

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8

土木研究所資料第3207号

土 木 研 究 所 資 料

中部地建における一日土研資料

平成5年10月6日(水)

建設省土木研究所

[Copyright © (1993) by P.W.R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General 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、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

中部地建における一日土研資料

企画部企画課

要旨

中部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の回答をまとめたものである。

キーワード

アーチダム	交通需要予測	堆砂
オーバレイ舗装	鋼床版	中央分離帯
コンクリートダム	高圧ラジアルゲート	土質
コンクリートぐい	高水敷	二線堤
コンクリート舗装	混合擁壁	樋管
フィルダム	砂防ダム	樋門
越波	再生アスファルト	分流堰
河床	止水	舗装
改質アスファルト	重力式擁壁	法面
海岸堤防	トンネル	落石対策
魚道	水質改善	緑化
交通安全施設	盛土	

技術相談テーマ目次

	(質問者)	(回答者)
I. (環境)		
I-1 微粒浮遊物(粘土、シルト質)を含む河川水質の対策工 (ダム湖・河川の総合的な水質保全対策)	小里川ダム工事事務所	環境計画研究室…………… 1 ・水質研究室
I-2 植樹(樹種・植樹方法)による大気汚染吸収効果の定量的データ	愛知国道工事事務所	交通環境研究室…………… 4
I-3 河岸で水質浄化を実施する場所の護岸構造 (河道内で水質浄化を実施する場合の工法)	中部技術事務所	河川環境研究室…………… 7
II. (河川・海岸)		
II-1 多自然型の河岸防御工の水理設計	河川部河川計画課	河川研究室…………… 8
II-2 新型離岸堤の完成前後の効果調査法と完成後の既設消波堤の撤去	静岡河川工事事務所	海岸研究室 (河川研究室)……………19
II-3 水系の土砂動態を考慮した河床管理および海岸浸食防止の方法	静岡河川工事事務所・浜松工事事務所	河川研究室・海岸研究室……22
III. (ダム・砂防)		
III-1 RCD用コンクリートの細骨材の表面水管理	小里川ダム工事事務所	ダム構造研究室……………33
III-2 フィルムダム材料にマサ土および原石山の廃棄岩を利用する場合の留意点	小里川ダム工事事務所	フィルダム研究室……………36
III-3 環境に配慮した砂防施設の構造	河川部河川計画課 越美山系砂防工事事務所	砂防研究室……………40
IV. (道路)		
IV-1 現場溶接を用いた既設橋の補修補強	名四国道工事事務所	橋梁研究室……………44
IV-2 大規模プロジェクトの経済効果	東海幹線道路調査事務所	新交通研究室……………48
IV-3 既設橋梁のノージョイント工法	飯田国道工事事務所	橋梁研究室……………52
V. (土質・地質)		
V-1 軟弱地盤上の樋門・樋管の設計、施工	木曾川下流工事事務所	基礎研究室……………54
V-2 発泡スチロールを用いた超軽量盛土工法の採用	天竜川上流工事事務所	土質研究室……………56
V-3 砂防ダム、道路・及びトンネル設計における岩級区分の判断	天竜川上流工事事務所	地質研究室……………60

() 書きは技術相談テーマ及び口頭回答研究室

共通部門目次

	(質問者)	(回答者)
1 既製コンクリート杭の杭頭結合方法	道路部道路工事課	基礎研究室 63
2 落橋防止装置を設置した橋台胸壁の設計	道路部道路工事課	基礎研究室 65
3 切土工事における土質岩質の判定	多治見工事事務所	地質研究室 69
4 ダム湖岸法面における緑化手法	新丸山ダム工事事務所	緑化生態研究室 71
5 支持地盤が深い重力式擁壁工の沈下対策	岐阜国道工事事務所	施工研究室・基礎研究室 ... 73
6 逆Y型擁壁の設計計算	高山国道工事事務所	施工研究室 75
7 コンクリートダム堤体中に埋め込まれる仮設鋼材の塗装	長島ダム工事事務所	ダム構造研究室 78
8 陶土による極細微粒子（SS）の除去方法	庄内川工事事務所	河川環境研究室 80 ・水質研究室
9 セメントミルク噴出攪拌工法による中掘り杭の打止めおよび先端球根の確認方法	北勢国道工事事務所	基礎研究室 83
10 植生による水質改善の定量的評価	天竜川上流工事事務所	水質研究室 85
11 コンクリート品質の早期判定技術	中部技術事務所	コンクリート研究室 88
12 河川堤防の空洞探査技術	中部技術事務所	施工研究室・土質研究室 ... 94
13 最新の法面緑化工法について	長野県土木部	緑化生態研究室 98
14 地すべり工事における現況安全率	長野県土木部	地すべり研究室 103
15 混合擁壁の設計手法	愛知県土木部	施工研究室 104

河川部門目次

	(質問者)	(回答者)
1 ダムに設置する魚道	河川部河川計画課 木曽川上流工事事務所	水工水資源研究室 ……107
2 火山砂防計画を策定する際の火山災害 予想区域図の作成手法	河川部河川計画課	砂防研究室 ……111
3 多自然型の河岸防御工の被災事例	河川部河川計画課	河川研究室 ……115
4 簡易魚道	河川部河川計画課	河川環境研究室 ……117
5 越波量の推定手法	河川部河川計画課	海岸研究室 ……118
6 堤防基盤漏水対策による止水矢板の打 ち込み長さ	河川部河川工事課	土質研究室 ……121
7 砂防施設における魚道設置の考え方	多治見工事事務所 越美山系砂防工事事務所	砂防研究室 ……124
8 治水上必要な高水敷の幅	木曽川上流工事事務所	河川研究室 ……128
9 水質自動監視計データの精度向上	木曽川下流工事事務所	水質研究室 ……133
10 環境に配慮した河道内樹木群の伐採方 法	木曽川上流工事事務所	河川研究室 ……134
11 長期露出された鉛直継目の処理	新丸山ダム工事事務所	ダム構造研究室 ……140
12 高圧ラジアルゲートの水密方式	小里川ダム工事事務所	水工水資源研究室 ……143
13 二線堤の管理のあり方	静岡河川工事事務所	都市河川研究室 ……146
14 急流河川における水制の施工上の問題 点	静岡河川工事事務所	河川研究室 ……147
15 海岸保全の将来	静岡河川工事事務所	海岸研究室 ……151
16 遊砂地、沈砂池等からの除石により生 じた土砂の取扱い	富士砂防工事事務所	砂防研究室 ……153
17 CSG工法の永久構造物への使用	長島ダム工事事務所	フィルダム研究室 ……154
18 糸状藻類活用システムにおける表層水 浄化設備の設置場所及び規模	長島ダム工事事務所	環境計画研究室 ……156
19 のり枠内中詰モルタル吹付面の緑化工 法	長島ダム工事事務所	緑化生態研究室 ……159
20 ダム工事に伴う濁水スラッジの処分と 有効利用	長島ダム工事事務所	ダム構造研究室 ……161
21 排水樋管の上下流に設置する水制工の 設計法	庄内川工事事務所	河川研究室 ……164
22 多自然型河岸防御工としての柳枝工の 強度・周辺への影響評価	豊橋工事事務所	河川研究室 ……169
23 砂河川に適した根固工法	豊橋工事事務所	河川研究室 ……172

24	流量配分比が小さな分流堰の設計上の留意点	豊橋工事事務所	河川研究室 175
25	海岸堤防における耐震設計の安全率と余盛りの考え方	三重工事事務所	動土質研究室 178
26	堆砂対策の事例紹介	天竜川ダム統合管理事務所・三峰川総合開発工事事務所	水工水資源研究室 180
27	小渋ダム（アーチダム）の地震計の配置	天竜川ダム統合管理事務所	ダム構造研究室 184
28	ダム湖の淡水赤潮における発生メカニズムと対策手法	天竜川ダム統合管理事務所・矢作ダム管理所	環境計画研究室 186
29	コンクリートダムの揚圧力計測	丸山ダム管理所	ダム構造研究室 189
30	ダムコンによる流入量計算	蓮ダム管理所	水工水資源研究室 191
31	砂防ダムにおける杭基礎	長野県土木部	砂防研究室・基礎研究室 ...194

道路部門目次

	(質問者)	(回答者)
1 トンネル掘削時における落雷対策	高山国道工事事務所	トンネル研究室 ……………197
2 市街地トンネルと騒音対策	静岡国道工事事務所	トンネル研究室 ……………198
3 ガイドライトシステム等の規定外交通安全施設の設計・整備基準	静岡国道工事事務所	道路研究室 ……………199
4 4車線道路における中央分離帯の視認性	沼津工事事務所	交通安全研究室 ……………201
5 アスファルト舗装における改質アスファルトの選定	名古屋国道工事事務所	舗装研究室 ……………202
6 コンクリート舗装におけるアスファルト中間層とセメント安定処理の使用区分	名古屋国道工事事務所	舗装研究室 ……………203
7 既設橋の拡幅における床版コンクリート打設	愛知国道工事事務所	橋梁研究室 ……………204
8 排水性舗装の騒音低減効果	愛知国道工事事務所	交通環境研究室 ……………206
9 排水性舗装	愛知国道工事事務所	舗装研究室 ……………210
10 軟弱地盤上における舗装の沈下対策	名四国道工事事務所	土質研究室 ……………211
11 鋼床版の現場溶接時の施工管理	名四国道工事事務所	橋梁研究室 ……………217
12 新たな視点での交通需要予測手法	東海幹線道路調査事務所	新交通研究室 ……………219
13 大規模道路プロジェクトの開発利益還元方策	東海幹線道路調査事務所	システム課 ……………221
14 舗装のTL-25対応	三重工事事務所	舗装研究室 ……………227
15 落石対策における発生源対策手法	紀勢国道工事事務所	急傾斜地崩壊研究室 ……………229
16 山岳地域における小断面トンネルの施工方法	天竜川上流工事事務所	トンネル研究室 ……………231
17 都市間2車線道路の交通安全対策	飯田国道工事事務所	交通安全研究室 ……………232
18 PC鋼線の外部緊張方式の現状と問題点	飯田国道工事事務所	橋梁研究室 ……………234
19 オーバーレイ舗装のクラック防止用シート	飯田国道工事事務所	舗装研究室 ……………235
20 道路植栽と雑草対策	中部技術事務所	緑化生態研究室 ……………236
21 プラント再生舗装における再生改質骨材の使用実績	中部技術事務所	舗装研究室 ……………238
22 樋管本体のプレキャスト材の使用	三重県土木部	土質研究室 ……………239

I - 1 微粒浮遊物（粘土、シルト質）を含む河川水質の対策工

（質問）

小里川ダムにおける流入負荷は、ダムサイト上流に集落、陶土関連工場等があるため比較的大きい。中でも、陶土関連工場の工場排水等により小里川ダムの水は白濁している場合が多く、その水質は時間単位で変動している。この小里川の特質である微粒浮遊物対策として効果的な対策について御教示願いたい。

（小里川ダム工事事務所）

（回答）

一般に、濁質の排出源が工場排水等として特定されている場合、排出源対策による負荷削減を検討すべきである。この検討の結果、負荷削減の効果的な実施が不可能であることが明らかになった場合に、濁質の処理を検討すべきである。

水中の固形成分は、一般に、その粒径等を目安として分類される。固形成分が粘土等の極微細な粒子（粒径 $1\text{ nm}\sim 1\text{ }\mu\text{ m}$ 程度）であり、水中で分散状態を保っている場合、これらの固形物はコロイド粒子と呼ばれる。コロイド粒子が分散状態を保っている理由は、コロイド粒子が他の粒子との衝突による合一を妨げられていることにある。粒子同士の衝突を妨げている原因は、粒子表面の帯電と、粒子表面の水の層の二つであるとされている。粒子表面が同一符号の帯電をしている場合、粒子はお互いに反発しあうため合一が妨げられる。また、粒子表面に水分子が結合し、水の層が形成されると、粒子相互の直接接触が妨げられ、容易に合一することができない。粒子表面が疎水性の場合、表面の帯電が分散系形成の主な原因であり、親水性の場合は、水和が主な原因であるとされている。なお、多くの場合、無機コロイドは疎水性であり、大多数の有機コロイドは親水性である。

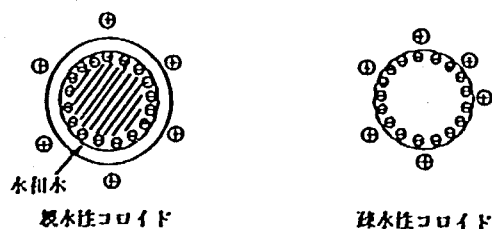


図 コロイドの表面状態概念図（例）

上記の理由によりコロイド粒子の分散状態が維持されるため、コロイド粒子をそのままの状態でも固液分離する方法として、重力沈降等、一般的な方法を適用することには困難がともなう。このため、コロイド粒子を物理学的に分離する方法として、限外ろ過膜等によりコロイド粒子そのものを水から排除する方法（膜分離法）、または、コロイド粒子表面

の帯電を利用し、電気的に分離する方法（電気透析法）、吸着剤によって除去する方法（吸着法・イオン交換法）等が考えられる。また、物理化学的に分離する方法としては、電解質の添加によるコロイド粒子間の電気的反発力の減少を図ることにより、粒子を合一させ、分離を容易にする方法（凝集法）が考えられる。礫や砂を用いたろ過法によっても濁質除去が可能となる場合があると思われるが、凝集剤の投入は必要であろうと考えられる（凝集ろ過法）。これらのうち、薬品等を使用しない方法としては、電気透析法が挙げられるが、相当量の電力が必要になる。また、膜分離法、吸着法は、膜や吸着剤の維持管理に注意が必要であり、処理量も少ない場合が多い。一般的には、凝集剤として利用する凝集法を用いるのが適当であると思われる。下水処理水等、塩分濃度の高い水の利用による凝集も不可能ではないと思われるが、実際には凝集剤を使用せざるをえないと考えられる。さらに、凝集剤の直接投入等により水環境が変化するため、水生生物へ影響を与えることは避けられないと予想される。濁水の対策が必要とされる場所・水質により適用可能となる濁質除去手法が異なると考えられるため、対象水を用いた十分な処理能力調査と維持管理費に関する十分な検討が、また、その処理が環境に与える影響に関する調査が、個々の事例について必要であると考えられる。

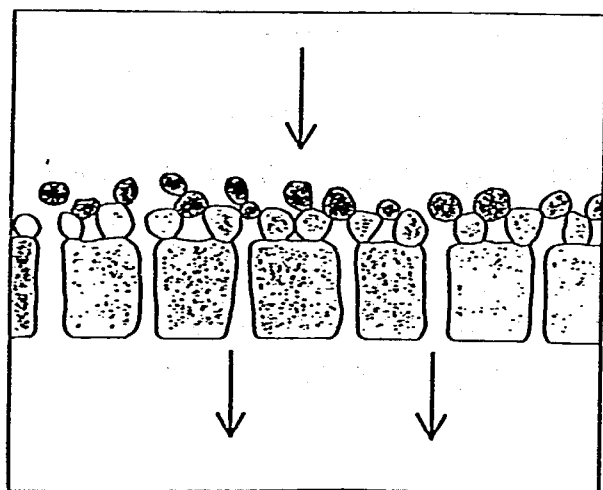


図 膜分離法の概念

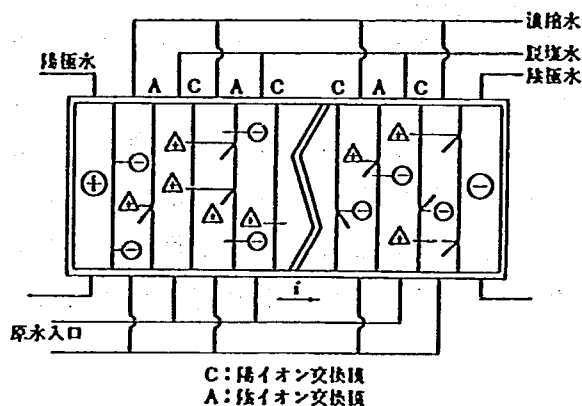


図 電気透析法の原理

（水質研究室）

次にダム貯水池内での密度流をコントロールすることによる濁水対策としては以下のようなものがある。ダム建設により濁水が問題となるのは、洪水後ダムからの放流水の濁りが長期化する場合である。放流水の濁水長期化対策としては一般に選択取水が用いられているが、最近の技術としては、散気管方式の曝気循環及び選択流入設備と組合わせた『流動制御システム』が開発されている。『流動制御システム』については、質問事項Vo. 97「ダム湖の淡水赤潮における発生メカニズムと対策手法」の回答に説明されている。『流動制御システム』は富栄養化対策としても用いられるが、濁水長期化対策としても効果がある。本システムにより、中小洪水時の濁度の高い流入水を貯水池深くに形成された水温躍層付近に流入させ、洪水期間中になるべく高濁水を放流し、貯水池表層には清澄水を厚く残すことができる。

(環境計画研究室)

I-2 植樹(樹種・植樹方法)による大気汚染吸収効果の定量的データ

(質問)

植樹等による NO_2 の浄化効果を期待しているが、効果の把握ができないことから環境基準を満足させるための対策が立てにくい。樹種による大気汚染効果の定量的データについて御教示願いたい。

(愛知県道工事事務所)

(回答)

交通環境研究室では、昭和60年から平成元年にかけて、写真-1のようなガスチャンバーを用いた21種の植物の NO_x ガス吸収能力に関する研究を行っている。以下はその結果に基づく紹介である。

1. 暴露 NO_x 濃度との関係

植物の活性が高いと言われる夏季の低濃度暴露実験結果を用いて、植物葉のN蓄積量の暴露濃度による違いを把握した。図-1のように暴露 NO_x 濃度が高いほど植物葉のN蓄積量は増加する。

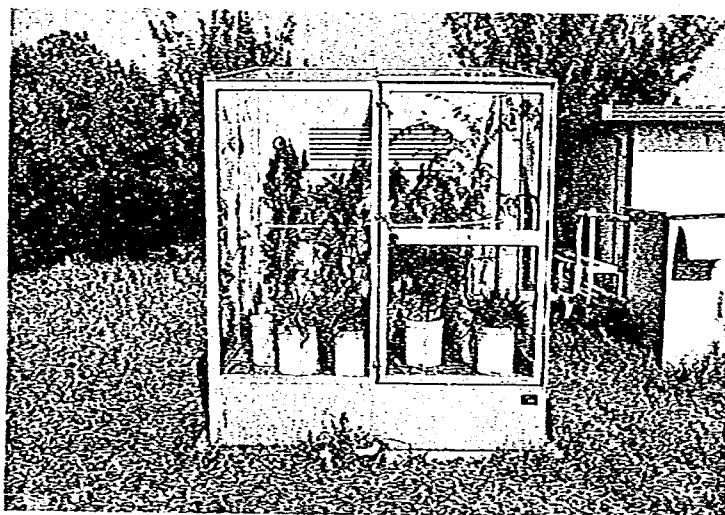


写真-1 ガスチャンバー

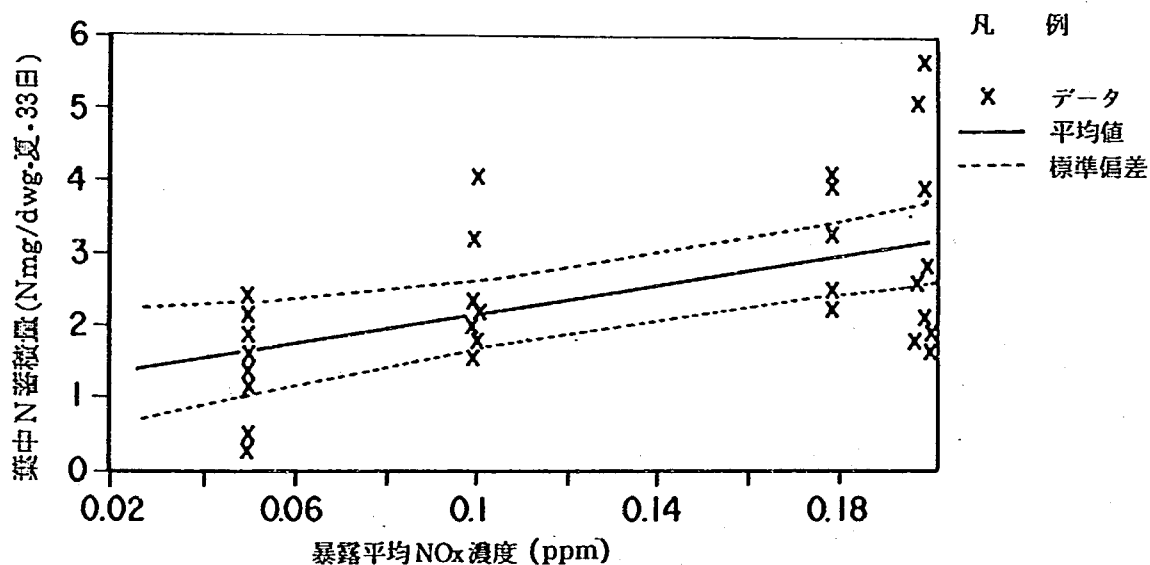


図-1 暴露 NO_x 濃度と葉中N蓄積量

2. 季節および樹種の差との関係

季節および植物種の差による葉中N蓄積量を表-1に示す。季節別では、葉中N蓄積量の大きい順に春、夏、秋、冬となり、植物種別では、夏季、暴露NOx濃度0.2ppmに着目すると、葉中N蓄積量は以下になる。

高木落葉樹 > 草本類 > 高木針葉樹 > 中木落葉樹 > 中木常緑樹 > 高木常緑樹 > 低木
 4.5 3.7 2.9 2.5 2.2 1.6 0.9
 (mg/dwg・夏・33日)

ただし、広葉樹、草本類の葉は冬季の活動がないため、通年で言えばこの限りではない。

表-1 NOx暴露による葉中N蓄積量一覧

(mg/dwg・日・33日)

		季節	春 18℃	夏 25℃							秋 16℃	冬 5℃
		暴露濃度(ppm)	0.200	0.025	0.050	0.100	0.200	0.400	0.600	0.800	0.200	0.200
高木	針葉樹	a カイズカイブキ	4.8		0.5	2.3	4.1 (3.1)	3.3	3.5		0.3	0.1 0.3
		b クロマツ					1.7					0.4 1.4
	常緑広葉樹	c クスノキ	3.6	(-0.1)	1.2 * 1.9 * 2.2 * 1.6 * (1.3)	2.0 * 2.2 * 4.1 * 1.8 * (3.0)	2.3 (1.3)	(6.5)		(4.2)	1.4 2.1 * 2.6 * 1.7 * 2.5	1.3 1.8
		d マデバシイ	0.2				1.8				1.6 0.9 * 0.9 * 1.4 * 1.7	0.8 0.7
		e ヤマモモ					0.4					
		f シラカシ					1.9					
		g イチョウ	4.4	(-2.4)			4.0 (6.2)	(7.3)		(1.4)	0.8	
		h ケヤキ			1.4	2.3		1.4	1.3			
	落葉広葉樹	i サクラ	3.6				3.9				1.8	
		j ニセアカシア					5.7					
中木	落葉広葉樹	k アメリカハナミズキ					2.8					
		l シデコブシ					2.1					
	常緑広葉樹	m サングジュ			0.3	1.6	2.5	3.2	2.7		1.5 * 2.0 * 1.7 * 1.4	1.7
		n オトメツバキ					1.9					
		o ウバメガシ					0.8					
低木	常緑広葉樹	p オオムラサキツツジ					1.8	0.6	1.7			
		q シャリンバイ					0.6					
	落葉広葉樹	r ドウダンツツジ					0.2	0.9	4.7			
草本		s ノシバ			2.4	3.2	3.3	2.3	0.8			
		t アイビー					5.1					
		u k31フェスク					2.6					

注)差引法(無印): (暴露区3個体の平均) - (対照区3個体の平均)

<>は経時変化追跡個体で1個体の葉の一部を採取し分析したもの。

()は対照区がないため、その年度の他の実験回の対照区の同一樹種の値を用いて差引したもの。

¹⁵N分析法(*印): 各1個体の分析結果

3. 緑地帯のNO_xガス吸収効果の試算

図-2のような道路施設としての緑地帯モデルを設定して、NO_xガスの吸収効果の試算を行った。図-3に示すように、緑地帯のNO_x吸収効果は概ね排出量の数%のオーダーであると試算されている。

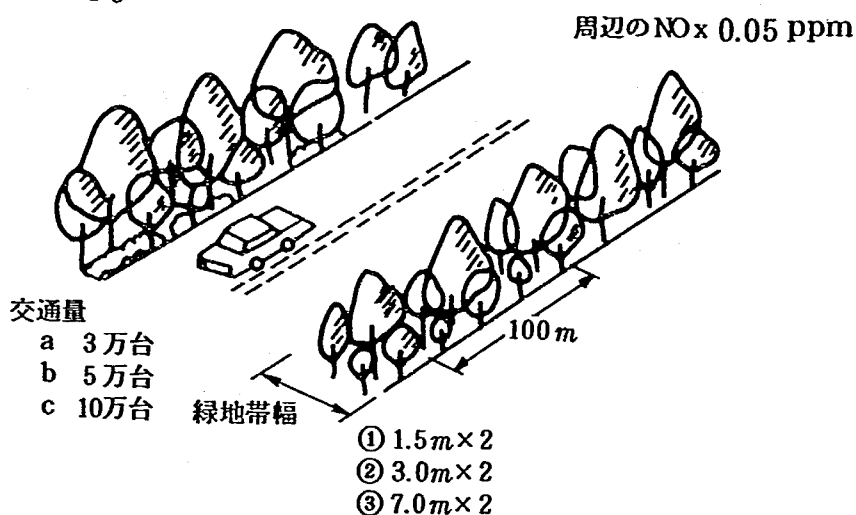


図-2 緑地帯モデル

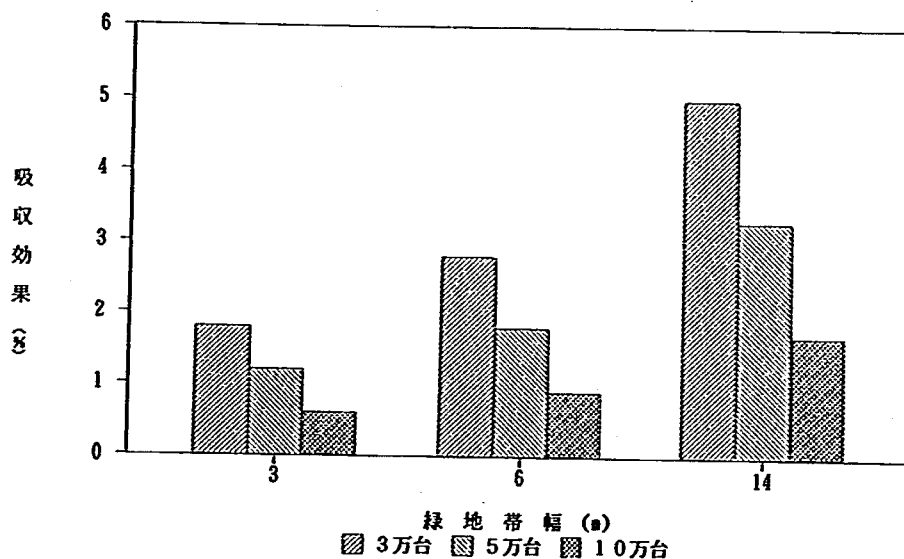


図-3 夏季の交通量別の緑地帯のNO_x吸収効果

この数%という結果を植樹等によるNO_xの浄化効果として、定量的に大気汚染予測に反映させることは、当面、精度等の面からみて困難と考えられる。さらに、植樹等によるNO_x吸収効果を増大させるためには、低、中、高木を密に組み合わせつつ、できるだけ広く緑地帯幅を確保することが望ましいと考えられる。

なお、植樹等は大気汚染質の吸収だけでなく、拡散に対しても影響を与えられ、今後その効果の定量化を図る必要がある。

(参考文献)

1) 中島、山田、玉置; 環境施設帯の大気浄化機能に関する研究, 土木研究所資料第2983号, 平成3年3月

(交通環境研究室)

I-3 河岸で水質浄化を実施する場所の護岸構造

(質問)

汚濁が進行している中小河川において水質浄化事業を実施する場合、河道内や河岸で（護岸内）実施することが考えられるが、河川管理施設構造令に抵触することなく実施する工法について御教示願いたい。

(中部技術事務所)

(回答)

汚濁が進行している都市内の中小河川は掘込み河道である場合が多く、このような場合、護岸の内部に水質浄化のためのスペースを設けても、護岸の強度が低下せず、またスペース上が河川区域内であれば河川管理施設等構造令からみても特に問題にならないと考えられる。しかし、過去においてこのような構造の護岸が実施された例はないため、その工法については未検討である。ただし、実験的に掘込み複断面河道の小段上に浄化施設を設けた事例はある。栃木県茂木町を貫流する那珂川支川逆川は、流域の下水道整備率が低いため河川に家庭雑排水が流入してくる。そこで、県では河川水の一部を取水し、小段上に設けた接触酸化浄化施設に流すことによって、河川水の浄化を図っている（写真-1）。しかし、処理流量が本川流量の数%でしかないので本川に対する浄化効果は小さい。接触材には、砂利をセメントで固め中空にしたものを用いている（写真-2）。

水質浄化手法で最も多く用いられているのは接触酸化法であり、ここでも礫など接触材として用いた浄化施設を想定していると思われるが、これらの施設は必ずといってよいほど維持管理を要し、特にここで問題となる狭いスペースでの水質浄化では頻繁に排泥等を行わなければ浄化機能を維持できない。また、接触酸化法では、汚泥溜め容積及び接触面積の確保が浄化施設の効果や耐用年数に大きく関わるため、小規模の浄化施設は不利な点が多い。護岸内部などの狭いスペースで浄化を行う場合は、浄化対象項目を絞り、また目標除去率を低めに設定するとともに、メンテナンスがしやすいよう簡易な施設を用いることである。メンテナンスは、流入水質や浄化施設の規模にもよるが、少なくとも数ヶ月から1年に1回程度の割合で行わなければならない。

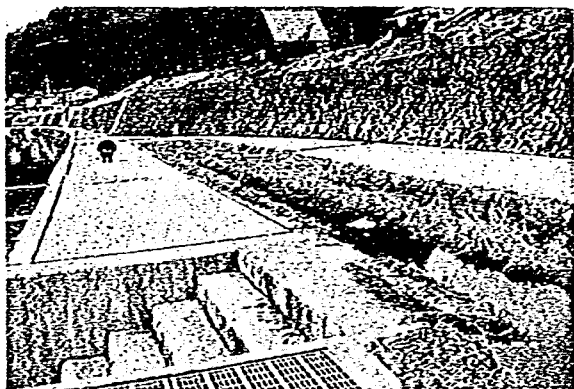


写真-1 逆川における浄化施設

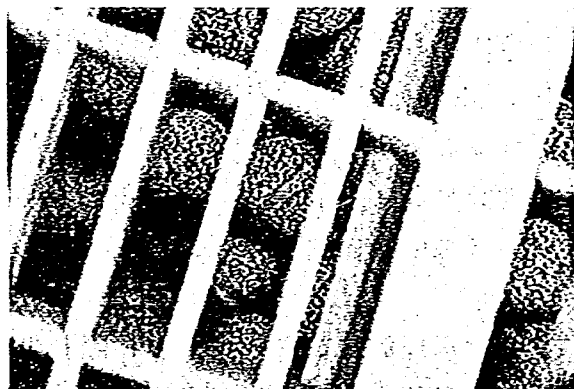


写真-2 接触材

(河川環境研究室)

II-1 多自然型の河岸防御工の水理設計

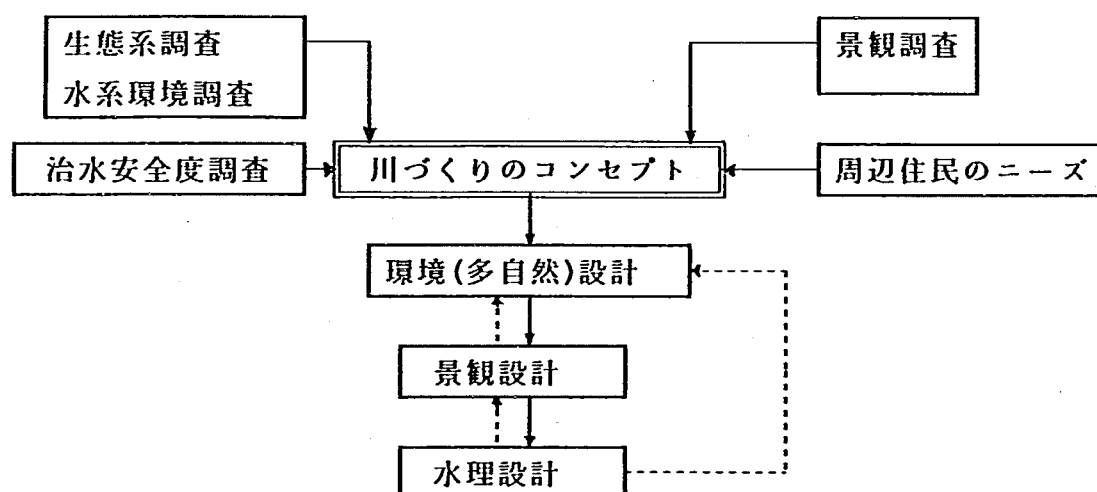
(質問)

多自然型河岸防御工を設計する際には、河川特性、生物の生育環境、周辺の土地利用等を考慮しつつ、よりよい景観をつくり、かつ自然を保護・創生するよう様々な工夫がなされている。しかし、こうして作られた多自然型河岸防御工の水理的な強度を評価する方法はまだ確立されていない状況にある。多自然型防御工の水理設計の基本的な考え方について御教示願いたい。

(河川部河川計画課)

(回答)

多自然型の河岸防御工には、自然を保全・創生する機能と治水機能、場合によっては景観を向上させる機能や親水機能までが要求されている。多自然型の河岸防御の設計に際してはこれらの機能が共存・調和できるように配慮しなければならない。設計手順の基本を以下に示す。



この図からわかるように、水理設計は、環境設計および景観設計によって得られたデザインの“水理的検証”であると言える。水理設計、環境設計および景観設計はすべて同等に扱わなければならない。したがって、各設計の段階で解決し得ない問題に直面した場合は、前の設計にフィードバックし、3つの要素がバランスよく満足されるようにしなければならない（図中の破線）。

さて、水理的検証を実施するに際してまず留意しなければならないのは、多自然型河岸防御工の多種多様な形態にどう対応するかである。これについては、つぎのような考え方

で手順で検討を進めるのが望ましい。

(1) 部品に分解

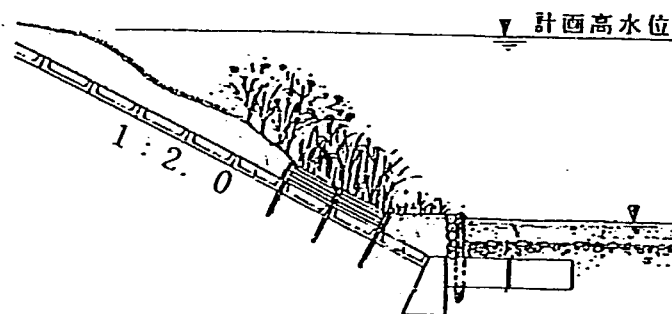
まず、多自然型河岸防御工を“部品”に分解して考える。多自然型河岸防御工の実施例についての全国調査および分析を通じて、現状では多自然型工法は概ねつぎの11の部品の組合せからできあがっていると見なせることが明らかになった。

- | | | |
|-------------|---------|-----|
| ①コンクリートブロック | ②自然石、巨石 | ③擁壁 |
| ④沈床 | ⑤片法枠工 | ⑥捨石 |
| ⑦かご工 | ⑧わく工 | ⑨くい |
| ⑩矢板 | ⑪覆土 | |

なお、これらの部品は機能的には根固工、護岸工の2つに大別できる。

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
根固工	○	○		○	○	○	○		○		
護岸工	○	○	○				○	○	○	○	○

解析対象の多自然型河岸防御工の形状をよくみて、これら11の部品のどれから組み立てられているかを調べる。例えば下図に示す連柴柵工タイプの多自然型護岸は、自然石・くい・覆土の3つの部品に分解して考えることができる。



(2) 部品の機能明確化

多自然型の河岸防御工は多自然、景観、治水機能など多様な機能を期待されており、これら多様な機能が多自然型の河岸防御工を形成する各部品に分担されている。例えば既存の護岸工の上に覆土を盛るタイプの多自然型護岸は、従来型の護岸が治水機能を受持ち、

覆土が環境の創生機能を受け持っている位置づけることができる。したがって、従来型の護岸は計画洪水に対して安定でなくてはならず、覆土はそこまでもたなくても良いとの設計思想も成り立つ。また、巨石による捨石工のように、景観機能と治水機能を合わせ持つことを期待されているものもある。

水理設計に際しては、機能に応じた外力を考慮することが重要であるから、上記のように部品ごとに担っている機能とそれに応じた設計外力の程度・規模について明確にする。

(3) 外力の評価

①外力の規模の決定

多自然型の河岸防御工の設計に要する外力の指標は、「流速」、「掃流力」、「局所洗掘深」で表わすことにする。このように表現することによって、設計外力の程度・規模を適切に調整できる。

治水目的の部品、および治水目的を兼ね備える部品は、設計外力を計画洪水時のものとする。環境や景観目的が主で、治水目的を含まない部品に対しては、それぞれの設計コンセプトに従って設計外力の規模を治水目的よりも柔軟に設定することができる。

②流速・掃流力の評価

まず基準流速 V_s を次式により求める。

$$V_s = 1/n \cdot h_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2}$$

ここに、 n : 粗度係数、 h_d : 設計水深、 I_e : エネルギー勾配、である。設計水深 h_d の取り方については、基本的には設計部品の高さに応じた水深とするが、根固工など施工後周辺の河床低下が予想されるものについては、深掘れ分を考慮しあらかじめ設計水深に加えておく。

つぎに代表流速 V_o を次式により求める。

$$V_o = \alpha \cdot V_s$$

α は次のように求める。

・当該地点が湾曲区間の外岸にあたっている場合

$$\alpha = B/R + 1$$

ここに、 B : 川幅、 R : 湾曲の曲率半径、である。

・当該地点が砂礫堆による水衝部にあたっている場合

$$\alpha = D/H/2 + 1$$

ここに、H：平均水深、D：洗掘深、である。

・それ以外の場合

$\alpha = 1$ とする。

設計掃流力 τ_d は次式により求める。

$$\tau_d = \rho \cdot V_d^2 / \{6 + 5.75 \cdot \log_{10}(h d / K_s)\}^2$$

設計流速 V_d は次式により求める。

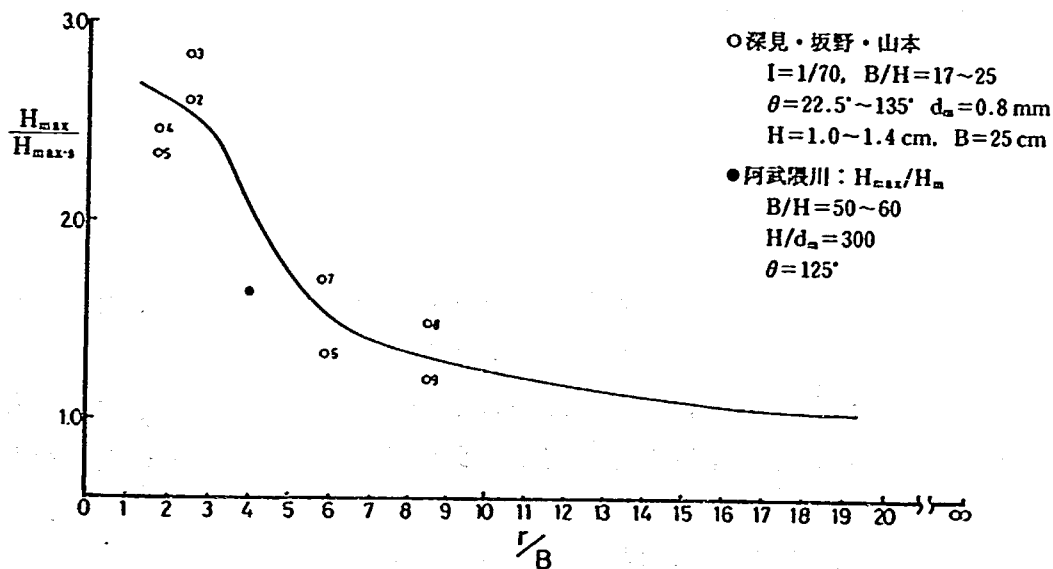
$$V_d = \{8.5 + 5.75 \cdot \log_{10}(y / K_s)\} \cdot \sqrt{(\tau_d / \rho)}$$

設計流速 V_d を算出するには y および K_s を知ることが必要になる。これらの値は護岸工や根固工の“でこぼこ”状態によって変化するが、多様な形状をもつ多自然型の河岸防御工の部品のでこぼこ状態に応じた y 、 K_s はすべて求められているわけではない。今後水理試験や風洞試験を実施していく必要がある。

③ 局所洗掘深の評価

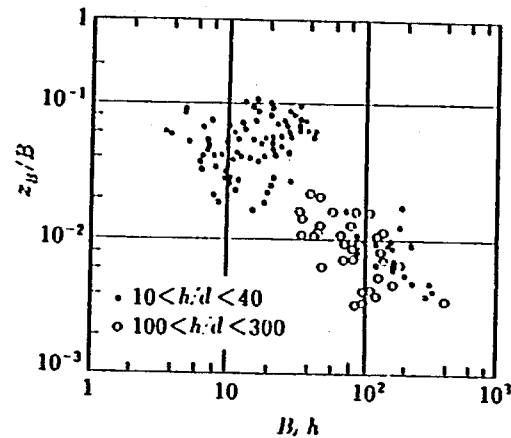
局所洗掘深の正確な見積についてはいまのところ難しい状況にあるが、つぎのような方法が報告されているので紹介する。

・湾曲部の局所洗掘深



わん曲部における $H_{\max}/H_{\max s}$ と r/B の関係

・中規模砂州の形成によるもの



z_B/B と B/h の関係¹¹⁾

以上、いくつか局所洗掘を推定する方法を紹介したが、先にも述べたとおりいずれも正確な局所洗掘深を期待するべきものでないので、これらの情報に加え、過去の被災事例や横断測量結果等を合わせて総合的に判断すべきである。

(4) 部品ごとの水理設計

先にのべた11の部品に関する設計項目はつぎの10項目である。これらの項目について水理的な設計法を確立すれば、一応多自然型護岸工の水理設計法が可能になると考えられる。

- ①ブロック、自然石、巨石の移動限界設計
- ②擁壁の設計
- ③根固め工の処理（屈撓性あり）
- ④根固め工の処理（屈撓性なし）
- ⑤かごにいれる石の粒径とかごの大きさ
- ⑥わく工の形状と中詰め材との関係
- ⑦くい設計
- ⑧矢板設計
- ⑨覆土の安定
- ⑩すべりの評価

これらのなかにはすでに水理設計法として確立されているものとそうでないものがある。確立されているものはそれを積極的に利用すべきである。水理設計法が確立されていないものについては既存の情報をもとに水理設計法の基本的な考え方のみ提示する。なお、詳細な設計方法については、直技指定課題「河岸防御の設計手法に関する研究」のなかで検討していく予定である。

さて、以下に、これらの設計の基本的な考え方を示す。

①ブロック、自然石、巨石の移動限界設計

◆ブロック等の移動限界

ブロック等の移動限界については、滑動および転倒の2面から評価する。

・滑動に対する安定条件

ブロック等が滑動するかないかは次式により判断する。

$$\sqrt{D^2 + (W_w \cdot \sin \theta)^2} - \mu \cdot \{W_w \cdot \cos \theta - L\} > 0 \text{ のとき、移動する。} \cdots (a)$$

< 0 のとき、移動しない。

ここに、 D ：抗力、 L ：揚力、 W_w ：ブロック等の水中質量、 μ ：静止摩擦係数、 θ ：法勾配、である。

D 、 L は次式により求める。

$$D = 1/2 \cdot C_D \cdot \rho \cdot A_D \cdot V_d^2$$

$$L = 1/2 \cdot C_L \cdot \rho \cdot A_L \cdot V_d^2$$

ここに、 C_D ：抗力係数、 C_L ：揚力係数、 A_D ：流下方向投影面積、 A_L ：揚力作用方向投影面積、 V_d ：設計流速（期待する耐久性により異なる）、である。

・転倒に対する安定条件

$$D \cdot d_b/2 + L \cdot l_b/2 < (l_b \cdot W_w \cdot \cos \theta) / 2 \quad \cdots \cdots \cdots (b)$$

ここに、 d_b ：ブロック等の高さ、 l_b ：ブロック等の流下方向長さ、である。

◆練り石工の場合

練り石工など、自然石等をコンクリートによって法面に付着する場合はつぎの2つのケースに分けて検証する必要がある。

・自然石のはがれ

ブロック等と洞込めコンクリート等の付着力を①の(a)式左辺に加える。

・間詰めコンクリートのひびわれによる練り石塊の流出

張り石をつなぐ間詰めコンクリートは施工後の時間の経過とともにひびわれやすくなる。ひびわれが進むとひびわれに囲まれた数個の張り石が一つの塊となって法面から分離し、

洪水時に揚力を受けて抜け出してしまう恐れがある。この現象が生じるか否かは次式により判定する。

$$Ww \cdot \cos \theta - L > 0 \quad \text{のとき安定}$$
$$< 0 \quad \text{のとき流出}$$

ここに、 Ww ：張り石塊の水中重量、 L ：張り石塊に作用する揚力、である。

◆法覆工にアンジュレーションを持たせる場合

アンジュレーションを付けすぎると、凸凹部それぞれに作用する流体力の差異が大きくなる（特に凹部で剥離流れが生じ得るような場合）。この場合、法覆工全体にひずみを生じさせるような力が作用することから、アンジュレーションの付けすぎは好ましくない。また、低水路幅を縦断的に変化させ過ぎると高水敷から低水路への落込み流れや低水路から高水敷への乗り上げ流れが生じる。これらの流れは河床や河岸に対する侵食力が大きいので、これらの流れを発生させないように注意しなければならない。

②擁壁の設計

河川砂防技術基準に準じる。

③根固め工の設計（屈撓性あり）

◆ブロックタイプ

・重量

ブロックや自然石を置くタイプの根固め工は、まず根固工に用いるブロックや自然石が洪水時に移動しないことが重要である。洪水時に移動しないためのブロック重量 W については①(a)式で評価する。この場合、 θ は砂の安息角である約 40° 度を用いればよい。

①(a)式で注意しなければならないのは、巨石を置くタイプの根固め工における巨石に作用する抗力の評価である。すなわち、巨石の直径が水深に比べて無視できないほど大きいものは、水深に比べて十分の小さな粒径のものよりも抗力係数が割増しになる。

・ブロック敷設幅

適切な敷設幅とは、根固工前面に発生する局所洗掘に対して壊れることなく追従し、かつ河岸近傍では施工時の高さが維持される（変形しない）ような幅であるといえる。

連節ブロックの場合、局所洗掘に応じて安息角で屈撓することが知られているので、幅の設計は局所洗掘深が与えられれば幾何的条件から決まる。非連節の場合については、現在根固めブロックの屈撓のメカニズムからの観点で研究を実施中である。現状ではなるべ

く連節ブロックを用いることを推奨する。

◆捨石工・寄り石工

捨石工・寄り石工の設計において考慮しなければならない点は、粒径および敷設厚さである。

・粒径

粒径については①(a)式に従い決定するものとする。

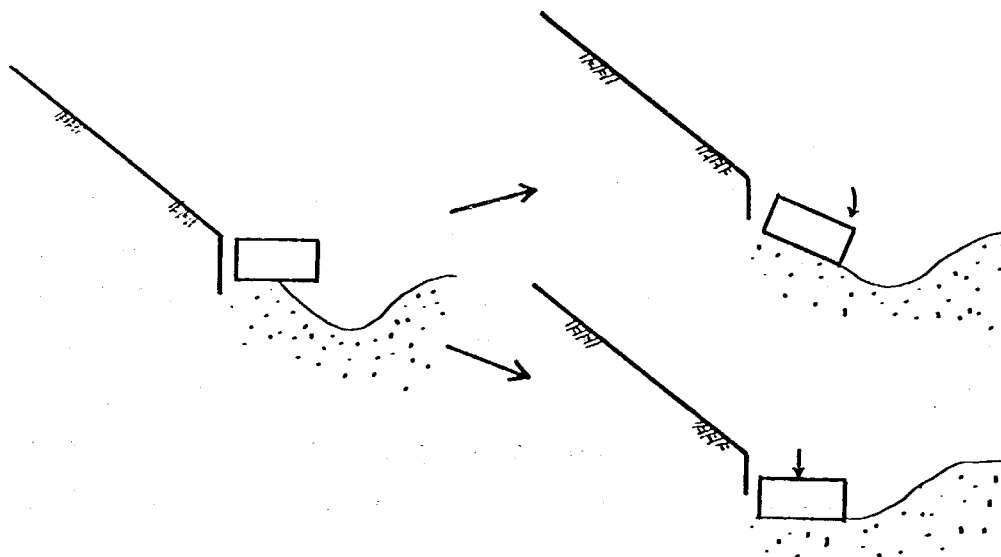
・敷設厚さ

敷設厚さについての基本的な考え方はつぎのとおりである。捨石工や寄り石工は、局所洗掘が発生したときや既存の局所洗掘がさらに進んだときに石が洗掘に追従して洗掘のり面を十分に覆うだけの石の量を保有していること、すなわち必要量の石を供給できるだけの厚さを持っていることが重要である。一方、蛇行流路などですでにある局所洗掘箇所に過大な捨石工を施して横断河床形状を変えてしまったために、河道全体の流況が変化し別の地点に新たな水あたりを生むようなことがあってはならない。

以上の現象の定量的な評価法については現在検討中である。

④根固め工の設計（屈撓性なし）

コンクリート枠等を用いた沈床工などは、法面近傍の河床を固める護床工の一種として捉えられる。これらの水理設計では、沈床工前面に発生する局所洗掘に対する自らの安定性が問題となる。安定か否かの判断の基本的な考え方は、下図に示すように、前面の局所洗掘によって空洞ができて転倒、沈下しないかである。局所洗掘により発生する空洞の規模は、沈床の形状、流れの状態、河床材料等によって変わると考えられるが、これらの関係についてはまだ十分に明らかにされていないので、現状では施工実績を参考にして決める必要がある。



⑤かごにのせる石の粒径とかごの大きさ

かごに入れる石の粒径をどう選ぶべきかについては、現状ではよくわかっていない。しかし、MACCAFERRIの基準があるのでとりあえずこれを紹介する。

かご内での変形を許さない場合には $\tau_s=0.1$ を与える石を用いる。かごの変形が多少許される場合には $\tau_s=0.12$ を与える石を用いることができる。かごが斜面上に置かれる場合には τ_s にLaneの補正係数Kをかける。

$$K = 1 / (\cos \phi \sqrt{1 - \tan^2 \phi / \tan^2 \theta})$$

ここに、 ϕ ：斜面の傾き、 θ ：砂粒子の水中安息角、である。

⑥わく工の設計

◆わく工の設計の基本的考え方

わく工の設計においてまず考えておかなければならないのは、わく工とわく工内の詰めものの治水上の役割分担である。

わく工内に土を入れて張芝等を施すものについては、張芝にわく単位で切れ目があり、そこが弱点になることから、絶対的な治水機能は期待できない。したがって、わくに治水効果を期待することになる。わく工の場合問題となるのは、わく内での堤防の侵食の発生である。わく工の下にベースコンクリートを打ってしまえば確実ではあるが、表面の緑化等を考えればベースコンクリートを打つことは望ましくない。この場合には、以下に述べるわく工の形状、の項に示した考え方でわくの形状を決める必要がある。

わく工内に練り石等を設置する場合、練り石には強力な耐侵食性が期待できることから、わく工自体の設計条件は緩和することができる。

◆わく工自体の安定

わく工自体の流出に関する考え方は、①と基本的には同様である。この考え方に基づきわく工の大きさ、重量を決める。

◆わく工の形状（高さとの関係）

わく工の形状については、中詰めの治水機能の大小によって決まる。さきにも述べたように、中詰めが練り石など侵食防止機能を発揮することが期待できるものであれば、わく工の形状については大きな自由度が与えられる。しかし、わく内に詰めておいた玉石や植生土が洪水時には飛んでしまうことが予想される場合では、わく工によりわく内の堤防土を侵食から守らなければならない。これにはわく工の高さを高くして、わく内に剥離域をつくることによって対処する。すなわち、ある一つのわく工の中詰め材が飛んでしまった状態では、落差の直後に剥離が生じ、ある程度流下すると再付着する。堤防の耐侵食性を

考慮すると、再付着後の掃流力が堤防土を侵食し得るものなのかを評価しなければならない。このような流れについてはまだ十分な研究が成されていないので、とりあえず段落ちステップの流れの研究結果を参考にすることにする。段落ち部での流れは、段落ち直後には剥離するが落差の約6倍くらいのところまで流下すると再付着する。再付着直後の掃流力は流下するに従い急速に大きくなり、落差の15倍くらいのところで極大となる。しかもこの値は段落ち前よりも大きい。したがって、耐侵食強度が十分でない堤防にとってはこのような掃流力を生む流れに接するのは好ましくなく、わく工の設計においては再付着を許さないこと、もしくは再付着後掃流力が大きくなる領域を与えないことが重要である。レイノルズ数にもよるが、段落ちから再付着点までの距離はさきに述べたとおり概ね落差の10倍程度では掃流力は大きくならないことから、わく工は内径と高さの比を10以内、より安全側に考えれば再付着の起こらない6以内にすべきである。

⑦くいの設計

一般の構造設計（水平力を受ける杭の設計）でよい。

⑧矢板の設計

河川砂防技術基準に準じる。

⑨覆土の安定

一般に、盛土は耐侵食性が低く、洪水中では比較的簡単に流出するようである。土木研究所で行なわれた耐侵食強度実験によれば、十分に締め固めた土であっても、河岸土に比べ耐侵食度は著しく劣るものであった。したがって、覆土を洪水にもある程度耐えるものにする必要がある場合は、盛土表面へ自然石・ブロック等や、芝を張ることによって補強しなければならない。

覆土の表面に自然石等を張る場合、自然石の粒径や重量の決め方は、①の考え方と基本的には同様である。

表面に芝を張る場合は芝の耐侵食性が問題となる。張芝の侵食速度と平均流速との関係については図 が報告されている。ただし、張芝の被災事例等によれば、芝は継目が弱点となること、またしっかりと根付くまで耐侵食強度が上がらないことが知られているので、張芝の下にネット等を敷設しておくのが望ましい。

⑩すべりの評価

一般の土工設計に準じる。

(5) 問題のあるパーツの改良、環境設計・景観設計の見直し

問題のあったものは改良する。改良しても解決できないときには環境設計、景観設計の段階から見直す。

以上、多自然型の河岸防御工の水理設計の基本的な考え方を提示したが、水理設計に関する研究はまだ始まったばかりであり、修正・追加すべきところは多々ある。また、新しいアイデアに基づいて作られた多自然型の河岸防御工も今後次々と現われるであろうし、その際には本水理設計法案にさらに新しい“部品”を加えなければならない。このような検討を重ね、いずれ多自然型の河岸防御工の水理設計法として公表したいと考えている。

(河川研究室)

II-2 新型離岸堤の完成前後の効果調査法と完成後の既設消波堤の撤去

(質問)

新型離岸堤について完成後の効果調査として、深淺測量、洗掘深調査、魚礁効果等の調査を実施しているが施設設置後の調査として他に実施すべきものがあるればご教示願いたい。

また新型離岸堤完成後の既設消波堤の撤去（再利用等）することについて、海岸工学上可能か否か検討を要するとすれば、具体的な検討内容をご教示願いたい。

(静岡河川工事事務所)

(回答)

新型離岸堤はMMZ（マリン・マルチ・ゾーン）計画実現のために開発された海域制御構造物を海岸保全に適用したものであり、近年、パイロット事業により、その施工事例が増えている。従来型のブロック積み離岸堤と比べて、新型離岸堤は大水深域、急勾配海底にも適用が可能なのが特徴である。新型離岸堤完成後の効果調査としては、堤体の安定性および消波・漂砂制御等機能に関する調査を主として行うべきである。

駿河海岸に建設されている新型離岸堤は鋼管と鉄筋コンクリートユニットで組み立てられたスリット型杭式基礎の構造物である（図-1参照）。この場合、堤体の安定性が損なわれる可能性としては、洗掘や液状化に伴う基礎支持力の低下が考えられ、杭基礎周りの洗掘について追跡調査を行い、洗掘がどの程度まで進むかを把握するとともに、場合によっては洗掘防止工の設置が必要がある。また、砂泥海岸において堤体の沈下等が懸念される場合には、天端高について測量しておくことも重要である。次に、新型離岸堤の機能については、消波効果および漂砂制御効果が主であるが、消波効果に関しては水理模型実験による詳細な検討が行われていること、波浪変形に関しては実験と現地の対応が良いこと等から、場合によっては省略しても構わない。これに対して、漂砂制御効果は直接的に把握するのは困難であり、深淺測量結果から長期的な断面変化傾向を目安に漂砂制御効果を把握する必要がある。

また、環境問題がしばしば取沙汰される最近では、魚礁効果は重要な調査項目であるが、生態系への影響を正しく把握するには少なくとも10年間以上のデータの蓄積が必要と言われており、無理の無い長期計画を立て、データの蓄積を図ることが肝要である。

調査項目としては深淺測量、洗掘調査、魚礁効果で十分であるが、その範囲や継続期間についてはできるだけ大きめにとるのが望ましい。

次に、既設消波堤の撤去の可否について述べる。駿河海岸では、供給土砂の減少に伴い海岸侵食が激化し、応急処置的に汀線後退を防止するために消波堤が設置された（写真-1参照）。したがって、根本的な海岸侵食対策（この場合は、当該沿岸域全体の沿岸漂砂量を低減させ、供給土砂量と釣り合わせる）が講じられないまま、消波堤を撤去すれば当然著しい汀線後退が生じる。このため、消波堤の撤去に関する可否の判断は、新型離岸堤、従来型離岸堤等の施設配置により、その海域の漂砂バランスが均衡しているかどうかに基づいて行われるべきである。経時的に測量した海浜断面を重ね、海浜断面積が長期的に減少していなければ、漂砂バランスは均衡したと考えられ、消波堤を撤去することも可能である。ただし、消波堤設置箇所の海浜断面は消波堤の沖側が深く掘れているのが普通であり、消波堤撤去後はこの断面形が自然海岸における平衡断面に達しようとするため、汀線後退が予想される（図-2参照）。この汀線後退量について、現在の海岸状況で許容できるものかどうかを事前に検討しておくことが必要である。

（海岸研究室）

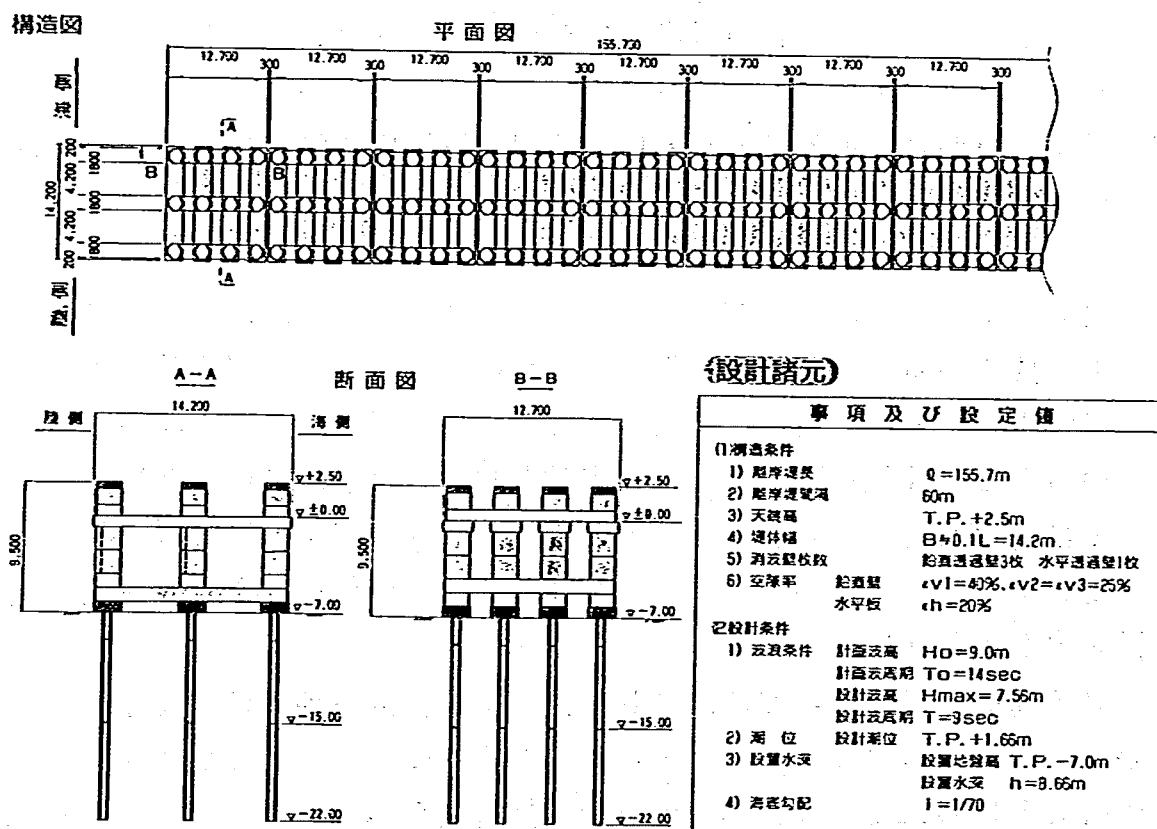


図-1 新型離岸堤の構造

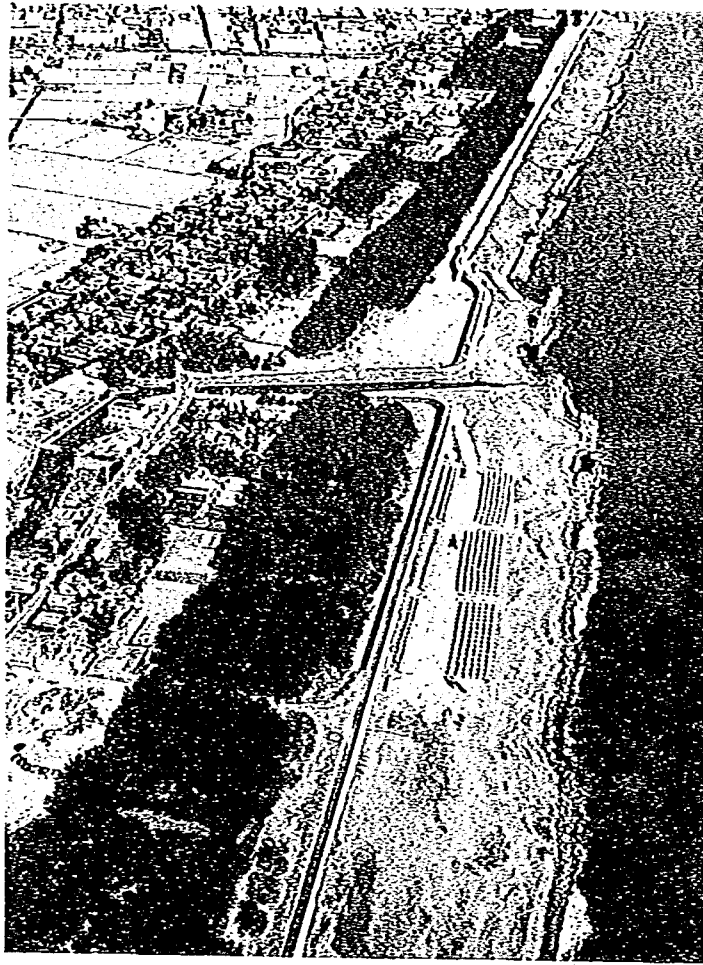


写真-1 消波堤の設置状況

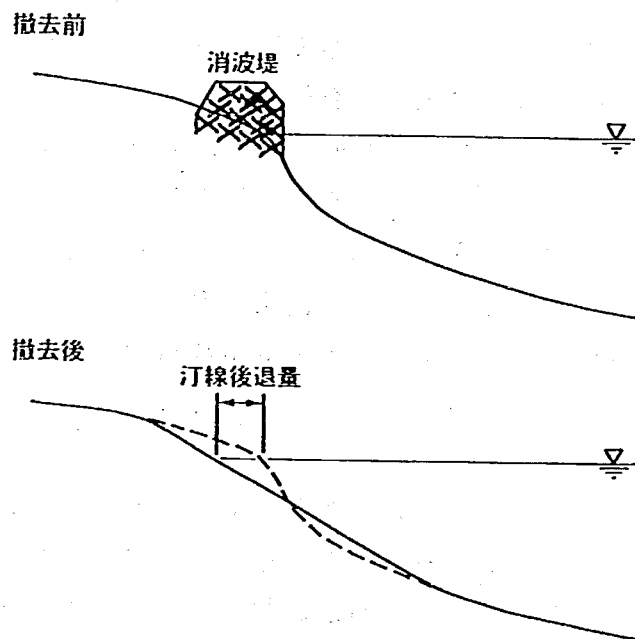


図-2 消波堤の撤去後の海浜断面変化

II-3 水系の土砂動態を考慮した河床管理および海岸侵食防止の方法

(質問)

河床低下や海岸侵食に対し長期にわたって有効性を発揮する方策を実行するには、貯水・砂防ダムの影響を含めた河川水系全般と海岸域での土砂動態を大局的に把握した上で、種々の方策を幅広く検討することが重要と考えられる。このような観点からの調査・計画において特に留意すべき事項を御教示願いたい。本質問においては、静岡県を流れる際を河床材料に持つ比較的急勾配の河川とその周辺の海岸域を想定している。

(静岡河川工事事務所、浜松工事事務所)

(回答)

1. はじめに

水系の土砂動態についての情報が未だ不十分なので、完全な回答を提示することは難しい。調査に正しい方向性を与えること、計画において考慮すべき最低限の事項を示すことを目標に、現時点までに得られている知見に基づき回答を行なう。2章において、河川における土砂動態と河床変動の一般的な特性を述べる。この内容は、3、4章の内容の土台となる。3章では河床低下対策にかかわる、4章では海岸侵食にかかわる調査・計画について述べる。

2. 河川における土砂動態と河床変動の特性

2.1 土砂動態の基本的特性

日本の主要な沖積平野を造った河川は、図-1に示すように礫床区間($d_{50} \geq 15\text{mm}$; 以後Gセグメントと呼ぶ)と砂床区間($d_{50} \leq 1\text{mm}$; 以後Sセグメントと呼ぶ)に明確に分れた河道を持つ(河道セグメントについては文献(1)に詳しい説明がある)。このような河道の土砂動態と河道縦断形形成機構については、次のような説明が有効であることが明らかになっている。すなわち、図-2に示すように、供給土砂がG、Sセグメントの河床材料である際と砂から成り、礫分の供給量が砂の供給量に比べてかなり少なく、供給される礫分がSセグメントにまで侵入できず、供給される砂分がGセグメントの河床変動に影響を与えることなくそこを通過して直接Sセグメントに供給されるというものである。沖積河川の中には、Sセグメントを河口近くのごく短い区間でしか(あるいはほとんど)持たず、大部分がGセグメントから成るものもあり、質問で想定している河川もそのような特徴を持つと考えられる。

2.2 河道縦断形変化特性

図-3に、木曽川と濃尾平野の諸元を参考に設定したモデル河川について、上記の土砂動態特性に基づく河床変動計算により求めた最近1万年間の河道縦断形形成過程を示す。この図から分かるように、G、Sセグメントとも最近数千年においてはほぼ一定の上昇速度を示す。これを縦断形変化パターン1)とおく。築堤などの河川改修により河道位置が固定

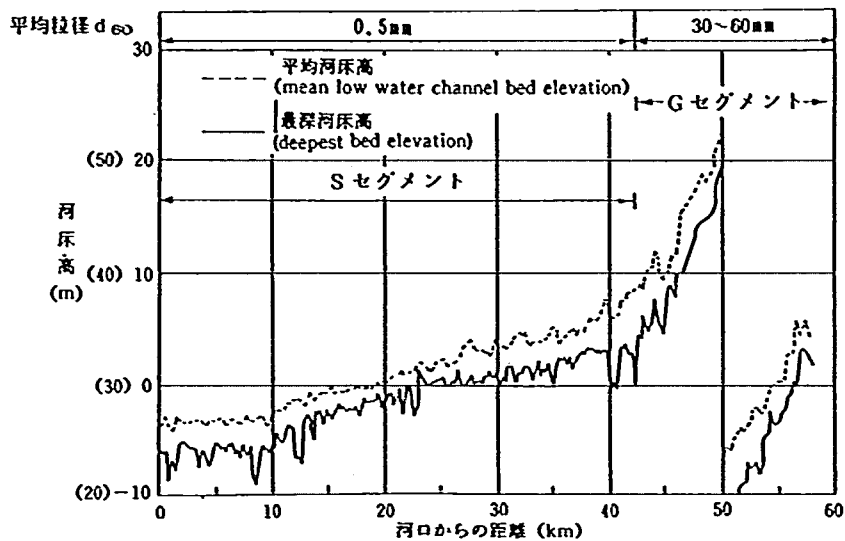


図-1 河道縦断形と河道セグメント区分（木曽川の例）

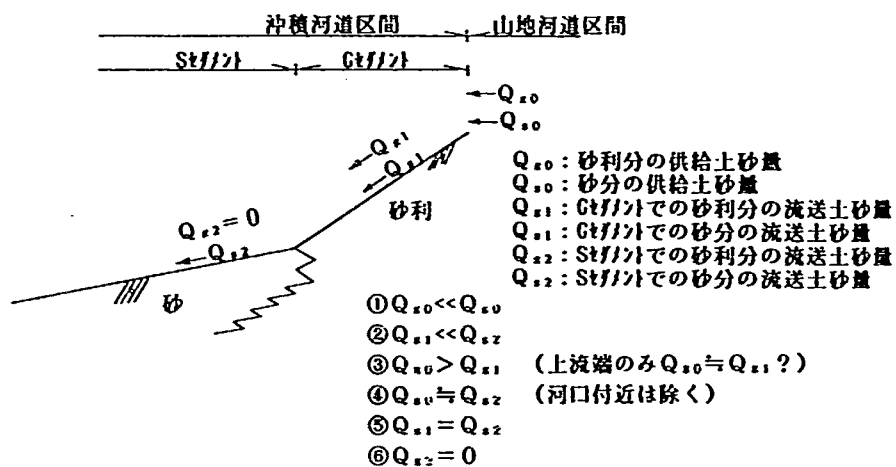


図-2 タイプA河川におけるマクロな土砂移動形態（シルト・粘土は除く）

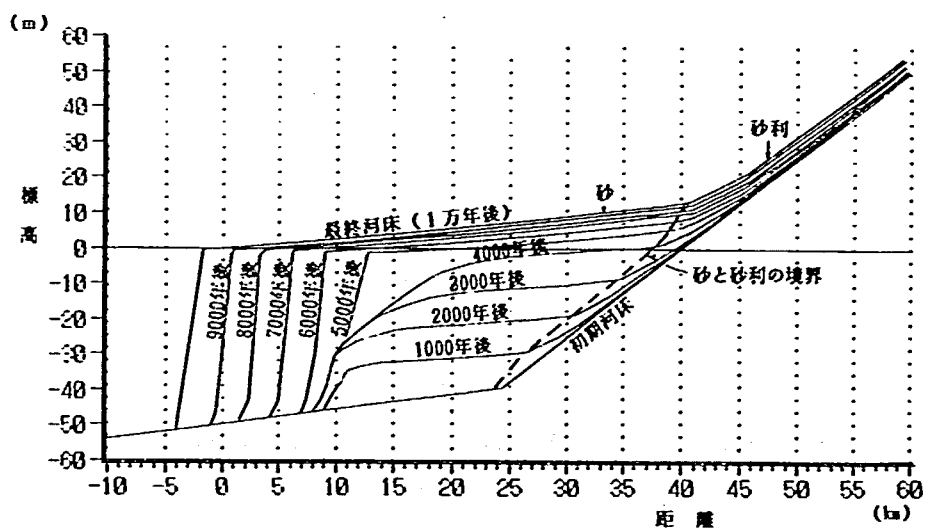


図-3 河道縦断形形成過程のシミュレーション結果

されると、地形学的には水と土砂の河川外への流出が無くなるので、両セグメントの上昇速度が増加する。この時の縦断形変化パターンを3)とおく。さらに、この条件の下で供給土砂が減少すると、GだけでなくSセグメントの上流端からも河床低下が始まる。これは、図-2に示したように、Sセグメントへの主な砂供給がGセグメントからではなく土砂生産域から直接行なわれているからである。この河床低下パターンを6)とおく。河床掘削による変化を5)とする。パターン6)は、供給土砂を0として行なった河床変動計算により求めた。したがって、パターン6)の変化速度は供給土砂が極端に減少した場合に相当している。パターン5)の速度には日本の主要河川についての過去の実績から代表的な値を与えた。

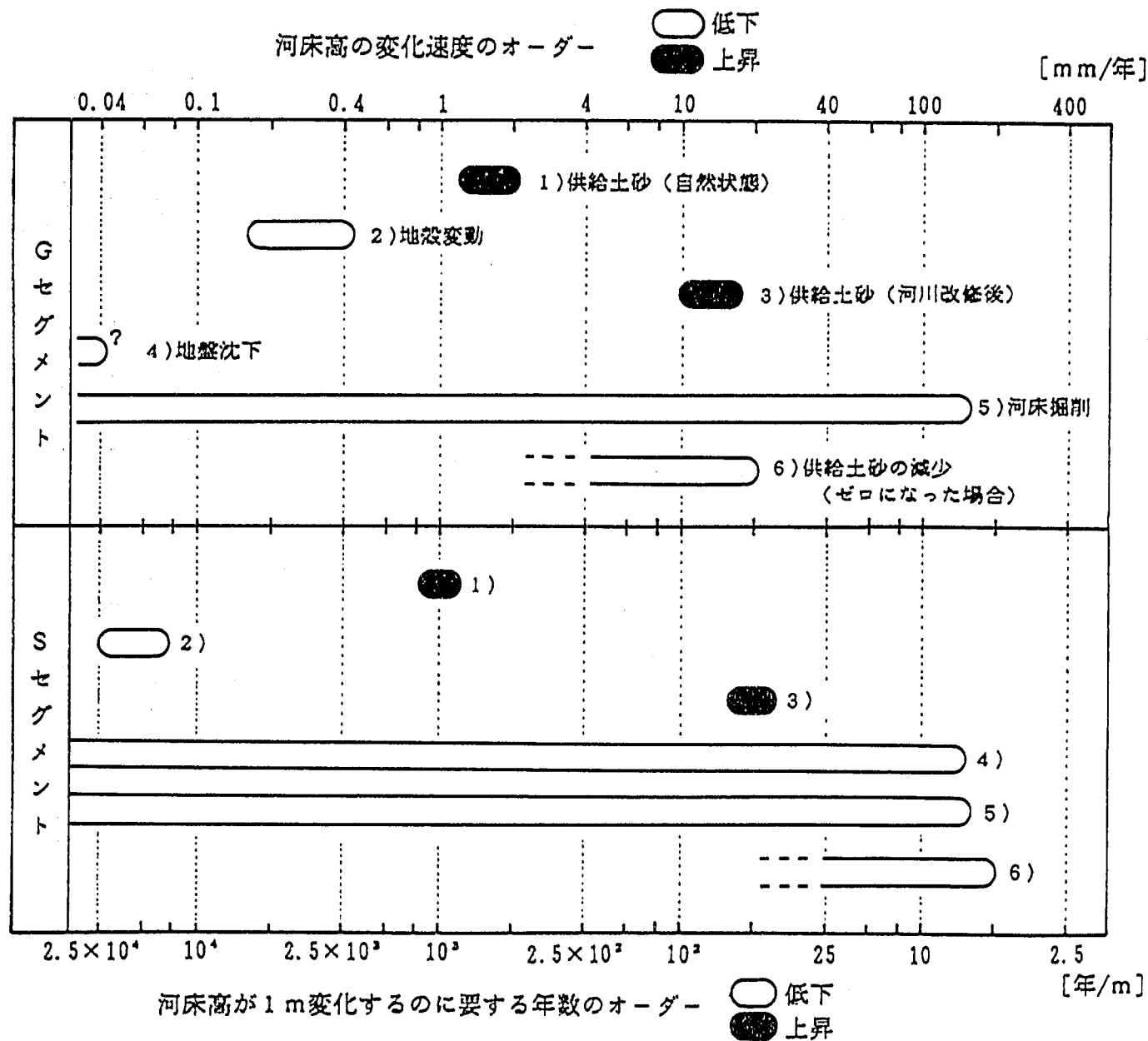
各パターンごとの変化速度を図-4に示す。変化速度は河床の上昇(黒帯)あるいは下降速度(白帯)で表現されている。変化がセグメント全体にわたらない場合には、最も変化速度の大きな場所の値を採用している。この図から以下のことがわかる。①パターン3)(河川改修後、すなわち洪水と土砂の流れが堤防間に固定された後の河床上昇)の速度は、G、Sセグメントともパターン1)の速度より1オーダー大きい10~20mm/年程度となる(河道維持作業が全く行われなない場合)。②パターン5)(河床掘削)の河床低下速度が大きい時には100mm/年以上に達していた河川がある。この値は、パターン3)の河床上昇速度よりもさらに1オーダー大きい。③土砂供給の完全停止による各セグメント上流端での河床低下速度は、Gセグメントの方がSセグメントよりも1オーダー小さい。これは、礫の流送量が元々少ないことと、礫にはアーミング効果があることによる。Sセグメントの河床低下速度は、最大でパターン5)の最盛期の低下速度に匹敵するオーダーである。ただし、Sセグメントが河口近くにしかない場合には、Sセグメントの河床低下は起こらない。

2. 3 土砂動態に与えるダムと河川改修の影響

河川上流域に造られるダムは、次のどちらのタイプに属するかにより、その影響が大きく異なる。[Ⅰ]ダム上流において洪水時に砂と礫をほとんどすべて堆積させる；[Ⅱ]ダム上流において礫はかなりあるいは全てを堆積させるが、砂はほとんど下流に流す。前者をⅠタイプ、後者をⅡタイプと呼ぶことにする。Ⅰタイプには、堤頂と土砂堆積面との比高が相当残っているダム(貯水、発電、砂防用を問わず)が該当し、一方、満砂状態にあるもののダム上流の河床勾配が下流に比べ相当小さいダムがⅡタイプに該当する。Ⅰタイプのダムは礫と砂の両方の流下を止め、Ⅱタイプのダムは礫の流下を抑止するが、砂の流下にはほとんど影響しない。土砂供給に与えるダムの影響が礫だけにとどまるか砂にも及ぶかを判定することは、3章に述べるように非常に重要である。

大規模貯水池ダムは、多くの場合、洪水流量を減少させる。洪水流量の減少は、河道の実質的な川幅(土砂が比較的高い頻度で下流に動く幅)の減少をもたらし、また礫河川の場合、河床材料流送の不活発化をもたらし、これは河床変動速度の低下につながる。

河道改修のための河道掘削は、基本的に河床縦断形を平行に下げるだけなので、洪水時の掃流力に大きな影響を与えず、河床変動に対する影響をあまり持たないと考えられる。しかし、海水位の影響を受ける河口近くでは、河床を下げた分だけ掃流力が小さくなるので、そこでの土砂(主に砂)堆積が促進され河床上昇が起こる(図-5参照)。実際は、掘削



- ・ G の1), 3), 6) は間歇的変化
(規模の大きい洪水時に進行)
- ・ G, S の1) は沖積平野中での流路
変動を伴うもの
- ・ G, S の1)～5) はセグメント全体に
わたって, 6) はセグメント上流
端から生じるもの
- ・ G, S の6) はセグメント上流端での
値で, 時間とともに低下速度が減少する

図-4 モデル河川の要因別河道縦断形
変化速度のオーダー

直後の河床高を維持するため堆積土砂の排除作業が行なわれることが多く、その場合には、河道掘削前に河口から海岸に出ていた土砂の一部が河口部河道において継続的にトラップされることになる。このような状態にある河口部河道を以後河口Sセグメントと呼ぶ。

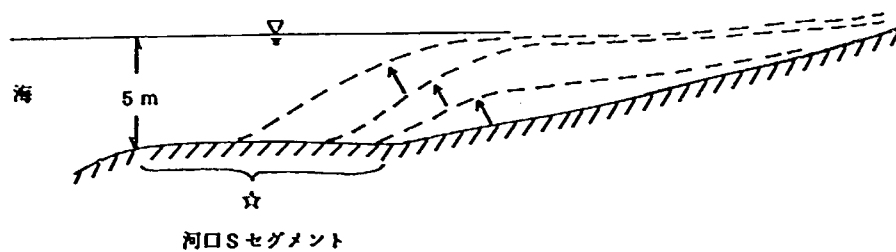


図-5 河川改修後のSセグメントの縦断形変化パターン

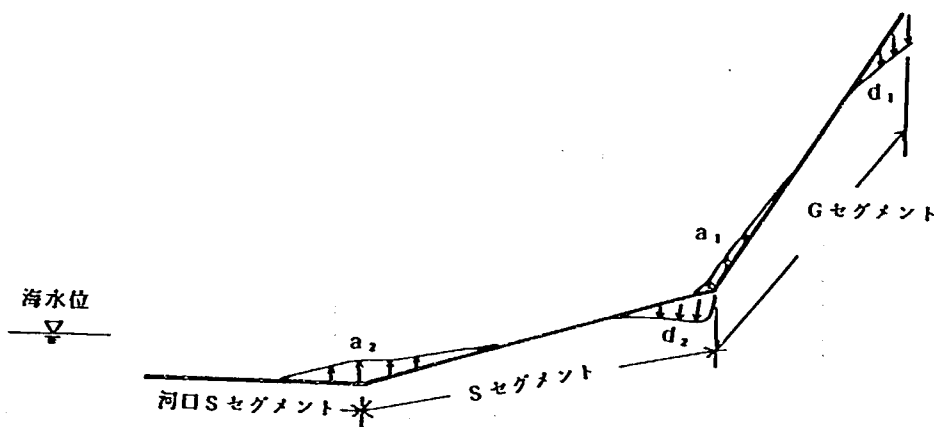


図-6 今後起こり得る河道変化パターン

3. 河床管理のための調査・計画²⁾

3. 1 今後起こり得る河床変化パターン

前章の内容を踏まえて、G、Sセグメントに明確に分かれた河川において今後起こり得る縦断形変化の主要パターンを図-6に示す。図中の a_1 、 a_2 は、図-4中のパターン3)に対応し、それぞれGセグメント（Sセグメントとの境界付近を中心とする）での礫による、また河口Sセグメント～Sセグメント境界での主として砂による河床上昇である。 a_1 、 a_2 は、いずれも自然供給土砂（ダム等による供給土砂抑止が起きていない状態での沖積河川への供給土砂量）を受けている状態で生じるものである。 d_1 、 d_2 は、図-4中のパターン6)に対応し、それぞれGセグメント上流端からの、またSセグメント上流端からの河床低下であり、いずれも供給土砂量の減少によって生じるものである。なお、Sセグメントが無い河川では d_2 は起こらず、Gセグメントと河口Sセグメントの境界で a_2 が起こる。

適切な河床管理を実施するには、これらの縦断形変化をどのように制御するかという観点が重要である。本章では、図-6に示す河道縦断形変化に対応できる河床管理の方途について試案的な考えを述べる。

3. 2 縦断形変化がもたらす問題のとらえ方

(1) a_1 、 a_2 について

河床上昇に分類されるパターン a_1 、 a_2 は、基本的には対処が容易な変化である。これは、図-4中の3)に示したように、上昇速度のオーダーが最盛期の河床掘削速度のオーダーよりかなり小さいことから、掘削・浚渫などによる人為的な制御が充分可能と判断できるからである。ただし、この変化は永続的であるため、機械力による変化の制御それ自体よ

りも、採取した土砂の処理に苦慮する場合も考えられ、余分な土砂を継続的に処理する長期的方策を立てておかなければならない。また、 a_2 を制御するための浚渫は、2.3で述べたように、海岸へ供給されていた土砂の一部採取につながることに留意しなければならない。

(2) d_1 、 d_2 について

パターン d_1 、 d_2 は河床低下に分類される。河床低下は、河積拡大による疎通能力の増大という長所はあるものの、構造物の根入れを脆弱化させ、横断構造物下流側の維持を困難にさせることに加えて、分流部や調節池越流堤の流量分配比を変化させたり、支川合流点に河床段差を形成するなどの問題をもたらすので、河床上昇と同様に必要に応じて適切に対処しなければならない。しかし、河床低下は、河床掘削に頼ることのできる河床上昇への対応に比べると、対処法が一般には難しい。特に、Sセグメント(d_2)は、図-4中の6)に示したように供給土砂減少による河床低下速度がGセグメント(d_1)より1オーダー大きい上に、床止めなど横断構造物による河床低下抑止が効果的でなく、さらに砂に関しては、土砂生産域における土砂供給抑止施設(ダム等)設置の影響が、砂利よりも相当短い時間で沖積河川上流端での土砂供給量に現われると予想されるので、パターン d_2 に対しては d_1 に対してよりも迅速な対応が求められる。

一方、Gセグメントにおけるパターン d_1 については、アーミング効果を期待できること、土砂生産源での砂利供給量抑止の影響が沖積河川にまで現われるのに、砂の場合に比べて時間がかかると予想されること、河床低下速度も図-4からわかるようにSセグメントに比較してゆっくりであることから、パターン d_2 ほど厳しい状況にはないと考えられる。また、沖積河道区間への砂利供給量に変化するかなり前から、その上流山地河道区間の河道状況に検知しうる変化が現われると予想される。したがってパターン d_1 については、沖積河道区間の上流端よりさらに上流の一定長さの区間を、沖積河川への砂利供給量変化予測のための監視区間とし、そこでの河床状況を監視し、検知された状況変化に応じてその都度適切に対処して行くという方法が考えられよう。

3. 3 各変化パターンへの対処法

3. 3. 1 縦断形変化予測の目標設定

各変化パターンへの対処法を定めるためには縦断形変化を予測することが基本となる。この予測においては、各変化パターンのもたらす問題を踏まえて、たとえば次に示すような明確な目標を設定し、また目標と対処法との関連をあらかじめはっきりさせておくことが重要である。予測計算の目標が不明確であると、適切な予測の実行にとって大きな妨げになる。

(1) パターン a_1 、 a_2 について

長期平均の河床上昇速度および長期間の経時変化特性、堆積物粒度

疎通能力への影響評価、河道維持労力の程度の判断、河床低下を起こさせない河床掘削量の見積り、河道維持方法の検討に用いる。(長期:100年程度が目安)

1 洪水時の河床上昇量とその最高水位への影響

1 洪水中の河床上昇がもたらす最高水位増加への対処法の検討に用いる。

(2) パターン d_1 について

Gセグメントへの砂利供給減少が始まってからの長期間の河床低下進行特性

河床低下がもたらす問題の軽重と必要対策の判断と、沖積河道区間への供給土砂減少が始まってからの対応で間に合うかどうかの判断に用いる。(長期: 100年程度以上が目安)

Gセグメントへの砂利供給減少が始まった後の1洪水での河床低下進行度

沖積河道区間での河床低下が認められてからでの対応で間に合うかどうかの判断に用いる。

(3) パターン d_2 について

減少した砂供給量に対応した最終安定縦断形

河床低下がもたらす問題の軽重と必要対策の判断に用いる。

Sセグメントへの砂供給減少が始まってからの河床低下進行速度とその経時変化

Sセグメントへの供給土砂減少が始まってからの対応で間に合うかどうか、段階的対応が可能かどうかの判断に用いる。

3. 3. 2 縦断形変化予測における重要事項

縦断形変化予測においては、以下の事項に充分留意する必要がある。

- 1) 今まで生じた縦断形変化の原因についてきちんとした分析を行なう。特に、考え得る要因(供給土砂減少、河床掘削等)を羅列して済ませるのではなく、それらの重みづけを定量的に行なうことが大切である。
- 2) 土砂の移動を、Gセグメント河床主構成材料である[砂利]、Sセグメント河床主構成材料である[砂]、[シルト・粘土]に分けて考える。大局的な土砂収支の把握はこれら3種の土砂ごとに行ない、また河床変動計算はそれぞれの土砂移動の特性を踏まえて行なう。
- 3) 河床変動計算においては、計算に用いる水理的手法の選択と同等の重みで、境界条件、特に上記の種類別供給土砂量の与え方について充分な検討を行なう。この際、土砂収支検討に基づくマクロな土砂移動形態と与え方の意味付けに充分考慮する。河床変動計算による予測値の妥当性の根拠を、次のいずれかに該当するような意味のない検証計算に求めない。
 - ・ 設定した供給土砂量に合うように流砂量式を相当修正すれば実績の河床変動量と計算値が合う場合で、設定供給土砂量に明確な根拠がない。
 - ・ 実績河床変動量と変動量計算値が合ったと判断した場合で、検証期間における土砂総移動量が実績河床変動量の持つ誤差より充分多くない。
 - ・ 対象とする縦断形変化の原因と、検証計算における河床変動主要因が異なる。
- 4) 縦断形変化予測の精度向上や新たな問題点把握につながるように、土砂の移動状況をモニターすることを重視する。

この中で、実際の予測において特に重要な3)、4)についての具体的な内容を以下に述べる。

3. 3. 3 供給土砂量設定の考え方

(1) パターン a_2 、 d_2 について

これらのバターンの縦断変化を予測する際には、沖積河川への、a)自然状態での砂(Sセグメント河床主構成材料)供給量、b)砂供給抑止施設(2. 3で述べたIタイプ)の影響が完全に現われた後の砂供給量、c) a)からb)に至る砂供給量変化過程、を必要とする。このうち、a)については、以下の3つの方法による見積もり値を総合的に勘案して決めるという方法が考えられる。

①沖積層の砂全堆積量より1万年間の平均の砂供給量/年を求める。

②ダム堆砂量より全土砂の供給量/年を求める。この値に、全土砂に占める砂の割合を掛けることにより砂供給量/年とする。砂の割合は、当該沖積層に占める砂堆積量の割合、あるいは当該ダム堆積物の粒度分布の分析より求める。

③砂供給抑止施設の影響と河道土砂採取の影響がないと判断される時期における充分長い期間のSセグメント縦断形変化を河床変動計算により再現し、再現結果と実際の縦断形変化が合うように砂供給量を設定する。「充分長い期間」とは、その間の河床変動量の誤差に対して充分大きな量の砂がその間に動いたと判断できる期間である。この方法は、流砂量式がかなりの精度を持つことを前提にしている。

多くの河川では、これら3つの手法すべてを適用することは難しいと予想される。しかし、大きな誤りを防ぐという意味から、極力複数の方法により砂供給量を見積もることが望ましい。ダム以外にも河道流送土砂を全て貯める場所(静穏な河口など)がある場合には、そこでの堆積量を砂供給量の見積りや流砂量式の精度確認に使うことが重要である(①または②の応用)。

上記b)については現段階で厳密に求めることは難しいが、マクロに見積る考え方の1つとして次式による方法がある。

$$S_{sdb} = S_{sda} \times \frac{A_T - A_D}{A_T} \quad (1)$$

ここで、 S_{sda} : 上記a)に相当する自然状態での年間の砂供給量、 S_{sdb} : 上記b)に相当する砂供給抑止施設の影響が完全に現われた後の砂供給量、 A_T : 土砂を生産する全流域面積、 A_D : 砂供給抑止施設(2. 3で述べたIタイプ)が受け持つ流域面積(そこから生産される砂は砂供給抑止施設より下流に流出しない)、である。上式は、沖積河道において流送されている砂が土砂生産源から直接供給されるものであること、土砂生産域における砂生産量の場所的違いが小さいことを前提としている。これらのうち前者は、山地部河道における砂の動きが早く、山地部河道(土砂生産源と沖積河道区間との間の河道)での砂貯留およびそこからの砂供給の影響が無視できるとの推定に基づいている。これらの前提の妥当性については今後さらに調べる必要があり、特に後者の仮定については、土砂生産流域の中での斜面勾配や表層地質による砂生産速度の場所的違いを調べる必要がある。しかし、(1)式は、砂供給抑止施設の影響を縦断形予測に定量的に組込む方法を検討する際のたたき台としての役割は果たすと考えられる。

上記c)についても、その過程を予測することは現段階では困難であり、予測可能にするには山地部での砂の挙動についての知見を必要とする。ただし、 S_{sda} から S_{sdb} に減少す

るのに、河床管理上無視できるような長い時間を要するとは考えにくい。

以上のように、供給土砂設定の方法には不明確な点を残している。縦断形変化への当面の対処法についての判断を下すには、わからない点があるからといって定量的な予測に踏込まないのではなく、上記の設定法を基にある程度割り切って縦断形予測を行なうことが重要であるが、同時に、砂の供給量、砂の収支についてモニターし、その結果を縦断形予測の修正に反映させる作業も重要である。そのモニターの方法については3. 3. 4で述べる。

(2) パターン a₁、d₁について

Gセグメントに関するこれらの縦断形変化を予測する際にも、原理的には、沖積河川への、a)自然状態での砂利(Gセグメント河床主構成材料)供給量、b)砂利供給抑止施設(2. 3で述べたⅠタイプとⅡタイプの両方)の影響が完全に現われた後の砂利供給量、c) a)からb)に至る砂利供給量変化過程、を必要とする。しかし、このうちb)、c)については、砂の場合に比べて現象が緩慢であると同時に複雑と予想されるので、砂供給量設定と同じ方法の適用は適切でない。今後起こり得る砂利供給の変化は対象区間より上流河道区間の状況をモニターすることにより予測するのが現実的な方策であろう。また上記a)については、ダム地点での砂利流送量と沖積河道への供給量との間の関係が明確でないこと、また、沖積世の間に堆積した砂利を特定する精度が高くないことから、砂の場合の方法①、②を適用することは必ずしも妥当でない。以上から、砂利供給量の設定については、現時点では次の方法が有効と考えられる。

[1]河道土砂採取の影響がない、あるいはその量の正確な算定が可能と判断される最近の時期における充分長い期間のGセグメント縦断形変化を河床変動計算により再現し、再現結果と実際の縦断形変化が合うように砂利供給量を設定する。「充分長い期間」とは、その間の河床変動量の誤差に対して充分大きな量の砂利がその間に動いたと判断できる期間である。この方法は、流砂量式がかなりの精度を持つことを前提にしている。

[2]当該Gセグメントより上流一定区間の河道状況をモニターし、そこで変化が見られたら、それがGセグメントの河床変動に与える影響をGセグメントおよびその上流一定区間を含めた河床変動計算により調べる。

以上の方法は、砂利の場合動きが砂に比べて非常に遅いので、砂の場合のように流域全体の収支を把握するという方法論は適さず、むしろ現状での土砂移動状況を把握し、その状態からの変化を上流河道のモニターにより検知する方法が適しているとの考えに基づいている。上記の河床変動計算においては、アーミングの効果を検討することが重要であり、このために、河床材料調査を表層とその下の層の両方について行なう必要がある。

なお、沖積河道区間直上流に砂利供給抑止施設(2. 3で述べたⅠタイプかⅡタイプ)がある場合には、供給土砂を0に設定する方法を採用できる。また、最も厳しい砂利供給減少が起こった後の縦断形変化の目安を得たい場合には、(1)式を砂利供給量について適用することも考えられる。ただし、この場合には、実際におこる縦断形変化の予測という

よりも対処法決定の判断材料を得るという性格が強くなる。

3. 3. 4 河道状況および流送土砂のモニター法について

河道状況および流送土砂を継続的に把握することの重要性は従来より強調され、かなり実行されているが、3. 1に示したような縦断形変化に対処するには、特に、目的を明確にした次のようなモニターを実施することが重要と考えられる。1つは、沖積河道区間より上流一定区間の河道形状、表層およびその下層の粒度である。上流からの砂利供給量減少の影響は、沖積河道区間より前に山地部河道に現われるはずである。そこでの河道状況変化をモニターすることにより、かなり先行して供給土砂量の変化を検知することができる。モニター区間長は、「Gセグメントで顕在化するよりどれくらい前に砂利供給減少を検知すべきか」から決ってくるであろう。もう1つの重要なモニター項目は砂の流送量である。砂供給量の減少・増加をいち早く検知することは、砂供給量の変化が現われやすいSセグメントの管理にとって非常に重要である。砂の流送量は、必ずしもSセグメントの中で観測する必要はない。砂は、概ね土砂生産源から直接運ばれると考えられるから、Gセグメントや山間部河道で砂流送量を観測することも可能である。Gセグメントでは、小出水では砂利があまり動かないので、固定床上を砂が掃流あるいは浮遊形態で動く状況が長く続く。この状況において、「筋上に移動する掃流砂量を測定する」、「堰や小さなダムの上流などに堆積した砂の量を測定する」などの方法が考えられる。これらの方法は、Sセグメントでの砂移動量を測定するよりも、総堆積量についてはかなり高い精度を期待できる。

参考文献

- 1) 山本晃一：河道特性論、土木研究所資料第2662号、5章1節、1988.
- 2) 山本・藤田・赤堀・太田：沖積河道縦断形の形成機構に関する研究、土木研究所資料、第3164号、6章、1993.

(河川研究室)

4. 海岸侵食

前章までに述べたようにダムの建設に伴い、ダムへの堆砂、流量の減少による土砂輸送能力の低下や河口感潮部分への堆積などにより海岸への供給土砂は減少する。ダムへの堆砂の海岸への影響は河川の河床が低下しきってない場合、遅れて現われると考えられる。しかし、流量の減少による土砂輸送能力の低下は河口部海岸への土砂供給量の減少をただちに引き起こす。したがって、ダム建設の海岸への影響を調査する場合にはダムへの堆砂状況、河床の状況、河川からの流量と河口地形（河口砂州）との関係、海浜地形の変化などに着目しなければならない。特に河川流量と河口地形の関係、河口地形の変化と海浜地形の変化との関係を明らかにしておくことは、非常に有効である。例えば、佐々木ほか（1991）は、富山湾に面する下新川海岸の黒部川河口を対象として、河口砂州の消長と洪水量、波浪条件との関係を調査し、洪水量による土砂の沖への移動と冬期風浪による河口砂州の形成を明らかにし、河口からの流出土砂は河口付近に堆積することを示した。また、宇多ほか（1992）は、海底勾配の緩やかな天竜川や阿武隈川の場合には河川からの流出土砂は河口前面テラス（河口砂州）として河口部に貯えられ、周辺の高浜形成に役立

つと示唆している。以上のことから、河口テラスが消失すれば河口周辺の海浜は侵食されはじめることになり、河口テラスを維持するためには何 m^3/s 以上の洪水量（各河川毎に異なる）を確保しなければならないことがわかる。したがって、河川流量と河口地形、海浜地形との関係について詳細な調査が必要となる。

しかしながら、マクロ的に見れば、河川は流量のコントロールにより動的および静的な河道の安定が可能となるようであるが、天竜川を漂砂源とする遠州灘は非常に長大であるため、漂砂を引き起こす外力をコントロールして静的な安定海浜を造ることは非常に困難である。したがって、動的な海浜の安定を図らなければならないわけであるが、そのためには現在の天竜川河口周辺のくちばし状の海岸地形が過去において天竜川の膨大な流送土砂によって形成されていると考えられることに留意しながら、水系と海岸を漂砂系として捕えて対策を練らなければならない。この観点から、過去の流送土砂量、将来の流送土砂量および海岸における漂砂量、海底も含めた海岸地形の変化を把握すべく調査する必要がある。

参考文献

- 佐々木庸介・宇多高明・山本 清・伊藤良晴・山本幸次（1991）：黒部川河口部における海浜変形, 海岸工学論文集, 第38巻, pp346-350.
- 宇多高明・山本幸次・永瀬恭一（1992）：貯砂源としての観点から見た河口部海浜の地形的特性, 海岸工学論文集, 第39巻, pp391-395.
- 芝野照夫・土屋義人・富谷雄・山本武司（1988）：天竜川扇状地と遠州灘海岸の形成、京都大学防災研究所年報、第31号、B-2、pp.775-791.

（海岸研究室）

III-1 RCD用コンクリートの細骨材の表面水管理

(質問)

RCD用コンクリートのコンシステンシーは練りませ水量の変動に対応して敏感に変化するため、RCD工法においてはパッチャープラントでの練りませ水量の管理が特に重要となるが、このうちコンクリートの練りませ水量に最も大きな影響を与える細骨材の表面水率の経時変化と水分管理上の留意点について御教示願いたい。

(小里川ダム工事事務所)

(回答)

RCD工法とは、超硬練りの貧配合コンクリートをブルドーザーで薄層に撒き出し、これを振動ローラーで締固めてコンクリートダムを築造する施工方法で、コンクリートダムの施工の合理化を目指して建設省が世界に先駆けて開発した施工法である。RCD工法に用いる超硬練りコンクリートをRCD用コンクリートというが、このRCD用コンクリートの品質は、コンクリートの配合のほか、その締固め密度によって大きな影響を受ける。

一般に、RCD用コンクリートを締固める場合、その締固めエネルギーを一定にした施工管理が行われるため、RCD用コンクリートのコンシステンシーはその締固め密度に大きな影響を与え、ひいてはRCD用コンクリートの強度に大きな影響を与える。ところで、RCD用コンクリートのコンシステンシーは一般にVC値で表すが、VC値は単位水量に敏感に反応し、単位水量が増加するとVC値は減少し、単位水量が減少するとVC値は増加する。したがって、RCD用コンクリートの品質管理では、配合中の単位水量、すなわち、実際に練りませる際の練りませ水量の管理が重要となる。そして、この練りませ水量に大きな影響を及ぼす要因が細骨材や粗骨材の表面水率である。RCD用コンクリートの一般的な配合では、コンクリート 1m^3 あたりの単位水量は 100kg 程度である。一方、骨材の単位量は粗骨材の場合で約 1600kg 、細骨材の場合で $650\sim 730\text{kg}$ 程度であるから、その表面水率が $\pm 1\%$ 変動するとコンクリート 1m^3 あたりの単位水量はそれぞれ $\pm 16\text{kg}$ 、 $\pm 7\text{kg}$ も変動する。ところが、粗骨材は粒径が大きくて比表面積が小さいため、一般にその表面水率の変動は小さい。しかし、細骨材はその粒径が小さくて比表面積が大きいことから、表面水率の値は一般に $4\sim 6\%$ であり、大きく変動することがわかっている。そこで、骨材の水分管理においては、細骨材の表面水率の管理が重要となる。

細骨材の表面水率に影響する因子としては次の二つがある。

- 1) 細骨材の表面水率測定機器の測定精度
- 2) 細骨材の表面水率の変動

以下、それぞれの項目について解説する。

まず、細骨材の表面水率を測定する方法には、直接法と間接法がある。直接法の代表的なものとしてJIS A 1111に示す「細骨材の表面水率試験方法」がある。また、この測定原理をパッチャープラントで機械化、自動化したものが重量式水分計である。一方、間接法としては、水素原子の中性子吸収量から水量を換算するRI(ラジオアイソトープ)方式、

高周波電流を流して静電容量から水量を換算する静電容量方式、水のマイクロ波（電磁波）の吸収量から水量を換算するマイクロ波方式などがある。直接法を用いた重量式水分計は、細骨材の表面水の重量を直接測定する計器であるから、砂の表乾比重が正しく測定されており、また荷重計（ロードセル）が正しく設置されていれば、その測定精度は特に問題ないと考えられる。一方、間接法では、計器の測定値（水の重量ではない）と別途測定した細骨材の表面水率から較正式（キャリブレーションカーブ）を作成して、間接的に細骨材の表面水率を求めるものであるから、途中で使用する骨材の品質が変わったり、キャリブレーションカーブが別の骨材を用いて作成されていた場合には、全く異なった測定値を示すことになる。また、間接法では、測定時間が測定精度に大きな影響を及ぼす。したがって、間接法を用いる場合には、測定機器の特性を十分引き出せるように、定期的に精度の確認試験を行うことが望ましい。

次に細骨材の表面水率の変動する場合としては以下の場合が考えられる。

(1) 細骨材の水切りが不十分な場合

細骨材の貯蔵方式を大別すると、野積み方式とビン方式の二つがある。いずれの場合も、細骨材の水切りに影響する要因として、貯留日数、排水施設の効果があげられる。貯留日数は貯留量と打設量の関係で定まるので、打設計画と設備計画の段階で十分な検討を行って、貯留日数をできるだけ長くとれるように計画することが大切である。なお、一般的に

いえば、野積み方式の方が水切り効果が優れているため、骨材プラントの関係でどうしても敷地を確保できない場合を除いて、水切り対策上、野積み方式を採用することが望ましい。図-1は野積み方式のストックヤードで、貯留日数と細骨材（粒径0.15mm以下の含有率が6~10%程度）の表面水率の変化を調査したものである。これによると、細骨材の表面水率を一定とするためには4日以上貯留日数が必要となることがわかる。

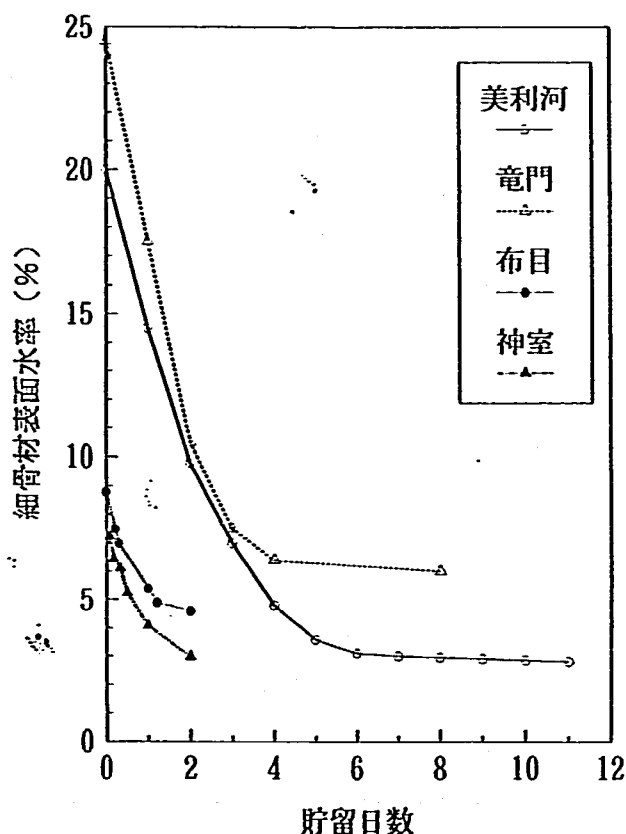


図-1 貯留日数と表面水率の変化

また、排水施設は骨材の表面水率を安定化させる上で有効な手段である。野積み方式では、ストックヤードの底面に排水勾配をつけ、排水管を並べたり、砂利を敷いて排水効果を高めることが有効である。また、ビン方式ではビンの底部および側面に排水管を設け排水効果を高めることが不可欠である。

また、その他の配慮として、ストックヤードや貯留ビンの引き出し口を基面から少し高い所に設け、できるだけ表面水率の安定した箇所から細骨材を引き出すことが有効である。

(2) 貯留ビンから細骨材を引き出す場合

貯留ビン方式では、ビンから細骨材を引き出すときに、ビンの側壁に形成された細骨材の壁が崩れて表面水率の異なる細骨材が引き出されることがある。これを防止するには、パイプレータやノッカーで外力を与えて砂の壁ができないようにすることが必要である。なお、この問題はビン方式に限られ、野積み方式ではこのような問題を生じることはない。

(3) 計量ビンで計量する場合

バッチャープラントへ搬入された細骨材は受材ビンに一時貯められ、計量ビンで1バッチ分の必要量が計量される。しかし、細骨材の表面水率は上述の理由から必ずしも均一ではない。したがって、サンプリングした細骨材の表面水率を測定する場合、測定値の代表性の問題が生じる。そこで、計量した細骨材の全量に対して表面水率を測定する技術の開発が望まれている。これについては、現在、総合技術開発プロジェクト「ダム施工における自動化技術の総合化に関する研究」において精力的な研究が進められており、その成果が期待されている。

以上、RCD用コンクリートの細骨材の水分管理上の留意点について述べたが、各バッチ毎に細骨材の表面水の全量を正確に測定する方法はいまだ確立されていない。したがって、現段階では、細骨材の貯蔵過程において、細骨材の水切り方法に十分な配慮を払って表面水率を安定させること、また、細骨材の貯留日数を十分にとって表面水率を安定させることが最も重要と考えられる。

(ダム構造研究室)

III-2 フィルダム材料にマサ土および原石山の廃棄岩を使用する場合の留意点

(質問)

当ダムにおいて、鞍部処理工をフィルタイプダムで検討しており、その材料を当ダム周辺の花崗岩帯を母岩としたマサ土、原石山における廃棄岩等を利用することを考えている。現在、室内試験の実施を考えているが、試験に当たっての留意点を御教示願いたい。

(小里川ダム工事事務所)

(回答)

1. マサ土の土質材料としての利用

土質(コア)材料は、所要の透水係数とせん断強さを有し、締固め施工が容易なもので、転圧後の圧縮量が少なく、有機物を含まないものでなければならない。図-1に土質材料として使用されたマサ土の粒度分布を示すが、土質材料の特性は粒度によるところが大きく、粒度分布曲線が適切な範囲にあり、細粒分から礫を含む粗粒分まで適当な割合で混合している材料は、締固めにより高い密度が得られやすく、透水性が小さくなる。特に遮水性を確保するためには、適当量の細粒分を含むことが必要であるが、マサの中にはオニマサのように粗粒で粒径の均一化したものが見られそれらは使用に適さないので注意する必要がある。マサ土は採取場所によって母岩結晶粒子や風化度の違いによる材料粒度のバラツキが大きいことがあるので、その点を配慮し、十分面的な調査を行い採取計画を立案する必要がある。さらに、コア材料は十分なパイピング抵抗性を有することが要求され、塑性指数 I_p で一般に15程度以上である必要があるが、マサ単体では十分な塑性が得られないことがあるので、その場合には粘性土材料との材料調整(ブレンド)を検討すべきである。コア材の締固め特性、せん断強度特性については、従来から使用されている室内試験によるが、最終的には、現場盛立て試験を実施し、密度、透水係数などの設計値を確認しておく必要がある。

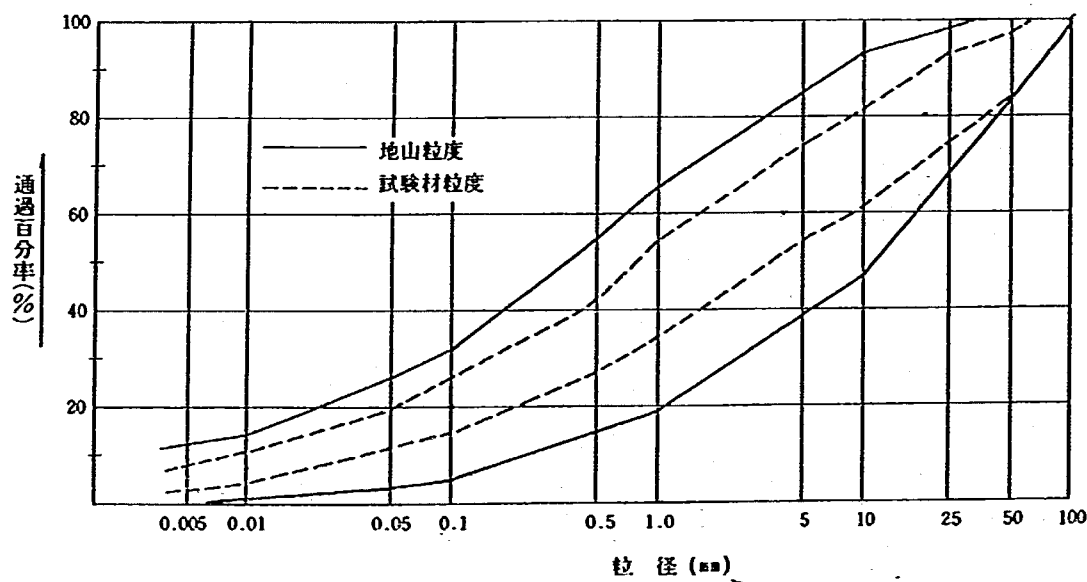


図-1 マサを使用したコア材料粒度分布(白川ダム)

2. マサ土のフィルター材料としての利用

マサ土とは、花崗岩質岩石が風化してその場所に残留している残積土あるいはこれと同質の崩積土を意味し、一般に沖積砂などの普通土とは異なった工学的特性を示す。その理由は、土粒子が風化途中のもので物理的・化学的に不安定であるうえに、母岩の性質を反映して鉱物組成のうえでもかなりの差異があるためである。そのため、沖積砂などに比べるとかなり取り扱いにくい材料に分類できよう。

例えば、粒度などは風化度によってかなり幅広く変化するうえ、粒子形状が不規則なこともしばしば見られる。また、風化度にもよるが、締固めによる破砕が大きいことがある。これらのことを考えると、設計粒度のフィルターを安定供給できるかという不安、さらには締固めによる粒子破砕（細粒化）が顕著な場合には、その制御が問題になる。

フィルターの設計として特殊な試験が必要とは思われないが、前述のように粒度問題が発生しそうなマサ土であれば、あまりフィルター材としての使用は好ましくなく、特におこし状のマサ土塊は不適当であると考ええる。

3. 廃棄岩のロック材として利用

近年、良質なロック材料の不足やダム建設コストの低減および環境面を配慮すると、原石山の廃棄岩等をできる限り有効利用することが望ましいと考えられる。

以下、廃棄岩ないしは岩石質材料を利用するにあたって、必要となる検討事項および工学的性質の一例を紹介する。

(1) 岩石質材料の利用のための検討事項

岩石質材料は、大塊は含むが砂分や細粒分が多い材料と、比重が小さく（吸水率の大きい）岩石強度が小さい岩石から構成される材料に大きく分類できる。これらの岩石質材料の有効利用における試験調査を図-2に示すが、通常の良い岩石材料に比べ多くの試験項目が必要となる。

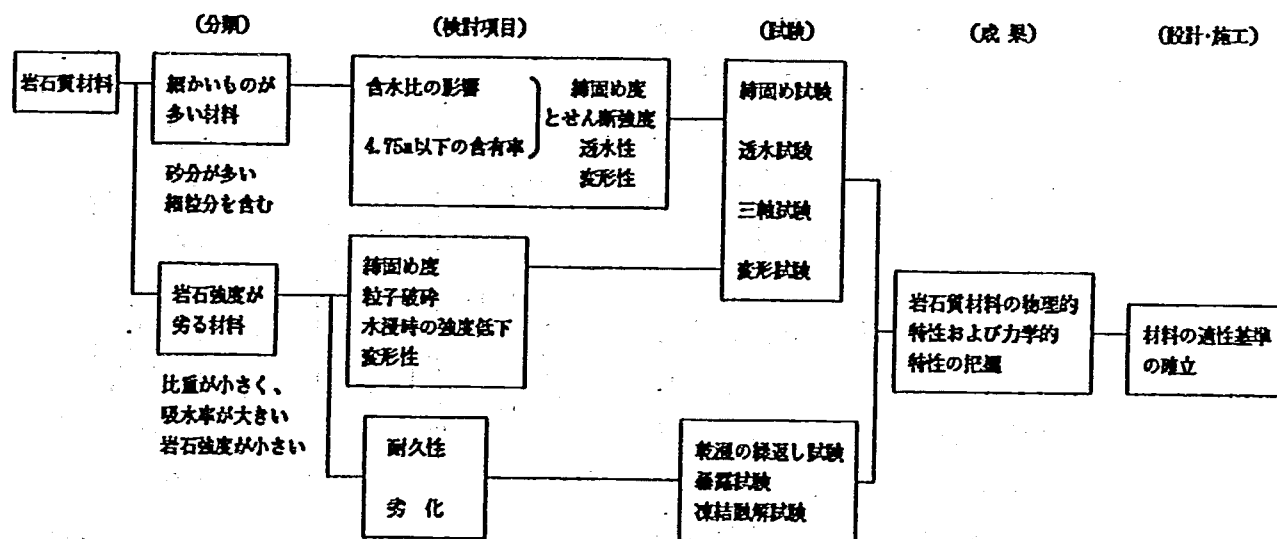


図-2 岩石質材料の有効利用に関する調査フロー

(2) 岩石質材料の工学的性質の一例

岩石質材料の工学的性質についてはいまだ試験・研究の段階にあり、その使用方法についても個々に検討していく必要がある。ここでは、岩石質材料のせん断強度、変形性、透水性について試験例を紹介する。

図-3は、岩石質材料の三軸試験による軸差応力（せん断強度）の試験事例をピーク時と15%ひずみ時に分けて細粒分含有量との関係で示したものである。岩石質材料の応力ひずみ曲線は、一般にひずみの小さいときにピーク強度を示し、ひずみが大きくなるにつれて強度が低減する傾向にある。良質のロック材では、ひずみの増加とともにピーク強度を生じるのに対して岩石質材料の傾向は明らかに異なる。すなわち、よく締固めた岩石質材料と良質なロック材とではピーク強度の値にあまり差はないが岩石質材料ではピーク強度と15%ひずみの強度が大きく異なるようである。

図-4は岩石質材料の大型圧縮試験による飽和状態のときの鉛直ひずみと鉛直応力の関係を示す。図から、よく締った状態では鉛直応力が増加しても鉛直ひずみ量は小さく剛性は高いが、ゆるづめの状態においては鉛直応力が大きくなればひずみが増加し剛性が低下することがわかる。一方、良質なロック材は飽和時においてゆるづめの状態にあっても剛性の低下は少ないことがわかっており、岩石質材料においては十分な締固めを行うことが必要である。

図-5は、透水性について細粒分含有率との関係で示しており、当然のことながら細粒分の増加に伴い透水係数が小さくなっている。パラメータとして密度の要因も含めて現在検討中であるが、透水係数における細粒分含有量の影響が大きいことを示している。

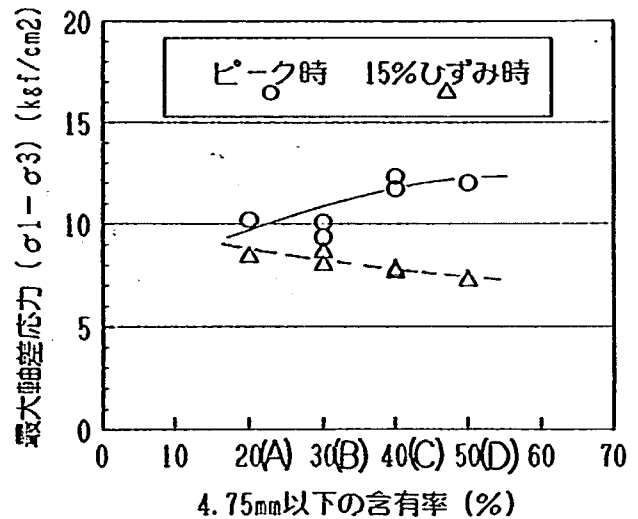


図-3 4.75mm以下の含有率の最大軸差応力の関係

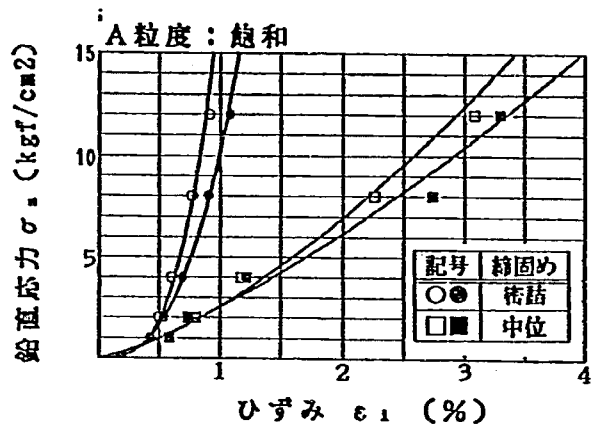


図-4 鉛直ひずみと鉛直応力の関係

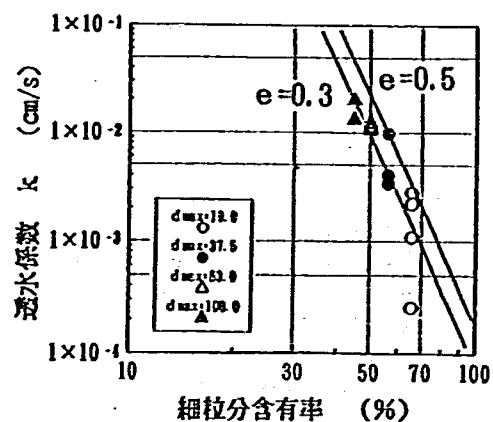


図-5 細粒分含有率と透水係数

以上、廃棄岩等の岩石質材料の工学的特性に簡単にふれたがロック材に使用するにあたっては、力学特性（締固めと強度、締固めと変形性）並びに透水性について十分、調査試験する必要がある。なお、締固めによる粒子破碎については、粒度状態がよければ粒子破碎は少ないことがこれまでの試験結果よりわかっている。

（フィルダム研究室）

III-3 環境に配慮した砂防施設の構造

(質問)

砂防施設の設計において、環境、特に生態系への配慮に伴い構造を工夫する際に特に留意すべき点があれば御教示願いたい。

(河川部河川計画課、越美山系砂防工事事務所)

(回答)

砂防工事に関して「環境に配慮する」といった場合、その目的は大きく次の3つに分けられる。

- ①本来その場所にあった生態系に大きな影響を与えないこと
- ②周辺の風景の中で違和感を持たせないこと
- ③親水性を持たせるなど、人間の利便に供すること

これらは相互に関連する場合が多いので、ここでは主に1番目に関する配慮事項について説明する。

砂防施設が設置されることで生態系に影響がでるのは、主に溪流の流れの中に落差ができて動物（特に魚類）の生活の場が分断されることと、砂防ダムの堆砂域に土砂あるいは水がたまり、ダム上流域の状況が大きくかわることによる。

その対策として近年しばしば用いられるようになってきたのがスリット砂防ダム等のオープンタイプダムや前面斜路構造の床固工といった溪流の連続性を保とうとする施設である。

(1) スリット砂防ダム

スリット砂防ダムは平常時には水や土砂の流れを分断することがなく、魚ものぼり易いので、溪流の環境を保全する上で最近注目されてきている。

スリット砂防ダムの設計に関しては、施設の基本的な構造は通常のクローズドタイプの重力ダムと同様に考えていけばよいが、土砂調節効果については通常のクローズドタイプと異なるので検討する必要がある。スリット砂防ダムは一般にせき上げ背水により土砂調節の効果を高めるものであるが、洪水時及び平常時の流量、流砂量、河床の粒径、砂防ダム堆砂地の状況、スリットの形状等により、土砂調節量が大きく変化するため下流への河床変動の影響を検討する必要があり、また流域の中での砂防計画論上の位置づけも整理する必要がある。

スリット砂防ダムでは洪水時に流れがせき上げられることにより、図-1に示すようなデルタ型の堆砂肩が形成される。洪水終了時において、水位はピーク時の計画堆砂線より低下し、さらにその後の中小洪水により堆砂面が洗掘され、平時の堆砂線まで低下するという堆砂～回復過程が繰り返されることになる。スリット幅(b)は最大粒径の石礫が閉塞しない幅以上とし、一般にスリットダムの土砂調節量はスリットが深く幅が狭いほど大きくなる(図-2)。¹⁾

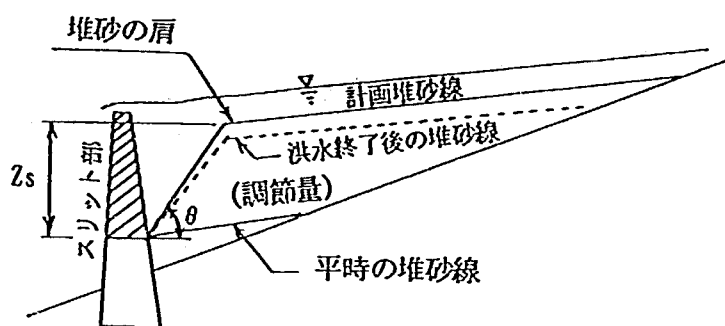


図-1 調節量の概念図

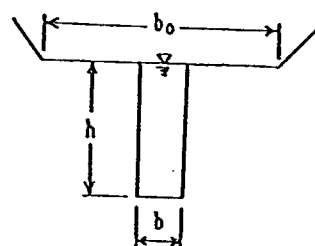


図-2 記号の説明

せき上げ背水により土砂を調節するタイプの調節量の概念を図-1で説明する。調節量は平時堆砂面と計画堆砂面との間の土砂量とする。平時堆砂面と計画堆砂面は、それぞれ低面及び計画流量時の堆砂の肩の位置から元河床勾配の1/2の勾配で引いた面とする。堆砂の肩から下流の斜面勾配(θ)は水中安息角に等しい値とし、堆砂の高さ(Z_s)は次式によって求める。

$$Z_s = \left\{ \frac{Fr^2}{2} \left(\frac{1}{(\sqrt[3]{\gamma})^2} - 1 \right) + \frac{\sqrt[3]{\gamma}}{\gamma} - 1 \right\} \left[\frac{n \cdot Q}{B_s \sqrt{I}} \right]^{0.6} \dots (1)$$

ここに、 Z_s ；堆砂の高さ、 Fr ；等流水深に対するフルード数、 γ ；流水幅縮小率 (B_d/B_s)、 B_d ；ダム地点の流れの幅、 B_s ；堆砂肩の位置の流れの幅、 I ；計画堆砂勾配、 n ；マンニングの粗度係数、 Q ；計画流量である。

大量の土砂流出や土石流を阻止したりしてスリットが閉塞された場合、そのまま放置しておくと次回の土砂流出の際に調節効果が低下するとともに、思わぬ時に土砂や水が抜けて下流に被害を与えることが懸念される。閉塞の原因が流木の場合には特にこの危険性が高い。空き容量を継続的に確保するなど機能回復するためにも、閉塞後の除石対策を計画しておくことも必要である。また、洪水後半のスリット砂防ダムからの土砂流出に備えて透過型砂防ダムの下流には不透過型の砂防ダムを組み合わせることが必要である。さらに、上流から土砂だけでなく多量の流木流下が予測される箇所では流木対策施設も必要である。

(2) 前面斜路式床固工

低落差の床固工については、景観の良さ及び全断面魚道として使えるなどのメリットから前面を斜路式とするものが出てきている。しかしながら、流水を斜路にそって流下させることで落差の位置エネルギーの大部分が運動エネルギーに変わり、また流下方向が斜め下となるため水叩き下流部の洗掘が問題となる。

福本らは緩勾配の下流法面を持つ床固の前庭保護工に関する実験的研究を行い、以下に示すような結果を得ている。²⁾

実験の概要：図-3に示すような実験水路を用い、50l/secの流量を河床の変動が安定するまで流して河床高の測定を行った。床固工の高さは7.5cm、実験に用いた河床材料は $d_m=11.5\text{mm}$ であり実験中に給砂は行っていない。

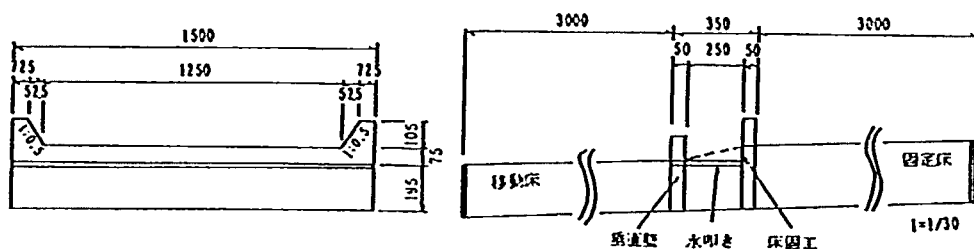


図-3 実験模型 (単位: mm)

実験の結果：水位と河床高の縦断的变化を図-4～7に示す。

図-4 水位・河床高縦断図
(法勾配: 直,
水叩き長さ: 30 cm)

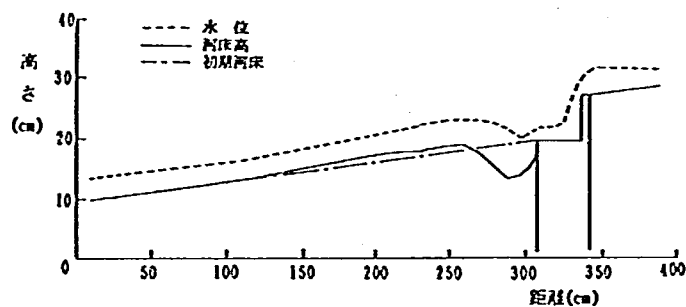


図-5 水位・河床高縦断図
(法勾配: 1 割,
水叩き長さ: 15 cm,
粗度 n : 0.026)

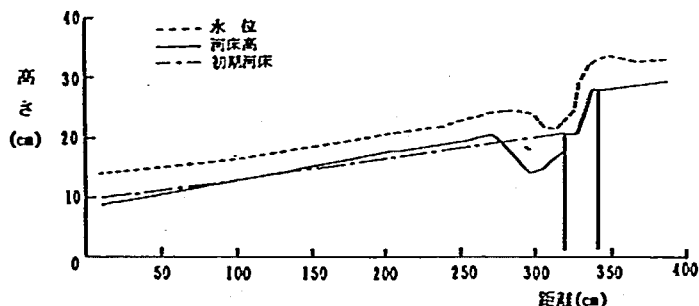


図-6 水位・河床高縦断図
(法勾配: 3 割,
水叩き長さ: 22.5 cm,
粗度 n : 0.012)

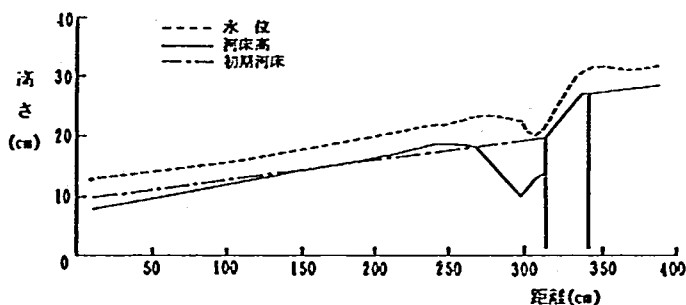


図-7 水位・河床高縦断図
(法勾配: 3 割,
水叩き長さ: 30 cm,
粗度 n : 0.026)

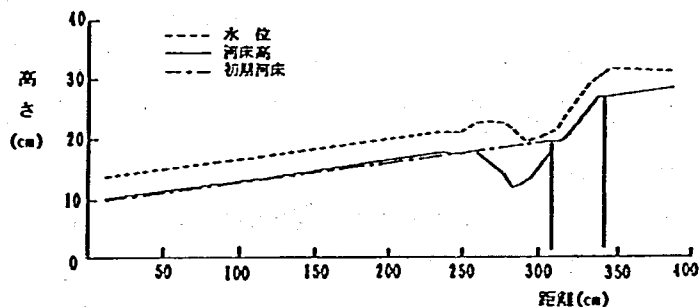
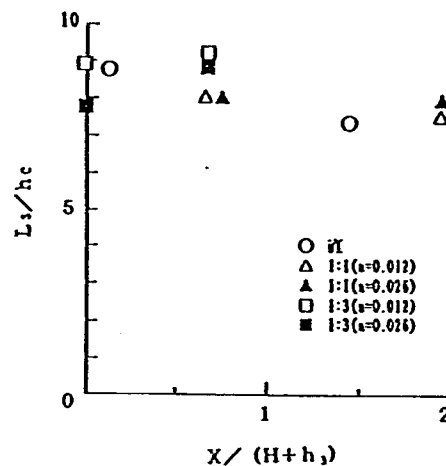
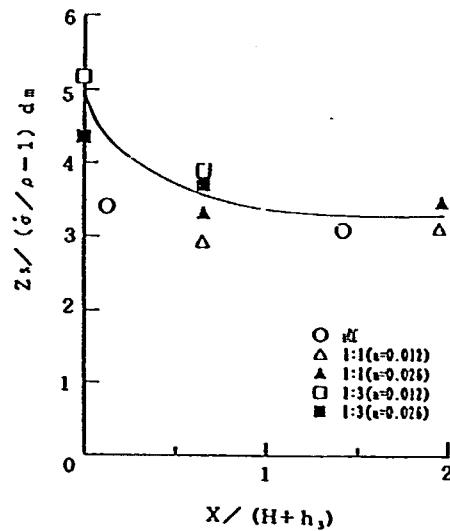
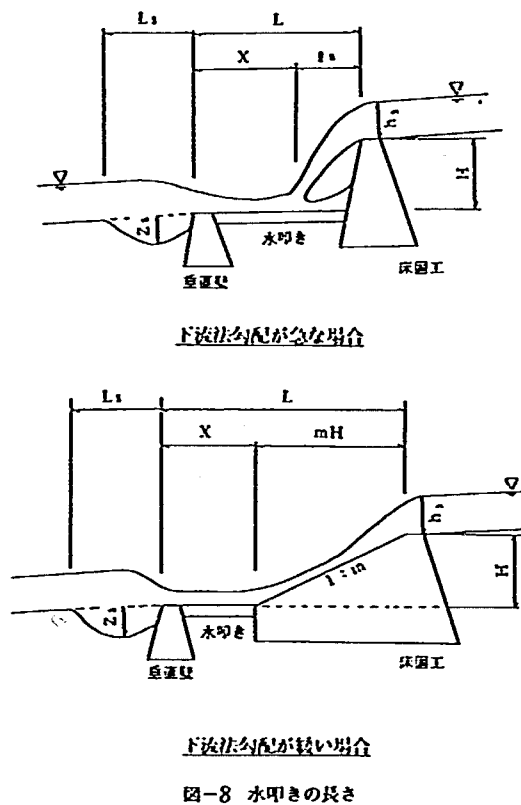


図-5と図-7を比較すると斜路式の方が洗掘深が大きい、図-6、8のように法尻下流に水平な水叩きを設置するとある程度洗掘深を抑制できることがわかる。

また、水叩きの長さ X と洗掘深、洗掘長の関係は図-10、11のようになり、有効水叩き長 X は $(H+h_3)$ 程度でよいと考えられる。



水平水叩きを設置しても垂直壁下流の洗掘は生じるが、それが極端に深くならなければ根固めブロック等に頼るよりも、むしろ垂直壁の根入れを深くして洗掘を許容してやるのも生態環境上は好ましい。また、流水を減勢し、魚類の降下の際のクッションとなるように水叩きを計画河床高よりも少し下げ、水褥地を設けることも望ましい。

(砂防研究室)

(参考文献)

- 1) 水山高久、阿部宗平：刃つを有する砂防ダムの土砂調節機能に関する検討、1990.1、土木研究所資料No.2851
- 2) 福本晃久、石川芳治、井良沢道也：緩勾配の下流法面を持つ床固の前庭保護工に関する実験的研究、砂防学会誌、178号、1992.1

IV-1 現場溶接を用いた既設橋の補修補強

(質問)

既設鋼橋の補修補強時の際に現場溶接の適用を考えているが、供用下での施工上の留意点について御教示願いたい。

(名四国道工事事務所)

(回答)

(1) 補修補強時の現場溶接に関する一般的留意事項

補修補強時における現場溶接は、新設橋の製作時の溶接と基本的に幾つかの相違があることに留意する必要がある。すなわち、以下の理由により一般に悪い条件下での溶接施工となる。

- ①既存の構造物への施工作業となるため、溶接姿勢等が限定される。
- ②隣接構造部材間での狭隘な場所での作業となることが多いことから、溶接作業者の動作に自由度が少ない。
- ③非破壊検査による溶接部の品質確認が困難なことが多い。
- ④交通供用下で溶接を行う場合には、被溶接物および溶接作業者が振動下で作業を行うことになり、溶接部に作用する拘束応力や振動等を考慮する必要がある。

また、活荷重応力の大きい部位に疲労強度の低い溶接継手を用いると、かえって疲労上の弱点となる場合もある。したがって、品質確保の面から、補修補強時にはできるかぎり溶接を用いずに、高力ボルトを主体とした施工方法を採用するのが望ましい。やむを得ず現場溶接を用いる場合には、道示の規定に従った上で、溶接補修部の品質確保のための十分な検討が必要である。

(2) 施工条件に関する留意事項

現場溶接の適用にあたっては、現地の状況を十分に調査したうえで、その結果を施工条件に反映する必要がある。次の項目に該当する場合には、溶接部の割れ、およびその他の溶接欠陥の発生防止の観点から、鋼材の溶接性および溶接材料の選定、施工条件等の検討が必要となる。

- ①溶接部の鋼材が化学成分的に溶接性が良くないと考えられる場合あるいは板厚が厚い場合
- ②施工部分の構造から判断して、溶接部の拘束度が高いと考えられる場合
- ③やむを得ず、供用交通における振動下での溶接となる場合

①に関して、一般に橋梁に用いられている鋼材の板厚は10～30mm前後であり、比較的薄いことや溶接性の優れた溶接用鋼材が用いられていることから問題となることは少ない。問題となるのは、通常、②および③の条件の場合が多い。

表-1に、既設鋼橋の補修補強時の現場溶接に関する検討フローの一例を示す。現場溶

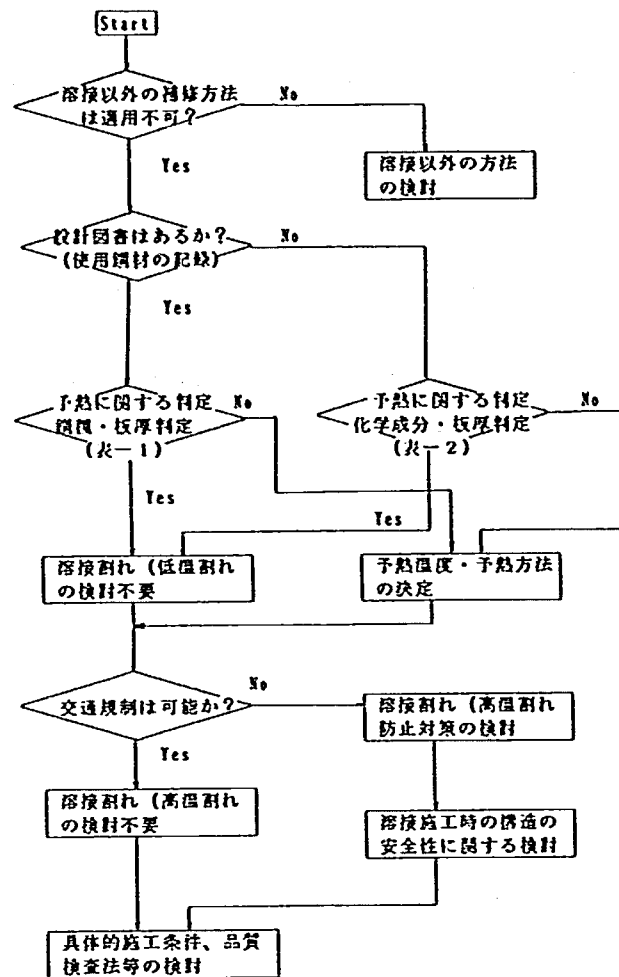


図-1 補修補強時の現場溶接に関する検討フローの一例

表-1 使用鋼材の鋼種が明らかな場合の予熱の目安
(T : 予熱温度、 θ : パス間温度)

鋼 種	$t \leq 25$ mm	$25 < t \leq 50$ mm
SS400, SM400	$T - \theta \geq 0^\circ\text{C}$ (予熱不要*)	$T - \theta \geq 0^\circ\text{C}$ (予熱不要)
SM400, SM520, SM510Y	$T \geq 0^\circ\text{C}, \theta \geq 75^\circ\text{C}$ (予熱不要)	$T - \theta \geq 35^\circ\text{C}$
SM570	$T - \theta \geq 35^\circ\text{C}$	$T - \theta \geq 100^\circ\text{C}$

*) 特別な予熱、後熱対策不要。

ただし、溶接割れ防止のため気温5℃以下での溶接施工は避ける。

表-2 使用鋼材の炭素当量あるいは割れ感受性指数を用いて判断する場合の予熱の目安 (T : 予熱温度、 θ : パス間温度)

C_{eq}	P_{eq}	$t \leq 25$ mm	$25 \text{mm} < t \leq 50$ mm
$C_{eq} \leq 0.35$	$P_{eq} \leq 0.30$	$T - \theta \geq 0^\circ\text{C}$ (予熱不要*)	$T - \theta \geq 0^\circ\text{C}$ (予熱不要)
$0.35 < C_{eq} \leq 0.45$	$0.30 < P_{eq} \leq 0.35$	$T \geq 0^\circ\text{C}, \theta \geq 75^\circ\text{C}$ (予熱不要)	$T - \theta \geq 35^\circ\text{C}$
$0.45 < C_{eq} \leq 0.50$	$0.35 < P_{eq} \leq 0.38$	$T - \theta \geq 35^\circ\text{C}$	$T - \theta \geq 100^\circ\text{C}$
$0.50 < C_{eq}$	$0.38 < P_{eq}$	$T - \theta \geq 100^\circ\text{C}$	$T - \theta \geq 125^\circ\text{C}$

*) 特別な予熱、後熱対策不要。

ただし、溶接割れ防止のため気温5℃以下での溶接施工は避ける。

接が可能か否かの判定条件、あるいは現場溶接が可能な場合の具体的な施工条件等については、基本的には個々のケースに応じて検討せざるを得ないが、最近の調査研究成果については、文献1)等にまとめられている。以下に配慮すべき主な事項について説明する。

1) 溶接部の鋼材に関する配慮

設計図書として、使用鋼材に関する資料がある場合には、それを利用することができる。しかし、これらの資料が残されていない場合には、使用鋼材の化学成分について調査を行う必要がある。鋼材の溶接性は、次式の炭素当量 C_{eq} や割れ感受性指数 P_{cm} を用いて評価することができ、試料を採取し、8ないしは9成分の定量分析を行うことになる。

$$C_{eq} = C + Mn/6 + Si/24 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14 + (Cu/13)$$

ただし()内は $Cu \geq 0.5\%$ の場合に加える。

$$P_{cm} = C + Mn/20 + Si/30 + Ni/60 + Cr/20 + Mo/15 + V/10 + Cu/20 + 5B$$

2) 供用条件に関する配慮

現場溶接を行う場合には、溶接施工上の配慮として、原則的には交通止めを行うことが望ましい。この場合には、死荷重のみの作用下での作業となるが、以下の2項目について検討する必要がある。

① 溶接時の構造強度に対する検討

- ・ 溶接作業中の溶接部は溶融時前後に降伏点および弾性係数が一時的に低下する（600℃以上ではほとんど0）。そのため、溶接作業時に高温になる部分の断面の一時的欠損を考慮した構造強度の照査が必要となる。
- ・ 溶接作業中は外力による応力に加えて溶接による熱応力が生じることになる。これらの応力に対する構造強度の照査も同時に行う必要がある。
- ・ 上記の検討の結果、強度上の安全性が確保できない場合には、支保工による死荷重応力の軽減、あるいは損傷部材のバイパス部材の追加などによる施工時の一時的な応力伝達経路の変更などの対策が必要である。

② 溶接部の品質確保に対する検討

溶接部に割れ（低温割れ）を発生させないために、溶接部の材質や施工時の気温、溶接部周辺の構造的拘束度を考慮し予熱の必要性、予熱が必要な場合の予熱温度の設定ならびに予熱管理法などについての検討が必要である（図-1参照）。

一方、交通規制が不可能でやむを得ず交通供用下で溶接を行う場合には、変動荷重下での作業となるため、さらに以下の検討が必要となる。

① 交通振動下での施工性の検討

溶接対象箇所の振動状況、作業足場ならびに作業者の振動状態によっては、アンダーカット、ブローホール、とけ込み不足等の溶接欠陥を発生させる原因となるので、施工環境、施工性の詳細な調査、検討が必要である。

② 溶接部の割れ（高温割れ）に対する検討

溶接開先面の振動周波数、開口変位振幅、周辺の拘束度、鋼材および溶接材料の化学成

分などが、交通供用下での溶接部の割れ（高温割れ）発生に関与することが明らかになっている。溶接条件の設定に際しては、これらの条件を十分考慮することが必要である。

（参考文献）

- 1) 日本鋼構造協会：供用下にある鋼構造物の溶接施工指針（案）、JSSCテクニカルレポート、
No.22、1993、平成5年2月
- 2) 阪神高速道路公団：道路構造物の補修要領、第1部 鋼構造物、平成2年6月
(橋梁研究室)

IV-2 大規模プロジェクトの経済効果

(質問)

大規模道路プロジェクトを今後推進していくためには、世論のコンセンサスが不可欠であり、より具体的な経済効果をPRする必要がある。

従来の経済効果予測手法等では十分に世論の合意形成を得ることは困難かと思われる。新たな視点での評価方法や事例等も含め経済効果評価手法について御教示願いたい。

(東海幹線道路調査事務所)

(回答)

道路の整備は、道路本来の機能から発生する効果、波及効果を含めて、多様な効果をもたらす。

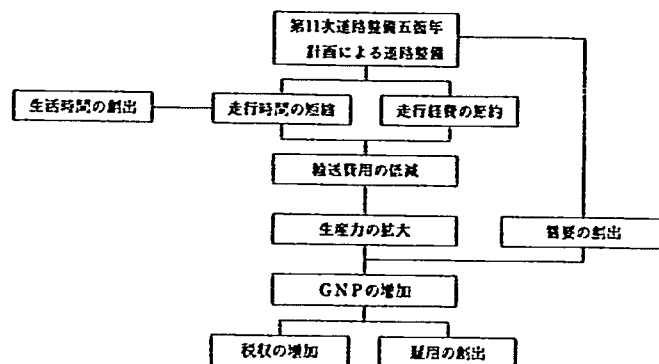
右表は道路整備のもたらす効果を分類したものである。

国レベルの道路整備計画または大規模プロジェクトについては計測項目にあるような直接効果、間接効果が一般的に定量化され、非計測項目については定性的な表現でPRされている。

また、地方レベルのバイパス等の個別の事業については、定量化し易い直接効果（走行費用の節約、走行時間の短縮）を数字としてPRし、その他の直接効果および間接効果については一般的に定性的な表現でPRされている。

(参考)

1. 第11次道路整備五箇年計画による効果の波及過程概念図



2. 第11次道路整備五箇年計画による効果の計測項目と非計測項目

道路整備及び道路投資の効果		計測項目	非計測項目
ス ト ッ ク 効 果	直接効果	①走行経費の節約 (②燃料の節約) ③走行時間の短縮 (④生活時間の創出)	①定時性の確保 ②通勤者の疲労の軽減と 走行快適性の増大 ③大規模輸送処理の効果 ④荷重の減少と梱包費の節約 ⑤交通事故の減少 等
	間接効果	⑤生産力の拡大効果 (⑥税収の増加) (⑦雇用の創出) ⑧物価の低減	⑥地域開発の誘導 ⑦土地利用の促進 ⑧生活圏の増大 ⑨生活環境の改善 ⑩人口の増大 ⑪行財政の効率化 等
	空間機能に対応する効果		⑫通風、採光、緑の空間としての生活の快適性を向上させ、都市のイメージを高める。 ⑬防災空間として都市の安全を保障する。 ⑭電気、電話、ガス、上下水道、地下鉄等各種施設を収容し、都市活動の基盤を確保する。等
フ ロー 効果	財政支出効果	⑯道路投資の需要創出効果 (⑥税収の増加) (⑦雇用の創出)	

(注) ⑥税収の増加、⑦雇用の創出は生産力拡大効果、需要創出効果を通じて間接的に表現する。

道路整備の効果については、

- ①プロジェクト自体の妥当性・必要性の説明（費用便益分析、内部収益率）
- ②プロジェクトの代替案比較によるルート、構造等の妥当性の説明
- ③公共事業としての多数のプロジェクトのプライオリティーの設定
- ④道路事業の必要性の説明

等を対外的および行政内部に説明するため現在まで種々の分析方法が提案・改良されてきている。

それぞれの効果の計測方法の概要は以下のとおりである。

①走行経費の節約（走行便益）

燃料費、油脂費、タイヤ・チューブ費、車両整備費、車両償却費、人件費の走行6費について車種別、道路小分類別に旅行速度との相関式を用いて、道路整備による平均旅行速度の向上に伴う走行経費の節約額を算定する。

②走行時間の短縮（時間便益）

道路整備による走行速度の向上や渋滞の減少により走行時間が短縮することになる。この短縮時間を車種別の時間価値によって金銭評価を行う。

③燃費の節約

総走行経費の差額として求められる走行便益のうち燃料費分について量(kl)換算して算定する。

④生活時間の創出

道路整備による走行時間の短縮時間を、自動車の平均トリップ数を考慮してドライバー1人あたりに換算して算定する。

これらの直接効果については、国レベル、地方レベルまた諸外国でも一般的に用いられている。

第11次道路整備五箇年計画においては次頁のようにこの他に

⑤国民総生産の増加

⑥税収の増加

⑦物価の低減

についても定量的に分析されている。

またこの他に検討されているものとしては以下のもの等がある。

⑧舗装維持修繕による効果（MC I—走行経費関係式より算定）

⑨定時性向上効果（旅行時間の標準偏差を用い安全余裕時間より算定）

⑩交通事故の減少効果（死亡、人身、物損事故の平均賠償額より算定（欧米））

⑪非快適性の計量化（車線分離なし0.06、平面交差0.04、アクセス制限0.02、
高速道路以外0.0275/kmのペナルティー価値、フランス）

⑫雇用に対する効果（西ドイツ）

第11次道路整備五箇年計画による効果

第11次道路整備五箇年計画の効果について、現在計測可能な効果を示せば次の通りである。なお、これらの効果は、第11次道路整備五箇年計画による道路投資が実施され、道路の整備水準が向上する場合と、道路投資がなされず、整備水準が向上しない場合を比較して算定したものである。

1) 直接効果

① 直接便益

走行条件が改善され、燃料費等の走行経費が節約される。また、走行速度の向上や混雑の緩和等により走行時間が短縮される。この結果、五箇年計画終了後の平成10年度においては、年間約10兆1,000億円の直接便益が生ずるものと推計される。

直 接 便 益	10兆1,000億円	平成10年度分 (平成4年度価格)
走 行 便 益 (走行経費の節約)	4兆4,000億円	
時 間 便 益 (走行時間の短縮)	5兆7,000億円	

② 燃料の節約

走行経費のうち、平成10年度においてドラム缶2,000万本分に相当する約400万kl（ガソリン換算）の燃料が節約される。

③ 生活時間の創出

走行時間の短縮により、平成10年度においては平均してドライバー1人当たり年間約46時間の生活時間が生み出される。

2) 間接効果

① 国民総生産の増加

道路整備は、輸送条件の改善による流通の合理化、生産性の向上などを通じて生産力を拡大させ、また、道路投資そのものが最終需要を創出することにより、国民総生産（GNP）を増加させる効果をもっている。

こうした効果を第11次道路整備五箇年計画についてみると、五箇年計画を実施しない場合と比較してGNPの増加額は、平成5年度から平成14年度までの10年間の累計で約212兆円になるものと推計される。

このうち生産力拡大効果は、輸送費の低減等から発生する計測可能な効果のみをとりあげても平成5年度から平成14年度までの10年間で約74兆円にのぼると計算され、さらに将来とも続くものである。加えて計測が困難な地域開発の誘導、土地利用の促進、生活機会の増大等の効果を考えれば、道路整備の内需拡大効果は極めて大きい。

国民総生産の増加	212兆円	平成5年度から平成14年度までの10年間の累計 (平成4年度価格)
生産力拡大効果	74兆円	
需要創出効果	138兆円	

② 税収の増加

国民総生産が増加し、平成5年度から平成14年度までの10年間に、税収が累計で60兆円増加する。

③ 物価の低減

輸送費用が節約され、平成10年度の消費者物価が約0.7%低下する。

さらに、プロジェクトの代替案の比較、また複数のプロジェクトの優先度の比較方法としては、一般的な費用便益分析、財務分析の他に、以下のものがある。

①費用有効度分析（費用以外の項目を定性的にランクづけし、ウェイトづけを行う）

②有用性分析（費用を含む全ての項目を定性的に評価する）

③多基準分析（評価項目を項目別に評価し、プロジェクトの優先順位を判定する

結果はプロジェクトと評価項目のマトリクスに表示する）

現在海外で事業中あるいは構想中の大規模プロジェクトとしては、以下のものがある。

①ユーロトンネル（イギリス、フランス間、海峡部約37Km）

②ジブラルタル海峡連絡計画（スペイン、モロッコ間、海峡部約28Km）

③メッシナ海峡連絡計画（イタリア本土、シシリー島間、海峡部約3Km）

④グレートベルト海峡連絡計画（デンマーク、海峡部約7Km）

この中で②のジブラルタル海峡については、日本と同じように需要予測（転換交通、誘発交通、新規観光交通、新規産業需要も考慮している。）が行われている。なお、予測値については2020年で7,000台～11,000台と幅を持った予測方法となっている。

（新交通研究室）

<参考文献>

1) 建設省道路局・都市局：第11次道路整備五箇年計画（案）

2) 建設省道路局：道路整備による効果の推計に関する調査研究報告書（昭和57年度～）

3) 建設産業調査会：道路ハンドブック

4) 交通工学会：道路交通データブック

5) 道路経済研究所：道路整備効果の測定と評価に関する研究（平成元年6月）

6) 道路経済研究所：道路投資の経済効果の評価手法に関する指針－仏交通省道路交通局

(質問)

道路橋の伸縮装置は、橋梁の構造上必要なものであるが、交通量の増大と大型車両の増加によりジョイント部の損傷が多くなっている。ジョイントの損傷は橋梁床版へ悪影響を及ぼすことはもとより騒音・振動の原因にもなるため、橋梁の伸縮装置をなくすノージョイント化の工法について御教示願いたい。また、ノージョイント化した場合のメンテナンス上の問題点があれば合わせて御教示願いたい。

(飯田国道工事事務所)

(回答)

最近、既設橋梁の伸縮装置をなくすいわゆるノージョイント化に注目が集まっており、各機関において積極的に検討が進められてきている。橋梁のけた端部には、温度変化による主げたの伸縮や活荷重の載荷によるけた端部の回転変形等が生じているが、伸縮装置をなくすためには路面を連続的に保たせつつ、これらの変形を何らかの方法で吸収するかあるいは拘束することが必要となる。こうした観点から、ノージョイント工法は大きく次の2つの工法に分類される。

(1) 埋設型ノージョイント工法

短支間のコンクリート橋のようにけた端部の変形が小さい場合には、埋設ジョイントを用いて舗装面のみでノージョイント化することができる。埋設ジョイントは、前後の舗装と同程度の性状を持つアスファルト混合物を主材料とし、この舗装体によってけた端部の変位の吸収と路面の連続性を確保するものである。平成4年度に実施されたアンケート調査¹⁾によれば、埋設ジョイントは、構造および材料ごとに分類するとこれまでに40種類以上のもの存在しているが、けた端部の変位をどのように吸収するかといった機能面に着目して分類すると2種類の埋設ジョイントに分類できる(図-1参照)。

①伸縮吸収型

軟質な舗装材料を継目部に使用し、この舗装体全体の変形性能によってけた端部の変形を吸収するものである。

②伸縮分散型

継目部の舗装体と床版との間にせん断層と呼ばれるシートを設置し、そのシートのせん断変形によってけた端部の変形を埋設ジョイントの舗装体全体に幅広く分散させるものである。一般に2層構造になっており、基層部はグースアスファルトのような軟質性の材料を用い、表層部は前後の舗装

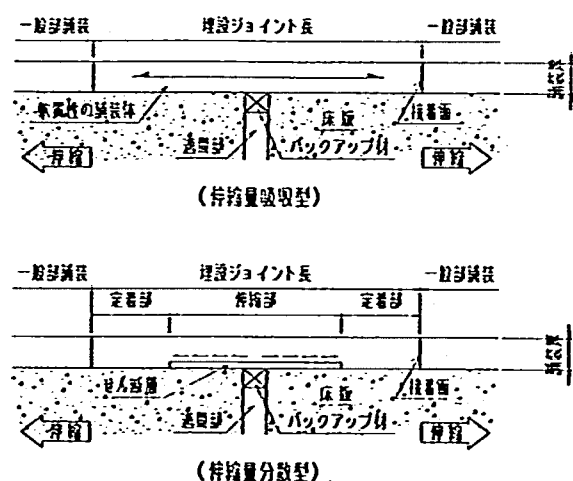


図-1 埋設ジョイントの機能分類

材料と同じものを用いることが多い。また、基層内には変形をさらに均一に分散させるために補強材が入っている場合もある。

埋設ジョイントの特徴としては、路面が連続していること、ジョイントの補修が舗装の補修と同時にできることが挙げられるが、反面舗装材料ということから耐久性に問題があること、特に施工の良否が耐久性に大きな影響を与えることや、大型車両が多くまた渋滞が多いなど交通状況が厳しい箇所に適用するには十分な検討が必要となる。埋設ジョイントの損傷は舗装と同様にクラックおよびわだちが発生するが、先の調査結果によると、伸縮吸収型はわだちが発生しやすく、伸縮分散型はクラックが多少見られるものの、わだちはほとんど発生しないという特徴を持つことが確認されている。また、累積大型車交通量との相関関係も得られており、埋設ジョイントの適用および維持管理にあたっては、埋設ジョイントの特徴を把握した上で、適用箇所の交通条件も考慮して検討しなければならない。なお、詳細については(財)道路保全技術センターに設けた「既設橋梁のノージョイント工法の調査研究委員会」において検討しており、その成果として「埋設ジョイントの設計施工の手引き(案)」(平成5年3月)をとりまとめたので参考にされたい。

(2) 連結型ノージョイント工法

連結型ノージョイント工法は、けた端部の変形が比較的大きい鋼橋や耐久性の要求される箇所を対象として、既設の単純げた2～3径間を主げたや床版を連結することによってノージョイント化する方法である。この工法は埋設ジョイントと異なり、橋梁としての構造系が変化するため、連結方法や活荷重・温度変化に対する考え方、下部構造への影響、地震時の反力分散等多くの検討が必要となる。現在、その施工例はまだ十数例程度であるが、今後連結形式やその設計手法を確立していくことにより、適用事例が増えていくものと期待される。これまでに施工された主な工法としては、①床版および主げた上フランジを連結する工法、②主げた腹板を連結板で連結する工法(図-2)、③コンクリートげたの端横げたをP C鋼棒等で連結する工法、等がある。いずれも埋設ジョイントに比べ、施工の規模が大きくなるものの、文字どおり伸縮装置がなくなるためその後の継目部の維持管理が基本的に不要となる。

この連結型ノージョイント工法についても、同委員会で手引き(案)を作成中なので、機会があれば紹介したいと考えている。

【参考文献】

1) (財)道路保全技術センター；平成4年度既設橋梁のノージョイント工法の調査研究(その2) 報告書、平成5年3月

(橋梁研究室)

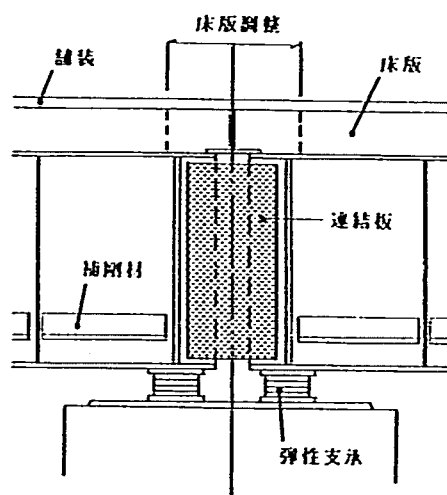


図-2 主げた連結工法

V-1 軟弱地盤上の樋門・樋管の設計、施工

(質問)

軟弱地盤上に樋門・樋管（以下、函体）を設置する場合の基礎形式は、堤体保全の面から、ある程度堤体の沈下に追従する直接基礎や摩擦杭とすることが望ましいと思われるが、一方で函体の構造物としての機能を確保するためには、クラック等の発生を防止する必要がある。不同沈下が生じる地盤での函体のクラック等の発生事例、およびクラック等が発生することを防止するための設計、施工上の留意点についてご教示願いたい。

（木曾川下流工事事務所）

(回答)

軟弱地盤上に構造物を設置する場合、構造物に有害な沈下等が発生させないように、支持杭を用いるのが一般的である。しかしながら堤体内に函体を設置するような場合に支持杭を用いると、堤体盛土と函体の沈下量に相対的な差が生じる（以下、不同沈下）。こうした堤体と函体の不同沈下は堤体と函体の間や堤体内の空隙、水みちの発生、および堤体、函体のクラックなどの要因となりやすい。

図-1は、土木研究所が昭和58年に収集した、堤体および函体についての変状調査結果をもとに、堤体と函体の不同沈下量と堤体の変状（空隙、クラック等）の関係について示したものである。また、図-2は函体底面での空隙の大きさ（深さ方向）と函体に生じたクラック、およびその基礎形式との関係を示したものである。

これによると不同沈下が10cm以下であれば概ね異常は認められないが、これを超える不同沈下が生じた場合には堤体の空隙、水みちの形成、クラック等が多く生じていること、摩擦杭、および直接基礎による函体はその空隙が小さく函体にほとんどクラックが発生していないが、支持杭では空隙が大きくなりそれに伴ってクラックの発生も多いことがわかる。

これらのことから、質問で述べているように、不同沈下が予想される場所での函体においては、不同沈下量を小さく抑えるため堤体の沈下に追従するような基礎形式が望ましい。また堤体の沈下に追従する函体の設計・施工においては、次のような点について留意することが望ましい。

- ① 不同沈下量が大きくなると、堤体、および函体の双方に機能低下の要因となるような変状が生じ

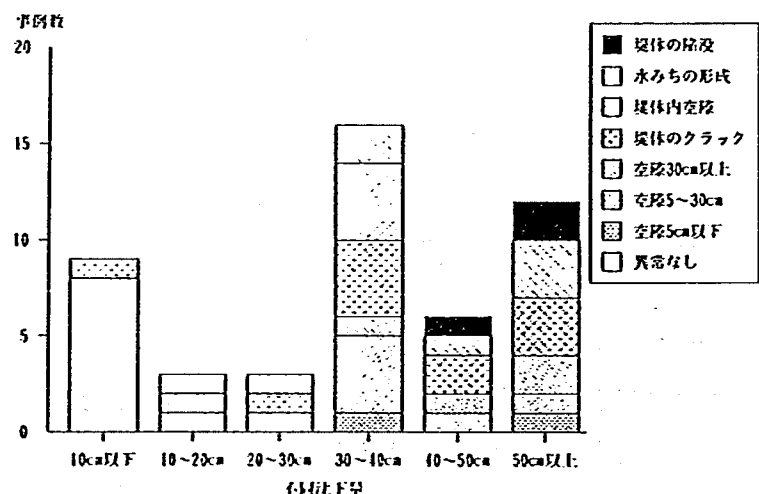


図-1 不同沈下量と堤体の変状

るおそれがあるため、あらかじめ十分な調査に基づく不同沈下量の推定をおこなう必要がある。また不同沈下量が10cm程度を超える場合には地盤改良等による対策を講じることを検討するとよい。

② 不同沈下が予想される地盤上の函体の設計においては、地盤の沈下形状および沈下量の予測をおこない、それらを考慮したモデルによる断面設計を行うのが望ましい。

③ 函体の不同沈下、屈曲に対応できるような継手を検討するとよい。

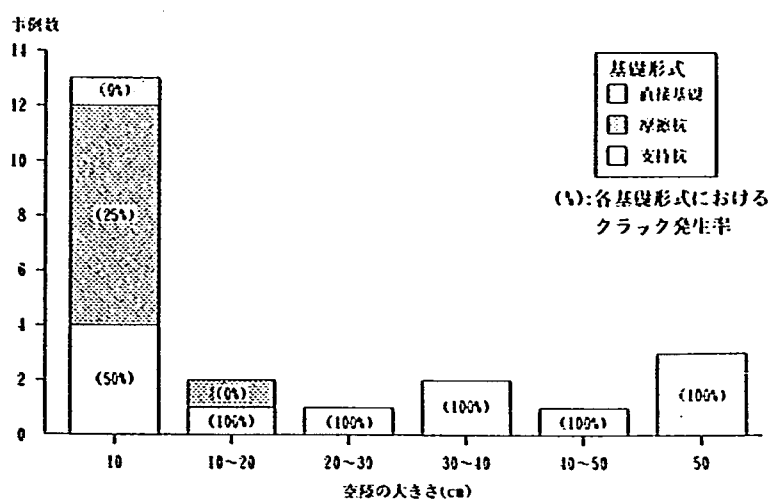


図-2 基礎形式別にみた空隙とクラック発生率

(基礎研究室)

(質問)

地すべり地の斜面に工事用道路を建設するに当たって、盛土荷重による地すべりの誘発を防ぐため発泡スチロール (Expanded PolyStyrol、以下EPSと呼ぶ) ブロックを用いた超軽量盛土工法 (以下、EPS工法と呼ぶ) の適用が考えられる。そこで、地山の切土を最小限に抑え、大規模な施工機械等を用いずに施工したいが、このような場合の留意点についてご教示願いたい。

(天竜川上流工事事務所)

(回答)

一般に地すべり地の斜面において道路建設を行う場合、地盤が不安定で切・盛土が制限されたり、大規模な施工機械を使用することが困難な場合が多い。また最近では自然保護や景観などの観点からも大規模な切・盛土を避けることが必要とされている。EPS工法は、EPSブロック自体が超軽量な材料であるため地山に与える影響が小さく、占用地も小さく出来るのでこのような地点での道路建設に適した工法といえる。

斜面上にEPSブロックの盛土を行う場合、通常は盛土前面に擁壁を設けるが、この盛土前面壁に作用する土圧は以下のようになる。

(1) 常時

1) EPSブロック背面の地山からの主働土圧

2) EPSブロックと背面の地山との間の滑動により生ずる滑動力

※擁壁がないと盛土全体が滑動してしまう場合に作用する。

3) 上載物の荷重によりEPSブロックが弾性変形する際、横方向に膨らんで生じる側圧

※上載物の荷重には、舗装・道路など上部構造の自重を考慮する。また側圧は通常、上載物の荷重の0.1倍の値を深度方向に一様に作用させる。

4) 交通などによる活荷重によりEPSブロックが弾性変形する際、横方向に膨らんで生じる側圧

※活荷重は等分布荷重として $q = 1.0 \text{ tf/m}^2$ を作用させる。また側圧は通常、活荷重の0.1倍の値を深度方向に一様に作用させる。

(2) 地震時

1) EPSブロック背面の地山からの地震時主働土圧

2) EPSブロックと背面の地山との間の滑動により生ずる滑動力

※擁壁がないと盛土全体が滑動してしまう場合に作用する。

3) 舗装・道路など上載物の慣性力

4) EPSブロックの慣性力

5) 前面壁の慣性力

通常、地山は安定勾配以下であるから、EPSブロック背面の地山からの主働土圧は0である。さらに、EPSブロック背面の地山とEPSブロックとの間の摩擦抵抗力が十分である場合、あるいは図-1に示すように地山に段切りを行なってEPSブロックを十分に食い込ませた場合は、地山とEPSブロックとの間で滑動が生じないので、滑動力も生じない。さらに地震時における舗装・道路などの上載物の慣性力はコンクリート床版に取り付けたアンカーによってすべて受け持たせるのが普通である。したがってこのような条件のもとでは前面壁に作用する荷重は以下のようになり、その構造も簡素化する事が可能になる。

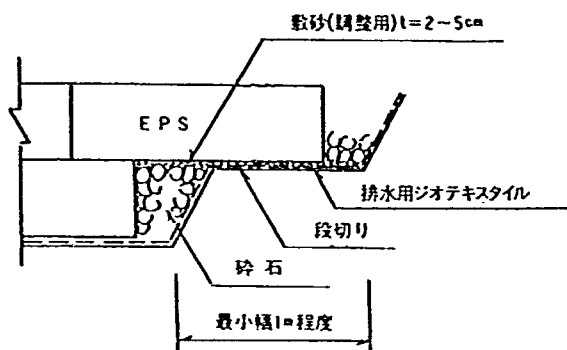


図-1 斜面上の段切り

(1) 常時

1) 上載物の荷重によりEPSブロックが弾性変形する際、横方向に膨らんで生じる側圧

※上載物の荷重には、舗装・道路など上部構造の自重を考慮する。また側圧は通常、上載物の荷重の0.1倍の値を深度方向に一様に作用させる。

2) 交通などによる活荷重によりEPSブロックが弾性変形する際、横方向に膨らんで生じる側圧

※活荷重は等分布荷重として $q = 1.0 \text{ tf/m}^2$ を作用させる。また側圧は通常、活荷重の0.1倍の値を深度方向に一様に作用させる。

(2) 地震時

1) EPSブロックの慣性力

2) 擁壁の慣性力

このような場合、盛土前面壁には、図-2に示すようにコンクリート基礎を設けた上にH鋼を立てて外壁材（コンクリートパネルなど）を取り付けたものか、あるいは図-3に示すようにH鋼を地盤内に打ち込んで外壁材を取り付けたものを用いるのが一般的である。

この現場は地すべり地であるため、図-2のようにコンクリート基礎を設けるために床掘をした場合、盛土上部の地盤が不安定になり地滑りを誘発する懸念がある。また地盤内に大きな岩石等が含まれるため、外壁材に働く側圧に対して安定を保てる深さまでH鋼を根入れするにはかなり大規模な掘削機械が必要となる。そこで図-4に示すように地山に対する切土を最小限に抑える形状とし、盛土前面壁を支えるH鋼は地盤内に根入れせず、上下端に連結したアンカーによって支持する構造とする案が考えられる。このようにアンカーによって水平方向の支持力を得る方法は、長期的な安定性を考えた場合にはやや不安であり、永久構造物への適用は避けることが望ましいが、今回は地すべり対策を行うための工事用道路であり比較的供用期間が短いこと、壁高が小さく前面壁に作用する応力が小さいこと、他に有効な工法が考えられないことから、アンカーや盛土全体の挙動をモニタリン

グしながら慎重に適用するならば可能であると思われる。

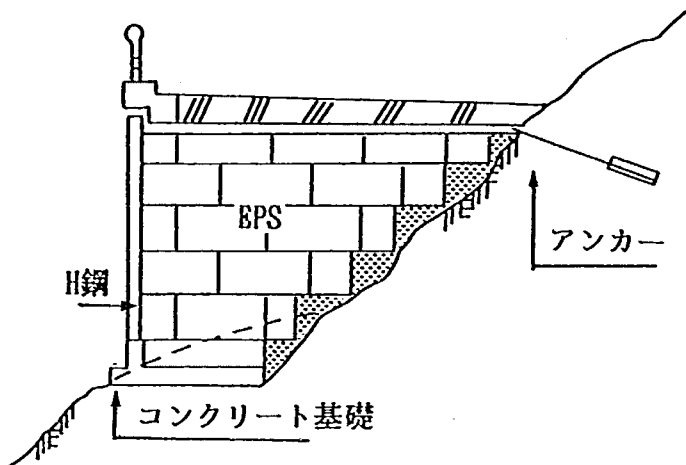


図-2 コンクリート基礎とH鋼を用いたEPS盛土

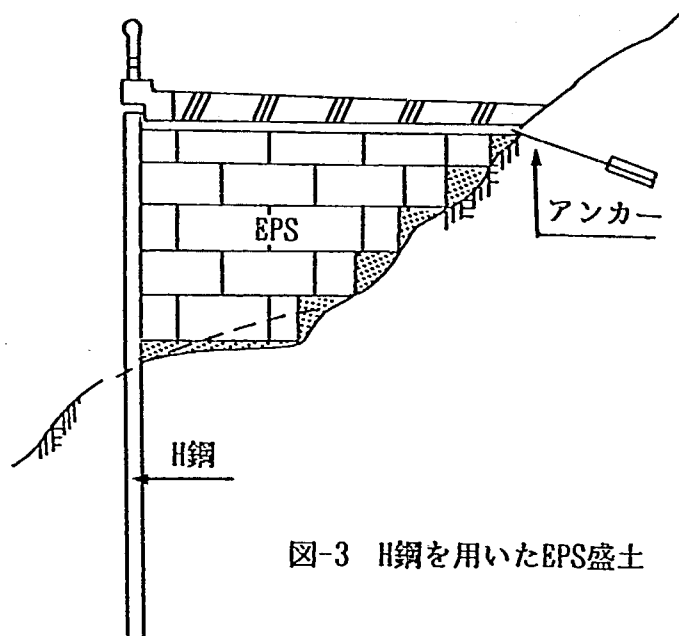


図-3 H鋼を用いたEPS盛土

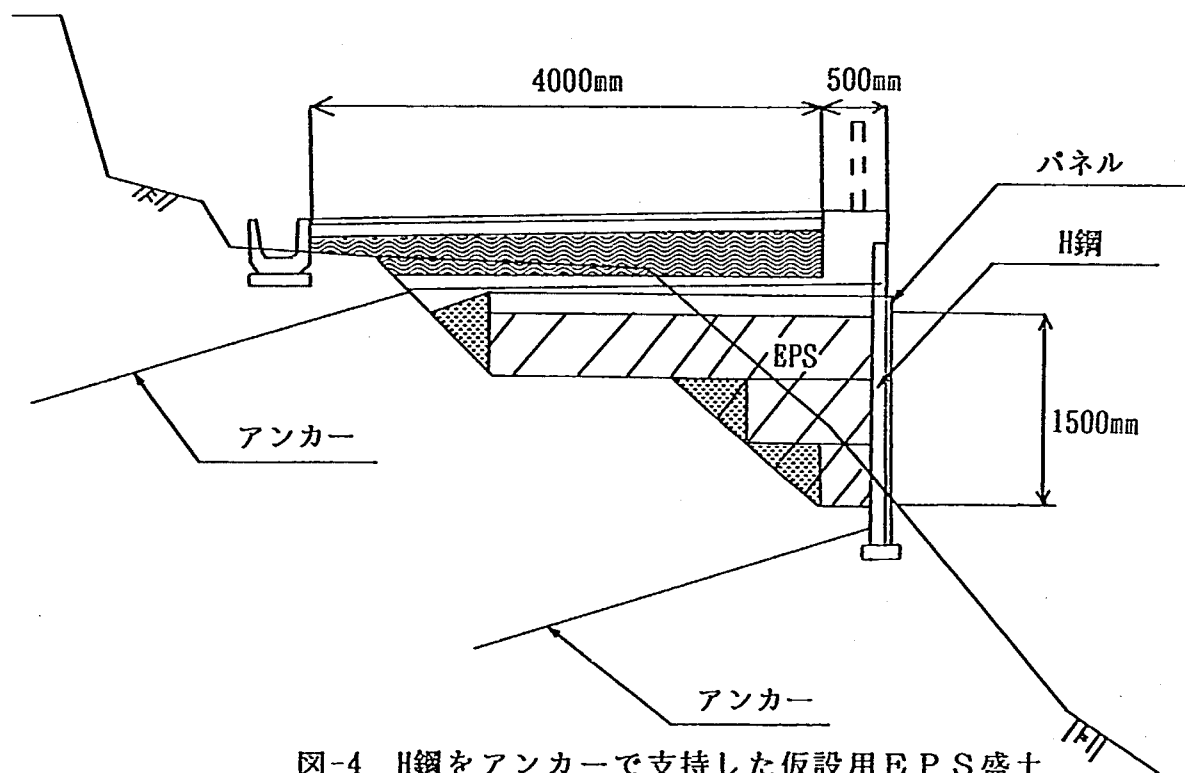


図-4 H鋼をアンカーで支持した仮設用EPS盛土

図-4のような工法を採用する場合の留意点を以下に示す。

- (1) 通常、上部のRC床版に取付ける上部のアンカーは地震時にコンクリート床版及び舗装・道路等の上載物に作用する慣性力に抵抗するためのものであり、上部のアンカーとH鋼は連結されていない。だがこの場合は、上部のアンカーをコンクリート床版の内部に

通して前面壁のH鋼と連結し、前面壁に常時作用する側圧に抵抗させる。

- (2) 地山に十分な幅の段切りを行ってEPSブロックと地山との間の滑動を防ぎ、盛土前面壁に過大な荷重が作用しないようにする。
- (3) 供用後はアンカーや盛土の挙動をモニタリングし、その安定性が保たれているかを監視する。

(土質研究室)

参考文献

- 1. 建設省土木研究所土質研究室、動土質研究室，土木研究所資料第3089号「発泡スチロールを用いた軽量盛土の設計・施工マニュアル」，平成4年3月
- 2. 発泡スチロール土木工法開発機構編，EPS工法，平成5年

V-3 砂防ダム、道路、及びトンネル設計における岩級区分の判断

(質問)

設計に用いる地盤支持力の取扱いについて砂防設計公式集の地盤の許容支持力表と共通仕様書等の岩の分類がランク的に差が生じている。この整合について御教示願いたい。

(天竜川上流工事事務所)

(回答)

岩盤は長い地質時代を経て形成されたものであり、鉱物組成や風化・変質度、割れ目の密度や方向性など、岩質を構成する要素は非常にバラエティに富んでいる。岩盤分類とは、このような多様な岩盤を、その地質工学特性に良く対応するようになるべく少ない要素で簡易に区分する方法である。しかし統一した岩盤分類を設定することは次の理由等から困難である。

- ・岩盤分類中の少ない要素のみで岩質の多様性を表現することは出来ない。
- ・岩盤分類中には定量化が困難な要素がある。
- ・ダム・トンネル・のり面など、調査対象や調査目的により岩盤分類の形態は自ずと異なる。

したがって複数の岩盤分類法が存在することは避けられない。特に岩盤分類中の要素やその組み合わせ方が異なる場合には、ある岩盤分類法による岩級区分と、他の岩盤分類法による岩級区分を横並びで比較することによりあまり意味はない。例えば土研式岩盤分類は高さ100m程度のアーチダムの基礎岩盤を対象に考案されたもので、耐荷性を簡便かつ客観的に区分するのに適した方法であるが岩質の多様性を表現しきれない場合があるのに対し、菊池・斉藤による電研式の発展型の岩盤分類は、岩質要素の記述を増やしダム以外への汎用性を持たせているが、何らかの岩質要素が例外となり、岩級を決定し難い場合もある。すなわち岩盤分類は、施工対象、調査目的、岩盤の種類に応じて、異なってくる性質のものである。

砂防設計公式集に掲載されている岩盤分類法は、砂防ダムの設計を目的としたものであり、河川砂防技術基準などと同様、建設省のダムにおいて一般に用いられている土研式岩盤分類が採用されている。一方、各地方建設局で編集される土木工事共通仕様書や道路設計要領等には、切土のり面やトンネル等も対象とした、比較的分かりやすい記述式の岩盤分類法が掲載される例がみられる(中部地建等)。また、道路協会の土工指針等では、CL、CMといった岩盤分類法はなく、掘削の難易性を基に整理された建設省の土工のための岩分類と同様の分類法が用いられている。同一の岩盤であっても、岩級区分はそれぞれの岩盤分類法により異なってくるものである。特に弾性波速度の境界値などは岩盤分類法毎にかなり異なっているのが現状である。ダム等の関連工事では、ダム基礎のみならず、トンネル、のり面など、様々な工事種に対して地質調査ならびに岩盤分類を行う必要が生

じることがあるが、ある工事種のために実施された岩盤分類の岩級区分を、別の工事種にそのまま当てはめることは厳に避けなければならない。すなわち、岩盤分類は、工事の種類毎に、構造物の規模等も考慮しながら、最適な方法を用いて実施する必要がある。

(地質研究室)

共一 1 既製コンクリート杭の杭頭結合方法

(質問)

既製コンクリート杭（PC、PHC杭）の杭頭結合を方法Bで行う場合、杭に引き抜き力が作用しなくても必ず杭頭をカットオフし杭体内補強鉄筋を露出させて結合させる必要があるのかご教示願いたい。

(道路部道路工事課)

(回答)

道路橋の杭基礎においては、杭とフーチングは原則として剛結合として設計することとしている¹⁾。ここで、既製コンクリート杭においては、方法Aと方法Bの2種類がある。方法Bは、フーチング内の杭の埋込み長さは最小限に留め、主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに抵抗する方法である。

ここで、杭頭結合部の鉄筋としては、杭体内補強鉄筋と中詰め補強鉄筋がある。引抜き力が作用する場合には、杭頭をカットオフし、予め設置されていた杭体内補強鉄筋を露出させて結合すること²⁾とされている。この理由としては、次のようなことがあげられる。

- ① 杭体内補強鉄筋を用いない場合、引抜き力に対しては中詰めコンクリートと杭本体の摩擦によって抵抗せざるを得ないが、この摩擦抵抗力は施工状況に大きく影響されること。
- ② 引抜き力が作用し、かつ中詰め補強鉄筋のみの場合、杭頭の固定度（剛結度）が特に低くなること。

したがって、コンクリート杭の方法Bによる場合は、杭の肉厚が大きく中詰め部分が狭いため、設計で想定している剛結合の条件を満たすためには、杭体内補強鉄筋によりフーチングと確実に結合させるのが望ましい。

しかしながら、引抜き力が作用しない場合には、次の事項に配慮する事により、必ずしも杭体内補強鉄筋を用いる必要はないと考えられる。

- (1) 杭頭結合部での曲げモーメントが小さく、中詰め部分のみで曲げモーメントに十分抵抗できること。
- (2) 打込み杭等においては、高止まりした時に杭体をカットオフする必要があり、その場

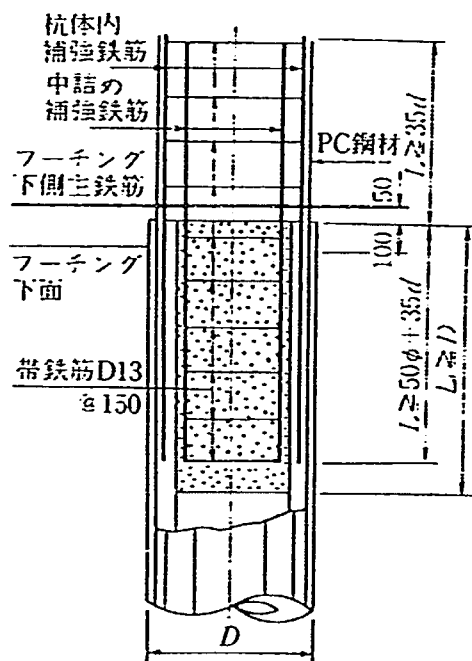


図-1 PC・PHC杭, RC杭方法B

合には杭体内補強鉄筋を用いる必要があること。

よって、以上のような点を検討した結果、特に問題がなければ必ずしも杭頭をカットオフして杭体内補強鉄筋を露出させる必要はないと考える。

(参考文献)

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編, 平成2年2月
- 2) 日本道路協会：杭基礎設計便覧, 平成4年10月

(基礎研究室)

(質問)

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編(平成2年2月)に規定される落橋防止装置として、けたと下部構造を連結する構造を用いる場合に、落橋防止装置を固定する橋台胸壁(パラペット)の設計方法について御教示願いたい。具体的には、

- 1) 橋台胸壁の設計に用いる荷重として、①常時の土圧等、②地震時慣性力、③落橋防止装置の設計水平力、またはその他の荷重のいずれを用いればよいか、
- 2) 設計方法として、許容応力度設計法、塑性設計法のいずれを用いればよいか、
- 3) 落橋防止装置を固定するために、橋台胸壁に支圧板を設ける場合の設計のポイント、について御教示願いたい。

(道路部道路工事課)

(回答)

図-1に示すように落橋防止装置と橋台胸壁をP C鋼棒等で連結する構造を採用した場合の胸壁の設計は以下のようにすればよい。

(1) 胸壁の設計に用いる荷重及び設計方法

道路橋示方書Ⅳ下部構造編5.3.5には、胸壁は、輪荷重の衝撃や橋台背面に作用する輪荷重及び土圧に対して安全であるように設計しなければならないと規定されている。さらに、胸壁には橋台の全面のすべり出しや、地震時の傾斜、けたの移動などによる不測の外力が作用することがあり、背面の荷重に対しての配筋だけでなく、けたに接する側にも十分な配筋をして補強するのがよいと解説されている。

したがって、胸壁は、許容応力度設計法により、常時の活荷重及び土圧等に対して胸壁の各部が許容応力度以内に入るように設計しなければならない。

常時の輪荷重や土圧による荷重の組み合わせの他に、地震の影響を考慮する場合には、胸壁の慣性力及び地震時土圧に対して胸壁が安全であるように設計しなければならないが、一般には、上記の輪荷重及び土圧による荷重組み合わせの方が支配的となるため、地震の影響は考慮しなくてもよい。

御質問の中に、胸壁の設計に用いる荷重として落橋防止装置の設計水平力を用いるのかという点があるが、胸壁の設計では落橋防止装置の設計水平力を考慮する必要はない。これは、地震時等に、落橋防止装置が機能して、胸壁に落橋防止装置の設計水平力が作用し、胸壁の基部においてコンクリート、または、鉄筋に許容応力度を越えるような応力度が生じた場合でも、上記のように胸壁が道路橋示方書Ⅳ下部構造編5.3.5に従って設計されていれば、ここが簡単に折れて、けたの落橋に至ってしまうようなことはないためである。一方、落橋防止装置は、落橋という最悪の事態を防ぐために設けるものであるため、地震時に落橋防止装置が他の部材よりも先に損傷を受けて、その機能を果たせないようになることは防がなければならない。このため、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、落橋防止装置の設計水平力として、設計水平震度の2倍以上の水平震度を考慮している。

(2) 落橋防止装置と胸壁の連結部の設計

落橋防止装置と胸壁の連結部については、ここが部分的に破壊して落橋防止装置が引き抜け、落橋防止装置の機能を十分果たせないようになることを防ぐために、落橋防止装置に支圧板を設けるとともに、胸壁側には図-2に示すように十分な補強鉄筋を設けて、胸壁全体でこの水平力を受け持てるようにすることが重要である。

道路橋示方書には規定されていないが、設計上はコンクリートの支圧応力度及び押抜きせん断応力度について照査を行うのがよい。

① コンクリートの支圧応力度の照査

橋台背面の支圧板面のコンクリートの支圧応力度は次式により算出する。

$$\sigma_b = H_R / A \quad (2)$$

ここに、

σ_b : 支圧応力度 (kgf/cm²)

H_R : 式(1)による落橋防止装置の設計水平力 (kgf)

A : 支圧板の面積 (支圧面積) (cm²)

許容支圧応力度は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編4.2に従い、次式で算出される。

$$\sigma_{b.s} = (0.25 + 0.05 A_c / A_b) \sigma_{c.k} \quad (3)$$

ただし、 $\sigma_{b.s} \leq 0.5 \sigma_{c.k}$

ここに、

$\sigma_{b.s}$: コンクリートの許容支圧応力度 (kgf/cm²)

A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 (cm²)

A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (cm²)

$\sigma_{c.k}$: コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

なお、荷重の組み合わせとして、地震の影響を考慮し、式(3)による許容支圧応力度の割増し係数は1.5となる。

② コンクリートの押抜きせん断応力度の照査

押抜きせん断応力度は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編2.6に従い、次式により算出する。

$$\tau_p = H_R / (b_p \cdot d) \quad (4)$$

ここに、

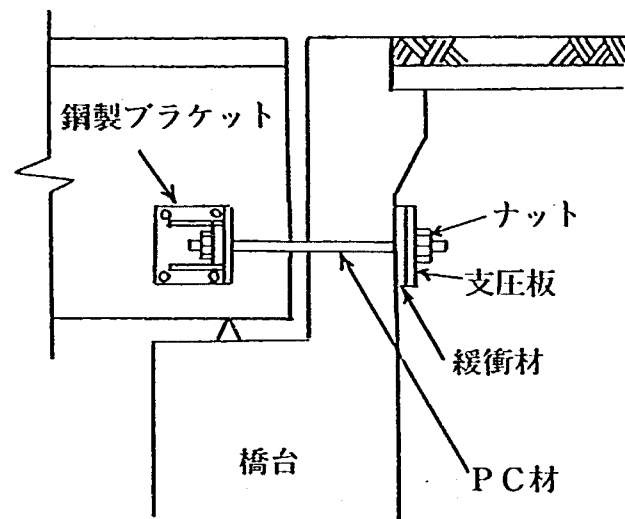
τ_p : 押抜きせん断応力度 (kgf/cm²) で道路橋示方書Ⅳ下部構造編4.2に示されるコンクリートの許容応力度を用いる。

H_R : 式(1)による落橋防止装置の設計水平力 (kgf)

b_p : 断面の分布形状を部材の有効高の1/2の距離だけ離れた面へ45°の角度で投影した形状の外周の長さ (cm)

d : 部材断面の有効高 (cm)

さらに、落橋防止装置が衝撃的に機能することを防ぐために、図-3に示すように支圧板と胸壁の間には硬度0～5度程度のゴムパッドを緩衝材として設置するのがよい。



図－1 落橋防止装置の例（けたと下部構造を連結する構造）

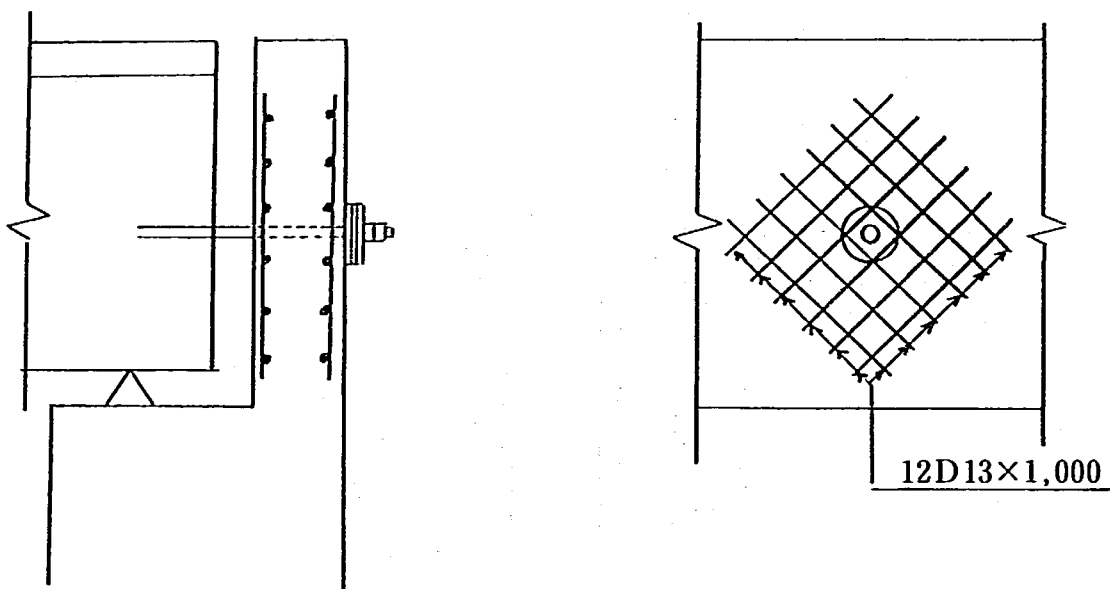


図-2 胸壁の補強鉄筋の配筋方法の一例

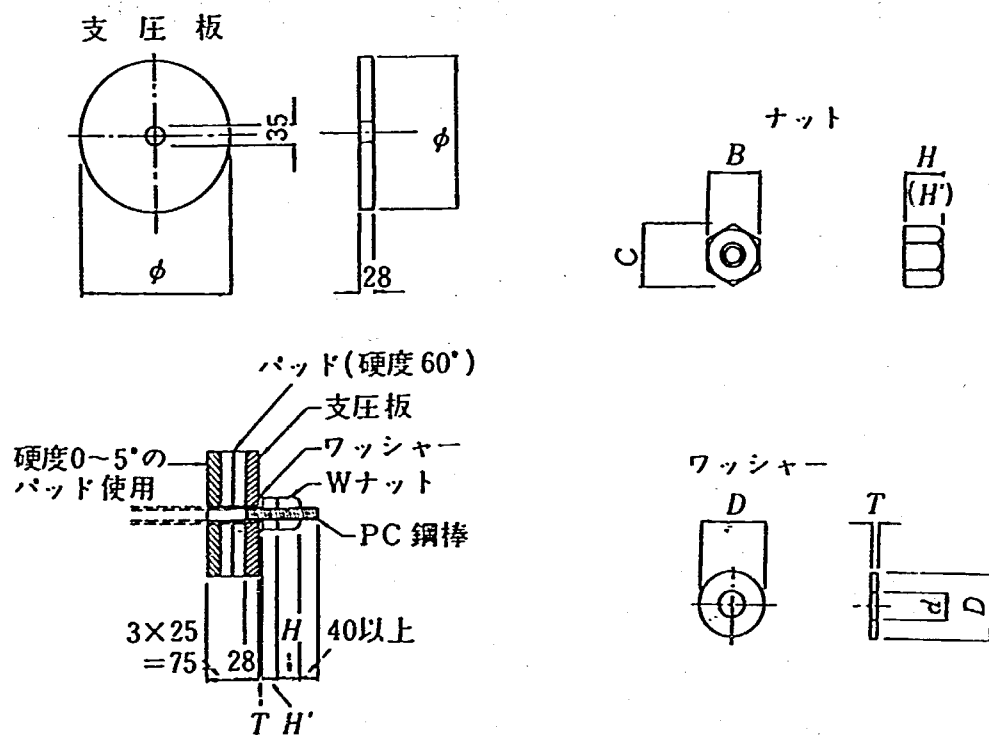


図-3 緩衝材の設置方法の一例

共一 3 切土工事における土質岩質の判定

(質問)

風化の進行した地山斜面（花崗岩で固結土～中硬岩の範囲）の切土を現場条件によりバックホーとジャイアントブレーカーにより施工したが、土質区分、境界の判定がしづらく現地で苦慮している。現地で簡易な方法により短時間で計測が出来、定量的に土質の判定が出来る方法があればご教示願いたい。

（多治見工事事務所）

(回答)

花崗岩は風化自体には比較的強い岩石であるが、それにもかかわらず、自然状態の地山においては、地下深部まで風化が進む現象（深層風化）を生じていることが多い。この理由は解明されていないが、構成鉱物が珪長質で粗粒なことや、結晶質で粘土分が少ないことなどが深層風化の一因になっていると考えられる。花崗岩の深層風化は全体的にみれば、地表面付近から順に、マサ状風化・部分的に玉石状の硬質部を残したマサ状～タマネギ状風化・割れ目沿いの酸化などの層状構造を示すが、風化は地下水の流れ方等にも影響されるため、詳細にみると同じ割れ目沿いであっても風化の進行度はきわめて不均質であることが多い。

土研式岩盤分類、電研式岩盤分類等に代表される各種の岩盤分類法は、このような複雑な岩盤を、少ない要素（着眼点）によって効率的に区分するものである。切土の掘削においても、本来は、このような岩盤分類の一種である建設省の掘削のための岩分類等に従って区分するのが妥当である。しかし軟岩ダムサイトの岩盤分類等においては、補助的な指標としていくつかの簡易試験を実施する例も見受けられるようになっている。主な簡易試験法は次の通りである。

① シュミットハンマーによる方法

シュミットハンマーは、ハンマーの打撃の反発度により打撃対象の強度を測定するものである。本手法はコンクリートの強度の簡易試験法として用いられているが、岩盤用シュミットハンマー（シュミットロックハンマー）も開発されており、ダム基礎岩盤の強度や変形性と相関があることが分かっている。

② 針貫入試験

木綿針を岩盤に貫入させ、貫入量と貫入力の関係から強度を求めるものである。本試験は砂岩や泥岩などの比較的細粒な堆積性軟岩においては、強度や変形性と極めて相関が高いという結果を得ている。しかし貫入部が針であるため、花崗岩など粒子の粗い岩に対しては測定値のばらつきが大きくなるのが欠点である。そこで貫入部をキリ（ピック）状にしたもの（ピック貫入試験）もある。ピック貫入試験は風化変質の著しい花崗岩地域で良好な結果を得ている。ただし本手法は土木研究所で試作したものであり市販されていない。

③ 山中式土壌硬度計

上述のピック貫入試験に類似のものであり、先端角約 30° の円錐コーンを地盤に貫入させて貫入量と貫入力の関係から土壌の硬度を測定する方法である。本手法は主に土壌を対象としているが、実際には軟岩まで幅広く利用できるものとなっている。ただしピック貫入試験に比較して先端角が広いと、軟岩領域の測定精度は多少低下する。

④ 弾性波速度による方法

弾性波探査は従来から岩盤分類の補助指標として用いられてきた簡便な手法であるが、より簡易な方法として、微小区間の超音波速度等を指標とする方法がある。しかし弾性波速度や超音波速度はいずれも微小変形領域での弾性係数に影響を受けることや含水状態等に影響を強く受けるため、岩盤の破壊強度などと必ずしも高い相関を持たない場合があり、精度としてはあまり高くない。

⑤ 点載荷試験

二つの相対した円錐コーンの間に不定形の岩石試料を挟んで載荷し、破壊強度を求めるものである。本試験法は一軸圧縮強度などと相関が高いが、試験器が大きく重いこと、岩片中の亀裂の影響を強く受けること、土に近い部分では試験が不可能なことなどが欠点である。

この他にもいくつか手法はあるが、いずれの手法においても現場条件や岩質による適・不適が存在するので、簡易試験法の選定や利用にあたっては注意が必要である。特に風化した花崗岩等は、風化しているとはいえ割れ目の存在が岩盤としての強度に大きく影響することが考えられる。掘削の難易性の判定においても、岩片自体の硬さとともに割れ目の間隔が重要である。岩片自体の硬さの判定に関しては、山中式土壌硬度計・針貫入試験・ピック貫入試験等が適している。一方、割れ目の影響をも含めた簡易試験法としてはシュミットハンマー試験等が適している。しかしこのような簡易試験法を掘削時の岩判定に用いた例はきわめて少ないので、適用性の詳細は不明である。したがって、上記のような目的に簡易試験法を利用する場合には、現場毎にいくつかの手法を比較テストするなどして、最も適切と思われるものを適宜選定する必要がある。

なお、切土掘削においては掘削難易性のみならず掘削時ののり面の安定性も考慮する必要がある。地質調査による岩盤分類では、流れ盤・受け盤等の、のり面崩壊の原因となり得る割れ目の方向性等の要素も考慮することが出来るのに対し、簡易試験法ではこのような判別は不可能である。したがってこの種の簡易試験法は岩盤分類に取って代わるものではなく、補助指標に限定して利用すべきである。

参考文献：中村康夫・佐々木靖人（1991）；軟岩ダム基礎の岩盤分類のための簡易試験法（その1）および（その2），ダム技術，No. 52，No. 53。

（地質研究室）

共一 4 ダム湖岸法面における緑化手法

(質問)

ダム湖岸法面の景観保全の観点から、常時満水位以上の斜面に生育する樹木を樹種の性状(耐水性)を勘案して極力残すべきと考える。また、やむを得ず伐採する場合には緑化工を実施する必要がある。

新丸山ダムは国定公園区域内に位置しており、現丸山貯水池が創り出す自然景観を保持することが求められるなか、ダム湖岸法面の緑化についての考え方について御教示願いたい。

(新丸山ダム工事事務所)

(回答)

1. 現存植生を残す手法

ダム湖岸法面における植生の消滅は、常時満水位以下の水位変動域において顕著であり、その主たる原因は、言うまでもなく繰り返される冠水です。しかし、常時満水位以上の冠水は、洪水時に限定されるため、その頻度は(もちろんダムにより異なるでしょうが)年数回、冠水期間も数日の範囲ではないかと考えられます。したがって、常時満水位以下の部分とは異なり、ダム整備後も現存の自然植生の構成種が存続する可能性は十分に考えられます。ただし、ダム完成前の試験湛水による冠水が長期に渡る場合は、その間に現存植生がかなりのダメージを受けてしまうことを考慮しなければならず、結果的に植生がゼロに近い状態から植栽を実施することになるかもしれません。

通常ダム湖では、冠水による枯死植物の腐食による水質への悪影響を排除するため、湛水に先立ち、設計洪水位までの樹木はすべて伐採することが多いようですが、現存植生を可能な限り残す手法としては、冠水に弱い植物だけを選択的に伐採し、その跡に冠水に強い植物を植栽する方法があります。

2. 冠水に強い樹種

選択的伐採の手法にあっても、皆伐後の植栽にあっても、植栽地の冠水条件に耐えうる樹種の実選択が重要な問題となりますが、多くの樹種について耐冠水性が知られているわけではありません。ダム湖の湛水域に残された植生の観察から、冠水に強い植物とし知られているものとしては、高木ではコナラ、クリ、カキ、ヤブツバキ、アカメガシワ、エゴノキ、ネムノキ、イヌエンジュ、リョウブ、アカシデ、アオダモ、ヤマウルシ、バッコヤナギ、オノエヤナギ等、低木ではイタチハギ、イヌコリヤナギ、イヌツゲ、ヒサカキ、ヤマハギ、ヤマフジ、タニウツギ、シャシャンボ、コバノミツバウツギ、ホツツジ、レンゲツツジ、ササ類等があります。しかし、冠水日数との関係まで知られているものとなれば、それは極わずかにすぎません。表一1にその一例を示します。

表－1 植物の水湿性に対する強弱度合、特に冠水日数との関係

ランク度合	I (50 日)			II (40 日)			III (30 日)			IV (20 日)	
	高 木	中 木	低木	高 木	中木	低木	高 木	中木	低 木	中 木	低 木
樹 木	シダレヤ ナギ	ネコヤ ナギ		メタセ コイヤ			シラカバ		サツキ	ヤシヤブ シ	イヌツ グ
	ラクウシ ョウ			ハンノ キ						カツラ サンゴジ ユ マサキ ス ギ	
ランク度合	I (20 日)			II (15 日)			III (10 日)			IV (5 日)	
草 類	ショウブ ヨ シ			カキツバタ ア ヤ メ ガ マ			カ ラ ー シュロカヤツリ ハ ラ ン			オモダカ イタリヤン ライグラス	

土師ダム（広島県）水生植物試験観察報告 1979.

3. 緑化に当たっての調査・検討事項

緑化計画の作成あるいはそのための緑化試験を実施する当たっては、次の事項について調査・検討を行っておく必要があると考えられます。

（1）植栽地の冠水条件の把握

常時満水位以上の湛水がどのくらいの頻度で起きるか。また、その期間は何日ぐらいとなるかを予想しておくべきです。また、試験湛水による冠水についても同様です。

（2）現存植生の確認（新ダムの常時満水位以上）

最も基本的なことといえます。合わせてその植生を成立させている環境条件として、土壌や気候について整理しておくべきです。

（3）残置樹種、導入樹種の選定のための調査

新丸山ダムの場合には、現丸山ダムとほぼ同位置の建設となるため、現丸山ダムの常時満水位以上の冠水条件と現存植生の調査を行い、（1）、（2）の結果と比較することにより樹種の選択を行うことが可能ではないかと思われます。

以上、常時満水位以上の緑化について、主として冠水と樹種との関係について述べてきましたが、植栽地の地形、地質によっては緑化基礎工を施し、法面の安定を図ることが必要となる場合も考えられます。また、常時満水位付近では冠水頻度によっては、常時満水位以下の水位変動域と同様な緑化手法を取ることも必要かと考えられます。こういった場合の対処については、以下に参考文献を列記しますので参照してください。

（緑化生態研究室）

（参考文献）

- 1) 水位変動に伴う貯水池法面の裸地対策：土木研究所資料第2804号四国地建における一日土研資料（建設省土木研究所1989）
- 2) 湛水裸地面の緑化：最先端の緑化技術（ソフトサイエンス社1989）
- 3) 湛水裸地の緑化工について－ダムの修景緑化－：太田重良、緑化工技術第8巻1号（日本緑化工研究会1981）

（質問）

支持地盤が深い場合の擁壁の基礎工形式は、一般的には高い擁壁等では杭基礎、比較的低い重力式擁壁は置換基礎（購入土）で施工しているが、置換基礎の下で軟弱地盤の圧密沈下により置換基礎を含んだ擁壁工の沈下に苦慮しているところである。この場合の沈下対策について御教示願いたい。

また、擁壁工における杭基礎の固定方式は、一般的にはヒンジ構造としているが、重力式擁壁の場合は構造タイプからは固定式となるように思われるがどちらで設計すべきか。今後、沈下対策として杭基礎を採用する場合も考えられますので御教示願います。

（岐阜国道工事事務所）

（回答）

1. 重力式擁壁の沈下対策

重力式擁壁の基礎工としては、底版設置面に岩などの良質な支持層が露出している場合には直接基礎を、設置地盤が軟弱地盤でその層厚が比較的浅い場合には碎石などの良質な材料で基礎を置き換える置換基礎が用いられることが多い。このことは、重力式擁壁ばかりでなく、逆T型擁壁などの比較的高さの高い擁壁でも同様である。この置換基礎は良質な材料を軟弱土と置き換えることにより荷重を分散させ、置換基礎底面に作用する圧力を低減させる働きがあるが、質問のように置換基礎下部に厚い軟弱層が存在する場合には、比較的大きな圧密沈下が生じることがある。

比較的層厚の大きな軟弱地盤上に比較的高さの低い重力式擁壁を構築する場合の圧密沈下対策としては、その条件に応じて以下のような工法が考えられる。また、それぞれの工法を組み合わせることにより、より効果的に圧密沈下対策を行うことが可能と考えられる。

工期に比較的余裕がある場合には、事前に圧密を促進させて残留沈下を低減する盛土荷重載荷工法が有効であると考えられる。より工期を短くする方法としては、バーチカルドレーン工法などの圧密促進工法と組み合わせて用いる方法もある。ただし、圧密が終了した地盤は残留沈下量は小さくなるが、一般に擁壁基礎としては支持力は十分とは言えないので置換基礎などと併用することが望ましい。

工期に余裕がない場合には、サンドコンパクションパイル工法などの締固め工法や、石灰パイル工法、深層混合処理工法などの地盤改良工法を用いる方法が考えられる。サンドコンパクションパイル工法などの締固め工法は、軟弱地盤中に振動あるいは衝撃荷重を用いて砂を圧入し、圧縮された砂柱を構成するものであり、砂柱と地盤の複合地盤を形成することにより支持力増加や圧密沈下の低減を行うものである。石灰パイル工法は、石灰を地盤中に柱状に打設することにより、周囲の地盤から吸水し膨張する効果により地盤を圧密するとともに、自らも固結して支持力の増加を行うものである。深層混合処理工法は、

地盤中にセメントまたは石灰のスラリーや粉体を供給し、攪拌混合して改良材の水和作用と化学的作用で地盤を改良する方法である。これらの工法のうち、最近では深層混合処理工法の利用が多くなっている。これは、改良柱体の強度を低強度から高強度まで比較的自由に設定でき、また柱状から接円まで改良のパターン、打設密度の自由度も高く、さらに施工規模に応じた機械を使用することができることによる。また、この他に振動や騒音が少ない利点もある。なお改良深度は、荷重が小さい時には基盤まで改良せず、途中で改良をとめるフローティングタイプでも沈下は相当軽減できる。

また、基礎地盤に手を加えないで、圧密沈下を生じないように基礎地盤に作用する載荷重を低減する方法が考えられる。この工法として、擁壁の裏込め部にEPSや気泡モルタルなどの軽量材を用いる工法が考えられる。EPS（発泡スチロール）は、単位体積重量が $0.02 \sim 0.04 \text{ tf/m}^3$ で土の約 $1/100 \sim 1/50$ 程度と非常に小さく、ブロックとして搬入することができるため自立性があり迅速な施工が可能である。気泡モルタルは、固化材や気泡の量により強度、重量を自由に調整できる。裏込め部に軽量材を用いることにより、基礎地盤の載荷重が低減されると同時に、擁壁への作用土圧も大きく低減し、擁壁の断面を小さく、擁壁下部の地盤反力も小さくなる。このため、擁壁底面の基礎工も簡便なものとなる。

上記以外の方法としては、擁壁の支持力を直接支持地盤で支持された構造物により支える工法がある。この工法としては、杭基礎による方法が一般的であるが、工費や施工性などの面で高さの低い重力式擁壁への適用は難しい場合が多い。杭基礎以外の工法としては、異形棒鋼とその周りのモルタルにより小口径杭を形成し、この小口径杭を多数網状に配置することにより全体の剛性を大きくし支持力を増加させるルートパイル工法がある。この工法は、比較的小さな削孔機械を使用するため、施工空間の厳しい場所では有効である。経済性については、打設本数が少ない場合には有効であるが、打設本数が多くなると不経済になる。

以上のように、圧密沈下対策として各種の工法が考えられ、現場の施工条件や構造物の重要度、工期、工費などを勘案して最適な方法を選択すべきである。

2. 重力式擁壁の杭基礎

杭基礎を用いる場合の杭頭結合方法は、一般には不静定次数が高く変位量が小さく抑えることができ、耐震上も好ましい等の理由により剛結合が用いられているが、構造物の規模が小さい場合や重要度がそれほど高くない構造物にヒンジ構造が用いられることもある。しかし、ヒンジ結合の具体的な設計法として特に規定したものがなく、設計者の判断によって設計がなされている。

重力式擁壁の場合、擁壁く体が無筋であるので、杭を任意の長さ擁壁く体に埋め込むことが可能である。したがって、設計法が確立している方法Aを用い、剛結合とするのがよいと考えられる。

（施工研究室・基礎研究室）

(質問)

近年、山岳部を中心に逆Y型のプレキャスト擁壁の使用が増えているようであるが、その設計方法について御教示願いたい。

(高山国道工事事務所)

(回答)

擁壁に作用する土圧は、擁壁の変形量との関係により主働土圧、受働土圧、静止土圧と呼ばれる状態があるが、特別な場合を除き擁壁の多少の変形を許容し、主働土圧で設計するのが一般的である。代表的な主働土圧の理論としては、塑性平衡状態にある土中の鉛直面に作用する土圧を求めるランキン土圧、剛壁で支えられた裏込め土が平面すべり面に沿って破壊するときの壁面土

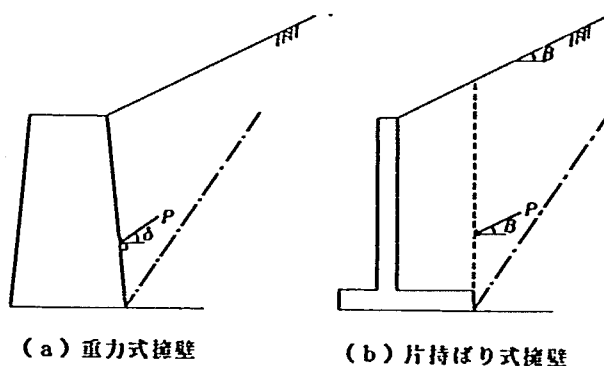


図-1 土圧の作用面

圧を求めるクーロン土圧、テルツァーギ・ベックが経験的に求めた経験土圧などがある。ランキン土圧は、半無限と考えられる土中の鉛直面上の土圧を取り扱っているため、片持ばり式擁壁のような鉛直の仮想背面を設定する場合に適用できる。これに対して、クーロン土圧は、壁体に直接作用する土圧を扱うばかりでなく、鉛直仮想背面上に作用する土圧についても土圧の作用方向を地表面と平行な方向とすることでランキン土圧と一致する。このため、「道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」((社)日本道路協会)では、通常の擁壁の設計に適用範囲の広いクーロン系の図解法である試行くさび法を用いている。この時、逆T型擁壁、L型擁壁などのような片持ばり式擁壁では図-1のように仮想背面を考えて土圧の作用面とし、それ以外の重力式擁壁やもたれ式擁壁では壁背面を土圧の作用面としている。

プレキャスト擁壁の代表的な形状として、L型擁壁、逆T型擁壁があるが、これらの擁壁は図-1のように通常のかかとを通る鉛直面(仮想背面)に作用する土圧を考えて設計を行う。しかし、山岳道路などで使用事例の増加している逆Y型擁壁などのように、従来から使用している擁壁とは異なった形状の場合には、土圧の作用面の取り方が問題となる。

逆Y型擁壁は、図-2に示すように、その断面は文

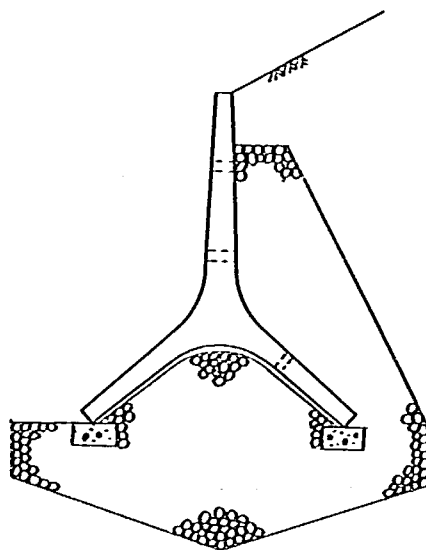
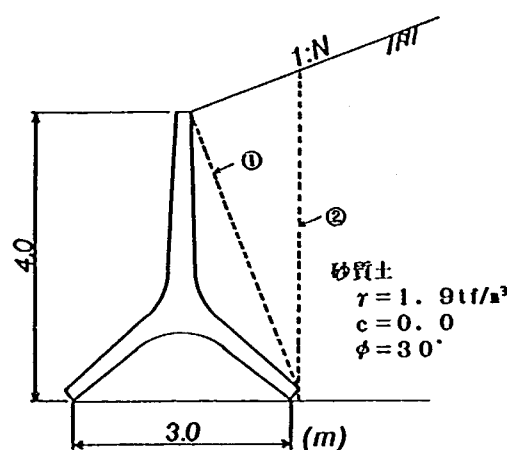


図-2 逆Y型擁壁の概要

字どおりYを逆さにした構造であり、現在の「道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」の設計体系の中では、その構造から①重力式擁壁をスリムにした擁壁、あるいは②逆T型擁壁を变形した擁壁、のどちらかと考えることができる。このため土圧の作用面の取り方も、①の場合は擁壁背面を、②の場合はかかとを通る鉛直面の仮想背面をとることができる。逆Y型擁壁の場合は、たて壁の壁厚が逆T型擁壁と同程度であり、脚部上の土砂の重量は脚部に作用して擁壁の安定に寄与していると考えられる等、逆T型擁壁の特徴を有しているので、逆T型擁壁と同様にかかとを通る鉛直面を仮想背面とし、



図－3 計算条件

表－1 計算結果

盛土勾配	水平		1 : 2.0	
仮想背面	①	②	①	②
滑動の安全率 $F_s^{1)}$	2.11	1.99	1.41	1.36
合力の偏心距離 $e^{2)}$	-0.13	-0.03	-0.10	-0.03

1) 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数は $\tan \delta = 0.6$ を用いた。

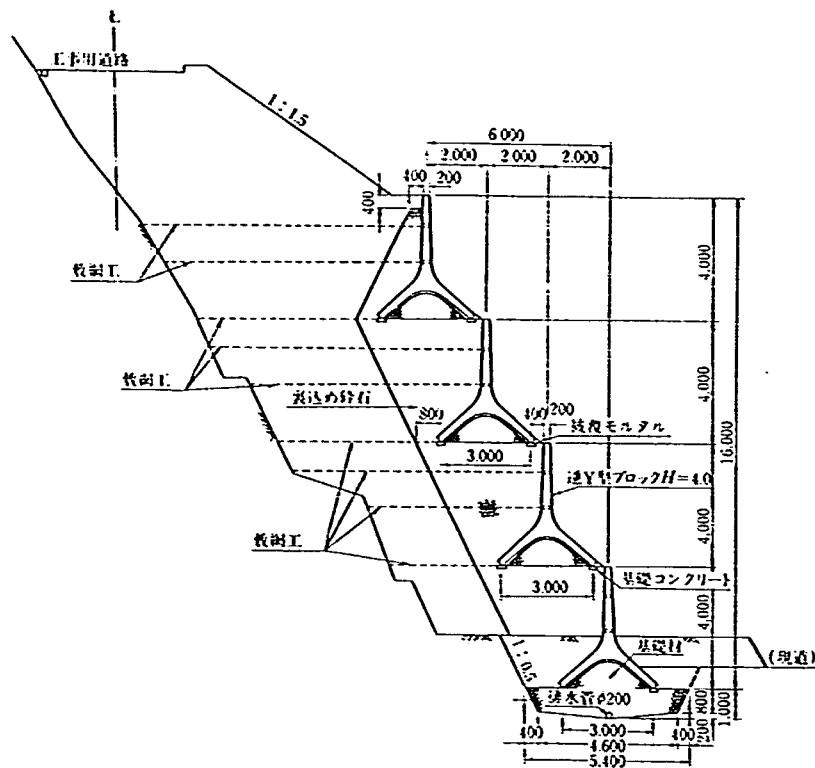
2) 擁壁底版に作用する合力の底版中央からの偏心距離

仮想背面より前方の土は擁壁の一部として設計するのが妥当と考えられる。この時の滑動、転倒、支持力に対する検討方法および設計定数も逆T型擁壁と同様の考え方をする必要がある。

図－3、表－1に、高さ4.

0mの逆Y型擁壁に対して、上述した2通りの考え方に対する計算結果を示す。なお、①に対する計算方法としては、計算を簡便にするためかかとと擁壁天端を結ぶ面を土圧の作用面として計算した。この時の壁面摩擦角 δ は、土と土とを想定し $\delta = \phi$ を用いている。②の場合は図－1と同様に $\delta = \beta$ (かさ上げ盛土勾配) を用いている。計算結果より、2つの計算方法による差はそれほど小さくなく、②の場合の方が安全率の値が若干小さく安全側の設計となることがわかる。

また、これらのプレキャスト製の逆Y型擁壁を多段に積み重ね、全体として高さの高い擁壁を構築する事例も数多く見られる。これら多段積み擁壁は、各擁壁を結合して一体化することなく、全体として非常に柔な構造であるため、過大な土圧力が作用したり基礎地盤が変位した場合に、擁壁全体が変形し、盛土全体の変形が大きくなる可能性がある。これにより、盛土天端の沈下や道路面への亀裂など、悪影響を及ぼす恐れがある。また、多段積み構造とした場合の下部の擁壁への作用土圧の算定法、および下部擁壁の変形または裏込め部の沈下による上部擁壁への影響、地震時の挙動など未だ解明されていない点が多く残されている。このため、プレキャスト擁壁の多段積みを適用するに当たっては、以上のことに十分留意し、多段積み擁壁全体の安定ばかりでなく個々のプレキャスト擁壁の安定について検討するとともに、盛土全体の変形とその影響、構造物の重要度およびもし倒壊した場合の周辺地域への影響度の大きさなどを十分に検討する必要がある。また、図－4のように多段積み擁壁の裏込め部をジオテキスタイルで補強するなど、全体の安定性を



図－4 多段積み擁壁の補強例

高め、変形を小さくするために各種の方法も併せて検討する必要がある。

【参考文献】

- 1) (社)日本道路協会：道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針、1987.5
- 2) 中村孝雄、杉山博二：逆Y型ブロックとポリマーグリッドを併用した法留め工の設計と施工、基礎工、Vol.16、No.7、1988.7

(施工研究室)

共一 7 コンクリートダム堤体中に埋め込まれる仮設鋼材の塗装

(質問)

長島ダムのダムサイトは大井川の観光地に位置していることから、パンカー線の橋脚トレスルに美観を目的として塗装（長油性フタル酸樹脂塗料）を施しました。将来、このトレスルはダム堤体コンクリートに埋め込まれることになりましたが、この場合、塗装を除去する必要があるかどうか御教示願いたい。

（長島ダム工事事務所）

(回答)

コンクリートダム堤体内には水門扉、放流管（その架台を含む）、付属施設等、数多くの鋼構造物が埋設されています。従来、コンクリートに埋設されるこれら鋼構造物の表面は、鋼構造物とコンクリートとの付着性を考慮して塗装を行わないのが一般的で、周辺コンクリート打設前にはさらに錆落しなどが行われていました。

本質問は、上述のような経緯から、仮設材とはいえ、塗装を施したままの鋼材を堤体コンクリート内へ埋め込んでも良いのかという懸念について訊ねられたものです。

結論を述べる前に、まず上述のような堤体コンクリートに埋設される鋼構造物（埋設鋼構造物）の表面処理の現状について述べておく必要があると思います。近年、埋設鋼構造物の大型化に伴い、鋼構造物が工場で製作されて、現場でコンクリート堤体内に完全に埋設されるまでの期間が長くなり、この間の腐食が無視できない状況となってきました。このため、事前に防錆対策としてプライマーを塗布するのが一般的となっています。また、このような埋設鋼構造物は一般に構造が複雑で、周辺に補鋼材や補強鉄筋が密に配置されているため、コンクリートの打込みや締固めが難しく、万が一コンクリート打設時に埋設鋼構造物とコンクリートの間に隙間が残った場合でも腐食が進行しないなどの利点もあります。プライマーとしては、無機ジंकリッチプライマー、有機質ジंकリッチプライマー、エッチングプライマーなどがあります。このうち、無機ジंकリッチプライマーを塗布した鋼材は、無処理の鋼材と比較して実用上大差ない付着力を有していることが報告されており、また、有機質ジंकリッチプライマー、エッチングプライマーを塗布した鋼材については付着力はやや低下しますが、耐アルカリ性塗料でもあり、コンクリート中においても長期的な安定性が得られるとされています。このようにコンクリートに埋設される鋼構造物の塗料の種類は、付着力やアルカリなどに対する化学的安定性を考慮して選定されています。

鋼構造物の塗装は一般に（１次）プライマー、下塗り、中塗り、上塗りで構成されており、それぞれ要求される機能が異なります。プライマーは錆止めのほか、耐候性を目的としたもので、下塗りは防食性、上塗りは美観と耐候性、中塗りは上塗りと下塗りとの付着性などを目的としています。コンクリートに埋設される鋼構造物では、本質問のような特別な場合を除いて美観を確保する必要はありませんので、一般に上述のようにプライマー

のみが塗布されます。

さて、以上の点を考慮して質問に答えたいと思います。質問は上塗りまで行った鋼材の埋設について問われたものであり、上述した埋設鋼構造物の場合と若干事情が異なります。一般的に、上塗り塗料とコンクリートとの付着性は良いとは言えませんので、このまま埋設した場合、鋼構造物とコンクリートとの付着強度はあまり期待できません。しかし、もともとトレスルが仮設材であり、コンクリートとの付着強度を期待している鋼構造物ではありませんので、トレスルが堤体の内部にあって、これが放流設備や通廊などの堤内構造物に近接していない場合については、塗装したままの鋼材を堤体内に埋め込んでも堤体の構造的な安定性に問題を生じることはないと考えられます。しかし、このような場合でも、鋼材とコンクリートの間に隙間なく密実なコンクリートを打込むことが大切で、特にトレスルの場合には補鋼材として斜材などが密に配置され、コンクリートの打込みや締固めが困難な場合が多いようですから、十分丁寧な施工が必要です。なお、堤体表面部付近や他の堤内構造物に影響を与える部分、そのほか確実な施工が望まれる部分については、鋼材の塗装を落とした丁寧な施工が必要です。なお、質問にある長島ダムの場合、上塗りに使用した塗料が長油性フタル酸樹脂塗料であることに若干の問題が残ります。この塗料は上塗り塗料としては優れていますが、耐アルカリ性、耐水性が比較的小さい塗料といわれており、コンクリートに埋設した場合、コンクリートのアルカリで変質する可能性があります。その結果、将来、鋼材とコンクリートの間に隙間が生じることも考えられます。なお、耐アルカリ性、耐水性に優れた上塗り用塗料の一つとしてはエポキシ樹脂塗料等があります。実際、塩分の影響を受けるようなコンクリート構造物の鉄筋としてエポキシ樹脂塗装鉄筋が使用されていることは良く知られているとおりです。したがって、塗装した鋼材をそのまま堤体内に埋設する場合には、耐久性が高く、コンクリートとの付着性の良い塗料を選定することが必要です。なお、エポキシ樹脂塗料は、紫外線に弱いという欠点があり、長期間日光に曝されるような条件下では劣化等が考えられますので十分な注意が必要です。

(ダム構造研究室)

共－8 陶土による極細微粒子（SS）の除去方法

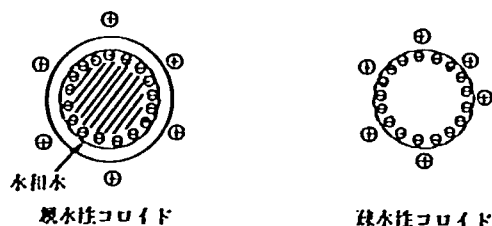
（質問）

極細微粒子による自濁水のSS値低減方法（薬品を極力使用しない方法）及び、自濁既堆積物による汚濁感の改善（清涼感の拡大、透明感の拡大）手法の事例および手法を御教示願いたい。

（庄内川工事事務所）

（回答）

水中の固形成分は、一般に、その粒径などを目安として分類される。固形成分が粘土などの極微細な粒子（粒径 $1\text{ nm}\sim 1\text{ }\mu\text{ m}$ 程度）であり、水中で分散状態を保っている場合、これらの固形物はコロイド粒子と呼ばれる。コロイド粒子が分散状態を保っている理由は、コロイド粒子が他の粒子との衝突による合一を妨げられていることにある。粒子同士の衝突を妨げている原因は、粒子表面の帯電と、粒子表面の水の層の二つであるとされている。粒子表面が同一符号の帯電をしている場合、粒子はお互いに反発し合うため合一が妨げられる。また粒子表面に水分子が結合し、水の層が形成されると、粒子相互の直接接触が妨げられ、容易に合一することができない。粒子表面が疎水性の場合、表面の帯電が分散系形成の主な原因であり、親水性の場合は、水和が主な原因であるとされている。なお、多くの場合、無機コロイドは疎水性であり、大多数の有機コロイドは親水性である。

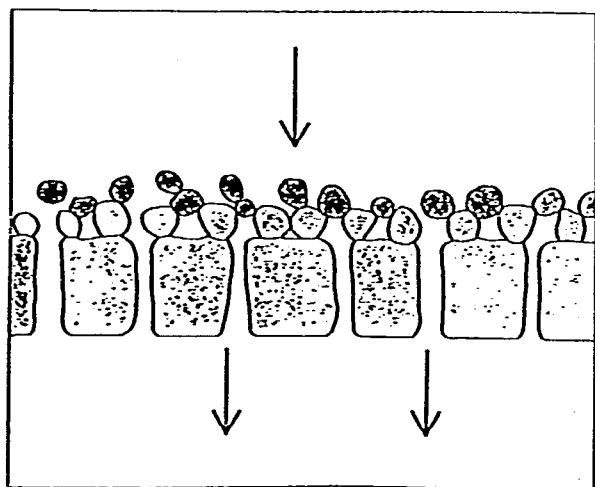


図－1 コロイドの表面状態概念(例)

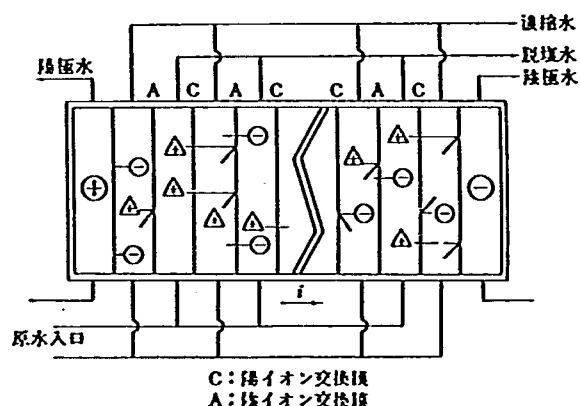
上記の理由によりコロイド粒子の分散状態が維持されるため、コロイド粒子をそのままの状態での固液分離する方法として、重力沈降など、一般的な方法を適応することには困難がともなう。このため、コロイド粒子を物理学的に分離する方法として、限外ろ過膜などによりコロイド粒子そのものを水から排除する方法（膜分離法）、または、コロイド粒子表面の帯電を利用し、電気的に分離する方法（電気透析法）、吸着剤によって除去する方法（吸着法・イオン交換法）等が考えられる。また、物理化学的に分離する方法としては、

電解質の添加によるコロイド粒子間の電氣的反発力の減少を図ることにより、粒子を合一させ、分離を容易にする方法（凝集法）が考えられる。礫や砂を用いたろ過法によっても濁質除去が可能となる場合があると思われるが、凝集剤の投入は必要であろうと考えられる（凝集ろ過法）。これらのうち、薬品等を使用しない方法としては、電気透析法が挙げられるが、相当量の電力が必要になる。また、膜分離法、吸着法は、膜や吸着剤の維持管理に注意する必要がある、処理量も少ない場合が多い。一般的には、海水を凝集剤として利用することができる凝集法を用いるのが適当であると思われる。ただし、河川の上・中流部では海水を使用することは困難である。下水処理水等、塩分濃度の高い水の利用による凝集も不可能ではないと思われるが、実際には凝集剤を使用せざるをえないと考えられる。

さらに、凝集剤の直接投入等を行うことにより、河川環境が変化するため、水生生物へ影響を与えることは避けられないと予想される。濁水の対策が必要とされる場所・水質により適用可能となる濁質除去手法が異なると考えられるため、対象水を用いた十分な処理能力調査と維持管理費に関する十分な検討が、また、その処理が環境に与える影響に関する調査が、個々の事例について必要であると考えられる。



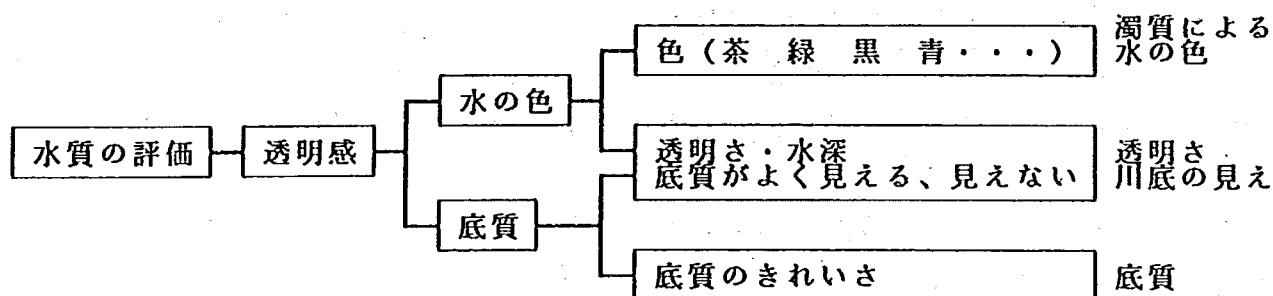
図－２ 膜分離法の概念



図－３ 電気透析法の原理

一方、川に訪れる人が川の水を見て、それがきれいかどうかの評価は、BODなどの理化学的指標が直接的に結び付くのではなく、水の透明感や、臭いなどの感覚的な指標に基づいていると考えられる。

一般の人々を対象にアンケート調査を行った結果、人の水質評価は、「水の持つ色」「透明さ」「底質」の3つの指標により評価されていることが明らかとなっている。



- ①水質の評価は、水の透明感と強い関係がある。
- ②透明感は、水の色と底質に対する評価、によって規定される。
- ③水の色の評価は、濁質による色と、水自体の吸収による色（透明さに比例する）によって決まる。底質の評価は、底質の見え方（透明さと水深に関係する）と底質のきれいさの評価によって決まる。

図-4 人の水質に対する評価構造

次に水質の清涼感の回復、増大手法について述べる。

水質の向上には根本的な濁質の除去が望ましいのは言うまでもないが、本件のように困難な場合、「透明さ」と「底質のきれいさ」を改善することで同様の効果を図ることができると考えられる。

①水深を浅くする。

川底がよく見えると、水の透明感が増す。人が見る部分の水深を浅くし、川底の見えを向上させる。

②底質をきれいに見せる。

泥が堆積している、黒い藻類が生えている、などのように底質が汚く見えるものを排除し、礫や石が見える、砂がさらさらしている、など、きれいと感じられる底質に改善する。具体的には、礫等の敷き詰め、定期的なフラッシュによる洗浄、などがある。

また、河川の清涼感として流速も要素の一つとして考えられる。流速が遅くなると、流速がある場合に比較して清涼感が損なわれることがある。低水路幅を狭くすることで流速を増すなどの手法が考えられる。

いずれも局所的、対症療法的であることは否めない。対象範囲を、親水施設付近など人が河川をよく見る地点に限定したうえで、さらに河床洗浄などの定期的なメンテナンスが必要となろう。

最後に事例に関してだが、水質をよく見せるためだけに、このような配慮をした例は今のところはないようである。

(水質研究室) (河川環境研究室)

共一 9 セメントミルク噴出攪拌工法による中掘り杭の打止めおよび先端球根の確認方法

(質問)

杭基礎の施工で中掘り工法、杭先端処理としてセメントミルク噴出攪拌方式で施工した場合の打止めおよび先端球根の確認方法について御教示願いたい。

(北勢国道工事事務所)

(回答)

道路橋示方書Ⅳ下部構造編¹⁾(以下「道示」という)における中掘り杭工法は、先端解放の既製杭の内部にスパイラルオーガなどを通して地盤を掘削しながら杭を所定の深さまで沈設したのち、所定の支持力が得られるよう先端処理を行う工法である。先端処理工法としては、ハンマで打ち込む最終打撃方式、杭先端の砂地盤あるいは砂礫地盤にセメントミルクを噴出し、攪拌混合して根固め球根を築造するセメントミルク噴出攪拌方式、およびコンクリートを打設するコンクリート打設方式の3つに分類できる。

先端処理工法で最終打撃を行わない場合は、支持力発現がその場で確認できないため、確実に支持層に根入れすることが重要である。支持層を確認する方法としては掘削速度を一定に保ちスパイラルオーガの駆動電流値の変化を電流計より読み取り、事前の地盤調査結果と掘削深度の関係から確認する方法、また、掘削土砂やスパイラルオーガ引き上げ時にオーガ先端部に付着している土砂を直接目視により確認する方法がある。図-1に電流値の変化についての記録例を示す。電流計の値は掘削工法、杭径および地盤の硬さにより異なり土質による指標値がないため、各工法の施工管理基準、実績等により判断するのがよい。ただし、これらの方法はいずれも支持層確認の参考としてのものであるため、事前の土質調査を確実にを行い、もし支持層に変化がある場合は支持層境界面が確認できる程度の調査を行う必要がある。

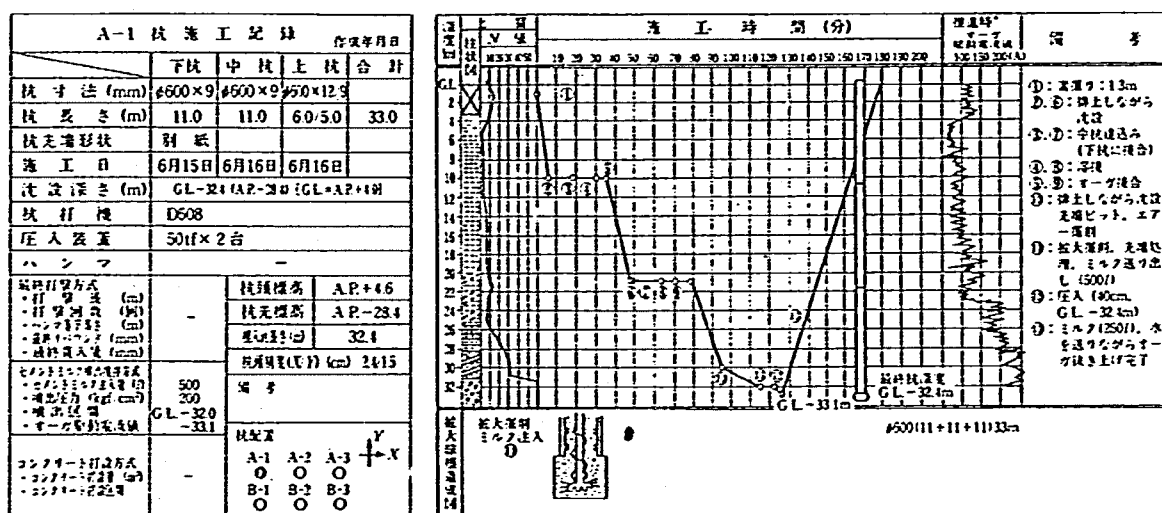


図-1 中掘り杭工法の施工記録の例

セメントミルク噴出攪拌方式はスパイラルオーガまたは根固めロッドの先端から低圧または高圧でセメントミルクを噴出し、根固め球根を築造する工法である。杭先端の処理は先端支持力を決定する重要な部分であるため、形状、強度の確認が出来る工法でなければならない。道示ではセメントミルク噴出攪拌方式による中掘り工法に対して、既往の載荷試験例が10例以上で道示式（解9.4.1）により求まる極限支持力と同等以上の先端支持力が確認され、その施工管理の手法が確立されている工法に適用が限定されている。これに適応しない工法は載荷試験などで支持力を確認しなければならない。

セメントミルク噴出攪拌工法における根固め管理としてはセメントミルクの噴出管理とセメントミルクの品質管理がある。セメントミルクの噴出管理はセメントミルクの噴出範囲、噴出圧、単位時間当たりの噴出量、総注入量、ロッドの回転数および引き上げ速度などがあり、それぞれの工法で異なるためにその施工要領に従って管理しなければならない。とくに噴出範囲は正確性を必要とするため、注入ロッドを検尺し、所定の位置にマーキングして噴出範囲を管理する。また、セメントの計量は、袋詰めセメントの場合は袋数による重量とし、バラセメントは計量器による重量から確認する。また、水は水管計により所定の量を確認する。セメントミルクの品質管理は水セメント比および圧縮強度で行う。現在使用されているセメントミルクの水セメント比は工法により若干は異なるが60～70%である。圧縮強度による管理値としては、杭の支持力として必要な杭先端付近の地盤強度を考慮して200kgf/cm²としている場合が多い。

また、根固め球根築造後にボイリングなどが発生したと認められた様な場合で、特別に根固め球根部に関する調査検討が必要であると判断されるようなときは、根固め球根のコアボーリングを行い、その圧縮強度などを測定する。

中掘り工法のセメントミルク噴出攪拌方式による施工および施工管理については杭基礎施工便覧²⁾に詳細に記述されているので参考にされたい。

（参考文献）

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編，平成2年2月
- 2) 日本道路協会：杭基礎施工便覧，平成4年10月

（基礎研究室）

(質問)

植生を用いた環境改善事業を進めていく上では「植生による浄化効果」についての定量的評価を行っておく必要があると思われるが、どのような調査を行うべきか。

(天竜川上流工事事務所)

(回答)

(1) 湿地での汚濁物質除去メカニズム

湿地を使った水質浄化に関する調査を行うに当たって、浄化効果のメカニズムを理解しておく必要がある。(貴事務所の質問内容から「植生による浄化」は、これから述べる湿地による水質浄化と等しい意味を持つと解した。)

アメリカ環境保護庁が人工湿地及び水生植物による下水処理についてとりまとめたマニュアル(U.S.EPA(1988)Constructed wetlands and aquatic plant systems for municipal wastewater treatment, EPA/625/1-88/022)によると、湿地での汚濁物質除去メカニズムは表1のようにまとめられている。

表1 除去効果のある汚濁物質

メカニズム	沈降性粒子	コロイド粒子	BOD	N	P	重金属	難分解性有機物	バクテリアウイルス
物理的								
沈降	◎	○	△	△	△	△	△	△
ろ過	○	○						
吸着		○						
化学的								
沈澱				◎	◎			
吸着				◎	◎	○		
分解						◎		◎
生物的								
代謝(バクテリア)		◎	◎	◎			◎	
代謝(植生)							○	○
吸着(植生)				○	○	○	○	
自然死								◎

◎一次的效果 ○二次的效果 △付随的效果

物理的	沈降・・・固体の重力による沈降
	ろ過・・・水が植生内を移動する際に生じるろ過
	吸着・・・粒子間の引力による吸着
化学的	沈澱・・・不溶性化合物の形成
	吸着・・・植生表面への吸着
	分解・・・紫外線照射、酸化還元反応による不安定化合物の分解、変化
生物的	代謝・・・浮遊性、底質生息、植生吸着のバクテリアによるコロイド粒子、溶解性有機物の除去と生物学的硝化脱窒 植生による有機物の吸収、代謝
	吸収・・・一定の条件下でかなりの量が植物体内に吸収される。
	自然死・・・生物体が好まざる環境のもとで自然死する。

これらの要因が十分把握できるような調査を組む必要がある。

(2) 湿地調査の基本的考え方

従来から行われている事例では、浄化効果を調査する視点は大きく2つに分けられる。

1) 動的な視点からの調査

湿地自体を汚濁の浄化施設と見なす場合に、湿地内で生じる個々の現象よりも、湿地への外的要因（流入負荷変動、季節変動、水深、湿地内での滞留時間等）に応じた汚濁物質除去効果を把握する。

2) 静的な視点からの調査

湿地内での汚濁物質除去を個々の物質に注目し、系内での変化、系外とのやりとりを物質収支に基づいて定量的に把握する。

(3) 調査研究事例

国内の代表的な研究事例について、その調査方法を1) 及び2) に紹介する。

1) 中村栄一，森田弘昭(1982)低湿地浄化に関する調査，土木研究資料第2480号

本調査は湖沼に流入する河川の直接浄化の一手法として、低湿地浄化を研究している。実験施設の概略は図1のようになり、アシ槽へ流入させる河川水は分配槽で流入調整されている。またアシ槽内に偏流を生じさせないために、流入、流出は全幅越流堰を採用している。実験は、動的視点からの調査として、アシ槽での水深と滞留時間をコントロールすることにより、水面積負荷 ($m^3/m \cdot 日$) をさまざまに変えて行っている。一つの実験条件（水深と滞留時間の組み合わせ）で約

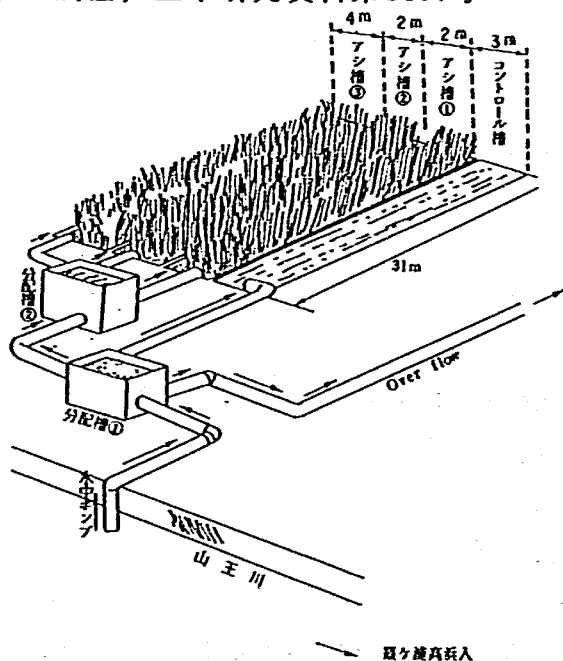


図1 実験施設概略図

1年間実験を続け汚濁負荷の除去効果を算出している。通年で除去効果を把握しようとするのは、季節変動が考えられるためである。サンプリング回数は年11～25回となっている。また56年にアシを安定させた後、57年から61年まで調査を行っており、計6ヶ年にわたる調査である。また48時間連続調査をおこなった上で栄養塩（N, P）の物質収支をとっている。さらに植生自体に注目した調査も行われている。実験結果については、図2のような視点から整理している。また低湿地浄化施設導入にあたって、施設緒元を定めるための調査手順として、図3を提案している。

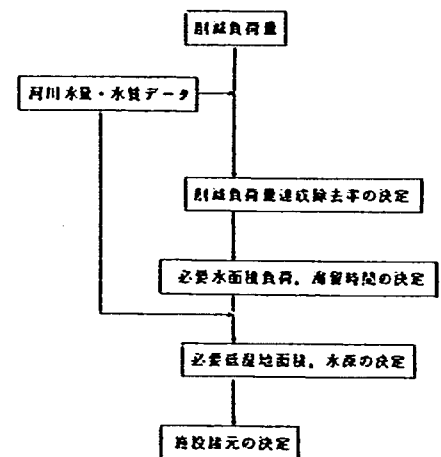
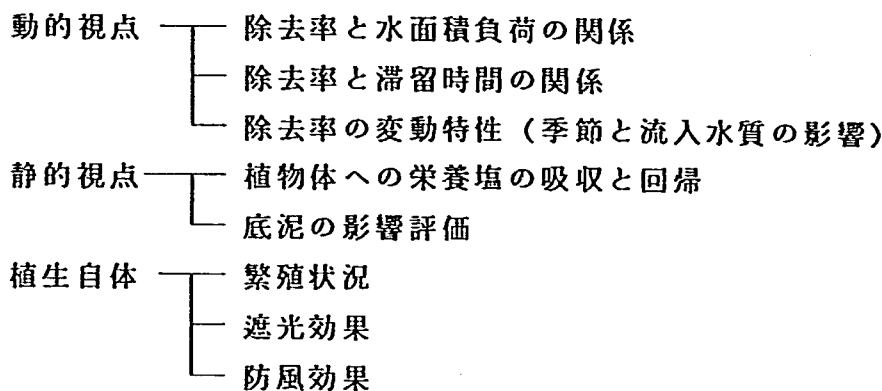


図2 実験結果整理の視点

図3 施設緒元決定フロー

2) 細見正明, 須藤隆一(1991)湿地による生活排水の浄化, 水質汚濁研究, 第14巻, 第10号, 674-681.

本研究は、湿地の水質浄化能力を定量化することを目標とし、1986年3月から1990年2月まで行われた調査の結果をまとめたものである。休耕田にアシ、ガマを中心とした水生植物が繁茂し、45戸の生活雑排水が無処理で放流されていた湿地に対して、湿地内での偏流の防止あるいは湿地への排水経路の明確化のため、1986年の夏に畔の建設等の工事を行っている。本研究は現場環境に近い湿地で静的視点に基づいて物質収支を非常に緻密にとっている。特に参考となるのは、工事する前の湿地の物質収支のとりかたである。著者らは工事前の湿地への流出水量と流入水量の差は湿地の上流からの谷水、水田からの流出水、あるいは周辺からの地下水からなると推察し、流出水量と流入水量の差の代表水質として谷水の水質を代用することの妥当性を、安定元素の物質収支に基づいて明らかにしている。これは現存する湿地に対して、できるだけ手を加えないで物質収支をとるための一手法である。

(水質研究室)

共-11 コンクリート品質の早期判定技術

(質問)

コンクリート構造物の建設にあたり、搬入されたコンクリートの性状をテストピースによる試験をまたずに現場で迅速に判定できる技術の現状について御教示願いたい。

(中部技術事務所)

(回答)

1. コンクリート品質の早期・迅速判定の必要性

コンクリートの品質管理は、一般には表-1のような項目が行われており、施工性の関するスランプ試験と、耐久性に関する空気量、塩化物イオン量は事前に材料試験で合格した材料を使い、さらに現場で所定の品質が得られていることを確認している。

しかしながら、設計上最も必要とする強度については、現場では試料を採取し供試体を作製するのみで、結果はコンクリート打設後28日経過しなければわからないため、打設したコンクリートが強度上問題があることが明らかになった段階では適切な対処はとりにくい。そのため、打設前に、早期に、迅速に、品質を判定することが望まれている。早期・迅速判定試験に必要な基本的な条件は以下の5点である。

- ① 短時間で推定できること
- ② 推定精度が良いこと
- ③ 操作が容易なこと
- ④ 安全性が高いこと
- ⑤ 経済的であること

表-1 コンクリートの管理項目と試験

コンクリートの状態	管 理 項 目		コンクリートの試験	主な使用材料の試験	
				セメント	骨材
フレッシュコンクリート	施工性		スランプ	—	(実績率)
	耐久性	アルカリ骨材反応	—	アルカリ量	アルカリ骨材反応試験
		塩害	塩化物イオン量	塩化物イオン量	塩化物イオン量
		凍結融解	空気量	—	安定性
硬化コンクリート	強度		28日強度	—	—

2. 早期・迅速判定試験法の現状と問題点

これまで図-1のように多くの早期・迅速判定試験方法が提案されている。判定試験方法は、配合推定(間接強度推定)と直接強度推定に分類できる。直接強度推定は、コンクリートそのものが潜在的に強度を有しているかどうかを確認する方法である。一方、配合

推定は、単位セメント量、単位水量などを求めることにより間接的にではあるが強度と耐久性を評価する試験方法である。また、試験に用いる試料によって、直接コンクリートを用いる方法とウェットスクリーニングしたモルタルを使用する方法に分類できる。モルタルを使用する場合は、ウェットスクリーニングすることによりすでに誤差が含まれていることに注意しなければならない。

これらの試験方法のほぼ共通する特徴、問題点などを列挙すると以下のとおりである。

- ① 測定時間：速い試験方法でも30分程度以上必要な場合が多く、スランプなどのように数分で判定できる方法は少ない。
- ② 精 度：使用材料、配合などに応じて事前に検量線を用意するなどにより、判定できる程度の精度は確保できている方法が多い。
- ③ 試験設備：電源を必要としたり、重量計測に比較的精度の高い秤を要したり、特殊な器具を使用するなど、直接現場で試験することはむずかしく、ある程度の試験設備を必要とするものが多い。
- ④ 安 全 性：危険な薬品を使用したり、高温になるなど、危険をとまなう試験も少なくない。

以上のように、現状では、現場で迅速にコンクリートを打ち込んでもいいかどうかを適切に判定するまでには至っていないものの、次に紹介するように、基本的な条件に近い試験方法も開発されつつある。

3. 主な試験方法

これまでに開発されている主な試験方法の概要、特徴を表－2 および3に紹介する。

迅速判定の観点から使用できそうな試験方法は、現在のところ配合推定か、直接強度推定のうち急速硬化法である。

水和発熱、温水法などは、構造物の強度を知りたい場合や、脱型時期を判断する場合など施工管理に、また、標準試験の代用として早期判定に使用できる可能性がある。

なお、40℃の温水法は、生コンプラントの品質管理用の迅速強度推定法として JIS A 1805 「コンクリート生産工程管理用試験方法・コンクリート強度の試験方法・温水養生法」が平成4年度に規定されている。これは、各生コンプラントでその工場で用いているセメント、骨材等を用いたコンクリートの28日強度と温水養生した場合の強度の関係式をあらかじめ作っておき、これをもとに7日強度を求めようとするものである。このため現場試験への適用はむずかしい。

【参考文献】

- 1)笠井芳夫「早期迅速判定方法の総合的な動向」月刊生コンクリート、1988.11
- 2)土木学会「コンクリートの品質管理試験方法」コンクリートライブラリー、第38号、1974.9
- 3)建築学会「コンクリートの早期迅速試験方法」1985.5
- 4)日本コンクリート工学協会「コンクリート品質の早期判定指針」1985.5

- 5) 森濱他「種々のフレッシュコンクリートの品質判定法に関する比較実験」コンクリート工学年次論文報告集、11-1、1989.7および「フレッシュコンクリートの単位水量迅速判定法に関する実験的検討」コンクリート工学年次論文報告集、12-1、1990.7
- 6) 豊福他「フレッシュコンクリートの単位水量の早期迅速試験法に関する研究」コンクリート工学年次論文報告集、11-1、1989.7
- 6) 川上他「モルタルの急速硬化によるコンクリート強度判定」第44回セメント・コンクリート論文集、1990.12
- 7) 辻他「マイクロ波を利用したコンクリートの早期強度判定」セメント・コンクリート、No.538、1991.12

(コンクリート研究室)

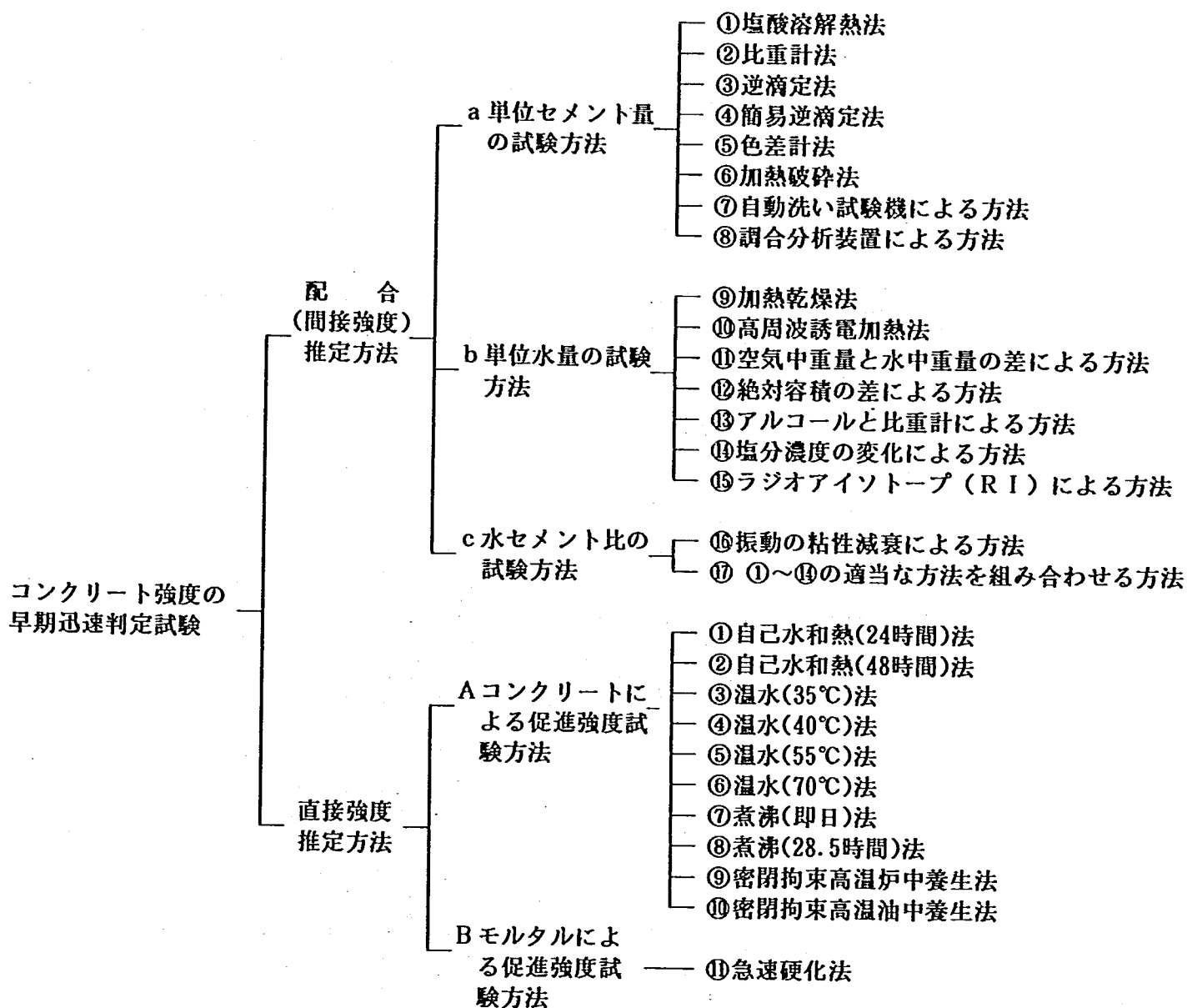


図-1 コンクリート強度の早期迅速判定試験方法の分類

表-2 配合推定試験方法の種類と特徴

試験方法の種類			適用できる範囲		主な試験装置・試験器具等	試験の特徴	試験に要する時間
			コンクリートの種類や使用材料による制限の有無	あらかじめ把握しておく情報			
単位水置	加熱乾燥法	高周波誘電加熱法	ウェットスクリーニングモルタル	細骨材の吸収率と使用量	電子レンジ	熟練を必要とせず、誰でも試験を行える。ただし、高温となっている試料に注意が必要。	約20分
		大型加熱乾燥法	軽量骨材を使用したコンクリートを除いては適用範囲の制限はない。	細・粗骨材の吸水率と使用量	大型加熱乾燥炉装置(90×90×70cm、重量約50kg、400℃まで測定可能な熱電対)、秤(秤量10kg)、秤台上の金網台、5mmふるい、電源:200v	熟練を必要とせず、誰でも試験を行える。ただし、高温となっている試料に注意が必要。補正を詳細に行えば高精度(実験室で約±1kg/m³)で判定できる。	約30分
	ラジオアイソトープ(RI)による方法		特に制限なし	容器のキャリブレーション、校正式を求めている必要がある。	RI計器 エアメーター	空気量試験を利用できる。 標準偏差±6kg/m³	約8分
	空気量試験を利用した容積、重量による方法		——	セメントの比重と使用量、骨材重	エアメーター、比重天秤(水中重量の測定が可能)	空気量試験を利用して、誰でも試験を行える。	約10分
単位セメント量	塩酸溶解熱法		貝がら、石灰質を含むコンクリートには原則として適用できない。	——	塩酸溶解熱試験装置一式(市販されている、約15万円、重量約1kg程度) 塩酸(1級)、秤	塩酸の取扱いに注意を要するものの、熟練を必要とせず誰でも試験を行える。	約15分
	比重計法		細骨材の微粒が多い場合やスラグ、フライアッシュを用いたコンクリートには原則として適用できない。	あらかじめセメント量とモルタル懸濁液の比重との関係(検査線)を決めておく必要がある。	比重浮ひょう(1.000~1.060)1000ccの口なしメスシリンダー 秤 5mmふるい	モルタル懸濁液の比重測定に若干の習熟が必要である。	約10分
水セメント比	塩酸溶解熱法とモルタル絶対容積の差による方法を組合わせた方法		貝がら、石灰質を含むコンクリートには原則として適用できない。	セメント、細骨材の比重混合セメントを用いたコンクリートに適用する場合はあらかじめ結合材量と温度差との関係(検査線)を求めておく必要がある。	塩酸溶解熱試験装置一式(市販されている、約15万円、重量約1kg程度) 塩酸(1級) 秤または比重天秤	塩酸の取扱いに注意を要するものの、熟練を必要とせず、誰でも試験を行える。	約15分
	比重計法とモルタル絶対容積の差による方法を組合わせた方法		細骨材の微粒が多い場合やスラグ、フライアッシュを用いたコンクリートには原則として適用できない。	①あらかじめセメント量とモルタル懸濁液の比重との関係(検査線)を求めておく必要がある。 ②セメント、細骨材の比重	比重浮ひょう(1.000~1.060)1000cc口なしメスシリンダー 秤 5mmふるい	モルタル懸濁液の比重測定に若干の習熟が必要。判定精度は約±5%とされている。	約15分
	振動の粘性減衰による方法		①普通コンクリートでもスランプ、W/Cによって適用の制限がある。 ②混和剤を添加することで粘性を変化させたコンクリート(流動化コンクリート、水中不分散性コンクリートなど)には適用できない。 ③スラグ、フライアッシュを含むコンクリートには原則として適用できない。		パイプロW/Cチェッカー(市販されている、約100万円、重量3kg程度)	誰でも試験を行える。非常に容易で精度は約±2%。	2~3分

表－３ 直接強度推定試験方法の種類と特徴

試料	試験方法の種類	試験方法	強度結果の得られる時間	特徴・適用
コンクリート	自己水和熱法	①断熱容器にコンクリートを打ち込み、水和熱によって発生し、強度発現を促進する方法。 ②コンクリート温度を測定し、発生時間と積算温度を求める方法。	24～48時間	温度のコントロールを行っていないので、精度はそれほど高くない。 構造物の強度や脱型時期の推定に有効である。
	温水法	温水養生により、強度発現を促進させる方法。 35、40、55、70℃で養生する方法がある。	養生温度により 1～7日	早期迅速試験とはいえないが、材令28日に比べ数倍早く、通常の試験と同様の要領で実施することができ、精度も比較的高いので、標準試験に代用できる可能性がある。
モルタルはクルール	煮沸法	沸騰水中で養生する方法	5～24時間	温水法より強度発現は速いが、高温のため火傷などの心配がある。
	拘束高温養生法	剛強な型枠にモルタルまたはコンクリートを成形し、密封拘束してから100～150℃の油中または高温炉中で2～3時間養生する。	3～4時間	煮沸法よりさらに速いが、より危険である。
ユニレンゲトしたクモリル	急速硬化法	①モルタルに急結剤を添加し、すばやく3.16×3.16×5cmの直方体に成形し、70～80℃で1～1.5時間養生する。	1.5～2時間	短時間に判定できるが、かなりの熟練が必要である。
		②モルタルに急結剤と強度増進剤を添加し、①と同様に成形し、20分間養生する。 ③8×8×8.5cmの型枠（ポリフェニレンサルファイド樹脂をガラス繊維により強化）にモルタルを成形し、電子レンジで20分間マイクロ波を照射する。	30分	ごく短時間に判定でき、打ち込みの可・不可の判定できる可能性がある。 より高い熟練と、操作時間の正確さが必要である。

(質問)

木曽三川や庄内川の河川部は、伊勢湾台風による被害を受けてから、三十年以上経過した現在、堤防の沈下は著しく構造物と堤防の段差は大きくなっている。また、コンクリートの三面張部については、潮の干満による内部への影響はあると思われるが、これらの部分への現状の探査技術にはどのようなものがあるのか、以下3点について御教示願いたい。

- (1) 空洞探査技術として、建設省の路面下調査、NTT、電力会社等で、夫々行われているが、樋門（鉄筋入）やコンクリート三面張（鉄筋無）部にも応用は可能か。
- (2) 現在、建設省でも堤防等の河川構造物について数々の探査技術を用いて調査しているが、その現状と成果の生かされ方、今後問題点はどうなっているのか。
- (3) 道路のり面等にサーモグラフィーを使用して成果を上げている例もあると聞くが、その現状と展望はどうなっているのか。

(中部技術事務所)

(回答)

- (1) 空洞を調査する手法として、空洞の種類、調査の目的、調査手法等の組合わせにより、表-1に示すように1. 電磁波探査法（地中レーダ） 2. 電気探査法 3. 熱赤外線映像法 4. 弾性波探査法 5. 打撃法等各種のものが考えられる。

表-1 探査方法

電磁波探査法	電磁波パルスを発射し、地下地層内の電氣的性質の異なる不連続部分でその一部が反射され地表に戻る。その時間的遅れから物体の位置を探知する。
電気探査法	地下の状態を電氣的性質において測定するもので電気抵抗の分布を測定して地下構造等を探査する。
熱赤外線映像法	対象表面の温度分布の熱映像写真を撮りその温度分布の違いから内部状況を推定する。
弾性波探査法	弾性波を発射し、密度や速度の異なる地層等の境界で反射、屈折し、その時間遅れから対象物の状況を推定する。

打撃法	対象表面をハンマーで打撃し、その時の振動、音響を計測しスペクトル分析等の結果から異常部を推定する。
-----	---

この内、建設省の路面下調査やN T Tでは、地中レーダの手法が取られている。地中レーダ法の原理は、パルス波の電磁波を発信し、対象物体の誘電率の違う境界からの反射波によって、物体を探索するものである。この時、金属のような物体が途中にあると大きな回折や反射が生じ、それ以遠の探索が難しくなる。路面下調査のようなアスファルト舗装の下では、鉄筋等の金属類がないために探索は比較的容易であり、建設省でも関東技術事務所において、路面下に発生する空洞を広範囲にかつ高精度に調査ができる電磁波探索装置を完成し、実用性を確認した後平成3年3月から本格的な稼働を開始している¹⁾。

このため、鉄筋の無いコンクリート三面張に対しても上述した理由で適用が可能であると考えられるが、質問の構造物のうち、樋門等では、鉄筋が配置されており探索が難しい。このために土木研究所では、電磁波探索法の樋門への適用について検討している^{2), 3)}。

この研究では、周波数及びアンテナ形状の異なる各種地中レーダによって樋門床板下面に存在する空洞の探索の可能性について調査を行ったもので、樋門床板下面に対応する厚さ10～40cm、鉄筋ピッチ10～40cm、一重または二重の鉄筋コンクリートの下に存在する深さ10cm、寸法0.4m×0.4mの空洞について探索を行った。

この結果から、電磁波探索は、鉄筋が一重である場合には、コンクリートの厚さや鉄筋ピッチ及び空洞内の水分の有無の影響をそれほど受けずに空洞の存在を十分に探索できることが明らかになった。しかし、鉄筋が二重になっている場合は、鉄筋による反射や電波の減衰が大きく現状の探索技術では探索することは難しいと考えられる。今後の改良点として、レーダのアンテナ方式や電波の受信感度の向上さらに解析ソフト等、機器の改良が望まれるとともに、鉄筋コンクリート版の誘電特性等、基礎的な調査を実施する必要がある。

- (2) 上述した電磁波探索法を含めて主な非破壊の探索法としては、表-1に示すような探索法が考えられるが、これらの中でも電気探索法は、材質の境界面を捉えるのではなく、土塊自身の物理特性（比抵抗）を捉える手法であることから、土質の判定を目的とした堤防調査には元々適した手法であった。しかし、見掛けの比抵抗を求める従来の水平探索法や垂直探索法は、水平方向と鉛直方向との両方に複雑に変化する地盤については解析手法上の限界があり、十分な精度で地盤の土質状況を把握できるものではなかったが、近年コンピューター技術の発達によって、複雑な構造を持つ地盤であっても精度良く地

盤判定を行うことが可能となった。

このような技術的背景をもとに、倉吉工事事務所では、電気探査法を用いて現場計測実験を実施し、その結果図-1に示すように、堤防の土質構成の概要を把握する目的であれば、既往の比抵抗～土質区分関係図を参照にして、適用することが十分可能であることが実証された⁴⁾。また、築堤資料や旧地形図・既往ボーリング資料との的確な対比によって、より高精度の土質条件の判定や堤防の安定にかかわる潜在的な問題箇所の抽出にも適用可能なことが明らかになった。ただし、空洞探査への適用性については、まだ検討された例がなく、今後の検討が望まれる。

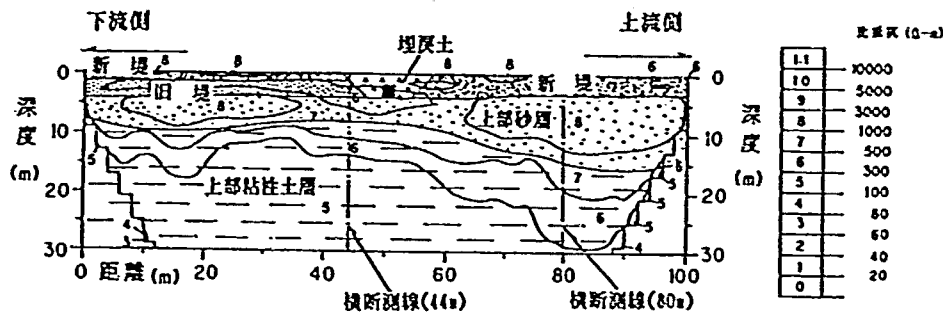


図-1 電気探査法結果図

- (3) 熱赤外線映像による空洞探査は、日射による温度上昇が物体の体積熱容量によって異なることを原理としており、今までの研究結果⁵⁾により次のようなことがわかっている。
- (1) 検出には早期及び日没時等、温度変化の大きい時間帯の撮影映像が特に有効である。
 - (2) 検出には十分な日射が必要である（天候、日陰、のり面の向きによる影響が大きい）
 - (3) 表面の雑草、日陰、水分等の影響を多分に受ける。
 - (4) ごく表面近くの裏に位置する、特定の大きさ以上の変状でないと検出精度が落ちる。
 - (5) コンクリート厚が厚いと精度が落ちる。

以上により、吹付けのり面等への熱赤外線映像法の適用性は、原理的には十分可能と思われるが、未解決の問題も多く残されている。さらに、堤防の空洞探査技術に応用した場合でも、堤防表面に存在する空洞に対しては適用が可能であるが、堤防深部の探査を目的とした場合やコンクリート厚が厚い場合には適用が非常に難しく、適用範囲は限られると思われる。

<参考文献>

- 1) 小池賢司：路面下の空洞調査、地質と調査第2号、pp31～37、1993
- 2) 建設省土木研究所：堤防の非破壊調査機器に関する調査、土木研究所資料2762号、1989.2
- 3) 建設省土木研究所：樋門樋管周辺の空洞調査補修技術に関する調査、土木研究所資料(刊行予定)

- 4) 永田智久、笹岡総一：電気探査法による堤防簡易調査手法の検討、中国地建 管内
技術研究会論文集第43回、pp396～409、1992
- 5) 三木博史、小橋秀俊、古田光弘、島田哲博：熱赤外線映像法による吹付のり面の老朽
化診断について、地質と調査第2号、pp38～42、1993

(土質研究室・施工研究室)

（質問）

今回策定された新長期構想でも「人・自然に優しい環境の形成」が重要なテーマの一つになっている中で、最新の法面緑化工法について御教示願いたい。

（長野県土木部道路建設課）

（回答）

法面緑化工は、法面の表面侵食防止と修景を目的として実施されますが、表面侵食の防止には、できるだけ早く法面全体を植生により被覆することが肝腎であるため、使用植物としては、発芽と初期生育に優るイネ科の外来草本が主として用いられてきました。そして、植生の安定的生育を支える良好な植栽基盤を造成する手法として厚層基材吹付工などの工法が開発されてきています。しかし、修景に加え環境の保全に強い関心が寄せられるようになり、単に緑による被覆だけではなく、より自然に近い植生を法面上に成立させることが期待されるようになってきています。そのため、法面における樹林の復元・再生という問題が、最近の法面緑化における最も重要な課題の一つとなっています。

早期に樹林の再生を図るためには、法面緑化の施工当初から木本類の導入を行うことが有効と考えられ、種子や苗木による導入が実施されてきています。種子からの導入は、樹林形成に時間を要しますが、根の土壌の緊縛により法面の安定性に優れると考えられています。また、苗木による導入は、樹林の早期形成や計画的な樹種構成を図れること、使用樹種の選択範囲が広い点において優れると考えられます。

しかし、種子からの導入においては、一般に木本類種子は発芽、初期生育が草本類に比べ劣るため、侵食の防止上、草本類種子との混播を行う必要がありますが、初期生育の旺盛な草本類が逆に木本類を被圧し、期待どおりの木本類の生育が得られないといった現象が認められます。また木本類は、生育時において基盤に対する要求の度合が草本類に比べて大きいため、より良好な基盤を作る必要があると考えられます。そのため、種子による木本類の導入には、木本類の生育に適した良好な基盤、そして草本類の被圧を避けるため草本類の播種量を減らすことができるような、耐侵食性に優れた基盤の開発が期待されます。その様な中で最近開発された「連続繊維緑化基盤工」が注目されています。

また、苗木による導入については、法面では大きな苗木の植栽が困難な場合が多いため主としてポット苗を用いた植栽が行なわれていますが、播種に比べ作業効率が悪いことや植栽時の植穴が法面の崩壊を招く場合があることが問題とされています。こういった問題への対処としては、苗木設置と厚層基材吹付工を併用した新工法が開発されています（ここでは「苗木・厚層基材吹付併用工法」と呼ぶことにします。）

さらに、自然の植生を再生しようとする場合、どのような樹種を用いるかが問題となります。一般に法面のように基盤条件の厳しいところでは、ハギ類などマメ科の肥料木とさ

れるものや、マツなど先駆植物といわれるものを用いることが多いといえますが、その法面に自然に生育しうる植生（潜在自然植生）の構成種を用いて緑化を行おうとする考え方があり、「幼苗植栽手法」として実施されています。

以下では、「連続繊維緑化基盤工」、「苗木・厚層基材吹付併用工法」、「幼苗植栽手法」について、簡単に説明します。

1. 連続繊維緑化基盤工

連続繊維緑化基盤工は、播種による木本群落の再生を目標に開発されたものです。

工法的には厚層基材吹付工の一種といえますが、客土材として自然の表土に近い埴壌土を用い、基材吹付け時に団粒化剤と連続繊維を混入し、団粒化を促進するとともに、連続繊維が植物の根張りと同様な効果を発揮し、土壌粒子の流出を防止します（図-1及び2参照）。

この工法は、岩盤法面や土壌硬度の高い法面など、基盤条件の悪い法面において、より顕著な効果を発揮すると考えられます。また、吹付厚を加減することで硬質土から硬岩まで適応できます。種子配合については、施工時期、地域特性を考慮して決定すべきですが、開発者による施工マニュアルでは表-1（文末掲載）のような配合例が紹介されています。

なお、この工法は建設省の技術審査証明を受けており、証明審査での施工試験において、天然の森林土壌と同程度の団粒化度を有すること、侵食に対し連続繊維が優れた防止効果を有することが認められています。

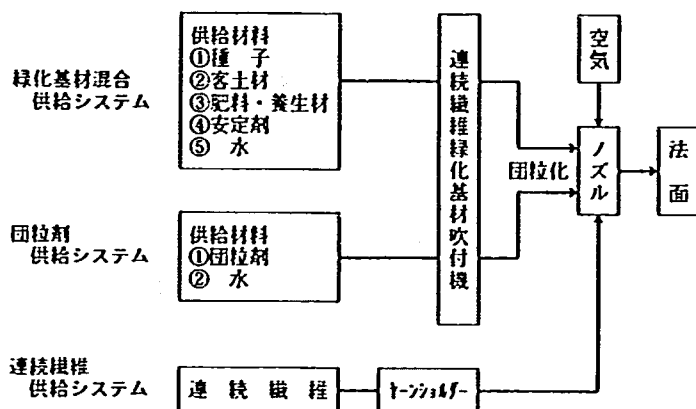


図-1 連続繊維緑化基盤工の概要

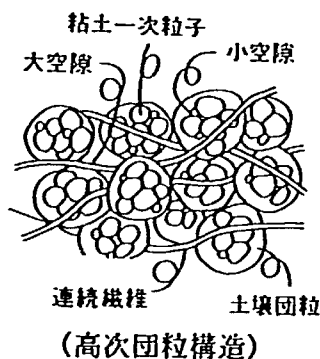


図-2 吹付後の基盤の構造

2. 苗木・厚層基材吹付併用工法

苗木・厚層基材吹付併用工法は、コンテナ苗（ポット苗）を法面にアンカーピン等で固定し、その上から通常の厚層基材吹付工を施すものです。植穴によらないことから、植穴に起因する法面崩壊の危険性がないこと、施工効率が植穴植栽に比べ非常に良いことが特徴として挙げられます（図-3参照）。

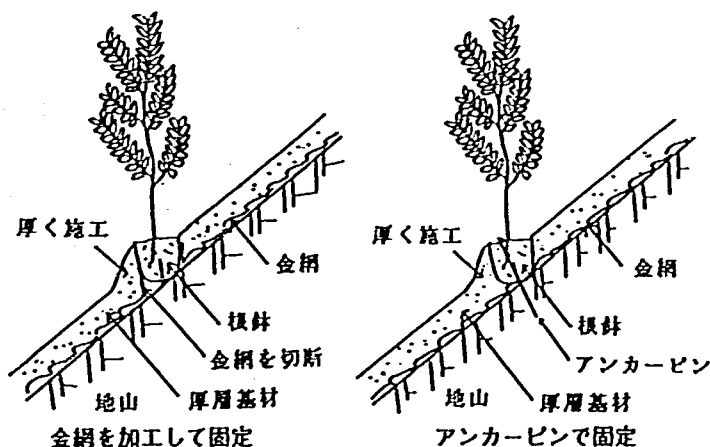


図-3 苗木・厚層基材吹付併用工法

この工法は土木研究所緑化生態研究室で開発したもので、今のところ、施工事例としては国営讃岐まんのう公園での例があるのみです。国営讃岐まんのう公園での施工では、ネズミモチとシャリンバイの苗を金網を加工して法面に固定し、その上にトールフェスクオーチャードグラス、バヒアグラスを用いた厚層基材吹付工を5cm厚で実施しました（平成3年3月施工）。施工1年7カ月後の調査では、樹木の活着率は95%、草本の被覆割合も95%と良好な結果を示しています（写真-1及2参照）。

3. 幼苗植栽手法

幼苗植栽手法とは、潜在自然植生の構成種のポット苗による緑化手法のことをいいます。この呼称自体は昭和58年に地域振興整備公団が初めて用いたものですが、潜在自然植生種を用いた同様の緑化手法は以前から工場緑化等で実施されており、建設省の事業でも昭和53年に愛媛県の野村ダムで行われています。

工法としては、ポット苗を1㎡当たり2ないし3本植栽し、敷きワラにより土壌の露出面を保護する方法が多くの施工地で取られています（図-4参照）。

表-2（文末掲載）に建設省の道路での幼苗植栽手法実施例を示します。施工地が関東以西の平野～低山部のため使用樹種はシイ・カシ等の照葉樹林構成種となっています。いずれの施工地においても良好な成育状況にあるようです。

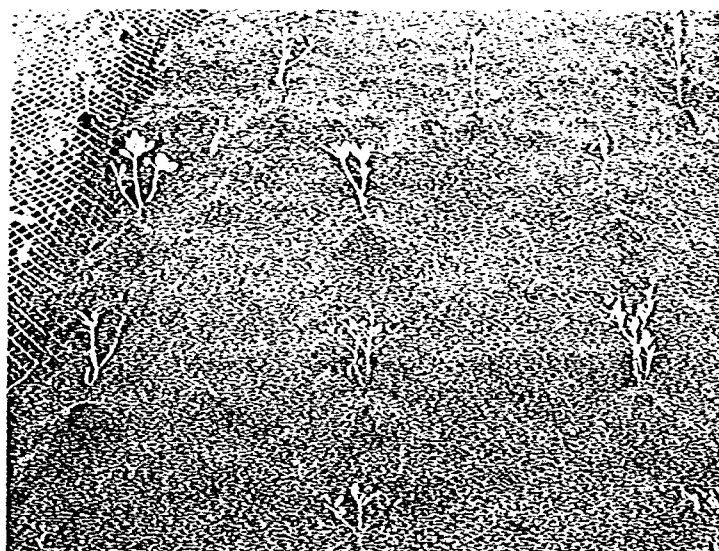


写真-1 施工時

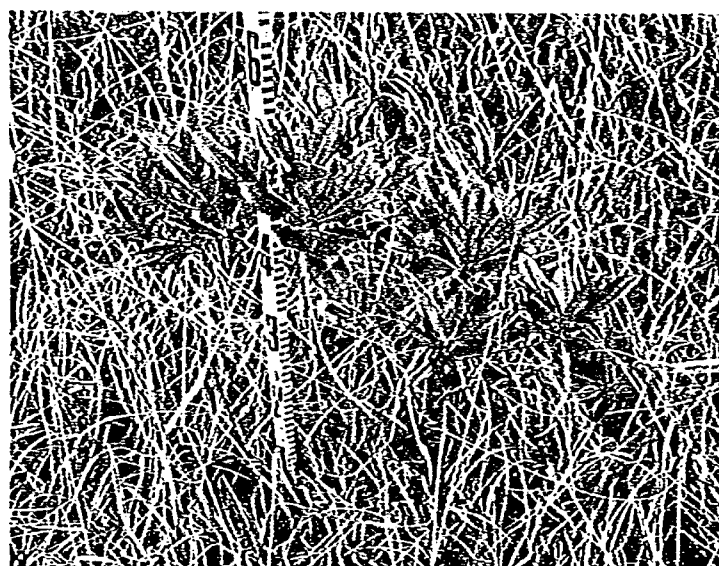


写真-2 施工1年7カ月後

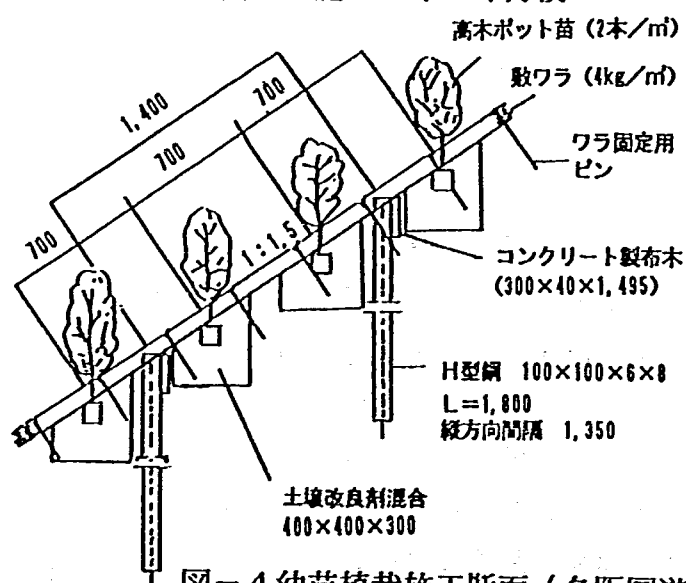


図-4 幼苗植栽施工断面（名阪国道）

以上3工法について述べましたが、より詳細な情報を得たい場合、連続繊維緑化基盤工については、(財)土木技術研究センターの「土木系材料技術審査証明報告書 連続繊維緑化基盤(平成4年5月)」に開発者による施工マニュアルが記載されています。また、全国SF緑化工法協会からは「連続繊維緑化基盤工テクソルグリーン工法 標準使用・積算基準(平成2年5月)」が発行されています。苗木・厚層基材吹付併用工法については当緑化生態研究室に直接問合わせてください。幼苗植栽手法については地域振興整備公団の実施した調査報告書である「幼苗を用いた植栽手法に関する調査報告書(1984)」、「幼苗を用いる植栽手法による施工事例 造成技術報告書(1989)」が参考になると思われます。

なお、幼苗植栽手法の事例紹介に用いた図表は、高野義武氏の資料(環境保全林シンポジウム—宮脇昭先生朝日賞受賞記念—1991)から引用したものです。

(緑化生態研究室)

表-1 連続繊維緑化基盤工での種子配合例

(低木類による早期樹林化を目標とする場合)

使用種子	発生期待本数 本/m ² (G)	平均粒数 粒/g (S)	発芽率 % (B)	純度 % (P)	有効率 % (B×P)	算式 $W = \frac{G(1+\theta)}{S \times B \times P}$	播種量 g/m ² (W)
ヤマハギ	700	170	59	95	56	$W = \frac{700 \times 1.3}{170 \times 0.56}$	9.6
イタチハギ	500	100	40	70	28	$W = \frac{500 \times 1.3}{100 \times 0.28}$	23.2
メドハギ	500	550	95	100	95	$W = \frac{500 \times 1.3}{550 \times 0.95}$	1.2
タチバナ(タチバナ)	100	3,000	95	93	93	$W = \frac{100 \times 1.3}{3,000 \times 0.93}$	0.04
タチバナ(タチバナ) (緑性)	100	500	95	93	93	$W = \frac{100 \times 1.3}{500 \times 0.93}$	0.3
タチバナ(タチバナ)	50	1,200	84	90	75	$W = \frac{50 \times 1.3}{1,200 \times 0.75}$	0.07

(高木類による早期樹林化を目標とする場合)

使用種子	発生期待本数 本/m ² (G)	平均粒数 粒/g (S)	発芽率 % (B)	純度 % (P)	有効率 % (B×P)	算式 $W = \frac{G(1+\theta)}{S \times B \times P}$	播種量 g/m ² (W)
ヤマハンノキ	300	1,000	20	60	12	$W = \frac{300 \times 1.3}{1,000 \times 0.12}$	3.3
ヤシロブシ	700	750	34	50	17	$W = \frac{700 \times 1.3}{750 \times 0.17}$	7.1
ヤマハギ	300	170	59	95	56	$W = \frac{300 \times 1.3}{170 \times 0.56}$	4.1
イタチハギ	300	100	40	70	28	$W = \frac{300 \times 1.3}{100 \times 0.28}$	13.9
メドハギ	500	550	95	100	95	$W = \frac{500 \times 1.3}{550 \times 0.95}$	1.2
タチバナ(タチバナ)	100	3,000	95	93	93	$W = \frac{100 \times 1.3}{3,000 \times 0.93}$	0.04
タチバナ(タチバナ) (緑性)	100	500	95	93	93	$W = \frac{100 \times 1.3}{500 \times 0.93}$	0.3
タチバナ(タチバナ)	50	1,200	84	90	75	$W = \frac{50 \times 1.3}{1,200 \times 0.75}$	0.07

注) 上記配合は、木本類の播種適期である春施工の場合の参考であり、
適期以外の施工の場合には木本類播種量を増量する必要がある。

表-2 幼苗植栽手法実施例概要 (道路)

(平成元年4月現在)

	横原 B P	名阪国道	高見国道	太子龍野 B P	西脇 B P	社 B P	関東モデル植栽(井島)	関東モデル植栽(飯山)
1. 施工開始時期	57年3月 (9年1月経済)	57年3月 (9年1月経済)	59年3月 (7年1月経済)	61年3月 (5年1月経済)	元年3月 (2年1月経済)	57年3月 (9年1月経済)	62年4月 (4年経済)	元年3月 (2年経済)
2. 植栽の目的	環境保全(森につつまれた道路)	法面保護	切土法面保護、緑の復元	違和感のない道作り	神社への配慮、緑の復元	法面保護	環境保全 法面保護	環境保全 法面保護、景観
3. 採用の理由	○密生による自然環境作り ○施工費及び維持費が安価	○法面の安定が確実に図れる ○管理が容易	○法面岩部での植栽が可能 ○自然緑地の復元	○密生による自然環境作り ○施工費及び維持費が安価 ○地域住民の推薦	○地域住民の推薦 ○施工費及び維持費が安価 ○市街地における緑の復元	○法面の安定が確実に図れる ○管理が容易	○トータルとしての環境が保全される	○トータルとしての環境が保全される
4. 施工場所	田園部 B P の側道と本線の間	自動車専用道路の法面(盛土部及び切土部)一部岩盤部含む	切土部法面	市街地の側道と本線の間	市街地 B P の盛土法面	田園部 B P の盛土法面	橋梁取付盛土方面	切土法面
5. 樹種選定	○植生調査による	○植生調査による	○植生調査による	○郷土樹種を多く選出	○郷土樹種を多く選出	○特になし 試験的に植栽	○植生調査による	○植生調査による
6. 樹種	スタジイ、アラカシ、シラカシ、コジイなど	スタジイ、アラカシ、シラカシ、コジイなど	スタジイ、アラカシ、シラカシなど	スタジイ、アラカシ、シラカシ、ヤブツバキ、クスノキなど	スタジイ、アラカシ、シラカシ、クスノキなど	スタジイ、アラカシ、シラカシ、コジイなど	アラカシ、シラカシ、タブノキ等	アラカシ、シラカシ、ケヤキ等
7. 植栽密度	2本/㎡ 混植	2本/㎡ 混植	2本/㎡ 混植	2本/㎡ 混植	2本/㎡ 混植	3本/㎡ 混植	2本/㎡ 混植	2本/㎡ 混植
8. 植栽地盤の形状	○かまぼこ型 ○表層土20cm ○地盤耕転50cm	○法面(1.5割) ○表層土30cm ○板柵設置	○切土法面(1.5割) ○板柵設置	○かまぼこ型 ○表層土20cm ○地盤耕転60cm	○盛土法面(1.5割) ○表層土20cm	○法面(1.5割) ○表層土30cm ○板柵設置	○盛土法面(1.5割) ○表層土30cm	○切土法面(1割) ○表層土30cm ○板柵設置
9. 土壌改良の方法	客土(購入土)にパーク堆肥176kg/㎡ 混合	客土(購入土)にパーク堆肥1.5kg/本 混合	客土(購入土)にパーク堆肥1.5kg/本 混合	客土(購入土)にパーク堆肥176kg/㎡ 混合	客土(購入土)にパーク堆肥3.5kg/本 混合	客土(購入土)にパーク堆肥	植之穴底に園形肥料4ヶ/本	客土(購入土)にパーク堆肥混合(5kg/本)
10. 成育状況	植栽後9年 うっそうとした森の状態	植栽後9年 うっそうとした森の状態	一部成育が良いものもあるが、全体的にゆっくりと成長	植栽後5年 4~5mに成育	植栽後2年 1.5m程度に成育	植栽後11年 うっそうとした森の状態	植栽後4年 うっすら閉状態完成	植栽後2年 成育良好
11. 維持管理	○草引き…翌年度2回 ○施肥…翌年度1回	○草引き…翌年度2回 ○施肥…翌年度1回	○草引き…翌年度2回	○草引き…翌年度2回 ○施肥…翌年度1回	○草引き…翌年度2回 ○施肥…翌年度1回	○草引き…翌年度2回	○草引き…2年目まで3年以降何もせず	○草引き
12. 施工単価	9000円/㎡ (植栽と客土)	6500円/㎡ (植栽と客土及び土留材)		6100円/㎡ (植栽と客土)	7000円/㎡ (植栽と客土)		5800円/㎡	
13. 管理単価				740円/㎡	500円/㎡			
14. 現時点での評価	成育状況も良く、害虫にも強い	部分的に(岩盤部)成育不良はあるが、全体的には良好	部分的に(岩盤部)成育不良はあるが、全体的には良好	成育状況も良く、害虫にも強い	植栽後2年しか経過していないので、評価には時間がかかる 全体的に良好	成育状況も良く、害虫にも強い	成育状況も良く、自然の回復が認められる	成育状況良い
15. 問題点と課題			2回/年の草引	施肥(平成2年度に植栽したもの)と2回/年の草引	2回/年の草引			
16. 施工実績	45600㎡	19000㎡	4000㎡	22300㎡	16000㎡	850㎡	1200㎡	700㎡

(高野義武1991より)

共－14 地すべり工事における現況安全率

(質問)

地すべり対策における工事量を決定する場合に使用する計画安全率の考え方に文献により相違が見られるが決定にあたりどのように判断したらよいかご教示願いたい。

(長野県土木部)

(回答)

地すべり対策工計画における地すべりブロック計画安全率は通常1.05～1.20の範囲に設定される。建設省河川砂防技術基準(案)では、地すべり現象と規模、保全対象の重要度、想定される被害の程度等を総合的に考慮して計画安全率を設定するものとしている。

地すべりが滑り出す寸前の極限的な平衡状態が安全率＝1.0の状態であるが、計画安全率1.05は、地すべりが短期的に安定を保ち得る最低条件と言われる。

また、計画安全率＝1.20は、過去の事例からみて、この安全率を確保しておけば、ほぼ地すべりは動かないという値である。ここで注意しなければいけないのは、地すべりの安全率は構造物の安全率とは持つ意味が異なり、1.20が20%の余裕を持っているという意味ではないことである。すなわち、地すべりは、土質、地質すべり面形状や地下水がからみあって発生する複雑な自然現象であり、しかも地すべりの移動によって土塊が破壊されたり、地下水流動経路が変わったりすることもあり、その正確な把握は困難である。そこで、計画安全率の設定には、調査精度も関係してくることになる。

一方、地すべり防止工事の量は、当初安全率と計画安全率の差に関係する。

当初安全率の設定では、対象地すべりの移動程度を目安にして、活動中の地すべりでは、0.95～1.00の範囲で設定されることが多い。しかし、極限平衡による安全計算では、移動速さの概念は含まれないので、移動速さから当初安全率を一義的に決めることはできず、これも、災害発生時の間隙水圧推定の調査精度を勘案して総合的な判断を行っている。

非活動性(休眠中)の地すべりでは、道路土工指針では、当初安全率1.05～1.15の範囲で設定するとなっているが、過去の道路土工等で発生した事例によると非活動性地すべりの現況の平均的な安全率は地すべりタイプつまり岩盤・風化岩・崩積土・粘質土タイプによって異なるとされ、後者ほど安全率は低い。崩積土すべりでは、現況1.03～1.05とも言われる。

したがって、当初安全率・計画安全率の設定は、河川砂防技術基準に示した項目の他、安定計算諸要素の調査精度、地すべりの動き、すべり面形状等地すべりの持つ特性から総合的に設定する必要がある。

(地すべり研究室)

(質問)

混合擁壁（重力式擁壁＋ブロック積）を用いる場合、重力式擁壁の断面決定法を御教示願いたい。

(愛知県土木部)

(回答)

石積・ブロック積擁壁は、盛土高、用地幅の制約、経済性等の観点から山岳部を中心に図-1に示すように重力式擁壁と組み合わせて混合擁壁として使用される事例が増えている。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1つの擁壁が構成されることである。したがって、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安定を検討する

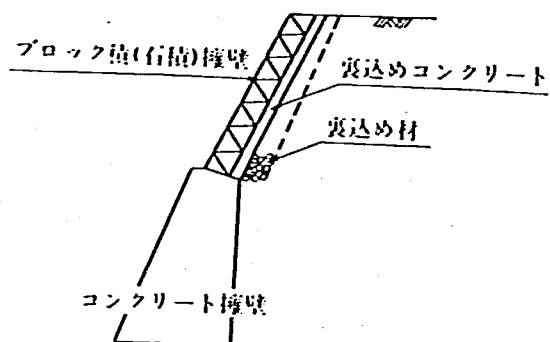


図-1 混合擁壁の概要

ことが必要となる。なお、混合擁壁の設計法については、現在土木研究所において実験等を行い、検討している段階であり、また平成4年度から「道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」（日本道路協会）の改訂作業に着手しており、その中でも設計法の検討を行っているところである。このため、以下に示す設計の考え方は、混合擁壁の設計法が確立されるまでの暫定的な考え方であり、多少の矛盾点を含んでいる可能性がある。したがって、混合擁壁の適用に当たっては、このことを十分に念頭において設計・施工されるよう願う。

まず、石積・ブロック積擁壁については、表-1、2に示すように、その構造、高さ、

表-1 直高とのり勾配及び控長（土工指針より）

直 高 (m)		～1.5	1.5～3.0	3.0～5.0	5.0～7.0
の勾 り配	盛 土	1:0.3	1:0.4	1:0.5	1:0.6
	切 土	1:0.3	1:0.3	1:0.4	1:0.5
控 長 (cm)	空 積	35	35	—	—
	練積(胴込めのみ)	35	35	35	—
	練積(胴込め+裏込め コンクリート)	35+5*=40	35+10*=45	35+15*=50	35+20*=55

注 1) 表中*印は裏込めコンクリート厚を示す。

注 2) 空積では、裏込め土が比較的よいときに3mの高さまで用いてよいが、3mを超えてはならない。

練積では、裏込めコンクリートをはぶき胴込めコンクリートのみを用いる場合、裏込め土が比較的よいときは5mの高さまで用いてよいが、5mを超えてはならない。

注 3) 擁壁前面に水位を考慮する場合または、裏込め土が普通以下とみなされる場合は、裏込めコンクリートを設けるのがよい。

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控長や裏込め材の厚さなどの設計諸元が得られる。ただし、他のコンクリート擁壁が土圧を積極的に支持するのに対して、石積・ブロック積擁壁は擁壁背面土の安定性に負う所が大きく、のり面保護工の色彩が強い。このため、混合擁壁を適用する場合には、背面土が良好で十分締固められている場合、また倒壊しても重大な事故につながらない場合などに適用されるべきである。

表－2 直高と裏込め材の厚さ（土工指針より）

直 高 (m)	厚 度 (cm)	～1.5	3.0	5.0	7.0
		20～40	20～40	20～40	20～40
	下 部	30～60	45～75	60～100	80～120

注 1) 裏込め土が良好であれば、表 2-8 の小さめの値を、よくない場合は大きめの値を用いる。裏込め土が普通とみなされる場合は中央値を目標にするとよい。直高が表中の直高の間にある時、裏込め材の下部厚さは補間により求める。

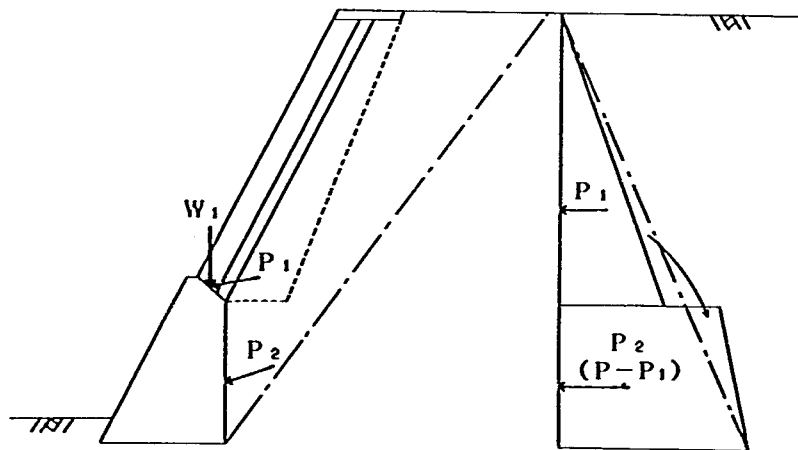
注 2) 切土のときには、比較的よく締った地山では裏込め材の厚さを上下等厚とし 30～40 cm とする。ただし、地山がよく締っていないものおよび背面に埋戻しを多く必要とするような場合は、前記盛土部の場合に準じる。

一方、重力式擁壁については道路土工指針に述べられているように、一般には次の①、②、③について検討する必要があるが、現地の状態によっては④についても検討する必要がある。なお、混合擁壁のように複合構造の擁壁は、下部の重力式擁壁が変位した時に上部の石積・ブロック積擁壁の安定にも影響を及ぼすことが考えられるので、基礎地盤はできるだけ良好な地盤に適用する必要がある。

- 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

なお、地震時における安定については、地震時の混合擁壁全体の挙動が殆ど確認されていないことから、地震時の検討をする必要がある規模または重要な混合擁壁の適用は当面できるだけ避けるのが良いと考えられる。

①～③の安定の検討を行うには、重力式擁壁に作用する土圧と外力を算定する必要がある。重力式擁壁に作用する土圧の算定は、試行くさび法を用い、図－2 に示すような方法で行う。まず混合擁壁全体を 1 つの擁壁と見なし、全体に作用する土圧 P の算出を行う。この時、擁壁背後の地表面が長大斜面をなす場合などは、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がある。そこで、微小な粘着力を考慮するなどして現実的な土圧が得られるようなすべり面を設定するのがよい。次に、石積・ブロック積擁壁に作用する土圧 P_1 の算出を行う。石積・ブロック積擁壁のようにコンクリート擁壁に比べて剛性の小さな擁壁に作用する土圧については十分に



図－2 土圧の算出法

解明されていないので、現状ではコンクリート製のもたれ擁壁と仮定して土圧を算出する。この P と P_1 との差が重力式擁壁に作用する土圧 P_2 とする。土圧合力の作用位置は、図-2のような台形分布の重心の位置として求める。重力式擁壁に作用する外力は、石積・ブロック積擁壁から受ける荷重である。すなわち、石積・ブロック積擁壁の自重と作用土圧 P_1 が重力式擁壁の天端に作用するものとする。

これらの土圧 P_2 と外力に対して、重力式擁壁の上述した①～③の安定条件に対して検討を行い、擁壁の断面を決定する。

【参考文献】

(社)日本道路協会：道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針、昭和62年5月
(施工研究室)

河－1 ダムに設置する魚道

(質問)

ダムにおける魚道の計画・設計をする際にはどのような点に留意すればよいのか。30 mを越えるダムに設置する魚道としてどのようなものが適するのか。また、外国のダムにおける魚道の事例はどのようなものがあるのか御教示願いたい。

(河川部河川計画課・木曽川上流工事事務所)

(回答)

1. 魚道の必要性および対象魚種の選定について

魚道の必要性は、その魚道を利用する魚がいるのか、あるいは魚道を利用することがその魚、魚をとりまく生物や人々にとって有益であるのかによって決まります。ダムの建設によって河川環境は大きく変化し、ダム周辺に影響を与えますが、貯水池をとりまく新しい水環境が生じることを念頭において種々の検討を行う必要があります。具体的な方策を検討するために必要な調査項目として以下のようなものが考えられます。

- ①現在の河川（ダム建設前の河川）において遡上、降河する魚種が生息するのか。その産卵場所、遡上時期、降河時期、生息数などどうか。
- ②ダム建設後に、貯水池の上流域に生息区域が残るのか
- ③対象としている生態系はその河川にとって正常なものであるのか。
- ④現在のダム下流にある堰等の横断工作物に魚道等の整備・改修を行えば現状はどう変化するのか
- ⑤魚道の落差、追従しなければならない貯水池の水位変動幅はどのくらいの規模になるのか、魚道に必要な水量は確保できるのか
- ⑥貯水池は自然再生を繰り返す湖水とはならないか
- ⑦ダム建設後にダムおよび周辺地域はどのように利用されていくのか
- ⑧上記以外に、個々のダムの特性、周辺の自然条件、管理上の問題点、周辺地域の産業、経済等によって魚道の必要性、可能性が左右されないか

対象魚種を絞りこむときには、遡上・降河する魚種の産卵場所、生息数のみならず、その放流状況、自然再生している率、その河川における自然の（人為的に手を加える前の）生息魚種等についても詳しく調査することが必要です。なぜなら、魚道の対象魚となりやすい水産的価値の高い魚種は大量に養殖・放流されていることが多く、その生息数が正常な値ではなかったり、自然再生はほとんどしていないのにも拘らずその河川に大量に生息していたりするからです。このような場合には魚道の設置よりもまず、産卵場所の確保等により河川を自然の状態に戻してやることが先決です。また本来その河川には生息していなかったが、放流によって定着した魚種に対する魚道設置の必要性には疑問が残ります。

逆に、降河をしなくても、単位面積あたりに生息する魚数が少なく、ダム等の構造物に

よる生息区域の分断によってその種の存続に重大な影響を及ぼす可能性が有る場合などは何等かの対策が必要となるかもしれません。

これらのような検討を全て行なった後、どうしてもダム建設後においてもある魚種についてダムの上下流の移動手段を確保する必要がある、かつ可能であるときに、魚道の計画・設計を行えばよいと考えます。

2. ダムの魚道について

魚道の種類をその水理特性から分類すると、プールタイプの階段式魚道、潜孔式魚道、バーチカルスロット式魚道、アイスハーバー式魚道、水路タイプの礎石付き斜路、デニール式魚道、閘門タイプの閘門式魚道、フィッシュロックがあげられます。また、これ以外にフィッシュエレベータ、フィッシュポンプのような機械的に移動させる形式のものがあります。これら多種多様にわたる魚道形式の選定には、対象魚の遊泳力はもちろんのこと、魚道落差、魚道に確保できる流量、設置箇所の面積なども重要な要素となります。

ダムに魚道を設置するにあたっての課題を、すでに多数の魚道が設置されている堰とダムとを比較して考えるならば、ダムの特徴として次の事項があげられます。

①堤高が高く、落差が大きい。

②貯水池の利用水深が大きい、貯水位変動が大きい。

③貯水池容量が大きい。

現在、日本国内において魚道が設置されている、あるいは建設中のダムの例としては、星山ダム（堤高25.0m、魚道落差25.6m）、池田ダム（同24.0m, 11.3m）、二風谷ダム（同31.5m, 17m）、目保呂ダム（同40.0m, 14.0m）があげられます。これらのダムに設置されている魚道は、いずれもプールタイプの階段式魚道という魚の遊泳力に頼って遡上させる形式で、これまでの実績は上下流落差20～30mに留まり、対象魚が鮎であれば階段式魚道の場合その遊泳力から考えてこの程度の落差が限界であろうといわれています。また、これらのダムの魚道には貯水池内の水位変動に追随させるため、スイングシュート式ゲート、パワーシュート式ゲート、連動式ゲートなどを利用しています。これまでの実績では、その操作可能範囲は二風谷ダムの6.9mが最大となっています。ところが現在計画中のダムの内、年間の水位変動幅が6m以内に収まっているのは全体のわずか2割であり、残りの8割のダムでは二風谷ダム以上の設備を必要とする可能性があります。

欧米のダム魚道のうち比較的高落差のものについて、いくつかを表1に示します。このように、欧米においても魚道の設置されているダムは高さが30m以下のものがほとんどで、ダム高が比較的高いダムでは階段式魚道、低いダムに対してフィッシュロックが利用されています。フィッシュロックはヨーロッパでは高低差に係わらず有効な魚道であると考えられているのに対して、北アメリカではフィッシュエレベータより能力的には劣ると考えられており、むしろ遡上する鮭の数の少ない箇所に取り付けられているのが現状のようです。一方、ロシアでは30mを超えるダムに8.5m×8.5mのメインシャフトを有するフィッシュロックが取り付けられている例もあります。これらの魚道はいずれもサケのような体長も大きく遊泳力も鮎に比べて格段に優れた魚種を対象に設計されており、そのまま日本の

表-1 欧米におけるダムの魚道

国名	ダム名	平均揚程	魚道型式	対象魚	通過数
IRELAND	LEIXLIP	17.7	フィッシュロック	鮭	2375
IRELAND	--	29.6	フィッシュロック	鮭	2420
IRELAND	--	13.7	フィッシュロック	鮭	2420
SCOTLAND	TORR ACHILTY	15.25	フィッシュロック	鮭	3000
FRANCE	GOLFECH	22	フィッシュエレベータ	ニジ、鮭	18000~45000
FRANCE	TULIERE	12	フィッシュエレベータ	--	--
FRANCE	MAUJAC	7	連続プール式	--	--
ENGLAND	PITLOCHRY	17	潜孔式魚道	鮭	3000~12000
ENGLAND	CLUNIE	21	階段式、潜孔式魚道	鮭	--
ENGLAND	AIGAS	19	ボーランド	鮭	3200~12000
U. S. A	DALLES	27.1	階段式	鮭	--

ダムに適用することはできません。しかしながら、フィッシュロックやエレベータ式魚道のような魚の遊泳力に依存しない形式の魚道は、日本において30mを超えるダムなどにも適用できる可能性があるといえます。

そこで、水工水資源研究室では現在、既存の魚道形式の改良と新形式の魚道の開発を行っています。プールタイプの様な対象魚の遊泳力に頼って遡上させる形式の魚道の場合、魚道を通過するときの魚の疲労を小さくしてやることが遡上率を高める重要な要素となります。そこで、アイスハーバー形式のようにどのプールでも魚が休息できるような魚道などを利用することによって従来のプールタイプの魚道よりもさらに適用範囲が増えるものと考えられます。また、人為的に手助けをしてやる形式としてはフィッシュロック、採捕・運搬等が考えられます。このうち、フィッシュロック形式を日本のダムに対して適用できるように改良したシャフト式魚道について水理模型実験等により改良を行っています。しかしながら、模型実験では実際の魚道内の環境を十分に再現することが難しく、今後試験的に実際のダムに設置していきたいと考えています。

一方、ダムに大がかりな魚道を設置しないまでも、採捕式魚道を利用した樁山ダムのように、効果を上げている実例も多くあります。ダムに魚道を設置するには多大な費用と管理者の負担がかかることを考えると、このような採捕・運搬式や人工産卵床の整備などの手法の方がダムの魚道設置よりも効果的でかつ安価である場合もあります。

3. ダムと魚道の配置

どの形式の魚道を選ぼうとも、またどんなにダム下流に魚がいようと、魚道内に魚が入り、そして安全に出ていかなければその魚道における遡上率は上がりません。ダム下流には様々な放流設備の出口や、構造物があります。それらによって魚道に魚が近づくことが阻害されないよう、また魚道入口を通り過ぎてさらに上流部に魚が進んでしまわないよう設計する必要があります。

また、出口は遡上してきた魚が吸い込まれることがないように、取水口の近くを避けなければなりません。貯水池が広い場合や、貯水池内の流れがほとんどなく、魚が貯水池の上流域に移動することが困難であるような時には魚道のさらに上流に誘導水路を設ける必要があるかもしれません。

入口、出口ともに魚食性魚種による被害を低減するためによどみ域を避け、また鳥に狙われ易い場所を造らないような配慮も必要です。

様々な面からダム周辺の生態系の保全を考えていくと、その方策として魚道よりも人工産卵床の整備や貯水池内を再生産に適したように整備していくことのほうがより効果的である場合もあります。また、たとえ立派な魚道を設置したとしても、それを利用するのは魚という生き物であり、わずかな問題で遡上率が下がってしまうことも考えられます。魚道もそれぞれのダムの条件などによって適した形式が異なっており、対象魚種と魚道形式を簡単に結び付けることはできません。個々のダムについては水工水資源研究室において対応させて頂きたいと考えます。

(水工水資源研究室)

河－2 火山砂防計画を策定する際の火山災害予想区域図の作成手法

(質問)

火山砂防計画策定指針(案)の中で、噴火対応火山砂防計画を策定する場合の火山災害予想区域図の作成手法、たとえば噴火口の想定手法等について御教示願いたい。

(河川部河川計画課)

(回答)

火山砂防地域においては、通常の降雨や融雪による土石流、泥流等の土砂災害の他に火砕流や溶岩流といった、より複雑で多様な現象による災害が発生する可能性があり、その被害の範囲、規模、程度も甚大となる場合が多い。加えて、個々の火山の生成過程、地形、地質条件によってその噴火、爆発の規模やパターンが著しく異なり土砂災害の発生状況も大きく変化する。

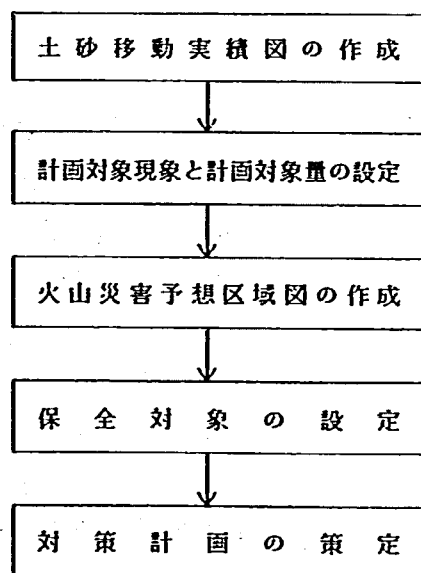
このような火山砂防地域において降雨や火山の噴火に伴い発生する土砂災害から人命、人家を守るとともに、地域の活性化の基礎となる安全な国土作りを実施するために平成元年度よりハード対策とソフト対策を組み合わせた火山砂防事業が新たに展開されてきている。

この火山砂防事業を合理的かつ効果的に進めるためにはその基本となる火山砂防計画を策定することが必要である。この火山砂防計画を策定するための基本的方針を明らかにするために平成4年4月には、建設省河川局砂防部より「火山砂防計画策定指針(案)」¹⁾が示されている。

火山砂防事業を効果的かつ経済的に実施していくうえでの基本となる火山砂防計画は、火山砂防地域において降雨等によって火山噴出物が侵食されて発生する土石流等の土砂流出に対する計画(以下、降雨対応火山砂防計画と呼ぶ)、ならびに噴火時に発生する火山泥流等の流出に対する計画(以下、噴火対応火山砂防計画と呼ぶ)からなる。

降雨対応火山砂防計画は全ての火山地域において策定する。一方、噴火対応火山砂防計画は過去200年程度以内に噴火活動があった火山、あるいは現在の活動状況、徴候、噴火の履歴等からみて、近い将来活動期に入ることが予想される火山を対象として策定する。

噴火対応火山砂防計画の策定手順は図－1



図－1 噴火対応火山砂防計画策定のながれ

に示すとおりであるが、このうち砂防計画の策定において重要な、保全対象を設定したり、砂防施設を配置したり、監視・観測体制および警戒避難体制の整備方針を決定する上で重要なものは火山災害予想区域図である。

火山災害予想区域図の作成手法に関しては、平成4年3月に、建設省河川局砂防部より「火山災害予想区域図作成指針（案）」²⁾が示されている。ここではこの指針（案）に基づいて、火山災害予想区域図を作成する場合の留意点について述べる。

火山災害予想区域図とは対象とする火山において、現在の地形条件下で移動する土砂の移動過程や影響範囲、堆積深等を土砂移動現象ごとに想定した図である。この火山災害予想区域図は対象とする火山の火山形成史、土砂移動実績図、地形解析と現象の特性に基づく災害予想区域の設定および想定される規模の土砂移動現象の数値シミュレーション結果等を基に、総合的に作成されるものである。火山災害予想区域図の一般的な作成手順を図-2に示す。このうち、「地形解析と現象の特性に基づく災害予想区域図」および特に「数値シミュレーションに基づく災害予想区域図」の作成にあたっては想定される土砂移動現象ごとに、土砂移動量、発生頻度、噴火口の位置、想定される噴出物の物理特性、気象条件等を設定する必要がある。

これらの項目は基本的には過去の火山噴火に伴い発生した、溶岩流、火砕流、火山泥流等の発生、流下、堆積等の土砂移動実績、および過去の火山噴火の規模、頻度、特徴等に基づいて検討し、設定する。

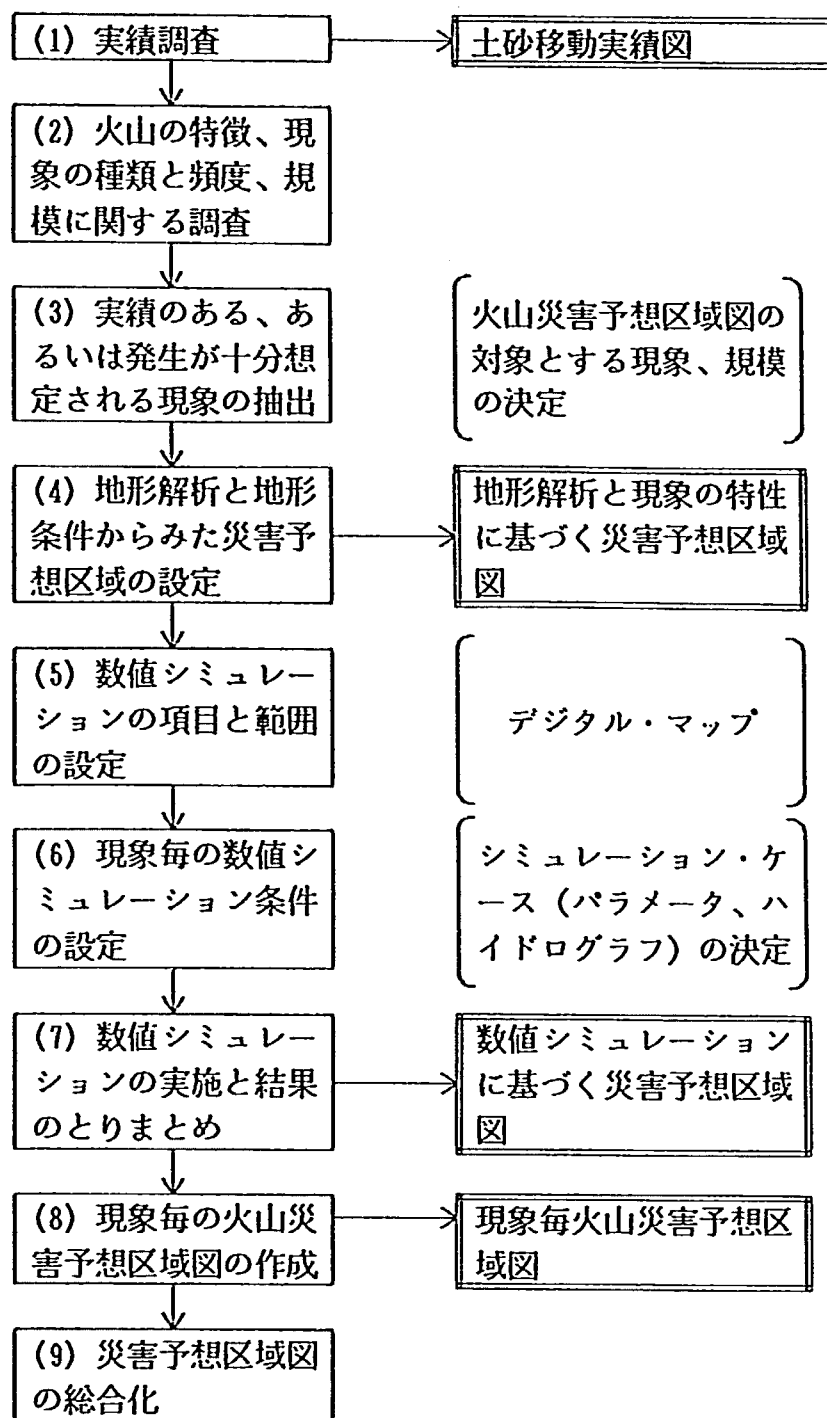
具体的には、計画対象現象は過去200年程度以内の噴火活動時の実績による現象、あるいは火山周辺の自然条件や現在の活動状況等から判断する。

計画対象量は、原則として過去200年程度の間に発生した噴火時の噴出物量を主にして、対象火山の噴火履歴や特性を勘案して、各現象ごとに設定する。なお、過去には発生していないが、火山活動状況などから発生が想定される現象がある場合には、計画対象量は、地殻変動時の前兆現象、溶岩ドームの発達速度や溶岩の噴出速度などを参考に、対象とする火山の噴火特性を考慮して設定する。

噴火口の位置は、特に溶岩流と火砕流の流下速度、流下方向、流下・氾濫範囲を決定する重要な項目である。噴火口の位置は一般的には過去の噴火の実績調査成果を基に設定している例が多い。多くの火山では噴火口は一箇所ではなく、噴火時期により移動している場合が多い。このような過去の噴火口の位置を調査するとしばしば帯上に並ぶことがあるが、このような場合にはこの帯状の割れ目地域（リフトゾーン）全体を噴火口の可能性のある場所として検討する必要がある場合が多い。さらにその中から狭い範囲に絞り込むために、最近の地震や微動の発生位置、重力測定によるマグマだまりの位置等の調査結果に基づいて可能性の高い地域を検討する。

噴出物の物理特性（例えば、溶岩流の場合にはせん断降伏応力、粘性、温度等）に関しては、基本的には過去の噴火の際に噴出、流下、堆積した溶岩や火砕物自身およびそれらの流下、堆積特性を調査することにより設定する。

また、気象条件については、対象火山付近における過去の風向・風速・降水量・気温・



図－２ 火山災害予想区域図の作成フロー図²⁾

積雪深等の観測データをもとに噴火時期別の確率評価手法により設定する。

ただし、実際の噴火に際して計画対象現象、計画対象量、噴火口の位置、噴出物の物理特性、気象条件等が予想と異なることも有り得るので、このような場合には迅速に火山災害予想区域図の見直しを行う必要がある。

なお、実際には火山活動現象は火山ごとに異なるために、対象現象や計画対象量等に関する調査は個々の火山について実施するとともに、地元の事情等に詳しい学識経験者や専門技術者などからなる「検討委員会」を設置して、各火山に適した火山災害予想区域図および火山砂防計画を策定する必要がある。

参考文献

- 1) 建設省河川局砂防部：火山砂防計画策定指針（案），1992.4
- 2) 建設省河川局砂防部：火山災害予想区域図作成指針（案），1992.3

（砂防研究室）

河－3 多自然型の河岸防御工の被災事例

(質問)

多自然型の河岸防御工の被災事例について紹介願いたい。

(河川部河川計画課)

(回答)

多自然型護岸の建設はまだ始まってまもない状態であり、建設後に洪水を経験していないものが大半である。したがって、本格的な被災事例はまだ数例にしか過ぎないが、いくつか紹介してみる。

①既存護岸の上に盛った覆土が削られた事例

既存の通常護岸の上に土砂を盛って緩勾配にし、表面に芝を張ったり、自然に植生が繁茂するのを狙った多自然型護岸が現在数多く造られているが、洪水時に盛った土砂が削られたり流出する事例がかなりあるようである。

②河床に置いた巨石が移動・沈下した事例

A 河川では、河岸近傍の河床に巨石(2～5t)を平水時水面から頭を出すように、かつかなり粗な状態でランダムに置いた。同地点では、洪水後、巨石の流出や移動、沈下が見られた。洪水は、計画流量に迫る規模のものであり、同地点での低水路平均水深は4.7mに達した。同地点の河床勾配は1/1147であり、これと低水路水深から摩擦速度を予想すると、20.0cm/sであった。

巨石の流出・沈下に関するその特徴は以下のとおりである。

- ・流出した巨石の大半は低水路中央寄りに置いたものであった。
- ・沈下した巨石の大半は上流側に置かれたものであった。しかも、沈下量は石の直径が大きいほど大きい。
- ・巨石の最大沈下量は1.2mであった。

③張芝が剥された事例

B 河川では、5割勾配の法面にわく工(わくの大きさは約1.4m)を設置し、わく内に芝を張った護岸を設置したところ、洪水時に張った芝が剥された。洪水規模は明らかではないが、設置地点の河床勾配は1/337であることから、洪水時にはかなり大きな水理量が発生したと推定される。

破壊の特徴としては、張芝がわく単位で剥されていることが挙げられる。これは、張芝の継目が弱点であることを示している。また、洪水は張芝後わずか一ヶ月で発生しており、表面に張った芝が十分に根付いていなかったことも侵食の原因の一つであると考えられる。

④わく工内の玉石が流出した事例

C河川では、1割5分勾配の法面に法わく工を設け、わく内に玉石（空石）を詰めたものを設置したところ、洪水により玉石が流出した事例があった。洪水の状況は、低水路平均水深が3.95m、断面平均流速が3.4m/sであり、玉石流出部の水深は1.9mであった。この水深と設置地点の河床勾配1/263から摩擦速度を推定すると26.6cm/sであった。この摩擦速度は、無地源限界掃流力を0.05とすれば、直径8.8cm以下の石を動かし得るものである。

<事例より明らかになったこと>

- ①既存護岸に盛った覆土は耐侵食性が低い。また、土木研究所で耐侵食性について調べた結果によると、締め固め土は天然河岸土よりも弱いことがわかっている。以上のことから、覆土タイプの護岸については、表面に芝を張ったり、ブロック・自然石等で補強しないかぎり耐侵食性は期待できない。
- ②張芝は、施工後ある程度時間が経過しないと強度が高まらない。また継目が弱点となるようである。したがって、芝の下にネットを張って補強するなどの工夫が必要である。
- ③巨石や自然石を置く場合、流体力を正しく見積るとともに、河床に設置する場合には巨石周辺の局所洗掘についても考慮する必要がある。局所洗掘深については、巨石の直径と密接な関係があるようである。

(河川研究室)

(質問)

簡易魚道及びプレキャスト製魚道の開発状況について御教示願いたい。

(河川部河川計画課)

(回答)

概設魚道改善の現地実験(土木学会第47回年次学術講演会、1992年9月、豊橋技術大学、稗田肇、和田清、中村俊六)として、既に発表されている。当事例は、中村俊六博士の指導下で、多摩川本川及び支川秋川で10数カ所の簡易デニール式魚道を設置して実験を継続中のものであるが結果は良好との事である。基本構造はユニット寸法が $L=10.9\text{m}$ 、 $w=0.3\text{m}$ (通水路幅 0.19m 、対象魚種アユ)鉄整約 20kg (3~4万円)、アルミ製 10kg 以下(8~10万円)、設置公配 $1/3$ (延長 10m 毎にウォーターブルを設ける)である。

アユの遡上時期のみに、人力で運搬設置するもので、いたって簡易であるが、洪水時には流水圧に流される危険が極めて高く、撤去しなければならない。この他にウォーターバーという新しい魚道タイプのものもあり、効果が高いようである。また近年、東北地建湯沢工事事務所管内の支川の排水口の落差工等において、勾配 $1/10$ 程度の斜路を設け、これに階段式魚道やウォーターバーを設けた独特の簡易魚道を設け、河川本川から田園等への支川上流への魚類遡上を助けている事例が発表され、良い結果を得ている。これからは出張所が現地状況をよく判断しながら創造工夫を重ねているものであり、極めて重要な実践例といわねばならない。また、土研、河川環境研究室においても関東地建常陸工事事務所管内久慈川に試験設置すべく土研式簡易魚道を設定中である。

(河川環境研究室)

河－5 越波量の推定手法

(質問)

海岸堤防における越波量の推定方法としては、合田らによって作成された不規則波越波量推定図表があるが、これは基本形を直立堤とした場合の推定図表で、傾斜堤などについては、どのように推定すればよいかご教示願いたい。

(河川部河川計画課)

(回答)

緩傾斜堤は直立堤と比べ、

- ①反射波が小さいため堤防のり先の洗掘が軽減できる、
- ②のり面上で遡上波が減衰するため、天端高を低く抑えることができる、
- ③海岸へのアクセスを妨げたり、景観を阻害する等の海岸環境への影響が

小さい

等の長所を有しており、近年、海岸事業において建設される事例が多くなっている。

緩傾斜堤の設計については「緩傾斜堤の設計の手引き」(建設省海岸課)を参考にすることができるが、この中では越波量について、のり勾配が小さくなる程越波量が減少すること、のり面の粗度や透水性が越波量を減少させる方向に作用すること等について触れているものの、越波量の推定については一般的な評価手法の確立は難しく、水理模型実験によることを原則とするとしている。現在においても、緩傾斜堤の越波量については手法は確立されておらず、緩傾斜堤の設計は有義波のうちあげ高をもとに設計されるのが一般的となっている。

緩傾斜堤の越波量に関する研究事例は非常に少ないが、1例として井上ほか(1992)の実験結果を示す。図－1は $H_{1/3}/L_{1/3}=0.04$ 、 $h_c/H_{1/3}=1.0$ 、 $h/L_{1/3}=0.26$ (h_c :堤防天端高、 h :堤脚水深)の場合の堤防のり面勾配と越波量の関係を示したものであり、ケース数は少ないが1/3勾配の付近で越波量が極大となり、それ以上緩勾配となる場合は越波量は減少することが分かる。のり勾配1/5の場合の越波量は直立堤の場合の1/3程度であり、かなり小さくなっている。この実験結果だけを見れば、緩傾斜堤の越波量は直立堤のものより小さく、直立堤の越波量を安全側の目安とできるようである。ただし、宇多ほか(1991)によると、越波の形態は堤防の形状や入射波の条件により異なり、特に緩傾斜堤の場合には遡上波が天端上を越流するとしており(写真－1)、さらに越波量が同じでも越波形態が異なれば被害状況も異なることを指摘している。このため、越波

形態やそれに伴う被害状況についても十分な検討が必要である。

(海岸研究室)

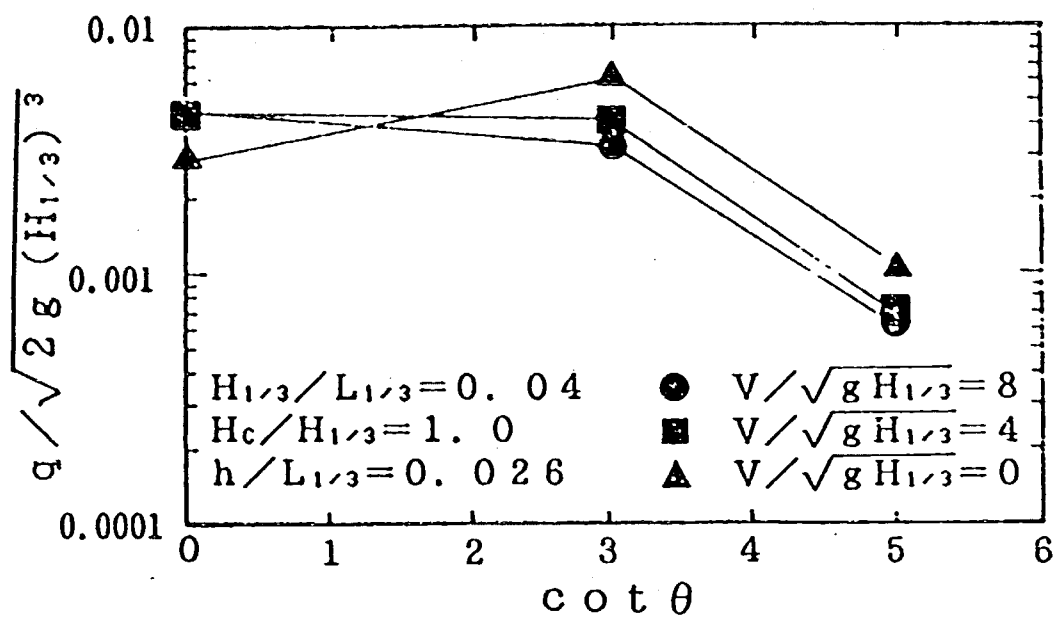


図-1 越波流量とのり面勾配との関係



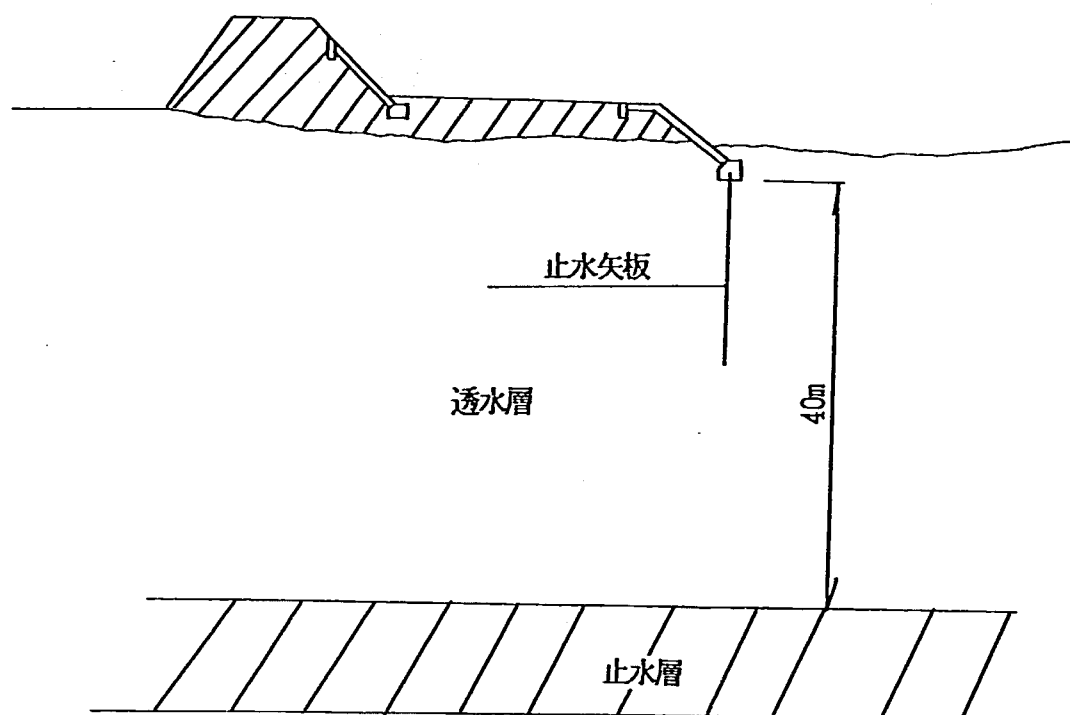
写真-1 島根県小浜海岸での越波状況

河－6 堤防基盤漏水対策による止水矢板の打ち込み長さ

（質問）

堤防基盤漏水対策として、主に鋼矢板を止水層まで打ち込むものとしているが、止水層が40mと深い場合、施工の可否、工費の増大等の問題より、止水層まで打ち込めない。この場合、矢板の打ち込み長さと漏水量は比例するのか。また、矢板を止水層まで打ち込めない場合、漏水に対する堤防の安定度をクリープ比によって判断してよいのか。あるいは矢板をある長さ打ち込めば堤防が安全と判断できる漏水量に抑えられてるといった考えができるのなら御教示願いたい。

（河川部河川工事課）



（回答）

河川堤防の漏水を大別すると、堤体漏水と地盤漏水に分けられる。堤体漏水は、河川の水位上昇により堤体内に水が浸透すると浸潤線が次第に発達し、やがて裏のり尻付近から浸透水が流出することをいう。この場合、降雨による堤体内への浸透水も影響する。また、地盤漏水は、堤体の下の透水性の高い地盤から河川水位の上昇による浸透圧により堤内地側地盤に湧出する事を指し、漏水が激しくなりパイピングなどの現象が生じると破堤の原因となることもありうる。漏水は一般に基礎地盤や堤体の土質及び基礎地盤の構成等さまざまな要因がからみ合って生ずることが多く、漏水の現象と量から影響の度合いを判断し、必要に応じて漏水対策工を検討しなくてはならない。地盤漏水の対策工として、止水矢板による工法がよく用いられるが、止水矢板を用いた工法は、基礎地盤の透水層があまり厚くなく完全に締め切ることができる場合に有効である。しかし、透水層が厚くなると完全に締め切めることは経済的・技術的にも非常に困難である。また、完全に締め切った場合、平常時の堤内地地下水と河川水の互換性を妨げるため、堤内地地盤での地下水位の上昇や

湿潤化を起こす可能性があり、設計に際しては十分な検討が必要である。矢板の貫入率と浸透流量の関係は、図-1に示すとうりであり、止水効果を完全締め切り時に対して50%の効果を上げるためには80~90%の貫入率を確保しなければならない。

そこで今回のように、矢板を止水層まで打ち込めない場合の漏水破壊に対する安全性は、以下に示すレーンのクリープ比により判定することが多い。(図-2参照)

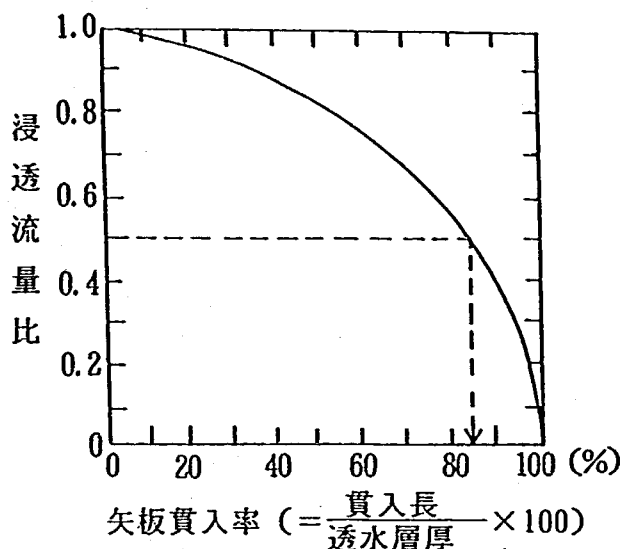


図-1 矢板貫入率と浸透流量比

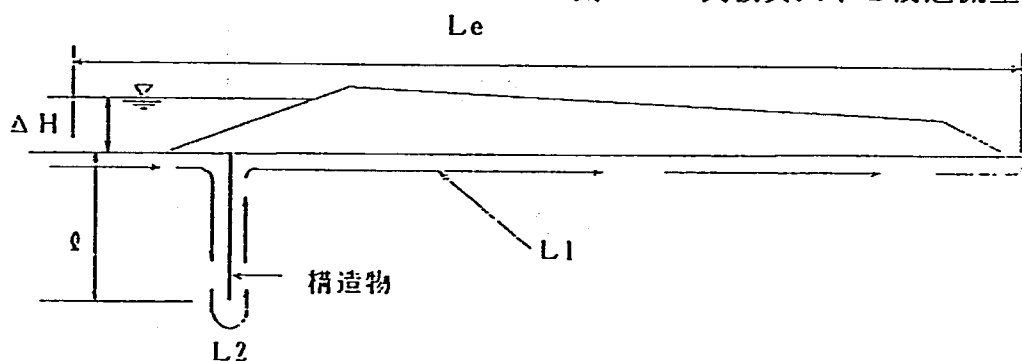


図-2 クリープ比の概念図

$$C = (L_e + \Sigma 1) / \Delta H = \{ (L_1 + L_2) / 3 + \Sigma 1 \} / \Delta H$$

ここに、C : レーンのクリープ比

L_e : 水平方向の有効浸透経路長

L_1 : 水平方向の堤防と堤防の地盤の接触長さ

L_2 : 水平方向の堤防の地盤と構造物の接触長さ

$\Sigma 1$: 鉛直方向の地盤と構造物の接触長さ

ΔH : 水位差

パイピング破壊が生じないためには、荷重クリープ比C の値が表-1 の値よりも大きくなるように、矢板を打ち込まなければならない。

表-1 クリープ比

区 分	C	区 分	C
極めて細かい砂又はシルト	8.5	細 砂 利	4.0
細 砂	7.0	中 砂 利	3.5
中 砂	6.0	栗石を含む粗砂利	3.0
粗 砂	5.0	栗石と砂利を含む	2.5

このようなクリープ比による評価方法は、パイピングに対してはかなり厳しい条件となっているが、この評価方法は、土とコンクリート構造物の接触面等、土と材質が大きく異なる物質との境界を対象としたものであることから、一般の河川堤防に適用することは適当ではないと考えられる。そこで、クリープ比以外の漏水に対する安定度評価手法としては、土の比重と間隙比から求められる限界動水勾配に着目して漏水について評価する手法もある。

限界動水勾配は、上述したように土の比重と間隙比で定まるが、漏水の評価対象となる砂または砂質土において、その値は0.8～1.1（概ね1.0）程度である。この基準値をふまえ、堤体内および基礎地盤の浸透状況を把握するために、非定常浸透流解析を行い、浸透流計算より求められる局所的な動水勾配が1.0をこえないように、矢板の打ち込み長さを決定する方法も考えられる。ただし、非定常浸透流解析から局所的な動水勾配を求め、漏水対策工を検討する場合には、浸透流解析を行う際の要素分割の大きさ等が、局所的な動水勾配に影響を与えるため、要素分割を含めた解析方法について慎重な配慮を要する必要がある。

（土質研究室）

河－7 砂防施設における魚道設置の考え方

(質問)

砂防ダムや床固工に設置する魚道について、設置基準の考え方と、設置する場合の構造の検討手法について御教示願いたい。

(多治見工事事務所、越美山系砂防工事事務所)

(回答)

近年は砂防施設においても落差工等に魚道を設置することは一般的になってきているが、そのタイプの選定や配置計画等に関する考え方は十分に整理されているとは言い難い。ここでは、最近の土木研究所における実験¹⁾と、直轄技術研究会において検討された成果³⁾を中心に砂防施設における魚道の考え方について解説したい。

全国の直轄砂防工事事務所管内の砂防設備における魚道の実態調査⁴⁾から、溪流において魚道を設置する場合に生ずる問題点としては、

- ①魚道の勾配が急になる。
- ②魚が魚道登り口に集まりにくい。
- ③流量が少ない。
- ④魚道登り口が河床低下のため浮いてしまう。
- ⑤魚道が土砂により埋没する。

等があげられている。

このような問題点を解決するために、溪流において魚道を計画・設計する際に配慮すべき点についてまとめたものが表－1である。

表－1 溪流魚道の必要な構造等

構 造 等	内 容
呼 び 水	魚類を魚道の入口に効率的に導くための水で、流れに対する魚の正の走性を利用したもの。効果は十分確認されている。中央呼び水水路・側方呼び水水路・パイプ呼び水水路等がある。なお、河川構造物直下に入口を設けることで、魚道からの流水で、同様の効果が期待できる。
位 置	魚道の最重要事項で、①ミオ筋側に設ける ②堰の構造・水理特性を生かし、魚が自然に集合する場に設ける。ダム堆砂状況への対応できるものとすべきである。
幅 員	広いほど有利という見方もあるが、一般に本体の5%程度といわれるが、溪流では小さすぎ効果が損なわれている場合もある。サケ・マス類を対象とした北海道水産部魚道設計指針の2.5m程度は確保することが望ましい ¹⁾ 。
勾配・プール長 (隔壁間距離)	魚道の勾配は、アユを対象とした場合は最大1/10 ²⁾ 、サケ・マス類については1/6～1/10 ¹⁾ 程度が適正とされている。溪流魚の場合、アユ用魚道に準じ設置されているが、緩勾配ほど満足度が高い。魚類生態を考えると、遊泳速度とジャンプ力が問題で、プール長と隔壁間高差が重要。 プール長は休息場の確保、魚が忌む乱流区域の減少のため、長く設定したい
隔壁間高低差	「魚を疲労させない」という観点から、アユ魚道で30cm ²⁾ 、サケ・マス魚道では50cm以内 ¹⁾ とされている。今後、溪流魚の生態に基づいた設定が必要。
隔壁構造 (切欠・潜孔)	切欠は隔壁の越流流速に変化を生じさせ、魚類の選好流速に応じた選上を可能とし、渇水期にも有利。流量調整ができない溪流域の魚道では必要な構造であり、満足度が高い。潜孔は底生魚の選上、低水時の選上、洪水時の土砂吐き等の効果が期待でき、砂防溪流では必要。
通 水	対象とする魚類の生態を考慮し、適正な流速・水深の確保が必要。
構造物の維持 ・管理	魚道内および周辺に土石・流木等が堆積し、機能が損なわれる例が多い ²⁾ 。構造的対策とともに、維持・管理の主体・方法等を検討する必要がある。

表-1の内容のうちのいくつかに関するこれまでの調査、研究成果を以下に述べる。

これまで、溪流魚の生態等についてはあまり研究がなされていないため、主にアユのような回遊性の魚種を対象にして考えられてきた魚道の構造が溪流魚に対しても有効であるのかということが大きな疑問であった。

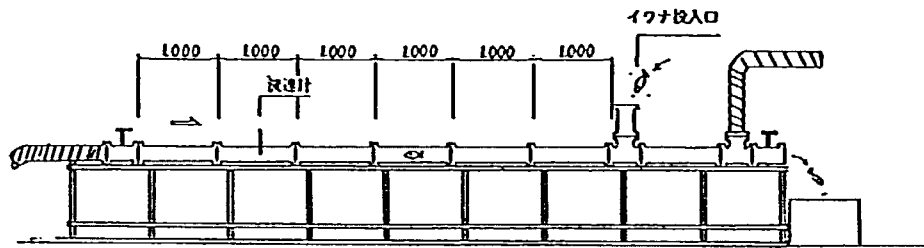


図-1 遊泳速度測定実験施設

そのため、土木研究所において平成4年度にイワナ、ヤマメを用いて遊泳速度測定実験を実施した。その結果は図-2に示すとおりであり、巡航速度は80~100cm/sec、突進速度は150~250cm/sec程度と判断される。また、跳躍力についても現地調査で、隔壁間高低差30cm以上でも遡上が確認されていることから、溪流魚の遡上能力はアユと比べて大差ないと考えられる。

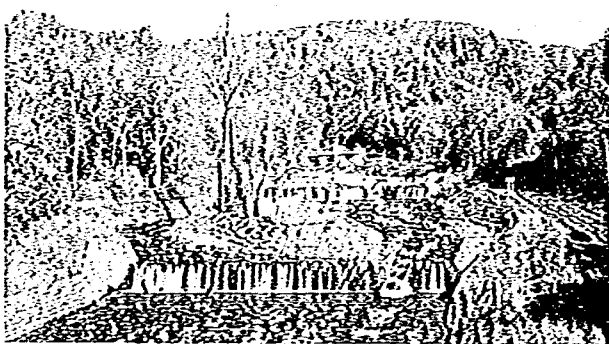


写真-1 蔦川5号床固工

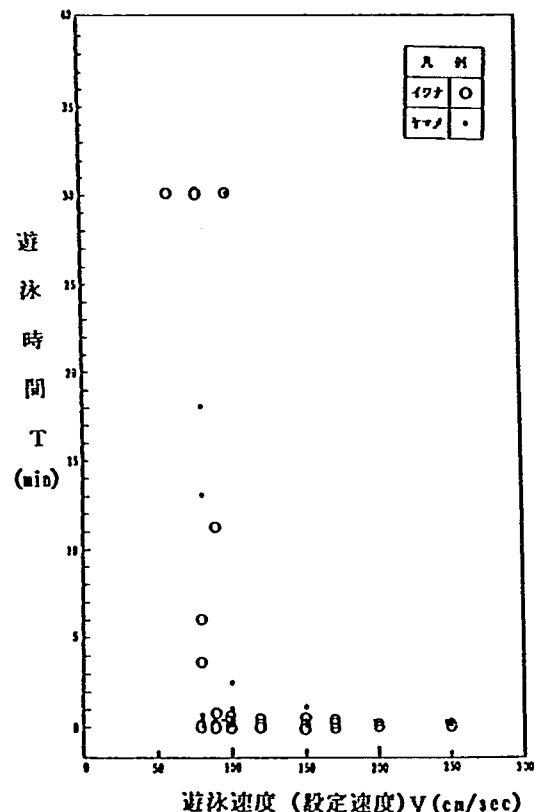


図-2 遊泳速度と遊泳時間の関係

表-2 魚種と遊泳力

(小山 1981~1983)

一方、魚道の位置については横断構造物にぶつかった魚が魚道の登り口を見つけ易くするための工夫として、写真-1のように引き込み式魚道とするか、魚道を折り曲げて登り口を構造物の前面に沿わせることが望ましい。しかし、引き込み式では流水が集中した場合に流速が大きくなりすぎて遡上が困難になることが懸念さ

魚 種	体長 (cm)	突進速度 (cm/s)	巡航速度 (cm/s)	文 献
ア ユ	0.5~0.6	3~7	—	小山ら (1965)
	4~5	50~70	5~10	小山 (1978)
	5~9	100~120	40~60	
ヒノマス	25~35	180~230	—	小山ら (1965)
ニジマス	15~40	170~200	40~100	小山ら (1969)
サクラマス	10(?)	—	(40~50)	小宮山ら (1981)
ア マ ゴ	1年魚	240	70~140	国土院 (1982)*
	2年魚	320	—	
イ ワ ナ	10	—	(20)	小宮山ら (1981)
シロサケ	65	500	—	佐藤 (1980)*
ウグイ	7~10	100	—	小山 (1967)
オイカワ	7.5~9.5	100	—	小山 (1967)
シラウオ	~8	40	—	道佐ら (1980)
ウ ナ ギ	シラス	—	40	国土院 (1982)*
	7~15	60~90	—	佐藤 (1980)*
	15~30	90~150	—	

注: カッコ内数字は、定位置泳のときの流速である。*: これら文献より採引。

れる。そのために、流量調節機能を持った魚道に関する実験を行っている。図-3に示すような形状の魚道について流量調節効果を測定した。結果は図-4のとおりで、いずれのタイプも調節効果があったが、特に上流にフィンをつけたD型の効果が大きかった。

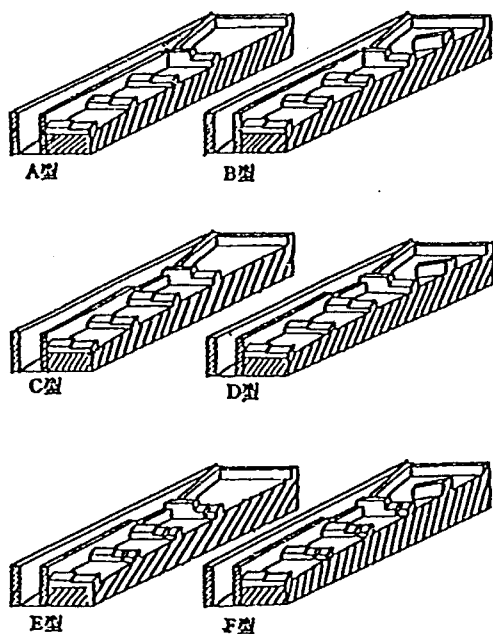


図-3 魚道の形状

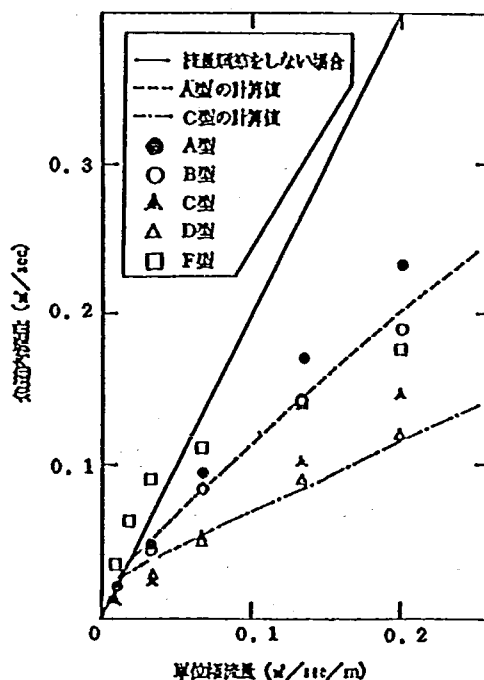
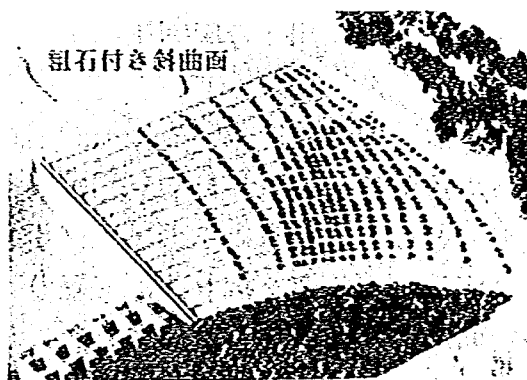
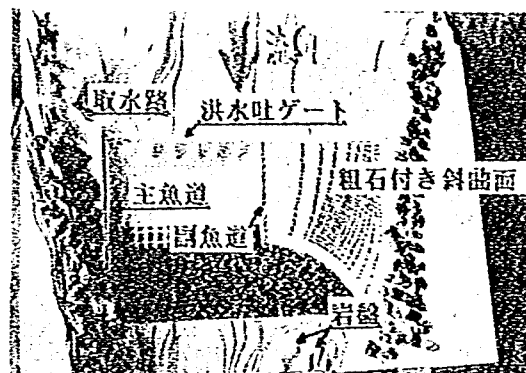


図-4 単位幅流量と魚道内流量との関係

流量の変化に対応できる魚道としては、写真-2のように粗石付き斜曲面を持った魚道が提案されている⁵⁾。このような構造であれば魚は自分が好む流速の部分を選んで遡上でき、また石の背面で休息もとれる。

一方、魚道タイプの選定の考え方であるが、基本的には対象魚種の特性に合わせて決定することになるが、砂防河川においてはどうしても維持管理のしやすさを考慮する必要がある。したがって、流砂量の多い区域では埋塞しにくいシンプルな構造のもの（例えばバーチカルスロットタイプ）、或いはある程度堆砂してもそのタイプの持つべき機能が完全には失われないような構造のもの（例えばアイスハーバータイプ）を採用すべきである。

また、新設の砂防ダムや未満砂の砂防ダムに魚道を設置する場合には、堆砂、湛水状況に応じた複数の出口を持った魚道を考えるべきであ



る。

(砂防研究室)

(参考文献)

- 1) 流量調節機能を有した魚道の提案、1992.5、砂防研究室関係調査研究年度報告
- 2) 西中悟、石川芳治、原義文 他：イワナ・ヤマメの遊泳速度と魚道遡上に関する実験、1993.5、平成5年度砂防学会研究発表会概要集
- 3) 建設省：溪流の環境に配慮した砂防設備に関する研究、第46回建設省技術研究会河川部門指定課題論文集、1992.10
- 4) 土木研究所資料第2907号：砂防における魚道の実態調査、1991.2
- 5) 財団法人 ダム水源地環境整備センター：魚道の設計シンポジウム

(質問)

多自然型川づくりなど自然環境に配慮した河川事業などを行うにあたり、現地の地形、植生の状況、などに応じて低水護岸の法線を変更して施工することが適当な場合がある。このような場合、治水上の面から必要とする高水敷幅の限界値を把握することが非常に重要である。そこで、治水上必要な高水敷幅の検討についてご教示願いたい。

(木曽川上流工事々務所)

(回答)

1. はじめに

高水敷幅の限界値(最低幅)が決まっていれば、高水敷の設計上便利な場合が多い。しかし、基準を作ると以下のような弊害が生じる可能性がある。例えば、堤防法線が屈曲している場合、高水敷幅の規準値を満たそうとするあまり低水路法線をも堤防法線と同位相で屈曲させたために堤防沿いに高速流が生じ、堤防侵食を招く場合がある。逆に、高水敷幅の規準値を厳守せずに低水路法線がなめらかになるように高水敷を造成した場合は、流れをスムーズにし堤防法線の欠点をカバーする場合もある。あくまで重要なのは、規準にとらわれ過ぎず適切な法線形を造ることである。したがって、ここでは高水敷幅の規準値としてではなく、この程度の高水敷幅をとればよいという目安として議論する。

2. 高水敷の機能別にみた高水敷幅

高水敷の幅について考える前に、高水敷の機能について考える。治水面からみた高水敷の機能としておおよそ以下のようなものが考えられる。¹⁾²⁾

- ①計画高水流量を安全な水位以下で流下させる
- ②低水路の高流速を堤防から遠ざけ、堤防沿いの流速を減じる
- ③洪水時に侵食の”削りしろ”となり堤防自体の侵食を防ぐ

以下にこれらの機能を十分に発揮するのに必要な高水敷幅について各機能ごとに示す。

(1) 計画高水流量を安全な水位以下で流下させる高水敷幅

計画高水流量を安全な水位以下で流下させるには、高水敷幅を広く取り十分な河積を確保すればよい。しかし、近年では堤防のすぐ近くにまで居住区が迫っていることも多く、引堤して必要な河積を確保することは困難である。したがって河道改修を行う場合、低水路の河床を掘削するもしくは低水路幅を拡幅するなどの方法が取られる。しかし、低水路幅はその川の河道特性(流量、生産土砂量、粒径、岩質など)により決定されるため、掘削あるいは拡幅を行っても安定な低水路幅に戻る可能性がある。したがって治水上必要な高水敷幅を設定する場合には、安定な低水路幅を維持しつつ、調節する必要がある。

扇状地河川では、1960年代から1980年代にかけて河積確保のために河床掘削が行われ、急激に河床低下が進行した。この掘削の時、堤防沿いの部分だけが掘り残されたものが現在の高水敷である。したがって高水敷を形成している材料は、河床材料と同様の隙を中心

としており粘着性が低いため、河岸侵食量は大きい。また、扇状地河道の安定な低水路幅は、平均年最大流量時に河道中央の掃流力が限界掃流力よりやや大きくなる水深で、低水路満杯状態になる幅と考えられている。したがって高水敷幅を広く取るために低水路幅を狭めると、安定な低水路幅に戻るために直ちに河岸侵食が発生する可能性がある。³⁾

自然堤防帯およびデルタ区間の高水敷は、洪水時に浮遊砂として運ばれた細砂以下のシルト、粘土などで構成されており粘着性を有している場合が多い。したがって高水敷の耐侵食性も高いので扇状地河道より低水路幅が狭く、深くなる。⁴⁾

以上の関係を見ると、安定な低水路幅は河床材料と深く関係していることがわかる。河床材料の平均粒径と低水路内の掃流力 (u_*^2 で代用) の関係を図-1に示す。⁴⁾ この図から各河川の河床材料に相当する掃流力を算出し、それに対応する水深を決定することができれば、次式の関係から安定な低水路幅を決定することは可能である。

$$H_m = [Q / (\phi \cdot B \cdot \sqrt{g} \cdot \sqrt{I})]^{2/3}$$

ここで、 Q ：平均年最大流量、 ϕ ：流速係数、 g ：重力加速度、 I ：水面勾配である。ただし、ここから得られる結果はあくまで目安であり、個々の河川により若干の変動があることを考慮する必要がある。⁴⁾

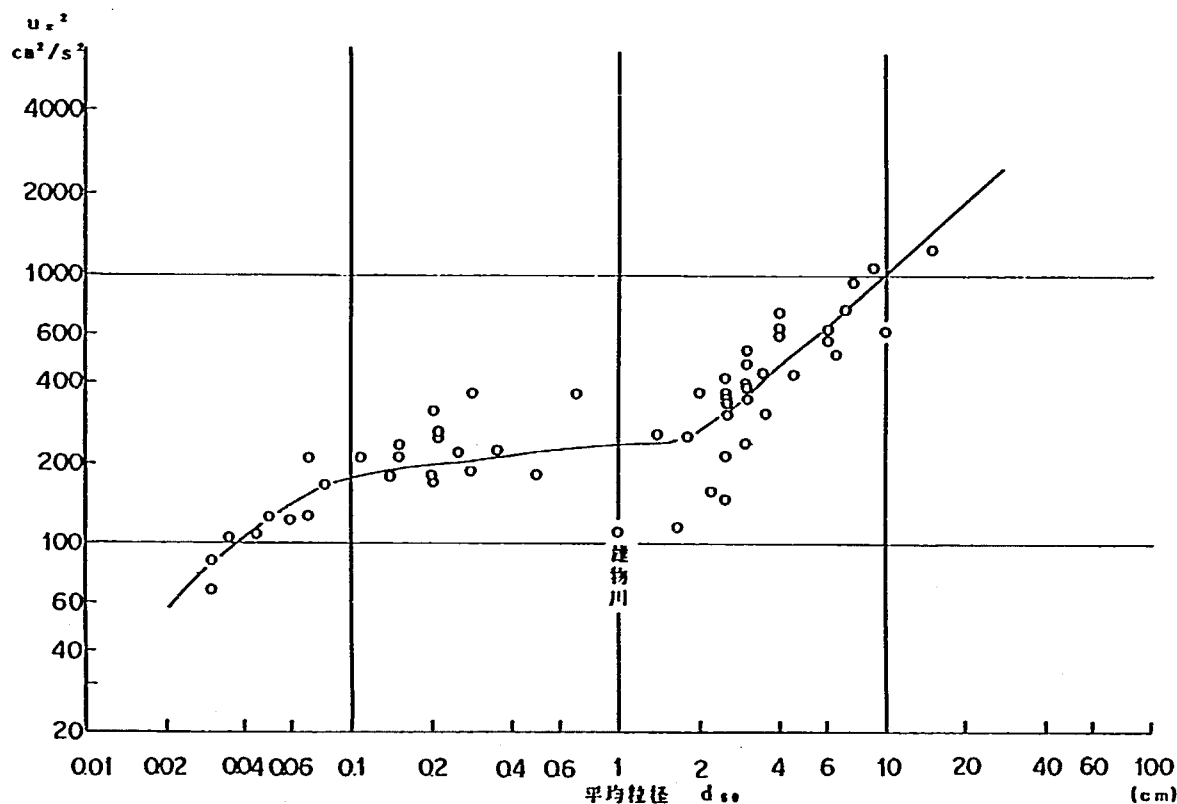


図-1 日本の河川の u_*^2 と d_m の関係

(2) 堤防の近傍での流速を低減させるのに必要な高水敷幅

高水敷上に速い流速が生じると、高水敷および高水敷上の構造物は侵食あるいは破壊を受ける。そればかりではなく、堤防も侵食され破堤につながる恐れがある。高水敷上の流

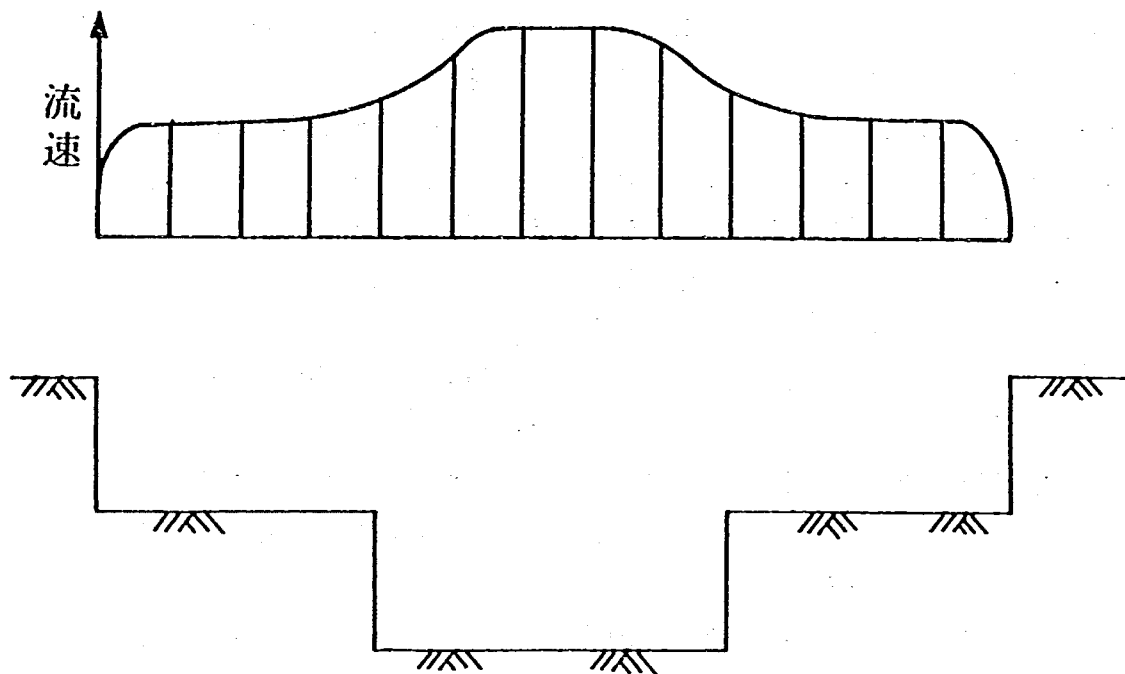


図-2 複断面河道の流速分布

速は低水路の流速の影響を受け、低水路近傍では速いが、低水路から離れるにつれて次第に遅くなり、高水敷本来の粗度係数、エネルギー勾配から決まる流速に近づく（図-2を参照）。したがって治水上安全な高水敷幅は、高水敷上の流速を十分に遅くする幅といえる。高水敷上の地被状態と高水敷上の粗度係数の関係を示す図を図-3に示す¹⁾。

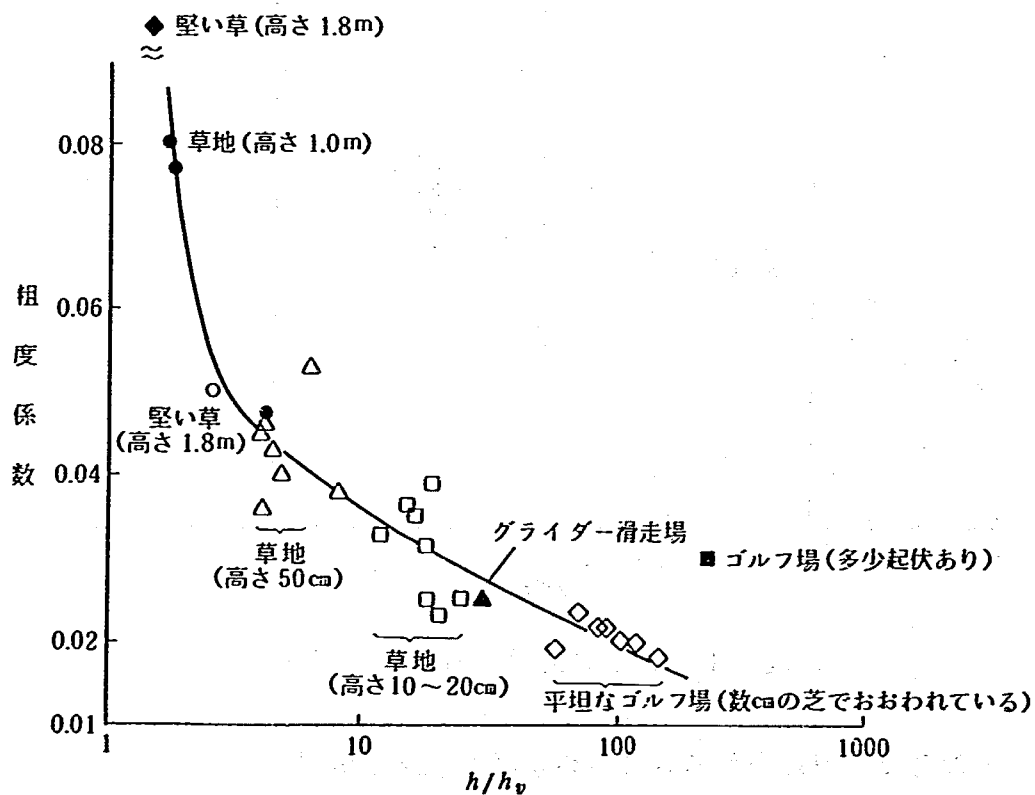


図-3 高水敷の粗度（地被状態と粗度の関係）

この図から当該河川の地被状態に相当する粗度係数を見だし、高水敷上の流速を算定することが可能である。土研で行われた研究¹⁾によれば、一般的に高水敷上の水深の約10倍の高水敷幅を確保することができれば、十分に高水敷上の流速を遅くすることができる。ただし緩流河川などの低水路の流速が遅い場合は、低水路の影響が堤防に及んでも問題はないと考えられるので、必ずしも高水敷上水深の10倍を確保する必要はないと考えられる。また、図-2から得られた粗度係数を用いて算出した高水敷上の流速と、同一断面内の横断方向の流速分布から求めた堤防沿いの流速を比較し、安全性を判断する方法も考えられるが、堤防の耐侵食力に関する知見がまだ十分ではないので適当ではないだろう。

また、高水敷上の流速が低水路内の流速差が大きい場合（例えば、高水敷上に植生が密生している状態）には低水路内の速い流れが高水敷上に侵入し、河岸近傍で平面渦が発生する。この渦は高水敷および高水敷上の構造物の維持管理上重要な問題を生じる。この平面渦の影響を考慮した高水敷幅は、土研で行われた研究²⁾によれば、高水敷上に侵入する渦の影響範囲は高水敷上の水深の10～30倍であることから、高水敷上水深の10～30倍が妥当であると考えられる。

（3）河岸侵食が堤防まで及ばない高水敷幅

高水敷は洪水時に様々な原因により侵食される。高水敷は河岸侵食の削りしろとしての効果を有する。したがって、必要な高水敷幅を求めるには、一洪水で高水敷がどれだけ侵食されるかを知る必要がある。

先にも記したが、一洪水による侵食量は、高水敷を形成する材料に大きく依存する。扇状地河川の高水敷は河床材料と同様に礫を中心としており、粘着性が低いため河岸侵食量は大きい。扇状地河川の河岸侵食量の極端な例を示せば、河床勾配が1/50のA河川では河岸の侵食幅が100mを越えることがあった。ただし、扇頂部で河床低下を起こしている河川では、河床がアーマー化され、流路を広げる作用が弱まるので河岸侵食量も小さくなる。また砂州が側方侵食に与える影響も大きく、砂州が固定されるところでは、大規模な侵食が発生する可能性がある。低水路幅を拡幅した場合には、砂州の発生を助長し河岸への流れの集中を強める可能性がある。扇状地河川の低水路を平均年最大流量程度で満杯となるように設定すると、計画高水流量規模の洪水時には高水敷上水深が平均年最大流量時の低水路内水深と同程度となる。高水敷を形成している材料が河床材料と同じであるとすれば、計画高水流量規模の洪水時には高水敷材料が移動する限界の状態になるので、高水敷上の起伏によっては高水敷上が荒廃することになるだろう。以上のことから、扇状地河川の高水敷計画を立案する場合には、現高水敷幅を維持し、低水路幅が広がらないように河岸の侵食防止工の設置を考慮する必要がある。また高水敷上水深を浅くし、高水敷の冠水頻度を低くする高水敷高を考慮する必要があると考えられる。なお、扇状地河川の高水敷計画については、扇状地河川の河道特性について検討した研究結果が参考になるだろう。³⁾

自然堤防帯およびデルタの河川⁴⁾の高水敷材料は、洪水時に低水路から移流・拡散され高水敷上に運ばれる細砂以下のシルト、粘土であるので粘着性が高く河岸の侵食速度はかなり遅い。砂利河川の高水敷の層構造は、高水敷は砂利層とシルト混じり細砂層の互層と

なっている（自然堤防帯の蛇行、砂利河川）。互層構造の河岸侵食は、まず粘着性の低い砂利層から侵食され、取り残された粘着性の強い上層が崩落するという過程を踏む。したがって、蛇行の激しい河道や迂曲河道の自然短絡を除けば、一洪水での河岸侵食量は大きくても数10mのオーダーで考えれば十分である。また植生が繁茂していれば、植生の根が河岸の崩落を防ぐので、高水敷幅をさらに狭くすることは可能である。

砂河川の高水敷材料は粘着性が高いため、侵食速度は非常に遅い。しかし砂河川の高水敷の内、縄文海進時に形成されたような海性あるいはデルタ堆積物の場合は侵食速度は非常に小さいが、現世の洪水による堆積物の場合は、高水敷が砂層とシルト層の互層で形成されており、砂利河川ほどではないが侵食速度は若干速くなる（自然堤防帯の砂河川）。したがって自然堤防帯の砂河川では、やはり数10mの高水敷幅が必要となろう。またデルタ河川ではさらに高水敷幅を狭くしても問題はないと考えられる。

3. まとめ

近年、河川流域の都市化にともない、オープンスペースが急激に減少しつつある。これにともない河川の高水敷が都市空間、自然空間、親水空間として認識されるようになり、河川公園、グラウンド、ゴルフ場などのレクリエーション施設や防災空間など多方面に利用され、多自然型川づくりに見られるように自然豊かな場として親しまれている。今後の高水敷上の利用形態を考えると、公園などのレクリエーション空間としての利用される、あるいは自然を体験できる場として利用される機会が増えることが予想される。単に治水上の安全性を確保するのみであるならば、前節で示した（1）、（3）の高水敷幅を目安にすればよい。しかし高水敷上に構造物を設置する場合には、（2）から得られる結果を考慮し、適切な高水敷幅を設定する必要があると考える。

<参考文献>

- 1)建設省河川局治水課、土木研究所：河道特性に関する研究-その2-高水敷の機能に関する研究-、第43回建設省技術研究会、pp.705-pp.742、平成2年10月。
- 2)建設省河川局治水課、土木研究所：河道特性に関する研究-その2-高水敷の機能に関する研究-、第44回建設省技術研究会、pp.783-pp.810、平成3年11月。
- 3)山本、高橋：扇状地河川の河道特性と河道処理、土木研究所資料第3159号、平成5年3月。
- 4)山本：沖積低地河川の河道特性に関する研究ノート、土木研究所資料第2912号、平成3年1月。

（河川研究室）

河－9 水質自動監視計データの精度向上

（質問）

採水地点と測定装置までの距離が長いため、水質（特に水温、DO）が変化する可能性が大きいので、できるだけ経済的にかつ精度を高く測定するための工夫等を御教示願いたい。

（木曽川下流工事事務所）

（回答）

まず、貴事務所で現在設置されている3箇所について、採水地点における測定値と、自動監視計に送水された水の同一測定法による測定値の間で、変化が表れているのか、どの程度の変化があるのかを調べていただきたい。

DOの変化については、送水管への空気の混入によるDOの増加、または送水管内の汚濁によるDOの減少が原因となる。前者の場合は、当然空気の混入をなくすことが必要である。後者の場合、次のような対応が考えられる。

- ①送水時間が短くなるようにポンプや送水管径を選定する。
- ②汚濁物の管内への堆積を極力少なくするため、送水管をできるだけ屈曲の少ない構造とするとともに、汚濁物が付着しにくい材質とする。
- ③送水管を定期的に水道水等で自動洗浄する。
- ④送水管の途中に着脱可能な継手を設け、自動洗浄では除去できない付着物をブラシによってときどき洗浄する。

水温の変化を解消するためには、外気に触れる部分に断熱材を巻く対策がある。

（参考資料 改良型水質自動監視装置〔K-82型S〕標準仕様書（案）の解説書 建設省河川局河川計画課

水質自動モニター維持管理・データ処理マニュアル 環境庁水質保全局）

これらの対応を行っても送水途中で水質の変化が生じる場合は、水没式センサーの設置等について検討する必要がある。

水没式センサーについては、測定装置が陸上の局舎内になく水中にあるという本来の特性に起因する維持管理の煩雑さ、河川中の流下物や洪水時の流失・ショックを防止する必要があること、センサー部の自動洗浄に不安があること、公定法に準拠したCOD、TN、TP等水没式では対応できない水質項目があることなどの短所がある。しかし、前出の送水管による問題がなく、その洗浄の手間がないとともに、送水管・ポンプや場合によっては局舎も不要となり経済的に有利になることもあると思われるため、水没式についても検討を行う価値があると思われる。

（水質研究室）

(質問)

河道内に繁茂している樹木については、必要な治水安全度を確保する上で支障があれば伐採しなければならない。しかし、樹木群は河川環境を構成する重要な要素の1つであり、場合によっては治水上有益な機能を持つことから、その伐採方法は合理的に定められなければならない。また必要以上の伐採は避けるべきと考えられる。そこで、以下の3点について御教示願いたい。

- ① 治水上の影響がないとして無視できる樹木群密度はどの程度か。
- ② 治水上の観点から見て支障のない樹木群位置および配置をどのように決めればよいか。
- ③ どのような配置にある樹木群が堤防保護効果を発揮するか。

(木曽川上流工事事務所)

(回答)

1. はじめに

樹木群が洪水流に与える水理的影響の中で、河道計画・管理を考える上で特に重要となるのは次にあげる4項目である。

- ① 樹木群が存在することにより合成粗度係数が大きくなり、疎通能力が減少する。
- ② 樹木群が存在すると、多くの場合、合成粗度係数が水深の増加とともに増大する傾向を持つようになる。このため、規模の小さい洪水により得られた合成粗度係数をそのまま計画規模の洪水に対応する計画粗度係数に用いると、疎通能力を過大評価することになる。
- ③ 樹木群が存在すると、樹木群内及びその近傍の流速が大きく減少する。このため、堤防沿いに繁茂した樹木群は、堤防保護効果を持つ。
- ④ 樹木群が流速に与える上記③の影響のため、樹木群の配置によっては、樹木群が堤防近傍の流速を増大させる場合がある。

これらの項目は、③を除いて、治水上負の効果に相当すると一般には考えられる。しかし、そのことが河道内樹木の存在を否定することには必ずしもつながらない。重要なことは、樹木群の持つ上記の影響を充分把握した上で、そのような影響を考慮した河道計画の立案及び河道管理を行っていくことであり、樹木の伐採はそれらの河道計画・管理の中の一手段と位置付けられる。以下では、樹木群の存在を河道計画、河道管理計画の立案に適切に反映させ、河道内樹木群の取扱いを合理的に決定するための基本的な考え方を示す。

2. 樹木群の取扱いを決定するための基本的な考え方

河道内樹木群の取扱いを決定するための検討は、大きく2つに分けられる。第1は、河道内に樹木群が繁茂していることの問題点を明確にすることであり、第2は、問題点を解決するための対策を検討することである。図-1には前者についての検討フローを、図-

2 には後者についての検討フローを示す。以下に、それぞれの検討内容について説明を行う。

2. 1 問題点を明確にするための検討（図－1 参照）

〔Ⅰ．基礎調査〕

この調査は、樹木群繁茂形態調査と粗度係数調査、洪水時流速分布調査の3つから成る。1 番目は、樹木群繁茂領域、地盤からの高さ、樹木群の密生度などを対象区間について調べるものであり、航空写真を利用した測量により広範囲にわたる調査を短時間に簡便に行うことが可能である。この方法については文献(1)を参照されたい。

2 番目は、対象区間の抵抗特性（水位縦断分布と流速の平面分布）を知るために欠かすことのできない粗度係数を、既往出水データからの逆算により求めるものである。粗度係数の逆算は、抵抗特性の実測値と計算値がよく一致する粗度係数を求める手順である。この逆算において注意すべきことは、樹木群を持つ複断面河道の流れの特徴が的確に表現できる不等流計算手法を用いることである。具体的には、1) 樹木群領域が死水域状となること、2) 樹木群領域とその周囲との流れの干渉、3) 低水路と高水敷間の流れの干渉、4) 流速の平面分布、の4つを考慮できる文献(2)に示された手法を用いる。この手法は樹木群形態についての詳細な情報を必要とするが、これは1 番目の調査結果から得る。また、精度の悪い洪水データからの逆算を数多く行っても意味はなく、少数でも十分な精度を持つ逆算結果が得られる精度の高い洪水データを用いた粗度係数逆算を行う必要がある。こうしたことから、樹木群が洪水流に与える影響を把握するという目的に見合った洪水観測を行い、精度の高いデータを集積することも重要となる。

3 番目は、樹木群が流速、特に堤防近傍の流速に与える影響を把握するために行う調査であり、洪水航測による表面流速解析の結果を利用する。この調査結果は、2 番目に述べた不等流計算による平面流速分布の検証データにも利用する。

〔Ⅱ．計画洪水時の流過能力の予測〕

ここでは、計画高水時の水位縦断分布を不等流計算により予測し、その結果から対象河道の流過能力を把握する。ここで用いる不等流計算は、Ⅰで既往洪水の粗度係数逆算に用いたと同様の不等流計算法（文献(2)を参照のこと）によって行う。

〔Ⅲ．流過能力に問題があるかどうかの判定〕

Ⅱで得られた結果をもとに、対象河道の流過能力に問題がある（低すぎる）かどうかを判定する。問題がある場合には、樹木群の一部伐採による流過能力の増大を検討する必要がある。

〔Ⅳ．堤防近傍の流速についての検討〕

樹木群の繁茂形態、河道の水理的諸元、洪水航測による表面流速分布、Ⅱで得られた不等流計算結果から、堤防にとって危険な高流速が堤防近傍に発生するかどうか、また発生する場合その原因が樹木群の存在によるものなのかを判定する。この判定には、樹木群の存在により堤防近傍に危険な高流速が発生していると判断された場合には、樹木群の伐採による堤防近傍流速の低減を図らなければならない。

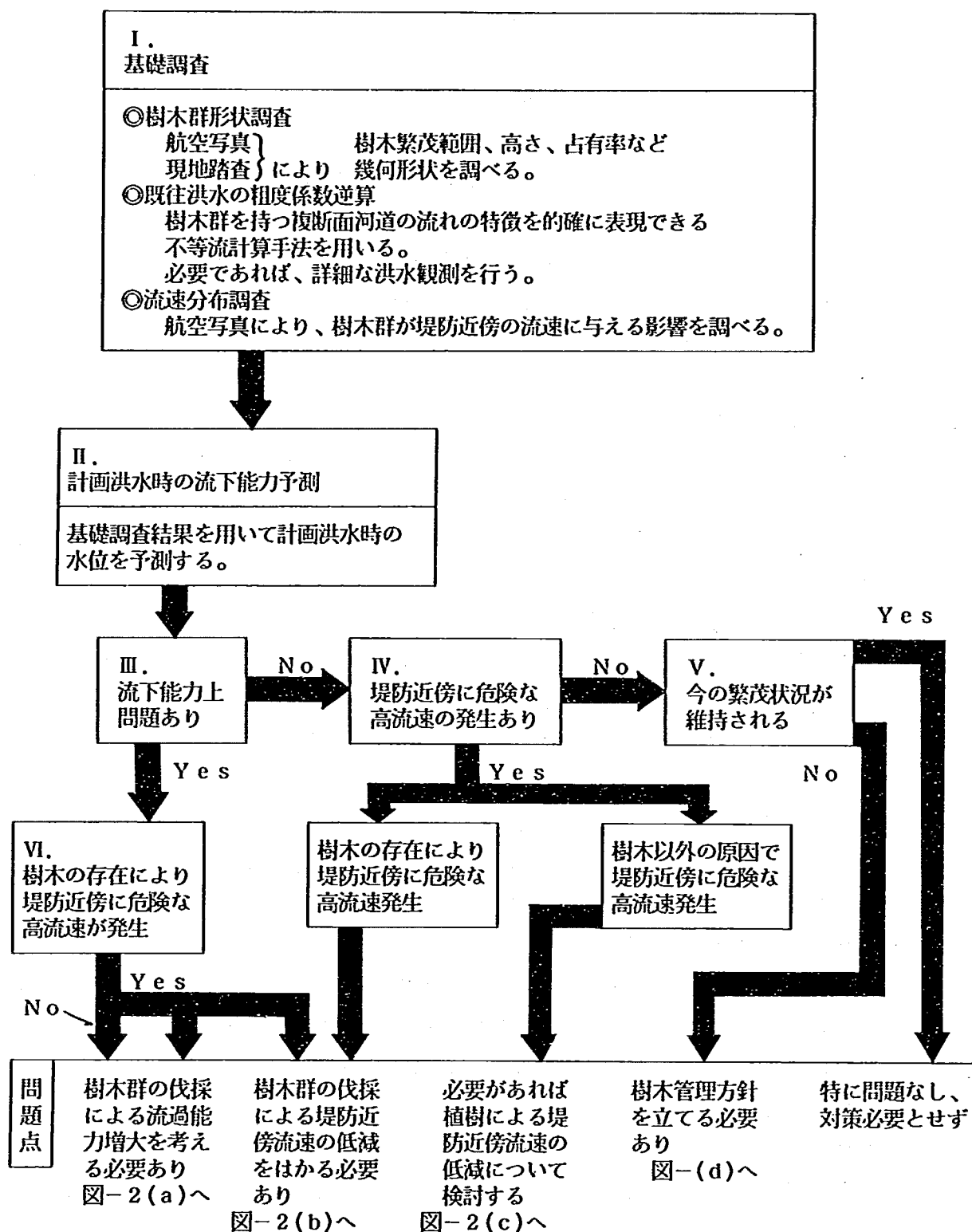
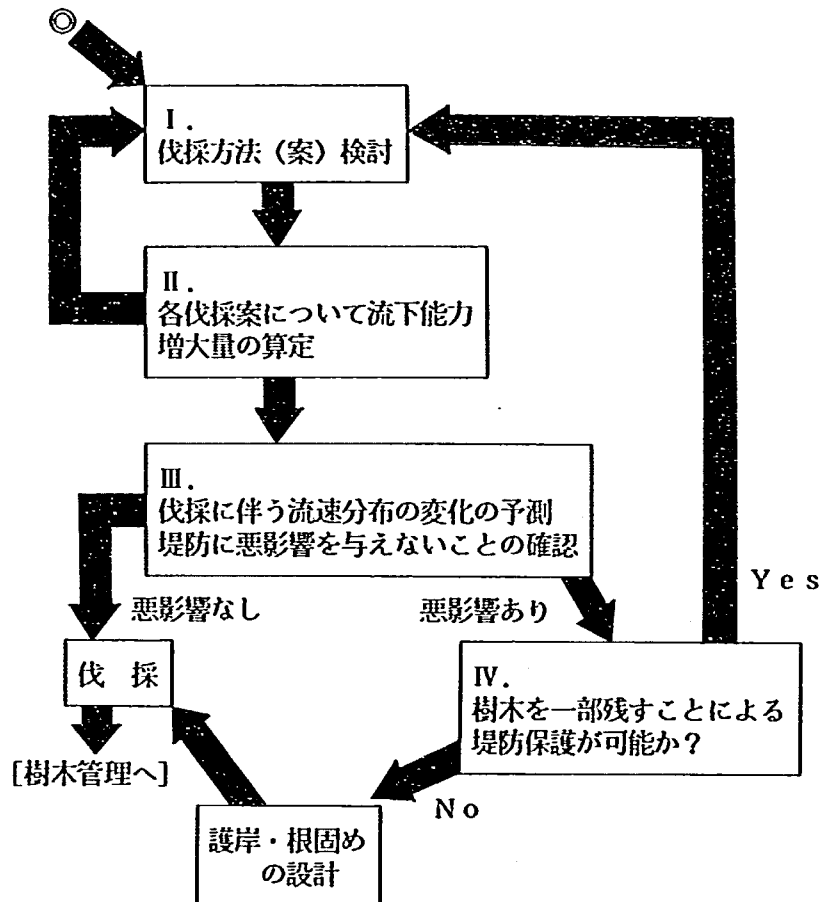
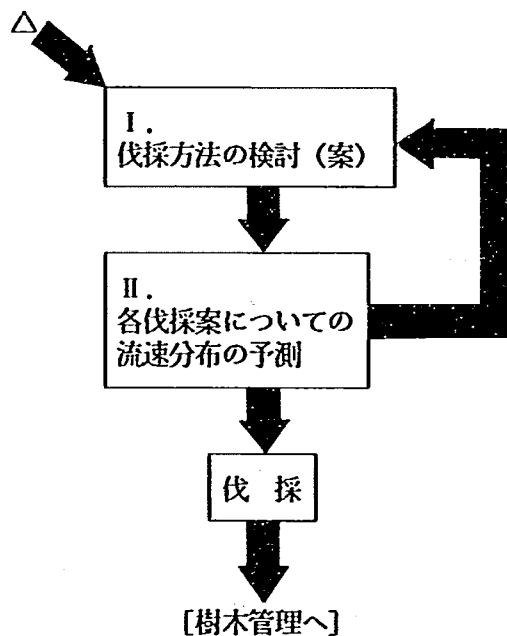


図-1 河道内樹木群の取扱いを決定するための検討過程（その1）問題点を明確にするための検討

a) 樹木群の伐採による流下能力の増大



b) 樹木群の伐採による堤防近傍流速の低減



図一 2 河道内樹木群の取扱いを決定するための検討過程(その2) 問題解決策立案のための検討

[V. 繁茂状況の経年的変化についての検討]

現在の樹木群繁茂状況がこのまま維持されるか、将来変化し、流過能力や堤防近傍の流速に影響を与えるようになるかを判定する。後者に該当する場合には、樹木群の繁茂が現在の状態のまま維持されるよう樹木群管理を行わなければならない。

2. 2 問題解決策を立案するための検討(図-2)

(1) 樹木群の伐採による流過能力の増大

[I. 伐採方法の検討]

効率良く流過能力の増大を図ることができ、かつ伐採によって堤防近傍の流速に悪影響がでないような伐採方法の案を作成する。

[II. 伐採案についての流過能力増加効果の算定]

Iで得られた伐採案について、文献(2)の不等流計算法を用いて流過能力の増加量を計算する。IとIIの手順を繰り返すことにより、所定の流過能力を得るための伐採法を明らかにする。

[III. 伐採に伴う流速分布の変化予測]

文献(2)の不等流計算法などを用いて、IIで得られた伐採による堤防近傍流速の変化を予測し、伐採が堤防に悪影響を与えないことを確認する。

[IV. 堤防保護のための樹木群一部保存の可能性についての検討]

流過能力増大のための伐採が堤防近傍に悪影響を与えることの対策として、堤防沿いに樹木を一部保存することが可能かどうかを検討する。

(2) 樹木群の伐採による堤防近傍流速の低減

[I. 伐採方法の検討]

効率良く堤防近傍流速の低減を図ることができる伐採方法の案を作成する。

[II. 伐採案についての流速分布変化予測]

Iで得られた伐採案が所定の流速低減効果を持つかどうかを検討する。

(3) 樹木管理

一般的に樹木群は年月の経過とともに繁茂しやすい場所において成長するので、伐採してもその状態が長く維持されることはなく、再び元の状態に戻る傾向が見られる。したがって、樹木群繁茂の許容範囲を明確にして、それを越えた大きさになった時に再び伐採するような管理計画を立てる必要がある。

2. 3 検討に使うべき情報

図-1, 2に示した検討に役立つ情報を以下に示す。

① 樹木群が堤防に悪影響を及ぼしているかどうかを判断する方法

流水による洗掘に対する堤防の安全度を低下させる可能性のある樹木群繁茂形態を抽出するための方法が必要となる。文献(3)の5章の成果を用いることにより、この手法を見出すことができる。

② 疎通能力確保にとって問題となる樹木群形状・位置の判別法

「どのような場所にあるどのような形状の樹木が特に疎通能力にとって問題か？」を明

らかにし、伐採計画を立てる際の根拠を得るための方法である。これは、文献(3)の2章、4章成果をもとに、文献(2)の手法を適用することにより得ることができる。

③堤防保護の観点から問題になる樹木配置と形状の判別方法

「どのような場所、形状の樹木が特に堤防付近の流速を増大させるか？」を明らかにし、堤防保護（流速分布）の観点から伐採計画を立てるさいの根拠を得るために用いる方法である。文献(3)の5章の成果を利用することにより、この情報を得ることができる。

④堤防保護に必要な樹木配置、形状の判定法

堤防近傍の流速を充分小さくするのに必要な樹木の巾を算定する手法であり、文献(3)の5章4節2の成果を用いる。

必読文献

- 1)福岡捷二・藤田光一・平林桂：洪水流の新しい観測法，土木技術資料，第30巻，第6号，pp. 26～31，1988.
- 2)福岡捷二・藤田光一・新井田浩：樹木群を有する河道の洪水位予測，土木学会論文 集，No. 447／Ⅱ-19，pp. 17～24，1992.
- 3)福岡捷二・藤田光一：洪水流に及ぼす河道内樹木群の水理的影響，土木研究所報告，第180号，pp. 129～192，1990.

(河川研究室)

(質問)

コンクリートダムをブロック工法によって築造する場合、隣合ったブロックの打上がり
の高さの差は、上下流方向で4リフト、ダム軸方向で8リフト以内に抑えるのが標準とさ
れているが、特殊な事情により、それを超えて長期間露出される鉛直継目の処理について
検討する場合、そのポイントおよび処置方法を、御指示願いたい。

(新丸山ダム工事事務所)

(回答)

コンクリートダムの築造方法には、大きく分けて柱状ブロック工法とレヤー工法の2通
りの施工法があります。柱状ブロック工法は、文字通りダムをダム軸方向に15m、上下流
方向に15~50mのブロックに分割して、ブロック毎にコンクリートを打設してダムを築造
する方法で、構造的に一体性が必要となる上下流方向のブロックについてはジョイントグ
ラウチングによって構造の一体化を図ることが必要です(アーチダムにおいては、さらに
ダム軸方向のブロックに対してもジョイントグラウチングが必要となります)。これに対
してレヤー工法は、ジョイントグラウチングが必要なダム軸方向の継目を設けず、上下流
方向のブロックを一体として打設する方法です。この場合、ダム軸方向に隣合ったブロッ
クは柱状工法と同様に別々に打設されますが、このレヤー工法をさらに発展させた方法と
して、ダム軸方向に並んだ数ブロックを同時に打設し、横継目を振動目地切機で切断して
作製する拡張レヤー工法があります。RCD工法はその代表的な一例です。この柱状工法
とレヤー工法の2つの工法には互いに得失があり、各ダムの条件に見合った工法が選択さ
れています。今回の質問は、この2つの工法のうち柱状ブロック工法における隣接ブロッ
クのリフト差の制限と長期放置された鉛直継目の処理方法について訊ねられたものです。

柱状ブロック工法でコンクリートを打設する場合には、隣接ブロックのリフト差があま
り大きくならないようにリフトスケジュールが立てられますが、放流管の設置ブロックな
どでは、そのブロックのコンクリート打設が一時中断されることから、隣接ブロックとの
間に大きなリフト差が生じることになります。一般に、隣接ブロックのリフト差の制限と
して、コンクリート標準示方書等では、上下流方向は4リフト、ダム軸方向は8リフト以
内を標準としています。この理由としては、リフト差が大きくなると、後行ブロックが死
角に入り、施工面や安全面に支障が生じること、および、先行ブロックの側面が長期間外
気に曝されることから表面付近のコンクリート温度が低下し、内部と表面の温度差から温
度ひび割れが発生しやすくなるためです。一般的なリフトの打設間隔は5~8日ですから、
8リフトのリフト差が生じるまでには、先行ブロックの側面は約2ヶ月間外気に曝される
ことになります。上下流方向のリフト差の制限がダム軸方向のリフト差の制限に比較して
厳しいのは、ダム軸方向については、施工中に、洪水の堤体越流に備えて越流ブロックを
設けておく必要があるために、ある程度のリフト差を設けておくことが必要となること、

また、放流管の据付工事などによってある程度のリフト差が生じることが避けられないこと、さらに、上下流方向のリフト差については、ダムは上下流方向に一体構造として設計していることから、施工段階においてもなるべく同一標高で施工して、構造系の状態をできるだけ一体の条件

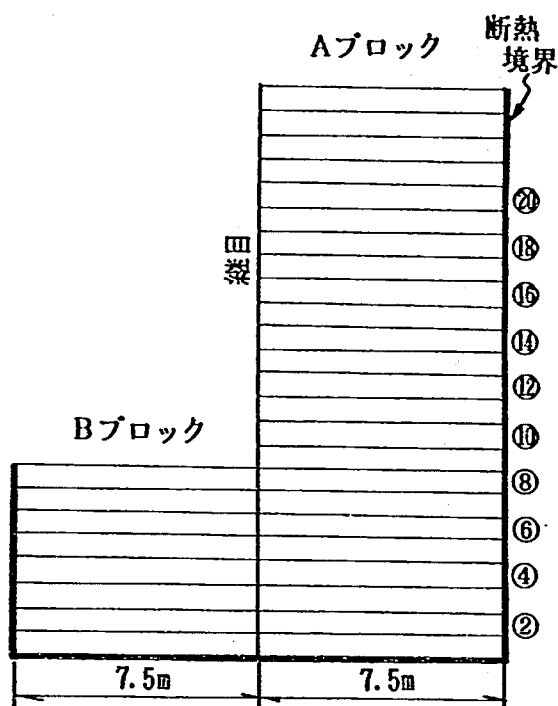


図-1 温度計算モデル

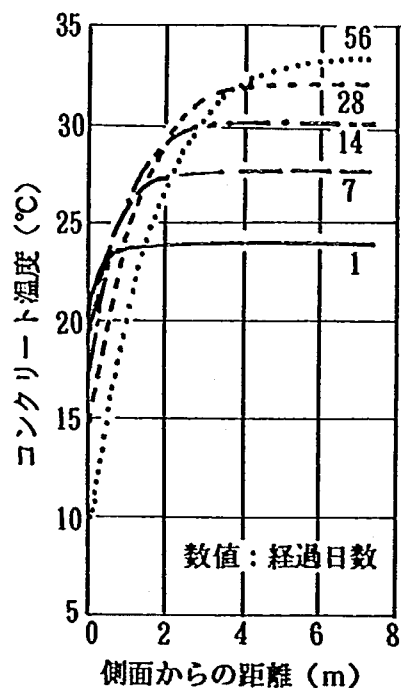


図-2 Aブロック内の温度分布

に近づけるよう配慮したたことなどがその理由として考えられます。

ここでは、温度ひび割れの抑制の観点から、もう少し詳しく検討してみます。そこで、図-1のようなモデルを用いて有限要素法による解析を行った結果について述べます。モデルはA、Bブロックについて、8リフトまでは同時に立ち上がり、8リフトに達した時点でBブロックは打設を中止し、Aブロックの

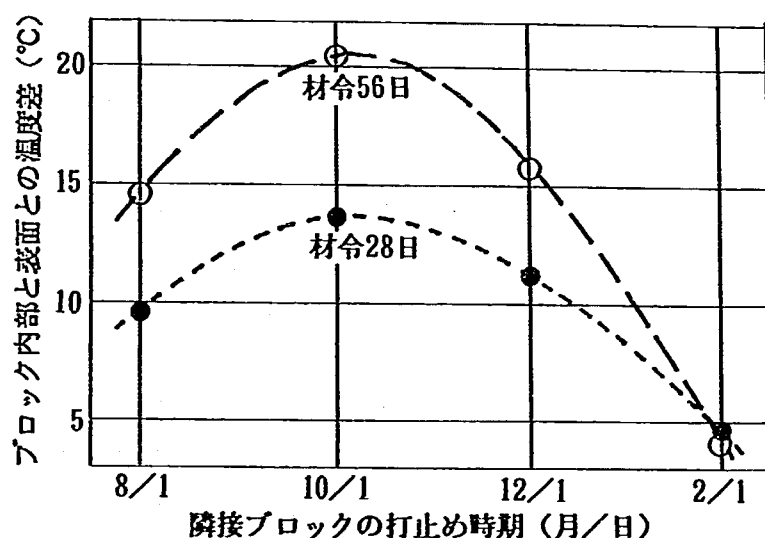


図-3 打設時期とブロック内外の温度差

みが順次24リフトまで立ち上がる計算を行い、時間経過に対するAブロック内の温度分布と拘束ひずみの分布を求めたものです。Aブロックの第10リフト内の温度分布の時間的な変化を図-2に示しますが、時間の経過とともにブロック中央付近のコンクリート温度は上昇しますが、表面付近のコンクリート温度は外気温の影響によって逆に低下し、これによってコンクリート表面付近には大きな温度勾配が発生します。なお、このコンクリート内部の温度分布は外気温との関係で季節によって異なりますので、季節毎にブロックの内部と表面の温度差を求めると図-3のようになり、外気温が低下していく秋季に内外の温度差は最も大きくなります。そこで、10月1日にBブロックを打止めた場合の第10リフト

の温度分布（図-2）から、拘束ひずみの分布を求めた結果を図-4に示します。一般的にダムコンクリートの引張限界ひずみは、急速荷重に対しては 100×10^{-6} 、緩速荷重に対しては 200×10^{-6} 程度と考えられますから、材令が2ヶ月程度になると、温度ひび割れの発生の危険性が高くなることが分かります。このように、人工クーリング等の適切な処置を行わずに、コンクリートブロックの側面を長期間外気に曝しておくと、温度ひび割れの発生の危険性が高くなります。

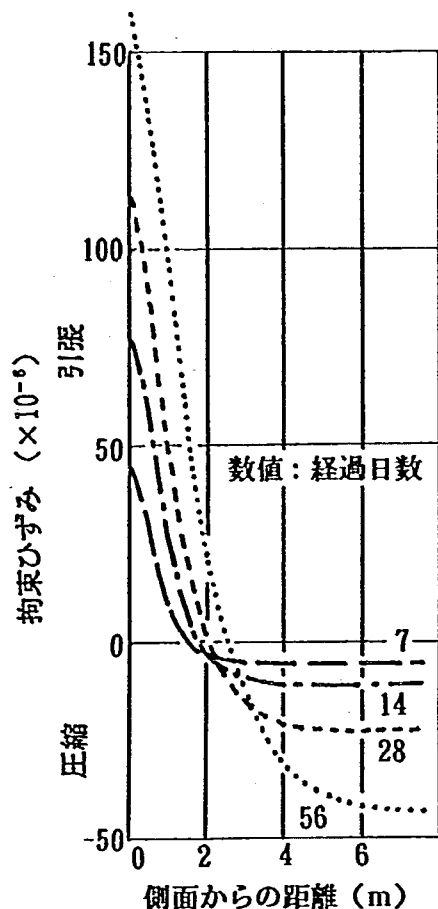


図-4 Aブロック内の拘束ひずみ分布

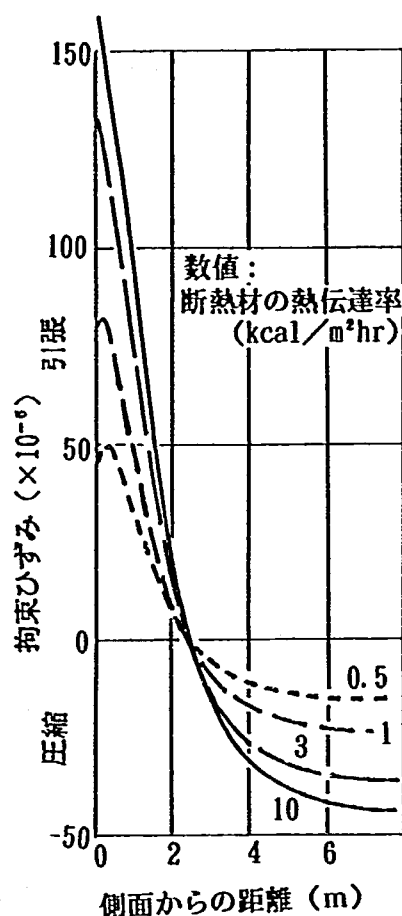


図-5 断熱材の効果 (56日経過後)

ところで、ダム軸方向に大きなリフト差を設けざるをえないケースとしては、放流管の据付ブロックで、特に放流管が全管路型で現場の据付、溶接作業が長期間に及ぶ場合や、また、半川締切りでダムを築造する場合などが考えられますが、このような場合の対処の方法として、①パイプクーリングによって当該ブロックのコンクリートの最高到達温度をできるだけ下げる。②パイプクーリングによって最高到達温度以降のコンクリートの温度降下速度を調整し、外気との温度差をできるだけ小さく抑える。③断熱材等によってコンクリート表面付近の温度低下を抑え、温度勾配を小さくするなどの対策が考えられます。ちなみに、図-1のモデルのAブロック側面（図中の縦目）の熱伝達率を変化させて、断熱材の効果について計算を行った結果を図-5に示しますが、断熱材の設置によって拘束ひずみが軽減できることが分かります。また、コンクリート表面に乾燥収縮が起きると、これが温度ひび割れ発生の引き金となるため、コンクリート表面に対しては十分な湿潤養生を行うことが重要です。

なお、半川締切りなどで、左右岸どちらか片側の堤体を、かなり高い標高まで先行して打設するような場合には、端部のブロックが不安定になることから、温度規制面ばかりでなく、ブロックの安定性、ダム軸方向のブロックの耐震性についても十分な検討を行う必要があります。

（ダム構造研究室）

河-12 高圧ラジアルゲートの水密方式

(質問)

当ダムにおける常用洪水吐きは、高圧ラジアルゲートとしており、その水密方式について検討中である。選定に当たっての留意事項について御教示願いたい。

(小里川ダム工事事務所)

(回答)

高圧ラジアルゲートの水密方式は、一般に図-1のように分類される。これらの水密方式は、使用条件やゲート規模等を考慮して、最も適したものを選定しなければならない。特に、脚柱の主桁の変形による変位や製作・据付誤差を十分に吟味し、適切な追従代を設定することが重要である。また、水密方式によって周辺の土木構造寸法に影響をあたえるため、計画時点における検討が必要である。以下に各水密方式の特徴と採用に当たっての留意点を示す。

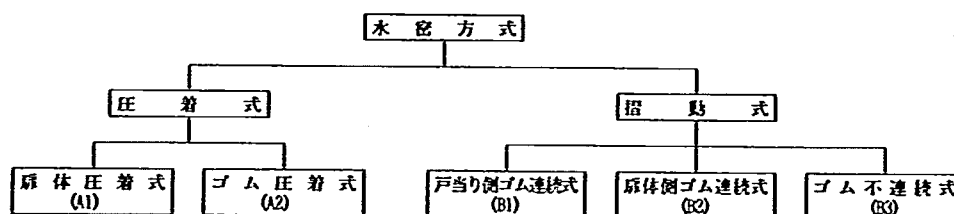


図-1 水密方式の分類

1. 圧着式

扉体または水密ゴムを圧着させて水密を図るものである。戸当り側の4辺に額縁状に水密ゴムを取付けており、放流管出口部での拡幅が必要である。圧着により止水を行うため、圧着時には完全な水密が期待できる。また、ゲート下端を完全なシャープエッジとすることが可能であり、下部段差部からの空気の供給もあり、振動の発生防止には有利である。さらに、底部の段差を設けることにより、微小開度放流時を除き下部水密ゴムには流水が接しない利点もある。特に、圧着を解除してから操作を行うため、ゴムの変形や操作時の抵抗を減じられることが最大の利点である。

ただし、開閉機構と別に圧着機構が必要であり、操作時に圧着の解除動作や圧着動作が必要となる。また、操作時に生じる隙間からの噴流を防止または軽減することが必要となる。

圧着の形式により次の2種類に分けられる。

①扉体圧着式(A1)

戸当り側の4辺に額縁状に連続して水密ゴムを取付け、扉体側を圧着機構を用いて押し付け水密を図る形式である。大規模な圧着機構が必要であり、また、ゲートの回転方向動作と圧着動作とが整合しないことに起因する応力上の問題が指摘されている。

②ゴム圧着式(A2)

水密ゴムの配置は扉体圧着式と同様であるが、ゲート自体は動かさず、水密ゴムの内

部または背面を上流水圧または別途の加圧装置により加圧し、ゴムを膨らませ、ゲートにゴムを圧着させ水密を図る形式である。扉体圧着式と比較すると操作性はよい。

ゲートの開閉装置以外に加圧機構が必要となることがあり、ゴムの材質や形状には十分な配慮が必要である。

2. 摺動式

水密ゴムに与える初期押付け力やゴム近傍の上流水圧を利用して水密を図るものである。操作時においても常に水密ゴムが扉体に押し付けられているため噴流防止対策は容易で、操作性が良好であることが最大の利点である。

ただし、圧着式に比べるとゴムの抵抗があり、開閉装置が大きくなる。また、ゴムが、まくれ込まないように、細部構造に配慮する必要がある。

水密ゴムの設置形態により次の3種類に分けられる。

①戸当り側ゴム連続式 (B1)

戸当り側の4辺に額縁状に連続して水密ゴムを取付け、水密ゴムの上流側に働く水圧を利用してゴムを扉体に押し付け、水密を図る形式である。微小開度放流時を除き下部水密ゴムには流水が接しない利点もある。また、操作時においても常に水密ゴムが扉体に押し付けられているため噴流防止対策は不要である。操作性・安定性は良好であり、摺動式としてはかなりの高水深まで適用が可能である。

ただし、円弧状のスキンプレート面が水密を維持しながらゴム面を摺動するため、スキンプレート曲面の製作精度を高める必要がある。

②扉体側ゴム連続式 (B2)

扉体側の4辺に連続して水密ゴムを取付け、側部は上流水圧により水密ゴムを扉体に押付け、上下部は扉体の下向き押付け力により水密を図る形式である。

部分開度放流の場合には、上部には戸当り側にも副水密が必要となる。下部水密ゴムの取付関係上、リップ厚さをシャープにできないため振動防止の面から不利となるので、比較的低下のゲートに用いられている。

③ゴム不連続式 (B3、B3')

上部および側部は扉体側に水密ゴムを取付け、下部は戸当り側に水密ゴムを取付けてあり、側部は上流水圧により水密ゴムを扉体に押し付け、上下部は扉体の下向き押付け力により水密を図る形式であり水密ゴムは不連続となる。下部水密ゴムとの関係上、リップの厚さをシャープにできず、振動防止の面から不利となるため、比較的低下のゲートに用いられていたが、実測によれば、水密の確保とゲートの振動に関しては問題のないことが明らかになり、徐々に高水頭への採用が試みられている。

部分開度放流の場合には、上部には戸当り側にも副水密が必要となる。この形式は、水密ゴムが不連続であり、水密に十分な注意が必要である。また、下部の水密については、常に流水に晒されることからゴムの永久歪みに起因する水理的問題が指摘されており、放流管出口底部にオフセットを設けゴムと流水とを離す方式 (B3') も採用されている。

各方式は、以上の様な特質を有するが、選定にあたって特に留意すべき事項として次のことが挙げられる。

- 1) 圧着式の場合、ゲートの開閉動作の前後に圧着・開放の操作時間を要するので、形式選定に当たっては、放流計画にこの時間を考慮しておく必要がある。
- 2) 十分なエアレーションを行うため、放流管出口部で拡幅を行う場合、水密の形式としては、圧着式かB1, B3'タイプの摺動式が採用される。拡幅を行わない場合は、B2, B3タイプの摺動式が採用される。
- 3) ラジアルゲートは水圧により、主桁のたわみ、脚柱の伸縮、トラニオンガードのたわみ、温度変化による各部の伸縮等が生じ、スキンプレート面が上下流方向に移動するので、ゲート形状・寸法を考慮し、それに追従して常に水密を保つ構造とする必要がある。
- 4) 各形式においてゲート操作時や部分開度放流時、側・上部水密部から噴出する恐れがある場合、適切な噴流防止対策が必要である。

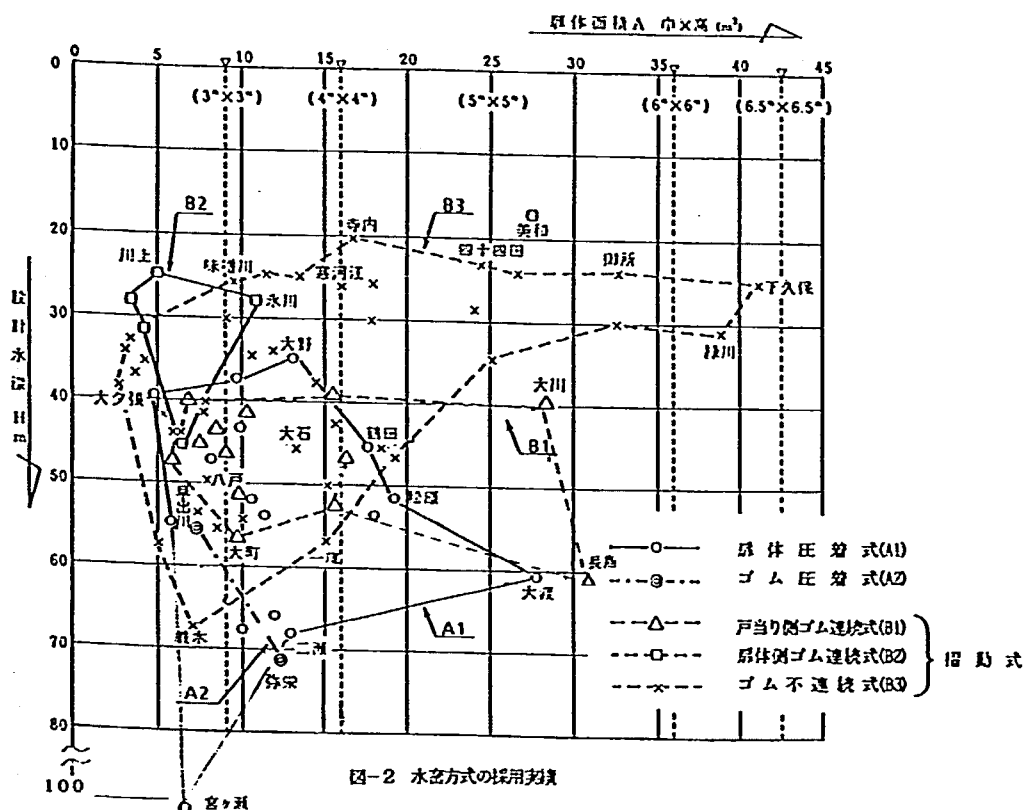


図-2 水密方式の採用判別

以上のような留意点のもとに、従来設置されてきた水密方式の採用実績を図-2に示す。いずれの形式にせよ、従来の限界に近い場合には十分な検討をなされて採用されてきており、使用に当たっては十分な検討の上、各ダムの特성에あった水密方式を採用する必要があると考える。

(水工水資源研究室)

(質問)

都市化の進む市街地に位置する二線堤が、都市計画等に位置付けられて整備された事例等があれば、ご教示願いたい。

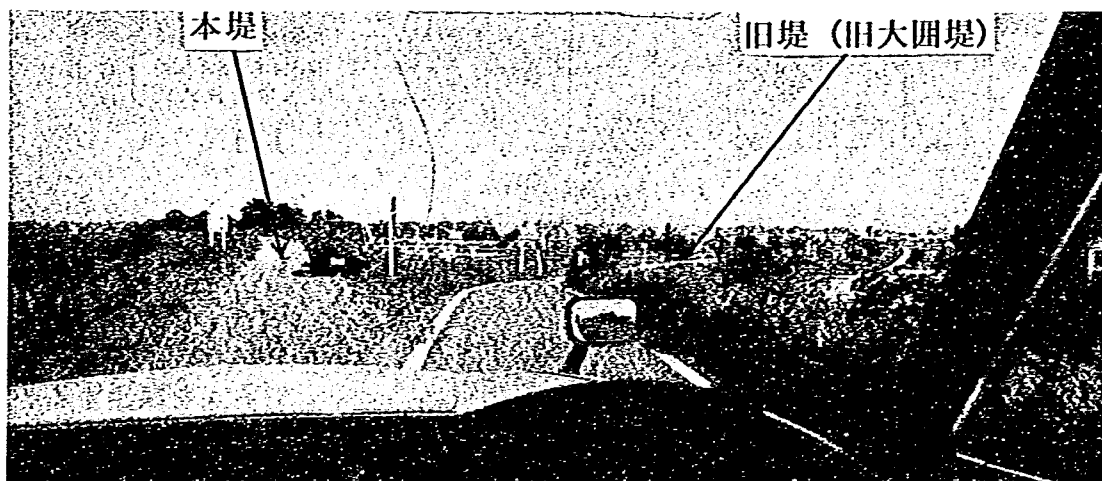
(静岡河川工事事務所)

(回答)

二線堤を「本川堤防以外で洪水氾濫の拡大を防止する機能を有する盛土構造物」と定義すると、高速道路や鉄道などの盛土構造物も、場合によっては二線堤とみなすことができるが、質問にある二線堤は、その趣旨から、霞堤の締め切り、堤防法線の変更・整備といった河川改修の産物として生まれたもの（いわゆる旧堤）、および二番堤、輪中堤等の地先防衛対策として設置されたものをさしているものと考えられる。

土木研究所が昭和61年に建設省河川関係の全92事務所（当時）の現場担当者に対して実施したアンケート調査によると、二線堤の存置・存在理由として大きなものとして、「道路などの治水以外の目的で利用されており、本川堤が築造されても、ただちに撤去出来ない。」ということが、挙げられている。したがって、こうしたものの中には、都市計画で道路として位置付けられているものも存在すると思われる。

また、現在、公園として管理されているものとして、埼玉県比企郡吉見町の、荒川と市野川を結ぶ吉見町旧大囲堤が挙げられる。桜を植え公園として利用されているほか、堤防天端はサイクリングロード（浦和武蔵丘陵森林公園自転車道として埼玉県が指定）として利用されている。現在、吉見町では、昭和13年の洪水時に氾濫拡大防止効果を発揮したこともあるこの旧大囲堤（桜土手）全長1.8kmを都市公園として、都市計画上に位置づける作業を実施しており、今年度中の指定を目指している。



(都市河川研究室)

(質問)

当事務所では、安倍川・大井川とも将来において水制を施工することとなっているが、水制を施工するにあたり河川砂防技術基準以外の文献、また急流河川での施工事例や施工上の留意点などがあれば御教示願いたい。

(静岡河川工事事務所)

(回答)

水制工の機能として山本(1992)には、①流水に対して粗度要素となり、流速を減少させる。②流水に対して直接的に障害物となり、流水の方向を変化させる。の二つ働きがあり、これらの作用によって流路制御、河岸付近の河床洗掘防止、水制近傍への土砂堆積、水制上流側への水位堰上げなどの機能を発揮させるものであるから、水制設置目的にかなうように水制設置場所の種々の特性(河道特性、水理特性)と水制の形状、配置、構造の関係を検討して設計しなければならないと述べている。ここでは急流扇状地河川の河岸侵食防止工として、水制工を選択する場合の留意事項、施工事例について以下に述べ、文献資料を最後の参考文献一覧に記す。

1. 河岸侵食防止工の設置場所と水制工の選択

現在、河岸侵食防止工の設置場所のランク付けを行い、河岸侵食防止工の材料、強度、工法、配置形状を決めていくという考えは確立されていない。しかし、今後は多自然型工法等の自然となじみ易い工法を取り入れていく場合、ランク付けを行ってその工法を適切に選択する必要があると思われる。

堤防との関係から河岸侵食防止工の設置場所のランク付けは、次の3ランクに分けて考えることができる。

ランクA：河岸侵食防止工が破損されるとその影響が洪水中に堤防まで及び、堤防の安全が損われる恐れのある河岸。具体的には堤防前面がそのまま低水路となる扇状地の河岸、高水敷の幅が狭く、河岸侵食防止工がなければ一洪水で高水敷が河岸侵食によって消滅してしまう恐れのある河岸。

ランクB：河岸侵食防止工がなければ河岸侵食が生じるが、一洪水によって生じる河岸侵食では堤防の安全が損われる恐れのない河岸。また、侵食防止工が設置されている場合において、それが破損されても堤防の安全に直接影響のない河岸。

ランクC：河岸侵食の可能性が少なく、また生じてそれが継続的に進む恐れのない河岸。具体的には水裏部、岩や固結した堆積物で構成された河岸部。

各ランクの河岸に対して適用される河岸侵食防止工の基本的な工種は以下のごとくである。

・ランクA

扇状地河川では、堤防護岸として法覆工は控の大きい玉石を用いた練石積み、練りコンクリート積みとする。護岸前面の根固めとしては、流水によって移動しない重量の異形コンクリートブロックを用いた根固め工を幅6~12mに設置するのが一般的である。特に急流河川（河床勾配 $I_b = 1/60 \sim 1/150$ ）で玉石（ $d_m = 64 \sim 256\text{mm}$ ）を河床材料に持つ河川では、洪水時の掃流力が大きく、河岸侵食力も大きいので、根固めに加えて根固め水制を設置する。この水制は、護岸および根固めが十分な強度と幅を持っていれば必要ないと判断しえるが、高さ1.5~2.0mの横工水制を設置すると、実質的な河岸線が水制先端を連ねた線となり、河岸寄りの洗掘を水制先端まで河心側へ追いやることができ、河岸侵食防止工として防御ラインが一例増加したことになる。したがって、この水制を設置する意義は、これがなければ河岸侵食防止が図れないというものではないので、護岸根固めの負担を軽くし、堤防の安全度をより高めるものとして位置付けられる。

急流扇状地河川では、この他に水制を根固め水制として用いるのではなく、水制の高さが高い不透過タイプの水制を河岸近くに設置することがある。これは湾曲や山間部と扇頂部の河道区間での平面形状の急変によって、水衝部がある程度固定しているような場所に設置することが多い。すなわち護岸、根固めでは堤防の防御に不安があり、玉石の衝突や水衝力に十分耐える強固な水制を設置し、水を刎ね、高流速を河岸から離して堤防を守るものである。なお、扇状地河川では川幅が広く、水制の長さが川幅に対して小さいので、一つの水制では水刎ねとして主流線を大きく変えるほどの効果は少ない。また、流水が水制に激突するような位置に設置されることが多く、水制周りの洗掘が大きく、その維持に苦しむため巨大な水制になりがちである。これを避けるには、水制の長さを上流から下流側へ徐々に長くし、水制群として流水を堤防から離すようにすべきである。

・ランク B

急流扇状地河川では、単断面河道として、すなわちランク A の河岸を持つものとして河岸侵食防止工を設置するのが一般的である。しかし、近年河床掘削やダム築造による洪水ピーク流量の減少によって、河道内に高水敷化した部分が生じ、これを堤防堤脚保護機能を持つ高水敷として複断面化を図る計画や、さらには広い河原の一部を計画的に高水敷化し、その部分の高度利用を図る計画等が見られるようになり、低水路河岸をどう守るかが問われている。

低水路河岸を護岸と根固めで守る場合には、法肩の強化を図った護岸と異形コンクリートブロックを用いた根固め工が必要である。低水路河岸の根固め水制は、中出水によって水制前後の水面形が乱れたり、流速が速くなるところが生じ、高水敷肩が侵食されやすくなるので、低い水制とする以外は避けた方がよい。さらに高水敷高は、2~3年に1回程度の洪水による冠水頻度の高さであると、計画高水流量時には高水敷上の水深が平均年最大流量時の常水路の水深と同程度となり、表層侵食を受けるので、なるべく冠水頻度が少なくなるように高く設定すべきであろう。

一方、河岸付近の高水敷の高度利用を行わない計画では、河岸侵食防止工の多少の変形および周辺の侵食を許容するものとする。さらに河岸近くの高水敷上の侵食も多少許すと

いう条件で、簡易な低水路河岸侵食防止工を設置し、堤防の安全は確実に確保する工法が考えられる。これは河岸線に連続した護岸を設置するのではなく、屈撓性のある異形コンクリートブロック等をおある間隔で河岸法面に積み上げ、さらに異形コンクリートブロックで根固めを設置するものである。この縦工水制的な簡易型河岸侵食防止工は、高水敷の河岸侵食を許容範囲内にとどめ、自然河岸を残すとともに建設コストが軽減され、かつ維持修繕も容易な河岸処理工である。本工法は、現在黒部川で試験施工が行われている。なお、この簡易型河岸侵食防止工の配置間隔と河岸侵食量の関係等については文献2)、3)を参照されたい。

・ランク C

基本的には河岸侵食防止工は設置しない。

2. 水制工の施工事例

急流河川における水制工は、常願寺川および黒部川で多く施工されている。ここでは黒部川の施工事例を述べる。

黒部川では、昭和21年にコンクリート水制が初めて施工され、昭和24年にはコンクリート根固め工が橋本(1956)の考案によって施工されている。昭和26年には大型水制(ピストル型)が初めて施工され、その後愛本地点(13.2km)から河口まで昭和51年現在で大小合せて164基設置されている。

このうち昭和50年以降の工事実施基本計画による水制の標準構造図は図-1~3に示すとおりである。中上流部の水衝作用の強い所に大型のピストル水制やシリンダー水制が約300m間隔程度に設置され、その間に3~4本の根固めポスト水制が設置されているのが基本型となっている。水制の間隔は、密に入っている所が

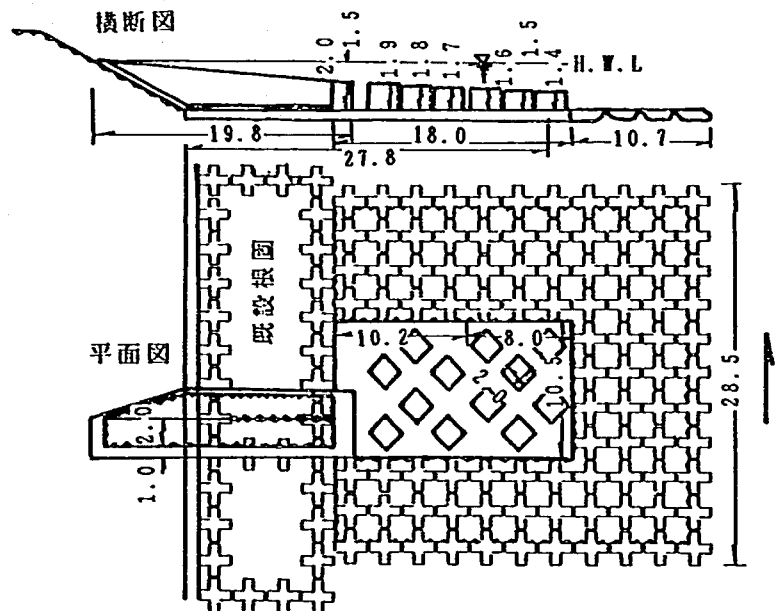


図-1 水制工標準構造図(下流部:0~5km)

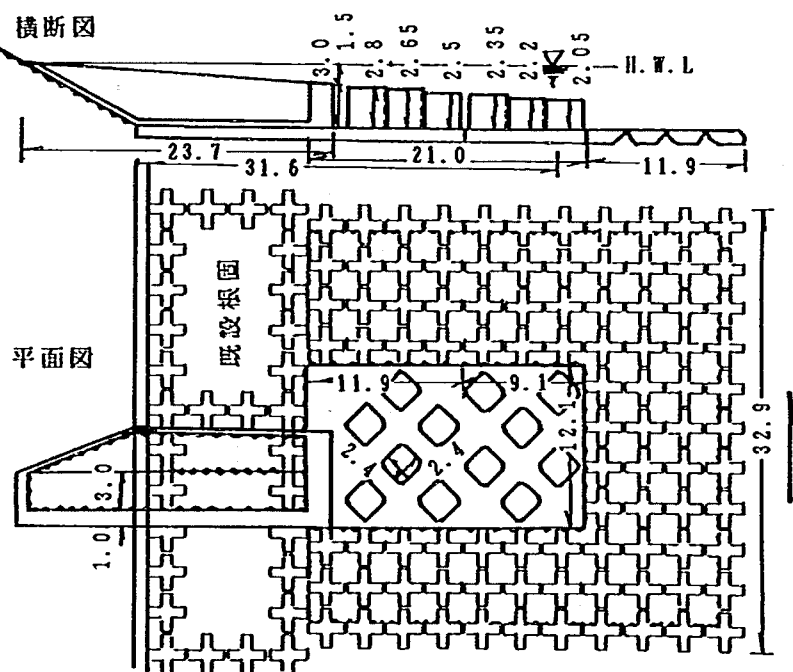


図-2 水制工標準構造図(中流部:5~10km)

50～70m程度となっている。水制長は20～30m程度であるので、水制間隔は水制長の2～3倍程度である。

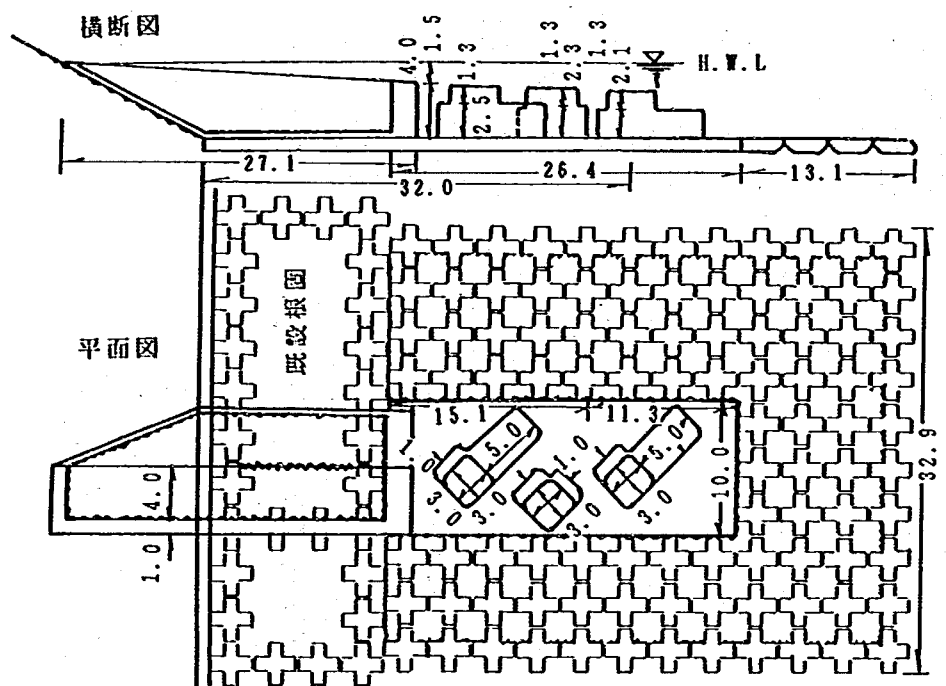


図-3 水制工標準構造図（上流部:10～13.2km）

〈参考文献〉

- 1) 山本晃一（1992）：現代水制論－水制は生き残れるか－，土木研究所資料第3049号，373p.
- 2) 山本晃一・高橋 晃（1993）：扇状地河川の河道特性と河道処理，土木研究所資料第3159号，339p.
- 3) 山本晃一・高橋 晃（1993）：扇状地河川の複断面化と低水路河岸処理，土木技術資料，Vol. 35-8
- 4) 橋本規明（1956）：新河川工法，森北出版，266p.
- 5) 建設省北陸地方建設局黒部工事事務所（1977）：黒部川のあゆみ，
- 6) 山本晃一・高橋 晃・林 正男（1993）：黒部川の河道特性と河道計画，土木研究所資料第3139号，359p.
- 7) 建設省北陸地方建設局富山工事事務所（1980）：常願寺川の急流河川工法，868p.
- 8) 山本晃一・高橋 晃・林 正男（1993）：常願寺川の河道特性と河岸処理，土木研究所資料第3150号，246p.

（河川研究室）

河-15 海岸保全の将来

(質問)

海岸保全事業は、堤防の築造に始まり沿岸漂砂の減少傾向の中消波堤、離岸堤、さらには大水深離岸堤（人工リーフ）の設置へと主流が変化したように思われる。今後一層の漂砂減少に伴い養浜事業が注目されてくると想像されるが、将来の理想の海岸像とはどのような海岸か、また、その担い手となる保全施設とは一体何なのであろうか。

(静岡河川工事事務所)

(回答)

海岸保全に当たっては、質問のようにその海岸をどのように整備するのかという目標を明確に据えておく必要がある。これは本来海岸管理者が地域の要望を踏まえて決めるべきものであるが、昨今の潮流を踏まえると「安全」、「利用」、「環境」を三本柱として考えて行かなければならないと思われる。

「安全」を確保するにあたって考慮すべき外力は津波、高潮、波浪である。津波、高潮から防護するにはしかるべき高さの堤防を必要とする。また、波浪については、広い砂浜を確保することにより消波することができるが、十分な砂浜が維持できない場合には人工的な消波構造物を必要とする。

「利用」の観点からは、利用形態にも左右されるが、交通の便、親水性、しかるべき空間の確保、快適性、日陰などについて配慮されるべきである。

「環境」は大きく景観と生態系に分けられる。

これら3点の要請を矛盾することなく満たす海岸像が求めるものである。景観の観点からは、コンクリートブロックが陸上および海上にふさがる構造物は問題を有している。また、海中にコンクリートブロックや捨て石などを投入する場合の生態系への影響についてはこれまでのところ大きな問題は報告されていない。

なお、砂浜の確保がかなり重要なウェイトを占めるものと思われるが、砂浜海岸は急速に侵食されており、その保全に対して十分な配慮がなされなければならないことに留意すべきである。したがって、目標とする海岸へと保全を進めるにあたっては、その海岸の特性（波浪条件、形成過程、災害への脆弱性など）を十分把握するとともに、漂砂の系を考慮する必要がある。この観点から将来の理想の海岸像の担い手となる保全施設について検討すると一例として以下のようなものが考えられる。まず、高潮・津波災害防除のための堤防については緩傾斜堤、スーパー堤防、従来の堤防に改良を加えアクセスを良くする。また、侵食の進んでいる海岸では、人工岬工法、人工リーフ、大水深離岸堤などの組み合わせによ

り、静的に安定な海浜を造りそこへ養浜、サンドバイパスを行い砂浜を回復させる。さらに、今現在良好な環境（広い砂浜など）を有し、沿岸漂砂の方向が一定である海岸では沿岸漂砂下手側の堆積域から土砂を採取し、侵食の生じている上手側へと投入する工法（サンドリサイクルシステム）により自然な状態で海岸保全を図ることも考えられる。

（海岸研究室）

河－16 遊砂地、沈砂池等からの除石により生じた土砂の取扱い

(質問)

遊砂地、沈砂池に堆積した土砂については、次期の出水までに堆砂容量を回復するために除石を行っている。除石により得られた土砂（残土）の適切な利用および処理手法等について御教示願いたい。

(富士砂防工事事務所)

(回答)

遊砂地、沈砂池等に堆積した土砂については、砂防施設としての機能を維持するために、基本的には除石することとなる。この除石により得られた土砂（残土）については、単に残土として捨てるのではなく、セイフティ・コミュニティ事業等における盛土材等に有効に利用できれば、まさに一石二鳥であり、除石自体も円滑に進むこととなる。

しかしながら、これらの土砂を盛土材、骨材等に利用しようとする、除石量および土砂の質は出水状況により変化するため毎年一定でなく安定的に供給できないために事業としてすすめるににくいこととなる。また、多量の土砂堆積があった直後には、短時間に除石を完了する必要がある、このような場合には適切な残土処理場所を確保することも困難になる場合もある。

このような問題を解決する手段の一つとしては、普段から、除石予定施設の近くに除石により発生する土砂の仮置場（残土処理場）を確保しておき、出水等により遊砂地、沈砂池等に土砂の堆積があればすみやかに除石を行い、それらの土砂は一時的にこの仮置場に運搬して貯めておくこととする。次に必要な量だけ適切な時期に順次運び出すこととすれば、除石のスピードアップと土砂の安定供給がある程度可能となると考えられる。この場合にはある程度広い面積の仮置場が必要となり、さらに、仮置きした土砂が降雨や洪水等により流出しないような対策も必要となるが山間地では、このために残土処理用の堰堤を作ることも考えられ、海岸付近では、海岸の埋立（地）も考えられる。

なお、多量の土砂の運搬にダンプトラックを用いる場合には、周辺の道路の交通渋滞やほこりの発生等が起きないように運搬路を選定するか、それがない場合には既存の道路の整備等を検討する。また、除石作業や捨て土により河川水を汚濁させないように適切な対策をとる。

(砂防研究室)

(質問)

C. S. G. 工法を小規模なダム等の永久構造物として使用することの是非について御教示願いたい。(現時点で不可能な場合は、今後の展望も併せて御教示願いたい。)

(長島ダム工事事務所)

(回答)

C. S. G. (Cemented Sand and Gravel) 工法とは、フィル材料の強化増加を図り、越水に対する抵抗性を強化させるために考えられたもので、現地発生材(例えば河床砂礫)にセメントを混合し固結させたものである。

設計は、粘着力を有するフィル材料として、円弧滑り法による安定解析によって行い、その施工はフィルダムの施工方法と同じく、材料をダンプトラック等で運搬し、ブルドーザーで敷均し、振動ローラで転圧し構造物を築造する。その特徴は、以下のとおりである。

- ① 現地発生材を有効に利用できる。即ち、河床砂礫および掘削材が活用できる可能性がある。
- ② フィル材料に比べ粘着力成分が見込まれるので、材料の強度増加が図られ、さらには構造物の法勾配を急にした形状が可能である。また、越水に対してもフィル材料よりは抵抗性が期待できるが、必要に応じ張りコンクリート等で対応する。
- ③ C. S. G. だけでは遮水性が十分でないため、何らかの方法で遮水ゾーンを設ける必要がある。
- ④ 施工法は、フィルダムの施工とほとんど変わらない。コア型構造物に比べ、工期の短縮が期待できる。
- ⑤ 地形・地質・材料等の特性を生かすことにより今後、上流仮締切等仮設備構造物として、適用ができると考えられる。

C. S. G. の材料特性についてせん断強度と透水係数の一例を示す。図-1はC. S. G. の三軸圧縮試験結果を河床砂礫の場合と比較したものである。軸ひずみの小さいとき(軸ひずみ1%以内)にピーク強度を生じ、軸ひずみが大きくなるにつれて強度が低下する応力-ひずみ曲線を呈している。この傾向は側圧の大きさによらずほぼ同様に見られる。一方、河床砂礫の応力-ひずみ曲線は明瞭なピーク強度は生じず、軸ひずみが大きくなっても軸差応力はあまり変化しない傾向にあり明らかにC. S. G. 材料と異なる特性を有する。当然のことながらC. S. G. のピーク時の軸差応力(せん断強度)は河床砂礫に比べて増加し、約3倍の大きさを示している。透水係数は単位セメント量 $60\sim 100\text{kg/m}^3$ の範囲では単位セメント量による透水係数の差は小さく、 10^{-3}cm/s 程度である。

一方、国際大ダム会議ダム技術委員会「これからのダムの発展に対する経済性の影響」において、新形式ダムとして図-2のように12タイプに分類している。この中でCSG工法はハードフィルダムタイプAの一種に該当すると考えられるが、同会議講演要旨集等で

文献調査した範囲では施工事例は見あたらない。

C. S. G. 工法は、現在のところ、設計・施工方法・施工管理方法等について必ずしも体系として確立されたものではなく、今後さらに実験および解析により、その工学特性を把握するとともに設計手法を確立し、試験施工により工法としての実用性、確実性、耐久性等を究めていく必要がある。そのため、材料の力学特性、浸透特性などについては現在、土木研究所フィルダム研究室で各種試験を継続実施中である。小規模なダム等の永久構造物への使用については、現時点で判断することは難しいが、上述のような利点及び可能性を有しており、当面、上流仮締切り堤などの構造物をモデルとし最も現地に適した工法の体系化を図っていきたいと考えている。

(フィルダム研究室)

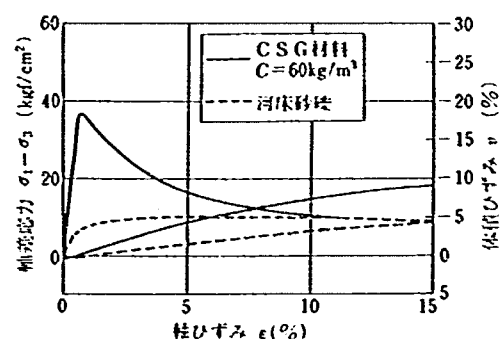


図-1 軸ひずみ～軸差応力
(側圧1.5kgf/cm², 単位セメント量60kg)

名 称	タイプ	概 全 図	記 事	越流可否
ハードフィルダム	A		通常底至形状以外のハードフィルダム	可
重力式 ハードフィルダム	B1		上流ランダム材を用いたハードフィルダム	可
	B2		ハードフィルコア型フィルダム	F1タイプとの併用で可
重力式鉄筋 コンクリートダム	C			形式により可
鋼製透水壁を用いたフィルダム	D1		ハードフィルダム	可
	D2		アースダム	不可
	D3		ロックフィルダム	F1, F2タイプとの併用で可
水平ゾーン型ダム	E1		ハードフィルダム + ロックフィルダム	F1タイプとの併用で可
	E2		ロックフィルダム + アースダム	不可
越流型 ロックフィルダム	F1		下流ハッチ階段状覆工を用いたロックフィルダム	可
	F2		ハードフィル越流壁を用いたロックフィルダム	可
透水性 ロックフィルダム	D			不可

図-2 新形式ダムの概要

河-18 糸状藻類活用システムにおける表層水浄化設備の設置場所及び規模

(質問)

ダム湖の水質浄化の手法として糸状藻類を活用した水質保全対策手法が考案されているが、そのうち表層水浄化設備の設置場所、設備規模の一般的目安があれば御教示願いたい。

(長島ダム工事事務所)

(回答)

『糸状藻類活用システム』は、河川や浅い湖沼に一般に生息している糸状藻類が増殖できる環境を人為的に湖沼に与えることにより、流入河川水から $\text{P0}_4\text{-P}$ 及び T-P を、ダム湖表層水から $\text{P0}_4\text{-P}$ 及び浮遊藻類を除去し、藍藻類等の好ましくない藻類の異常増殖を阻止し、さらに放流水から浮遊藻類及びカビ臭物質を除去するシステムである。このように本システムは、自然河川等にて水質浄化に役立っているエコシステムをダム湖において人為的に作り出し、最大限に活用するものである。本システムの模式図を図-1に示す。

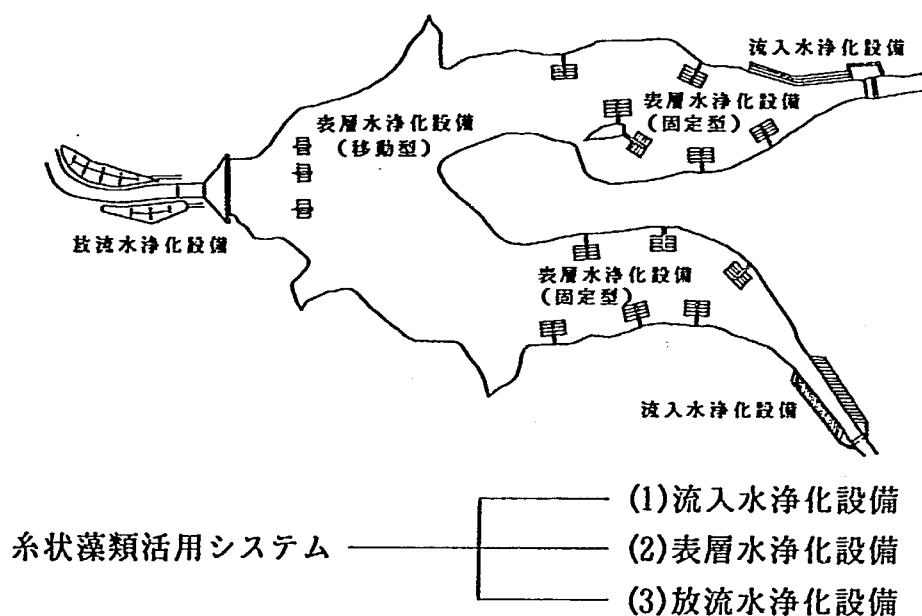


図-1 糸状藻類活用システムの模式図

各浄化設備の浄化機能は次のようにまとめられる。

(1) 流入水浄化設備

平常時において、流入河川水がダム湖に入る直前の段階で流入河川水に含まれる $\text{P0}_4\text{-P}$ 及び T-P を除去し、ダム湖に混入するリンを減少させる設備である。流入地点付近に糸状藻類が付着して増殖できる基質を設けることにより、糸状藻類に $\text{P0}_4\text{-P}$ を吸収除去させる。 T-P は軽石濾過により除去する。

(2) 表層水浄化設備

湖面上に糸状藻類が付着して増殖できる基質を設け、中小洪水で表層に混入して来た PO_4-P を藍藻類や鞭毛藻類等の好ましくない浮遊藻類が吸収してしまう前に、糸状藻類に吸収除去させる設備である。同時に好ましくない浮遊藻類そのものを軽石濾過により除去する。

(3) 放流水浄化設備

利水を含む正常流量を補給するため下流に放流する水を、異臭味障害が発生しやすい期間において、藍藻類等の好ましくない浮遊藻類を軽石濾過で、カビ臭物質を砂濾過により除去する設備である。

各浄化設備の構造上のタイプは、活用する糸状藻類が緩流に適するか急流に適するかによって二分され、またその設備が陸上用なのか湖上用なのかによっても分かれる。これを図にまとめると図-2 のようになる。糸状藻類活用システムによる水質保全対策としてはまず第一に流入水浄化設備によって流入河川水の浄化をするのが基本であり、それでも不足の場合に表層水浄化設備によりダム湖表層水の浄化を行うのが望ましい。ただし、ここでは質問に従い、表層水浄化設備を構成する緩勾配水路タイプと網籠タイプについて説明する。

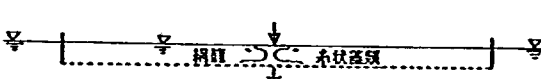
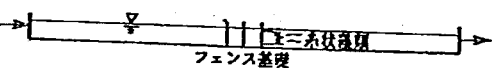
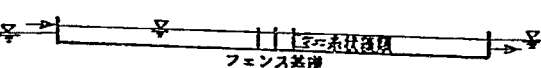
糸状藻類による判別	陸 上 用	湖 上 用
緩流に適した糸状藻類	下向式砂濾過タイプ (流入水・放流水浄化設備) 	網 籠 タ イ プ (表層水浄化設備) 
急流に適した糸状藻類	緩勾配水路タイプ (流入水浄化設備) 	緩勾配水路タイプ (表層水浄化設備) 
	急勾配水路タイプ (流入水浄化設備) 	

図-2 設備構造によって分類した浄化設備

(1) 緩勾配水路タイプ

急流に適した糸状藻類を用いるタイプであるが、糸状藻類が増殖するのに最も効率的な流速、水深及び基質を与え、糸状藻類を基質より定期的に回収除去して安定増殖させようとするタイプであり、浮上式の水路となっている。

急流に適した糸状藻類は流されないように仮根を持つことによってしっかりと基質に付着している。急流のもとでは糸状藻類の細胞のまわりの水が次々と入れ替わるため、糸状藻類は水中に溶存している $\text{P0}_4\text{-P}$ を次々と吸収でき、増殖速度は一躍高くなる。しかし流速が高すぎると湖水との接触時間が短くなり結果的に $\text{P0}_4\text{-P}$ の除去量が低下する。最も効率的な流速は 15cm/sec 、及び水深は 20cm 程度にあると想定している。水路勾配は 0.5% 程度である。本タイプの基質は流れを横断する方向に張られたフェンス状の形をしており、 $\phi 3\sim 5\text{mm}$ の麻ひもや竹材、プラスチック棒等から成る。基質や水路底に付着した糸状藻類は定期的にエッジにより櫛で梳かすようにかき採り、側水路に寄せ集め、水流により水路下流端に流すことにより回収除去する。これらの一連の回収作業は人力ではかなりの手間となるため、回収作業を自動化する必要がある。

(2) 網籠タイプ

緩流に適した糸状藻類を用いるタイプであるが、底板が有孔ボードでできた浮上式の網籠となっている。有孔ボードの上は水深 30cm の水層部となっており、緩流に適した糸状藻類が生息しやすい環境となっており、さらに散水によって鉛直流動が得られるような構造となっている。糸状藻類の回収は、糸状藻類が酸素を多く含む気泡を付着して浮上しているところ、または有孔ボード直上に堆積しているところを可動式スクリーンにより除去する。

次に表層水浄化設備の設置場所、設備規模及び浄化能力について述べる。

(1) 設置場所及び設備規模

ダム湖の中で浄化したい水域（例えば図-1に示すように流入河川近傍や入江等）面積の 4% を目安とする。浄化対象水深は概ね 3m （有光層程度）とする。

(2) 緩勾配水路タイプの浄化能力

$1\text{m}^3/\text{sec}$ の表層水を 0.2ha で処理し、 $\text{P0}_4\text{-P}$ を $5\mu\text{g/l}$ 低下させるのを目標とする。

(3) 網籠タイプの浄化能力

$1\text{m}^3/\text{sec}$ の表層水を 1ha で処理し、 $\text{P0}_4\text{-P}$ を $5\mu\text{g/l}$ 低下させるのを目標とする。

（環境計画研究室）

(質問)

長島ダムでは、ダムサイトの急傾斜岩盤面の対策工として格子枠及びモルタル吹付工の組合せにより施工しているが、モルタル吹付面を緑化することで周辺の自然景観となじませる必要がある。そのため、のり枠内中詰モルタル吹付面の緑化工法として現在行われている工法についてご教示願いたい。

(長島ダム工事事務所)

(回答)

近年、既設のモルタル、コンクリート吹付面については、景観の向上等を目的として緑化を実施することが多くなってきている。

既設のモルタル、コンクリート吹付面を緑化するにあたっては、次のような問題点があり、これに対処できる方法で緑化する必要がある。

①地山への植物根系の侵入が不可能（クラック等から侵入する場合はある）であり、導入する植物は造成した生育基盤のみでしか生育することができない。

②既設のモルタル、コンクリート吹付面上では、造成した生育基盤自体が不安定になる可能性がある。

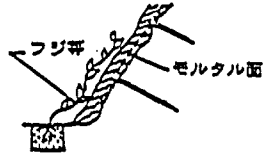
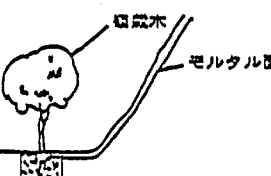
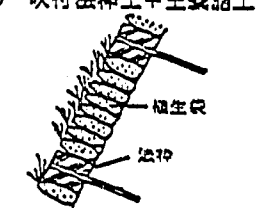
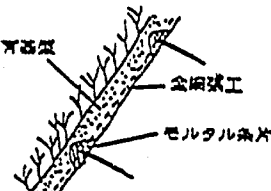
③地山からの水分、養分等の供給がないことから、生育不良となる可能性が予想される。

以上の問題点を考慮すると、一般的には草原型を復元目標とした外来草本主体の植物群落の造成が適当である。既設のモルタル、コンクリート吹付面の緑化は、一般ののり面のように森林へ復元することを目的として実施するものではなく、モルタル、コンクリート吹付面の遮蔽を目的として実施するものと考えべきである。

モルタル、コンクリート吹付面の遮蔽に関する具体的な緑化工法として主なものを表-1に示した。

(緑化生態研究室)

表-1 モルタル、コンクリート吹付面等の緑化工法

緑化方法	緑化方法の概要	使用植物	維持管理・補助工法	緑化の状況	緑化工法の得失	
					利点	欠点
① つる性植物の植栽 	・のり面の小段、法尻、法肩等に植穴を掘り、客土、土壌改良材、肥料等を混合投入し、植栽する。 ・植穴を掘る代わりに小段等に植株を設置し、客土を行って植栽する方法もある。 ・植株は最低60cm程度は必要。	・ヘチマ類 ・ナツツタ ・イタビカズラ ・フジ類 ・ツリガネカズラ ・ツルウメモドキ ・キューウイ ・コビツルなど	・つるの誘導、定着、及び保護のため補助工が必要である。 ・厚層基材吹付工との併用 ・追肥 ・散水	・通常は2～4mの間隔で植栽するが、この間隔の長短および小段間の法長で緑化の早さが違ってくる。 ・種類によって下垂型、匍匐型、登攀型があり、気象条件、勾配等によって被覆率が異なる	・降雨等の条件に恵まれれば面的な被覆となり、枯損することは少ない。	・緑化被覆に多年月を要する。 ・落葉種は冬期の緑量が少なくなる。 ・高温下ではモルタル面からの反射熱で枯化することがある。
② 高木性樹木の植栽 	・同上 ・同上 ・植株は最低1m程度は必要。	・ヤマザクラ等の花木類 ・カシ類等の常緑広葉樹 ・コナラ等の雑木類など	・風倒の防止のための支柱 ・枯損木の植え替え。 ・追肥 ・散水	・全面を遮蔽することはできないので評価が難しいが、樹形が整うまでと仮定すると、雑木類で5～7年、花木類で5～7年、常緑樹で5～10年程度を要する。	・花木、高木の導入ができ、立体的な景観となる。	・風による乾燥害を受け易く活着率は低いことが多い。 ・落葉樹は冬期の緑量が少なくなる。
③ 吹付法枠工+土壌詰工 	・のり面に要断面20×20cm、枠間1200×1200cm程度の吹付法枠を設定し、枠内に土壌詰めを行う。 ・凍上による土壌の落下があるので、勾配は1：1より緩いのり面に適用する。 ・厚層基材吹付工の適用も可能	・草本類主体 K31F CRF OG ススキ メドハギなど	・吹付法枠工 ・土壌の補修。 ・追肥	・植生被覆は3ヶ月程で完了するが、肥沃で良質な客土を使用しないと、植物の生育が悪く、架を全部破すことはできない。	・枠の設置による安定感がある。	・土壌は沈下して枠と土壌の隙間が空き、見苦しくなる。 ・土壌が破れたときには、客土が流出する。
④ 厚層基材吹付工 	・のり面に金網張工を行い、厚層基材吹付工を吹付厚10cm以上で施工する。	・草本類主体 K31F OG CRF ススキ ノシバ メドハギなど	・耐久性を必要とするので、侵食防止材にセメントを使用する。 ・L型モルタル条片の設置により保水力を向上。 ・緑化基礎工として厚金網張工や、金網張工を適用する。	・植生被覆は約3ヶ月で完了する。 ・これまでの施工実績では、草本類主体で施工後、15年間全面的な植生被覆を維持している。	・草本主体の植生でも肥効の持続性が高いので満足にいく。	

(出典：のり面緑化における木本植物導入に関する調査報告書、平成4年1月、建設省土木研究所)

(質問)

コンクリートダムの建設工事においては骨材の製造過程や堤体コンクリートの打設作業にあたって多量の濁水が発生し、濁水処理によって生じたスラッジの処理方法と処分場所が環境問題と絡んで大きな問題となっている。そこで、濁水スラッジの処理方法、また資源としての濁水スラッジの有効利用方法についてご教示願いたい。

(長島ダム工事事務所)

(回答)

ダム工事において発生する濁水には、ダム堤体コンクリートの打設に伴って発生する濁水と骨材製造過程で発生する濁水とがある。これらの濁水は濁水処理施設で処理され、水質基準を満足するように処理された上澄み水は河川に放流され、残った濁水スラッジは固化処理を行って土捨て場に捨てられるのが一般的である。

ダムサイトから生じる濁水スラッジと骨材プラントから生じる濁水スラッジの比率はダムによって異なるが、平均的に見ると骨材プラントからの濁水スラッジがダムサイトからの濁水スラッジの4倍程度となっている。なお、骨材プラントから生じる濁水スラッジ量は原石山からプラントに投入される原石量の約10～15%程度である。骨材プラントから生じる濁水スラッジは SiO_2 と Al_2O_3 を主成分としており、ダムサイトから生じる濁水スラッジはセメントを使用する関係で CaO を多く含んでいる。濁水スラッジの粒径は、その大部分が5～74 μ の範囲にあり、土質分類としてはシルトに分類される。

次に、濁水処理の方法には、凝集沈澱池方式と凝集機械処理方式(シックナー方式)とがあるが、一般的には効率面で有利なシックナー方式が多用されている。凝集剤として使用される薬品には、無機系材料としてポリ塩化アルミニウム(PAC)や硫酸アンモニウム(硫酸バンド)があり、有機系材料としてアニオン性高分子凝集剤がある。凝集剤の濃度はPACで150ppm以下、高分子凝集剤で10ppm以下であり、この程度の使用量では毒性などの問題はないとされている。

一方、濁水スラッジの処理方法には、沈澱池方式とフィルタープレスなどの機械脱水方式がある。沈澱池方式は、貯水池の予定地域内に沈澱池を設けて濁水スラッジを投入し、スラッジから分離した上澄み水を除去した後、沈澱池表面をアスファルトなどでフェーシングし、さらに土砂で被覆して処分する方法である。これに対して、機械脱水方式は、機械によって強制的に濁水スラッジ中の水分を除去する方法であり、機械の種類にもよるが一般的には含水比30～40%まで脱水されたスラッジは土捨て場まで運搬され、盛り立て処分される。この場合、スラッジと普通土を交互に挟んで盛り土の安定性、排水性を確保するのが一般的である。なお、十分に脱水処理した濁水スラッジは産業廃棄物でなく一般土砂として扱えるが、その基準は各都道府県の条例によって異なるので各現場で確認する必要がある。沈澱池方式とフィルタープレス方式はそれぞれの利点、欠点を有しているが、

フィルタープレス方式は運転経費がかかるので、貯水池内に沈澱池を設けられる場合には、できるだけ沈澱池方式を採用するのが望ましい。

さて、濁水スラッジは上記のように産業廃棄物として処分されるのが一般的であるが、資源のリサイクルや有効利用の観点から、現在、濁水スラッジの有効利用方法が河川局開発課、土木研究所、国土開発技術研究センターにおいて研究されている。その研究成果を紹介すると次のとおりである。

(1) 盛土材料としての適用性

濁水スラッジは粒径的にはシルトとして分類されるため、用地造成用の盛土材として利用するには、締固め特性、圧密特性、強度特性について十分な検討が必要である。なお、ダムサイトからの濁水スラッジにはセメント分が含まれているため、土質安定材としての利用が期待できる。

(2) 微粒骨材としての適用性

R C D用コンクリートでは、細骨材中に直径0.15mm以下の微粒分がある程度（10%程度）含まれていた方がワーカブルなコンクリートとなることが確認されている。このため、R C D用コンクリート用の微粒骨材として濁水スラッジの利用が考えられる。今までに行った試験結果によれば、濁水スラッジの混入はブリージングの抑制に効果はあるが、濁水スラッジの混入によってV C値が増加するため、濁水スラッジの利用限界は細骨材量の10%程度までと考えられる。

(3) グラウトの添加材としての適用性

濁水スラッジは保水性が高く、セメントペーストのブリージングを抑制する効果があるため、基礎グラウチングのグラウト添加材としての利用が考えられる。なお、濁水スラッジの粒径はセメントの粒径よりもわずかに大きい、注入材として特に問題となるものではない。今までの試験結果によれば、濁水スラッジの添加率が増えるとグラウトのフロー値は大きくなるが、ブリージングがほとんど見られず、その結果、セメント単味のグラウトに比べて良好な注入結果が得られている（締固めた砂層への注入試験結果）。

(4) 多孔質人工土壌としての適用性

濁水スラッジをおがくずと混合して800~900℃で焼成すると、赤玉土のような人工土壌（圧縮強度は3~30kgf/cm²）が得られる。この人工土壌は保水性が高く、植物の生育も赤玉土などを使用した場合と同様に良好である。この人工土壌は、鉢土、客土、緑化基材などの園芸、緑化用に利用することができる。

(5) 水質浄化材としての適用性

上述の多孔質人工土壌は水質浄化材（緩速ろ過材）としての効果も期待できる。多孔質人工土壌と玉石を比較すると、生物膜付着特性、植物プランクトンやアンモニア性窒素の吸着特性、S S濁水（土砂濁水）の濾過特性において同等の効果が得られている。また、目づまりが生じにくいという特徴も確かめられている。なお、一部リン酸塩が溶出する結果が得られたが、これは人工土壌中に残留したおがくずの焼成灰に起因するものと考えら

れ、この点については改善が必要である。また、鯉賞魚用の水槽浄化材として利用した試験結果では、市販のフィルターや小砂利に比べて優れた浄化作用が確認されている。

(6) 窯業原料としての適用性

濁水スラッジは1200℃で焼成すれば通常の陶器のような焼成状態になることが確かめられている。この焼成温度は陶土の素焼き温度800～900℃に比較してやや高いが、これはカオリン等の粘土成分が不足しているためと考えられる。濁水スラッジを粘土材料と混合することにより、ブロック、煉瓦、タイルなどの窯業製品としての利用が考えられる。

以上の試験結果を要約すると表－1のようになる。なお、上記の調査結果はいまだ中間的なものであり、今後の試験結果によっては、より良好な結果が得られたり、また今後解決すべき課題が生じる可能性もあるが、各現場においては、このような研究成果を参考にして濁水スラッジの有効利用方法について色々工夫して頂きたい。

表－1 濁水スラッジの有効利用方法の可能性

用途	加工方法	具体的な用途
盛土、埋戻し材	普通土に挟み込んで盛土する	用地造成
微粒骨材	直接ミキサーに投入する	R C D用コンクリート
	直接ミキサーに投入する	グラウト用材料
多孔質人工土壌	造粒、乾燥して焼結する	培土、園芸土
	オガクズと練混ぜ、造粒、乾燥して焼結する	培土、水質浄化材
煉瓦、ブロック	粘土と練混ぜ、整形、乾燥して焼成する	修景用ブロック
熔融粗骨材	熔融炉で熔融し、徐冷または急冷して破砕する	コンクリート用骨材

(ダム構造研究室)

河-21 排水樋管の上下流に設置する水制工の設計法

(質問)

水制工の設置区間内に排水樋管を設置しなければならない場合、樋管吐口部に土砂が堆積する恐れがある。これを防ぐための水制工の形状(間隔、高さ、長さ)はどのようなものにしたらよいのか、御教示願いたい。

(庄内川工事々務所)

(回答)

1. はじめに

水制の設計においては、河道特性に関して種々の検討項目がある。しかしこれら全ての要素を個別に検討する必要はなく、河道を支配する基本要素を用いて水制工種の選定や水制工の形状設計に当たればよいと考える。ここでいう基本要素とは、河床材料の平均粒径 d_m 、河床勾配 I_b 、平均年最大流量である。水制間に構造物を設置する場合でも、これら基本要素を念頭に置き、水制工の設置条件を考える必要がある。

水制工法は、古くから実施されてきた河岸処理技術でありながら、合理的な設計法が確立されていない。水制の工種、工法、設計思想は、水理学的、力学的根拠に基づくというよりも、むしろ水制の被災経験を通して、さらに水制工に使われる材料、施工技術、技術力、河道処理の目的、河道計画の考え方の影響を受けて変わってきたものである。したがってより合理的な設計法を確立するには、水制を設置する河道の特性と水制の水理について、さらに両者の関係について十分な理解を必要とする。よってここでは、上記の3つの基本要素をもとに、水制間に構造物を設置する場合に考慮すべき条件について議論する。

2. 水制が周辺構造物に及ぼす影響

水制間に構造物を設置しようとする場合、水制工が与える影響として考えなければならないのは以下の2点である。

①水制間への土砂の堆積による水制間の河床の高水敷化

②水制設置に伴う河岸線の変化

以下にこれらの影響を考慮した水制工について示す。

(1) 水制間の土砂堆積による高水敷化を考慮した水制工

水制域の河床が高水敷化する原因には次の2つがある。①水制群による土砂のトラップによって河床が上昇し、平水位に水面上に出るほど高くなると、植生が侵入し浮遊砂がたまり、高水敷化するものである。

②水制群の作用によって水制間の河床が上昇するものではないが、河床掘削や上流からの流入土砂量の減少などにより主流部の河床高が低下し、これに伴い水制間の河床が主流部に比較して相対的に高くなった結果として、洪水にさらされる頻度が減少し、植生が侵入して高水敷化する。

まず①の原因について、平均年最大流量時における低水路内平均水深の半分以下の高さ

を有する根固め水制について考える。扇状地河川の場合¹⁾、平均年最大流量時の平均粒径に対する無次元掃流力は0.01~0.05であり、水制域内の土砂はほとんど動かない。また主流部から水制域内に運搬される土砂としては、砂州が移動し水制に覆いかぶさるように堆積することが考えられるが、砂州の前縁線が水制の前面にある場合には土砂が水制域に運搬されることはほとんどない。洪水終期に一時的に水制間に細砂などの細かい土砂が堆積することもあるが、次の出水で移動させられるので、継続的堆積は生じない。したがって扇状地河川の根固め水制の場合、水制間への土砂の堆積を考慮する必要はないと考える。

自然堤防帯の河川の場合、扇状地河川に比較して低水路の水深が深く、河岸の構成材料は中砂や細砂や氾濫原堆積物の細砂混じりシルトが主流である。このような河川では、平均年最大流量程度の洪水時には中砂が水面近くまで浮遊し、河岸上に運搬されると急激な掃流力の低下により堆積する。しかし水制高の低い根固め水制では、洪水時の流速を土砂が堆積するほど十分に遅くすることは不可能であり、水制間の河床が土砂堆積により高水敷化することは考えられない。

またデルタ河川の場合、潮位変化にともなう水位変動が激しく、水制間にも植生が侵入することはない。しかも洪水時の浮遊砂はシルト以下の土砂がその大勢を占めウォッシュロードとして流下するので、水制が設置されていても堆積することはないと考えられる。

これらのことを考え合わせれば、水制高を平均年最大流量時の平均水深の半分以下に設定しておけば、水制が土砂をトラップして水制間の河床を高水敷化させることはないと考えられる。

次に②に原因について示す。河床低下が著しい河川では、扇状地河川、自然堤防帯の河川、デルタ河川の区別無く水制間の河床の高水敷化を考慮する必要がある。^{2) 3)}このような水制間の高水敷化の要因は、水制が設置されたことにより水制域の河床材料が流出しなくなり、主流部と水制間の河床との

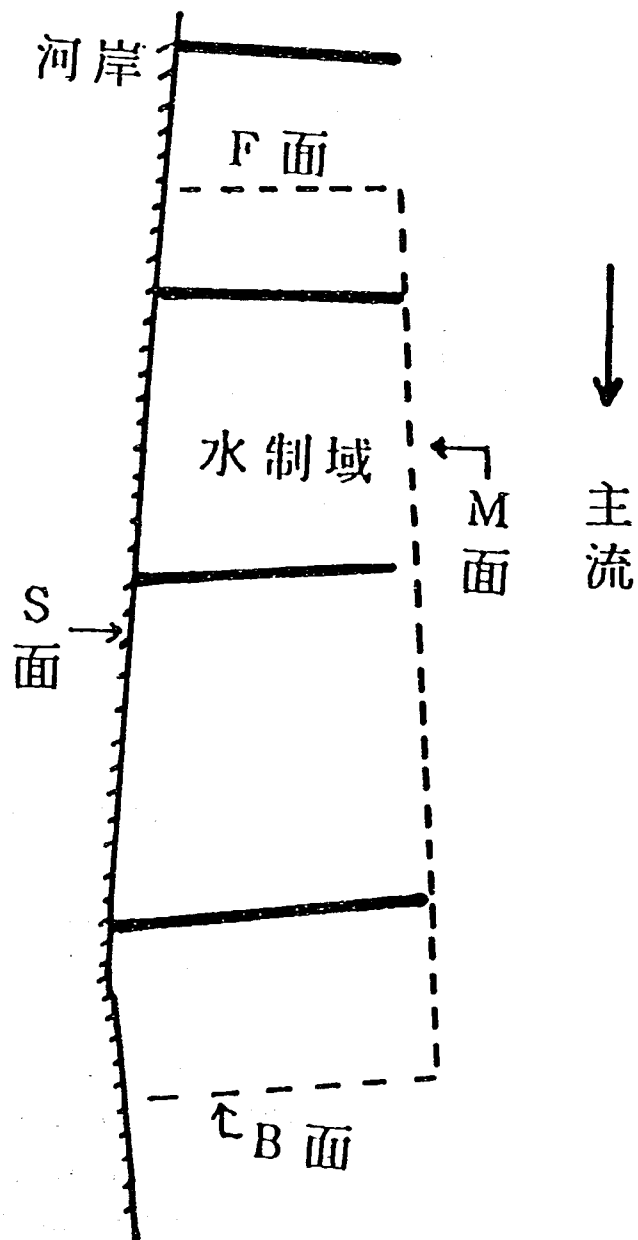


図-1 水制域の検査面

間に段差が生じるためである。したがって主流部との間に段差を生じさせないように水制間の河床材料を流出させるように考慮した水制を考える必要がある。水制間の土砂収支を考える場合、図-1に示す4つの面からの土砂の出入りを決定する必要がある。特にM面での土砂の流入・流出が大半を占めると考えられる。M面からの流入土砂については、原因①で議論したように、水制高を平均年最大流量時の水深以下に設定すれば水制間への土砂の堆積を抑制することできる。M面からの流出土砂については、水制間隔 L_g を適切な間隔に設定する必要がある。砂州が発達した河道区間については、水制の設置間隔 L_g を砂州長 L_s に比較して長くすれば、砂州の前縁線が水制間にまで侵入するので、水制間の河床は低い状態で維持されると考えられる。また砂州の影響の無い河川では、全国に設置されている水制の代表的な設置間隔である水制の設置間隔 L_g /水制長 $l_g=2\sim 2.5$ を目安として、 L_g をさらに大きく取れば水制間の河床が主流部の河床低下に伴って変化すると考えられる。

(2) 水制設置にともなう河岸線の変化を考慮した水制工

水制間が高水敷化した場合、河岸線は図-2¹⁾に示すようになる。

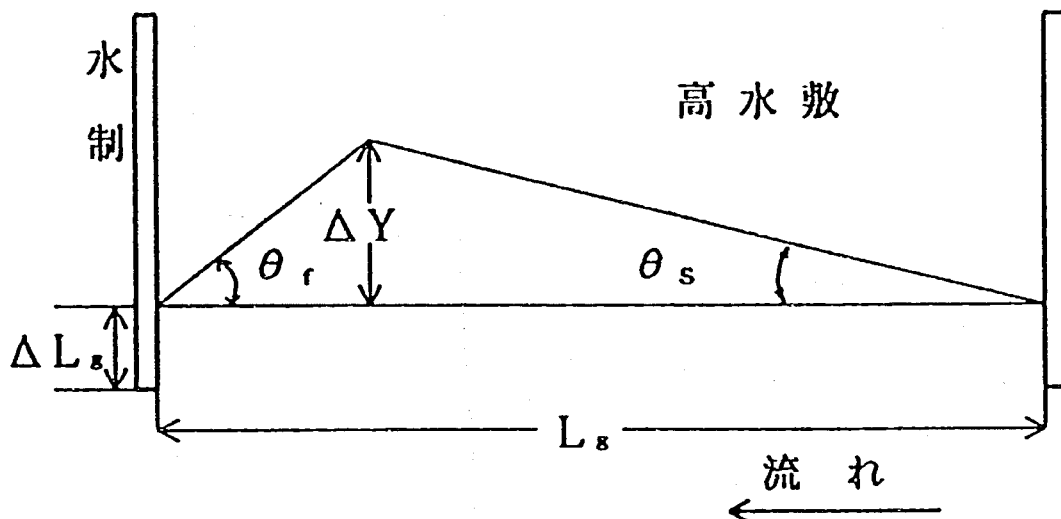


図-2 水制間の河岸線と記号の定義

水制間隔 L_g が砂州長 L_s に比較して短い、あるいは砂州の発生しない河川では、ある角度をもって次の水制に向かい、次の水制の直前で河岸線は円弧を描いて主流部に戻るような形状である。図-2に示すように θ_s 、 θ_f 、 ΔY 、 ΔL_g を定義する。ここで河岸侵食量 ΔY がどの程度であるかを評価することができれば、水制間隔と構造物の設置位置を明らかにすることができる。河岸線は土砂の堆積も侵食も生じないラインであると考えてよいので、このラインは水制先端を通る流線が、水制背後に剥離を生じないように滑らかに流れるラインと一致する。したがって θ_s は水路がある角度をもって広がるときに剥離を生じないような限界角にほぼ等しい。土木研究所での実験あるいは現地調査結果を参考にする¹⁾、 $\theta_s=6\sim 7^\circ$ 、 $\theta_f=45^\circ$ である。 ΔL_g は水制の先端形状や高さによって変わるが、水制高頂部の高さが水制間の高水敷高より高ければ概略0としてよい。 ΔY は、

$$\Delta Y = L g \cdot \tan \theta s / (1 + \frac{\tan \theta s}{\tan \theta f}) \quad (1)$$

であるので、 $\theta s = 7^\circ$ 、 $\theta f = 45^\circ$ とすると、

$$\Delta Y = 0.107 L g \quad (2)$$

となる。



写真-1 斐伊川水制間の河岸線 (9~10km)

砂州の長さと水制間隔 $L g$ が同程度の場合、写真-1の斐伊川の例に見られるように、水制間に砂州が張り出すような形になり、 θs は砂州の影響の無い場合より大きくなる。この時砂州の形状から砂州幅を $B s$ 、砂州長を $L s$ とすると、

$$\tan \theta s \leq \frac{B s}{L s} \quad (3)$$

一般に $B s / L s$ が 3~5 であるので、 $\tan \theta s = 1/3 \sim 1/5$ である。砂州による河岸線の堤防側へのくい込みの影響を取り除くためには、水制間隔 $L g$ を砂州長 $L s$ の $1/2 \sim 1/3$ 以下とすればよい。しかし水制間に構造物があり、水制域の河床を低い状態で維持したいときには、むしろ水制設置間隔を砂州長と同程度もしくは砂州長より長く設定することも必要であると考えられる。”

3. まとめ

以上のことから考えると、水制域の河床への土砂の堆積を防ぐためには 2 通りの方法がある。1 つは、水制高を平均年最大流量時の平均水深より低くする。もう 1 つは、水制間隔を広く (砂州の影響の有無により間隔の設定方法は異なる) して、水制域の河床材料を

流出させる。これらの方法を別々に用いてもよいが、河床低下が著しい河川では、これらの2つの方法を併用して対処する必要があると考えられる。

また、水制間への土砂の堆積をある程度は許容するが、水制間に設置する構造物への影響は最小限に抑えたい場合には、(2)あるいは(3)式から水制背後の河岸侵食量 ΔY が水制長 l に等しくなるように水制間隔を設定すれば、構造物前面への土砂堆積の影響を抑えることができると考えられる。

<参考文献>

- 1)山本：現代水制論～水制は生き残れるか～、土木研究所資料第3049号、平成4年3月
- 2)山本、高橋：扇状地河川の河道特性と河道処理、土木研究所資料第3159号、平成5年3月
- 3)山本：これからの水制工－自然堤防帯及びデルタ河川の場合－、土木技術資料、Vol. 35

-8

(河川研究室)

河一22 多自然型河岸防御工としての柳枝工の強度・周辺への影響評価

(質問)

①多自然工法として、河岸に捨石を設置し、その上に柳を植えた場合の柳の安定性の評価方法について御教示いただきたい。

②上記の柳が成長した場合、堤防と河岸の柳群の間の流速を速め、高水敷・堤防の侵食危険度を増加させると考えられる。この現象の評価方法について御教示いただきたい。

(豊橋工事事務所)

(回答)

河道内の植生が受ける流体力や洪水流への影響については、いずれ治水課より提案される予定である「河道内の樹木の伐採・植樹のためのガイドライン(案)」に詳しく記載されているので、それを参照するのが望ましい。ここではこれの適用について解説を加えてみる。

(1) 植生の倒伏について

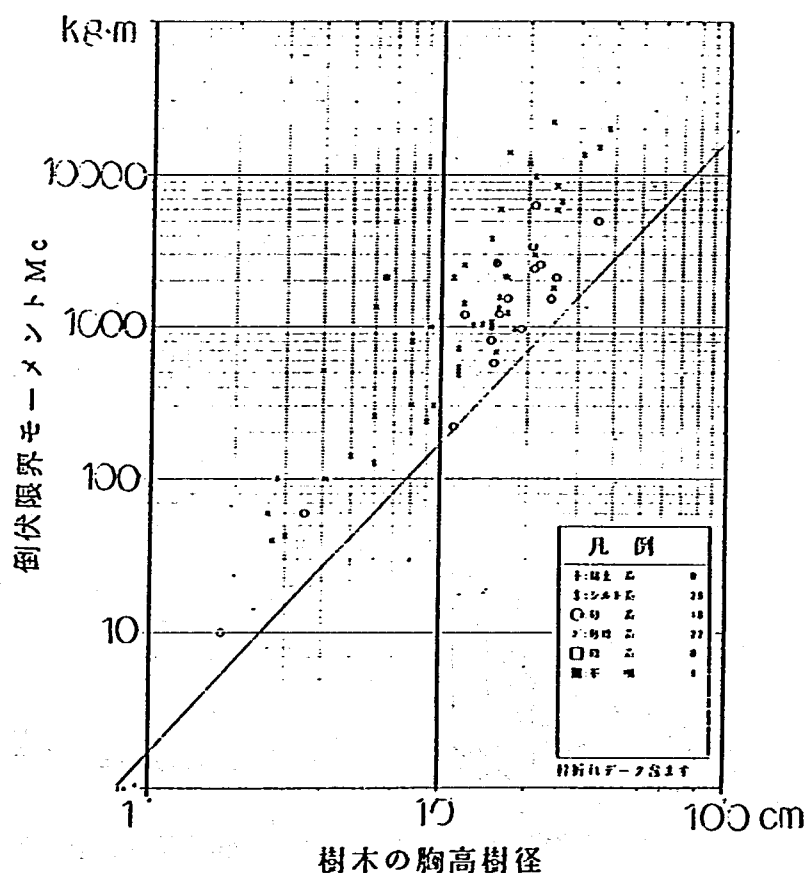


図1 倒伏モーメントと胸高樹高との関係(土質別)

樹木の倒伏は倒伏モーメントによって評価する。倒伏限界モーメント M_c ($\text{kg}\cdot\text{m}$) は次式により求まる。

$$M_c = \alpha \cdot D^2$$

ここに、 D : 樹木の胸高樹径、 α : 係数、である。

樹木の倒伏は樹種、生育環境、土壌等によって異なるので、 α をどのようにとるのが問題となる。河岸近傍に盛土し、捨石工を置いてその上に柳を植える今回の方法においては、地盤の弱さを考慮することが重要と考えられる。図1は倒伏モーメントと胸高樹径との関係を土質ごとにみたものであるが、安全側を考慮して下限値を包絡し、かつ上式を満たすように直線を引けば $\alpha = 1.5$ を得る。この値はガイドラインが一応の目安と定める $\alpha = 2.46$ よりも小さいので、十分安全側の検討となっていると考えられる。

樹木に作用するモーメントの計算はつぎのように行なう。計算は洪水時に樹冠にごみが付着する場合を想定する。

①まず、柳を樹冠部と幹部に分割する。

②幹に作用するモーメント M_1 は次式により計算する。

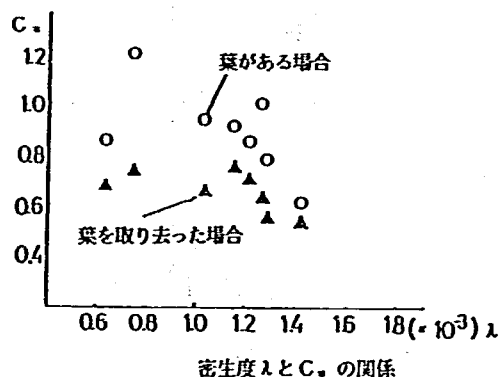
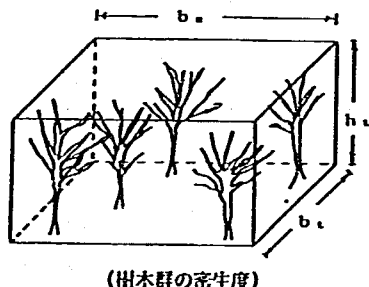
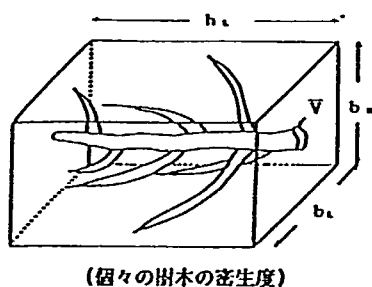
$$M_1 = 1/2 \cdot h_1 \cdot (1/2 \cdot C_D \cdot \rho \cdot D \cdot h_1 \cdot V^2)$$

ここに、 h_1 : 幹部の高さ、 D : 幹部の平均直径、 C_D : 抗力係数（円柱に近似すれば1.2）、である。

③樹冠部に作用するモーメント M_2 は次式により求める。

$$M_2 = L \cdot (1/2 \cdot C_u \cdot \rho \cdot S \cdot V^2)$$

ここに、 L : 樹冠中心高、 C_u : 樹冠部の抗力係数、 S : 枝の総投影面積、である。なお、 C_u は下図により定義される密生度により変化する。



④全モーメントMは次式で表わされる。

$$M = M_1 + M_2 \quad (1)$$

⑤つぎにごみが付着する場合を考慮する。樹木間隔が1m以下ならばすべての樹木が、また4m以下の場合には2/3以上の樹木がごみにより閉塞すると言われている。

ごみで完全に閉塞される場合には、抗力係数を閉塞状況に応じた値とする必要がある。円柱として近似する場合には $C_u \approx 1.2$ 、球とし樹冠すべてが水没するとすれば $C_u \approx 0.5$ 、それ以外では $C_u \approx 0.9$ などとすればよい。この場合の樹木全体のモーメントは(1)式の M_2 をごみの場合の値に置き換える。

⑥最後に風について考える。風による場合は樹冠部のみに抗力が作用すると考える。また、作用点は枝下高から樹冠高の1/3上部付近と言われている。このことから、風によるモーメントMは次式で表わされる。

$$M = (1/2 \cdot C_D \cdot \rho \cdot S \cdot V^2) \cdot (h_1 + 1/3)$$

ここに、 l ：樹冠の鉛直方向幅、である。 C_u については樹種、樹形、風速によって変化するとされており、例えば風速20m/sのときコノテガシワ0.9、アカエゾマツ0.65～0.69、風速20m/s～30m/sでアカマツ0.58、ヒノキ0.72、スギ0.72である。

⑥倒伏モーメントと以上により求めたモーメントを比較し、倒伏するか否かの判定を行なう。

(2) 流速分布の影響について

流速分布への影響を予測するには2次元平面流数値計算が必要となる。数値計算は柳を植樹する範囲だけでなく、特に上流側は十分広い範囲をとって実施しなければならない。

本検討が対象とする多自然型護岸上の植樹はかなり粗なものであると考えられる。この場合は樹木抵抗は粗度係数の中に盛り込むのが計算上便利である。粗度係数 n は次式により求められる(樹木群は水没すると仮定)。

$$n = \left\{ n_b^2 + \frac{a}{2g} \cdot h^{1/3} (C_D \cdot D \cdot h_1 + C_u \cdot a_u) \right\}^{1/2}$$

ここに、 n_b ：地被の粗度係数、 a ：単位地被面積当りの木の本数、 h_1 ：樹木の幹部の高さ、 C_u ：樹冠部の抗力係数、 a_u ：樹冠部の枝の総投影面積、 h ：水深、である。

(河川研究室)

矢作川直轄区間の河床は全域にわたって砂質であることから、護岸工の根固め工として従来からそだ沈床を施工してきた。最近ではそだの生産業者も少なくなり、今後はますますそだの入手が困難になると思われる。砂河川に適した工法について御教示願いたい。

(豊橋工事事務所)

(回答)

根固め工の設計について考える際には、対象河川の河床変動特性を十分に把握しておかなければならない。矢作川の直轄区間は、河床勾配がおよそ1/1200、河床材料は平均粒径2mm程度である。これから推定されることは、①洪水時の流砂形態は浮遊砂中心であること、すなわち根固め工の設計にあたっては吸い出し現象について考慮する必要があること、②小規模な洪水の際には河床形態は複列砂州であるが、大きな洪水になると単列砂州に移行すること、すなわち大洪水時には局所洗掘深がかなり大きくなる場合があること、である。これらを考慮したうえで、矢作川に好ましいと思われる根固め工法として下記のものを紹介する。

(1)新しい材料を用いたそだ沈床

そだ沈床は、そだが吸い出しを防ぐので、砂河川には適した工法である。そだが不足している状況であれば、そだに代わる材料を探すのも一案である。そだに代わる材料としては、ジオテキスタイル等が挙げられる。ジオテキスタイルは、近年護岸工吸い出し防止材として用いられることが多く、強度や開口径についての情報がかなり収集されている。化学反応や紫外線についての耐久性もある程度調べられている。しかし、ジオテキスタイルの土木工事への利用はまだ歴史が浅く、耐久性の検討に十分耐え得るほど施工後長時間が経過した実績がまだないので、耐久性に関する若干の不安は残されている。

(2)捨石工

捨石工は、ある程度厚く敷き詰めれば吸い出しの防止が期待できる工法である。捨石工の設置にあたっては、粒径、敷厚、敷設範囲を考慮しなければならない。粒径については大洪水時に移動することなく十分に安定な大きさを選択する必要がある。粒径の決定方法は以下のとおりである。

まず基準流速 V_s を次式により求める。

$$V_s = 1/n \cdot h d^{2/3} \cdot I e^{1/2}$$

ここに、 n ：粗度係数、 h_d ：設計水深、 I_e ：エネルギー勾配、である。設計水深 h_d の取り方については、基本的には設計部品の高さに応じた水深とするが、根固工など施工後周辺の河床低下が予想されるものについては、深掘れ分を考慮しあらかじめ設計水深に加えておく。

つぎに代表流速 V_o を次式により求める。

$$V_o = \alpha \cdot V_s$$

α は次のように求める。

・当該地点が湾曲区間の外岸にあたっている場合

$$\alpha = B/R + 1$$

ここに、 B ：川幅、 R ：湾曲の曲率半径、である。

・当該地点が砂礫堆による水衝部にあたっている場合

$$\alpha = D/H/2 + 1$$

ここに、 H ：平均水深、 D ：洗掘深、である。

・それ以外の場合

$\alpha = 1$ とする。

設計掃流力 τ_o は次式により求める。

$$\tau_o = \rho \cdot V_o^2 / \{6 + 5.75 \cdot \log_{10}(h_d/K_s)\}^2$$

ここに、 K_s ：捨石の相当粗度（ $\approx 0.9 \cdot d_m$ 、 d_m ：平均粒径）、である。

敷き厚については、厚いほうが望ましいが、深掘れを埋めつくすほど大量の捨石を施すと、河道全体の流況が変化し別の地点に新たな水あたりを生じる可能性があるので注意を要する。

敷設範囲については、つぎのように考える。捨石工を敷設した場合、洗掘位置が河岸際から捨石工の前面に移動するので、その分をあらかじめ見込んで若干広めに設置するものとする。

(3)かご工

ふとんかごやじゃかごは比較的大きな流体力に対しても安定性が期待できるので、比較的勾配の急な河川で利用されていることが多いが、屈撓性に富んでいることや、ある程度の厚さがあれば吸い出しを防ぐことができると考えられるので、砂河川にも適した工法であると考えられる。

かごに入れる石の粒径をどう選ぶべきかについては、現状ではよくわかっていない。しかし、MACCAFERRIの基準があるのでとりあえずこれを紹介する。

かご内での変形を許さない場合には $\tau_s = 0.1$ を与える石を用いる。かごの変形が多少許される場合には $\tau_s = 0.12$ を与える石を用いることができる。かごが斜面上に置かれる場合には τ_s にLaneの補正係数Kをかける。

$$K = 1 / (\cos \phi \sqrt{1 - \tan^2 \phi / \tan^2 \theta})$$

ここに、 ϕ : 斜面の傾き、 θ : 砂粒子の水中安息角、である。

かごの厚さについては、例えば鬼怒川で用いられているような“キヌマット”に比べて薄くしても良い。

(4) サンドマット

サンドマット工法は、中詰め材として例えば当該河川の砂州の砂を使用することができるので、経済性に富む工法である反面、マット材として布を利用するものが多いため、耐久性に問題があった。このためサンドマット工法は専ら仮締切工周辺の補強など、仮設的な根固め工として用いられてきた。しかし、近年①で述べたようにジオテキスタイルのような強度・耐久性ともに優れた材料が開発されはじめたので、これらを用いればサンドマット工法も長期に渡って根固め効果の期待できる工法として利用できるものと考えられる。

設計における留意点としては、基本的にはかご工や捨石工と同じであるが、その高い屈撓性ゆえにかご工に比べめくれ易いこと、かご工の場合はかごが多少壊れても根固め効果はある程度維持されるもののサンドマット工は破れたら根固め機能は失われてしまうこと、の2点を考慮すれば、かご工よりも多少厚く、かつ破れに特に強い材料を選ぶことが重要である。

(河川研究室)

河一24 流量配分比が小さな分流堰の設計上の留意点

(質問)

計画高水流量の配分において、本川に対する支川の流量配分比が約1/35と小さな分流を行う計画を立てたが、この分流は通常行われている分流に比べると流量差が大きい。このように流量配分比が小さな分流堰を設計するに際して留意すべき点についてご教示いただきたい。

(豊橋工事事務所)

(回答)

堰の越流量(=分流量)を支配する水理量は、完全越流の固定堰の場合、堰の越流水深である。この越流水深は、分流点における本川の水位を H_0 、堰高を H_w とすると $H_0 - H_w$ で表される。この越流水深と堰幅 B_w より、越流量 Q は一般に次式で計算できる¹⁾。

$$Q = C B_w (H_0 - H_w)^{1.5} \quad (1)$$

ここに、 C は流量係数である。 C は、堰の諸元と越流水深によりわずかに変化するが、主として Q は越流水深と堰幅により支配される。したがって分流を制御する堰の設計とは、簡単に言えば、計画高水流量時の Q と H_0 を設計条件として、 H_w と B_w を定めることと等しい。そこで、まず設計条件となる H_0 の推定方法について考えてみる。一般的に水位の推定は、不等流計算により行われる。この方法は、断面内の平均流速や平均粗度係数より、縦断方向の水位変化を計算するものである。したがって、本川河道の湾曲や中規模河床波などにより生じる横断方向の水位変化は推定できない。堰の設計では、横断方向の水位変化が知る必要があるが、このような場合の水位の推定方法としては、二次元定常不等流計算や模型実験がある。以上に述べた3つの水位推定方法は、設計対象の堰幅により使い分けが必要がある。その理由は、堰幅が広い場合、堰幅区間の平均的な水位を用いれば堰全体の越流量(=分流量)を計算することができるが、堰幅が狭くなるにしたがい堰幅区間の水位は局所的水位の影響がより強くなると考えられるからである。今回の検討対象である流量配分比の小さな分流堰の幅は、流量配分の小さい支川に堰が設置されると考えられるので、本川の川幅に比較して当然小さくなる。そのため、水位の推定方法としては、平面的な水位分布の推定が可能な、二次元定常不等流計算や模型実験を用いる必要がある。

次に、 H_w と B_w を決める上での留意点は次のようである。上記の水位推定方法のいずれにも推定誤差はあり、これにより越流量の計算誤差が生じる。しかし、越流水深が水位推定誤差より十分大きければ、越流量の計算誤差は小さい。したがって B_w を狭くし、 H_w を低くして越流水深を大きくすることにより、越流量計算誤差の割合を小さくする方法が好ましいと考えられる。しかし、この方法は堰により流水が集中するので、堰下流において流速の増加や死水域の発生に起因する流水の乱れが生じ易くなり、堰下流の床固め工や水衝部の堤防の維持が困難になる場合があることに留意しなければならない。これについては、水理模型実験による堰下流の流況改善策の検討が有効である。

上記の留意点以外には、流量配分比が小さいという意味において特に留意すべき点はな

い。むしろ、分流堰の設計について一般に指摘される留意点について設計時において適切に考慮することが重要である。分流計画や越流堰に関する留意点については、種々の文献（例えば、吉川、1966）に詳細な説明があるのでそれらを参考にされたい。それらの留意点のうち、特に重要と考えられる3点を以下にまとめる。

1. 堰の設計に必要な粗度係数について

不等流計算や模型実験による水位推定精度に最も影響を与える要因として粗度係数がある。したがって、堰の設計に用いる水位は、洪水流量に対応する適切な粗度係数を用いた水位計算の結果より与えなければならない。そのような粗度係数の与え方に関する留意点を、一洪水期間に生じる粗度係数の変化とそれより長期間の植生分布変化を考慮した粗度係数の変化に分けて以下にまとめる。

1. 1 一洪水期間の粗度係数の変化

洪水中には、掃流力や水深川幅比などが変わり、それに伴って河床波形態の変化、そしてその結果としての粗度係数の変化が生じる。例えば、平均粒径が2mm以下の河川では、計画高水流量規模の大洪水時に河床波が砂堆から平坦に遷移するため、粗度係数が減少する可能性があることが多くの研究者により報告されている（例えば、山本、1988、p. 29）。このような粗度係数を与える一つの方法として、河床材料の平均粒径と流速係数（断面平均流速の平均摩擦速度に対する比）の関係をまとめた、山本の報告（山本、1988）がある。この方法により推定される粗度係数を洪水時の現地観測データに基づく粗度係数により検証して用いるようにするのがよい。

1. 2 植生分布変化に起因する粗度係数の変化

高水敷上に繁茂する植生分布は変化し、これによって粗度係数が長期的に変化すると予想される。したがって、高水時期上の植生管理は粗度係数の管理の立場から重要であり、長期間の分流計画において考慮すべき項目である。

2. 本川の平均河床低下について

長期的な縦断形変化は、一般に河床低下傾向として表れる。よって、計画高水流量に対する本川水位が低くなり、計画分流量より下まわると考えられる。したがって長期的な土砂収支を考慮した河床変動の推定を行い、分流点近くの概算の河床低下量を考慮した堰の設計を行うことが重要である。

3. 支川の河道維持について

堰を設けることにより、支川への洪水時の土砂供給量は減少し、支川の低水路河床の低下が生じることが予想される。したがって、支川の河道維持について特に詳細な検討が必要である。例えば、一洪水の期間での河床変動を考える場合、支川への配分流砂量がないと仮定した河床変動計算より、低水路河床低下量を推定しておくことも有効と考えられる。さらに長期の河床変動推定には、設定した期間内の流水と流砂の分流量の変化やアーマコートの形成などを考慮した河床変動計算を行う必要がある。河床の長期変動の推定結果は、低水路の安定形状を把握するために有効であり、長期的な河道改修計画に供しうると考え

られる。

参考文献

土木学会水理委員会水理公式集改訂委員会編(1985):水理公式集-昭和60年版-,土木学会,
pp. 283-288.

吉川秀夫(1961):河川工学,朝倉土木工学講座17,朝倉出版, p. 286.

山本晃一(1988):河道特性論,土木研究所資料,第2662号, p. 260.

山本晃一(1988):河道特性論,土木研究所資料,第2662号, pp. 26-36.

(河川研究室)

(質問)

伊勢湾西南海岸は、平成4年度より直轄編入され、当事務所において平成5年度から事業実施の予定であるが、海岸堤防の築造における基礎地盤処理(耐震設計)を検討するが、耐震設計の安全率が建設省の場合決まっていない。安全率の考え方と合わせて海岸堤防の余盛りについて考え方を御教授願いたい。

(三重工事事務所)

(回答)

1. 耐震設計における安全率について

(1) 海岸堤防の構造を規定する基準類として「海岸保全施設築造基準」¹⁾及び「河川砂防技術基準(案)」²⁾の2つがある。このいずれにおいても常時設計あるいは耐震設計においてとるべき許容安全率が示されていないのは御指摘のとおりである。

(2) 許容安全率の考えについて触れる前に、海岸堤防の耐震性一般について簡単に述べる。海岸堤防の地震被害の実態及び耐震設計については、建設省技術研究会・河川部門指定課題「海岸堤防・護岸の安定性に関する研究」(昭和55~57年度;第34~36回)³⁾において研究がなされている。これによれば、既往の地震による海岸堤防の地震被害の中では、1964年新潟地震における新潟西海岸の被害、すなわち沈下量3m、延長610m、が最大規模である。これは基礎地盤の液状化によるものであることが判明している。この他の被災事例も上記研究報告書にまとめられているが、被災規模の著しいのは軟弱地盤、特に液状化を生じた地盤上の海岸堤防であることが明らかにされている。また、基礎地盤が良好で、堤体自体が原因となって生じる被害の規模は小さい。したがって、海岸堤防の耐震設計を行うにあたっては、基礎地盤について、液状化の可能性を含めて十分に調査することがまず第一に肝要であると言える。

(3) つぎに、耐震設計(計算)における許容安全率のとり方について述べる。

海岸保全施設築造基準によれば、海岸堤防は傾斜型、緩傾斜型、直立型及び混成型に分類されているが、最も一般的な構造型式である傾斜型堤防、あるいはさらに緩傾斜堤は基本的には土を主体とする構造物(土構造物と呼ぶ。)であり、耐震力学上は河川堤防や道路盛土と共通の耐震設計法が適用できると考えてよい。

海岸保全施設築造基準においては、すべり安定に対する安全率計算式を提示しているが、許容安全率については触れられていない。許容安全率の値は一般に構造物種別、重要度等、さらには同種の構造物であっても管理主体(基準類)により異なっているのが実状である。その理由の一つは、土構造物の耐震設計法が未だ確立していないためである。このため、土木研究所においても従来より研究を進めてきている。

その研究成果の一部が設計基準に取り入れられたものとして、「道路土工-軟弱地盤対策工指針」及び「道路土工-のり面工・斜面安定工指針」⁴⁾があり、地震時の許容安全率

として1.0（常時においては1.2）が与えられている。また、同指針には、基礎地盤が液状化を生じるときの安定計算の方法も示されており、参考にされたい。なお、各機関の基準類における盛土構造物の耐震設計の規定については参考文献5にまとめられている。その中には、基礎地盤の液状化を考慮した安定計算法及び許容安全率を規定しているものもあるが、道路土工指針に記された内容は、基準類のなかでは、最新の研究に基づくものであり、これを準用すればよいと考えられる。

（4）なお、耐震対策事業を実施予定とのことであるが、若干の留意点を付け加えたい。

まず、一般に堤防の耐震性は基礎地盤の良否に支配されるものであり、耐震対策工法は基本的に地盤対策である。地盤対策工法として各種のものがあるが、いずれも費用が高いため、土質・地質調査および耐震性検討を十分に行った上で、対策必要箇所を明らかにすることが大切である。

つぎに、地盤対策工法の選定・設計においては、経済性比較の他に、施工に伴う背後地への影響、環境に対する影響など、適用性についても比較検討する必要がある。さらに、既存の対策工法の中にはその設計法が未だ確立されていないものもあるので、これらについては最近の研究成果等⁶⁾を参照するのが望ましい。

2. 余盛りにについて

海岸堤防に関する冒頭の2つの技術基準においては、収縮及び圧密による沈下に対して必要な余盛りを行うものと規定されている。一般に堤防の沈下は堤体材料自体の圧縮沈下及び基礎地盤の圧密沈下により生じるが、特に後者の方が卓越する。さらに、海岸堤防は三面張り構造であるため、通常の風浪などによる侵食は少ないと判断される。したがって、余盛り高は、基礎地盤についての土質調査・試験の結果をもとに計算される圧密沈下量により決定すればよいと考える。

（参考文献）

- 1) 海岸保全施設築造基準連絡協議会編：改訂海岸保全施設築造基準解説、(社)全国海岸協会、昭和62年 4月。
- 2) 建設省河川局監修・(社)日本河川協会編：建設省河川砂防技術基準（案）設計編、山海堂、昭和60年10月。
- 3) 建設省：建設省技術研究会報告、第34～36回、昭和55～57年度。
- 4) 日本道路協会：道路土工—軟弱地盤対策工指針、及び道路土工—のり面工・斜面安定工指針、昭和61年11月。
- 5) 建設省土木研究所：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第91号、平成 5年 5月。
- 6) 建設省土木研究所：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その6）、共同研究報告書第68号、平成 4年 3月。

（動土質研究室）

(質問)

小波ダムは昨年末現在で有効容量の6%が堆砂し、今後は急激に有効容量が圧迫されてゆることが予想される。恒久的なダム堆砂対策について御教示願いたい。

(天竜川ダム統管理事務所、三峰川総合開発工事事務所)

(回答)

一般にダムの堆砂容量は、当該ダム近傍の流域の地形・地質及び水文事象が類似する流域の実績の年比堆砂量(流域面積あたりの年堆砂量)や、多くの各種堆砂量推定式や流砂量式から算出した年比堆砂量を総合的に評価し計画年比堆砂量を決定し、それに計画年(100年)と流域面積を乗じて堆砂量としている(当研究室では、年堆砂量の確率分布と近傍の補正を考慮した新しい堆砂量推定のフレームを開発している)。しかし、異常な土砂流入に伴う堆砂による貯水池容量の減少及び取水設備の機能低下、ダム上流部での河床上昇などによりダム管理上対策が必要となっている例もある。また、現在計画中のダムにあっては、流入土砂量の軽減と堆積土砂の排出がダム計画上重要な課題となるような事例がでてきている。御質問もこのような点を考慮されているものであると思われるが、当研究室では現在、ダム堆砂対策の全体像を以下のように考えている。

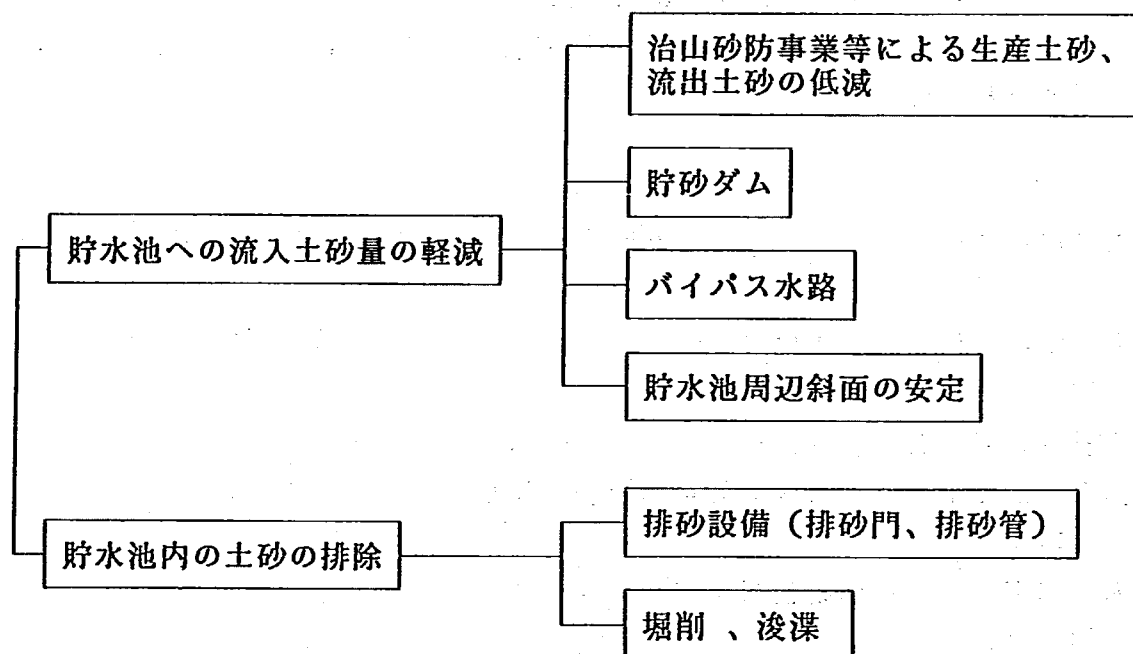


図-1 貯水池堆砂対策

上記は必ずしもすべて恒久的なダム堆砂対策というわけではなく、当該ダムでどのような対策を行うかは流域の地形や地質要因、水文的要因、貯水池周辺の状況、経済性などによって選定されるものである。そのためすべてのダムに標準的な工法を定める事は難しく、上記のメニューのうち適当なものを組み合わせて行う事となる。以下に主な方法の特徴、事例などを紹介する。

(1) 貯砂ダム

貯水池上流部で河床の上昇が他に悪影響を及ぼさない場所に貯砂ダムを建設し、洪水時に上流から流出してくる土砂の一部を貯留することにより貯水池への土砂の流入を抑制するものである。貯砂ダムの容量は年平均流入土砂量を年間1~2回の掘削により搬出できる程度の容量とする場合が多く、堆積した土砂は骨材資源として有効利用している例が多い。貯砂ダムの形式は重力式コンクリートの固定堰形式が多いが、求められる機能、設置位置の地形・地質及び維持管理などを考慮して決定しなければならない。また貯砂ダムで捕捉する事を念頭においているのは主に、掃流砂、浮遊砂の粗粒分であり、ウォッシュロード等の細粒分については貯水池内に流入する場合が多い。また、貯砂ダムの水位が本ダム貯水池の水位に関係なく年間を通じて一定である事を利用して、その湖面利用を図る事も行われている（東北地方建設局七ヶ宿ダム他）。

なお、当初の貯水池計画に貯砂ダムを組み込み場合に、掘削によりその容量を確保することは、課題を先送りすることになるので適当ではない。

(2) バイパス水路

貯水池の上流に分派堰を設け、土砂を含んだ流水の全部あるいは一部を貯水池をバイパスさせてダム下流に放流しようとするものである。ダム下流の河床低下を防ぐためにも有効な方法であるが地形条件に恵まれたところでないバイパス水路の長さが非常に長くなる等の問題がある。このシステムは美和ダムで現在計画されているが、美和ダムの場合は、貯水池上流端の貯砂ダムとバイパスのための分派堰で掃流砂、浮遊砂の粗粒分を捕捉し、ウォッシュロードを対象にバイパス水路を計画し、総合的に堆砂対策を行う計画である。美和ダムの場合、現在貯水池内に堆積している土砂のうちいわゆるシルト分や粘土分の占める割合が多いので、このバイパス水路が非常に有効であると期待されている。

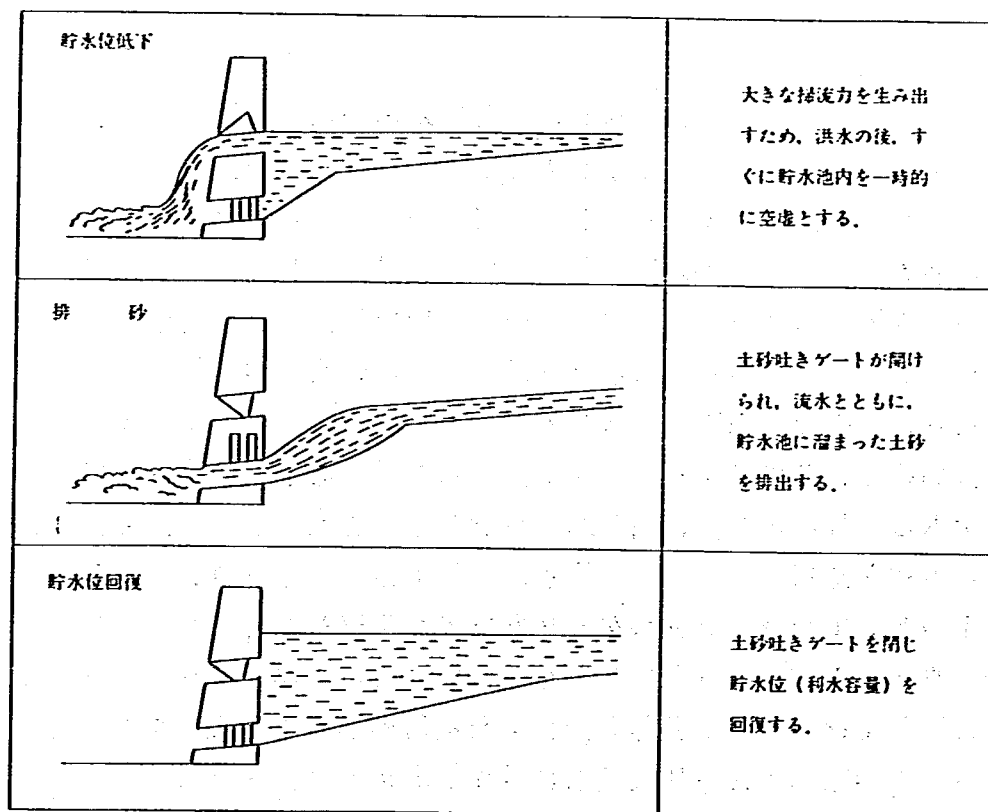
このシステムは、後に示す排砂門と同様自然の営力を期待する方法であり、その分派方式に自然調節方式を採用すれば管理も比較的容易であり、今後のダムにおいては恒久的な堆砂対策の1つとして非常に有利なケースもでてくる事が期待できる。しかしながら、分派堰の構造、ウォッシュロードだけでなく浮遊砂さらには掃流砂もバイパスするための耐摩耗対策等に関しては、水理実験等を踏まえた検討が必要である。また、条件によってはベルトコンベア等の輸送手段も比較検討に値するものと考えられる。

(3) 排砂設備（排砂門、排砂管）

ダムに排砂設備を設け、貯水池の水位を低下させることによって掃流力を限界掃流力以上に回復させ土砂を流水とともに排砂設備を通じて貯水池から排除する方法である。適当な間隔で貯水池を完全に低下させ空虚な状態を保てば、ダム築造前の自然河道における掃流力が回復し、貯水池の堆砂を相当量排除することができる。

この方法も、自然の営力を利用する方法であり、使用するエネルギー面からみるとダム貯水池の排砂対策として最も好ましい堆砂対策であるが、貯水池全体に排砂効果をもたらすためには貯水位の完全な低下が必要となる。治水専用ダムや利水容量が極めて少ないダム（九州地方建設局・立野ダム、兵庫県・武庫川ダム）では、貯水位を下げて掃流力を高める事は問題ないが、一般の多目的ダムでは、ダム設置目的と相反する貯水池運用が要求されることとなる。北陸地方建設局管内で建設中の宇奈月ダムは多目的ダムであり、図に示すような(1)貯水位低下→(2)排砂設備からの排砂→(3)貯水位の回復と貯水位の運用を行う事により、洪水調節後の流量を用いて排砂を行った後、水位を回復して、利水機能も十分確保できるように計画されている。

この方法の採用に際しては上記したように、ダムの目的によっては、洪水時の流況や年間の流況、流入土砂の特性等を分析して、貯水位の操作を十分検討する必要がある。また、排砂門はゲート開放時には、土砂を含んだ高速の水が排出されるので、排砂設備の摩擦・損傷への対処および管理時の修理・点検や、排出土砂の下流河道での処理方法が大きな課題であり、排砂門の呑口の幅やその敷高等も含めて、水理実験も踏まえた検討が必要である。



図－２ 排砂設備の操作

(4) 掘削・浚渫

貯水池に堆積した土砂を排除する最も単純な方法で、利水の最盛期で貯水位が低下している時には陸上掘削が可能となることもあるが、通常は浚渫船を用いた浚渫が主体となる。これらの計画にあたっては、適切な施工機械の選定、掘削あるいは浚渫した土砂の処理方法、濁水処理対策及び排除された土砂の用途などを考慮しなければならない。平成4年度よりダム of 洪水調節容量内に堆積した土砂を災害復旧事業で除去できる制度が創設されており、そのためにも十分な土捨て場を確保しておく必要がある。

ダムの堆砂対策は、長期にわたり貯水池機能を保全していくための重要な課題である。ここでは主な対策方法とあわせて事例を紹介したが、必要な場合には、それぞれのダムの特性にあった対策を組み合わせを行い、合理的な貯水池堆砂対策を行う必要がある。

(水工水資源研究室)

（質問）

小渋ダムでは地震計を更新する時期を迎え、地震計の配置についても見直しを行うことを計画している。そこで、アーチダムにおける地震計の適切な配置方法についてご教示願いたい。

（天竜川ダム統合管理事務所）

（回答）

ダムに地震計を設置する目的は、①安全管理、②設計の高度化の2つに大きく分類できる。そしてその目的に応じて地震計の設置数と配置が異なってくる。以下にそれぞれの場合について、どのような地震計をどの位置に設置することが望まれるかを述べる。

地震が発生した際に、その地震がダムに及ぼす影響の大小は、ダムに設置した地震計の計測値（加速度値）により概略判断できる。そのため、ダムの安全管理上、ダムに地震計を設置することは必要不可欠である。なお、ダムの安全管理の規定では、地震時に設計震度に相当する加速度の3分の1以上の加速度が計測された場合に臨時点検を行うことになっている。

安全管理のための地震計は、地震時の臨時点検を速やかに行うために役立つものでなければならない。このため、地震計は単に地震動を記録するだけでなく、地震の最大加速度が表示されるものでなくてはならない。また、ダムに作用する地震の加速度は震度法による構造設計上は堤体内の各部で同一の値を採用しているが、実際には他の構造物と同じくダム堤体は下部より上部の方で大きく揺れる。したがって、地震時におけるダムの挙動を把握するためには、基礎岩盤の地震動を計測するだけでなく、堤体天端にも地震計を設置し、その挙動を計測することが必要である。

地震後のダムの臨時点検を行うためには、基礎岩盤やダム堤体の最大加速度が分かれば十分であるが、もし万が一にもダムに何らかの異常が生じた場合にはより詳しい調査が必要となる。それには、地震時の最大加速度だけではなく、地震の加速度の時刻歴、すなわち加速度波形の記録が必要になる。したがって、規模の大きな地震を受けた場合には地震波形の分析も速やかに行うことが望まれる。

地震計により計測された地震動の記録は、ダムの安全管理上必要不可欠であるばかりでなく、より安全なダムを設計するために必要な多くの知見を与えてくれる。これがダムに地震計を設置するもうひとつの目的である。これまでにダムで計測された地震波形を分析すると、基礎岩盤の加速度が同じでも天端の加速度は地震によって大きく異なり、基礎岩盤の加速度の大小だけでダムの安全性が評価できないこと、ダム堤体に生じる加速度が最大値を示す時間は堤体の各部で異なり、各点の最大加速度を知っただけではダムの安全性を評価できないことなど、多くの知見が得られている。しかし、このような地震波形の記

録をより詳細に分析し、より安全なダムを設計するためには、さらに多くの情報が必要となる。すなわち、基礎岩盤の多くの点での加速度波形とダム堤体の多くの点での加速度波形が得られれば地震時のダムの挙動をより詳しく分析することができるのである。このような目的を考慮に入れて、多くのダムでは、ダム堤体の天端だけでなく、中段標高付近にも地震計を設置することが多い。また、最近の研究成果によれば、ダム堤体のみならず、基礎岩盤もダム堤体以上に複雑な挙動を示すことがわかってきている。そこで、基礎岩盤の地震波形についても数多くの点で計測することが必要となってきた。そこで、多くのダムでは、河床部だけでなく左右岸アバットメントの基礎岩盤の地震動を計測するため、天端のアバットメントの基礎岩盤にも地震計が設置されている。また、ダム堤体が直接載っている基礎岩盤だけでなく、ダム堤体の振動の影響が直接及ばないダムから少し離れた岩盤の加速度も詳細な分析において有益な情報を与えてくれる。このため、ダムから下流へ少し離れた河床部の岩盤上にも地震計を設置することが望ましい。

以上をまとめると、ダムの安全管理を行うためには、少なくともダム堤体の最大断面における天端とその基礎岩盤の2箇所に地震計を設置する必要がある。また、ダムの設計の高度化を目指すには、これに加えてダム堤体の中段標高、天端のアバットメントの基礎岩盤、ダム下流の河床部岩盤の各点に3成分（上下流、ダム軸、鉛直）地震計を設置することが推奨される。なお、実際にはダム堤体の構造によって、上述のような場所に地震計を設置できなかつたり、また設置することが不適切な場合がある。たとえば、ダム堤体の最大断面の基礎岩盤上に地震計を設置することは一般に困難であるから、通常は河床部の監査廊内に地震計を設置している。また、最大断面の天端に地震計を設置することは越流部の関係で不可能な場合が多く、またゲート、エレベーターなどの振動の影響を受けるため好ましくない場合も多い。このような場合には、これらの影響を受けずにダム堤体自身の挙動が観測できる適切な位置に地震計を設置することが必要である。

ところで、地震計に限らず、各種計測計器は日頃の維持管理が重要であることは言うまでもない。特に地震計は地震時のみに起動する計器であるから、故障などが生じてもすぐに気づかない場合が多い。このため、地震計を正常に保つために定期的に点検整備することが必要である。また、地震計を始めとした計測計器の技術はその進歩が目覚ましいことから、その更新時期にあたっては、維持管理がしやすく、また計測された情報の取り扱いが容易な機種を選定することが望ましい。なお、設計技術の進歩によって、設計の高度化のための地震計の設置はもとより、安全管理のために設置する地震計の設置位置も、時代とともに変化していくことが考えられる。したがって、地震計の新設あるいは更新を問わず、地震計を設置する場合には土木研究所に一度相談して頂くようお願いしたい。

（ダム構造研究室）

河-28 ダム湖の淡水赤潮における発生メカニズムと対策手法

(質問)

淡水赤潮の発生により湖面環境のイメージダウンを来たしているダム湖があるが、淡水赤潮発生メカニズム及び有効な防止対策を御教示願いたい。

(天竜川ダム統合管理事務所)

(矢作ダム管理所)

(回答)

淡水赤潮の発生メカニズムは、流入河川水温とダム湖表層水温の関係により2つに大別できる。

(1) 流入河川水温がダム湖表層水温より高い時期(春期)

流入河川水は、ダム湖の水面を走ることになり、流入河川水はダム湖有光層に生息する鞭毛藻類に無機態の栄養塩類を供給する役割を演じ、ダム湖上流端付近一帯に淡水赤潮が発生する。中小洪水が水面を走る場合には、淡水赤潮がダム湖全域に発生する場合もある。

(2) 流入河川水温がダム湖表層水温より低い時期(夏期～秋期)

流入河川水はダム湖流入端においてダムの有光層の湖水を連行しながらダム湖深層へと進むことになる。流入河川水はダム湖表層水の下から無機態の栄養塩類を供給することになるが、有光層より深い深層になると鞭毛藻類は生息できなくなるので、淡水赤潮の発生位置はダム湖上流端のかなり限定された場所になる。

淡水赤潮対策としては、①ダム湖及び流入河川水の流動を制御して淡水赤潮の出現を抑制する『流動制御システム』で対応するのが望ましい。次に②異常増殖した鞭毛藻類そのものを除去する『軽石濾過システム』、さらに、③流入河川水の無機態の栄養塩類を除去する『糸状藻類活用システム』がある。

(1) 流動制御システム

流動制御システムは、平常時においてダム湖の表層に温水でしかも水温分布が均一の循環混合層を、有光層の数倍に至る水深まで厚く形成させ続け、中小洪水時にもこの層を温存させることにより、有光層に生息する浮遊藻類等の好ましくない藻類への栄養塩類と光を制御することになり、それによって浮遊藻類の異常増殖を阻止するシステムである。図-1に流動制御システムの模式図を示す。

循環混合層では水温鉛直分布がほぼ均一であるため、常に上下に混合し易い状態である。循環混合層が有光層の数倍に至る水深まで存在すれば、有光層で生息する浮遊藻類を有光層の下に深く追いやることになり、浮遊藻類の光合成できる時間を大幅に短くして増殖を抑制できる。

また循環混合層が温水でしかもその厚さが有光層の数倍あれば、栄養塩類を多く含んでいる中小洪水時の流入水を水温躍層へ導くことができ、浮遊藻類が生息している有光層への栄養塩類の混入を減少させることになり、浮遊藻類の異常増殖防止に役立つ。

流動制御システムを用いると、春期対策としては循環混合層により淡水赤潮を攪拌し、夏期及び秋期対策としては、無機態の栄養塩類に富んだ流入河川水をダム湖表層水と接することなく深層に導き、鞭毛藻類への栄養塩類の供給をストップすることにより淡水赤潮の出現を抑制する。

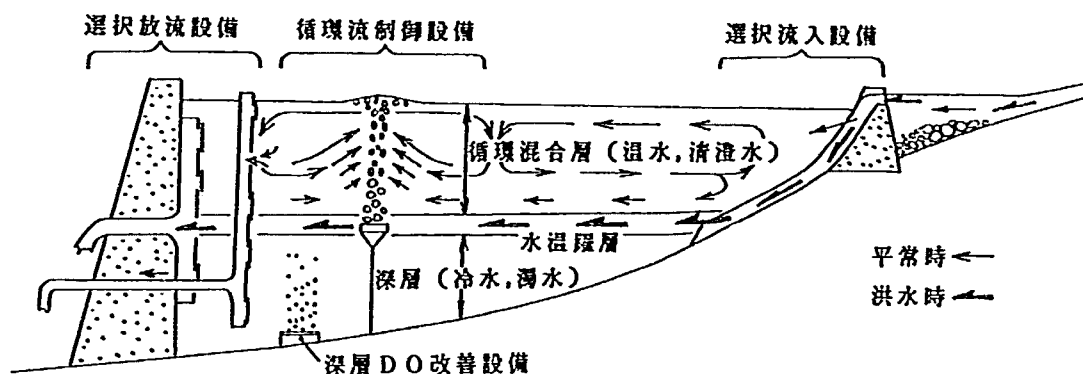


図-1 流動制御システムの模式図

(2) 軽石濾過システム

軽石濾過システムは、軽石層に湖水を通水して異常増殖した鞭毛藻類そのものを除去してしまうシステムであり、軽石層を定期的に洗浄することによって目詰りすることなく半永久的に使用するのが特色である。図-2に軽石濾過システムの模式図を示す。

集水方法は淡水赤潮が発生する水面に浮上式の越流管を設けて鞭毛藻類を多く含む湖水を集水する。軽石層は粒径3～5mmの細粒で20cm程度の層厚とする。鞭毛藻類等の浮遊藻類は、軽石の表面に形成された生物膜によって吸着除去できる。軽石層の洗浄は軽石層底部に設けた走行式の散気管からの気泡によって軽石を舞い上がらせて洗浄する。洗浄によって生じた高濁水は一旦沈澱槽に入れ、上澄みを放流し、沈澱した有機物は脱水して肥料等の有効利用をするのが望ましい。

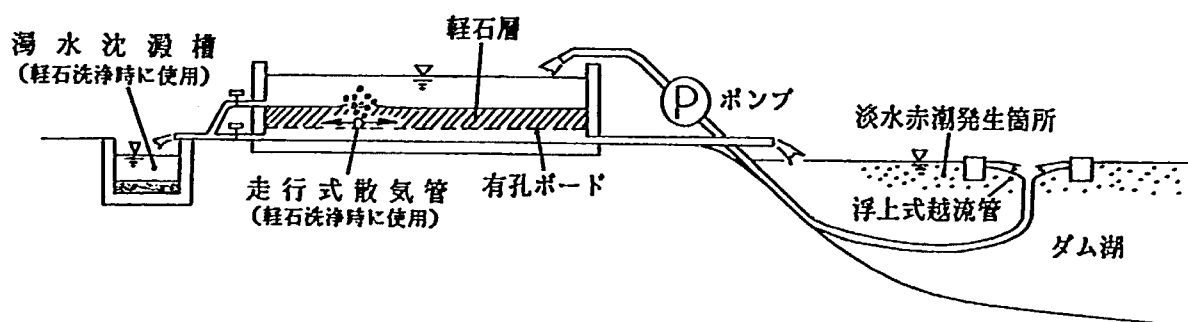


図-2 軽石濾過システムの模式図

(3)糸状藻類活用システム

糸状藻類活用システムは、流入河川水に含まれる無機態の栄養塩類を、ダム湖に流入する前に糸状藻類に吸収させることによって除去してしまい、鞭毛藻類への栄養塩類の供給をストップする。糸状藻類活用システムは無機態の栄養塩類濃度が低い状態（たとえば $\text{PO}_4\text{-P}$ が $5\text{ }\mu\text{g/l}$ ）でもさらに濃度を低くできることが特色である。

(環境計画研究室)

(質問)

丸山ダムは重力式コンクリートダムで、竣工してから30年以上を経過している。現在、基礎排水孔を利用して揚圧力を計測しているが、揚圧力の測定値が安定しているので、今後、その計測を中止したいと考えている。そこで、揚圧力計測の必要性和計測期間について御教示願いたい。

(丸山ダム管理所)

(回答)

ダムは各種土木構造物の中でも大規模な構造物であり、しかも多量の水を貯水することから、社会的に高い安全性が要求されている。したがって、ダムの調査、設計、施工は慎重かつ確実に実施されているが、完成後のダムにおいても、ダムの挙動を詳しく監視し、万が一にも決壊事故のないように的確な安全管理を行うことが必要不可欠である。

ダムの計測をその目的から大別すると以下の三つに分類することができる。

①施工管理のための計測

ダムが設計条件のとおり施工されていることを確認するための計測。たとえば、コンクリートダムの場合、堤体の温度、継目開度の計測などが挙げられる。

②安全管理のための計測

完成したダムの安全性を確認するための計測。たとえば、コンクリートダムの場合、漏水量、変形量、揚圧力、地震の計測などが挙げられる。

③設計の高度化のための計測

ダムの設計の合理化、高度化に資するための計測。たとえば、コンクリートダムの場合、上記②の計測のほか、応力、ひずみなどの計測が挙げられる。

一般に、ダム堤体およびその基礎岩盤には、これら三つの目的から、数多くの計測計器が設置されているが、その計測にあたってはその目的を正しく理解し、必要な計測期間と計測頻度を設定することが必要である。

次に、質問の本題であるダムの安全管理のための計測について説明する。ダム堤体および基礎岩盤の安全性は、貯水池湛水後の経過年数によって大きく異なってくる。したがって、ダムの安全管理を合理的に行うためには、湛水後の経過年数を考慮し、またその時々々のダム堤体および基礎岩盤の挙動を総合的に評価し、適切な計測頻度を採用することが必要である。一般的にダム堤体および基礎岩盤の安全性を判断する場合、貯水池の湛水後の経過年数に応じて、ダムの安全管理の期間を次の三つの期間に分けている。

1) 試験湛水開始から試験湛水終了までの期間。ただし、試験湛水の結果を整理してダムの安全性が確認されるまでの期間を含む(第Ⅰ期)

2) 第Ⅰ期終了以後、ダム堤体および基礎岩盤の挙動が定常状態に達するまでの期間(第Ⅱ期)

3) ダム堤体および基礎岩盤の挙動が定常状態に達した以降の期間（第Ⅲ期）

なお、ここにいう定常状態とは、貯水位、堤体の内部温度などの外的な要因を一定とした場合、計測値がほぼ一定値となる状態を表している。一般に、このような定常状態が得られるまでには、通常湛水後3～5年程度の期間が必要となる。

第Ⅰ期は、ダムの安全性が初めて問われる期間であるから、頻度を密にした計測（通常毎日1回）が必要となる。次に、試験湛水を終了して第Ⅱ期に入ると、ダムの安定性は一応確認されたから、計測頻度は多少粗くする（通常は1週間に1～2回）ことができる。この時期はダムの挙動が定常状態になったかどうかを確認する期間であるから、計測結果の整理もそのような目で行う必要がある。ただし、第Ⅱ期の初期においては第Ⅰ期に準じてダムの挙動に異常がないかどうかを丁寧に監視する必要がある。最後に、第Ⅲ期はダムの挙動が定常状態に入った後の時期であるから、その計測頻度はさらに粗くする（通常1月に1回）ことができる。また、第Ⅲ期はダムの各施設の老朽化が徐々に進行していく時期でもある。したがって、第Ⅲ期の計測は、ダムの安全性が将来にわたって確保されていくことを保証することも大きな目的となっている。

ところで、第Ⅲ期における老朽化の問題は、ダムの各施設だけでなく計測計器についても同様な問題であり、計測計器の機能も徐々に失われていく。したがって、安全管理のための計測計器はこれを更新できるようなものでなければならず、堤体コンクリートや岩盤内に埋設されて交換が不能な計器は安全管理のための計器としてふさわしくない。また、基礎排水孔は漏水量や揚圧力を測る施設であると同時に、ダムに作用する揚圧力を軽減するための施設でもある。したがって、機能を失った基礎排水孔は、単に計測不能として処理するだけでなく、揚圧力を軽減してダムの安全性を高めるため、管内を掃除してその機能を回復するか、または新たな基礎排水孔を削孔するなどの対策が必要となる。なお、このような処置が必要であるかどうかは、過去の揚圧力と漏水量の計測記録から判断して決定する必要がある。

さて、このような安全管理のための計測の目的を考えると、たとえ安定した計測値が得られていても、安全性を判断する上で重要な計測は中止することはできない。ただし、計測の省力化、合理化を図るため、その計測頻度を1～2月に1回程度とすることが可能であろう。また、基礎排水孔はその設置数が多いことから、過去の計測結果から判断して、計測期間全体を通じて漏水量が極めて小さく、また揚圧力も小さいものについては、その計測を省略することが可能であろう。このように、第Ⅲ期においては、ダムの安全性を引き続き監視していくことを前提として、いかに省力化を図れるかという観点で計測体制を考えて頂きたい。なお、蛇足であるが、ダムの計測には上述のように三つの目的があるが、安全管理に必要な計器以外は、その目的を達成したならばその計測を終了すべきであり、不必要な計器の計測をいつまでも続けることは避けなければならない。

（ダム構造研究室）

<参考文献>

1)建設省土木研究所ダム部：ダムの安全管理、土木研究所資料第1834号、1982.5

河-30 ダムコンによる流入量計算

(質問)

蓮ダムのダムコンによる流入量計算によると、流入量が安定している場合水位が変化した時の流入量だけが大きく変動する。この変動を小さくすることができないか御教示願いたい。

(蓮ダム管理所)

(回答)

現在のダム流入量の算出計算方法は、以下の通りである。

$$Q_{it}(t) = \frac{V[H(t)] - V[H(t-T)]}{T} + \frac{1}{T} \cdot \sum_{i=0}^{T-1} Q_{ot}(t-i) \quad (1)$$

ここに、

- $Q_{it}(t)$: 全流入量 (m^3/s)
 $V[H(t)]$: 現流入量算出時の貯水量 (m^3)
 $V[H(t-T)]$: 現流入量算出時からT分前の貯水量 (m^3)
 $Q_{ot}(t-i)$: 現流入量算出時からi分前の全放流量正分値 (m^3/s)
 T : 全流入量算出時間間隔 (10分, 20分, 30分, 60分)

ここで、右辺の前項を貯水池貯留量の変化に伴う流量であるので、貯留流量と呼ぶ事にする。なお、(1)式をさらに平滑処理することも行われてきたが、時間遅れの問題もあることから、ここでは(1)式を現在の基本式とした。

さて御指摘の通り、現在の貯水位観測の最小変動量は1cmであり、上式に基づいて計算を行うと、流入量が安定していて、全流入量算出時間間隔が60分を採用している場合、貯水池湛水面積が1km²であるとする、みかけ上流入量が約2.78m³/s急激に増加する事になる。仮に流域面積が100km²であるとする、年間の平均流入量は、5m³/s程度であると予想されるため、平時での水位1cm変動による流入量の変動量は大きい事は当然予想される。

このための対策としては、次のことが考えられる。

①貯水位観測の精度(有意な分解能)を向上させる。

②貯留流量算出手法を改善する。

それぞれに関して、詳述すると以下のようなになる。

①に対しては、

現在主として用いられているフロート式の水位計の精度は、昭和61年にまとめた資料(貯水池流入量把握方法に関する一検討：土木研究所資料2302号)では、おおよそ±1cmであると判断されており、その後の計器の精度の向上もあるが、基本的には現在でも同じレベルにあると考えている。

②に対しては、

現在は(1)式に基づいて、一定時間間隔(10分、20分、30分、60分)で全放流量を算出している。この際に、(1)式の貯留流量も同じ時間間隔で算出するため、御指摘のような問題点が表れることになる。これを解消するものとして、以下の手段が考えられる。

①全流入量の算出は定時および正時毎に行うものとし、貯留流量と平均全放流量とを合算して算出された全流入量は、前定時+1分から現定時までの間の平均全流入量とする。

②この処理によって生ずる実際に貯留された流量と全流入量にカウントされた流量との間の不整合は、次の全流入量算定時間で調整する。

③全流入量を算出する定時の時間間隔(T)は、貯水位の変化に要する時間に応じて10分、20分、30分、60分とする。

④算出された全流入量は、演算が行われた定時よりT/2時間(分)以前の全流入量とする。

すなわち、全流入量計算は、次の要領で行うものとする。

$$i \text{ 区間における全流入量 } (Q_{i,1}) = i \text{ 区間における貯留流量 } (Q_{s,i}) + i \text{ 区間における平均全放流量 } (Q_{o,i}) \quad (2.1)$$

式形は、(1)式と同じである。ここで、右辺の値は以下のように算出する。

$$Q_{s,i} = i \text{ 区間における見かけの貯留流量 } (Q_{s,i}') + i \text{ 区間における貯留流量の補正值 } (i-1 \text{ 区間流量の補正}) (Q_{s,i-1}'') \quad (2.2)$$

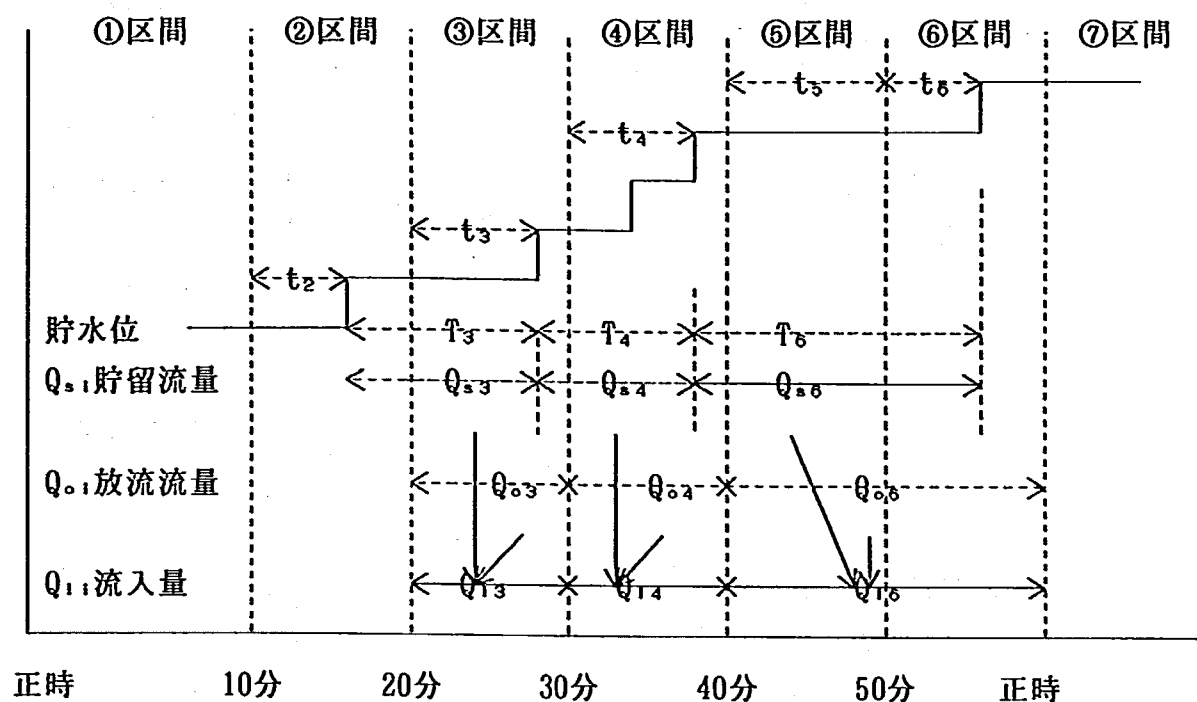
ここで、

$$Q_{s,i}' = \frac{\text{現定時における有効貯水量 } (V_i) - \text{前定時 } (T \text{ 分前}) \text{ における有効貯水量 } (V_{i-1})}{\text{貯水位が前定時の貯水位になった時刻から現定時の貯水位になるまでに要した時間 } (T_i)} \quad (2.3)$$

$$Q_{s,i-1}'' = \frac{Q_{s,i-1} \times (T_{i-1} - T)}{T} \quad (2.4)$$

$$Q_{o,i} = \frac{\sum_{j=1}^T \text{正分毎全放流量 } (Q_{o,i,j})}{T} \quad (2.5)$$

この方法の特徴は、貯水位の変化に要する時間で、見かけの貯留流量を算出する方法であり、実際の算出のイメージは次頁のとおりとなる(時間間隔T:10分の場合)。



この方法により、御指摘の流入量の急激な増分を避けられる事が期待できる。しかし、このような実際の流入量が安定している場合に、管理上どの程度の精度まで要求されるのかという議論（記録としてのこす必要があるのは、日単位の流量である）もあり、洪水時、特に急激な貯水位の変動がある場合の流入量の把握の問題も含めて、現在総合的に検討している所である。

貯水池流入量の真値の把握は、重要なテーマであり当研究室においても、水位偏差方式で算出する事を前提に、波浪やゲートの開閉に伴う水位観測誤差の除去法について従来から検討を行っており、御指摘頂いた点も含めて貯水池流入量の把握に関して総合的に取り組んでいるところである。

（水工水資源研究室）

(質問)

砂防ダムの基礎で杭基礎を採用する場合、これに関する設計基準は制定されていないので、道路橋示方書や杭基礎設計便覧などを参考として設計を行っているのが現状である。砂防ダムの基礎として杭基礎を選定する場合、およびその設計を行う上での留意点などがあれば御教示願いたい。

(長野県土木部)

(回答)

砂防ダムは、ダム高が15m以上になると河川管理施設等構造令¹⁾を準用して設計され、安定した基礎岩盤の確保が必要となる。また、河川砂防技術基準(案)²⁾においても、砂防ダムの基礎地盤は原則として岩盤とするが、計画上やむを得ず砂礫地盤とする場合はダム高を15m未満にできるだけ押さえるよう定められている。以上より、一般に砂防ダムの基礎地盤が悪い場合には原則としてダム高を15m未満とする。

計画上やむを得ず基礎地盤が所要の強度を得られない場合は、想定される現象に対応できるよう適切な地盤処理を行う必要がある。基礎地盤の一部に弱層、風化層、断層などの軟弱部を挟む場合は、軟弱部をプラグに置き換えて補強すれば良いが、軟弱部が砂防ダム底面の広い範囲に渡る場合の手法として、

- ① 所要の強度を有する地盤まで掘削するか、ダムの堤底幅を広くして応力を分散させる。
- ② 軟弱地盤を砂礫、もしくは貧配合のコンクリートに置き換える。
- ③ 軟弱地盤をコンクリート構造に置き換える。
- ④ 杭やケーソンなどの基礎構造を採用する。

が挙げられる。これらの基礎処理方法の選定にあたっては、構造条件、地盤条件などの種々の条件を考慮して決定されたい。

検討の結果、砂防ダムの基礎に基礎杭工法を採用する場合、杭の設計基準はご質問の通り制定されていないので、杭の構造検討に当たっては道路橋示方書³⁾や杭基礎設計便覧⁴⁾など既往の関連基準を参考にして良いと考える。なお、設計荷重は河川砂防技術基準(案)に従って計算しなければならない。

ここで、砂防ダムにおける基礎杭の設計においては以下の点に留意されたい。

- ① 杭の設計において考慮すべき荷重状態として、道路橋示方書においては常時、地震時、暴風時に分けられている。これに対し、河川砂防技術基準(案)では高さ15m未満の重力式コンクリートダムの設計荷重の組合せは洪水時(静水圧)のみとされており、杭の許容支持力算定時の安全率は常時の値としてよい。
- ② 杭頭結合は、砂防ダムの重要性を考えると剛結合とするのが望ましい。ダム本体が無筋コンクリート構造の場合、杭頭周辺部における応力集中に対し杭頭部周辺に補強筋な

どの処置が必要である。

(参考文献)

- 1)解説・河川管理施設等構造令：河川管理施設等構造令研究会編 山海堂、昭和53年
- 2)建設省河川砂防基準（案）設計編：日本河川協会編 建設省河川局監修、昭和61年
- 3)道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編：日本道路協会、平成2年
- 4)杭基礎設計便覧：日本道路協会、平成4年

(砂防研究室，基礎研究室)

道－1 トンネル掘削時における落雷対策

(質問)

古生第二疊紀の堆積岩を主体とした地層において、 $L=4,350\text{m}$ の施工を両坑口より施工を進め、ほぼ中央に換気立坑を競合して施工している。現場における落雷対策について御教示願いたい。

(高山国道工事事務所)

(回答)

当研究室の資料では、ご質問のような事柄に関して資料がないので、的確な回答が困難であるが、まず立坑に落雷したときの影響対象を地中の本坑の切羽を考えているのであれば、 450m 地中の切羽掘削に使用するダイナマイトにどの程度落雷の影響があるか、電力会社等を通して調査する必要があると思われる。影響有りとした場合には、①測候所等との連絡網を築き早期に避難する、②機械掘削に変更する、などの検討が必要になると考えられる。

(トンネル研究室)

道－2 市街地トンネルと騒音対策

(質問)

トンネル坑口部に民家・病院等近接している市街地での騒音対策について防音設備・機械掘削を考えているが、全国的事例があればご教示願いたい。

(静岡国道工事事務所)

(回答)

道路トンネル技術基準では、「機械掘削の採用にあたっては、トンネルの規模、地山条件および立地条件等と適用機械の種類と能力を十分検討しなければならない」とされている。具体的には同解説を参照されたい。他に、建設省の積算基準書では、「機械掘削の適用にあたっては、ボーリング調査等の事前調査により、トンネルの地山条件（一軸圧縮強度、亀裂係数、地質、湧水等）や施工規模、経済性、環境条件等を総合的に判断すること、対象地山強度は、一軸圧縮強度で500kgf/cm²以下とする」とされている。

一般には、一軸圧縮強度で200kgf/cm²以下が経済的とされている。しかし、都市部では経済性よりも騒音・振動の環境面が工法選定の支配的要因になる場合がある。それらの例としては、第19回道路会議で「制御発破による山岳トンネル工事について（福島県土木部 寺内充）」、「民家近接地域におけるトンネル工事について－山陽自動車道増井山トンネル工事－（日本道路公団 石井吉宏）」、第18回道路会議で「都市型トンネルの掘削について－住宅地下における硬岩の掘削工法－（日本道路公団 岡田泰徳）」、「都市部におけるトンネルの設計施工について（日本道路公団 伊藤 正）」などが発表されている。

(トンネル研究室)

(質問)

ガイドライトシステムが開発され実用化と聞いているが、特に規定がないサービス施設であり、基準・設置等の基準を設け規定すべきと考えているが、全国的な事例があればご教示願いたい。

(静岡国道工事事務所)

1. ガイドライトシステムの詳細説明を受けたい。
2. 対向車接近表示装置（開発整備実施済み）との統合調整計画の考え方
3. 設計基準設定に対する動き又は現状の各種安全施設比較一覧表
4. 整備基準設定に対する動き又は現状の整備実態一覧
5. バイパス等新設道路における規定外安全施設整備のあり方（事故を想定し当初から整備すべきものなのか）
6. 事故多発箇所の整備のあり方（件数重視で良いのか等）

(回答)

・ガイドライトシステムは、カーブでの正面衝突、車線逸脱、交差点部での衝突等に効果があると考えられ以下の機能を想定している。

(1) 道路線形表示機能

前方が危険なカーブの場合に自車より先に前方のカーブの有無、カーブの形状を知らせて運転者に注意を促す機能。

(2) 対向車警戒機能

見通しの悪い道路において対向車が存在するときに、それより先に連続した光りで対向車があることを運転者に知らせ注意を促す機能。

(3) 交差点道路警戒機能（T字路）

見通しの悪いT字路で左右から車がきたときに事前にT字路のドライバーに接近を知らせる機能。

・本システムは発光体の連続発光によって直感的に対向車の接近や道路線形を知らせるものであり、他機関で開発整備中の対向車接近表示装置と基本的には類似のシステムであるといえる。ただし、その対向車接近表示装置とは対向車の接近警告を文字のみで行う、道路線形の表示機能がない等の相違がある。

・現在、発光パターンに関する最終的な検討を行っている段階であり、それが終了した段階で試験設置に関する仕様をとりまとめる予定である。なお、基準等については視線誘導標設置基準等で整備基準、設置基準等を規定することも考えられる。

・本システムが対象としている事故は断続的な交通量の発生するカーブでの正面衝突、車線逸脱等である。よって、設置においてはそのような事故が多発している場所を中心に整備することが望ましい。具体的には以下のような場所が考えられる。

- ・ 2車線道路で、見通しの悪いカーブ区間
- ・ 断続した交通が発生する区間
- ・ カーブ区間の前後に流入、流出がない区間
- ・ 正面衝突や路外逸脱事故が発生している区間

(道路研究室)

道一 4 4車線道路における中央分離帯の視認性

(質問)

中央帯としての視認性は、高輝度のカラー舗装(黒)と両サイドに可変点滅するチャッターバーの設置程度でよろしいか御教示願いたい。

(沼津工事事務所)

(回答)

フラットタイプの中央帯に関する設置効果等の調査事例は無いが、このタイプの中央帯は、分離帯を設ける中央帯よりも沿道アクセス性が高いものの、幅員が狭くなると中央帯としての効果(道路構造令の解説と運用を参照されたい)が急激に低下することを十分に注意する必要がある。

安全性に関しては、一般に発生しやすいと指摘される事故形態から考えると、少なくとも、

1. 自動車が安全に横断、右折、転回するために、車線にはみださないで一時停止できること。(交通の乱れによる事故発生)
2. カーブ区間では直線部よりも十分広い中央帯を確保しているか。(はみ出しによる正面衝突)
3. 交差点近辺において、右折レーンを確保した後も、中央帯が十分確保されているかどうか。(自動車の右直事故、歩行者等の横断事故)
4. 追い越し等のための中央帯内の自動車走行(自動車の横断等のための徐行を除く)の防止措置がなされているか。(特に交差点近辺や横断者の多い箇所については、図中のチャッターバーのみでは極めて不十分と考えられる。)

については少なくとも事前に検討しておかなければならない。

次いで、マーキングや警戒標識等、道路利用者を注意喚起させることを目的とする道路安全施設の設置を考えるのが手順である。これら施設は一般に、

1. 時間とともに(半年程度で)効果が減少して行く。(運転者の慣れ)
2. 漫然と設置するのではなく、事故が多発する恐れのある箇所に密に設置する方が路線全体の事故防止効果が高い。

と言われている。

御提示頂いた道路安全施設の視認性については、沿道の土地利用の状況、地理的条件、特に自動車走行速度等の交通条件に即して個別の箇所毎に判断するしかないが、通達や技術基準が満たされ、かつ、上記事項が十分考慮されておれば、一般道路としての利用形態を考えた場合、特に問題があるとは考えられない。

ただし、警察とも連携をとりつつ当該区間全体にわたって継続的に交通状況(特に物損事故を含む交通事故の発生状況および交通閉鎖時の自動車走行速度)の調査を行い、状況に応じて適切な対策を講じること(事故多発箇所への道路照明の増設等)が必要である。

特に、実勢速度が極めて高い場合や、中央帯内の自動車走行、はみ出し走行、歩行者の乱横断等の危険事象がしばしば見られる場合は、視認性の向上に併せて薄層舗装や可倒式の分離施設等の設置を早急に検討する必要がある。

(交通安全研究室)

道－5 アスファルト舗装における改質アスファルトの選定

（質問）

改質アスファルトの選定に当たっては、アスファルト舗装要綱によるが、現実問題として類似製品が氾濫しているために現場では選定に苦慮しているので、改質アスファルトの選定について御教示願いたい。

（名古屋国道工事事務所）

（回答）

ストレートアスファルトの規格項目としては針入度や軟化点等があり、改質アスファルトの場合はこれらに加えてタフネス・テナシティがある。しかしながらこれらの規格項目はバインダ間の相対的な評価指標であり、これらの値と舗装の供用性との間にどのような関係があるかについては明確にされていないというのが現状である。

改質アスファルトは耐流動・耐摩耗対策に用いられており、その効果を確認するにはいまのところホイールトラッキング試験やラベリング試験により混合物特性を把握するしかない。これらの試験を用いて舗装の耐流動・耐摩耗対策を講じる場合、「耐流動耐摩耗対策の選定手法に関する調査研究報告書」（土木研究所資料、平成3年7月）を参照にする
とよい。

なお、バインダと舗装の供用性との関係についてはアメリカのSHRP計画（1987－1993）においてSUPERPAVE（舗装供用性に基づくアスファルトならびに混合物の仕様）が提案されている。土木研究所では平成4年度よりこの仕様にかかわる試験装置を購入し、その適用性を検討している。

（舗装研究室）

道-6 コンクリート舗装におけるアスファルト中間層
とセメント安定処理の使用区分

(質問)

上層路盤工に粒調材料を採用して、コンクリート舗装を施工する時、「セメントコンクリート舗装要綱」では「原則としてアスファルト中間層を用いる」となっているが、セメント安定処理にて実施したいが、原則的に採用できない場所等を御教示願いたい。

(名古屋国道工事事務所)

(回答)

「セメントコンクリート舗装要綱」においては、路盤材料については「路盤に用いる材料は、施工方法、現場条件及び経済性等を含めた総合的な比較検討をしたうえで決定するのが望ましい。」と規定されている。ただし、路盤材料が所要の強度を有すべきことは当然である。参考までに、日本道路公団では、近年良質かつ均質な粒状路盤材料の入手が困難になってきており、粒状路盤を施工することが不経済となる場合が多いこと、一方セメント安定処理路盤は原材料の強度が低くても安定処理して使えることが多いこと、安定処理工法における混合によって均一性が得られることなど粒状路盤に比べて有利な点が多いこと等から、コンクリート舗装の路盤は原則としてセメント安定処理を採用することとしている(日本道路公団設計要領 第一集 第2編舗装 4-2路盤 4-2-1構成)。

また、「セメントコンクリート舗装要綱」においては、上層路盤については「上層路盤には、粒度調整碎石、粒度調整スラグ、水硬性粒度調整スラグ、セメント安定処理路盤材料及び瀝青安定処理路盤材料等を用いる。」、「C、D交通の上層路盤に粒状材料を用いる場合は原則としてアスファルト中間層を用いる。」と規定している。アスファルト中間層は、路盤の耐水性及び耐久性を改善する等の目的で路盤の最上部に設けるものであり、上層路盤にセメント安定処理路盤材料を用いた場合は、アスファルト中間層を設ける必要はない。このことは、「セメントコンクリート舗装要綱図-2.5設計断面例(P12)」からも明かである。

(舗装研究室)

道-7 既設橋の拡幅における床版コンクリート打設

(質問)

既設橋拡幅時の床版打ち継ぎに関する次の事項について御教示願いたい。

- ① 鉄筋の継手長
- ② 施工手順
- ③ 供用下でのコンクリート打設の可否
- ④ 供用下でのコンクリート打設時の材料

(愛知国道工事事務所)

(回答)

既設橋の拡幅については、平成元年四国地建における一日土研¹⁾で取り上げられているので、ここでは、その補足として、上記の質問に関わるこれまでの事例等を示すこととする。

- (1) 鉄筋の継手長については、道路橋示方書に記述されているとおりである。鉄筋の種類、径、強度等が新設部と既設部とで異なる場合、両者のうちの長い方の継手長を用いる²⁾。なお、新設部の主鉄筋配置は、新設部の配置が既設部の配置よりも大きい場合、既設部の配置に合わせる²⁾(例えば、新設部の設計では鉄筋間隔125mmとなっても、既設部が同100mmの場合には100mmとする)。
- (2) 施工手順については、元年の一日土研に示したように、新設部と既設部の横桁を結合した後にコンクリートを打設する。
- (3) 供用下でコンクリートを打設しても、コンクリートの品質は交通振動による影響を受けないこと、鉄筋とコンクリートの付着性状は図-1のような3分割施工を行えば特に支障がないことが報告されている³⁾。
- (4) 二次床版の材料は、鋼橋の拡幅の場合、普通コンクリート、早強コンクリート及び超速硬コンクリートのいずれにおいても(3)の結果が得られている。これまでの事例では、膨張剤添加の早強コンクリートがよく用いられており、その他には超速硬コンクリートの使用も見られる²⁾。なお、RC連続中空床版橋において、張り出し床版の一部を残して施工する場合かつ二次床版の幅が狭い(1.3m)場合には、ブリージング抑止膨張コンクリート(分離低減剤、膨張剤、収縮低減剤を添加)の使用が最も良好であるとされている²⁾。

参考文献

- 1) 四国地建における一日土研資料、土木研究所資料第2804号、平成元年11月、pp.295~297
- 2) 平成3年度名神高速道路(改築)橋梁構造物の拡幅に関する検討報告書、日本道路公団大阪建設局、(財)高速道路技術センター、平成4年3月
- 3) 金井、白浜、平山、梶村；交通供用下で分割施工されるコンクリート床版の耐荷力、橋梁と基礎、昭和57年5月

(橋梁研究室)

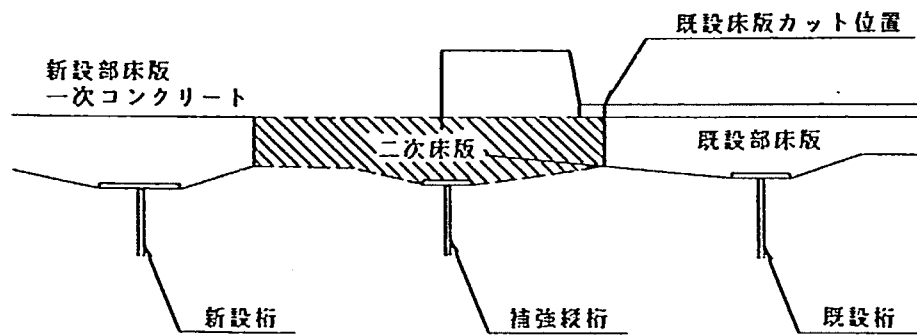


図-1 鋼橋床版連結方法

道－8 排水性舗装の騒音低減効果

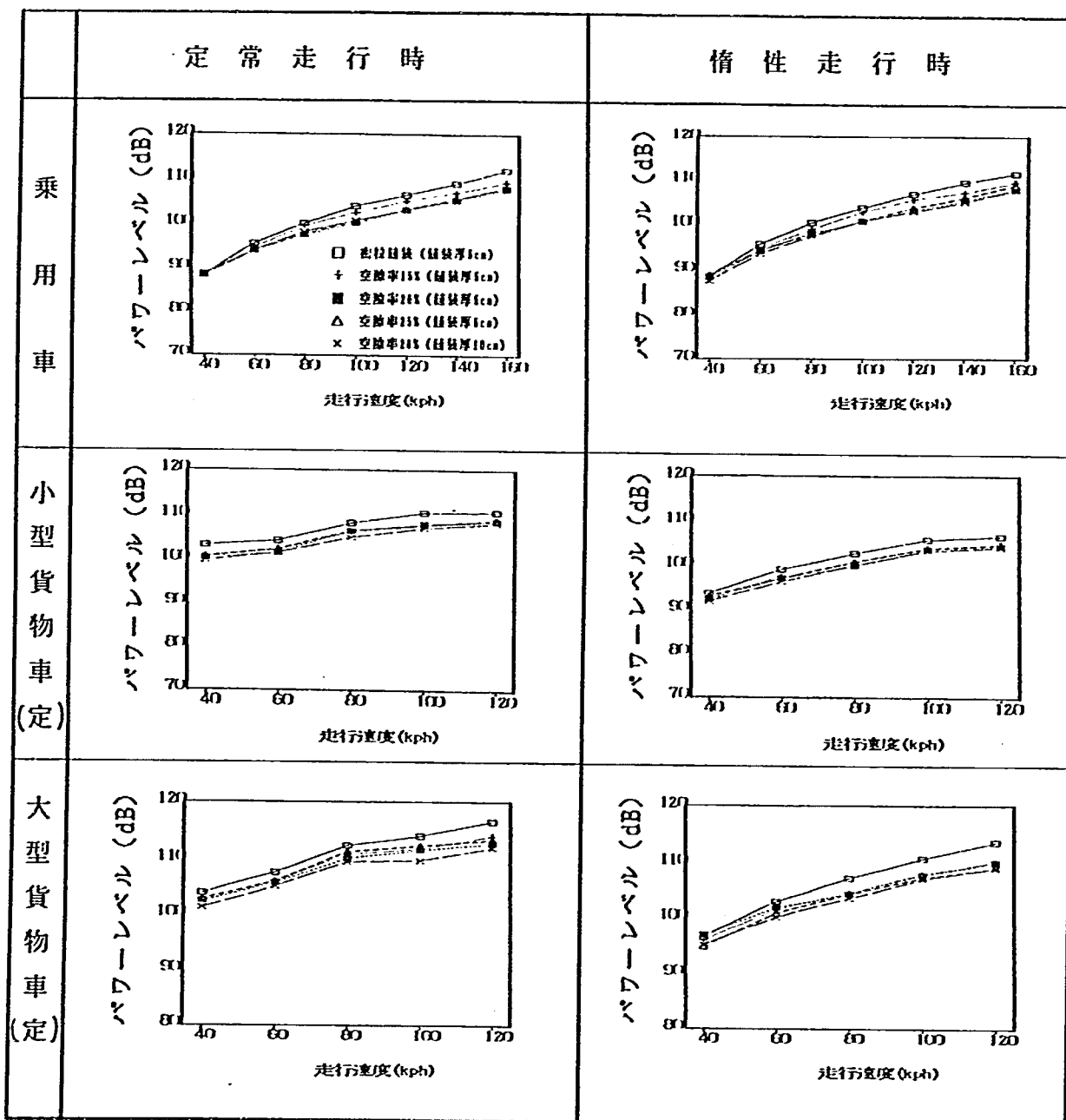
（質問）排水性舗装は、雨天時の走行安全性の向上並びに道路交通騒音の低減に効果があると言われているが、道路交通騒音の低減効果について御教示願いたい。

（愛知国道工事事務所）

（回答）

1. 騒音低減量

土研試走路に設置された新しい状態の通常（密粒）舗装及びいくつかの排水性舗装（空隙率15～25%、厚さ5～10cm）上において試験車を走行させ、騒音パワーレベルを測定したデータを図－1に示す。



図－1 舗装種別騒音パワーレベル

(1) 車種別騒音低減量

車種別パワーレベルの低減量（通常舗装－排水性舗装）は走行速度、走行方法、排水性舗装の種類によって異なるが、

乗用車	0～5dB
小型貨物車	2～4dB
大型貨物車	2～5dB

であった¹⁾。走行速度が大きくなるほど低減量は大きくなる傾向にある。

(2) 空隙率との関係

通常舗装の空隙率5%に比べて排水性舗装の空隙率（図－1の場合、15%～25%）は大きく、その空隙率の大きさが、排水機能及び騒音低減機能（2. 騒音低減要因を参照）をもたらしている。この空隙率と騒音低減の関係については、小型貨物車・大型貨物車では、空隙率が15～25%と変化しても騒音低減量に大きな差は見られない。一方、乗用車の場合には、空隙率15%のケースに比べると空隙率20%及び25%のケースの方が騒音低減量が大きくなっている。したがって、騒音低減のためには空隙率を最低20%程度は確保することが望ましいと考えられる。なお、施工初期の空隙率の設定に際しては、目潰れや目詰まりによる騒音低減機能の低下を考慮する必要がある。

(3) 舗装厚との関係

空隙率20%における厚さ5cmの基本ケースと厚さを10cmにしたケースを比べると、5cmの舗装厚増による騒音低減効果は、小型貨物車及び大型貨物車の場合、1～2dB程度見られるが、乗用車の場合はほとんどない。

2. 騒音低減要因

既存文献²⁾及び土研の排水性舗装の騒音低減効果に関する調査によれば、騒音低減をもたらす要因として主に次の2つが考えられる。

(1) エンジン音・吸排気音等の駆動機関音の低減

主に排水性舗装の吸音特性によるものと考えられる。

(2) タイヤ音の低減

タイヤのエアポンピング音（路面とタイヤの接触部分のタイヤトレッドパターンの溝が変形することによって、溝の部分の空気が圧縮あるいは膨張されるときに生ずる音）が排水性舗装の空隙によって緩和されることによる低減及び排水性舗装の吸音特性によるものと考えられる。

したがって、自動車1台から発生する騒音の低減量やその特性は車種及びその駆動機関音とタイヤ音の寄与によって異なる。例えば、乗用車では、定常走行騒音の中でタイヤ音の寄与が卓越しており、排水性舗装の騒音低減量（0～5dB）は、主としてタイヤ音の低減によるものと考えられる。

3. 周波数特性

図-2に、一般道路の試験施工区間の排水性舗装及び通常舗装上において試験車（乗用車）を60km/hで走行させた時の騒音レベルの周波数特性を示す。排水性舗装の場合は通常舗装の場合に比べて、低周波数成分が若干大きくなる傾向もあるが、500Hz以上の高周波数成分が小さくなり、各周波数の音をあわせた全体として騒音レベルが低減することがわかる。低周波数成分の増大は、主として路面の凹凸の増大によるタイヤ振動音の増、高周波数成分の音の低減はタイヤのエアポンピング音の減少によるものと想定される。

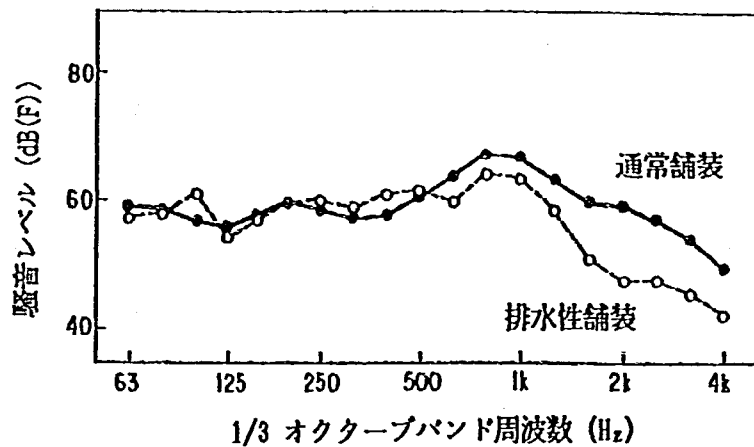


図-2 騒音レベルの周波数特性

4. 騒音低減効果の持続性

供用中の高速道路において道路公団によって測定された排水性舗装（1988～89年施工）の騒音低減効果の経時変化³⁾を図-3に示す。施工直後では約4dBの減音効果がみられるが時間の経過とともに効果が減少している。特に積雪寒冷地では施工後半年程度で効果がなくなっている。しかし、その後施工された積雪寒冷地の排水性舗装ではある程度経過した後も効果が持続しているというデータもあると聞いている。いずれにせよ、騒音低減効果に関する耐久性の高い舗装構造、技術の確立が当面の重要な課題であろう。

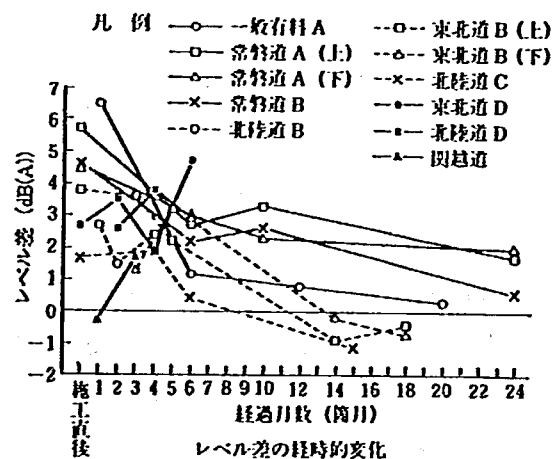


図-3 低騒音舗装による減音効果の経時変化³⁾

5. 低減効果と人の感覚

例えば、騒音低減量が3dBあるいは6dBということは、音のエネルギーが半分あるいは4分の1になることに等しいが、体感としては10dBの差がある場合に大きさの感覚が半分または2倍になるとされている⁴⁾。人によってもこの感じ方は異なると思われるが、3dBの減音の場合は約0.8倍と感じられることになる。筆者らの感覚によると音が小さくなることよりむしろ音色が変わることが大きく感じられる。図-2の周波数分析の結果から分かるように、排水性舗装上のタイヤ音は通常舗装上のそれより低い音色の音に聞こえる。

(参考文献)

- 1) 石田、明嵐、吉田、新美、"排水性舗装の騒音低減要因について"、
土木学会第48回年次学術講演会V、1993-9
- 2) Ulf Sandberg, "A Road Surface for Reduction of Tire Noise Emission",
Inter-Noise'79
- 3) 向、"環境を保全する新技術"、道路 1992-5
- 4) 五十嵐他、"音響と振動"、共立出版、1968-10

(交通環境研究室)

道－9 排水性舗装

（質問）

排水性舗装は目詰まりを起こすが、その機能回復工法とその効果について実績を含め御教示願いたい。

（愛知国道工事事務所）

（回答）

排水性舗装の目詰まりによる機能回復工法としては歩道における透水性舗装に用いられている高圧水による洗浄が試験的に実施されているが、「平成4年度排水性舗装機能回復技術開発検討業務報告書」（平成5年3月、（財）道路保全技術センター）によると以下のようなものが試行されている。

- ①過酸化水素水による化学的処理
- ②高圧水＋振動
- ③圧縮空気＋吸引
- ④散水＋吸引
- ⑤高圧水＋吸引

この報告書では、⑤の高圧水による洗浄を行った後、ゴミと一緒に水を吸引する手法が有効であるとされている。ただし、これらの検討は始まったばかりであり、専用の機械も各機関で開発中であるので、機械の仕様や水圧や作業速度といった使用条件等も含めて今後さらに詳細な検討を要する。

歩道の透水性舗装においては、既に機能回復に関する実績があり、十分な効果があるとされている。排水性舗装については関東地建や近畿地建で試験的に実施されているが、定量的な結論は得られるに至っていない。定性的には、こうした機能回復作業は排水機能が失われてからではその効果を発揮できず、機能がある程度残っている段階での早めの処置が必要であるといえる。

（舗装研究室）

(質問)

軟弱地盤地域を高架構造で通過する一般国道から、高架下の都市計画道路に接続するオフランプ部（一車線道路）のうち、杭基礎構造物から盛土に移行する境界部付近で、段差が生じている。当ランプは一般国道の終点部に位置し、供用開始後現在までの一年半の間に計3回のオーバーレイが実施されているが、段差は50cm程度に達しており、盛土区間側に杭基礎なしで設置した小型重力式擁壁にも沈下が発生している。これらを解消するための有効な対策について御教示願いたい。

(名四国道工事事務所)

(回答)

1. 現状と問題点

現地の概要は図-1に示すとおりで、うち今回、段差が問題とされているのはオフランプ最下部の約30mの盛土区間である。盛土は高さ2m以下のいわゆる低盛土に相当するが、施工された箇所の地盤条件が極めて悪く、深度4m付近までがN値が0～5程度の軟弱層となっている。軟弱層は地表～深度0.8mがシルト質粘性土、深度0.8m～2.7m付近が腐植土、深度2.7m～4.3m付近がシルト質粘性土で構成され、地表付近までのほぼ全てが飽和状態にある。また、圧密降伏応力が腐植土層で 0.29kgf/cm^2 、シルト質粘性土で 0.37kgf/cm^2 と正規圧密状態にあるため、上載荷重が負荷された場合には圧密沈下の発生は避けられないものと考えられる。

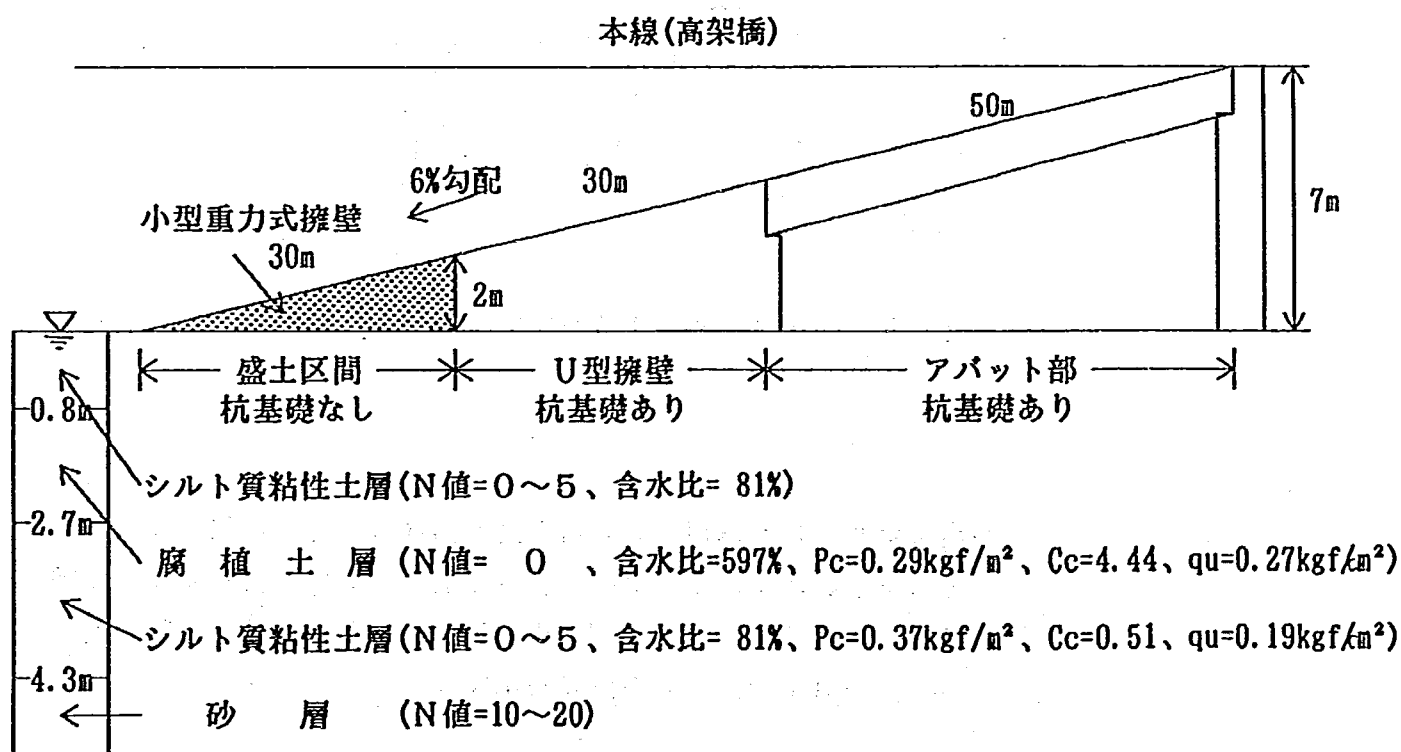


図-1 現地の概要

低盛土であるため、道路土工―軟弱地盤対策工指針にもとづいて交通荷重による影響を検討すると、盛土高1.0mの箇所に対して2.5m相当、盛土高2.0mの箇所に対して1.5m相当を見込む必要があり、現状の盛土自重以上の影響の大きさを示している。

沈下量については、即時沈下量が約30cm、圧密沈下量が約37cmで最終沈下量は合計して70cm程度と試算され、供用開始後の交通荷重の影響により、隣接する杭基礎構造部との段差が大きくなっていると考えられる。

以上のような結果を踏まえて、以下、今後の対応策について述べる。

2. 今後の対応策について

対応策としては、オフランプ上部区間と同様に杭基礎構造とする方法もあるが、段差や沈下が問題となっている区間が比較的短いこと、国道の終点ランプ部で長期間の通行規制が困難なこと等を考慮し、EPSブロックを用いた軽量盛土工法により上載荷重の軽減を図るのが得策と考えられる。本工法の考え方及び設計方法については、「土木研究所資料第3089号 発泡スチロールを用いた軽量盛土の設計・施工マニュアル（平成4年3月）」に掲載されているので参考とされたい。ここでは、大まかな設計手順と注意すべき点について説明する。図-2に軟弱地盤上の発泡スチロール軽量盛土の概念図を示す。設計の概要は以下のとおりである。

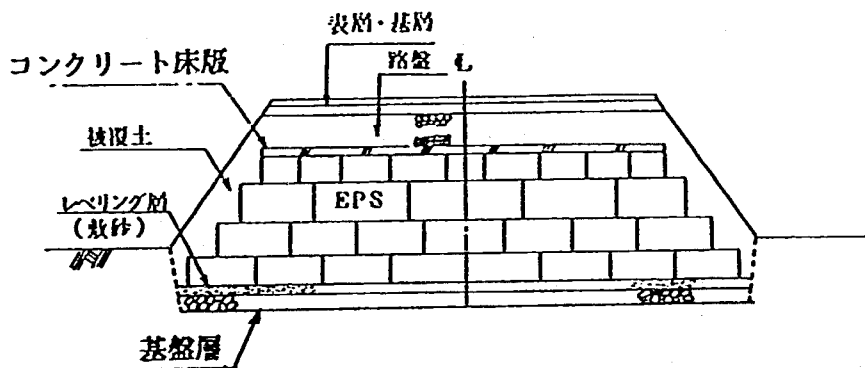


図-2 発泡スチロールによる軽量盛土概念図

①設計手順

軟弱地盤上の盛土に発泡スチロールを適用する場合の基本的な考え方は、現地盤に対する盛土荷重を低減することであり、圧密沈下と地盤のすべり破壊に対する安定について検討する。ただし、発泡スチロールは超軽量（ 0.03t/m^3 程度）であるため、地下水等に対する浮力の検討が必要である。図-3に設計手順の概要を示す。

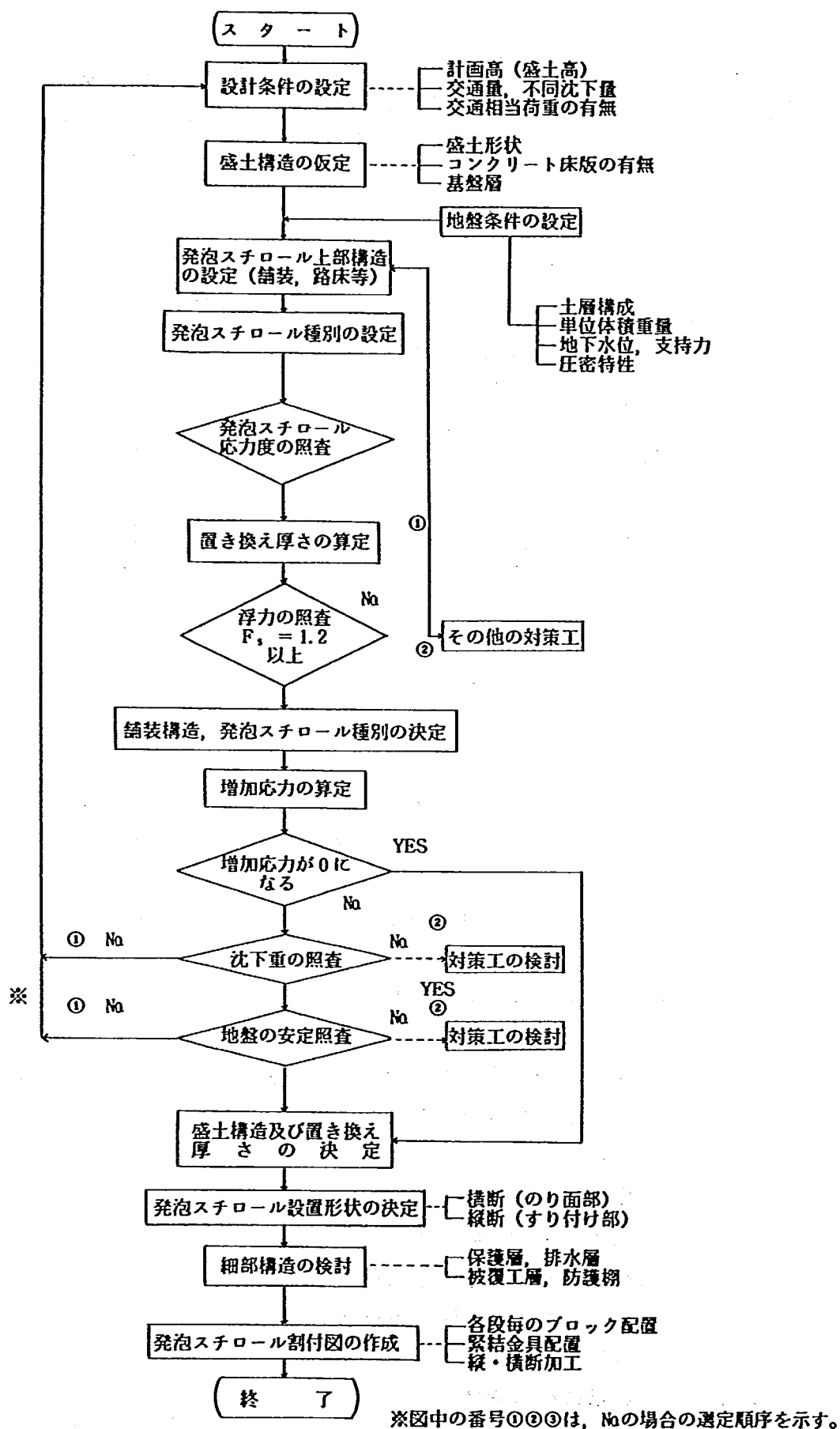
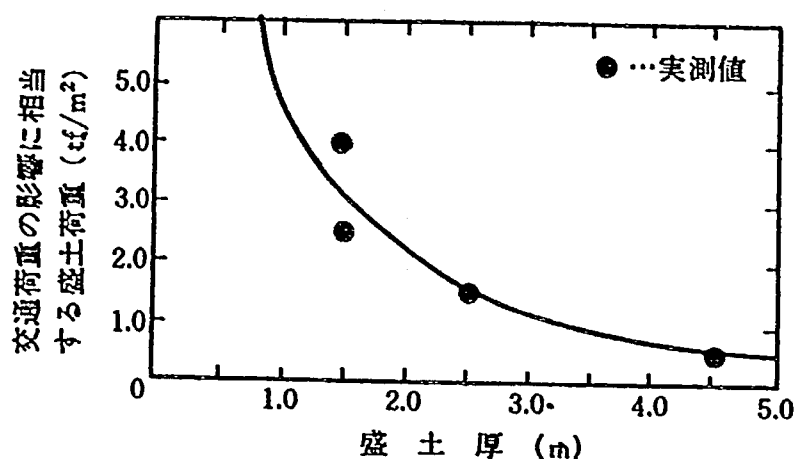


図-3 軟弱地盤上の発泡スチロール盛土の設計手順

②設計荷重の検討

盛土荷重（発泡スチロール自重、舗装、床版等）、活荷重、浮力を考慮する。特に、低盛土の場合には繰返し載荷される交通荷重によっても沈下が発生することが知られており、この影響を静荷重で置き換えた交通相当荷重（図－4参照）を見込むことが必要である。



図－4 交通相当荷重と盛土厚との関係

③地盤の沈下の検討

発泡スチロール盛土による軟弱地盤の沈下の検討は、発泡スチロール底面部での増加応力による圧密沈下量を算定し、許容沈下量を満足しなければならない。

1)増加応力

図－5に示す状態に対して次式により求める。

$$\Delta \sigma = P_1 - P_0$$

$$P_1 = r_{t1} h_1 + r_{t2} (h_2 + D) + w_L$$

$$P_0 = r_t D$$

ここで、 P_1 ：発泡スチロール盛土底面部での発泡スチロール盛土による応力（交通荷重の影響による荷重を含む）

P_0 ：掘削地盤の重量

r_{t1} ：舗装・路盤，土砂等の単位体積重量

h_1 ：舗装・路盤，土砂等の厚さ

r_{t2} ：発泡スチロールの単位体積重量

h_2 ：発泡スチロールの地盤面上の厚さ

w_L ：交通荷重相当荷重

r_t ：現地盤の単位体積重量

D ：掘削深さ

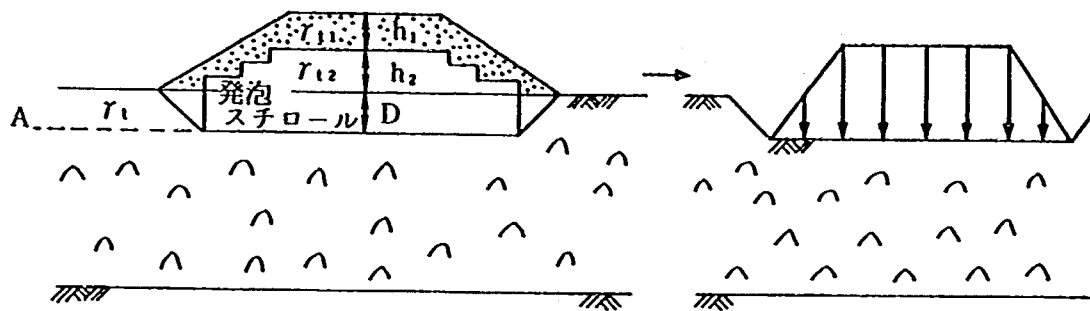


図-5 発泡スチロール置換厚による増加応力

2) 圧密沈下量

発泡スチロール盛土による圧密沈下量の算定は、発泡スチロール盛土の底面部に着目して次式で算定する。沈下抑制を主目的で本工法を用いる場合には、増加応力が零となるような掘削深さにすることが望ましい。

$$S = m_v \Delta P \cdot H$$

ここで、 ΔP ：盛土による地盤内増加応力。発泡スチロール底面部の $\Delta \sigma$ を台形荷重とみなして、Osterberg の図表によって求める。

H ：軟弱層厚

m_v ：軟弱層の体積圧縮係数

④ 安定性の検討

円弧すべり法により行う。この場合、発泡スチロール盛土部は荷重として評価して計算する。円弧すべりの許容安全率 $F_s = 1.2$ 以上とする。

⑤ 浮き上がりの検討

地下水位による浮力の検討は、想定される水位の高水位で行う。発泡スチロールの自重、地盤の摩擦力は安全側と仮定し無視し次式で求める。許容安全率 $F_s = 1.2$ 以上とする。

(図-6 参照)

$$F_s = P / U$$

ここで、 U ：浮力 $U = r_w H'_{eps}$

r_w ：水の単位体積重量

H'_{eps} ：地下水位以下の発泡スチロールの厚さ

P ：载荷重 $P = \sum r_i H$

r_i ：地下水位より上の各層の単位体積重量

H ：各層の厚さ

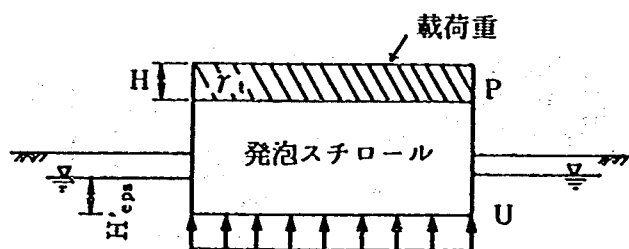


図-6 浮き上がりに対する安定

⑥舗装の検討

発泡スチロール上部の舗装の設計は、交通荷重、路床強度、気象条件をもとに決定するが、発泡スチロール及び保護層は路床の一部として取り扱い、多層弾性理論を用いて設計を行う。

⑦発泡スチロール部材の検討

発泡スチロール部材の応力の検討は、発泡スチロール上面の位置で行い、舗装・路盤等による土圧 σ_{z1} と活荷重 σ_{z2} とを考慮する。活荷重による発泡スチロール層への伝達応力は次式で算定する。(図-7参照)

$$\sigma_{z2} = P(1+i) / ((B+2z \tan \theta)(L+2z \tan \theta))$$

ここで、

σ_{z2} : 発泡スチロール上面での応力度

P : 輪荷重

i : 衝撃係数

z : 路面から発泡スチロール上部までの厚さ

B, L : 輪荷重寸法

θ : 荷重分散角度

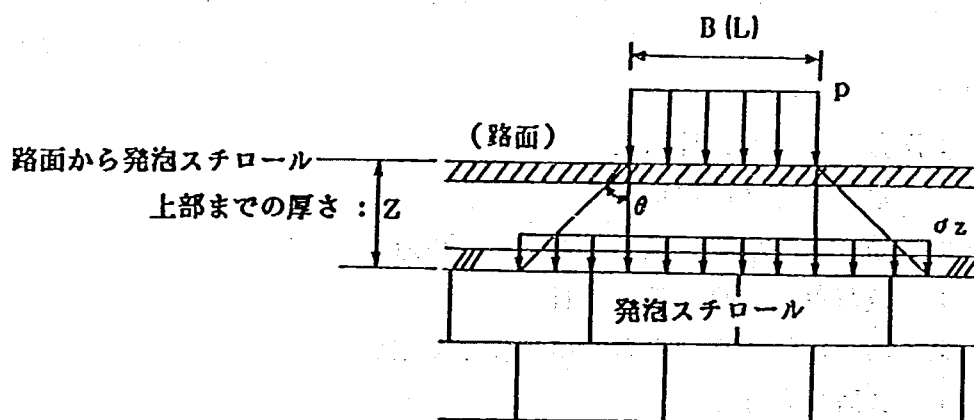


図-7 伝達応力の近似計算

(土質研究室)

(質問)

鋼床版の現場溶接における施工上の留意点について御教示願いたい。

(名四国道工事事務所)

(回答)

鋼床版の現場溶接時における留意事項としては、主として、①変形防止対策と②溶接品質の確保の2項目があげられる。以下に、この2項目について説明する。

(1) 変形防止対策

1) 上げ越し

鋼床版には、デッキプレートの横継手を始め、縦継手、Uリブ継手等の溶接継手が存在するが、これらの継手部分は現場溶接時に収縮変形する。鋼床版の現場溶接においては、これらの収縮に対する変形防止の対策が重要であり、特にキャンバーに狂いが生じないように配慮する必要がある。これらの溶接継手部の収縮によって、けたはたわむため、その分だけあらかじめベント等によりけたを上げ越しておいた状態で溶接施工するのが一般的な方法である(図-1参照)。一方、ブラケット部等の場合には、その先端は逆に持ち上がるのであらかじめ下げ越して溶接する方法が採用されている(図-2参照)。

なお、これらの調整は継手間の収縮見込み量によって行うが、その際、日照による温度膨張の影響も考慮に入れる必要がある。

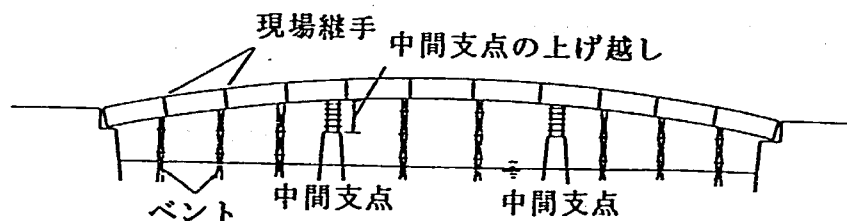


図-1 鋼床版けたの変形防止のための溶接前の上げ越し

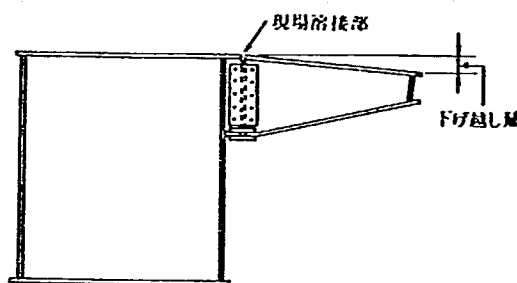


図-2 側床版縦継手の溶接時の下げ越し

2) 継手部のボルト締め

主げた、横げたおよび横リブのウェブ継手の高力ボルトについては、デッキプレートの溶接時の収縮によって、添接部に過度の応力、すべり、変形等の不都合が生じないように施工順序に配慮する必要がある。一方法として、溶接前に仮ボルトにより締め付けておき、溶接後、ベント解放前に本締めする方法が採用されている。

(2) 溶接品質の確保

1) 溶接方法

デッキプレートの溶接には、始末端及び交差部に炭酸ガスアーク半自動片面溶接またはサブマージアーク片面溶接が、中間部にサブマージアーク片面溶接が一般に適用されている。デッキプレート裏側には、可撓性の裏当て材があてられ、裏波溶接で施工されている。サブマージアーク溶接による裏波溶接においては、溶接内に生じる高温割れに注意する必要がある。この割れは溶接金属の横断面の形状的要因と、凝固直後の溶接金属に引張力が急激に作用するという力学的要因によるものである。溶接の終端部はこのような力学的な要因が大きいため、高温割れの発生頻度も中間部と比較して高いので、割れが生じないように溶接手順、方法に配慮する必要がある。また、開先内の仮付け溶接は、本溶接の際に再溶融されるとき、割れを発生させる原因になるので用いない方がよい。

2) 溶接部の検査

鋼床版の現場溶接部は、主要部材の溶接部であり、品質そのものを確保することが重要であることから、既存の検査実績を踏まえて、道路橋示方書15章に検査方法が規定されている。その規定に従うことにより、現場溶接部の許容応力度は、工場溶接と同等とすることができる。

なお、デッキプレートの溶接継手の検査に関しては、溶接線の始末端部、交差部、ワイヤ継ぎ部に溶接欠陥が相対的に発生し易い傾向にあるため、道路橋示方書では、これらの部分を重点的に撮影することとしている。

(参考文献)

- 1) 日本橋梁建設協会：鋼橋の現場溶接、1991年8月
- 2) 夏目光尋：橋梁の現場溶接、鉄鋼技術(STRUTEC)、1992.12

(橋梁研究室)

道-12 新たな視点での交通需要予測手法

(質問)

将来道路網計画の策定にあたっては、将来交通量を算出することが必要不可欠である。この交通量予測手法は、推計されたゾーン別の将来発生交通量に基づいて、種々の手法により将来OD表を作成し、将来交通量の配分を行っている。

一方、21世紀に向けた道路整備のあり方を考えていくためには、将来のわが国の経済力、国際的位置づけ、さらにはモビリティの向上、国民生活の質的な向上、高齢化の進展、物流の高度化等の新たな社会変化に対応した交通需要推計のあり方が必要になってくると考えられる。

21世紀に向けた新交通軸形成に資するような大規模道路プロジェクトの整備について、新たな視点での交通需要推計のあり方をどうすべきか、超長期的将来の不確定性をどう扱うべきかについて御教示願いたい。

(東海幹線道路調査事務所)

(回答)

道路交通量推計、人口推計、選挙予測等の社会現象の推計・予測は経済、政治、産業、技術等様々な社会的現象の影響を受けるため、一般的に自然科学の予測に比べて精度が低いものにならざるを得ない。

したがって少しでも精度を高めるために社会科学では、予測に用いる正確なデータの収集作業がきわめて重要である。

現在の一般的な交通需要推計の方法としては、発生・集中交通量、分布交通量、交通手段別交通量、配分交通量というステップからなるいわゆる4段階推計法がある。

また需要予測に必要なインプット情報として、

- ①人口系（夜間人口、昼間人口、産業別就業人口、性別人口、年齢別人口、世帯数等）
- ②経済系（国民総生産、農業生産額、工業出荷額、商品販売額、世帯当たり所得額等）
- ③土地利用系（都市計画、国土利用計画、土地利用計画、大規模な面開発等）
- ④自動車系（自動車保有台数、免許保有率）
- ⑤生活関連（騒音、排気ガス等）

等があるが③土地利用系、④自動車系については①人口系②経済系で代表されること、また⑤生活関連については定量化しにくく、一般的には人口系、経済系がよく使用され、需要サイドからの交通発生量はこの2系統の指標によって説明されることが多い。

さらに4段階推計法の各ステップにおいても種々の手法が開発されており、目的・範囲

等に応じた推計が行われている。

上記の4段階推計法以外の手法としては、

- ①経済指標との相関による総貨物需要の予測
 - ②OD交通量の直接予測
 - ③交通手段別分担と配分交通量とを同時に求める方法
 - ④輸送サービスの相対的变化による影響分析
 - ⑤システムダイナミックスによる方法
- 等がある。

しかしながら、これらの手法を用いてもご質問のような超長期的将来の経済力、国際的位置づけ、モビリティの向上、国民生活の質的な向上、高齢化の進展、物流の高度化等の新たな社会変化を想定した予測は困難である。

長期間を要する大規模道路プロジェクトについては、道路整備の観点のみではなく、広域なエリアの将来の産業構造、土地利用形態、人口分布、地域間交流等のマスタープラン作成が必要であり、プロジェクト間の調整を図る必要がある。

なお、人口については厚生省人口問題研究所や国際連合でかなりの長期の推計が行われており、高齢化、経済力等の目安にはなると考えられる。またその他の社会情勢の変化についても精度の差はあるものの種々の研究機関で予測が出されているものもあり、これらのデータを用いて客観的に説明可能な仮説を立てながら調査目的に応じた予測を行うことが考えられる。

(新交通研究室)

<参考文献>

- 1) 建設省道路局道路経済調査室：将来交通量推計指針（案）
- 2) 土木学会：交通需要予測ハンドブック

(質問)

大規模道路プロジェクトを推進していくためには従来の整備手法（有料道路事業等）だけでは困難と思われる。地域住民のコンセンサスが得られるような開発利益の還元方策について事例も含めて御教示願いたい。

(東海幹線道路調査事務所)

(回答)

1. 開発利益還元の考え方と現状

道路整備の財源としては、ガソリン税等による道路特定財源と、有料道路の場合の料金収入が一般的である。これらは、道路の利用（＝自動車の利用＝ガソリンの消費）に伴う直接的な利用者が道路整備の費用を負担するため利用者負担と呼ばれる。これに対し、道路整備によって道路の利用の有無に関わらず発生する、沿道の土地価格の上昇や開発可能性の拡大といった間接的な利益を、開発利益と呼んでいる。このような開発利益は利益を得た者の努力によるものではなく道路整備に起因するものであるから、その利益を吸収して道路整備の財源として活用しようというのが開発利益還元である。

実際に何らかの事業にあわせて開発利益還元を行おうとする場合、現在の制度の中で開発利益還元の機能を持つ手法を活用することが考えられる。例えば土地区画整理事業は土地の増価に伴う利益を減歩による土地の供出により吸収し、用地の確保と事業の財源に充てていることから代表的な開発利益還元手法と言える。その他にも様々な手法があり、諸外国の手法も合わせれば非常に多くのメニューが用意されている（表-1）。

しかし、プロジェクトの種類によってはこれらの手法を適用できない場合や、徴収はされても事業の財源として確保されない場合があり、残念ながら開発利益還元のための総合的な制度が確立されているとは言えないのが現状である。特に大規模道路プロジェクトの場合には、整備効果が非常に大きく、しかも広い範囲に波及するため、現在ある手法をそのまま適用するだけでは十分な開発利益還元は困難である。そこで、大規模道路プロジェクトにおいて開発利益還元を行うためには、既存の制度を応用するか、組み合わせるか、新たに特別な法律を整備するなど、様々な工夫をすることが必要となる。

2. 大規模道路プロジェクトにおける開発利益還元方策

大規模道路プロジェクトの実施に伴う開発利益還元方策を検討する場合の基本的な考え方について、ここでは以下のように整理する。

まず、開発利益を効果波及の範囲により、沿道に発生する比較的大きな利益と、ネットワークを通して広く薄く波及する利益の2つに分けることができる。次に、沿道に発生する利益を、開発行為（又は土地利用変更）の有無により、開発行為が行われる場合と従前の土地利用のままの場合の2つに分けることができる。次に、沿道において開発行為が行

表-1 わが国と諸外国の開発利益還元手法¹⁾

国名	金銭的対価支払い			非金銭的対価支払い	一体開発
	土地不動産課税	課徴金(賦課金)	整備費用負担		
イギリス	開発用地税 (Development Land Tax, 1985年廃止) キャピタルゲイン税			条件付計画許可 計画利得(Planning gain) デベロッパーに対する公共施設整備の義務づけ	超過収用: 街路改良
アメリカ	不動産譲渡益税	特別賦課金地区(Special Assessment Districts) 便益課徴金地区(Benefit Assessment Districts) 特別改良地区(Special Improvement Districts) 増収税債券地区(Tax Incremental Financing Districts) など	開発者負担金(Impact Fee) 施設建設負担: 道路(Impact Requirement) 都心開発に対する住宅整備の負担義務(Down Town Linkage) 開発者・受益者協議負担制度(Dedication) 資金、用地、施設の拠出(Exactions) 寄付(Private Initiative) 接続料金(Connector Fee)		計画的単位開発(P.U.D.) 先行取得した開発用地の再譲渡(Write-down) 開発周辺地域の不動産からの賃貸収入(Land/Air Leasing)
西ドイツ	所得税 (譲渡益及び不動産収益への課税)	都市改良調整金(Ausgleichsbeitrag) 地区整備負担金(Erschliessungsbeitrag)		条件付開発許可 B-planに基づく開発の要請 (空間価値の提供)	土地取得権、先買権により取得した開発用地の再譲渡(B-plan適用地域)
フランス	不動産増価税	公共輸送機関便益税(Versément Transport)	地方公共施設税(TLE) 容積率法定限度超過負担金(PLD) 土地占用係数譲渡及び超過負担金制度(COS) 整備地区負担金		協議整備地域(ZAC) 長期整備区域(ZAD) 土地取引介入区域(ZIF)
台湾	土地増値税 地価税	工事費受益者負担金			「平均地権制度」に基づく地帯収用、公有化
韓国	土地超過利得税		開発利益還元法による開発者負担金	土地拠出 共営システム	
日本	譲渡所得税	都市計画法における受益者負担金(下水道) 固定資産税、事業所税の増徴	開発指導要綱に基づく開発者負担 ニュータウン開発者負担制度 請願駅方式 連絡通路出入口建設 請願工事分担金 共同使用施設分担金 開発パーキング方式 開発インター方式、等	土地地区画整理事業 沿道一体土地利用開発 宅地開発及び鉄道整備の一体的推進に関する特別措置法(大都市)	土地収用法 公有地拡大法

われる場合について、土地の公有化や先買いにより事業主体が開発利益を直接内部化する場合と、民間開発者からの開発者負担を実施する場合に分けることができる。以上により、開発利益を、①事業主体による直接内部化、②開発者負担、③沿道土地所有者からの還元、④広く波及した利益の還元の4つに分けて考えることができる。以下、それぞれの場合における具体的な還元方策と最近の代表的な適用事例を紹介することとする。

①事業主体による直接内部化

内部化とは、事業主体が土地の増価を見込める周辺地を含めて収用するかあるいは先買権により先行取得し、事業後に民間に再譲渡することにより増価益による収益を得る方法がある。しかし、収用の適用基準が開発利益の内部化という目的に合致しないこと、都市開発等を行う場合に民間のノウハウが必要となることなどから、最近では第3セクターを設立する方式が一般的である。

第3セクターを設立した事例としては、横浜市道路建設事業団の例をあげることができる。用地買収から工事までを一貫して行い、一体的開発による土地売却益を道路整備財源とすることにより、開発利益還元が行われると同時に周辺整備が一体的に進められるというメリットを持つ。

②開発者負担

道路整備に伴って民間主体による住宅地開発や工業団地開発などの開発行為が行われる場合、それらの民間主体は道路整備による利益を最大限に享受していると考えられるため、これらの主体から開発利益を適切に還元する必要がある。このような開発行為は、開発許可や土地利用規制の緩和により可能となることが多いため、それと引き替えに用地の供出や事業費の負担を求めることが一般的である。負担を求める根拠としては、道路整備による地価上昇が大きな利益をもたらすことや、開発に伴って生じる発生交通量の負荷が当該道路に見込まれることがあげられる。

開発者負担の代表的な事例としては、広島西部丘陵都市建設があげられる(図-1)。ここでは、都市基盤施設の整備前後の地価を区画整理で用いる土地評価手法で評価し、増進による開発利益のうち2分の1を公共に還元し、特別会計に繰り入れて都市基盤整備財源とする方法がとられている。

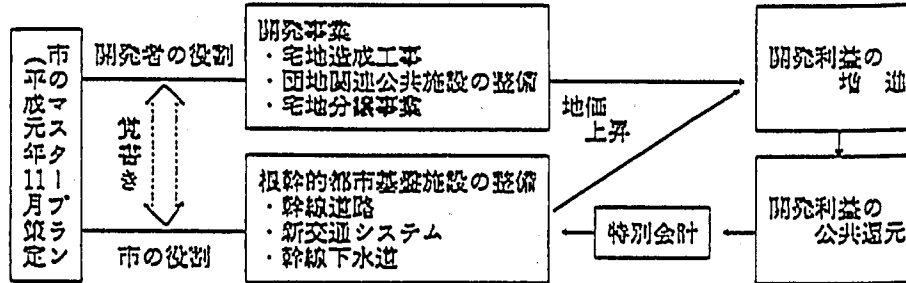
③沿道土地所有者からの還元

道路整備によって立地条件が大きく向上する沿道の土地所有者からの還元として、戦前には受益者負担金が導入されたことがあったが、受益の範囲や程度の確定方法等に対して合意が得られず、反対運動や訴訟が多発して頓挫した経緯がある。実際、受益に応じた負担金を徴収するための合意の得られる受益算定方法を確立することは困難である。

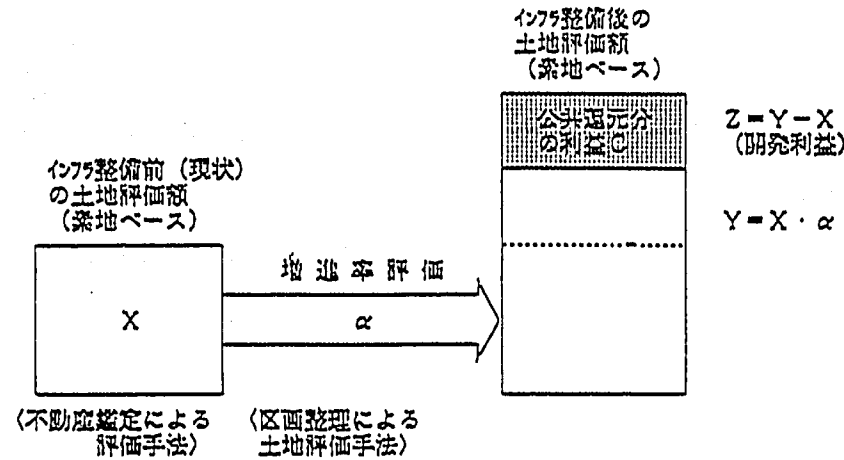
その後、土地区画整理事業による還元方法が一般的となったが、区画整理は基本的には事業区域内の公共施設整備の費用及び用地の負担制度であり、これにあわせて広域的施設

開発者負担について

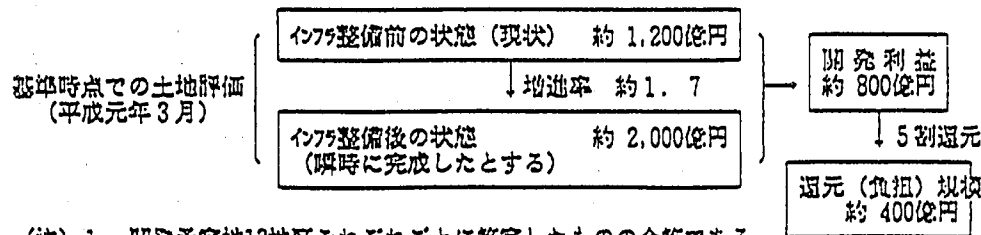
1. 開発利益と還元の構図



2. 開発利益の把握の概念図

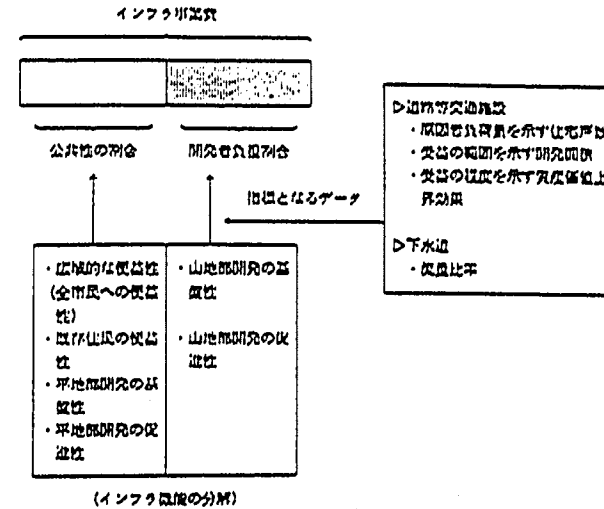


3. 開発者負担の規模



(注) 1. 開発予定地13地区それぞれごとに算定したものの合算である
2. 対象面積は合計 1,200haである

(参考) インフラの費用負担割合の考え方



根幹的な都市基盤施設の一覧

根幹的な都市基盤施設		西部丘陵都市の開発基盤としての事業範囲
幹線道路	高陽沼田線	西部丘陵都市内の区間（9、10、11工区） 延長4.9km
	五日市石内線	"（4、5、6工区） 延長3.9km
	都市内幹線道路	全部（延長31.3km）
下水道	沼田幹線	・沼田幹線（延長8.9km）及び石内幹線（延長8.0km）の全部（これらの幹線に係る終末処理施設の先行整備事業を含む。）
	都市内幹線下水道	・都市内幹線下水道（延長20km）
主要交通施設	広島沼田道路	延長5.9km （一般道路及び有料道路）
	新交通システム（延伸）	全部（延長5.8km）
	軌道事業	先行整備に伴う必要負担額

(注) この施設が、開発利益の発生要因であり、開発者負担財源の充当（可能）施設である。

図－1 広島西部丘陵都市建設における開発者負担の考え方²⁾

の整備を行う場合にはその施設の管理者が費用を負担することになるため、大規模道路プロジェクトの開発利益還元方策としては必ずしも機能しない。ただし用地確保や一体的整備の観点からは有効な手法と言える。

大規模道路プロジェクトの場合には、次の④と同様に一般的な租税制度の枠内で利益を吸収し、特定財源化の仕組みを工夫して還元を図ることが考えられる。そして、開発行為や土地利用変更が生じた段階で②のような開発者負担制度を適用して直接的な還元を行っていくことが現実的であろう。

④広く波及した利益の還元

広い範囲に波及した利益の場合は、個々の土地所有者や事業者に帰着する額を算定して徴収することはまず不可能である。また、広く薄く波及した利益が直接的な引き金となって開発行為が現実化することも希である。したがってこのような開発利益の場合は、固定資産税や事業所税といった既存の一般的な租税制度の枠内で、プロジェクトの効果が及ぶ範囲を設定して税収の伸びを算定し、これを財源として道路整備のための基金を創設するか、または公債を発行することにより建設資金を調達することが考えられる。もちろん合意が得られれば、額と期間を設定して超過課税を行うことも考えられる。

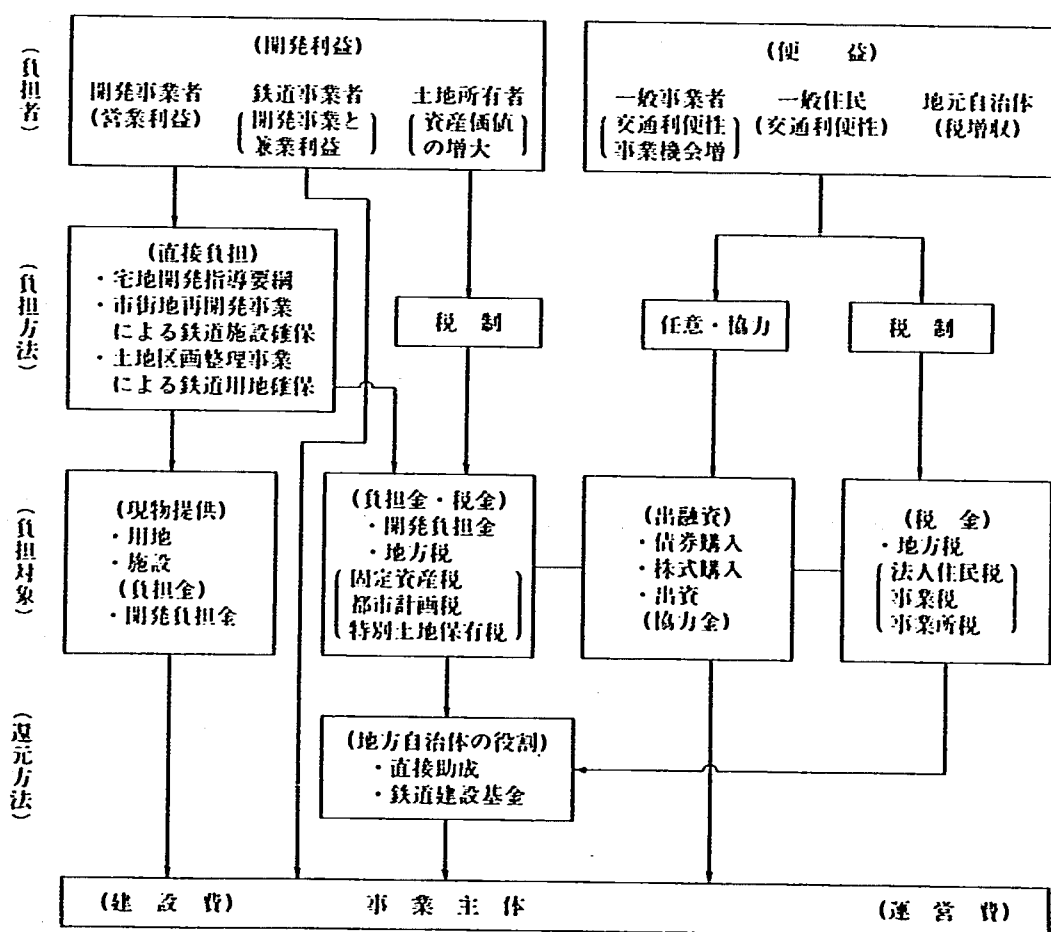


図-2 鉄道事業における開発利益還元システム³⁾

このような資金調達の事例としては、鉄道建設基金があり、福岡市、北九州市、仙台市、横浜市などで設置されている。これは、鉄道建設により発生する広範囲の開発利益を、鉄道事業者に安定して還元する制度であり、基金の原資として事業所税・法人市民税超過課税分の一部や寄付金などを充てている。大規模道路プロジェクトは、既存の道路整備よりもむしろ鉄道建設に近い効果をもたらすと考えられることから、このような資金調達手法は参考になるものと思われる（図-2）。

3. まとめと課題

開発利益の還元において、地域住民のコンセンサスを得るという観点から重要なのは、次の2点に集約されよう。

①沿道の土地所有者には大きな利益が発生するよう見えるが、彼らにとってこの利益は必ずしも望んで得た利益ではない。また立地条件の向上に応じた高度な土地利用を実現しようとするれば広い意味での費用がかかり、土地の増価益がそのまま彼らの利益になるわけではない。これらを十分に認識し、地域社会や生活の実態に即したきめの細かい対応をしていく必要がある。

②開発利益の還元を求める対象としては、道路整備に伴って都市開発等を行い開発利益を十分に実現できる主体と、ネットワークの形成に伴って利便性の向上等による利益が得られる広い範囲に波及する利益からいかにして還元を図るかが課題となる。既存の制度と最近の事例を参考にし、事業種別や地域特性を考慮して還元の仕組みを工夫していくことが求められる。

最後に、ここまで開発利益の還元方策について検討してきたが、既存の事業制度にしても近年の様々な適用事例にしても、必ずしも制度的に整備されていない現状の中で、担当者が努力と工夫を重ねて開発利益還元を実践しているといった状況である。今後も事業主体や自治体等の担当者による努力と工夫の積み重ねに期待すると同時に、開発利益還元のための総合的な制度を構築することが重要な検討課題であると言える。

【参考文献】

- 1) 土井健司：開発利益還元をめぐる論点とその捉え方，土木計画学研究・論文集 No. 8 1990年11月
- 2) 池上義信：地価に帰着した開発利益の還元制度の理想と現実，季刊日本不動産学会誌 Vol. 8 No. 3 1992 Winter
- 3) 二十軒起夫：都市公共交通の政策（開発利益の還元），図説都市計画，丸善株式会社，1992

（システム課）

道-14 舗装のTL-25対応

(質問)

道路橋示方書の活荷重がTL-20からTL-25に設定され、橋梁構造物等では現在、その対応策を検討中であるが、道路舗装としても何らかの対策が必要と考えられる。今後の舗装としての対応策を御教示願いたい。

(三重工事事務所)

(回答)

車両の大型化に伴い、車両総重量の規定が20トンから25トンに変更される。しかし、舗装において考慮するのは車両総重量ではなく輪荷重であり、軸重10トン(輪荷重5トン)の規定は変更されないことから、舗装に直接大きな影響があるとは考えられない。ただし、今後、輪荷重の実態が変化することもあるため、輪荷重の実態調査を継続して行い、それに応じて対応策を検討する必要がある。

舗装の構造設計において、設計交通量は輪荷重調査(24時間)から得られた輪荷重分布に基づき、設計期間における累積5トン換算輪数という形で表現する。

$$\text{日5トン換算輪数} \quad N_5 = \sum [(P_j / 5)^4 \times N_{Lj}] \quad (\text{式-1})$$

P_j : 1トンごとに区分した輪荷重の範囲の代表値

N_{Lj} : 各代表値に属する輪数

$$\text{累積5トン換算輪数} \quad N = \sum (N_5 \times 365 \times a_i) \quad (\text{式-2})$$

a_i : N_5 に対する*i*年後の交通量の伸び率

ここで得られた*N*を、路床の設計CBRとともに次の構造設計式に代入し、舗装として必要な厚さを算出する。

$$\text{必要等値換算厚さ} \quad T_a = 3.84 \times N^{0.16} / \text{CBR}^{0.3} \quad (\text{式-3})$$

輪荷重調査を実施している道路においては、以上の方法により設計交通量を設定し、舗装厚さの設計を行うとよい。しかし、一般には設計作業を簡略化するため、交通条件は1日1方向当りの大型車交通量による設計交通量の区分(L、A～Dの5段階)として表現している。ここでは、これまでに全国で実施されてきた輪荷重調査の結果から得られた大型車交通量と5トン換算輪数の関係に基づいて、設計交通量の区分ごとに対応する累積5トン換算輪数を設定している。したがって、今後、輪荷重の実態に変化があれば、設計交通量

の区分ごとの累積5ト換算輪数の設定値を見直す必要がある。

車両の大型化に伴い、輪荷重の実態がどう変化するか一概に予測することはできないが、仮に輪荷重が増加するとした場合、舗装においても各種の対応をとる必要がある。構造設計においては、上記のように設計交通量（累積5ト換算輪数）を見直し、それに応じて舗装厚さを増すことになる。市街地等で仕上がり高さが制限される場合には、路床改良による設計CBRの見直しや、フルデプスアスファルト舗装工法のように等値換算係数の高い材料を採用する等の対応も必要となる。また、耐流動対策の必要性も増すことが考えられ、その際には改質アスファルトの利用等で対応することになる。既設舗装においては破損が早期に進行することが考えられ、早め早めの維持修繕で対応する必要がある。

[参考文献]

- 1) (社)日本道路協会 アスファルト舗装要綱（平成4年）

（舗装研究室）

道-15 落石対策における発生源対策手法

(質問)

山岳道路における落石の発生源対策を予定しているが、転石の地中への埋没部が大きいと考えられる場合のその埋没部形状の推定方法及びワイヤロープ掛工等の設計手法についての事例及び考え方を御教示願いたい。

(紀勢国道工事事務所)

(回答)

①転石の埋没部形状の推定手法

落石の埋没部位の形状や埋設深度の推定については、理想的には調査ボーリングによる方法が最も望ましいが、急峻な斜面上での広範囲の調査の必要性を考えると正確さは劣るが広範囲にわたって地表から調査できる物理探査による方法が最適と考えられる。

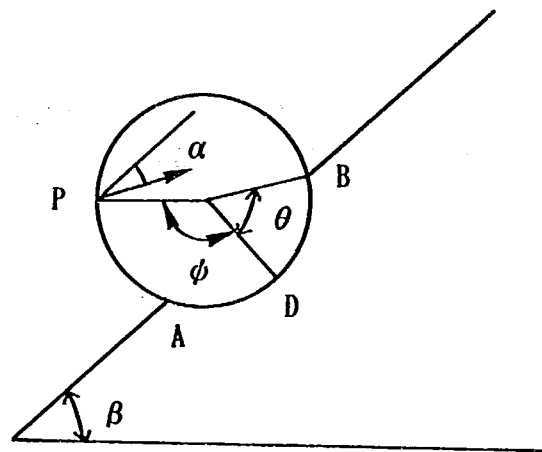
例えば空隙の多い地盤と密実な転石の埋没部位には比抵抗の差異があるので電気探査の比抵抗法によればその相対的な比抵抗の差異により地盤部位と転石の埋没部位が区別できると考えられる。しかし空隙の多い地盤と密実な石礫の物性の差異そのものを計測するのではなく、比抵抗という電気的性質を測定するので必ずしも転石の形状が正確にできるものではない。

②ワイヤロープ掛工の設計方法

次に対策工の設計方法について述べる。斜面上での転石の固定方法にはいくつか方法があるが、今回はその中でもワイヤロープ掛工の設計手法について述べる。

今回の事例で最も問題となるのは斜面上に一部埋没した転石の安定に必要な抑止力の算定手法である。以下にその手法の基本的な考え方について述べる。

ここでは問題を単純化するために斜面上の落石を球形に近似し、図-1のような2次元断面を考える。このとき転石の安定条件としては滑動及び転倒に対する安定条件をいずれも満たすことが要求される。



P: 抑止力の作用位置

(a)滑動に対する安定

土との接触面ADBに働く斜面方向の粘着力Cは次式で表される。

$$C = 2r \cdot \sin \theta \cdot c$$

であるので、斜面方向の滑動に対する抵抗力Rは次式で表される。

$$R = W \cos \beta \cdot \tan \delta + 2r \cdot \sin \theta \cdot c$$

W: 転石の重量

r: 転石の半径

β : 斜面の傾斜

θ : 転石の根入れ角

δ : 土と転石の間の摩擦角

c : 土と転石の間の粘着力

また滑動力は以下の式で表される。

$$F = W \sin \beta$$

このとき滑動に対する安定条件は $R > F$ である。

もしこの条件を満たさないときは滑動に対して不安定となり、不足分の抵抗力を抑止力として与える必要がある。抑止力の大きさを P とすると

$$P = F - R$$

となる。

(b) 転倒に対する安定

A点における回転モーメントのつりあいは

$$M_a = W \sin \beta \cdot \cos \theta - W \cos \beta \cdot r \cdot \sin \beta$$

このときの安定条件は $M_a < 0$ である。もしこの条件を満たさないときは抑止力 P の斜面方向に平行な分力 P_h 及び垂直な分力 P_v を考えると（ここでは単純化のためワイヤロープ1本の場合を考える。）

$$P_h(r \cdot \sin \phi + r \cdot \cos \theta) + P_v(r \cdot \sin \theta - r \cdot \cos \phi) = -M_a$$

ここで ϕ はワイヤロープの抑止力の作用点と斜面法線との角度である。

またワイヤロープの抑止力の方向と斜面傾斜方向との角度を α とすると、

$P_h = P \cdot \cos \alpha$, $P_v = P \cdot \sin \alpha$ であるから

$$P = \frac{-M_a}{r(\cos \alpha \sin \phi + \cos \alpha \cos \theta) + (\sin \alpha \sin \theta - \sin \alpha \cos \phi)}$$

以上の2つの条件をいずれも満たす P の値を設計抑止力とする。

参考文献

- 1) 村上幸利・内寛治：転落型落石の危険度評価法について，土質工学会論文集，第28巻3号，PP.197～203，1988.9

(急傾斜地崩壊研究室)

道一16 山岳地域における小断面トンネルの施工方法

(質問)

在来工法とNATM工法の工法選択の判断基準及びその歩掛についてご教示願いたい。

(天竜川上流工事事務所)

(回答)

小断面トンネルを掘進するのに、矢板工法を用いるかNATMを用いるかについては明確な区分を設けていない。建設省の土木工事標準積算基準書では、内空断面積40㎡未満のトンネルについて、矢板工法の歩掛も示しているが、これは矢板工法を推薦している趣旨ではない。実態としては、導坑先進工法では本坑がNATMであると、20㎡程度の小断面の導坑でもNATMである場合が多く、この場合には施工機械の大きさから工法が決まってくる。こうした場合には、工種によって積算基準書の「トンネル工(NATM)」と「小断面トンネル工」などを参考にすることができる。

(トンネル研究室)

道一17 都市間2車線道路の交通安全対策

(質問)

高規格幹線道路と一体となって国土の幹線道路網を形成する都市間2車線道路において交通事故が多発している。都市間の主要幹線機能を持っている2車線道路の安全対策について御教示願いたい。

(飯田国道工事事務所)

(回答)

道路管理者の行なう道路安全対策は、都市間2車線道路に限らず、現実の対策としては事故を激減させる万能対策は存在しないと考えられる。ある箇所では効果が見られた対策でも、別の箇所では効果があるかが不明瞭である対策も多い。

逆に、僅かな工夫でも事故防止効果が高いこともあり、結局は交通安全事業の既存工種(毎5ヵ年毎に新規工種を増加させている)を、事故が多発する区間における事故特性に即し、効果的と予想される対策を組み合わせて実施していくことに尽きると言える。

ようやく事故統合データベースの蓄積が進み、今後は本省が進める交通安全緊急実行計画に沿って、当研究室においても、事故多発区間の抽出、道路構造等と事故多発の相関分析、道路安全対策事例の蓄積等を積み重ねていくこととしている。

都市間の主要幹線機能と道路安全の関係について、あくまでも一般的に言われていることをまとめると次のとおりである。事故防止対策に苦慮するようなら、一度この概念のもとで現状を確認、整理することをお勧めしたい。

一般に、道路機能の適切な分担と事故発生との関係は、本来は都市内道路の道路安全対策で扱われる概念であるが、我が国の場合は都市間においても応用が効く。

現に都市間道路にも道路機能の適切な分担が破壊されている道路の区間(通過交通が多く、多数の未整備小交差点があり、沿道取付路が多く、中央帯による沿道アクセスの制限もなければ、十分な路肩もなく、歩道も狭く、看板、電柱類が立ち並ぶ道路)が存在するのも事実であり、マクロ的に見てもこうした区間にしばしば事故が集中している。

つまり、限られた道路空間において色々な道路機能が無制限に持たせることは不可能であり、色々な道路機能に対する需要が激しく競合する場合、結果として交通事故が多発すると考える。

逆に、既に事故(飲酒運転等運転者に致命的な過失があるものを除く)が多発している場合、

当該区間の自動車交通機能を越えた道路利用(交通量、走行速度等)がなされている。(山地部、郊外部等での速度超過事故、追い越し時の正面衝突などの多発)

道路機能の適切な分担がなされていない。(歩行者、自転車、原付が関係した事故などの多発)

の2点に絞ることができる。

何れの場合も道路の自動車交通機能(特に走行速度)を需要にあったかたちに増加割り当てするか、できない場合は、自動車交通機能が低いことを明示的に運転者に周知徹底(視線誘導、道路照明、警戒標識等)させ、自動車交通機能の需要を抑制する以外にない。

都市間の主要幹線機能すなわち通過交通機能を増加(優先)させるためには、車線数によらず、まずもって沿道アクセス機能をできる限り抑制する(分離帯の設置、小交差点の統廃合や交差点の立体化、乱横断の防止柵の設置、副道による沿道取付制限など)ことを考えなければならない。

分離帯が設置できるのであれば、都市化の進展が予想されるところから順に可能な限り設置を推進すれば、将来を見越した安全側の処置となりうる。可能なら、視距の延長と事故回避余裕を与えるためにも路肩、側帯、歩道等の拡幅が行なえると一層効果的である。(路肩の拡幅は対立意見もある)

道路機能の競合が少ない場合は、円滑性(自動車交通機能)の向上が安全性に繋がる場合も多い。登坂車線や付加車線の設置(3車線化)はこのための典型的な対策と考えられる。安全性を高め、事故処理を円滑

に進めるためには路肩拡幅も有効と考えられる。

また、長距離トラック等の休憩施設の設置も、他にドライブイン等の民間休憩施設が非常に少ない場合に限り、居眠り運転事故の防止等間接的に道路の安全性を向上させ、結果として自動車交通機能の増加に寄与すると考えられる。

(交通安全研究室)

(質問)

P C 鋼線の部材外配置による施工が実施されていると聞いているが、橋梁の補修にもこの方式が考えられるので、その問題点、注意事項について御教示願いたい。

(飯田国道工事事務所)

(回答)

P C 鋼線の部材外配置は、Outer Cable と呼ばれており、邦訳として最近では、外ケーブル（工法としては外ケーブル工法）という名称が定着しつつある。外ケーブルは P C 鋼材をコンクリート部材の外側に配置するプレストレスング方式であり、P C 鋼材をコンクリート部材の内部に配置する通常の内ケーブル工法と区別される。外ケーブル工法における P C 鋼材は定着部と変曲部（ディビエータ、偏向部ともいう）で支持される。同工法を新設橋に用いる場合は、部材厚を減少させることで主げた自重の軽量化を図ることができ、また、既設橋に対しては P C けた橋等の有力な補修・補強工法としての利用が期待される。

外ケーブル工法は斜張橋等の発展に伴う P C 鋼材の防錆技術の進歩、ケーブル定着部・変曲部等の装置の改良などからその使用が見直され、採用が増え始めているが、外ケーブル採用の際の終局耐力の評価方法や変曲部の補強方法について十分な検討が必要である。

以下に、外ケーブル工法の特徴および施工事例を示す。

【長所】

- ① 部材内部に P C 鋼材用ダクトがないため部材厚を薄くでき、重量が軽減される。
- ② 自重が軽減された分だけ、P C 鋼材量を減ずることができる。
- ③ 部材内にシースが配置されないため、配筋、型枠組立、コンクリート打設およびキャンバー調整等が比較的容易である。
- ④ 損傷を受けプレストレスが低下した P C けた橋の補修・補強工法として効果的である。

【短所】

- ① ケーブル定着部およびケーブル支持点である変曲部において、疲労に対する照査が必要である。
- ② ケーブルの振動に対する配慮が必要である。
- ③ 変曲部におけるシース管の設置には高い精度が要求される。
- ④ 内ケーブル工法に比較して、火災、自然あるいは人為的被害による損傷を受け易い。
- ⑤ 大容量ケーブルを使用することが多いため、大型ジャッキが必要となる場合がある。

【施工事例】

海外での適用事例は多いが、国内では本格的な適用事例は増加しつつあるもののわずかなのである。道路橋では、波形鋼板との併用で外ケーブルが用いられた新開橋（新潟県；建設中）の事例があり、また計画中のものもある。補修事例としては、暮坪陸橋（酒田工事）他の事例がある。鉄道橋としては、第10根尾川橋梁、四万十川橋梁の事例がある。

(橋梁研究室)

道-19' オーバーレイ舗装のクラック防止用シート

(質問)

アスファルト混合物のオーバーレイにおけるリフレクションクラックの防止には、クラック防止用シートの使用が有効であると考えられるが、その効果的な使用方法について御教示願いたい。

(飯田国道工事事務所)

(回答)

既設舗装の上にアスファルト混合物を舗設するオーバーレイ工法は、舗装の修繕において多く用いられる工法である。しかし、既設舗装にひびわれがある場合やコンクリート舗装の目地部においては、交通荷重によってオーバーレイ層に曲げとせん断が同時に繰返して作用するため、リフレクションクラックが発生しやすいという問題点がある。

リフレクションクラックを防止することは難しいのが現状であるが、これを抑制するための工法として一般に次の方法が用いられる。

- ①オーバーレイ層を厚くする
- ②せん断抵抗の大きい材料でオーバーレイ層を補強する
- ③オーバーレイ層に生じる応力やひずみを緩和する応力緩和層を設ける

①は最も効果的な方法であるが、工費が高くなる傾向にある。オーバーレイ層の最小厚さは8cmとすることが望ましく、オーバーレイ厚が10cm以上になる場合には、コンクリート版上に開粒度アスファルト混合物(5cm厚)を用いるとリフレクションクラックの抑制に効果がある。

リフレクションクラック用防止シートを敷設する工法は、②または③に位置づけることができ、比較的手軽に施工できることから現在最も多く実施されている。シートの敷設にあたっては、シートが路面に密着していないとオーバーレイ層を転圧中にシート敷設部分からひびわれが生じるため、シートを路面に十分密着させることが大切である。舗設時にシートがはがれないようにするためには、クローラタイプのフィニッシャを用いることが望ましい。

リフレクションクラック防止用シートの要求性能としては、強度、伸びがともに大きいとともに、層界面の接着力が強いことがあげられる。層界面を接着させるためにはタックコートを十分に散布する必要があるが、通常のアスファルト舗装の場合と同様に、タックコート量が多すぎると層間ですべりが生じるおそれがあり、注意が必要である。

[参考文献]1) (社)日本道路協会 道路維持修繕要綱(昭和53年)

2) 「舗装」編集委員会 舗装技術の質疑応答第6巻 建設図書(平成3年)

(舗装研究室)

(質問)

道路周辺の緑化は生活環境保全、景観等を図る上から積極的に施工されているが、一方除草作業には多大な労力と経費を要しているため管理を軽減する手法について御教示願いたい。

(中部技術事務所)

(回答)

近年、道路環境整備の一環として、道路緑化が積極的に推進されている。特に植栽樹木本数は昭和62年頃から飛躍的に延びており、このことは道路緑地の面積も同様に増加していると考えることができ、言い換えれば、管理面積が増加していることになる。緑化に関連する管理作業は、植物という生物が対象であり、経年、季節、時刻、場所等により、その姿が千差万別で、本来は非常にきめの細かい管理が必要である。しかし、昨今の労働者不足、加えて前述した管理面積の増大などで、道路緑地の管理全般に関して、省力化が必要とされてきている。

わが国は気候が温暖で、雨量も多く、しかも土地生産力が高いため、植物の多様性が高く、生育も一般に良い。これは、植栽した植物ばかりでなく、それ以外の雑草・雑木の生育も旺盛であることを意味する。従って、雑草防除は避けることのできない管理項目である。

雑草防除の考え方としては、

I. 種子について

①種子を除去する。とともに、②種子の侵入を排除する。③種子が発芽しないようにする。④発芽しても生育をしないようにする。

II. 雑草生育後

⑤抜根。⑥枯殺。⑦刈り取りなどが考えられる。

一般的には、II-⑤の人力による抜根除草、II-⑥の除草剤等による枯殺が行われるが、道路空間においては、経費、人員確保等の問題から、抜根の徹底は困難である。また、環境保全の観点から直轄国道においては除草剤の使用を中止していると聞いている。これらのことから、II-⑦の刈り取りが、肩掛け式草刈機等により実施されている。その効果をあげるには、出穂茎の伸長開始から伸長終止期に当たる夏から秋にかけて刈り取りを行うことである。この時期の刈り取りは、地中から地際にある出穂茎が除去されない春期の刈り取りよりもはるかに大きな草丈の抑制効果を示す。初秋の刈り取りは、種子の生産量や地下貯蔵分だけでなく冬期の枯れ草の量を減少させることから、景観上及び火災予防の点で有効である。但し、雑草の根、種子は完全には除去されないので抜本的な解決にはならない。

そこで、種子の発芽を抑制する方法が考えられるが、Ⅰ－①種子の完全除去は困難である。また、Ⅰ－②の種子の侵入防除に関しては、地表面をなんらかの物質で覆うことにより達成できる。Ⅰ－③種子の発芽抑制は、酸素、温度、水を絶つ。もしくは、発芽抑制剤を用いる等があるが、前者は道路緑地では不可能であるし、後者は除草剤同様望ましくない。Ⅰ－④の発芽後の成長抑制については、光を遮ることにより、達成できる。

Ⅰ－②、－④の両者の観点から、マルチングが実施されることが多い。マルチング材料には様々なものがあるが、施工後の種子侵入の抑制には、表面を滑らかに、かつ防水加工したベニヤ板や厚紙の製品があり、効果があるとみられる。（この他のジュート・マットや樹皮堆肥では、マルチング面の上に土砂、雑草の種子等が堆積し、雑草の生育基盤が1～2年後にできてしまう。）

ベニヤ板や厚紙等のマルチング・ボードは表面が褐色、緑色に着色されており、遠景ではあまり問題にならないが、近くから凝視するような場所では、違和感を生じる場合があり、その際は、マルチング・ボードの上に樹皮堆肥を、薄く敷く方法をとることもできる。

また、設計時に、低木の植え潰し、将来的に樹林化を図る等により、地表面への光量を制限し、Ⅰ－④の雑草の生育を抑制する方法を取ることが、行われるようになってきている。

具体的には、中分、路肩、遮音壁前においては、張芝の代りに積極的に地被にツタ類を導入することによって、芝の刈りこみ、除草作業の管理費の低減につなげる方法が行なわれている。盛土のり面、切土のり面においては、周辺土地利用にあった樹林化を押し進め、将来、管理の手の掛からない林地とする方法が行なわれている。これには木本種子の導入、在来草本、苗木の導入により、積極的に植生の遷移を促進することが必要である。切土のり尻においては、防火ブロックを兼ねた修景石積により雑草の侵入を防ぐ方法が行なわれている。石積部、緑化ブロック部、環境施設帯においては、低木、ツタ類、草花による植えつぶしをすることによって、修景性の高い植栽にするとともに管理費の低減を図る方法が行われている。

以上、基本的な雑草抑制の考え方、具体例のいくつかを示した。今後は、より一層の検討が必要である。

（参考文献）

1. 建設省土木研究所(1993)：道路内の芝生・草地の管理技術に関する研究（土木研究所資料第3180号）
2. 日本道路公団広島建設局(1992)：植栽維持管理費の低減をめざした建設段階における工法の検討調査

（緑化生態研究室）

道-21 プラント再生舗装における再生改質骨材の使用実績

(質問)

改質材を使用した工法が現在各地で施工されているが、その改質材の骨材を再生利用する場合での施工実績における評価を御教示願いたい。

(中部技術事務所)

(回答)

「プラント再生舗装技術指針」においては、再生骨材に含まれるアスファルトの種類については特に言及せず、全て同じものとして評価している。これは、改質アスファルトを用いた再生骨材（以下、改質再生骨材）だけを分別収集することが事実上不可能なこと、改質再生骨材の全再生骨材に占める割合はまだ低く、その影響も深刻化していないと判断されたためである。したがってその施工実績や評価については未確認である。

しかしながら、ご質問のとおり耐流動・耐摩耗対策として改質アスファルトを用いた舗装が重交通道路を中心に用いられる傾向にあり、再生舗装への影響も今後さらに深刻化してくると思われる。土木研究所では舗装研究室と化学研究室が再生舗装を研究課題として取り上げており、今後、改質再生骨材や再々生骨材の再生利用について検討していく予定である。

(舗装研究室)

道-22 樋管本体のプレキャスト材の使用

(質問)

従来、横断樋管は現場打ち鉄筋コンクリートで施工しているが、仮締切等による堤体の脆弱期間の短縮、現場での省力化等の観点から、プレキャストのボックスカルバートを使用したい。その場合の留意点について伺いたい。

(三重県土木部)

(回答)

鉄筋コンクリート製のプレキャストボックスカルバートの長さは1ブロック当たり1.0～2.0mであり、横断樋管に用いた場合、かなり頻繁に継手が入ることになる。したがって樋管が地盤の不同沈下や側方移動の影響を受ける恐れのある場合はブロック同士を互いにP C鋼材もしくはボルトで連結する必要がある。

また継手からの漏水防止には十分留意する必要がある。通常、プレキャストR Cボックスカルバートの継手部は図-1のような構造になっており、継手部の止水材には図-2に示すパッキン材を用いるのが標準的である。このパッキン材の伸縮可能量は形状寸法どおりセットされたとすれば17mmである。そこでコンクリート製品の製造誤差や施工時の接合誤差を考慮して9mmを継手部の限界開き量と考えた場合、これに基づいて継手部の水密性の確保を考慮し、許容できる不同沈下量を求めた計算例を参考として示す。

堤体を横断する樋管が地盤の不同沈下の影響を受けた場合、凹形の変形が生じると考えられる。このときボックスカルバートの下面が均等に開いたと仮定すると、ボックスカルバートの頂版外面の軌跡は図-3に示すようなC点を中心とする半径 r の円となる。この場合の限界沈下量を様々な寸法のカルバートについて計

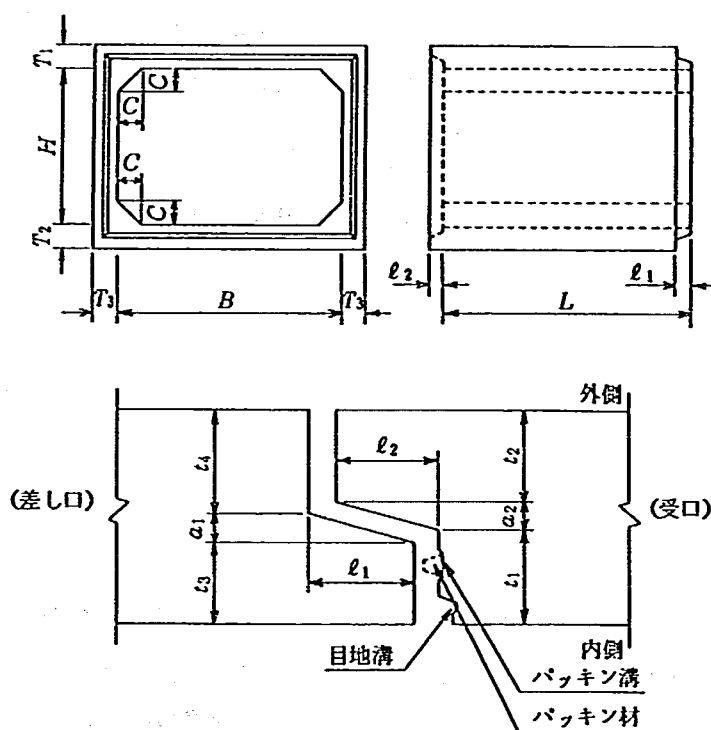


図-1 継手部の構造

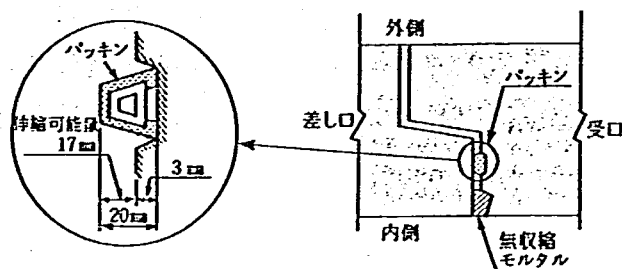


図-2 パッキン材の構造

算すると図-4に示すようになる。したがって、例えば呼び寸法2000×2000のボックスカルバートの場合では不同沈下区間長30mとすれば、中央部の不同沈下量が22mmを超えないようにしなくてはならない。また継手の構造、パッキン材の形状や材質が異なる場合には、それぞれの場合についてその水密性について検討する必要がある。

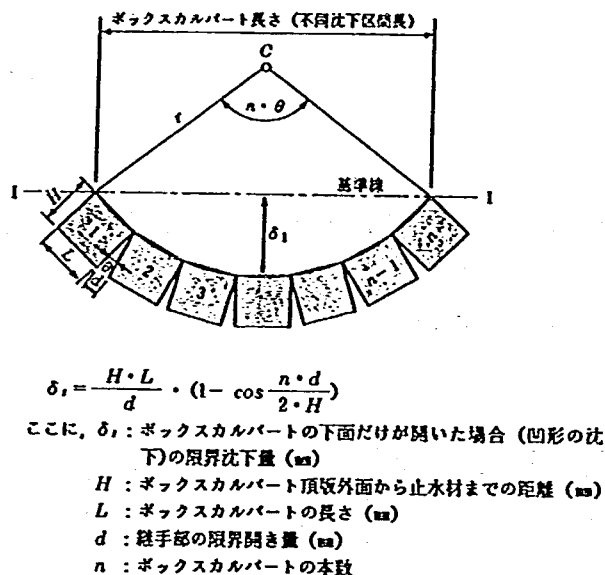


図-3 不同沈下によるボックスカルバートの变形

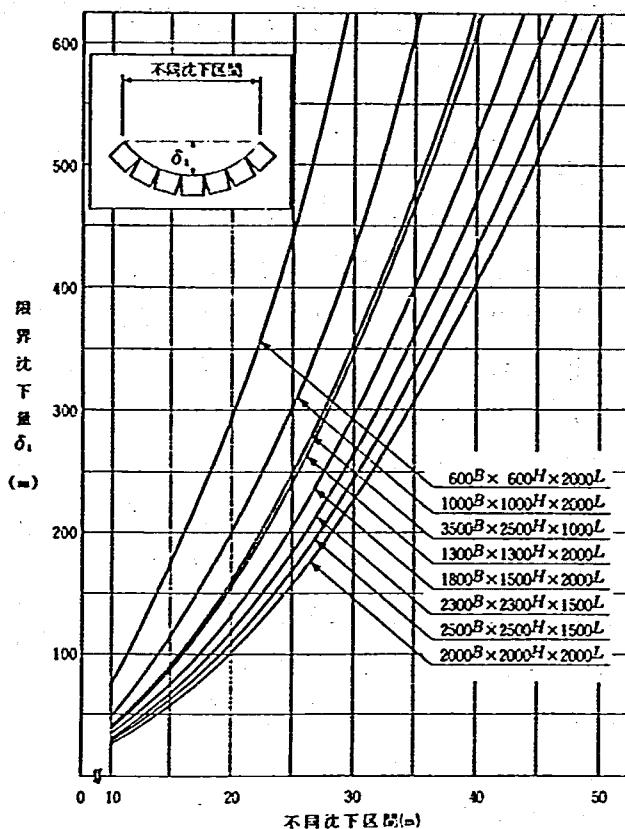


図-4 不同沈下区間と限界沈下量の関係

また従来、現場打ちRC構造の函体の純かぶりは、床版下面において10cm以上、その他の部分については7.5cm以上としている。しかしプレキャストの函体については、函体の製作が工場で実施され品質管理・寸法精度が良好であることから純かぶりを低減し、かぶりを5.0cm以上とする。

（土質研究室）

参考文献

- 1.（財）国土開発技術研究センター・全国ボックスカルバート協会，鉄筋コンクリート製プレキャストボックスカルバート道路埋設指針，1991
- 2.（財）国土開発技術研究センター，軟弱地盤上の樋門樋管設計の手引き（案），1991

要 旨

中部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の回答をまとめたものです。

キーワード

アーチダム	海岸堤防	再生アスファルト	二線堤
オーバーレイ舗装	魚道	止水	樋管
コンクリートダム	交通安全施設	重力式擁壁	樋門
コンクリートぐい	交通需要予測	トンネル	分流堰
コンクリート舗装	鋼床版	水質改善	舗装
フィルダム	高圧ラジアルゲート	盛土	法面
越波	高水敷	堆砂	落石対策
河床	混合擁壁	中央分離帯	緑化
改質アスファルト	砂防ダム	土質	

郵便はがき

41円切手を
はって下さ

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課 行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所第3207号
(平成5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