒子の粒度組成のみによって分類する。
- ② 土質名が半ば機械的に当てはめられており，現場感覚による名称や工学的性質との対応が必ずしも良いとはいえない。

(2) AASHTO分類法

- ① 土の粒度，液性限界，塑性指数によって12種類に分類する。
- ② 道路材料としての土を対象にしている。

(3) キャサグランデ分類法（統一土質分類法）

- ① 土の粒度と塑性図を用いて15種類に分類する。
- ② 広範囲の土が一貫した方法で分類されており，用途別の材料特性との対応づけがなされている。

日本統一土質分類法は，上記の統一土質分類法を基本とし，日本の土質事情に適合するよう修正を加えたもので，統一土質分類法との主な相違点として，

- ① 砂粒子と礫粒子の区分を米国では 4.75 mm としているのに対し，日本では 2 mm としていること。
- ② 日本では火山灰質粘性土（ VH_1 ， VH_2 ， OV ）の分類を設けていること。

などを挙げることができる。

以上，各種分類法の特徴のみを列記したが，日本統一土質分類法の詳細については文献1）など

を参照されたい。

さて、あらかじめ定められた分類法に従って土を分類しておく、与えられた土についての認識を他に正確に伝達することが可能となり、設計・施工に際しての重要な情報となる。このことが土を分類することによる効果であり、土質分類の目的の一つであるといえる。また、土質分類法は土の工学的性質に基づいて定められているものであるから、与えられた土を分類体系の中に位置付けることで土の一般的な性質をある程度知ることができる。このことが土質分類の第二の目的である。日本統一土質分類法が定着してきた現在、分類された土の工学的性質および土木材料としての適性が整理されれば、土を分類することの意義は一層高まることになる。「日本統一土質分類に基づく土性評価表」はこのような観点から生まれたもので、土質分類法の制定の基礎となった研究成果や各機関の基準・指針等を整理し、これに建設省所管事業のなかで得られた土質試験データならびに現場技術者の経験上の判断を加味する方法で作成された。なお、具体的な作業、議論は建設省技術管理業務土質部会において行われた。

この土性評価表は、与えられた土の工学的性質や土木材料としての適性が他の土に比べるとどの程度のものであるかを現場技術者が判断する一助となることを目的として作成されたもので、

- ① 既往の研究成果や試験データの裏付けに加えて現場技術者の経験が取入れられた総合的な評価であること。
- ② わかり易い表現でまとめられていること。

などの点で一つの貴重な判断材料となりうるであろう。

なお、現在の土性評価表は一つの試案としてとりまとめられたものであり、今後も設計・施工に際してのデータを一層豊富にして評価の精度向上、修正を加えていく必要があり、それによって利用価値も高まるものと思われる。また、現在の評価は定性的、相対的なものであるが、データが蓄積されれば一部の評価項目については定量的な表現への移行も今後の課題として考えられよう。

(参考文献)

- 1) 土質工学会編：土質試験法，昭和54年，PP.189～210

(施工研究室)

共-8 下水の高度処理法および維持管理

(質問)

1. 当浄化センターの放流水域は閉鎖性水域の湖であり、その湖水は農業利水している。そのため土地改良区等農業従事者は、処理水が農業用水の水質基準(全窒素1 ppm以下)で放流されることを要求している。

当浄化センターでは、循環法による脱窒を計画しているが、最近の高度処理法とくに生物学的

脱窒について教示願いたい。

また、脱リンは薬集沈殿法を計画しているが、将来の汚泥処理処分量の増大に対処するために、生物学的脱リンについても合わせて教示願いたい。

2. 下水道処理場供用開始当初は、流入汚水量が少ないため、最初沈殿池の滞留時間が長すぎ、SS分が沈殿池で落ちすぎる。

また、最初沈殿池内で下水が腐敗しやすく、後の処理に悪影響を与える。当処理場では、2ヶ月に1回程度、槽の移し替えをすることにより、腐敗に対応している。

供用開始当初の維持管理、運転方法等御教示願いたい。

(岡山県土木部)

(回 答)

1. 下水の高処理法

(1) 循環式硝化・脱窒法

循環式硝化・脱窒法は、原理的には他の生物学的脱窒プロセスと同様に、微生物による硝化・脱窒現象を利用するものである。図1は本プロセスのフローシートを示す。硝化槽では、好気性条件下で自栄養細菌である亜硝酸菌(主として *Nitrosomonas*)および硝酸菌(主として *Nitrobacter*)は、無機性窒素を酸化することにより、増殖のためのエネルギーを得る。

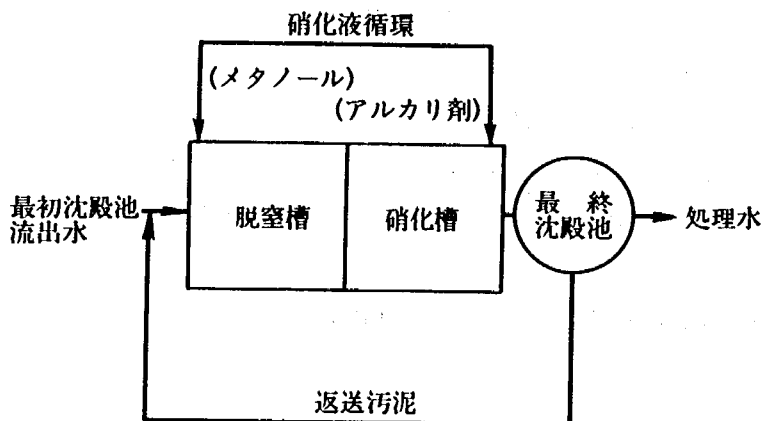
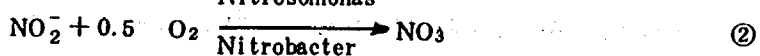
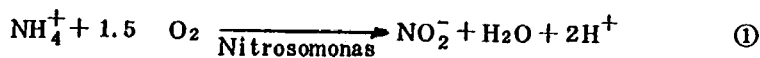
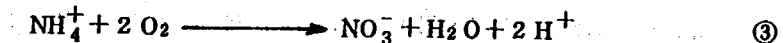


図1 循環式硝化脱窒法の基本処理フロー

これらの反応を化学量論的に表わすと次のようになる。



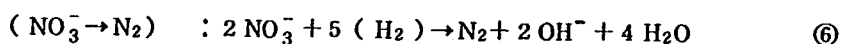
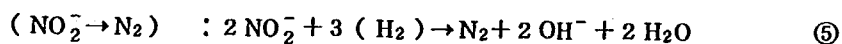
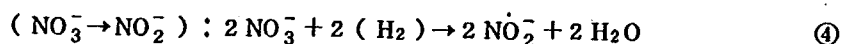
したがって、硝化菌による硝化反応は①および②式を組合せて総括的には次のように表わすことができる。



この反応によって硝化菌の増殖のためのエネルギーが得られる。

硝化槽から、これらの反応により生成した硝酸態窒素及び亜硝酸態窒素を含む硝化液を、脱窒槽へ循環ポンプ及び返送汚泥ポンプにより返送すると、脱窒槽中の嫌気条件下で通性嫌気性菌である脱窒菌（代表種として、Pseudomonas, Micrococcus, Achromobacter, Bacillus など）による硝酸性呼吸あるいは亜硝酸性呼吸が行われ、硝酸態窒素や亜硝酸態窒素は窒素ガスにまで還元される。

嫌気条件下での呼吸反応は次式で表わされる。



これらの反応における (H_2) は、水素供与体（基質）から与えられる。脱窒菌の中には、無機化合物を基質とする自栄養菌もあるが、一般的に脱窒プロセスに利用されているのは有機物を水素供与体とする他栄養菌である。

水素供与体としての適性は、脱窒速度、経済性などから判断されるが、現状で広く用いられているのは、メタノール、下水中の有機物などがあげられる。

循環式硝化・脱窒法では、脱窒槽に流入してくる下水中に含まれる有機物を水素供与体として最大限に利用する点に特徴がある。

循環式硝化・脱窒法のもう一つの特徴としてアルカリ度の回収が期待できることがあげられる。硝化反応においては、1mgの $\text{NH}_4^+ - \text{N}$ が $\text{NO}_3^- - \text{N}$ にまで酸化されるとき、7.14mgのアルカリ度が消費され、これに伴って混合液のpHは低下してゆくが、硝化菌の最適pHは中性～弱アルカリ性にあるので、pHの低下に伴って硝化速度も低下してゆく。従って、流入水のアルカリ度が低い場合には、pH低下を防止する上でアルカリ剤（例えばカセイソーダ）の補給が必要となる。

しかし、脱窒工程では逆に1mgの $\text{NO}_3^- - \text{N}$ が窒素ガスにまで還元されるときに、3.57mgのアルカリ度が生成される。このために硝化液を脱窒槽に循環返送することによって、硝化工程で消費されたアルカリ度の一部が回収できることになる。

本法の特徴及び性能は次のようである。

- 1) プロセス構成が簡単であり、従来の活性汚泥処理プロセスに容易に組込むことができるので、従来の二次処理に比べて処理コストはそれほど高くなく、窒素除去機能が付加されていることを考えれば許容できる範囲である。
- 2) 脱窒反応に必要な水素供与体として、下水中の有機物を利用することが可能であり、水素供与体として添加する薬品（例えばメタノール）が節約できる。
- 3) 脱窒タンクで下水中の有機物が硝酸呼吸、亜硝酸呼吸によって酸化分解されるので、硝化

タンクにかかる有機物負荷が軽減される。

- 4) 施設に余裕のあるところでは、従来の活性汚泥プロセスに一部修正を加えて循環式硝化脱窒法として運転を行うことで窒素除去を図ることができる。
- 5) 標準的な都市下水の場合、原水（最初沈殿池流出水）に対して全窒素（T-N）除去率として60～70％を期待できる。
- 6) 本法の窒素除去性能は、原水の窒素及び有機物濃度、循環比、混合液汚泥濃度、脱窒槽及び硝化槽における滞留時間、水温、pHなどによって支配される。
- 7) 反応槽の混合液汚泥濃度（MLSS）は標準法よりも高くする必要がある。これによって最終沈殿池の固形物負荷が高くなるので、水面積負荷を小さくしたり、有効水深を大きくとる必要がある。
- 8) 脱窒槽の容量決定のための必要事項としての脱窒速度 K_{DN} としては、現在、室内での回分実験の結果より求めた値が報告されているが、その値にはかなりの巾があり、 K_{DN} の値の取り方によって、必要な脱窒槽の容量に差異が生ずるので、 K_{DN} の決定方法に関してはさらに着実な検討が継続されなければならない。

本法は、リン除去のための凝集剤添加および砂戸過法と組合わされて、凝集剤添加循環式硝化脱窒法として、建設省土木研究所、日本下水道事業団、東京都、滋賀県、茨城県等の機関において実証試験が行われて来たが、茨城県霞ヶ浦浄化センターおよび滋賀県琵琶湖流域下水道湖南中部浄化センターではすでに実施設における窒素・リン除去法として本法が採用されている。表1および表2は、建設省土木研究所三次処理研究室京都パイロットプラントおよび霞ヶ浦浄化センターにおける処理成績の一例を示している。表1における結果から次の事項が知られる。

表1 京都パイロットプラントにおける水質分析結果（平均値）（1982年）

区分 項目	Ⅰ 6/24～7/25		Ⅱ 7/28～8/26		Ⅲ 8/27～9/23		Ⅳ 10/18～11/18		Ⅴ 11/19～12/25	
BOD	52.5	9.3	54.6	10.4	57.5	8.2	81.0	7.5	87.7	13.7
SS	60.1	39.6	57.4	55.5	55.8	33.3	45.7	15.0	62.4	19.2
K-N	17.3	0.1	14.5	2.8	17.7	2.5	24.2	2.3	24.8	3.5
K-D・N	—	1.1	—	0.6	—	1.1	—	1.5	—	2.1
NH ₄ -N	12.7	0.0	11.2	0.2	14.5	0.6	13.7	1.7	16.8	1.0
NO _T -N	—	5.6	—	6.4	—	4.4	—	5.1	—	5.2
T-P	2.6	2.5	2.1	1.4	2.7	1.5	3.1	0.5	3.0	0.7
T-D・P	—	1.9	—	0.2	—	0.2	—	0.0	—	0.2
アルカリ度	118.2	47.7	104.2	28.8	122.8	42.2	133.3	24.4	132.4	34.3

流入水：初沈流出水 処理水：生物処理水 (mg/ℓ)

(イ) 最終沈殿池から越流するSSの濃度は、バンド添加の本来の目的であるリン除去に大きく影響し、特に実験区分Ⅱ、Ⅲで顕著である。溶解性リンで見るといずれの添加濃度でも平均的に0.2mg/ℓ以下となっており、リン含有率が3%前後と高い値を示すSSの流出が処理水のリン濃度を左右する。

(ロ) バンド添加に伴い、AL濃度の5.5倍に相当する量のアルカリ度が消費される。

(ハ) 添加濃度が4mg/ℓ以下では、硝化脱窒反応に影響を及ぼさない。

(ニ) 添加AL濃度が2～6mg/ℓの範囲では、原生動物に対する影響は認められない。

(ホ) バンド添加により、AL添加濃度の約5、6倍に相当する量の汚泥が発生する。

琵琶湖流域下水道湖南中部浄化センターでは、流入水中のT-N濃度の増大に対してBODが増大しないため、メタノール20～40mg/ℓの添加を行い順調に窒素除去を行っている。

なお、建設省下水道部主催の高度処理会議では循環式硝化・脱窒法設計資料(案)の作成の作業を鋭意行っている。

(2) 生物学的脱リン法

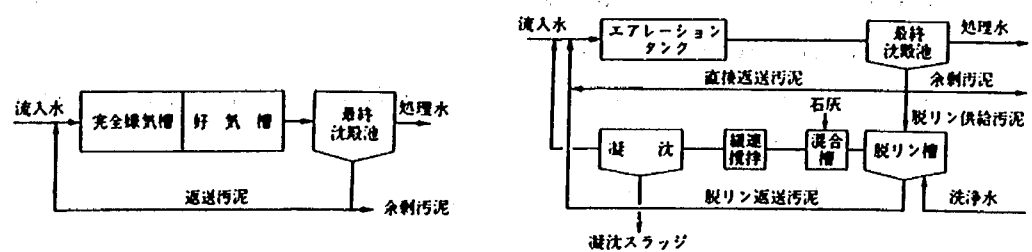
生物反応を利用して下水中のリンの除去を行う場合、窒素とは異なりリンを固形物相に移し、汚泥とともに系外に引抜くしか方法がない。活性汚泥は、DOや NO_x^- が存在しない嫌気状態に置かれると、有機物を汚泥中に取り込むと同時にリンを汚泥外へ放出し、液側のリン濃度が高まる。

次に好気状態に置かれると、取り込んだ有機物を酸化分解すると同時に嫌気状態で放出した以上のリンを汚泥中に蓄積する。

生物学的脱リン法は、このような活性汚泥のリン過剰摂取現象を利用したものであり、具体的な方法としては、嫌気—好気法とPhostrip法とが知られている。図2に処理フローを示す。図2(a)は嫌気—好気法と呼ばれるもので、前段の嫌気槽で流入下水中の有機物を用いて活性汚泥からのリン放出を促し、このリンおよび流入下水中に含まれるリンを後段の好気槽で過剰摂取によって除去する。本法の特徴は、

- 1) 一般に嫌気槽1～2時間、好気槽3～4時間程度の滞留時間での運転が基本と考えられているため、槽容積が小さくてすむ。
- 2) 薬品が不要である。
- 3) 運転操作は従来の活性汚泥と殆ど変わらない。
- 4) 糸状菌の増殖が抑えられるため、バルキング現象がなく汚泥の沈降性も良好である。
- 5) 汚泥の肥料としての価値が高まる。

等があげられる。実際の処理成績を見ると、処理水T-Pは約0.3～1.0mg/ℓとなっているが、これが高い値を示すときは概して処理水中のSSも多い。つまり、汚泥のリン含有率が通常よりも高い(約4%)ためであり、T-Pで評価すると、期待される程の処理結果が得られな



(a) 嫌気好気法のフロー

(b) PHOSTRIP法のフロー

図-2 生物学的脱リン法の処理フロー

いことがある。処理水中への微細フロックの流出はこの方法に必然的に付随した現象であるとも見られており、砂戸過施設への接続が必要とされるかも知れない。また、嫌気状態になると汚泥からのリン溶出が懸念される。したがって、終沈ならびに汚泥処理過程での汚泥の取扱が極めて重要である。これは、系全体を通じて汚泥中のリンレベルが高いため、操作を誤ると水処理系への回帰が極めて大きくなる危険性をはらんでいる。汚泥発生量は、標準法に比して高負荷、高率運転であるために多くなると考えられるが、これまでの報告では必ずしも一致した結果が得られていない。その他、流入下水の水質特性（たとえばBOD/P比）、負荷変動、水温の処理におよぼす影響を十分に把握しておく必要がある。

図2(b)はいわゆる Phostrip 法であり、原理的には(a)の嫌気—好気法と変らないが、リンの系外への排出方法が異なる。つまり、Phostrip 法では、余剰汚泥だけでなく、化学的に一部のリンを固定して（一般にアパタイトの形で）系外に取出している。したがって施設としては、通常の好気性生物処理施設に脱リン槽（ストリッパー：嫌気性）および凝集沈殿施設を組合せたものとなっている。本法の特徴としては、

- イ) 汚泥中のリンの一部をアパタイトとして排除するので、系全体としてのリン濃度レベルを相対的に低くして運転できる。
- ロ) 汚泥処理系統からのリンの回帰を小さく抑えられる。
- ハ) リンを資源として回収しやすい。
- ニ) 通常の凝集沈殿法に比べ、石灰注入量は1/10程度で済む。

Phostrip 法による処理では、T-Pは0.3～0.8mg/ℓまで低下しており、嫌気—好気法とほぼ同等の結果となっているが、リンをアパタイトとして排除するために、処理の安定性に優れる利点と思われる。しかし、操作の複雑化、薬品費が必要である等の難点もあげられる。

生物学的脱リン法については、我国においても公的機関および水処理メーカーによって、パイロットプラント規模の実験装置による調査・研究が行われ、大学等では浄化メカニズムに関する基礎的研究が行われて来ているが、未だ多くの解決されなければならない問題点が残されている。

川崎市では、昭和57～58年度建設省モデル下水道事業（アイデア下水道）として、入江崎下水処理場において、嫌気－好気法にかんする実規模を実験を行い、見るべき成果を上げている。図3は実験施設のフローシート、表3は運転条件および表4は処理結果の一例を示している。

表2 霞ヶ浦湖北浄化センターにおける処理結果

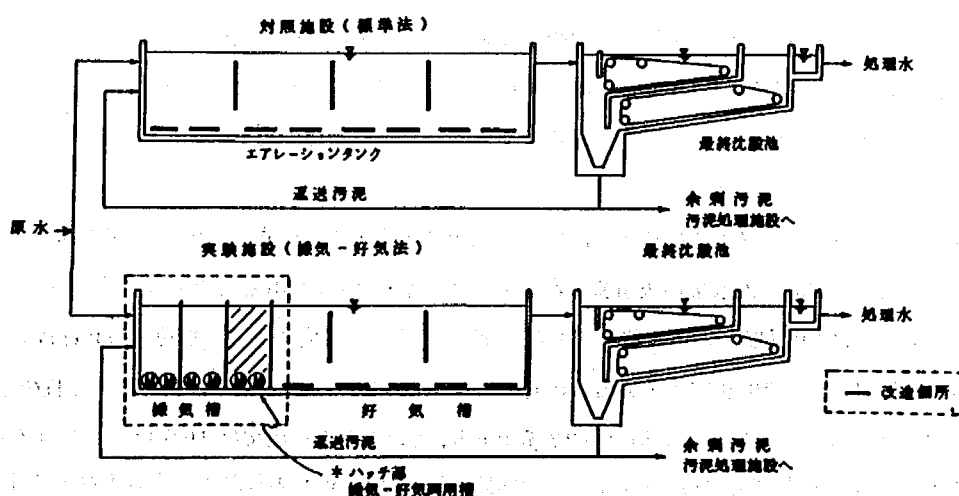
区分 項目	初沈流出水		終沈流出水 ($\#3$ 池)		同 左 ($\#2$ 池)		同 左 ($\#1$ 池)	
	平均	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均	範囲
TN*	2039	256~147	628	7.3~4.6	587	7.6~5.0	1479	17.9~11.3
NH_4^+-N	1542	21.3~10.3	0.15	1.3~ND	0.09	0.9~ND	1.10	3.4~ND
NO_3^--N	ND		523	6.7~3.6	471	6.4~3.7	1322	15.2~9.4
Org. N	497	95~3.7	0.90	3.5~0.1	1.07	3.8~0.3	0.47	1.9~ND
DTN	1736	214~133	—	—	—	—		
アルカリ度	178	200~153	107	120~94	106	127~96		
BOD	55	70~38	2.3	3.4~1.3	2.3	2.9~1.3		
DBOD	33	42~18	—	—	—	—		
COD	40	46~30	6.6	7.5~5.5	7.0	7.8~6.8		
DCOD	29	36~22	—	—	—	—		
SS	40	50~31	1.4	2 ~ 1	3.4	7 ~ 1		
pH	7.3	7.4~7.1	7.1	7.4~6.8	7.0	7.2~6.8		

* KN値 (NO_3^--N を無視)

$\#1$ 池：標準活性汚泥法（対照）

$\#2$ 池：硫酸バンド添加循環式硝化脱窒法

$\#3$ 池：循環式硝化脱窒法



図－3 実験施設のフローシート

表-3 運 転 条 件

処理方式	処 理 量 (m^3 /日)	滞留時間 (hr)		最終沈殿池		BOD-SS 負 荷 ($kg/SSkg \cdot 日$)	空 気 倍 率 (倍)
		嫌 気 槽	好 気 槽	滞 留 時 間 (hr)	水 面 積 負 荷 ($m^2/m^2 \cdot 日$)		
標 準 法	36,000	—	5.4	4.2	20	0.19	2.4
嫌気-好気法	37,600	1.9	3.3	4.0	21	0.17	2.0

表-4 処 理 成 績

処理方式	試 料	水 質 等			余 剰 汚 泥 の 性 状 (%)		
		水 質 (mg/l)			VSS/SS	T-P/SS	ゲル含有率
標 準 法	原 水	65	38	3.5	75	3.0	82
	処 理 水	5	8	1.0			
嫌 気 - 好 気 法	原 水	65	38	3.5	74	3.7	80
	処 理 水	5	8	0.3			

(注) 原水はエアレーションタンク流入水

なお、生物学的硝化・脱窒法および生物学的脱リン法を組合わせた生物学的窒素・リン同時除去についての研究が注目をあびるようになり、建設省土木研究所三次処理研究室、京都市鳥羽下水処理場、浜松市薩ヶ丘および同湖東浄化センターにおいて、パイロットあるいは実施設を用いた調査・研究が熱心に行われている。

(三次処理研究室)

2. 下水道の維持管理

下水道の面的整備に対する予算上の制約等により、処理場の供用開始後、計画どおりに汚水の流入量が増加せず、長期間にわたって施設に対する負荷が低くすぎるため、かえって処理機能が不安定となり、維持管理や運転操作が困難となる場合がある。そのため種々の問題を生じていることは御指摘のとおりである。

日本下水道事業団の最近の調査では、供用開始後3年までの分流式の処理場(16ヶ所)における平均下水流入率(流入水量の現有施設容量に対する割合)は約30%となっており、このうち半分の8ヶ所は20%以下という状況である。流入水質も低濃度であり、計画ではBODで平均 $190mg/l$ ($150 \sim 220mg/l$)であるのに対して実際は $120mg/l$ 程度であり、従って負荷量としての流入率はさらに低く、平均で約22%であり、このうち6ヶ所では10%以下となっている。これらの問題点及びその対応策は、各々の処理場の処理方式や施設計画の内容及び流入下水の

量や質などによって多少異っているが、標準活性汚泥法の場合には主として次のような事例が一般的と考えられる。

(1) 沈砂池

- ① 滞留時間が長く、砂以外の微細な浮遊物（有機物）までも沈殿する。またホッパーで貯留日数が増加し、腐敗や悪臭の原因となる。

(2) 主ポンプ施設

- ① ポンプの揚水能力が大きく、レベルスイッチにより運転する場合には断続的となる。
- ② 稼動時間に比べて停止している時間が長いので管渠内で有機物の沈殿、腐敗を生じる。導水渠などの水路部分も同様である。

(3) 最初沈殿池（初沈）

- ① 沈殿池内での滞留時間が長すぎるため、汚泥が腐敗し、また悪臭やスカムが発生する。
- ② SS分が余分に除去されるため、エアレーションタンクへの流入基質が不足し、活性汚泥の増殖（MLSS濃度の上昇）が順調に進まない。

(4) エアレーションタンク

- ① 長時間滞留で流入下水が低濃度のため過曝気の状態となり、汚泥フロックの解体が生じ、沈降性が悪くなる。
- ② 硝化反応が進みpHが低下する。また硝化に伴い処理水のBOD値が上昇する。
- ③ MLSSが低い場合、発泡が激しくなる場合がある。
- ④ 返送汚泥ポンプの容量が大きすぎる場合、連続的な汚泥返送が出来ず汚泥制御が困難となる。またポンプの台数で制御する場合、返送汚泥パイプ内の流速が小さくなるため、沈殿、堆積が生じる。
- ⑤ ブローアの運転が不経済となる。（ブローアの消費電力量は処理場全体の約40％といわれており、その効率は維持管理費に大きく影響する。

(5) 最終沈殿池（終沈）

- ① 初沈等と較べると、長時間滞留による悪影響は少いと考えられる。沈殿時間が10時間程度（計画値の3～4倍）ではそれほど問題がないという事例が報告されている。
- ② エアレーションタンクで硝化が進んでいる場合、終沈の嫌気化によって脱窒に伴う汚泥の浮上及びスカムの発生がある。
- ③ 全量返送などによって汚泥が古くなると腐敗などによって浮上することがある。

(6) 消毒設備（塩素接触タンク）

- ① 通常建設費に占める割合が少いため、他の処理施設に較べて第一期分の容量が大い（分割する割合が小さい）。従って滞留時間が計画に対して極端に長く、また流速が遅いため、処理水中の微細なSSが沈殿する。このため長期間経過すると腐敗や再浮上することがある。

② 塩素注入ポンプによる注入量の調節が困難で過大となり易い。

③ 次亜塩素酸ナトリウムは貯留によって有効塩素量が減少する。

以上のような問題点に対して次のような対応策が考えられる。

- (1) 沈砂池を初沈の代用と考えて初沈を使用せず、バイパス管などにより直接エアレーションタンクへ流入させる。但しこの場合、沈殿汚泥の除去のためのポンプや送泥管などの設置やその処理処分の検討も必要となる。
- (2) 流入下水の濃度が小さい場合、沈砂池、初沈とも使用せず、流入渠から直接エアレーションタンクへ流入させる。この場合も通常改造工事などが必要である。
- (3) 初沈を流量調整用の貯留槽として利用し、汚泥引抜ポンプ又は仮設ポンプでエアレーションタンクへ定量投入を行う。
- (4) 初沈汚泥を十分に引抜く。(汚泥濃度が上澄水程度に低下するまで)この場合、引き抜いた汚泥をそのままエアレーションタンクへ投入することもある。
- (5) エアレーションタンクを $1/2 \sim 1/4$ に仕切って使用する。この場合、中間の阻流壁の開口部を塞ぎタンクの後段部とステップ水路を利用する方法がある。
- (6) 過曝気によるフロックの解体に対しては、硫酸バンドなどの凝集剤を添加する。
- (7) 下水中の窒素化合物の硝化による pH の低下に対しては、石灰などを中和剤として投入する。また、多少改造費を伴うが、循環法によって脱窒を行い、アルカリ回収を行う方法もある。循環法は比較的新しいプロセスであり、標準化されていないので、運転方法など特に検討が必要である。
- (8) 間欠曝気を行うことにより曝気量を制御する。もし曝気を停止中に攪拌のみが可能であれば硝化・脱窒も期待できる場合がある。この場合、ポンプやブローをタイマー等で制御する。また、回分式としてエアレーションタンクのみで処理することもある。即ち流入→曝気→停止(沈殿)→上澄水排除の工程をくりかえすもので、間欠曝気的应用と言える。但し、上澄水の排出方法(可動セキや排水ポンプ)の検討を充分に行う必要がある。
いづれも流入量の変動と処理工程をうまく合わせるため調整槽などの検討が必要であり、さらに長期間にわたる場合には散気装置の目づまりに注意し、必要に応じて改造を検討する。
- (9) 水処理のみならず省エネ又は経費節減の観点からも送風量を削減することは重要であるが、通常ブローの容量が大きく制御範囲を越えているので、初期運転が長期にわたる場合には小型のブローを設置する。また単段増速形ターボブローの場合には、定格風量の 40% 程度までは、比較的効率的に制御することが可能とされており、それぞれブローの特徴については個別に検討することが大切である。
- (10) 初期の一定期間は標準法ではなく、いわゆる長時間エアレーション法と考えて、それに対応した運転操作を行う。(表-1 参照)

表-1 各種活性汚泥法の操作条件

操作条件 処理方式	BOD 負 荷		MLSS (mg/l)	汚泥日令 (日)	送 気 量 (倍下水位)	エアレーシ ョン時間 (時間)	汚泥返送比 (%)
	BOD-SS (kg/SSkg・日)	BOD容積 (kg/m ³ ・日)					
標準活性汚泥法	0.2~0.4	0.3~0.8	1,500~2,000	2~4	3~7	6~8	20~40
ステップエアレー ション法	0.2~0.4	0.4~1.4	1,000~1,500 (最終水路)	2~4	3~7	4~6	10~20
酸素活性汚泥法	0.3~0.6	1.0~2.0	3,000~4,000	1.8~2.7	—	1~3	20~50
コンタクトスタビ リゼーション法	0.2	0.8~1.4	2,000~8,000	4	12以上	5以上	50~100
長時間エアレーシ ョン法	0.03~0.05	0.15~0.25	3,000~6,000	15~30	15以上	16~24	50~150
モディファイドエ アレーション法	1.5~3.0	0.6~2.4	400~800	0.3~0.5	2~3.5	1.5~3.0	5~10
オキシデイション ディッチ法	0.03~0.05	0.1~0.2	3,000~4,000	15~30	—	24~48	50~150
高速エアレーシ ョン沈殿池	0.2~0.4	0.6~2.4	3,000~6,000	2~4	5~8	2~3	50~150

注：表中のMLSS、汚泥日令等の数値は、計画下水流量及び計画水質に対応するものである。したがって、処理場の運転開始当初のように計画値に達しない時期は、実際には、かなり低い条件で操作されている。
又、流入負荷量が低い時期、高水温時等に処理水のBOD濃度が高くなることもある。これは、BOD測定時(5日間)に硝化作用によってアンモニア性窒素が硝酸塩に酸化される過程で酸素が消費され、これが結果としてBOD値を高めることによるものである。

出典：(社)日本下水道協会「下水道施設設計指針と解説」1984年版

- (1) 最終沈殿池における滞留時間が長いこと(10時間程度)による深刻な問題は余り報告されていないが、20時間以上の場合に嫌気化による汚泥の腐敗、浮上が報告されている。終沈は、活性汚泥処理に不可欠の施設で、連続して流入する下水に対して、その機能を停止することはできない。また返送・余剰汚泥ポンプ等以外は費用もそれ程大きくないので、余裕がある程度大きくなっても、2系列以上を設置する方が望しい。
- (2) 通常設計では返送汚泥量は20~40%となっているが、實際上既設の汚泥ポンプの能力が大きい場合連続制御が困難なことが多い。しかし、活性汚泥の増殖が進み、MLSS濃度が高くなるまでは余剰汚泥は引抜かずに全量返送したり、また、返送率が大きいために処理効率が低下する例も少いことから、特に小容量ポンプに改造しなくともそれほど大きな支障はないと考えられる。
- (3) 余剰汚泥のDOを高め、濃縮性をよくするために、終沈流入部(エアレーションタンク流出部)から、MLSSとして引抜く方法も考えられる。
- (4) 放流渠で接触時間が確保できる場合は、これを塩素接触タンクの代わりに用いる。
- (5) 仮設壁などで分割し、適切な流速と滞留時間となるよう改造する。
- (6) 消毒剤を長期間貯蔵する場合は有効塩素低下率の小さい固形の次亜塩素酸カルシウムなどを暫定的に利用したり、次亜塩素酸ナトリウムを低濃度に薄めて使用することを検討する。

以上のよう、水処理系統に関する主な問題点と対策を列挙したが、これらは単独に機能する

だけでなく、お互いに影響を及ぼし合うものもあり、また流入下水量の増加や活性汚泥の増殖に伴って、順次対応策を変更していく例もある。実際、各々の処理場によってその効果は必ずしも同じではなく試行錯誤的に対応せざるを得ないものと考えられる。

同様に汚泥処理に関しても運転初期に、発生汚泥量と施設の容量のアンバランスにより、いくつかの問題が指摘されている。例えば、濃縮槽や貯留槽における汚泥の腐敗と浮上、臭気の発生などがある。しかしそれ以外は全般的にみて、処理処分の機能上それほど大きな支障は報告されていない。またエアレーションタンクを汚泥の好気性硝化槽として利用している例もある。

上記の他に、ここでは取り上げていないが計画通りに流入下水量が増大しない場合の重要なものとして、建設費及び維持管理費の経済性、即ち投資効果の問題がある。

また設計の段階で初期対策を考慮すべきことは言うまでもない。

なお、これらの運転開始初期対策に関しては、現在日本下水道事業団によって調査研究が行われている。

(参考文献)

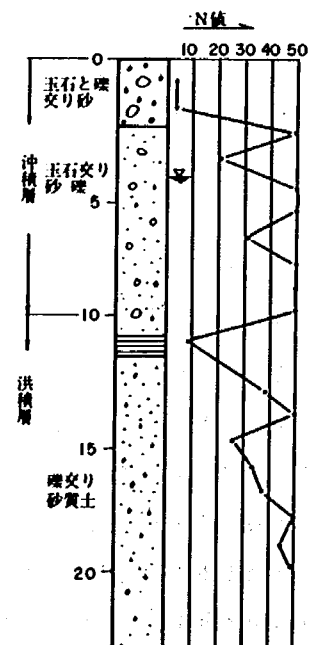
日本下水道事業団：終末処理場に係わる初期対策（参考資料）昭和59年8月

（下水道研究室）

共－9 重要構造物の基礎地盤評価方法

（質問）

右図のような地盤で躯体からの荷重が伝わる部分に粘土層を含み、その前後で地盤種別が異なり、いずれも高いN値を示している場合の支持層の選定のあり方について教示願いたい。



（山口工事事務所）

(回 答)

一般に良好な支持層とは砂及び砂礫層ではN値 30 以上、粘性土層ではN値 20 以上(q_u が2～5 kg/cm²以上)と考えられる。質問のような地層に対しては、設計上2つの問題点が考えられる。

① 上部、砂礫層のN値の信頼性

上部の(玉石混り)砂礫層は沖積層と報告されている。このような、沖積層は成層年代が新しく、固結は一般に進んでおらず、ゆるい層といえる。このような沖積層においてN値が高くである原因は、地質柱状図にあるように玉石もしくは礫の影響が非常に大きいといえる。また、沖積層と洪積層の境界には弱層が介することも多く、この点からも注意を要する。したがって、沖積層を重要構造物の支持層とするには、N値のみに頼ることなく、総合的な土質調査を行い、その支持力特性、沈下等を検討する必要がある。

② 粘性土層の上層を支持層とする場合は、この粘性土層の圧密沈下について検討を行う必要がある。粘性土層の圧密は、土粒子間の水が排水される過程で生じる変位であり、このような圧密を生じる粘性土層が存在するとき、その変位量は弾性変位量よりも大きくなるのが普通である。一般に、圧密変位量の計算は『道路橋示方書、Ⅳ下部構造編 5.6.4』によってよい。

以上の2点より、質問の地質柱状図のみでは明確な判断を下すのは困難であるが、重要構造物の基礎で沈下について配慮を要求されるものであれば、この粘性土の下層、すなわち、洪積砂層に根入れするのが、よりよいと判断される。この場合も、15 m附近で一度N値が低下しているので、15 m以深を支持層とするのがよい。

(基礎研究室)

共 10 ポアホールテレビの地質調査への活用状況

(質 問)

ダム等の地質調査に於いては、ボーリング及び調査横坑等が実施されている。この内調査横坑は肉眼で観察出来るため有用な方法であるが、横坑掘削技術者の確保及び掘削単価が高い等の問題がある。

そこでボーリング孔を利用する、カラーのポアホールテレビが開発されているが、これを使用した地質調査結果及び今後の調査方針等があれば教示願いたい。

(温井ダム工事事務所)

(回 答)

1. 概 説

地層の成層状態や岩石の割れ目の状態などを直接観察するために、ポアホールテレビ(BTV)、

ポアホールカメラ，ポアホールスコープ等がある。現在使用されている機器の代表的特性を表－1に示す。

表－1 ポアホールテレビ，カメラ特性表

機種 項目	ポアホールテレビ(カラー)	ポアホールスコープ	ポアホールカメラ(白黒)	ポアホールカメラ(カラー)	ポアホールカメラ(カラー)
ソノデ外径	$\phi 70mm$	$\phi 40mm$	$\phi 46mm$	$\phi 86mm$	$\phi 70mm$
観測深度	500m	100m	500m	500m	100m
方向性	鉛直・水平・傾斜	鉛直・水平・傾斜	鉛直・水平・傾斜	鉛直・水平・傾斜	鉛直・水平・傾斜
記録	V.T.R	写真・TV	V.T.R	V.T.R	V.T.R
電源	AC100V	AC100V	AC100V	AC100V又はAC200V	AC100V
視界	45°～50°	3～60°	45°～68°	58°	45°～68°
解像度	400本	≒100本	400本	300本	300本
焦点調節	0～リモート	半固定	0～リモート	0～リモート	0～リモート
観察方向	側壁観察	側壁及び前方観察	側壁及び前方観察	側壁観察	側壁及び前方観察
深度表示	1cm単位	—	1cm単位	1cm単位	1cm単位
重量	144kg(100mケーブル)	—	100m用 166kg	600kg(車載)	195kg

以下にこれらを代表してポアホールテレビについてのべる。

2. BTVの概要

BTVは、図－1に示すように、孔内を照明するライト，孔内を撮影するためのビデオカメラ，方位方向計等を有するカメラゾンデ，ゾンデと制御器を継ぐ役割を持つケーブル，モニタ・照明の調光・焦点調整・カメラ旋回調整等を行う制御器およびゾンデを昇降させる昇降機から成っている。

観察は，任意の地点まで画面を見ながら下ろし，詳細観察部は側方観察(全周観察)を行い，必要ならばVTRで録画する。

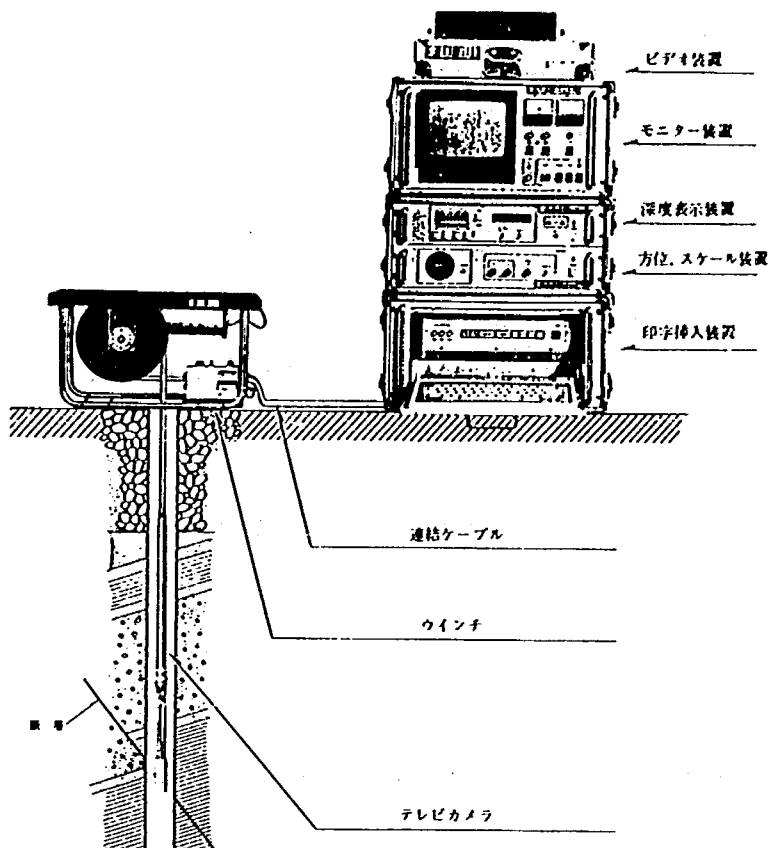


図-1 ボアホールテレビ

3. 適用例

BTVでの調査例はまだあまり多くないが、主な調査項目には次のようなものがある。

(1) 割れ目の調査

ボーリングコアは応力解放、掘削時の衝撃等から潜在割れ目やもともと割れ目のなかった箇所に新たに割れ目を作っている可能性がある。また良好な岩盤にもかかわらず透水性状が劣ることがあり、このような場合には BTV での目視観察による割れ目の性状把握が有効である。

(2) 断層破碎帯の調査

地質構造が複雑で、断層破碎帯の分布が把握できない場合、ボーリングコアでは断層破碎帯の方向、巾等は掴めない。このような場合、断層の方向、巾、性状等を確認するのに有効である。

(3) グラウト効果の評価

ダム基礎岩盤の止水性はダムの安定性にもかかわる重要なことである。この場合、基礎岩盤に存在する割れ目の分布、性状、卓越方向等について調査し、またグラウトミルクの充填状況の調査に BTV は有効である。

(4) 掘削によるゆるみの調査

トンネルや大規模掘削による地山のゆるみについて、掘削前から掘削中、掘削後と経時的にBTVにより割れ目の状況を観察計測することによって評価することができる。

(5) その他

ダムの着岩面の観察、コンクリートの打ち継目の観察等にも有効である。

4. 問題点

BTVは目で直接観察できる反面、次のような問題点がある。

- ① 清水掘りのボーリングでないと光が透過しないため像が得られない。また孔壁にマッドケーキが形成されると泥壁しか見られなくなる。
- ② 孔壁の表面だけの情報である。
- ③ 設計に使用できるような岩盤の強度特性、変形特性、透水特性は判らない。
- ④ データ処理に対するソフトウェアが未整備である。

(地質研究室)

共－11 大規模(面的)土地造成に伴う排水暗渠

(質 問)

国営備北丘陵公園の建設においては、大規模な丘陵地の面的土地造成が伴うこととなるが、造成にあたっては防災的観点等から従来あった谷部(水みち)に集水機能をもった暗渠を設置することが必要となる。

一方、集水の機能を持った、いわゆる透水管は、その素材、製作メーカー等多種多様であり、その選択にあたっては未だ優劣の基準が全くなく検討の方法が見当たらない。このような状況下において、当公園では総延長約8Km位の集排水管の材料を決定することになる。

多種多様の集排水管の選択について、資料あるいは選択のための留意点等があれば教示願いたい。

(国営備北丘陵公園工事事務所)

(回 答)

質問のように、現在、集排水管として用いられているものは実に多種多様である。表－1にその一覧表を示すが、材質、形状、管の大きさ等様々である。これらは、集排水管の機能の面から、おおまかに分けて、①周辺地盤からの地下水の吸水が主となるもの、②地下水の吸水および他の吸水管から集水された水の流下の両方の機能を持つもの、③集めた水を流下し排出するものに分類される。表－1の分類でいえば、①は網状管および有孔管のうち径の小さなもの、②は有孔管および空隙管、③は無孔管に相当する。

表-1 既製管種一覧表

機能	適用管種	通称	呼び径: mm	粗度係数 (設計値)	管の長さ: m	材質	製法	形状	性	備考
水	有孔管	ヒュム管	150(50 $\times$ ツチ)~ 500(100 $\times$ ツチ)~1000	0.013	2.0(~350mm) 2.43(400mm~)	鉄筋 コンクリート			不性	
		陶管	100,150,180,230,300	0.013	0.6	焼物			不性	
		塩ビ管	50,85,75,100,125 150(50 $\times$ ツチ)~300	0.012	4.0	硬質 塩化ビニール			可性	
		ポリ管	50,80,65,75(25 $\times$ ツチ)~ 150(50 $\times$ ツチ)~ 500(100 $\times$ ツチ)~800,1000	0.012	3.5~4.0	硬質 ポリエチレン			可性	
		塩ビ コネクタ管	50,55,65,75,85	0.015	100(50,55mm),50(65mm) 40(75mm),30(85mm)	硬質 塩化ビニール		波付	可性	
		ポリ コネクタ管	100(50 $\times$ ツチ)~500 (100 $\times$ ツチ)~700	0.015	4.0	硬質 ポリエチレン		波付	可性	
	空蔵管	空蔵 コネクタ管	50(50 $\times$ ツチ)~ 500(100 $\times$ ツチ)~700	0.020	0.5(50mm),0.8(100, 150mm),1.0(200mm~)	骨材 + セメントペースト			不性	
	網状管	a	50,80,130,170	0.012	4.0	硬質 ポリエチレン	押出成型	バーム状積層管	-	※-1
		b	50,80,100,150, 200,250,300	0.015	20~200	ナイロン及び合成繊維 + 硬鋼線	塩ビによる 接着	伸縮性 ホース	-	※-2
		c	50,65,100 150,200	0.012	4.0 ~	高密度 ポリエチレン	押出成型	ネット状	-	※-1
		d	50,70,80 100,150,200	—	2.0	ポリプロピレン	溶着成型	立体 網状管	-	※-3
		e	50,75,100,150 200,300	0.012	5.0, 20.0	ポリプロピレン	接着	不織布 + 補強体(ラバー)	-	※-1
集水	無孔管	ヒュム管	150(50 $\times$ ツチ)~ 500(100 $\times$ ツチ)~1200~3000	0.013	2.0(~350mm) 2.43(400mm~)	鉄筋 コンクリート			不性	
		陶管	50~90	0.013	0.6~1.5	焼物			不性	
		塩ビ管	40,50,85,75(25 $\times$ ツチ)~ 150(50 $\times$ ツチ)~500(100 $\times$ ツチ)~800	0.012	4.0	硬質 塩化ビニール			可性	
		ポリ管	50,80,65,75(25 $\times$ ツチ)~ 150(50 $\times$ ツチ)~500(100 $\times$ ツチ)~800,1000	0.012	3.5~4.0	硬質 ポリエチレン			可性	
		ポリ コネクタ管	100(50 $\times$ ツチ)~ 500,600,800,1000	0.015	4.0	硬質 ポリエチレン		波状	可性	
		メタル コネクタ管	300~4500	0.015	0.6, 1.0	圧延鋼板		波状	可性	

したがって、計画上、土地造成区域内のどの部分にどのような機能を持った管を設置するかは、盛土の形状、沢の位置、地下水の流出量などが関係するので、現地調査などによってそれらをまず明確にすることが重要である。次に、それらの条件に応じて、吸水管ならびに集水管の配置を合理的に設定するようにする。¹⁾

すなわち、吸水、吸水および集水、集水のみに分けた場合の各部分において、それぞれ管種を選定することになるが、吸水の部分においては、地下水が特に高い、もしくは湧水が多いなどのことがない限り、どの管種を用いても良い。但し、宅地造成などでは、施工性の点で網状管が良いといわれている。

一方、集水機能を持たせる管では、算定された地下水量を流下させ得る管径のものが、吸水機能を併せて持たせる場合には有孔管もしくは空隙管を、集水（流下）のみの場合には無孔管の中から選ぶ。網状管は、通水能力が小さいため不適と思われる。

さらに、流量が多いため管径の大きなもの（いわゆる幹線にあたる部分）については、構造計算を行ない破壊しないような管種を選定する方が良い。

まず、管径はマニング式等を用いて計算された管の通水能力によって決定する。この場合、管の粗度係数は、各メーカーで管材ごとに提示されているが、施工後年数が経るとともに、鉄酸化物の付着や土砂の堆積により、幾分変化するものと思われる。これについて、表-2に示すような実験結果がある。これは、鉄酸化物や土砂を想定したバテを管に塗布し、粗度係数の変化を見たものである。この表からは、粗度係数は、ある程度付着物のある場合を想定した値とするのが良いと思われる。

表-2 バテ塗布量による粗度係数の変化

管種		バテ (u/m) 塗布量	粗度係数 ($m^{-1/3} \cdot s$)
網状管	原 管	—	0.0117
	a	96	0.0098
	b	148	0.0113
	c	245	0.0115
塩ビ管	原 管	—	0.0092
	a	115	0.0116
	b	160	0.0116
	c	260	0.0116

※ 農業土木試験場技報A（土地改良）第25号（1981）『網状暗渠の粗度係数について』

構造計算に当たっては、土圧の算定式をどうとるかが問題の一つであろう。鉛直土圧の算定式として、①土被り圧の式、②マーストン・スパングラース等が提案されているが、いくつかの文献²⁾ 3), 4), 5), 6) を見ると埋設管等に作用する土圧は①の土被り圧の式に近い値が得られており、これを用いるのが簡便であろう。また、設計荷重としては、鉛直土圧、水平土圧、交通荷重および基礎の反力がかんがえられるが、このうち鉛直土圧と交通荷重とでは、盛土高が低い所では交通荷重が、高い所では鉛直土圧がそれぞれ支配的となる。

管の断面は、不撓性管の場合には管のひび割れ抵抗モーメントが外荷重によって管に作用する力に対して安全であるように、また、撓性管の場合には、外荷重による管のたわみが比例限界たわみ率に達しないように、それぞれ安全率を見込んで算出する。既製の管で破壊の恐れがある場合には、特注管とするか、あるいはコンクリートの全巻き管とする必要がある。

この他、管種の選択にも関係するが、軟弱地盤の場合、圧密沈下等によって生じる不等沈下によって、暗渠の勾配確保が困難になるとともに、継手部が離脱したり、管体に設計時を超える土圧が作用して管が折れたりする恐れがあるなど、管の縦断方向に対する障害が問題となる。この不等沈下に対しては、撓性のある管を用いるか、あるいは、盛土高が大きく、管の強度がかなり必要とされる場合には、地盤改良や、しっかりとした基礎を設けた上で継手に伸縮性のあるものを用いるなどの対策をとることが考えられる。切盛境界などでも、同様に、不等沈下のおそれがあるので、勾配の緩和区間を設ける等の配慮が求められる。

また、トラフィカビリティが確保しにくいような所では、コルゲート管など、管が長いと施工し易いものを吸水部分などに用いることも考えられる。

基本的には、上記のような考え方、手順、対策工法に従って設計・施工を行えば良いと思われるが、質問にあるように、延長8kmもの長さということで、特に、管の縦断方向に対する障害、集水管の末端（排水口付近）でかなりの流量が予想されることに留意されたい。

なお、詳細な設計・施工等の手順に関しては文献1)を参照されたい。

(参考文献)

- 1) 昭和56年度地下水処理工法に関する調査(その2) 報告書：住宅・都市整備公団、地域振興整備公団
- 2) コルゲートパイプ現場埋設試験：第20回土木学会年次学術講演会、日本鋼管、雨宮広二 他
- 3) CP高外圧遠心力鉄筋コンクリート管の埋設実験について：第10回下水道研究発表会講演集、名古屋市、森本保彦
- 4) 埋立地における地中構造物の設計に用いる土圧について：第29回建設省技術研究会報告、宮田造邇 他
- 5) 高盛土下のカルバートに作用する土圧について：第21回日本道路公団業務研究発表会論文集、名古屋建設局諏訪工事事務所、杉本一美 他

6) 新秋田空港整備事業用地造成工事高盛土動態解析調査：秋田県

(土質研究室)

共－12 吹付工の示方配合

(質 問)

コンクリートやモルタルの吹付工の示方配合では水セメント比が40～50％とされるのが通常だが、同時に規定される単位セメント量の値を守って試験練りを行うと通常のコンクリート工事では用いられないような硬練りのコンクリートになってしまうが、それでよいか教示願いたい。

また、コンクリートの強度の指定なども特にしないのはなぜなのか併せて教示願いたい。

(広島県福山土木建築事務所)

(回 答)

吹付けコンクリートは型枠が不要なことや、施工法が比較的簡易で任意の厚さのコンクリートが出来ることから、トンネルのライニングや、のり面の保護などに多用されている。

ただし吹付けコンクリートを使用する場合に、普通のコンクリートのように設計基準強度や配合、あるいはその品質についてあまり厳密に指定しないのが普通である。そしてそのことが普通のコンクリートの扱いに慣れている人にとって奇異に思われるらしく、なぜ吹付けコンクリートは品質を厳しく規定しないのかという質問をよく受ける。

吹付工法には水以外の材料を練り混ぜて圧送し、吹付ける際に練り混ぜ水を加える乾式と、水も含むすべての材料を練り混ぜた後に圧送し、吹付け直前に急結剤を加えて吹付けを行なう湿式がある。また最近では両者の中間をゆく半湿式工法も使用され始めている。

吹付けコンクリートの施工で最も問題となることは吹付けたコンクリートが10～50％位もはね返って飛び散ってしまうことで、施工に当ってははね返り率を最も少なくすることに最大の努力がはられる。その方法は乾式、半湿式等の場合には、吹付けを行なうノズルマンがノズルで加えられる水量をはね返り率が最少となるように常に調節しながら行ない、湿式ではミキサーで水も含めて混ぜたコンクリートをノズルまで圧送し、ノズルマンは急結剤の水溶液をはね返り率が最小になるように添加しながら吹付けを行なう。

吹付時の水セメント比を厳密に管理しようと思えば、湿式工法を用いて、練り混ぜ終了後に水分を一切加えないようにして吹付ければよいのであるが、そのようなことを行なえば、はね返り量が非常に多くなって吹付工法の長所が損われてしまうことになる。

さらに重大なことは吹付けたコンクリートと同じ配合のコンクリートが、はね返るわけではなく、主として粗骨材(モルタルの場合は砂)がはね返るので、付着しているコンクリートは吹付け前に

配合されたコンクリートと異なる配合となってしまうことである。

表-1にその試験例¹⁾を示すが、これによれば、付着コンクリートは、セメント量、水量、細骨材率等がかなり大きくなり、逆に粗骨材量は約半分に低下している。また、水セメント比はほとんど変化していない。

表-1 吹付けによる配合の変化

	(はね返り配合/吹付け配合)×100	(付着配合/吹付け配合)×100
C	84.2	158.5
W	80.2	159.1
G	126.4	48.9
s/a	89.2	129.1
W/C	98.6	101.8
重量	101.9	95.3

注：青函トンネル調査坑における乾式吹付けコンクリートの試験による。

このような吹付けコンクリートの施工法の特徴を考えたためか、示方配合を定めるに当っては単価に影響の大きいセメント量等は明確に規定しても水セメント比、水量等については、幅を持たせているものが多い。

また、吹付けコンクリートの設計基準強度等の品質を規定しているものもほとんど無いのは、出来上りコンクリートの品質にかなりの幅があること、吹付けられたコンクリートの品質を試験する方法が定まっていないことなどによるためであろう。

中国地方で使用されている吹付けコンクリートの示方配合の一例を表-2に示す。

表-2 吹付けコンクリートの示方配合例

粗骨材 最大寸法 (mm)	水セメント 比の範囲 (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 (急結材)
13	40~45	80	144~162	360	1440	360	0.9

たしかにこの示方配合通りにコンクリートを練った場合には水セメント比の最も大きい45%の場合でも単位水量は162 kg/m³であり、最大骨材寸法が13 mmではスランブが2~3 cmの非常に硬練りのコンクリートになろうし、水セメント比が40%になればスランブは0のパサパサのコンクリートになるであろう。

しかしながら参考文献等に出て来る示方配合の実例では、例えば表-3²⁾のように、相当硬練りのコンクリートしか出来ないと思われる単位水量のものが示方配合となっている場合もかなり多い。標準的に用いられている示方配合値は過去の実績等に基づいて定められたものであり、必ずしも間違いであるとは言えない。恐らく示方配合に示される程度の硬練りコンクリートを吹付けると、表-1に示したようにコンクリート中の粗骨材の多くがはね返って、付着したコンクリートにはセ

メント，砂，水分が多く残って，示方配合で指示したコンクリートに比べて水セメント比は大差ないが水分の多い，すなわち軟かいコンクリートに仕上がっているものと思われる。

表-3 吹付けコンクリートの配合例⁽²⁾

トンネル名称	吹付け 方式	吹付け厚 ㎔	はね返り 率 実 績 (%)	粗 骨 材 最大寸法 (㎜)	コンクリート示方配合						
					セメント kg	水 kg	W/C (%)	S/A (%)	砂 kg	砂利 kg	包結料 kg
青 函 ト ン ネ ル (鉄道)	乾 式	15~20	25	20	350	158	45	60	1,142	778	14
青 函 ト ン ネ ル (鉄道)	乾 式	30	30	25	350	158	45	60	1,155	775	14
大 清 水 ト ン ネ ル (鉄道)	湿 式	25	38	15	300	150	50	60	1,159	802	12
大 清 水 ト ン ネ ル (鉄道)	乾 式	25	35	15	360	180	50	60	1,117	744	14.4
薬 師 峠 ト ン ネ ル (鉄道)	乾 式	15	—	20	330	115	35	67	1,320	660	(水ガラス) 41g
新 関 門 ト ン ネ ル (鉄道)	乾 式	10	42~55	20	300	150	50	65	1,267	712	12
大 清 水 ト ン ネ ル (鉄道)	乾 式	10	45	20	300	150	50	60	1,115	800	12
新高瀬川導水路トンネル(電力)	乾 式	8	43~46	10	340	156	46	60	1,148	772	11
新高瀬川導水路トンネル(電力)	湿 式	8	43~46	20	350	175	50	60	1,117	745	7~17

注) 吹付け厚は各現場の呼称による。

以上まとめると，吹付けコンクリートは，はね返り率が最少になるよう水量等を調節しながら吹付けることや，付着したコンクリートは吹付けられたコンクリートと異なった配合となることなどのため，吹付けコンクリートの示方配合が通常のコンクリートの配合とかなり異なった硬い配合となっていることもあり有るし，強度等については特に品質指定がされないことが多いのである。

以 上

(参 考 文 献)

- 1) コンクリートブックス 17 “ショットクリート工法” セメント協会
- 2) “最新コンクリート施工ハンドブック” 建設産業調査会

(コンクリート研究室)

2. 河 川 部 門 (目次)

河 - 1	レーダ雨量計の精度向上策	71
河 - 2	堤防強化工法の最近の動向	85
河 - 3	湖の富栄養化現象	88
河 - 4	コンクリートのブリージング	90
河 - 5	河川の粗度係数の変化	93
河 - 6	摩擦杭の先端N値の決定方法	99
河 - 7	ダム貯水池の水質保全対策とその効果評価	102
河 - 8	堰における水叩き及び護床工の長さの決定方法	109
河 - 9	水質の浄化方法	114
河 - 10	直角合流及び直角曲がりの河道における水面形推算	117
河 - 11	高潮堤建設に伴う河床変動予測	121
河 - 12	河口閉塞現象	126
河 - 13	護岸の強度計算手法について	130
河 - 14	湖の汚濁について底泥のまき上げ現象が水質環境に与える影響	133
河 - 15	水生生物による水質管理	136
河 - 16	湖の水質測定時における採水深位置の考え方	141
河 - 17	副離岸堤の計画検討	144
河 - 18	突堤の施工	145
河 - 19	ヘドロをしゅんせつ除去する場合の効率的処理	148
河 - 20	伏流水と地下水の判定	154
河 - 21	農業用水の取排水循環機構	158
河 - 22	既設堰堤を利用したフィルダム	162
河 - 23	リムカーテングラウトの調査並びに解析に当たっての留意点	166
河 - 24	コンクリートダムの施工における隣接ブロックの許容高低差	167
河 - 25	凝集剤のコンクリート強度等に及ぼす影響	169
河 - 26	砂防ダムの公式適用	171
河 - 27	堤脚付近の局所洗掘箇所の対策について	172

河 - 1 レーダ雨量計の精度向上策

(質 問)

1 現状の観測精度は、 $\pm 30 \sim \pm 50\%$ 程度であるようですが、ハード、ソフト面よりの留意点、また下記事項についての留意点を教示願いたい。

1. 検証データ(実測値)の配置と収集時間
2. グラウンドクラッターの処理方法
3. B、 β 等の解析方法とソフトへの組み入れ方
4. C、F等のハード定数

2 レーダ雨量計を使った降雨予測手法の現状と今後の動向について教示願いたい。

〔参 考〕 中国地建のレーダサイトの条件は下記のとおりである。

レーダサイト	標 高	仰 角
西部系 : 羅漢山(山口県玖珂郡錦町)	1,110m	1.0°
東部系 : 大和山(岡山県上房郡賀根町)	610m	0.9°

(河川部河川管理課)

(回 答)

1 レーダ雨量計の導入時の調査について

レーダ雨量計を新規に設置する場合、精度向上の為に留意すべき事項についてハード面としてはつぎのことが考えられる。すなわち、

- ① レーダビームによる降雨捕捉率を上げる。
- ② グラウンドクラッタ等不用反射波の発生を低くする。
- ③ システム構成において、より高性能、高安定な機器を用い、保守計画をまとめる。

などである。

①については、レーダビーム高度を低くすることが望まれる。一般的に、集中豪雨(雷雨も含む)をもたらすような積乱雲ではその高度は5,000~9,000mに達するが、その他、前線性の降雨等では2,000~5,000mと言われる。従ってレーダビーム高度も3,000m位を目標にすることが望ましい。また、レーダビーム自身の広がり(ビーム角)もできる限り狭くすることが望ましい。これは、ビーム内の雨滴充滿率を向上するための対応であり、降雨観測におけるレーダ方程式成立の重要な前提条件となる。すなわち、レーダビームの広がり(ビーム角)は降雨の広がりよりも狭くなければならないが、局所的に発生する降雨を観測する場合、この関係が満足されない可能性がある。

②については、グラウンドクラッタの強い所では弱降雨の検出が不可能となること、グラウンドク

ラッタの強いほどその時間的変動も大きくなるという特性から生じる精度低下を少なくするためである。図-1はグラントクラッタの平均強度とその変動量(1 σ)、観測不能となる降雨強度を示すものである。これによればグラントクラッタ平均値が100mm/hの地点では、理想的なクラッタ除去装置を使用した場合約4mm/h以下の降雨が検出できないこと、また、グラントクラッタ差引方式ではグラントクラッタ変動の標準偏差が±13.1mm程度生ずる(換言すればクラッタレベルが100mm/hと強いところでは、13.1mm/h以下の降雨はグラントクラッタの変動と区別できない)ことを示している。

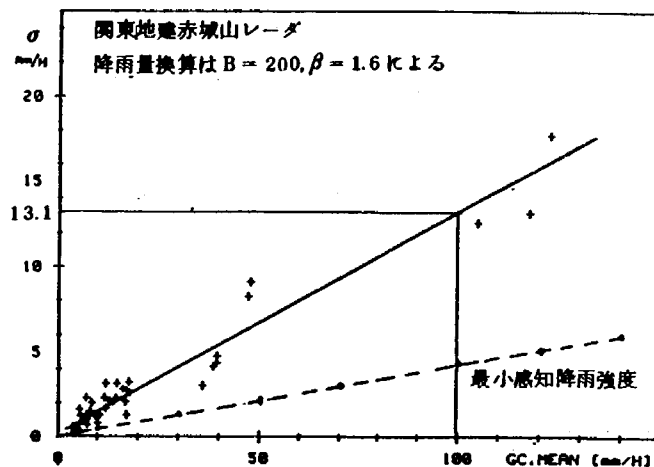


図-1 グラントクラッタの平均と変動の標準偏差

③については、レーダ方程式のC値を正確にするための対応である。具体的な留意点は次のとおりである。

- A. 送信電力、周波数の安定化
- B. パルスミッシング減少のための発振管定期交換
- C. 給電線系損失量の減少と安定化
- D. レドーム透過率の向上と安定化
- E. 受信機特性の安定化

などである。利根川ダム統合管理事務所では、これらハードウェアに起因する誤差が複合的に生じた場合、最大で±1.06 dBの誤差と試算している。この値は降雨強度変換値として約±15% ($\beta = 1.6$)の観測誤差を生じる。

以上の事項中、①のビーム高度を低くすることと、②のグラントクラッタを少なくすることは相反することとなる。この点については次のような方針で仰角を決定すべきである。

- A. レーダ雨量計での観測降雨の最小必要降雨強度を求める。
- B. Aを基にグラウンドクラッタとして容認されるレベルを求める。
- C. Bのレベルを満足する程度に仰角を低くする。

ビーム高度低下の効果の程度にもよるが、レーダ観測値を降雨強度として表現した時、クラッタ強度が降雨の最小検知強度以上になる場合も生じることには注意を要する。したがってグラウンドクラッタの発生域が多い地点に設置しなければならない場合は、クラッタ除去方式としてMTI方式を採用することが望ましい。

ビーム角を狭くおさえるには、パラボラアンテナの口径を大きくする以外になく(使用する波長が決定されている場合)レーダ装置に対する経済的条件により決定される。

以上がレーダ雨量計設置時のハードに関係する主な留意点であるが、このほかに、使用電波の混信(建設省、気象庁、防衛庁、電力会社、……他)、ビームを遮断する構造物の把握などを行っておくことは言うまでもない。

レーダ雨量計システムはレーダ方程式の各定数(B, β, F)を決定することによって完成される。建設省レーダ雨量計システムのこれらの定数は、レーダ観測雨量値と地上観測雨量値との比較で求められる。ここで注意しなければならない点は地上の地点雨量値は、レーダ方程式の定数決定時に必ずしもその地域を代表する降雨であるとは断言できない点である。従ってこれらの解析に当っては統計的な手法によらなければならない。このため、レーダ雨量計設置時に、過去の気象資料より、次の項目の調査をする必要がある。

- ① 降雨の地域的傾向(降雨の多い地域、少ない地域)の調査
- ② レーダ観測域内でのDAD解析

また、レーダ雨量計が動きだした後はデータ処理済のCRT画面と共にPPI装置の生画面を比較するように努める必要がある。

1. 検証データ(実測値)の配置と収集時間

レーダ雨量観測による観測値の検証を行うための地上観測所の設置は次の2つのグループに分けるとよい。

- ① レーダ方程式の B, β を決定するために用いる観測所
- ② レーダ方程式の F を決定するために用いる観測所

①の観測所では、レーダ観測に種々の誤差が含まれないようにするために、レーダサイトからあまり遠くない地点(ビーム高度2km程度)で、グラントクラッタの小さい所を選ぶ。

②は定量範囲内(ビーム影部を除く)の既設の観測所すべて、その他特に調査に加えたい地域に設置する観測所、気象庁アメダス雨量などを含める。

①の観測地区では既設の建設省テレメータ及び自記観測局の他、気象庁アメダス雨量などを用いる。また、レーダ1メッシュに対して複数台の地上観測所を設けて精密観測が行なえるような地区を数ヶ所作っておくことが望ましい。

データの収集時間について

レーダ雨量計では降雨の観測を5分間の平均で行っている。地上雨量値の使用に当たっても5分間雨量値を使用することが望ましいが、この場合、降雨強度が弱くなるに従って相対誤差が増大する。また、地上への落下時間も無視できなくなる。逆に、長時間の平均雨量を使用するとその時間内のさまざまな降雨量を使用すると、その時間内のさまざまな降雨強度を平均する可能性が増し、後に述べる降雨強度別 B 、 β の解析に不適当なデータとなる。従って、地上観測値は1時間雨量を用い、定数解析を行なう。更に集中豪雨等のデータが入手できれば5分間隔でのチェックを行ない、定数の妥当性を調査する。

2. グラントクラッタの処理方法

建設省レーダ雨量計では、グラントクラッタの処理方法として、晴天時のグラントクラッタ値を差引く方式(グラントクラッタ差引方式)とMTIフィルタを使用する方式(MTI方式)の2方式が用いられている。土木研究所が赤城山レーダ雨量計を用いたMTI方式の評価では、グラントクラッタ差引方式、MTI方式ともに同程度の降雨観測精度となるような B 、 β を求めることができた。

また、近畿地建深山レーダ雨量計で行った検討においても同様の報告¹⁾がされている。

同報告書では、強クラッタ地点でのMTI方式、グラントクラッタ差引方式の観測例を述べているが、これによれば強クラッタ地点での観測において、MTI方式の方が安定していると言える。(図-2)

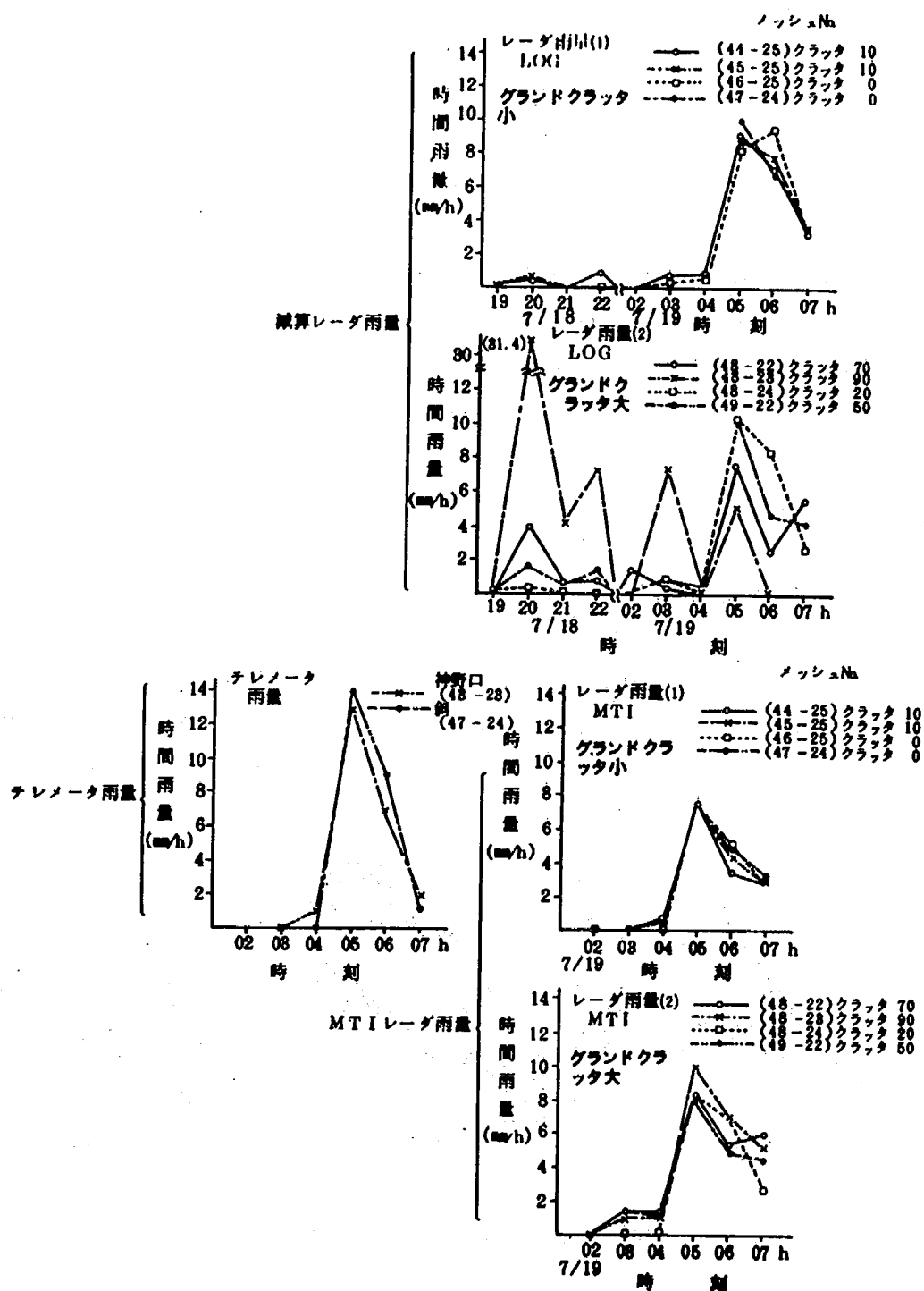


図-2 強グランドクラッタ地点での各除去方式の観測特性例
(近畿地建深山レーダ)

3. レーダ定数の解析方法

B, β については、現在のところ降雨強度別に2～3段階に変化させる方式が最も有効と考えられる。この場合、 $F = 1$ を適用し、地上雨量値は、「1. 検証データの配置」で述べた①観測所のデータを使用する(この時点のB, β を最適B, β と言う)。F値の決定に当たっては、前記B, β を使用し、地上雨量値は前述の②の観測所を加え、また、隣接するレーダ雨量計の重複域等の整合を計りながら、1～ $\frac{1}{10}$ 程度の範囲内で求める。具体的な方法は、後に添付した「レーダ方程式定数決定方法(案)」を参照されたい。

このなかで注意する点は、解析に用いる降雨には、運用上無視しうる程度に弱い降雨は多く含めるべきでないということである。また、レーダ雨量計は機器の設置完了の後、B, β , Fの決定を行うための試験運転期間が約1年間設けられ、さまざまな降雨が選ばれるが、必然的に、強降雨のデータほど収集量が少なくなる。従って設置後、実運用に入った後に強降雨が観測された場合は、再度B, β , Fの検討をくり返し、同(案) 4.「観測精度管理」に従って常に精度向上に努めるようにする。

2 レーダ雨量計を使った降雨予測手法の現状と今後の動向について

土木研究所では、昭和53年よりレーダ雨量計のデータのみを用いた降雨予測手法(雨域追跡法)の開発を進めてきた。図-3は雨域追跡法を実降雨に適用した(雨域移動中の降雨強度の発達・衰弱を考慮)場合の信頼限界図である。これによれば、68.3%の信頼度(1 σ)として予測雨量10mmに対し、1時間予測で約6mm～10mm、2時間で約5mm～13mm、3時間で約5mm～15mm(レーダ対レーダ)の降雨が期待される。

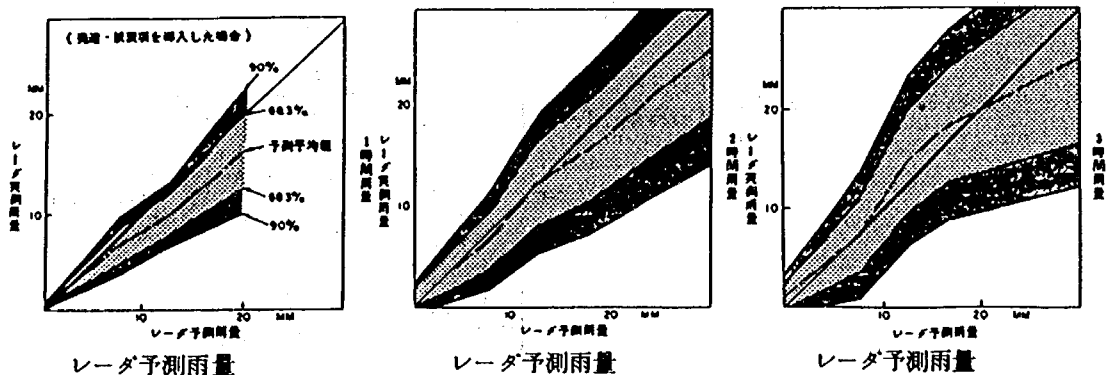


図-3 雨域追跡法の予測信頼限界

本手法はその特性として前線性降雨、低気圧性降雨の予測に比べ、雷雨のような小規模の積雲対流による降雨の予測は不利である。また、複数レーダの合成を作っても実用上3時間程度の予測が限界である。本予測手法は、当初の開発目標である「降雨域の移動ベクトルの算出をレーダ情報のみを用いて電算機で行う」という条件下では、ほぼ完成された手法と言える。最近の改良

では、レーダ雨量値と地上雨量値の差を少なくするためのキャリブレーション手法の追加、及び地域性降雨の効果の導入も検討されている。キャリブレーション手法は、地上テレメータ雨量値を用いてレーダ雨量値の補正を行うものであり、降雨予測の精度向上のみならず、レーダ雨量計の観測精度向上（20%改善の事例あり）に効果的な手法と言える。地形性降雨については、雨域の移動ベクトルをレーダ観測域内の平均的な風のベクトルとみなし、前もって用意した風ベクトル対地上降雨量の相関関係に適用するものである。本手法は特に地形性降雨の起こりやすい所（メッシュ）での予測精度向上に効果が見られる。また、雨域追跡法による予測の結果、精度が著しく低かった降雨に対して移動ベクトルを人間のパターン認識によって求めた値を与えたところ、飛躍的に改善されるものがあることがわかった²⁾。ただし、この操作は「降雨予測の完全自動化」から外れるものであり、予測の精度に、ベクトルを与える人間の判断の個人差が影響をおよぼすこととなる。完全自動化のためには、人間の能力程度のパターン認識を行うソフトを開発する必要があるが、これは、現在の電子計算機において最も困難な処理分野であり、この予測手法の完成には電子計算機のハード、ソフトを含めた研究を要するものと推測できる。

建設省レーダ雨量計システムと同程度の機器による降雨予測の研究、開発状況を表-1に示す。このうち「線形速度場による補外」と「ベクトル内挿法」は人間の判断した情報を使用する手法で「マン・マシンシステム」と言える。これらの各方法とも降雨予測の精度という面からみて同程度の成果を示しており、これらのことから考えて、計算が単純でわかり易い「雨域追跡法」を用いることを提案する。

表-1 各機関の短時間降雨予測に関する現状

方法	上 層 風	相互相関係数法	雨 域 追 跡 法
機 関	気象庁、気象協会、利根川ダム統管	気象庁、英国、カナダなど	土木研究所、淀川ダム統管、筑後川ダム統管
調査方法 又は 検討方法	- 従来の研究から、エコーの移動は上層の風と相関が高いことがわかっている。その風向・風速を移動ベクトルとしてエコーを移流させる。 - 風は数値予報の結果、高層風観測値などが、採用される。 700mbの風を用いる。	Δt時間はなれた2つのエコーの空間的相関をとり、Max値の方向にその移動ベクトルを設定する。 - 相関係数rが1.0であれば、2つのエコーは形、強度にも全く変化しなかったことになり、rはエコーの変化の尺度になる。じょう乱によるrの比較検討。	Δt時間はなれた2つのエコーパターンを2値化(0,1)し、形状のパターン認識を通してベクトルを推定する。 - 相互相関による方法とほぼ同じであるが、形状のみに着目しているのが特徴である。 - 尺度に、関連係数を用いる。
結 果	- 気象協会の調査では、エコーの移動速度と500, 600, 700, 800mbの高度の風速とを比較検討した。その結果、700mbが最も良いことがわかった。 - 気象庁の現在の利用方法の1つで、700mbの数値予報を使って検討している。そのため、エコーの変形効果も入れられる。 - 利根統、気象協会でも、高層の実況値(700mb)を数値予報の格子点に内挿し検討している。	- 雷雨の場合、相互相関係数は低く、前線、台風の場合高い。 Δtが長くなればなるほど相互相関係数は下がる。 - 比較的安定したベクトル推定ができる。	- 比較的適用例が多く、安定した結果が得られている。 Δtの時間間隔は15分がエコーの追跡のために良い。 - 移動ベクトル推定の計算時間を短くするため、始めは大きなメッシュで概略ベクトルを求め、次に細かいメッシュで詳細ベクトルを求める方法も確立。 - Threshold値の設定に雨域支配率35%値が良いようである。 700mb上層風重心法よりも精度が良い。
問 題 点 など	- 最近の竹内氏の研究によれば、強雨域の移動速度は700mbの風速と比較的良い対応をとるが、移動方向は風向に対して右へ10°ずれると指摘している。 - 上層風のデータ入手および使用上に問題がある。すなわち、 - 観測値は入手の時刻が遅れる(3時間後)。 - 観測時間が6時間間隔のため、毎時の値は内挿せざるを得ず、台風、低気圧などの場合、上層の風の場合が急激に変化し、現実的ではない。 - 数値予報の結果は一般に利用できない	- 計算時間が費る。 - エコーの発達・衰弱も同時にrの中に入るの、rの高い所が複数個になることもある。 Δtの時間が十分検討されていない。 - ねじれを入れるために、Sub areaに分割し、おのの相互相関係数を求められるが、余り領域を分割すると精度が落ちる。	- 計算時間が短い。 - エコーの発達・衰弱のために、地形性降雨、発達・衰弱量を定量化させ導入しつつある。 - 雷雨には不向きである。 - ねじれを入れるため領域分割をする検討もおこなわれているが、精度向上についてまだ検討が不十分である。
文 献	立平良三等(1974):「デジタル化されたエコーパターンの予報への利用」(研究時報) 気象協会・利根川ダム統(1979):単純移流による予測法の赤城山レーダへの適用	気象研究ノート 139 (1980)	土木研究所(1980):レーダ雨量計の利用技術に関する調査報告書 土木研究所(1984):レーダ雨量計の観測特性と精度向上に関する調査報告書 筑後川ダム統(1982):雨量レーダ解析検討業務委託報告書 淀川ダム統(1982):レーダ雨量計による短時間予測手法の検討報告書

重 心 法	線形速度場における補外	ベクトル内挿法
気象庁、米国、筑後川ダム統管	竹内（山梨大）	利根川ダム統管
- 過去の2つの時刻におけるエコーの各々の重心を求め、各エコーごとのベクトルを定める(米国)。 Δtはなれた全画面の重心の移動をベクトルとする(気象庁)。	3組以上の特徴的なU, Vを人間が指定し、任意地点のベクトル場を指定する。 $U(x, y) = U_0 + \frac{\partial U}{\partial x}x + \frac{\partial U}{\partial y}y$ $V(x, y) = V_0 + \frac{\partial V}{\partial x}x + \frac{\partial V}{\partial y}y$ (U_0, V_0が座標原点における移動速度)を解く。 - 未知数は6個($U_0, V_0, \frac{\partial U}{\partial x}, \frac{\partial U}{\partial y}, \frac{\partial V}{\partial x}, \frac{\partial V}{\partial y}$)であるから、3組以上が必要。	Δtはなれた2つのエコーパターンについて10点以内の特徴点を指定し、変分法によるベクトル内挿とする。 - レーダ雨量1時間値と地上雨量との換算係数を求め、変分法により換算係数を内挿し、補正レーダ雨量を求める。 - 地形性降雨を前もって計算し、移流、エコーに加える。
- 米国での検討では、エコーが複雑になると、エコーの分離とΔtはなれた画面上でエコーの対応に高度のパターン認識技術が必要とする。 ・九州地域はこの部分にマニュアルを一部入れている。 - 気象庁の二宮は、集中豪雨について相互関係法と比較検討したが、両者ともほぼ同様な結果を得る。 - 筑後川ダム統で、雨域追跡法と比較したが、重心法は遅れ気味で雨域追跡法の方が良い。	- 適用例が少ない。 - 雷雨などの特徴的な孤立したエコーのような場合、有効。 - U, Vの指定はマニュアル。 - 本来は、エコーの強度変化も導入することができるが、効果的ではなかった。 - マン・マシンシステムである。	- ベクトル内挿、換算係数の内挿は、いわゆるティーセン方式よりも変分法による方法の方が改善される。 - キャリブレーションの効果は大きい。 - 雨域の発達・衰弱に対し、山岳部の地形性降雨導入の効果があつた。 10点以内のベクトルを指定できるためにエコーのねじれ、山岳部での速度の変化を入れやすい。
- 米国方式は雷雨に向いているが、高度のパターン認識技術が必要とするため実用的ではない。 - 筑後川ダム統では、ポテンシャルという意味不明(物理的に不明)なパラメータが入っている。 - 筑後川ダム統では、雨域追跡法と九地域方式と合わせた方式を検討している。	- 計算量が少なくすむが、U, Vの設定が不当だと良いベクトル場が求められない。 - 人手によるという不便がある。 - 適用例が少ない。	- 人間のパターン認識能力を利用したものであるが、個人差が大きく出るので、経験を積むことが必要である。 - 事務所の職員が変わると、慣れるまでの時間が費る。 - 今後、雨域追跡法と併用する必要がある。
筑後川ダム統(1981, 82):雨量レーダ解析検討業務委託報告書 気象研究ノート 139 (1980)	竹内邦良(1978):雨域・雨量強度変化の短時間予測, 土木学会水理講演会	利根川ダム統管(1982, 1983):レーダ雨量計による降雨予測システム開発業務報告書

降雨予測手法の他の研究として近年研究が行なわれているものに、ドップラレーダを用いた降雨予測が挙げられる。ドップラレーダとは、移動する目標からの反射波受信周波数と送信周波数の比から目標のレーダサイトに対する移動速度を知ることのできるレーダシステムである。このドップラレーダシステムを複数地点に設置することにより、目標の移動ベクトルを求めることができる。

ドップラレーダによる降雨予測手法ではこの移動ベクトルを上層風のデータとしたり、降雨域の移動ベクトルとして予測を行っている。日本国内でのドップラレーダによる降雨予測の研究は、気象研究所で行なわれている。

レーダ雨量計による降雨予測の現状と動向は以上のとおりである。

なお、土木研究所で開発した降雨予測プログラム（雨域追跡法）は、おおむね、一般的なFORTRAN言語で作っており、各社製の電算機で使用可能と思われる。各地建でのレーダ雨量計による降雨予測の実用化の評価用として利用されたい。

（参考文献）

- 1) 淀川ダム統合管理事務所、深山レーダ雨量計システム特性調査報告書、昭和59年3月
- 2) 建設省土木研究所、昭和58年度河川総合開発事業調査費報告、pp71～、昭和59年5月

〔参考資料〕

「レーダ方程式定数決定方法(案)」

建設省レーダ雨量計は近年、各地に設置されはじめ、現在7基が稼働し、複数レーダによる重複観測エリアも生じてきている。

しかし、各レーダ雨量計の観測特性、精度の評価は、レーダ方程式中の定数設定の方法、地上雨量値との比較の方法が統一されていないため、相互比較が困難な現状にある。

そこで水文研究室では、レーダ方程式中の定数設定の方法、観測精度調査の共通方式として次のような作業によることを提案する。

1. レーダ方程式について

1.1 降雨観測に対するレーダ方程式は(1.1式)による。

$$P_R = \frac{C F B R^\beta}{r^2} \cdot 10^{-0.2 \int_0^r (K_a + k_R \cdot R^\alpha) dr} \dots\dots\dots (1.1)$$

P_R : 反射受信電力[mW]

R : 降雨強度[mm/h]

r : レーダサイトからの距離[km]

C : レーダ定数
 F : 補正定数
 B, β : 降雨換算定数
 K_a : 大気減衰定数 [dB/Km]
 k_R, α : 降雨減衰定数

- (1) P_R は降雨のみからの反射電力であり、グラウンドクラッタ成分等を含まない。
 (2) C は機器の仕様で決まる定数であるが、表 1.1 の実測値を式 1.3 に代入して求める。

表 1.1 レーダ構成機器諸定数

定 数	区 分	設 計 値	実 測 値
送 信 電 力 P_t [kw]			
波 長 λ [cm]			
パルス幅 τ [μ s]			
空中線利得 G [dB]			
ビーム幅 θ, φ [$^\circ$]			
誘電係数 $\left \frac{e-1}{e+2}\right ^2$		(0.93)	(0.93)
給電線損失 L [dB]			

注) ○ 空中線利得の実測値は工場での実測値にレドーム減衰量を考慮した値を使用する。

○ 給電線損失が送信 T, 受信 R で異なる場合 $L = \frac{1}{2} (L_T + L_R)$

○ 誘電係数は 1.3 式 3.7127×10^{-17} に含まれる。

$$C = 3.7127 \times 10^{-17} \cdot \frac{P_t \cdot \tau}{\lambda^2} \cdot \theta \cdot \varphi \cdot 10^{0.2(G-L)} \dots (1.3)$$

- (3) F は補正定数であるが、最適 B, β の決定には 1 を使用する (実運用には $\frac{1}{10} < F < 1$ の値を適用する)。
 (4) B, β は $B = 200, \beta = 1.6$ を標準とする雨量換算定数、別項で説明。
 (5) K_a は大気減衰定数で $K_a = 0.01$ [dB/Km] を適用する。
 (6) k_R, α は途中降雨減衰定数で、 $k_R = 0.0022$ [dB/Km], $\alpha = 1.17$

2. B, β の設定

2.1 雨量換算定数 B, β は本来レーダビーム内の雨粒の形状と降雨強度を関係づける定数で、 $B = 200, \beta = 1.6$ が代表的な平均値とされている (気象庁レーダもこの値で固定である)。

建設省レーダ雨量計システムでは、レーダ雨量値と地上雨量値の差が最も小さくなるような $B,$

β (以後最適 B , β と呼ぶ) を適用する。この時の B , β の算出方法は、ある地点の地上雨量値と、その地点に対応するレーダ雨量を比較することによるが、次の事を考慮しなければならない。

- (1) レーダサイトから遠ざけるに従って検出可能な弱降雨の値 (以後「最小感知降雨強度」と呼ぶ) が大きくなる。
- (2) グランドクラッタが大きな地点ほど最小感知降雨強度が大きい。
- (3) ビーム高度の高い所では、降雨を検出しない場合がある。
- (4) 風による移流が考えられるため、地上観測点と真上のレーダメッシュの対応が悪い事がある。

以上の事から最適 B , β 算出のための降雨データを吟味し、決定しておく必要がある。

具体的には、

- (1) 対象とする地点は、サイトからあまり遠くないグランドクラッタの小さい所が望ましい (距離: 30~60Km, ビーム高度 2Km くらいの地点)。
- (2) サイトから遠い地点又は、グランドクラッタの大きな地点のデータは弱降雨のものを除く。
- (3) 地上雨量と比較するレーダ雨量は、図 2.1 のようなメッシュエリアの平均値を使用する。

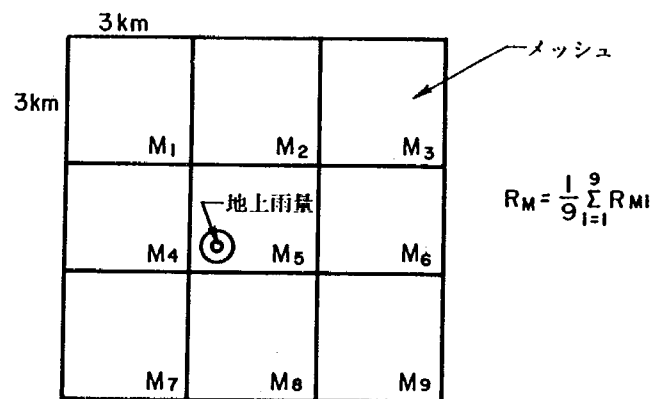


図 2.1

2.2 最適 B , β の算出

- (1) $B R_g^\beta = Z$ (反射因子) として 2.1 式より、

$$Z = \frac{P_R \cdot r^2}{C \cdot F \cdot 10^{-0.2} \int_0^r (K_a + k_R \cdot R^\alpha) dr} \dots\dots\dots (2.1)$$

によって R_g と Z の関係を図 2.2 の様式にプロットする ($F=1$, R_g : 地上雨量値)。このときに対象とする降雨の要因は区別しない。

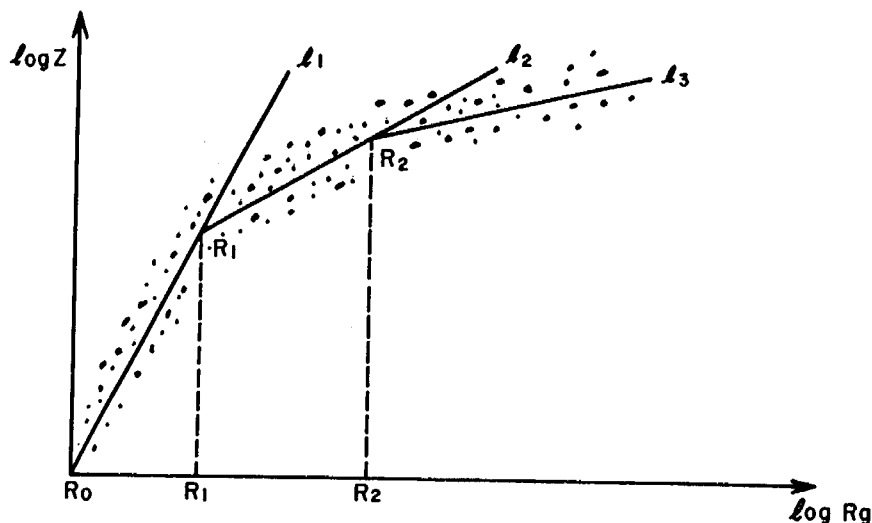


図 2.2

- (2) 図 2.2 の散布図をもとに $\log Z$ と $\log R_g$ の関係を良く表現しうる回帰式を求める (R_g に対して 3 分割程度にして決める)。このときの直線式によって最適 B , β を求める。

$$\log Z = \beta \log R_g + \log B \dots\dots\dots (2.2)$$

3. 補正定数 F の決定

2. で求めた雨量換算定数 B , β は地上、レーダ共に観測条件のよい地域のデータを用いている。したがって、これらの定数のまま、実運用を行うと地上対レーダの間に大きな差の出る地域がでてくる。実運用で誤差を小さくするために、 F を 1~1/10 程度の値を代入して補正定数とする。

F の算出方法は 2. で求めた最適 B , β を使い、地上雨量値は定量範囲で入手可能なもの（建設省管理のもの他、気象庁アメダス等）をできるだけ多数使用し、最小自乗法により求める。

4. レーダ雨量計の観測特性評価と精度管理

1~3 の作業で得られた種々の解析結果は、次に示すようにまとめておく。また、試験運用中に得られなかったような降雨を実運用中に観測した場合は、そのデータを用いて最適 B , β , F を再度求め過去の解析結果と比較しながら常に精度向上に努める。

4.1 観測特性の評価

最適 B , β を用いたレーダ雨量値（9 メッシュ平均） R_r と入手可能な全地上雨量値 R_g との間で自乗平均誤差（3.1 式）、相対誤差（3.2 式）、及び相関係数（3.3 式）を求める。

$$(\text{自乗平均誤差}) \quad E_R = \sqrt{\frac{N}{\sum_{i=1}^N (R_{gi} - R_{ri})^2 / N}} \quad (\text{mm}) \dots\dots\dots (3.1)$$

$$(\text{相対誤差}) \quad R_E = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{|R_{gi} - R_{ri}|}{R_g} \times 100 (\%) \dots\dots\dots (3.2)$$

$$\begin{aligned} \text{(相関係数)} \quad \gamma &= \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (R_{gi} - \bar{R}_g) \cdot (R_{ri} - \bar{R}_r)}{S_g \cdot S_r} \\ \text{ただし,} \quad S_g &= \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (R_{gi} - \bar{R}_g)^2}, \quad S_r = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (R_{ri} - \bar{R}_r)^2} \end{aligned} \quad \dots (3.3)$$

N : データ数

R_g : 地上雨量値 (mm/h)

R_r : レーダ雨量値 (mm/h)

E_R, R_E, γ を全データ及び表 3.1 ~ 3.4 の分類別にまとめる。

表 3.1 降雨強度 (R) - グランドクラッタ強度 (G, C)

R \ GC	小	中	大
R < 5 mm/H	$\frac{ER(\gamma)}{RE(N)}$	"	"
5 ≤ R < 20	"	"	"
20 ≤ R	"	"	"

表 3.2 降雨強度 (R) - 降雨要因 (RF)

R \ RF	台風性	前線性	雷雨時
R < 5 mm/H	$\frac{ER(\gamma)}{RE(N)}$	"	"
5 ≤ R < 20	"	"	"
20 ≤ R	"	"	"

表 3.3 降雨強度 (R) - 距離 (r)

R \ r	r < 40 Km	40 ≤ r < 80 Km	80 ≤ r < 120 Km	120 < r Km
R < 5 mm/H	$\frac{ER(\gamma)}{RE(N)}$	"	"	"
5 ≤ R < 20	"	"	"	"
20 ≤ R	"	"	"	"

表 3.4 降雨要因 (RF) - 距離

RF \ r	r < 40 Km	40 ≤ r < 80 Km	80 ≤ r < 120 Km	120 < r Km
台風性	$\frac{ER(\gamma)}{RE(N)}$	"	"	"
前線性	"	"	"	"
雷雨性	"	"	"	"

(水文研究室)

河 - 2 堤防強化工法の最近の動向

(質 問)

河川堤防は、河川周辺で採取が出来る材料を主体に築堤されている。そのため、河床材料を使用して築堤される事例が多いが、近年、次の問題がある。

- 1) 河道の水位変動による吸出し等により、堤体の細粒分が流出して粗粒化する。
- 2) 上記と同一原因による空洞化。
- 3) 堤体及び基礎地盤からの漏水。

以上に関する調査の手法及び対策工法の種類、施工性等について教示願いたい。

河川部河川計画課
浜田工事事務所
中国技術事務所

(回 答)

質問に対する回答を、各項目ごとに述べると次のようになる。

- 1) 堤体からの細粒土の吸出し防止対策としては、以下に述べる2種類のものが考えられる。いずれも、護岸によってのり面の保護を行なうとともに、裏込の部分において吸出し防止対策を施すものである。

一つは、護岸下に止水効果のある難透水性の材料を置いて、河川水の浸透を防止し、浸透水による堤体内の細粒土の移動をなくす方法である。この方法は、堤体の漏水や浸透破壊の防止対策として、既に実施されているものであるが、浸透水によって堤体内の土砂が吸出しを受けるような場合にも効果が大きいと考えられる。古い堤防では、裏込の碎石等の下に薄い粘土層を置いてしゃ水を行なった事例もあるが、現在では、アスファルトシートや塩ビ製の防水シートをしゃ水材料として用いている例が多い。

アスファルトシートや塩ビシートを用いる場合の留意点は次のようである。

- ① アスファルトシートなどは、薄い膜であるため砂利などの突起状の異物によって切り裂かれる恐れがあり、これによって止水性が損なわれることもあるので、施工上の注意が必要である。

- ② 堤体内の残留水圧により、アスファルトシートや護岸が押し上げられないように配慮する必要がある。

- ③ 護岸がアスファルトシートの上面に沿ってすべることがないように構造にする。

図-1は関東地建での実施例であるが、図のように、よく締め固めて平滑に仕上げたクラッシャーラン層によって水を逃がしてやり、また、コンクリートスラブの打設によってアスファルトシートの保護ならびに護岸の安定を図っている。

一方、河川水の浸透は許すが、水位低下後に堤体内の細粒土を流出させないように、裏込の部分にフィルター層を設ける方法も考えられる。フィルター層は、堤体土の粒径に応じて、ダムフィルター基準等に準じたものとするのが望ましいといえるが、図-2に示すように、ジオテキスタイルの分離機能を用いて堤体土の吸出しを防止する方法も簡易な工法として考えられる。

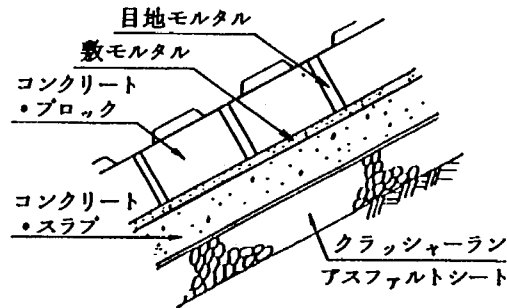


図-1 関東地建での旧河川部における
施工事例

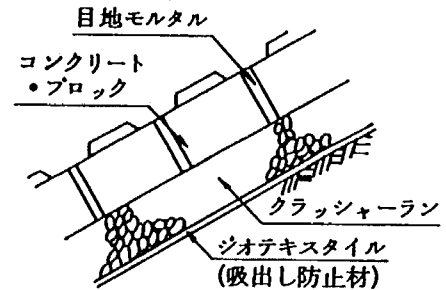


図-2 ジオテキスタイルを用いた
吸出し防止

2) 既に堤体土の吸出しを受けて、堤体内に空洞が生じている場合には、周辺の堤体がゆるんでいることが考えられるため、ゆるみの状況を調査した上で開削・埋戻しを行なう。埋戻しに際して難透水性でせん断強さの大きい良質の土が入手可能であれば、漏水や浸透破壊に対する補強にもなるので望ましい。しかしながら、手近に得られる河床材料であっても、含水比調整や薄層転圧を行なうなどして、入念に締め固めれば十分な効果を期待することもできる。

その上で、上記の吸出し防止対策を講じれば良いと思われる。

3) 漏水が、堤体もしくは地盤のいずれに起因するものであるかによって、それぞれ堤体あるいは地盤にウェートを置いた対策を講じるのが効率的である。ただし、漏水の発生箇所、堤体・地盤の土質条件（透水性、層厚、締固め度）、洪水時の水位および継続時間等から判断しても、堤体漏水、地盤漏水に区分できないものについては、両方を対象とした対策を取らざるを得ない。

漏水対策の基本的な考え方としては、図-3～5に示すような工法が考えられる。すなわち、

- ① 河川水を堤体もしくは地盤に入れない（シャ水工法）
- ② 浸透経路長を長くする
- ③ 堤体もしくは地盤内の水位を低下させる（水抜き）

に分けられる。

シャ水工法として、堤体に対しては止水性覆岸、地盤に対しては止水矢板等があげられる。現状では、この2つの工法の組合わせが最も多く用いられている。堤体のシャ水に関しては、上記のように良質土による堤体表層の被覆工法も効果がある。

浸透経路長を長くする方法としては、プランケット工法がある。この場合、ある程度確実に浸

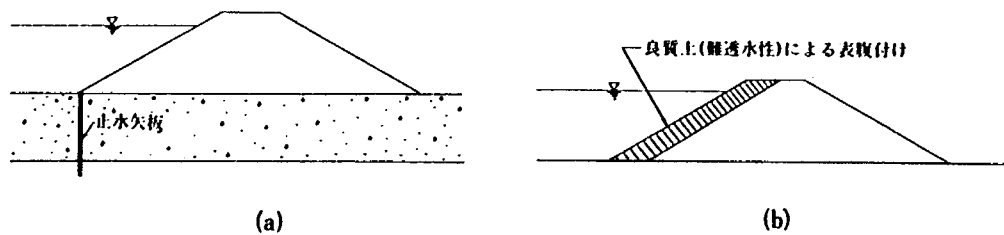


図-3 し ゃ 水 工 法

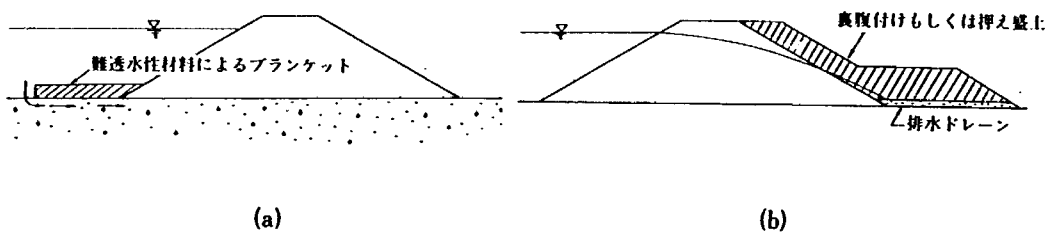


図-4 浸透経路を長くする工法

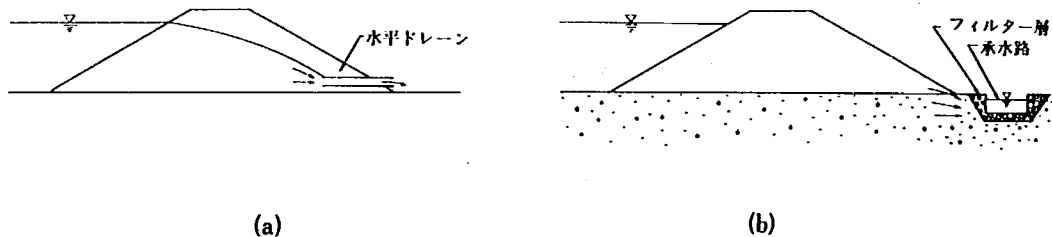


図-5 水 位 低 下 工 法

透水量を制限できるが、堤外地側に十分な用地を必要とする。また、腹付け、押え盛土も堤体内の浸透経路を長くし、しかも堤体の安定性を高める上でかなりの効果が期待できるが、これも用地の点で制限がある。

水抜き工法としては、堤防裏のりのドレーンおよび堤脚の承水路がある。裏のりのドレーンは、押さえ盛土を兼ねて透水性の高い材料を用いると、より効果的である。承水路の設置に関しては、地盤内の細粒土の吸出しが生じないように、フィルター層を設ける必要がある。

(土質研究室)

河一3 湖の富栄養化現象

(質 問)

宍道湖においては、昭和56年8月に「アオコ」が発生し、その影響が10月末まで続いた。この時の宍道湖の水質（NP）は他の月と大差はなかった。

アオコの発生要因として、栄養塩濃度、水温、日照、湖流、塩分濃度等が考えられ、これらの相乗作用によって発生するものと思われるが、アオコ発生のメカニズムと発生要因の条件等について、他の湖沼等で調査した事例があれば、アオコ発生時期予測及びアオコ発生を警戒するための参考にしたいので教示願いたい。

また、魚類が生息できないほどの湖中でのアオコの量（クロロフィルa量）の数値はどの程度か、合わせて教示願いたい。

(回 答)

霞ヶ浦、諏訪湖等で夏季に大発生する緑色のプランクトンは、Microcysties 等の藍藻類で通常「アオコ」と呼ばれている。

アオコ発生の詳細のメカニズムはなお不明な点があるが、その発生を左右する条件は、次のようなものであるとされている。

○栄養塩濃度

日照、温度等の条件が同一であれば、アオコの増殖量は、リン、窒素濃度によって決定される。

○日 照

アオコは5～10Kl μ xの間に、最大増殖速度を有することが実験で確かめられている。

○水 温

アオコの至適温度は、30℃前後といわれている。また、水温が高くなることにより、底泥からの栄養塩溶出速度が高まるため、これもアオコの増殖を促進させる。

○PH

アオコは、高PHを好み、PH10が至適PHといわれている。

○CO₂, O₂, 有機物, 有害物, 降雨等

これらの条件については、他の藻類と同じ傾向を示す。

この中で、アオコの大発生に最大の影響をもつ因子は、栄養塩濃度、日照、水温、PHの4つである。さらに一部湖沼における近年のアオコの大発生は、気象条件（気温、水温、日照、降雨）が過去と現在でそれほど大きな差がないことを考えれば、湖沼に流入する汚濁物質の増加に伴う湖内の栄養塩等の濃度の上昇が主な要因と考えられる。

栄養塩（窒素・リン）濃度が上昇すると、アオコが比例的に増加することは、全国の湖沼の実

態からも明らかであるが、何故、窒素、リン濃度とアオコの発生量に関係があるのか、また、何故、他の藻類が発生せずにアオコのみが優先するのか、について以下に現在の知見を述べる。

表-1

	植物の要求(%)	陸水中の存在量(%)	要求量/存在量・比
酸 素	80.5	89	1
水 素	9.7	11	1
炭 素	6.5	0.0012	5,000
珪 素	1.3	0.00065	2,000
窒 素	0.7	0.000023	30,000
カルシウム	0.4	0.0015	< 1,000
カリウム	0.3	0.00023	1,300
リ ン	0.08	0.000001	80,000
マグネシウム	0.07	0.0004	< 1,000
硫 黄	0.06	0.0004	< 1,000
塩 酸	0.06	0.0008	< 1,000
ナトリウム	0.04	0.0006	< 1,000
鉄	0.02	0.00007	< 1,000
硼 素	0.001	0.00001	< 1,000
マンガン	0.0007	0.0000015	< 1,000
亜 鉛	0.0003	0.000001	< 1,000
銅	0.0001	0.000001	< 1,000
モリブデン	0.00005	0.0000003	< 1,000
コバルト	0.00002	0.00000005	< 1,000

表-1は、植物の生育に必要とされる主要元素について、陸水中の植物の要求量（平均値）と、全世界の陸水の平均成分含量の比較を行ったものである。これによれば、植物の要求量と水中の存在量の比は、元素によって著しく異なっており、表の右端（要求量／存在量）比に示されるように必要元素の中で、窒素とリンは、特に水中の存在量が少ない。

このことは、通常の陸水域では、常に、窒素、リンの欠乏状態にあり、流域から窒素、リンの供給があれば、その負荷量に比例して藻類が増殖する可能性が高いことを意味している。

アオコが優先的に発生する理由は、なお不明な点が多いが、一般的には次の3つの理由が挙げられる。

1. アオコは、一日を周期として、浮上沈降をくりかえす性質を有するが、このことは他の藻類と比べて、底泥から溶出する栄養塩を優先的に利用できるというメリットがある。
2. また、沈降することにより、強光阻害（真夏の強烈な日照は、光合成活動を抑制する）を、受けにくい。
3. アオコは、動物プランクトンや他の生物に捕食されないために、他の藻類と比べ、相対的に存在量が大きくなる。

以上がアオコ発生のメカニズムである。宍道湖においても、条件が整えば同様のパターンで、アオコが発生する可能性があると考えられるが、その予知には、水温、湖内栄養塩濃度、PH等をモニターする必要があると思われる。また、魚類が生息できない、アオコの濃度については、現在、充分な調査・研究がなく、定量的には把握されていない実態であるが、アオコ発生による魚類への影響は、次の3点になるかと思われる。

1. 死滅したアオコが酸化分解し、湖水の溶存酸素を奪い、魚類をへい死させる。霞ヶ浦では、昭和48年、53年に多量のコイが低酸素塊のために死んでいる。
2. アオコが優占するために、ワカサギ等の魚類のエサが欠乏する。
3. アオコが魚類のエラに付着し呼吸を妨げ、魚類が窒息死する状況。

なお、湖沼の富栄養化の問題は、多くの機関で研究、調査がなされており、具体的に、霞ヶ浦では、関東地建霞ヶ浦工事事務所、土木研究所等が、諏訪湖では、長野県衛生部等が、琵琶湖では近畿地建琵琶湖工事事務所、滋賀県土木部下水道課等が調査を行っている。

(水質研究室)

河一 4 コンクリートのブリージング

(質 問)

貧配合のダム内部コンクリートのブリージングが堤体コンクリートに及ぼす影響およびブリージングを低減させる方策があれば教示願いたい。

なお、ダムコンクリートの配合は表-1のようなものである。

ブリージング率はA配合では3~4%、B、C配合では6~8%であった。

表-1 ダムコンクリートの配合

配合	粗骨材 最大寸法 (mm)	W/C (%)	S/a (%)	水(W) (kg/m ³)	セメント(C) (kg/m ³)	細骨材S (kg/m ³)	粗骨材G (kg/m ³)
A	150	47.1	22.0	99	210	451	1617
B	150	62.5	23.0	100	160	479	1623
C	150	67.3	23.5	101	150	491	1697

ブリージング率を小さくする手段として細骨材料を2%および4%大きくすることが効果があるかどうかを調べるために、ブリージング試験を行ったところ、表-2のような結果を得、砂率を増してもブリージング率は下がらないという結果となった。このあたりの解釈および、この程度のブリージングはコンクリートで許せるのかどうか併せて教示願いたい。

表-2 プリージング試験値

試料名 配合-S/a	総プリージング量 V (cm)	試料質量 S (kg)	プリージング量 V/A (cm/cm)	プリージング率 (%)
C-23.5	122	27.30	0.24	6.9
C-25.5	108	26.27	0.22	6.2
C-27.5	118	26.98	0.24	6.5

試料温度：16℃ スランプ：2.5cm 空気量：4%

(回 答)

まず、プリージングが何故発生するかについて説明する。

コンクリートが硬化するのに必要な水量はセメント重量の25%程度と言われているが、コンクリートを打ち込むのにはある程度の軟らかさが必要であるため、必ず硬化に必要以上の練り混ぜ水を用いている。コンクリートが打ち込まれた後、凝結が始まって固体粒子の相互の接触状態が安定化するまで、セメント、骨材が沈降し、余分にある自由水の一部が上昇して打ち込まれたコンクリートの上部に集まってくるが、これをプリージングと呼んでいる。

次にその影響について考えてみよう。

プリージングによってコンクリートの打込み面に集まってくる水量が適当であれば、表面の仕上げをやり易くしたり、表面の乾燥を防ぐ等の効果をもたらすが、その量が過大になると、表面近くのモルタルの水セメント比を大きくして強度や水密性を低下させたり、コンクリートの表面にレイタンス層を作り、その上に打ち込まれるコンクリートとの付着を悪くしたりする。

プリージング水はコンクリートの表面だけではなく、粗骨材の下面や鉄筋の下面にもたまり、コンクリートとの付着を悪くする。また、型枠沿いに上昇したプリージング水はせき板に砂すじ(sand streak)を残し、仕上げ面をみにくくする。重力ダムの場合にはコンクリートの強度に比較的余裕があることと、1リフトを3～4層で締固めて、最上層、すなわちリフト面はレイタンスを取り除いてから、次のリフトを打ち上げるのでプリージングにより極端に悪影響を受けることはないが、リフト最上層以外の層の締固め時には、発生したプリージング水を一ヶ所に集めて速やかに排除することや、バイブレーターの先を必ず下層に10cm程度入るように深く差し込むこと等の注意が必要である。

プリージングを小さくする方法について次に述べよう。

最良の方法は水和に必要な水以外の水を出来るだけ少なくする方法、つまり水セメント比を小さくすることが効果がある(表-3参照)。

表-3 細骨材の粒度とコンクリートの水セメント比がブリージングに及ぼす影響についての実験結果の例（細骨材の最大寸法40mm）¹⁾

細骨材 の粗粒率 *	コンクリートのブリー ジング量 (cm ³ /cm ³)			コンクリートのブリー ジング率 (%)			コンクリート のスランプ (cm)
	45	55	65	45	55	65	
2.38	0.114	0.181	0.245	3.17	4.77	6.31	3~3.5
2.66	0.122	0.206	0.265	3.32	5.55	6.94	5.5~8
2.94	0.128	0.226	0.289	3.53	6.02	7.78	7.5~10
3.22	0.130	0.225	0.302	3.62	6.93	7.70	9~12.5
3.50	0.132	0.275	0.255	3.58	7.23	6.57	5~6.5

* 水セメント比(%)

(弥栄ダム工事事務所)

水量以外でブリージングを減らす方法としては、ブリージング水の移動を妨げるようにすればよいので、セメント、ボゾラン、石粉等の微粒分を多くすること、セメントには粉末度の高いものを使用すること、細かい砂を多くすること、すなわち砂の粗粒率(FM)を小さくすること等も効果がある。

そのほかA E剤や減水剤の使用も微小気泡による水の移動の抑制、単位水量の減少等の効果によってブリージングを少なくするのに役立つ。

施工時の温度が低いほどコンクリートの凝結時間が遅くなり、ブリージングが長時間にわたって続き、ブリージング水の総量も大きくなる。

最近のコンクリート技術では、練り混ぜ水を分割して加え、2回練りを行なう方法がブリージングを減らすのに効果がある。^{2) 3) 4)} これは1回目の練り混ぜに際して砂の表面に作られるセメントペーストの殻がブリージング水を吸収するのではないかと考えられるが、正確なところは未だ解明されていない。ただし、この工法を採用する場合には、1回目の練り混ぜが超硬練りとなるため、強制練りミキサーを用いなければならないことと、砂の表面水調節のために特別の技術を要するほか、民間企業の特許(S. E. C コンクリート)が関係していることを知っておく必要がある。

さて、現在施工中の弥栄ダムという現実の問題について考えてみると、質問者がS/aを変えた場合についてのみを問題にされているところを見ると、セメント量や粉末度、骨材の品質や微粒分の追加等については、改善のための変更の余地はないもののように推察される。とすれば変えられるものは水とS/aだけであるが、それもブリージング率に影響が無いので止めようと考えられておられるようである。

他の条件を動かさずにS/aだけ大きくすれば、ブリージングは減るはずなのだが、実験値ではほとんど変化がないのは、実験ではコンシステンシー(スランプ)を各条件とも同じにするために、砂量の多いものについては水量も増やしているからのように推察される。また、ダムコ

ンクリートのように骨材寸法の大きいものは、ブリージング試験の際に50mm以上の大玉をふるい出してしまうことになっているので、砂率の変化したことがブリージング試験容器に入っているコンクリートには実際のコンクリートほど影響してこないという点も結果に差を出にくくしているようである。

なお、ブリージング率6～8%という数値はかなり大きいとは思われるが、他の水セメント比が65%前後のコンクリートの試験値と比べて、特に大きいというわけではなく、ブリージング時間を3時間位にとればこれ位の値を示すことは十分にあり得ることなので、他のダムと同じような施工方法をとれば堤体に特別な問題が生ずると思えない。ブリージング試験は大玉を抜いたコンクリートで試験を行なっているので、モルタル量が多く、ブリージング水が実際のものよりも多く出ることや、容器の深さが28.5cmしかないことを考えると、試験の値と同じ割合でブリージング水がダムの打込み面に発生するわけでもないので、試験値は大小を比較する相対値と考えるのがよい。

最後に碎石を用いたセメント量 150 kg/m^3 、最大骨材 150mm の A E コンクリートの S/a を 23～24% とするのは、骨材の粒形が川砂利のようにかなり良い場合で、碎石・砕砂のような角ばった骨材の場合には、これよりも 3～5% 増しておいた方がワーカブルで材料分離のしにくいコンクリートが作られる。ただし、 S/a を増すと同じ% だけ水量も増さないとスランプが同じにならないので、この方法は強度に余裕があるかどうかもみて行なわなければならないが、 200 kg/cm^2 程度の強度であれば水量を多小増しても問題なく得られるように思われる。

(参考文献)

- 1) 伊東茂富 “コンクリート工学” 森北土木工学全書 5 pp 40.
- 2) 黒羽健嗣他 “造殻混練工法による貧配合コンクリートの特性に関する研究” 第4回コンクリート工学年次講演会。
- 3) 魚本健人他 “コンクリートの分割練り混ぜ方法に関する基礎的研究”
- 4) 昭和57年度 土木研究所試験研究費報告 pp 231.

(コンクリート研究室)

河一5 河川の粗度係数の変化

(質問)

河道に雑木が繁茂したり、砂礫堆が大規模になると、粗度係数に影響を与えると考える。その影響の大きさによっては、雑木の伐採等を検討する必要がある。そこで、雑木、砂礫堆等の粗度係数への影響の程度について、またその計画論への適用方法について教示願いたい。

(河川部河川計画課)

(回 答)

粗度係数は河道の流下能力を推定する際に最も重要な項目であるが、その実態を把握することが困難であるために工学的には大きな問題となっている。粗度に関する問題は、大別すると御指摘の通り、実態の把握とその成果を計画にいかに応用するかということにある。

(1) 粗度の実態

粗度の実態に関する問題としてはまず第一に、ここに述べられているように河床状況と粗度係数の関係が掲げられる。この場合、河床が洪水によって移動するような状況にある場合には、河床材料と流れの特性によって河床形態が変化するために、それに対応して粗度も変化する。河床が移動する場合、すなわち移動床における粗度係数については実験的な検討が行なわれており、水理量および河床材料が与えられた場合の河床形態と、それに対応する粗度係数の関係については種々の推定式が提案されている。河川砂防技術基準の調査編には岸・黒木による河床形態の分類とそれに対応する流速係数 φ との関係が図-2のように示されている。ここで流速係数は平均流速 U に対する摩擦速度、 $u_* = \sqrt{g R I}$ の比として定義されており、マンニングの粗度係数とは次のような関係にある。

$$\varphi = \frac{U}{u_*} = \frac{R^{1/6}}{n \sqrt{g}}$$

ここで、 R ：径深、 n ：マンニングの粗度係数、 g ：重力の加速度、 I ：エネルギー勾配である。したがって、流速係数はマンニングの粗度係数に反比例し、 $\varphi=10$ で $n=0.05$ 、 $\varphi=20$ で $n=0.024$ 程度の値となる。ただし、ここでは $R=10\text{ m}$ 程度としている。図-1より明らかな

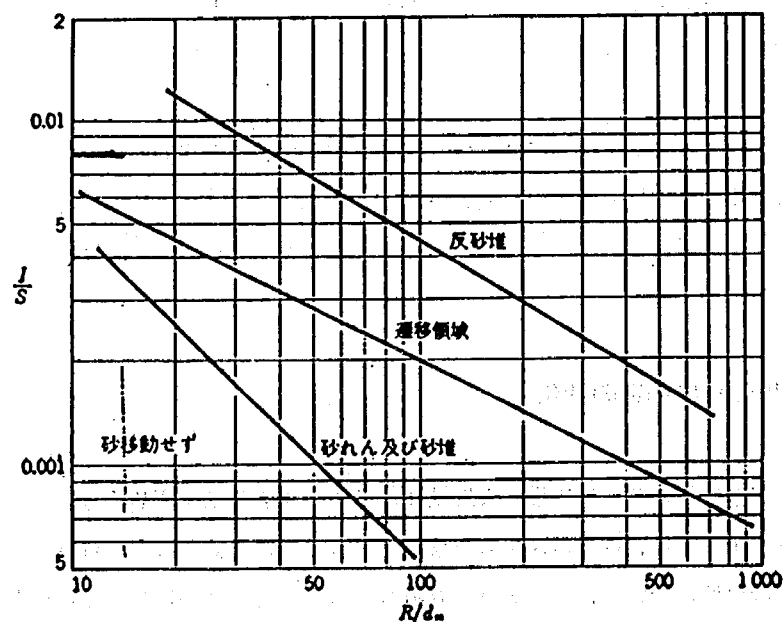
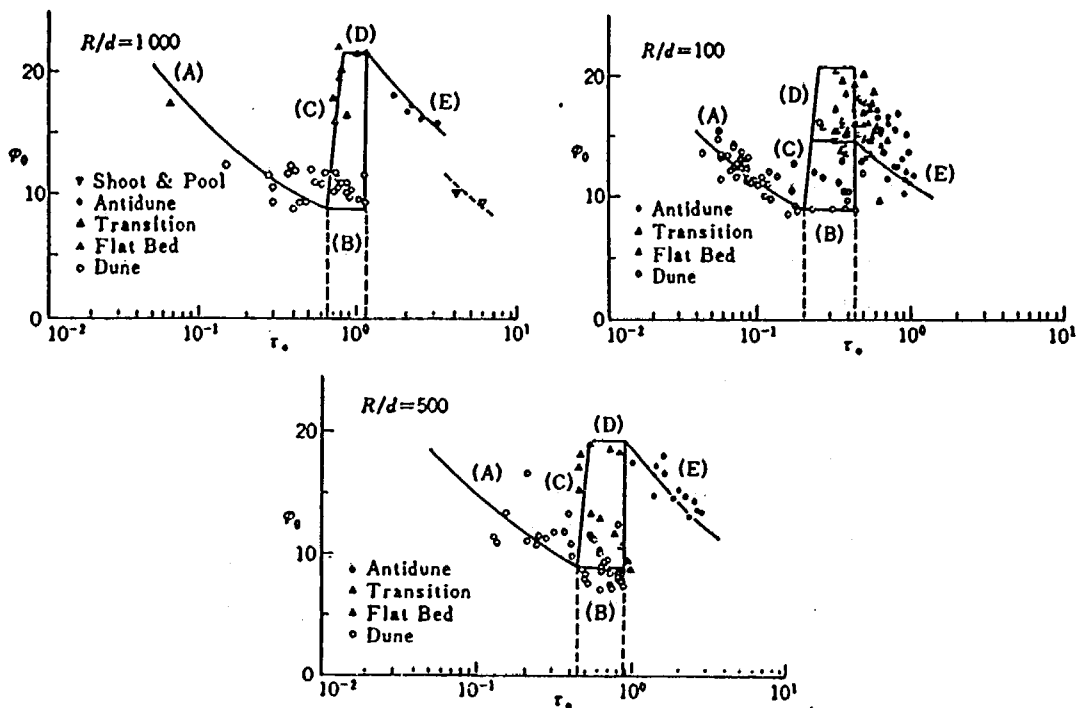


図-1 ガルデ・ラジュの図



図一 2 流速係数 ϕ_0 の計算値と実験値との比較 (岸・黒木)
(A), (B), …… , (E) は各領域を示す

ように粗度に影響を与えるのは砂れんなどの小規模な河床形態であって砂堆などのように、その変動の規模が大きくなると粗度係数は小さくなる。移動床での水理量と河床形態の関係はほぼ得られており、粗度係数の推定は可能な状態にあると考えられる。

高水敷のように洪水によって河床が移動しない場合には、河床の状況が粗度に影響する。特に草や木の状態によって大きく変化する。表一は地被状態と粗度係数の関係を示したものであるが、短い草の場合の $n = 0.03$ から、かん木が茂っている状態では $n = 0.05$ 、また木が存在すれば $n = 0.1$ 程度に変化する。また、昭和57年9月の洪水時に航空写真によって高水敷上の流速を測定し、その結果から地被状態と粗度係数の関係を求めた結果によれば、表二に示すような結果となっている。また、表一にも示されているように、夏と冬でかん木などは繁茂状態が異なり、夏には粗度係数が大きくなる。その他、同じ季節に洪水が続くと、後の洪水ほど粗度係数が小さくなる傾向を示す。

一般に粗度係数は水深が変化しても変わらないが、水深に比較して粗度となるものの高さが大きくなると、水深も影響を与える。高水敷にかん木が生えている場合には、高水敷上の水深とかん木の高さが同程度になる場合もあり、粗度が水深によって変化する。

河道内で横断方向に流速が変化している場合、すなわち複断面河道で低水路と高水路に分かれているような場合には、相互干渉によって全体の合成した粗度係数が変化する。さきに示し

表-1 地被状態と粗度係数

地 被 状 態	粗 度 係 数		
	最 小	平 均	最 大
D-2. Flood plains			
a. Pasture, no brush			
1. Short grass	0.025	0.030	0.035
2. High grass	0.030	0.035	0.050
b. Cultivated areas			
1. No crop	0.020	0.030	0.040
2. Mature row crops	0.025	0.035	0.045
3. Mature field crops	0.030	0.040	0.050
c. Brush			
1. Scattered brush, heavy weeds	0.035	0.050	0.070
2. Light brush and trees, in winter	0.035	0.050	0.060
3. Light brush and trees, in summer	0.040	0.060	0.080
4. Medium to dense brush, in winter	0.045	0.070	0.110
5. Medium to dense brush, in summer	0.070	0.100	0.160
d. Trees			
1. Dense willows, summer, straight	0.110	0.150	0.200
2. Cleared land with tree stumps, no sprouts	0.030	0.040	0.050
3. Same as above, but with heavy growth of sprouts	0.050	0.060	0.080
4. Heavy stand of timber, a few down trees, little undergrowth, flood stage below branches	0.080	0.100	0.120
5. Same as above, but with flood stage reaching branches	0.100	0.120	0.160

Ven te Chow "Open channel Hydraulics "

表-2 高水敷の地被状態と粗度係数の関係

地 被 状 態	粗度係数範囲	平 均 値
グラウンド, ゴルフ場 堅 草	0.03 ~ 0.06	0.045
グライダー滑走路	0.02 ~ 0.03	0.025
かん木を含む堅草	0.04 ~ 0.07	0.055

た移動床の場合の粗度係数や、植生のある場合の粗度係数は水路が単一の粗度を持っている場合の値である。低水路と高水路に分かれている場合にはその間に流速の差があるためにせん断

力が働き、高水路の流速は速く、低水路の流速は遅くなり流速が均一化する。このため河道全体の粗度係数は一般に増加する。このような流速差による相互干渉は高水路と低水路間ばかりではなく、何らかの原因で流速差の生じている場合に発生する。このような事例としては高水敷と低水路の堺界付近にかん木が群生している場合があげられる。図-3に示すような横断形状をもつ河道について、洪水時の流速分布を観測した結果が図-4である。高水敷の肩の部分にかん木が生えているためにその付近での流速が低下している。また流速の変化状況はある程度の推定は可能で、高水敷、かん木、低水路それぞれの粗度係数と干渉の程度を表わす係数を与えると図-4に示すような流速分布が得られる。相互干渉が大きく影響するのは流速に差のある場合であり、高水敷上の水深が浅い場合などがこれにあたる。

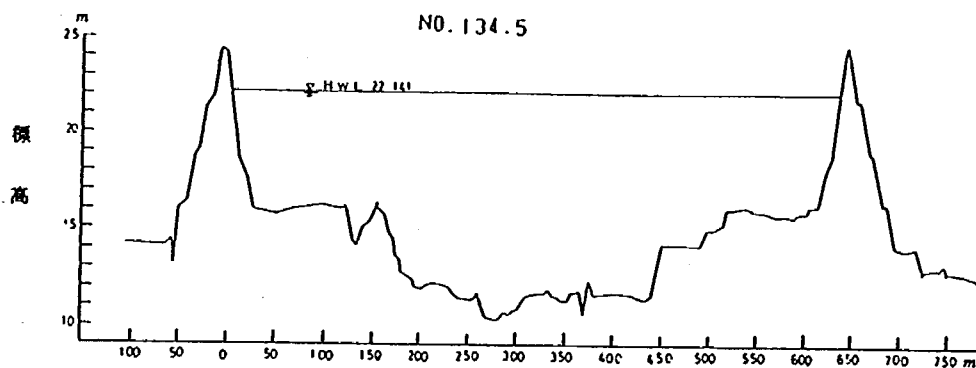


図-3 河道横断面図

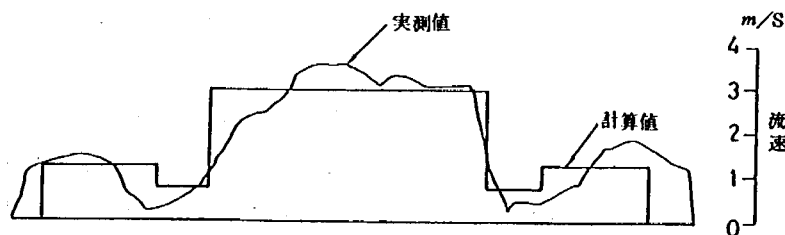


図-4 計算流速分布と実測流速分布の比較

粗度係数の河床状況に対応する変化については一応その特性が把握されているために、どのような状況にあるかということは、高水敷の被覆状況や低水路底質の粒径等の資料があれば推定することが可能であると考えられる。ただ、その値についてはある程度のばらつきを有している。

(2) 計画粗度

河道計画においては過去の観測結果や将来の河床変化状況を予測して、計画粗度が設定されている。したがって、この値と実際の粗度が異なると問題を生じる場合がある。流下能力に関

しては粗度が大きいほど洪水時の水位も上昇するために、計画粗度は一般に大きめに設定されている。また、河道改修によって流路が直線状になったり、かん木が切られるような場合には粗度係数は減少する傾向を示すが実際の観測値をもとに計画の粗度係数を決める場合には、減少の程度を推定することが困難なためにこれらの状況を考慮に入れることは少ないであろう。したがって、流下能力に関しては計画の粗度係数と現況の粗度係数を比較して、必要があれば雑木等を伐採して粗度係数を低下させることが必要になる。

分流をする場合や遊水池が存在し、そこへ洪水時に越流させる場合には粗度係数が水位に直接関係するために、ある程度の精度をもって推定を行い、またそのような状況になるように河道を管理する必要がある。

分流の場合にはゲート等で操作しない場合には分流点下流の水位と分水路、または放水路の水位の相対的な関係によって分流量が変化する。河道計画では計画分流量が設定されており、計画値と異なる場合には本川または分水路（又は放水路）のいずれかに負担をかけることになる。

遊水池等に越流させる場合についても同様で、一般にはある水位以上になった場合に越流を開始する構造となっている。粗度が増加して水位が上昇すると流量の少ない場合に遊水池は効果を発揮するが、流量が多い場合の効果は減少する。一方、逆に粗度が減少し水位が下がれば流量の少ない場合に効果を発揮しなくなる。

粗度係数は常に一定の値をとるのではなく、河床の状況によって変化するものであるから、計画においても平均値と変動幅を考慮して高水位や分流比を設定する必要がある。高水位の設定に際しては大きめの値を用いる必要があり、また分流等においては大きい場合と小さい場合の両者について対応できるようにしておく必要がある。この場合には将来における河道の改修計画や維持管理の方針、高水敷の利用などを考慮し変化の状況を推定しなければならない。

粗度は高水敷の地被状況や低水路の河床形状の他に、低水路法線の屈曲の程度などによっても影響を受けるために、河道を整正したり拡幅することによって変化する。また維持管理に関しては、ある程度の植生の状況による粗度の変動、例えば季節による植物の繁茂状況の変化に対応した変動などについては計画で考慮し、異常な状況、例えば雑木が群生し計画した変動幅を越えるような状況になれば伐採するというような具体的に対応できるものを方針として決めておく必要がある。最近では高水敷の利用が盛んになり、グラウンド等として用いられる場合が多くなっているために、これらも恒久的なものであれば計画粗度の検討に際して考慮する要素となる。表-2に示すように、グラウンド等では粗度が小さくかん木等がある場合に比較すると、 $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$ に粗度係数は低下する。

(河川研究室)

河一 6 摩擦杭の先端N値の決定方法

(質 問)

従来、杭基礎は支持杭を原則として設計してきたが、最近、樋門、樋管等は摩擦杭で設計すべきとの意見がある。

道路橋示方書によれば「支持杭と摩擦杭の支持機構を明確に区別することはできないが、摩擦ぐいの場合とくに長期の支持力特性に不明な点が多いので、安全率を大きくした」とあり、支持力計算式は全く同じである。摩擦杭で設計することは、構造物の多少の沈下を許す考えと思われるが、この場合、摩擦杭先端のN値をどの程度にすべきか。また、近年既製杭を打込む場合、中掘工法で施工する事例が多くなっている。この場合、打込み工法に比べ摩擦力が $\frac{1}{2}$ で計算することになっている。摩擦力は施工後どの程度経過すれば回復するのか、の2点について教示願いたい。

(河川部河川工事課)

(回 答)

(1) 摩擦杭について

杭基礎を設計する場合、良質な支持層に根入れさせ支持杭とするのが一般的である。しかしながら、良質な支持層が非常に深い場合、基礎が周囲の地盤の沈下とある程度同じような沈下をしたほうが有利な場合などにおいては、杭先端を良質な支持層へ達することなく、摩擦杭として設計する。

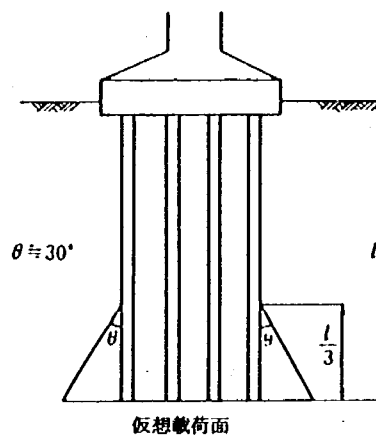
この場合、良質な支持層とは、基礎からの荷重を安全に支持できる良質な地盤で、一般には岩盤やN値がおおむね30以上の砂礫、砂質土層や、N値がおおむね20以上の粘性土層を考えればよい。

杭の極限支持力は、杭の先端における極限支持力と杭周面における摩擦による極限支持力の和として求められるが、当然、支持杭といえども摩擦支持力は大きいし、また摩擦杭であっても先端支持力を有する。したがって、摩擦杭においても先端支持力を見込むことは可能であるが、現在、摩擦杭として設計、施工されている基礎では、先端支持力を見込んでいないのが通例である。この原因としては、摩擦杭の場合、通常かなり長い杭が多く、このため打込み杭の場合、開端杭が使用され、先端閉塞効果が疑問であること、場所打杭の場合、軟弱層の掘削による応力解放による強度低下、スライム量の増大等種々の未解明の問題があるためであり、沈下についての制限を考慮する必要があるからである。

したがって、摩擦杭の先端支持力の問題については、現地地盤において実杭で載荷試験を行いその支持力を確認するなどの手法をとる以外は、安全を見込んで先端支持力を見込まない方がよい。

摩擦杭で設計、施工される場合、一般には沈下が避けられないので、上部構造の形式、機能、

規模を十分考慮して、その基礎の選定をする必要がある。すなわち、摩擦杭の設計に当っては、軸方向押込み力に対する基礎の沈下量を検討しなければならないが、基礎の先端位置での沈下を検討する場合には、図－1の方法で仮想載荷面を考え、通常の圧密変位量の計算（たとえば道示・Ⅱ下部構造編、5.6.4）をすればよい。しかしながら、摩擦杭の沈下については不明な点が多く、さらに不等沈下も考えられるので、これらの沈下に対し躯体や上部構造が安全であることを十分に検討しておく必要がある。



図－1 摩擦ぐいからなる基礎の沈下を検討する場合の仮想載荷面のとり方

(2) 中掘り工法の周面摩擦力度について

現在、道路橋示方書、下部構造編の8.4.1の解説で述べている中掘り杭の周面摩擦力度は表－1の通りである。現在、中掘り工法としては、杭径より小さい径で掘る工法と、杭径以上の径で掘り進む工法（いわゆる拡大掘り工法）の2種類あるが、表－1は拡大掘りについては対象外としている（道示、下部構造編、11.3.4参照）。したがって、周面摩擦力の回復程度は打

表－1 中掘り杭の周面摩擦力度

地盤の種類			周面摩擦力度 f_i (t/m ²)
砂	質	土	$0.1 \leq N \leq 5$
粘	性	土	$0.5 C$ 又は $0.5 N \leq 10$

但し、 $N \leq 2$ の軟弱層は周面摩擦抵抗を考慮しないものとする。

打込み杭の載荷試験データを参照してよいと思われる。図-2は土質工学会で試験ぐいの放置期間を定める際に用いられたものであるが¹⁾、概略、粘性土地盤に対しては14日、砂質土に対しては5日間で最終段階の80%~100%の支持力を求めることが可能である。しかし、大口径杭では回復が遅れるという報告もあり¹⁾、完全な打込み杭ではないことも合せて考慮すると、この規定の2倍程度見込むのがよいと思われる。但し、このことは、この間にフーチング等の工事を中止することを意味しない。通常の荷重ではこの程度の回復の遅れは問題にならない。しかし、これらの杭の仮栈橋のように施工後、ただちに設計荷重に近い荷重がかかり、しかも安全率も仮設備ということで下げている場合は、充分注意をする必要がある。

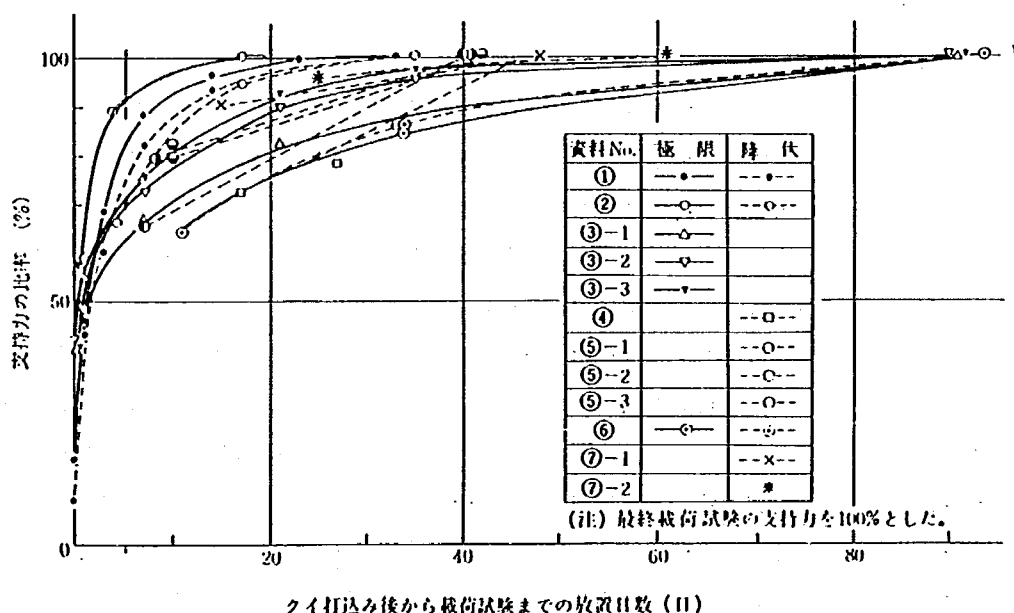


図-2 放置日数と支持力の比率

拡大掘りを行う場合は、現在、示方書では規定されていない。これは、工法、土質などの差によりその支持力特性が大きく変化し、一概に定めることが現状では無理と判断しているためである。特に摩擦力については、拡大の程度によって摩擦力の回復がまったく望めないこともある。このことはケーソンの周面摩擦力を期待しないのと同じ理由からである。

(基礎研究室)

河一 7 ダム貯水池の水質保全対策とその効果評価

(質 問)

ダム貯水池の水質保全対策（特にダム上流域に大量の水質汚染源が存在する場合）について紹介されたい。また、貯水池内での対策として湖水の強制循環による藻類への光制御方式を考えた場合の効果評価方法についても教示願いたい。

さらに、土壌式浄化法（土壌式接触循環ばっ気、毛管浸潤トレンチ式）の実験を考えた場合実験に当たっての問題点効果等教示願いたい。

(河川部河川計画課)
中国技術事務所)

(回 答)

1. ダム貯水池の水質保全対策

近年ダム流域の開発に伴い、貯水池内に多量の栄養物（特に窒素、リン）が流れ込み、藻類の大量発生による水質悪化現象、いわゆる富栄養化現象が一部のダムで見受けられる。このようなダムでは、富栄養化現象の進行を抑制し、良好な貯水池水質を維持することが重要な課題となっている。しかしながら、富栄養化現象は発生原因およびその機構が複雑であるため、現段階ではそのメカニズムについて十分な解明にまで至っていない。一方、社会生活に及ぼす影響も様々な形で現われるため、その対策は非常に広範なものとなり多種多様なものが考えられているが、きわめて有効な対策は未だ見いだされていないのが実状である。従って、諸外国における対策の実施例は多いが、我国では一部の汚濁湖沼や水道専用貯水池で実施されているにすぎなかった。建設省所管のダムでは、昭和55年度より一部ダムにおいて貯水池の曝気・循環によるパイロット実験を主体とした貯水池水質保全対策の検討を行っているところである。

諸外国での実施例も含めて、現在考えられている水質保全対策についてとりまとめたものを表一1に示す¹⁾

表一1 水質保全対策の内容

方 法		内 容
肥 沃 化 の 流 入 制 限 と 養 分 堆 積 の 作 用 の 制 御	1 排水処理	都市排水や工業排水を高度処理して、水域への栄養塩負荷を減少させる。
	2 流路転換 (Diversion)	湖への流入水の流路を変更して、湖へ入れずに湖の集水域の外へ流す。
	3 土地利用の制限	(1) 栄養塩類や沈殿性物質が水域に達するのを妨げる（段々を作ること、水路周辺に草を植えること、等高線栽培など）。 (2) 直接的・間接的な汚濁の可能性やその影響を限定するための土地利用の制限。
	4 流入水処理	(1) 金属イオン、イオン交換剤、高リン吸着物質（粘土、ゼオライト等）による溶存性栄養塩類（主にリン）の除去。

方 法		内 容
	5 工業製品の改善	(2) 湖への流入水に対するエアレーション。 (3) 生物学的収獲（上流の水中で生物を繁殖させる）。 (4) 河川を日陰化し、湖底に溝を掘る。 (5) 高濃度のリンを含む地下水層へ金属イオンを注入する。 特に洗剤の低リン化やリン代替品の開発など。
循環予防・栄養塩流出制御のための湖内対策	6 栄養塩類制御のための浚渫	栄養塩類を含む湖底を浚渫することにより、栄養塩類の溶出や回帰を減少させる。
	7 栄養塩類の不活性化および沈殿処理	凝集剤や吸着剤を用いて、湖内の栄養塩類を不活性化あるいは沈殿分離する。
	8 希釈(導水)および強制排出(Flushing)	(1) 湖の水をポンプで汲み出すことにより、栄養塩類の乏しい地下水の流入量を増加させる。 (2) 湖へ栄養塩類の少ない水を多量に入れる。
	9 生物学的栄養塩類除去	植物や魚を湖内から収獲除去することにより、湖から栄養塩類を除去する。
	10 選択放流	湖の変温層あるいは深水層から嫌気的で栄養塩類に富んだ水を放水させる。
	11 湖底堆積物の曝露と乾燥 12 湖底の被覆	湖の干し上げにより湖底堆積物の安定化と栄養塩類の溶出を防ぐ。 プラスチックシートやゴムシート、鉱物質の土壌、フライアッシュ、粘土、金属酸化物等の被覆材を用いて、湖底をおおい、湖底堆積物と水との間の物質交換を物理的に妨げたり、堆積物表面の栄養塩類の保持力を増すことにより、栄養塩類の移動を押える。なお、湖底の被覆は、水草の生育場所をなくしたり、底の安定化による侵食の防止あるいは浸透による水の損失の防止などにも役立つ。
湖沼遷移結果(老化)の改善	13 曝気および循環	温度成層をなくし、湖水全体を均一化することにより、湖底の溶存酸素量を増加させる。全層曝気が問題となる場合、温度成層を破壊させることなしに、成層した湖の深水層の溶存酸素状態を改善するような、いくつかのタイプの曝気装置も考案されている。
	14 浚渫底質処理	(1) 浚渫により湖を深くする。また、流出水をダムでせき止めたり、流入水の量を増やすことにより湖水面を上昇させる。 (2) 湖の干し上げと湖底堆積物の固化により湖を深くする。
	15 物理的制御	(1) 収獲除去〔Ⅲ 9 参照〕 (2) 干し上げ〔Ⅲ 11 参照〕 (3) 生物の生息場所の管理 染料やプラスチックシートにより湖面をおおい、光を制限する。湖からの流出速度を大きくする、砂や礫で湖底を被覆する等。
	16 化学的制御	(1) 殺藻剤 (2) 除草剤 (3) 殺魚剤 E.P.A. に登録されている。

方 法		内 容
	17 生物学的制御	(1) 捕食者と被食者の関係……植物プランクトンを食べる魚や水草を食べる種類の生物を導入する。 (2) 種内および種間での関係……栄養塩や光に対して競合関係にある生物をうまく利用して、問題となる一方の生物を制限する。 (3) 病理的な反応による制御……ウイルスやバクテリアにより、藻類や水草、魚類を除去する。
	18 水位操作	水位を変化させて、水生植物生育を抑制したり、干し上げをする。(No 11, 15 参照)
	19 雨水分流制御	大雨時の栄養塩類を分流して処分する。
	20 浸食制御	水辺に植物を植えたり、土壌凝固剤で固化したりして、湖岸の浸食による流入を防止する。

また、御質問の流域に大量の水質汚染源が存在する場合に有効な方法と考えられる流入負荷削減対策については、既に昨年の東北地建における一日土研で回答したところであるが、表－2に再掲²⁾する。表－2に示した流入負荷削減対策を、我国のダム貯水池で大規模に実施している所はないが、実験的には、四十四田ダム（東北地建）において表－1の1にあたる、畜産排水の土壌浄化方式による栄養塩負荷削減を実施している。湖沼においては、霞ヶ浦で建設省総合技術開発プロジェクトの一貫として、①生活雑排水の土壌浄化、②低湿地（植生）による浄化、③不織布を利用した河川水直接浄化等の研究³⁾を推進しているところである。

一方、管理中のダムにおける貯水池内水質保全対策としては、上述のように曝気、循環によるパイロット実験を実施している。図－1には、現在全国四ダムで実施中のパイロット実験の模式図を示す。

これら実験を通して、徐々に貯水池水質保全対策に関する知見が得られつつあるが、まだ不明な点も多く、今後の成果に期待するところが大きい。

2. 湖水の強制循環による光制御効果

湖水の強制循環は、前記表－1の13にあたる水質保全対策で、主として表層部における水の華等、藻類の異常増殖抑制を目的に実施されており、その藻類抑制メカニズムは以下のように考えられている。

- (1) 底層水に十分なDOを供給することにより、底泥からの栄養塩溶出を抑制し内部負荷を減少させる。
- (2) 強制循環による混合水深の増大により、藻類に与える光を制限しその生長を抑制する。
- (3) 藍藻類は、光、水温あるいは栄養塩の最適条件を得るために、ガス空胞により浮力を調節し、その生息水深を自ら制御することがある。強制循環は、このような制御を困難にし、結

表 - 2 流入負荷削減対策の概要

	流入負荷削減方法	概 要	事例および効果	問題点および課題
点源に対する対策	環状(バイパス)水路の開削(放流路の変更)	湖周辺に環状水路(遊樂水路)を開削し、汚水(下水処理水等)を他水域へ放流することにより湖への栄養塩流入を回避する。 場合によっては湖に流入する点源から栄養塩の全量を事実上削減できる。	1) Washington 湖 (Edmondson 1972) 冬期リン濃度 28%減 透明度 1.0m→28mへ 2) Wanabea 湖 diversion により冬期リン濃度が70%低下した。 3) Tegern 湖 (Hamm 1976) 4) Schlier 湖 (") 5) Monona 湖, Kegonsa 湖 (1958) 6) ミシガン湖 (1900) 7) オホ湖	・非点源の栄養塩発生源が制御されていない場合は効果がない。 ・下流(放流先)の水域で富栄養化問題を引き起こす恐れがない場合しか利用できない。
	浸透溝	栄養塩を多く含む小河川の流出水を浸透溝に導き、表層土壌の吸着能力を利用することにより、リン濃度の湖への流入量を削減する。	1) 西ドイツの上水道貯水池 (Gran 1977) ・湖中のオルトリン酸イオン濃度が6.0μg/Lから7μg/L(年間平均)に減少(除去率90%)	・土壌粒子が微細なほど吸着能力は増大するが、浸透能力は減少する。従って、最適な土壌粒子径を検討する必要がある。
非点源に対する対策	酸化アルミニウムによるろ過	リンを多く含む小河川の流出水を酸化アルミニウムカラムに通水ろ過することにより湖へのリン負荷を減少。 リンの流出量の変動が大きくなく、リン濃度の高い小支流に適用可能。	1) Wahnbach 貯水池 (西ドイツ) ・マッ登農場からの流出水を用いた実験、数ヶ月の検査で、流出水のリン濃度が平均370mg/m ³ から平均20mg/m ³ に減少。逆洗または再生の必要は全くない。	・負荷変動が大きい場合は不適。
	前貯水池によるリン除去	前貯水池における生物生産とバイオマス生成により生体内にリンを固定させ、バイオマスの沈降により前貯水池から貯水池へ流入するリン量を減少させる。 バイオマスから放出されるリン濃度に固定させるため、前貯水池を好気性状態に保つ必要がある。	1) 中央ヨーロッパ諸国の飲料用、工業用の貯水池のほとんどで効果あり。 (i) Benndorf, Putz, Krientz, Henke (1975) 好気性単機リンの除去率は夏期90%、冬期0~30%、年間平均70% (ii) Wilhelmus (1976) Wahnwach 前貯水池のオルトリン酸除去率は2年間平均40%、滞留時間が長くなると90% (iii) Muech (1974) Mohn 前貯水池のリン除去率40~80% (iv) Nusch Koppe (1975) リン負荷がそれほど大きくない前貯水池での除去率は、8~65%	・リン除去率は前貯水池の滞留時間に大きく左右され、60%除去には15日分の滞留時間(平水流量時)が必要(文献結果より)であるため、かなり大容量となり、設備上、土地空間上制約のあるところでは不利。 ・冬期に除去能力が低下する。
	化学薬品によるリン除去	貯水池の主要流入河川のリンを鉄塩等で凝集沈降除去する。	1) Wahnbach 貯水池 (Bernhardt 1978) ・三価鉄塩による凝集沈降と複層ろ過による処理を行った。 Wahnbach 川のリン濃度平均90μg/Lから5μg/Lに減少。その他の項目についてもCODの77%, DOC(溶解性有機炭素)の50%、バクテリアの99%を除去、処理場能力18,000m ³ /hr、ろ過池表面積1,100m ²	・リンの主要流入河川が2つまでの場合適用できる。数が多い場合は経済的に不適。

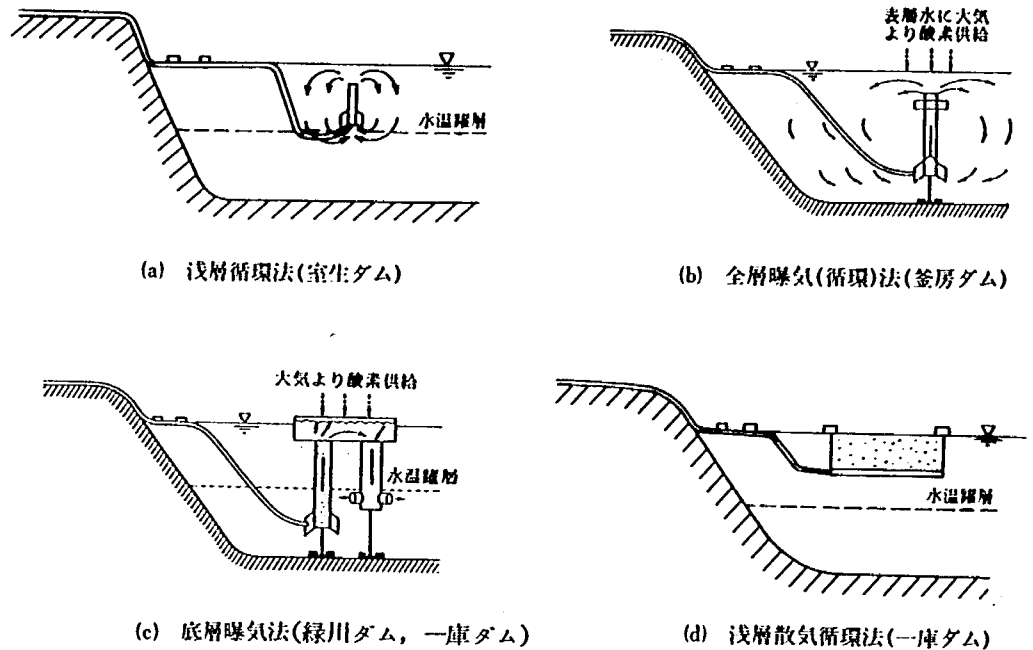


図-1 曝気・循環方法による貯水池水質保全パイロット実験

果として、藻類増殖量の減少もしくは藍藻類から他の藻類（緑藻）への種の移行が起こる。

(4) 静水圧の急激な変化により、藍藻類のガス空胞が破壊される。特に、*Anabaena* 類が敏感である。

(5) 強制循環により、底層水中の CO_2 が表層水と混合されたり、光制御効果により藻類の CO_2 摂取量が減少し PH が低下することにより、藍藻を分解するビールス（Cyanophage）の活性化がおこり、藍藻から緑藻への移行が期待される。

(6) また、底層水中まで DO が及ぶようになると、動物プランクトン生息域が拡大し、底層水中の暗条件では魚類による動物プランクトンの捕食も少ないため、結果として、動物プランクトン量の増大、動物プランクトンによる植物プランクトン捕食量が増大し、藻類量の減少が期待できる。

これらのメカニズムをフロー図で示したものが図-2 であり、図中の番号は上述の各項目に対応している。光制御による効果は上記(2), (3)のメカニズムに基づくものと考えられるが、湖水の強制循環による藻類量のコントロールは上述の様々な要因が複合的に関与しており、現地実験において光制御のみの効果の測定は現段階では不可能であると思われる。

参考までに、光制御に関する実湖沼での検討事例として、Lorenzen⁴⁾ 等によるものを紹介する。彼らは、循環による光制御が藻類増殖に最も重要な因子であるとし、藻類の生産と呼吸の数学モデルを栄養塩制限、光制御の下で定式化し、循環による光制御の重要性を Kezar 湖(米

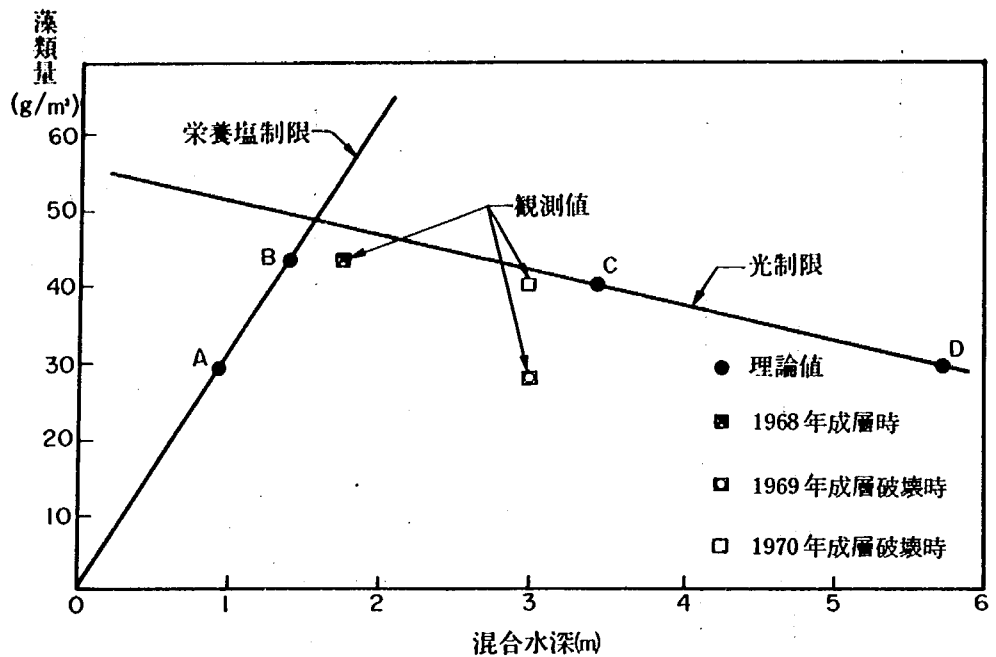


図-3 Kezar 湖における藻類の最大量の理論値と観測値

測定することは難しいと思われる。

既述のように、現在、室生ダム（水資源開発公団）、一庫ダム（同）、釜房ダム（東北地建）において湖水の強制循環による水質保全パイロット実験を実施しているが、種々の要因のトータルとしての効果の把握も困難であるため、実験水域を設置したりして、効果の測定に工夫をこらしているところである。従って、本手法の効果評価はあとしばらく待たなければならないと思われる。

3. 土壌式浄化法

土壌を用いた排水処理は近年急速に普及が進んでいるが、現在の処理施設は土壌の浄化機構や浄化能力が必ずしも解明されないまま設置されている例が多く、短期間の使用で目詰りを起したり、水質面で問題のある例も報告されている。土壌が浄化能力を有することは事実であり、要は適正な構造のものを適正な土壌に設置し、適切な維持管理を行うことが必要である。

一般的にいて、土壌処理の場合、目詰りしない限界負荷（BOC負荷で約 $3\text{ g/m}^2/\text{日}$ ）以下で処理を行うと、有機物およびリンの除去能力は高いが、窒素の除去能力が劣るという報告が多い。

質問のような養豚排水は排水の濃度が高いので、実験にあたっては土壌処理方式の有効性、限界等が明らかになるような実験計画としなければならない（流量の測定等必要な計測装置を設置する

ことは当然であるが)。同種の排水を用いた処理実験を東北地建北上川ダム統管事務所が昭和51年度より実施しているので(昭和57年度より土研と共同研究)、その経験を参考にされたい。なお以下の点については特に検討を要する。

- 1) 窒素の除去をより確実なものとするため、土壤に接触させる以前の前処理(および植生による吸収等)であらかじめ窒素負荷量を軽減できるよう工夫する。
- 2) リン除去能力は土壤中の活性アルミナ含有量に左右されるが、中国地方の土壤に多い花崗岩風化土は極めて含有量が少ないので客土の使用あるいは接触面積の拡大を検討する。

(参考文献)

- 1) 振井茂宏：ダム貯水池における富栄養化現象の予測手法と対策，ダム技術，Vol. No. 4, 1983.
- 2) 建設省土木研究所：東北地建における一日土研資料，土木研究所資料第2025号，1983
- 3) 建設省土木研究所，(財)国土開発技術研究センター：湖沼の総合的水管理技術の開発に関する研究報告書，昭和59年3月。
- 4) M. W. Lorenzen : Aeration / Circulation Keeps Algal Blooms in Check (I, II), Water Wastes Eng. 14 (10), 1977.

(水資源開発研究室)
水質研究室

河一 8 堰における水叩き及び護床工の長さの決定方法

(質問)

堰・床止の水叩き及び護床工の長さについては、下記の手法が提案されている。

- ブライの式……………水叩き長，水叩き＋護床工長を算定
- Strange の近似式……………水叩き長を算定
- 跳水形状による…………… ”
- アンゲルホルザーの式……………水叩き＋護床工長を算定
- 河川砂防技術基準…………… ” が決定された場合の水叩き長の算定

しかし、上記の手法での算定ではバラツキが大きく、また他の堰の実施例においても決定方法は異っている。

このようなことから、堰・床止の水叩き及び護床工長の決定方法について必要検討項目及び検討手法を教示願いたい。

また、各式の特長及び河相の違いによる式の適用についての考え方があれば、併せて教示願いたい。

(岡山河川工事事務所)

(回 答)

せきや床止の水叩きおよび護床工の長さに関しては古くから経験にもとずいて決められてきた。土木構造物は外力条件や自然環境条件が種々変化するために、構造物の安定性に関しても理論的な検討結果によるよりも、むしろ経験によるところが多い。ここで問題になっているブライの公式についても、それが提案されたのは1912年でありすでに40年以上経過している。その間に理論的また実験的な検討も行なわれているが、ブライの公式を修正するまでには至っていない。

せき、床止め、水門の水叩きおよび護床工の長さを決定する際の基本的な項目としては次のものがあげられる。

- (1) せき等を越流する水によって、構造物周辺の河床が洗掘されない。
- (2) 河床材料が透水性の場合にパイピングによって基礎地盤の土砂が流失しない。

したがって、その長さを決めるのに際してはこの両者の条件を満足するように設定する。せきの越流水や水門の放流水により底面近くの流速が早くなり、洗掘を生じやすい。特に射流状態で流れる場合には問題を生じるために、水叩きによって河床を保護するとともに、水叩き上で跳水を発生させてエネルギーを減殺することが行われる。したがって、水叩きは跳水が発生するのに十分な長さをとる必要があり、長さが不十分な場合には水叩き下流の洗掘が生じ構造物が破壊してしまう。また流速が低下しても河床材料の移動限界流速より流速が早ければ底質が移動する。これを緩和するために護床工が設けられる。一方、せきや水門の上下流間で水位差のある状況になると水叩下部または地盤を通る浸透水のために侵食され、基礎となっている土砂が流出する。これを防止するために、浸透流路を長くする必要があり、この点からも水叩きの長さは決まる。しかし、これは矢板等によっても防止できるために長さを決める一要因ではあるが、これのみで長さが決まるものではない。

跳水形状によって水叩きの長さを算定する式は、したがってエネルギーの減殺に重点をおいたものである。跳水はせきの形状、流量、下流の水位条件などによって変化する。跳水の形式は図-1に示すように3種類が考えられる。

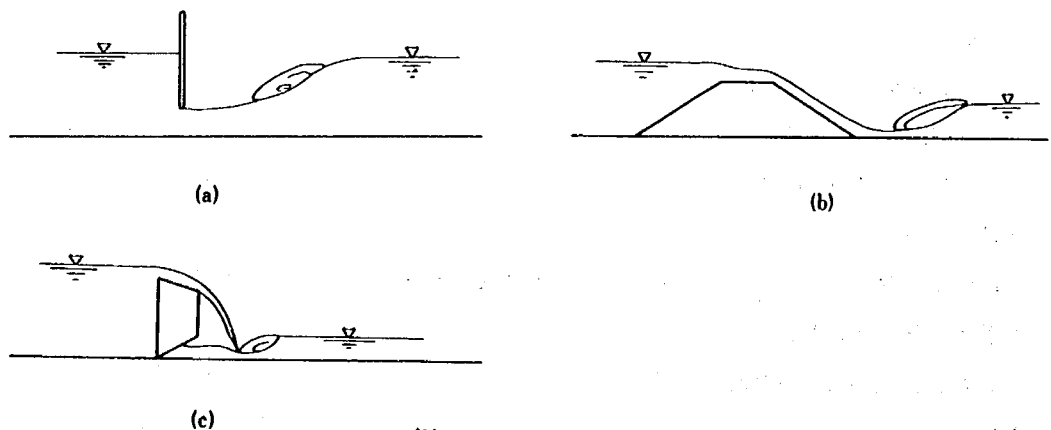


図-1 跳水の形式

図の(a)は水門扉を開けた場合に下端から流出する場合であり、(b)は固定せき等を越流する場合で斜面に沿った流れとなる。また、(c)は水門扉や床止めを越流して落下する場合であり、これらそれぞれの形式について跳水の水平長を表わす式が異なっている。単純なものについては跳水の長さについての実験式が提案されているが、特殊なものについては実験によって検討が行われている。水門の場合には水門扉の形式や開度によって跳水の形態が変化する。せきおよび水門のいずれの場合においても、流量が多い場合には常流であっても少なくなると射流となる場合があるので、この場合についても検討を行う。跳水の長さについては、ほぼ水平な水路の場合次のような実験式が提案されている。

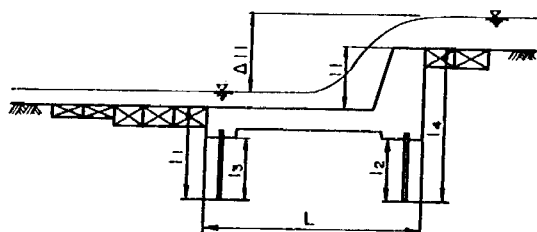
$$\text{サフラネッツの式} \quad L = 4.5 h_2 \quad (1)$$

$$\text{スメタナの式} \quad L = 6 (h_2 - h_1) \quad (2)$$

ここで、 L ：跳水の長さ、 h_1 、 h_2 ：それぞれ跳水の上流および下流水深である。

水叩き下部のパイピングについては、滲透流解析を行い、水叩きの下流端での動水勾配がある限界値を越えないように滲透経路長を長くする。しかし、これのみによって長さが決まることは少なく、次に述べるクリープ比による検討を行う必要がある。これはブライによって提唱され、後にレーンが修正したものである。

構造物基礎の滲透水は均一な基礎地盤を通るものよりも水叩きとその下部の地盤材料との間に空隙等ができやすいために、接触面に沿う滲透流が問題となる考え方である。この場合図-2に示すように構造物と基礎地盤との接触面に沿う長さ（クリープ長） L と上下流の水位差 Δh との比をクリープ比 $C = L / \Delta h$ とし、これが表-1に示した値以上になるように L をとればよい。



$$C = (L + \sum \ell) / \Delta H, \quad C_w = (L/3 + \sum \ell) / \Delta H$$

図-2 クリープ比

表-1 クリープ比の限界値

基礎の構成材料	C	C_w	基礎の構成材料	C	C_w
微細砂またはシルト	18	8.5	中砂利	—	3.5
細砂	15	7.0	砂・砂利混合物	9.0	—
中砂	—	6.0	玉石まじり粗砂利	4.0~6.0	3.0
粗砂	12	5.0	玉石と砂利	—	2.5
細砂利	—	4.0			

一方、レーンは鉛直方向には水平方向に比較して空隙が生じにくいために、流れにくいものとし、鉛直方向の長さには $\frac{1}{3}$ の重みをつけたクリープ長 L_w の計算方式を提案した。この場合にはクリープ比 $C_w = L_w / dh$ が表-1 に示す値以上になればパイピングに対して安全である。

洗掘に対しては水叩きおよび護床工で対処することになるが、護床工の長さの決定法については種々検討すべき問題がある。古くから用いられている式としてはブライの式がある。これは水叩きと下流側護床工を合せた長さ W を次式によって求めるものである。

$$W = 0.67 C \sqrt{dh \cdot q} \quad (3)$$

ここで、 dh : 上下流の水位差(m), q : 単位幅流量 (m^3/s), C : 表-1 による値である。この式では護床工によるエネルギー減殺の程度や下流側の河床材料の粒径等が考慮されていない。

護床工は下流の洗掘防止のために設けられるものであるから、その長さは水叩きから流下する流れを遅くし、下流の流れに接続するのに必要な長さをとる必要がある。したがって護床工の粗度や下流の許容洗掘量などによって長さは変わる。水平な噴流による局所洗掘については実験的な研究が齊藤¹⁾によってなされているが、護床工の効果については検討されていない。したがって、重要な構造物については模型実験による検討が必要であろう。なお、可動堰の護床工長さについては、河川砂防技術基準(案)設計編に事例が示され、また、縄田・今村によって調べられた結果が表-2 のように、淀川大堰工事誌に述べられている。これら護床工施工後の効果や安定性については、今後検討しなければならない問題と考えられる。

表-2 可動堰の護床工長さの実例

番号	名 称	計画高水流量		川 幅		護 床 工 長			設 置 年
		全 量 m/s	低水路 m/s/m	全 幅 m	低水路 m	上流側 m	下流側 m	計 m	
	淀 川 大 堰	12,000	34.5	600	325	52.0	125.0	177	
1	北 上 大 堰	6,500	34	336	160	54.5	124.5	179	S.50
2	行 徳 可 動 堰	4,500	32	342	101	55	70	125	S.32
3	秋ヶ瀬取水堰	5,570	15	1,600	125	10	45	55	S.40
4	利 根 大 堰	14,000	26	691.7	505.6	54.2	124.2	178.4	S.43
5	利 根 河 口 堰	5,500	11	835	460.5	90	180	270	S.46
6	福 岡 堰	850	7	400	60	10	31.5	41.5	S.45
7	田川放水路分流堰	600	12	505	50.5	7.44	29.96	37.4	S.46
8	関屋放水路分流堰	3,200	14	241	218	55	75	130	S.46
9	狩野川放水路分流堰	2,000	17	185	103	30	18	48	S.40
10	豊川放水路分流堰	1,800	20	120	86	35	150	185	S.40
11	長 良 川 河 口 堰	7,500	24	661	250	67	87	154	(未定)
12	梯 田 可 動 堰	4,150	18	325	220	13.5	68	81.5	S.42
13	長 柄 可 動 堰	6,950	34	650	113	10	15	25	S.10
14	瀬 田 川 洗 堰	900	5	180	180	10	26.6	36.6	S.38
15	祇 園 水 門	4,000	31	270	102	0	22.5	22.5	S.40
16	大 芝 水 門	2,000	15	136.3	136.3	25	96	121	S.40
17	芦 田 川 河 口 堰	3,000	6	480	480	49	80	129	S.51
18	一 の 堰	700	13	119	40	7	33.3	40.3	S.44
19	島 内 可 動 堰	3,230	32	155	90	0	40	40	S.39
20	球 磨 川 堰	4,000	17	344	212	6	32.5	38.5	S.42
21	新 前 川 堰	3,000	16	200	182	6	40.3	46.3	S.42
22	遠 賀 川 河 口 堰	4,200	15	525	230	60	150	210	S.55

注：護床工長には中央床版を除く。

水叩きの長さについては跳水の長さの他に水叩きに働く揚圧力も考慮して決めなければならない。長ければ揚圧力が小さいため厚さはうすく、短かければ揚圧力が大きくなり水叩きの厚さを厚くする必要が生じる。

以上、水叩きおよび護床工の長さを決定する考え方を述べてきたが、基本的には水叩きの長さ

をその上で跳水が生じるように設定するとともに、洗掘および揚圧力についても考慮し、また、パイピングについては長さとともに矢板等で対応するように決定することになろう。あまり長くなるようであれば構造物により強制的に跳水を発生させることも考えられる。また、護床工の長さについては種々の条件に対応した基準がないので、一応ブライの式で検討を行い、必要であれば実験によって決めるということになろう。なお、ここではせきおよび床止め下流部の水叩きや護床工について述べてきたが、上流部についても境界での乱れの発生や掃流力の増加があり、局所洗掘が生じやすいために、上流側にも設ける必要がある。また、上記の検討は河床が安定している場合についてであり、河床変動や河床低下のある場合にはそれについても考慮する必要がある。

なお、以上の説明で明らかなように水叩きの長さを求めるブライの式は、パイピングに重点を置いたもので、更に跳水長についての検討を必要としている。また、水叩きと護床工の長さを求めるブライの式については、経験的なものであるが一応実用的な式であろう。ストレンジの近似式および跳水形式にもとづいて水叩きの長さを決める方式は、跳水が主体でありパイピングについての検討が不足している。河床材料が荒い場合にはパイピングがあまり問題とはならず、例えばアンゲルホルザーの式のように跳水によるエネルギー減殺に重点が置かれるために、砂防関係ではこれらを考慮した式が用いられる。一方、河床材料が砂のように細かくなると、跳水に必要な長さよりもパイピング防止に必要な長さが長くなる。このような場合にはブライの式が用いられよう。いずれにしても、種々の要素を考慮して決定しなければならないと考えられる。

参考文献

- 1) 齊藤 隆：水平噴流による洗掘に関する研究，土木学会論文集，第282号，1979。

(河川研究室)

河一 9 水質の浄化方法

(質 問)

芦田川の支川高屋川は水質が悪く（BOD年平均約6 ppm），浄化対策が望まれているところであるが，簡単な方法として河道内にある堰の落差を利用したもので普通よりも護床工を長くとり，勾配をゆるくした上で，その中にふとん籠等礫を並べたある種の礫間浄化方法でうまく処理できないか，教示願いたい。

- ① 河幅が比較的狭く（約40m程度），低水流量約 $1 \text{ m}^3/\text{s}$ でBOD約6 ppmの水質の比較的簡易な浄化対策としてはどんなものがあるのか，教示願いたい。
- ② もし，上記で述べた堰を利用した方法が有効と考えられる場合，その効果の測定方法として

は、どんな方法で、どの項目に注意すべきか併せて教示願いたい。(現在、堰の直上、中、直下でバッキ効果に注目しているので、DOを中心に密な測定をすべきだと考えている)。

(福山工事事務所)

(回 答)

①について

河川の流路そのものの構造を検討することにより、浄化能力を強化して水質浄化を図ろうとする計画は、実験的規模のものが大部分であるが、従来から幾つか試みられておりこれらは次の4種類に整理される¹⁾。

- (1) 薄層流法
- (2) 礫間接触法
- (3) 伏流浄化法
- (4) 水路浄化法

これらはいずれも、河川水と河床あるいは河川内に設置した濾床材との接触面積を大きくし、そこに形成される付着微生物膜により汚濁物質を生物学的に酸化除去しようとするものである。これまでの実施例では、付着微生物を利用する河川水の浄化は、BOD、COD、SS および硝化によるアンモニア性窒素の除去にかなりの効果をあげ得るとしているが^{3), 4), 5)} 実河川に対する本格的適用に至るまでには、まだ以下に示すような多くの問題が残されている。

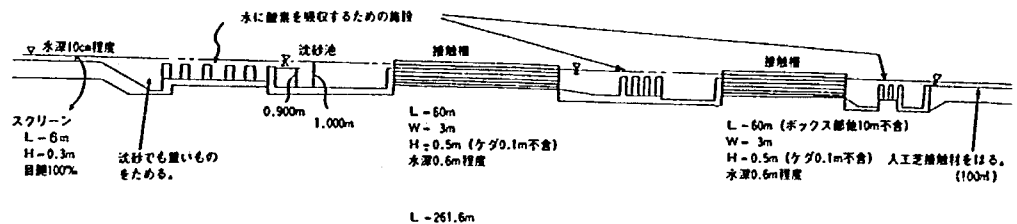
- (a) 河川の流れを薄層化したり河川に濾床材を設置したりすることは、一般に河川の疏通能力を低下させ、洪水時の危険を増大させる。
- (b) 流量の増大時に濾床材等が破壊されたり流されたりする可能性がある。
- (c) 水深の小さい場合、日射が河床にまで達するため、河床や濾床材に付着藻類が増殖して、かえって有機汚濁物質が生物的に生産される虞がある。
- (d) 河川構造を変えることにより、周辺都市環境との調和を欠いたり美感を損う虞がある。
- (e) 濾床材等、あるいは河床に堆積する汚泥を定期的に引き抜くことが浄化機能の安定的な維持のために肝要であるが、その管理方法が確立されていない。

上記の(a), (b)は河川流路内に水質浄化工を施工した場合の問題点であり、河川水を一旦流路内から河川堤内又は高水敷に導くことにすれば回避できるが、今度は河川水のポンプアップなど維持コストの面で問題が残る。(c)は河川水中の窒素やリン等の栄養塩濃度が高い場合に憂慮される点である。河川は開放系であるため、いわゆる富栄養化による水質汚濁は、湖沼や内湾等の閉鎖性水域と比較して影響の現れ方が明確でなく、自浄作用との関連もあって研究の遅れた分野であった。しかし近年、一部の富栄養河川では、藻類増殖に伴う有機物の内部生産が下流域への汚濁負荷のかかなりの部分を占めているという報告がなされており、微生物付着面積の拡大という形態

の河川水質浄化工の効果を検討する場合の重要な問題点と言える。

ごく最近、実際の都市河川に浄化工を施して河道内での浄化を行おうとする試みがいくつか実施されているが、以下に都市局が都市下水路の浄化を目的に実施した都市下水路雑排水対策モデル事業の一つを紹介する。

対象とした河川（都市下水路）は霞ヶ浦へ流入する山王川であり、茨城県石岡市内を貫流するため下水道未整備地区の雑排水の流入をうけて、BODは7～9mg/l程度となっている。設置した浄化工の概要を図－1に、山王川の流況を表－1に示した。浄化工は沈砂を目的とした泥だめおよびネット等の濾材を充てんした接触槽からなり、端末の河床に人工芝を張りつけている。また、これらの浄化工は流水断面を減少させない配慮から河川幅の1/2に設置されている。



図－1 モデル概要図

表－1 流量及び流速

	流量(m ³ /sec)	流速(m/sec)	
低 水 時	0.135	0.119	57.2.10のデータ
晴 天 時	0.406	0.350	57.5.10のデータ
雨天時(通常)	不 明	不 明	
洪水時(計画)	9.53	1.20	
洪水時(計画)	44.19	2.08	河川改修後

通水は昭和59年4月より開始され十分なデータが得られていないが、現在まで判明しているのは、沈砂池への泥の堆積が予想以上に多く、このしゅんせつに経費を要すること、濾材の防護のために設置した簡易スクリーンへのビニール片、あきカン等のゴミの集積が多く、ほぼ毎日その除去を行う必要が見出されたことなどである。定常的な水質浄化能力、洪水時の問題点等については今後の調査の進展とともに明らかにされることとなろうが、安定した機能維持のためには定

常的な維持管理が不可欠といえる。

さて、質問にある堰の落差を利用した浄化工の設置であるが、滞留時間が十分にとれないこと、浄化工内に堆積あるいは付着する汚泥等の除去が困難と考えられること等が予想されるので、設置を検討する場合には、この面を含めて十分な調査を行う必要がある。なお、いずれの場合も流入負荷の河川外での削減策が基本となることを認識すべきである。

②について

堰の落差によってDO（溶存酸素）の供給が可能であり、汚濁した河川の場合、下流での自浄作用を安定なものとするため、DOの供給が有効になる場合がある。

水質研究室が過去に行った調査によれば、堰の上下流でのDOの供給量は次式のような指数関数で表わされる。

$$R = 10^{-CH}$$

ここに、R：溶存酸素不足量減少率（落下後のDOの不足量と落下前のDO不足量との比），
H：落下高(m)，C：堰のばっ気係数（1/m）。

Cは水温によって変化する他、堰の形状、落下点の水深等の影響をうけるが、実測では概ね、0.1～0.28程度であることが示されている。
(水質研究室)

河一10 直角合流及び直角曲がりの河道における水面形推算

(質 問)

直角合流及び直角曲がりの河道における簡便な水面形の推算方法について教示願いたい。

(河川部河川計画課)
(三次工事事務所)

(回 答)

1. 河道合流点及び屈曲点における流況

直角に近い形で合流する部分や急に河道が曲がる屈曲部分では、流れの向きが急に変えられるため流速や水位が横断方向に大きく変化する領域が生じ、この領域の前後で水位差 Δh が生じる。このような流れの一例として、河道が直角に曲がる場合の等水深線図と水位縦断図をそれぞれ図-1，図-2に示す。水路は幅40cmの長方形である。図-2に示す Δh が上述の水位差に当^{*}たる。このような流向の急激な変化によって生じる水位差は、通常の一次元不等流計

* 図-2に示した水位データは、直角屈曲が連続している水路の一部を取出したものであり、図-2の下流水位は次の屈曲によってせき上げられており、そのため下流の水位が水平に近くなっている。

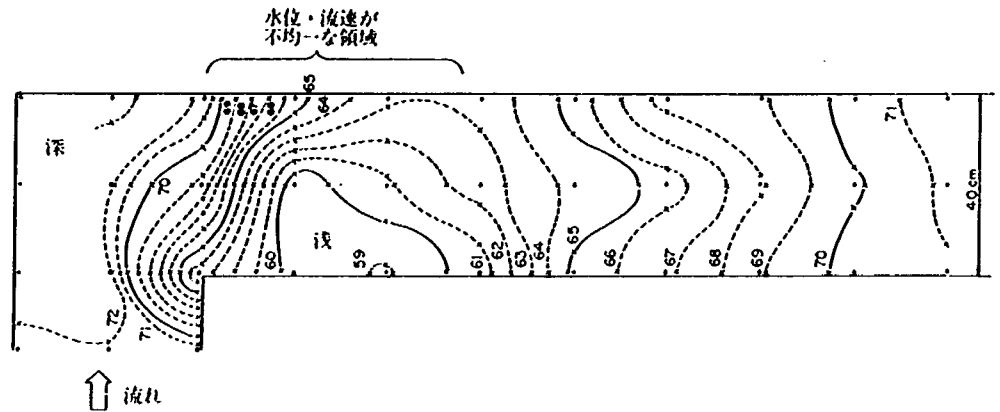


図-1 屈曲水路における等水深線図（長方形断面）（mm）

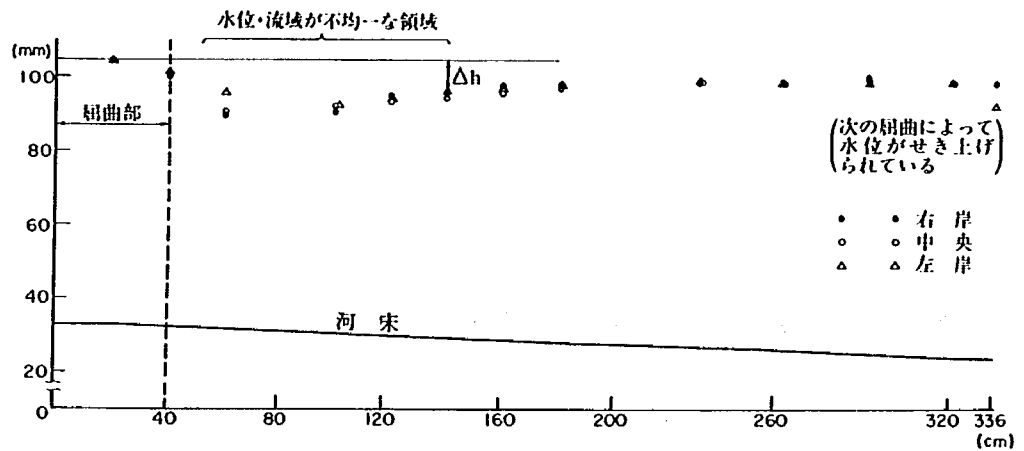


図-2 水位縦断面図

算では考慮されないで、合流あるいは屈曲点においては水位差 Δh を別に付加しなければならない。以下に、 Δh の計算法について説明する。

2. 合流あるいは屈曲に伴う水位差計算式の誘導

図-3 に示す合流点において、 $\square$ で示す支配体積に対して本川（河道3）方向の運動量保存式を立てると次のようになる。

$$\begin{aligned} & \beta \rho Q_2 \frac{Q_2}{B_2 h_2} \cos \theta_2 + \beta \rho Q_1 \frac{Q_1}{B_1 h_1} \cos \theta_1 - \beta \rho Q_3 \frac{Q_3}{B_3 h_3} \\ & = B_3 \cdot \frac{1}{2} \rho g h_3^2 - B_2 \cos \theta_2 \frac{1}{2} \rho g h_2^2 - B_1 \cos \theta_1 \frac{1}{2} \rho g h_1^2 \dots \dots \dots (1) \end{aligned}$$

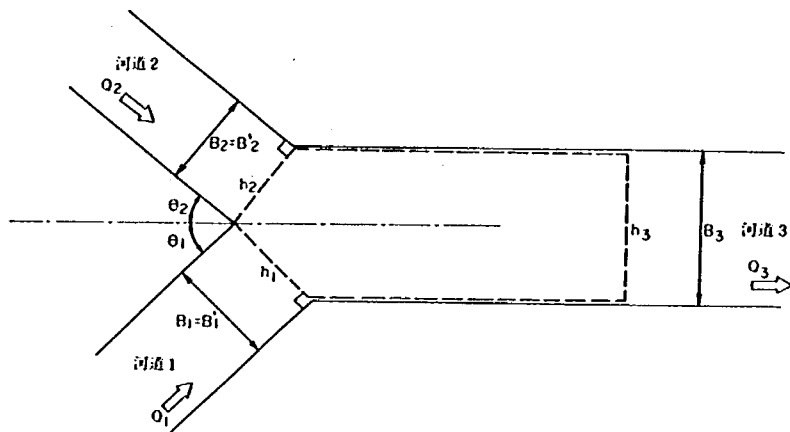


図-3 運動量原理の適用

ここで、 ρ ：水の密度、 g ：重力加速度、 Q ：流量、 B ：水路幅、 h ：水深、 θ ：図-3に示す合流角度、 β ：運動量補正係数(≈ 1.1)、 B' ：図-4参照、下つき添字1, 2, 3はそれぞれ河道1, 2, 3の諸量であることを示す。なお、長方形断面を仮定し、また水位、速度が不均一となる区間がそれほど大きくないと考えて重力及び摩擦の効果を無視している。

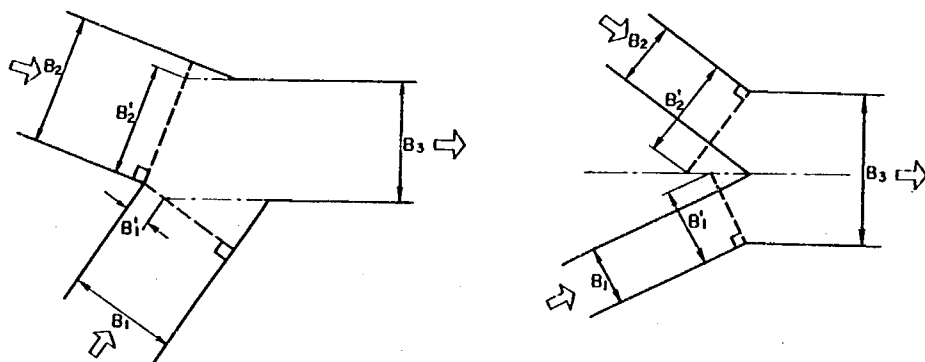


図-4 $B \neq B'$ の場合の B' のとり方

従来より行なわれてきた実験結果などを根拠に $h_1 \approx h_2$ と仮定し、若干の変形を施すことにより(1)式は次のように変形される。

$$\begin{aligned} & \left(\cos \theta_2 \cdot \frac{B_2'}{B_3} + \cos \theta_1 \cdot \frac{B_1'}{B_3} \right) \left(\frac{h_1}{h_3} \right)^3 - (1 + 2\beta F_{r3}^2) \frac{h_1}{h_3} \\ & + 2\beta \left\{ \left(\frac{Q_2}{Q_3} \right)^2 \frac{B_3}{B_2} \cos \theta_2 + \left(\frac{Q_1}{Q_3} \right)^2 \frac{B_3}{B_1} \cos \theta_1 \right\} F_{r3}^2 = 0 \quad \dots\dots\dots (2) \end{aligned}$$

ここで、 $F_{r3}^2 = Q_3^2 / (g B_3^3 h_3^3)$

(2)式は (h_1/h_3) に関する3次方程式であり、合流後水深 h_3 が既知であれば(2)式を解く

ことにより、合流前水深 $h_1 \doteq h_2$ を得ることができる。また、 $\Delta h = h_1 - h_3 \doteq h_2 - h_3$ である。

角度 θ の屈曲がある部分の水位差は、図-5 に示すような架空の河道2を設け、 $Q_2 = 0$ 、 $\theta_2 = \pi/2 - \theta$ と置いて(2)式を解くことにより得られる。なお、屈曲が直角である場合には、(2)式は次のような簡単な形となる。

$$\frac{h_1}{h_3} = \sqrt{1 + 2 \rho Fr_3^2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

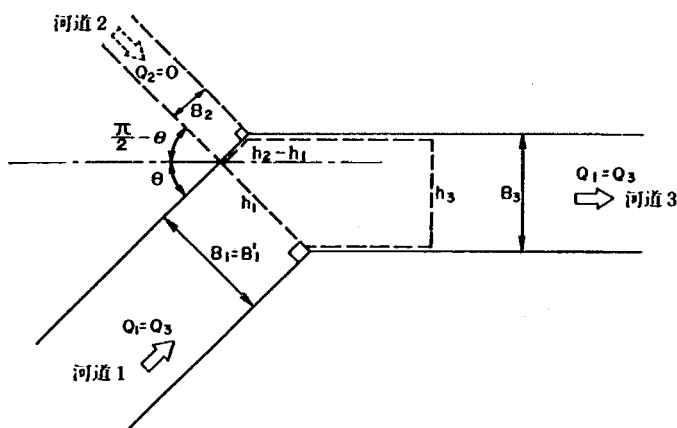


図-5 屈曲部における計算

3. 計算式の有効性の確認

図-7 は、図-6 に示す合流部が生じる水位差について実験値と(2)式による理論値とを比較したもので、¹⁾ 両者はよく一致している。なおここでは、合流点から川幅の3倍下流に行った地点の水位を下流側水位としている。

以上より、(2)式は有効なものだと考えられる。

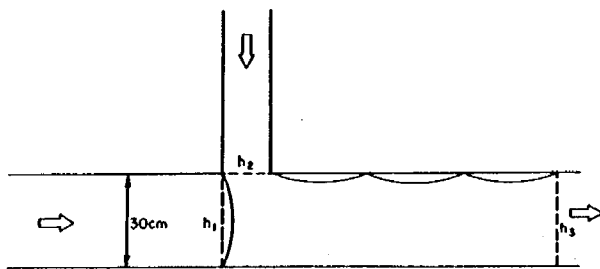


図-6 実験の合流形状

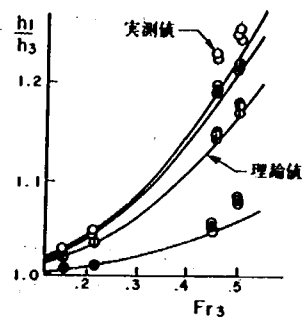


図-7 理論値と実験値の比較

4. 計算の手順（常流の場合）

- (a) 合流あるいは屈曲点から川幅の3～4倍下流に行った地点における水深等の水理量を、下流からの不等流計算により求める。
- (b) (2)式に上記の水理量を代入して合流あるいは屈曲点直上流側の水深を求める。
- (c) 合流あるいは屈曲点より上流の水位を、(b)で求めた水深を下流端条件として不等流計算により求める。

5. (2)式の適用限界

急勾配で土砂の流送が著しい支川が流入する場合には、合流点に本川の流れを圧迫するような堆積を生じる。この堆積の影響が水深に対して無視できない場合や、支川の流入方向を大きく変える場合には、合流点における2次元的な河床地形を考慮しなければ正確な水位差を予測することはできず、(2)式を用いることは妥当でない。このような合流点での水位差を予測する最も確実な手法は、洪水時の河床変動を勘案した上で行なう水理模型実験となる。

参考文献

- 1) 室田・多田：開水路合流部の水面形計算接続法に関する研究，第25回水理講演会論文集，1981.

(河川研究室)

河一11 高潮堤建設に伴う河床変動予測

(質 問)

高潮堤の建設による川幅の減少に伴う河床変動予測を行うため、つぎに示す内容の調査及び検討を実施することとしている。

1. 調査項目

- (1) 既存資料の整理……河床縦横断測量，水文データ。
- (2) 河床材料調査……試験項目は粒度分布，比重，空隙率，沈降速度。
- (3) 入退潮時の流向流速観測。
- (4) 入退潮時の流砂量調査。

2. 変動予測手法

(1) 平常時

- ① 1. (3), (4)の調査結果から現況河道時の流速～流砂量の相関を把握する。
- ② 現況河道時の入退潮時の水理検討（流速観測時と同条件）を行い，観測結果の平均流速と計算上の平均流速が等しくなるモデルを決定する。
- ③ ②のモデルを使用して計画堤防法線時（河床高は現況）の平均流速を算出し，観測結

果の断面流速分布を参考に、計画堤防法線時の断面流速分布を予測する。

- ④ 現況河道時、計画法線時の流速（分布）変化、流砂量、河床材料調査結果を考慮し、平常時の干潟の安定性を検討する。

(2) 洪水時

近年の既往洪水の中から代表的な洪水を選出して、その前後の測量結果データによる変動実績から変動傾向を予測する。

- ① 選出した洪水の流量ハイドロ、潮位データを基に不等流計算にて主として干潟発生部の最高発生流速を各断面ごとに求める。
- ② 潮流観測結果より求めた断面流速分布を参考に、洪水最大流速時の流速分布を推測する。
- ③ 洪水生起前後の測量結果より、実測河床変動量を各断面（1断面を3～5断面に分割）整理し、②で求めた流速との関係を整理する。
- ④ 計画堤防法線時の洪水流速分布を推算し、③の流速～変動量の関係を利用して堤防完成後における河床変動の傾向を予測する。

以上のような調査項目及び手法を用いて、平常時の干潟の安定性及び洪水時の変動傾向を予測しようと考えているが、この内容について教示願いたい。

（太田川工事事務所）

（回 答）

河口部付近の河床変動は洪水、潮汐、波浪が主要な外力となっているために、この三者について検討する必要があるが、太田川の河口部では平常時の潮汐と洪水時の流水による変動が支配的であると考えられるので、現在検討されているように平常時と洪水時に分けて考えるのが良いであろう。

1. 平常時の河床変動

平常時の河床変動については主に潮汐の入退潮により生じると考えられるが、一般に河口部の河床形状は均一ではなく、干潟として干潮時に表われる部分もあればみお筋として残る部分もある。したがって、干潟の安定性に関しては平面的な流況が問題となろう。計画では横断方向に平均した量で取扱う予定であるが、河幅を少しぐらいせまくしても平均流速には影響を与えないと考えられる。したがって、平面的な解析が必要であろう。

平面的な解析は基本的には底質を移動させる外力となる潮流計算と、河床変動計算に分けることができる。潮流計算においては鉛直方向に平均した流速または流量に関する方程式を数値計算で解き、現況河道時の流況と計画河道での流況を比較することによって影響を評価することができる。河床変動計画においては河床材料が粘着性のものかどうか、また移動形態として

掃流が支配的か、浮遊が支配的かによって基本式が異なるが、潮流流速を外力として変動計算を行うことになろう。

(1) 潮流計算

潮流計算の基本式は次のように表わされる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + K_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - \frac{r_b^2}{(h + \zeta)} u \sqrt{u^2 + v^2}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = g \frac{\partial \zeta}{\partial y} + K_h \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - \frac{r_b^2}{(h + \zeta)} v \sqrt{u^2 + v^2}$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \{ (h + \zeta) u \} + \frac{\partial}{\partial y} \{ (h + \zeta) v \} = 0$$

ここで、 u は x 方向の鉛直平均流速、 v : y 方向の平均流速、 ζ : 水位、 h : 水深、 g : 重力の力速度、 r_b : 河床の摩擦係数、 K_h : 水平方向の拡散係数である。計算は河床形状および境界条件、初期条件に与えて数値計算によって流況を計算する。この場合には河床の摩擦係数および水平方向の拡散係数を実態に合ったものに設定しなければならない。

(2) 河床変動計算

潮汐による干潟の変形については多量に河床材料が移動するとは考えられず、掃流形態で移動するのが支配的であると考えられる。この場合の河床変動の基本式としては連続の式と流砂量公式があげられる。連続の式は次のように表わされる。

$$(1 - \lambda) \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0$$

ここで、 η : 河床高、 q_x, q_y : それぞれ x 方向および y 方向の流砂量、 λ : 空隙率である。

流砂量公式として掃流砂を対象とすると土研公式 (佐藤, 吉川, 芦田公式) やブラウン公式を用いることができよう。また、河床材料の粒径が均一でない場合には混合粒径に関する式を用いる必要がある。なお公式の適用性については現地において掃流砂採砂機などによって測定を行い検討すべきであろう。

(3) 計算条件

河幅の減少に伴う干潟形状変化の予測に際しては適確な計算条件を設定しなければならない。まず、河床形状を与える必要がある。この場合には現況を中心に河幅変化の影響を調べるのであるから、河床形状としては現況が主体となろう。次に境界条件を設定しなければならない。潮流計算における境界条件としては上流端では流量または水位を、下流端では潮位

変動を与えることになる。このためには上流の流況および潮汐の調和定数を調べておく必要がある。潮汐は周期的に変動をしているが、河床変動が生じるのは大潮時と考えられるのでどのような潮位変動を与えるべきかについては実態に合った条件を設定する必要がある。河床変動に関する境界条件としては上流端からの流入土砂量が問題となろうが、流入量が多いのは洪水時であり、平常時においてはあまり多くないと考えられるので、流入土砂を無視して検討してもよいと考えられる。なお、河床全体の堆積については洪水時の解析によって評価すべきであろう。

計算範囲および時間については検討対象の空間および時間スケールによる。空間的には河道内の現象を対象としているために河口から上流は感潮区域までとなろう。なお、潮流計算においては河口の境界条件が河道内の流況に影響を与えるために、ある程度河口から離れた位置で条件を与える必要がある。時間的には数潮汐計算を行ってみて、河床変動が生じるかどうかについて判定することにより決めることができる。潮流計算では初期条件の影響が3潮汐程度までおよぶために、この程度の範囲まで計算を行う必要がある。

一般に数値計算は空間および時間を一定の格子間隔で区切って行われるが、空間間隔については河道の縦断方向には100 m程度、横断方向には河幅を10等分以上するようなものとなろう。また、時間間隔については数値計算の安定性および精度、また計算時間等を考慮して決定する。

河床変動計算においては底質の状況を与えなければならない。これは実測値をもとに与えることになろう。粒度分布が均一であればよいが混合粒径の場合には、それに対応した計算を行う必要がある。また底質の空間分布についても調べておく必要があり、空間的に変化している場合には潮流の流況等との対応を検討し、流況が変化した場合に河床材料の変化が生じるかどうかの検討も必要となろう。

潮流計算に際して必要となる定数としては、底面の摩擦係数や水平方向の渦動粘性係数があげられる。また、河床変動計算に際しては掃流力と流砂量の関係を実測値にもとづいて与える必要がある。これら計算条件の設定に際しては現地の状況を調べる必要がある。

(4) 調査項目

河床変動の予測に際して必要な項目としては流況、河床材料、移動量、河床変動などがあげられる。流況については潮流計算手法の検証を行う資料とし、また河床の摩擦係数や水平方向の渦動粘性係数を求めるために必要となる。観測条件としては大潮時および小潮時とし、干満および上げ潮、下げ潮時の平面および鉛直方向の流速分布を観測すれば検証データと摩擦係数に関するデータが得られよう。また代表点においては長期的な流速の時間変化を観測するのがよい。流況観測に際してはフロート追跡や流速計による測定が行なわれるが、フロートの拡散状況から水平方向の渦動粘性係数を求めることができる。

河床材料調査については、予測計算に必要な底質条件を与えるとともに、流砂量公式としてどのようなものが適当かの判断資料となる。

移動量調査については、移動形態を調べ適用する公式の選定を行うとともに各公式の定数設定のために用いられる。観測方法としては比較的緩い流れであるため掃流砂の採砂器を用いるのがよいであろう。またこの観測は流況観測と合せて行う必要がある。

河床変動に関しては検証データとして必要ではあるが観測がなかなか困難である。精度の良い観測を行うためには河床に短い杭を打って、杭の先端から河床までの鉛直距離をセンチメートルの単位の読み取ることが必要であろう。空間的に多数の杭を打ち、干潮時に観測するのがよい。この際、流速計によって時系列的に外力の変動を調べておく必要がある。

流況や河床変動の他に調査すべきものとしては塩分の濃度分布、淡水の侵入状況や各種構造物の配置などが考えられる。

2. 洪水時の河床変動

平面的な河床の変動状況は潮汐によって支配されていると考えられるが、河床全体の堆積や低下は洪水時に上流から運ばれてきた土砂によると考えられる。したがって、洪水時の検討も必要である。この手法としては現在考えられている変動予測手法では妥当と考えられるが、次のような点を更に加えるのがよいであろう。

洪水時の河床変動の予測に際しては、予測手法の検証がまず必要であり、過去の測量結果より検証する計画である。その場合に洪水の流況を潮流観測結果にもとづいて検証する予定であるが、河床の粗度等も異なる可能性があり、十分な検証データにならないと考えられる。むしろ洪水時の水位流量観測や痕跡水位を検証資料とするのがよい。

河床変動検証は洪水時の河床変動計算を行ってマクロに見た変動量を測量結果と比較することによって行うのが目的に適合していよう。各断面毎に流速と変動量の関係を求めるのは困難である。計画堤防法線に変化した場合の影響については、過去の流況をもとに流量規模ごとに流砂量計算を行い、現況との比較によって検討することができよう。これらの手法は、通常の河床変動計算を用いて行う。

構造物の建設に伴う流況や河床変動に対する影響を予測する場合には、まず現況を十分把握する必要がある、その特性にもとづいて予測モデルを作成し、影響を評価することになる。したがって、この場合には検討の対象となっている干潟の変動特性をまず明らかにする必要がある。河床縦横断測量結果や航空写真などによって変化状況を調べるとともに、資料が不足していれば集中的な観測によって収集することも要求されよう。予測手法の精度はこれらの結果によっており、現地での観測や測定にまず重点を置くべきと考えられる。

(河川研究室)

河-12 河口閉塞現象

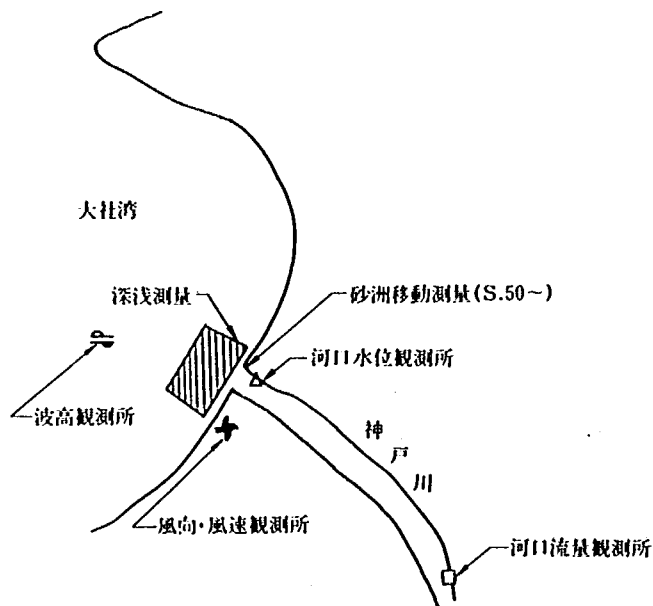
(質 問)

神戸川の河口は他の日本海に注ぐ河川と同様河口閉塞が見られる。

現神戸川は斐伊川放水路事業により拡幅され、河口部付近の形状も変化することとなる。また放水路計画では平常時の河川流量は変化なく、洪水時のみ斐伊川からの分流で増水する。現在のところ大洪水時には洪水の初期で、砂洲がフラッシュされて流過断面が確保されるものとされているが、詳細な分析はされていない。

基礎調査として下図のものを行っている。

将来、河口拡幅と、流況の変化による河口処理計画を検討する必要がある、「河口部付近の砂洲形状変化に対し、有効な説明関数を求めるための手法と必要なデータ」について教示願いたい。



(出雲工事事務所)

(回 答)

河口部の処理計画を検討する際には平常時の砂洲形状および洪水時の砂洲形状を把握しておく必要がある。砂洲は波浪、潮汐、河川流の作用によって複雑に変化し、また定常状態にあることは少なく常に変動している。したがって砂洲形状とこれら外力との関係はなかなかとらえにくい。

平常時の砂洲形状は波浪、潮汐、河川流の三者がほぼ同等の重みをもって作用している。これらの外力と砂洲の形状や開口幅の関係をとらえようとする試みは古くから行なわれており、神戸川河口においても佐藤¹⁾によって検討がなされている。波浪については観測値がないために日御崎の風で波浪外力を代表させ、図-1に示すように河口幅Bと日御崎海風風速および馬木での流量の関係をj
得ている。この結果、流量が $10\text{ m}^3/\text{s}$ 以上であれば河口は閉塞しないとしている。

これらの関係は基本的には現在でも変化していないと考えられるが、これまでの観測値の集積や河口閉塞現象についての解析が進んでおりある程度定量的な検討も可能になっていると考えられる。

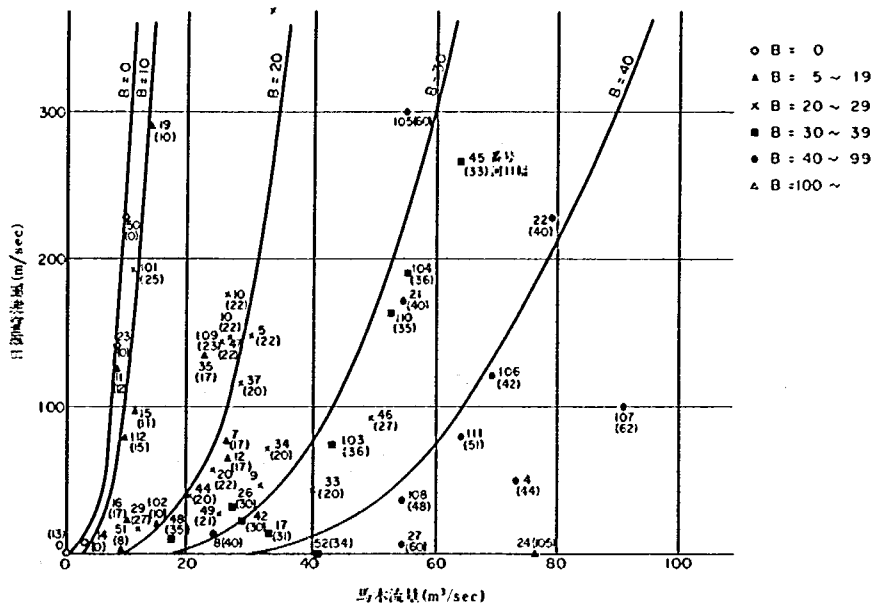


図-1 神戸河口における流量、風、河口幅の関係

河口断面積、特に河口幅を波浪エネルギーおよび河川流の関係を検討したものとして青田、首藤²⁾および小川、藤田、首藤による研究がある。これは図-2に示すように砂洲の長さ L 、開口幅 B 、河口平均水深 h の河口部形状が河川流および潮汐流によって土砂が排除され、波による沿岸漂砂によって閉塞すると考えている。この場合に基本となった資料は波浪、流況、河口形状に関するものであり、次のようなものである。

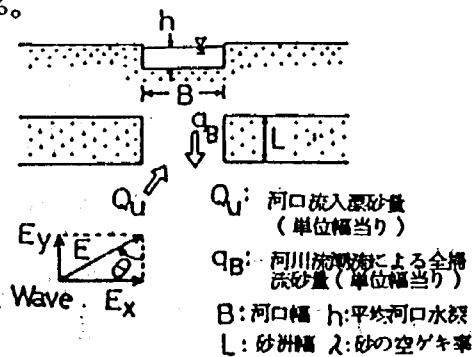


図-2 河口変化のモデル

- (1) 波浪、波高、周期、波向およびこれから求まる沿岸方向および岸、沖方向の波エネルギー成分である。

(2) 流況, 河川の周有流量と潮汐による入退潮量

(3) 砂州形状, 河口幅, 河口左右岸の位置

(1), (2)については日単位, (3)については月単位の資料である。これらの結果をもとに河口が閉塞する速度は沿岸方向の波エネルギーと関係のあることを示している。

すなわち図-2に示すよう河口形状をモデル化し次のような関係を仮定する。

$$(1-\lambda) \frac{dV}{dt} = QvB - q_B B$$

ここで $V = LBh$ である。水深 h と砂州幅 L を一定と仮定して, 波による沿岸漂砂量 Q_u についてはコールドウェル型の式, 掃流砂についてはカリンスク・ブラウン型公式を用いると次のようになる。

$$(1-\lambda) L h \frac{dB}{dt} = -K_1 \left[H_0^2 T \sin Z\theta \right]^n \cdot B + K_2 \left(\frac{Q}{A} \right)^{2m+1} \cdot B$$

ここで $K_1 = \alpha (\rho q^2 / 64\pi)$, $K_2 = K_d (n \sqrt{g/h})^{2m+1} / (Sgd)^m$ ここで α, n, K, m は移動砂量公式に関する係数, 海水の密度, g : 重力の加速度, H_0 : 波高, T : 周期, θ : 波向, Q : 河川流量, A : 断面積, n : 粗度係数, d : 粒径, $S = (\rho_s/\rho - 1)$, ρ_s : 底質の密度である。

鯉川河口において波浪条件および流量を与えて河口幅の変化を計算した結果を図-3に示すが, 洪水によって拡大した後の河口幅の変化を良く再現している。なお, この際に移動砂量公式の係数については種々変化させて適合性を検討しているが, 値の範囲はこれまでに提案されている値とオーダー的には一致している。

神戸川河口においても同様な検討を行えばよいと考えられるが, 洪水時のフラッシュを考えれば砂州高についての検討も必要となろう。まず基本的な観測項目としては次のものが掲げられる。

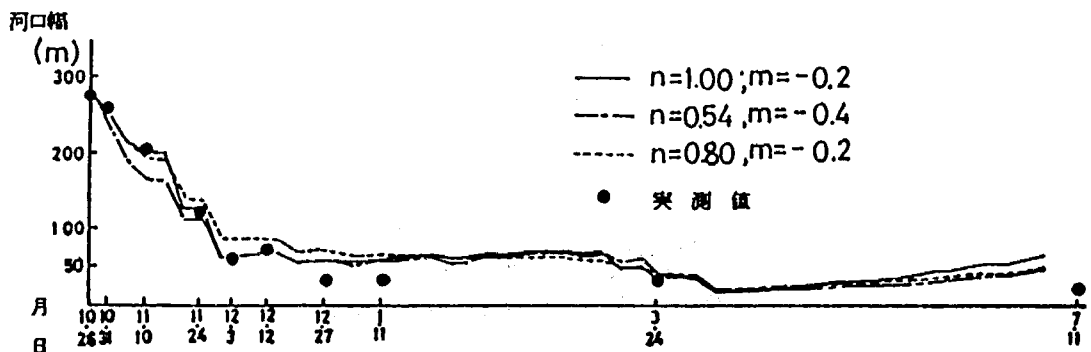


図-9 河口幅の実測値及び計算値(鯉川)

(1) 波浪, 波高, 周期の他に波向の観測値も必要である。これは波向計によるか平板や写真を利用した観測によって得ることになろう。

(2) 流況，潮位，河口直上流の水位，河川固有流量の観測を行う。潮汐の入退潮量は河口上流の水位計群によって求める。

(3) 砂洲形状，河口横断形状，河口部の開口幅，砂洲の平面形状，砂洲高等の観測を行う。

これらの観測データは次のような項目の解析に用いることができる。

(1) 河口地形特性，河口断面積と河口幅の関係や河口平均水深と河口幅の関係を明らかにして形状特性を把握する。また砂洲の変形状況を調べる。

(2) 河口幅と波浪，流況との関係，河口断面の変化を河口幅の変化で代表させて，これと来襲波のエネルギーや河口を通過する河川流量や潮汐による入退潮量との関係を明らかにする。分流後は感潮面積変化により入退潮量の変化を生じると考えられるがその影響も明確になろう。波浪特性を表わす量としては沿岸方向および岸，沖方向の波エネルギーがある。

(3) 砂洲高と波浪の関係，砂洲高と波高との関係を調べることによって形成される砂洲高の予測が可能となる。砂洲高は波の周期にもよるが波高と周期も関係があり波高で代表させることができよう。なお，砂洲は一度形成されると洪水でフラッシュされない限り小さくはならないので，解析に際してはこの点に注意する必要がある。

洪水時には砂洲がフラッシュされるが，このときの変化状況も河口処理計画を検討する際に必要となる。すなわち洪水流量，潮位および河道に沿った水位の時間変化，洪水前後の砂洲形状，洪水時の河口部河川流の拡散状況などが必要な観測項目としてあげられる。しかし洪水の発生頻度は小さいために種々の観測項目を準備しておいて洪水時の観測を行い得られたデータを解析することになる。

現在観測を行っているのは波高，水位，流量，風向，風速，海底地形および砂洲移動状況であるが，上記のような必要な項目を抽出すると波向観測と河口砂洲の平常時および洪水時の観測が不足していると考えられる。その方法としては河口付近にタワーを設けて斜め写真によって定期的に砂洲形状と波向を観測することが考えられる。最近はリモートセンシングによる観測技術が進歩し，画像処理のための機器や手法が開発されており，斜め写真でも有効な解析資料となる。また河口部での流況も検討可能である。

参考文献

- 1) 佐藤清一：河口閉塞し，その防止策について — 神戸川における河口処理の一例 — ，第2回海岸工学講演会講演集，昭和30年PP. 127～143
- 2) 青田茂雄，首藤伸夫：河口断面積変化過程の数値モデル，第24回水理講演会論文集，1980 PP. 203～208
- 3) 小川由信，藤田義治，首藤伸夫：河口断面，河口形状の変化について，第28回水理講演会論文集，1984，PP. 129～135

(河川研究室)

河-13 護岸の強度計算手法について

(質問)

護岸は一般に経験的に、のり、高さ等からブロック厚を決めて施工しています。

最近、魚巣ブロック等中空孔あきブロックの使用が環境保全の面からも増加していますが、こうしたブロックは普通のブロックより強度が低下しているとどのように決定するものか教示願いたい。

表-1 法覆工の工種と標準構造

種別	工 種		標 準 構 造	法 勾 配	通 用
1-A	練 積 工	石 積	割石控長35~45cm 駒込めと裏込コンクリート総控厚35~65cm	1:0.4~0.6 標 準 1:0.5	直高1.5~6.0m、土留機能をもつ土石流のある急流河川、堀込河道又は堤防用地取得が困難な場合に用いる 厚さは土質、現場条件により決める
		コンクリートブロック積	控長30~40cm、標準35cm、駒込と裏込コンクリート総控厚35~65cm		
1-B	練 張 工	石 張	割石控長35~45cm 駒込コンクリート施工	1:1.0~2.0 標 準 1:2.0	直高3~7m、裏込めコンクリートを施工することもある。土石流のある急流河川。1割より緩やかな法面に使用。
		コンクリートブロック張	控長30~40cm標準35cm 駒込コンクリート施工		
	コン クリ ート 張 工	平 張	コンクリート厚10~25cm 目地10~20m 植石、鉄網入りの場合もある		直高4m程度 水勢の強い所 堤体の沈下等による亀裂剥離による破損にそなえて鉄筋で補強するとよい。
		法 枠	枠寸法20~30×30~40cm 枠間隔1~2m、中張コンクリート厚10~15cm		
1-C	練 張 工	石 張	控長25~35cm 駒込コンクリート施工	1:1.5~3.0 標 準 1:2.0	中流以下の低、高水護岸 1割より緩やかな法面に使用 外力によって破損しないよう十分な厚さとする。荷重の分散、吸出防止のため裏込を使用する。漏水防止法覆工には防水膜を使用することもある。
		コンクリートブロック張	コンクリートブロック厚10~20cm目地モルタル施工 捨コンクリートを施工する場合もある。		
2-A	空 張	石 張	控長25~45cm	1:1.5~2.5 標 準 1:2.0	直高3mまで高沙堤防や溜水ヶ所の川裏にも用いられる。堤防護岸や水衝部の施工をさける。
		コンクリートブロック張	控長30~40cm		
2-B	連結ブロック張		厚20~30cmのブロックを鉄線で連結	1:1.5~3.0 標 準 1:2.0	耐久性に劣るので重要度の低い小規模河川や応急工法或いは在来河岸への据付けに用い、水衝部の施工はさける。
	蛇 籠 張		鉄線蛇籠に石をつめたもの		
3	コン クリ ート 張 (法 枠 工)	枠寸法30~50×40~100cm 枠間隔1.5~10m コンクリート厚30~50cm		1:1.5~2.0 標 準 1:2.0	高沙区間の堤防、波力をうける箇所

(回 答)

コンクリートブロック積みまたはコンクリートブロック張り護岸は質問のように一般的には経験的に決められており、河川、砂防技術基準(案)では表-1, 2に示すものが提案されている。護岸に作用する外力としては土圧、水圧、流れによる力、地震力などがあるがこの基準では土圧および地震力に対しては練積の場合護岸の厚さで抵抗し、流れによる力に対しては各形式の適用条件で考慮している。すなわちコンクリートブロック積み構造の場合には図-1および表-3に示すように直高が低く1.5 m未満の場合には控長aが35 cmであり、直高が高くなるにしたがって胴込コンクリートと裏込コンクリートを合せた総厚を大きくしなければならない。すなわち、この程度の厚さが一体となって働く場合に安定であると経験的に決められたものと考えられる。また流れに関しては流体力を一般的で表すことが困難なために表-2に示すように河川の勾配や流量で分類しそれぞれに対応する工種を設定している。

表-2 河川の規模、河状による法覆工の選定

河 川 の 規 模 河 状	流量2000l/s 以上	流量2000~500l/s	流量500l/s 未満
急流部(1/500以上)	1-A 1-B	1-A 1-B 1-C	1-A 1-B 1-C 2-A
中流部(1/500~1/2000)	1-A 1-B	1-B 1-C	1-B 1-C 2-A 2-B
緩流部(1/2000未満)	1-B 1-C	1-B 1-C 2-A 2-B	1-B 1-C 2-A 2-B
特 殊 区 間	1-A 1-B 1-C 3	1-A 1-B 1-C 3	1-A 1-B 1-C 3

(河状欄の数字は計画高水勾配を示す)

特殊区間とは、水衝部、堰等の施設のある所、川巾の広い所、高砂区間、河口部では波浪の影響を受ける箇所、土石流等が予想される区間である。

魚巣ブロックや中空孔あきブロックを使用する場合についても構造的にはこれらの考えに従うのがよいであろう。すなわち通常のブロック積みやブロック張りと同程度に軸力、曲げモーメントおよびせん断力に抵抗できる構造や強度を有するものとする。ブロック練積み護岸ではブロック間の胴込コンクリートが施工され、また裏込コンクリートのある場合にはブロック控長と裏込コンクリート厚の和を厚さとする無筋コンクリートとして安定計算や断面計算を行うことができるために、表-1や表-3に示す諸元を有するものとの強度比較により強度を決定できよう。

間知型の魚巣ブロックでは魚巣となる部分は護岸の強度には役立たないと考えて図-2に示すように控長50 cm、魚巣部15 cmのものも用いられている。なおコンクリート積みブロックのJIS規格では控長は35 cmになっており、魚巣ブロックの有効部分の長さ35 cmに対応している。

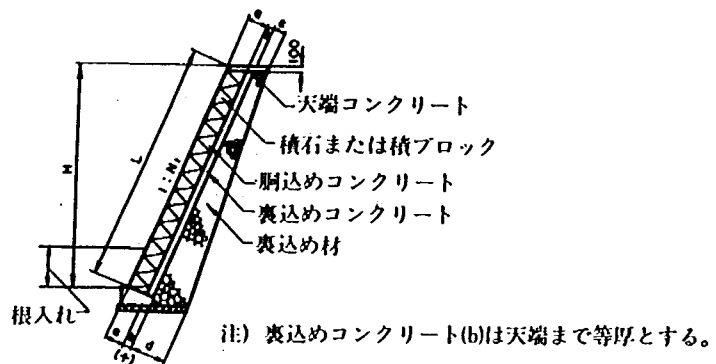


図-1 コンクリートブロック積構造(河川)

表-3 ブロック積みの構造

直 高 H (m)	1.5未満	1.5~3.0未満	3.0~5.0未満	5.0~7.0未満
壁 上 法 勾 配 (1: N_1)	1:0.3	1:0.4	1:0.5	1:0.6
切 上 法 勾 配 (1: N_1)	1:0.3	1:0.3	1:0.4	1:0.5
控 長 (cm)				
胴込コンクリートのみ a	35	35~45		
胴込コンクリート+裏込コンクリート, a+b	35	35~45	(35~45)+15	(35~45)+20
裏込の材				
c (cm)	20~40	20~40	20~40	20~40
d (cm)	30~60	45~70	60~100	80~120

- 注) 1. 控長および裏込め材で範囲のあるものは地質が悪い場合は大きい値、地質の良い場合は小さい値、普通の場合は中央値を目標にする。
 2. 施工高が変化する場合は直近上位の高さに合った値を使用する。
 3. 基礎材は基礎地盤の状況に応じて別途計上するが、軟弱地盤の場合は杭基礎や矢板工を設計する。
 4. 擁壁背面の水抜きは、擁壁背後地盤高が洪水時の水位より高い場合は裏込コンクリートを用いない構造に準じて水抜パイプを設けるが背面の上砂が吸出しをうけないような構造とする。このような場合に通常の水位以下には水抜パイプは必要ない。
 5. 鉛直方向目地の標準間隔は20m程度である。

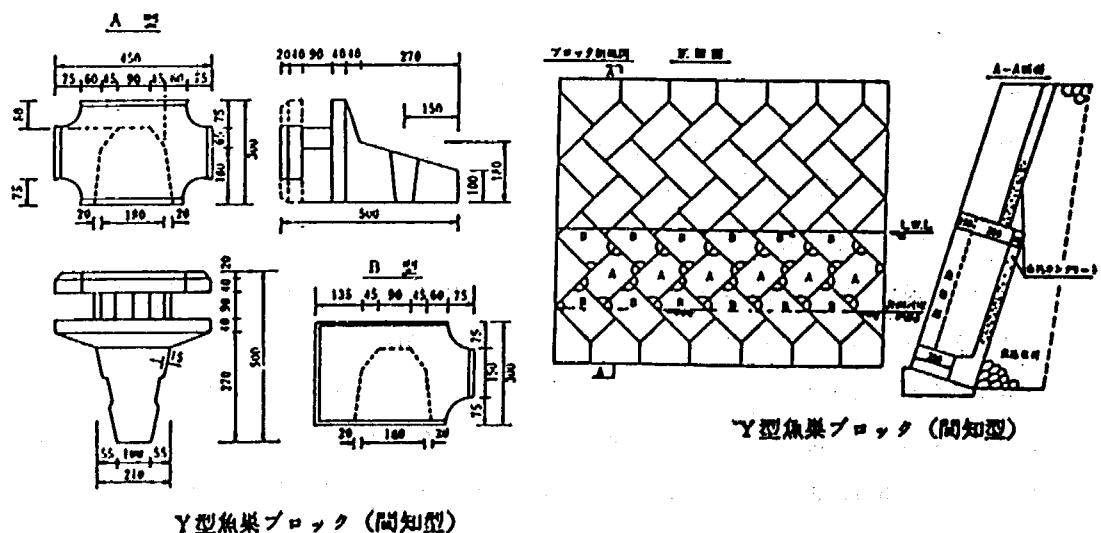


図-2 間知型魚巣ブロックの一例

中空孔あきブロックの場合には一部の断面を無視すると安全側になるために別途の検討が必要になる。簡単には例えば厚さ35cm無筋コンクリートと同じ軸力、曲げモーメントおよびせん断力に耐えるように設計すればよい。具体的手法については個々のブロック形状によるが、一部のブロックでは安定計算を行っているものもある。

一般的な擁壁についての設計法は経験によっているが、安定計算法としては土圧をクーロンの土圧等によって与えて計算する手法が用いられている。この場合に、裏込め石による土圧軽減効果についても検討されている。しかし水際の構造物では土圧のみならず流れの影響を受けるために何らかの原因でクラックが生じるとそこを通過して水が出入するために長期間経過すると背後の土砂が流出しついに破壊してしまう。このような問題については新しい形式のブロックでは歴史が浅いために十分な検討が行われていないため今後の施工例にもとづいて検討する必要がある。この他に河川で問題になるのは砂礫を含んだ流れによるブロックの摩耗がある。コンクリートの圧縮強度は一般に 200Kg/cm^2 程度であるが右は弱くても 100Kg/cm^2 程度の強度を持っており、これが護岸に当り衝撃力が生じて摩耗する。これに抵抗するには通常のコンクリートでは不可能で摩耗を許容するか、石積み、石張り等による必要がある。このような環境条件の場合には魚果ブロックや中空孔あきブロックは適当でない。

参考文献

- 1) 岸輝明：青森県における魚果護岸施工について，土木コンクリートブロック，No
- 2) 岩松幸雄，松尾光弘，工藤真之助：擁壁及びカルバートの設計の考え方，鹿島出版会，昭和52年
- 3) 田村浩一：ブロック積み擁壁の設計の考え方，土木コンクリートブロック，No120。昭和55年
(河川研究室)

河-14 湖の汚濁について底泥のまき上げ現象が水質環境に与える影響

(質問)

風浪による浅い湖での「底泥のまき上げ現象」が水質環境に与える影響について

現在の中海においては，下層部は，日本海（境水道）からの海水の逆流による塩分躍層があるため，風浪の影響が下層部までゆき渡らず，底泥のまき上げ現象は抑えられていると考えている。しかし，淡水湖化による塩分躍層の消滅により，強風の吹く日には，現在の穴道湖で見られる底泥のまき上げ現象が生じる可能性は十分ある。

以上のことから，「風浪による底泥のまき上げ現象」を把握したいので，他の湖沼での調査事例等があれば，教示願いたい。

(出雲工事事務所)

(回 答)

底泥の巻き上げは、浅い湖沼で起りやすく、その要因は風による湖水の攪拌、振動や漁業（貝類の採取や底引き網漁）、船舶の航行、浚渫等が挙げられる。

巻き上げ量は、要因の種類、強度等によって異なるが、一般的には連続した風による影響が最も大きい。巻き上げ量の推定は、底泥の物理的性質及び、風による湖水の水理条件等を考慮した種々のアプローチがなされているが、決定的な手法はいまだ得られていない。

「底泥の巻き上げ」が湖水質に与える影響は、主に二つあり、1つは、底泥粒子自体の巻き上げであり、これは湖水のSS、濁度を上昇させ、浮遊中に、徐々に分解し溶解性の栄養塩、有機物の供給源となるが沈降速度が速いため、大きな影響はない。

2つ目は、底泥から底泥の間隙中に溶出移行した栄養塩類に富んだ間隙水が攪乱され、湖水中に拡散することであり、この影響がもっとも大きい。

以上が底泥の巻き上げ現象が、湖水質に与える影響についての概略の説明であるが、具体的な調査例として霞ヶ浦の事例を紹介する。

図-1は、昭和54年8月13日に湖心（水深5m）で、風速及びIN・IP、濁度を測定した結果である。風速に対応し濁度、無機態の窒素、リン濃度が上昇する。

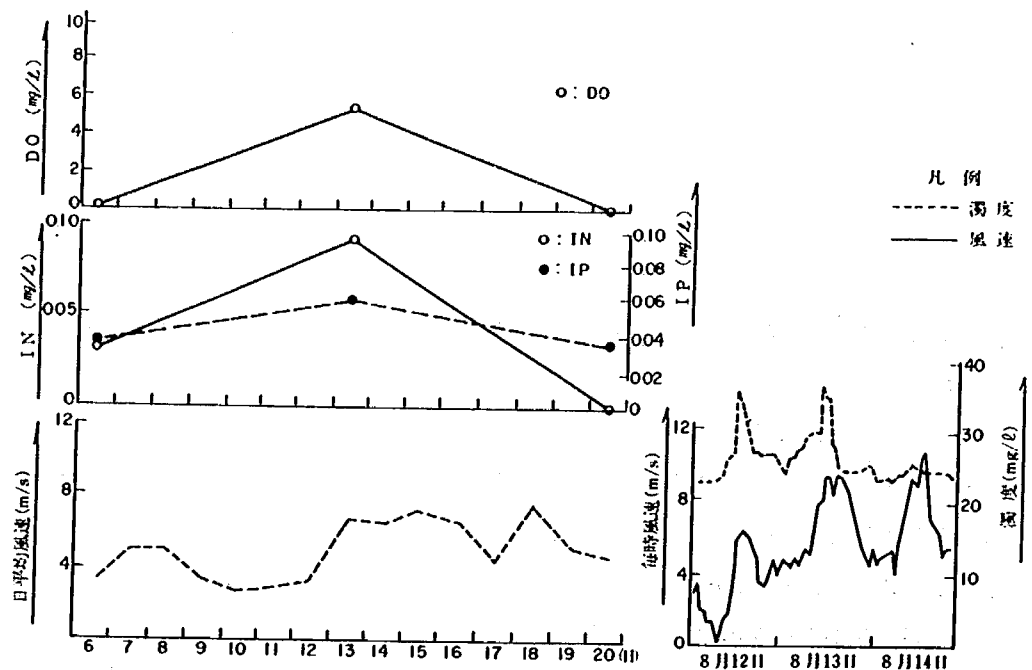


図-1 霞ヶ浦における風速と水質の関係

(昭和54年8月13日)

表-1 巻き上げ溶出量（再浮遊底泥の溶解態への移行量）

項 目	溶解態移行量 ($\text{mg}/\text{g} \cdot \text{SS}$)	再浮遊底泥 $10.0 \text{ g}/\text{m}^2$ 日で水深 5 m とした場合の影響度 (平均値)
C (DOC)	0.30 ~ 0.70	+0.001 ppm
N (D-N)	0.08 ~ 0.22	+0.0003 ppm
P (D-P)	0.01 ~ 0.03	+0.00004 ppm

表-2 再浮遊底泥量の測定結果

風速 (平均)	再浮遊底泥量 ($\text{g} \cdot \text{SS}/\text{m}^2 \cdot \text{日}$)
2.5 m/S	0 ~ 1.0
5.0 m/S	1.5 ~ 7.5
7.5 m/S	7.0 ~ 13.0

表-1は、強風日に、湖内で補集した巻き上げ底泥を室内に持ち帰り、その溶解態への移行量を測定したものである。

表-2は、補集した巻き上げ底泥の単位面積当りの重量である。

表-1、表-2から巻き上げられた底泥粒子の湖水質に与える影響はごくわずかであり、無視することができる。

表-3は、底泥を乱さないように採取し、実験室で人工的に攪拌し、水質の変化を測定した結果である。間隙水の拡散は、再浮遊底泥の溶解態への移行量よりもはるかに大きい影響をもっている。

表-3 浮上溶出量（攪拌溶出量）

成 分	溶出量 (速度) $\text{mg}/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ 〔 () は中央値 〕	水深 5 m とした時の影響度 (中央値)
窒 素 (D-N)	0.08 ~ 0.30 (0.19)	+0.04 ppm
リン (D-P)	0.01 ~ 0.025 (0.0175)	+0.004 ppm
炭 素 (DOC)	0.25 ~ 0.75 (0.5)	+0.10 ppm

図-2は、先行風による溶出量の影響をあらわしている。溶出量は風の吹かない安定日に採取した底泥の方が強風の翌日の底泥よりも大きく間隙水の汚濁物質の貯留量が大きく関係していることがわかる。

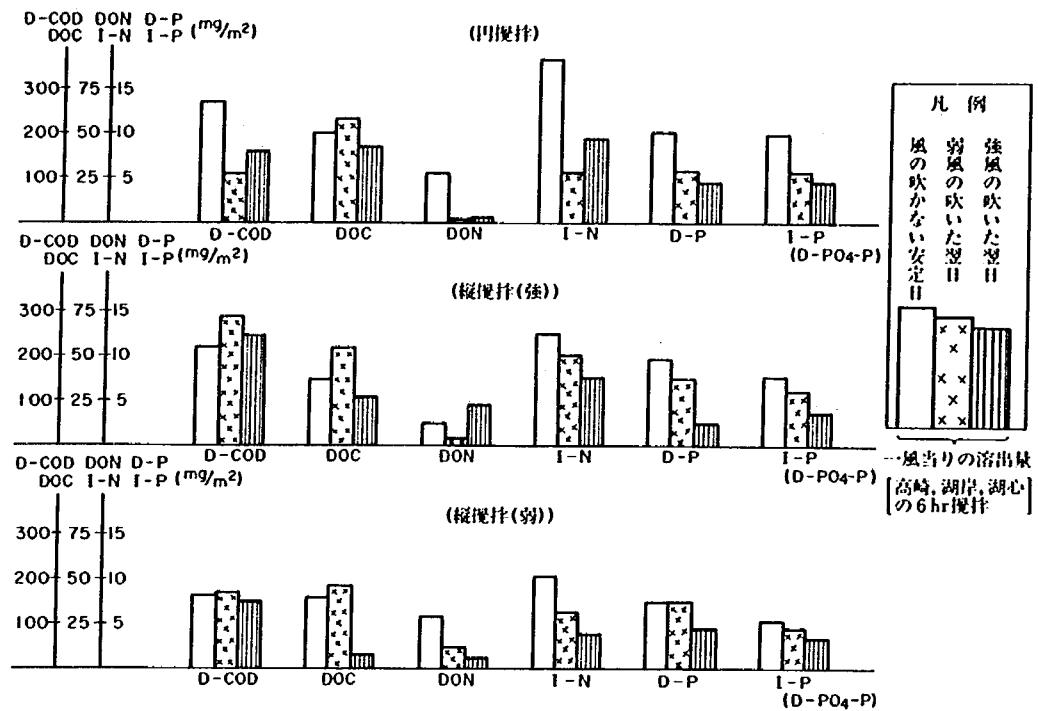


図-2 浮上溶出量，風による変化図（春期調査）

以上が，霞ヶ浦で行なわれた調査事例であるが，霞ヶ浦と似た形状をもつ湖沼（中海等）では，同じような現象が起こっていると考えられるので，霞ヶ浦で実施した調査方法を利用することが可能であろう。

（水質研究室）

河-15 水生生物による水質管理

（質 問）

水生生物は，その生存に適した環境条件を必要とし，水質と水生生物の間にも密接な関係が認められる所から，水生生物による水質汚濁の判定が各地で行われつつあり，今年度は初めての試みとして全国的な規模で簡易法による水生生物の一斉調査が行われた。

水生生物の存在は，その生物が育ってきた長期間の水質環境などの現われであり，しかも生物は一般市民の理解を得やすいなどの特長を持っていると思われる。今後河川においてこのような調査が増えてくると考えられるが，調査に取り組むための基礎知識として，生物生態調の動向，生物学

的水質階級とBOD等の水質試験項目との相関関係などについて、教示願いたい。

(中国技術事務所)

(回 答)

現在、我が国の水環境汚濁評価は、主に理化学的指標で行われている。しかし、単一の理化学的指標、(例えば、BOD、COD、PH、DO等)のみでは、水環境の汚濁程度を適確に表現するのは難しい。例えば、BODが、50mg/ℓの河川は、非常によごれた河川であると言えるがこれに対し、BODが10,000mg/ℓ程度であると思われるコーヒー一杯について、これを汚濁されているという人はいないであろう。川が汚れた、海が汚れたという評価は、大型浮遊物や悪臭という人間の五感に直接働きかける程度の汚濁状況でなければ、ホタルがいなくなった、魚の種類が変わったというような、生物相の変化をもって行われる。生物種とその生物種の生存をささえる環境の諸条件がわかっていれば、ある環境に生存する生物種から、逆にその環境を推定することができる。これが、生物学的水質判定法の基本理念である。

河川において生物を用いた水質判定を、最初に提案したのは、KolKwitzu・Marsson(1902, 1908, 1909)であり、いくつかの汚濁階級を設定し、それを代表する指標種を表にまとめた。(汚水生物体系)その後、多くの研究者が修正、新提案を行ったが、基本的な体系は変わっていない。

この方法は、基本的には、水域を次の4階級に分けて表現しているもので、我が国でもよく利用されている。

- ・ 強腐水性域
- ・ α 中腐水性域
- ・ β 中腐水性域
- ・ 貧腐水性域

各水域の概要を表-1に示す。

表-1 汚水生物系列の各階級の特徴 (津田, 1964)

	強腐水性水域	α -中腐水性水域	β -中腐水性水域	貧腐水性水域
化学的過程	還元および分解による腐敗現象がいちじるしくおこる	水中および底泥に酸化過程があらわれる	酸化過程がさらに進行する	酸化ないし無機化の完成した段階
溶存酸素	全然ないか、あってもきわめてわずか	かなりある	かなり多い	多い
BOD	つねにすこぶる高い	高い	かなり低くなる	低い
H ₂ Sの形成	たいてい認められる; 強い硫化水素臭がある	強い硫化水素臭はなくなる	ない	ない
水中の有機物	炭素化合物および高分子窒素化合物、ことに蛋白質、ポリペプチドおよびその高次分解産物が豊富に存在	高分子化合物の分解によるアミノ酸が豊富に存在	脂肪酸のアンモニア化合物が多い	有機物は分解されている
底泥	黒色の硫化鉄がしばしば存在; 底泥は黒色	硫化鉄が酸化されて水酸化鉄になるために底泥はもはや黒色を呈さない		底泥がほとんど酸化されている
水中のバクテリア	大量に存在; ときには1ccにつき100万以上もある	バクテリアの数はまだ多い; 通常1cc当り10万以下	バクテリア数減少1cc当り10万以下	少ない; 1cc当り100以下
生物生態学的特徴	動物はほとんど例外なくバクテリア摂食者; pHの変化に強く、少量の酸素でも耐える嫌気性の生物; すべて腐敗海、とくにH ₂ SおよびNH ₃ に対し強い抵抗性をもつ	動物ではバクテリア摂食者がまだ優占的であるが肉食動物も増えてくる; すべてpHおよび酸素の変化に対し高い適応性を示す; NH ₃ に対してはたいていのものが抵抗性をもつが、H ₂ Sに対してはかなり弱いものがある	pHの変動および酸素の変動にすこぶる弱い; また腐敗海に長時間耐えることができない	腐敗性汚濁に対し弱く、pHの変動、溶存酸素の変化に弱い; 腐敗産物、とくにH ₂ Sに耐えることができない
植物では	珪藻、緑藻、接合藻および高等植物は出現しない	藻類が大量に発生; 藍藻、緑藻、接合藻、珪藻が出現	珪藻、緑藻、接合藻の多くの種類が出現; 鼓藻類はここが主要な分布域	水中の藻類は少ない; ただし着生藻類は多い
動物ではとくに原生動物では	ミクロなものが主で原生動物が優勢	まだミクロなものが大多数を占める	多種多様になる	多種多様
	アメーバ類、鞭毛虫類、繊毛虫類が出現; 太陽虫類、双鞭毛虫類、吸管虫類は出現しない	太陽虫、吸管虫類がボツボツあらわれる; 双鞭毛虫はまだ出ない	太陽虫、吸管虫類の汚濁に弱い種類が出現; 双鞭毛虫類も出現	鞭毛虫、繊毛虫類は少数あらわれるのみ
後動物では	輪虫、蠕形動物、昆虫幼虫が少数出現することがある程度; ヒドラ淡水海綿、鮮苔動物、小型甲殻類、貝類、魚類は生息しない	淡水海綿および鮮苔動物はまだ出現しない; 貝類、甲殻類、昆虫が出現、魚類のうち、コイ・フナ・ナマズなどはここにも生息する	淡水海綿、鮮苔動物、ヒドラ、貝類、小型甲殻類、昆虫の多種類が出現; 両生類および魚類も多種類が出現	昆虫幼虫の種類が多い; ほか各種の動物が出現

なお、最近は、多くの研究者によってこの生部指標と理化学指標の相関について検討がなされ、概ね表-2のような結果が得られている。

表-2 理化学指標と各生物指標の関係

階 級	強腐水 性 域	α 中腐 水 性域	β 中腐 水 性域	貧腐水 性 域
BOD (ppm)	10以上	10~5	5~2.5	2.5以下
COD (ppm)	10以上	10~4	4~2	2 以下
DO (ppm)	2 以下	2~6	6~8	9
NH ₄ -N (ppm)	0.2以上	0.2~0.1	0.1以下	
NO ₃ -N (ppm)	1.0以上	1.0~0.7	0.1以下	

また、指標種による階級分けを数値表現しようとする試みがあり、ここでは Pontle u Buck の方法を紹介する。

生物の出現頻度 (h) を、1.偶在 2.多い 3.すこぶる多い、の3段階に分け、指標種による水質階級に次のように点数を与えた。

貧腐水性指標種には $s = 1$

β 中腐水性指標種には $s = 2$

α 中腐水性指標種には $s = 3$

強腐水性指標種には $s = 4$

こうして、ある1地点を調査して、そこに出てくるいくつもの指標種の出現頻度 (h) と、その汚濁階級指数 (s) とから、つぎの式によって計算し、これを汚濁インデックスとする。

$$S = \frac{\sum (s \cdot h)}{\sum h}$$

そしてSの大小によって水のきれいか汚いかの指標を得るのである。すなわち、

$S = 1.0 \sim 1.5$ であれば、汚濁は非常にわずか (貧腐水性)

$S = 1.5 \sim 2.5$ であれば、汚濁は中位 (β 中腐水性)

$S = 2.5 \sim 3.5$ であれば、汚濁は強い (α 中腐水性)

$S = 3.5 \sim 4.0$ であれば、汚濁は非常に強い (強腐水性)

最後に理化学指標と生物指標の長所と短所を表-3に示す。

表-3 理化学的指標及び生物学的指標の長所・短所

	長 所	短 所
理 化 学 的 指 標	1. 対象物質の存在量を定量的に表現できる。 2. 測定方法が統一化されており、誰にでも比較的容易に結果を求められる。 3. 再現性がよい。 4. 比較的短時間に測定できる。 5. 試料の採取が簡単である。 6. 試料を保存できる。	1. 単一の指標では、水環境を判断できない。いうえに、多数の指標を用いても直接的には水環境を表現できない。 2. 種々の分析装置が必要であり、費用がかかる。
生 物 学 的 指 標	1. 環境を直接表現できる。 2. 多くの人に理解しやすい。 3. 過去から現在に至る長期間の影響を表現できる。 4. 理化学指標と異なり、熟練すると現場採取時に、比較的容易に、その場の環境状況を判読することができる。	1. 指標生物の選定が困難であって、比較的長い期間の調査が必要である。また、生物調査方法がいまだに確立されたものがなく、今後の課題となっている。 2. 生物自体の生態がいまだ解明されていない部分がある。 3. 生物種の分類が専門的すぎるきらいがあり、人によって、分類法が異なっている。 4. 生物の採取、分類に熟練を要する。

(参考文献)

1. 総論 水質汚濁の生態学 津田松苗
2. " 川の健康診断 森下 子 NHKブックス
3. " 公害と対策 昭和56年5月号 公害対策技術同友会
4. " 川と生物 建設省九州地方建設局 九州技術事務所
5. 調査事例 生物からみた日本の河川 森下 子 山海堂
6. " 生物学的水質階級地図(1980) "

(水質研究室)

河-16 湖の水質測定時における採水深位置の考え方

(質問)

穴道湖中海の採水深について、表層は水面下1m、下層は底泥表面より直上1mの深度において、採水しているが、今後、淡水湖化等が予定されており、その地点を代表する水質も採水深により、数値が違ってくるので、採水深についての考え方をはっきりさせたい。

- ① 表層水を生産層の代表として採蓄する場合、夏季にはクロロフィルaは表面では光の阻害による影響があり、採水深により値が違ってくる。淡水化試行が開始されるとアオコ等の発生を監視するために、常時クロロフィルaを測定しなければならないが、採水深は現状の1mでよいか教示願いたい。
- ② 底層水については特に穴道湖では底泥直上50cmと1mとでは完全に水質が異なることがしばしばある。これは、大橋川からの高塩分、低酸素の水が逆流することにより、穴道湖底からの栄養塩の溶出と考えている。現在、下層を代表する水質としては、底泥直上1mの深さで採水を行って底層の代表的な水質としているが、他の湖沼での実態等を教示願いたい。

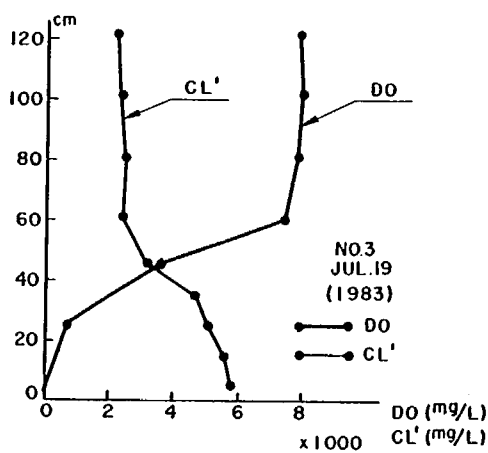


図-1 DO, CL'の垂直分布穴道湖(湖心)

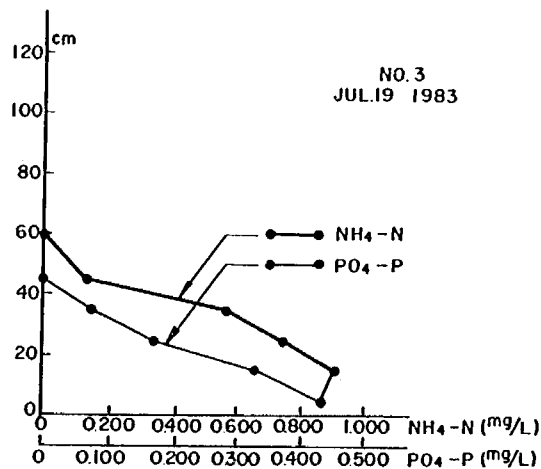


図-2 NH₄-N, PO₄-Pの垂直分布
穴道湖(湖心)

(出雲工事事務所)

(回 答)

湖沼における水質調査方法は、環境庁水質保全局長通達（環水管第30号（昭和46. 9. 30））に示されている。これによれば調査の実施にあたっては、「この調査方法を原則としつつ、当該水域の具体的な状況を考慮し、実効ある調査を行うものとする」となっている。

調査の種類には以下のものが規定されており、

- (1) 監視測定調査 ア 環境水質監視測定調査
 イ 排水水質監視測定調査
- (2) 基準設定調査 ア 環境基準設定調査
 イ 排水基準設定調査

おのおのについて調査項目や調査回数のおおよその基準が設定されている。

湖沼の具体的調査方法としては、以下のように記載されている。

(2) 湖沼

ア 調査の時期

湖沼においては、停滞期と循環期の水質は著しく異なるので、その両期の水質を測定するよう考慮する。また、水質が水利用に悪影響を及ぼす時期を含めるものとする。

採水日は、採水日前において比較的晴天が続き、水質が安定している日を選ぶこととする。

イ 取水方法

湖沼の汚濁状況を総合的に把握できるように次の地点を考慮して選定する。ただし、環境水質監視調査においては必ず基準点を含むこととする。

- ① 湖心
- ② 利水地点
- ③ 汚濁水が湖沼に流入した後十分混合する地点

水質調査方法

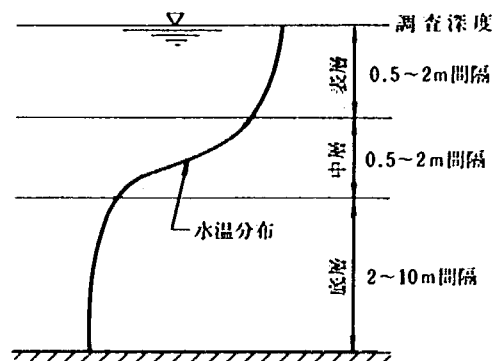
- ④ 河川が流入した後十分混合する地点および流入河川の流入前の地点
- ⑤ 湖沼水の流出地点

ウ 採水方法

循環期には、表層から採水する。停滞期には、深度別に多層採水を行なう。深度の区分は、5～10mごとを標準とする。採水時は、河川の場合に準じる。

エ 採水量および採水時に実施すべき事項

河川の場合に準じる。



注) 調査深度の間隔は水深を考慮して決めることとし、水深が非常に大きい地点では上記の値よりも間隔を大きめにとることとする。

図-1 水温の鉛直分布に基づいた調査深度の決め方

採水深度については具体的な指示はないが、基本的には、水温、水質の鉛直分布および透明度、およびそれらの季節変動をあらかじめ測定し、鉛直方向の層別代表水深を決定した上で、それを採水深度とすべきであろう。一例として、水温の鉛直分布に基づいた採水深度の決め方を図-1に示す。

質問であるアオコ発生時の表層採水深および塩分躍層の存在下における底層採水深についても、一般的には、前述のような手法が適用される。

質問②のアオコ発生監視のため、採水水深には、御指摘のように、アオコ(クロロフィルa)の鉛直分布に大きな濃度差があるために、一定水深に決めることは難しい。これは、アオコが一日を周期として浮上、沈降するためと、表面に凝集しやすい傾向があるためで、一定水深による採水を行った場合、定性的な、判断資料を得ることはできるが、定量的なデータを得ることには無理がある。アオコ発生による、各種の障害も、その発生量に比例することから、当該水域に発生するアオコの全量を把握することが重要であると考えられる。

それ故、理想的方法としては、湖を鉛直方向および水平方向に細かく分割し、各々の層について採水を行い、濃度を測定すべきであろう。

ただし、霞ヶ浦、宏道湖中海等のような浅い湖沼ではアオコ沈降時には、全層ではほぼ均一の濃度になるものと思われる。(霞ヶ浦では実際に調査が行われて確認されている。)ことから、アオコ沈降時には少ない測定点でも、全体量を把握することができるだろう。

質問の第2点の底層の採水深も、深い湖沼と浅い湖沼では異なり、浅い淡水湖沼では、風による混合等から、水深方向の濃度勾配は小さく、それぞれの状況に応じた採水深さ決めるべきである。

温度躍層があるような深い湖沼では、温度躍層下に栄養塩の明瞭な濃度差が見られる。しかし、この濃度差は大きな春秋の循環期の混合や大きな降雨による一時的な乱れを除けば、あまり変動することはなく、一度、全層の鉛直分布を精密に測っておけば適当な水深で代表させることができる

ことができると考えられる。

他の湖沼の調査実態として、霞ヶ浦、琵琶湖では表層水については、水面下 0.5 m 底層水については調査目的に応じて湖底直上、0.5 m・1 m 等で採水が行われている。

(参考文献)

(1) 環境庁水質保全局長通達

環水管第 30 号環境庁

水質調査方法

(2) 湖沼環境調査指針

日本水質汚濁研究協会

(水質研究室)

河－ 17 副離岸堤の計画検討

(質 問)

皆生海岸の皆生工区では大規模な侵食で堤防前面まで洗掘され危険な状態にあった。そのため、対策工として昭和 46 年から離岸堤を施工し、57 年までに 12 基が完成し現在前浜の一部が回復し、当面の危険はなくなった。

しかし、離岸堤開口部では前浜が充分回復せず、堤防の近くまで水面があり、波向によっては越波の危険が残っている。当地域は、海岸堤防の近くまで、温泉街となっているため、他の区域以上の安全度を確保する必要がある。そのため長期計画として副離岸堤を計画している。

この副離岸堤について計画を策定するための調査及び解析の方法について教示願いたい。

(倉吉工事事務所)

(回 答)

一般に、在来の離岸堤の開口部の沖合に新たに設置した離岸堤のことを副離岸堤と呼んでいる。この副離岸堤は近年になって検討が始まったものであって、施工例はまだそれほど多くはない。写真－1 は富山県の下新川海岸の赤川地先における副離岸堤の例である。写真中央にやや小さく見えるのが副離岸堤である。

このような副離岸堤は、開口部の越波対策として用いられる例が多いようである。すなわち開口部での波高が高く、越波等が問題となる場合、図－1 に示すように離岸堤の開口部の沖に新たに離岸堤を設置するものである。



写真-1 下新川海岸の副離岸堤（※170 横尾より西方を望む）

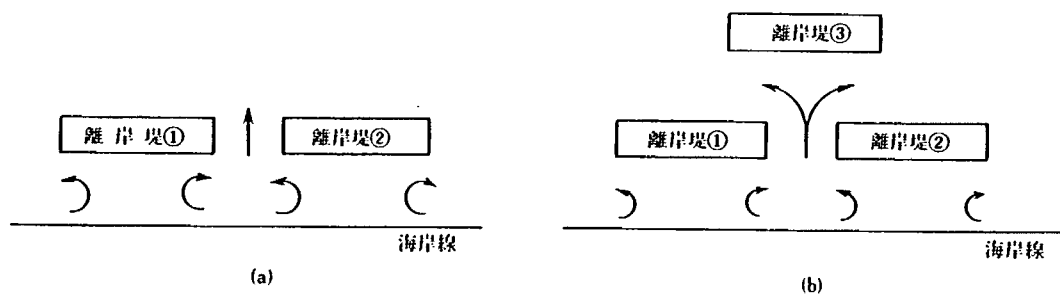


図-1 離岸堤の配置と流れのパターン

副離岸堤を設置すると離岸堤周辺の波高分布と流れの状況に変化が現われる。またその結果として地形変化が生ずる。副離岸堤の機能とその効果を調べるためには、副離岸堤周辺の波高分布や流れの状況を把握する必要がある、これには主として実験的検討を行うことが望ましい。

副離岸堤のあり、なしの場合の流れの特性変化については充分明らかにされている訳ではないが概念図としてまとめると図-1のようである。(a)は通常の離岸堤である。この場合離岸堤背後部には1対の循環流れが形成される。この流れはトンボロ形成に役立つ。しかし開口部には一般に冲向き流れが発生する。この流れにより、場合によると開口部が洗掘される。一方副離堤の場合は(b)のようである。一線堤内の流れにはあまり変化がないが、一線堤の開口部から沖へ向かう流れは、副離岸堤手前で両方向に分かれて流れる。副離岸堤の背後は波高が低く、また流れが減速するので、副離岸堤背後部には土砂が堆積する可能性がある。もしこれが事実であれば、一線堤の沖合部を浅くするのに役立つ可能性があるであろう。

以上のように副離岸堤は、従来のものと異なった機能を有している可能性があるが、その機能を正確に調べるためには水理模型実験などにより基本的問題について検討する必要がある。
それによって一応の解答が得られたならば、試験施工を行なうのも良い方法である。

河-18 突堤の施工

(質 問)

皆生海岸の両三柳工区では漂砂の下手側になる直轄区間の西側に中小河川の河口導流堤が建設され、汀線が堆積傾向にある。

そのため、両三柳工区の突堤は今後この安定した区間に突堤の長さを順次短くしてすり付ける計画を検討し、一部施工したが、突堤の下手側が侵食傾向となった。

侵食区域の対策実施区間から安定域へのすり付方法について教示願いたい。

(倉吉工事事務所)

(回 答)

突堤のすり付け方法としては、漂砂下手側の侵食を防ぐために図-1に示すように突堤の長さ¹⁾を徐々に変化させ、突堤の先端を結ぶ線が海浜に滑らかに接続するような方法が提案されている。
クレスナーの実験によると、図-1中の β という傾斜角が 6° の場合に最も好ましい結果を与えており、オランダでの施工例では $\beta = 5^\circ$ で成功したと報告している。しかしながらこの傾斜角は一般的に任意の海岸で成立するという保証はない。対象海岸の海底形状、波浪条件、漂砂特性などによって変化するべき量である。

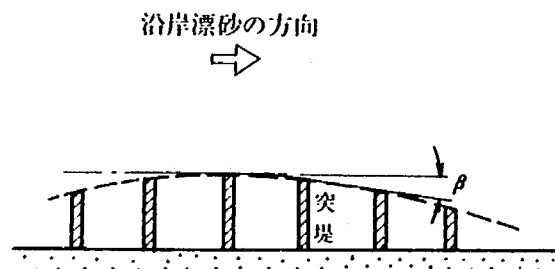


図-1 突堤の配置図

したがって両三柳工区の突堤群の配置計画を決めるには現地海岸の実態を良く調べる必要があることは言うまでもないが、ここではできるだけ単純な条件を設定して考えてみる。

まず第1の仮定として、岸沖方向の漂砂は十分小さいとし、沿岸漂砂が卓越するとする。また、図-2に示すように波が海岸線の法線に対して右回りの方向から入射し、海岸の一番下手側に導流堤があるという条件を考える。このとき沿岸漂砂の方向は右から左方向である。突堤群が造られる

前の海岸線は直線 AB , BQ , で与える。もし、突堤を下手側より $1 \rightarrow 2 \rightarrow 3 \rightarrow 4$ の順に造ると、上手側の汀線は各々図示するように前進する。この場合各区間の汀線はほぼ区間 AB の汀線と平行に前進する。これはまた平均的入射波の波峰線とはほぼ平行である。突堤群が完成すると、回折効果により突堤下手の海岸線に変化が表われるがそれについてここでは省略する。

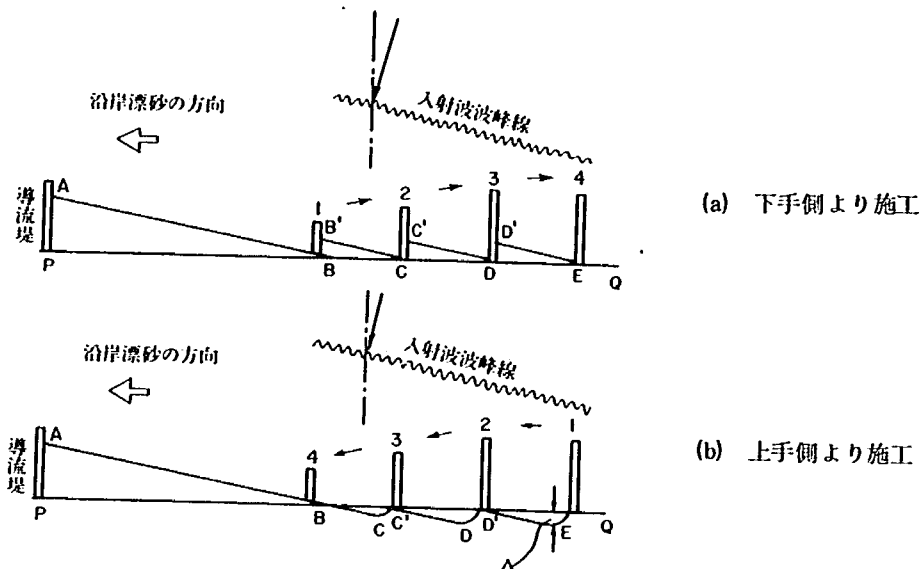


図-2 防砂突堤による海岸線の変化

一方、図-2の(b)に示すように、突堤を上手側から $1 \rightarrow 2 \rightarrow 3 \rightarrow 4$ の順に造ると、下手側の汀線は次々と後退する。突堤のすぐ下手では回折効果のため海岸線の向きは、急激に変化するが、その下手側での海岸線はほぼ区間 AB の汀線と平行に後退する。もし突堤の長さが全部同じ長さであったとすると、下手側の最大汀線後退量 Δ はみな同じであり、その位置が次々と下手に移って行くことになる。突堤の長さを短くすると、下手側の変化量 Δ は次第に小さくなる。したがって下手側の侵食量を小さくするには突堤の長さを徐々に短くした方がよい。

両三柳では現地の条件より、突堤は上手側から造られているから、基本的には(b)のような変形が生ずるはずである。しかしながら、下手側の汀線後退量と突堤の長さとを結び付ける定量的関係式は今までのところ得られていないので、冒頭に述べた文献を参考とするとともに、現地海岸の漂砂の実態を良く把握して構造諸元を決定する必要がある。

参考文献

- 1) 岩垣雄一・榎木 亨：海岸工学，共立出版

(海岸研究室)

河－１９ ヘドロをしゅんせつ除去する場合の効率的処理

（質 問）

河川環境整備で水質浄化を目的にヘドロのしゅんせつを実施している。

ヘドロの処理は貯泥池で天日乾燥させ、田畑へ客土として処理する方法をとっている。

しかし、山陰の天候は晴天日が少く、運搬が可能な状態まで乾燥するまでに約６ヶ月を必要とする。しゅんせつから捨土までの回転効率が良くないので、苦慮している状況である。

ヘドロを経済的に短期間で乾燥させる方法について教示願いたい。

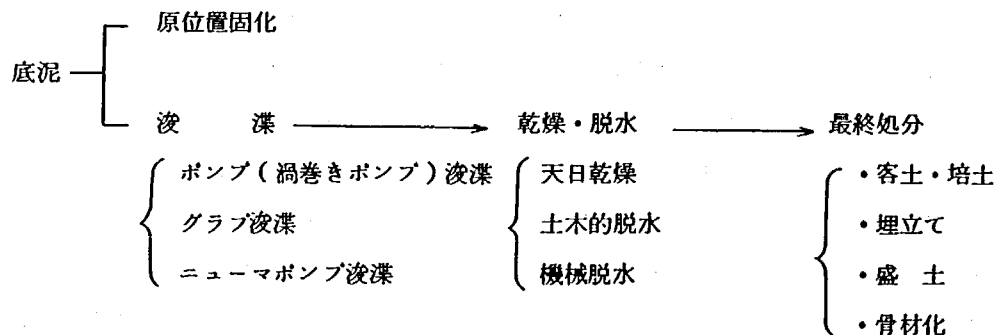
（鳥取県土木部管理課）

（回 答）

河川、海域、湖沼の水質浄化を目的とした底泥処理方式は、表－１に示すように、原位置固化と浚渫に大別される。浚渫土は、乾燥脱水させた後、埋立て、培土、盛土、その他の用途に再利用される。乾燥脱水には表２～４のような方式が研究・使用されているが、これらは浚渫土の最終処分法（用途）や浚渫時の含水比（浚渫機械の能力）によって適応性が異なる。また、コスト面においても、年間の処理量や用地費によって得失がある。

鳥取県では、現在、年間４～５万 m^3 の底泥を、濁水防止の観点からカッターレス・ポンプ船（含泥率７～１０％）で浚渫し、処理池（８ha）で天日乾燥させた後、田畑へ客土ならびに一部は埋立て用土として処理している。

表－１ 底泥処理の方式



当面、浚渫土量が急増するような計画はなく、また客土ならびに埋立て地の容量も確保されているので、浚渫土の脱水乾燥の高速化の目的は、処理池の借地期間の短縮と処理池面積の減少とによる借地費の軽減ということになる。

ここでは、質問の主旨に沿いつつ、浚渫土を盛土や骨材等に利用する、より一般的な場合をも含め

て、浚渫土処理の効率化の手法について説明する。

1) 浚渫方式の改善

底泥の浚渫に用いる代表的な浚渫船としては、①ポンプ浚渫船 ②グラブ浚渫船 ③ニューマポンプ浚渫船などがある。このうち①は、水と共に底泥を吸引する方式であるため浚渫ヘドロの含泥率は小さくなり、従ってヘドロ処理に要する時間も長くなる。これに対し③は、空気圧を利用して底泥を原位置の状態のまま吸引する方式であるため比較的原位置状態に近い含水比で浚渫することが可能である。浚渫能力が小さいという欠点を有するが、浚渫後のヘドロの乾燥に非常に有利であるという長所を有している。②は、バケットでヘドロをつかみ取るという方式であるため含水比は③の方式に近い状態での浚渫が可能であるが、バケットからの漏えいにより水質汚濁を引き起こすという欠点がある。鳥取県で採用しているカッタレスポンプ浚渫船は①の部類に属するものであるが、上記の点を考慮に入れた上で浚渫方式を再検討してゆく必要がある。

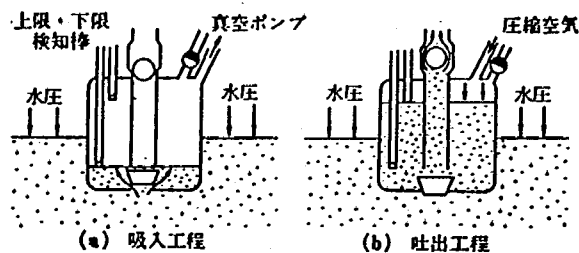


図-1 真空ポンプを用いたニューマ形ポンプの作動原理
(建設機械/技報堂より)。

2) 処理方式の改善

(2)-1 処理ヤードの改良(土木的脱水工法)

代表的な土木的脱水工法としては表-2に示すようなものがある。基本的には天日乾燥によるものであり、天日乾燥を促進するか、あるいは天日乾燥と他の原理による脱水工法とを組み合わせる技術といえる。

土木的脱水工法の場合、天日により表層の土が乾燥すると、それにより下層の水分の蒸発散が妨げられるので、土の含水比を液性限界以下にまで低下させることは、薄層埋立て方式を除き困難なことである。したがって、浚渫土をコンクリート骨材等に再利用するような場合には、機械脱水あるいは、焼却といった過程を経なければならない。しかし、浚渫土の最終処分地までトラック等で運搬可能な状態(ほぼ液性限界程度)にまで含水比を低下させるという目的のためには土木的な脱水工法でも十分であろう。

表-2 土木的脱水工法

工 法	特 徴	問 題 点
天 日 乾 燥	表層からの蒸発により乾燥させる。処理用地が確保できれば、処理費は不要。	広大な敷地と長時間を要す。処理厚が厚くなると下層の土はいつまでも乾燥しない。
薄層埋立て方式	小さい処理厚で天日乾燥を行い、乾燥後その上にさらに浚渫土を吹き込む。	天日乾燥より広大な敷地を要す。配泥に手間がかかる。
ウェルポイント工法	円筒状のろ過膜をまわりにもった吸水管を打ち込み揚水する。	
植物利用脱水工法	天日による蒸発のかわりに植物の蒸散作用を利用する工法。	気候、植種によって効果は変化すると考えられるが天日乾燥より劣る場合もある。
敷 砂 工 法	処理池底部に砂を敷き、底部からも排水する工法	砂の間ゲキに粘土粒子が入るので目詰まり対策が必要
連続トレンチ工法	天日により表層上が乾燥するにつれて連続的にトレンチ掘削を行い、下層からの蒸発を促進する。	処理厚が大きくなると乾燥に長時間を要す
底面脱水工法	処理池底部に透水層を設けるとともに鉛直方向に不織布（透水材）を配して底面排水と蒸発を促進する。	現在、研究開発中の技術

（霞ヶ浦底泥処理工法の検討報告書より引用・加筆）

土木的脱水では、凝集剤を併用する場合がある。凝集剤の効果としては、第一に、フロック形成による固液分離の促進が挙げられる。処理池では土粒子の沈降により生じる余水（上澄水）を除去して、さらに浚渫土を吹き込むという手法で容積の有効利用を図るが、凝集剤の混入により、この土粒子沈降時間を短縮することができる。凝集剤の効果の第二は、見かけ上土粒子の粒径が大きくなり土の透水係数を増大させる点である。これは、とくに脱水開始初期の排水性を向上させる。ただし、排水が進行して土粒子が収縮するようになるとフロックは破壊されるので、最終的に搬出可能な状態に達するまでに要する時間には大差ない場合もある。

以下に連続トレンチ工法と、現在、土木研究所で研究中の底面脱水工法について簡単に説明する。

連続トレンチ工法は、アメリカ合衆国陸軍工兵隊の「浚渫土調査計画」において開発された手法

である。前述のように、天日により表層土が乾燥してクラスト（亀甲状にひびわれが生じた状態）が発生すると下層の土中水は蒸発散を妨げられ、わずかに毛管作用により上昇した水分のみが蒸発するに過ぎない。連続トレンチ工法は、適当な間隔をおいてクラスト厚に応じたトレンチを掘削することにより、下層からの蒸発を促進させる手法であって、クラストが発達するにつれて、順次トレンチを深く掘り下げていく。この工法は、単なる天日乾燥に較べてより短時間で乾燥させることができるのは明らかである。しかし、原理的には天日乾燥のみに依存する工法なので、蒸発量の多い6～9月期には有効な手法となり得るが、気温の低い冬期や曇天の多い時期における効果には疑問が残されている。

底面脱水工法は、現在、土木研究所都市河川研究室が霞ヶ浦工事事務所等の協力を得て研究を実施しているものであり、完成された技術とはいえないが、その原理と現在までの研究の経過について説明しておく（図-2）。

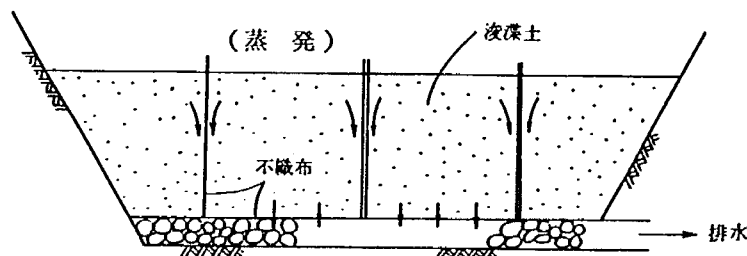


図-2 底面脱水工法

この工法の特徴は、透水性が高く目詰まりしにくい不織布を用いることと処理池底部に碎石等による透水層を設けることにより底部からも水分を排除する点であり、上層の水分は天日により蒸発し、下層の水分は重力により底層に移動して底部より排水される。底部に不織布を敷くことにより水分のみを底部の透水層に排出させる。また、処理池内に鉛直にも数列の不織布を配置して底層ならびに表層への水分の移動を促進する。

この工法の現地実験は、現在までに諏訪湖、霞ヶ浦等で実施され、諏訪湖では、処理池へ配泥後約10日間で運搬可能な状態にまで脱水を完了するという好結果を得ている。（天日乾燥では3～6ヶ月を要する）。しかし、霞ヶ浦の実験では底泥の透水係数が小さいこともあって、数ヶ月の脱水期間を要しており、液状土の土質性状等によっては適用性に検討の余地が残されている。都市河川研究室では、60年度までに、実験を通じて、本工法の適用性を明確にするとともに処理池諸元（不織布の配置等）と脱水効果との関係を解明していく予定である。

(2)-2 固化材の添加（化学的脱水工法）

液状したヘドロに、吸水性、強度発現効果の大きなセメント系あるいは石灰系の固化材を添加、混合し脱水の促進を図る方法を検討するのも一つの解決策となるのであろう。この方法は

排泥管中あるいは排泥後早期に固化剤を機械的に添加、混合し、処理ヤードへまき出すことにより、脱水期間を著しく短くする方法であり、上述の土木的脱水工法との併用によりさらに処理効果を高めることも可能である。また、脱水後のヘドロは固化剤の作用により強度もある程度確保され盛土など土木工事への再利用も期待できるようになる。

固化材の添加方法としては、次の3種類が考えられる。

表-3 固化材の添加方式

添加方式	特 徴	問 題 点
処理ヤードへのまき出し	処理ヤードで自然乾燥後、重機を入れ固化材を散布し、スタビライザ等で混合する。	強度向上を目的としており、処理時間短縮にはつながらない。
連続ミキサによる添加、混合	一度、処理ヤードへ排出、上澄水を排水後、スラリーポンプ等で連続ミキサへ搬送、固化材を添加しながら混合し二次処理ヤードへ排出し、水和反応の促進を待つ。処理能力は実績で150 t / hr 程度まで。	改良土がアルカリ化するため田畑への処分が困難となる。 埋立て、盛土、埋戻しなど、土木工事への再利用を長期的視野に立って検討する必要がある。
排泥管中での添加、混合	排泥管中に、スラリー化した固化材をポンプ注入、あるいは、粉体状態の固化材をエア-注入し、処理ヤードへ排出、水和反応の促進を待つ。処理能力は実績で40 t / hr 程度まで。	高有機質土の場合、固化材の選定に注意を要する。 土木脱水に比べ、固化材、処理機械設備費等が大きい。

- ① ヘドロを処理ヤードに排出後、ある程度のトラフィカビリティが得られるまで放置した後、固化剤を散布し重機等で混合する。
- ② 処理ヤードに排出後、早期に連続式ミキサなどにより固化材を添加混合し二次処理ヤードに移し、水和反応による含水比低下、強度発現を待つ。
- ③ 排泥管中で固化材を注入、混合した上で処理ヤードに排出、水和反応による含水比低下、強度発現を待つ。

これらのうち、①は乾燥時間の短縮には結びつかないが、②、③は時間短縮効果が期待できる。②、③を実施するには、固化材添加設備、ミキサ設備、添加量管理設備などが必要となるが、既に数種類の設備が実用化されており、霞ヶ浦（茨城県）、高砂湾（兵庫県）、六

角川（佐賀県）などで実施例がある。特に六角川では処理済のヘドロを堤防の築造に再利用し大きな成果を収めた。

なお、これら方式の採用に当っては、PH値の関係上ヘドロの最終処分先を田畑に求めることが困難となるため、埋立て、盛土への再利用等他の用途を長期的に検討しておく必要がある。また、ヘドロに有機物、特にフミン酸が多量に含まれる場合、固化材としてセメントのみを使用したのでは効果が充分発揮できない場合もあるため、高有機質土用に開発された種々の市販固化材の中より適切なものを選定する必要がある。土木研究所機械施工部では現在上記③によるヘドロ処理方法、高有機質土に適した固化材、地盤盛土への再利用法に関する研究を実施中であり、その成果に期待が待たれるところである。

(2)-3 機械脱水の検討

ここでは、冒頭部で触れた機械脱水について簡単に述べる。機械脱水は、圧力、遠心力、真空圧など、ヘドロに機械的外力を負荷することによりごく短時間のうちに含水比を50～100%程度まで低下させることを目的とする方法である。しかし、一般に処理能力が小さく処理費用も非常に高価となるため、大量処理が前提となるヘドロ処理への適用には問題点が多い。

表-4 代表的な機械脱水工法

工 法	特 徴	問 題 点
加 圧 脱 水	ろ布にヘドロ口をはさみ、大きな圧力をかけて脱水する方式でありベルトプレス、フィルタプレスの各脱水機が代表的である。	処理量が少ない。 ろ布の目づまり。
遠 心 分 離	内側にろ布を張った細かな穴のあいたドラム内にヘドロを入れ高速回転させ、円心力により脱水する。	処理量が少ない。
ろ 過 (真 空 脱 水)	圧力吸引によりろ膜を通して水分のみを排水し、ろ膜表面に付着する脱水泥土を削り取る。	処理量が少ない。

建設省では、前処理装置（除塵、凝集剤添加）——遠心分離機——真空脱水機——固化剤添加混合装置より成るヘドロ処理プラントを開発し、霞ヶ浦のヘドロ処理に利用し処理効果では好成績を収めたが、処理量の面、処理費用の面で若干の問題を残している。

最後にろ過による脱水工法の一例を紹介する。表面にろ膜をはった円筒を回転させ、その円周の $1/2 \sim 1/3$ を浚渫泥水に浸した状態にする。そして、円筒中央部からポンプによる引き抜きを行うと、水分はろ膜を通過してポンプによって排出され、脱水された泥土はろ膜表面に付着して徐々に厚さを増していく。この泥膜が数 $cm \sim 10\text{ cm}$ 程度に達するところで表面をカッターで削り取る。この工法は、富栄養化が進んだ湖沼で発生するアオコの脱水にも適用できるもので、現在、東京理科大学の吉野教授が中心となって研究開発を進めている。

（都市河川研究室）
（機械研究室）

河－２０ 伏流水と地下水の判定

（質 問）

水利権申請をする場合、伏流水か地下水かで問題となることが多い。

両者の判別方法及び調査方法について教示願いたい。

（回 答）

伏流水とは、河川水と密接に連動して挙動する河川周辺の地下の流動水で、水理地質学的にその関係が説明され、水位変動、水位勾配、水質的対応関係等が測定可能であるものを言う。しかしながら、いわゆる地下水も、揚水すれば二度と回復されることのない化石水を除けば伏流水と同じく自然の水文循環の中での一形態であり、これを明確に区分することは困難な点も多い。そのため、伏流水の調査方法といっても、浅層地下水を対象とした地下水調査と実質的に変わるところがあるわけではないが、河川水との一体性の有無を判断する点に主眼がおかれているといえる。

図１に伏流水調査のフローの一例を図示する。これらのすべてを網羅しなければならないという性格のものではなく、適宜現地条件に応じて選択すればよい。場合によっては、一種類の調査のみで所期の目的を達成できることもあろう。以下、各調査について簡単に紹介することにしてしよう。詳細は末尾にのせたような文献を参考にされたい。

なお、河川法第２３条による流水の占用の許可の要否については、具体的な事例に即した判断が必要とされるので、建設本省河川局水政課もしくは開発課に照会されたい。

（１）水理地質条件調査

伏流水の存在形態は地形・地質に密接に関係する。特に、現河川から分岐して再び現河川に合

又、調査対象地及びその周辺の地質の分布については都道府県発行の地質図、地質調査所発行の地質図(1/5,000)、国土庁、経済企画庁発行の土地分類基本図(表層地質図—1/5,000等)や、地下水状況を主にした地質調査所の日本水理地質図が参考になる。又、地点毎の地質、地盤状況の資料としては、各種の地盤図資料、関係官庁、自治体、調査機関、さく井業者等が所有するボーリング・さく井資料がある。

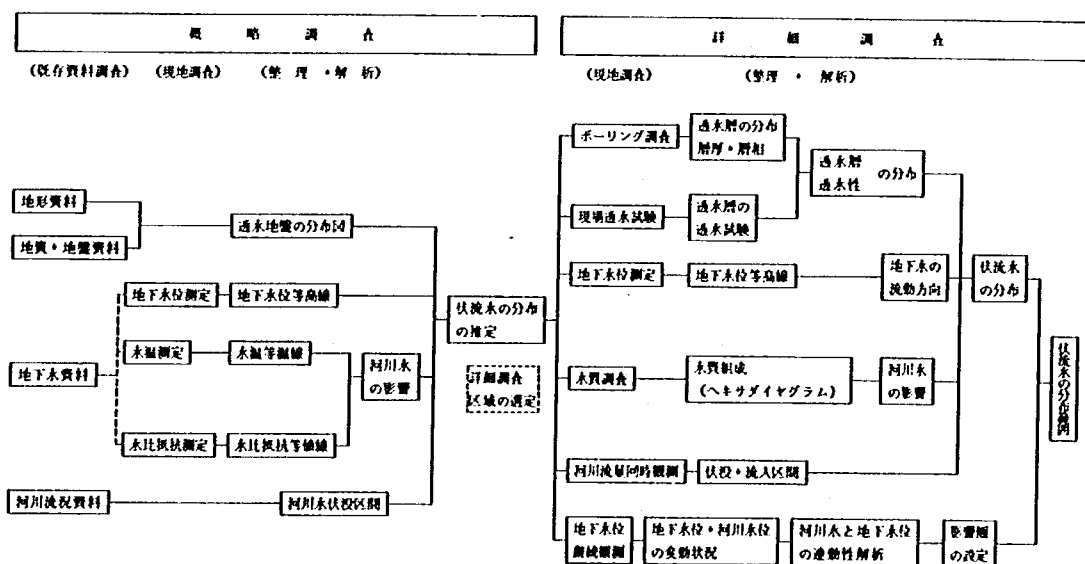


図-1 伏流水調査のフローの一例

(2) 地下水位の測定

- 155 -

両者の間に交流があるとした場合) (B) は失水河川, (C) は得水河川と呼ばれるケースに対応する。

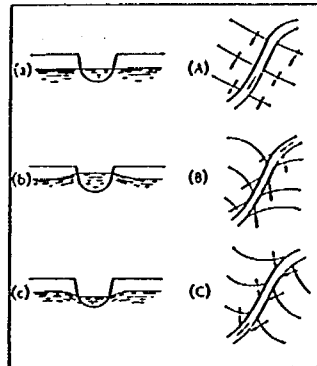


図-2 河川水と地下水の交流のパターン

(文献2)より引用)

又、地下水位の長期にわたる観測記録と最寄りの河川水位の記録を比較し、水位の昇降のパターンの対応性、時間差等から水理学的に河川水との連動が認められるか否かを判定することができる。比較のためには伏流水の分布しない地点での水位の観測も行っておくことが望ましい。

(3) 河川の同時流量観測

対象地内の河川全区間か代表区間で同時に流量観測を行うことによって、支川、派川、用水路等も含めた水収支を明らかにすれば、各観測区間毎の伏没、還元量を求めることができる。ただし、河床下だけでの伏没、還元であるのか、河川区域外との交流であるのかについてはわからないため、(2)で述べた地下水位調査と合わせて行うのがよい。

(4) 水質分析

伏流水は、河川水と一体となって流下していることから、その水質は河川水のそれと近いといえる。そこで、水温、水比抵抗、水質を測定することによって、伏流水であるか否かを判定する材料にすることが考えられる。

一般に降水の比抵抗値は高く、表流水、伏流水、地下水と地中に滞留する時間が長くなる程、溶存イオンが増し比抵抗値が低くなる傾向にあるので、比抵抗値コンターを描けば伏流水域を大まかに抽出できる。ちなみに、雨水の比抵抗値は $200\sim2000\Omega/\text{m}$ 、河川水では $30\sim300\Omega/\text{m}$ 、不圧地下水 $20\sim300\Omega/\text{m}$ 、被圧地下水で $30\sim120\Omega/\text{m}$ 、海水で $0.2\sim0.5\Omega/\text{m}$ 程度である。水質については、例えば各地点での地下水サンプルについて Cl^- , HCO_3^- , CO_3^{2-} , SO_4^{2-} , Mg^{2+} , Ca^{2+} , Na^+ , K^+ の濃度を測定しヘキサダイアグラムを描くことによって河川水のそれとパターンを比較することができる。ヘキサダイアグラムは、3本の水平軸にお

いて、水平軸の左側を陽イオン3成分($\text{Na}+\text{K}$, Ca , Mg), 右側を陰イオン3成分(Cl , SO_4 , $\text{HCO}_3 + \text{CO}_3$)であらわしたものである。図3にその例を示す。

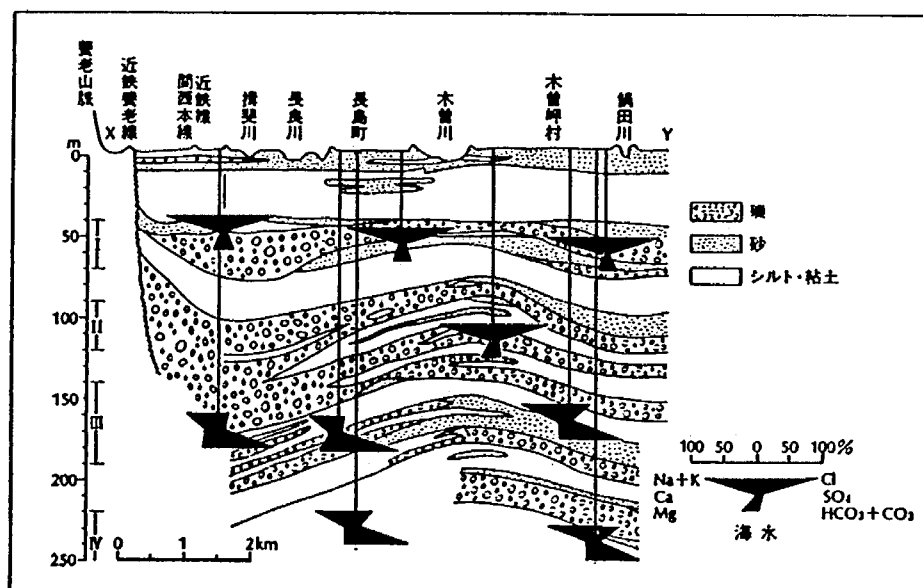


図-3 ヘキサダイアグラムの例(文献2)より引用)

(5) 地下水流向・流速計

最近、開発された新しい地下水調査技術として単一のボーリング孔を利用した地下水流向流速計があげられる。昭和58年度の建設省技術評価制度のテーマに取り上げられたところ、大成基礎設計、鹿島建設、建設技術研究所の3社からの応募があったが、審査を経ていずれも建設大臣評定を受けている。今後現場での事例、適用例を増やすとともに必要な改良が加えられていくことによって、河川近傍での伏流状況を調査する上での有力な手段となろう。

(参考文献)

- 1) 地下水ハンドブック編集委員会編:「地下水ハンドブック」昭和55年3月, 建設産業調査会
- 2) 山本荘毅:「新版 地下水調査法」昭和58年3月, 古今書院
- 3) 建設省水文研究グループ:「最新地下水学」(改訂新版)昭和55年8月, 山海堂
- 4) 建設省河川局監修:「地下水調査及観測指針」昭和53年, 全国地質調査業協会連合会
- 5) 榎根勇ほか:「琵琶湖へ流入する地下水の流向, 流速測定」地下水と井戸とポンプ vol. 1

河－21 農業用水の取排水循環機構

(質 問)

水利権処分, 水資源開発計算等の低水管理を行う上で, 農業用水の取水と排水の還元機構の取り扱いが大きなウェイトを占め, 還元率を考慮しないと実態としての低水管理に意味をなくすることがみられ, この還元率をいくりに考えるべきかが大きな課題となる。

これまでに, 建設省技術研究会指定課題「水循環と水利用に関する研究」(S 5 5 年度最終年度) においても, 一部検討されているが, 調査検討方法及び地形, 土質による還元率の違い等その他の調査事例を含めて教示願いたい。

(企画部企画課)

(回 答)

水田における取排水循環機構は, 建設省技術研究会指定課題「水循環と水利用に関する研究」においても提案されたとおり, 概念的には, 図－1 に示すように表現される。「水循環と水利用に関する研究」では, この概念図のフローに従って検討を試み, いくつかの実流域における調査結果のとりまとめを行った。その検討結果は, 第34回建設省技術研究会において発表したとおりである。

当研究室ではこの他に, 水田用水機構の簡略モデルを用いての検討も行っている。以下にこのモデルの概略について述べる。検討を行ったモデルの概要は図－2 に示すとおりであり, 図－1 で示される水田用水循環機構を, まずこのモデルによって簡略化する。この簡略化にあたっては, 次の仮定を設定した。

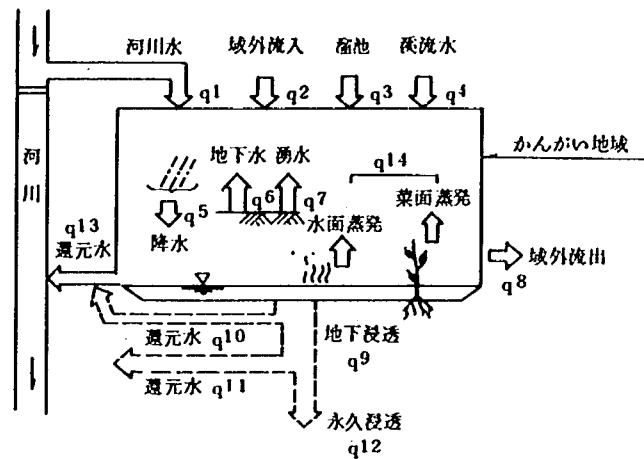


図-1 水田用水の機構概念図

- (a) 取水源は表流水（及び降水）とする。
- (b) 田面へ導水された水は全て蒸発・地下浸透により消費される。
- (c) 田面に導水されない水は無効取水として河川へ直接還元される。このとき直接還元量とは無効取水量から水路損失を差し引いたものとして定義される。
- (d) 田面には常に湛水深があるものと考え、蒸発散は田面からの蒸発分のみ考える。
- (e) 地下浸透した水は、地下貯留の涵養という段階を経て、河川へ還元されていく。
- (f) 人為的に直接操作される量は取水量のみとされる。

図-2のモデルは、直接還元モデル・中間還元モデル・地下還元モデルの3つの主なサブモデルから構成される。

(1) 直接還元モデル

無降雨時において、水稻生育過程に応じた農水管理状態が一様な期間を考え、この時、田面導水量は取水量の一定倍とする仮定を設ける。すなわち

$$q_a = \mu \cdot q_{ar} \quad \dots\dots(1)$$

(q_a : 田面導水量, q_{ar} : 取水量, μ : 一定値)

とする。一方、降雨時には、降雨量の大きさに応じて田面導水量が減少するものと考えられるので、これを次の式により表現する。

$$q_{ad} = \mu \cdot e^{-\eta r} \cdot q_{ar} \quad \dots\dots(2)$$

(r : 降雨量, η : 一定値)

(1)式は(2)式において $r = 0$ とおいたものである。直接還元の状況は(2)式により一般表示されたこととなる。一方、直接還元量は取水量と田面導水量の差として表せるので、次式により与えられる。

$$q_{ad} = (1 - \mu \cdot e^{-\eta r}) \cdot q_{ar}$$

(q_{ad} : 直接還元量)

以上のモデルの概念を図-3に示す。

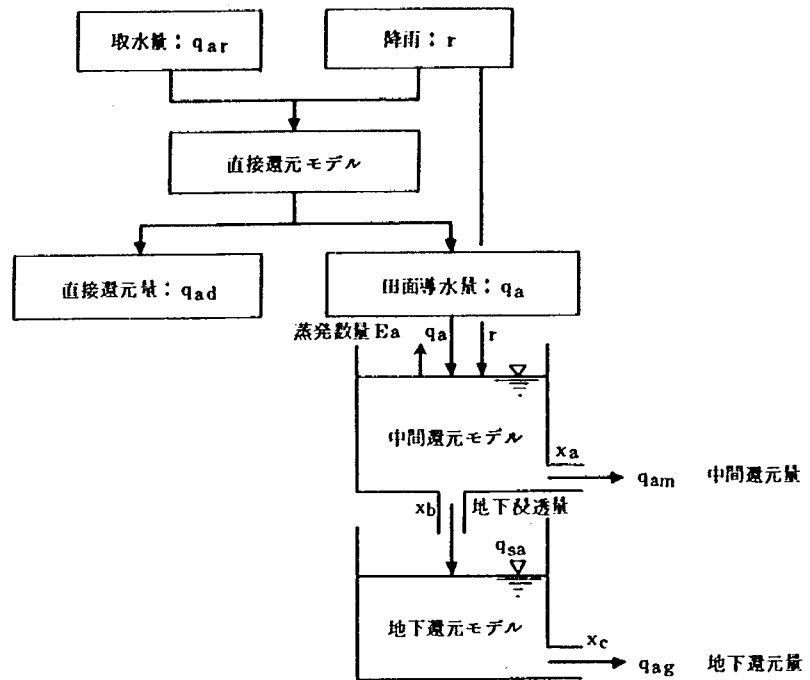


図-2 農水還元モデル概念図

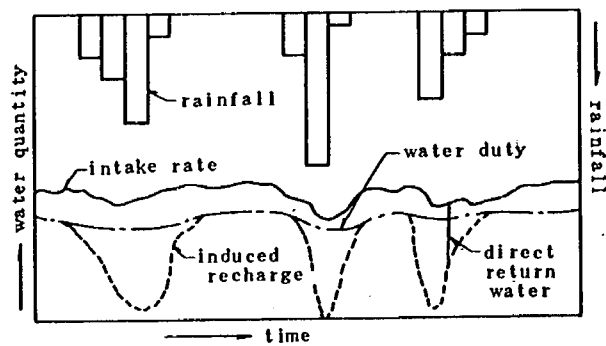


図-3 直接還元モデル概念図

(2) 中間還元モデル

図-2に示したタンクモデル近似によって中間還元量及び地下浸透量は次式で表せる。

$$q_{am} = a (q_a + r - q_{am} - q_{sa} - E_a) \quad \dots\dots(4)$$

$$q_{sa} = b (q_a + r - q_{am} - q_{sa} - E_a) \quad \dots\dots(5)$$

(q_{am} : 中間還元量, q_{sa} : 地下浸透量, E_a : 蒸発散量, a, b : 遅延係数)

また、蒸発散量 E_a は次式で与えられる。

$$E_a = e_a \cdot E_p \quad \dots\dots(6)$$

(3) 地下還元モデル

図-2に示したタンクモデル近似を採用すると、地下還元量は次式で表される。

$$q_{aq} = c (q_{sa} - q_{aq}) \quad \dots\dots(7)$$

(q_{aq} : 地下還元量, c : 遅減係数)

これらのサブモデル系を組合せることによって、総還元量は直接還元量、中間還元量、地下還元量の和として表される。なお、このモデルにおいて、同定されるべきパラメータは、 μ , η , a , b , c , e_a , 及び q_a , q_{am} , q_{sa} の初期値の9個であり、これらは、それぞれ、 η : 降雨による田面導水遅減係数, a : 中間還元量遅減係数, b : 地下浸透量遅減係数, c : 地下還元量遅減係数, e_a : 蒸発散係数, を示しており、流域の水文特性、地形、土質特性等によって決定されるものである。

当研究室では、四国地方のH川流域における実測データを対象としてこのモデルの同定を試みた。この同定計算の結果の一部を図-4に示すが、この図からもみられるように、還元水量の再現精度は必ずしも十分なものではなく、今後ともモデルの改善を行っていくことが必要であると考える。

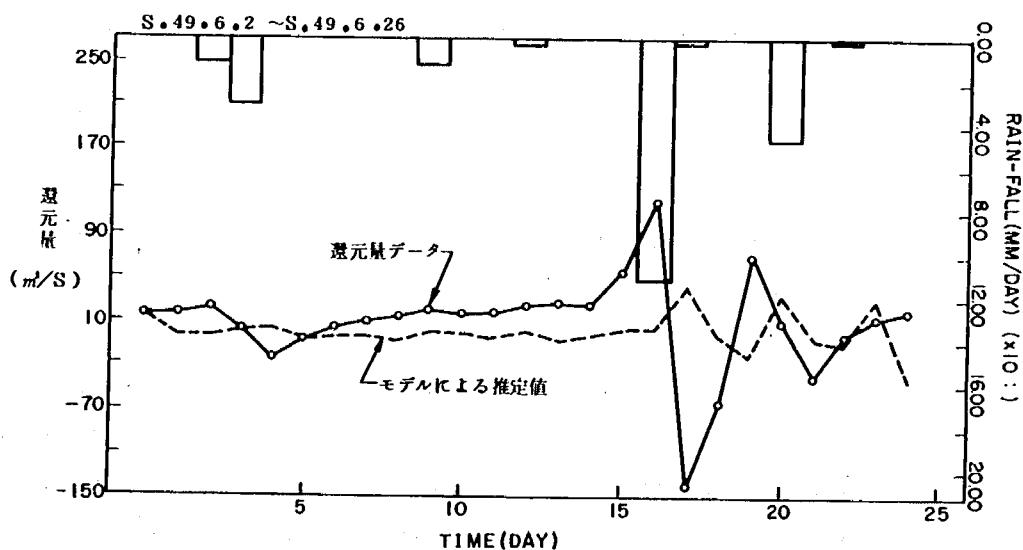


図-4 農水還元モデルによる再現計算結果

(水資源開発研究室)

河－22 既設堰堤を利用したフィルダム

(質 問)

既設の土堰堤を利用して嵩上げを行い、防災調節池とする場合の下記に示すような調査、設計手法および施工上の留意点について教示願いたい。

- (1) 既設堰堤の調査事項
- (2) 設計手法と特に配慮すべき事項
- (3) 施工について特に留意する点
- (4) 既設堰堤の改善についての処置方法

(鳥取県土木部管理課)

(回 答)

既設の土堰堤が防災調節池の技術基準(案)(日本河川協会)に合致しているかどうかを把握して、その対策を検討することが大切である。以下、その調査、設計、施工上の留意点について述べる。

(1) 既設堰堤の調査事項

既設堰堤に関する調査としては、資料の収集と現地調査の2つに大別される。

i) 資料の収集：既設堰堤が古いものであれば情報が得にくい面があるが、可能な限り既設堰堤の施工時期、施工方法、土砂の採取地などに関する資料を集めるようにする。さらに、過去において嵩上げ、腹付けなどの拡幅工事が行われている場合には、年代を追って上記の資料を収集するように努めるのがよい。また、過去の豪雨や洪水の際の堰堤の被災事例やのりすべり、漏水、パイピングといった現象が過去に生じたことがないかを調べてみることも重要である。

これらの資料収集を通じて、既設堰堤の土質、土層構成、締固めの程度、透水性、強度などについて、おおまかな判断を下せるような基礎的な資料が得られるとよい。

ii) 現地調査：現地調査の主な目的は、堤体及び地盤の性状を調べることにある。調査は既存の資料収集から得られた情報をもとにして、既設堰堤の土質や土層構成が比較的均質なものであるかどうかを、まずボーリングやサンプリングによって調べる。特に、既設堰堤が古いものであれば、嵩上げや腹付けなどの改修工事が行われ、堰堤が複雑な土層構成を成していることも予想されるので、そのような場合には図－1に示すように、1断面につき3ヶ所程度のボーリングを行って、土層構成の不規則性や不均質性を調べてみるのが大切である。また、ボーリング孔を利用した現場透水試験や、サンプリングした土による現場密度の測定およびせん断試験などを合わせて行うとよい。

さらに、防災調節池では地盤を含めた地震時及び出水時の堤体の安定性について検討する

必要がある。問題となる基礎地盤は、主として軟弱地盤と透水性地盤であるので、基礎地盤の性状を見出すために既設堰堤の堤体の土質調査で、図-1に示した堤体中央部のボーリング調査を基盤まで実施する。その結果、地盤が軟弱地盤もしくは透水性地盤として判断された場合には、図-1に示す腹付け、拡幅部分でさらに詳細な土質調査を実施するとよい。

以上述べた土質調査から、防災調節池の設計に必要な堤体及び地盤の土質、土層構成、透水性、強度などが明らかにされることが望ましい。

(2) 設計手法と特に配慮すべき事項

設計は、既設堰堤を含めた防災調節池の堤体が出水時及び地震時に対して安全であるように設計しなければならない。この場合に、防災調節池技術基準(案)と照らし合わせて、既設堰堤が防災調節池の堤体として満足すべきものであるかを土質調査結果をもとにして判断することが重要である。既設堰堤が防災調節池に利用できると判断された場合には、嵩上げ、腹付けした計画断面について安定性の検討を行う。そして、所定の安定性が得られない場合には、堤体材料の吟味や断面の拡大をはかるなどして、堤体の安定性を確保する。この場合、できれば図-2に示すように既設堰堤の表側の腹付け部分には遮水性の高い難透水性の材料を、また裏腹付けの部分には浸透した水を排除するための透水性の材料、もしくはドレーンなど(図-3を参照)を設置するのがよいと考えられる。

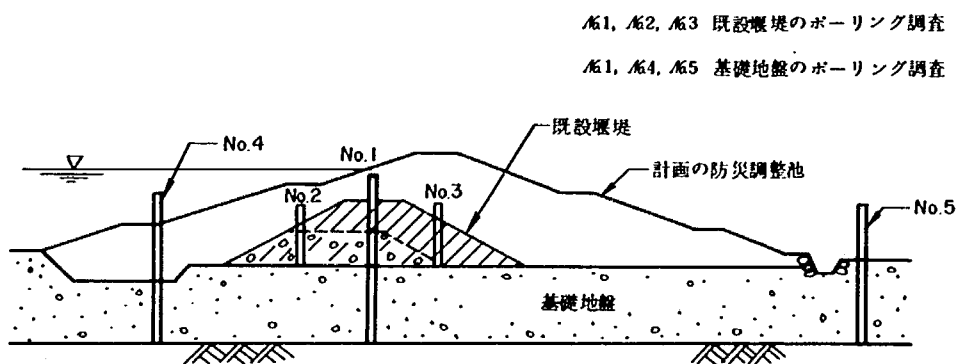


図-1 土質調査の例

なお、地盤が軟弱地盤の場合には、地盤を含めた地震時の堤体の安定性の確保のために、地盤改良を必要とすることが多い。軟弱地盤対策としては、防災調節池ではサンドコンパクションパイル工法や押し盛土工法などが現在のところ多く用いられている。また、地盤が透水性地盤の場合には、出水時における漏水やパイピングが問題となるので、図-4に示すような失板等による止水壁やプランケットの設置(図-5を参照)が必要になる。

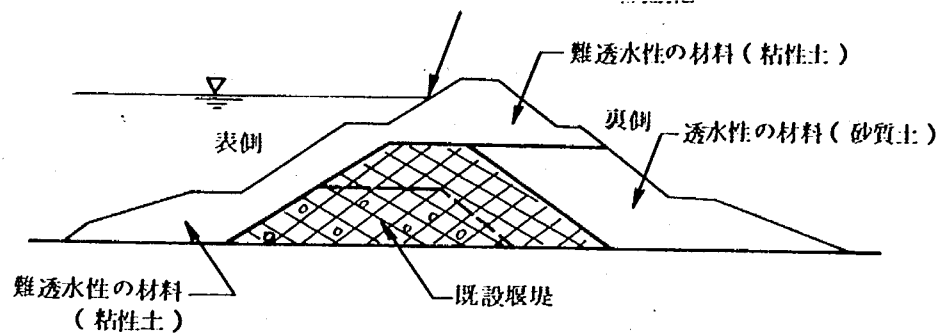


図-2 防災調節池の断面例

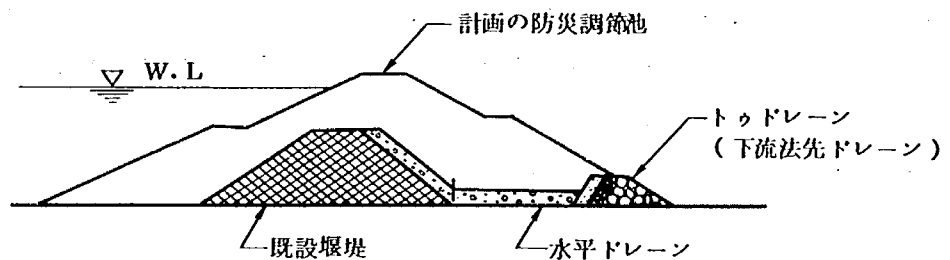


図-3 ドレーンの配置

(3) 施工について特に留意する事項

施工にあたっては、計画したとおりの堤体の品質、すなわち強度や透水性が得られるように堤体材料を入念に締固めることが大切である。土の場合には、施工機械や施工方法が同じであっても、施工時の含水比によって締固め密度が著しく異なってくるので、毎日の施工含水比については十分チェックし、それを管理していくことが大切である。また、腹付け等の狭い場所での施工やのり面では締固め不足が生じやすいので、注意が必要である。

さらに、本質問のように既設のものと新しく盛土する部分との境界における土のなじみをよくすることが、特に重要である。従って、盛土を行う既設堰堤の表層付近の表土は取り除き、草木や根などが混入しないように注意して段切りを行い、切返しによる盛立て施工するなどして、既設堰堤や既に盛り立てた堤体盛土材料とのなじみをよくするように工夫することが大切

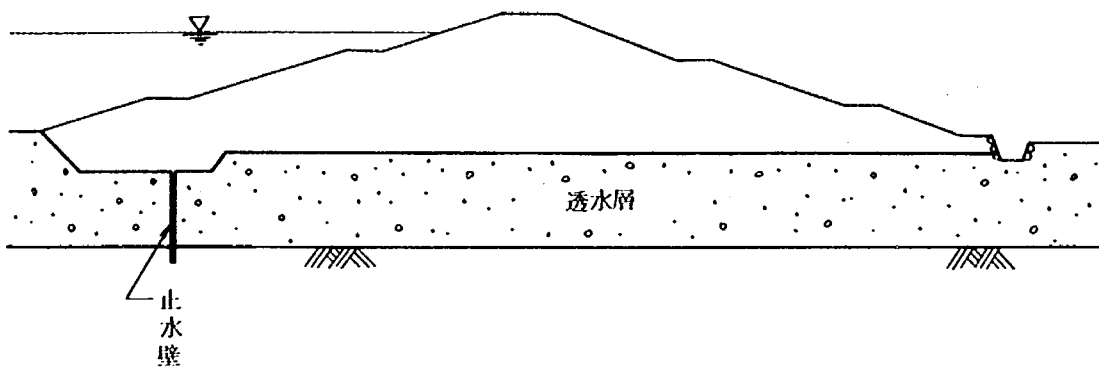
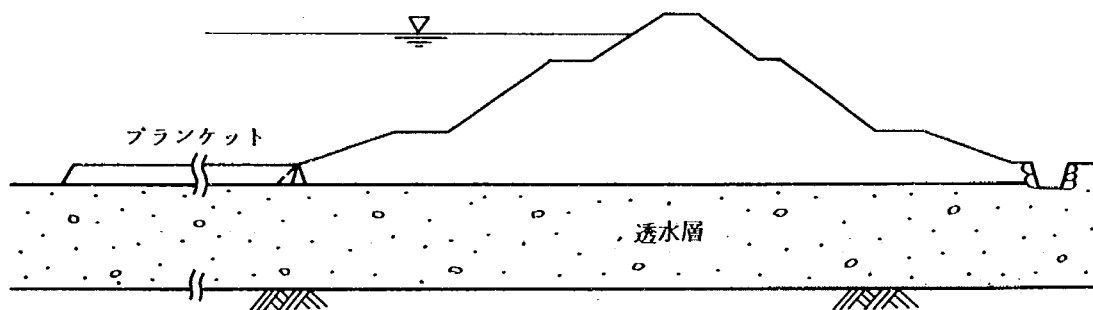
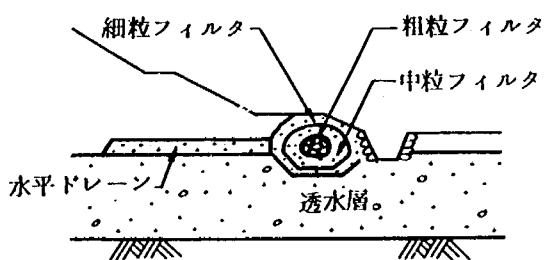


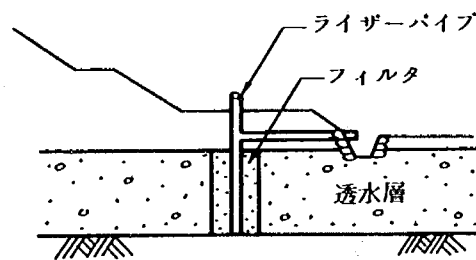
図-4 止水壁工法



a) ブランケット工法の概図



(水平ドレーンとの組合せ)



(リリーフウェルによる方法)

b) ブランケット工法における下流側の揚圧力を低下させる工法

図-5 ブランケット工法の設置

である。また、盛り立てにあたっては、盛土材料の含水比の変化をきたさない範囲で、既設堰堤を湿潤にしておくことがなじみをよくするうえで望ましい。

(4) 既設堰堤の改善についての処置方法

既設堰堤の処置方法としては、堤体の透水性が大きい場合にはグラウンドや止水壁を設ける方法が考えられる。また、締固めが不足している場合には、大型の振動締固め機で締固める方法などが考えられる。さらに、部分的に不良箇所がある場合には、良質土でその部分を置き換える方法などが考えられる。

しかし、これらの方法で処置するには、事前の調査で堤体の状況を十分把握しておくことが不可欠であり、施工後についてもその結果を確認することが必要である。一般には、そのような事前の調査法や効果の評価手法について、いろいろと問題もあるので、既設の堰堤を大幅に改善する必要がある場合には、開削して再度盛り立てを行うことが確実で、効果が期待できる場合が多いと考えられる。

(土質研究室)

河-23 リムカーテングラウトの調査並びに解析に当たっての留意点

(質 問)

リムグラウト(カーテングラウト)の施工範囲を決定するに際して、地下水位、岩盤の透水性、尾根の地形等の条件より各ダムにおいて、総合的に判断して決められているのが一般的と思われるが、調査事項、調査範囲、解析に当たって特に留意する事項があれば教示願いたい。

又、「グラウチング技術指針(同解説)」の「カーテングラウチング施工範囲」(2.カーテングラウチングの施工範囲の特殊な決定方法の例)に示す判断基準等があれば併せて教示願いたい。

さらに現在、クリープ比(浸透流路長(L)/水位差(ΔH))についていろいろ検討されていると思われますが、最低クリープ比の決定の仕方についても教示願いたい。

(弥栄ダム工事事務所)
(温井ダム工事事務所)

(回 答)

リムカーテングラウチングの施工範囲は、ダム取付地山の地形、地質、地下水位及び透水性を考慮して決められる。特にヤセ尾根に取付ける場合、風化岩が厚いことが多いので十分な止水が確保出来るところまで施工されなければならない。

一般的には

- ① 貯水池サーチャージ水位と地下水位とが交わる点まで
- ② 地山基礎の透水性が目標ルジョン値に達する所まで

のいずれかで、グラウチング施工範囲を決めている。

まず①について述べると、地下水は地盤の孔隙や割れ目に存在するものであり、地盤の間隙率または割れ目などの空隙率が大きい程流動しやすいと言われている。したがって、固結度の弱いルーズな砂礫層、マサ化岩、火山碎屑岩、割れ目の多い火山岩などは地下水が流動しやすく滞水能が劣るため、取付地山がこの種の地質から成る場合は概して地下水位が低いことが多い。ここで注意しなければならないことは、地下水位は通常、季節的な降雨量と密接な循環関係を持つものであり、少くとも1水文年程度の調査期間が必要とされることである。

また局所的に滞水盆を形成していることもあり、特に尾根筋では広範な地下水位等高線が描ける程度の調査が必要である。

地下水位が著しく低いダムサイトでは膨大なリムカーテングラウチングの施工量となる場合があり最近では、FEMによる浸透流解析を行い、尾根部からの浸透流量及びパイピング等の検討から改良目標値と施工範囲を決めている例がある。しかし割れ目の多い岩盤の漏水は管路流と同じであり、透水係数として仮定された計算値とは透水状態が全く異なる場合も考えられるので、計算結果については当該地質性状をよく考慮して利用しなければならない。

次に②についてであるが、取付部の目標セージン値の定め方で安全をみて堤体基礎部と同じ値とする考え方もあるが、ダムの高い部分と低い部分では浸透圧が異なること、地山深部では透水性が低くなる傾向をもつこと、改良の可能性の限界もあることなどから、クリープ比（浸透路長／水位差）により、その目標値を検討している例もある。

しかし、このクリープ比による検討は、米国開拓局のShastaダムの断層止水処理工法時の経験的事例によるもので、粘土質の場合は4、それ以外では2.5以上を基準としているが、理論的に明確な数値とは言い難い。近年、このクリープ比によって、リムカーテングラウトの施工範囲、目標値を検討した事例によるとその値は4.0以上としているダムがほとんどである。ただし、注意を要することは、開口性の連続した割れ目を有する岩盤は、浸透路長が長くなっても浸透流速の低減にはならないものであり、この種の岩盤のクリープ比による検討は問題であると考えられる。

（ダム構造研究室）

河-24 コンクリートダムの施工における隣接ブロックの許容高低差

（質 問）

ダムコンクリート標準示方書によれば、コンクリートの打込みにおいて、隣接したブロックの高低差は、上下流方向で4リフト、ダム軸方向で8リフト以内とすることを標準としているが、この考え方を教示願いたい。

現場においては、高い鉛直継目を長期間露出させておくと、新しく打ったコンクリートとの温度

差が大きくなり、また収縮の度合も異なることから打上り高さの差をあまり大きくしてはならない。しかしながら打設工程において標準リフト差を守ることが困難となった場合、どの程度まで許容され得るものであるか。このような場合の対応と対策について教示願いたい。

(弥栄ダム工事事務所)

(回 答)

ダムのようなマスコンクリートでは、セメントの水和熱が内部に蓄積されるため、硬化したコンクリートの温度は著しく上昇する。したがって、これが徐々に冷却する過程で引張の温度応力が発生し、これが温度ひびわれの原因になっている。このため、コンクリートダムの施工に際しては、種々の温度規制法を採用し温度ひびわれの発生を防止しているが、適切な間隔に設けられた収縮継目によってダムをブロック状に打上げていく方法もその一方法である。

現在のダム施工では、1ブロックの大きさはダム軸方向で15m、上下流方向で20～40mとなっているが、古くは15m×15mのブロックが原則とされていた。これは経験的に15m以下のブロックでは温度ひびわれの発生がほとんど見られなかったことによるものである。しかしその後の温度規制技術の発達とともに、施工の合理化を図って縦継目の間隔が徐々に広げられ現在の形状に至ったものである。したがって、温度規制面から見る限り、とりわけ15mを越えるようなブロックの側面を長期間外気にさらしその表面と内部に著しい温度勾配を生じさせることは極力避けるべきであり、本来各ブロックは同一高さで一様に打上っていくことが望ましいといえる。

したがってブロックの高低差は施工上の制約からやむを得ず生じるものであり、設計上の配慮としてはできる限り高低差を抑えるような打設計画をたてることが望ましい。示方書では、隣接ブロックの高低差として露出面の長さの大きなダム軸方向の許容値を緩くしており、温度規制上の見地とは矛盾した内容となっているが、これは、放流管の据付け作業や施工中の洪水による越流対策等を考慮して施工実績を基に規定したものであって、本来、このような施工上の制約がなければダム軸方向の高低差は上下流方向と同程度以下に規制することが望ましいと考えられる。したがって、やむを得ない場合を除き、ダム軸方向の高低差は8リフトよりも小さく抑えるよう打設計画をたてるべきである。逆に、温度規制上の制約が比較的少ない上下流方向の高低差は温度規制が適切に行われるのであれば、4リフトを多少緩和してもよいと考えられる。

なお、米国内務省開拓局の基準によれば、隣接ブロックの高低差は上下流方向、ダム軸方向に関係なく一律5リフト(リフト高1.5mの場合)に規制している。

なお、温度規制から見た場合、温度ひびわれの発生は、隣接ブロックの高低差よりもむしろブロック側面の放置期間に関係する。したがって、たとえ隣接ブロックとの高低差が4リフト以下であっても、長期間その側面が放置される場合には、長期間コンクリートを打止めるリフト表面の場合と同様に極端な温度勾配が生じないように入念な温度規制が必要である。

(ダム構造研究室)

河-25 凝集剤のコンクリート強度等に及ぼす影響

(質問)

骨材生産過程及びコンクリート洗浄等で発生する濁水を機械凝集沈降分離方式で処理するが、使用水量多く全量放流するには問題があり、骨材洗浄水として循環使用したいと考えているが、この場合補給水としては製品骨材に附着して運び去られるもの及び生産過程で飛散するものは数%であり、殆んどは循環する。

こうした場合、処理水中に残存するポリマーが循環中に増加し、骨材(特に細骨材)に附着しコンクリートに混入するが、コンクリートの強度とか耐久性等への影響はどうか教示願いたい。

(温井ダム工事事務所)

(回答)

洗浄等に用いた濁水の処理に用いる凝集剤には様々な種類があり、これらは大きく分けて無機系のものと有機系のものに区分できる。質問にある凝集剤はポリマーであるとのことと後者と考えられるが、成分等が不明であるためここでは一般的なことについて述べることにする。

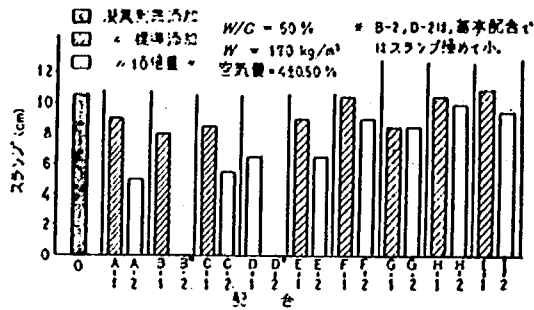
コンクリート研究室では以前に無機系、有機系双方の凝集剤について、主にレディーミクストコンクリート工場を対象として、回収水の利用に伴う凝集剤およびこれらを用いて生成したスラッジの混入によるコンクリートのワーカビリティおよび強度への影響について試験を行っているので以下にその結果の概要を示す。

凝集剤単身による影響を調査する実験では表-1に示すように無機系2種、有機系7種の計9種の凝集剤について指示されている標準使用量およびその10倍の濃度の溶液を練り混ぜ水として用いスランプと強度への影響をみた。この結果、無機系のものでは標準濃度でも10倍の高濃度でもスランプ、強度への影響は全くないといってよく、一方、有機系のものでは標準濃度でも若干のスランプの低下がみられ、10倍濃度ではスランプに重大な影響が出ているものもあった。これは主に有機系凝集剤により空気の連行が阻害されるためのようである。しかしながらスランプが低下したコンクリートでも強度的にはほとんど影響はみられない。(図-1、図-2、参照)

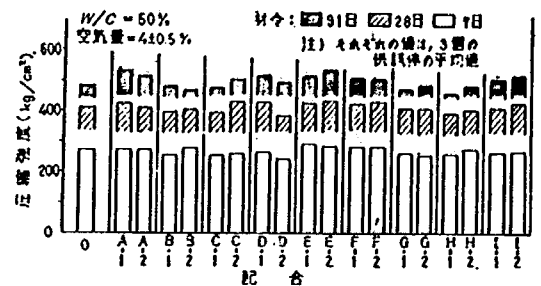
表-1 凝集剤の種類

種別	記号	イオン性	外状	主成分または化学式	メーカー
有機系	A ¹⁾	アニオン	粉末	変性ポリアクリルアミド	J社
	B	ノニオン	"	ポリアクリルアミド	"
	C	アニオン	"	アクリルアミド、アクリル酸ソーダ共重合体	K社
	D	"	"		L社
	E	"	"		M社
	F	"	液状	変性ポリアクリルアミド	N社
	G	ノニオン	"	ポリアクリルアミド	"
無機系	H ²⁾	—	粉末	$\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot (\text{NH}_4)_2\text{SO}_4 \cdot 24\text{H}_2\text{O}$	P社
	I ³⁾	—	"	$\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$	"

1) 試験-1で用いたもの、 2) 鉄みょうばん(試薬1級) 3) 硫酸びん土(試薬1級)

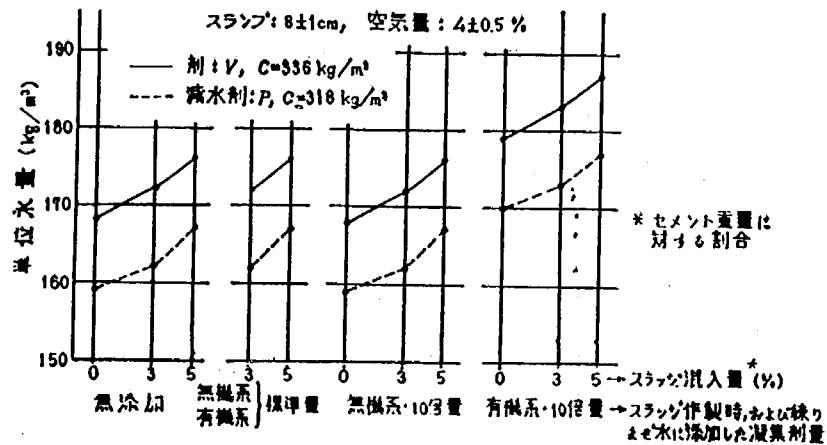


図一 基本配合のコンクリートのスランプの値



図二 コンクリートの圧縮強度

次にスラッジについて述べる。質問ではスラッジについては触れてないが、沈澱池の上澄み水だけでなく、スラッジまでも再利用のためにコンクリートに混ぜようとする考えもある。そこでスラッジが混入した場合の影響に関する試験の結果の概要を示す。スラッジが混入するとコンクリートのワーカビリティは凝集剤の使用の有無にかかわらず低下する。(図-3参照) 有機系の凝集剤を用いた場合のスラッジには凝集剤が高濃度の場合、より一層コンシステンシーが低下する(単位水量が増す)ものもあり、この影響は凝集剤単身の場合の影響が加算されたと考えてよいであろう。またスラッジの混入によりモルタルの凝結は若干早まるが、これは微粉混入の影響と思われ、実用的にはさしつかえない程度のものである。凝結に対する凝集剤の影響はあまりないようである。強度に関してはスラッジが多少混入した場合でも水セメント比を一定とすれば影響はないと考えてよい。(図-4参照)



図三 スラッジの種類および混入量と単位水量との関係

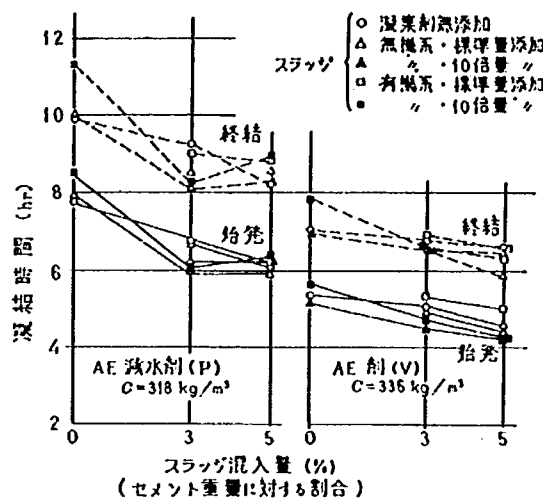


図-4 スラッグの種類および混入量と凝結時間との関係

以上のように標準的な濃度であれば凝集剤溶液を練り混ぜ水として用いても影響は少なく、まして骨材に洗浄水が付着した程度であればまず問題はないと考えられる。

また、上澄水だけでなくスラッグまでも練混ぜ水に混ぜるとすると単位水量などへの影響が大きくなる可能性もあるので配合等の実験的検討が必要かと思われる。

(参考文献)

骨材洗浄などに用いる凝集剤がコンクリートの品質におよぼす影響に関する試験

太田 実：土木技術資料 Vol 18 №6 1976

(コンクリート研究室)

河-26 砂防ダムの公式適用

(質問)

基礎地盤がレキ混り土砂でパイピングについて検討する場合、(イ)限界掃流力による方法、(ロ)ブライの式、(ハ)レーンの式がある。(イ)についてはパイピングが発生し難い結果にあり、(ロ)、(ハ)についてはパイピングが発生し易い結果となる。この様に、各式により相異がみられ式の採用に当たっての考え方を教示願いたい。

(倉吉工事事務所)

(回答)

ブライ及びレーンの式による方法は、統計的資料にのみ頼っている経験的な方法であるが、クリープ比の値は平均値よりむしろ最大値に近いものであり、パイピングに対する安全性の検討の参考

になる。低ダム、床固土に対して適用できる。

限界掃流力による方法は理論的ではあるが、有効間隙率の評価方法が確立されていないこと等のため実際のパイピング現象を正確に表現しているとは言い難い。パイピングに対する抵抗性を検討する手段の一つとはなるが、最終判断に使用することは危険と思われる。

堤高の高いダムについてのパイピングの検討は、河床材料調査も含め本省又は土研と相談の上行う必要がある。

(砂防研究室)

河-27 堤脚付近の局所洗掘箇所の対策について

(質 問)

計画高水流量 $Q = 4,700 \text{ m}^3/\text{s}$ 川幅 $B \div 370 \text{ m}$ 河床勾配 $I = 1/800$ 河床材 N 値 30 程度砂河床 計画河床より約 4 m 程度の深掘れ $R = 500 \text{ m}$ 程度

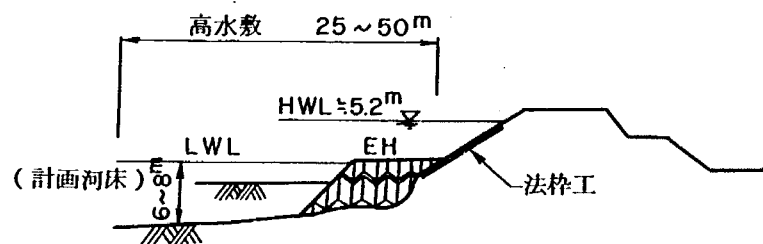
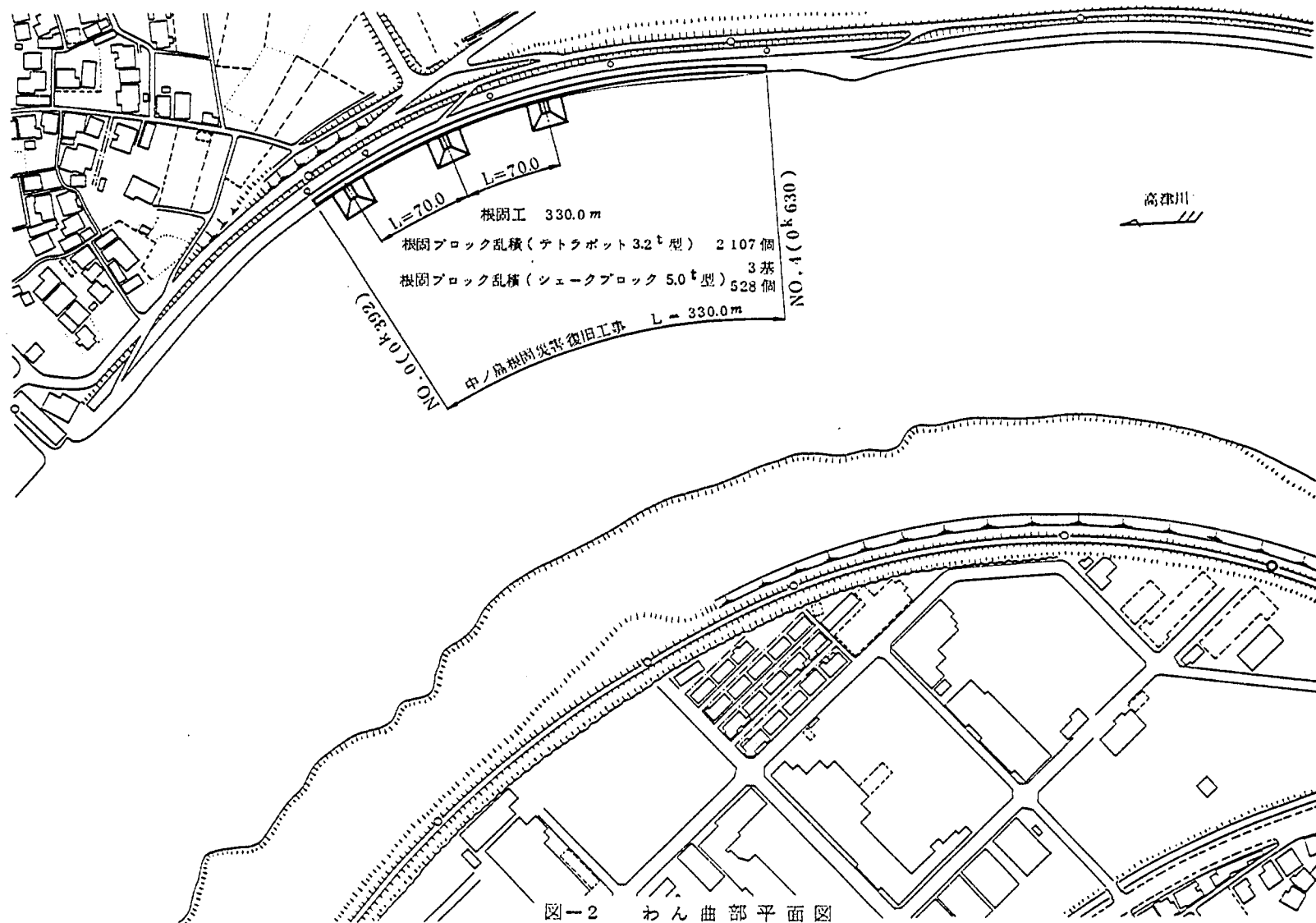


図-1 水制工状況図

現在、堤防には法枠護岸、根固工ブロック 3 t/ヶが施工されているが S 5 8, 7 災で根固の半分程度が沈下し、根固巾 10 m に復旧したものであるが、改修計画では高水敷付加を考慮しており、水制等に対応が急がれているため、試験的に水制 3 基 ($l = 10 \text{ m}$ ブロック重量 5 t/ヶ, 計画河床より高さ $h = 2.35 \text{ m} \div \text{LWL}$, 天端巾 $B = 5.5 \text{ m}$, 間隔 $\div 70 \text{ m}$) を施工した。

このような場所における高水敷付加工法の検討方法、工法の選定、構造検討等について教示願いたい。

(浜田工事事務所)



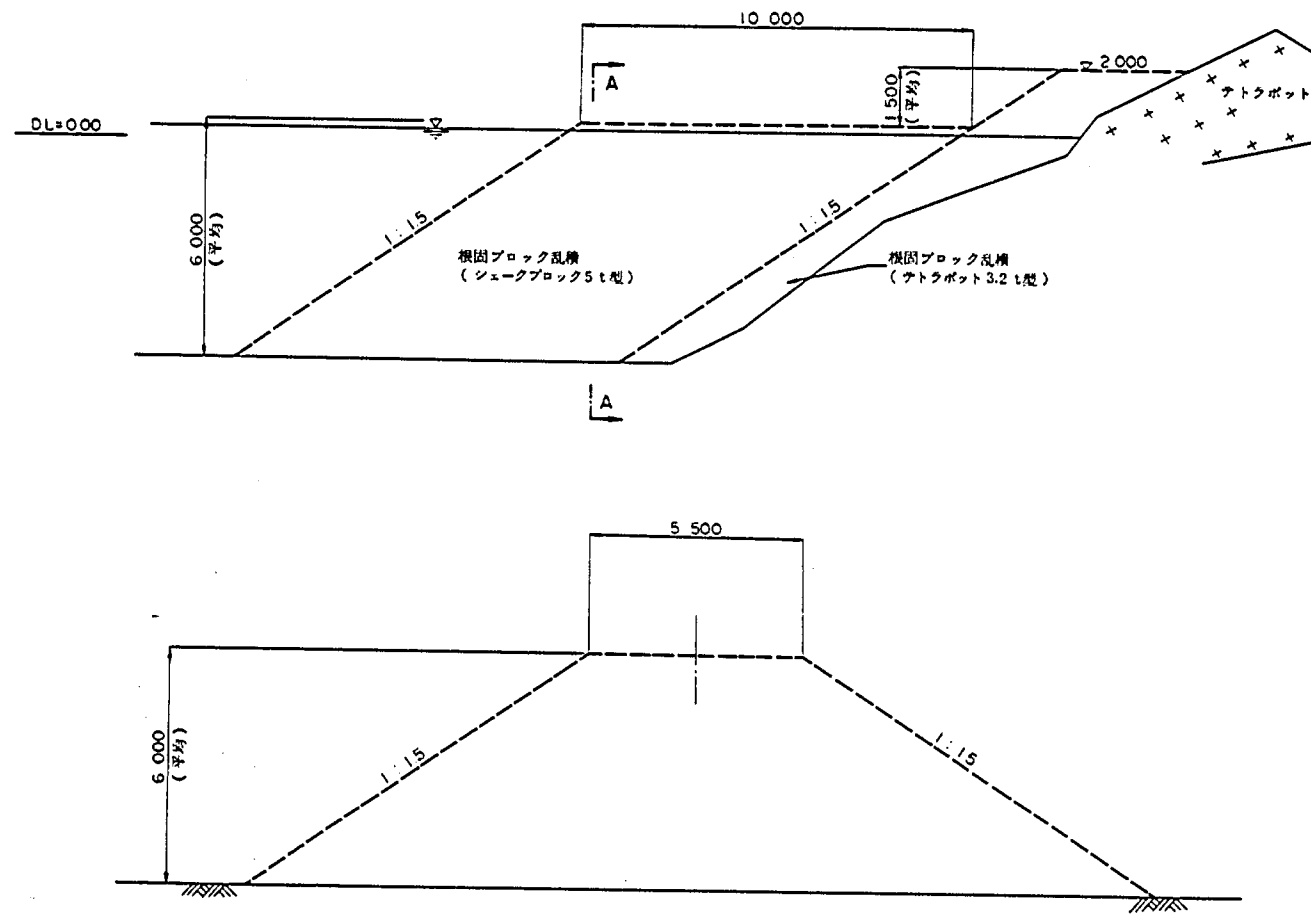


図-3 水制工詳細図

(回 答)

(1) わん曲部局所洗掘深の推定方法

わん曲部外岸側の局所洗掘深を推定する方法としては、従来より種々の方法が提案されている。ここでは、それらのうち、計算が比較的容易な以下の方法等についてその結果を紹介してみよう。

なお、いずれの方法においても、図-4のような河床の横断勾配を与えている。したがって、川幅をBとすると、平均河床高 Z_m と最深河床高 Z_d との差 Δz は $\Delta Z = \frac{B}{2} \sin \theta$ と与えられる。

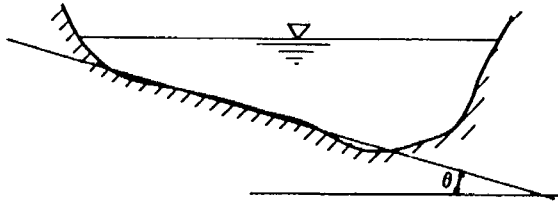


図-4

また、各式中に現われる記号は以下のとおりである。

- U : 平均流速
- H : 平均水深
- I : 河床勾配
- u_* : 摩擦速度
- R : わん曲の曲率半径 (河道中央部)
- g : 重力加速度
- d : 河床材料の平均粒径
- σ : 河床材料の密度
- ρ : 水の密度
- κ : カルマン定数 ($\kappa = 0.4$)
- p : 流速分布係数

$$\frac{u}{u_*} = \frac{p}{\kappa} \left(\frac{z}{H} \right)^{1/p}, \quad \frac{u}{U} = \frac{p+1}{p} \left(\frac{z}{H} \right)^{1/p}, \quad \frac{U}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \frac{p^2}{p+1}$$

ここに、 u は河床から z という高さにおける流速であって、流速分布係数 p とマニングの粗度係数 n との間には次のような関係式が成立し、この関係を図示すると図-5のようである。

$$\frac{p^2}{p+1} = \frac{0.13}{n} H^{1/6}$$

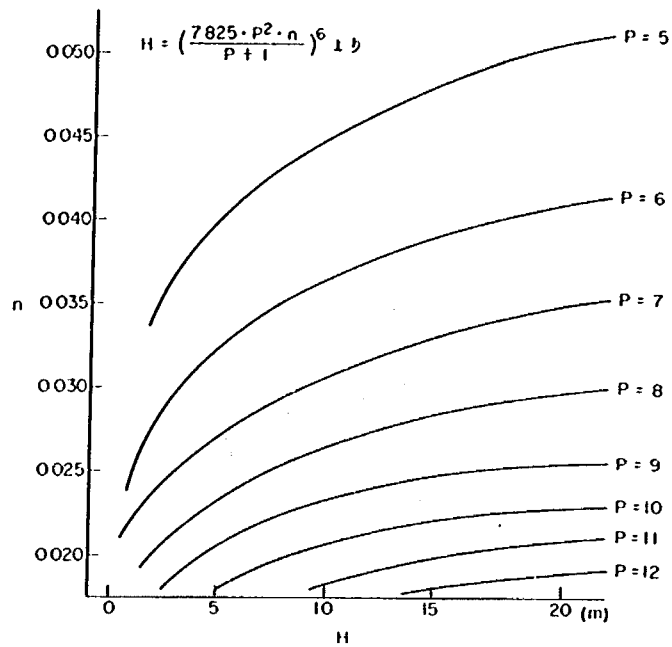


図-5 p の等値線

いま，わん曲部河床の横断勾配 θ を与える各式を列举すると以下のようである。

a) Van Bendegon (1947)

$$\sin \theta = 0.0585 \frac{H}{R} \frac{U^2}{(\sigma/\rho - 1)gd}$$

b) NEDECO (1959)

$$\sin \theta = \frac{3}{2} \frac{H}{R} \frac{u_*^2 \left(\frac{p^2}{p+1} \right)^2 \left(\frac{2(p+1)^2}{p^2(p+2)(p+3)} \right)}{\kappa^2 (\sigma/\rho - 1)gd}$$

c) Zimmerman & Kennedy (1978)

$$\sin \theta = \frac{1}{2} \frac{H}{R} \frac{u_*^2 \left(\frac{p^3}{(p+1)(p+2)} \right)}{\kappa^2 (\sigma/\rho - 1)gd}$$

d) Falcon (1979)

$$\sin \theta = \frac{3}{2} \frac{H}{R} \frac{U^2 \left(\frac{p+1}{p(p+2)} \right)}{(\sigma/\rho - 1)gd}$$

いま，上式を用いて右岸側の最深河床高を推定してみよう。なお，算定に用いた諸量は以下の通りである。

計画高水位 D . L . 3.8 m (0.4 Km)

計画河床高 D . L . - 2.0 m (0.4 Km)

計画流量流下時水深 H = 5.8 m

粗度係数 (計画値) n = 0.03 (流速分布係数 p = 7)

河床材料の平均粒径 (昭和 46 年 6 月における高角地点低水路中央部の値)

$$d = 0.047 m$$

表 - 1 は、上記 4 種の方法によって得られた予想される横断方向河床勾配 $\sin \theta$, わん曲に伴う洗掘量 ΔH (m) 及び最深河床高 zd (m) を示したものである。

表 - 1

方 法	$\sin \theta$	ΔH (m)	zd (m)
a)	0.0043	1.1	- 3.1
b)	0.0035	0.9	- 2.9
c)	0.0051	1.3	- 3.3
d)	0.014	3.5	- 5.5

表 - 1 における最深河床高は、現況と比べると若干高いようであるが、これは主として算定に用いた河床材料の平均粒径による影響と考えられる。すなわち、計算に用いた高角地点の値は、懸案地点 (0.4 km) に比べかなり大きいものと考えられ、たとえば平均粒径が $1/2$ になると洗掘量 ΔH は 2 倍となる。したがって、各種予測式の適用にあたっては、とくに河床材料の平均粒径の選定に注意しなければならない。

(2) わん曲部局所洗掘の対策方法

(1) で示したように、わん曲部の洗掘量 ΔH は、水深 H に比例し、曲率半径 R に反比例し、平均流速 U の 2 乗に比例する。すなわち、

$$\begin{aligned}\Delta H &\sim \frac{H}{R} U^2 \\ &= \frac{H}{R} \frac{Q^2}{B^2 H^2} \\ &= \frac{Q^2}{R B^2 H}\end{aligned}$$

したがって、洗掘量を減ずるためには、曲率半径 R , 川幅 B , 水深 H を大きくすればよいことになる。水制を設置し、さらに高水敷を造成することは、川幅 B を減ずることになる。とくに、川幅 B の変化は洗掘量 ΔH に大きな影響を及ぼすため、これを相殺し、さらに洗掘量 ΔH を減ずるような方策を講ずる必要がある。

このような方法として、曲率半径 R を増加させることが考えられる。ただし、種々の推定式における曲率半径 R は河道中央部に対応するものであるから、左右岸の法線に対する考慮により、

曲率半径 R を増加させなければならない。

以下においては、具体的な対策工について簡単に述べてみよう。

A) 堤防護岸・根固め

堅固な堤防護岸を施工し、側方侵食を防止する。このとき、護岸、根固めの根入れ深は、最深河床高の推定値よりも低くしなければならない。なお、護岸の設置により側方侵食が抑制された場合、侵食は鉛直方向に発達する傾向があり、最深河床高は、(1)で示した方法による推定値よりもさらに低くなる可能性が強い。また、護岸の設置により、前後の未設置箇所では側方侵食が助長される可能性が強いため、護岸の設置区間、設置順序、施工期間等については十分な注意が必要である。

B) 水 制

わん曲外岸側において、河岸の粗度抵抗等を増加させても、わん曲部の局所洗掘を軽減させることはできない。したがって、わん曲部における水制の目的は、河道横断面内の最深部を堤防から遠く離すことにあり、水制長は長くなければならない。しかし、水制の設置により水制の先端部付近はさらに局所洗掘が助長され、最深河床高はなお一層低下するものと予想される。したがって、水制で対応する場合、このような局所洗掘の発達を予測し、根入れの深さ、間隔、長さ、構造等を決定しなければならない。

C) 高水敷の造成

わん曲部外岸側に高水敷を造成し、低水護岸及び高水護岸で対応する方法であって、やはり根入れを最深河床高の予測値より低く設定する必要がある。また、高水敷上では、出水時に強いせん断力が働くため、高水敷の表層を堅固にしておかなければならない。なお、高水敷の造成にあたっては、低水路法線の決定が前提であり、極めて慎重な検討が望まれる。

D) ベーン工法

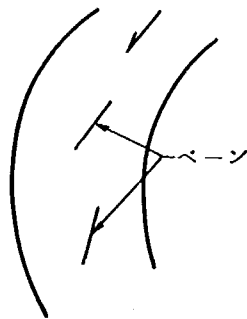


図-6

わん曲部に図-6のようなベーン工を設置し、局所洗掘の原因となる2次流を低減させ、その結果最深河床高を上昇させようとする工法が、ソ連、米国(ミズーリ川、ミシシッピー川)で試みられている。これは、平行水制のようなものであって、流れを外岸にはじくように設定されているのが特徴である。近年、これを鋼矢板のような薄い(ブロックに比べて)材料で施工するとともに、その高さを水深の1/3程度として河床付近にのみ設置するアイオリ式ベーン工法が提案され、米国のニシナボトナ川、ユーコン

川に施工されようとしている。これは、A)、B)、C)に比べ、安価な工法であり、また積極的に局所洗掘そのものを低減させる工法であり注目されている。

(3) 高水敷の造成方法

(2)で述べた工法のうち、C)の方法を採用し、さらに短い水制をすでに施工した場合、以下のようにして高水敷を造成することが考えられる。

- i) 水制間に土砂が自然に堆積するのを待ち、その後造成し護岸を設置する。
- ii) 既存の水制の先端に平行水制を付加し、L型水制とした後、土砂の自然堆積を待ち、その後造成する。この場合、L型水制の表側は、高水敷の護岸として利用できるよう堅固なものとしておく。また、平行水制の高さは、小出水の洪水位より低く設定し、土砂の流入・堆積を促進し、その長さは水制間隔より短くし、水制減(平行水制と垂直水制とで囲まれた領域)の水位を主流域の水位と一致するようにする。
- iii) 水制間にぐり石、碎石、ブロック等を投入し、人工的に高水敷を造成する。

以上の方法のうち、i)の実現にはかなりの期間が必要であり、またiii)の方法には多くの費用を要する。

参考文献

- 1) 浅野・オッドガード・ケネディ：わん曲部局所洗掘防止対策としてのアイオリ式ベーン工法，土木技術資料，26-2，1984。

(河川研究室)

3. 道 路 部 門 (目次)

道 - 1	場所打ちぐいの先端支持力	181
道 - 2	路床土の粒径変化に伴う支持力の評価	183
道 - 3	連続立体交差事業の仮線敷設に伴う環境影響	188
道 - 4	耐震設計上の地盤種別の適用	190
道 - 5	重力式橋台および逆T式橋台の最小沓座幅	190
道 - 6	トンネル覆工のクラック防止について	192
道 - 7	コンクリート舗装版の隆起	195
道 - 8	アーチ橋台に作用する土圧など	197
道 - 9	混合擁壁の設計法	199
道 - 10	橋台のコンクリートクラック防止と目地の設計施工	201
道 - 11	上水道施設の井戸に近接した橋脚基礎の施工方法	204
道 - 12	道路新設による果樹園(梨)に対する影響	206
道 - 13	総合交通計画調査	208
道 - 14	歩道トンネルの付加工法について	210
道 - 15	雪寒区域における塩害	212
道 - 16	二輪車通行の安全対策	215
道 - 17	市街地における矢板引抜きによる影響範囲	216
道 - 18	道路交通振動の予測手法	218
道 - 19	歩行者空間の計画・設計手法	221
道 - 20	生石灰パイル打設による既設構造物の変位	223
道 - 21	道路の残留沈下量を考慮した地盤改良幅及び載荷盛土幅の決定方法	228
道 - 22	ゴム入りアスファルト合材を使用した舗装	230

道一 1 場所打ちぐいの先端支持力

(質 問)

道路橋示方書，下部構造編，表一解 8.4.1 による場所打ちぐいのぐい先端の極限支持度 q_d 推定表

表一解 8.4.1 場所打ちぐいの q_d 推定表 (t/m^2)

地 盤 種 別	先端極限支持力度
砂れき層および砂層 ($N \geq 30$)	300
硬 質 粘 性 土 層	$3q_u$

ただし， q_u は一軸圧縮強度 (t/m^2)

は，地盤種別が砂れき層および硬質粘性土層の場合であるが，地質調査の結果，ぐい先端が軟岩等によって，支持される場合の q_d は，かなり大きくなると予想されるが，その値の推定方法はどのようにすべきか教示願いたい。

(山口工事事務所)

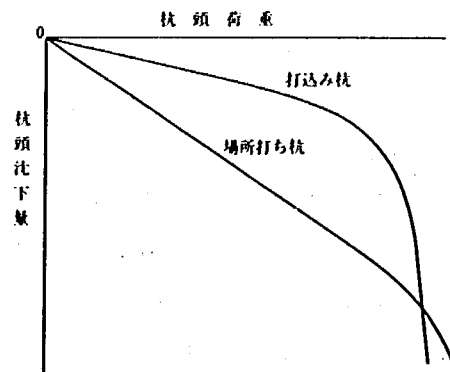
(回 答)

道路橋示方書，下部構造編において，場所打杭の先端極限支持力度は表一 1 のようになっている。これは，場所打杭が良好な支持層へ根入れさせても，地盤の掘削により杭先端地盤をゆるめること，スライムなど杭先端支持力，コンクリート強度などに影響する施工上の問題があることなどによる。また，支持杭であっても，その沈下性状は図一 1 に示す通り打込み杭とはかなり異った様相を呈す

表一 1 場所打ちぐいの q_d 推定表 (t/m^2)

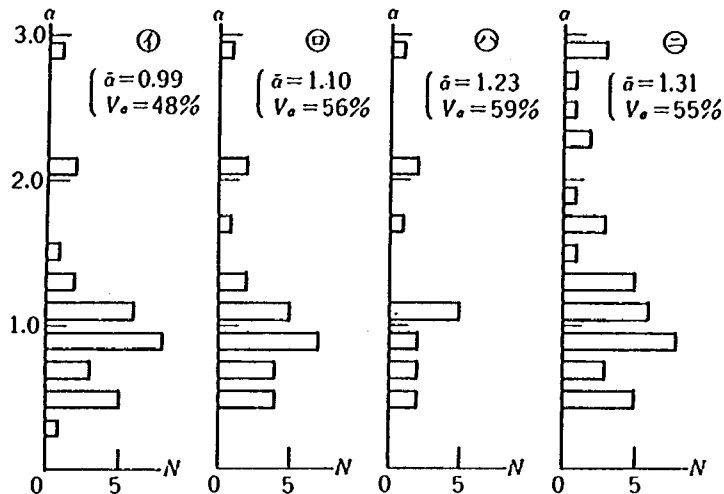
地 盤 種 別	先端極限支持力度
砂れき層および砂層 ($N \geq 30$)	300
硬 質 粘 性 土 層	$3q_u$

ただし， q_u は一軸圧縮強度 (t/m^2)



図一 1 荷重一沈下曲線模式図

る。このことから、道示における表一1は載荷試験結果からくい頭沈下量を20 mmで極限支持力と想定して決定したものである。ちなみに載荷試験のデータ(48例)において次のような種々の方法により各々のデータ群においてその平均値、分布形を求めた結果が図一2である。



図一2 α (実測値/推定式)の分布(場所打ち杭)

- ① $\log P \sim \log S$ 曲線において降伏荷重が明白なデータ(29例)
- ② 最大変位を20mmとするデータ(26例)
- ③ 最大変位を40mmとするデータ(14例)
- ④ 双曲線近似法による極限支持力に対するもの(39例)

ここで α : (実測値/推定値=300t)

V_a : 変動係数

この図からも判明するように $\bar{\alpha}$ は変位量の制限値によってかなりばらつき、また、各データ群内においても変動係数は高いものの、従来(旧 くい基礎の設計指針等)で記述されていたような、土質分類別の先端極限支持力を見出すことはできなかった。

このような結果から、場所打ち杭の支持力に関しては、周面摩擦力による支持の割合が他の杭に比して大きく、杭先端による支持力を低くおさえている。

現在、基礎研究室において、岩盤上の杭の支持力については研究中であるが、未だ、その支持力特性については結論がでるに至っていない。しかしながら、支持基盤が軟岩であっても、(岩種、風化程度、弱線の発生程度により異なるが)、前記の施工上の諸問題が解決されたとはいえず、現在のところ、道路橋示方書の表によるのがよいと考えられる。

(基礎研究室)

道一2 路床土の粒径変化に伴う支持力の評価

(質問)

D交通のCBRの大きい区間で、舗装が比較的早期に破壊する場合がある。この原因として、施工時の転圧や交通解放後の輪荷重の繰り返しにより、路床土が粒径変化を起し、支持力が低下することが考えられる。

このような路床土を使用するにあって以下の点について教示願いたい。

1. 土質の見分け方

試験方法の手順

CBR試験で配慮すべき事項

2. CBR値の評価

(中国技術事務所)

(回答)

路床が風化性のもろい材料から成る場合、指摘されたような現象の生じる可能性がある。路床材料は、施工時の転圧や交通解放後の輪荷重による繰り返し载荷を受けるが、これらの材料の場合、粒状分が徐々に破砕され細粒化していく。そのため、実験室で測定したCBRより実際のCBRの方が低くなり、設計時に期待された支持力を発揮できず、舗装の早期破壊に至る。

このような性質を持つ材料としては、中国地方に多いマサ土(花こう岩が風化したもの)や九州地方に多いシラス(火山灰の堆積物)が典型的な例といえる。これらの土は、土質の統一分類法ではGW~SMに分類され、三角座標による分類では、図-1のようになる。従って、経験的に風化性の土であることが懸念される場合や、粒度分布が図-1の範囲に入る火山性堆積物の場合は、細粒化の影響について検討してみる必要があると考えられる。

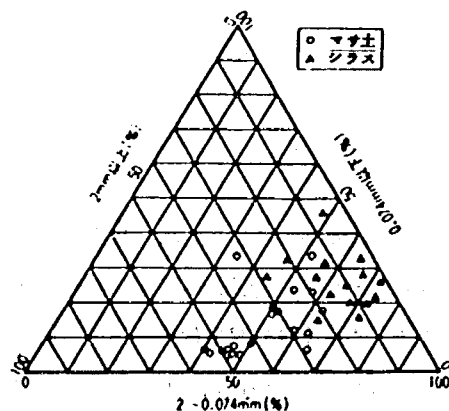


図-1 代表的砂質系特殊土の三角座標分布(溝渕)

マサ土やシラスの細粒化は、载荷の繰返しとともに徐々に進行し、CBRは必ず载荷前の値よりも低い値を示すが、それには一定の限界値があると考えられている。従って、それらの土のCBR値を正しく評価するためには、実験室内で求められたCBRから、現場におけるCBRを推定してやる必要がある。表-1に破砕前後のCBRと破砕後のCBRの比較を示す。

表-1 破砕前後のCBRの比較（溝渕）

項目 試料	No	無 処 理		
		未破砕試料の修正 CBR (%)	同一密度で収束粒 度試料のCBR (%)	無処理時の力学的 強度残存率 Rr (%)
マ サ 土	3	59	27	46
	4	23	35	15
	6	52	40	77
	7	59	27	46
	9	57	24	42
	12	37	8.3	22
	15	33	20	61
	17	30	20	67
	18	59	12	20
	20	70	13	19
シ ラ ス	21	53	24	45
	22	48	18	38
	23	64	31	48
	25	53	27	51
	26	51	14	27
	27	34	10	29
	28	41	10	24
	29	51	15	29
	30	43	13	30
	31	55	16	29
	32	45	30	67
	33	61	57	93
	34	65	18	28
	35	35	14	40

これらの材料のCBRを評価する方法として、広く認められたものはないのが現状であるが、ここでは比較的信頼の置けるものとして、溝渕による方法を紹介する。¹⁾

試験には、図-2に示すジャイレトリ試験機を使用する。この試験は、ASTM D 3387に規定されているもので、試験機のモールド内に入れた試料（アスファルト混合物、骨材）の鉛直方向

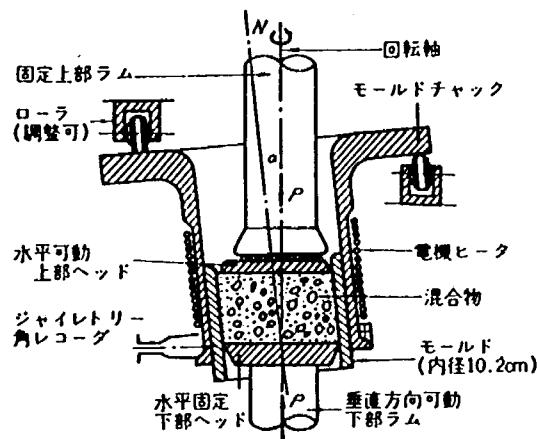


図-2 ジャイレトリー試験機のしくみ

に対し一定の角度を持った荷重をかけ、外側の円盤を回転させることにより、転圧を行う。この試験は、上下からの拘束を加えた状態でこね返すため、一般的にローラによる転圧をシミュレートしていると考えられている。試験条件は、垂直ラム圧力を 300 psi (21.1kg/cm²) ジャイロ角 1 度、試料の容積を約 400 ml、最大粒径を 10 mm、含水状態を絶乾状態として実施する。そのときの粒度測定結果の例を表-2 に示す。

表-2 粒子破碎試験の例 (溝渕)

粒 径 (mm)		10	5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	0.074
試験前粒度 $g_0(x)$		100	91.5	66.9	45.2	24.9	17.0	7.1	4.0
400 回 転 圧	粒 度 $g_1(x)$	100	95.1	74.5	54.2	33.7	23.8	12.3	7.9
	粒度差 $h(x, r)$	0	3.6	7.6	9.0	8.8	6.8	5.2	3.9
	d_{ri}	0.542 1.686 2.646 2.679 2.348 1.806 1.396							
	$d_r = \bar{\Sigma} d_{ri}$	13.1							
800 回 転 圧	粒 度 $g_2(x)$	100	97.1	77.6	58.9	38.8	28.3	15.6	10.6
	粒度差 $h(x, 2r)$	0	4.6	10.7	13.7	13.9	11.3	8.5	6.6
	d_{2ri}	0.692 2.303 3.889 4.154 3.793 2.980 2.316							
	$d_{2r} = \bar{\Sigma} d_{2ri}$	20.1							
d_f		28.1							
$Pf(x)$		100	97.9	81.8	64.4	44.3	32.8	19.0	13.2
粒度差 $h(x, f)$		0	6.4	14.9	19.2	19.4	15.8	11.9	9.2
d_{fi}		0.963 3.206 5.435 5.810 5.298 4.169 3.237							
d_f'		20.7							

まずもとの粒度 $g_0(x)$ と 400 回転圧後の粒度 $g_1(x)$ の差 $h(x, r)$ を求める。これを式(1)に代入し d_{ri} を求める。

$$d_{ri} = \frac{1}{2} \log \left(\frac{X_{i+1}}{X_i} \right) \times \{ h(X_{i+1}, r) + h(X_i, r) \} \dots\dots\dots(1)$$

X_i : ふるい目の開き (mm)

$h(X_i, r)$: ふるい通過量の差 (%)

例えば, $X_{i+1} = 5 \text{ mm}$, $X_i = 2.5 \text{ mm}$ とすると

$$d_{ri} = \frac{1}{2} \log \left(\frac{5}{2.5} \right) \times (3.6 + 7.6) = 1.686$$

となる。

次に d_{ri} の総和を求め d_r とする。

同様の計算を 800 回転圧後の粒度 $g_2(x)$ と $g_0(x)$ の間で行い d_{2r} を求める。

これらを式(2)に代入することにより, 粒子破碎収束時の d_f を求める。

$$d_f = \frac{(d_r)^2}{2(d_r) - d_{2r}} \dots\dots\dots(2)$$

これらを式(3)に代入することにより, 最終状態まで破碎が進んだときの, 粒子破碎収束粒度 $P_f(x_i)$ を求めることができる。

$$P_f(x_i) = g_0(x_i) + (d_f/d_{2r}) \times h(x_i, 2r) \dots\dots\dots(3)$$

この $P_f(x_i)$ を用いて初期粒度 $g_0(x_i)$ との差 $h(x_i, f)$ を求め, (1)の計算を行い d_{fi} を求める。
そして, それらのうち 10~0.3mm の間の収束粒子破碎量 d'_f を求め, 式(4)に代入することにより品質評価値 Q_m (実験式) を求める。

$$Q_m = \frac{1}{\xi} \left(\frac{d_f - d'_f}{K} + g_0(x_{0.3}) \right) \dots\dots\dots(4)$$

d_f : 10~0.074 mm の収束破碎量

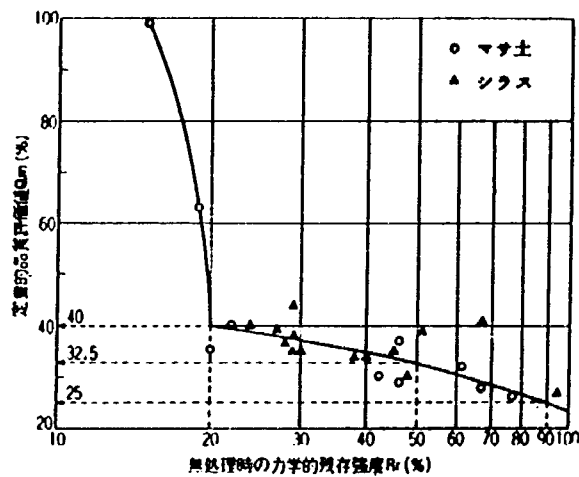
d'_f : 10~0.3 mm の収束破碎量

K : 定数 $\log(0.3/0.074) = 0.6079$

ξ : 定数 マサ土に対し 1.0

シラスに対し 1.85

$g_0(x_{0.3})$: 破碎前の 0.3 mm 通過量



図一3 Q_m と R_r の関係 (溝渕)

図一3に Q_m と測定された残存強度 R_r (%) (R_r =収束粒度でのCBR/未破碎試料のCBR)の関係を示す。これらをまとめると、表一3のようになり、設計CBRにいくらかの安全率を掛ける形で、実際のCBRを推定することができる。

表一3 Q_m とCBR評価値との関係 (溝渕)

項目		路床工
定量的品質評価値		
無 処 理	$Q_m < 25$	As. 要綱に従って使用可
	$25 \leq Q_m < 32.5$	設計CBR $\times \frac{2}{3}$
	$32.5 < Q_m < 40$	設計CBR $\times \frac{2}{5}$
	$40 \leq Q_m$	設計CBR $\times \frac{1}{10}$

前述したように、この方法は広く認められたものではないが、現場データと室内データの比較など、かなり広範な調査を行ってまとめたものであるため、設計の参考とするには適当と考えられる。文中詳しい誘導の方法については省略したが、興味があれば参考文献1)を参照されたい。

(参 考 文 献)

- 1) 砂質系特殊土のソイルセメントへの利用技術, 溝渕優, 道路建設, 昭和58年6月
- 2) 細粒化しやすい材料に対する考え方の一提案, 召田ほか, 第15回日本道路会議論文集,

pp 227

(舗装研究室)

道一 3 連続立体交差事業の仮線敷設に伴う環境影響

(質 問)

連続立体交差事業の施行に伴い、市街地に平行し現在道路上に仮線を敷設し、付近家屋に接近して、列車が走行することになるが、これにより家屋に与える振動、騒音等の環境対策方法について教示願いたい。

特に地盤が軟弱であるため、列車走行の振動による家屋への影響が心配されるところである。

(岡山県土木部都市計画課)

(回 答)

仮線敷設に伴う列車走行の振動問題に対処するためには、まず敷設後の振動レベルを予測し、振動レベルが問題となる場合には振動低減対策を考える必要がある。

自動車による道路交通振動の予測に関しては土木研究所において調査が進められており、平面道路、高架道路に関して振動レベル予測式が提案されているが、道路を走行する自動車と線路を走行する列車とは振動源として性質がかなり異なるため、これらの予測式を適用することはできない。一方、列車による振動については、国鉄の鉄道技術研究所において調査が行なわれているが、もっぱら高架橋を対象としており、平面構造に対する予測式はない。したがって、本ケースの振動レベルを予測するためには当該地点で実測し、その結果より推定する方法が適当と考えられる。

予測される振動レベルが問題となる場合、これを低減させるためには列車走行速度の低減、地盤改良、地中防振壁、仮線の敷設位置変更などの方法が考えられる(第33回建設省技術研究会、道路交通振動の対策に関する研究)が、地盤改良あるいは地中防振壁などの対策は一般に高価であり、しかも本ケースは一時的な問題であるため、対策方法の選定にあたっては経済的な観点より慎重に検討することが必要である。

(構造研究室)

鉄道からの騒音に関する研究は、土木研究所で取り上げていないので、国鉄における現行の対応方法を説明する。

表一 1 新幹線的环境基準(ピークレベル)

地 域 の 類 型	基 準 値
I	70 ホ ン 以 下
II	75 ホ ン 以 下

注) I をあてはめる地域は主として住居の用に供される地域とし、II をあてはめる地域は商工業の用に供される地域等I 以外の地域であって通常の生活を保全する必要がある地域とする。

鉄道線路からの騒音は、新幹線については表-1のように厳しい環境基準が定められているが、在来鉄道についてはそれに相当する基準は定められていない。鉄道車両から近接家屋に与える騒音の程度を予測するにあたっては、列車の種類が多く、その種類によってパワーレベルが異なること、列車本数や積載量、速度、路盤の性状や種類などによっても異なることなどにより、一定の基準を設けて騒音予測を行うことは難しい。そのために、国鉄では騒音予測を行うための規程を検討中とのことであり、現在のところは定められた予測手法は用いられていない。

そこで、これまでの調査例に基づいて、類似の状況での実測値をもとに、個々の問題箇所での影響や程度を推定し、それに応じて対策を行っているのが一般的な対応である。

参考までに、これまでの在来鉄道の実測結果により、鉄道敷から距離 R_1 および距離 R_2 離れた2つの測定位置での音の強さのレベル差は、

$$\Delta L_1 = 10 \log \frac{I_1}{I_2} = 20 \log \frac{R_2}{R_1} \quad [\text{dB(A)}]$$

で表わされる幾何学的拡散による音の距離減衰とよく一致しているといわれており、距離が2倍になると音のレベルが6 dB(A) 低下することに相当する。したがって、質問の例での騒音の影響度については、当該測定点における現状の実測値をもとに、仮線を設置した場合に相当する距離に応じた換算を行って騒音レベルの類推を行うことが可能である。この予測方法は、現実の列車の種類や積載量、速度などに応じて測定した値に基づいており、変動の大きいそれらの要素が勘案されているため、比較的精度の良い予測が可能となる。

騒音を防止するための対策としては、新幹線をはじめとして、高架橋等については種々の対策が検討されているが、在来線の盛土部等については特にこれといった対策は行っていない。騒音防止のために最も一般的に行われている対策は遮音壁を建てることであり、それが最も効果的な対策である。また、本来線路の下に敷いたバラストの細粒化を防ぐために用いられたものであるが、鋼床版道床式鋼桁で主に振動伝達遮断のために用いられているゴム製のバラストマットを敷くことにより、新幹線の高架橋では8~10 dB(A) 程度の騒音低減効果があったと報告されており、この例のような平面構造の場合においても、振動の防止効果と共に2~3 dB(A) 程度の騒音防止効果が期待できるものと考えられる。

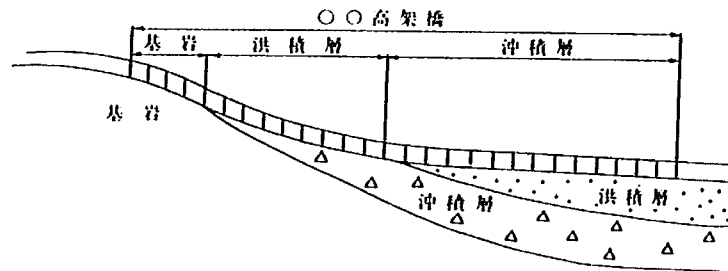
仮線は、一時的な応急処置であり、国鉄では高架橋完成後は両側に2 mの遮音壁が建てられるのが標準となっているため、かなり騒音は減少することから考えて、仮線時には住民の十分な理解を得ることも対応のひとつである。

(交通環境研究室)

道一4 耐震設計上の地盤種別の適用

(質 問)

橋長の長い高架橋では、図一1に示すように地盤構成が変化し、耐震設計上の地盤種別が異なる場合が生じる。この場合の地盤種別は設計において、どのように適用すべきか教示願いたい。



図一1

(山口工事事務所)

(回 答)

橋の地震時の挙動は周辺地盤条件によって大きく変化する。このため、震度法もしくは修正震度法に用いる設計水平震度の算出に際して、地盤条件に応じて標準の設計震度を補正するものが地盤別補正係数である。図一1のように各下部構造ごとに地盤条件が異なれば、当然橋に作用する地震力も各下部構造ごとに異なることとなる。本来はこのような条件を考慮して橋全体を一つの構造系として設計計算すべきであるが、このような計算は複雑となるため、震度法もしくは修正震度法による耐震設計では、橋全体の構造系を単純化し、1基の下部構造とそれが支持する上部構造に分割するとともに、それぞれ分割された上部～下部構造ごとに独立に耐震計算を行うものとしている。従って、各下部構造ごとに地盤条件が異なる場合には、分割された上部～下部構造ごとに地盤別補正係数および固有周期に応じた補正係数(修正震度法の場合)を求め設計水平震度を算出するのがよい。

なお、同一橋内において地盤条件が極端に大きく変化するような場合には、動的解析により震度法もしくは修正震度法によって設計した橋の全体としての安全性を照査するのがよい。

(耐震研究室)

道一5 重力式橋台および逆T式橋台の最小沓座幅

(質 問)

道路橋示方書耐震設計編では、けた端から下部構造頂部縁端までのけた長さを

$$l \leq 100 \text{ の場合}$$

$$S_E = 70 + 0.5 \ell$$

と定めているが、橋台の標準設計をみると橋座巾も最小60mまで集録されており、短いスパンはどこまで適用すべきか教示願いたい。また、両側橋台背面より土圧を受けている単純げた橋等についての落橋防止構造の考え方も併せて教示願いたい。

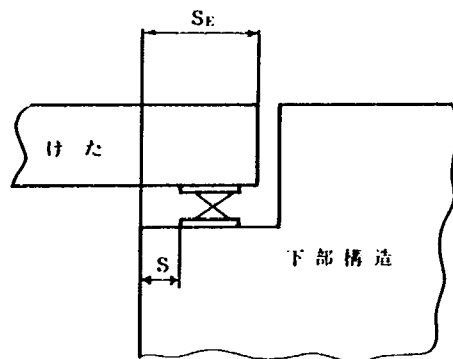
(広島国道工事事務所)

(回 答)

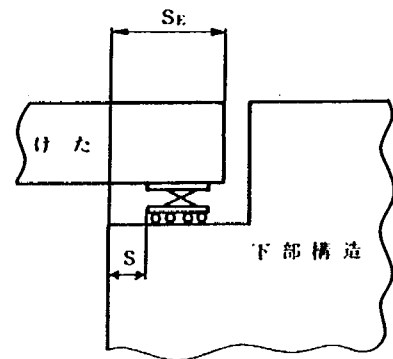
けた端から下部構造頂部縁端までの距離 S_E は、落橋防止装置とならんで大地震の際に落橋という最悪の状態を防止することを目的に規定されているものである。すなわち、大地震時には、橋の振動のみならず、地震動の位相差、砂質地盤の液状化もしくは軟弱地盤のすべり等に起因する地盤の破壊現象の他、場合によっては地表面にまで達する副次的な断層運動等に伴い上下部構造間に大きな相対変位が生じる。このような大地震時に想定される上下部構造間の相対変位に対して落橋という最悪の状態をさけるためには、落橋防止装置とならんで、けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さ S_E を確保することが、有効であるため、耐震設計編では5, 2, 3に示すように S_E の規定を設けているものである。

ただし、大地震時における上下部構造間の相対変位は、スパン長、橋脚もしくは橋台の高さ、地盤条件、地盤の破壊性状、地震動の特性等、各種の要因によって複雑に変化する。御指摘のように他の条件が同一であればスパン長が短い場合には、一般的傾向として S_E は小さくなるべきものと考えられるが、現行では上記の各種要因に対する検討が必ずしも十分進んではいないことを考慮し、耐震設計編5, 2, 3に示すように、一律に S_E の長さを規定したものである。従って、当面はこれにより設計をしていただきたい。

次に、両側橋台背面より土圧を受けているような単純けた橋の落橋防止構造であるが、落橋防止構造には可動支承部の上沓が下沓から逸脱しないように設ける移動制限装置と、地震時における落橋を防止するためにけた端部に設ける S_E もしくは落橋防止装置の両者がある。このうち、前者については、両側橋台背面より土圧を受ける単純橋といえども上沓の逸脱を防止するために、当然設けなければならない。御指摘の主旨は、後者については、地震時には一般に土圧により橋台が前傾するため、必要ないのではないかということと考えられるが、常時においても、軟弱地盤上の橋台は側方流動により移動する例が少なくないことからわかるように、大地震時における橋台の変状は必ずしも前傾するばかりとは限らない。従って、両側橋台背面より土圧を受ける単純げたであっても S_E もしくは落橋防止装置は必要である。なお、小スパンの単純橋で橋台の橋座幅を小さくしたいような場合には、 S_E の規定もしくは落橋防止装置のいずれを用いるのが有利かを検討した上で、落橋防止装置を用いることにより支承縁端と下部構造頂部縁端との距離 S の規定(下部構造編)の範囲内で設計するのがよい。



(a) 固定支承の場合



(b) 可動支承の場合

図 けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さ S_E および
支承縁端と下部構造頂部縁端との間の距離 S

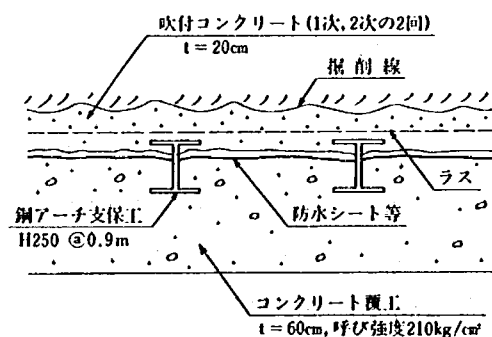
(耐震研究室)

道一6 トンネル覆工のクラック防止について

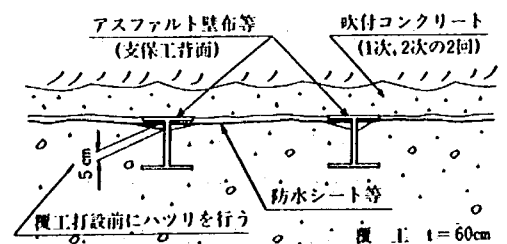
(質 問)

トンネル掘削において、図一1に示すように木矢板の代わりに吹付コンクリートを1次、2次の2回吹付け施工して地山のゆるみを抑え、その後、コンクリート覆工を打設したところ、1～2週間後に覆工にクラックが発生した。クラックは、アーチクラウン部にトンネル軸方向に入り、その後、横断方向に広がっている。このことについて、以下の点を教示願いたい。

- (1) クラックの発生原因は何か、また、その防止対策としてどんな工法があるか。
- (2) クラックの防止対策法として、図一2のような方法を検討しているが、この方法の有効性はどうか。



図一1 木矢板の代りに吹付コンクリートを用いた例



図一2 クラック防止対策(案)

(三次工事事務所)

(回 答)

(1) クラックの発生原因

最近、トンネルの支保構造として吹付コンクリート、ロックボルト、鋼アーチ支保工を組合せる工法（いわゆるNATM：New Austrian Tunneling Method）が標準的なトンネル工法として普及しつつあるが、この工法が普及し始めた初期の頃に、後普請として施工する場所打ちコンクリート覆工にクラックが多発することが問題となり、その原因の究明と防止対策の検討が行われた。その結果によれば、覆工コンクリートに発生するクラックの主な原因は、セメントの水和熱に基因する温度応力および乾燥収縮であるといわれている。

水和熱によって上昇したコンクリートは温度降下により収縮しようとするが、既施工の吹付コンクリートによって背面を拘束されているために引張応力が発生し、これが若材令時のコンクリートの引張強度を超えるとクラックが発生する。これによるクラックは、打設後1週間程度までの間に発生することが多いとされている。

さらに長期的に発生するクラックの原因としては、上記の引張応力に加えて、コンクリートの乾燥による収縮、寒冷期における外気による冷却のための収縮などが作用して生じることが報告されている。

なお、コンクリートの収縮（引張）によるクラックの状況としては、1打設長のコンクリート覆工の展開図でみた場合、まず長辺を2分するように発生する傾向が強いようであり、通常アーチクラウン付近をトンネル軸方向に走るクラックが先行する。

御質問のトンネルでは、当初、木矢板を用いる在来工法で計画されていたものが、地山のゆりみを極力抑制するために吹付コンクリートを使用するように変更したものであり、その施工の状況をみると在来工法というよりむしろNATMに近い方法ではあるといえよう。図-1に示されているように吹付コンクリートの施工（硬化）後、覆工コンクリートを打設すると、覆工コンクリートの背面は吹付コンクリートと鋼アーチ支保工により拘束されることになるため、上述した原因によりクラックが発生したものと考えるのが妥当であろう。なお、鋼アーチ支保工の間の吹付コンクリート表面に防水シートが施工されているが、吹付け面は通常かなりの凹凸があるため、薄手のシートのみでは吹付コンクリートと覆工コンクリートの力学的絶縁を十分に期待することは難しいと思われる。また、鋼アーチ支保工を介する拘束の影響も存在すると思われる。

(2) クラックの防止対策

覆工コンクリートの収縮によるクラックの防止対策としては、一般に図-3に示すような方法が考えられている。

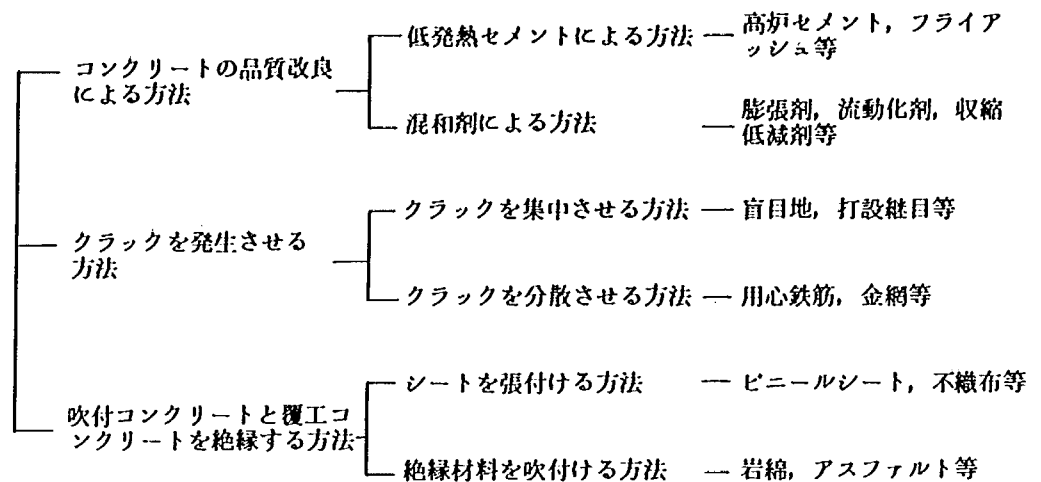


図-3 主なクラック防止対策法

a) 覆工コンクリートの品質改良による方法

クラック発生の主原因であるコンクリートの収縮が少なくなるよう配合等を改善してコンクリートの品質を改良しようとする方法である。低発熱セメントや混合セメントの使用、膨張剤や減水剤の添加、骨材等の温度管理（冷却）等によって行う。これまでの報告によれば、クラックの多少の減少傾向は見られるものの、顕著な効果は表れていないようである。

b) クラックの発生をコントロールする方法

クラックを意図的に集中して発生させたり、逆に全体に分散させる考え方がある。

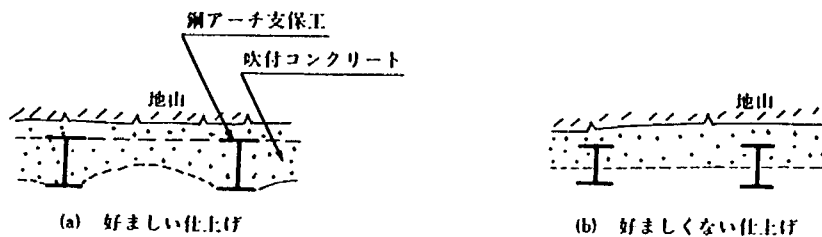
前者は、打継目や盲目地を設けてここに引張ひずみを集中させたり、打設長を短くすることにより中間にクラックが発生するのを防ごうとする方法である。後者は鉄筋を入れることによってクラックが1ヶ所に集中するのを避け、全体的に多数の小さなクラックを生じさせる方法である。いずれの方法も現状では満足のいく結果は得られていないようである。

c) 吹付けコンクリートと覆工コンクリートとの縁切りをする方法（アイソレーション）

クラックを発生させるもう一つの原因である覆工コンクリート背面の拘束を断ち切る方法であり、このために両者を力学的に絶縁する材料が施される。縁切り材としては、止水シート、マット等の張付け材料が多く用いられている。止水シート（マット）の厚さは、その目的から従来の0.3mm程度の薄いものでは効果が少なく、厚手のもの（2～5mm程度）とする必要がある。アスファルト等の吹付け材料を試行した例もある。

以上、防止対策の主な方法について述べたが、これまでの施工経験によれば、c)の止水シート（マット）による縁切り方法が最も効果的である。なお、吹付コンクリートの凹凸を少なくして拘束力を極力小さくすることは重要であり、スムーズプラスティングによる掘削面の平滑化、吹付コンクリート表面の平滑化（鋼アーチ支保工を用いる場合、特に支保工間の吹付けを平滑に仕

上げること；図－4 参照）等の配慮も必要である。



図－4 鋼アーチ支保工を用いた場合の吹付コンクリートの仕上げ

(3) 本トンネルにおけるクラック防止対策法（案）

図－2 に提案されている方法は、吹付コンクリートと覆工コンクリートの間に防水シートを張付けて絶縁するとともに、鋼アーチ支保工の背面フランジにアスファルトを塗布加工して吹付コンクリートとの絶縁を図ろうとするものである。

鋼アーチ支保工の使用目的からその建込み時期を適切に定めて施工しなければならない（通常は、1次吹付け→鋼アーチ支保工→2次吹付け）のは当然であるが、図－2のように施工されたとして、前項で述べたことからアイソレーションの方法としては、

a) 図－4 で示したように、吹付コンクリートで鋼アーチ支保工を巻込んだうえ止水シート等により絶縁する方法

b) 図－2 のように鋼アーチ支保工背面で絶縁する方法

が考えられる。a)の場合、施工実績が多く効果も確認されているが、鋼アーチ支保工（250H）を埋め込むために多量の吹付けが必要であり、コスト高になる。一方、b)の場合、コンクリートの費用は安くすむが、コンクリートのはつり、支保工背面のアスファルトの塗布、等の費用、アイソレーション効果の確実さについて検討を必要とする。このため、両者のコストの比較はもちろんであるが、b)については、防水シートやアスファルトに関してa)と同等の機能を持たせると同時に、できれば、一部区間で試験施工によりその効果の確認を行うことが望ましい。

（トンネル研究室）
（トンネル計画官）

道一 7 コンクリート舗装版の隆起

（質 問）

昭和59年7月3日午後3時半頃広島市中区西白島町と胡町の県道の2ヶ所で、コンクリート舗装版が隆起し、約1キロメートル前後の交通渋滞となった。この日の最高気温は31.7度まで上昇したが、過去にも31.7度以上の気温を記録した日はあった筈であるが、今回何故このような隆起現象が起ったのか、考えられる原因について教示願いたい。

（広島市土木課）

(回 答)

コンクリート舗装は、セメントペーストの硬化、乾燥吸湿、温度変化などによって膨張・収縮が生じるため、通常、横収縮目地を8～10cm間隔に、横膨張目地を100～200cm間隔を設けている。

コンクリート版は、収縮目地間隔の多少にかかわらず膨張時には膨張目地間の版が一体の版となって作用しており、収縮目地をはさむ隣接版がお互いに膨張を妨げるように動作するが、収縮時には収縮目地によってそれぞれの版に分断され、路盤摩擦による拘束以外には隣接版による拘束が少なくなり、特にスリップバーがない時には隣接版による拘束はないものといえる。膨張目地間の版の中央部分は、隣接版の拘束によって年間を通してごく僅か動く程度でほとんど動かないといっべく、一方膨張目地に近い版は、膨張目地が20mm以上伸縮できる構造となっていることから版が順次滑動して、日変位に対して2～4枚が、年変位に対しては4枚程度が版の膨張時に全体が滑る動きをしている。

質問の、コンクリート版が隆起した原因として、目地部の破損や目地部にゴミ、泥、砂利などがつまり、正常な目地の働きが阻害されたことが考えられる。通常、目地材として目地板や加熱注入目地材が用いられているが、供用年数が増すとともに、破損やほみ出し等で目地部に砂等の異物が詰まり、版の膨張が目地部で吸収できなくなったことが原因であると思われる。特にスリップバーがない場合には、端部のそり拘束が全くない状態であるのでブローアップの危険性は増大するといえる。

版厚の薄い箇所では、まれにこういう例もあり、10年以上隆起した古い版に発生しているようである。スリップバーを用いた厚い箇所ではほとんど起っていないといえる。特に、県道東海田広島線の西白鳥町は、版厚が27cmと厚いにもかかわらず隆起したことは、上記理由とスリップバーが用いられていないこと及び急激な温度上昇に起因したものと思われる。

なお、室内におけるコンクリート版の座屈実験、及び理論的な計算結果では版厚が薄い場合でも偏心荷重をうけ、しかもかなり高温にならないとブローアップは起こりにくいといわれている。¹⁾ 現地の状態は砂がつまり、かなり偏心荷重をうけていたことが予想されるが、これらの条件を整理して厳密な理論計算を行うことは困難であると考えられる。これを防止する方法として目地の清掃、注入目地材の注入などによって目地の機能を改復させることが大切である。

(参考文献)

- 1) 川口昌宏、目地のあるコンクリート舗装の熱膨張座屈、土木学会論文集、198号、1972年2月

(舗装研究室)

道一8 アーチ橋台に作用する土圧など

(質 問)

1. 閉側式連続アーチの橋台部において、裏盛土による偏土圧は、常時あるいは地震時に、アーチリブ部材のスプリング部に大きな断面力を発生させる。通常の鉛直壁に比して偏土圧作用は小さいと考えられるが、アーチカルバートボックス等においても、現地測定結果は不明な点が多い。このような大きく傾斜した曲線壁に対する偏土圧について、設計上の考え方を教示願いたい。
2. また、アーチ橋台に対してどのようなバネ値を採用すれば良いか不明であるが、これについても設計上の考え方を教示願いたい。

(日本道路公団広島建設局)

(回 答)

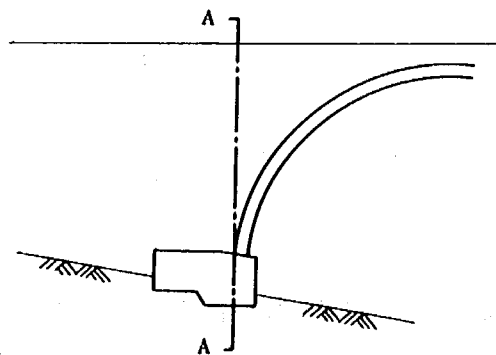
1. 擁壁土圧は、構造物に作用する土圧の基礎的問題であるが、唯一種類のものではなく、壁が不動の場合には静止土圧となり、壁が変位する場合にはその変位に応じて主働土圧～受働土圧に変化する。また、主働土圧の分布形状も、壁の変位がその下端を中心とした回転変位の場合には三角形分布となるが、並進など他の変位様式の場合には異なった分布形状となる。

土圧を考慮する構造物には、土留め矢板、地中壁、埋設管など多くの種類があり、それらに作用する土圧は、構造物の変位や変形条件が様々であること、施工過程で土の状態が変化することなどにより、それぞれの構造物に応じた種々の大きさや分布形状のものとなる。

質問事例のような特殊な構造物の場合はさらに複雑であり、実際に作用している土圧についても良く分かっていないのが現状であろう。

従って、工学的判断と安全側の配慮により設計用土圧を定める必要があるが、「道路橋示方書Ⅳ下部構造編」(日本道路協会、昭和55年5月)の橋台に作用する土圧に準じて良いと考えられる。

図一1のA-A断面に、常時には静止土圧を、地震時には地震時主働土圧を作用させる。



図一1 アーチ橋台

静止土圧は、式-1により算出するものとし、作用方向は水平とする。

地震時主働土圧は、式-2により算出するものとする。

$$p_s = K_s \cdot \gamma \cdot x + K_s \cdot q \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\left. \begin{aligned} p_{EA} &= \gamma \cdot x \cdot K_{EA} - 2c \cdot \sqrt{K_{EA}} + q' \cdot K_{EA} \\ K_{EA} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \theta_0 + \delta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

- p_s : 深さ x における静止土圧強度 (t/m^2)
- p_{EA} : 深さ x における地震時主働土圧強度 (t/m^2)
- K_s : 静止土圧係数
- K_{EA} : 地震時主働土圧係数
- x : 土圧 p_s, p_{EA} が壁面に作用する深さ (m)
- γ : 土の単位重量 (t/m^3)
- c : 土の粘着力 (t/m^2)
- ϕ : 土のせん断抵抗角
- q : 常時の地表載荷荷重 (t/m^2)
- q' : 地震時の地表載荷荷重 (t/m^2)
- α : 地表面と水平面とのなす角
- θ : 壁背面と鉛直面とのなす角
- δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 ($\delta = \phi/2$)
- θ_0 : $\tan^{-1} k_A$
- k_A : 設計水平震度

静止土圧係数は、多数の側方変位のない三軸試験や室内圧縮試験により、圧密完了時の安定状態において、飽和粘土では $K_s \approx 0.5$ 、砂では $K_s = 0.4 \sim 0.7$ 程度になることが知られている。しかし、過圧密状態になると $K_s > 1$ となるといわれているので、裏込め土を強く転圧する場合には注意が必要である。

アーチリブの上載土には、常時には自重を、地震時には自重と水平慣性力を作用させる。

2. アーチ橋台基礎の支持条件、荷重分担についても、「道路橋示方書」の直接基礎に準じるのが良いと考えられる。

アーチリブ前面および橋台基礎前面の盛土部分の抵抗は安全側としてこれを無視し、橋台基礎底面の良質な支持層の鉛直およびせん断抵抗のみを期待する。但し、橋台基礎前面のうち支持層に根入れされた部分の水平抵抗は、その分担割合を別途検討して期待しても良い。

従って、橋台基礎に考慮するパネは、底面の鉛直方向地盤反力係数、水平方向せん断パネ定数であり、場合によっては、前面の水平方向地盤反力係数も考えられる。これらの値は、各種土質試験の結果から推定できるが、その具体的算定法は、「道路橋示方書」の直接基礎の地盤反力係数の算定法に準じて良い。

(基礎研究室)

道- 9 混合擁壁の設計法

(質 問)

従来より、ブロック積とコンクリート擁壁を組合せた混合擁壁が使用されているが、その設計法について教示願いたい。

(広島県道路建設課)

(回 答)

土の崩壊を防ぐなど主としてのり面保護的な特性が強いブロック積擁壁は、道路盛土などにおいて盛土高、用地幅の制約、経済性等の観点から図-1に示すようにコンクリート擁壁と組合せて使用される場合がある。

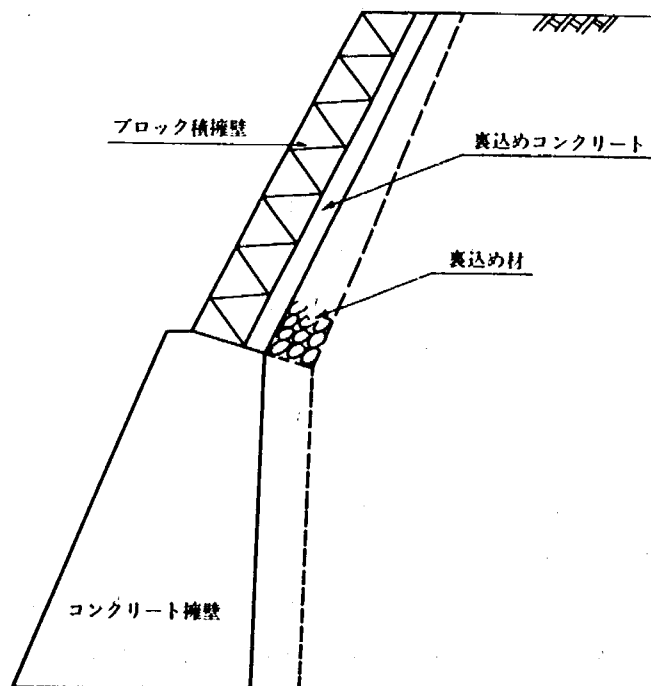


図-1 混合擁壁

このような混合擁壁の特徴は、構造形式の異なる二種類の擁壁により一つの擁壁が構成されることである。従って、混合擁壁の設計に当たっては以下に述べるように個別にその安定の検討を行うことが必要になる。

まずブロック積擁壁については特殊な条件下にない限り建設省制定土木構造物標準設計を利用すればよい。すなわちその構造、高さ、前面勾配、裏込め土の種類が設計条件として指定されれば延長や裏込め材の厚さなどの設計諸元が得られる。

コンクリート擁壁に関しては「道路土工―擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」に述べられているように、一般には下記の①、②、③について検討する必要があるが、現地の状態及び擁壁の規模によっては④、⑤についても検討する必要がある。

- ① 滑動に対する安定
- ② 転倒に対する安定
- ③ 基礎地盤の支持力に対する安定
- ④ 背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定
- ⑤ 地震時における安定

コンクリート擁壁についても、一般的な設計条件に対しては上記の項目を検討した結果として標準設計が準備されているが、図―1に示すような断面の場合、次の理由から標準設計をそのまま利用することが困難である。

- a) ブロック積擁壁を用いるため背面盛土の勾配がきつく、標準設計の集録範囲を逸脱する。
- b) ブロック積擁壁の基礎として受ける荷重を考慮する必要がある。

従って、コンクリート擁壁については個々の設計条件に応じて上記①～⑤の検討を行なわなければならない。この場合以下に述べるように外力の算定に若干の注意が必要となる。

コンクリート擁壁の設計において土圧は最も基本的な外力である。土圧の算定法には種々の方法があるが、テルツァギー・ベックの土圧算定図、クローン土圧公式およびその図解法である試行くさび法などが用いられることが多い。しかしながら、テルツァギー・ベックの土圧算定図は、背面盛土勾配が1:1.5までしか示されておらず、図―1に示す断面のブロック積擁壁は一般に1:0.3～1:0.6の急勾配をもつことから、その適用は困難である。また盛土形状が不規則な場合、背面勾配が裏込め土の内部摩擦角よりも大きい場合はクローン土圧公式を適用することもできない。従って、このような場合には試行くさび法により土圧を算定するのがよいと思われる。ただし擁壁背後の地表面が長大斜面をなす場合等においては、くさびが必要以上に大きくなり、過大な土圧を算定する可能性もあるので、このような場合には折れ線や放物線等により現実的な有限範囲のすべり面の設定を検討する必要がある。さらに混合擁壁は一般に異なった勾配の壁背面を持つ場合が多いので、実際にコンクリート擁壁に作用する土圧を算定するには、擁壁背面が折れ線からなる場合の土圧算定法によるのがよいと思われる。またコンクリート擁壁は混合擁壁の下段を構成するものであるか

ら、ブロック積擁壁の高さに相当する裏込め土を載荷重として扱うなど上段のブロック積擁壁の影響を考慮して土圧の作用位置を決定する必要がある。

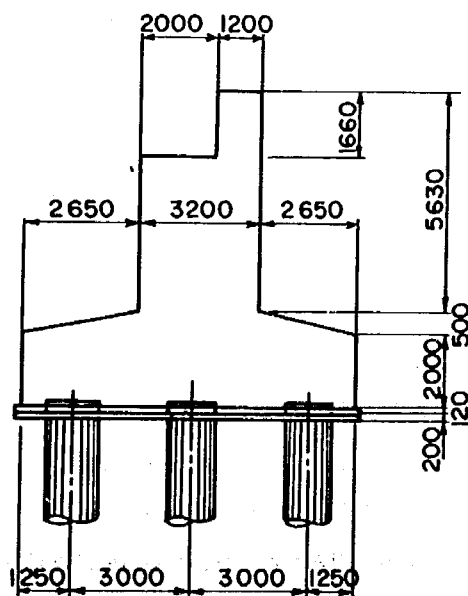
次に、コンクリート擁壁の安定計算において土圧の外に考慮しなければならない外力としてブロック積擁壁の基礎として受ける荷重がある。すなわちコンクリート擁壁の天端にブロック積に作用する土圧、ブロック積擁壁の自重等の合力が作用することを考慮する必要がある。ただしブロック積擁壁のようにコンクリート擁壁と比較して剛性の小さい擁壁に作用する土圧については十分解明されていない。現状ではブロック積擁壁に作用する土圧算定法の一つとしてコンクリート製もたれ擁壁に作用する土圧を準用する方法も考えられる。

(施工研究室)

道一 10 橋台のコンクリートクラック防止と目地の設計施工

(質 問)

当該の橋台は上部工の構造等色々な条件により一体構造となるよう設計されており、長さが $\ell = 51\text{m}$ と長くなっている。配力筋は D19 筋を 15cm 間隔で配置しているが、コンクリートを一体構造で打設するため収縮クラックは避けられないと思われる。又、コンクリート打設時期は河川管理上洪水期施工となるため 1～3 月頃となる。このような場合のクラック防止と施工目地等についての設計施工上の留意点について教示願いたい。



(広島国道工事事務所)

(回 答)

橋脚・橋台のコンクリートは、建設省の場合、設計基準強度が 210 kg/cm^2 のものが使用されることが多いので、単位セメント量は 280 kg/m^3 前後であると思われる。

当該の橋台の断面を見ると厚さもかなり大きいので、コンクリート打込み後の温度上昇は、部分的には $25 \sim 30^\circ\text{C}$ にも達するものと思われる。したがって、橋台の幅が 50 m もある場合には、よう壁やカルバート類のように $10 \sim 15 \text{ m}$ 間隔で収縮継目を設けないと図-1に示すような温度ひびわれが発生し易く、特にフーチング部分を先に施工した後に、躯体部分を打込む場合にはフーチング部分の収縮拘束によって躯体には必ず鉛直方向のひびわれが発生する。

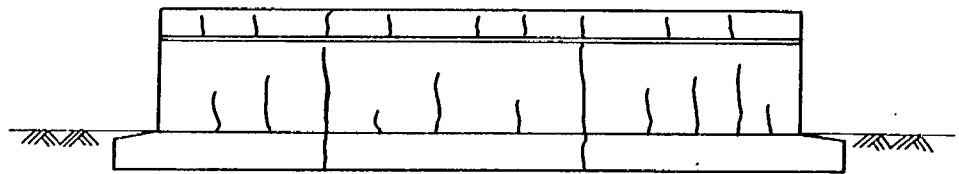


図-1 橋台に発生し易い収縮ひびわれ

道路橋示方書(Ⅳ下部構造編)では、4.6.3「幅の大きい躯体の設計」において、このような場合の取扱いについて「温度変化および乾燥収縮による鉛直亀裂ならびに横方向における不等沈下を考慮して設計しなければならない。」と規定しているが、具体的方策としては、

- (1) 躯体の表面近くに水平方向の鉄筋を配すること。
 - (2) 躯体幅が 15 m 以上の場合には躯体表面にV字カットを設けても良いが、継目で鉄筋を切ってはならない。
 - (3) 躯体天端にもひびわれが生ずることがあるので、補強筋を配して対処するのがよい。
- ことなどを述べている。

これらの記述を総合すると、道路橋示方書では幅の広い橋台は縦ひびわれが発生し易く、それを防止するには収縮継目を設ければよいことはわかっているが、継目部分で生ずる大きなずれや段差が上部構造に悪影響を与えることを懸念して、ひびわれは発生するが出来るだけ分散させるように配慮し、収縮継目は作らないという思想を貫いているものと思われる。

橋台幅が大きい場合には収縮目地を設ける必要があるのではないかという質問は58年度の日土研でもあり、同様の回答が基礎研究室から行なわれている。

ひびわれは構造上影響ないから許すとしても構造物を作る側にしてみれば出来るだけひびわれの発生を防止したいので、その工夫はないものかということがこの質問の主旨かと思われる。

橋台躯体のひびわれ発生要因となると思われるものは次のようなものである。

- (1) セメントの水和熱による温度上昇
- (2) コンクリートの乾燥収縮

(3) 年間の温度変化による膨張・収縮

(4) 不等沈下

水和熱による温度上昇を小さくするには単位セメント量を出来るだけ少なくすることが効果があるが、強度や耐久性を確保するために水セメント比を一定の値以下にしなければならないので、セメント量を少なくすることはコンクリートの単位水量を出来るだけ少なくするという努力によって達成されることになる。単位水量を減らすことは、また、乾燥収縮を小さくすることにも効果がある。

発熱量の少ないセメントを用いることもコンクリートの温度上昇抑制に効果があり、中熱ポルトランドセメントの使用が望ましいが、常時生産されていないので、入手出来るかどうか確認をして使用を決める必要がある。

B種の高炉セメントを使用することも発熱の低減にある程度の効果はあると思われるが、道路橋示方書では、高炉セメントの使用は一般には認めていない。

このような断面形状の構造物はフーチングを先に施工し、十分な硬化時間を経てから躯体を打込むのが普通であるが、収縮ひびわれ防止の点だけから考えるとフーチング打込後、数時間以内に躯体コンクリートの打込みを行なうようにすることが望ましい。ただし、フーチングと躯体を連続して一挙に打ち上げてしまうのはフーチングと躯体の境界に沈下ひびわれを発生させるので好ましくない。

このような大きな構造物ではコンクリートの施工目地が必ず必要になってくるが、フーチングと躯体に連続した施工目地を設けると、目地に沿ってひびわれが入って人工継目となり、温度ひずみ吸収に役立つかもしれない。ただし示方書の精神にしたがって施工目地では横方向鉄筋は連続させなければならない。

また、目地の部分にあらかじめV切込みを付けておけば、ひびわれや、目地が計画的に作られたものであるように見えを良くする効果もある。ただし、鉄筋が連続しているので、この目地の開きもそれほど大きくなる訳ではないため、このような方法によるひびわれの防止もあまり過大な期待をしない方がよい。

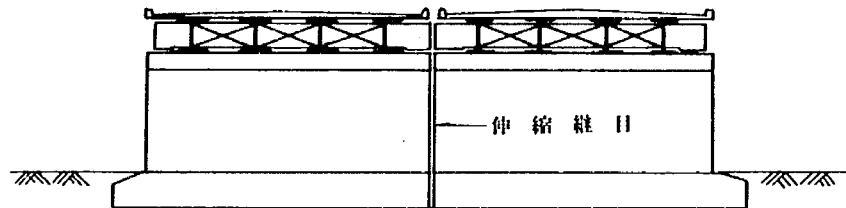
乾燥収縮は一般に言われているよう、十分な養生により低減することができる。寒い時にコンクリートを打つので、断熱性の高い型枠を出来るだけ長く取りつけたままにしておくのがよい。

年間の温度変化による伸縮は、防止する方法がないので、横方向鉄筋のひびわれ分散効果を期待することになる。

不等沈下によるひびわれは、基礎杭等の支持力を十分なものにし、不等沈下がないようにすることによって対処するしかない。

なお、橋台に収縮目地を作らないのは、上部構造に悪影響を及ぼさないようにするという思想であるから、上部構造に横方向に不連続な部分があれば、そこには継目を作っても差しつかえないこ

とになる。一般に多いのは上り線と下り線で各々が独立した上部構造となっている橋梁で、この場合には図一2に示すように、橋台にもその境界に鉄筋を連続させないで、スリッパ―と止水板を用いた本格的な伸縮ジョイントを設けても、二つの独立した橋台と考えれば設計思想上特に問題もないことになる。事実そのような設計をしている例も多数ある。



図一2 独立した橋台と考える継目を設ける場合

当該の橋も橋台幅は50m以上でも上部構造が全幅連続して一体となっているとは考えられないので、橋台に生ずるひびわれを出来るだけ少なくしたいといのであれば、複数の橋台として扱うことが出来ないかどうかを検討してみるのも良いと思われる。

幅が50mもある橋台の場合には伸縮継目を作らなければ、残念ながら相当の努力をしてもひびわれの発生を完全に防止出来ないことも明白なことから、ひびわれ発生防止に多大な精力を注ぐよりは、ひびわれ発生を予想して補修方法（大きなひびわれへの樹脂注入等）を事前に計画しておくというのもひとつの方向と思われる。

（参 考 文 献）

- 1) “道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構編” 日本道路協会
- 2) “東北地建における一日土研資料” 土木研究所 昭和58年

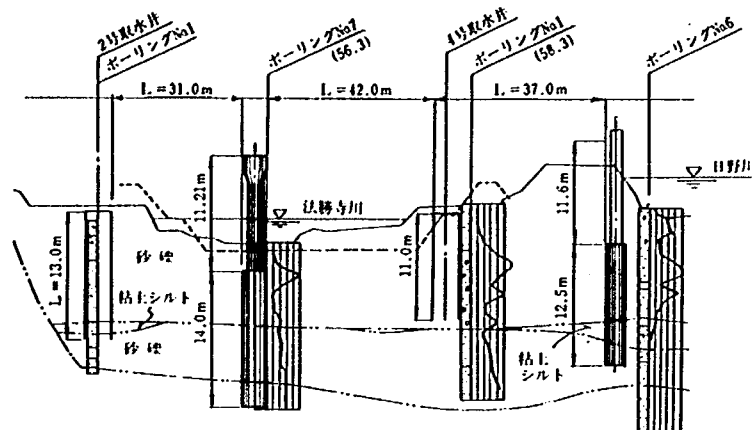
（コンクリート研究室）

道一11 上水道施設の井戸に近接した橋脚基礎の施工方法

（質 問）

米子バイパスの日野川橋は、米子市水道局、戸上水源地の2号井戸、4号井戸の2基に近接して、橋脚を施工する必要が生じており、施工時において、地下水の水位の低下汚濁が懸念されている。

地下水に影響のない対策工法としてニューマチックケーソン工法を予定しているが、影響の有無について、明確に判断できない。このため、施工時には2号・4号井戸の取水を中止し、仮設井戸を設けることも考えているが、施工費が多額（3億）となり対策について苦慮している。井戸に影響のない工法について教示願いたい。



(倉吉工事事務所)

(回答)

一般に、井戸(地下水)に影響のない工法としては打込み杭が上げられる。しかし、この工法は、騒音、振動を伴うため現場周辺の環境を十分に調査する必要がある。特に日野川、法勝寺川堤防に打撃による振動の影響は避けられず、その対策工法で多額の出費を要することもあるので注意を要する。

現在、ニューマチックケーソン工法を予定しているとのことであるが、本工法が井戸に対してどのような影響を与えるか、かならずしも明確ではないが、一応次のことがいえる。

まず、地下水の低下の問題は、減圧沈下を行わないかぎり問題は発生しないと思われる。

次に、一番問題なのは、地下水の汚濁の問題であろう。ケーソン掘削時に土砂を乱し、地下水が少くとも作業室内において汚濁するのは避けられない。この場合、圧気を理論水圧以上にかけ、エアブロー現象を起すことがあれば、汚濁水が作業室周辺に逸水し、井戸水へ悪影響をおよぼすことも考えられる。したがって作業中は水圧の変化に十分な注意を払い、常に作業室内に一定の水を留めておくようにするのがよい。このことは次に述べる酸欠空気の問題をも解決できる。

土中に鉄分を含んだ層を始めとする酸素と化合する土層があった場合、附近の井戸や地下室へエアブローに伴い無酸素空気を送る危険性がある。したがって、前記のような対策を講じる必要がある。

本現場附近の透水係数は 10^{-1} cm/sec オーダーと非常に高く、特に水圧の変化は注意を要する。また、本現場で施工管理を困難にさせる要因としては、下部砂礫層の水圧が低く、ケーソン施工で、ケーソン周面地盤に間隙が出来た場合の水圧の測定方法であろう。このような場合は、ケーソンより少しはなれた所に間隙水圧計を埋込むなどの対応をし、施工にあたるのがよい。

いずれにしても、杭の打撃工法が周囲の環境等から好ましくないとすれば、ニューマチックケー

ソン工法を採用するのがよいが、この場合、作業室内気圧には充分注意を払い作業を行う必要がある。

(基礎研究室)

道一 12 道路新設による果樹園(梨)に対する影響

(質 問)

バイパスが優良果樹園(梨)の中を切土・盛土で通過する計画があり、バイパス建設に伴う気象条件の変化、地下水の変化、自動車排出ガス、凍結防止剤散布による影響等が考えられる。

この影響の有無、対策等検討するための調査事例を教示願いたい。

(倉吉工事事務所)

(回 答)

丘陵地の梨園を通過するバイパスの影響に関して直接的に関係する調査事例は殆んどないが、高速道路の建設に伴うミカン、リンゴ等の果樹園に対する影響に関する調査例がいくつかあるのでそれを紹介したい。

調査事例1

名称：道路緑化樹木及び沿道植物に対する排ガスの影響度調査

主体：日本道路公団、(社)道路緑化保全協会

年度：昭和51年度

概要：東名高速道路からの排ガスの周辺果樹園等に対する影響を調査したものである。具体的にはミカン、茶、農作物、緑化樹を対象として被害実態調査を行い、排ガス汚染の指標を抽出する作業を行っている。ミカン園の被害調査の項目は①ススによる葉と果実の黒変状況、②着葉数の減少、③収量の減少のそれぞれの度合である。また、日本坂トンネル東口における現場試験を行い、15地点の測定地を設け、以下に示す項目の測定を行っている。

①旧葉の落葉速度、②新葉の伸長度合、③葉面積、④開花数、⑤結果歩合、⑥結果量、⑦果実肥大、⑧葉面付着物質量

調査事例2

名称：沿道植生に対する路面凍結防止剤等の諸影響に関する研究

主体：日本道路公団、(社)道路緑化保全協会

年度：昭和52年度

概要：凍結防止剤の被害に対する予備実験及び沿道農作物の作付及び栽培方法に関する調査の2つから成っている。前者については、供試木としてトウネズミモチ、マサキ、ヒノキ、スギを用い、凍結防止剤として塩化カルシウム水溶液を用いて散布法、浸漬法によって実験を行った。観察は可視的、微視的被害状況について行い、いずれの場合にも塩化カルシウムの再結晶が葉面、枝にできること、被害の程度は水溶液濃度、樹種によって異なることなどが考察され、今後のより詳しい調査方法に関する提言が述べられている。

この調査では周辺の農地等への影響については殆んどふれられていない。

調査事例3

名称：東北自動車道青森地区リンゴ対策現況調査

主体：日本道路公団仙台建設局、(株)カーターアート社

年度：昭和53年度

概要：本調査では農薬散布の道路への影響、リンゴ生産に関する情勢、リンゴ栽培の問題点、道路インパクトの4つの観点から既往文献による検討を行っている。このうち本質問と関係が深いのは道路インパクトについての検討であり、大気汚染、重金属、冷気停滞、日照、凍結防止剤の影響等の各項目について文献資料から一般的事項を検討し、リンゴ生産への影響について考察している。

この他に、道路公団による、中央自動車道勝沼周辺地区における果樹園への影響調査などがあるが、いずれも本質問で扱っている梨園地帯のものではない。しかし、排ガス、凍結防止剤等の果樹園地帯への影響の程度、それに対する対策を検討するための調査を実施するうえで有用な参考例になると考える。

また、一般に中央分離帯に植栽されることが多いカイヅカイブキ等のビャクシン類は、梨の赤星病菌の中間宿主となるため、同病の予防上、ビャクシン類の使用は絶対に避けなければならない。さらにカイガラ虫等の他の病虫害の影響等についても検討する必要があると思われるが、現在のところ体系的にまとまってなされた調査例は殆んどない。

以上が回答であるが、本質問の趣旨がバイパス建設による梨生産地帯への影響の調査の方法を知ることにあるとの前提で前記事例をあげたが、一般の丘陵地における道路建設による周辺地域への影響調査及び対策の検討という観点であれば多くの事例がある。

(緑化研究室)

道一 1 3 総合交通計画調査

(質 問)

バス等の公共輸送機関を含めた総合交通計画を策定するに当たり、公共輸送機関の利用状況を含め、交通実態を把握し、将来交通需要予測を行うとともに交通に対する住民のニーズを明確化することが必要とされますが、調査の基礎となるPT、都市ODのない地域^(注)において総合交通計画をたてる場合、最低限どのような補足調査を行い、どのような手順で計画策定を行うべきか教示願いたい。

- (注) ○ 人 口 24万 (S55)
- 3極構造 (1市 11万 — 1市 11万 — 1町 2万)
- 自動車依存型
- バス利用者数 さん減傾向

(山口工事事務所)

(回 答)

総合交通計画とは、一般に、都市の土地利用と整合し各種交通機関の特性を生かした経済的かつ都市環境の向上にも優れた長期交通計画を立案することである。総合交通計画の策定に関し重要なことは、

- 文字どおり総合的計画にすること。すなわち、計画はあらゆる交通目的に対応し、かつ、鉄道、バスなどの公共交通機関および自動車など、主要交通機関のすべてを含むこと。
- 整合性のとれたものであること。すなわち、計画に用いられるデータおよび分析は、あらゆる交通機関に対応すること。

である。パーソントリップ調査や物質流動調査は、上記の観点に基づき実施されているものである。この種の調査は、居住地や事業所立地などの土地利用に関する情報を含み、かつ、あらゆる交通目的や交通システムに関する情報を得ることができるとともに、「人の動き」「物の動き」という交通の根本単位でとらえるので、あらゆる交通機関の検討に対し、整合のとれた情報となっている。したがって、一般に総合交通計画の策定にあたって、パーソントリップ調査や物質流動調査の実施は不可欠である。

しかし、地方都市などにおける短期交通計画においては、通勤・通学時交通問題の解決が主題となる場合が多い。この場合は、土地利用改変の度合いが小さいこと、対象となる交通機関数およびそのネットワーク規模が小さいことなどの理由により、調査を簡易化することも可能である。この場合は、交通目的や時間帯を限定した交通実態調査が基本調査となろう。また、基本調査を補足するデータとしては、国勢調査(通勤通学に関するデータ)がある。また、道路交通センサスによる一般交通量調査(ピーク時)も自動車交通流を知るのに適している。公営企業年鑑では、公営バス交

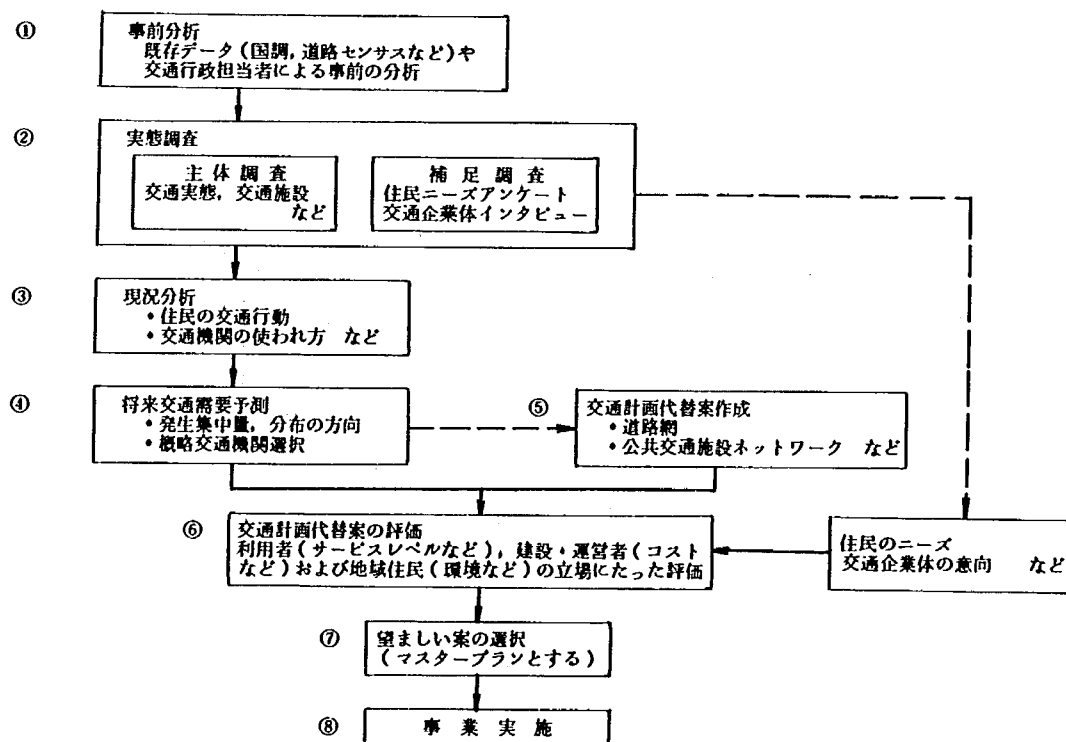
通の実態の概要が明らかとなる。また、国鉄では、通常、各駅の乗降人員および駅間ODデータを保有している。

このような、補足データをもとに、おおまかな通勤・通学交通流を把握したうえで、基本調査の抽出率および項目等を定めることが好ましい。また、道路現況などの交通施設・機関や、路線別交通量実態を知ることは、交通実態調査とともに重要である。

さらに、住民のニーズを知るために、場合によっては、補足的に公共交通機関に対する満足度や、一般的に改善すべき交通施設や交通システムなどをアンケート調査により知ることにも有効である。しかし、交通実態調査とアンケート調査を同時に実施することは、質問内容が多岐にわたるすぎて、回答者に過大な負担をかけ、望ましい回答が得られない場合が多いので、アンケート調査は別途、小抽出率で実施することが好ましい。

このほか、交通機関の実態や問題点などを知るために各企業体にインタビューを試みることも重要である。次図に交通計画の一般的手順をフローチャート形式で示す。

交通計画の一般的手順



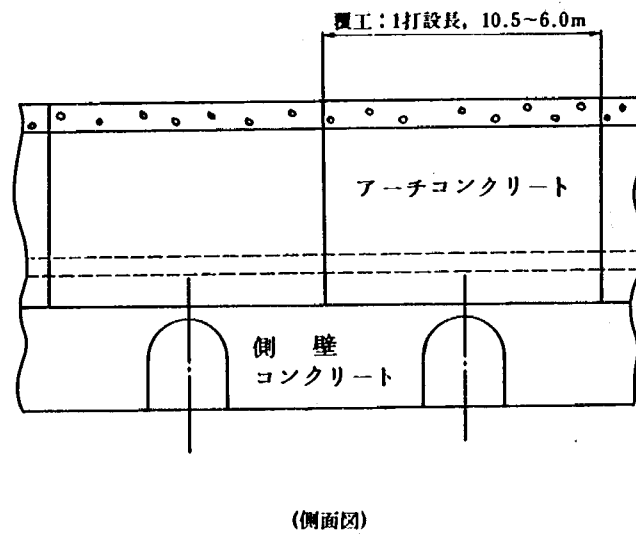
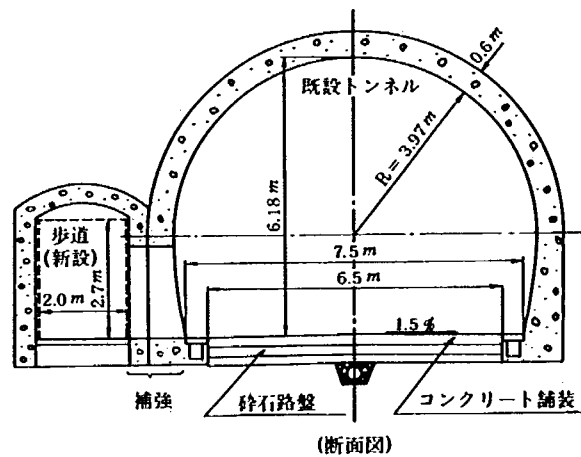
（新交通研究室）

道一14 歩道トンネルの付加工法について

(質問)

延長約260mの現トンネルは、幅員が7.5m程度(車道6.5m)と狭隘であるうえ歩行者の利用が多いため、歩道の新設が要望されている。

この対応策として、図一1に示すように、現トンネルの側壁部分に歩道トンネルの併設を計画したいが、それは可能であるか、教示願いたい。



図一1 歩道トンネルの設置計画

(浜田工事事務所)

(回 答)

わずかに残された施工記録等によると、本トンネルの状況は次の通りである。

(施工年度) 昭和 37 年 6 月～ 38 年 8 月

(地質、地形) 泥岩 (俗にアオタケ) や第三紀頁岩で水分を多く含んだ土砂 ; 最大土被り 25 m

(そ の 他) ○関門、天王山トンネル、黒四などとともに、全国でも 5 指を数えるほどの難工事であった。

○トンネルの上に溜池があり、トンネルにはクラックと漏水が多い。

最近の詳細なトンネルの現況調査 (覆工巻厚、コンクリート品質、覆工の変状程度等)、トンネル周囲の地質調査 (岩質、劣化程度、強度等) の結果を待たずに述べるのは尚早であるかもしれないが、冒頭の施工記録等から判断するとトンネル周辺の地山は施工当時から相当に傷められ、ゆるめられており、それがさらに経年とともに劣化が進行してきているものと推察される。したがって、覆工はかなり大きい土荷重を負担した状態にあり、覆工のもつ耐力に対する安全率はさほど大きくないと考えるのが妥当であろう (なお、トンネルは、地山と覆工により構成される高次の不静定構造体であり、一般にはこれが直ちに危険に結びつくものではない。)

このような条件下のトンネルにおいて、図— 1 に示されるように既設トンネルを切抜けて歩道を設けることは、

- (1) 切抜け作業は、本トンネルの建設により相当に劣化してしまった領域内で行われなければならない。掘削断面が小さいとはいえ切羽の自立性等の点で難工事が予想される。
- (2) それよりも増して大きい問題であるのは、トンネルの側壁部分を切抜けることによって地山内部の応力の再配分とそれに伴う地山の変形が生じ、このため既設トンネルの覆工が大きい荷重と変位にさらされることである。その程度は地山条件、切抜けの方法等によって大きく変化するため、これを定量的に求め、設計を行うことは困難である。しかし、前述したように、地山条件が劣悪であること、覆工の耐力をこれ以上期待することは難しいことから、歩道トンネルの施工による既設トンネルへの悪影響は相当に大きいものと考えなければならない。また、万一のことを考えると、供用中のトンネルの交通安全対策等の面からも問題が多い。

以上の理由から、本トンネルの場合、既設トンネルを切抜けて歩道トンネルを設けることは、技術的かつ経済的にも極めて困難であり避けるのが妥当であると考え。すなわち、歩道トンネルを増設する場合、一般的には既設トンネルとは適当な離れをとって計画するのが、技術的かつ経済的に妥当であるといえよう。

なお、仮に現位置でしか改築ができない前提であるとすれば、a) 既設トンネルの補強、周囲地山の改良ののち歩道部分を切抜ける方法とか、b) 周囲地山を改良ののち既設トンネルを取壊しながら大断面のトンネルに改築する方法等が考えられるが、このためには、長時間、長期間にわたる交通制限と、極めて膨大な費用が必要とされる。

(トンネル研究室・トンネル計画官)

道一15 雪寒区域における塩害

(質 問)

昨今コンクリート内の塩分が鉄筋に与える影響については調査報告等がありますが、冬期多量に使用している塩カルについて構造物のクラック等から浸透することも考えられ、調査をする必要があると思われますが、どのような調査が必要か指導を御願いすると共に、調査を行なった例があれば影響について教示願いたい。

(浜田工事事務所)

(回 答)

現在、積雪寒冷地においては、冬期の交通確保のため道路に凍結防止剤として塩化カルシウムがかなりの量散布されている。食塩(塩化ナトリウムNaCl)が鉄を腐食させることは周知のことであるが、その原因は Cl^- イオンにあるため、塩化カルシウム($CaCl_2$)も Cl^- イオンを含む点は食塩と同じであり、これが鋼材に付着すれば同様に腐食の原因となる恐れがある。我が国ではまだ具体的な被害例の報告は入っていないが、ぼう大な量の凍結防止剤を使用し、しかも道路橋の床版上にアスファルト舗装を施さず、鉄筋コンクリート床版上を直接車両の通行するケースの多い米国等では凍結防止剤として使用する塩化カルシウムまたは塩化ナトリウムからの塩素イオンによる鋼材腐食が多数発生し、橋梁の維持管理上の重要な問題となっている。

我国ではまだ顕著な被害が生じていないのは鉄筋コンクリート床版でもほとんど上面にアスファルト舗装が施されており、塩素イオンが早期に多量に床版等に浸み込むことが少ないためかとも考えられる。

凍結防止剤による塩害については我国ではまだほとんど研究が進められていないので確立された調査手法はないが、以下に最も問題となる床版について現時点で考えられる一般的調査手順を示す。

① 事前調査

その路線、地域における凍結防止剤塩類の散布の頻度・累積量等がわかれば調査し、塩害を受ける可能性があるかどうかをチェックする。また床版とアスファルト舗装の間に遮水層が設けられているかどうかチェックポイントとなる。

② 目視調査

構造物調査の第1段階として目視による調査を行う。目視は床版上・下面両方から行うが、床版に軽度の損傷が生じてアスファルト舗装上面へ変状が出てくることは少ないため、床版の下面からの目視が重要である。

目視観察のポイントとしては以下のものがある。

チェック項目	チェック上の考え方
ひびわれ	ひびわれの幅、位置、方向、密度と分布状態等によっておよその原因や進行度等の推定が可能となる。
よごれ { ぬれ さび汁 エフロレッセンス 遊離石灰	ひびわれからさらによごれを生じている場合そのひびわれが貫通性のものかどうか、通水しているかどうか等の判断の基準となる。またさび色をしたエフロレッセンスが出ているかどうかで鉄筋が腐食しているかどうか分かる。
剝離 ポップアウト その他の欠陥	変状の原因や進行程度の推定の資料となる。

目視による調査は比較的費用もかからず日常的に行なえるものである。一般に進行性の変状は深刻なものが多く、経時的に観察を続け進展状況を知ること重要であり、経時的に変化のわかる記録を作ることが必要である。スケッチの他に写真も有効な手法となる場合がある。

この他に目視調査の際に床版の直接の変状の他に地覆や高欄等のように塩化カルシウムを含んだ融雪のしぶきのかかるような場所にある鉄筋コンクリート部材も被害が生じる可能性もあるので併せて観察をするとよい。

③ 詳細調査

目視調査の結果著しいひびわれ、さび汁の発生が認められ、コンクリートの剝離等の重大な変状が懸念される場合には、点検車を用いたり足場を組んだりして海岸付近の構造物の塩害調査と同様、より詳細な点検を行う。

最も簡単な調査としては、コンクリート面をたたき、その時に発する音によって剝離やゆるみがないかをチェックする。

コンクリートの強度の低下が懸念される場合にはシュミットハンマー等による強度の推定を行なってみるのもよい。

鉄筋にさびを生じている場合には電位差測定法による鉄筋腐食の推定が行なわれたり、あるいは直接コンクリートを一部はつつて腐食の進行度の調査が行なわれる。

また、コアの採取が可能な場合にはコンクリート中の塩素イオン濃度測定のためのコアをぬき、中性化深さや塩分量分布等を測定する。

橋梁等では耐荷力の低下が懸念されるときに荷重を実際にかけ、たわみ等を測定する載荷試験が行なわれることがあるが、一般にコンクリート構造物では試験や結果の判定がむずかしいことが多い。

調査の項目としては以上のようなものがあるが、詳細調査を行うか否かの判断や、詳細調査の結果、補修や改築を行うか否か、あるいはその優先順位や手法はといった判断はかなりむずかしいものであり、現在は海岸域のコンクリート構造物の塩害に対してもそれぞれの状況に応じて個々に判断を下しているのが現状である。

塩化カルシウム凍結防止剤によるコンクリート構造物への影響については前述したように我国での系統立った調査の例はないが、道路公団で調査した床版中の塩分分布の例を図-1に示す。この傾向は海岸域における塩害を受けたコンクリート構造物と同様のものであり、水分と酸素の供給があれば

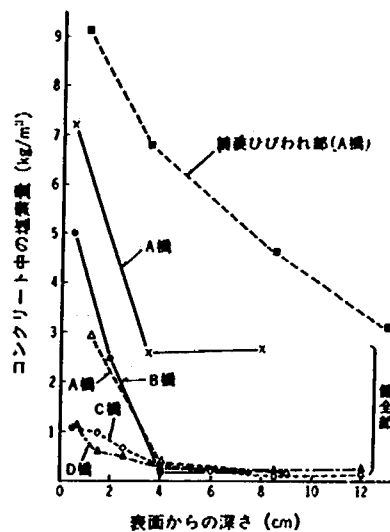


図-1 床版への塩素浸透量

発錆する可能性が高い。図でもわかるようにアスファルト舗装のひびわれ部では塩分の浸透が著しく多い。塩分と発錆の関係は米国等での調査の結果、海岸部における塩害と同様の傾向に示すことが知られている。

(参考文献)

「塩害の現状と対策」：小林茂敏，山内幸裕 橋梁と基礎，83-8

「RC床版の繰り返し劣化と水の影響」など，セメントコンクリートNo.433, 1983

(コンクリート研究室)

道一 16 二輪車通行の安全対策

(質 問)

二輪車対策を検討するにあたり、安全対策、今後の見通し、交通容量、設計速度等について、

①自転車・原付通行帯を設ける場合、②原付・自動二輪通行帯を設ける場合、③これら通行帯を緑地等で分離する場合、についての考え方を教示願いたい。

(広島国道工事事務所)

(回 答)

1. 二輪車で最近保有台数が急増し、事故の面で問題となっているのは、50cc以下のいわゆる「原付」である。二輪車には、道交法上、軽車両に分類される自転車、最高速度30km/hの制限を受ける原付、同じく50km/hの制限を受ける250cc以下の自動二輪、及び60km/hの制限を受ける250cc以上の自動二輪がある。

交通安全対策としては、これらを一律に考えられないのは当然であり、道交法の交通ルールと同様に歩行者と自転車は歩道に上げる、原付は低速車として路肩走行する、自動二輪は中・高速車として一般の自動車と同じ部分を走行することを目安に考えている、これは設計速度を考える際にも目安になるう。

原付については、婦人の運転者が多いことなどから、自転車並に扱って、その歩道通行を認めてはどうかという考え方はある。しかし、法定速度30km/hといっても、事実上50km/hくらいは出るなど、歩道上における歩行者、自転車との事故発生の可能性は大きく、今のままでは原付を歩道にあげることはできない。

2. 次に、二輪車の車道端の通行についての問題点は、交差点における左折車による巻き込み事故と路肩等の舗装の平坦性の悪さがあげられる。

- (1) 交差点については二段停止線などの対策が一部実施されているが、左折車による巻き込み事故防止対策として、左折レーンの左側には二輪車レーンを設置しないこと、いいかえると、左折車は交差点手前で最左端に寄ったうえで左折する。直進する二輪車は、他に左折車がある時は左折車の後尾又は右側を通行することとする。信号待ちの際には、左折車の前方又は後方で停止することとし、決して左折車の左側で停止しないようにする。

これは、区画線設置の際に、左折又は左折直進レーンとしている最左端レーンの路肩側には二輪車レーンを設置しないこととすればよい。この時、自転車の安全をさらに図るためには、道交法63条の7、2項の交差点進入禁止の規制をかけ、交差点直近で自転車を歩道に上げることとできる。原付等を歩道にあげて押し歩くことも可能である。

- (2) 路肩等車道左端部の舗装は、舗装端部にあたること、排水施設があることやゴミがたまりやすいことなどがあって、一般に平坦性が悪く、安定性の悪い二輪車の通行にとって望ましい環

境とはいえない。したがって、道路管理上、この部分の平坦性確保にはよく注意することが第一である。

次に二輪車レーンを設定するにあたっては、四輪のレーンの外側に1mの二輪車レーンをとるという考え方だけでなく、二輪車レーンの平坦性が悪い場合には、ふらつき走行なども考えて広い目に幅をとるよう、現場の状況をよく見て設計することが肝要である。またレーン内の駐車車両をさけて、四輪のレーンに入って走行せざるを得ない場合も多く、沿道状況からみて駐停車需要が多いところでは、二輪車レーンの効果はかなり低下する。このような場合は二輪車レーンを設けず、二輪と四輪が混合通行するようにした方がかえって安全であろう。

3. 二輪車レーンの交通容量については、自転車専用道路の場合（自転車道設置基準参照）以外には検討されていない。他方、二輪車の交通量が多くて、2列で並進させないと処理できないといった例も聞かれないので、通常二輪車レーンは1列走行の幅で考えられている。この場合、原付や自転車の混入の割合によっては速度が低下することから、交通容量は大分小さくなることが考えられる。現場で交通容量的な問題となっているのであれば、土研としても実情を調査して研究してみたい。

4. 二輪車レーンを緑地帯等により構造的に、四輪のレーン及び歩道から分離することは、それぞれの通行帯の交通の流れが純化されて安全性が高まるなど望ましいことと言える。ただ、上述のとおり、二輪車と一口にいても、機構的にも、法的にも大きな速度差があり、大型の自動二輪と原付、あるいは原付と自転車の混入は、それぞれの台数が増加すると安全上の問題が発生しかねないので十分注意する必要がある。

また、交差点における二輪車の右折、あるいは左折四輪と直進二輪の交錯の防止対策など細かい検討を要することは言うまでもない。土研としても二輪車の安全対策の勉強をしており、現場の事例、計画案等逐次お知らせいただければ幸いである。

（交通安全研究室）

道一 17 市街地における矢板引抜きによる影響範囲

（質 問）

広島市内国道2号線で共同溝工事を施工中である。工法は矢板締切りによる一般的な開削工法であるが、本体工完了後、矢板を引抜くことにより周辺の地盤がゆるみ、道路面への亀裂、沿道家屋への影響が発生する場合がある。矢板を引抜くに当り、沿道に対する影響の程度を予測する手法はないか、又、路面の復旧、補修についてもある程度地盤が落ち着いて施工する必要があると考えるが、その時期、復旧方法に対する考え方について教示願いたい。

（広島国道工事事務所）

(回 答)

市街地における各種地下工事に関連して、杭や矢板引抜きによる地盤変位に伴う被害や苦情が多く出ている。このような事例は、近來多く見られながらも、未だ十分その事例の収集・整理・解析に到っておらず、当研究室でも、他の目的のためにも合わせて、至急その作業を急いでいる段階である。

数少ない収集事例に見られる地盤表面の水平移動性状を図-1, 2 に示す。

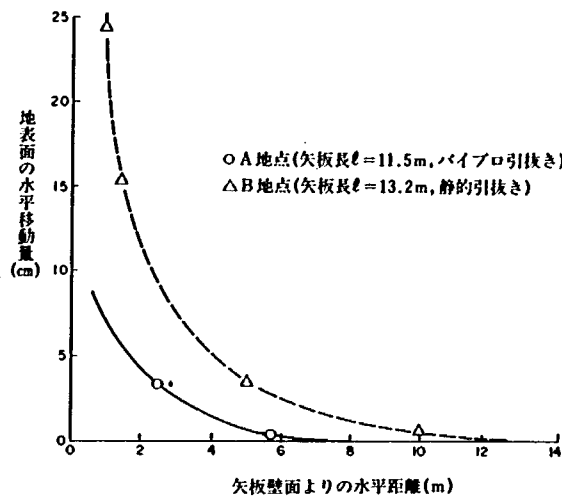


図-1 矢板引抜きによる地表面の水平移動量

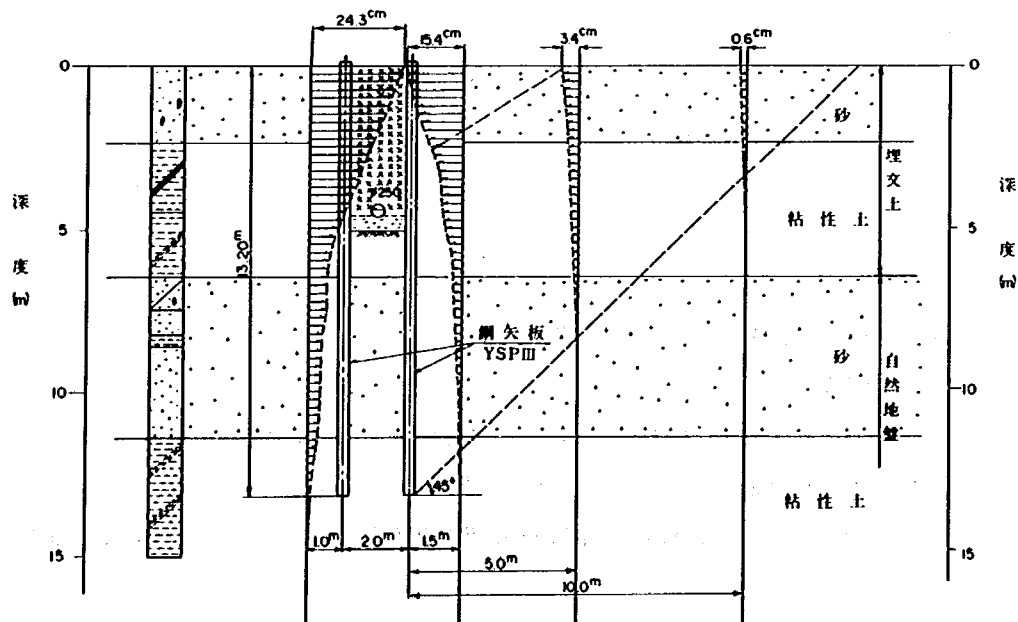


図-2 鋼矢板引き抜きによる地盤の水平移動量 (B地点)

このような状況における地盤の水平移動性状(範囲及び表面沈下・水平移動量等)に影響する因子として次のようなものが考えられる。

土質条件(土の種類、層厚・層序)、地下水位、矢板寸法、矢板引抜き方法、引抜き後の処理(埋戻し、グラウト方法)、周辺地形、周辺掘削性状等。

図に示した2例だけで一般的なことを推論するのはやや無謀であろうが、第1近似として、周辺部の地盤の水平移動範囲は、矢板下端から45°に延長した範囲とみることができよう。また、表面沈下量等を定量的に予測することは困難であるが、共同溝の先進地建では工事による沿道に対する影響について注意をはらっており、影響が大きいと予想される場合には、矢板引抜きを中止しているようである。引抜き中止の判断基準については、影響の程度を調べるために試験的に引抜きを行う(例えば工区境の道路縦断方向に打込まれた矢板)、掘削中の地表沈下量、沿道への影響の調査を行う(軟弱地盤地帯では掘削中から沿道に影響が出はじめるため)ことにより経験的に判断するようである。しかし、掘削中の表面沈下量と矢板引抜きによる沿道への影響について、整理したものは現時点では見られない。

矢板引抜き方法では静的に引抜くよりパイプロを用いた方が引抜いた矢板への土の付着量、水平移動量は小さいことが一部の収集事例から確認されているが、パイプロによる振動は、広範囲に及び市街地での使用は行われていない。また引抜き後に埋戻し、グラウト注入を行っても引抜き時に発生する影響を抑えることはできない。

したがって、現在矢板引抜きによる影響について事前に定量的に予測する方法はなく、掘削時の状況、試験的な引抜き等による現場での判断によらざるを得ないと思われる。その結果引抜きを中止することも沿道条件を考慮して検討しなければならない。

舗装は共同溝事業では一旦仮舗装を行い、1年後ぐらいから本舗装を実施し、施工後の路面の変状に対処しているようである。

(動土質研究室)

道一18 道路交通振動の予測手法

(質 問)

環境アセスメント調査における振動予測は「当面の措置方針道路事業編」で予測式及び実測資料に基づく予測手法の2方法を提示しているが、予測式について以下の点を教示願いたい。

- 予測式は平面道路部及び盛土道路部への適用に限られるので、高架構造部、掘削道路部への適用方法
- 予測式は平均走行速度が35Km/h～65Km/hの範囲における適用の条件であるが、高速国道等、65Km/h以上の速度で設計する道路への予測方法又は開発状況

- また、低周波空気振動の影響、予測及び評価についての現状と今後の見通し

(企画部企画課)

(回 答)

① 高架構造の予測式

第33回建設省技術研究会(昭和55年11月)「道路交通振動の対策に関する研究」の中で報告した予測式が参考になると思われる。(式の検討がp243～244に、最終予測式がp253に示されている。)

② 掘割道路の予測式

予測式は現在作成中であり、当面のところ、類似の条件の実測資料に基づき予測されたい。

③ 高車速領域における振動レベル

土木研究所構内での実験結果より、60Km/h以上の高車速領域における振動レベルの予測式として以下のようにとりまとめられている。

$$\begin{cases} \hat{L}_{10}' = 6.5 \log(\log Q^*) + 4 \log M + \alpha_v + \alpha_\theta + \alpha_t + 14 \\ \hat{L}_{10} = \hat{L}_{10}' + \alpha_L \end{cases}$$

α_v : 平均走行速度による補正項

$$\alpha_v = \begin{cases} 0.2V & (35 < V \leq 60) \\ 0.1V + 6 & (60 < V \leq 95) \end{cases}$$

(参考文献)

*土木研究所資料第1650号「交通振動に関する試験調査報告書〔VI-1980〕」

ただし、同資料にも述べられているように限られた条件でとりまとめられた、バラツキも多いもので、今後更に検討すべき点が少なくないことに留意されたい。

(構造研究室)

次に、低周波空気振動について述べる。低周波空気振動は、我々が日常生活を営んでいる場において、いろいろな現象から生じており、道路橋からも橋梁振動に伴って発生する。低周波空気振動

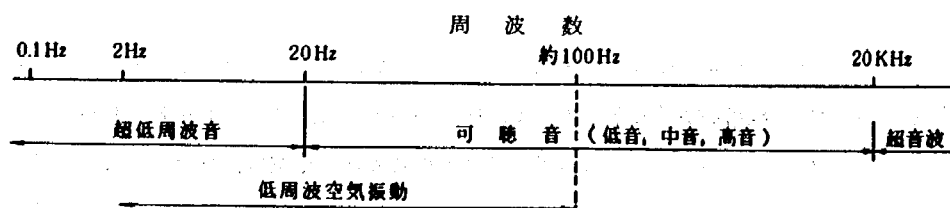
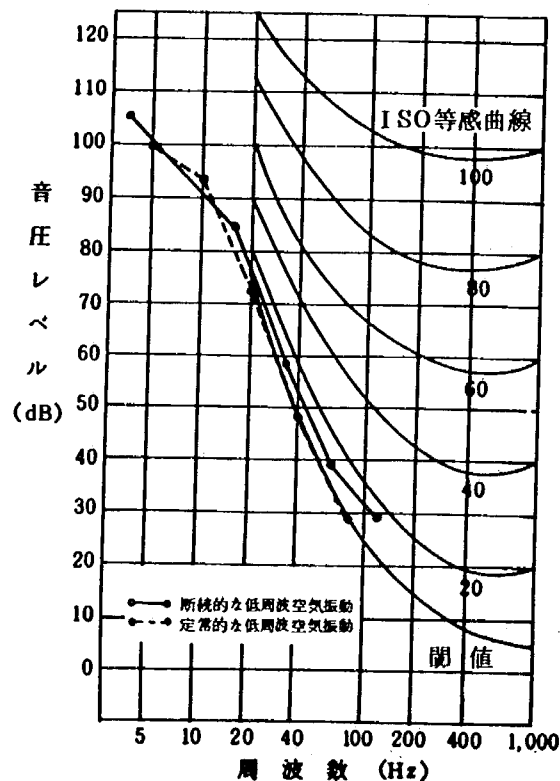


図-1 低周波空気振動の範囲

は未だその定義が明確にされていないが、環境庁を始めとする多くの調査研究では0.1 Hz から100 Hz 程度までの周波数範囲で取り扱っている（図－1）。したがって、騒音との区別が不明確となっているが、一般的な概念としては人の耳に感知されにくい範囲の音としてとらえるのが妥当である。

土木研究所において、橋梁を対象として断続的な低周波空気振動に対する感覚閾値（人間が感じることのできる最低の音圧レベル）を調査した結果、図－2 が得られている。これによると、定常的なものと比較して若干感覚がにぶくなっている上、周波数が低くなるにしたがって感知できる音圧レベルが非常に高くなり、感知しにくくなっている。これまで低周波空気振動の影響として、圧



図－2 低周波空気振動の感覚閾値

迫感や不快感を生じるといわれる調査もあるが、ほとんどは低周波空気振動により家屋の窓ガラスが振動し、その二次的影響により感知することが多く、直接的に気分が悪くなるかどうかははっきりしていない。

予測については、現在までのところ実測調査、模型実験、理論的検討などにより、橋梁からの低周波空気振動の発生機構が明確となっている。橋梁からの低周波空気振動を音圧レベルとして計算するには、発振体としての橋梁床版の振動と波動方程式に基づく空気振動とを連成して解くことを要する。橋梁床版の振動性状は、床版と結合している主桁などの補剛条件を考慮して立体解析によって固有振動数とそれに対応するモードが求まり、床版の強制振動方程式により動的応答が追跡で

きる。波動方程式は差分法を適用して解かなければならない。この計算方法を用いて土木研究所で検討した結果では、実測値とよく整合している。一般の道路橋においては、低周波空気振動が人体に影響を与えたり、窓ガラスを振動させるほどの高いレベルを生じない。もし仮りに低周波空気振動を計算する必要にせまられたならば、土木研究所の方に連絡していただきたいが、現状ではそのようなことはないと判断している。低周波空気振動を予測するには、さらに伝播機構の解明が残されている。これについては現在実験中であり、地表面の影響や地形による回折現象を検討することにより伝播機構を解明することが可能となる。それと発生機構とを結びつけ簡略化を行うことにより予測されうるものと考えられる。また、予測手法の確立とともに、低周波空気振動の定義を明確にし、その測定方法を確立させ、最終的に低減対策を見い出すことができる。

これらの点をすべて解決するには長年月を要し、今後も解明に地道に努力してゆくことが肝要である。

(交通環境研究室)

道—19 歩行者空間の計画・設計手法

(質問)

親しみやうるおいのある空間要因と効果、歩行者需要予測手法、幅員の定型化および歩行者必要有効幅員等の設計手法など歩道の計画から設計に至る過程で考慮すべき事項、考え方およびその手法について教示願いたい。

(企画部企画課)

(回答)

歩行者空間の計画、設計にあたって考慮すべきものには、次のような項目がある。

(1) 通行帯幅員を決定する項目

1) 交通需要の予測

歩行者の12時間交通量が5,000人を超える場合には、予測手法が提案されておりそれらを参考にして設計交通量を設定し幅員を検討することができる。

(参考文献；歩行者空間の設計検討報告書，土木研究所資料第1954号，昭和58年3月，新交通研究室)

2) 歩道、自転車道等の使われ方

上記1)より交通需要が少ない場合でも、各利用者が歩道等を自由に通行できるようにサービスする必要がある。そのため歩道等の使われ方を考慮して幅員を決定する必要がある。

歩行者、自転車利用者の主な通行目的は、当該地区あるいは路線の沿道の土地利用状況から

推測可能であり、各通行目的に応じて必要な幅員は種々考えられる。

例えば、自転車による買物が多い場合は、自転車相互のすれちがいができる幅として最小2 mは必要であろうし、通学路の場合では子供の2列縦隊が他の通行者又は自転車とすれちがいできるように、 $0.75 \times 2 + 1 = 2.5$ m 確保することが望ましい。また、車いすの幅は61cm、自転車を押して歩く場合は1.3 m、傘をさすと90cmとそれぞれ必要幅が異なるので、いろんな場合に歩道がどのように使われるかを検討しておく必要がある。

(2) 設計要素を決定する項目（参考文献；歩道整備の手引き（一次素案），日本道路協会，昭和57年3月）

1) 歩行者の安全通行

上記(1)の容量的検討のほか、大型車交通量の多い道路では安心感を高めるため、自動車からくる圧迫感を軽減する緩衝空間を植樹帯として確保することが望ましい。また、歩行空間の連続性が確保されなければならない。交差点における滞留スペース等の設計上の配慮が必要である。

2) 歩行者の快適な通行

利用者が快適に通行できるためにはまず、追越し、すれちがいがかんり自由に行えるだけの幅員が必要である。次に、路面の平坦性等支障なく通行できる物理的環境の確保が必要。さらに視覚的快適性を高めるための、植栽、舗装面の美化等楽しく歩ける工夫が望ましい。

3) 地区のコミュニティーの場

歩道等は単なる通行の場としてだけでなく、立ち話しの場、子供の遊び場所としての場など沿道住民の生活と密着したものとして使われることも考慮しなければならない。例えば路上施設帯の切目等のデッドスペースを広くとって、ベンチを置く等これらの目的に供することも考えられる。

4) 町の景観の向上

道路は町の顔であり、特に両側の歩道部分は道路の景観的設計を仕上げる部分として重要であり、植栽の導入、路上占有物の除却等十分に配慮しなければならない。

5) 公共施設の収容

歩道は沿道にサービスする上下水道管、電気、電話線、ガス管等の収容スペースとして利用されるもので、それらの管理作業に必要なスペースも考慮して設計しなければならない。

6) 幹線道路における環境対策

直轄国道のような幹線道路では必要に応じ、上記1)～5)以外に環境対策としての空間を確保することもあり、その際にはそのための空間を使って歩道利用者の快適性が増すように設計することも考えられる。

(8) 安全についての留意事項

上記(1)、(2)と重複する部分もあるが、安全対策上必要な留意点には次のものがある。

- 1) 歩道等の連続性の確保
- 2) 路面の平坦性の確保、すりつけ勾配等の適切な設計
- 3) 身障者、高齢者、幼児等歩道内における弱者に対する配慮
- 4) 交差点、バス停等、人の滞留する特異点の検討
- 5) 不法占用物件の放置防止、抑止

(この質問は多面の内容をもっておりますが、紙面の制約がありますので概略を記すことでとどめます。)

(参考文献；歩行者自転車の安全通行に関する調査研究(その1)，土木研究所資料第1685号，昭和56年3月，同(その2)，土木研究所資料第2079号，昭和59年3月)

道一20 生石灰パイル打設による既設構造物の変位

(質問)

当事務所において、軟弱地盤対策として既設構造物(PC橋下部工、RCコンクリート杭($\phi 350$ mm, $\ell = 12$ m)基礎)周辺に生石灰パイル($\phi 40$ cm, $\ell = 11.4$ m, 1.0 m ピッチ)を施工した。

これは、杭体のネガティブフリクションと側方流動圧等の対策を目的としたものである。施工に先立ち既設構造物への影響が危惧されたので、変位を観測しつつ施工したが、施工当初から15 mm 程度の変位が生じた。

このため、施工場所を移動し、橋台の反対側を施工し、ある期間養生後、また元にもどるよう時間差施工とした。

変位の原因としては、生石灰パイルの膨張圧によるもの、ケーシングにより排土された土の圧力によるもの等が考えられるが、道路土工「軟弱地盤対策工指針」によれば、「吸水量と膨張量とがほぼ等しいことより、パイルの膨張圧効果については疑問がある」と記述されている。又あるコンサルタントに問合せたら膨張圧による影響は考えられるとの回答を得た。

- 1) 変位の原因は何か、変位を生じない施工法はあるか、変位量の予測はできるか。
 - 2) 杭基礎の場合、許容変位量はどう考えるか。
- について、教示願いたい。

(岡山国道工事事務所)

(回答)

1. 生石灰パイル打設に伴ない多少なりとも周辺地盤および構造物に変状(水平移動、隆起など)

を生じたという事例は、これまでも多く報告されている。これら事例の多くは土の側方移動に起因すると考えられる水平移動、構造物の傾斜および地盤の隆起である。なお、このような変状は、生石灰パイル工法に限らずサンドドレーン工法、サンドコンパクションパイル工法などケーシングを建込み原位置土と砂、碎石などと置換する工法および既製杭を打込む工法においてもよく経験する。

生石灰パイルの打設によって上記のような変状を生じる要因として次の項目が考えられる。

- ① ケーシング圧入および生石灰投入による体積変化による影響
- ② 生石灰の膨張作用の影響
- ③ 生石灰打設時の圧縮空気圧の影響

しかし、これらの要因の影響度合いについては、土質条件、改良範囲、生石灰パイルの打設方法、打設間隔、打設順序など様々な条件が考えられるうえに、この点に関する研究および実測事例も数少ないことから現状では定量的に表わすに至っていない。

ここでは、生石灰パイル打設に伴う周辺地盤および構造物の変状を調査した2,3の事例を紹介する。

1) 事例－1^{1), 2)}

この事例では、生石灰パイル打設に伴ない隣接する橋脚（約11m離れている。）に変状を生じることが懸念されたことから試験施工を実施して変状の程度を確認している。さらに、これら変状を軽減する方法として①緩衝孔方式（土の側方移動を緩らげる目的であらかじめ空孔を設けておく。）、②アースオーガ方式（生石灰パイル打設位置にあらかじめアースオーガーにより削孔し排土を行う。）の2つの方法を取上げ、打込み式（またはパイプロ式）との変状の比較を行っている。

この調査から得られた結果を以下に列挙する。

- ① ケーシング挿入直後の変動量が最も大きい。
- ② ケーシング挿入時の振動および生石灰投入時の圧縮空気による影響は比較的小さい。
- ③ 生石灰の吸水膨張による影響は比較的小さい。
- ④ 橋脚の変動は打設順序にあまり関係なく打設したパイルの体積の絶対量（打設本数）にほぼ比例した。
- ⑤ 橋脚の変動は土の移動量の約 $\frac{1}{2}$ であった。
- ⑥ 打設間隔が大きいものほど変動量は小さい。
- ⑦ 通常施工方式における変動量を100%とすると緩衝孔方式では約90%、アースオーガー方式では54～27%であり、軽減効果が認められた。

この事例においては、以上の試験施工の結果から本工事ではアースオーガー方式を採用している。

II) 事例-2³⁾

この事例は図-2に示すように宅地造成盛土工事において約3mに近接する軌道敷を防護する目的で生石灰パイル工法による地盤改良を行ったものである。この工事においても事例-1と同様に生石灰パイル打設に伴う地盤変形の影響が懸念されたことから図-1に示すような計測器を用いて測定を行っている。

図-2には、生石灰パイルの打設順序を示す。また、図-3には地盤表面変位の様子を垂直・水平変位のベクトル量に合成して示す。

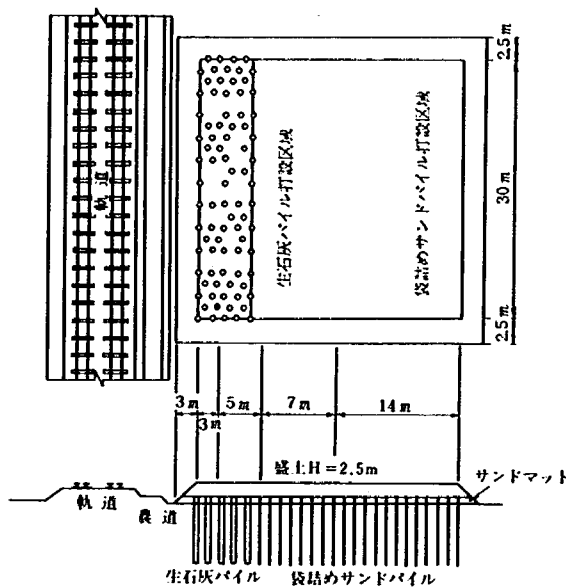


図1 試験工事概要²⁾ (事例-2)

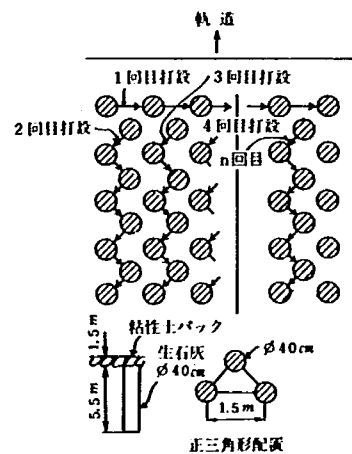


図2 生石灰パイル打設順序³⁾
(事例-2)

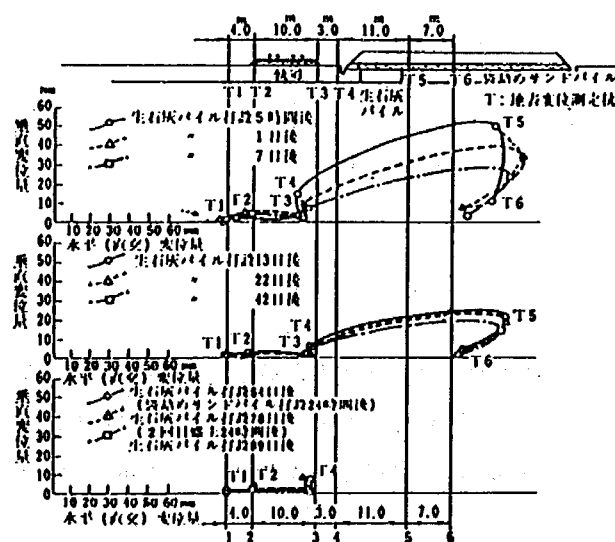


図3 地盤表面の変位³⁾ (事例-2)

事例－1，事例－2 およびこのほかの事例については文献2) および3)に詳細に述べられているので参照されたい。

次に，生石灰パイル打設に伴う変状の対策と問題点について簡単に触れてみる。

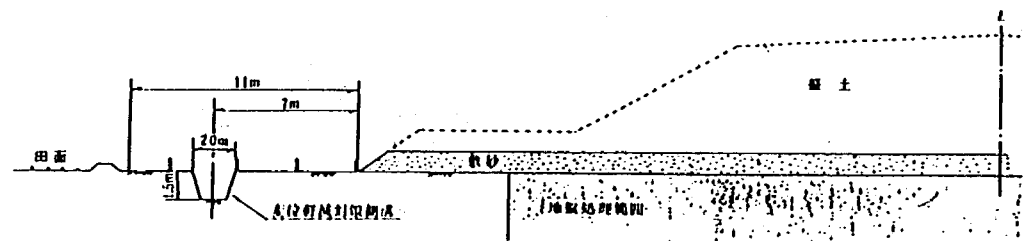
通常，生石灰パイル打設による変状が問題となる場合は次のような方法で対処している。

- ① ケーシングの圧入により側方へ排除される土の絶対量を少なくするためケーシングにスパイラルを巻き，可能な限り土を上方に排出する。
- ② アースオーガーにより原位置土を排出し生石灰と置換える。（事例－1）
- ③ 緩衝孔を適当な位置に配置し土の側方への移動を吸収する。（事例－1）
- ④ 上部数mを空打ちして，この部分を砕石などで充填することにより内部圧力（主に生石灰の吸水膨張）の上方への発散を図る。

これら①～④の方法のうち①～③については，パイプロハンマまたは打込み方式による通常の施工方法と比較して工期を長く必要とすることや排土の処理を必要とすることから一般に工費が高くなる。また，③の緩衝孔方式については，緩衝孔において生石灰打設時の圧縮空気圧（7 kgf / m²程度）の影響により地下水および原位置土を吹上げ地盤を乱すこともあるので注意を要する。

このほか，参考までにサンドドレーン工法，サンドコンパクションパイル工法の施工において比較的側方移動の抑止効果があったと報告されている方法を2,3紹介する。

- ① 深さ1 m～1.5 m程度の緩衝溝を設ける。（図－4）
- ② 構造物の近接部に矢板を設けるか，または側方への影響が少ないとされている深層混合処理工法により固結柱体を造成する。



図－4 緩衝溝を用いた例⁴⁾

以上，側方変位の軽減方法の例を紹介したが，どの方法を選択するかという点については，土質条件，近接構造物への影響度合，工費など十分検討を要するとともに，また，施工時の変状（橋台の傾斜，水平移動，地中変位など）を各種計測器を用いて監視する必要があることは言うまでもない。

(参考文献)

- 1) 首都高速道路協会；昭和49年度派大岡川筋国鉄橋脚近接施工工事に関する研究委員会報告書，昭和50年3月
- 2) 二階 盛；軟弱地盤における建築の根切り山止め工法，第5章，鹿島出版会
- 3) 日本石灰協会石灰安定処理委員会編；石灰による軟弱地盤の安定処理工法，第5章，鹿島出版会
- 4) 日本道路公団札幌建設局；道央自動車道（札幌～岩見沢）軟弱地盤における調査・設計・施工に関する報告書 昭和57年8月

(施工研究室)

2. 杭基礎に関して規定される変位量には，許容変位量と基準変位量とがある。許容変位量は，上部構造が不静定の場合には，基礎の変位により上部構造に生じる応力度から，上部構造が静定の場合には，伸縮継手や支承構造などから定められる。基準変位量は，地盤の不確定要素を考慮して，許容支持力に制限を与えるために定められる。しかし，これらの変位量は，構造物完成後の荷重に対して定められるもので，質問事例のような施工時の荷重に対しては，別途の検討が必要である。

本事例のように，下部構造のみが完成している場合には，杭基礎に生じる応力度から，許容すべき変位量が定められることとなる。

通常，地盤は杭基礎の抵抗側の要素として評価されるが，生石灰パイルの打設などにより側方流動を生じている地盤は，逆に杭基礎に対して荷重側の要素としても考慮する必要がある。

側方流動を生じている地盤が，杭基礎に対して抵抗側として働くか，荷重側として働くかは，地盤の移動量と杭の変位量との相対的關係で決まる。

このような地盤中の杭基礎の挙動は，未だ十分に解明されていないのが現状であるが，軟弱地盤上の偏載荷重による側方流動に関して行われた，「橋台の側方移動に関する研究」（土木研究所資料第1804号）により，ある程度解析することが可能である。

しかし，この土研資料による解析は，少くとも地盤の側方移動量の分布が適正に予測できることが前提である。生石灰パイル打設の場合には多くの仮定を置かざるを得ないのが現状であり，許容変位量の設定は困難といわざるを得ない。

このような検討によらず，杭基礎のいわゆる基準変位量をもって許容変位量とするのは，杭体に破壊が生じていないという保証がなく危険である。

(基礎研究室)

道一 21 道路の残留沈下量を考慮した地盤改良幅及び载荷盛土幅の決定方法

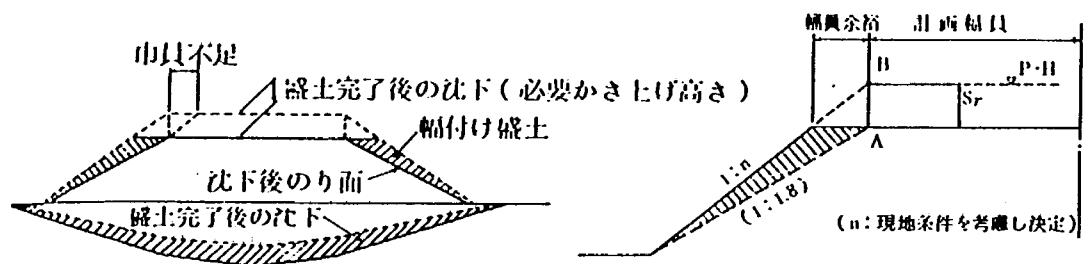
(質 問)

道路をサンドドレーンにより部分改良する場合、地盤改良幅や载荷盛土幅を残留沈下量を考慮して決定する方法をご教示願いたい。

(広島県大柿土木事務所)

(回 答)

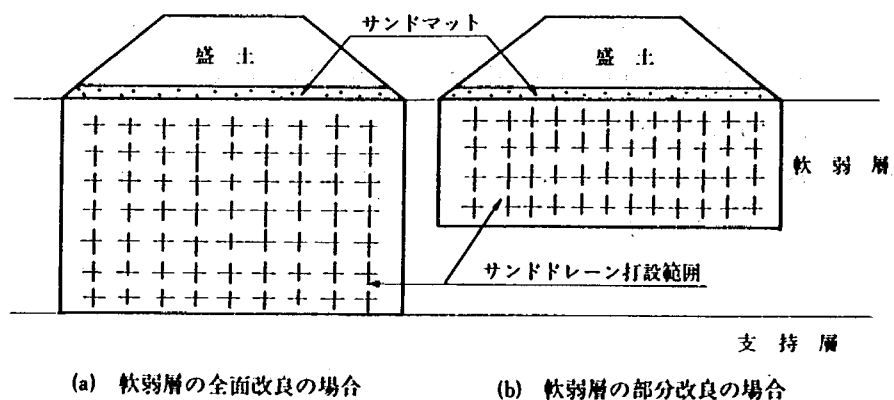
まず、残留沈下の大きな区間において载荷盛土幅を決定する際の留意点について述べる。残留沈下の大きな区間においては、盛土完了時の盛土形状を計画断面のまま仕上げると、図一1に示すように、盛土完了後の沈下に伴うオーバーレイにより道路の幅員不足が生じることがある。従って、盛土の施工幅員を決めるにあたっては、図一2に示すような残留沈下を考慮した幅員余裕を確保しておく必要がある。



図一1 盛土の沈下に伴う幅員不足

図一2 幅員余裕のとり方

次に、サンドドレーンによる地盤改良幅の決定方法であるが、一般には、図一3に示すように、盛土のり面下の地盤も含めて盛土敷ほぼ全域にわたって地盤改良する例が多い。これは、主として



図一3 通常のサンドドレーンの打設範囲

盛土のり面下の地盤がすべり破壊に対する安定対策の面から、また道路幅員下の地盤が沈下促進の面から最も有効な改良範囲となるためである。

このように盛土敷下の地盤をほぼ全域にわたって地盤改良したときの残留沈下の生じ方を予想すると、図-4 のようになる。図において、残留沈下量としては、最終沈下量と盛土施工後の沈下

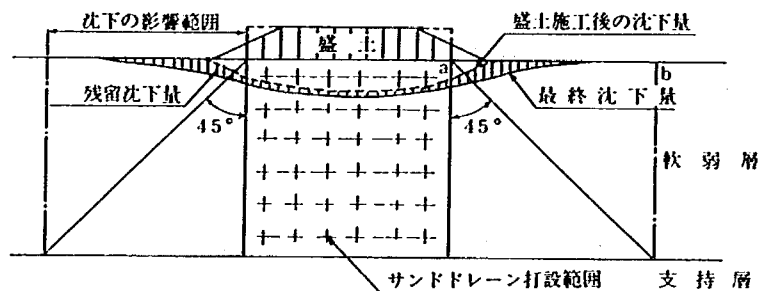


図-4 残留沈下量の生じ方

量の差を考えている。まず、改良部については設計の時点で残留沈下量が許容値内におさまるようにパイル径、パイル間隔、打設深度および盛土の放置期間等を考えているから、理論と実際とで多少差があるとしても、それほど大きな残留沈下量は生じないと判断できる。残留沈下が予想されるのは非改良部においてであり、盛土荷重が地中方向に45°の分散角で伝ばすると考えると、最終的には図中のabの範囲まで沈下の影響が及ぶのに対し、盛土の施工直後の時点ではまだあまり沈下が進んでいないので、その差分だけ残留沈下が生じることになる。このように、道路敷下の地盤を全面的に地盤改良した場合でも非改良部では残留沈下が生じることになるが、残留沈下が生じるのは主として道路幅員外での話になるので、道路下に埋設された構造物等には残留沈下の影響がそれほど及ばないと考えてよい。

これに対して、盛土のり面下の地盤は未改良のまま残し、道路幅員下の地盤のみを部分改良したような場合には、図-5に示すように、道路端部において残留沈下量がかなり大きくなる。特に、軟弱層が厚くて残留沈下量がある程度以上大きくなるような場合には、残留沈下の影響によって盛

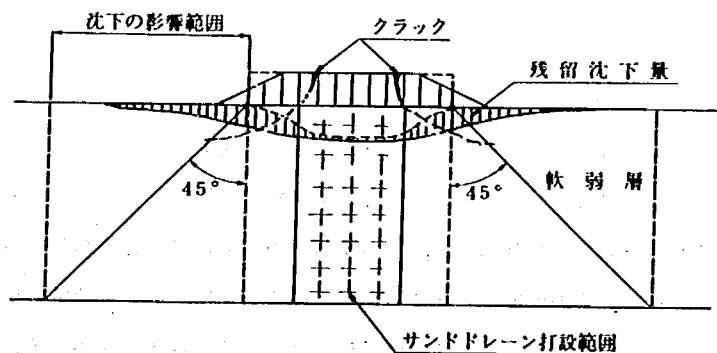


図-5 残留沈下量の生じ方(部分改良地盤の場合)

土の端部付近にクラックが発生することも十分に考えられる。

以上のようなことから、道路下の軟弱地盤をサンドドレーンで改良する場合には、道路敷下の地盤を安定と沈下の両面から不都合を生じないように地盤改良しておくのが望ましいといえる。

なお、盛土の施工にあたっては、できるだけ時間をかけて盛り立てを行うことが大切である。これは、急速に盛土を行うと、特に盛土のり面下付近のサンドドレーンを中心にせん断変形による乱れが生じ、圧密促進の効果が当初期待したほど発揮されなくなるおそれがあるためである。

(土質研究室)

道一22 ゴム入りアスファルト合材を使用した舗装

(質 問)

本県では冬期の摩耗対策、夏期の流動対策として高級舗装、簡易舗装すべての表層についてゴム入りアスファルト(以下ゴムアス)を使用しているが、以下の事が確認できないため、ゴムアスを継続使用すべきかどうか判断に苦慮している。

1. ゴムアス舗装はストアスに比べ当初の工事費が3%程度高くなるが、トータルコストではどうなるか。また、補修の判断基準はひび割れによる事が多いため、ゴムアスを使用しても最初の補修までの期間はストアスと同じではないか。
2. どの程度耐用年数が延びるか。

以上により、次の点について、教示願いたい。

1. ゴムはどういう使用の仕方が最もよいか。(交通量別、合材別等)
2. 上記1～2を確認する調査方法、又は試験方法。
3. ゴム入り、又は樹脂入り合材については等値換算係数を大きくとれないか。

(鳥取県土木部)

(回 答)

1. ゴムアスは現在、種々のものが開発されているが、大別するとプラントミックスタイプとプレミックスタイプに分けられる。そして、ゴムアスの効果については数多くの実施調査結果があるが、非常に優れた結果を示しているものからほとんど効果のないものまであり、さらに同じ添加物であっても元のアスファルトによっても効果が異なっており、その効果を一律に論ずる訳にいかないのが実情である。したがって、その使用に当っては効果の確かなものを選択することが非常に重要である。効果の程度を判断するには実際の道路に於いて試験舗装を行い、追跡調査をして判断するのが最も望ましいが、実際に試験舗装を行うのは困難な事が多い。したがって室内試験を行って判断するのが現実的と言えるが、各種の試験結果をどのようにゴムアスの総合評価に

取り入れていくのかという点についてはまだ確立された手法はない。地域によって耐流動に重点をおくとか、耐摩耗に重点をおくなど、その地域に応じた判断の方法があり、アスファルト舗装要綱では耐流動性はホイールトラッキング試験で、耐摩耗性はラベリング試験で評価するものとしている。ここでは、参考として昭和56年に建設省東北技術事務所で用いられた評価法を紹介しておく。この方法では室内でマーシャル試験、ホイールトラッキング試験、ラベリング試験を行って、図-1より耐流動、耐摩耗の評価点を求めて次式より総合評価をしている。

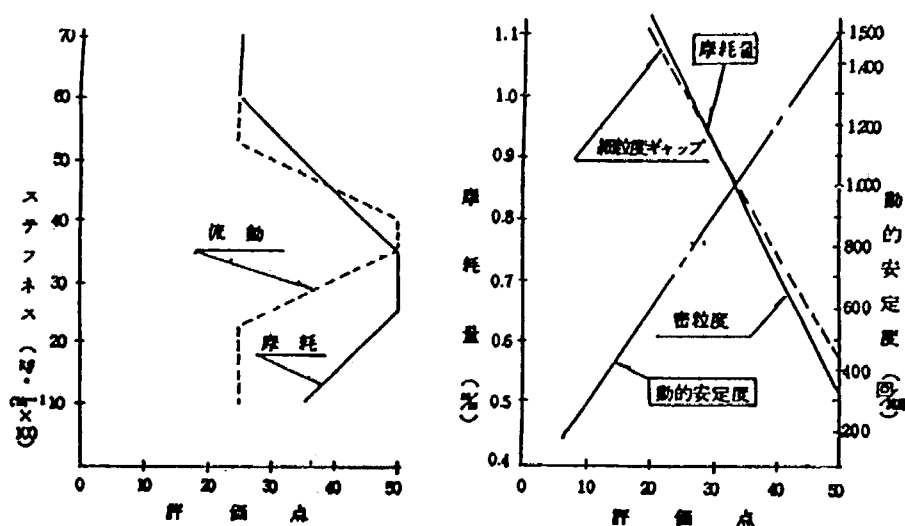


図 - 1

$$(\text{総合評価}) = \{ (\text{耐流動性評価点}) + (\text{耐摩耗性評価点}) \} \div 2$$

以上において評価点の高いもの程ゴムアスとして優れた性能を持つとしている。

この方法、図は東北地方での1例であり、各地域特性に合わせた評価法を確立することが望ましい。

またゴムアスを使用する場合、一般に注意する事項としては、

- i) ゴムの添加量はアスファルト量に対して3%以上でないと、その効果の程度は低い。しかし、むやみに添加量を多くすることはコスト、施工性の面で難があり、一般には3%~5%(ゴム固形分)を加えたものが使用されている。
- ii) ゴムアスはストアスに比べ高粘度であるため D_s が高くなるが、あまり D_s が高くなるとひび割れが発生しやすくなるため、 D_s は一般に4000回/mm程度を上限の目安としている。
- iii) ゴムアスは高粘度であるため混合、転圧温度がストアスの場合より高温となるため施工管理を厳しくする。ゴムアスを使用しても効果が得られていないケースはこのような温度管理、締め固め等の不十分によるものが多いと思われる。

さらに、交通量に応じてどのようにゴムアスを使い分けるかという事であるが、一般にはD交通のような重交通路線に用いるのが妥当と思われるが、C交通以下であっても夏期の温度が高く、かつ冬期にタイヤチェーンやスパイクタイヤが装着されるような地域では、耐流動性耐摩耗性双方の観点からゴムアスを使用することは有効と判断され、一概に交通量別に使用区分を分けることは合理的とは言えない。過去の使用実績を考えて、各々の現場に応じて判断していく事が望ましい。

2. トータルコスト、耐用年数については、これは1で述べたようにゴムアスの種類により、その効果が異なるため、具体的に数値でどのようになるのか表わすことはできない。しかし、室内試験や過去の実績から十分に効果の期待されるものについて十分な施工を行えばトータルコストのダウン、耐用年数の向上は得られるはずである。また、最初の補修までの期間はストアスの場合と同じではないかとの事であるが、積雪地においてはスパイクタイヤ等の摩耗によるわだち掘れが大きく、ひび割れによる供用性の低下より、わだち掘れによるその方が上回っていると考えられ、耐流動、耐摩耗について効果のある混合物であれば補修期間は延びると考えられる。また、早期のひび割れの発生は1で述べたようにDsが著しく大きい場合、さらに路床、路盤の支持力不足による場合が多く、ひび割れを抑えるためにはDsについては4000回/mm程度以下とし、また路床、路盤については施工時のたわみが0.3mm以上の場合、早期にひび割れが発生しているという報告もあり、たわみを0.3mm以下に抑えるよう舗装構造の設計をすることが望ましい。

なお、トータルコストの算出についてはゴムアス区間についてではないが、昭和57年に建設省土木研究所舗装研究室で試算した結果があり、1つの参考になるものとして紹介しておく。これは全国の直轄国道区間1200 Km余り（積雪地域については520 Km余り）について維持修繕工事の実態を調査したものであり、地域的な偏りはないものと考えられる。

表1～6が舗設してからの各年度における維持工事の実態である。これを元に1㎡当たりの各年度の維持費用を求めて、その累計を図化したものが図2である。これより供用後10年間における維持費用のモデルとして表7を考えた。さらに修繕工事の実態調査より、修繕工事のモデルとして供用後10年で厚さ5cmのオーバーレイをし、その1/3には3cmの深さで切削を施すものとする、単位面積当たりの修繕費用はオーバーレイの単価を270円/㎡/cm、切削の単価を190円/㎡/cmとして各々1350円/㎡、190円/㎡となり、合わせて1540円/㎡となる。

表-1

*** イシ*ヒ(コウ*ウ*ウ*メンヒキ) ***							コウイ(MMM)	
コウツウリヨウ --- 8イカ タイ* ----- イツハ*ン								
	カシヨスウ	チヨウリ ダイシヨウメンヒキ	セツクノミ ヒツサツメンヒキ	ヒヨウメンシヨリ ヒヨウメンシヨリメンヒキ	ヒヨウメンシヨリ *シユウメンヒキ	チヨウフ*ウチカ *シユウメンヒキ	コ*ウタイ	
0 - 1	2	16900						
1 - 2	6	42500						
2 - 3	8	63500						
3 - 4	5	47550			100(100.0%)		100(0.2%)	
4 - 5	10	139250			5580(95.5%)	260(4.5%)	5840(4.2%)	
5 - 6	17	307900		5320(68.3%)	2160(27.7%)	305(3.9%)	7785(2.5%)	
6 - 7	16	271350	590(4.0%)	7951(53.9%)	5613(39.0%)	607(4.1%)	14761(5.4%)	
7 - 8	14	210350	1930(20.2%)	1384(14.5%)	4760(49.9%)	1460(15.3%)	9534(4.5%)	
8 - 9	17	253000		1310(12.4%)	8645(82.1%)	571(5.4%)	10526(4.2%)	
9 - 10	12	224600		3576(13.4%)	22248(83.6%)	780(2.9%)	26604(11.8%)	
10 - 11	13	226300		6560(52.2%)	5227(41.6%)	772(6.1%)	12559(5.5%)	
11 - 12	12	239085		2600(21.5%)	8905(74.2%)	530(4.4%)	12115(5.1%)	
12 - 13	13	228385			5427(90.1%)	596(9.9%)	6023(2.6%)	
13 - 14	9	191405		40(4.3%)	890(95.7%)		930(0.5%)	
14 - 15	6	89426			1410(90.4%)	150(9.6%)	1560(1.7%)	
15 イシ*ヨウ	17	260220			10137(97.5%)	260(2.5%)	10397(4.0%)	
7 メ イ	0	0						
コ*ウタイ	177	2801715	2520(2.1%)	28741(24.2%)	81162(68.4%)	6291(5.3%)	118734(4.2%)	

表-2

*** イシ*ヒ(コウ*ウ*フメンセキ) ***

コウツウリョウ --- 日カ
タイキ ----- ヒキセツ

		カシヨスワ		チヨウリ タイシヨウメンセキ		ヒツクノミ ヒツクメンセキ		ヒヨクメンシヨリ ヒヨクメンシヨリメンセキ		ヒヨクメンシヨリ ※シヨウメンセキ		チヨクワ*ウチカエ ※シヨウメンセキ		ナンイ(MMM)	
														コ*ウケイ	
0 - 1	5	112700								7810(100.0%)				7810(6.9%)	
1 - 2	13	247900								7862(100.0%)				7862(3.2%)	
2 - 3	16	283000								3770(100.0%)				3770(1.3%)	
3 - 4	7	129200		550(35.5%)				1010(64.7%)						1560(1.2%)	
4 - 5	5	74600		412(34.4%)				787(65.6%)						1199(1.6%)	
5 - 6	7	120100						1960(100.0%)						1960(1.6%)	
6 - 7	11	171700						970(100.0%)						970(0.6%)	
7 - 8	9	151600						2790(100.0%)						2790(1.8%)	
8 - 9	10	170100		3400(36.7%)				1550(31.3%)						4950(2.9%)	
9 - 10	13	233800		761(4.3%)				17118(95.7%)						17879(7.6%)	
10 - 11	12	232600						9665(98.2%)		180(1.8%)				9645(4.2%)	
11 - 12	9	185400				1883(79.4%)		490(20.6%)						2373(1.3%)	
12 - 13	11	201300				12000(59.3%)		6650(32.9%)		1580(7.8%)				20230(10.0%)	
13 - 14	14	232900		670(6.7%)		940(9.3%)		8449(84.0%)						10059(4.3%)	
14 - 15	18	302700		9900(32.7%)				15700(61.3%)						25600(8.5%)	
15 イシ*ヨ	38	726300						7384(98.0%)		152(2.0%)				7536(1.0%)	
2 X 1	0	0													
コ*ウケイ	198	3576300		15693(12.4%)		14823(11.7%)		93965(74.3%)		1912(1.5%)		126393(3.5%)			

表-3

*** イシ*ヒ(コウホウノツメンセキ) ***

コウツクリヨウ --- C

イシ+ ----- イツハ*ン

		タシイ(MMM)					コ*ウタイ	
		カシヨスウ	チヨウツ タイシヨウメンセキ	ヒツリクノミ ヒツリクメンセキ	ヒヨウメンシヨリ ヒヨウメンシヨリメンセキ	ヒヨウメンシヨリ カシヨウメンセキ	*ヨクワ*ウチカエ カシヨウメンセキ	
0 - 1	18	174700						
1 - 2	34	403370	1640(22.6%)	710(9.8%)	4660(64.1%)	260(3.6%)	7270(1.8%)	
2 - 3	44	615770		20040(73.1%)	6581(24.0%)	796(2.9%)	27417(4.4%)	
3 - 4	25	349520	1141(70.5%)	261(16.1%)	220(13.6%)		1622(0.5%)	
4 - 5	28	419604		720(21.7%)	2597(78.3%)		3317(0.8%)	
5 - 6	32	515404	3950(48.7%)	2330(28.7%)	1634(22.6%)		8114(1.6%)	
6 - 7	34	531141	9030(67.7%)	2050(15.4%)	2147(16.1%)	120(0.9%)	13347(2.5%)	
7 - 8	29	485970	3528(32.4%)	5815(53.4%)	1366(12.5%)	180(1.7%)	10889(2.2%)	
8 - 9	29	517170	3461(36.2%)	830(8.7%)	4091(42.7%)	1190(12.4%)	9572(1.9%)	
9 - 10	19	385775	2440(15.6%)	3417(23.2%)	7780(52.9%)	1065(7.2%)	14702(3.8%)	
10 - 11	16	295660	4310(42.3%)	4251(41.7%)	1640(16.1%)		10201(3.5%)	
11 - 12	10	162760		1658(36.1%)	2911(63.3%)	30(0.7%)	4599(2.8%)	
12 - 13	11	162242	1260(11.8%)	213(2.0%)	8570(80.6%)	595(5.6%)	10638(6.6%)	
13 - 14	23	395962		1290(10.3%)	7083(56.6%)	4150(33.1%)	12523(3.2%)	
14 - 15	16	285075	920(4.9%)	11620(61.4%)	6182(32.7%)	211(1.1%)	18933(6.6%)	
15 イシ*ヨウ	76	1366010	16692(20.7%)	23165(28.7%)	39388(48.9%)	1345(1.7%)	80590(5.9%)	
コ * ヲ * イ	5	77700			110(100.0%)		110(0.1%)	
コ * ヲ * イ	447	7144833	48372(20.7%)	78370(33.5%)	97160(41.5%)	9942(4.3%)	233844(3.3%)	

表-4

HHH イシ*ニ(コウサツハツメンセキ) HHH						
コウサツリョウ --- C						
タイ* ----- セキセツ						
	カシヨス	チヨウ タイシヨウメンセキ	セリクノミ セリクメンセキ	セヨウメンシヨリ セヨウメンシヨリメンセキ	セヨウメンシヨリ セヨウメンセキ	チヨウ*ウチカ セヨウメンセキ
						タノイ(HHH)
						コウケイ
0 - 1	3	58000				
1 - 2	18	305800		11300(99.8%)	25(0.2%)	11325(3.7%)
2 - 3	21	379600		6720(96.7%)	230(3.3%)	6950(1.8%)
3 - 4	15	262200	1000(21.5%)		3580(76.9%)	78(1.7%)
4 - 5	15	316100	799(3.7%)	3760(17.3%)	16986(78.2%)	171(0.8%)
5 - 6	22	498200	170(0.6%)	230(0.8%)	25297(91.7%)	1900(6.9%)
6 - 7	19	443000	630(2.4%)	18597(72.3%)	6416(25.0%)	72(0.3%)
7 - 8	22	505700	1617(0.8%)	2360(10.0%)	19544(82.6%)	130(0.5%)
8 - 9	19	398800	760(1.0%)	3727(7.8%)	43255(90.1%)	285(0.6%)
9 - 10	14	266400	230(1.0%)	4550(20.1%)	17843(78.8%)	9(0.0%)
10 - 11	10	191700	2160(13.5%)	4603(28.7%)	9270(57.8%)	
11 - 12	15	330800		6476(31.2%)	14130(68.1%)	144(0.7%)
12 - 13	25	515200		11013(30.2%)	24805(68.1%)	626(1.7%)
13 - 14	19	348925	1273(6.4%)		18576(93.6%)	
14 - 15	23	428725		12606(36.3%)	21911(63.2%)	170(0.5%)
15 イシ*コ	112	1932025		29982(19.3%)	111768(72.1%)	13243(8.5%)
コウケイ	6	62700				154793(8.0%)
コウケイ	378	7244475	8639(1.0%)	115924(24.4%)	333636(70.2%)	16828(3.5%)
						475027(6.6%)

表-5

*** イシ*ヒ(コウホウ*ツメンセキ) ***

コウツウリヨウ --- U
タイチ ----- イツハ*ン

		2ツイ(MMM)						
		カシヨスウ	チヨウツ ツイシヨウメンセキ	ヒツリツノミ ヒツリツクメンセキ	ヒヨウメンシヨリ ヒヨウメンシヨリメンセキ	ヒヨウメンシヨリ ホシユウメンセキ	チヨウツ*ウチカヒ ホシユウメンセキ	コ*ウケイ
0 - 1	7	47300						
1 - 2	17	224298	5170(77.0%)	610(9.1%)	913(13.6%)	20(0.3%)	6713(3.0%)	
2 - 3	17	296568	2518(51.1%)	2220(45.0%)	160(3.2%)	32(0.6%)	4930(1.7%)	
3 - 4	15	241670	1967(40.6%)		2874(59.4%)		4841(2.0%)	
4 - 5	20	336670	1620(7.9%)	10829(52.6%)	8029(39.0%)	129(0.6%)	20607(6.1%)	
5 - 6	24	426298	9733(60.9%)	1240(7.7%)	5120(31.8%)		16093(3.8%)	
6 - 7	21	399985	4428(15.0%)	20763(74.0%)	1879(6.7%)	980(3.5%)	28050(7.0%)	
7 - 8	22	533935	11370(32.1%)	16956(47.9%)	7105(20.1%)		35431(6.6%)	
8 - 9	22	525335	6341(21.9%)	21397(74.0%)	883(3.1%)	283(1.0%)	28904(5.5%)	
9 - 10	15	315480	2271(11.6%)	17152(88.0%)	55(0.3%)	23(0.1%)	19501(6.2%)	
10 - 11	9	152830	1190(20.8%)	4537(79.2%)			5727(3.7%)	
11 - 12	7	142030		1760(9.4%)	17029(90.6%)		18789(13.2%)	
12 - 13	5	186600	6454(50.1%)	14070(65.7%)	900(4.2%)		21424(11.5%)	
13 - 14	5	133800			82(100.0%)		82(0.1%)	
14 - 15	3	82000	3720(56.5%)		2300(36.2%)	340(5.3%)	6360(7.8%)	
15 イシ*ヨウ	34	705500	46259(77.7%)	3850(6.5%)	9050(15.2%)	360(0.6%)	59519(8.4%)	
7 x 1	6	72000						
コ*ウ*ケイ	249	4822249	103041(37.2%)	115384(41.7%)	56379(20.4%)	2167(0.8%)	276971(5.7%)	

表-6

*** イシ*ヒ(コウキウヘツメンセキ) ***						
コウツウリヨウ --- C チイ* ----- セキセツ						
	カシヨメウ	チヨウウ クイシヨウメンセキ	ヒツサツノミ ヒツサツメンセキ	ヒヨウメンシヨリ ヒヨウメンシヨリメンセキ	ヒヨウメンシヨリ カシユウメンセキ	チヨウフ*ウチカヒ カシユウメンセキ
0 - 1	0	0				
1 - 2	2	32000				
2 - 3	3	60500		10540(99.9%)	15(0.1%)	10555(17.4%)
3 - 4	6	132600		29920(97.3%)	840(2.7%)	30760(23.2%)
4 - 5	8	179100	1612(5.7%)	39841(91.8%)	1940(4.5%)	43393(24.2%)
5 - 6	8	165000			5800(100.0%)	5800(3.5%)
6 - 7	7	154100		2746(58.0%)	1920(40.5%)	70(1.5%)
7 - 8	4	90400				4736(3.1%)
8 - 9	3	84400			70(100.0%)	70(0.1%)
9 - 10	3	67200			980(100.0%)	980(1.5%)
10 - 11	1	8000				
11 - 12	2	24000				
12 - 13	1	16000	3600(100.0%)			3600(22.5%)
13 - 14	1	8000				
14 - 15	1	15000				
15 イシ*ヨウ	7	99500			2204(100.0%)	2204(2.2%)
7 x 1	0	0				
3* ウ ケ イ	57	1135800	5212(5.1%)	83047(81.3%)	13769(13.5%)	70(0.1%)
						102098(9.0%)

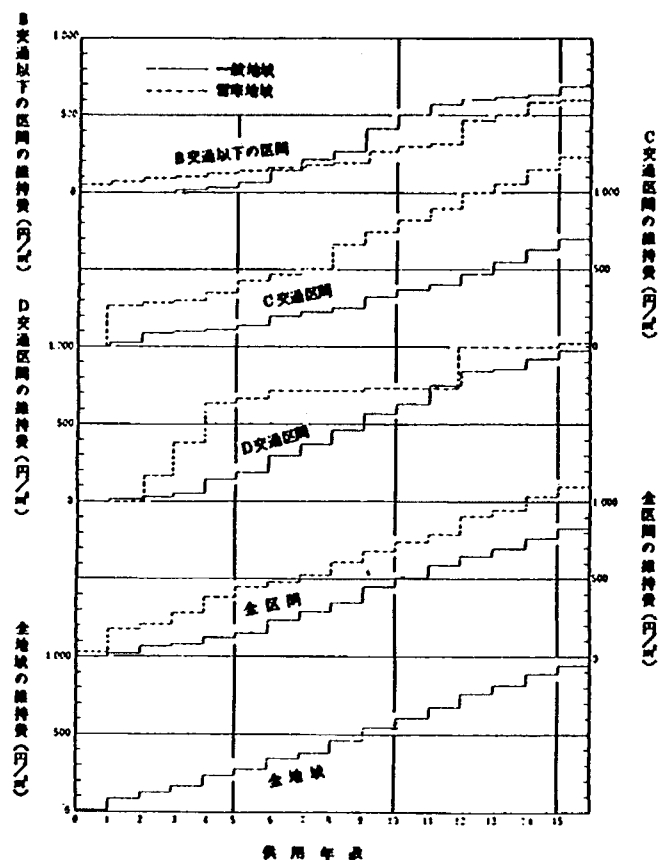


図2 維持費（直接工事費）の累計

表7 維持費用

供用年数	維持費用
0～1年	30
1～2	40
2～3	45
3～4	50
4～5	55
5～6	60
6～7	60
7～8	70
8～9	70
9～10	80
計	560円/㎡

表8 オーバーレイ実施までの供用年数

交通区分	一般地域			雪寒地域		
	オーバーレイ 1層	オーバーレイ 2層	平均	オーバーレイ 1層	オーバーレイ 2層	平均
B交通以下	11.2年	10.2年	10.7年	10.7年	11.9年	11.5年
C交通	8.9年	10.4年	9.9年	11.1年	11.7年	11.6年
D交通	11.3年	10.6年	11.0年	6.5年	12.6年	12.0年
全体	10.4年	10.5年	10.5年	10.7年	11.9年	11.6年

アスファルト舗装は一般に10年を供用年数として作られており、オーバーレイを2回施し3回目で打ち換え（トータルで供用年数は30年）として以上の結果より求めた最終的な維持修繕費用を示したものが図3であり、これによると30年間の維持修繕費用は4760円/㎡となる。トータルコストとしては、これに最初の舗設費用を加えたものとなる。

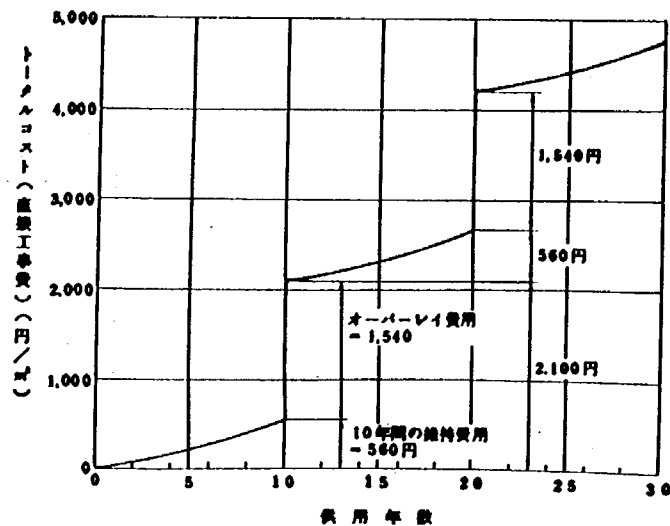


図3 舗装のトータルコスト

この結果は全地域についての試算結果であり、物価上昇、地域差等もあってそのままゴムアスの場合との比較はできない。したがって、ゴムアスとのトータルコストの比較の方法としては、次のような方法が考えられる。

まず、交通量別に図2と同じような、ゴムアス区間についての維持工事の実態を調査し、合わせて1㎡当たりの切削工事、(切削)+(表面処理)工事、表面処理工事、局部打ち換えの単価を求める。今、ゴムアスとストアスのトータルコストを比較する場合は、1回目のオーバーレイまでのトータルコストで比較すればよいのでその場合のトータルコストは次式で示される。

$$T = A + \sum_{j=1}^N \sum_{i=1}^n (C_i \times P_{ij}) \quad T : \text{トータルコスト}$$

A : 最初の舗設費

したがって、トータルコストを比較

C_i : 各維持工事単価

するには、Tを供用年数で除して

P_{ij} : j年における各維持工事の実施割合

$$t = T/N$$

N : 1回目のオーバーレイまでの平均年数

とする。例えば、C交通であれば表4よりC交通の各年度ごとに維持工事割合P_{ij}、表8よりNを読みとり、調査した各維持工事の単価を用いてtを計算し、同様にゴムアス区間についても実際の調査より求めたP_{ij}、Nを用いてtを求めて各々を比較すれば良いと思われる。

なお、表1～表6の代わりに、コスト比較の対象とする、ゴムアスを用いた路線と同じような条件下にあるストアス使用路線についてのデータが入手できれば、それを用いてストアス路線のtを算出する方がより正確な比較ができると思われる。

3. ゴム入り合材、樹脂入り合材について等値換算係数を大きくとるという事はしていない。

中国地建における一日
土研資料

土木研究所資料第2141号
昭和59・10(1984)

企画部企画課

キーワード 一日土研

要旨

中国地方建設局管内の現場技術者からの技術的問題点に
関する質問に対して回答をまとめたものである。

郵便はがき

40円切手を
はって下さ
い

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課行

No.

配布先氏名

配布先住所

No. _____

土木研究所資料第2141号
(昭和59年度一日土研)

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印