ISSN 0386－5878
土木研究所資料第2916号

土木研究所資料

東北地建における一日土研資料

平成２年11月27日(火)～11月28日(水)

建設省土木研究所

Copyright © (1990) 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，複写は，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。

土木研究所資料
第2916号1990年11月

東北地建における一日土研資料

企画部企画課

要旨

東北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：一日土研

共通部門目次

		(質問者)	(回答者)	
1	耐震設計上の固有周期および慣性力の算定	道路部道路工事課	耐震研究室……	1
2	樋門・樋管の杭頭結合方法	北上川下流工事事務所	基礎研究室……	5
3	小規模下水道における汚泥処理処分方法	日本下水道事業団 宮城工事事務所	汚泥研究室……	11
4	雪崩災害の現状と対策	青森県土木部	急傾斜地崩壊研究室…… 新潟試験所	19
5	補強材を用いた盛土工法、切土工法の開発動向と道路への適用事例	三陸国道工事事務所	土質研究室…… 施工研究室	26
6	ブロック積（石積）擁壁の設計	青森県土木部	システム課…… 施工研究室	41
7	酸性雨のコンクリート構造物に対する影響	仙台工事事務所	コンクリート研究室……	45
8	酸性雨、酸性霧の測定方法	仙台工事事務所	コンクリート研究室…… 化学研究室	54
9	コンクリートの着色	新庄工事事務所	コンクリート研究室…… 砂防研究室	58
10	岩盤緑化	新庄工事事務所	急傾斜地崩壊研究室…… 緑化研究室	61
11	エレクトロニクスを利用した建設機械開発上障害となっている技術	東北技術事務所	機械研究室……	66
12	除雪機械の居住性向上をめざして	青森工事事務所	機械研究室……	77
13	薬液注入工法における効果確認方法の現状と動向	道路部道路工事課	施工研究室……	85
14	水辺補強土壁の設計・施工	河川部河川工事課	施工研究室…… 土質研究室	89
15	地盤条件が変化する場合の慣性力の算定	道路部道路工事課	耐震研究室……	96

河川部門目次

		（質問者）	（回答者）	
1	高水敷に繁茂している立木の伐開	河川部河川管理課	都市河川研究室……	99
2	高水敷の粗度管理	北上川下流工事事務所	河川研究室……	102
3	スレーキング基礎岩盤の評価方法	摺上川ダム工事事務所	地質研究室……	109
4	流木による災害の実態とその対策	河川部河川計画課	砂防研究室……	112
5	河道横断構造物における開門等の設置	企画部企画課	都市河川研究室……	127
6	既設ダムの嵩上げにおける調査・設計上の留意点	津軽ダム調査事務所	ダム構造研究室……	129
7	管理の合理化を考慮した放流設備の設計	河川部河川計画課	ダム水工研究室……	134
8	河川に設置する橋脚の構造形状	企画部企画課	河川研究室……	138
9	河道計画（低水路計画）の策定に際しての高水敷上の立木の取扱い	青森工事事務所	河川研究室……	149
10	湾曲部を含む狭窄区間の計画高水位（HWL）の設定	仙台工事事務所	河川研究室……	155
11	小落差，多段型の落差工の設計手法	宮城県土木部	河川研究室……	160
12	河川生態系の保全へのアプローチ	河川部河川調整課	都市河川研究室……	163
13	河川環境整備の計画立案手法	北上川下流工事事務所	都市河川研究室……	167
14	魚類等の生態系に配慮した工事の施工	酒田工事事務所	都市河川研究室……	170
15	レーダ雨量計を用いた洪水予測の現況	岩手工事事務所	水文研究室……	175
16	汀線変化モデルを現地海岸へ適用する場合の予測精度の向上	仙台工事事務所	海岸研究室……	180

17	流域の土砂管理	北上川下流工事事務所	海岸研究室…… 185 砂防研究室 ダム水工研究室
18	RCD用コンクリートの締め固め管理	秋田県土木部	ダム構造研究室…… 192
19	フィルダムの経済設計	河川部河川計画課	フィルダム研究室…… 196
20	ロックフィルダムの漏水量測定	寒河江ダム工事事務所	フィルダム研究室…… 204
21	ダムサイトにおける地下水位とグラウチングの施工範囲	長井ダム工事事務所	フィルダム研究室…… 209
22	ダム湖における水質検出位置	三春ダム工事事務所	水資源開発研究室…… 216
23	砂防樹林帯の計画、設計、施工及び管理上の留意点	河川部河川計画課	砂防研究室…… 219
24	生態系の保全に配慮した砂防施設の計画と設計	岩手工事事務所	砂防研究室…… 230
25	砂防設備における魚道の設置	新庄工事事務所	砂防研究室…… 241
26	河床掘削土の効率的利用	河川部河川管理課	土質研究室…… 250
27	既設樋管等における地中杭による浸透経路長の確保	河川部河川管理課	土質研究室…… 253 施工研究室
28	摩擦杭による河川構造物の基礎設計	河川部河川工事課	基礎研究室…… 257

道路部門目次

		（質問者）	（回答者）
1	休日・観光交通量の推計手法	郡山国道工事事務所	新交通研究室…… 261
2	既設橋の安全性の照査	仙台工事事務所	橋梁研究室…… 264
3	無凍結舗装の開発現況	日本道路公団仙台建設局 仙台工事事務所	舗装研究室…… 267
4	ＮＡＴＭ工法における覆工施工時期と機械掘削施工	道路部道路工事課	トンネル研究室…… 273
5	道路環境（大気・騒音）の予測等	青森工事事務所	交通環境研究室…… 279
6	発泡スチロール（ＥＰＳ）工法の耐震設計	東北技術事務所	動土質研究室…… 293
7	道路整備の必要性を表す指標（地方部を対象として）	道路部道路計画第二課	システム課…… 301 新交通研究室
8	凍結防止剤によるコンクリートの凍害劣化と対策	日本道路公団仙台建設局 仙台工事事務所	化学研究室…… 304
9	道路管理情報総合システムの確立	道路部交通対策課	道路研究室…… 308
10	開発交通量の将来予測法	道路部道路計画第二課	新交通研究室…… 310
11	新しい交通混雑指標	仙台工事事務所	新交通研究室…… 312
12	道路交通事故分析手法等	道路部交通対策課	交通安全研究室…… 314
13	舗装データバンクシステムの入力データの整備	東北技術事務所	舗装研究室…… 315
14	軟弱な路床上の舗装設計	秋田県土木部	舗装研究室…… 319
15	寒冷地における半たわみ性舗装の適用	日本道路公団仙台建設局 仙台工事事務所	舗装研究室…… 321
16	高盛土の場合の凍上抑制層	山形県新庄建設事務所	舗装研究室…… 324
17	斜面上に位置するフーチング及び橋脚の考え方	道路部道路工事課	基礎研究室…… 325
18	スノーシェルター基礎の支持層	道路部道路工事課	基礎研究室…… 328
19	道路標識の基礎の設計手法	山形工事事務所	基礎研究室…… 331
20	免震設計の道路橋への適用	秋田県土木部	耐震研究室…… 334

共－１　　耐震設計上の固有周期および慣性力の算定

（質問）

道路橋示方書Ｖ耐震設計編に示される固有周期及び慣性力の算定フローによると、固有周期、設計水平震度そして慣性力を算定する流れとなっているが、この算定フローは、設計水平震度を求めるためのものなのか、あるいは、耐震設計に用いる慣性力まで算出することができるものなのか、また、このフローに従って求めた断面力を設計に用いることができるとすれば、どのような構造系の橋梁まで適用することが可能なのか御教示願いたい。

（道路部道路工事課）

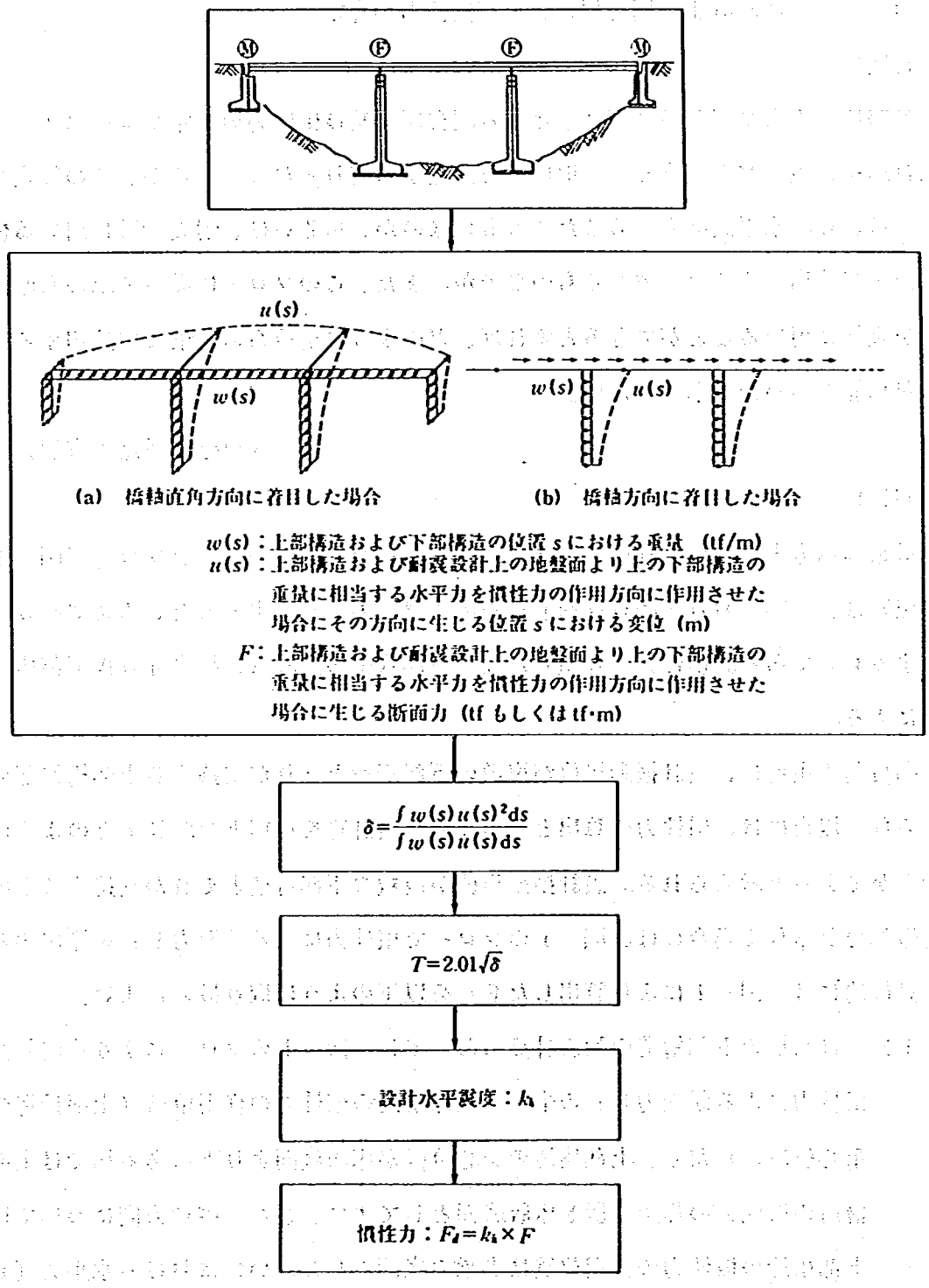
（回答）

道路橋示方書Ｖ耐震設計編に示される固有周期及び慣性力の算定フロー（図－１参照）は、文字どおり「固有周期」を求め「慣性力」を算出するところまでをカバーするものである。慣性力を算出した後の下部構造の設計は、従来通りⅣ下部構造編による。

御質問の主旨は、設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持する上部構造部分からなる場合には、慣性力の算出とその後の耐震計算をⅣ編との関連でどのように行うかであると考えられる。設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持する上部構造部分からなる場合には、図－１のフローで慣性力による断面力F_iを算出する。

具体的には、図－１により算出したF_iを以下のように取り扱えばよい。

１）　けた橋の下部構造の耐震計算においては、図－１のフローにより算出した慣性力による断面力F_iの中から上部構造の慣性力の作用位置（上部構造の重心位置、ただし、上部構造の重心位置が床版底面より下にある橋では上部構造の慣性力の作用位置を床版底面としてよい。また、橋軸方向については、上部構造の慣性力の作用位置は支承の底面としてよい）における水平力（せん断力）Ｈを求め、これを上部構造の慣性力とみなす。なお、この際に橋脚に作用する慣性力は当然別途考慮しなければならない。



図－1　固有周期および慣性力の算定フロー

2） ラーメン橋、アーチ橋等、上部構造と下部構造の区別がつけがたい構造系では、図－１により算出した慣性力を用いてⅢコンクリート橋編及びⅣ下部構造編に従って上下部構造の設計を行う。途中（例えば、脚の上端位置等）で便宜的に上下部構造に分け、上記１）のように図－１により算出した慣性力による断面力F_dを上部構造から下部構造に作用する慣性力と見なして設計してもよい。

ただし、ここで以下の２点に注意しなければならない。

1） V耐震設計編「3.3.3 慣性力の算定方法」の本文(3)項に示されるように、連続けた橋においては、上記のようにして算出される上部構造から下部構造に作用する慣性力は、原則として当該下部構造の支承部に作用する死荷重反力に設計水平震度を乗じた値を下まわってはならない。

2） V耐震設計編「3.3.2 固有周期の算定方法」の本文(3)項に示されるように、固有周期の算出にあたっては、原則として基礎地盤の変形の影響を考慮するが、この際のばね定数は 式（解3.3.7）及び 式（解3.3.8）に規定されるように、地盤のせん断弾性波速度V_{SD}から算出するもので、Ⅳ下部構造編のばね定数とは異なる。すなわち、図－１のフローにより固有周期及び慣性力を算出するまでは、耐震設計編に規定されるばね定数を用い、慣性力が求められた後の基礎の設計には、Ⅳ下部構造編のばね定数を用いる。

図－１のフローによる解析法は、基本的にどのような構造系に対しても適用可能である。ただし、以下の点に注意していただきたい。

1） 設計振動単位が１基の下部構造とそれが支持する上部構造部分からなる場合には、V耐震設計編「3.3.2 固有周期の算定方法」解説第１項の式（解3.3.1）に示されるように従来の示方書の方法で固有周期が算出できるが、このような場合にも、図－１を適用しても差し支えない。

2） ラーメン橋、アーチ橋等、上部構造と下部構造の区別がつけがたい構造系では、図－１のフローにより慣性力を算出する。Ⅴ耐震設計編とⅣ下部構造編では、上述したように地盤ばねの値が異なるため、慣性力までを図－１のフローにより算出し、それ以後の設計は、Ⅳ下部構造編によらなければならない。

3） Ⅴ耐震設計編「6.1 一般」に示されるように、地震時の挙動が複雑な橋では、震度法による耐震設計に加えて、動的解析による照査を行うことが望ましい。

（耐震研究室）

共－２　樋門・樋管の杭頭結合方法

（質問）

地盤の条件によっては樋門・樋管の基礎に杭基礎を採用することがあるが、杭と樋門・樋管との結合を剛結合とする必要がある箇所には、道路橋において採用されている杭頭結合方法Ｂを準用しているのが現状である。

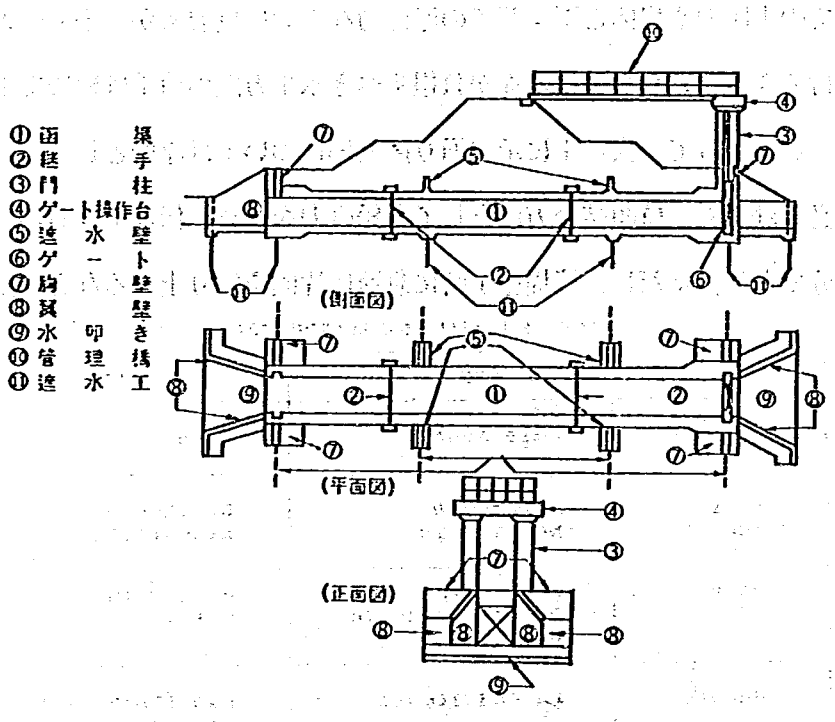
平成２年２月に道路橋示方書Ⅳ下部構造編（日本道路協会）が改訂されており、杭頭結合方法Ｂについても一部構造細目が変更されている。新たな杭頭結合方法Ｂの設計の考え方について御教示願いたい。

（北上川下流工事事務所）

（回答）

１．樋門・樋管の安定照査の考え方と杭頭結合方法

樋門・樋管は河川堤防を横過して設けられる函渠構造物であり、図－１に示す各部より構成される。主要構造物である函渠には、その端部に主に堤防内の土粒子の移動及び吸出しを防止することを目的とした胸壁が、また、一般的に河川管理上川



図－１　樋門・樋管の各部の名称

表側端部には門柱が一体構造物として設けられる。函渠には、その長さ及び地盤条件に応じて継手が設けられ、函渠は継手を介して分離した構造体となる。さらに、函渠の両端には函渠とは分離して翼壁及び水叩きが設置されている。その他、浸透水流を防止するため遮水壁を函渠に設けるとともに遮水工が別途施される。このように、樋門・樋管は多数の構造部位からなる複雑な土中構造物である。

樋門・樋管の設計は、河川管理施設等構造令[1]ならびに建設省河川砂防技術基準（案）[2]に基づき行われている。樋門・樋管は基本的に土中構造物であるため、構造物の安定性を検討する場合に支配的な荷重は堤体重量・函渠自重等に代表される鉛直方向の荷重となり、杭基礎の場合には杭の鉛直支持力について照査が行われる。ただし、地震時には門柱及び翼壁の慣性力が考慮され、また、常時においても胸壁及び翼壁には土圧力が作用するため、これらの水平方向の荷重が構造体の安定性を検討する上で無視し得ない場合については、水平方向の変位量についても照査が行われることとなっている。

しかしながら、一般に函渠部に関しては、函渠と一体構造である遮水壁あるいは遮水工での土圧力や堤体と函渠間での摩擦力などの抵抗要素が水平方向の荷重に対して期待できることから、杭基礎が負担すべき水平方向の荷重は極めて小さなものである。したがって、表－1に示す通り函渠部については原則として水平変位量の照査の必要はなく、杭頭結合方法としても鉛直力を確実に伝達できる結合方法とすれば十分である。ただし、築堤施工時に急速に片側を盛り上げるなど、函渠部に水

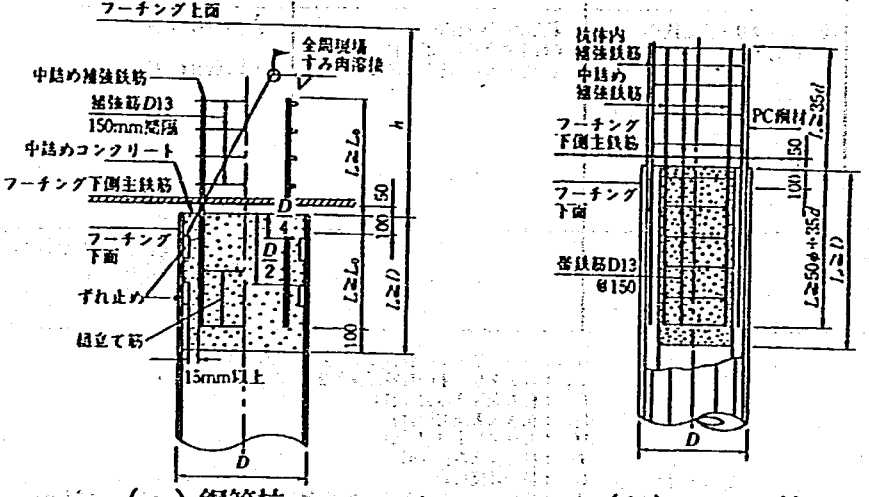
表－1　樋門・樋管の杭基礎の安定照査及び杭頭結合方法

	函渠部	翼壁部
鉛直荷重	主に 堤体重量，函渠自重	主に 翼壁自重
水平荷重 （函渠軸直方向）	門柱の地震時慣性力 胸壁に作用する土圧力	翼壁の地震時慣性力 翼壁に作用する土圧力
照査項目	杭の鉛直方向の支持力 原則として水平変位量については 照査する必要はない。	杭の鉛直方向の支持力 水平変位量
杭頭結合方法	鉛直力を伝達できる結合方法	鉛直力，水平力及びモーメント を伝達できる結合方法

平方向の偏荷重を作用させることのないよう留意する必要がある。一方、翼壁部に関しては、擁壁あるいは橋台などと類似の抗土圧構造物であり函渠部とは独立して設置されるため、慣性力や土圧力に対して水平方向の照査を行うのが一般的である。水平方向の変位量の照査を行う構造体については、杭頭結合部を鉛直力，水平力及びモーメントに抵抗する構造とした方が設計上有利となる。

2．道路橋示方書IV下部構造編（平成２年２月，日本道路協会）[3]の杭頭結合方法Ｂ　及び設計方法

道路橋の杭基礎に関する杭とフーチングの結合方法及び設計方法は、昭和47年の道路局企画課長通達「くい頭部とフーチングの結合部の設計について」により初めて示され、以後昭和61年まで標準的な剛結合方法として定着してきた。しかしながら、この結合方法に対しては、その後の施工技術の向上による杭の大径化などに伴い、いくつかの技術的な問題点が指摘され始め、昭和61年に一部結合方法が変更されるとともに暫定的な設計法が杭基礎設計便覧[4]に示されている。平成2年には 道路橋示方書IV下部構造編の改訂が行われ、その際構造細目が一部見直されたが基本的には杭基礎設計便覧に示された方法によっており、杭頭結合方法Ｂについては図－２に示す構造が採用されている。



（ａ）鋼管杭　　（ｂ）PC・PHC杭

図－２　杭頭結合方法Ｂの構造細目

杭頭結合方法に対する設計法は近々道路局より通達の予定であるが、その照査内容は道路橋に関する地区講習会（日本道路協会主催）を始めとして紹介されており、杭頭結合方法Bに関しては表－2に示す通りである。押抜きせん断に対するフーチ

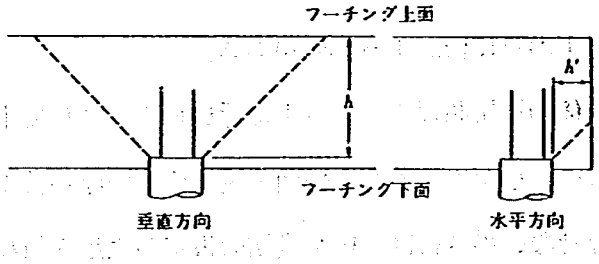
表－2　杭頭結合方法Bの照査内容

照査項目			杭種	鋼管杭	PC杭
押込み力に対する照査	フーチングコンクリート	①	杭頭 垂直支圧応力度	$\frac{P}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{ca}$	$\frac{P}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{ca}$
		②	杭頭から上方への 押抜きせん断応力度	$\frac{P}{\pi(D+h)h} \leq \tau_a$	$\frac{P}{\pi(D+h)h} \leq \tau_a$
引抜き力に対する照査				・原則照査不要	・引抜きが作用する場合については、杭体内補強鉄筋を用いる。原則照査不要
水平力及びモーメントに対する照査	フーチングコンクリート	③	杭周面 水平支圧応力度	$\frac{H}{D\ell} \leq \sigma_{ca}$	$\frac{H}{D\ell} \leq \sigma_{ca}$
		④	杭前面から外側への 押抜きせん断応力度	$\frac{H}{h'(2h+D+2h')} \leq \tau_a$	$\frac{H}{h'(2h+D+2h')} \leq \tau_a$
	仮想鉄筋コンクリート	⑤	コンクリートと鉄筋の 応力度	・鉄筋かごを杭内へ （ずれ止めより15cm内側） ・仮想断面は、杭より10cm外側	・PC鋼材は無視 ・仮想断面は、杭より10cm外側
備考				－	杭体内の補強鉄筋を配置しない場合、水平変位量は固定の1.2倍

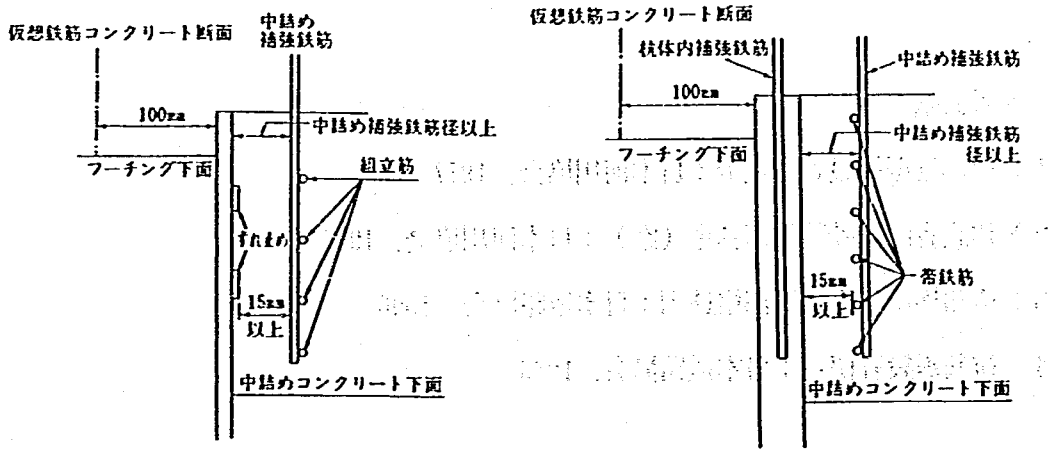
σ_{ca}：コンクリートの許容支圧応力度(kgf/cm²)
τ_a：コンクリートの許容押抜きせん断応力度(kgf/cm²)
P　：軸方向押込み力(kgf)
H　：軸直角方向力(kgf)
M　：モーメント(kgf·cm)
ℓ　：杭の埋込み長(cm)
D　：杭の外径(cm)
h　：垂直方向の押抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ(cm)
h'　：水平方向の押抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ(cm)

ングの有効高のとり方を図－３に、結合部の構造詳細を図－４に示す。

なお、τ_aは道路橋示方書Ⅳ下部構造編「4.2コンクリートの許容応力度」に規定する許容押抜きせん断応力度τ_{a3}とするが、杭頭部は杭とフーチングとの複合構造であり、その応力伝達機構が複雑であること、また、せん断耐力はコンクリートの強度ばかりでなく、部材の断面の形状や引張鉄筋量などに関係することなどを総合的に判断し、荷重の組合せによる割増しを行わないものとしている。



図－３　押抜きせん断に対するフーチングの有効高



（ａ）鋼管杭　　（ｂ）PC・PHC杭

図－４　杭頭結合方法Ｂの構造詳細図

道路橋示方書Ⅳ下部構造編の改訂に伴う特に重要な変更点は以下のとおりである。

①　中詰め補強鉄筋の位置を、施工性及び付着力の確保を考慮し、ずれ止めから鉄筋のあきは一般に15㎜以上、かつ杭と鉄筋のあきは鉄筋径以上としたこ

と（図－４参照）。

② 仮想鉄筋コンクリート断面の直径は杭径に20cmを加えた長さとしたこと（図－４参照）。

３．道路橋示方書Ⅳ下部構造編（平成２年２月，日本道路協会）の杭頭結合方法Bの樋門・樋管への適用上の留意点

２．において示した杭頭結合方法Bは、設計上剛体と見なし得る十分な厚みを有したフーチングに杭を結合することを前提とした構造となっており、樋門・樋管への適用にあたっては以下の点に留意する必要がある。

① 杭頭結合部を杭体の抵抗曲げモーメントに近い荷重に対して十分な剛結度を発揮するだけの構造としたとしても、樋門・樋管の底版厚が薄く上記の荷重に対して剛体と見なせない場合には、杭頭剛結の仮定が満足されなくなること。

② 中詰め補強鉄筋の定着長を確保することが困難な場合については、中詰め補強鉄筋に曲げ加工を施すなど十分な定着力を発揮する構造とすること。

（参考文献）

１）河川管理施設等構造令：日本河川協会、1977

２）建設省河川砂防技術基準（案）：日本河川協会、1985

３）道路橋示方書Ⅳ下部構造編：日本道路協会、1990

４）杭基礎設計便覧：日本道路協会、1986

（基礎研究室）

共－３　　小規模下水道における汚泥処理処分方法

（質問）

最近、公共団体より小規模下水道に適した汚泥の処理法、処分法について相談を受けますが、最近の調査結果をふまえて御教示願いたい。

（日本下水道事業団　宮城工事事務所）

（回答）

１．　はじめに

下水道のみにかかわらず、地域的な汚水、排水対策を目的とした集合的な処理施設を計画する場合には、まず施設供用後の維持管理体制の有り方と、汚水の処理過程で必ず、そして定常的に発生する汚泥を最終的にどのようにするか、例えば緑農地等に還元して有効利用を図るか、或いは埋立処分するか等を長期的視点に立って検討し、汚水(水)処理方式等を含めた施設の設置方針を定めることが肝要である。

汚水(水)処理方式と汚泥処理方式は、前述の２つの方針を基本条件としつつ処理水の放流先の水質基準や経済性、周辺環境等を考慮した技術的検討を行ない、最終的に、その自治体や地域等の特性に応じた処理施設計画が定められる。

ここでは、質問者の意に沿って小規模下水処理場における汚泥の処理処分方法について述べることとする。

２．　汚泥の処分、有効利用方法

下水処理場で発生する汚泥は、最終的に有効利用や処分対象等として取り扱われ、必ず場外に搬出される。その搬出先は、有効利用先であり、また、処分するための埋立地等である。

ここで問題となるのは、この搬出先が長期的に確保できるか否かにある。従って、汚泥処理計画を策定するに際しては、これら搬出先の潜在的な需要量や能力等を十分に調査し、これらの動向を長期的に予測する必要がある。

一方、下水汚泥は、従来、処分対象と考えられてきたが、これからは可能な限り

社会に還元していくこと、つまり下水汚泥の最終的な取り扱いについては、まず下水汚泥を有効利用することを前提とした検討を行う必要がある。

小規模下水道における有効利用方法は、汚泥の発生量が少ないために、その加工、改質にかかる最適施設規模や経済性等の面から制約されるが、小規模下水道が整備される地域においては、その近辺に広大な緑農地が展開されている場合が多く、関係者の理解を得たうえで、ここに下水汚泥を還元し、緑農地土壌の保全、活性化を図って行くことが、下水道事業を地域と一体となって円滑に推進して行く方策と思われる。

3. 汚泥処理方法

汚泥処理方法は、発生した汚泥の場外への搬出先と搬出形態により定まるものであり、小規模下水道においては、図－1～3に示した汚泥処理方法が考えられる。

なお、これらの汚泥処理方法を構成している個々のユニットプロセスは、小規模下水道用としては、以下の機能や特徴を有することができ、下水処理場の規模や地域的な特性に応じて機能的な施設設計を行わなければならない。

1） 濃　縮

汚泥の濃縮は、汚泥濃度を高め液状汚泥としての減容化を図るために行うものであり、小規模下水道では重力濃縮槽が適用され、オキシデーションデッチ法等から発生する余剰汚泥は汚泥濃度が２％前後に濃縮される。

濃縮槽は、液状汚泥での搬出形態を取る場合において、ごく小規模（汚水処理水量規模が数百㎥／日以下）な下水処理場においては汚泥の貯留と兼ねるケースもある。

また、貯留中の汚泥の腐敗を防止する必要がある場合には、独立した貯留槽を設け、槽内を間欠的に曝気することにより対処できる。

2） 消　化

汚泥の消化は、汚泥を生物学的に分解し、汚泥の減量化と含有有機物の安定化

を図るために行うものであり、好気性消化法と嫌気性消化法があり、嫌気性消化法には無加温消化法と加温消化法とがある。

好気性消化法は、主に、ごく小規模な下水処理場において液状汚泥を処分対象とする場合に検討の対象となる。このとき、４０％程度の汚泥の減量化が期待できる。

嫌気性消化法は、小規模下水処理場においては汚泥の貯留を兼ねた無加温消化法が有効と思われる。無加温消化法では、余剰活性汚泥を対象とした場合約３０％、混合汚泥を対象とした場合約４０％の汚泥の減量化が期待できる。一方、加温消化法は、計画１日最大汚水量が３，０００㎥／日を越える場合等に検討するとよい。

3）　脱　水

汚泥の脱水は、液状汚泥から水分を絞り出し、ケーキ状にして汚泥の減容化と取扱い性の改善を図るために行うものである。脱水は機械的に行われ、含水率が８５％以下の汚泥ケーキが得られる。また、脱水機にはベルトプレス式や遠心式等がある。

検討に際しては、下水処理場の規模により常設の必要がない場合には、近隣の小規模下水処理場との共同による移動式脱水車の適用性についても検討する必要がある。

4）　乾　燥

汚泥の乾燥は、汚泥中の水分を蒸発させ、乾燥状態にして汚泥の減容化と取扱い性の改善を図るために行うものである。

小規模下水処理場では、乾燥床（天日乾燥法）が検討の対象となり、本法では含水率が６０％以下の乾燥汚泥が期待できる。但し、本法は気象の影響を大きく受けるので検討に際しては地域的に十分な配慮を必要とする。

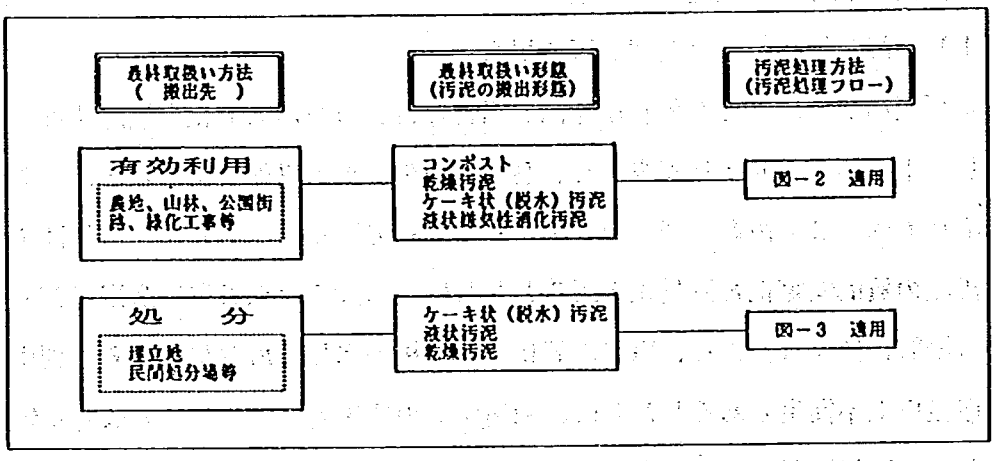
5）　コンポスト化

汚泥のコンポスト化は、下水汚泥を緑農地等の土壌に還元、活用するために汚

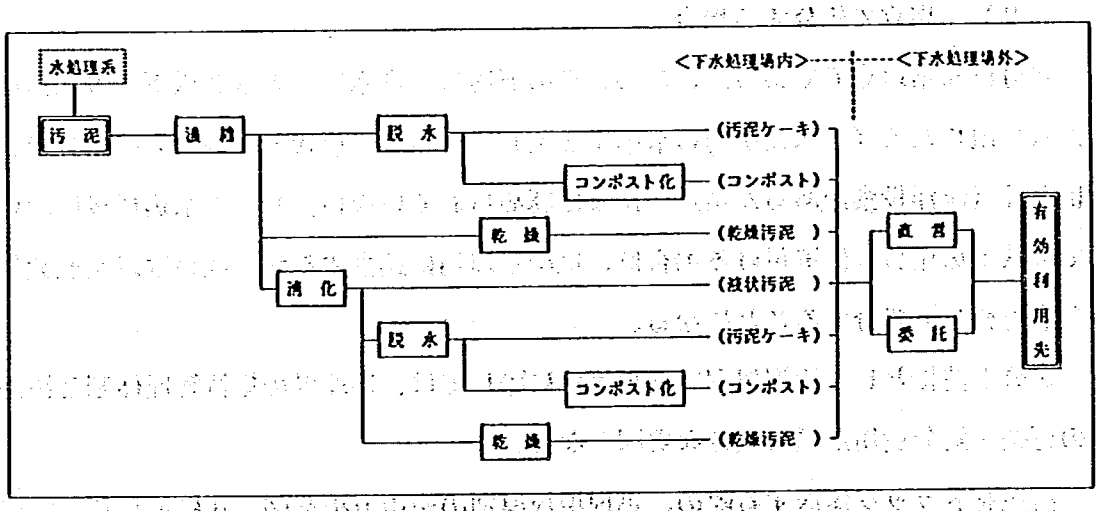
泥の堆肥化を図るものである。

汚泥のコンポスト化法には種々のものが開発、実用化されているが、小規模下水処理場用としては、施設が簡易で且つ維持管理が容易な屋根付きの簡易な通気をともなった堆積方式がよいものと思われる。

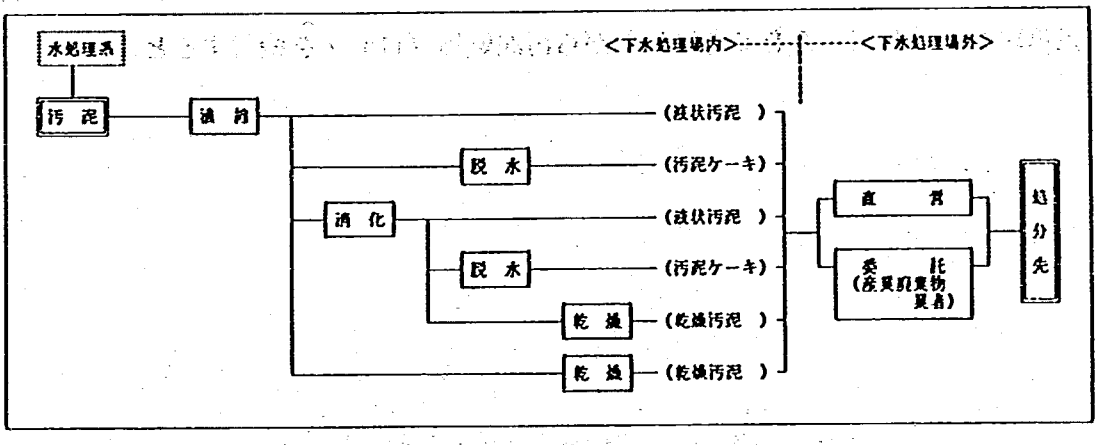
また、コンポスト化施設は必ずしも下水処理場内に設ける必要はなく、地域における需要先等を考慮して、コンポストの利用に際して地域的に最も便利な位置に建設するケースも検討する必要がある。また、このときの維持管理は利用者にお願いすることも考えられる。



図－１　下水汚泥の処分、有効利用方法と取扱い形態



図－２　小規模下水処理場において発生する汚泥を有効利用するための汚泥処理方法



図－３　小規模下水処理場において発生する汚泥を処分する場合の汚泥処理方法

4．　汚泥処理方法の選定上の留意点

（1）　緑農地への有効利用を図る場合

下水汚泥の緑農地への有効利用を図る場合には、コンポスト化を検討する。

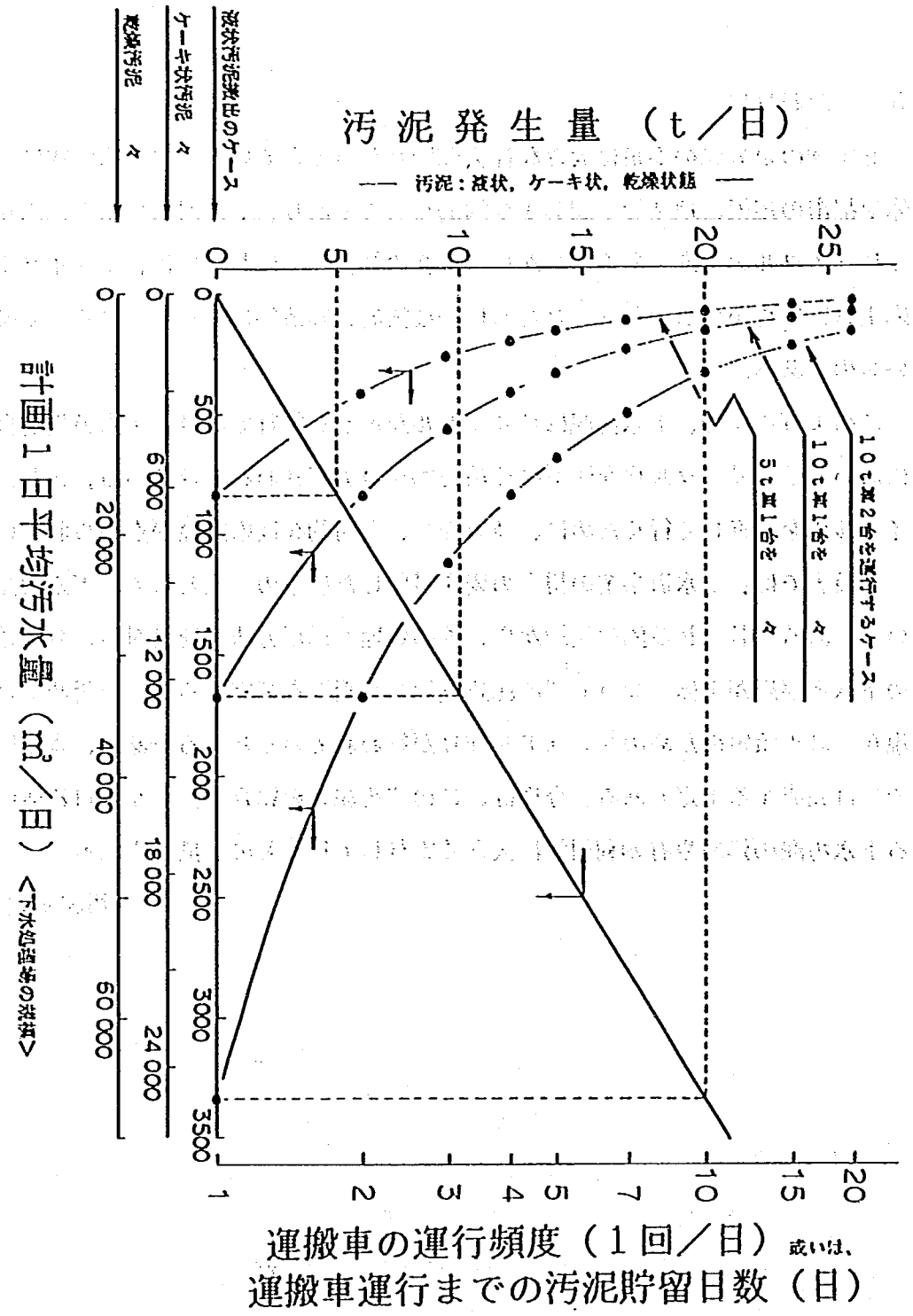
但し、下水汚泥の発生量が少なく、且つ利用先が農地以外であるときは、その用途に応じて図－２の汚泥処理フローの中から選択できる。このとき、嫌気性消化法は、汚泥の質的安定化と減量化を図るとともに、施設の運転管理に余裕が持てることから検討に値する。また、嫌気性消化せず直接脱水した汚泥ケーキでの利用形態は、取扱い上不衛生であるとともに、利用先での施用方法等によっては悪臭等の原因にもなる可能性があるので避けた方がよい。

（2）　埋立て処分する場合

処分は通常埋立てであるが、このときの形態は、含水率が８５％以下の脱水汚泥か灰に限られる（下水道法施行令第１３条）。従って、現状では液状での処分形態はなく（海洋投棄があるが新規の投棄は認められていない。）、下水処理場において液状での処分を位置付ける場合は、他の処理場に運搬するか、或いは産業廃棄物業者を介して処分することになる。

処分を前提とした汚泥処理方法の選定に際しては、処理場の維持管理体制と汚泥の運搬・処分費用が最も大きな要因となる。

汚泥をトラック輸送する際の、処理場規模別の適用方法を図－４に示した。汚泥の輸送や処分費には、汚泥の減量、減容化が大きく影響することから、図－３の汚泥処理フローと図－４を参考にしながら汚泥処理プロセスを検討するとよい。



図－4　下水処理場規模と汚泥発生量及びトラック輸送頻度の関係

（注）　1）　汚泥発生量は、水処理系で除去されるSS（160㎎／l）相当量の75%が発生するとしている。
2）　発生する汚泥には含水率が考慮されている。
液状：98%，　ケーキ状：85%，　乾燥汚泥：60%
3）　本図には、汚泥の消化プロセスは考慮されていない。
従って、消化プロセスの適用を検討する場合には、それによる汚泥の減少量を考慮して、本図のX軸のスケールを変える必要がある。

5．　おわりに

廃棄物の処分先の不足は大きな社会問題となってきている。廃棄物問題は、自治体や都市の規模、地域等を問わず全国的なものであり、その対策の第１は周知の通りリサイクルの推進である。しかし、現在の社会構造においては、リサイクルで対応するには程遠いものがあるとともに、技術的、経済的にもリサイクルに馴染まないものもある。

このような中で、下水汚泥はリサイクルが可能な物質であり、下水道先進自治体においてはリサイクル化を図るべく精力的な努力が払われてきている。また、リサイクル化を推進して行くために、多方面で、多角的な技術開発が進められている。

建設省では、下水道事業の将来の姿を展望した施策の一環として、下水汚泥について、広域的且つ長期的な見地から、その処理や活用方法等を検討し、各都道府県の下水道部局が主体となって“汚泥処理総合計画”を策定することを奨めている。現在、計画策定のためのマニュアル作りが行われているところであり、本年度末までには完成する予定である。今後は、この“汚泥処理総合計画”が各自治体における下水汚泥の処理や有効利用等に大きく寄与して行くものと期待される。

（汚泥研究室）

共－４　　雪崩災害の現状と対策

（質問）

我国の積雪地域のなかでも、とりわけ東北・北陸地方に多く分布する山間豪雪地帯では、雪崩災害が大きな脅威となっている。

近年では雪崩対策事業の実施により、集落保護が進められつつあるが、各種公共事業の実施にあたっても、急傾斜地や山間部における、雪崩対策の重要性は年々高まっている。

ついては、雪崩の発生予知・予測～対策施設の設計事例等、雪崩災害の防止技術に関する最近の状況を御教示願いたい。

（青森県土木部）

（回答）

１．はじめに

積雪地域では、特に豪雪時に多発する雪崩によって、人命・財産等に多くの損失を被ってきた。このような状況の中で、56豪雪、59豪雪時において、大規模な雪崩によって、多くの死傷者を出す集落雪崩災害が発生したことが契機となり、60年度から集落保護を目的とする雪崩対策事業が創設された。

また、これらの災害は、同時に雪崩対策施設の整備によるハード面からの対応のみならず、警戒避難体制の確立を柱とするソフト面からの対応の必要性を強く認識させるものであった。さらに、平成元年３月には雪崩対策に関する制度研究会による提言「総合雪崩対策の実施方策について」がなされたのを踏まえ、平成２年度からは、警戒・避難体制の整備を含めた総合雪崩対策モデル事業がスタートしたところである。

表－１　雪崩の分類（日本雪氷学会）

		雪崩発生の形		
		点発生	面発生	
雪崩層の雪質	乾雪	点発生乾雪表層雪崩	面発生乾雪表層雪崩	面発生乾雪全層雪崩
	湿雪	点発生湿雪表層雪崩	面発生湿雪表層雪崩	面発生湿雪全層雪崩
		表層		全層
すべり面の位置				

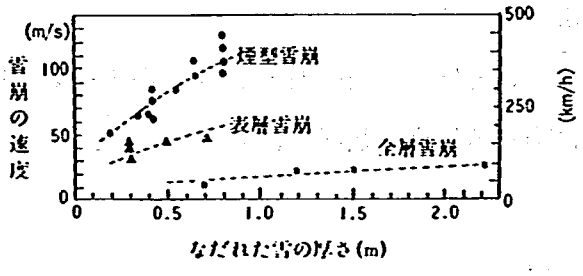
２．雪崩災害の現状

１）雪崩の種類と特性

雪崩は、（１）発生の形、

（２）雪質及び（３）すべり面の位置から６種類に分類されている（表－１）。これらのうち、災害をもたらす恐れが大きいのは、主に①面発生乾雪表層雪崩、②面発生乾雪全層雪崩と③面発生湿雪全層雪崩である。

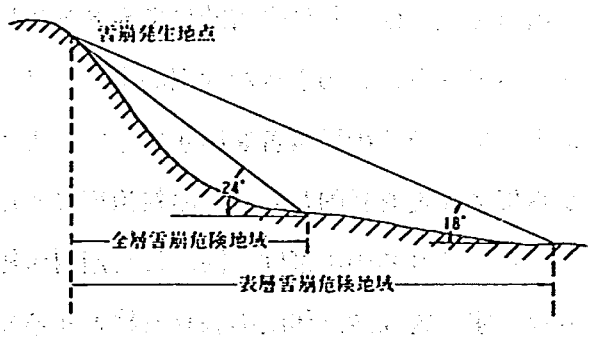
このうち、乾雪の①と②は（以降、表層雪崩と言う）、既にかなりの積雪があるところに気温が低い時急速に多量の新雪が積もる際に起き易いもので、１～２月の厳寒期に生じることが多い。これに対し湿雪の③（以降、全層雪崩と言う）は、春先の融雪時等の比較的気温の高い時期に生じるものである。



図－１雪崩の速度となだれた雪の厚さの関係

全層雪崩の場合には、前兆現象として、斜面上の積雪にクラックや雪しわ等の発生が見られることが多いが、表層雪崩の場合には、こうした現象が明確でない。

発生した雪崩の速度を図－１に示したが、表層雪崩の中でも、雪煙をあげて疾走する煙型の場合には100(m/s)にも達することがある。



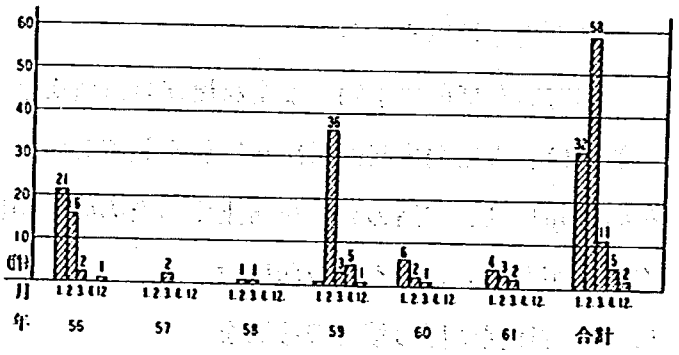
図－２　雪崩の見通し角

また、雪崩の到達範囲は、見通し角で表現されることが多いが（図－２）、表層雪崩の場合18°全層雪崩の場合24°が各々の場合の最小値と言われている。流下距離は大規模なほど長くなる傾向があり、特に大規模な表層雪崩の場合には数Ｋｍにも及ぶこともある。

２）雪崩災害の現状

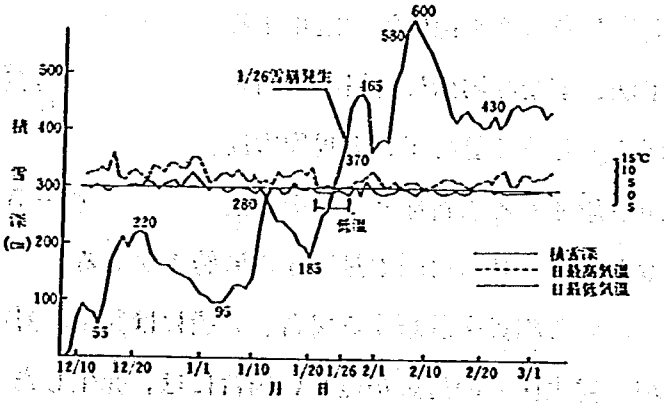
雪崩災害の年別、月別発生状況を示す図－３をみると、非常な豪雪年であった56年、59年に多発したことがわかる。また、月別の発生状況を見ると１月に30％、２月に54％となり、１，２月で全体の８割以上を占めている。つまり、一般に降雪量

および積雪量の多い１，２月に集落雪崩災害が発生しやすいことがわかる。



図－３　年別・月別雪崩災害発生件数

発生月が１，２月に集中していることから推測されるように、集落に大きな被害をもたらしたものの多くは、表層雪崩であった。記録が残されている範囲で、最も多くの死傷者を出した新潟県南魚沼郡三俣村（現湯沢町）の災害も表層雪崩によるものであった。この雪崩の発生日時は大正７年１月９日の夜11時30分とされ、人家34戸が倒壊し、158人が死亡したとされている。



図－４　能生町田麦平地内気象データ（60年度）

また、最近の事例としては、昭和61年に新潟県能生町の相口地区で発生した災害があげられる。この場合も大規模な表層雪崩によるもので、山腹で発生した雪崩が山麓部を２Km近くにもわたって流下し、集落に壊滅的な被害をもたらしたものである。この年の気象データを図－４に示すが、発生時には低温下に大量の降雪があったことがわかる。

こうした表層雪崩に対して総合的な対策を講じるためには、発生の時期、場所、規模、範囲等とともに対策施設の適正な計画施工法、評価方法等を確立することが重要な課題となっている。

３．雪崩対策及び研究の現状

１）雪崩対策の概要

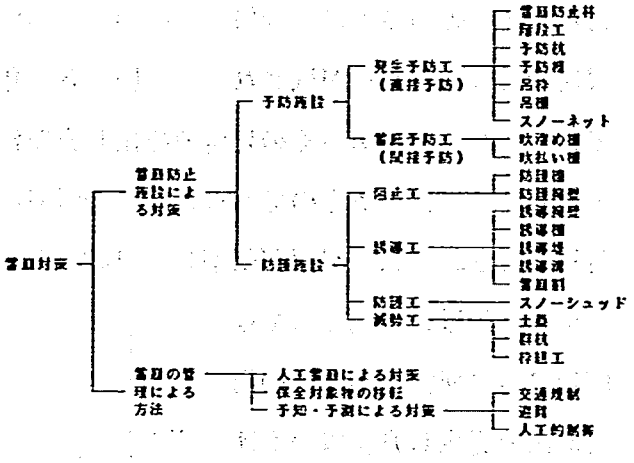
現在実施されている雪崩対策には、大きく分けて次の二つの方法がある（図－５）

①施設で対応するもの

②雪崩を事前に予知し安全な場所に避難もしくは火薬などで処理するもの

前者は、雪崩発生斜面に防止施設を設置し雪崩を防止しようとするものである。その種類には、雪崩の発生を防止するための予防施設と、発生した雪崩を防護する施設とがある。このうち予防施設には、雪崩発生区の積雪の移動を防止する発生予防工と山頂等に発生した雪庇の滑落を防止するために設ける雪庇予防工とがある。

また，集落対策の防護施設には発生した雪崩を擁壁等で阻止する工法、安全な場所に雪崩の方向を変えてしまう誘導工、大規模雪崩が予想される場合などにはその速度を減勢させる目的で設置する減勢工がある。



図－５　雪崩対策の一覧

これら施設を計画する場合、一般には発生区対策（予防施設）が主になっているが、発生区での対応が難しい場合には，発生した雪崩に対し防護する施設を雪崩の走路及び堆積区に設置し対応している。

一方，後者は雪崩防止施設が設置されていない、あるいは設置されていても大規模雪崩が予想され施設の効果が期待できない場合などに行われる。その方法には，雪崩の発生を事前に予知（概要は以下に示す）し危険な雪崩斜面の積雪を安全な時期に処理あるいは避難等を行い、その安全を図るものである。

現在、これら工法の選定には地形、積雪量等の他に雪崩の頻度、経済性等が考慮され行われている。

２）雪崩に関する研究の現状

雪崩は気象、地勢条件等によって発生時期、規模等は千差万別であり，その解明は難しく、まだ確立されたものは少ない。従って，現在でもじみちな研究が各機関で進められている。以下，その主な研究項目と概要について述べる。

①合理的な施設の設置、設計方法に関するもの

多雪地に適した予防施設の開発及び有効的な設置方法に関する研究。大規模雪崩の運動特性及び防護方法に関する研究。危険範囲の設定に関する研究等が行われている。

②雪崩の予知・予測に関するもの

雪崩発生予測は，発生メカニズムが確立されていないため，経験に頼っているのが現状である。

このため雪崩の発生を精度よく予知する手法の開発を目的とし，次のような項目の検討が行われている。

・統計解析による方法。

・積雪の脆弱化から予知する方法。

③雪崩の処理技術に関するもの

現在、雪崩の処理には火薬による方法が主になっているが、ここでは誰でも、いつでも処理できる方法（機械等）の検討が行われている。

④計測機器の開発に関するもの

雪崩の解明には、数多くのデータが必要になるが計測できる機器が少ないことから、これに伴う機器の開発が行われている。

4．雪崩対策施設の設計事例

最近新しい工法の一つとして枠組タイプの減勢工が多く用いられるようになったので，ここではその概要を紹介する。

なお，減勢工は雪崩の勢いを弱め保全対象物まで到達させない，あるいは被害を最小限に抑えることを目的に設置されるものであり，その工法には雪崩を横方向に分散し減勢させるものと上空に飛雪させ減勢させる工法がある。前者には土塁とか

縦型主体の枠組工があり，後者には横桁主体の枠組工がある。ここでは，後者の横桁主体の減勢工の施工例について紹介するものである。

１）設置場所及び設置年度

設置場所：新潟県能生町椛口地区，設置年度：昭和６３年完成

２）雪崩発生斜面等の状況

対象になった雪崩斜面は，権現岳（標高：１，１０４ｍ）の中腹から椛口集落までの斜面長：１，８００ｍ，幅：２００ｍ，発生区の平均勾配：４５度である。

この斜面は，小さな雪崩が毎年発生しているものの集落まで到達するような大規模なものはほとんどなかった。ところが昭和６１年１月２６日午後１１時ごろ権現岳山頂付近（８００ｍ～９００ｍ）から大規模な表層雪崩が発生し死者１３名，負傷者９名，住宅の全半壊１１棟を出す被害を出した。その後の調査等から雪崩の規模は２３０，０００m^3，雪崩の速度は最大で５０ｍ／ｓ程度と推定された。

この様な点を考慮し雪崩防止対策の検討が行われた。

３）対策施設の考え方

当該地点は，大規模表層雪崩の発生に加え次のような制約条件があった。

・雪崩発生区は４５度程度の急峻な地形のため雪崩走路で対応することとした。

・この場合，雪崩の速度は５０ｍ／ｓ以上のスピードを有していたため，簡単な施設で対応することは難しい。

・しかし，走路部分は地すべり地であり重量構造物の設置は難しい。

・この地域の平年積雪量は多く，雪崩が発生した当時４．５ｍ程度あった。

そこで各種手法について検討した結果，横桁タイプの減勢工を雪崩走路に設け，減勢させた雪崩を集落手前に設置した防護柵で防止することにした。この場合，減勢工で３０％の速度低下を行い集落手前に設置した防護柵には１５ｍ／ｓ前後のスピードで衝突させ防止するものである。

４）検討結果

以上の点を考慮し気象データ等による解析及び模型実験等から施設の設計に必要な諸項目及び構造等の検討を行った。その結果の概要は次の通りである。

①雪崩の概要

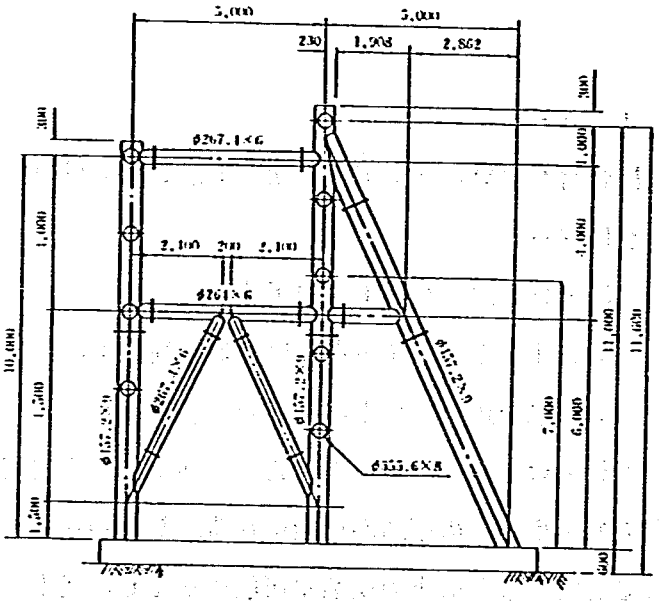
・施設設置場所の積雪深（５０年確率）：７ｍ（標高補正：７．６ｍ）

・雪崩層厚：４ｍ　・雪崩の密度：０．１ｇ／ｃｍ³

・雪崩の速度：２５ｍ／ｓ（減勢工），１７．５ｍ／ｓ（防護柵）

②減勢工の概要

雪崩の通過後の減速比と施設内の堆積率を考慮し，空隙率を７０％程度とし，その構造は横桁タイプ（高さ方向のパイプ間隔は４ｍ）の二連式とした。高さは１１ｍ，幅１２７ｍである（図－６）。



図－６　減勢工側面図（椛口地区）

③防護柵の概要

ここでは雪崩を完全に防止することを目的としているため空隙率を一連の５０％程度の構造とした。高さは減勢工と同じ１１ｍである。

以上概略述べたが詳細については参考文献を参照されたい。

参考文献

・雪崩対策研究会　雪崩とその対策　（財）経済調査会　昭和６１年１２月

・日本建設機械化協会　新編防雪工学ハンドブック　森北出版　１９８８年３月

・日本道路協会　道路防雪便覧　丸善株式会社　平成　２年　５月

（急傾斜地崩壊研究室、新潟試験所）

共－5　　補強材を用いた盛土工法、切土工法の開発動向と道路への適用事例

（質問）

三陸沿岸地域の急峻な地形にあって、高盛土、高切土が避けられない状況の中で、現在事業中の高規格道路においても高盛土、高切土の箇所が多く計画され、箇所によっては擁壁対応で道路幅を確保している。このような現場条件下で補強材を用いた盛土、切土工法が有効に適用できるか、また開発動向についてご教示願いたい。

（三陸国道工事事務所）

（回答）

補強材を用いた盛土工法、切土工法を補強材の種類に着目して大別すると、次のようになる。

①鋼材を用いた盛土補強工法

②ジオテキスタイルを用いた盛土補強工法

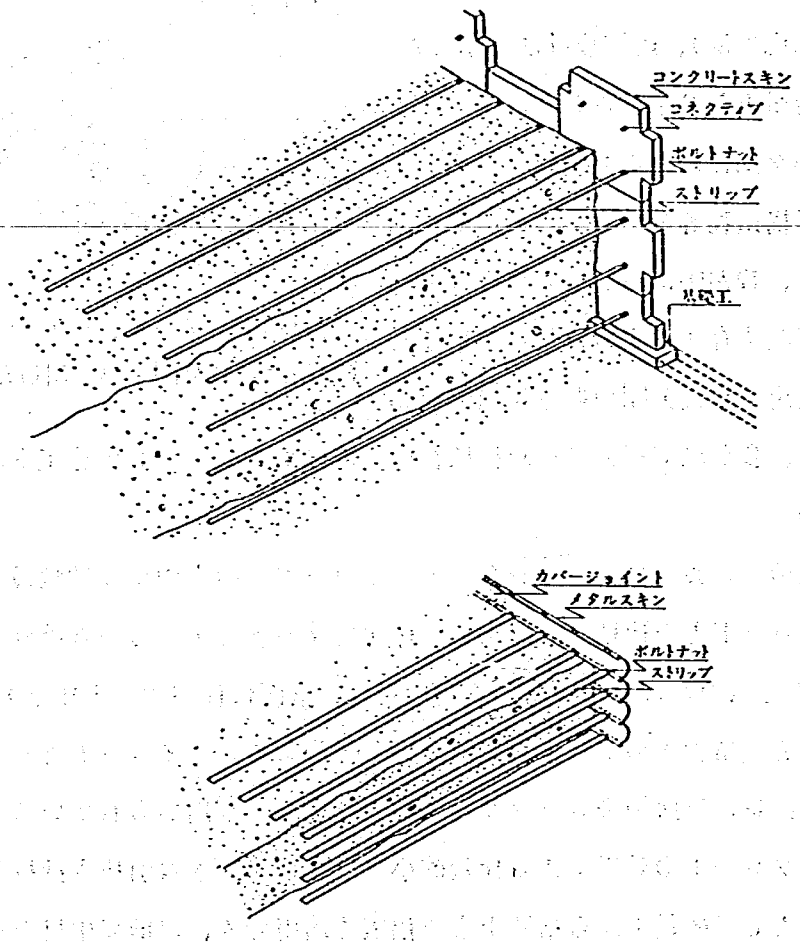
③鉄筋を用いた切土斜面補強工法

これらの工法を用いると、盛土や切土斜面の安定性が大きく向上し、従来より急勾配の盛土や切土の築造が可能になる。したがって、良質な盛土材料が確保できない場合でも安定した盛土の築造が可能になるし、盛土や切土の急勾配化により用地の節減がはかられるなど、大きなメリットがある。

そこで、以下、これらの工法の開発の動向と道路への適用事例について述べる。

(1)鋼材を用いた盛土補強工法

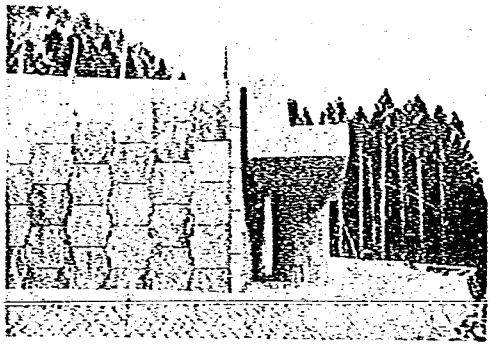
鋼材による盛土体の補強は、1963年にフランスのH.ビダール(Vidal)によって開発されたテールアルメ工法が代表的なものとして挙げられる。この工法は、図－1に示すように、砂質土中にストリップと称する帯状の鋼板など補強材を順次層状に埋設することによって、盛土自体の安定度を増し、壁面を構成する壁面材、すなわちスキンによって壁背面の砂のこぼれ出しを防ぐもので、テールアルメ工法の開発が補強土工法の発展に大きく寄与したといえる。我が国においても、テールアルメ工法について



図－1　テールアルメ工法概要図

フランスの定めた設計方法の妥当性を裏付けるとともに、日本の土質ならびに施工条件、地震時の安定性等を考慮した幅広い調査・研究が、建設省土木研究所やＪＲ鉄道総合技術研究所ならびに日本道路公団試験所などを中心にして実施された。それらの結果を踏まえて、道路盛土や造成等に適用する「補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル」(1982,改訂版1988)[1]鉄道盛土を対象とした「補強土設計・施工の手引き」(1983)[2]などの設計指針が定められた。フランスの技術指針と比べて、日本のマニュアル等では腐食しろをストリップの両面で1.0㎜として、おおむね100年程度の耐用性を見込んでいる。また、盛土材として発生土をできるだけ流用するという見

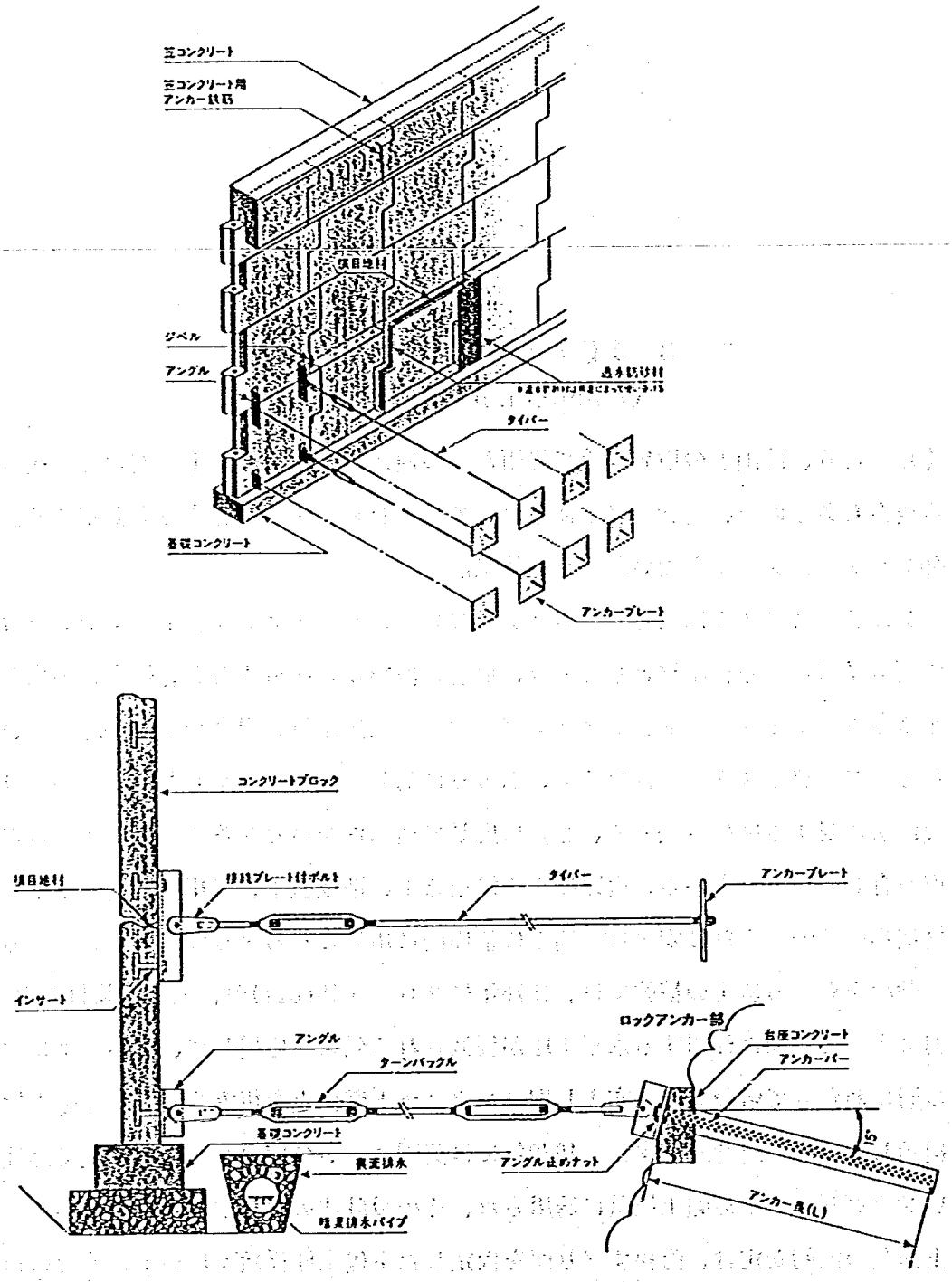
地からの盛土材の選定、ならびにストリップの応力計算における許容応力度の採用(フランスでは極限応力度)、耐震設計法を示したことなどが特徴として挙げられる。テールアルメ工法は36ケ国にわたって道路、鉄道、土地造成、海洋構造物等のいろいろの分野に活用されており、我が国においても現在2600件程度の施工実績を有するまでに至っている。最近では、農用地整備公団の農業用道路整備工事において、我が国で初めて道路橋橋台の一部に複合橋台として施工された例がある(写真－1)。



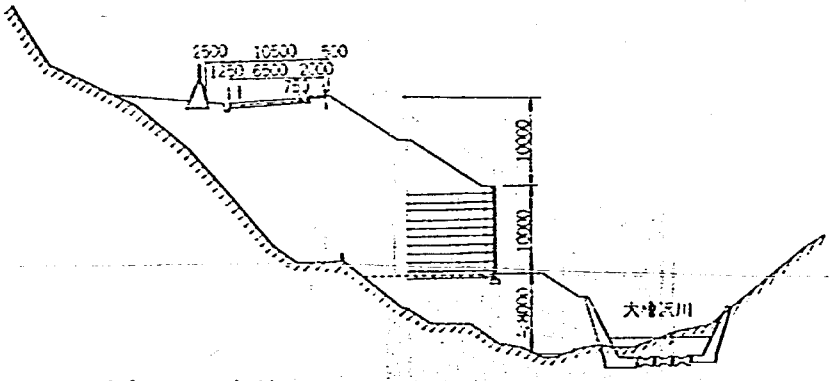
写真－1　テールアルメ工法の適用例
(農用地整備公団・農業用道路整備工事)

次に、複数のアンカープレートを有するタイロッドを盛土中に多数敷設し、さらに壁面材とタイロッドとを連結して盛土の一体化を図る多数アンカー式擁壁工法(図－2参照)が開発された。補強土擁壁の安定検討は、壁面に作用する土圧とアンカープレートの引抜き抵抗力とのつりあいに基づいて行われる。タイロッドとしては通常鋼棒が、また壁面材には既製のコンクリート板や鋼板などが用いられている。この工法は、アンカープレートの効果により比較的小さい変形で大きな引抜き抵抗が得られ、しかも盛土材として砂質土から粘性土まで幅広く適用でき、現地発生材をそのまま利用できるなどの利点を有している。道路への適用事例としては、建設省東北地方建設局郡山国道工事事務所の大峠道路において、高さ約28mの盛土の一部として施工された例などがある(図－3参照)。

以上のように鋼材を用いた盛土補強工法が多用されており、今後さらにその利用は増大するものと考えられる。補強材と土との摩擦抵抗あるいは引抜き抵抗を適確に評価して、それが十分効果を発揮するように設計、施工を行えば、補強盛土の安定性は高いといえる。一般に補強盛土は、地盤の変形等に対して追随性はよいとされているが、これまでの施工実績によると、土質によっては補強土ののり面付近の変形が大き



図－2　多数アンカー式擁壁工法概要図



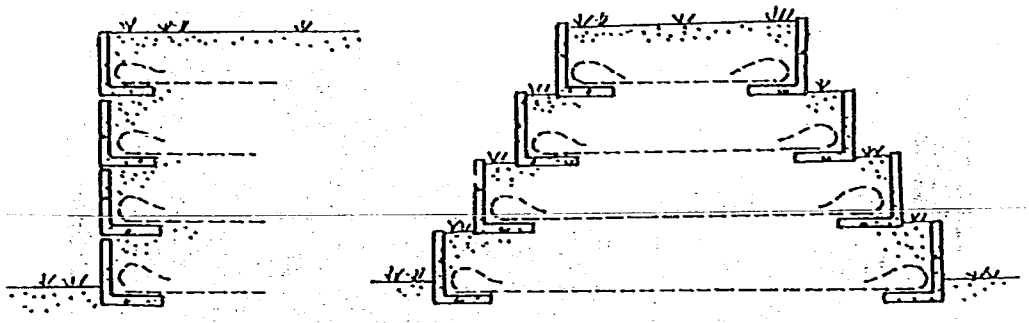
図－３　多数アンカー式擁壁工法の適用例
（郡山国道工事事務所・大峠道路）

くなったり、地山との境界部等で降雨などの浸透水によって盛土の安定性が損なわれる場合もあるので、設計・施工にあたってはそれらに十分留意する必要がある。

⑵ジオテキスタイルを用いた盛土補強工法

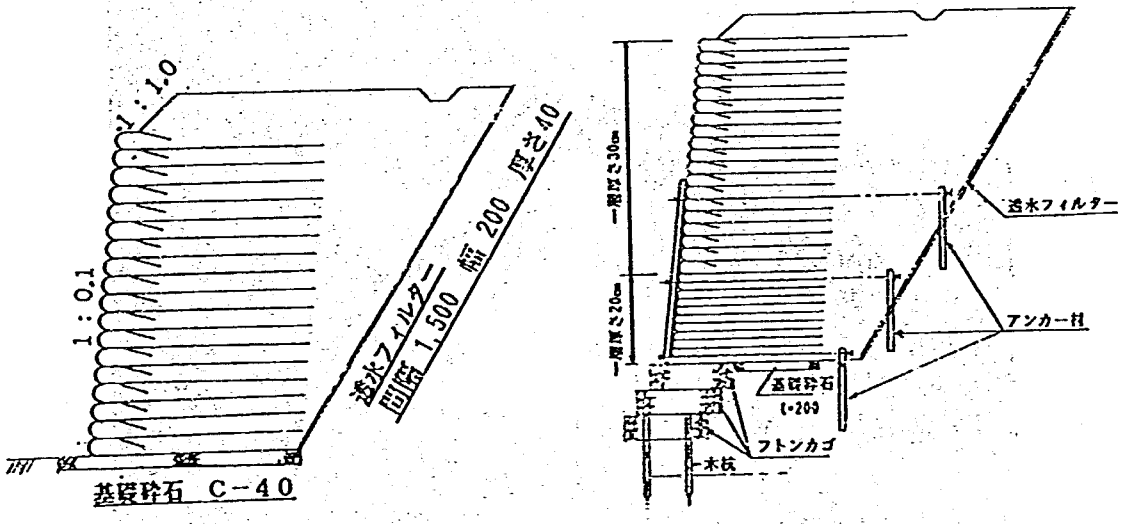
ジオテキスタイルは主としてポリプロピレン、ポリエステル、ポリエチレン等の合成高分子材料を原料素材としており、構造、機能から区分すると、織布、不織布、ジオネット、ジオグリッド、ジオメンブレン、管状排水材、複合製品の7種類に大別される。ジオテキスタイルは軽くて、引張りに対して強く、しかもたわみ性があり、水の浸透に対する抵抗も大きく、必要に応じて透水性を持たせることができるなどの利点を有していることから、道路盛土や鉄道盛土、造成盛土、河川堤防、貯水地等の土構造物の補強ならびに安全性の向上に積極的に用いられるようになってきている。

壁面を有する盛土の補強では、1978年にブロムス(Broms)が、土と補強材との摩擦力によって壁面に作用する水平土圧が軽減される効果を応用して、裏込め土に水平に多層にわたって敷設した織布とＬ型コンクリート壁体とを組み合わせた補強土擁壁を提示した(図－４参照)。また、1979年には英国において開発された高強度で剛性の高いジオグリッドが補強土擁壁に適用され、その設計法の確立がはかられている。補強土擁壁の内的安定は、直線すべり面を仮定した主働土圧係数を用いて、個々の補強材の安定性ならびに土塊の水平方向のすべり出しに対する抵抗を検討する。我が国においても、すでにジオグリッドを用いた一般の盛土を含めた補強盛土が100例近く築造



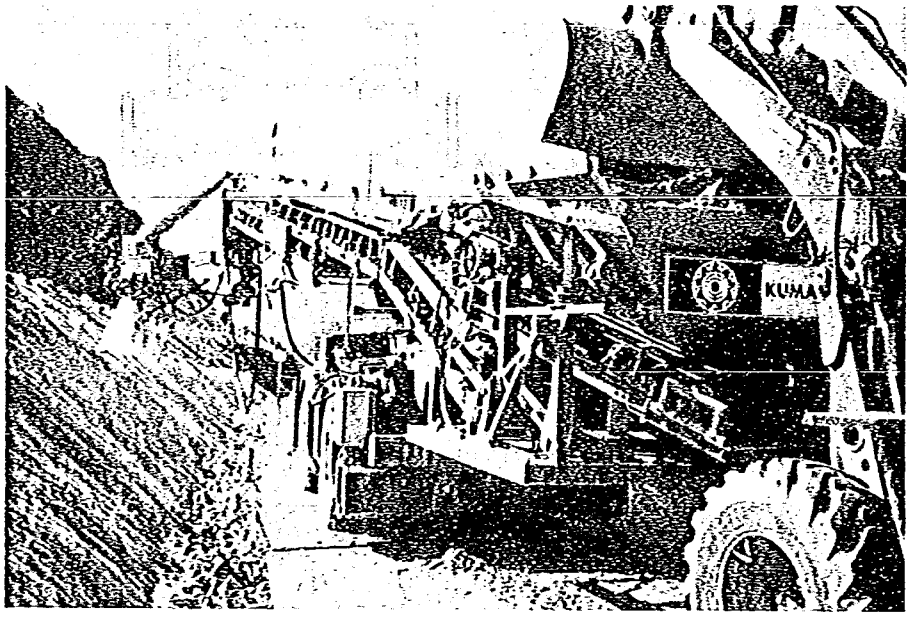
図－4　織布とL型壁体とを組み合わせた
盛土補強工法（Broms による）

されており、それらの施工実績や研究成果などを踏まえて、我が国におけるジオグリッドによる補強盛土の設計、施工法の整備が図られている(ジオグリッド研究会:「ジオグリット工法」ガイドライン、1990.7など[3])。一方、不織布を用いた壁面を有する補強盛土の開発も行われている。不織布を用いた補強土擁壁の施工事例としては、建設省近畿地方建設局の大滝ダムの運搬道路の一部に、不織布を水平に30層にわたって敷設し、高さ8.5mの補強土擁壁を築造して成功した例などがある(図－5参照)。

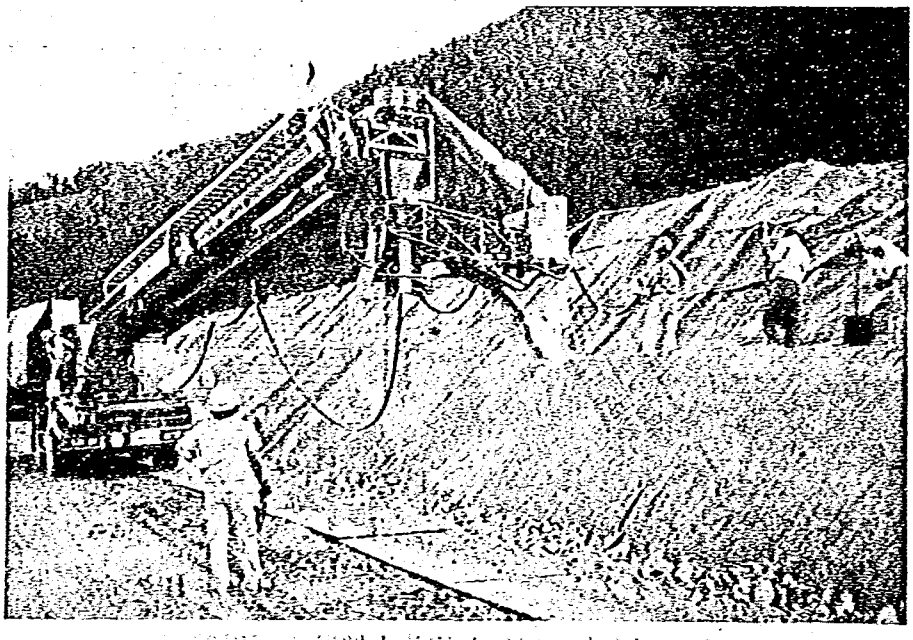


（a）Aタイプ　　（b）Bタイプ

図－5　不織布を用いた補強土擁壁の適用例
（大滝ダム工事事務所・運搬道路）



写真－２ テクソル工法の適用例
（日本道路公団・山形自動車道）

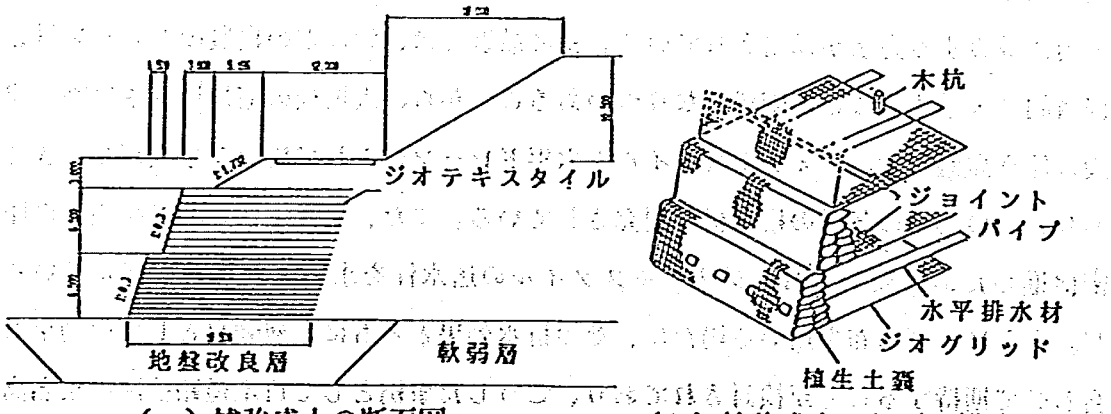


写真－３ テクソル工法の適用例
（同　上）

補強土の壁面は、コンクリート製のものに連結して一体化を図ったり、ジオグリッドや不織布をまき込んで壁面を形成する方法がある。また、壁面またはのり面に種子を入れた布製の土のうや蛇かごを積む方法、あるいはソイルセメント、コンクリート吹付工を用いるなどの各種の保護工が開発されている。さらに、フランスで開発された連続長繊維と砂とを現地で混合して、それを締固めることによって壁体を築造するテクソル工法と呼ばれる新しい工法が1987年に我が国にも技術導入された。この工法は土圧にも耐え、しかも透水性があり、緑化も行える土留め壁として、その普及が図られている(写真－２，３参照)。

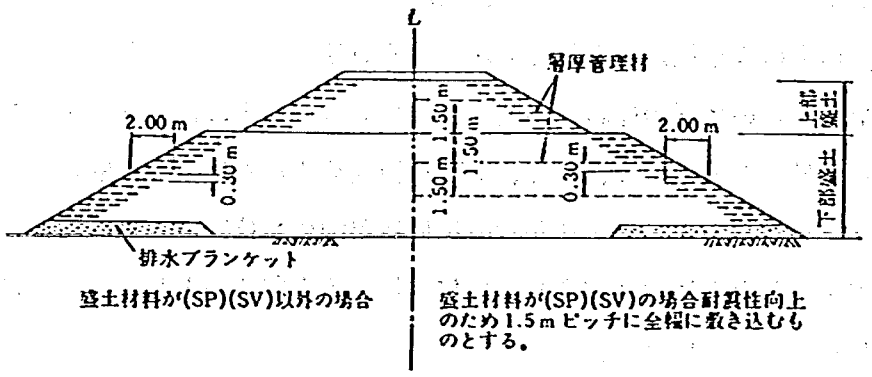
一般の盛土の補強効果は、前述の壁面を有する補強盛土の場合と同様であるが、補強土の内的安定性の検討において、急勾配の盛土ではジェウェル(Jewell)の提案した２分割のくさびすべり法を用いて、補強材の破断や適切な敷設間隔および敷設長を決定することが行われている。一方、通常の盛土の補強においては、円弧すべりによる安定解析が採用されている。補強材としては、ジオグリッドや樹脂ネット、不織布、織布などが用いられており、特にジオグリッドによる補強と不織布の排水効果との組合わせにより、高盛土を施工した事例などがある(図－６参照)。

また、施工機械の盛土のり肩付近の走行を可能にし、盛土全体を均質に、かつ十分



（ａ）補強盛土の断面図　　（ｂ）補強盛土のり面の模式図

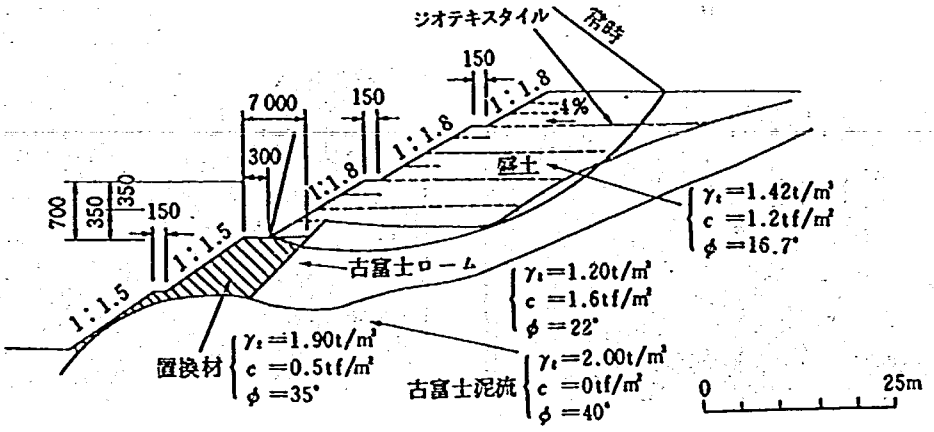
図－６　ジオグリッドと水平排水材を組み合わせた補強盛土の適用例



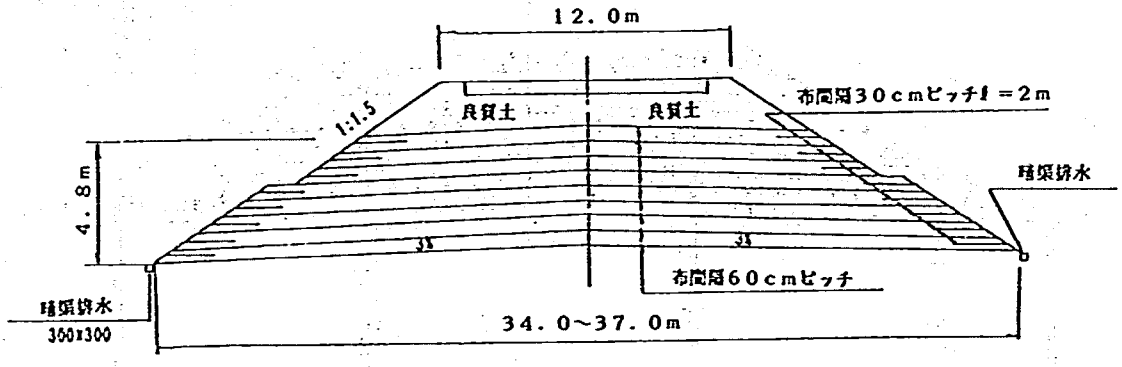
図－7　層厚管理材の構成

な締固めを行うために、層厚管理材と称する樹脂ネットを用いた盛土補強工法が日本国有鉄道(現、JR)によって開発され、それが実用に供している。この工法は、図－7に示すように、のり面付近に敷設長さ2mのネットを30cm間隔で配置し、一層ごとの層厚の管理を行うとともに、降雨や地震に対する盛土の安全性の増大を期待するものである。

一方、高含水比の粘性土を用いて高盛土を築造する場合に、施工中に発生する盛土内の間隙水圧を消散させるために、不織布や管状排水材などのジオテキスタイルを盛土内に敷設する方法が採用されている。特に最近では、砂などの良質のドレーン材を経済的に入手することが困難になりつつあることから、大規模の宅地造成や道路の建設に伴う高盛土で、ジオテキスタイルを水平ドレーン材として用いる事例がでてきており、そのための各種の排水材が開発されている。また、ジルー(Giroud)は盛土の圧密促進のために要求されるジオテキスタイルの透水性を求める提案式を与えている[4]。さらに、不織布を用いる場合に、その排水効果とともに、補強材としての効果も合わせて期待することが検討されており、こうした事例として日本道路公団の東名高速道路足柄サービスエリアにおける補強盛土の例(図－8参照)や建設省で実施された試験工事としては掘削発生土を用いた近畿地方建設局京都国道工事事務所の八木バイパスの例(図－9参照)、写真－4，5に示すような高含水比の火山灰質粘性土を用い



図－8　関東ロームに不織布を適用した事例
（日本道路公団・東名高速道路足柄
サービスエリア）



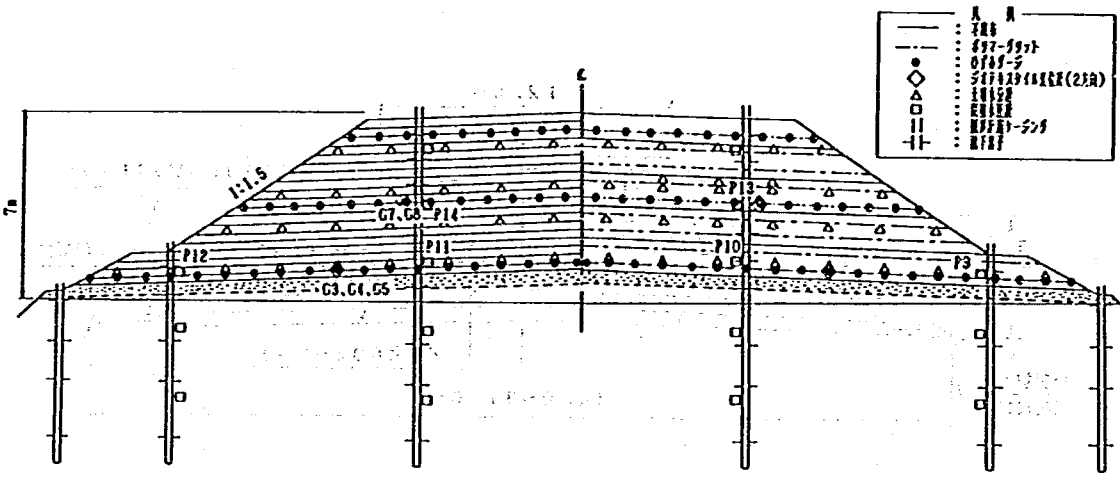
図－9　掘削発生土に不織布を適用した事例
（京都国道工事事務所・八木バイパス）



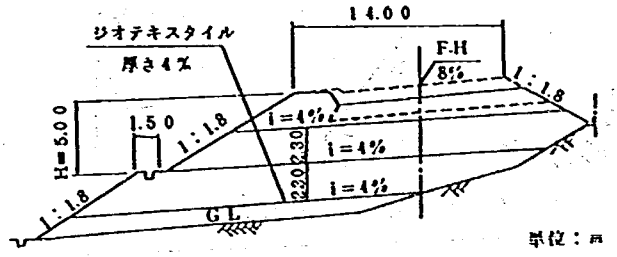
写真－4　土取場の土層構成
（刈和野バイパス）



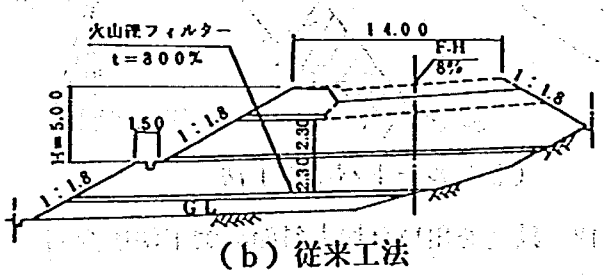
写真－5　掘削・運搬後の盛土材料
（刈和野バイパス）



図－10　火山灰粘性土に不織布を適用した事例
（湯沢工事事務所・刈和野バイパス）



（a）ジオテキスタイル工法



（b）従来工法

図－11　愛鷹ロームに不織布を適用した事例
（沼津工事事務所・三ケ日バイパス）

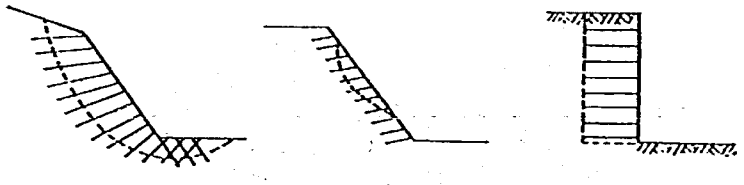
た東北地方建設局、湯沢工事事務所の刈和野バイパスの例(図－10参照)、関東ロームを用いた中部地方建設局、沼津工事事務所の三ケ日バイパスの例(図－11参照)などが挙げられる。

ジオテキスタイルに関しては、1983年にジオテキスタイル国際学会(International Geotextile Society)が設立された。それを受けて1984年には日本支部が設立され、1986年から毎年12月にジオテキスタイルシンポジウムが開催されている。さらに、ジオテキスタイル国際会議も1977年の第１回以来、4年ごとに開かれており日本からも論文が出されている。

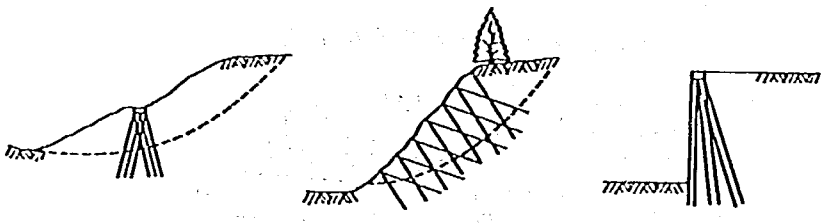
また、建設省土木研究所では昭和60年度から民間企業19社との間でジオテキスタイルを用いた補強土に関する共同研究を実施してきており、その成果は平成2年度末に「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」としてとりまとめる予定である。

(3)鉄筋を用いた切土斜面補強工法

鉄筋を用いた切土斜面補強工法は、周囲をグラウトされた小口径補強材が数多く切



（a）ネイリング工法



（b）ルートパイル工法

図－12　鉄筋を用いた切土斜面補強工法概念図

土斜面に打設されることによって補強土が形成されるものである。これまで種々の工法が開発されてきたが、その代表的なものは鉄筋挿入工法(ネイリング工法)とルートパイル工法である。両工法の適用例を模式的に図－12に示す。補強材の埋設パターンには多少の違いが認められるが、両者とも斜面の安定化に対する補強原理は類似であると考えられる。

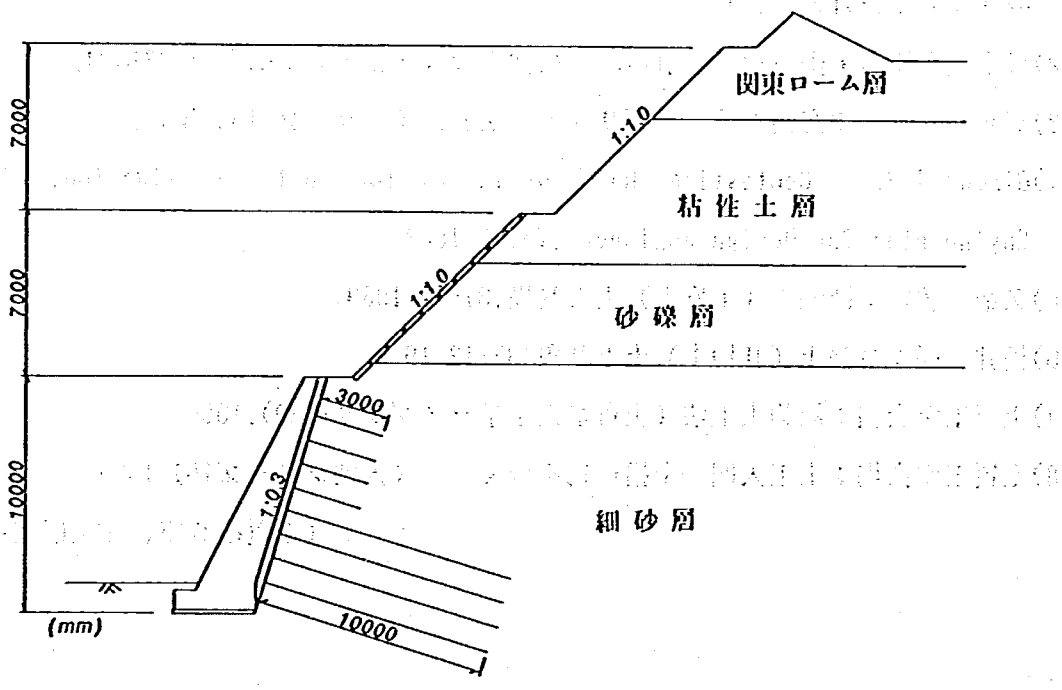
切土斜面補強工法の開発は最近の約20年間に行われてきた。切土斜面補強工法と関連の深いアンカー工法は1930年代から軟岩を対象に用いられはじめ、1970年代以降、未固結土を対象にアースアンカー工法として確立されてきている。この工法については、その原理機能が地山補強土のそれとは異なるので、ここではこれ以上ふれないことにする。さらに、1950年代には、地山を削孔してグラウトする技術が進歩し、地山に対して全面接着型の補強材を用いることができるようになった。また、1960年代には、トンネル施工のＮＡＴＭ工法が開発されるに伴い、軟岩斜面の安定化へのロックボルトの適用が国内外で実施され成功をおさめるようになるとともに、斜面上方より段階掘削し補強する技術も開発された。

以上のような技術的背景のもとで、1970年代に入ってフランス、西独、米国等において、ネイリング工法が理論的に研究され、実際の工事に適用された。文献に表れた

ネイリング工法の最初の適用例は、1972年にフランスのベルサイユ近くにおける鉄道拡幅計画で、70°の切土斜面に6mの長さのネイリングが行われたものである。このような実際工事への適用を契機として、模型実験、実大実験および理論的研究が精力的に進められてきている。

一方、ルートパイル工法はイタリアのリッチ(Lizzi)によって、1950年代に既に開発されていたが、当初は古い構造物のアンダーピニングに用いられていた。しかし、1970年代に入って、この工法を斜面の安定化工法として適用することがイクリアや米国において試みられ、成功をおさめた。

我が国における最近約10年間の施工実績の推移をみると、ここ3～4年間に施工実績がそれまでの3倍以上に急増している。特に、最近の実績として多いのは、一般道路や高速道路の建設・拡幅やダム周辺の付替え道路において、他の工法では地形的、地



図－13　鉄筋を用いた切土斜面補強工法の適用例
（相武国道工事事務所・国道拡幅工事）

質的、社会的、環境的などの条件が満足できないときに採用されるケースが増加している。また、クラックの非常に発達した岩盤をはじめ、風化残積土や関東ロームなどの特殊土の切土斜面にも適用され、良好な結果をおさめており、より広範な地盤への適用が図られつつある。建設省の適用事例としては、関東地方建設局相武国道工事事務所の国道拡幅工事において、もたれ擁壁の施工までの切土部の補強として用いられた例などがある(図－13参照)。

以上述べてきたように、土質条件に適した補強材を選定し、適切な設計・施工を行えば、高盛土、高切土に対しても補強材を用いた盛土、切土工法が有効に適用できるといえる。

参考文献

1)㈱土木研究センター編：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル、1982（1988年11月改訂版）

2)日本国有鉄道・構造物設計事務所：補強土設計・施工の手引き、1983年6月

3)ジオグリッド研究会：「ジオグリッド工法」ガイドライン、1990年7月

4)Giroud.J.P. : Geotextile drainage layers for soil consolidation, Civil Engineering for Design Engineers, Vol.2, 1983.

5)久楽　勝行：補強土（Ⅰ盛土)、土と基礎、37-12, 1989.

6)松井　保：補強土（Ⅱ切土)、土と基礎、37-12, 1989.

7)土質工学会編：補強土工法（土質基礎工学ライブラリー29)、1986

8)土質工学会編：土工入門―土構造物をつくる―（入門シリーズ15)、1990

（土質研究室、施工研究室）

共一6　　ブロック積（石積）擁壁の設計

（質問）

本県では、ブロック積（石積）擁壁の設計は、建設省制定土木構造物標準設計に準じて実施している。この場合、現状では安定計算手法が明確にされていないので、その方法について御教示願いたい。

（青森県土木部）

（回答）

（1）はじめに

ブロック積（石積）は我が国古来から広く法面の保護に用いられている擁壁形式である。字義通り、ブロック積（石積）擁壁はブロック又は石を積み重ねた簡易擁壁で、法勾配、のり長及び平面線形等を現場条件に応じ、かなり自由に変化させることができることに特徴がある。また、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、ブロック積（石積）擁壁は、法面勾配が1：1より急なもので、土の崩れを防ぐなど主として法面の保護に用いられ

① 擁壁背面土の安定性に負う所が大きい

② 擁壁の高さに応じた前面勾配を経験的に規定している

などの特徴を有している。このため、ブロック積（石積）擁壁は、背面の地山が締まっている場合、盛土部にあっては比較的良質な裏込め土で十分締め固められている場合など土圧が小さい場合に適用される。

なお、ブロック積（石積）擁壁は、空積と練積に分類され、またブロックの積み方には谷積、布積、亀甲積などがあるが、一般土木用としては練積で谷積にするのが普通である。

（2）設計の考え方について

ブロック積（石積）擁壁は、壁体が一体となって働くものでなく、個々の積ブロックや積石の相互の噛み合わせや擁壁背面の裏込め土などによりその位置を保っているものである。また、ブロック積（石積）擁壁の破壊の多くは、コ

ンクリート擁壁のように全体としての転倒あるいは滑り出しによるものと異なり、基礎地盤の支持力不足による沈下、又は摩擦力（ブロック相互の噛み合わせ）の不足している部分がはらみ出すこと等によって生じるのが一般的である。

このように、ブロック積（石積）擁壁は、その安定機構あるいは破壊形態が複雑なため、他のコンクリート擁壁と異なり確立された設計方法がないのが実状である。このため、実際の設計では経験的に断面が決められることが多く、一般にブロック積（石積）擁壁の法勾配は高さあるいは切盛りの条件に応じ3～6分程度とし、この法勾配と関連させて必要な控え長及び裏込め材の厚さを決定している。例えば、建設省で採用している「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、昭和62年 5月）（以下「土工指針」という）では、擁壁の法勾配、控え長及び裏込め材の厚みを以下のように規定している。

（土工指針より抜粋）

表 2―7 直高とのり勾配および控長

直高 (m)		～1.5	1.5～3.0	3.0～5.0	5.0～7.0
のり勾配	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。

表 2—8　直高と裏込め材の厚さ

直　高（m）		～1.5	3.0	5.0	7.0
厚さ（cm）	上　部	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。

なお、既に述べたようにブロック積（石積）擁壁は、ブロック相互の噛み合わせによって安定を保つものであるから、全体としての転倒や滑り出しが生じないためには、擁壁の任意の高さにおいて擁壁の自重とこれに作用する土圧の合力を示す線、すなわち示力線が擁壁断面の前端より後方に入ることが必要であるとして設計する方法もあるが、仮定条件が必ずしも合理的でないこともあって利用されることは少ない。

（3）高さに対する適用限界について

ブロック積（石積）擁壁は、（1）で述べたように法面保護の色彩が強く、作用土圧の小さい場合に用いられる。したがって、高さが高い場合にブロック積（石積）擁壁を採用するのは適当ではなく、自ずから高さの制約が生じてくる。

この限界高さについては、ブロック積（石積）の設計が経験的に行われているので明確な数値は示されておらず、これまでの施工実績などを考慮して決定しているのが現状である。その一例として「土工指針の２－４－１」では高さ７mを適用の限界としている。

なお、建設省制定土木構造物標準設計第２巻（擁壁類）では

①　不特定な施工場所を対象とする標準設計では、高さ７mまでを適用範囲

とするのは高すぎるきらいがあること

② ブロック積（石積）擁壁と同じような場所に採用されるもたれ式擁壁のようなコンクリート擁壁の方が安定性に優れていると考えられること

などを考慮して、ブロック積（石積）擁壁については高さ５ｍまでが準備されている。ただし、この高さは一般的な適用限界高さを示すものではなく、標準設計の収録範囲を示すものであることに注意する必要がある。

(参考資料)

1）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
2）土木構造物標準設計第２巻：（社）全日本建設技術協会

(システム課、施工研究室)

共－7　　酸性雨のコンクリート構造物に対する影響

（質問）

近年、地球環境問題に対する社会的関心が高まり、酸性雨についても、その生態系に与える影響について検討がなされている。最近、酸性雨がコンクリート構造物の劣化にも関係していると報じられているが、酸性雨がコンクリート構造物にどのような影響を与えるのかご教示願いたい。

（仙台工事事務所）

（回答）

1．酸性雨とは

最近地球環境問題が世界的テーマとなっているが、幾つもある環境問題の中で、特にコンクリート構造物や石灰岩系の劣化との関係で関心が持たれているのは酸性雨である。

酸性雨とはpHの値が5.6 よりも小さい雨水のことを指している。pH 5.6の意味は、通常の雨でも空気中のCO_2 の影響でpH 5.6の弱酸性を示しているからである。

雨が酸性雨となる理由は空気中に放出された窒素酸化物（NOx）、硫黄酸化物（SOx ）、および塩素化合物等の影響により、雨水中に硫酸イオン（SO_4^-）、硝酸イオン（NO_3^-）、塩素イオン（Cl^-）が含まれるようになるからである。

酸性雨の影響については、北米やヨーロッパで最初に問題とされたが、今は世界的な問題となっている。文献によればpH４以下のような強酸性の降雨（３は酢、４はオレンジ果汁に相当、酸性の温泉ではpH１程度のものでも入浴可能）によって森林、湖沼、土壌に被害が出たり、大理石のパルテノン神殿の石像やローマの遺跡が劣化しているとの報告もある。

我が国においては環境庁の調査では年平均でpH４程度の酸性雨と、欧米並の酸性度であることが明らかになっている。

2．化学反応式から考えられる酸性雨の影響

現在の我が国のマスコミ等が酸性雨がコンクリート構造物に影響を及ぼすのではないかとか疑問を投げかけているのは化学反応式の上では以下の事が成立するからである。

1）酸性雨中にHCl があればコンクリート中の水酸化カルシウム $Ca(OH)_2$と反応して$CaCl_2$ となりコンクリートの中性化が促進される。

2）酸性雨中にHNO_3があれば コンクリート中の$Ca(OH)_2$ と反応して$Ca(NO_3)_2$となりコンクリートの中性化が促進される。

3）酸性雨中にH_2SO_4 があればコンクリート中の$Ca(OH)_2$ と反応して$CaSO_4$ となりコンクリートの中性化が促進される。また $CaSO_4$ はセメント中のC_3A（セリット）と反応してエトリンガイドに変化してコンクリートが体積膨張をする。

4）さらに酸の濃度が増せばセメント硬化体のC-S-H （セメントゲル）も分解反応してコンクリートが崩壊する。

5）コンクリート中の$Ca(OH)_2$は空気中にある炭酸ガス(CO_2)により一部が炭酸カルシウム（$CaCO_3$）に変化しているが、$CaCO_3$は酸によって分解し、例えば塩酸に対しては$CaCl_2$とCO_2に変化して水に溶解する。

3．現在の酸性雨がコンクリートに及ぼす影響

酸性雨がコンクリートに影響を及ぼすかどうかは雨に含まれる酸の濃度とも勿論関係するが、雨の量が少ないか、常に雨が降っているかによって、酸の供給量が異なるから、降雨量も併せて論じる必要がある。

我が国の酸性雨の平均的なpHは4.5 位であり降雨量は年間1500㎜程度と考えて議論を進めることとする。

酸性雨はコンクリートを中性化させる作用と、酸が濃ければC-S-H を分解してコンクリートを弱くする２つの作用を有する。

前者すなわち中性化について考えてみる。

ポルトランドセメントは水和すると重量の20%程度の$Ca(OH)_2$を生じるので、単位セメント量300kg/m³のコンクリートは60kg/m³ の$Ca(OH)_2$を含有する。

$Ca(OH)_2$ 1g当量は74（g/mol）／2＝37であるから 1m³のコンクリート中に含まれる$Ca(OH)_2$を中和するのに必要な酸の当量は

$60\times1000/37$ =1621kg当量

＝1.62kg当量

pH4.5の雨1m³に含まれる酸の量は

1000（ℓ）$\times10^{-4.5}$＝0.0316g当量

したがって1m³のコンクリートの表面1㎜の厚さの中にある水酸化カルシウム（$Ca(OH)_2$）を全て中和させるのに必要な年数は、年間降雨量が１５００mmとした場合、次のように計算できる。

1年間に供給される酸の量が1m²当たり1.5m³ゆえ

0.0316×1.5（m）＝0.0474ｇ当量

であるから $\frac{1621}{1000}\div0.0474=34.2$（年）となる。

すなわち降った雨がすべてコンクリートの中和に寄与したとしても1㎜中性化が進むのに35年もかかるのである。空気中の炭酸ガスにより進む一般の中性化が10年間で1cmにも達するような場合があることを考えると、酸性雨による中性化の促進などというものはpH4.5 位の雨では問題にならない位小さいものである。

次に酸によってC-S-H が壊されるかどうかは、コンクリート供試体の酸への浸漬実験の結果を参考にして論じたい。

Ｈ．Ｌ．Ｋｏｎｇの実験結果によればpH４台であれば長期にコンクリートを酸につけておいてもコンクリート供試体の外的な変化はほとんど生じない。pH３台になってくると供試体にも変化を生じるようになり、時間と共に重量が減ってくるようになるということである。

建設省でも酸性河川にコンクリート構造物を作る場合、河川水のコンクリート構

造物に及ぼす影響を調べるために供試体を何年も酸性水に漬けておいた例がある。

それらの結果によればpH４程度であれば供試体を長期に酸性水につけておいても劣化はほとんど生じないが、pH３程度になると長い間には供試体の表面にも異常が生じてくるようになる。したがって現在降っているpH4.5 程度の雨であれば、コンクリートにはほとんど影響を及ぼさないということになる。

４．酸性雨が石灰石に及ぼす影響

石灰石や大理石は主成分が炭酸カルシウム（$CaCO_3$ カルサイトとも呼ぶ）である。

炭酸カルシウムは酸には容易に溶けるばかりでなく、わずかであるが空気中の炭酸ガスを含んだ雨にも溶ける。

以下に反応式を示す。

塩酸に対して

$CaCO_3 + 2HCl \rightarrow CaCl_2 + CO_2 \uparrow + H_2O$

硫酸に対して

$CaCO_3 + H_2SO_4 \rightarrow CaSO_4 + CO_2 \uparrow + H_2O$

硝酸に対して

$CaCO_3 + 2HNO_3 \rightarrow Ca(NO_3)_2 + CO_2 \uparrow + H_2O$

炭酸ガスを含んだ水に対して

$CaCO_3 + CO_2 + H_2O \underset{\leftarrow}{\overset{\rightarrow}{}} Ca(HCO_3)_2$ （炭酸カルシウム）

ただし、最後の反応は可逆的である。

すなわち、炭酸カルシウムは水にほとんど溶けないが、炭酸ガスを含む水の中にあっては重炭酸カルシウムに変化する。重炭酸カルシウムはわずかではあるが水に溶解するので、結果的に炭酸ガスを含んだ雨水等が長い間作用していると石灰分が溶出して次第に体積を減じる。鍾乳洞はその例である。

酸性雨の場合は炭酸ガスだけを含む自然の雨よりも酸が濃いし、HCl やHNO$_3$によ

る酸の場合には溶けて発生する$CaCl_2$ や$Ca(NO_3)_2$は水によく溶けるので酸を含んだ水が供給されるとただちに体積が減じていくという問題がある。ただし、その溶解速度は酸性雨の濃度に関係があるのでコンクリートの場合と同じように、pH4.5 の雨が年間1500㎜降って、その雨中の酸が石灰石を溶かすのに全部使われたと仮定して石灰石が1㎜厚さの減少する年数を計算してみる。

石灰石表面1m×1m×厚さ1㎜に含まれる$CaCO_3$は比重2.7として

$$100\times100\times0.1\times2.7=2700g$$

$CaCO_3$ 1 g当量は100 (g/mol) ／2＝50

であるから中和に必要な酸の当量は

$$2700/50=54グラム当量$$

pH4.5の雨が1500㎜降った時にその中に含まれる酸の量は

$$1.5\times1.0\times1.0\times1000\times10^{-4.5}=0.0474グラム当量$$

であるから、54グラム当量の石灰石を消費するには

$$54/0.0474=1054年$$

すなわちpH4.5 程度の雨では1㎜減るのに気が遠くなるような長い年月が必要なのである。また、仮にpHがさらに低くなってpH3.5 になったとすれば酸の濃度は10倍になったことになるが、それでも1㎜減らすのに 105年かかるのである。

ヨーロッパで酸性雨によって被害を受けていると言われる石灰石の製品は、大理石の彫刻等で、この場合、1㎜も削られたら顔の形等が分からなくなってたいへんな被害となるであることは容易に想像できる。しかしながら1㎜程度の表面の減少はどうでもない。石灰岩や石灰石を用いたコンクリート構造物にあっては現在の濃度程度の雨であればその影響は無視できる程度のものと言える。

5．酸性雨が鉄筋コンクリートの耐久性に及ぼす影響

酸性雨がコンクリートの中性化速度に影響を及ぼすことであれば鉄筋コンクリートの耐久性に重大な影響を及ぼすことになるが、前章で述べたように現在の雨の濃

度程度であれば、炭酸ガスによる中性化の進行速度に比べて著しくその影響が小さいので鉄筋コンクリートの耐久性にはほとんど影響を及ぼすことはないであろう。鉄筋コンクリートに生ずるひび割れから酸性水が浸み込んで鉄筋を錆びさせるという意見もあるが、雨水がひび割れを通って鉄筋に達する頃は完全に中和されたり、アルカリ水に変化しているものと考えられる。ひび割れから降雨時に漏れる水を測定した結果では、いずれもpH10～13位の高アルカリ水であった。またコンクリートコアを抜いて雨があたるサイドが雨に当たらなかったサイドよりも中性化深さが深いかどうかをフェノールフタレンで調べているが、雨の当たるサイドは水分によって内部からアルカリが出てくるためかほとんど中性化が進んでいないのに対して雨の当たらないサイドの方が、空気中の炭酸ガスの影響による中性化が進んでいるという結果が出ることが予想される。

酸性雨の影響が及ぶと考えられるのは塩害で鉄筋が腐食し、コンクリートかぶりが剥離してしまい鉄筋が露出しているところに直接雨が当たる場合とか、耐候性鋼板、亜鉛メッキ鋼板等、金属が直接雨に当たる場合だけであって、$Ca(OH)_2$ によるアルカリ性が残っていたり、酸を消費しやすい炭酸カルシウム化合物に囲まれたコンクリート中の鉄筋には、たとえひび割れがあったとしても酸性雨の影響はほとんど無いと考えられる。

なお、このような計算を行ってみると酸性ガスのようなものであればコンクリートに影響を及ぼすことは十分に想像がつく。何故かと言えば、雨の場合にはコンクリートに接するものは有限の降雨量だけである。しかしながら炭酸ガスや雨になる前の酸性ガスは換気さえ行われれば時間と共に無限に供給され、中性化や劣化はいくらでも進んでゆくことになるからである。このことは温泉にみられる亜硫酸ガスによるコンクリートの著しい劣化などからわかる。

6．酸性雨がコンクリートツララの原因か

最近のマスコミ報道にはコンクリートのひび割れや継目に発生する鍾乳石状のも

の、（これをコンクリートつららと称しているようであるので、以下ではつららと呼ぶ）の成長が酸性雨と関係があるようなことを言うものがある。

しかしながら次のような理由によりつららが酸性雨と関係があると言うのは間違った考えと思われる。

コンクリートつららはコンクリート中に水に溶けやすい$Ca(OH)_2$ が存在し、空気中には$Ca(OH)_2$ と反応しやすい炭酸ガスが存在するために生じるのである。

すなわち、水はコンクリート中に浸み込み、$Ca(OH)_2$ を溶解する。したがってひび割れ等から漏水した水は強いアルカリ性を示す。コンクリート中を通って外に出た$Ca(OH)_2$ を含む水分は空気に触れ、空気中の炭酸ガスの作用で

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$$

なる反応を起こし炭酸カルシウムが出来る。$CaCO_3$ は水にほとんど溶けないので、一部が水と共に下へしたたり落ちないでつららとなって残る。これがつららの主成分である。したがって漏水が空気に触れるようなところであれば、雨に直接関係ない地下構造物のようなものの中でも発生する。建物の場合でも雨水や水道の漏水によってどこかのひび割れや継目から水分が少しずつ出てくるような作用が長く続けばつららは発生するのである。現場の土木技術者はこのような白い析出物を遊離石灰と呼んでいる。

ひび割れのような特定の場所ではなく、コンクリートの表面から平均的に炭酸カルシウムが析出する場合には、コンクリート表面全体が白くなり、コンクリート技術者はこれをエフロレンツセンス（白華）と呼んでだれでも知っているものである。

雨水の中には炭酸ガスによる炭酸H_2CO_3 も含まれていて、これがコンクリート中にある炭酸カルシウムに作用して重炭酸カルシウム$(Ca(HCO_3)_2)$ を作る。重炭酸カルシウムは水に少々溶けるので、これがひび割れを通って漏水の出口まで来ると又水に溶けない$CaCO_3$ と炭酸ガスにもどり$CaCO_3$ が析出する。これは石灰岩洞窟において鍾乳石の出来るのと全く同じ原理である。ただし、この作用によって出来る$CaCO_3$ は前述のように気の遠くなるような長年を要す。

$Ca(OH)_2$ の溶解により水の漏る所で雨等に表面が洗われることがないコンクリートの部分には必ず$CaCO_3$ の析出物が出来るのでコンクリートつららは特に珍しいことでも何でも無いのである。

酸性雨の影響でつららが発生しやすくなるかどうかということであるが、酸の種類によって$CaCl_2$ や$Ca(NO_3)_2$などが出来るがこれはどちらも容易にかつ大量に溶けるので、漏水に溶けて出来ても漏水と共にしたたり落ちてしまってつららとして残ることは出来ないのである。

一方、雨に硫酸が混じっていた時に出来る$CaSO_4$ は水にはほとんど不溶であるので、水に溶けて漏水の出口まで出てくることはほとんど無いのである。

結論を言えば、漏水の出口に析出する物質は漏水の源が酸性雨であろうが、常に大部分が$CaCO_3$ なのである。酸性雨の酸によってコンクリートが溶けた結果つららが出来たと考えるのは間違いなのである。

なお、つららの成因はともあれ、成分が漏水に溶けて流出していることは事実であるから、それによってコンクリートがポーラス化しないかという質問もあるので、これにも答えておく必要があろう。

コンクリート中にはセメント量の20%位の$Ca(OH)_2$ が入っているがセメント量はコンクリート体積の10%位であるので、仮に全水酸化アルカリ量が溶出してもコンクリート全体積の２%位である。コンクリートの空隙１%は強度で３%程度の影響を及ぼすと言われているのでアルカリが全部流出したらコンクリートが５～６%の強度低下を生ずるかも知れない。しかしながら、今までにコンクリート中のアルカリが全部流溶出したなどという話は聞いたことも無いし、それよりも１m^3のコンクリートにつき２% (50kg) もの物質が溶出したり析出したら析出物だけでも莫大な量となるはずである。また、材令と共にコンクリートの強度は増進するので、$Ca(OH)_2$ の溶出によってコンクリート強度が低下することを証明するのは困難であろう。したがってコンクリート構造物は水によってコンクリート中の成分の一部が溶出することはあるが、それによってポーラス化したり、強度が低下することは私共の考

えている位の供用期間位でほとんど問題にする必要はないものと考えられる。

7．結　論

以上の考察の結果、酸性雨がコンクリート構造物や石灰石系骨材に与える影響については次のような結論になる。

1）酸性雨の影響を考える為には酸の濃度や降雨量を想定して論を進める必要がある。

2）現在我が国で生じているpHが4～5、降雨量1500㎜／年程度の酸性雨であれば、　そのコンクリート構造物に与える影響は炭酸ガスによる中性化の速度等に比べて　無視できる位に小さい。

3）同様に、酸性雨が石灰石骨材に与える影響も1㎜減らすのに何百年もかかる位であり無視でききるほど小さい。

4）コンクリートの漏水部に析出するつららや石灰分は通常の雨水や、地下水でも析出するものであって、その成分を分析しても酸性雨の影響でそれが生じたのであるということを説明するのは無理である。

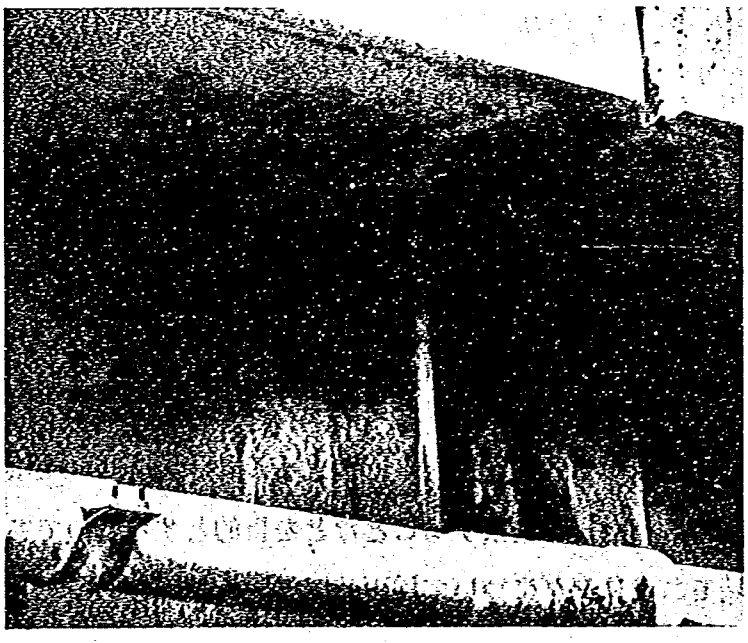


写真　橋梁からつららが生じている例

（コンクリート研究室）

共－8　　酸性雨、酸性霧の測定方法

（質問）

現在、世界中で地球環境問題がとりあげられているが、中でも酸性雨、酸性霧については、森林の枯渇、河川の酸性化等身近にせまった問題であるが、その実態はあまり調査されていないのが現状である。

そのため、酸性雨等の実態を把握し、その対策を実施するためにも精度のよい測定をしなければならないので、測定方法を御教示願いたい。

（仙台工事事務所）

（回答）

酸性雨の調査は環境庁をはじめ地方自治体などの各機関で行われているが、その調査法は統一されたものはない。そこで、ここでは環境庁大気保全局の「酸性雨等調査マニュアル」で述べられている方法を参考に測定方法、調査分析方法などを述べる。また、酸性霧については我国ではあまり調査されていないため定まった測定方法が無いので測定原理を紹介し回答に代えさせていただく。

1．酸性雨等の監視の方法

酸性雨等の監視（モニタリング）は広域モニタリングと地域モニタリングに大別される。広域モニタリングは①中距離あるいは長距離にわたる大気汚染物の移動が湿性および乾性降下物（塵やほこり等）の酸性化に与える影響を調査することおよび②移動してきた大気による酸性雨等が植生、土壌、陸水等の生態系に及ぼす影響を調査することを目的とするものである。地域モニタリングは①人体に影響するような濃い酸性雨が局所的に発生した場合等に状況を把握すること②局所的に土壌や植物等へ及ぼす影響を長期的にわたって観察することなどを目的とするものである。以下、実施事例の多い地域モニタリングについて採雨装置の設置地点の選定、設置場所の要件等を述べる。

1．1　設置地点

採雨装置の設置地点は原則として次の要件を満たすところが望ましい。

① 半径20m以内に目立つ障害物が無いこと。例えば、都市公園内の芝生地等を利用するのが望ましい。

② 気象観測用データの得られる所であること。

③ 大気汚染常時監視測定局のデータの得られる所であること。

1．2　設置場所

設置地点が定まった場合、設置場所としては以下の条件を満足するところを選定する。

① 原則として、地上とする。

② やむをえず、降雨装置を屋上に設置する場合には、特に次の点に留意する。

ア.付近の煙突やドラフト等の特別な汚染源の影響を受けないこと。研究棟よりは事務棟の屋上の方が望ましい。

イ.採雨装置の半径5m以内に目立つ障害物が無く、かつ、仰角45度以上に障害物（電線やワイヤーなども含む）がないこと。

ウ.風の影響が小さいこと。屋上の中央部に設置するのがよい。

③降水採取部の高さは地上より約1.3m以上とする。

1．3計測項目

酸性雨等に関しては、pH、導電率（EC）以外に、SO_4^{2-}（硫酸イオン）、NO_3^-（硝酸イオン）、Cl^-（塩素イオン）、NH_4^+（アンモニアイオン）、Na^+、Ca^{2+}、Mg^{2+}、及びK^+の10項目及び降水量等を測定する。また、乾性沈着（乾性降下物）を把握する目的から、エアロゾル成分及びガス成分濃度も測定する場合がある。

エアロゾル成分としてはSO_4^{2-}、NO_3^-、Cl^-及びNH_4^+塩の粒径別濃度（例えば2ミクロン以下とそれ以上の2段階に分級）が測定される。ガス成分濃度としてはSO_2、NO_2、HCl及びNH_3濃度が少なくとも季節ごとに測定される。

また、酸性雨の原因などを解明する場合には、各測定場所における気象データの

測定や高層気象データ、汚染物質の高度分布及び含水量や粒径等の雲・霧の性質を把握することも必要である。

2．採取方法

（1）酸性雨

図1に環境庁の調査で使用されているろ過式採取装置を示す。この装置は我国における酸性雨による長期的影響を簡便に評価するために考案されたもので、安価で省力化が図られた装置である。この他、採取機能を自動化した自動採取装置と後述する雨水成分を自動的に測定する装置も開発されている。また、降雪には降雪採取装置も開発されている。なお、注意すべき点は金属製の容器やロート類は降雨中の酸と反応し、測定値に影響することがあるので採雨や計量には絶対に使用しないことである。

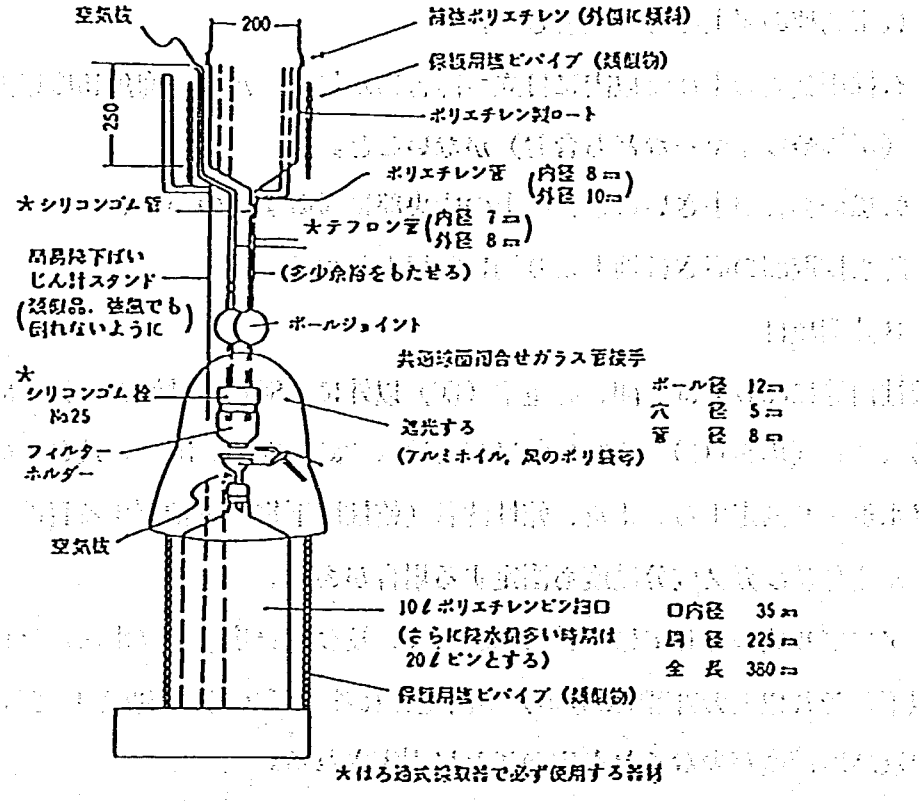


図1　雨水ろ過式採取装置[1]

（2）酸性霧

霧の捕集方法には、大きく分けて次の二つの種類がある。

① 縦に多数張った細線やメッシュの後方にファンをつけて空気を吸引し、霧粒を細線に衝突させて集める方法

② 上記①の方法を変形させたものとして、霧が流れてきて細線に自然に衝突して捕集される方法

この他に、霧が濃く風が少し吹いている場合には、清浄なシートを風上方向へ向けて簡便に捕集する方法もある。

3．分析方法

雨水の主成分は環境庁の調査研究では次の１４項目を測定している。また、酸性霧は一般の酸性雨と同じ項目で分析が行われている。これら代表成分の分析には30ml～50mlの雨水が必要であることからサンプルが少ない場合には①の項目から番号順に優先順位をつけて行うのがよい。雨水を効率よく、かつ精度よく分析するには、ｐＨやＥＣ（導電率）あるいは降雨状況から濃度の程度をあらかじめ見当つけ、適当な計測レンジを選べるようにするとよい。

測定項目	分析方法	測定項目	分析方法
①ｐＨ	ガラス電極法	②ＥＣ	導電率計による方法
③降下物質	化学天秤を用いる重量法	④SO_4^{2-}	イオンクロマト法
⑤NO_3^-	イオンクロマト法	⑥Cl^-	イオンクロマト法
⑦NH^{4+}	インドフェノール法	⑧Ca^{2+}	原子吸光法
⑨Mg^{2+}	原子吸光法	⑩K^+	原子吸光法
⑪Na^+	原子吸光法	⑫Fe^{3+}	原子吸光法（フレームレス）
⑬Mn^{2+}	原子吸光法（フレームレス）	⑭Al^{3+}	原子吸光法（フレームレス）

引用文献

1）環境庁大気保全局：酸性雨等調査マニュアル（改訂版），1990.3

2）村野健太郎：酸性霧，公害と対策，Vol.25,No.7,1989

（コンクリート研究室）

（化学研究室）

共－9　コンクリートの着色

（質問）

砂防設備の景観向上への考え方や着色にあたっての留意点及びコンクリートを着色（顔料等）して打設している施工例があれば御教示願いたい。

（新庄工事事務所）

（回答）

従来は、構造物の設計の際は必要な機能を満足する最も経済的なものという方針がとられることが多かったが、最近は美しいものとか自然との調和等ということも考えた設計も要求されるようになってきた。

砂防ダム、床固、護岸、山腹工などの砂防設備を周囲の景観と調和させる方法としては、

①自然石、鋼材などコンクリート以外の材料を使う方法。

②つたなどをはわせる、土砂を盛る、自然石を貼る、自然石で覆う、などコンクリート表面を自然物で覆う方法。

③コンクリート表面に凹凸をつけたり、着色すること、あるいはこれらを併用する方法。

がある。ダムコンクリートを打ち放しにした場合には施工直後は色調が白く、周囲の自然環境から浮き上がって感じるものの、一般には年数が経てば色調が黒ずんできて自然環境と調和していくので、長期的な視点に立てば特に着色の必要などはないのであるが、黒ずんでくる間が待てない場合には着色その他の方法を考えなければならない。

コンクリート構造物の着色方法として大きく２つに分けると、（１）着色セメントを用いてコンクリートそのものの色調を変化させる方法、（２）コンクリート表面を塗装する方法、が考えられる。

一般に（１）の着色セメントを用いる方法は、①耐薬品性（耐アルカリ性、耐酸性）、②耐光性（耐紫外線性）、③耐候性（雨や風）、④コンクリート強度の低下

を起こさない、ことが必要となるが、砂防設備のコンクリートへの使用にあたっては、耐摩耗性も必要となる。コンクリートの着色は古くから研究が行われているので顔料として酸化鉄等の使用実績のあるものは特に問題はないが、使用例の少ない顔料については試験を行うことが望ましい。

次に、着色セメントを用いてコンクリートを施工する際に注意すべきことは、

①顔料は微粉末なため、所要のコンシステンシーを得るための単位水量が増加しやすく、また、フレッシュコンクリートの粘性が増加するため、細骨材率を調整する必要がある。

②ミキサーで練り混ぜる場合、練り混ぜを十分に行わないと色むらが生じる。

③型枠表面の錆、汚れは落とすことと、型枠剥離剤の種類によっては表面の仕上がりに悪影響を及ぼす可能性がある。

などであるが、最も重要なことは、

④一般にコンクリートは表面にエフロレッセンス（白華とも呼ばれる）が発生するため、着色顔料の良否に関わらず、せっかく着色してもその後のコンクリート表面の色調が次第に白色に戻ってしまうことである。また、雨の日とか晴天の日とかでコンクリート表面の含水状態によっても色調が異なることがある。エフロレッセンスによる白色化を防止するには、撥水剤（コンクリート表面から水をはじく薬）をコンクリート表面に塗布する方法もあるが、長期にわたってその性能を期待できないため、再塗布などのアフターケアが必要となる。

（２）の塗装による方法は塗り替えは必要になるが、色彩が自由に選べ、かつ防水性の塗装材を選べばコンクリートの耐久性向上の点からも好ましい。ただしこの方法による場合も耐候性や耐アルカリ性に注意して塗料を選定することと、流水や転石・流砂に対する検討が塗装を長持ちさせるために必要である。

現在、着色セメントは主として工場製品（カラーコンクリートブロックなど）に用いられている他は砂防ダムコンクリートには試験的に使用された例がある程度であり、使用例が乏しい。橋梁等の一般のコンクリート構造物に着色する場合には、

耐久性向上のための対策などに効果がある塗装による着色が行われている。

砂防における着色の試験例としては、中部地建富士砂防事務所で実施したものがある。ここでは、顔料をコンクリートに混合してコンクリート表面に自然環境と調和する色をつくりだす試みが行われた。モルタル量の0%、3%、5%の顔料をコンクリートに混和して、コンクリート表面の色の変化を調べた。その結果、曇天日の状態では、顔料の使用量の差が色彩に現れ、顔料が5%の場合には周辺の土と同系の色彩になっている。ところが、晴天日には顔料の混和量の差が曇天日のようによく現れないで顔料0%の通常のコンクリート表面と同様の色彩となり、着色の効果はほとんど認められなかった。従って、今後は、晴天日にも着色の効果が出るような顔料の開発や、着色手法の開発等が必要である。

参考文献）阿部、水山、矢島：「環境を考慮した砂防設備のコンクリート表面処理の評価」土木技術資料　1990.7

シーエムシー：新コンクリート用混和材料・技術と市場

（コンクリート研究室）

（砂防研究室）

共－10　　岩盤緑化

（質問）

山岳地域において施工する工事用道路では、岩盤掘削も多くなり必然的に岩盤のり面の処理が必要となってきている。

現在岩盤のり面の処理は、主に厚層基材吹付を実施しているが積雪寒冷地でもあり、急勾配のり面や亀裂の多い岩盤では、崩落や流出するものも多く対応に苦慮しており、岩盤緑化を実施するにあたっての留意点があれば事例を含めて御教示願いたい。

（新庄工事事務所）

（回答）

1．岩盤緑化の考え方

斜面を緑化する目的を大別すると、侵食防止と環境保全に区分される。

岩盤緑化は、本来侵食のおそれのない岩盤や硬質土に適用され、又、一般的に急斜面で施工されることが多いことから、侵食防止効果を期待することは少なく、大部分は環境保全を目的としたものである。

このことから、斜面が岩盤の場合、斜面の安定性の問題と緑化の問題とは別途に分けて検討し、安定性に問題がある場合には、斜面の不安定度に見合った切土勾配あるいは構造物によるのり面保護工を実施した上で、岩盤緑化を実施すべきである。

2．岩盤緑化実施上の留意点

（1）傾斜を緩やかにする。

岩盤ののり面ではそれ自体の安定性は大きいので比較的急な勾配が可能であるが、厚層基材の安定性と植物の生育を考えた場合には勾配に限度がある。傾斜が６０°を越えると植物の発芽と生育に著しい影響がでてくるので、できるだけこれより緩い勾配に抑える。勾配を緩くできない場合には厚層基材吹付けは難しくなるので、緑化ブロックの利用などの方法をとる。

（２）地山の調整を十分に行う。

地山部分のゴミや浮石をできる限り取り除き、吹付け基材が地山によく馴染むようにする。また地山が平滑で基材が滑落しやすい場所では階段状に溝を付けるなどして、基材が滑べり落ちないようにする。地山から湧水がある場合には適切な排水処理を講ずる。

（３）金網を設置する。

急勾配や亀裂の多い岩盤ののり面に対して厚層基材の吹付けを行う場合には、吹付けた基材が崩落ないし流出することを防ぐために金網を用いて確実に補強する。金網は耐久性を持たせるために亜鉛めっきをしたものなどを用いる。線の直径は２～４㎜、縦目の間隔は５０～１００㎜程度の菱形金網が標準であるが、崩落しやすい所では強度と耐久性を高めるために太めの鋼線を用いる。吹付け基材が滑り落ちるのを防ぐために厚みをつけた金網や、ウェーブを付けた金網も開発されているので、勾配の急なのり面では必要に応じて利用するとよい。

（４）基材の吹付け厚さを適切にする。

基材を吹付ける厚さは、植物の生育環境と滑落防止の両面から考える必要がある。

地山が岩盤の場合には根の伸長できるスペースが限られ、肥料分や水分の保持もあまり期待できないので、厚めに吹き付ける必要がある。また勾配が急なほど根が短くなり、保水性も落ちるため、基材を厚く吹き付ける必要がある。勾配による吹付け厚さの目安を図－１に示す。

一方で、傾斜が急なほど基材の崩落の危険が増すため、基材の吹付けを薄めに抑える必要がある。急勾配で積雪の影響も受けるような所では厚さを５㎝以内にした方が良いといわれている。この場合、部分的に金網が露出して見えることがあってもある程度まではやむをえないことである。無理に金網を全面的を隠そうとして基

材を必要以上に厚く吹付けると基材が流出しやすくなる。

以上の両面から吹付け厚さを検討し、現場の状態に合わせた厚さを決める必要がある。

（５）適切な接合材及び基盤材を選択する。

岩盤緑化用基材に利用される接合材は、普通ポルトランドセメントと高分子系樹脂の２つに大別される。ポルトランドセメントは高分子系樹脂に比べ、植物の発芽と成長は悪いという欠点がある。しかし浸食に対する抵抗性が早く発揮され、凍上や凍結に対する耐性も強いという利点があり、寒冷地にはポルトランドセメントの方が向いていると思われる。基盤材については、有機質系のものと土砂系のものとがあるが、凍上、凍結に対しては有機質系の方が強い。

接合材も基盤材も現場の状況に応じて選択する必要がある。

（６）早期に木本植物の導入をはかる。

木本植物がしっかりと根を張れば基材の安定をはかることができるので、特に崩落しやすいのり面においては早期に木本植物の導入をはかりたい。周囲の景観とのなじみの面からも木本植物の利用が望ましい。木本植物の種類としては、やせ地にも育ち、生育の早いマメ科植物のヤマハギ、イタチハギなどが適している。また、草本ではあるが、メドハギなどもよい。木本植物の播種量は、500～1000粒／㎡が目安である。

（７）適量の草本植物を播種する。

のり面をとりあえず安定させるために、草本植物の種子を木本と同時に播種する。しかしながら、草本が繁茂し過ぎると木本植物の成長を抑えることになるので注意を要する。５０００本／㎡程度の発芽本数を目的として播種されることもあるが、これでは木本植物の成長がかなり抑えられる。５００本／㎡程度が良いと思われる。

（８）施工は早期に行う。

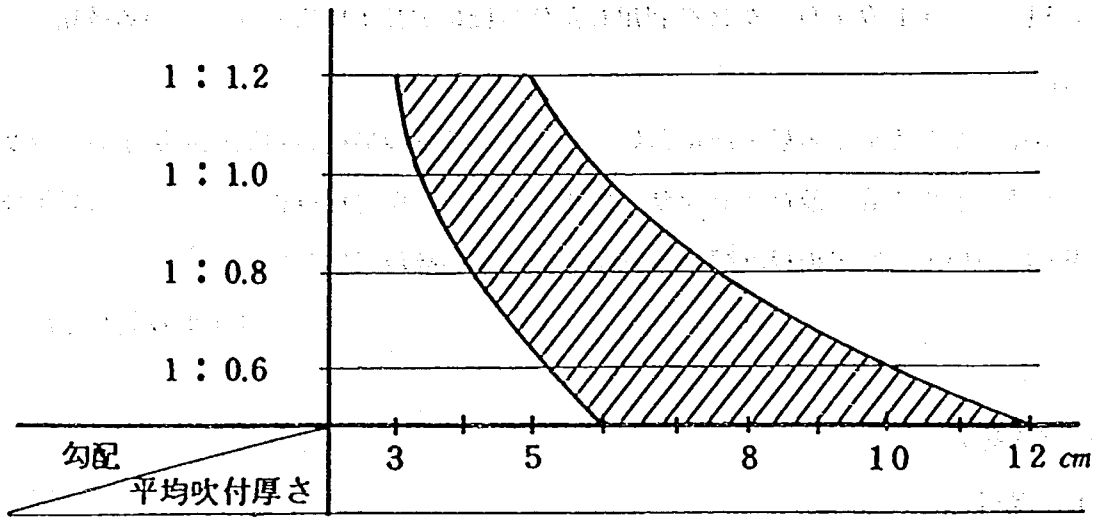
平均気温からみた施工時期の目安としては、図－２のような資料があるが、木本植物を配合する場合にはできるだけ夏前に施工する。特に積雪寒冷地においては、降雪前に十分に植物を成長させ、根を張らせておく必要があり、できるだけ早期（３月中旬から６月頃まで）に施工を終えることが望ましい。７月以後の施工の場合には植物が十分に育つ前に雪を迎える危険がある。

（９）適切な施肥を行う。

植物がよく成長して根が張ると基材の崩落、流出の危険が減るが、岩盤などの無土壌地においては栄養分がほとんどないので、施肥によってこれを補う必要がある。肥料は緩効性のものを用いる。窒素成分施用量は吹付け厚さ１cmあたり70g／㎡程度を目安とする。

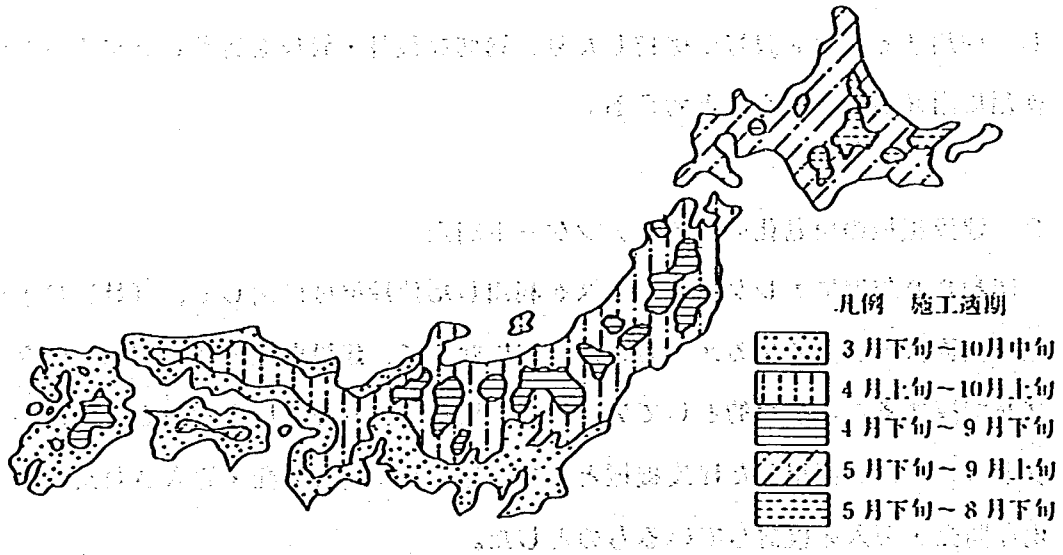
（１０）補修を適宜行う。

一旦発芽した植物が凍害などの原因で衰退したり、流水や凍上による表層滑落などで裸地化した場合は追播などを行う。また、なだれや除雪により生育基盤が損傷することがあるので早期の発見と早期の手当を心掛ける。



図－1　勾配と平均吹付け厚さ

（日本岩盤緑化工協会：「有機質系吹付岩盤緑化工法技術資料」(1984)より）



図－2　平均気温からみた施工適期の目安

（道路緑化保全協会：「道路緑化の実務」(1978)より）

（急傾斜地崩壊研究室、緑化研究室）

共－11　　エレクトロニクスを利用した建設機械開発上障害となっている技術

（質問）

昭和６０年度に土木研究所において実施した「建設機械の自動化に関するアンケート調査」の内容、及び「センサー技術」、「対環境対策技術」、「ノイズ対策技術」について現在どの程度開発が進んでいるか御教示願いたい。

（東北技術事務所）

（回答）

1　概要

建設機械の改良や大形化などによって、機械化施工の合理化が進展してきた。しかしながら、近年の労働事情の変化に代表される社会構造の変革は、各種の電子機器の利用による運転操作の合理化や自動化、情報化施工による施工管理の合理化などの新たな変革を求めている。このため、多くの電子機器が建設機械に利用されるようになってきた。しかしながら、これら電子機器の多くは、一般民生用や産業用に製作されたもので、３Ｋに代表される過酷な環境での使用には不安がある。しかし、使用する環境を良好に保持したり、適切な設計・管理を行うことによって十分使用に耐えることが可能と考える。

2　建設機械の自動化に関するアンケート調査

昭和６０年度にエレクトロニクスを利用した建設機械に関して、（社）日本建設機械化協会の会員であるメーカとユーザに対して、建設機械の使用実態、開発ニーズを把握することを目的としてアンケート調査を行った。調査対象としては、エレクトロニクスを利用した建設機械として、過去５年間に開発・導入されたもの及び現在開発・導入を検討しているものとした。

メーカに対するアンケート内容はエレクトロニクスを利用した建設機械を生産するうえでの問題点を明らかにするための項目とし、ユーザに対するアンケート内容

はエレクトロニクスを利用した建設機械を使用するうえでの問題点を明らかにする項目とした。その具体的内容は次のとおりである。

(1) メーカ向けアンケート項目

①エレクトロニクスを利用した建設機械の製作

②エレクトロニクスを利用した建設機械を作る場合の目的

③メカトロ化した場合の欠点

④メカトロ化するとメリットの多い機種

⑤エレクトロニクスを利用した建設機械の開発の阻害要因

⑥エレクトロニクスを利用した建設機械開発上障害となっている技術

(2) ユーザ向けアンケート項目

①導入した実績・希望

②エレクトロニクスを利用した建設機械に期待すること

③導入に当って最も優先する条件

④導入に当って気になる点

⑤現在あるエレクトロニクスを利用した建設機械の欠点と考えられる点

⑥バックホウを例にして望ましいエレクトロニクスを利用した建設機械

⑦メカトロ化することによってメリットの多い工種

⑧メカトロ化すべき機種

⑨施工上の問題点

⑩その他メカトロ化のヒント、アイデア等

以上のエレクトロニクスを利用した建設機械についてのアンケート調査の結果を以下に示す。

メーカがエレクトロニクスを利用した建設機械を作る目的（図－１）とユーザが期待すること（図－２）を比較してみると、ユーザは安全性の向上、省力化を強く望んでおり、メーカは操作の簡易化、安全性の向上を多く挙げている。また、ユーザからみたバックホウの望ましい例（図－３）として、完全自動化、無人化よりも、

操作の簡易化、安全対策を強く望んでいる。このことから、建設機械におけるエレクトロニクス利用の目的とするものはメーカ、ユーザともに安全性や合理化をあげており、両者一致している。しかし、メカトロ化すべき機種（表－１）は、メーカとユーザの間でかなりの差があり、メーカがニーズを的確に把握していないことがうかがえる。

開発の阻害要因として、メーカは（図－４）費用・時間・手間を要することや、需要が不明確であることを挙げ、メカトロ化の欠点（図－５）として価格が高くなることを多く挙げている。ユーザがエレクトロニクスを利用して建設機械を導入する際の条件（図－６）としては採算性を挙げ、その反映として、現在の欠点（図－７）に価格が高いことを指摘している。これらのことから、メーカにとっては需要が不明確なために開発に不安を抱きながらも、ユーザの採算性を考慮して価格を抑えなければならないという困難な状況にある。

技術的な点についてみてみると、開発上障害となっている技術（図－８）で、センサーが特に多く、次いで対環境対策、ノイズ対策が多い。このことから、エレクトロニクスを利用した建設機械を製作するうえで、制御のための計測の困難さ、電子機器にとっての劣悪な使用環境、電気的なノイズによる故障の危険性をその主たる障害と感じていることが分かる。

３　エレクトロニクス機器の技術的課題

建設機械におけるエレクトロニクスの利用目的については、大きく二つに分けられる。一つは施工管理記録であり、もう一つは制御である。前者においては、施工状態や結果を計測し、コンピュータによってデータ処理を行って、記録あるいは発信することになる。後者においては、装置の角度や方向などの機械の内部状態や、位置、地形などの機械の外部の状態を計測し、プログラムされた手続きにしたがってコンピュータでデータ処理を行って、適切な状態にアクチュエータを動かすことになる。ここに、各種のセンサやICなどの電子機器が多く使用されることになる。

ここでは、目的にあった設計をする上で重要であり、先のアンケートにおいても大きな障害としてあげられていた耐環境性能と機能について、耐環境性、センサの能力及びノイズ対策に分けて整理する。

3．1　耐環境性能

電子計算機の開発当初においては温度や湿度が調整されたところでしか使用できなかったものが、パーソナルコンピュータに代表されるように、人とともにどこへでも持っていって使えるようになっている。このように、現在では一般的な電子部品は、特殊なものを除いて人の生活するところで使用され、一定の環境が確保されている限り、なんの障害も発生しないのが普通になっている。

先のサンフランシスコの地震においても、コンピュータの中で最も振動に弱いとされているハードディスク装置が多く稼働していたにも拘らず、ほとんど障害が報告されていない。その一方で、パソコンルームを禁煙にしたことによって、フロッピーディスクの障害が皆無になったとの報告もあり、依然として鋭敏な部分もある。

建設機械においてエレクトロニクス機器を使用するには、その得失をわきまえて、欠点を補って、長所を生かす工夫が重要になってきているといえよう。

3．1．1　電子機器の耐環境性能

電子機器などの使用環境として重要なものに、温度と湿度がある。また、ICの類は、振動や衝撃にも弱いと言われている。しかし、電子機器の規格、仕様として温度、湿度は一般的に用いられているが、振動や衝撃についての仕様が表示されることは少ない。

(1) 温度

一般産業用センサーとデータ処理解析装置について設計上の使用温度範囲は、人の通常おかれる環境に近く設定されており、その例を次に示す。

1．ひずみゲージ　　－10～60℃

2．荷重変換器　　－30～80℃

3．圧力変換器　　－10～60℃

4.変位変換器	２０～６０℃
5.加速度変換器	－１０～６０℃
6.圧電式加速度変換器	０～６０℃
7.トルク変換器	－３０～８０℃
8.赤外放射温度計	０～４０℃
9.ファイバー	－４０～７０℃
10.ビームセンサ	－１０～６０℃
11.超音波センサ	０～５０℃
12.データ処理解析装置（ＣＰＵ）	０～４０℃

これらはいずれも「使用温度」と呼ばれているもので、通電しない状態でこの範囲を超えても支障はない。このような保管時の温度範囲は「保存温度」として規定されている。保存温度範囲は使用温度範囲よりも広く、多いときは数十度広くなっている。これらの機器の使用温度範囲は、多くの部品が組み合わされたもののため、最も弱い部分に合わせて設定されることが多い。

比較的強い電子機器の単独部品として、紫外線消去型のROM を例にあげる。この部品は、多くの電子機器で、その動作の手順を規定するプログラムを収めるのに最も多く用いられている。この内、一般的なDIP 型の例をあげると、動作温度範囲としては-30℃～85℃、保存温度範囲としては-55℃～150 ℃のものがある。

(2) 湿度

電子機器の湿度範囲については、コンピュータなど敏感なものでは30～80％程度、センサ類など広いもので10～95％程度となっている。湿度が直接的に電子機器に影響することは少なく、いずれの場合においても「結露しないこと」という注釈がつくのが一般的で、漏電やショートが無い限りは使用できると考えても差し支えない。ただ、高湿度の環境では、端子類の錆、プラスチック部分の劣化など間接的な影響が懸念される。このため、維持・管理面の対策が必要であろう。

(3) 振動

振動や衝撃については、製品の仕様として表示されることは少なく、特殊なユニットについて振動加速度の限界が示されている例がある。

各種の機械に搭載して、その状態を計測する機器の内、傾斜センサ等については、50～500Hz の振動数で20Gの振動と100G の衝撃に耐えることが表示されているものがある。この値は、正常に機能する限界ではなく、正常に復帰し得る限界あるいは破壊しない限界である。

次に、半導体を使用したユニットの例として、各種の情報をICカードに記録するユニットをあげる。この場合は、動作時の振動の限界として、166Hz で最大10Gと表示されているものがある。破壊しない限界あるいは復旧し得る限界はさらに大きいものと推定される。

(4) その他

電源電圧の変動などに対して、正常に機能する電圧の範囲は基準となる電圧の上下10%以上に設定されていることが多い。また、電源電圧の細かな変動に対しても同様に基準電圧の10%程度とした規定がある。また、大きい場合は基準電圧の数倍になっているものもある。これらの電源に関する数値は、機能構成部品と外部の電源とを結ぶところに設けられている保護回路の機能に左右されるものである。そのため、要求に応じることが比較的自由に設計可能である。

そのほか、レーザセンサでの明るさなどセンサが用いる物理現象を妨害する雰囲気についての耐環境性能などが表示されている。また、温度などの変化によって、感知する精度や出力レベルが変動するので、センサを使う上での重要な要素となっている。

いずれについても、設計によって耐え得る限界を調節したり、いくつかのバリエーションの中から選定できる。このため、先に挙げた条件に比べれば、かなり自由に対応できる項目と言える。

3．1．2　使用環境

電子機器に限らず、建設機械などに搭載される機器について、使用する側からの

要求がいくつかの規格に定められている。近年の電子化に伴って、自動車に搭載する機器の耐環境性能の試験方法という形で、自動車での使用環境の限界が示されている。これは日本自動車工業会規格と呼ばれるもので、「自動車用電子機器の環境試験方法通則（JASO0001）」としてまとめられている。日本工業規格では、「建設機械用稼働記録計（JISA8108）」に使用条件がまとめられている。規定事項としては、温度、振動、電源が中心であるが、JASOでは電磁気に対する試験も規定されている。これらの公的な規格以外に、電装品のメーカでは独自に使用環境（耐環境性の保証・目標値）を設定している。

これらを一覧表にまとめたものを表－２に示す。建設機械と自動車を比べたときには、振動について大きく異なっているほかはほぼ同程度の環境と言って差し支えない。これは、振動以外の項目は、気象条件などの機械の特性以外によって決定される因子であるからである。

これらの使用環境を示す値は、先に紹介したいくつかの機器の対環境性能を超えているものもある。しかし、この使用環境に耐えるように設計され、使用されている電子機器が多くあることもまた事実である。

３．２　センサの能力

センサは、物理量を計測するもので、必要とされる精度で計測しなければならない。物理量が単純であるときは、比較的容易に計測できる。しかし、物理量が複雑であったり、機械の動作による外界への影響のように動作との関連付けで計測するときは容易にはいかない。前者の例としては、建設機械の装置の角度や長さなど機械そのものの状態のように、単純な長さ、角度などがあげられる。後者の例としては、土を掘った後の状態のように、硬さ、崩れなどの複雑な要因とともに、動作との関連で「理解」する必要のあるものがあげられる。

後者のような測定には、センサの開発はもちろんであるが、理解するための「知能」の開発が重要で、制御システムそのものの発展が必要であるので、ここでは、前者の問題に絞って考える。

(1) 内界センサ

産業用ロボットでは、このような動作をすれば目的とする形状の加工ができるはずだ、このように動けば目的の位置に到達できるはずだとして、外部を知ることなく動くものがおおい。近年、外部を手探りで感じたり、カメラの目を持ったりしたものがでているが、まだかなり限定されている。

このように、内部の状態を知るセンサを内界センサと言う。この中心は角度センサで、腕の角度を計測したり、ボールネジの回転角度を測定して移動距離を計測したりしている。この種のセンサについては、産業用ロボットなどで多くの実績があり、建設機械においても十分な性能を発揮できるものと考える。

(2) 外界センサ

機械の外の状態を知るものを外界センサと呼んでいるが、これには先に述べたように知能を要求するものが多い。

特殊な形として、建設機械の位置を知るための計測がある。これには、レーザが多く用いられているが、精度と価格が良く相関している分野でもある。海洋工事などを対象に、精密測量用の装置を改良して、仕様上は一万分の１以上の精度で移動物体の３次元的な位置を計測できるものがある。回転するレーザによって２次元的な位置を千分の１程度の精度で計測する装置の十倍以上の価格になる。

位置の計測は、図－９に示すように、無人による自動的な建設機械の運行には不可欠のものである。しかし、人と輻輳して作業をしなければならない建設機械において、無人による運行によって得られる効果の程度、人との接触などの安全面などを考慮したとき、センサの機能や電子機器の耐環境性能を自動化における障害と考えるかはかなり疑問である。

３．３　ノイズ対策

一口にノイズと言っても、エレクトロニクス機器に対する作用は３種類ある。一つ目はコンピュータがノイズを信号と誤解してしまうこと、二つ目はノイズによってプログラムが破壊されてしまうこと、そして三つ目はノイズによって電子機器そ

のものが破壊されてしまうことである。一般的には、この順で起こり易く、形跡が残らないが発生し易い1番が最も対策が困難である。

建設機械は、一般的にはディーゼルエンジンを使用しているため、高圧のパルスを使用するガソリンエンジンよりも、ノイズ面からは良好な環境であろうと推定される。さらに、自動車の電子機器の多くがエンジンルームにあるのに対し、建設機械の自動化などに使用される電子機器の多くが運転室に設けられるであろうことを考慮すると、ハードウエアでのノイズ対策については不安材料が少ない。

ノイズを信号と誤解することは、コンピュータの機能としては正常であっても、誤動作などの暴走につながる危険がある。このためには、エレクトロニクス機器の中に異常なノイズが入らないようにシールドしたりすることはもちろんである。このほか、有り得ない信号を無視するような設計にしたり、一定時間毎にプログラムの進行を管理したり、同じ制御を複数のロジックで組み立てたものを比較することなどによって誤動作しにくくすることが必要である。大きなシステムでは、フォールトトレラントコンピューティングと呼ばれる考え方がとられるようになっており、故障させないというよりも故障を許容するシステム設計が必要である。このような方法はプログラムミスなどの排除にも有効で、故障に強いシステム設計として注目されている。

4　まとめ

建設機械におけるエレクトロニクスの利用については、施工合理化やロボット化への要求を背景に、近年急速に進展している。しかし、利用の目的とコンセプトが十分練られていないと、徒に高級なセンサを要求したり、複雑なシステムを構築したりといったことになる恐れがある。

基本的には、極特殊な機器を掘削ブレードなどの特殊な場所に使用しない限り、建設機械におけるエレクトロニクス部品のハードウエア的な強度は十分使用に耐えると思われる。現に、建設機械運行記録計やブレードの自動制御装置が搭載された

モータグレーダが、厳しい使用環境である除雪事業において使用され実績をあげている。

しかし、人が乗るときにはエアコンをつけて良い環境を作っているように、電子機器にあった環境を用意してあげることも重要ではないかと考える。また、ICの使用温度範囲はその幅を広げることは容易ではなく、全体的に高くしたり低くしたりということは比較的容易にできる。このような、デバイスの特性をわきまえた仕様の設定も重要である。また、ソフトウエアや保護回路の組み込みによって、電子機器を保護することも多く行われ、実績をあげている。

自動化では、人に代わるような知能や機能を要求することは不可能であり、限られた機能を高めた形でのシステム設計が必要である。コップを箱に積める工程を自動化しようと考えたとき、CCD カメラでバラバラに置かれたコップの位置や向きを判断し、自由度の高いマニピュレータでそっと持ち上げるような方法と、機械的にある程度揃えて、決められた位置に並べられたものを次々に掴んで処理する方法とがある。先の方法では、おそらく人の方が早く作業できるだろうし、後者の方法ではロボットの方が速くできると思われる。このように、機器の能力を生かした形でのシステム設計に向けて、基本的な部分でもう一度考え直すところから始めることも重要と考える。

【参考文献】

「建設機械の自動化に関するアンケート調査」の結果については、

[1] 樋下敏雄、江本平、持丸修一：建設機械の自動化に関するアンケート調査報告書、土木研究所資料第2249号、昭和60年９月

ロボットの全般的なことに関しては、

[2] 吉川弘之：ロボットと人間、日本放送出版協会、１９８５

[3] 小野嘉男：中小企業のためのロボット導入計画の実務、日刊工業新聞社、１９８８

[4] 渡辺茂　監修：産業用ロボットの技術、日刊工業新聞社

建設ロボットについては、

[5] (社)日本産業用ロボット工業会他：第１回建設ロボットシンポジウム論文集、１９９０

[6] 国際建設ロボットシンポジウム（International Symposiumu on Robotics in Construction）があり、１９８８年には第５回が日本で、１９８９年には第６回がアメリカで開かれた。

ソフトウエア的なものについては、岩波講座ソフトウエア科学のシリーズがあり、認識や学習といった部分について書かれたものに、

[7] 安西祐一郎：認識と学習、岩波書店、１９８９

ロボットに関する最先端の技術については、

[8] IEEE：Proceedings of IEEE/RSJ International Workshop on Intelligent Robots and Systems（１９８８、１９８９、１９９０、は日本で開かれており、ロボット学会が共催になっている。）

雑誌的なものとしては、人工知能学会、システム制御情報学会、機械学会などの学会誌や、(社)日本産業用ロボット工業会の月刊の機関誌などがあるほか、コンピュートロール（コロナ社）が不定期に刊行されている。これらの中には、最新の技術情報が記載されているほか、特集が組まれており、特定のテーマについては良い参考資料になる。ただ、研究として可能なレベルから、技術的に可能なレベル、実用可能なレベルに至るには、技術的に相当丈夫になる必要があるので注意を要する。

そのほか、土木学会の建設用ロボット委員会が建設用ロボットに関する技術講習会を開いており、そのテキストが刊行されている。

また、建設機械に搭載される電子機器の規格としては、(社)日本建設機械化協会規格JCMAS に「除雪機械用デジタル式稼働記録計」があり、電気的、機械的強度も規定されている。

（機械研究室）

共－12　除雪機械の居住性向上をめざして

（質問）

スパイクタイヤによる道路粉塵公害発生から脱スパイクタイヤ措置がとられている。そこで道路除雪における除雪機械についても同様の措置がとられているところであるが、作業安全面からタイヤチェーン着用が必要になり、その結果、車体振動、騒音発生によりオペレータに疲労負担を強いている。

そこで、除雪機械の乗りごこち、居住性改善対策に新素材を防振、防音に利用できないかを御教示願いたい。

（青森工事事務所）

（回答）

1．まえがき

現在、建設労働環境の改善が求められているが、これは単にいわゆる「３Ｋ」の解消のみならず、安全施工を行うためにも必要である。特に、除雪機械においては、一般道を一般車両や歩行者の中で、作業をしながら走行するうえ、降雪中の悪い気象条件のため、オペレータに負担がかかっている。除雪機械の「乗りごこち」や「居住性」は労働環境そのものであり、「３Ｋ」問題や安全施工を行うためにも運転室の環境を改善することが急がれる。

運転室の「乗りごこち」や「居住性」を測る尺度として、騒音、振動、視界性、室内温度などがある。騒音は、不快感、作業効率の低下さらに聴力障害の原因であり[1)]、振動は乗りごこちに大きくかかわっている。また、除雪機械は一般車両、歩行者、除雪状態などに注意をして作業や運転を行わなければならないので、安全面やオペレータの心的疲労の面からも視界性は重要である。室内温度は、体温調整のための体力消費や作業効率からも重要であるが、近年ではエアコンディショニングによってかなり改善されている。

騒音や振動については、効果的な低減対策がなされてきた。しかし、聴力障害を起こさないといった最低レベルでの対策が主で、「乗りごこち」や「快適性」というレ

ベルでの改善の余地は十分残されている。

維持・管理作業の合理化の研究において、維持・管理作業の内容・量や問題点さらに合理化の有効性の評価を把握するために行ったアンケート調査の中に、除雪機械の運転室における騒音、振動などの現状を分析したものがある。このアンケートは、工事事務所、請負会社の実務担当者及びオペレータを対象に平成２年７月に行ったものである。このアンケート集計結果より、除雪機械の騒音及び振動に対する不快感がかなりあることが解る。

チェーン装着による騒音、振動の増加、さらに今後の除雪作業が高速化するため、現在においても好ましい状態でないものがさらに悪化することが予想される。したがって、「乗りごこち」や「居住性」を改善するためには、従来の技術の枠を越えた新技術の適用が求められる。

２．騒音、振動の基準

２．１　騒音

ＩＳＯ１９９９の騒音評価（聴力障害）では、暴露年数４０年で耳元騒音８０ｄＢ（Ａ）以下で聴力障害の危険率０％、８５ｄＢ（Ａ）のとき１０％、９０ｄＢ（Ａ）のとき２１％、９５ｄＢ（Ａ）のとき２９％となっている[1)]。また、作業時間８時間での暴露限界を８５～９０ｄＢ（Ａ）を基準にしている国が多い[2)]。ショベル系掘削機のＪＩＳでは、耳元騒音９５ｄＢ（Ａ）以下と定められている[3)]。また、建設省建設機械購入仕様書においては、ロータリ除雪車で８５ｄＢ（Ａ）以下、その他の除雪機械では８０ｄＢ（Ａ）以下とされている。

これらは、聴力障害を起こさない最低レベルの基準であり、「居住性」からはほど遠いものである。乗用車では、静かな車のレベルとして７０ｄＢ（Ａ）と指摘する場合があるが、建設機械においても最終的な目標はここあたりにおきたい。

２．２　振動

人は人体の固有振動数などにより、垂直方向の振動４～８Ｈｚ、水平方向の振動２

Ｈｚ以下に敏感である。ＩＳＯ２６３１においては、振動暴露限界は、８時間暴露において加速度レベル垂直方向９０ｄＢ、水平方向８５ｄＢとなっている[4)、5)]。また、「乗りごこち」は人間の感じ方に依存するので、振動レベルのみならず周波数やレベル変化等が複雑にからんでくるが、現状ではレベルを下げることが先決である。

３．　過去の研究

建設機械一般に関して、騒音、振動、視界性等の研究がなされている。例えばブルドーザの操作性に関する研究、建設機械の安全性向上に関する研究（土木研究所昭和４８年度、昭和４９年度）、建設機械の操作性に関する調査試験[6)]、建設機械の振動対策に関する調査試験[7)]等により、振動や視界性が操作ミスなどに及ぼす影響の研究を行った。さらに、建設機械の振動対策に関する調査試験においては、居住性向上のための動吸振器内蔵型サスペンションシートを開発するに至った。

また、除雪機械に関しては、人間工学による除雪車の操作性の考察[8)]では騒音、振動、視界性などがオペレータの疲労に与える影響について調査した。除雪機械の騒音及び振動に関する調査試験[9)]においては、騒音対策車の対策効果や、タイヤチェーンによる騒音や振動発生の影響について調査を行った。その結果、機種によりばらつきがあるが、耳元騒音はおおよそ９５ｄＢ（Ａ）以下で騒音対策により３～１９ｄＢ（Ａ）改善された。また、振動に関しては、タイヤチェーン着用により運転室の床の上で１００ｄＢを越す値を示す機種があることが報告されている。

また、除雪機械の視界の改良は、作業との関連で進められているものが多い。例えば、高雪堤部の視界確保と投雪時の視認性、安全性の向上を目的とした高所運転室付ロータリ除雪車の開発、トラックグレーダでは、ブレードを見るための視界の確保ではなく見なくても良いような自動化機構の開発が行われた。

室温については、エアコンディショニングの向上によって改善されており、さきのアンケートにおいても、不満足なものは少なくなっている。しかし、熱すぎるなどの意見もあり、幅広い温度変化に対応してきめこまかな調節をするような改善の余地が

残されている。

以上の調査研究において、騒音、振動、視界性等の実態と、それらがオペレータの疲労等に与える影響について明らかにされつつあるが、操作性への影響や望ましいレベルなど、まだまだ解明しなければならない項目が残っている。

4．対応策

防音・防振には、２つの考え方がある。騒音や振動を伝わらなくする方法と騒音や振動を直接低減させる方法がある。

騒音や振動が伝わるとき媒体が振動して伝わるので、振動のしにくい材料をその伝播経路に配置することで防音や防振が行える。例えば、エンジンの防振ゴム支持、弾性足回り、エンジンルームと運転室の分離等がこれにあたる。

また、吸音材によって音の一部を吸音材内部で熱エネルギに変換し、透過音および反射音のレベルを小さくすることにより防音を図る方法がある。例えば、エンジンルーム内にグラスウールなどの吸音材を内貼りするのがこれにあたる。

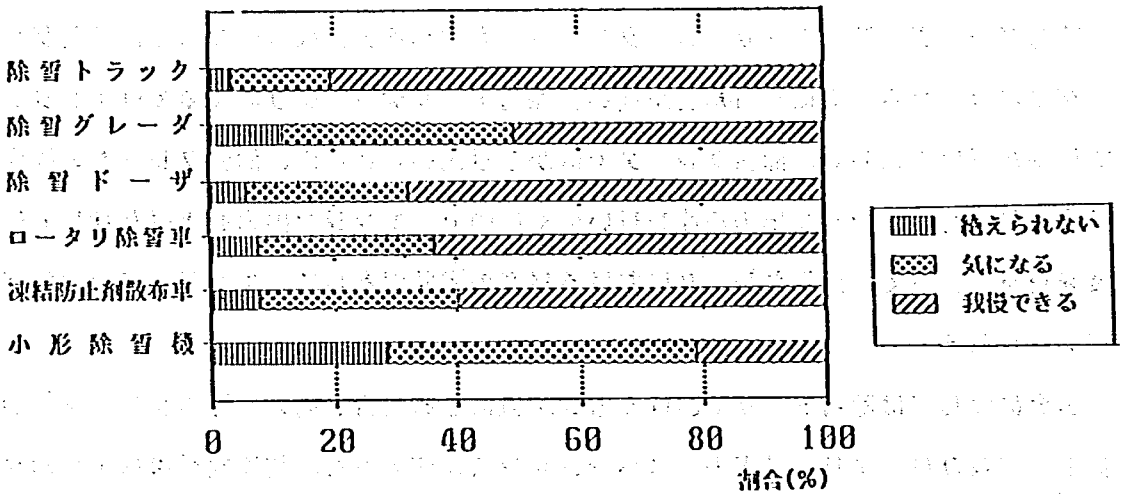
騒音や振動を直接低減させる方法、すなわち騒音・振動を元から断つ方法として、ファン回転数低減、マフラの大型化等があげられる。

5．現状

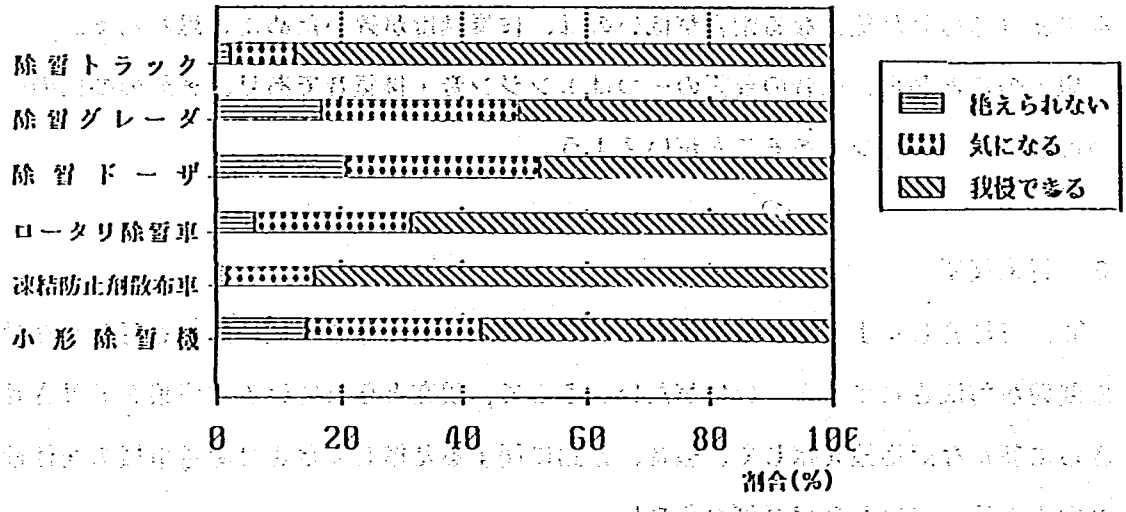
除雪機械の騒音と振動に関するアンケート調査[11]の結果を図－１及び図－２に示す。このアンケートの回答者は除雪機械のオペレータである。

小型除雪機において、騒音が我慢できない割合が８０％と非常に高い。これは、エンジンカバーの遮音性能とマフラが良くないことと運転室を有しない構造に原因がある。また、振動に対してはハンドガイド式なので、機械の振動が直接手に伝わることによって不快感が大きいと思われる。

除雪トラックと凍結防止剤散布車は、一般のトラックにプラウや散布機構を架装したものである。振動が気なる割合は双方とも低い。これはトラックをベースにしてい



図－1　除雪機械の騒音に関するアンケート調査結果



図－2　除雪機械の振動に関するアンケート調査結果

るので振動はトラック並であることによる。しかし、騒音が気になる割合は、除雪トラックに比べ凍結防止剤散布車では高くなっている。これは、凍結防止剤の散布機構からの騒音によるものと思われる。

除雪グレーダ、除雪ドーザ、ロータリ除雪車を比べると、騒音に関しては除雪グレーダにおける騒音が気になる割合が高い。除雪ドーザやロータリ除雪車ではエンジン負荷率が低いのに対し、除雪グレーダではかなり高い。さらに、除雪グレーダの操作は立姿勢で行いエンジン出力調節を行いにくいので、エンジン出力を上げた状態で作業を行う。よって、除雪グレーダにおける騒音の主原因として、エンジン音・排気音があげられる。

振動に関しては除雪ドーザにおける振動が気になる割合が高い。除雪グレーダ、除雪ドーザ及びロータリ除雪車のサスペンションを比較すると、前輪揺動機構・後輪タンデム機構、前後輪リジット機構、前輪リジット機構・後輪リーフスプリング機構である。リジット機構のサスペンションは振動を吸収しにくいので、振動が減衰されず運転室に伝播するものと思われる。除雪グレーダのホイルベースは、除雪ドーザのそれに比べて長いのでその点からも振動に対して有利と思われる。また、ロータリ除雪車における振動が気になる割合が低いのは、作業速度が遅いためだと思われる。

以上のことから、騒音の要因の一つはエンジン音・排気音であり、振動の要因の一つはサスペンションであることがいえよう。

6．将来展望

4．で紹介したような対応策がとられているが、まだ除雪機械に関する騒音や振動の問題が解決されてるとはいいがたい。そこで、現在とられている対応策を発展させさらに新たな対応策を講じて、騒音、振動に関する基準を満足させ除雪機械の居住性の向上を図っていかなければならない。

例えば制振鋼板等の新素材を防音や防振に応用することが考えられる。制振鋼板とは、樹脂などの弾性材料を鋼板に挟み込む、もしくは弾性材料で鋼板を挟み込む複合

材料であり、吸振材により複合材料である制振鋼板の振動を抑えるものである。制振鋼板は構造部材に用いることができず、主としてカバーのようなものに使用される。

具体的な応用として、運転室に制振材を貼り付け、制振鋼板と同じ構造を実現して騒音や振動の遮断を図ることが考えられる。制振材として、例えば摂氏０度から２００度まで制振性能がある磁性ゴムなどがあげられる。エンジンカバーには、高温に適した金属芯材複合型の制振鋼板などの利用が考えられる。

排気音対策としてマフラの大型化があげられる。運転室の後方にエンジンルームとマフラがある除雪機械の構造上、マフラの大型化によって後方視界が悪くなることも考慮しなければならない。

個々の防音・防振措置を行うのも良いが、長期的には例えば振動の要因の一つであるサスペンションを改良し振動を抑えることも検討していかなければならない。

また、除雪作業の仕上がり状況が良くなったことと、粉塵対策により脱スパイクタイヤ措置がとられている。除雪グレーダのように除雪機械には一般車とは違い、牽引力が必要である。牽引力を得ようとすると、スパイクタイヤが使用できない以上タイヤチェーンに頼らざるえないので、騒音や振動の増加が予想される。タイヤチェーンには、はしご型、亀甲型などの種類があるが、騒音や振動を考慮した構造のものの開発が考えられる。

現在騒音や振動などの効果的な低減対策がなされてきたが、決して満足のいく状態にはなっていない。チェーン装着による騒音、振動の増加、さらに今後の除雪作業が高速化するため、状況はさらに厳しくなることが予想される。したがって、「乗りごこち」や「居住性」を改善するためには、積極的に新技術を取り入れた総合的な対策を行い、運転室の騒音や振動の低減等を図っていかなければならない。

参考文献

１．衛生工学ハンドブック　騒音・振動編、朝倉書店、１９８０年

２．建設機械の安全施工に関する調査試験報告書、土木研究所資料第１７０７号、昭

和５６年
3．ＪＩＳ Ａ ８４０１、ショベル系掘削機構造・性能基準
4．ＪＩＳ Ｃ１５１０ 振動レベル計
5．騒音・振動対策ハンドブック、社団法人日本音響材料協会編、技術堂出版、１９８２年
6．第４４回建設省技術研究会共通部門指定課題論文集、平成２年
7．建設機械の操作性に関する調査試験報告書（第１報、第２報）、建設省四国地方建設局四国技術事務所、昭和５１年、昭和５２年
8．建設機械の振動対策に関する調査試験（第１報、第２報、第４報）、土木研究所資料第１９２５号、第２０２４号、第２１９５号、昭和５８年、昭和６０年
9．人間工学による除雪車の操作性の考察、土木研究所資料第５５０号、昭和４４年
10．建設機械の公害防止に関する調査試験報告書（除雪機械の騒音及び振動に関する調査試験）、建設省北陸地方建設局北陸技術事務所、昭和５２～５４年年度
11．道路除雪オペレータの手引、社団法人日本建設機械化協会北陸支部
12．新素材事典 日経産業新聞編、日本経済新聞社、１９８３
13．日本経済新聞 フロントｖｉｅｗ、平成２年７月２３日

（機械研究室）

共－13　　薬液注入工法における効果確認方法の現状と動向

（質問）

地山の改良等を目的に薬液注入を行う場合における効果確認手法及びその留意点と今後の動向についてご教示願いたい。

（道路部道路工事課）

（回答）

薬液注入工法は、開削工事における矢板回りの止水、底盤のヒービング、ボイリングの防止、トンネル発進時の切羽の安定、あるいは、隣接構造物の保護等止水、地盤補強を目的とした補助工法として広く用いられている。特に最近の都市土木工事の増大に伴って、他の地盤改良工法と比較し、簡便で、小回りがきき、また、比較的広い範囲の土質を対象にできることから、その使用実績は年々増えてきている。しかし、本工法は、地中工事のため施工結果の状況が判断しにくく、他の地盤改良工法と比べると、効果の信頼性に劣るところがある。この理由としては、深層混合処理工法や噴射撹拌工法等の他の地盤改良工法が改良材を強制的に撹拌・混合するのに対し、本工法は注入圧力とゲル化時間のみを頼りに地盤を改良する工法で、改良の良否が自然の地盤条件に支配されやすく、人為的要素が入りにくいことによる。従って、施工後において効果確認を行うことが工事を円滑に進める上で極めて重要である。

ここでは、現在、一般的に実施されている効果確認のための方法及び実施上の留意点並びに効果確認手法についての最近の研究動向を示す。

1.現況の効果確認方法

現在、一般的に実施されている効果確認方法としては、①掘削による目視観察、②サンプリングコアーの強度試験、③標準貫入試験等のサウンディング、④止水性の確認のための現場透水試験、がある。しかし、①、②は、その適用

条件が限られており、通常は③、④が用いられているが、これらの試験にも、次のような問題点があり、その適用には留意する必要がある。

1)サウンディングによる方法

薬液注入前後においてサウンディングを行い、地盤改良の効果を判定するもので、サウンディング方法としては地盤の強度等の関係から通常は標準貫入試験が用いられる。図-1に薬液注入前後のN値の測定例を示す。この方法は適用地盤範囲が広く、実施事例が多いため、過去のデータとの比較により地盤の改良程度を概略的に把握できる。しかし、この試験は高価で、手間を要する。また、

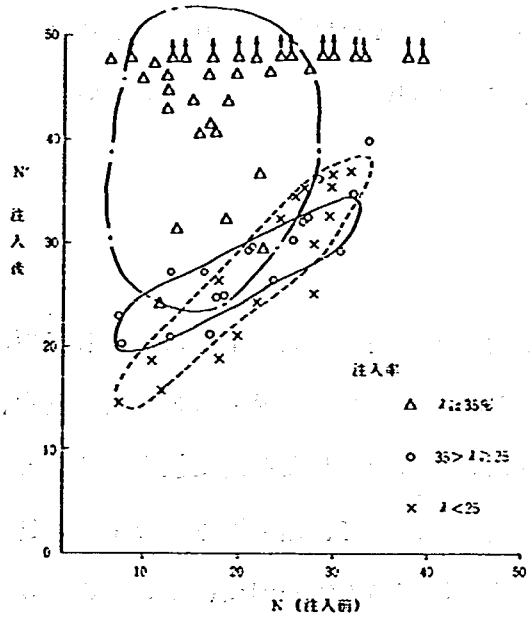


図-1　薬液注入前後のN値

改良効果はサウンディングしたポイントしか把握できない。注入工法によって得られる改良固結体は地盤の透水性に応じ複雑な形状となり、その強度も同じ固結体の中において図-2のようにばらつきが生じる。図-2は、一様な地盤において薬液注入した際の深さ方向及び同一深さでの水平方向の強度のばらつきである。

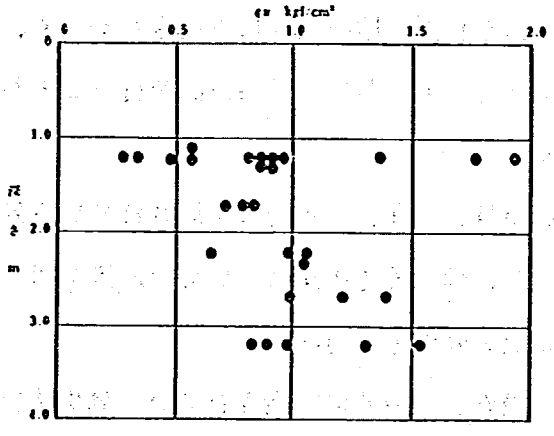


図-2　一軸圧縮強度の分布

以上のようにサウンディングによる方法では、薬液注入地盤の全体的な改良程度を把握することは難しく、正確に改良効果を把握するには複数の試験を実施する必要がある。

2)現場透水試験

注入固結範囲内のボーリング孔を利用して、地盤内で注水あるいは揚水試験を実施し、図-3のように固結地盤の透水係数を求め、止水性の確認を行うものである。しかし、この方法においても試験注入のような小規模な注入では、試験結果がボーリング孔付近の局部的な改良地盤の影響を受ける。また、試験方法によって異なった結果が得られることがある。したがって、測定結果の取扱いについては慎重な態度で臨む必要があり、場合によっては試験注入を実施工と兼ねて規模を大きくして試験することも重要である。

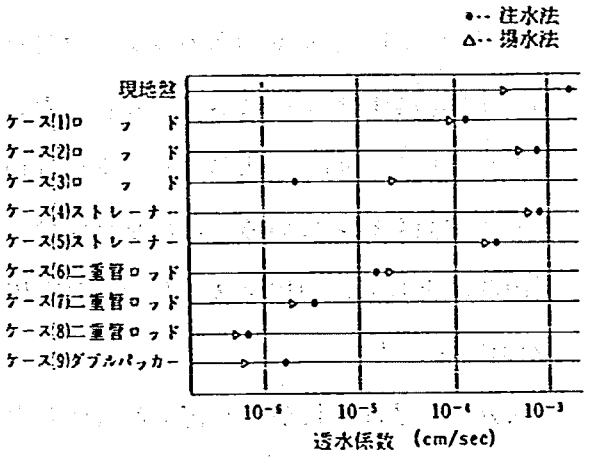


図-3 現場透水試験結果

2.今後の動向

以上のように現在実施されている効果確認方法は、注入改良範囲の判定や簡便性、即時性等の面で必ずしも満足できる方法となっていない。このため最近、各方面で品質確認方法に関する研究が精力的に行われており、その中の研究成果の代表的なものをいくつか以下に紹介する。

1)回転貫入サウンディング

この方法は土木研究所が開発を行ったもので、ボーリング時の地盤切削貫入抵抗から固結地盤の改良程度を推定する方法である。図-4に、回転貫入サウンディングにより得られた貫入

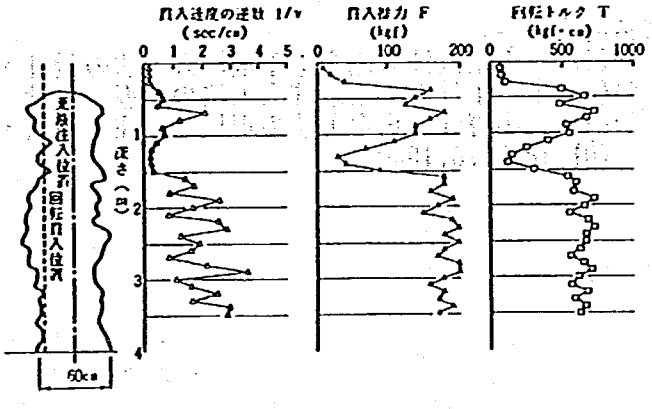


図-4 回転貫入サウンディングの測定例

速度等の測定パラメータと固結形状とを対比して示している。図より貫入速度、貫入推力、回転トルクの各パラメータはほぼ固結体の形状と一致しており、固結と未固結を概ね把握できている。また、最近では、測定センサーをロッド先端部に内蔵し、回転貫入時にロッドに作用する周面摩擦の影響を除去するシステムの開発も行っている。この試験法は、すでに、深層混合処理工における品質確認法として、現場テストが行われ実用段階に入りつつある。

2)温度測定法

水ガラス系注入材がゲル化する時に発生するわずかな反応熱を利用して、薬液の浸透領域を推定しようとするものである。実験結果では、温度変化のパターンから浸透状態あるいは固結体までの距離を推定可能としている。しかし、注入固結体の全容を把握するには、多くのセンサーを埋設しなければならない等の問題がある。

3)電気抵抗または電気比抵抗試験、その他

薬液注入後の地盤は、自然地盤に比べて電気伝導性が著しく向上することを利用し、注入前後における電気抵抗または電気比抵抗の変化から、注入範囲、固結程度を推定する方法で、測定結果の解析方法や高電導性の地盤に対する適用性等について研究が行われている。この他、ＲＩ中性子線による注入範囲の把握方法や超音波による固結物の形状把握方法等の研究が行われている。

<参考文献>

1)(社)日本薬液注入協会：薬液注入工法の設計・施工指針、平成元年6月
2)(社)土質工学会：薬液注入工法の調査・設計から施工まで、平成元年10月
3)苗村、小野寺：止水工法の現状 — 注入工法・地盤改良工法、基礎工、VOL.18,NO.8,1990

（施工研究室）

共－14　　水辺補強土壁の設計・施工

（質問）

ダム湖岸道路において、地形等の制約により水辺補強土壁を設計施工する場合の設計施工上の留意点及び施工事例がありましたら御教示願いたい。

（河川部河川工事課）

（回答）

水辺補強土壁とは、河川、湖沼、池や海岸等の水辺にじかに接して構築される補強土壁である（図－1参照）。この場合の補強土壁としては、テールアルメ盛土やジオテキスタイルを用いた補強土擁壁などが考えられる。テールアルメ盛土については、フランスから技術導入されて以来、我が国での施工実績が壁面積にして100万m^2を越えているが、水辺に適用したものは、池に接するものが数件あるのみで、河川や海岸の水辺に接するものは実績がまだないのが現状である。またジオテキスタイルを用いた補強土擁壁についても、設計・施工法が確立されようとしているところであるが、水辺への適用方法が十分に考慮されているとは言い難い状況にある。

そこで以下には、数少ないながらもフランスの設計資料等を参考にして、実際に設計・施工されたテールアルメ盛土の事例がいくつかあるので、これらをもとに水辺補強土壁を設計・施工する場合の留意点について述べる。

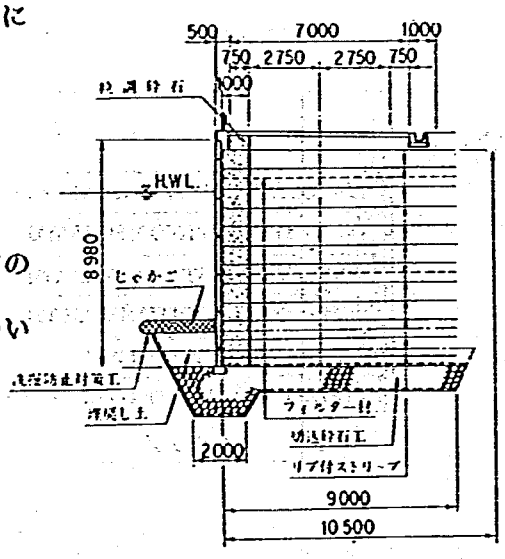
1)設計・施工における留意点

水辺補強土壁の設計は、基本的には通常の補強土壁と同様であるが、以下の項目について特別の留意が必要である。

a)盛土材の品質

b)盛土材の吸い出し防止

c)部材の耐久性



図－1　水辺補強土壁の例

d)基礎部の洗掘防止

e)盛土全体からの排水

f)盛土材の分離

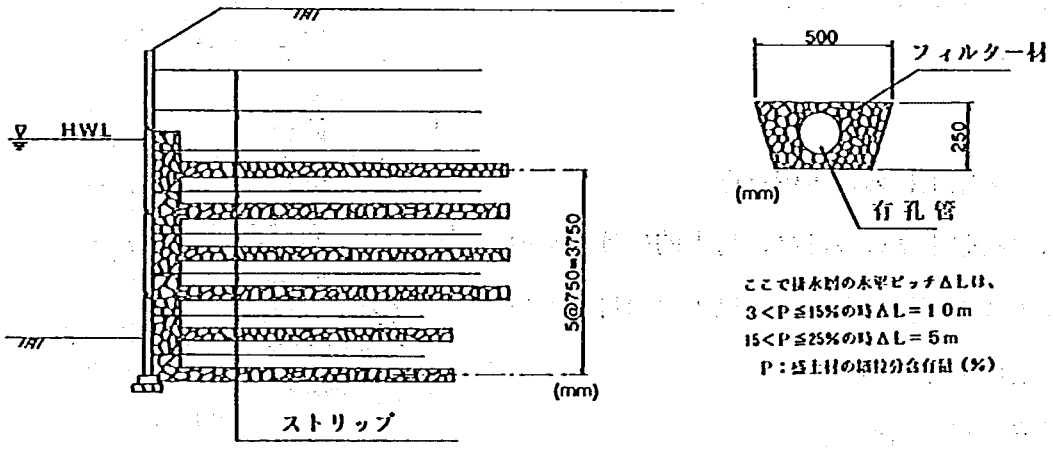
ただし、現場の状況（海岸、河川、湖沼など）により留意すべき項目がそれぞれ異なるため、状況に応じて対処する必要がある。

(1)盛土材の品質

水辺補強土擁壁は、現在は基本的に盛土内に水が入るものとして設計している。このため、使用する盛土材の透水性及び水中でのストリップとの摩擦係数に留意する必要がある。

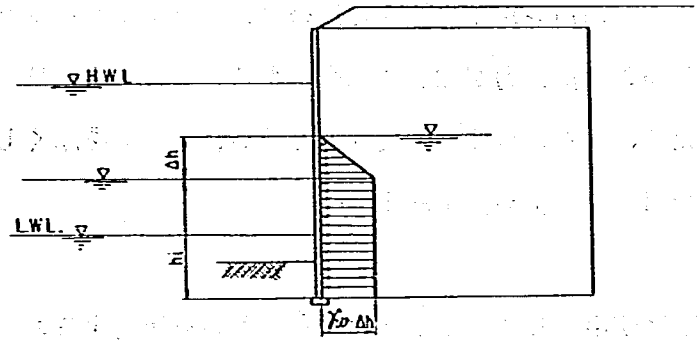
①盛土材の透水性

盛土材には、細粒分の含有量をできるだけ少なく（15%程度以下）、透水性のよい材料を用いる必要がある。また、これと同時に補強土壁の壁面背面、基底部付近及び盛土層の一定層厚毎に図－２に示すように排水ブランケット材料と同等の材料による排水層を設ける必要がある。ただし、現在は細粒分が３%以下の場合には盛土内に特別な排水層を設けずに設計を行っている。



図－２　盛土内の排水層

透水性のよい盛土材を用いない場合や、排水層の一部を省略する場合には、壁前面との水位差により生じる残留水圧を考慮する必要がある。補強土壁内の残留水圧の分布を図－３に示す。



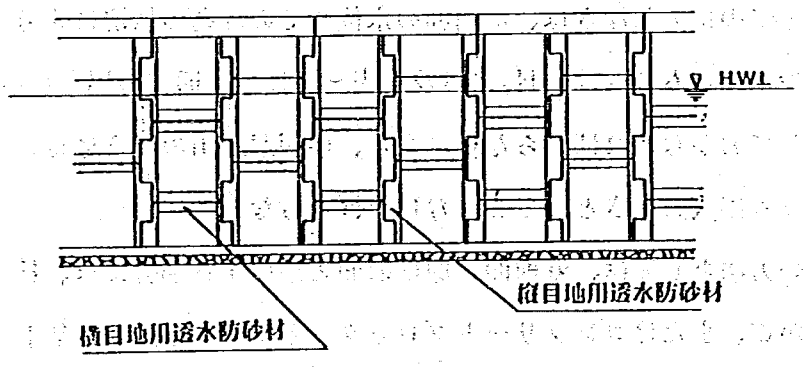
図－３　補強土壁の残留水圧

②水中におけるストリップとの摩擦係数

盛土材が飽和した状態でのストリップとの摩擦係数は、通常の状態での摩擦係数より小さな値を示す。このため、完全に水浸する部分の設計においては留意する必要がある。

(2)盛土材の吸い出し防止

水辺補強土壁の壁前面の水位が低下する際の盛土材の吸い出し防止のため、スキンパネルの目地部に通常でも行われている鉛直方向の他に水平方向にも盛土側から透水防砂布（透水性ジオテキスタイル）を使用しなければならない（図－４参照）。



図－４　透水防砂材の配置

(3)部材の耐久性

①コンクリートスキン

水辺補強土壁に使用するコンクリートスキンは、通常のものを使用するのを基本とする。ただし、河川や海岸に接する場合には、コンクリートスキンに浮遊物が衝突し、外部から直接、力が加わる場合がある。この場合には、スキン前面に防護壁を設けたり、スキン自体の強度計算を行い、スキンを厚くしたり、鉄筋量を増やすなどの対策を施す必要がある。

②ストリップ

水辺補強土壁に使用するストリップも通常のものを使用するのを基本とする。しかし、水辺補強土壁のストリップは、水の影響を受けるため、通常のものより腐食が速い。

通常の補強土壁の場合、ストリップの腐食代（C_{m}）は1.0㎜であるが、水辺補強土壁の場合には、腐食代を多くとる必要がある。現在国内においては耐久性に関する資料がないが、フランスの資料を参考にして、$C_{\text{m}}=2.0$㎜（耐用年数は100年を期待）として設計している。

また最近では、鋼製のストリップの代わりに、腐食に対して耐久性の優れた合成高分子材料からなるジオテキスタイルを用いることも可能である。

(4)基礎部の洗掘防止

水辺補強土壁の根入れ深さは、壁前面の水位やその変動の状況により一概にはいえないが、少なくとも$D_{f\,min}>H_a/6$及び表－1に示す通常の場合の値の1.5倍以上の深さとしておかなければならない。また、前面が深川の場合には、その河床変化に対応しうる根入れ深さとしておかなければならない。

洗掘防止の方法としては、壁前面と原地盤面とが接する部分には、捨石、じゃかご、ふとんかご、またはコンクリートブロックなどによる根固工を施しておかなければならない。流水の湾曲部に水辺補強土壁が適用される場合には、特に洗掘に対

する検討を十分に実施しておかなければならない。

表－1　仮想壁高H_aに応じた最小根入れ深さの標準（通常の補強土壁）

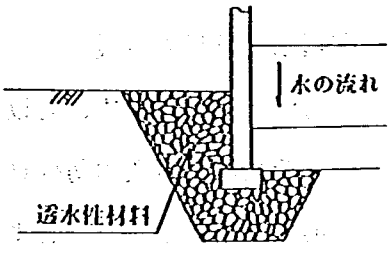
補強土壁前面の現地盤の平均傾斜β	壁，橋台の区別	最小根入れ深さ$D_{f\min}$(m)
$\beta=0$	補強土壁	$H_a/20$
	補強土橋台	$H_a/10$
$\beta=18°(\tan\beta=1/3)$	補強土壁	$H_a/10$
$\beta=27°(\tan\beta=1/2)$	補強土壁	$H_a/7$
$\beta=34°(\tan\beta=2/3)$	補強土壁	$H_a/5$

(5)盛土全体からの排水

盛土材の透水性が高くても、壁面部の透水性が低ければ補強土壁全体の透水性は壁面部の透水性に支配されることになる。このため、補強土壁全体の透水性を高める方法として、以下のような工法が考えられる。

①基礎部からの排水

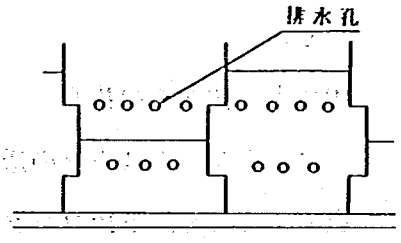
図－5に示すように、コンクリートスキンの基礎部のまわりに排水層を設け、これにより盛土材からの水を速く排出できるようにする。



図－5　基礎部の排水工

②排水孔による排水

図－6に示すように、最下段のコンクリートスキンに排水孔を設け、コンクリートスキン自体の透水性を高める方法である。排水孔はスキンに均等に配置し、盛土材が流出しないように盛土側から透水防砂材をあてる。



図－6　コンクリートスキンの排水孔

(6)盛土材の分離

盛土材が次の場合には、透水防砂材により盛土材の分離を施す必要がある。

①H．W．L以下の盛土材と比較して、H．W．L以上の盛土材が細粒分を多く含む場合には、その境界に透水防砂材を敷設する。

②水辺補強土壁の盛土材と比較して、その背後の盛土材が細粒分を多く含む場合には、その境界に透水防砂材を敷設する。

2)施工事例

(1)奈良県の高校敷地造成工事

①盛土材

補強土壁の盛土材のうち、前面のH．W．L以下では、細粒分の含有量が3％のクラッシャーラン（C－40）を使用し、その他の補強土壁の盛土材には現地発生土であるまさ土（細粒分の含有量は25%以下）を使用した。

②ストリップの腐食代

ストリップの腐食代の耐用年数は100年程度を期待して2.0㎜とした。

③透水防砂材の敷設

a)壁前面のH．W．L以下のスキンの横目地部には吸い出し防止のため、スキンの裏側から透水防砂材をあてた。

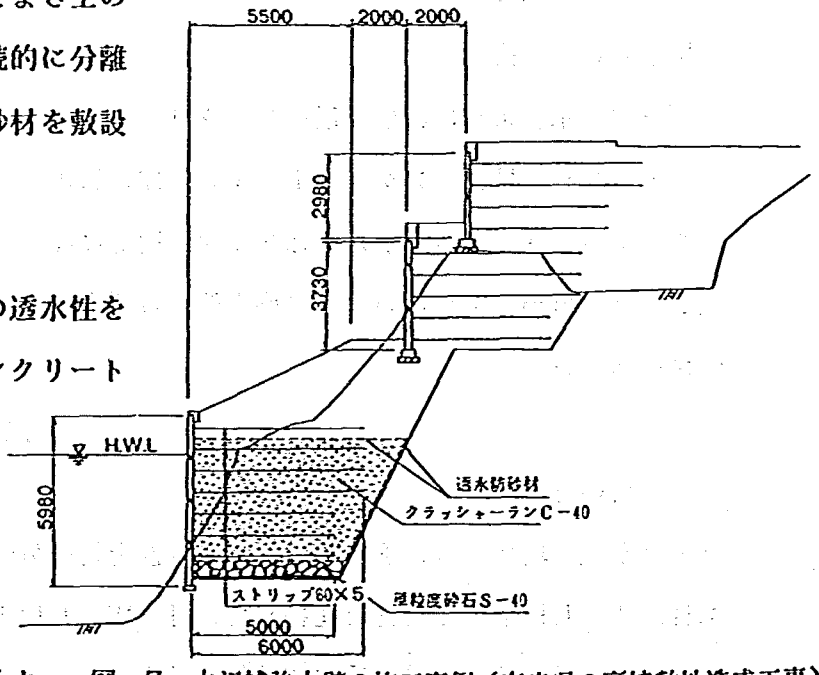
b)クラッシャーランとまさ土の境界には、両者を永続的に分離するために、透水防砂材を敷設した。

④盛土全体からの排水

コンクリートスキンの透水性を良くするため最下段コンクリートスキンに径50㎜の排水孔をあけた。

以上の項目に留意して設計・施工を行った。

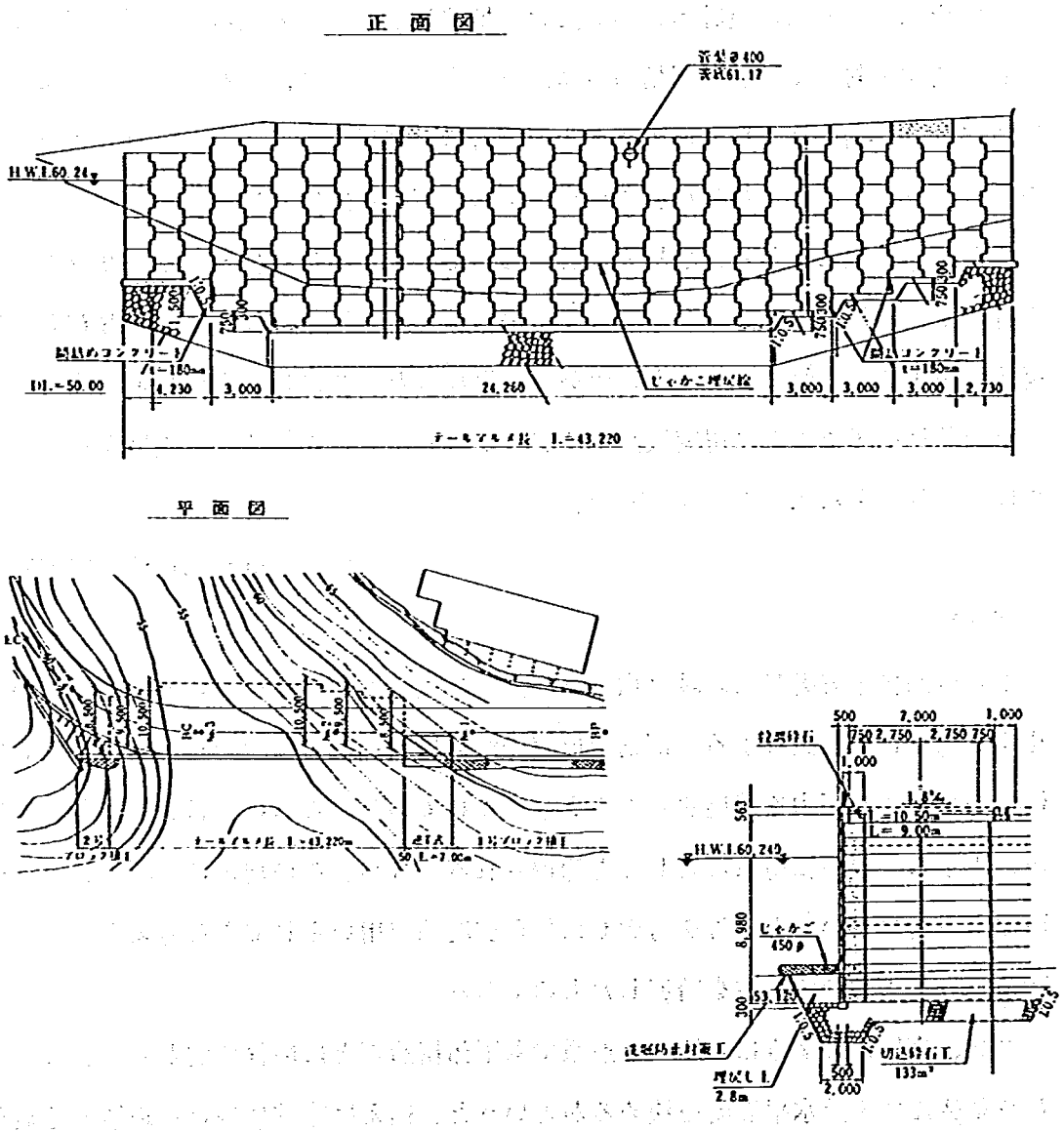
横断面図を図－7に示す。



図－7　水辺補強土壁の施工事例（奈良県の高校敷地造成工事）

(2)和歌山県の中学校運動場造成工事

施工事例の平面、正面、横断面図を図－８に示す。



図－８　水辺補強土壁の施工事例（和歌山県の中学校運動場造成工事）

【参考文献】

(財)土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル、昭和63年11月改訂版

（施工研究室、土質研究室）

共－15　　地盤条件が変化する場合の慣性力の算定

（質問）

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編においては、地盤種別が異なる複数の下部構造で支持される橋梁に対しては、下部構造毎に設計震度を算出して設計を行うことになっているが、高架橋のような一連の構造系の場合には地盤種別をまとめ、設計水平震度を統一すべきと考えられるが、この点に関して御教示願いたい。

また、山間地に架かる連続橋の設計においては全ての基礎位置のボーリング調査を行わずに地盤条件を推定して設計する場合がある。地盤条件を確認しながら基礎構造の施工を行う際に設計時と地盤条件が異なった場合には、上部構造全体を考慮した設計振動単位ごとに再度設計する必要が生じる。このため、再設計を省くための良い手法があれば御教示願いたい。

（道路部道路工事課）

（回答）

1）道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、同一の設計振動単位において地盤種別が変化する場合には、設計する下部構造位置の地盤種別に応じた設計水平震度を用いて慣性力による断面力を算出するものと規定されており、これは、御質問にある高架橋のような一連の構造系に対しても適用される。なお、この規定は、昭和55年の道路橋示方書においても応答を考慮した修正震度法で用いられてきた考え方[1)]で、今回の改訂でもこの考え方を踏襲したものである。

なぜ、高架橋のように一連の構造系でも下部構造ごとに地盤種別が異なれば、これを見込んで設計水平震度を決めるかというと、例えば非常に長い連続橋で地盤条件が変化する場合を考えてみよう。この場合に、設計水平震度を統一した方がよいという理由で、一連の構造系の中で平均的な地盤条件に相当する設計水平震度に統一するとすれば、これよりも地盤条件の悪い箇所では設計水平震度を過小評価することになる。また、反対に、一連の構造系の中で、設計水平震度を最も大きい方の値にそろえれば、地盤条件が良好な箇所では不経済な設計となる。

地盤条件は、地震時において橋の振動の大きさに大きな影響を与えるため、これを正しく設計に反映することが重要であり、このため、上述したように下部構造位置の地盤種別に応じた設計水平震度を用いて慣性力による断面力を算定するものと規定されている。

2）施工段階で設計段階と地盤条件が部分的に異なることがわかり、これにより地盤種別が変化したとしても、一般には、この影響が他の下部構造や上部構造に及ぶことは少ない。この理由は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「3.3.3 慣性力の算定方法」の解説第(2)項に示されるように、上下部構造の重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させた場合の各橋脚に生じる断面力をF_iとすれば、慣性力による断面力F_{di}は次式で与えられる。

$$F_{di} = k_h(\text{第}i\text{下部構造の地盤種別、T}) \times F_i \qquad (1)$$

したがって、上式によれば、もし施工段階に入り設計段階と地盤条件が異なることがわかり、これにより地盤種別が変化してたとしても、これは当該下部構造のみに影響を与えるだけである。

なお、地盤条件が設計段階と大きく異なり地盤ばね定数が大きく変化して、これにより、各下部構造間の慣性力の分配が大きく異なってくるような場合には、設計振動単位ごとに再度計算が必要である。ただし、この場合にも、一般にはよほど大きく地盤ばねが変化するようなことがない限り、この影響が他の下部構造や上部構造に及ぶことは稀である。

[参考文献]

1) (財)日本道路協会:(Ⅴ)耐震設計編に関する質問及び回答,道路,1981年3月

(耐震研究室)

河－１　　高水敷に繁茂している立木の伐開

（質問）

東北地建管内の各河川は、自然植生や立木が比較的多く繁茂しているのが現況であり、治水上の支障となっている。このため、治水機能の向上をはかるため下記の高水敷伐開５ヶ年アクションプログラムを策定し支障立木の解消につとめている。しかし、河道内立木には水制機能や環境保全機能及びレクリエーション機能等有益な機能もあると考えられます。河道内立木のこれらの諸機能を生かしつつ治水上も有効となる樹木の活用手法について後教示願いたい。

高水敷伐開５ヶ年アクションプログラム

基本方針	Ⅰ．治水機能の向上 Ⅱ．河川環境の向上 Ⅲ．住民の参加
具体化に向けて ①治水上、河川環境上伐開除根を必要とする区域を設定する。 ②河川環境管理基本計画との整合を図る。 ③鳥獣保護区域、果樹園、杉林等の地域特性（伐開不可能地等）を把握し、流下能力を考慮の上、当面の伐開除根区域を設定する。 ④柳等樹木の成長を考慮して、官地、民地を含めた５ヶ年計画（H元～H５）を策定する。 ⑤維持修繕費高水敷伐開除根の増額を図る。 ⑥将来の利用計画等を考慮し、優良樹木の保存計画を策定する。 ⑦河川改修の施工年度と調整を行ない、改修費の活用を図る。 ⑧民地の伐開除根は、地権者の理解と協力を得る。 ⑨地元市町村に公園等の占用を認め、その後の維持管理を託せる地区を設定する。（環境整備事業箇所含む） ⑩各年度毎に地元市町村や一般住民及び民間団体等から協力（ボランティア）の得られる拠点地区またはモデル地区を設定する。（ラブリバー制度） ⑪一般住民から採取要望を集い、河川法の許可が可能な地区を設定する。	

（河川部河川管理課）

（回答）

河道計画に際して高水敷に繁茂している樹木の取扱は質問のように河川管理上、洪水の阻害、景観、河川環境上などの検討を必要としています。

伐採については、既存の樹木（群）の機能、すなわち流速低減効果、水制機能、環境保全機能等を有する場合もあるので、伐採することによって生じる問題点を把握・検討し、樹木の機能を保存した方が得策であると判断されるのであれば、その活用を検討するのが望ましい。ここで参考となるのものとして、三重工事事務所の策定した「櫛田川水害防備林伐採基準（案）」がある。これは親水機能など定量的な評価の難しいものについても数量化を図り、総合的に樹木伐採の判定を行なっているものである。

さて、治水機能と、環境機能に対する地域の要望を踏まえて、河川改修と樹木の調整された結果を次に紹介すると、

①部分的に現在の環境を残す

→樹木を選抜して伐採、片側の樹木を残す

②現在の場所と連続したところに代替施設を設置

→現在の樹木を伐採し、堤防沿いのすぐ近くに移植する、幼木を植える

③他の場所に代替施設を設置

→河川区域内の樹木を別の場所に移植する

④河道計画の変更による樹木の全面的保存

→バイパス水路の設置

である。

活用手法を検討する前に、「高水敷伐開５ヶ年アクションプログラム」と併せて以下の項目について検討しておくことが重要と思われる。

- 代表的な樹木について樹径や生育場所の特性を調べる
- 高水敷上の樹木の伐開場所・広さと流下能力との関係の把握
- 河川を代表する樹種を把握する
- 過去の倒木・流出事例と治水上の障害を調べる

・近年伐採した区域について樹種名、伐採方法、問題点等を把握する

・樹種や植樹方法、維持管理の実態を把握する

河道内樹木の諸機能を生かしつつ治水上も有効となる樹木の活用手法については、それらが行なえるように現在検討中である。

治水面からの効用として現在考えられるものは

①樹木の根の張りによる低水路河岸の安定

②低水路と高水敷の流れを分離することによる低水路河岸の安定

②堤防付近の流速の抑制

などがあげられる。また、環境面からの活用として考えられるものは

①木陰を作り、運動場等の機能を高める

②遊歩道、サイクリング道の並木道

③野鳥の保護

④魚つき

などが考えられる。しかし、これらも十分な検討がなされているわけではないので、実施に当たっては、当該地点の河道特性、環境機能、植樹基準（案）等を十分検討しておことが必要である。

なお、樹木群の水理特性のうち、治水上マイナスに作用すると考えられるものの機能の定量的な評価の方法については、土木研究所報告「洪水流に及ぼす河道内樹木群の水理的影響」[3]に詳しく述べられているので参照されたい。

参考文献

1)松浦茂樹、谷本光司、国府田理恵子：「河川事業における治水機能と環境機能との調整についての事例分析」土木研究所資料第2410号、1986.9

2)「四国地建における一日土研資料」、土木研究所資料第2804号、1989.11

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、1990.1

（都市河川研究室）

河－2　　高水敷の粗度管理

（質問）

既往洪水をもとにして算出された粗度係数や、計画断面の形状変化（高水敷と低水路の比率）等を考慮して計画粗度係数を定め、洪水流の流下を河道内に収まるように計画がなされているが、高水敷の利用要望や鳥類の棲息場所、生態観測場所の提供等に対し、計画粗度係数を満足した河川管理を図る必要がある。また、植生の繁茂による粗度係数の増加も見られる。今後、河川管理上粗度係数の管理が必要とみられるが、その考え方について御教示願いたい。

（北上川下流工事事務所）

（回答）

河道計画時に意図した疎通能力がその後確保できずに低下してしまう理由としては、高水敷上での植生の繁茂、土砂堆積による低水路河積の減少、ダム建設などによる河床材料の変化に伴う洪水時の河床形態の変化などが挙げられるが、最も現実的で、多くの河川が抱える問題は高水敷の植生の繁茂による疎通能力の減少であろう。そこで、ここでは疎通能力の低下の原因として高水敷上での植生の繁茂のみに着目し、高水敷の粗度管理の考え方を提案するものとする。

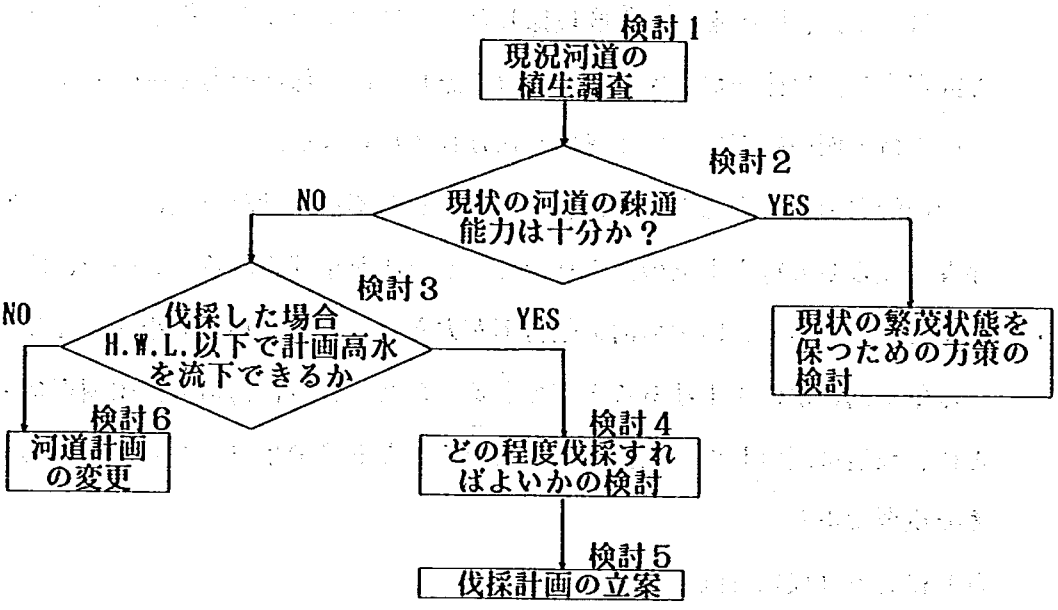
高水敷の粗度係数の管理については、図－1のフローに示した手順で検討する必要があると考えられる。

ここで、フローの各検討の詳細について述べる。

1）検討1（現況河道の植生調査）

植生の管理計画を立てるうえでまず第一に知らなければならないのは植生の繁茂状況である。調査すべき項目は、木本類、草本類の種類、樹径、背丈、分布などである。また、調査においては保護すべき鳥類の棲息箇所や植生の繁茂箇所、動植物の観察・保護団体の活動箇所を抑えておくことも、植生管理をスムーズに進めるためには必要となろう。

2）検討2（現況河道の疎通能力の検討）



図－１　　粗度管理計画のフロー

つぎに取り行う必要のあるのは現況河道の疎通能力の検討である。現況河道の疎通能力の検討には、文末に示した植生河道の不等流計算法を用いるものとする。疎通能力が既に十分あった場合は、粗度管理計画としては現状の植生の繁茂状態を維持する方法の検討となる。疎通能力が不足している場合は植生の伐採等（検討３）について検討しなければならない。

３）検討３（植生伐採の効果の検討）

ここでは、植生を伐採することにより規定通りの疎通能力を得ることができるかどうかの検討を行う。検討方法は検討２と同様に不等流計算によるものとし、植生をすべて伐採した状態での疎通能力を推定する。検討の結果、植生をすべて伐採しても規定の疎通能力が得られない場合には河道計画の抜本的な見直しが必要となる。伐採することにより規定の疎通能力が得られる場合には検討４に進み、どの程度植生を伐採すればよいかの検討を行う。

4）検討4（植生の伐採量の検討）

検討4では、植生をどの程度伐採したら十分な疎通能力を得ることができるかを推定する。具体的な伐採箇所の検討に際しては、疎通能力の確保の面と河川環境の維持の面の両面について考慮しなければならない。

疎通能力の検討方法としては、文末に示した不等流計算方法によって、植生を序々に減らして行き水位の低下状況を見る方法が挙げられる。この際、植生を減らすところとして、植生の河積阻害率が大きいところや川幅の小さいところを選べば効率的に水位を下げることができる。ただし、現況河道の植生調査結果をもとに、環境に配慮しつつ伐採位置を決めることも後の事業をスムーズに進めるうえで重要である。

5）検討5（伐採計画の立案）

検討4によりおおよその伐採量が推定できたら、それをもとに具体的な伐採計画を立てる。伐採位置の選定に際して注意すべきことは以下の通りである。

①河岸近傍に繁茂した樹木群（木本類）は洪水中揺動して付加的な抵抗を生む可能性があるので流水の抵抗の面からのみ言えば最優先に伐採すべきものであるが、同時に河岸侵食を防ぐ効果があるので、湾曲部外岸側や水衝部など、河岸侵食の起こりやすいところに繁茂する植生は伐採しないほうがよいと考えられる。

②水防林については、洪水時、流水が集中するところにある場合が多く、伐採すると堤防近傍の流速が増大し、安全度を低下させる可能性が高いので、現状の水防林の大きさを縮めるような伐採は避けるか最小限に留めるようにする。

③堤脚近傍の樹木を伐採するとその根が腐り分解してしまい、根のあったところが空胴として残る。するとこの空胴が洪水時に漏水をもたらす可能性があるので、一般には低水路側の木から伐採したほうがよい。

④河積阻害率の大きな植生（木本類、草本類いずれの場合も）を伐採すると洪水流況に変化をもたらし新たな水衝部を生む可能性があるので注意を要する。

⑤草本類は生育速度の大きなものが多いので刈り取っても次の年には再び繁茂す

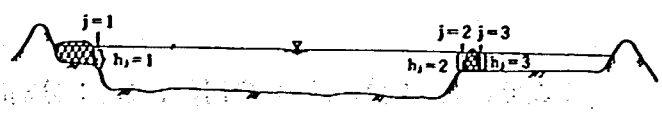
る。草本類の刈り取りには多大な費用を要するので、今後新たな草本類の制御法の開発が望まれるところである。

6）検討6（河道計画の変更）

植生をすべて伐採しても規定の疎通能力が得られないとき、河川環境の面やその他の理由により植生を伐採できないときには河道計画を変更し、堤防のかさ上げや低水路拡幅、河床掘削等により河積を拡大する以外に疎通能力を確保する方法はない。河道計画の見直し作業で第一に行わなければならないのは計画粗度係数の見直しであるが、この際注意しなければならないのは高水敷上の単木やそれに近い状態の小規模な群、および非常に粗な群の扱いである。大きな植生群は死水域と評価すればよいが、単木や粗な群が流水に与える抵抗についてはまだ適切な評価法はなく、既往の河道計画法では粗度係数の割増しで評価せざるを得ない。この場合、植生の繁茂する河道の粗度係数は流量規模が増大するにつれて大きくなることになり、中小洪水をもとに計画粗度係数を決めると計画高水流量のもとでは粗度係数を過小評価することになる。これを防ぐには、文末に述べる不等流計算手法で計画高水流量の際の水位を予測し、その水位縦断をもとに通常の不等流計算により粗度係数を逆算する方法をとる必要がある。

＜植生を有する場合の不等流計算法＞

まず、図－2を参考にして樹木群領域と非樹木群領域に分割する。ここで、iは各分割断面に付けられた番号を、jは樹木群と周囲の流路の各境界に付けられた番号である。



計算式は以下の通りである。

図－2　断面の分割法

$$\left\{H_2+\frac{D_2}{2g}\left(\frac{Q_2}{A_2}\right)^2\right\}-\left\{H_1+\frac{D_1}{2g}\left(\frac{Q_1}{A_1}\right)^2\right\}=he$$

$$he=\frac{1}{2}\cdot\left(\frac{N_1^2Q_1^2}{A_1^2R_1}+\frac{N_2^2Q_2^2}{A_2^2R_2^2}\right)\cdot\Delta x$$
$$+\frac{1}{2}\cdot(EL_1+EL_2)\cdot\Delta x+\frac{1}{2}\cdot(DL_1+DL_2)$$

ここに、D：井田法によるエネルギー補正係数、N：井田法による合成粗度係数、H：水位、R：井田法による径深、EL：樹木群内外の流れの干渉によるエネルギーロス，DL：単木の流体抵抗によるエネルギーロスにあたる量、であり、添字1、2は隣り合う計算断面の水理量を表わす。

ELは次式により算定する。

$$EL=\sum_j(\tau_j\cdot Sw_j)/(\rho\cdot g\cdot\sum_i A_i)$$

τ_jは次式により算定する。

$$\tau_j=\rho\cdot f_j\cdot\left(Q\cdot\frac{\dfrac{A_{i=p}^{2/3}}{n_{i=p}\cdot S_{i=p}^{2/3}}}{\sum_i\dfrac{A_i^{5/3}}{n_i\cdot S_i^{2/3}}}\right)^2$$

ここで、A_i：分割断面$_i$の河積、S_i：分割断面$_i$の潤辺長、n_i：分割断面$_i$の粗度係数、pは樹木群内外の境界$_j$に接している分割断面番号、f：境界混合係数、である。fの値についての詳細は文献1を参照されたい。

ＤＬは次式により求める。

$$DL = \Sigma D / \rho g \sum_i A_i$$

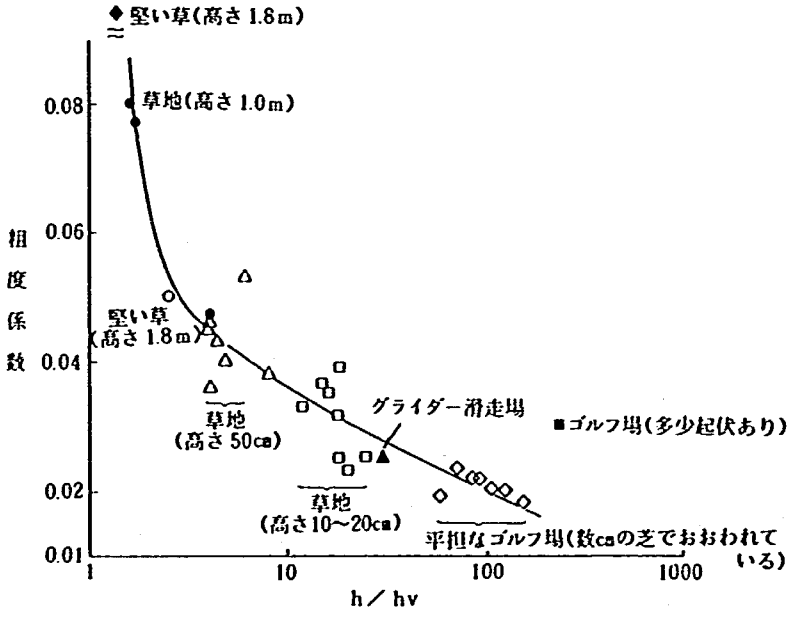
$$D = \frac{1}{2} \cdot Cd \cdot \rho \cdot h \cdot d \cdot u^2$$

ただし、ｈの値について、単木の樹高が水深より大きければ水深を、低ければ樹高を与える。

$$u = Q \cdot \frac{\dfrac{A_{i=t}^{2/3}}{n_{i=t} \cdot S_{i=t}^{2/3}}}{\sum_i \dfrac{A_i^{5/3}}{n_i \cdot S_i^{2/3}}}$$

ここに、ｔは樹木の属している区間の区間番号である。Ｃｄの値については、竹による実験結果（Ｃｄ＝0.9前後）などがあるが、はっきりとしたことはわかっておらず、今後の課題である。

草本類の粗度係数は、図－３から求めるものとする。



図－３　草本類の粗度係数

<参考文献>

①福岡、藤田：洪水流に及ぼす河道内植生群の水理的影響、土木研究所報告第180号、1990年1月

②建設省治水課、土木研究所：河道特性に関する研究、建設省技術研究会報告第42回、1988年

（河川研究室）

河－3　　スレーキング基礎岩盤の評価方法

（質問）

スレーキングを起こす基礎岩盤の試験方法の選定および、試験結果の評価方法について御教示願いたい。

（揖上川ダム工事事務所）

（回答）

（1）試験方法

スレーキングは、以下に示すような試験条件のあたえ方によって現われ方が大きく異なる物理的・化学的現象である[1]。

①試料の採取・保管方法：試料の乱れ、含水比の変化

②試料の整形と供試体寸法：整形時の試料の状態変化

③供試体の初期含水比の調整：初期条件としての乾燥あるいは湿潤の方法

④乾湿方法と繰返し：装置、温度、水質、時間、繰返し手順と回数

⑤計測：寸法、重量、形状

上記に示すような条件を考慮した各種試験法が提案されているが、スレーキングの生じさせ方によって大きく2つに分けられる。1つは、乾湿を多数回繰返すもので、道路公団の方法[2]、ＩＳＲＭの指針[3]等がある。もう1つは、乾湿1回のサイクルでスレーキングを判定するもので、土木学会の方法[4]、市川他の方法[5]等がある。それぞれの試験条件等は表－1に示すとおりである。既往の研究例から1回の乾湿の繰返しによってもスレーキングの強さの識別には十分役立つデータが得られることが確認されているうえ、試験の簡便・迅速性から最近は、土木学会の方法が多く用いられる傾向がある。市川他の方法は土木学会の手法をもとに、初期飽和度がスレーキングに与える影響を考慮したものであるが、反面初期飽和度を変えた多数の供試体の試験を行なう必要がある。

表－1　各種スレーキング試験の比較

		道路公団(1975)[2]	ＩＳＲＭ(1982)[3]	土木学会(1980)[4]	市川他(1986)[5]
供試体	形状寸法(重量)	不定形(ブロック状) 500～1000g	不定形(球状) 各40～60g (全体で450~550g)	3x3x3cm程度の立方体、直径3cm 高さ3cmの円柱、あるいは、同程度の大きさにハンマーで整形したもの	5x5cm厚さ2cmの板状、直径5cm厚さ2cmの円柱状、あるいは同程度の大きさの不定形供試体
	個数	１個	１０個	３個	各乾湿態程度で1個、最低13個
試験条件	乾燥時間	４８時間	２～６時間	２４時間 (風乾の場合1週間)	２時間～１２日 (供試体毎に変える)
	乾燥温度	９０℃	１０５℃	６０℃（風乾）	風　乾
	水浸時間	２４時間	１０分±０．５分 (試料槽を毎分20回転させる)	２４時間	２４時間
	水浸温度	室　温	２０℃	室　温	室　温
	繰返し回数	１０回	２回	１回	１回
劣化指標		吸水量、吸水量増加率	耐スレーキング指数 $\frac{\text{最終乾燥質量}}{\text{初期質量}}$	スレーキング指数 (0~4：同との対比による)	乾湿態程度~スレーキング指数、乾湿態程度~吸水含水比

（２）試験結果の利用・評価

スレーキング試験は、水浸による岩石の形態変化から、鉱物粒子の結合の程度を簡便に定性的に知り、施工時における資料とするものである。したがって、経年後の岩盤の強度変化を定量的に予測することはできない。ダム基礎地盤にスレーキングを生じる岩盤が層状に残る場合には、スレーキングを生じさせないようにしてダム建設を行なうことに最大の努力を払うべきである。したがって、スレーキング後の岩盤の強度を求めるのではなく、岩盤試験を行なうにあたっては新鮮な状態で実施しなければならない。スレーキングは乾湿変化等の環境変化がない限り発生しな

いので、スレーキング試験でスレーキングを生じてもダム基礎のように常に飽和状態で一定条件下にある場合には、完成後にスレーキングは生じる可能性はない。ただし斜面等乾湿の影響を受ける場合には吹き付け等の対策が必要である。

（3）対策工法

スレーキングは、ある種の軟岩が、堀削等で大気中で暴露されて水分状態が変化し、その軟岩が以後水に触れると固結力を失って組織が破壊され、急激に泥状化する現象である。すなわち、スレーキングは、乾湿の繰返しによって初めて生じる現象であり、地中で自然状態におかれているときは、強度その他の性質は、スレーキングを生じない軟岩と全く等しい。したがって、スレーキングの対策工法としては、施工時に乾湿の繰返しを生じさせないよう、岩盤を常に新鮮な状況に保つことにつきる。このため、ダムの施工にあたっては、乾湿の影響を受けたと判断される岩盤は全て堀削除去する必要がある。また、仕上げ堀削面を小分割化し、堀削後ただちにぬれむしろで堀削面を覆い、スプリンクラーで散水して乾燥を防ぎつつ施工する例が多い。

文　献

1）土質工学会：岩の調査と試験、pp. 410-422, 1989.

2）日本道路公団：ＫＯＤＡＮ111－1975岩の乾湿繰返し試験方法、日本道路公団土木工事試験方法、1975.

3）岩の力学連合会（訳）：耐スレーキング性試験法の指針、ＩＳＲＭ指針、Vol. 1. pp. 21－25, 1982.

4）土木学会岩盤力学委員会第４分科会：軟岩の調査・試験の指針、岩の力学79、pp. 233－226, 1980.

5）市川 慧、平野 勇、神保 悟：軟岩の簡易スレーキング試験法、土木研究所資料、第2455号、36p. 1986.

（地質研究室）

可－4　流木による災害の実態とその対策

(質問)

最近の土砂災害では、土石流等の土砂流出の被害に加えて、上流域から流下してくる多量の流木により被害が増大している例が見られる。このため今後砂防事業を推進するにあたり、流木対策も重要と考えられることから、流木による災害の実態及びその対策について調査・研究の現状を御教示願いたい。

(河川部河川計画課)

(回答)

1．流木災害及び対策に関する調査・研究の流れ

我国の国土の3／4は山地であり、その大部分は森林に覆われている。このため、山地小渓流の流域で、豪雨等により山地崩壊、渓岸侵食等が発生すると、土砂とともに多量の流木が発生して、土石流や洪水とともに下流へ流下する。このような多量の流木の、渓流や河川への流下にともない、流木が渓流や河道、あるいは道路のカルバートボックス、橋梁を閉塞して土砂や洪水の氾濫を引き起こして、下流の人家への被害を増大させたり、道路や橋梁の流出を招く事例がしばしば生じている。このような流木による被害は比較的多いにもかかわらず流木対策は遅れており、流木対策施設を設置している渓流は少ない。この原因としては土砂に比べて、流木による被害の実態が正確に把握されておらず、流木の発生、流下、堆積機構に関する研究が遅れており、さらに流木対策施設の計画、設計基準もないことが挙げられる。

土砂とともに流下する流木に関する研究としてはこれまで、主として砂防ダムの堆砂地、砂防ダムの主ダムと副ダムの間における流木の流下、堆積及び砂防ダムや水路上に設置した柵状構造物による流下阻止法に関して基礎的な実験や検討が佐々木[1)]、水原[2),3)]、水原ら[4),5)]、瀬尾ら[6)]によりなされてきている。

しかしながら、流木対策の計画を作成するためには流木の発生・流下実態、流木の発生量と流木の大きさ、水路や狭窄部における流木の移動・停止条件、扇状地に

おける流木の堆積機構等について解明する必要がある。また、流木対策施設の設計手法を確立するためには流木止めスクリーンによる流木捕捉率を算定する手法、砂防ダム及び流木止め付砂防ダムの流木捕捉効果、流木の衝突による鋼製流木止め部材の変位について検討を行い、その機構を解明しこれを体系的にまとめて実用的な流木対策のための調査、計画、設計、維持管理手法を作成する必要がある。

このような未解明な事項を解明するために、土木研究所では土石流及び崩壊により発生した流木の実態調査を実施するとともに室内水路模型実験、屋外扇状地模型実験及び室内における流木の鋼材に対する衝突実験等を行い、流木の発生、流下、堆積機構と流木対策施設の設計手法に関する研究を行ってきた[7)～12)]。

以下では、これまで実施されてきた流木災害の実態調査及び流木に関する種々の実験の成果をもとに流木による災害実態及び流木対策の考え方をのべる。なお、調査及び研究の詳細な内容については参考文献を参照されたい。

2．流木による災害実態

(1) 流木による災害の分類

流木による被害の形態を大きく分類すると①流木が橋梁・カルバート、水路等に詰まることにより土石流や洪水が河道から溢れて周囲や下流の人家、施設等に被害を与える（写真-1）。②流木が橋梁に詰まって上流で土石流や洪水がダムアップされこれらによる流体力や水圧により押し流される（写真-2）。③取水堰や放水路の取水口に流木が詰まって取水機能や放



写真-1 流路内に設置された小橋梁（左手中央、長さ約2ｍ）に流木が詰まって氾濫した土石流と流木（熊本県高森町、白川左支川冬野川、昭和63年5月）

水機能を低下させる。④土砂調節を目的とした透過型の砂防ダム等のスリット部を閉塞し土砂の調節機能を低下させる。⑤流木の衝突による衝撃により家屋あるいは河川に設置してある構造物等を破壊する。⑥貯水池等に貯って一部は沈積する。これらは腐敗し水質や景観を損ねる。⑦川を流下して海に出て漁港等に漂着し、船の運行に支障を与える等がある。これらのうちでも特に人命等への危険性が高く被害も大きいのは①の被災形態である。

(2) 流木による被害の例

土砂とともに流下する流木災害として特に有名なのは昭和13年（1938年）と昭和42年（1967年）に神戸市の宇治川で発生した災害である。これらの災害では豪雨により六甲山系の多くの渓流で土石流が発生し、神戸市街地を襲った。宇治川下流では河川は暗渠となっており、この暗渠に沿って宇治川商店街があった。土石流とともに流下してきた流木はこの暗渠を塞ぎ、溢れた流木、土砂、洪水は宇治川商店街を襲い、土石流による被害を拡大させた（写真-3）。

昭和61年７月に京都府南部を襲った集中豪雨では国道163号の４箇所のカルバートボックスが流木や土砂により閉塞されて、流木、土砂、洪水が路面に溢れ、下流の道路の路肩や法面が侵食されて路体が破壊される

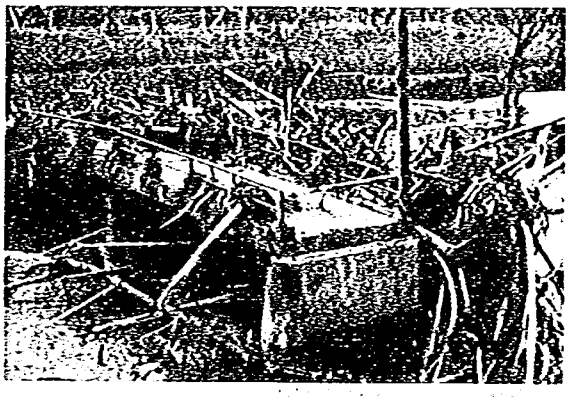


写真-2 流木の閉塞による上流での水位上昇により流出した西奥橋
（京都府笠置町、木津川左支川白砂川、昭和61年７月）



写真-3 昭和13年阪神災害時の宇治川下流における流木の氾濫・堆積

事例も生じた（写真-4）。この災害では木津川の左支川である布目川及び白砂川にかかる布目橋（橋長22.2m）及び西奥橋（橋長17.3m）の橋脚に多量の流木が引っかかり上流の水位上昇と溢水した流れによる河岸侵食によりこれらの橋は破壊された（写真-2及び写真-5）。



写真-4 土石流とともに流下した流木により閉塞した国道のカルバートボックス（京都府和束町、木津川右支川間垣外川、昭和61年7月）

昭和63年５月、熊本県高森町の冬野川では渓流にかかる小橋梁（長さ約２m）に流木が詰まって土石流が河道から



写真-5 流木の閉塞による橋梁の破壊
（布目橋、京都府笠置町、木津川左支川布目川、昭和61年７月）

溢れて人家を襲った例（写真-1）や、昭和63年７月には長岡市を流れる浦瀬川で流木が橋梁を閉塞したために洪水が河道から溢れ付近の住宅を浸水させた例がある。平成元年９月、愛知県豊根村の伊香川では流木の直撃により半壊家屋１戸、死者１名、負傷者１名の被害が発生した。また、平成２年７月、熊本県阿蘇郡一の宮町では古恵川を泥流とともに流下してきた多量の流木により古恵川にかかる橋が閉塞さ

れて、泥流とともに流木が市街地に氾濫し、流木・泥流の衝突により死者７名、全壊家屋約70戸、半壊家屋約70戸の甚大な被害を与えた（写真-6）。

(3) 流木の発生原因

流木の発生原因を表-1に示す。これらのうち①～⑧の発生原因は主として自然現象のみによる流木の発生であり、⑨～⑭は人為の加わった木材や材木の流出によるものである。山地渓流における流木の発生原因としては、一般に①～③（写真-7,8）が多いので、以下では主として山腹斜面崩壊や土石流・泥流の発生・流下に伴い発生する流木を対象とする。

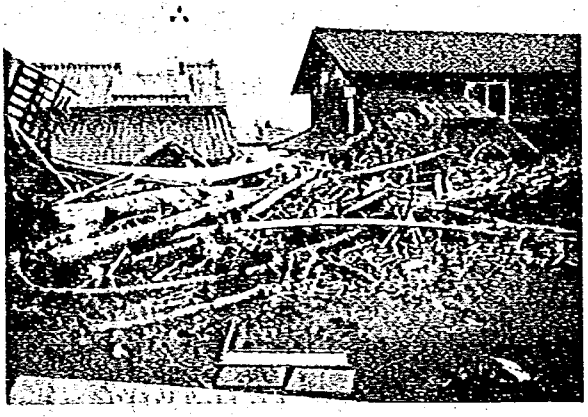


写真-6 流木の衝突により破壊された家屋と堆積した流木群
(熊本県一の宮町、白川右支川黒川左小支古恵川、平成２年７月)

表－1　流木の発生原因

流木の起源	流木の発生原因	主な発生場所		
		上流域	中流域	下流域
立木の流失	①斜面崩壊の発生に伴う立木の流出	○	○	
	②土石流の発生に伴う立木の流出	○	○	
	③土石流の流下に伴う渓岸・渓床侵食による立木の流出	○	○	
	④洪水による河岸・河床の侵食による立木の流出	○	○	
過去に発生した倒木等の流出	⑤病虫害や台風等により発生した倒木等の土石流，洪水による流出	○	○	
	⑥過去に流出して河床上に堆積したり河床堆積物中に埋没していた流木の土石流，洪水による再移動	○	○	
	⑦豪雨の発生・流下に伴う倒木の発生とその後の土石流，洪水による下流への流出	○	○	
	⑧火山の噴火に伴う降灰による倒木の発生とその後の土石流，洪水による下流への流出	○	○	
伐木・林業残材の流出	⑨放置された伐木や間伐材の斜面崩壊，土石流，洪水による流出	○	○	
	⑩放棄された木材の洪水による流出	○	○	○
	⑪洪水による住宅用木の流出	○	○	
用材の流出	⑫土石流，洪水による家屋の破壊とそれに伴う被害材の流出		○	○
	⑬土石流，洪水による木材の流出		○	○
	⑭土石流，洪水による製材の流出		○	○

(4) 流木の発生量及び流出率

昭和57年７月長崎災害における３渓流、昭和62年８月の山形災害における４渓流、及び昭和63年７

月の広島災害における20渓流の流木発生実態調査をもとに渓流において土石流とともに発生する流木の量とそれらの流木の谷の出口への流下率を整理した。

各渓流における発生流木の幹材積及び発生流木の本数と渓流の流域面積及び渓流における生産土砂量の関係を図-1～6に示す。これらの図より、流域面積1㎢当たりの発生流木幹材積、発生流木本数及び流域内の針葉

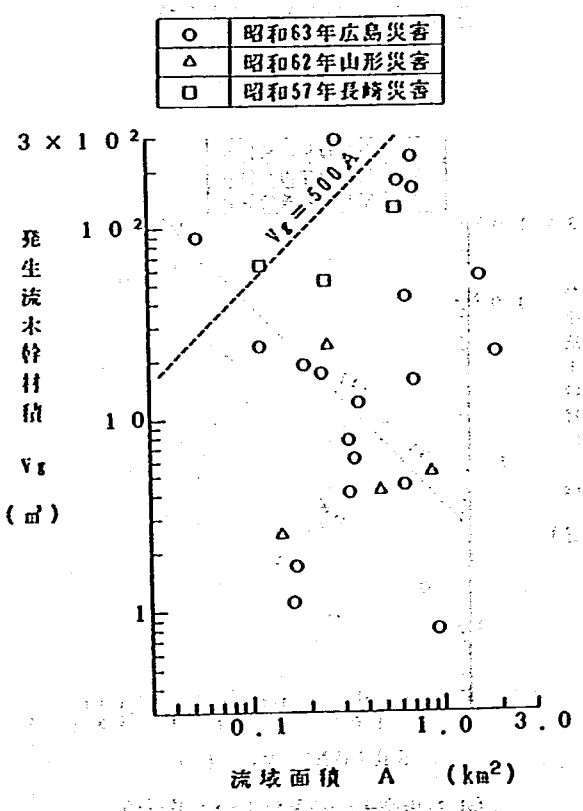


図-1 流域面積と発生流木幹材積

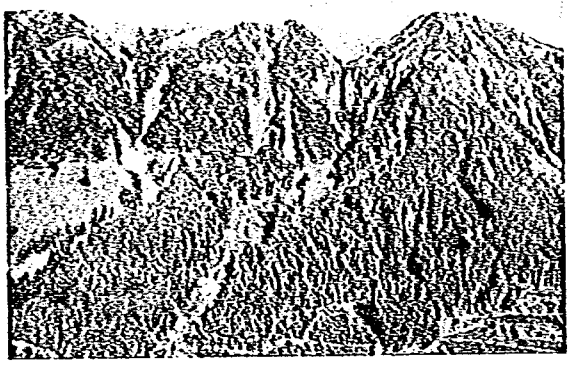


写真-7 斜面崩壊及び土石流の発生・流下に伴う立木の滑落
(熊本県一の宮町、白川右支川黒川左小支平保の木川、平成2年7月)

樹林、広葉樹林の森林面積1㎢当たりの発生流木幹材積、発生流木本数の目安を得ることができる。また生産土砂量と発生流木幹材積、発生流木本数には正の相関が認められる。なお、この調査の対象

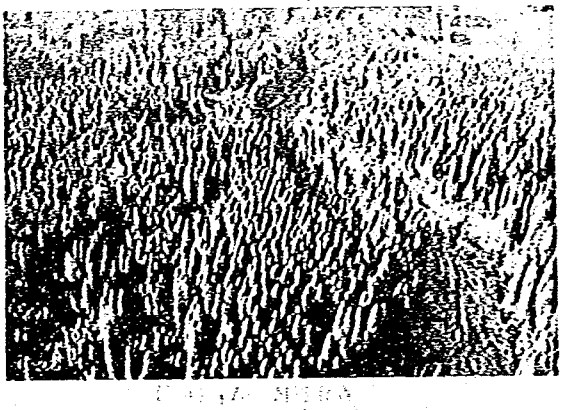


写真-8 土石流の流下に伴う渓岸・渓床侵食による立木の流出
(熊本県一の宮町、白川右支川黒川左小支古恵川、平成2年7月)

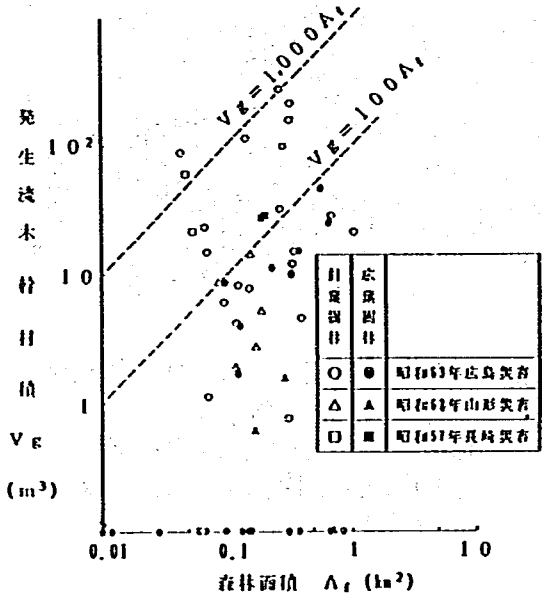


図-2 針葉樹、広葉樹の森林面積と発生流木幹材積

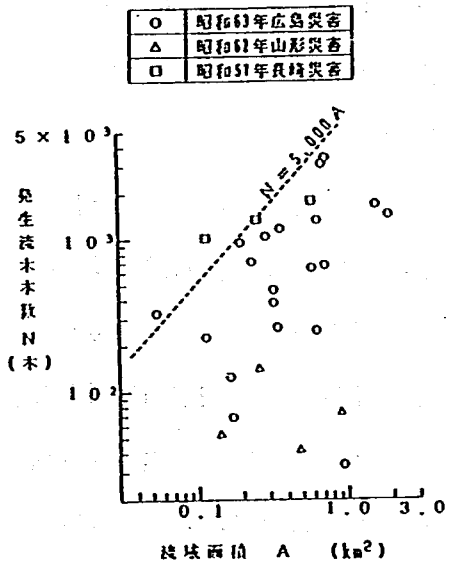


図-3 流域面積と発生流木本数

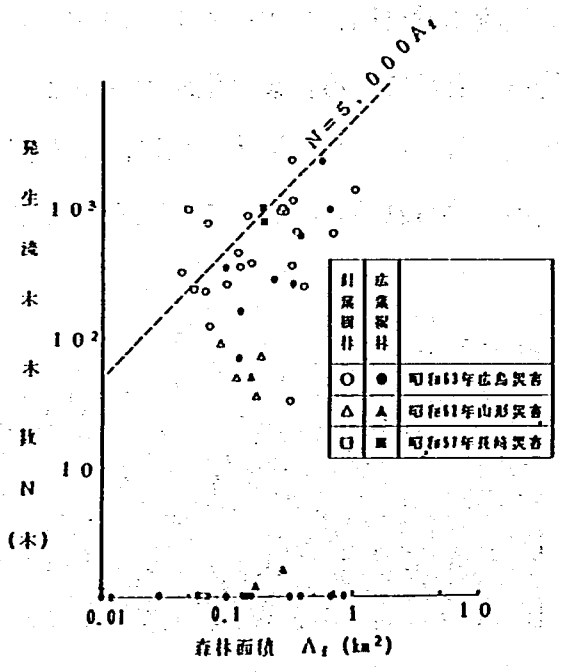


図-4 針葉樹、広葉樹の森林面積と発生流木本数

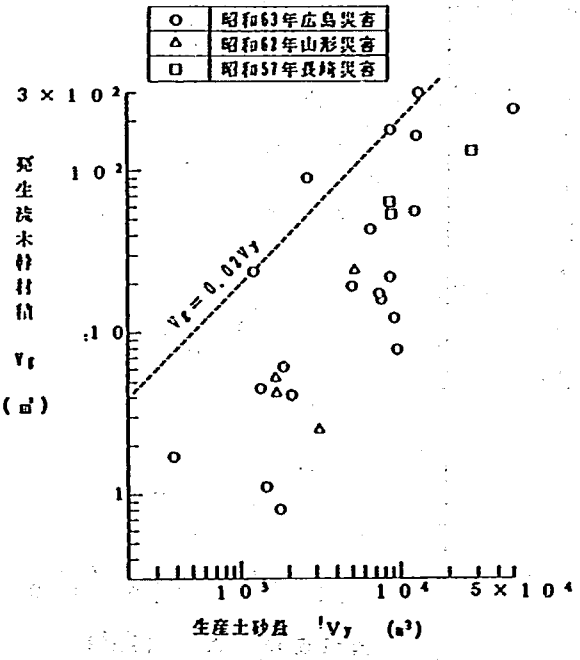


図-5 生産土砂量と発生流木幹材積

となった渓流の流域面積とは河床勾配が約5°以上の部分の流域面積であり、流域面積の大部分は針葉樹、広葉樹の森林により覆われていた。従ってここで得られた流木発生量を流木対策の計画に用いる場合にはこのような適用条件を十分に考慮する必要がある。

一方、谷の出口（河床勾配は約15°以上）へ流出した流木本数の、谷の出口より上流で発生した全流木本数に対する百分率を流木流出率と定義して、各渓流における流木流出率と発生流木本数の関係を整理したものを図-7に示す。この図より発生流木の谷出口への流出率は発生流木本数と相関があり、発生流木本数が増加するほど谷出口への流出率も増加する傾向が認められる。なお、流木流出率と流域面積には明確な相関が認められなかった。

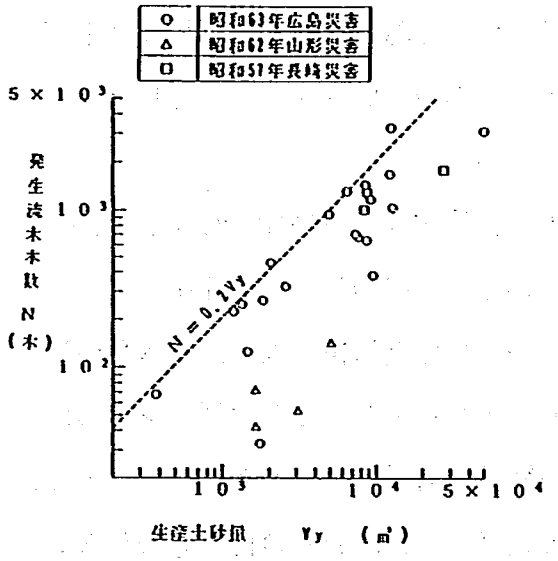


図-6 生産土砂量と発生流木本数

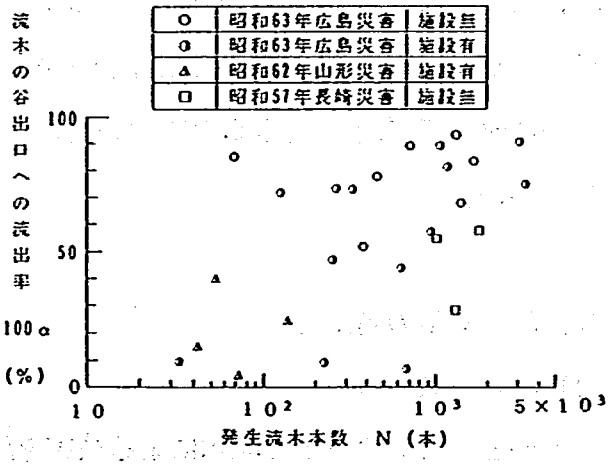


図-7 発生流木本数と流木の谷出口への流出率

(5) 流木の長さと直径

斜面の渓流にあった立木が崩壊や侵食により流木となって流下する際には、土石流中の石礫や渓岸・渓床との衝突等により樹木の細い部分は、折損して長さが短くなるのが一般的である。広島災害の8渓流の流木発生源の立木の平均長さ、下流に堆積した流木の平均長さ及び各渓流の土石流流下幅の関係を図-8に示す。この図よ

り流木の長さは発生源の立木の長さの1/3～1/2程度であり、流木の平均長は土石流流下幅の最小値（狭窄部の幅）とほぼ同じである。

また、昭和62年8月の山形県温海町災害において土石流の発生した４渓流において原則として直径10cm以上、長さ２ｍ以上の流木を対象として現地調査を行った。その結果、樹種では針葉樹（杉）が多く、最大長（測定した流木の長いものから順に数えて５％の本数に当たる流木の長さ）は、流木で16～19m、最大直径（同様に太い方から５％に当たる流木の直径）は約35～60cmである。形態としては、渓流の出口に流下した流木では幹のみのものが多いのに対して渓流の上流部に堆積した流木では根、枝、葉がついたものの占める割合が多い。

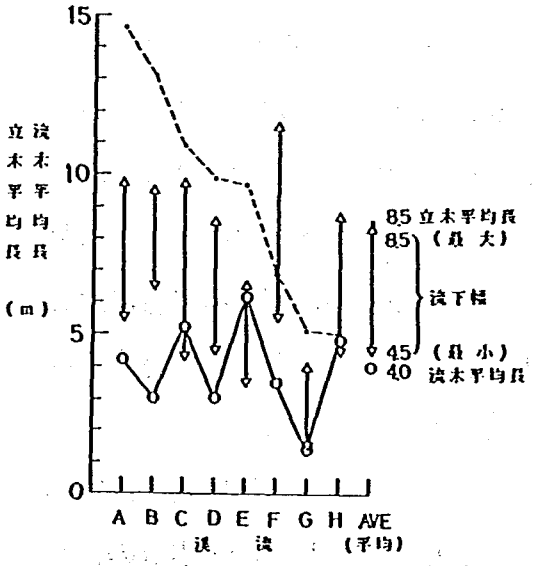


図-8 発生、流下した流木の長さと流下幅

３．流木対策の考え方

(1) 流木対策の概要

土砂とともに流下する流木による被害を防止、軽減するための流木対策は、大きくは①施設による対応（ハードな対策）と②施設によらない対応（ソフトな対策）の２つに分けることができる。

施設による対応の中には、渓流における流木の発生を防止する工法（発生防止工）と発生した流木を渓流や河道の中で捕捉し下流への流出を防止する工法（捕捉工）があるが、その他にもこれに近いものとして平常時に渓床や渓岸に堆積している流木を除去する方法がある。

施設によらない対応としては、流木災害の危険性を広く一般の人々に知らせて豪

雨時には流木についても警戒させたり、渓岸侵食の起こり易い箇所には高木を植えないで潅木等を植えるように指導する等の対応が考えられる。

全国には流木災害の発生する危険性のある渓流や河川が多数存在し、早急に何らかの対応を実施することが必要と考えられる。早急に効果を発揮できる対応としては、流木捕捉工及び流木発生抑止工等のハードな対策が有効であると考えられる。このため以下では、施設による対応について述べる。

(2) 流木対策施設の種類と配置

流木発生抑止のための施設としては山腹崩壊を防止したり、渓岸侵食を防止するために崩壊、土石流の発生及び土石流の流下・堆積区間に設ける斜面安定工、護岸工、床固工、砂防ダム工、流路工等が考えられる（図-9）。

流木捕捉のための施設としては、主として土石流の発生・流下・堆積域及び掃流域に設置するオープンタイプダム工（鋼製、コンクリート製）、通常砂防ダム＋流木止めスクリーン工（副ダムに設置）等があり、さらに主として掃流区域に設置する通常砂防ダム＋流木止めスクリーン工（副ダムに設置）、オープンタイプダム工、砂溜工＋スクリーン工、遊砂地＋スクリーン工等が考えられる（図-9）。

なお、一般的な渓流においては土石流の流下区域である上～中流区域において土石流とともに流下する流木を土石流とともに捕捉する鋼製オープンタイプ砂防ダム工、及び渓岸侵食を防止して流木、土砂の発生を抑止する護岸工を計画し、谷の出口付近で砂防ダム＋流木止スクリーン工を計画する場合が多い。

流木対策施設の配置計画の策定に当たっては、土砂及び流木の発生場所や量等を考慮して、流木対策施設が効果的に機能するように配置計画を策定する。

また、流木対策施設に捕捉された流木や土砂を除去するため管理用通路を設置する等の維持・管理手法についても配慮する必要がある。

(3) 流木捕捉工の効果量

流木捕捉工としては、一般にオープンタイプダム工、スクリーン工等より流木を捕捉することとなるが、これらの施設による流木捕捉効果を知ることは施設の計画、

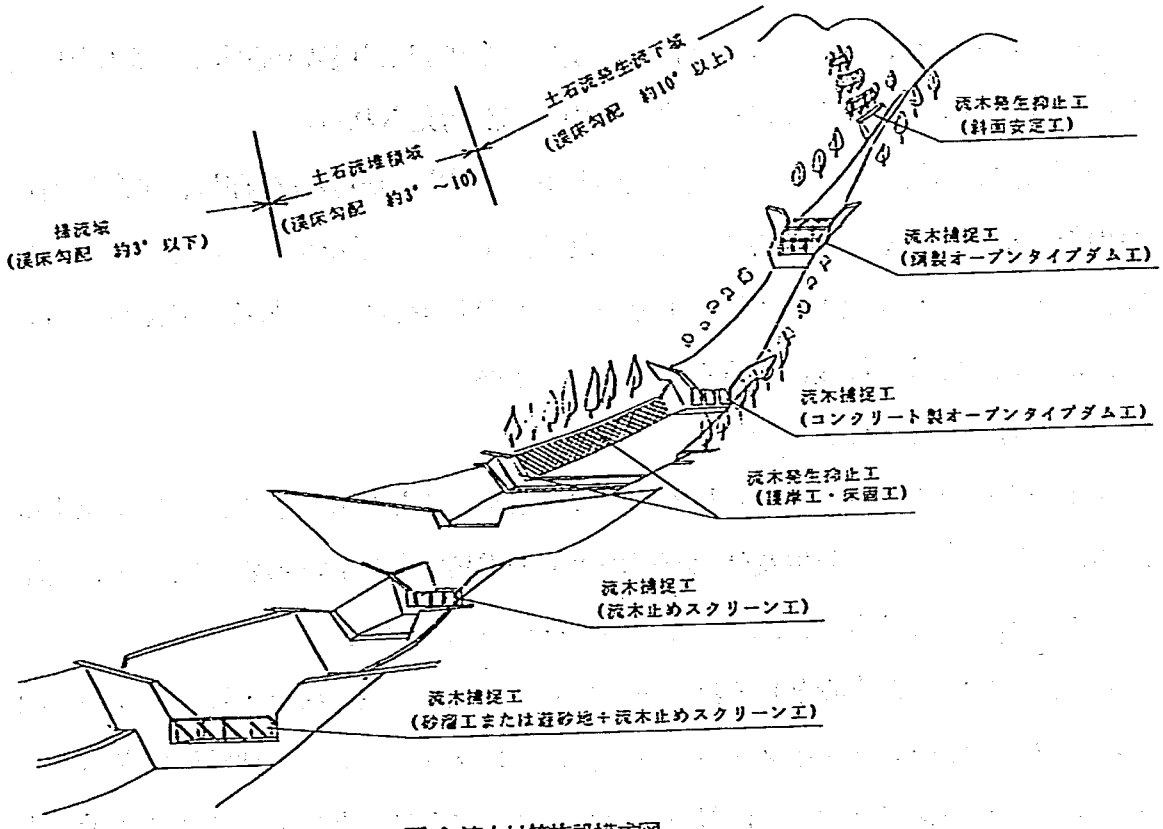


図-9 流木対策施設模式図

設計にとって極めて重要である。流木捕捉工の効果量はその施設が土石流区間に設置させるか、掃流区間（土砂流も含む）に設置されるかにより大きく異なるため、この２つの区間に分けて考えるのが良い。

土石流の発生・流下・堆積区間において土石流とともに流下する流木を捕捉するための流木捕捉工の効果量は、水理模型実験結果（写真-9）によれば、見かけの捕捉容量（Vd）と流木容量率（$\beta \fallingdotseq 0.1 \sim 0.3$、通常は0.2）より実質流木堆積（Vr）を次式により推定する

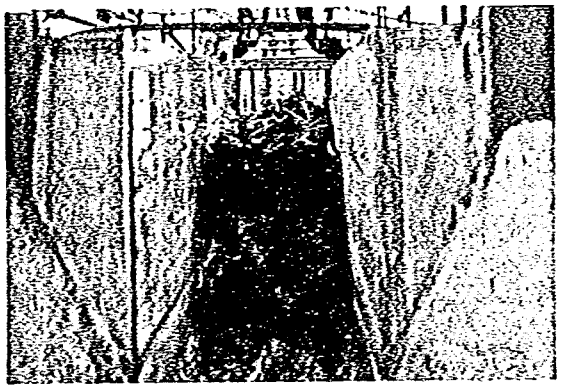


写真-9 流木止めスクリーンによる土石流とともに流下する流木の捕捉実験（スクリーンにより多量の流木が捕捉されている）

ことができる。

$$Vr = Vd \times \beta$$

$$Vd = h \times W \times (2 \sim 3) \times 1 / I \times H$$

但し、hは流木止めスクリーン部高さ（m）、Wは流木止め上流の湛水幅あるいは堆砂地の平均幅（m）、Iは流木止め上流の元河床勾配、Hは流木止めスクリーンの中央部の元河床からの高さである（図-10）。なお、流木止めスクリーン上流部（Vd）に堆積する土砂量（Vs）は、次式により算定する。

$$Vs = Vd \times (1 - \beta)$$

掃流区間内に流木捕捉工を計画する場合、現地調査結果、水理模型実験結果によれば流木止めにより捕捉される流木の量は、その流木止め上流側の堆砂地あるいは湛水池の面積の大きさに比例する。すなわち、捕捉される流木の投影面積合計をΣaiとし、流木の長さをℓ、流木の平均直径をdとすると計画対象流木量（投影面積$=\Sigma ai$）を捕捉するために必要な流木止め上流の堆砂地及び湛水池の面積（Ad）は、次式により推定できる。

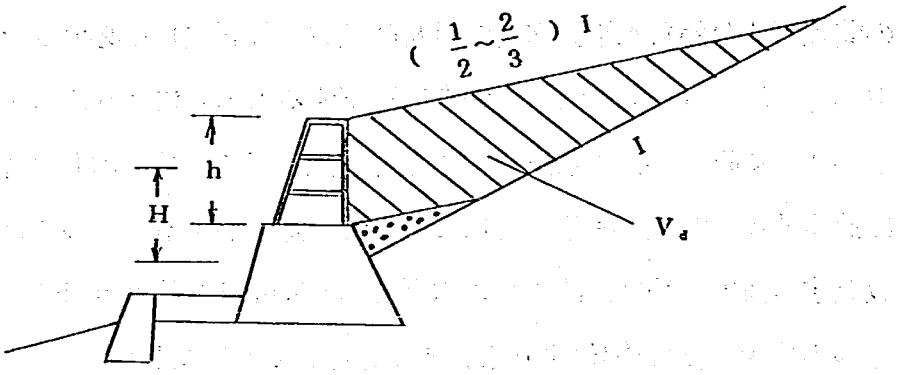


図-10 土石流発生・流下・堆積域に設置された流木捕捉工の効果量の模式図

$$Ad \geqq \Sigma ai = \Sigma (\ell \times d)$$

(4) 流下止めのスリット間隔

土砂と流木の流れの形態が異なるためにオープンタイプダム工、スクリーン工等の流木止めのスリット間隔も土石流区間と掃流区間内では考え方が異なる。すなわ

ち土石流区間内では流木は巨礫群と一体で捕捉され、掃流区間では流木は巨礫（土砂）と分離されて捕捉される。

土石流の発生・流下・堆積域において土石流と一体となって流下する流木を巨礫とともに捕捉するための流木止め施設では、スリットの純間隔は土石流中の巨礫を捕捉できるように巨礫の直径の約1.5倍前後で設計する。

一方、掃流区域に設置した流木止めスリット、スクリーンによる流木捕捉実験結果では、流木の捕捉率を左右するのは主として縦部材間隔である。すなわち水理模型実験結果によれば、縦部材の水平方向純間隔が流木の最大長の1/2～1/3程度以下であると流木捕捉率はほぼ100%となる。なお、流木止めの縦方向及び横方向の部材の間隔（すなわち水平方向純間隔及び縦方向純間隔）を必要以上に狭くとると土砂や小さな流木（下流の河道を安全に流下するもの）により流木止めが閉塞されて流水の透過を阻害し、流水が流木止めを越流してこの時流木も同時に越流し、結果的に流木捕捉率が低下することになるので注意を要する。このことから、掃流区域に設置する流木止めでは流木止め水平方向純間隔は及び縦方向純間隔は流下してくる土砂の最大礫径の約3倍よりも大きくとることが望ましい。

(5) 流木止めに作用する衝撃力

流木捕捉工としては一般に鋼製オープンタイプダム工、鋼製スクリーン工が用いられている。しかしながら、これらの鋼製施設の流木の衝突を考慮した設計法はこれまで十分に検討されてきていなかった。そこで、土木研究所では実物大の鋼製単純梁（鋼管、H形鋼）に実物大の流木（丸太）及び石球（巨礫）を衝突させて実験を行い、衝突時に鋼製部材に生ずる塑性変位及び衝突体の跳ね返り高さ等を測定した。実験の結果、次のことが明かとなった。

①同一の衝突面形状を持つ流木と石礫が同一の運動エネルギー（例えば重量と速度が同一）で衝突すれば鋼材に生ずる塑性変位は同一である。すなわち木材と石材という材質による差は認められない。

②累積衝突エネルギーとそれによる累積塑性変位は正比例の関係にある。

③同一の塑性変位を生ずる衝突エネルギー吸収能と静的エネルギー吸収能の比はほぼ一定である。また、衝撃エネルギー吸収能は静的エネルギー吸収能よりも大きく、この傾向はH鋼よりも鋼管の方が強い。

これらの実験結果をもとに流木、巨礫衝突を考慮した鋼製流木止め部材の実用的な設計手法を検討している。

4．流木対策の現状と今後の展開

土石流とともに流下する流木は、これまで一般に土石流の一部と見なされて、オープンタイプ砂防ダム等により、土砂の一部として流木を捕捉する方向で進められてきている。また、近年になって流木対策専用の施設も設置されるようになってはいるが、その数はまだ僅かである。この理由として、流木対策に関する体系的な技術指針が未整備であったこと等が挙げられる。しかしながら、最近流木による災害が毎年のように発生して一般の人の注目を浴びる機会が増し、これに伴って流木災害に関する研究も進展してきており、さらに流木対策についての技術指針も検討されてきている。このようなことから、土砂とともに流下する流木の対策は砂防事業の一環として、今後益々推進されると考えれる。

<参考文献>

1) 佐々木八郎：砂防ダム付近における流木阻止に関する実験的研究、信州大学工学部紀要、第13号、pp.59～89、1962

2) 水原邦夫：砂防ダムと流木（Ⅰ）－流木群の堆積開始と運動機構－、新砂防、第28巻、第２号、pp.17～24、1975

3) 水原邦夫：砂防ダムと流木（Ⅱ）－流木群の堆積機構と堰上機構－、新砂防、第28巻、第３号、pp.17～23、1976

4) 水原邦夫、南　哲行、武居有恒：流木の流下阻止に関する基礎的研究（Ⅰ）、新砂防、第32巻、第２号、pp.10～16、1979

5) 水原邦夫、武居有恒、南　哲行：流木の流下阻止に関する基礎的研究（II）、新砂防、第３号、pp.9～16、1980

6) 瀬尾克美、水山高久、大場　章、上原信司：土石流と共に流出する流木の運動と捕捉工に関する実験的研究、土木技術資料、第26巻、第２号、pp.9～13、1984

7) ISHIKAWA,Yoshiharu and MIZUYAMA,Takahisa :An Experimental Study on Permeable Sediment Control Dams as a Countermeasure against Floating logs, 6th Congress Asian and Pacific Regional Division International Association for Hydraulic Research, Proceeding Vol.II-2,pp.723～730, July, 1988

8) 石川芳治、水山高久、鈴木浩之：崩壊・土石流に伴う流木の実態と調査法、土木技術資料、第31巻、第１号、pp.23～29、1989

9) 石川芳治、水山高久、福沢　誠：土石流に伴う流木の発生及び流下機構、新砂防、第42巻、第３号、pp.4～10、1989

10) 石川芳治、水山高久、福澤　誠：砂防ダム及び流木止めスクリーンによる流木捕捉効果、土木技術資料、第31巻、第９号、pp.41～47、1989

11) 石川芳治、水山高久、浅井信秀：流木の衝突による鋼材の変形に関する実験的研究、新砂防、第42巻、第５号、pp.11～20、1990

12) 石川芳治、志田武司：平成２年７月２日熊本県一の宮町で発生した泥流・流木災害について、新砂防、第43巻、第２号、pp.63～66、1990

(砂防研究室)

河－5　　河道横断構造物における閘門等の設置

（質問）

かつて舟運として利用された河川も、今では堰、ダム、落差工等河川横断構造物により船で移動するには無理がある。今後、魅力ある河川を創造するためにも、住民はじめ色々な人に河道内から川、河岸等をみる機会をつくるべきである。よつて、船が移動できるよう配置した構造物にはどんなものがあり、実用性がどの程度あるのか御教示願いたい。

（企画部企画課）

（回答）

河川における船運は、鉄道交通や道路交通による輸送が発達する以前において重要な輸送手段であった。そのため船の航行のため支障とならないように航路維持などに力を注いで来た。しかし、鉄道網や道路交通網及びその機関の発達に伴って、船運は次第に廃れてきた。

現在、隅田川における水上バスの運行区間の延長など新たな交通手段として見直されつつある。また、観光、レジャーや交通渋滞からの避難としての船運の利用が見直されている。

船が移動できるように考慮した構造物の代表は閘門である。閘門は、水位差のある水面間に船舶を通行させるための工作物である。舟運が陸上交通にとって変わられた現在では新しい工事はほとんど行なわれていない。閘門の種類には単扉室閘門、複扉室閘門、複式閘門、双閘、階段式閘門がある。

閘門を設置する位置は、水路が良好なこと、すなわち水深が十分あり、流速があまり速くないことが必要であり、流送土砂の少ないことが好ましい。これらの条件が整ったところが設置場所として好ましい。また、実用性だけにこだわらず、景観にも配慮したものを計画する必要がある。

技術的課題はとくにないと思われる。ただし、船の吃水深を確保できるような河道計画をしておかないと、船舶の航行に支障をきたす結果となるので特に注意をしておく必要がある。

「河川砂防技術基準（案）設計編」には、閘門について船舶の航行に支障を及ぼさないよう、導流壁を必要な長さまで設けるものとなっている。閘門の閘室の有効幅と有効長は、（対象船舶の幅×配列数＋余裕）で求め、さらに必要に応じて、給排水設備、繋留設備、保安設備を設けることとなっている。ゲート開閉のそれぞれの行程の所要時間は、2～5分以内が標準とされている。

閘門についての過去の例では、給排水は閘室内の船に動揺を与えぬ範囲でできるだけ速い時間になるように設定する。一般に両側の閘渠の通水断面は、閘室の水面積の1/250 程度で、給排水に要する時間は5～10 分、閘室内水位上昇速度は1～3cm/s程度になるように決めるようである。また、閘門には、安全確保のための船の通行、及び管理橋通行を指示する信号機や照明等を設置すると良いとなっている。

現在、土木研究所においても水面利用を向上させるため河川マリーナについて研究を行なっており、このような課題についても今後の研究の一つとして取り組んでいきたい。

参考文献

1)山本三郎、「河川工学」、朝倉書店、昭和33年12月
2)岡崎忠郎、畠山伸一、「河川工事ポケットブック」、山海堂、昭和43年 3月
3)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

（都市河川研究室）

河－6　　既設ダムの嵩上げにおける調査・設計上の留意点

（質問）

近年、完成ダムにおいて、治水、利水を取りまく諸情勢が変化して新たな貯水池が必要となった場合に、地形・地質や用地などの諸条件から新規のダムサイトを用意することができず、既設のダムを嵩上げして新たな容量を確保するような事例が増えてきています。このような既設ダムの嵩上げにおける調査・設計上の留意点について御教示願いたい。

（津軽ダム調査事務所）

（回答）

質問に該当するようなダムの嵩上げは、原則として、既設のダムの機能を生かしながら行う必要があります。このような条件から、ダムの再開発にあたっては、既設のダムを嵩上げるという方法のほか、新しいダムを既設のダムから全く独立させて、その下流に造るという方法を採らざるを得ない場合が往々にしてあります。ここでは、このように新たに下流に造られるダムが構造的または水理的に既設の旧ダムと互いに影響を及ぼし合う場合も嵩上げダムの範疇に含めるものとして解説することにします。また、一般的なゾーン型のフィルダムの場合には通常の嵩上げが困難なこと、また、新たに下流にフィルダムを造る場合も新旧両ダムの構造的、水理的影響が比較的少ないことなどから、ここでは、解説の対象をコンクリートダムに限るものとします。

ダムの嵩上げは、旧ダムのダム軸と新ダムのダム軸の位置関係に着目して、次の3つに分けて考えることができます。

①２つのダム軸を一致させる場合。（完全嵩上げ）

②新旧堤体が離れない程度に２つのダム軸を離し、旧ダムの一部を新ダムとして利用する場合。

③新旧堤体が接しない程度に２つのダム軸を離す場合。

①、②、③のいずれを選定するかは、地形・地質条件にもよりますが、施工中の

洪水処理機能の維持や利水容量の確保、または、新ダムに設けられる放流設備と旧ダムとの取り合いなど、既設ダムの運用条件、新ダムの計画上の条件によって定まることが多く、自ずから②あるいは③を選定しなければならない場合も多いものと考えられます。この点については本質問の範囲を超えますので、ここでは、嵩上げのタイプについて①～③のいずれをも採用可能な場合、または、嵩上げのタイプが①～③のいずれかに決定されている場合を想定し、ダムの嵩上げにおける調査・設計上の留意点について述べることとします。

1．調査上の留意点

ここでは、ダムを嵩上げする場合の基礎岩盤の調査上の留意点について、力学特性と水理特性に分けて述べるものとします。

まず、基礎岩盤の力学特性についてですが、通常のコンクリートダムの場合と同様に、基礎岩盤の強度特性は嵩上げダムの設計を行う上できわめて重要な要素であり、基礎岩盤の強度が十分に確保できるかどうかが調査のポイントとなります。一般に、ダム軸はその建設の時点で地形・地質的に最良の地点に選定されることを考えると、嵩上げの規模によっては、既設ダムの直下流に所要の強度を有する岩盤が得られず、設計上の対応が難しくなる場合が考えられます。ここで、基礎岩盤の力学特性に着目した調査のポイントを箇条的に列挙すれば次のようになります。

1. 既設ダムの地質および設計資料からダムサイトの地質をあらかじめ十分に把握すること。また、必要に応じて追加的な調査を実施すること。
2. 新ダムの堤趾となる部分の岩盤強度が低い場合、通常のダムで採用されているようなフィレットによって安全率を確保することはできないため、①のタイプは困難を伴うことがあること。また、①、②いずれのタイプを採用するにしても、新ダムの基礎掘削時に旧ダムの安定性が問題となることから、この部分の強度を十分に把握すること。
3. 既設ダムの天端付近については、ダム高が低いことからCL級の岩盤を基礎

としている場合が多く、嵩上げの規模によっては強度が不足して設計が困難となることがあること。このため、この部分の強度を十分に把握すること。

4. 既設ダムがダムサイトの地質条件に対してぎりぎりの高さに設計されている場合には嵩上げが困難となるため、既設ダムの天端以上の基礎岩盤の強度を十分に把握すること。

5. 通常のダムの調査では、最適なダム軸を効率的に選定するため、平面的にも深度的にも広い範囲の地質状況の把握が行われるが、嵩上げダムではダム軸が限られることから、特に、①、②のタイプでは設計上問題となる範囲に絞った調査を行うこと。

次に、水理特性ですが、そのポイントは、新たに付加される貯水位に対する基礎岩盤の遮水性の調査ということができます。水理特性に着目した調査のポイントを箇条的に列挙すれば次のようになります。

1. ①、②の嵩上げにおいては、既設ダムの貯水機能に大きな問題が生じていないという事実から、嵩上げの規模が極端に大きくない限り、基本的に大きな問題はないといえること。ただし、既設ダムが地質条件に対してぎりぎりの高さで設計されている場合、その天端付近および天端標高以上の岩盤の性状については十分な調査が必要であること。

2. ②、③の嵩上げの場合、1.の留意点に加えて、新旧ダム間の基礎岩盤の性状を十分に把握すること。

2. 設計上の留意点

次に、冒頭に述べた3つのタイプについて設計上の留意点を述べることとします。

①について：

我国における既往の嵩上げダムは、施工時に旧ダムの貯水位を下げて施工しているため、全てのダムがこのタイプに属しています。その設計法は、施工時水位での水圧を旧堤体のみによって支え、その後の貯水位の上昇による水圧の増分に

ついては、新旧堤体で支えるという仮定に基づいており、このような条件のもとで嵩上げダムにおける上流端鉛直応力が０もしくは圧縮側となるように設計しなければならない点を除いて、基本的には通常のダムの設計と変わることがありません。このタイプの嵩上げダムの設計上の留意点を列挙すると次のようになります。

1. 上述した設計法の前提条件から、転倒に関する安定条件を満たすために必要な嵩上げダムの下流面勾配は、施工時水位に大きく影響されること。（施工時水位が高いほど新堤体の下流面勾配が大きくなる。）
2. 堤体の滑動に対する安定条件が支配的になるような場合には、フィレットによる対応ができないため、下流面勾配で対処することになること。
3. 新旧堤体間の打継目が引張応力によって開かないようにすること。また、万が一、このような打継目に引張応力が生じることがあったとしても、これに対する対応および止水設計（止水板、差し筋等）が十分に施されていること。
4. 新堤体の基礎掘削中の旧堤体の安定性について検討が必要であること。

②について：

このタイプを採用せざるを得なくなる要因としては、地形・地質的な要因の他に、施工中の洪水処理等の要請から①のタイプが採用できない場合、または、嵩上げダムの放流設備の敷高を既設ダムの天端より下位標高に設けなければならない場合などが考えられますが、構造的には３つのタイプの中で最も複雑な形式で、詳細な検討が必要となります。このタイプの嵩上げダムの設計上の留意点を列挙すると次のようになります。

1. 新旧のダムが完全に一体となって挙動するとすれば、転倒、滑動が問題となることは考えにくいが、貯水池の中に旧ダムが一部なりとも取り残される形になることから、この新旧ダム間の貯水荷重によって新旧ダム間の打継目に沿った部分に生じる応力状態を十分確認する必要があること。特に、新堤

体が立ち上がる部分には応力集中によって継目に沿って大きな引張応力が生じやすいため、これについて十分に検討すること。

2. 新旧ダムの止水線がずれることから、嵩上げダムのカーテングラウチングの設計法、堤体の横継目の止水構造の設計法および堤体の横継目の止水線とカーテングラウチングの止水線の接続方法について十分に検討すること。

3. 2.の検討において、旧ダムの止水線を主として利用する場合には、袖部での新旧ダムの止水線の接続方法について検討すること。また、新旧ダムの横継目の止水板の接続方法について検討すること。新ダムに止水線を設ける場合には、カーテングラウチングの施工位置と基礎排水孔の設置位置が設計揚圧力の大きさに及ぼす影響について十分に検討すること。

4. ①のタイプと同様に、新堤体の基礎掘削中の旧堤体の安定性について検討が必要であること。

③について：

このタイプの嵩上げの設計上の留意点は、上述の2つのタイプの嵩上げにも共通する課題である新ダムの基礎掘削時における旧ダムへの影響という点を除けば、新規にダムを建設する場合と同じであるといえます。

以上、既設ダムの嵩上げにおける調査・設計上の留意点について述べてきましたが、現時点で嵩上げの対象となるダムは昭和30年代以前に完成したものが多く、調査・設計法が現在の体系とは異なっている場合もあるため、嵩上げダムの建設にあたっては、現在の調査・設計体系に基づいて十分な調査・検討を行う必要があると考えられます。

（ダム構造研究室）

河-7　管理の合理化を考慮した放流設備の設計

(質問)

東北地建においては、管理の合理化及び操作の確実性を考えて管理水位の導入による省力化を図っているところです。

そこで、放流設備の計画・設計に際して、管理の合理化あるいは省力化を図るために、計画上最近話題となったもの、あるいは、設計上考慮すべき点について御教示願いたい。

(河川部　河川計画課)

(回答)

ダムの放流設備とは、ダム貯水池に貯留された流水をダム下流の河道等に導くための設備の総称である。したがって、ダムの放流設備が具備すべき主たる機能は、以下の3つに要約できる。

① ダムの安全を確保するために、貯水位の異常な上昇を防止し、またダム堤体の点検、修理等のために貯水位を低下させ得ること。

② ダム築造後の河道としての機能、すなわち、河川の流水の正常な機能を維持できることで、この中には水温、濁度など水質の問題も含まれる。

③ ダム築造の目的である洪水調節あるいは用水補給などが、貯水池使用計画に基づいて適切に行い得ること。

ダムの放流設備は、各種の形式、規模の設備を組合せることによって、これらの機能がすべて適切に発揮できるものでなければならないのは言うまでもなく、ダムの管理体制並びに計画上の放流操作ルール等に適合する設備であることが必要である。

したがって、これらの機能を確実に発揮し、限られたダム貯水池を有効利用するために、放流設備は必要に応じて機能分化され、多様化することとなる。しかし、一方で、ダムの放流設備は、ダム管理者にとって管理の容易な、使い易い設備でなければならず、単に機能を分化させるばかりでなく、兼用できるものは極力まとめ

る等の配慮も必要である。ダムの放流設備は、言うまでもなく、一度施工されれば修正のほぼ不可能な設備であるので、計画・設計の段階では管理段階を想定し、合理的な管理が可能となるよう、また、極力省力化を図ることが重要である。

そこで、放流設備として要求されるニーズに対して適切に対応するために、また、極力省力化を図るために、放流設備の計画・設計段階において考慮すべき具体的な事項を放流設備の有すべき機能毎に分けて紹介する。

1) ダムの安全を確保するための機能

非常用洪水吐きは、貯水位の異常な上昇を防止することがその設置目的である。したがって、ダムの流水に対する安全を確保する上で最も確実な方法は、この非常用洪水吐きを非調節型越流式洪水吐き(自由越流式洪水吐き)とし、堤頂標高をサーチャージ水位と一致させ、かつ、常用洪水吐きからの放流量と合わせてダム設計洪水流量を放流できるように設計洪水位を設定しておけば、貯水位の上昇に伴って設計洪水位に達すれば操作ルールに無関係にダム設計洪水流量が放流できることになるので、ダム管理上最も確実な方法である。

しかしながら、自由越流頂の構造は、貯水池の貯留効果が適切に作用するように設計する必要があり、サーチャージ水位における湛水面積の小さい貯水池では越流幅を小さくすることが必要で、その結果、サーチャージ水位以上の容量が大きくなり、貯水池容量を有効に利用できない欠点がある。また、空容量を小さくするために越流水深を小さくすると、必然的に越流幅が大きくなり、サーチャージ水位以上での放流量が急増して、ダム下流に急激な水位上昇を来す恐れがある。したがって、越流幅の決定にあたっては、これらを良く検討して設定する必要がある。

2) ダム築造後の河道としての機能

河道にダムが築造されると、洪水時における従前の機能維持がまず問題とされる。これは、洪水時におけるダム操作が適切でないと、河道貯留の減少、洪水伝播速度の増大、あるいは背水、背砂の影響が生ずるからである。多目的ダムに

あっては、洪水時には貯水位を下げて洪水を迎え、かつ、計画的に洪水調節を実施するため、これらの機能の減殺は計画洪水に対しては特に問題とはならないが、計画を上廻る洪水に対しては重要な意味を持つことになる。すなわち、非常用洪水吐きとしての操作に移行するに際して、この従前の機能が阻害されないよう配慮する必要がある。

また、洪水調節に達する前の水位維持操作において、低水放流設備の放流能力が小さいため、常用洪水吐きとしての高圧放流管の使用ひん度が多くなり、しかも、高圧ゲートの微小開度放流を余儀無くされている例が見られる。これを避けるために低水放流設備の放流能力を大きくしたり、あるいは、低水放流設備と常用洪水吐きを兼ぐために一般に低圧設備として用いられる水位維持用放流設備を検討する必要がある。いずれにしても、放流設備間の移行操作が必要となり、また、その制御方法も異なることが多いことから、移行方式を判別式や方程式等により定式化しておく必要がある。

この他、ダム貯水池において、流水に関して環境保全上問題となっている事項としては、水温、濁度、貯水池の富栄養化などの水質に関する事項がある。このため、成層化する貯水池では選択放流の方法が有効であり、最近のほとんどの多目的ダムでは、選択取水設備や中標高にオリフィスが設置される。

堆砂による貯水容量の減少とこれに伴う背砂の影響については、多目的ダムにおいても深刻な問題となっているダムもあり、人為的な浚渫や貯砂ダムによる掘削除去、あるいは排砂設備等が検討されているのが現状である。

3) ダム築造の目的を適切に発揮させるための機能

非洪水期に融雪出水が長期間継続するような地域のダムにあっては、小規模なバルブによる自動制御では対応できない場合、常時満水位に較高を持つオリフィスや越流頂を設置し、非洪水期にはゲートを全開あるいは固定開度にするなどして、自然調節により管理の省力化を図る例もみられる。この場合、洪水期と放流形態が異なることになるので、下流に対する周知、PR等が重要となる。

また、計画段階で、一定開度方式による自然調節方式の採用や、洪水調節後の水位低下時に、高圧放流管を切り替えて低圧のオリフィスによる一定開度放流にするなど、管理の省力化を図る検討も必要である。

この他、渇水時において最低水位以下の貯留水を利用するために、低標高部に取水口を設けたり、低水放流における流量精度を確保するために、流量規模に対応した規模のバルブ等を並列に配置するなどの配慮が必要である。

(ダム水工研究室)

河－８　河川に設置する橋脚の構造形状

（質問）

河川に設置する橋脚の構造形状については，河川管理施設等構造令の規定により，水衝等への影響を勘案して阻害率等の検討を行い，河川管理上支障のない形状にすべきものとなっているが，橋脚の形状が洪水流に与える水理的影響や河床洗掘等への影響は定量的に把握されているとは言い難い。そのため，画一的な形状の採用が多く，経済設計等になり得ていない場合が多い。他方，土木構造物の設計においては，土木構造物を都市景観の一部として質の高い付加価値をもたせるシビックデザインの採用等が今後ますます要求されるものと思料される。ついては，橋脚の構造形状が河川水理に与える影響の定量的な評価方法や河川管理上許容できる形状のアウトライン等について御教示願いたい。

（企画部企画課）

（回答）

橋脚の設置によって，水理的な面から問題となる事項は，橋脚による水位のせき上げ，橋脚周辺の洗掘とその下流河床および河岸への影響等があり，他に橋脚に作用する流れの力の問題も考えられる。ただし，橋脚に作用する力は，一般に橋脚を設計する場合の外力として上部工の荷重や地震力等の方が流れによる抵抗力よりもはるかに大きく，抵抗力を設計荷重として見込まねばならない場合はあまりないと思われる。

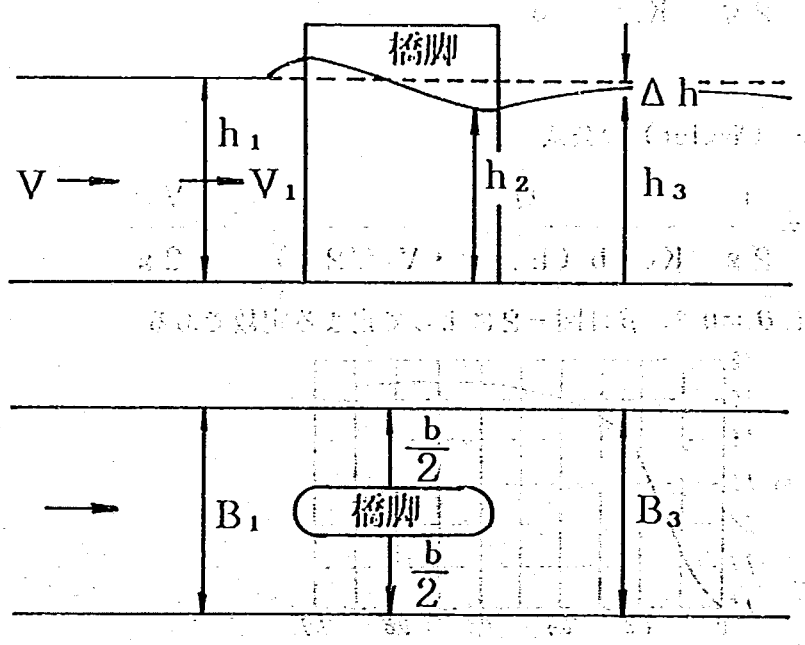
水位のせき上げの問題は，河川計画上重要な問題である。流れの中におかれた橋脚は，流れを妨げてエネルギー損失を生じ，このため上流側の水位は，橋脚がなかった場合に比べて上昇する。このせき上げ量が無視できるほど小さければ問題はないが，もし水位が上昇して計画高水位を上回るような場合は橋脚形状や配置を変更する必要があろう。

橋脚として最も重要な問題は，河床洗掘や河岸等へ与える影響であろう。橋脚が洗掘を受けると，横荷重に対する安全性が低下し，さらにはなはだしい場合には基

礎部が露出したり，沈下したりして使用不能となる場合もある。また橋脚位置が河岸に接近している場合，橋脚周辺の洗掘が進行して河岸にも影響を与えるので注意が必要である。このほか単なる洗掘のみならず，土砂供給等の減少から河道全体が河床低下傾向となっている所が多い。したがって，洗掘深の推定には十分余裕をもって行うのはもちろんであるが，将来の河床低下を生ずるような要因についても，あらかじめ検討して設計することが重要である。ここでは，水位のせき上げ，橋脚周辺の洗掘深等の予測手法について以下に述べる。

（1）橋脚によるせき上げ量

一様断面の一様な流れの中に置かれた橋脚の周りの流れは，図－1に示すような状態であり，下流水深と上流水深の差Δhがせき上げ量となる。これを求める公式については，従来から多くの研究があり，種々の公式が提案されている[1]。しかし，各公式によって得られた値は必ずしも一致しない。この理由としては，実験条件によって係数が異なってきたり，精度的な問題が考えられよう。しかし，これらの公式によって近似値は求めることができる。なお，以下に示す式中の記号は次のようである。



図－1

Δh：せき上げ量

h　：水路の水深

V　：水路の平均流速

B　：水路の幅

} サフィックス1,2,3はそれぞれ橋脚の上流，橋脚間，下流における値を表わす。

Q　：流量

D　：橋脚の幅

$b = B - \Sigma D$：橋脚地点の順幅

$\alpha = \Sigma D / B$：橋脚による断面の縮小率

$F_r = V / \sqrt{gh}$

$w = V^2 / 2gh = F_r^2 / 2$

K_D：D'Aubuission公式の係数

K_N：Nagler公式の係数

K_R：Rehbock公式の係数

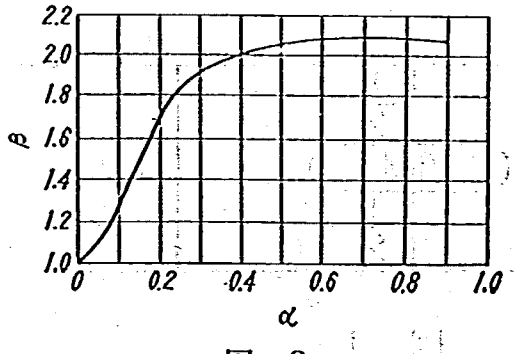
①ドビュッソン（D'Aubuission）の公式

$$\Delta h = \frac{V_1^2}{2g} \cdot \frac{1}{K_D^2} \left\{ \left(\frac{B}{b} \right)^2 - 1 \right\}$$

②ナグラー（Nagler）の公式

$$\Delta h = \frac{1}{2g} \left\{ \frac{Q}{K_N \cdot b \left(h_3 - \theta \cdot V_3^2 / 2g \right)} \right\}^2 - \beta \frac{V_3^2}{2g}$$

ここに$\theta = 0.3$，βは図－2によって定まる定数である。



図－2

③レーボック（Rehbock）の公式

$$\Delta h = \{K_R - \alpha (K_R - 1)\} \cdot (0.4 + \alpha + 9\alpha^3) \cdot \alpha (1 + 2b) \frac{V_3^2}{2g}$$

④ヤーネル（Yarnell）の修正公式

①～③の公式から求めると非常に異なった結果を与えるので，Yarnellは，これらの公式の係数を修正して実験結果と一致するような計算方法を提案した。まず，橋脚下流地点での流れの状態を表わす値として$w = F_r^2/2$をとり，橋脚間の流れに限界水深が生ずる状態（$F_r = 1.0$）のときの下流断面のwの値をw_cとして$w < w_c$の範囲について図－３に示す修正係数を与えた。w_cの値は橋脚による断面縮小率αによって次のように与えられる。

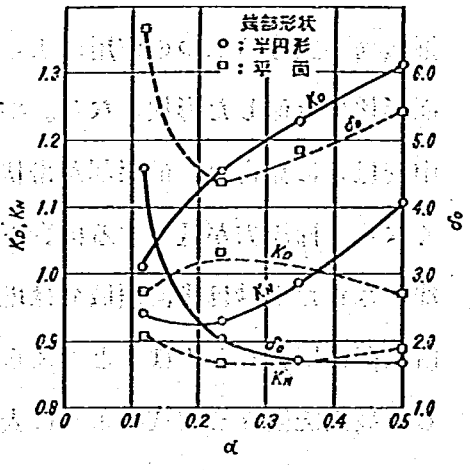
$$\frac{w_c}{(1 + w_c)^2} = \frac{4}{27}(1 - \alpha)^2$$

さらにRehbockの公式については

$$\alpha_e = \frac{1}{0.97 + 21w} - 0.13$$

によって与えられα_eよりもαが小さい場合のみ適用可能である。すなわち，これらの関係は図－４のとおりであり，図中のＢ曲線よりも下側の領域についてのみ適用できる。

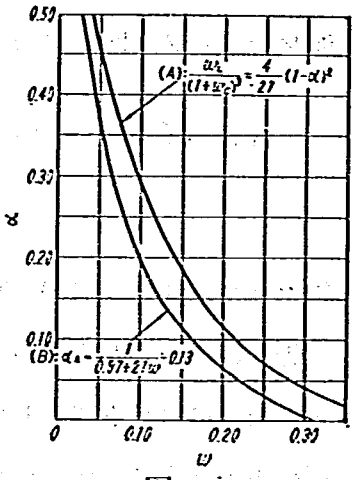
以上の各式からせき上げ量を求めるには，橋脚端部形状を考慮し，図－３よりY-arnellの修正係数を求めて算出する。なお，Yarnellの修正係数を用いた結果は，三者ともほぼ同じような値を示すようである。



図－３

（2）橋脚周辺の洗掘深

橋脚周辺の局所洗掘機構に関しては，従来から数多くの調査・研究が行われているが，現象を支配する多くの要素が複雑に影響し合うため，種々の条件に対応しうる洗掘深の予測法は確立されていない。ここではこれまでの研究成果に基づいた洗掘特性や推定法について以下に述べる。



図－4

①橋脚による局所洗掘深の推定

橋脚周辺の流れの特性は，橋脚前面で左右に分かれる流れと，前面で鉛直下方に橋脚に沿う下降流とに大別される。左右に分かれた流れは，橋脚壁面に沿った湾曲流となり，橋脚側面で局所的な流れの集中をもたらす。橋脚前面での下降流は河床に衝突し，河床砂礫を巻き上げる回転渦を発生する。この渦によって巻き上げられた土砂は，左右に分かれる流れにのって橋脚後方に運ばれる。

一般に，同一水理量ならば橋脚幅の広いほど流れが集中，すなわち流速が大きくなり，橋脚最前縁から側部にかけての河床材料を掃流する。これらの現象や最大洗掘深は橋脚の規模および形状，水理量ならびに河床材料等の特性に支配される。洗掘機構の異なる二つの作用によって生じた洗掘口は，洗掘深の増加に伴い橋脚の平面形状に近似した形状となる。平衡状態に達した洗掘口の法面勾配は河床材料の水中安息角に見合い，最深部が帯状に橋脚側面に沿って伸び，その深さはしだいに浅くなる。掃流力が低下する橋脚下流部では一般に洗掘されることはまれで，上流で洗掘された土砂は後流領域では堆積する。このときの最大洗掘深は，橋脚周辺の局所洗掘に影響をおよぼすと考えられる物理量について考察し，従来の研究をも考慮して最大洗掘深を次式のように表現した。[2]

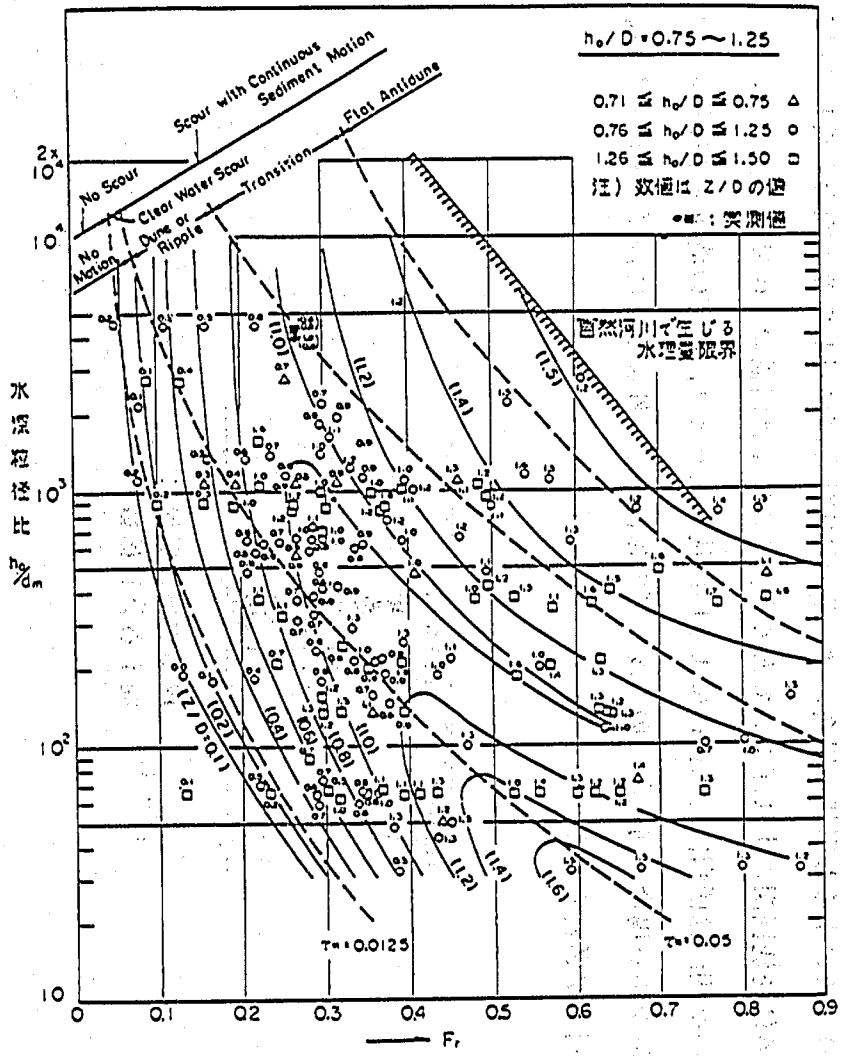
$$\frac{Z}{D} = f\left(\frac{h_0}{D}, \frac{h_0}{d_m}, F_r\right)$$

ここにZ：最大洗掘深，D：橋脚幅，d_m：河床材料平均粒径，h_0：橋脚の影響

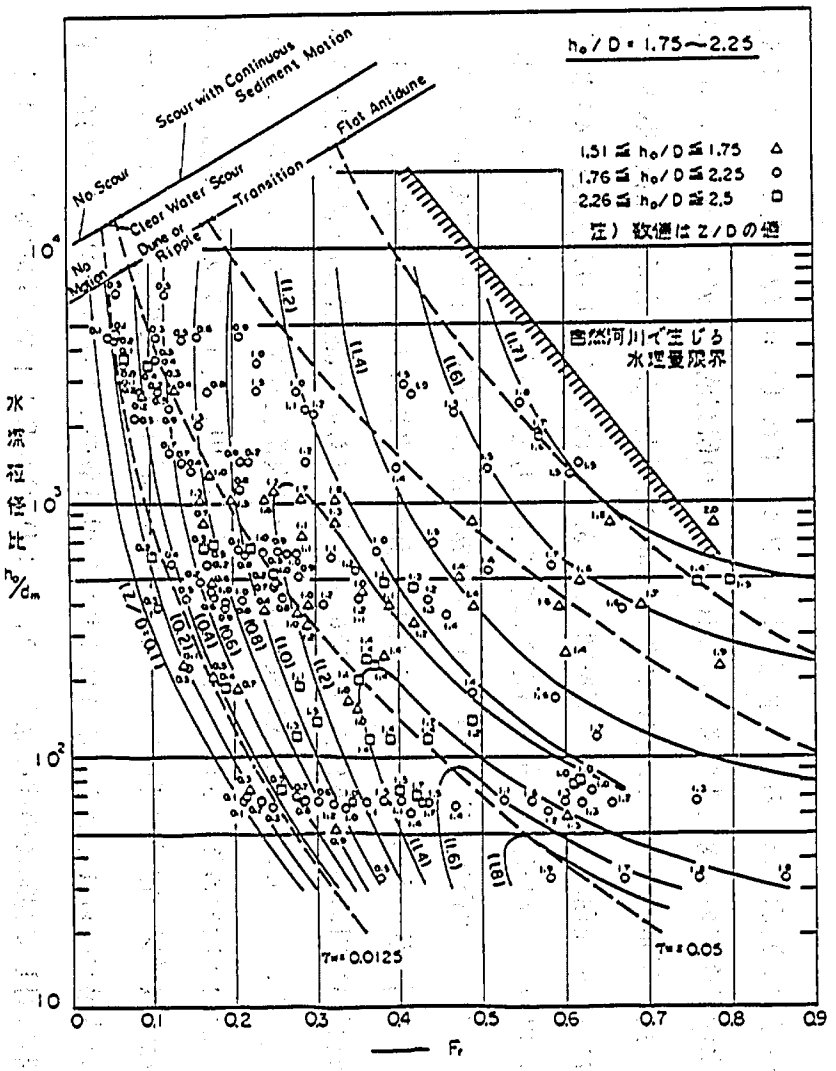
を受けない断面における平均水深，F_r：フルード数（$=u_0/\sqrt{g h_0}$），u_0：平均水深断面での平均流速である。これより従来の研究成果のデータも含め，h_0/Dを一定の範囲に分割して，他の３要素を同一紙面上に表わした洗掘深推測図を提案した。この洗掘深推測図の一例を図-5.1，5.2に示す。これより最大洗掘深を推定する場合，水深粒径比が小さいときは限界掃流力となる付近が最大となるが，h_0/d_mが大きい場合は，フルード数の実存限界で最大洗掘深を与える必要があろう。なお，図－５の推測図は主として円柱橋脚のデータに対するものである。しかし，流頭部が半円形の小判型橋脚の実験による検討でも最大洗掘位置は流頭部付近に生ずることによって，洗掘形状は異なるものの最大洗掘深に大きな違いはなく，そのまま適用可能である。さらに，橋脚端部形状が二円弧型（レンズ形）橋脚による洗掘深軽減効果の定量的評価については，Laursen[3]によって検討されており，図－６の結果が得られている。これによれば二円弧型の$\ell : D/2 = 2 : 1$の場合，半円形に対して約90%の洗掘深となり，$\ell : D/2 = 3 : 1$では約80%となるようであり，このような形状の場合，図－５の推定洗掘深に対してその割合を乗じて得られる値を洗掘深とすればよいであろう。ここにℓは円弧の半径である。なお，図－５の推測図は橋脚構造物自体による局所洗掘深であり，河道の湾曲部や砂州による偏流がある場合，河道断面の急変部等では，河道特性による洗掘深も考慮した適切な判断が必要である。

頭部形状	長さと幅の比	Ks
長方形		1.00
半円形		0.90
長円形	2 : 1	0.80
	3 : 1	0.75
レンズ形	2 : 1	0.80
	3 : 1	0.70

図－６　橋脚前部の形状に関する修正係数Ks

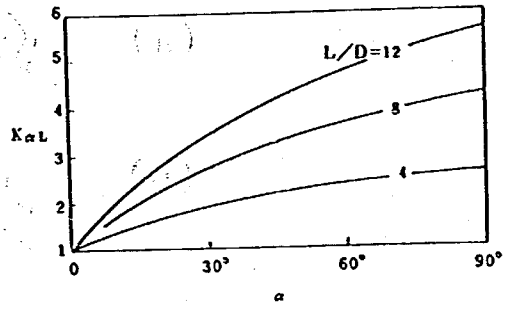


図－5.1 洗掘深推測図

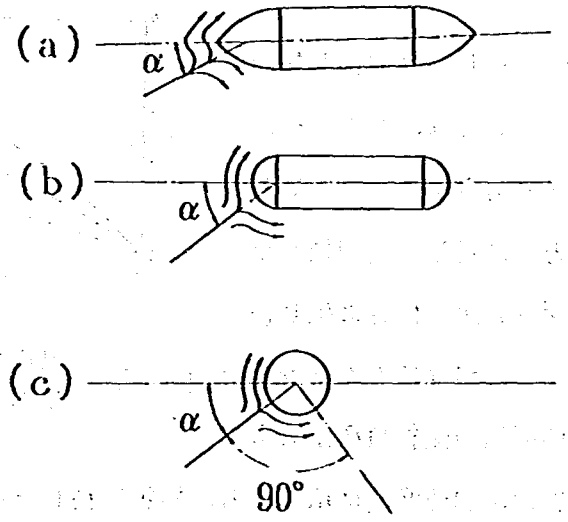


図－5.2 洗掘深推測図

いっぽう，流水方向に対して橋脚軸が傾斜した場合の洗掘深等については，石原[4]やLaursen[3]の実験によって明らかにされている。これによれば，流水方向に対して橋脚軸が平行な場合，最大洗掘深は流頭部付近に生じ，橋脚軸長Lの変化による影響はほとんど受けないが，流水方向と橋脚軸の傾斜角θが大きくなることによる悪影響は加速度的に増大する。橋脚軸長Lと橋脚幅Dとの比L/D＝4，傾斜角θ＝10°の実験[2]では，最大洗掘深の増大とともに，その位置も流頭部より下流側に発生する。さらにθ＝20°になると流水の当る後頭部側で最大の洗掘深となり，その領域とともに大幅な増加を示す。この傾斜角θが最大洗掘深に及ぼす影響としては，θ＝0°に対する係数としてLaursenによって図－7が得られており，L/D＝4，θ＝20°ではθ＝0°における最大洗掘深の約1.7倍に達する。従って，橋脚軸は洪水時の流向に一致させ，流量や水位によって流向が変化してもθは約5°以下とする様に心掛ける必要があるとされている。他にθの増大に伴う洗掘上の悪影響は，橋脚流頭部形状によっても異なる。一般に壁体式橋脚では流頭部を尖らすほど洗掘量を軽減させるが，反対に流向に対して傾斜している場合は，図－8に示されるように，流頭部を尖らすほど影響が大きい。このため，流れの方向が一定しない河道では，むしろ流頭部を丸くしておく方が安全なことになる。とくに円柱橋脚は流向に影響されないため，その変動が大きい河川では，細長い橋脚よりも円柱橋脚の方が問題が少ない。



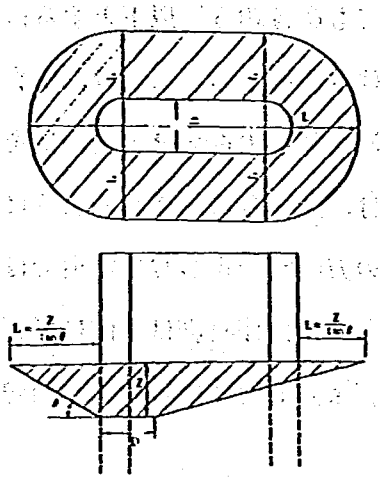
図－7　流向が洗掘に及ぼす効果を表わす係数Kα L



図－8　流水が斜めに当る場合の橋脚形状による流線の変化

②洗掘範囲の推定

橋脚周囲の局所洗掘範囲は，河床砂の水中安息角と洗掘深によって密接な関連を示す。安息角は粒径および砂礫の形や比重に影響されると考えられるが，久宝の実験結果によれば，28°（d_m=0.2㎜）～33°（d_m=5.0㎜）である。また実験での洗掘口斜面勾配もほぼ同一となる結果が得られている。したがって，洗掘範囲は推定される最大洗掘深より水中安息角を用い，図－9の模式図のようにその勾配に見合う水平距離を橋脚周囲に与え，洗掘深は橋脚前面と上流の側面で最大として，洗掘範囲の下流端で平均河床へ結ぶ形状としたものを推定される概略の洗掘範囲，形状とすればよいであろう。



図－9　橋脚周囲の洗掘範囲と形状の推定模式図

（3）下流河床や河岸に与える影響

河道の湾曲する位置や河岸近くに橋脚が設置される場合，その形状や配置によって，下流河床や河岸等に影響が生ずる。

すなわち，橋脚等の配置によって，下流側において新たな水衝部の発生，あるいは既水衝部位置の変化につながる問題が生ずるし，将来河道における低水路法線と橋脚等の相互位置の問題も配慮しなければならない。さらに湾曲部では橋脚等の配置と共に，橋脚軸方向の設定についても慎重な考慮が必要とされる。しかしながらこのような場所では，固定的な砂州が形成されたり，砂礫堆の流下によって，必ずしも湾曲流理論どうりの流れや河床形状が形成されるわけではないこと，および砂礫堆上では，流れが集中発散をくり返しながら蛇行して，砂礫堆も流下することによって，流向も変化し，川幅の違いや流量に応じても流向が変化する。このようなことから実際上は流れが多少なりとも橋脚軸に斜めに当ってくることを覚悟しなければならず，先に述べたように円柱橋脚の方が問題点が少ない場合もある。

なお，これまでの検討例によると直線河道における橋脚自体の下流側河床変動におよぼす影響は，河床粒径や河床勾配，水理量等によっても異なるが，概略橋脚幅Dの約30～50倍程度は生ずるようである。河岸に対する影響については，橋脚の位置を，原則として河岸または堤防の法先および低水河岸の法肩から10m以上離すこととしているが，橋脚形状や規模，河道形状によっては20m以上離さないと河岸に影響を及ぼす場合があるので留意する必要があろう。

以上，橋脚の形状，配置等が水理現象に与える影響についてのこれまでの研究成果，その評価手法について述べた。ただし，河道の湾曲部および低水路法線形や河道に対して影響の少ない橋脚配置等，河道特性から生ずる水理的諸問題の把握と対策等の検討に対しては，これまでに述べたように，定性的な法則はある程度明らかにされているものの，個々の河道特性による三次元的な流れの場の問題であるので，現在のところ模型実験による検討が必要とされる場合が多い。また，景観等を考慮した橋脚の構造形式に対する水理的な影響や許容できる形状等についても現在のと

ころ不明であり，模型実験等による個々の検討が必要と考えられる。

（参考文献）

1）実際に役立つ水理計算例：土木施工設計計算例委員会，山海堂。

2）土木研究所資料第1797号：橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討，昭和57年３月。

3）Laursen ,E.M.:Scour at Bridge Crossings ,Proc.of ASCE.HY2,Vol.86,1960.

4）石原藤次郎：橋脚による河床洗掘に関する実験的研究，土木学会誌，24-1，1938,28-9，28-11,1942.

（河川研究室）

河－9　　河道計画(低水路計画)の策定に際しての高水敷上の立木の取扱い

(質問)

岩木川中流部における河道は、著しい蛇行現象を呈し、無堤区間となっているとともに、広大な高水敷はほとんどがリンゴ園として利用されている。河川改修上は、リンゴ園を全て整正する計画となっているが、低水路整正後の遊水機能の低下が懸念される。したがって、安全かつ経済的な河道計画(低水路)を策定する必要があり、今後調査すべき項目、解析すべき事項などについて御教示願いたい。

1. 低水路の蛇行区間をショートカットし、高水敷を全て整正した場合、築堤及び低水路整正後には遊水機能の低下が考えられる。低水路計画策定に際しての留意事項及び高水敷の流れの数値解析手法について伺いたい。
2. 高水敷のリンゴを伐採というハードな対応だけでなく、植生を利用して洪水を安全に流下させる水害防備林的効用、環境面からみたリンゴ園の取扱いなど樹木の洪水中の抵抗特性について伺いたい。

(青森工事事務所)

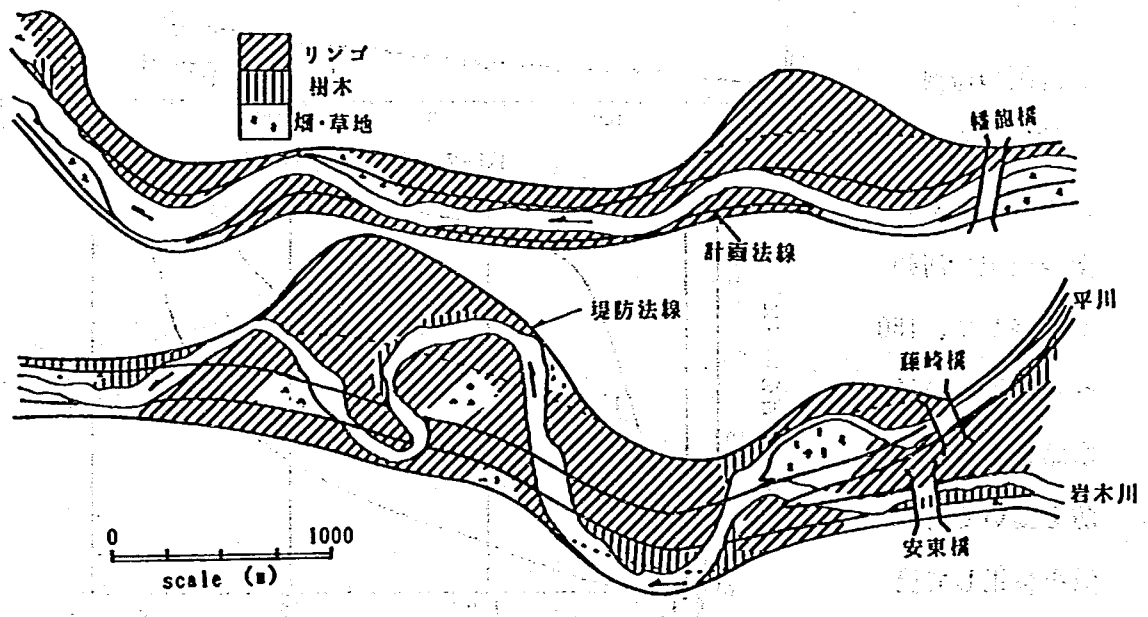


図-1 河道平面図

(回答)

まず、岩木川の河道の特性について述べ、低水路河道計画上の留意事項について検討する。次にリンゴ園の取扱いについて述べ、流れの計算の際に必要な樹木の抵抗特性について説明する。高水敷の流れの計算法の詳細については文献(例えば、第43回建設省技術研究会"河道特性に関する研究－その２－")を参照して頂きたい。

1.河道の特性について

a)河道の特性

岩木川の元々の河幅は50～70m程度であり、対象領域の上流で３川が合流している。図-2に示されるように河床勾配は、対象領域の上流で1/300～1/400と急であり、対象領域では1/2000～1/2500となり、3km程の区間で河床勾配が急変化している。また、この勾配急変化区間に蛇行が生じている。河床材料は対象域の上流部でれき(d=50～5mm)、対象領域で砂、細れき(10～0.5mm)となっており、勾配の変化に伴って粒径がlorder程度小さくなっている。

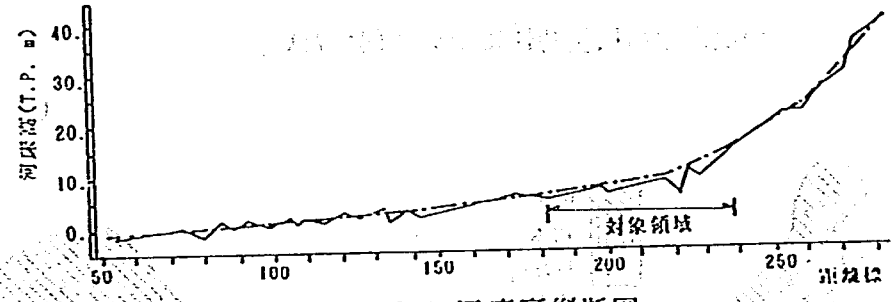


図-2 河床高縦断図

b)計画の概要

蛇行部をショートカットし、かつ現況の河幅を拡幅して、150～180m程度の低水路とする。堤防を築いて高水敷を整正して流下能力(3800m^3/s)の増大を図る。

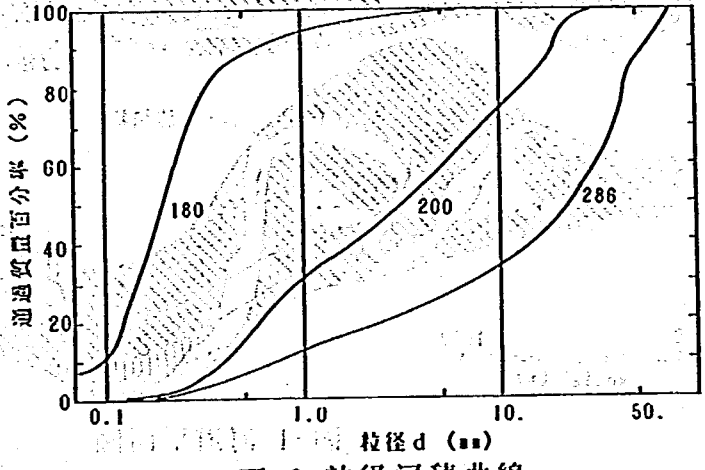


図-3 粒径河積曲線

2.低水路計画(ショートカット)について

ショートカット及び高水敷整正を行い、河積増大による流下能力の増大を図っているので、遊水面積の減少と流下能力の増大に伴って遊水機能が低下するのは当然であり、これは享受する。ただし、堤防の法線形が大きく膨らみ河積に十分余裕のあるところでは死水域が残り、この部分での遊水機能はある程度確保されるものと考えられる。遊水機能や死水域の評価は二次元不定流計算などで評価も可能ではあるが、計算モデルなどは未だ十分とは言えないので、適用に当たって参考文献の注意事項など参考にする。

ショートカットを行う上での問題点は、主に河床変動の安定化にあり、この計画の場合には低水路の拡幅も伴うので、検討すべき問題は以下の課題が挙げられる。

a)水位の検討

先に述べたように、堤防法線が低水路に対して急に膨らむ箇所については、死水域になる。このような場合、これは有効河積から除外される。また、漸拡漸縮流れなどを伴い、水位の変化の仕方が多少複雑になる。したがって、この死水域の取り方によっては、水位の変動状況が異なってくる。河道に樹木や死水域のある場合の不等流計算法(例えば、建設省技術研究会"河道特性に関する研究"、土木研究所報告 第180号-2,3)を参考にして、水位について十分な検討を行っておく必要がある。

b)流れの減勢 (ショートカットと拡幅の影響の評価)

この蛇行部の直上流の3kmほどの区間で勾配が1/300～1/400から1/2000～1/2500までに変化している。したがって、何等かの手段で上流部の流勢を弱め、かつショートカットによる掃流力の増大を防ぐ必要がある。計画では現況幅の2倍程度に拡幅することになり、従来の同一の流量に対して掃流力は低下する。また、現計画では床止め工なども考慮されている。しかし、河床材料に対する掃流力の増加分と低下分が釣り合わない場合には、河床が低下したり、州などが生じて河積が減じたりする可能性がある。

したがって、河床変動計算などにより、予め河床の変動状況を予測し、洗掘や堆

積の位置や量、並びに河床材料などの縦断的な変化について検討し、川幅や減勢工などについて検討しておく必要がある。また、この場合には死水域や樹木の影響などを考慮した水位計算の方法で、河床変動計算を行う必要がある。

c)ショートカット(開削)区間の土質

現在までの調査では、鉛直方向の土質構造の変化の情報が得られていない。ショートカットに伴い、新しく開削された部分の土質が弱い場合には一時的に河床が低下する場合がある。また、ショートカットに伴う掃流力の変化で、河床材料が多少変化する可能性もある。したがって、現在の河床材料の層厚やその下の土層及び開削部の土層構造などあらかじめ知っておく必要がある。

現在、床止工を作る計画も挙がっているので、ボーリングなどを行い、土質、地質について調査しておく必要性があると思われる。

3.リンゴ園の取扱いについて

河道の最小幅が300m(低水路約150m)程度、勾配1/2000、計画粗度係数0.03(高水敷0.035)、計画流量が3800m^3/sであることを考えると流下能力的にあまり余裕がない。水害防備林は流勢を弱め、土砂氾濫を防ぐが、堤防を築堤する場合には樹木群として流れを阻害するものとなる。また、洪水時には樹冠が水に付くので非常に大きい抵抗が予想される。したがって、計画上で樹木の存置を考慮していない限り、基本的には高水敷上に樹木を残す余裕はない。

ただし、この河道形状の場合、堤防法線形状が膨らんでいる箇所については、樹木の有無に係わらず元々死水域となることが予想される。したがって、自然環境の面から考えれば、計画高水流量を流すための有効河幅として余裕を見て450～500m以上確保できれば、その死水域にリンゴ園が残っていても治水上の大きな問題はないと考えられる。また、低水路川幅を拡幅したことによって、冠水頻度は下がると思われるが、築堤によって冠水位が増大することも予想される。したがって、リンゴ園としての維持管理または植生全体としての成育管理について検討する必要があると思われる。

4.樹木の取扱い

河道形状による死水域でない場所に樹木がある場合、樹木に流体力が作用し、流水の疎通を妨げる。流体力が樹木の耐力よりも大きいと、樹木は倒伏したり、流出したりする。したがって、樹木にかかる流体力と樹木の耐力を調査する必要がある。

a)樹木にかかる力

一つの樹木にかかる流体力は、樹木の高さ、樹径、樹冠径、流速などを用いて

$$D = \int \frac{\rho}{2} C_D B u^2 dz \quad (C_D: 抵抗係数)$$

の形で表す事ができる。したがって、樹木群にかかる流体力は樹木の密度から

$$T = D \times N / S \quad (N/S: 樹木の本数密度)$$

となり、この結果を用いて平面流計算などを行い、作用する流速と抵抗を求めることができる。

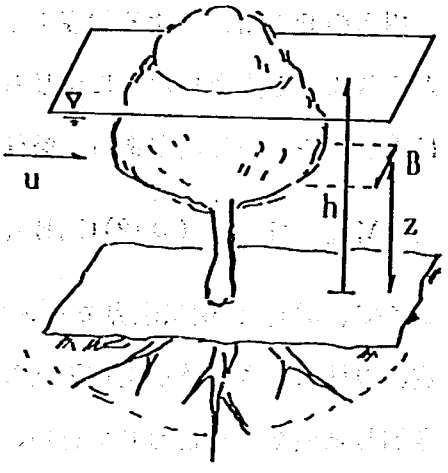


図-4 記号の定義

抵抗係数は、樹木のある場合の水位計算で述べた参考文献で詳細に記されている。

b)樹木の耐力

樹木の耐力は倒伏、伐根、幹折れなどの破壊形態によって異なる。また、これらの破壊形態は、樹木の曲げ剛性、歪み限界、根の張り方やその大きさ及び土質強度と先の流体力との関係で決る。したがって、以下に示す破壊形態と破壊形態などについて予め十分調査し、高水敷上で生じる流速について樹木が安全であるかどうかを検討する必要がある。

a)幹折れ

転倒モーメントに対する強度よりも、樹木のせん断強度が弱く、流体力がそれよりも大きい場合に生じる。条件は以下の式で定まる。

$$Mt_c(z) \leqq \int_z^h (\rho/2) C_D B u^2 (z'-z) dz'$$

ここで、$Mt_c(z)$ はある高さzの幹の降伏モーメントであるが、これは樹木の種類、発育過程、幹の太さなどによって異なる。幹折れは根の強さよりも樹木の屈とう性が小さい場合に生じる事が予想されるので、その場合には予め現地試験などでその値を求めておく必要がある

b)倒伏

樹木のせん断に対する強度よりも、倒伏モーメントに対する強度が弱く、流体力がそれよりも大きい場合に生じる。また、水平力により、根が切断されやすい樹木は倒伏しやすい傾向がある。条件は以下の式で定まる。

$$Ms_c \leqq \int_0^h (\rho/2) C_D B u^2 z' dz'$$

ここで、Ms_c は倒伏限界モーメントであり、根系の構造、形態、分岐性、根の材質、根鉢の大きさ及び土質強度などによって定まるものなので、伐採時などに、引き倒し試験などを合わせて行い、この値を求めておくのが良い。

c)伐根

倒伏などを起こした後、引抜き力が引抜き抵抗よりも大きい場合に生じる。

5. まとめ

岩木川の低水路河道計画上検討すべき課題をまとめる。

a)死水域や樹木の影響を考慮して、水位、河床変動の予測を行い、問題がある場合には対策を行う。

b)高水敷上に樹木を残す場合、河道形状による死水域以外の樹木については、樹木の安全度及び疎通能力への影響(樹木抵抗)を十分考慮する。

(河川研究室)

河－10　　湾曲部を含む狭窄区間の計画高水位（HWL）の設定

（質問）

水路における湾曲部の水の流れは、曲がりによる損失と遠心力の作用により、水路横断方向の水位差が生じることが特徴づけられているが、未改修区間で川幅が狭く、湾曲部も多い狭窄区間において計画高水位の設定について御教示願いたい。

（仙台工事事務所）

（回答）

湾曲部における水の流れは水路実験を中心に村本[1]、岸[2]、須賀・馬場[3][4]等幾つかの研究が行われているが実際河川に適用できる一般的な方法はなく水路実験をもとにした計算法を外挿して用いているのが現状である。このうち計画高水位の設定に関係のある湾曲部の水位状況を定性的に示せば図-1のようであり、質問にもあるよう次の二つの特徴を挙げることができる。一つは縦断方向の水位上昇Δh_bであり、二つめは内岸と外岸の横断方向の水位差Δhである。以下にΔh_b、Δhの算出方法を示す。

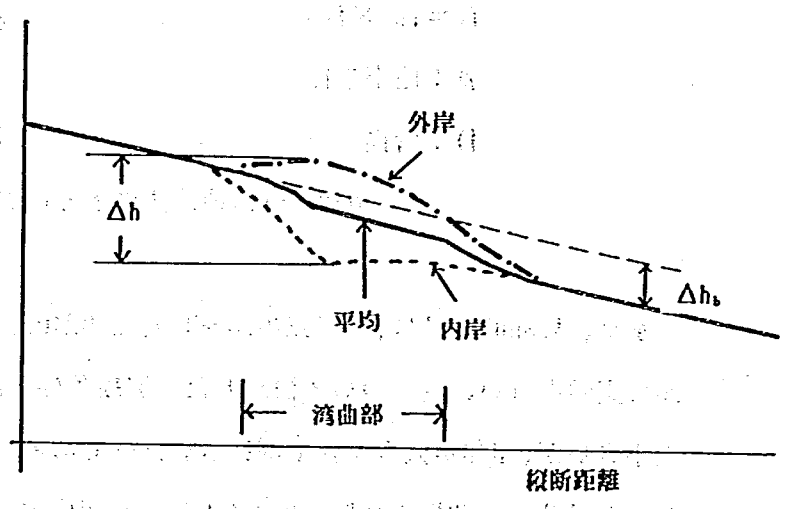


図-1　湾曲水路水位縦断概念図

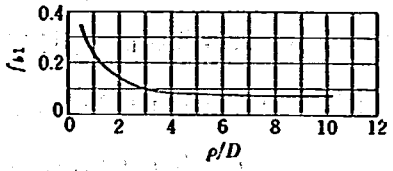
1)曲がりによる損失Δh_b

Δh_bについての検討例では、岸がB/Hが大きい川幅の大きい水路実験より

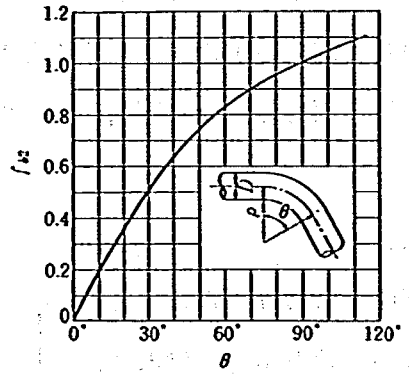
$$\Delta h_b = f_b \frac{V^2}{2g} \qquad (1)$$

とおけば湾曲の損失係数f_bが、川幅が管径に相当するとした場合の管路の曲り損失係数にほぼ等しいことを述べている。管路のf_bの算出方法の例を示せば図-2（出典

：水理公式集）のようである。



(i) f_{b1}の値($\theta=90°$)



(ii) f_{b2}の値

$f_b = f_{b1} \times f_{b2}$

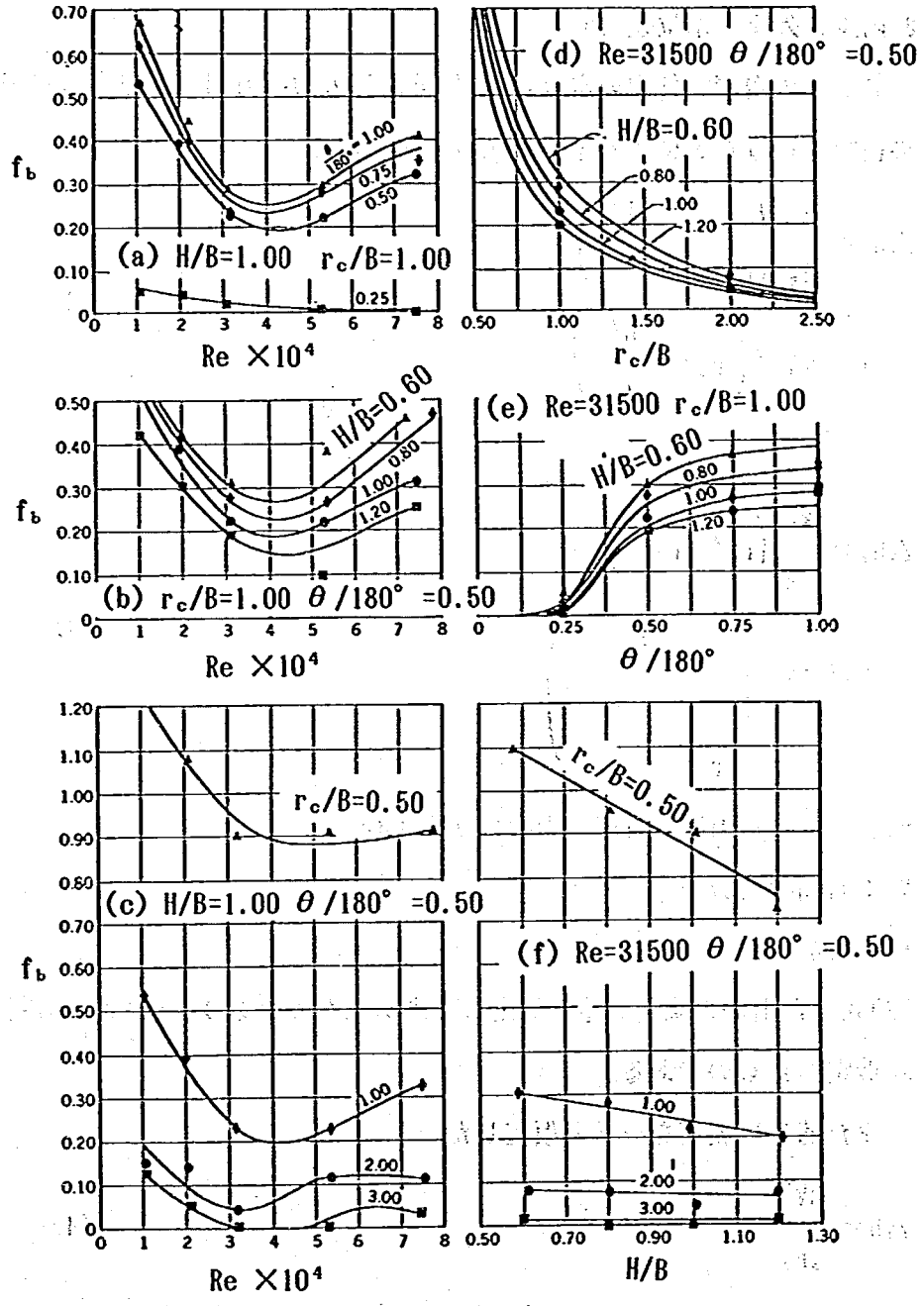
ρ：曲率半径

D：管径

図-2　管路の湾曲による損失係数

また、A.Shukry[5]は、r_c/Bが0.5～3.0、H/Bが0.6～1.2、Re(=V・R/ν)が10^4の範囲で実験を行い、f_bについて検討した。実験条件はReが実際河川より2オーダー以上小さいが、H/Bが大きく狭窄部に近い条件である。検討結果を図-3に示す。図より、f_bはθ、r_c/B以外にRe、H/Bによっても変化することがわかる。特に$r_c/B<1$ではf_bはH/Bによる変化が大きく、図-2で求められる値よりも大きくなる傾向がある。例えば$r_c/B=0.5$、$\theta=90°$では図-2からfbを求めると0.35であるが図-3の実験結果ではH/B=1.0で$f_b=0.90$となり2倍以上の値になる。$r_c/B<1.0$では図-3からf_bを求める方がよい。

Δh_bを考慮すべき箇所の選定方法としては、Δh_bが0.1m以上なる場合に考慮すればよいと考えられる。



f_b：湾曲による損失係数　　B：水路幅　　H：水深　　θ：湾曲角

r_c：水路中心の曲率半径　　Re：レイノルズ数（$Re=V\cdot R/\nu$）ただし R：径深

図-3　種々の湾曲水路実験によるf_bの検討結果

2)内岸、外岸の水位差Δh

湾曲部の内岸、外岸の水位差Δhは湾曲部の横断方向流速分布に自由渦、強制渦の仮定を行うことにより下式のように表される。

$$\Delta h_1 = \frac{k_1^2}{2g}\left(\frac{1}{r_i^2} - \frac{1}{r_o^2}\right)$$

$$k_1^2 = V_m^2\left(r_c^2 - \frac{B^2}{4}\right) \qquad (2)$$

$$\Delta h_2 = \frac{k_2^2}{2g}\left(r_o^2 - r_i^2\right)$$

$$k_2^2 = V_m^2\left(\frac{1}{\frac{1}{r_c^2} + \frac{B^2}{12}}\right) \qquad (3)$$

r_i、r_o、r_c：内岸、外岸、中心の曲率半径

V_m：断面平均流速

B：川幅

(2)式は自由渦の流速分布を仮定して求めたものであり、(3)式は強制渦の流速分布を仮定したものである。

また簡単に流速を一様と仮定した

$$\Delta h = \frac{BV^2}{gr_c} \qquad (4)$$

が用いられる場合もある。(2)、(3)、(4)式はr_c/Bが3以上ではそれぞれの仮定による差が見られなくなる。

適用限界

①Δh_b、Δhが湾曲部のどこで最大となるかは湾曲の角度、上下流の影響、河床形状等の影響によって異なり、予測（決定）法がない。

②Δhを求める各式は断面内の流速分布を仮定したものであるため、はく離が伴う場合、河床形状が複雑である場合、複断面である場合等はこの仮定が成り立たず、実際のΔhと異なる場合が考えられる

・計画高水位の考え方

計画高水位の決定は、通常計画流量における不等流計算結果をもとに決められる。この際の不等流計算ではΔh_bやΔhの計算にさほどの厳密性は必要ないと考えられる。したがってΔh_bの算出には管径を川幅とおいた場合の損失係数fbを用いればよい。ただし、$r_c/B<1$の場合には図-3から求めた方がよい。また、Δhの算出は(2)、(3)、(4)式のうち最大となるΔhを選べばよいと思われる。

質問にあるような未改修の狭窄区間では、湾曲によるロス以外に死水域、急拡・急縮によるロスの影響も大きい。したがって不等流計算の際に、死水域がでる場所、急拡・急縮の影響も考慮に入れた上で計算する必要がある。

不等流計算は、Δh_bを簡便に湾曲の入口に与えて計算し、計画高水位を決める際にはΔhが湾曲中間より上流よりにでると考えて、平均水位に$\Delta h/2$を加えて検討すればよい。

湾曲の影響について正確な検討が必要とされる場合には、現在のところ模型実験を行うことがもっともよい方法である。

参考文献

1)村本：開水路わん曲流に関する研究　昭和41年3月

2)岸：わん曲水路の流れ　水工学に関する夏期研修会講義集，ダム・河川コース，土木学会水理委員会　1965.8

3)須賀，馬場：河川わん曲流解説　土木技術資料 Vol.12 ,No.1, 1970

4)馬場：河道わん曲による外岸水位上昇量　土木技術資料 Vol.12 ,No8 ,1970

5)Shukry,A.:Flow around Bends in an Open Flume　Trans.ASCE, Vol115 ,1950

(河川研究室)

河－11　　小落差，多段型の落差工の設計手法

（質問）

通常の落差工，床止め工の設計については，「河川・砂防技術基準（案）」及び「河川構造令」等に指針が示されておりますが，近年，親水性及び景観的考慮などから，小落差（0.1mから0.5m）にして多段にした落差工の要望が強くなっております。

このような構造の落差工の水叩き厚，水叩き長等の決定方法について御教示願いたい。

（宮城県土木部）

（回答）

小落差，多段型の落差工については，親水性や景観的な面からのみならず，水理的な観点からは次のような利点や問題点が考えられる。

すなわち，多段の落差工にした場合，小流量のときには完全越流状態となるが，洪水時には潜りぜきとなる可能性も考えられる。このような場合，水叩き上で跳水を形成させてエネルギーを減殺することができず，落差工の効果が十分発揮できなくなる。さらに，このような場合は，護床工および高水敷保護工等の範囲が広くなる。一方，うまく配置すれば流水の減勢効果を得ることができ，かつ護床工下流の局所洗掘防止も容易となろう。なお，多段型の落差工は，コンクリートブロック等を組合せて，屈撓性をもたせた形状の施工も容易となる。また，環境面からも多段とすることによって，魚類の遡上等生態系に対する問題も解消することが可能となってくる。

通常の落差工においても，水叩きおよび護床工の長さ等は，古くから経験的に決定されているところが多い。このため多段型の落差工の場合の水叩き厚，水叩き長等の決定方法も明確にはなっておらず，現在のところ通常の落差工の水叩きを適用する以外はないと考えられる。

通常の落差工の水叩きは，単独または護床工との組合せにより，落差工本体を洗掘やパイピングから保護するものである。したがって，水叩きおよび護床工は，越流水を減勢させて，落差工下流の河床が洗掘されない程度の流速となるまでの長さが必要である。この水叩きの長さは，総延長（水叩き＋護床工）の1/4程度をとっている例が多いとされている。また，近似的な計算方法としては次のような実験式が提案されている。

サフラネッツの式　　$L=4.5h_2$

スメクタの式　　$L=6(h_2-h_1)$

ここに，L：跳水の長さ，h_1，h_2：それぞれ跳水始端および下流水深である。

コンクリートにより，一体構造とした水叩きの長さについては，跳水の長さの他に水叩きに働く揚圧力も考慮して決めなければならない。長ければ揚圧力が小さいため厚さは薄く，短ければ揚圧力が大きくなり，水叩きの厚さを厚くする必要が生じる。よって，水叩きの厚さについては，揚圧力に耐え得るだけの重量を持つように設計しなければならない。これについては河川・砂防技術基準（案）設計編〔Ⅰ〕を参照されたい。

以上，水叩きの長さおよび厚さについて述べたが，基本的には水叩き上で跳水が生じるように設定するとともに，洗掘および揚圧力についても考慮し，またパイピングについては長さとともに矢板等で対応するように決定することになろう。なお水叩きがあまり長くなるようであれば，構造物により強制的に跳水を発生させることも考えられる。

次にコンクリートブロック等を組合せて屈撓性を持たせた落差工は，揚水圧力がかからないことや，落差工が一体となって河床になじむことから近年多く設置されてきている。しかし，この中には洪水時の河床変動や河床低下に伴って，床止め工本体部そのものも低下し，天端高を維持できない床止め工が見られる。河道の維持を図るには，護床工部は河床変動によって屈撓が生じても，本体部は沈下せずに天端高をある程度一定に保つ必要がある。屈撓性を持つ落差工を造る場合においても，

河床変動計算によって下流河床の低下量を予測して，安定後の河床に護床工を設置することが構造物の安定性を保持する上で望ましい[2)]。また吸い出し防止も十分考慮する必要があろう。

なお，落差工は，流れに変化を与えるため，人々が多く集まることから安全性も十分配慮する必要がある。コンクリートブロックやふとん籠等を用いた多段型の落差工の場合，その突起や金網等の安全性も留意が必要であろう。また，このような場合の減勢工や護床工長については，模型実験による詳細な検討が必要と考えられる。

（参考文献）

1）河川工事施工法：土木施工法講座８，山海堂。

2）床止め工に関する調査報告書：土木研究所資料第2760号，1989.3.

（河川研究室）

河－12　河川生態系の保全へのアプローチ

（質問）

河川における生態系は各河川における特有のものであり、それぞれの河川において体系的な調査に基づく管理・保全目標の設定と河川事業とにおける保全対策が必要と考えるが、こうしたアプローチの手法や事例等について御教示願いたい。

- 体系的な調査方法
- 設定する管理目標のあり方
- 保全対策の立案

（河川部河川調整課）

（回答）

1．体系的な調査方法

生態系とは、“生物とその無機的環境を全部一体の系としてとらえたもの”として定義されるように、アメーバのような原生動物から昆虫、魚や鳥、そして芦原のような植生、そうした動植物の食物連鎖による有機的な生物系に、水量や水質、そして瀬や淵、更には護岸のような人工構造物までもの無機的な環境をも加えた河川の生物に影響を与える全ての環境をまとめた複雑かつ広範囲な概念である。

河川の生態系は特に水との関わりが強いため、水質の悪化や低水時の流量の減少等は大きな影響を与え易い。また、改修に伴う河道の直線化、河床の平滑化、護岸施工、植物の除去等は、多様な生態系を単純化し、生物に様々な影響を与えるものである。

調査は、付着藻類、水生植物類、水生昆虫類、魚類、鳥類に大別し、更にそれらを詳細なカテゴリーに分類して現地調査する。

詳しくは“河川の生態学”（築地書館）や“日本淡水生物学”（北隆館）を参照のこと。なお、当該調査方法については、都市河川研究室が現地にて試行・研究中であり、今年度末には詳細な成果が得られる予定である。

2．設定する管理目標のあり方

生態系の見地から、特に流水中に生息する魚類や水生昆虫にとって、瀬や淵そして浮き石や水生植物の存在は極めて重要な生息環境である。

瀬はエサや酸素の供給、淵は隠れ家や冬眠そして体温調節、砂礫や水生植物そしてクリークは産卵や水生昆虫の生息場などとなっている。つまり、こうした水棲生物の生息場所を保全かつ調和した河川整備を進めるという事が基本である。

保全目標のあり方は、その河川の生物相によって異なるが、例えばフナやウグイなどの最多魚種の保全は勿論のこと、カジカやタナゴなどの希少種の保全やホタルやトンボなどの復活にも努めていくことが望ましい。

生態系は個々の河川毎で地形、地質、水質、降雨特性など様々な条件に対応して構成されているため、新たな生物の導入などを管理目標とせずに、各々の河川において、従前生息していた生物の回復などを配慮の上決定することが望ましい。

3．保全対策の立案

（1）伝統的治水工法の応用

“河川改修によって魚がいなくなった”という話をよく聞くが、これは流域の都市化による家庭雑排水の流入による水質の悪化の他に、コンクリート護岸や河道の定規断面（平坦）化による瀬や淵そして浮き石や砂州の減少に起因する事も多い。これに対し蛇カゴや空石積護岸などの伝統的治水工法は、材料間の間隙が大きく礫間浄化や地下水供給による水質浄化作用、そして水温安定の効果などをも有しているため、大小の空間が魚や水生昆虫のよい生息場所となってきた。

こうした経験から特に低水路の洗掘防止や根固め用に、格子枠工を併用した空石積み工や、間伐材や大礫を利用した沈枠工や棒出し、野面石積みによる落差（浄化）工、捨て石とソダを交互に積み上げた鳥出し（ワンド）や法留め工、瀬を作る巨石や大礫の配置など、工学的及び生態系的特徴を考慮して生物層の豊かな河川作りを進めて行く事が可能である。

（2）新しい工法の考案

これまで生態系保全の代表的な河川構造物といえば魚道であった。しかしその多くは水産漁業対象種であるサケ、マス、アユ、ウナギなど市場価値の高い魚の遡上を目的としたものであり、フナ、ウグイ、カニなどのいわゆる雑魚は余り対象とはされない。また我国には数千の魚道があり数では世界一と言いながらも遡上効果は必ずしも良好とは言えず、そうした雑魚の遡上も含めた改良の余地が残されていよう。

また、最近普及して来ているものに護岸を利用した魚巣ブロックがある。これは堰の上下流や淵など比較的水深のある河岸においては、その効果が認められるので更なる普及を望みたい。更に、福島県の伊南川では河床に巨石を多数埋込んだ張り石工法のアユ漁床の造成が実施され、好結果が得られている。

こうした河川生態系を対象とした最近の河川整備事例は、魚類ばかりでなく蛍やトンボなどの昆虫の生息保全を含め、環境護岸や水遊び場そして水辺公園など多数促進されている。

更に渇水期においても魚類や水生昆虫の良い生息場や待避所、そして産卵場となるような、在来の低水路の中に更に小水路を掘り下げた低々水路の検討や、瀬や淵などを多設しながら自然河川に近い生息環境を作る多自然型あるいは近自然型河川工法[4]が山口県一の坂川や横浜市川などでその先駆けとして実施されてきている。こうした工法を積極的に取り入れていくことが望ましい。“河川環境整備事例集”平成２年３月（東北地建河川調整課）、“まちと水辺に豊かな自然を”多自然建設工法の理念と実際（山海堂）が良い参考事例集となっている。

（3）水質浄化

今後生態系の一部として検討していくべき事は、河川自体の浄化能力を人工的に高めてやる事であり、その大表的な例として坂川（江戸川）など、最近全国各地で稼動し始めている礫間接触酸化法による大規模浄化施設があり、ＢＯＤやＳＳの改善に大きな効果をあげている。また当研究室でも、家庭雑排水を浄化させる浄化護岸や浄化

パック、流水部の落差工や堰を利用した小型礫間浄化設備を研究開発中である。

今年５月、環境庁によって「ゴルフ場で使用される農薬による水質汚濁の防止に係わる暫定指導指針」（21種の農薬）が発表され、続いて厚生省からもその1/10を基準とした「ゴルフ場使用農薬に係わる水道水の暫定水質目標」が発表されたが、河川生態系においても農薬のような新たな水質問題についても検討する必要があろう。

生態系の保全を考えれば浮遊砂のようなＳＳが増大し河床の砂礫に付着沈澱すると、底生昆虫が生息する浮石や食用の藻類が減少するとともに、アユやウグイそしてカジカ等の産卵条件が悪化する。またパルプ工場からの排水は濃い茶色で匂いも大変強く、魚は勿論のこと水生昆虫も生息しにくいが、このような工場からの様々な物質を含む排水は、環境基準を満たしているものの、生態系に与える影響については深い懸念を持たざるを得ない。更に魚はＢＯＤやＣＯＤよりもＤＯ（溶存酸素）に敏感など、必ずしも酸素要求量を主体とした水質指標が生物の生息環境を的確に表現するとは限らない。このため水生動物や水生植物に代表されるその河川の生態系の状況を把握し、自然浄化をも取り入れた水質改善を計って行く事が必要である。

（都市河川研究室）

河－13　河川環境整備の計画立案手法

（質問）

これまでの河川環境整備は画一的な施設となっているが、河川の特性に応じ、かつ地域のニーズを生かした川づくりが望まれている。こうした河川環境整備の計画を立案するにあたり、河川の特性を定量的に把握し、地域住民の潜在的ニーズを引き出しつつ、個性的な計画をするためのアプローチ手法について御教示いただきたい。

（北上川下流工事事務所）

（回答）

河川環境管理は、河川空間管理と水環境管理に大別されるが、ここでは地域のニーズに合った個性的な河川空間を創造するための計画手法について説明を行う。

1．テーマの設定

河川環境計画の出発点は、対象とする区域のテーマを定めることである。そのテーマに基づいて具体的な設計、つまり演出が行われる。

基本的なテーマは、その対象区域に最もふさわしく、また地域住民が期待している親水活動を基にして策定される。すなわち、河川あるいは周辺区域で展開されるべき親水活動を求めることが、基本的なテーマ策定の柱である。もちろんその親水活動は1つではなく、場所、季節を異にして複数であってもかまわない。その親水活動を場所、季節と絡めて具体化することによって、テーマは具象化していく。

基本的なテーマの柱となるにふさわしいテーマは次の手順で決定される。河川の持っている魅力（環境ポテンシャル）を客観的に評価し、その評価されたポテンシャルを地域住民に提示し、河川の魅力（環境ポテンシャル）に対する地域住民の十分な理解とニーズを把握してテーマを決定する。

このように河川の魅力の把握が出発点である。これを基に地域に置かれている河川の位置づけ等を明確にした上で整備計画が決定される。このような河川の魅力がその河川の個性となる。

2．河川の魅力の把握

それぞれの河川には自然条件、歴史を踏まえた固有の人々との係わりがある。これらの綿密な調査に基づきポテンシャルが把握される。調査項目としては以下の５つに整理される。

① 歴史的な川と人々との係わり調査

川と流域の人々の係わり方を現況のみでなく歴史的に把握し、マップ化する。

② 親水活動実態調査

河川で実際に人々がどのように活動しているかを実態調査する。また、川に関係あるイベント教育活動の調査を行う。この結果により、その河川における親水活動が可能な場所、親水活動の展開の可能性が明らかとなる。

③ 景観調査

好まれる景観とは、それぞれの地域で歴史的に形成されてきたものであり、詩歌、小説等によりどのように扱われているのかを評価することによって、好まれている景観の基本が明らかにされる。それとともに現状の景観調査を行う。これらにより対象河川の景観の特性、その河川及び流域独特の色・デザイン等重要な視点場、景観にとって重要な構造物、景観上配慮すべき事項が明らかとなる。

④ 生物調査

河川に生息する動物、植物の調査を行う。特に自然保護等保全すべき貴重種、レクリェーション活動の対象となる生物や保全すべき種を見つけることが肝要である。

⑤ 河道調査

親水活動や生物の生息が可能となる場所を提供する河道の調査を行う。注目すべき要素は、高水敷の幅、砂州の大きさ、形態とその移動特性、干潟のできる区間、河道の特性とその区分、瀬淵、構造物、分合流地点等である。親水活動が展開される器としてのポテンシャルが明らかになる。

以上のような調査の基本は魅力を発見するということである。個性のある河川環境整備とは、その河川、その流域の今は埋もれている魅力を発見することであるので、上記５つの調査結果も、魅力の発見という観点より分析することが必要である。

３．住民ニーズの把握

把握した魅力を住民に提示し、住民の理解を図りニーズを把握することが必要となる。その方法としては種々考えられるが、その主なものを挙げると以下のようになる。

① アンケート調査

② 委員会、懇談会…比較的小人数の学識経験者、住民等よりなる委員会等に意見を図る。

③ シンポジウム……多くの人が参加できるシンポジウム等を開催し、住民の意見を把握する。

（都市河川研究室）

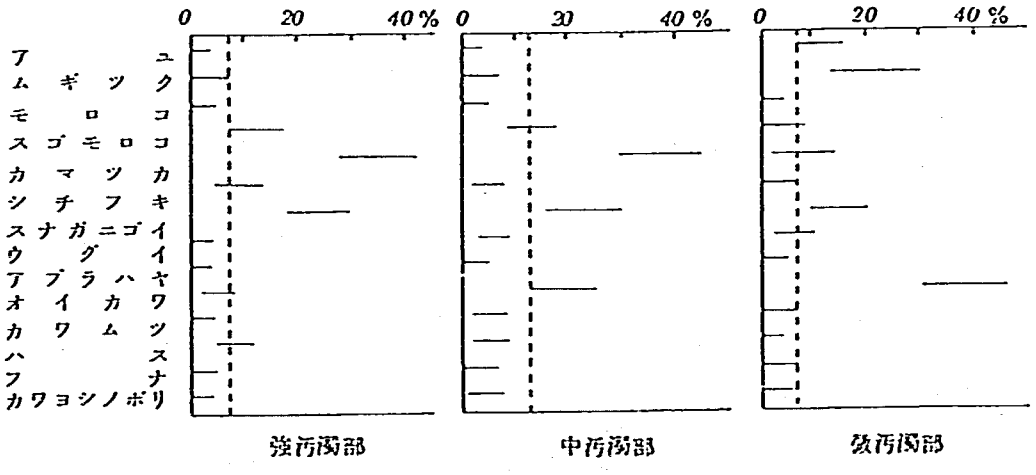
河－14　　魚類等の生態系に配慮した工事の施工

改修工事の施工時において、濁水の発生等による生態系への影響が懸念される場合があるが、工事施工にあたっての留意点や施工事例について御教示願いたい。

（酒田工事事務所）

（回答）

河川工事を実施すると、それに伴う濁水の流出、産卵場の消滅等により、生物が少なからず影響を受けることになる。河川工事等に伴って発生する濁水は、河川を流下するうちに固形分の一部は流れの遅い河床に沈澱・堆積し、河床を生息場所とする付着藻類や水生昆虫の生活に影響を及ぼす。また魚類にとっても濁水中の固形分が直接鰓を傷つけるだけでなく、河床の堆積物は魚類の卵を害するし、産卵場としての機能も低下する。[1] 一般に水中の濁りを表わす物理的指標には濁度が用いられる。濁度が高いほど、水中に含まれる土粒子の量が多くなる。汚濁負荷が比較的小さい川では濁度が１０度、汚れている川では３０度程度である。洪水時には１００のオーダーである。ここでは河川工事が魚類、水生昆虫、付着藻類に及ぼす影響について、工事に伴い発生する濁水の問題を中心に事例、文献等をもとに述べる。



図－１　各濁度水域における魚類相

＜河川工事が魚類（成魚）に及ぼす影響＞

魚類には濁水に強いものもいれば弱いものもいる。濁水と魚種の関係の例を図－１に示す[2]。図は濁度域を３つに分け、それぞれの区域に優先的に出現する魚種の割合い（重量％）を９０％信頼限界で表わしたものである。図から、アユ、モロコ、ウグイ、アブラハヤ、ヨシノボリなどは濁水では見られない。反対にスゴモロコ、カマツカなどは濁水中でも生息できると推定される。

また産卵時の成魚（アユ）に及ぼす影響として、濁度が３０以上になると正常な産卵行動が阻害される、アユなどの遡上魚が遡上する際にも濁度３０以上で行動が低下するという実験結果がある。ただし濁水が一時的であれば３０度以上でも影響がないという現地調査例もある。[3]

＜河川工事が魚類の産卵場に及ぼす影響＞

河川工事は、魚類の産卵場に及ぼす影響が大きい。魚類の産卵習性と代表的な魚種をまとめると、

・沈水植物や水草、陸上植物の水中部分に産着させるもの…コイ、フナ、モロコ
・砂、砂礫、泥底に産卵するもの…ニゴイ、カマツカ、オイカワ、アユなど
・石の表面や岩の割れ目、石間に産卵するもの…ヨシノボリ、モツゴ、ドンコ
・二枚貝の鰓に産み付けるもの…タイリクバラタナゴ、イタセンバラ
・浮遊卵…ソウギョ、ハクレン

となる。浮遊卵を除けば、河床や河岸に付着されるため、工事により産卵場が直接荒らされた場合は、被害を受ける。また卵は常に呼吸をする必要があるため、細粒分が河床を覆うと濁水中の粒子分を被ると呼吸ができなくなり、死滅することにもなる。よって細粒分が堆積した場所は産卵場として不適切な場所となる。

参考のため、表－１に水産上の重要魚種についての産卵時期、産卵場の条件を示す。

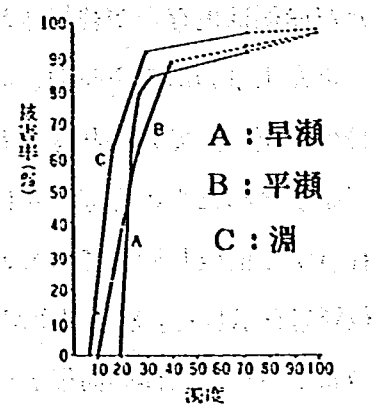
表－1　魚種別の産卵時期と産卵場の条件

魚　種	産卵時期	産卵場所	産卵に適した条件
アユ	川を降河し８月下旬～１２月上旬 北方は早く、南方ほど遅い	浮き石、河床の瀬 河川形態の変化点が多い （合流点、湾曲部など）	水深 0.3～0.6m 流速 0.6～1.2m／s
ウグイ	川を遡河し３月上旬～７月下旬 北方は遅く、南方ほど速い	2～4cm程度のきれいな砂礫、浮き石河床 早瀬から淵に落ち込む「かけ上がり」と呼ばれる斜面	水深 0.3～0.6m 流速 0.3～0.7m／s 水温 10℃以上
オイカワ	５月～８月下旬、盛期７月～８月 北方は遅く、南方ほど速い 晴天の日中、増水後２～３日	平瀬、トロ等流れのゆるやかな砂礫底	水深 0.05～0.1m 流速 0.3m／s以下
コイ、フナモロコ類	３月～７月 降雨後の出水期が多い	水草、注水植物の繁茂したゆるやかな浅瀬、河川の支流等	水際の水草、植物 淀み、ワンド、細流
タナゴ類	３月～１１月 春型と秋型に分かれる	二枚貝の鰓腔内	二枚貝の存在 淀み、ワンド、湧水
サケ	川を遡河し９月～２月	清浄で流量の豊富な河川の中・上流域の砂礫底	水深　0.6～0.9m

＊内水面漁場環境・利用実態調査報告書　「魚のすみよい川への設計指針（案）
昭和６２年　　全国内水面漁業協同組合連合会

＜河川工事が水生昆虫に及ぼす影響＞

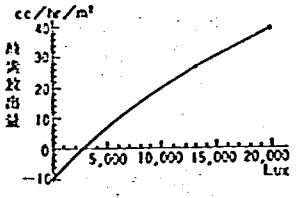
濁度と水生昆虫との関係を調査した例を図－２に示す。[4]図では早瀬、平瀬、淵に分けて示してあるが、いずれも濁度３０を越えると９０％以上の被害率となる結果となっている。



図－２　濁度と水生昆虫の被害率との関係

＜河川工事が付着藻類に及ぼす影響＞

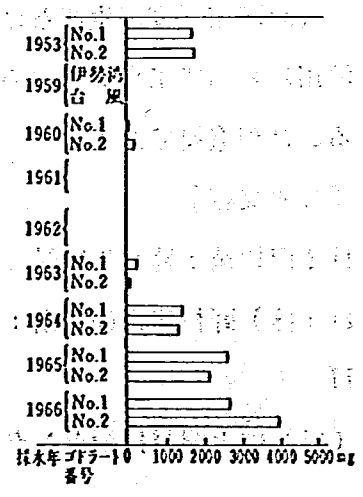
濁水の発生が付着藻類に及ぼす影響は、土粒子が堆積することによるものと土粒子が浮遊することによる光の透過量の低下が考えられる。図－３に水中の光の量を表わす水中照度と、それに伴う藻類の酸素消費量を示した[4]が、照度が低下するにつれて酸素放出量、つまり活動が低下することがわかる。



図－３　照度と藻類の酸素消費量との関係
（水温15℃、１m²当たり）

＜おわりに＞

以上のことから、工事の実施による濁水等の影響は、魚類やその餌となる水生昆虫、藻類に至るまで広範囲に及ぶ。このため生物の生息条件を悪化させるわけだが、その対策としては、その河川における重要魚種を中心とする魚類の産卵時期や遡上時期をはずすようにすることが最も望ましいと考えられるしかしそれが不可能な場合が多い。この場合は、工事の影響（濁水等）が河川全体に及ばないように工事方法を工夫するなどの処置が必要となる。ダム工事の濁水が水生昆虫に及ぼす影響を調査した例では右岸側は濁水の影響を受けたが、影響を受けなかっ



図－４　洪水後の水生昆虫現存量の推移

た左岸側は現存量が維持される結果となっていた。[4]

また工事の影響を時期、場所等を考慮して最小限に抑えておけば、あとは生物自身の回復能力で元の状態にもどることが期待できる。洪水による水生昆虫の回復状況をまとめたものを図－４に示す。[1]伊勢湾台風規模の洪水であるが、流失後３年程度から回復し始めているのがわかる。表－２には洪水による生物のとその後の回復経過を示した。水生昆虫が回復するのに伴ってその後魚類が徐々に回復すること、つまり生態系全体の回復が期待される。

表－２　洪水と生物の流失と回復

	藻　類	水生昆虫	魚　類
軽度の増水の場合	流失	流失しない	流失しない
中程度の増水の場合	流失	少し流失	流失しない
強い増水の場合	流失	流失多い	少し流失
洪水の場合	流失	大部分流失	流失多い
以上のことから	無駄が多い	中位	むだが比較的少ない
（そのかわりに）増殖の速度は	速い	中位	おそい

なお河川工事が生態系に与える影響については定量的な予測が困難なため、個別河川において工事実施中の箇所付近での生態調査を事前に行ない、その精度を上げることが重要である。

［参考文献］

1)津田松苗：陸水生態学，共立出版

2)（株）野村総合研究所：環境質変化の生物におよぼす影響の解析手法の検討，1977

3)（財）国土開発技術センター：河川環境と魚類の生理・生態について，昭和63年３月

4)水野信彦・御勢久右衛門：河川の生態学，1972

（都市河川研究室）

河－15　　レーダ雨量計を用いた洪水予測の現況

（質問）

洪水予測計算を行うに際し、今後の降雨量が重要なファクターとなるが、現状においては、気象台からの３時間降雨予測等を参考に行っているのが実状である。そこで、建設省内において、レーダ雨量計を用いた降雨予測について、最近の動向及び事務所への導入計画等について御教示願いたい。

（岩手工事事務所）

（回答）

１．はじめに

一般に気象擾乱のスケールは、表－１のように分類される。

表－１　気象擾乱のスケール

名称	空間スケール	時間スケール
大規模擾乱	数1000km	約10日
中間規模擾乱	約1000km	約数日
中規模擾乱	約100km	約数時間
積雲対流	1～10km	約１時間

これから、レーダ雨量計により降雨観測を行う場合には、その観測範囲から考えて、中規模擾乱以下の時間・空間スケールの現象が把握できることがわかる。すなわち、レーダ雨量計を用いた降雨予測においても同様のスケールの現象の予測（予測時間にして、１時間～数時間先の予測）が可能となる。

レーダを用いた降雨予測手法についてはいくつか開発されており、ここでは、①代表的なレーダ降雨予測手法、及び②現在研究中の内容について紹介するとともに、③予測データの事務所への導入計画について述べる。

２．レーダを用いた降雨予測モデル

降雨予測手法は、おおむね次の２つに分けられる。

①運動学的手法

レーダなどの面的な画像データから、雨域の移動ベクトルを求め、それを外挿す

ることにより、予測雨量を求める方法である。この方法は、中規模擾乱スケールの現象に適しており、予測可能時間は、１～数時間程度である。

②力学的手法

物理法則に基づいた数値モデルから、力学諸量（風系、気温、気圧、密度、水分量）の初期値を与えることにより予測計算を行う方法である。基本的には、どのスケールの現象にも適応できるが、初期値・境界値の与え方が難しく、また計算時間も長くかかるので、実運用で用いられている（気象庁）のは、中間規模以上のスケールについてのみである。予測時間は長くなる（24時間あるいは48時間先まで予測できる）が、空間スケールが大きくなり、メッシュ間隔も大きくなる（100㎞以上の大きさとなる）。

レーダを用いて降雨予測を行う場合は、普通、運動学的手法が用いられる。しかし、同じ運動学的手法でも移動ベクトルの求め方により、いくつか異なった予測モデルが考えられている。そのうちの代表的なものは次のとおりである。

①関連係数法・・・土木研究所が開発した方法である。
筑後川ダム統管が地形性降雨の効果を取り入れて導入している。

②合成予測法・・・淀川ダム統管が開発、導入している。

③移流モデルによる方法・・・京都大学が開発した方法である。
建設省での導入実績は無い。

これらのモデルは、それぞれについて精度検証が行われているが、精度的に大きな差はない。すなわち、実用的な予測時間は１時間程度であり、どのモデルにおいても、問題となっているのは、”エコーの発達衰弱をどのように考慮するか”である。発達・衰弱を正確に予測するためには、次のようなことが必要である。

①一般場（大きなスケールでの大気の動き）の変動を捉える

②上昇流（力学的・機械的）による水蒸気の凝結を考慮する

現在、水文研究室では、エコーの発達・衰弱を考慮し、予測精度を向上させるため

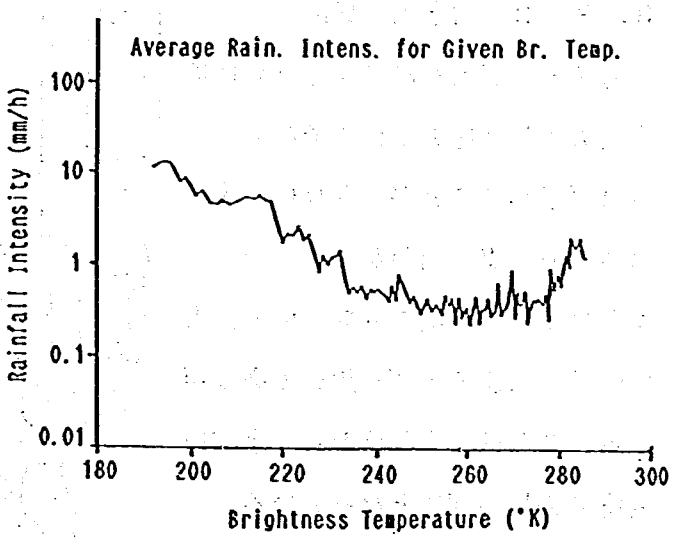
の検討を行っており、以下にその概要を紹介する。

３．予測精度向上のための検討

３．１　衛星データの併用

衛星データを併用することにより、大きなスケールの雨域の動きを捉えることができ、また、予測時間の延長にもつながる。

図－１は、衛星データ（ひまわり）から得られたデータ（輝度温度）とレーダ雨量（羅漢山、明神山、釈迦岳、国見山レーダの合成雨量）との相関を示す。輝度温度２２０°Ｋ以下でレーダ雨量と相関があり、レーダと同じように雨域の移動を把握することができる。



図－１　輝度温度～レーダ雨量

３．２　上昇流の計算

上昇流には、機械的上昇流と力学的上昇流の２種類がある。機械的上昇流は、山岳などで気流が強制的に持ち上げられるために起こるものである。力学的上昇流は、低気圧などの風の収束によるもの、前線によるもの、熱対流によるものがある。

３．２．１　機械的上昇流

機械的上昇流は、最も簡単な方法として、次式により求めることができる。

$$w = v \cdot \nabla z$$

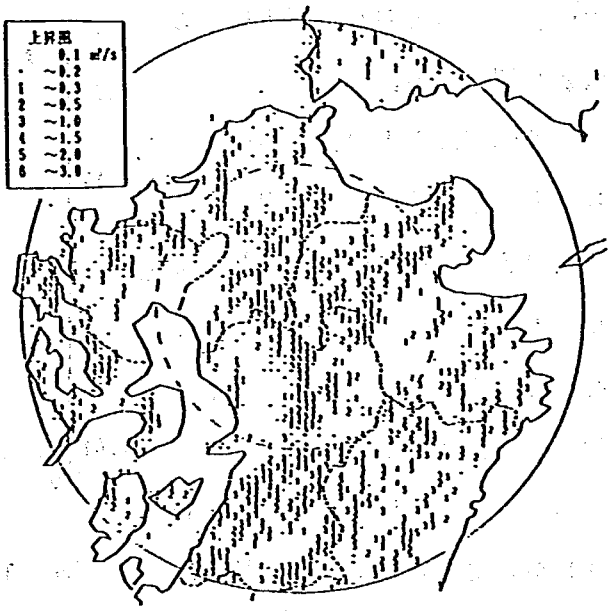
ここに、ｗ：上昇流、ｖ：水平風、∇z：地形勾配

ｖは、レーダデータから雨域の移動ベクトルを求め、それを水平風とすることにより与えることができる。図－２に釈迦岳レーダの範囲での上昇流の生じる位置（西風の場合）を示す。

しかし、実際の気流の動きはもっと複雑な動きをすることが予想されるので、現在、そのような気流の流れが考慮できるモデルを検討中である。

3．2．2　力学的上昇流

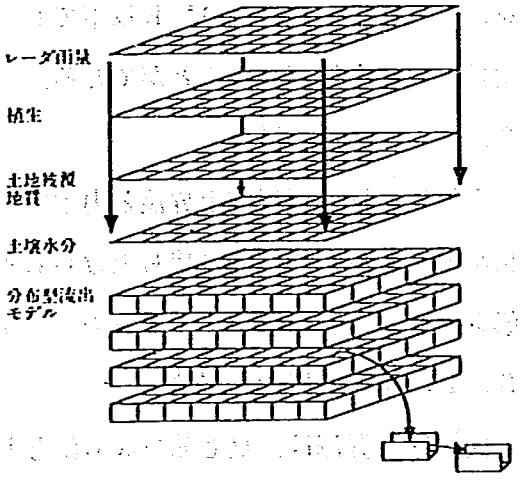
力学的上昇流を計算するためには、空間の大気状態の変化を予測できなければ求めることができない。すなわち、レーダや衛星などの画像データだけでは、予測できないので、力学的手法による予測を用いる必要がある。これは、来年度から、水文研究室での検討課題となっている。



図－2　上昇流の生じる位置（西風）

4．洪水予測計算への応用

レーダ雨量計を用いた降雨予測を行い、最終的に得たい情報は、河川の流量である。その場合、貯留関数法等などの流域平均雨量を入力する流出予測モデルを用いることが考えられるが、それでは、レーダの情報量を充分には生かしきれない。そこで、水文研究室では、レーダメッシュに対応して流出予測計算ができるモデル（分布型流出モデル）を開発した。図－3にその概念図を示す。このモデルでは、流域の地形、地質、植生などの情報が考慮できるようになっている。



図－3　分布型流出モデル

5．まとめ

レーダ降雨予測手法の概略と現在研究中の内容について紹介したが、今後の降雨予測の動向としては、さらに精度を向上する方策として、レーダ情報のみならず、衛星データを併用したり、あるいは、簡単な力学的手法（数値モデルを用いる）を導入する方向にある。これらの研究は、現在、緒についたばかりであり、しばらく

は、レーダのみの情報から降雨予測を行うこととになると考えられる。

また、レーダ降雨予測結果を入力として、分布型流出モデルにより流出計算を行うシステムについては、現在、実用化に向けての検討を行っている。

［参考文献］

二宮洸三：雨とメソ・システム，気象学のプロムナード2，東京堂出版

新田　尚：新気象読本－新しい気象学入門－，第II期気象学のプロムナード11，東京堂出版

（水文研究室）

河－16　　汀線変化モデルを現地海岸へ適用する場合の予測精度の向上

（質問）

仙台湾沿岸の海浜変形の予測を行うため、汀線変化モデルによる汀線変化計算を実施したところ、再現性のあまり良くない部分が現われた。このように汀線変化計算を現地海岸へ適用する場合、予測精度を向上させるための手法を御教示願いたい。

（仙台工事事務所）

（回答）

1．汀線変化モデルの構成

汀線変化モデルでは、沿岸漂砂量公式と漂砂の連続式を連立させて汀線変化を計算する。その場合、海浜断面形が岸沖方向に平行移動するとの仮定のもとにモデルが組み立てられている(図-1参照)。

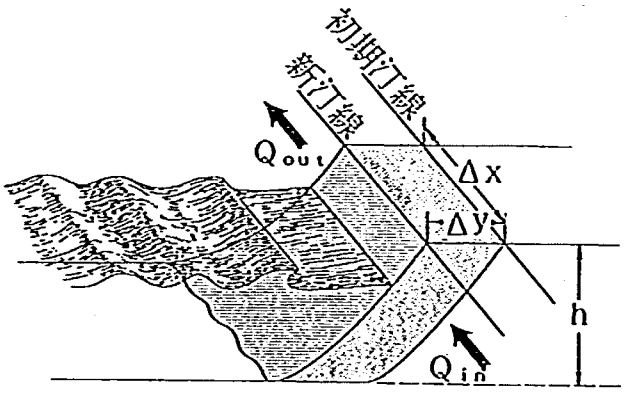


図-1　海浜断面形の平行移動の仮定

いくつかの仮定を設けたとき、沿岸漂砂量公式は式(1)のように、また漂砂の連続式は式(2)のように表わされる。

$$q = F\left(\tan\alpha_0 - \frac{\partial y}{\partial x}\right) \tag{1}$$

$$\frac{\partial q}{\partial x} + h\frac{\partial y}{\partial t} = 0 \tag{2}$$

$$F = \frac{1}{8}\rho g H_b^2 (C_g)_b \tag{3}$$

ここに、x軸：沿岸方向座標、ρ：海水密度、g：重力加速度、H_b：砕波波高、$(C_g)_b$：砕波点における波の群速度、α_0：砕波点における入射角（x軸の法線

を基準とする）、h：漂砂の移動高、y：汀線位置、q：単位幅当りの漂砂量である。波浪変形計算を行えば砕波点における砕波波高と入射角の分布が求まるから、Fとα_0は定まる。この結果、式(1)、(2)を連立させれば拡散型の式として差分法によって容易に解くことができる。

2．実測データと計算値とを比較する際の問題点

2.1　データの精度

汀線変化モデルの組み立ては簡単であり、要するに漂砂の連続式が満足されている限りにおいてかなり高い精度で汀線変化を予測できる。計算精度が低いと見られる場合も、実際には計算と比較すべき原データ自体の精度が低いことがより多く問題となる。汀線変化モデルを用いて計算する場合、モデルの検証のためには過去数十年間の資料が必要とされる。なぜならば過去のデータとの比較を行って初めてモデルの妥当性が検証できものであり、また汀線変化の将来予測期間は通常10～20年は必要であるからである。しかも計算対象海岸全域の汀線変化が必要とされる。

現地海岸の検証データを得るに際して通常使われる第一の手法は、地形図を用いて過去の汀線位置を求める方法であるが、そのときの汀線の推定精度はあまり高くない。また，改測が行われたとしても、対象地域全体が改測されず、一部のみの改測に止まることもしばしばである。このような点より検証データの精度が低くなる。第二の方法は、空中写真を利用して汀線変化を調べる方法である。これはかなり良い方法であるが、残念ながら空中写真は昭和22，23年に米軍が撮影したのが最初であって，それ以前のものはない。この写真は約4万分の一の縮尺で撮られているため、その分解能はあまり高くない。しかし、一般には現在までに国土地理院等により数回分の撮影が行われており、したがってこれらは良い資料となる。空中写真が何組もある場合でも、その各々から汀線位置を読み取るのが実はなかなか容易ではない。現地海岸では波の打ち上げによって汀線位置が変動し、また潮位変動により汀線位置が変わるからである。それにもかかわらずこれらが有効なデータとなるこ

とはまちがえない。過去の変遷を知る唯一の方法であるからである。したがって，計算に用いる場合，その測定誤差についても十分配慮して使うべきである。実測値だからと言って，それに計算結果を無理に合わせようとするのは誤りである。

では、測定値が正しいかどうか判断するにはどのようにすれば良いであろうか。これには２つの点に注目すると良い。

①ある年に測定された汀線が前回測定データと比較してほぼ全域で平行移動し、また次の測定時に元に戻っていないか（図-２参照）。この場合には、潮位変動や高波浪の影響が強く表われているので、他のデータと比較して変動の著しく大きいデータを除外したら良い。

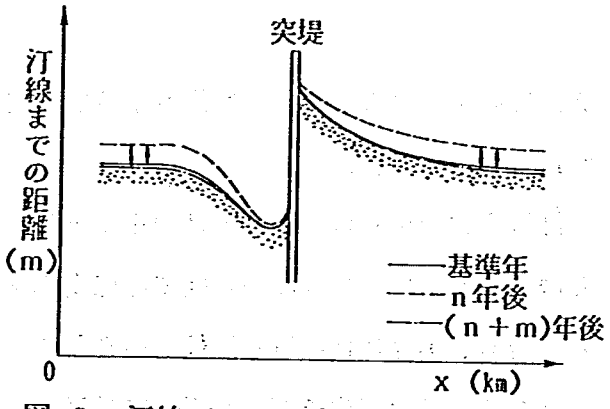


図-２　汀線データの読み取り値の誤差

②沿岸漂砂を阻止する構造物（例えば防波堤や導流堤）の左右で汀線変化傾向が逆（例えば南側で前進，北側で後退など）となっているか（図-３参照）。もしそうであれば、この資料は汀線変化モデルの検証資料としてかなり有用である。

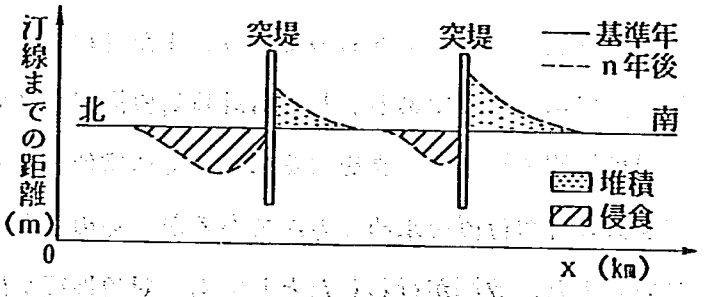


図-３　沿岸漂砂を阻止する構造物周辺での典型的な汀線変化

汀線変化を読みとる第三の方法は深浅測量データを用いるものである。原理的に言えばこの方法は最も正確であ

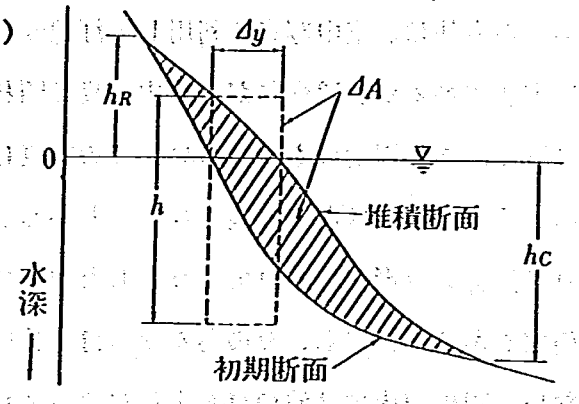


図-４　海浜断面積の変化量（ΔＡ）と汀線変化量（Δｙ）の相関

るが、実際には深浅測量は部分的にしか行われていないので，全域での土砂収支の判断に使うことはかなり難しい。このデータはむしろ海浜断面形の変化を調べ，もし変化があるのであればそれより海浜断面積の変化量（ΔA）と汀線変化量（Δy）とを算出し（図-4），さらにそれらの単相関より両者の回帰係数（これは漂砂の移動高[1]に等しい）を求めることに利用する方が良い。このようにして求められた移動高は、正にこれから予測を行いたい海岸で得られたことから、他の方法により推定された値を使うよりも汀線変化モデルの精度向上に役立つ。

2.2　汀線変化の再現性の問題

汀線変化予測におけるもう一つの問題点は、経年的な意味より集められた汀線変化データが不足する場合の問題である。例えば、ある年を基準としての10年後の汀線変化が図-5のように求められていたとする。また、計算による予測値が図中の破線のようであったとする。図-5のみから判断すれば、両者は良い一致を示すから、計算の精度はかなり高いように思える。ところが、図-5は経時的意味では計算値が正しいかどうかについては何も示していない。実際には図-6に示すように、代表位置（例えば図-5のA-A'断面）の汀線の経時変化に関し、実測値と計算値が比較されてはじめて時間的・空間的意味よりモデルの検証が行われたことになるのである。

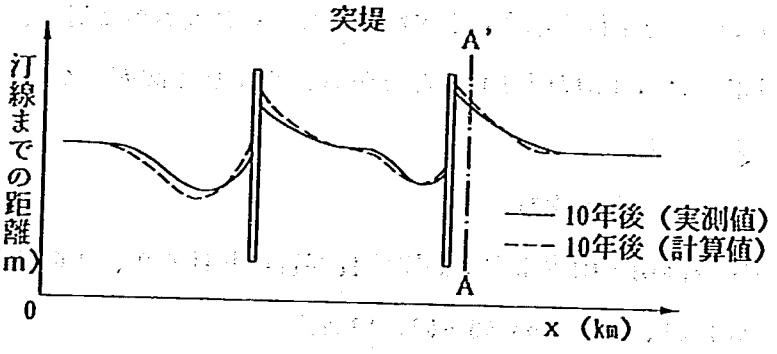


図-5　汀線変化量の実測値と計算値の比較

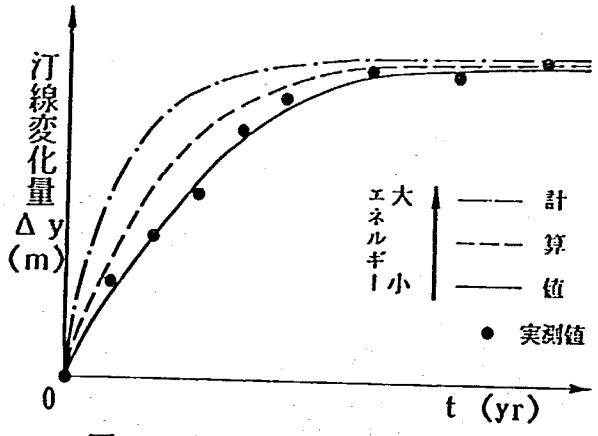


図-6　汀線の経年変化

汀線の経年変化速度を定めるのは波のエネルギーフラックス（式(3)）である。波のエネルギーが大きければ（波高が高ければ）それだけ平衡状態に達する時間が短くなる（図-6参照）。すなわち汀線変化速度の大小は波高条件に依存するのである。逆にいえば、図-5のような汀線変化分布は第一義的には波の入射方向によって定まるといえる。したがって、図-5のみを示されたときモデルがうまく行っていると判断するのは早合点と言うべきである。

2.3 汀線変化データの結果の表示法[1)]

実測データでも、計算値でも、結果の表示法を工夫することも大切である。計算値が正しくても結果の表示法が悪ければ十分な理解が困難となるからである。汀線変化を表わすには、一般に沿岸方向距離を横軸に、汀線変化量を縦軸にとる。このとき注意しなければならないのは縦横軸のスケールを必ず歪ませることである。広域での計算を行う場合、沿岸距離は数十kmに及ぶのに対し、汀線の前進量は数100m、後退量は数十m程度であることから、歪ませた図面でないと特徴が理解できなくなるのである。

参考文献

1)宇多高明・山本幸次：海岸侵食調査における2、3の留意点、土木技術資料、vol.31、No.8、pp.60～66、1989.

（海岸研究室）

河－17　　流域の土砂管理

（質問）

河川から流出する砂が海浜形成に大きく寄与していると思いますが、砂防事業、ダム事業、河川事業等により、供給される土砂量は変化するものと考えられます。このため、流域全体としての土砂管理が重要と思われますが、その考え方について御教示願いたい。

（北上川下流工事事務所）

（回答）

［１］海浜形成への寄与

過去、豊富な河川流出土砂があったために、河口部の汀線が前進傾向にあったが、近年、流出土砂が著しく減少したために河口部の汀線が後退傾向となった河川は全国に数多くある。例えば、天竜川、安倍川、大井川、黒部川、酒匂川などに典型例を見ることができる。

これらの河川の河口部での沿岸漂砂量は河口部の汀線変化や地形変化などから逆算することができる。一般に日本海側では年数万㎥となることが多く、太平洋に直接面した海岸での沿岸漂砂量の上限値は２０万㎥／yrである。ほとんどの海岸では１０～２０万㎥／yrとなる。これらの沿岸漂砂量の均衡がくずれたとき著しい海岸侵食が生ずる。

河川からの流出土砂量はしばしば計算により推算される。この場合、大河川では流出土砂量は数十万㎥～数百万㎥という答もしばしば得られるが、実際にはこのような土砂が流出した証拠を深浅測量データより得ることはほとんどない。海岸での土砂量変化と流出土砂量とのオーダーが異なることに注目されたい。

非常に多くの河川では河口砂州が縮小したり、あるいは砂州が上流方向に急激に遡る例が見られる。最上川などが良い例である。河川からの流出土砂量が豊富であ

ればこのようなことは決して起こらない。流出土砂量の計算が正しいかどうかについてはこのような点からも調べることができる。

海岸において砂浜を形成する底質の粒径はほぼ0．2㎜以上である。これより細流分は沖へ拡散し、海浜形成に役立たない。このことからも、河川からの流出土砂量の検討では「質」の問題についても十分考えねばならない。

（海岸研究室）

［Ⅱ］流域全体の土砂管理

河川上流域において土石流など多量の土砂流出による災害が発生する一方で、一部の河川の中下流部では河床低下が進行し、海岸の侵食も進んでいる。いくつかの貯水池においては堆砂が急速に進んでいる。また、コンクリート骨材に必要な河川砂利の供給量はある地域においては減少している。このような流域の土砂を取り巻く環境は、時代とともに変化し、複雑になってきている。この対策として土砂災害を防ぐ砂防事業、貯水池堆砂に対するダムリフレッシュ事業、海岸侵食に対する養浜事業などの事業が行われてきている。しかし、ある場所では過剰な土砂が、また別の場所では土砂の不足が問題を引き起こしているのであるから、同時に解決することがある程度可能と考えられるし、またその方が効率的である。砂防研究室では望ましい流域の土砂管理、人工的な土砂の再配分を検討する第一段階として天竜川を事例として検討を進めているので、その事例を紹介し、砂防としての土砂管理手法について述べる。

1．天竜川における土砂収支の実態と問題点の概要

事例研究の対象としたのは、全国的にみて流出土砂の多い流域面積5,090km²、幹川流路長213.kmの天竜川である。

天竜川流域の土砂収支資料を検討した結果、土砂の不均衡による主な問題点として次の点があげられる。

① 昭和30年代から40年代にかけて、天竜川本川の河床低下が進行したが、近年は

全般に安定化の傾向にある。この傾向は砂利採取量の変化と良く対応するものとなっている。すなわち近年の安定化は砂利採取の規制あるいは禁止によるところが大きいものと考えられる。

② ハイダム下流の支川河道（特に三峰川）及びそれらの合流した後の河道区間で河床低下が進行中である。

③ 局所的に深掘れが増大している区間が認められる。それらの区間においては、経年的に流路の集中化、すなわち複列、単列化が進行し、水衝部の洗掘を大きくしている。この原因の１つとしては、上流からの流下土砂量が減少しているものと考えられる。

④ 一部のハイダムにおいては堆砂の進行によって貯水容量の減少が生じている。

⑤ 河床の安定化、流出土砂量の減少により、骨材資源としての河川砂利が不足し、他に求めざる得なくなっている。

⑥ 河口部では、海岸侵食が生じ、年間約30万㎥の土砂が失われてきたが、河口部の砂利採取規制と侵食対策によって近年安定化の傾向がある。

天竜川ではこのように土砂に起因する問題が多面的かつ広域にわたって発生しているが、以上の問題は、わが国の河川において多かれ少なかれみられるものといえよう。

２．天竜川流域における土砂管理手法の検討

１．で述べた天竜川における土砂に起因する様々な問題を解決するために以下のような土砂管理手法を検討した。

(1) 概要

流域全体の土砂管理は、基本的に流域全体を一つとして土砂の移動を総合的に管理するが、総合的に対応できない区間については、従来どおりそれぞれの場で対応を図るものとする。

今後、土砂管理による経済性、環境への配慮、安全性、他の構造物への影響、維

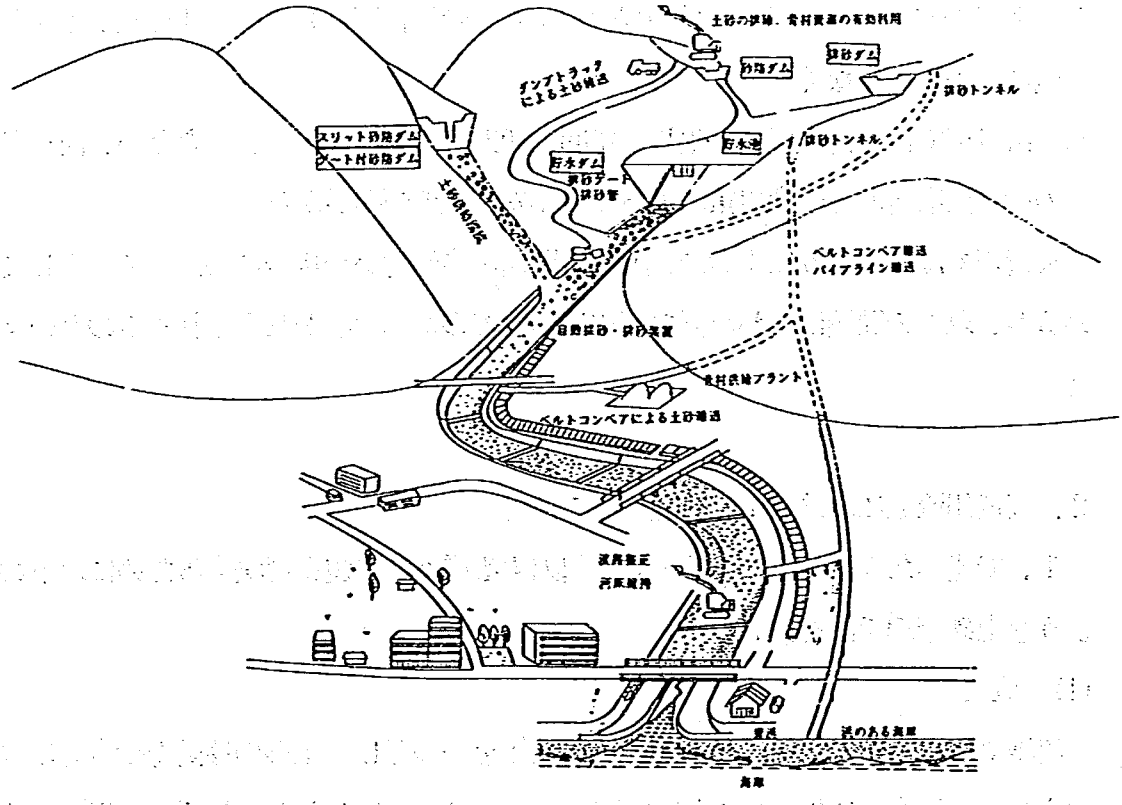
持管理手法についても検討する必要がある。

(2)土砂管理に必要な構造物の検討

天竜川流域で広範囲に起きている土砂問題に対し、かなり人工的な作業も必要であると考えられる。主な土砂管理構造物の配置概念を図－１に示す。

(3)　土砂管理手法に基づく土砂供給・排除計画

今後、土砂管理を行わない場合、土砂に関してどういう問題が生じるのか、そしてその問題に対して(1)の土砂管理手法に基づき実際に土砂供給・排除を実施する事により本川河道における土砂の問題がどう改善されるか検討を続ける。



図－１　土砂管理の概念図

3．流域土砂管理のために砂防事業面から検討する課題

流域全体の土砂による問題を解決していくためには河川流域面積の多くを占め、土砂の生産源となっている山地河川での対応が重要であり、砂防として対応していく分野は大きいものがあると考える。

砂防の分野で現在検討しているものは以下のものである。

① 下流に土砂を量的（土砂量の平滑化）にも質的（土砂のふるい分け）にもコントロールできる透過型砂防ダム（ゲート付砂防ダム等）

② 砂防施設、河道等からの土砂の土砂搬出システム

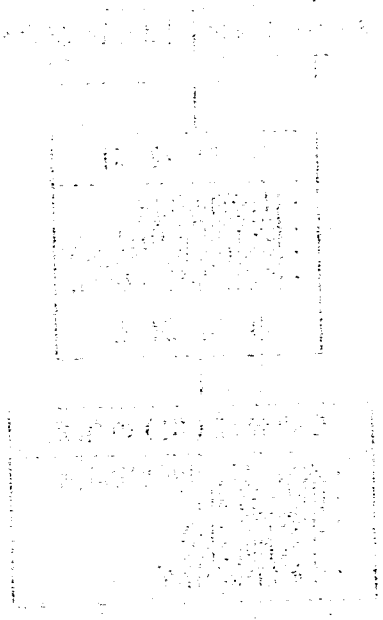
③ 砂防における微細土砂のコントロール

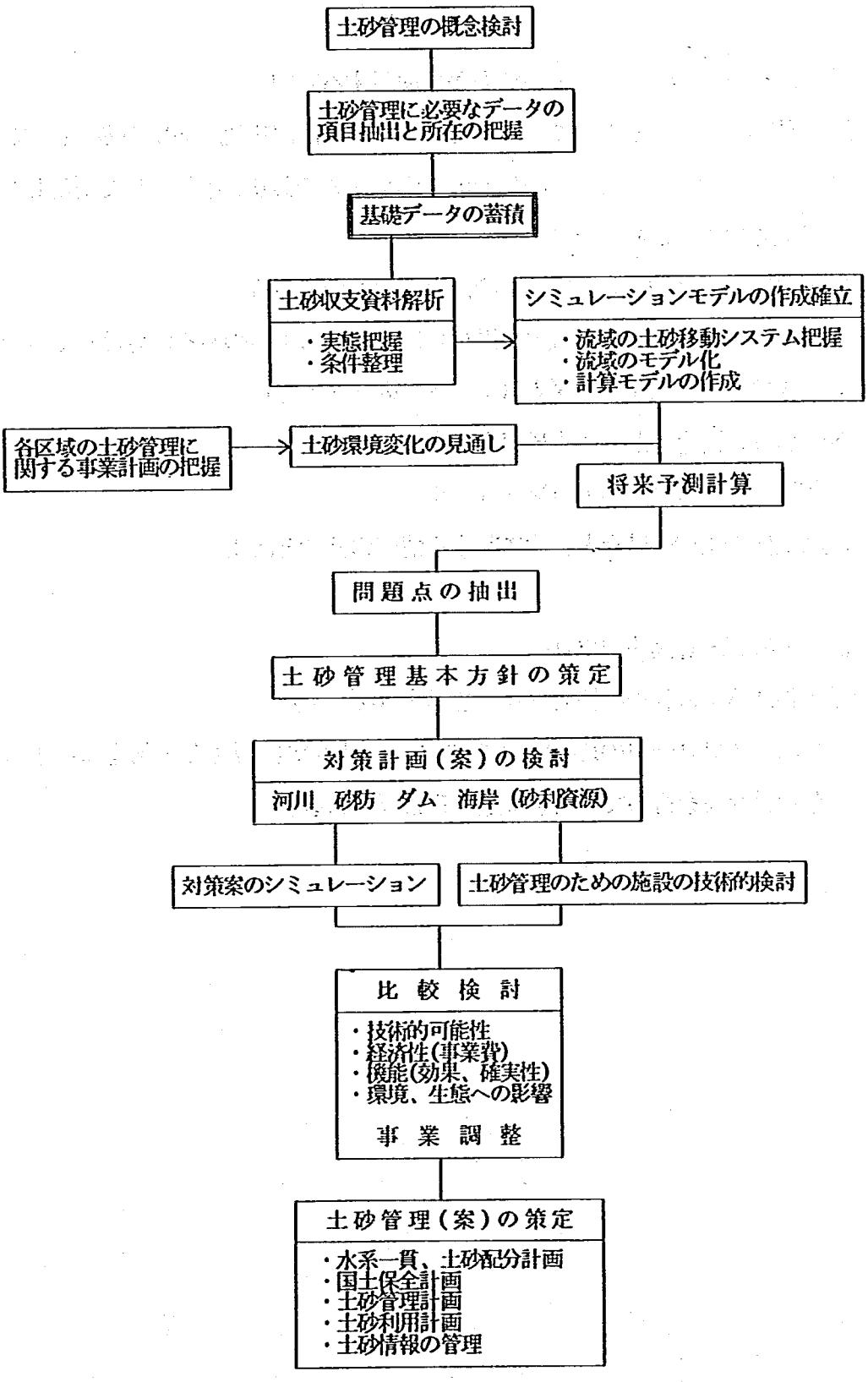
④ 流域全体の土砂の賦存と動態に関する情報の蓄積と活用

4．流域土砂管理計画検討フロー

流域における土砂管理の検討フローを示す（図－2）。

図－2に示すフロー中の比較検討において、土砂管理手法として何を選択するかは広範な意見交換を行って方針を決定する必要がある。





図－2　流域土砂管理検討のフロー

（砂防研究室）

［Ⅲ］ダム貯水池における土砂管理

ダム貯水池における土砂管理が流域の土砂管理の中に位置付けられるとすると、貯砂ダム等を用いた機械掘削が最も有力と考えられるが、ここでは土木研究所の研究課題として取り上げられている、流水の土砂輸送力を用いた土砂管理のついて簡単に述べることにする。

排砂設備等の計画・設計について、土木研究所において研究を実施してきている内容は、①貯水池の運用計画、②設備の水理設計、③設備の摩耗対策に分類することができる。貯水池の運用計画に関する研究は、貯水池内の堆砂形状を予測し、排砂の可能性や排砂設備の設置位置を明らかにするもので、数値シミュレーションにより検討している。設備の水理設計に関する研究は、流入部の局所的な水理現象や閉塞防止対策、導流部の土砂流下能力、下流河道での洗勢および流下状況等について、水理実験により検討している。設備の摩耗対策に関する研究は、設備内での砂礫の挙動を明らかにし耐摩耗材の選定基準を検討しているものであるが、セルフライニングと呼ばれる新しい摩耗対策も合わせて検討している。

これらの研究により、排砂設備を含む種々の放流設備について流域の土砂管理の観点からの適用性が明らかになる。

近年、ダム貯水池において貯水池管理の観点から、貯水池をバイパスする水路を設け貯水池の流入土砂量を軽減する計画や、ダム堤体に排砂設備を設け土砂を排出する計画が出てきているが、これらの計画は、流域の土砂管理に対しても当然大きな影響を与えるものと考えられる。しかし、ダム貯水池は治水・利水上の便益を期待して設置されるものであるから、貯水池の運用上、土砂を流水により通過させることは一般論としては極めて難しい。ただし、流域の土砂管理が重要となっている水系については、施設計画等において可能な限り整合を計っていくことが重要で、必要に応じて排砂設備等を含めた検討を行っていかなければならないと考える。

（ダム水工研究室）

河－18　　ＲＣＤ用コンクリートの締め固め管理

（質問）

ＲＣＤ工法では、超硬練りの貧配合コンクリート（ＲＣＤ用コンクリート）を振動ローラによって締め固めていますが、振動ローラによるＲＣＤ用コンクリートの締め固めをどのように管理したらよいのか、ご教示願いたい。

（秋田県土木部）

（回答）

1.　ＲＣＤ工法とＲＣＤ用コンクリートの概要

ＲＣＤ工法は、超硬練りの貧配合コンクリートをダンプトラックなどを用いて運搬し、これを振動ローラで締め固めるコンクリートダムの新しい施工法で、コンクリートダムの合理化施工を目指して、建設省が世界に先駆けて開発した施工法です。ＲＣＤ工法は、1981年に完成した島地川ダムで初めて適用されて以来、現在までに約20のダムで採用されています。

ＲＣＤ工法において、振動ローラで締め固められるコンクリートをＲＣＤ用コンクリートと呼びます。ＲＣＤ用コンクリートは、水密性、耐久性などの要件が比較的緩やかなダム堤体の内部コンクリートに用いられます。内部コンクリートは、コンクリートダムの主要部分をなすコンクリートで、ダムの構造的な安定性を確保するために、十分な強度と密度を有していることが必要です。

ＲＣＤ用コンクリートは超硬練りの貧配合コンクリートですが、粗骨材間の空隙、細骨材間の空隙がそれぞれモルタル、セメントペーストで完全に充填されるように配合設計が行われています。その点で、ＲＣＤ用コンクリートは従来のコンクリートと何ら変わることがありません。したがって、十分な締め固めが行われれば、空隙のない密実なコンクリートを得ることができ、その強度を水セメント比の法則に従って評価することができます。また、水密性、耐久性等の性質も、その強度と密度の値から評価することが可能です。

2. ＲＣＤ用コンクリートの締め固めの管理のための項目

ＲＣＤ用コンクリートに要求される主要な性質はその強度と密度ですが、これらを保証するためには、ＲＣＤ用コンクリートが十分に締め固められているかどうかを管理することが必要です。

ＲＣＤ用コンクリートの締め固めの程度は、ＲＣＤ用コンクリートの締め固めやすさとＲＣＤ用コンクリートに加えられる締め固めエネルギーによって定まります。したがって、ＲＣＤ用コンクリートの締め固めの管理は、この二つの項目に対して行われます。

また、実際に打設されたコンクリートが所要の性質をもっているかどうかを直接管理することも重要です。このような管理としては、ＲＣＤ用コンクリートの密度管理、強度管理が行われています。

3. ＲＣＤ用コンクリートの締め固めやすさの管理

ＲＣＤ用コンクリートの締め固めやすさは、ＶＣ値によって表わされます。ＶＣ値とは、ＲＣＤ用コンクリートをＶＣ試験機の上で振動を与えて締め固めたときに、ペーストが完全に浮き上がるまでの時間を秒数で表わしたものです。一般に、40㎜オーバーの骨材をウェットスクリーンした配合に対して、ＶＣ値が20±10秒であれば、十分な締め固めが可能であることが確かめられています。そこで、ＲＣＤ用コンクリートの締め固めやすさの管理は、ＶＣ値の変動が20±10秒の範囲に収まるように行っています。なお、ＶＣ値の値はコンクリート中の単位水量によって大きな影響を受けます。そこで、ＶＣ値の管理にあたっては、コンクリートの練り混ぜ水量に大きな影響を与える細骨材の表面水量の管理をしっかりと行うことが大切です。

4. ＲＣＤ用コンクリートの締め固めエネルギーの管理

ＲＣＤ用コンクリートに加えられる締め固めエネルギーを正確に管理することはなかなか難しい問題です。そこで、一般には、振動ローラの転圧回数によって締め

固めエネルギーを管理しています。従来の経験によれば、振動ローラとしてBW－200 を用いた場合、50cmリフトの時には6回の振動転圧によって、75cmのリフトの時には12回の振動転圧によって、十分な締め固めが可能となることが確かめられています。したがって、ＲＣＤ用コンクリートの締め固めエネルギーの管理は、振動ローラの転圧回数を確認することによって行っています。なお、このような転圧回数で十分な締め固めができるかどうかは、本施工に先立って行われる試験施工の段階で、締め固められたコンクリートからボーリングコアを採取して確認するのが通例になっています。しかし、今後、ＲＣＤ工法の施工実績が増えれば、試験施工を行って振動ローラの転圧回数の適否を確認するようなことは、次第に少なくなっていくものと思われます。

5. ＲＣＤ用コンクリートの密度の管理

ＲＣＤ用コンクリートの締め固め後の密度管理は、締め固め後のリフトの沈下量の測定とＲＩ密度計による密度の測定によって行われます。なお、直接的な管理ではありませんが、施工時の状況、たとえば撒き出したコンクリートの外観、締め固め時のコンクリートのウェーピングの状況、締め固め後のブリージングの状況などの観察結果もＲＣＤ用コンクリートの締め固め密度を推定する上で参考になります。

また、ＲＣＤ用コンクリートの密度を実際に確認する目的で、打設されたＲＣＤ用コンクリートからボーリングコアを採取して、密度測定を行うこともしばしば行われています。このようなボーリングコアの採取は、ＲＣＤ用コンクリートの打設が長期間中断される時期を利用して行われています。なお、ボーリングコアによる密度の確認は、ＲＣＤ工法の施工実績が増えるにしたがって、今後、次第に不要になってくるものと思われます。

6. ＲＣＤ用コンクリートの強度の管理

ＲＣＤ用コンクリートの強度の管理は、バッチャープラントにおいて採取したコ

ンクリートを用いて標準供試体を作製し、材令91日における圧縮強度を求めることで管理しています。このとき併せてＶＣ値を測定し、締め固めやすさを確認します。ＶＣ値が20±10秒の範囲であれば、標準供試体の強度と振動ローラで締め固めたコンクリートの強度には、よい対応関係があります。

また、ＲＣＤ用コンクリートの強度を実際に確認する目的で、打設されたＲＣＤ用コンクリートからボーリングコアを採取して、強度測定を行うこともしばしば行われています。このようなボーリングコアの採取は、ＲＣＤ用コンクリートの打設が長期間中断される時期を利用して行われ、試験材令にかなりの幅が生じるのが一般的です。このため、ＲＣＤ用コンクリートの材令と強度の関係を別途把握しておくことが必要です。なお、ボーリングコアによる強度の確認は、先に述べた密度の管理の場合と同様に、今後、次第に不要になってくるものと思われます。

7. おわりに

ＲＣＤ用コンクリートは超硬練りの貧配合コンクリートであるため、その施工の善し悪しが硬化後のコンクリートの品質に大きな影響を及ぼします。また、ＲＣＤ工法の施工実績は、従来工法の施工実績に比べれば、まだまだ少ないといえます。このため、ＲＣＤ用コンクリートの締め固めが十分に行われるかどうかの確認は、試験施工による確認、打設したコンクリートから採取したボーリングコアによる確認などの大がかりな方法を含めて、色々な方法で実施されています。しかし、最近では大型供試体作製装置によるＲＣＤ用コンクリートの締め固め特性に関する研究が進み、ＲＣＤ用コンクリートの締め固め特性についてかなりのことがわかってきました。その結果、現在行われている試験施工は、従来に比べて大分簡略化されてきています。このような研究成果がさらに蓄積されれば、ＲＣＤ用コンクリートの締め固めの管理は、今後、かなり合理化されてくるものと思われます。

（ダム構造研究室）

河－19　　フィルダムの経済設計

（質問）

ダム堤体形状は堤体安定解析により決定されるが、ロック材の材料定数φが決定の大きな要素の１つになっている。そこでこのφの算定によっては経済的な断面となり経済設計上有利となる。ダムの耐震上の設計と合わせて最近発表されたτ＝c＋σ・tanφの近似式による算定の進展性について御教示願いたい。

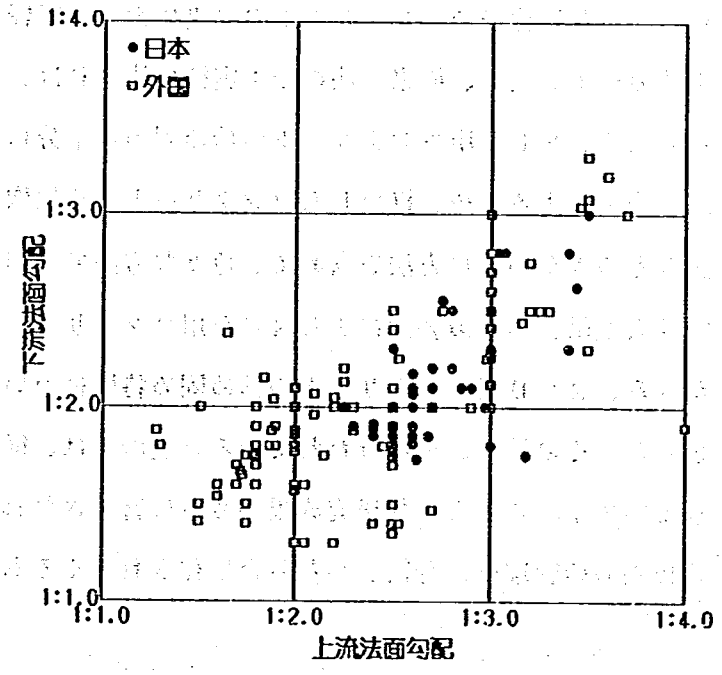
（河川部河川計画課）

（回答）

１．はじめに

フィルダムは、均一型、ゾーン型および表面遮水壁型の３型に分類されるが、ここで対象とするものは、ゾーン型ダムである。ゾーニングされたロックフィルダムは、すべりに対してまた施工中および完成直後の間隙水圧、さらに水位急低下を含む浸透流に対して強く、優れた形式のダムである。また、ロックフィルダムは地震に対しても強い抵抗力を持つ。このことは、地震時にこの形式のダムが大きな被害を出していない経験的事実から知られることである。

そこでまずはじめに、海外と日本のゾーン型ロックフィルダムの法面勾配を、図－１によって比較してみよう。この図から海外には、かなり急勾配の法面をもつダムがあることがわかる。それに比べ、日本のフィルダムの法面勾配は緩めに設計される傾向にあることがわかる。また国内に



図－１　ゾーン型フィルダムの法面勾配

おいても、初期の投石工法のロックフィルの法面勾配は急勾配で、しかも十分安全であったのにもかかわらず、最近の転圧ロックフィルの法面勾配は非常に緩くなっている。

以上は法面勾配の一般的な比較であるが、ダムの設計においては構造物の規模および社会的重要性から、経済性を追求するのみではなく、地震荷重を含めたいかなる荷重条件においても、十分な安全性を保つよう配慮すべきであることは言うまでもない。

2．主要断面の決定方法

いま、堤体がすべり・きれつ等に対して安全であるよう、荷重と強度の方面から検討しようとするとき、われわれは、応用力学の中の特に土質工学を使うことになる。土質工学は、この数十年間に非常に発展したが、対象とする土・砂礫・岩の複雑さなどから、鋼やコンクリート材料に応用力学を適用して構造物を設計するのと同様の立場をフィルダムの設計に適用するのは適切ではないと考えられる。すなわち、鋼やコンクリートでは、「設計基準」というルールがあり、これを満足する範囲で最小の断面あるいは最も経済的な構造物をデザインすることが「経済設計」であろう。しかし、フィルダムの場合「設計基準」は、これをクリアする最小の断面を求めるというより、「設計基準」でまずひとつのハードルを越えておき、さらにその当該ダムの材料や構造の特性に応じた適切な方法により安定性を検討すべきものであろう。その理由は、既に述べたように、土質工学が対象とする材料の複雑さにより、「基準」がすべての種類の材料を対象として記述されるのは難しいからである。

また、フィルダムなどの土質工学を対象とする構造物の断面決定に際しては、計算に含まれない要素も重要であり、これらはいわば「経験的判断」によることになる。「経験的判断」には、過去のフィルダムの設計・施工および挙動に関する知識の集約の他に、当該ダムの材料の試験方法や試験結果に対する評価や、施工のばらつきに対する見通しなどの要素も含まれることになる。

以上のように、フィルダムの主要断面の決定にあたっては、設計計算になじむ要素

と経験的要素の両方が重要であることを強調した上で、以下、計算的要素について述べる。計算的要素は、作用する荷重と抵抗力に2分される。

3．ロック材料の静的せん断強度と安全率

ロック材のせん断強度τ_fは、一般には有効直応力$\bar{\sigma}_n$の関数で表される。すなわち、

$$\tau_f = f(\bar{\sigma}_n) \qquad \cdots(1)$$

多くの場合、式(1)のfは簡単な$\bar{\sigma}_n$の1次式で近似している。

$$\tau_f = \bar{C} + \bar{\sigma}_n \cdot \tan\bar{\varphi} \qquad \cdots(2)$$

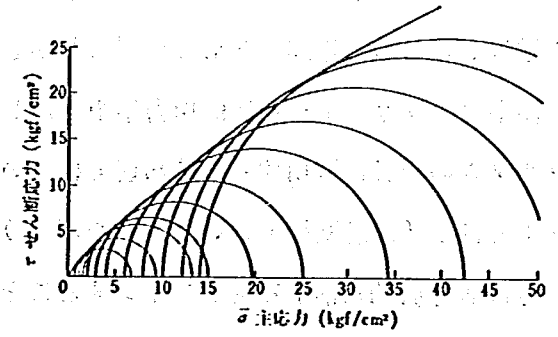
式(2)はモール・クーロンの式であり、$\bar{C}$は見かけの粘着力、$\bar{\sigma}$は内部摩擦角と称するものである。

三軸試験機によるロック材料の排水せん断強度の例を図－2に示す。この図から、式(2)の定数を求めると、

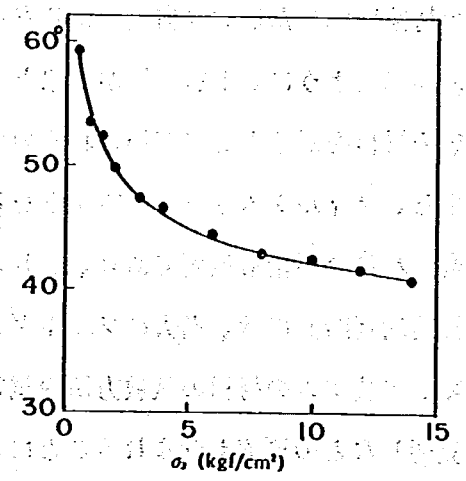
$\bar{C} = 0.9 \text{kgf/cm}^2$

$\bar{\varphi} = 46.1°$

となる。このとき、$\bar{C} \neq 0$であるが、ロック材料では$\sigma_3 = 0$の状態で自立できず、$\bar{C}$が真に存在するとは考えられない。このことから、現行の設計では$\bar{C} = 0$として設計値を決めていることが多いが、そのときどの応力範囲で$\bar{\varphi}$を求めるかが大きな問題となる。また図－2をみると、モールの破壊応力円の包絡線は直線ではなく曲線の方がよく合致しそうである。これは、摩擦力そのものが拘束圧に依存していること、および拘束圧が大きくなるほどロック材の粒



図－2　粗粒玄武岩の三軸試験結果



図－3　φ_0とσ_3の関係

子が破砕されて抵抗力が減少することや、拘束圧が小さいほどダイレイタンシーに消費されるエネルギーの影響が大きくなることによる。また、図－２より求めた拘束圧と内部摩擦角の関係を図－３に示す。これによるとσ_3が1kgf/cm^{2}以下では$\bar{\varphi}$は50°以上あるがσ_3の増加とともに減少することがわかる。そこで、モールの破壊包絡線を曲線として破壊時のせん断応力τ_fと垂直応力$\bar{\sigma}_n$の関係を求めると、近似的に次式がよく合う。[1),2)]

$$\tau_f = A\,(\bar{\sigma}_n)^b \qquad \cdots(3)$$

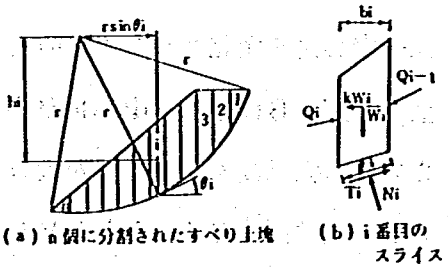
なお式(3)は、応力範囲を限って式(2)を適用しても実質的に同じである。式(3)は広い応力範囲についてτ_fを１つの式で表せるということである。

以下、せん断強度をＡ，ｂ値により表す方法をＡｂ法、モール･クーロン式により表す方法を$\bar{C}\,\bar{\varphi}$法、また$\bar{C}\,\bar{\varphi}$法の中でも粘着力成分を無視する方法を$\bar{C}=0$法、粘着力成分を考慮する方法を$\bar{C}\neq 0$法と記す。

次に、安全率の計算方法の細部の点について述べる。フィルダムのすべりに対する安全率の計算法については、地震力や材料強度の決め方、簡便法かその他の方法か、単位体積重量のとり方、水圧や浸透力の評価、など多くの論点があるが、次に、円弧すべり計算におけるモーメントの計算方法を検討してみる。[3),4)]

図－４に、斜面における円弧のすべり面を示す。円弧すべり計算における安全率F_sは、一般に次式で定義される。なお、安全率F_sについては、他の定義もあるが、本稿では以下次式を基本とする。

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} \qquad \cdots(4)$$



(a) n個に分割されたすべり土塊　(b) i番目のスライス

図－４　スライス法

ただし、　M_R＝すべり面沿いに働くせん断強度による抵抗モーメント

M_D＝すべり土塊に作用している力による滑動モーメント

式(4)のM_RとM_Dを計算で求める手法としては、図－４に示すようにすべり土塊を鉛直方向の多数のスライスに分割して求める手法（＝スライス法）が一般に用いられる。

式(4)の分子M_Rは、せん断強度がモール・クーロン式に従うとすると

$$M_R = r\Sigma R_i = r\Sigma (\bar{c} l_i + (N_i - U_i) \tan\bar{\phi}) \quad \cdots(5)$$

一方、式(4)の分母すなわち滑動モーメントM_Dは、いますべり土塊に作用している力が自重による鉛直下向きの力と地震による水平方向の慣性力のみであるとすると、

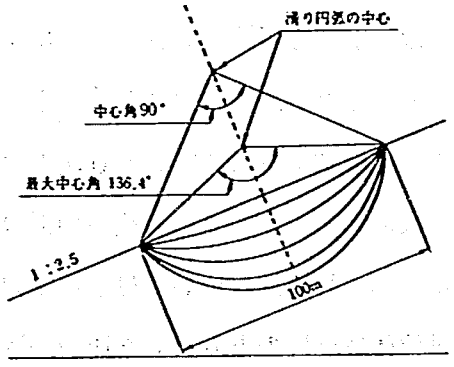
$$M_D = \Sigma (r W_i \sin\theta_i + k W_i h_i) \quad \cdots(6)$$

ただし、 h_i＝円弧中心からスライスの重心までの鉛直距離（地震力によるモーメントの腕の長さ）

ここでもし、円弧半径rがスライスの高さに比べて極めて大きいときには、$h_i = r\cos\theta_i$と近似され、

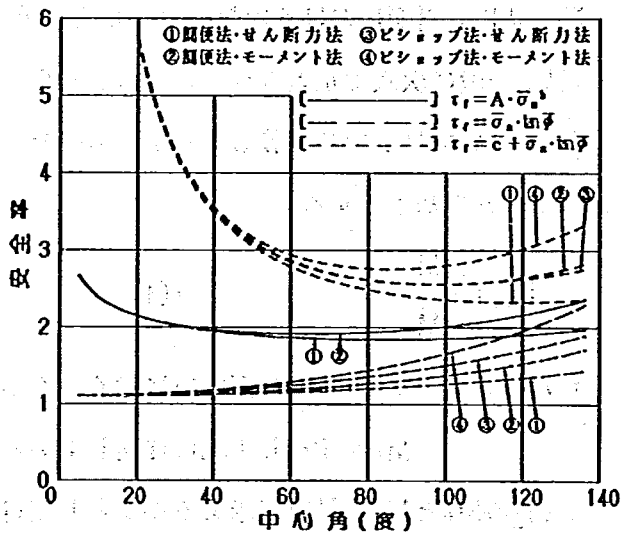
$$M_D = r\Sigma (W_i \sin\theta_i + k W_i \cos\theta_i) \quad \cdots(7)$$

滑動モーメントの計算を式(6)によるか、式(7)によるかで、$k \neq 0$のときには、安全率に差がでる。以下、式(6)による計算方法をモーメント法、式(7)による計算方法をせん断力法と呼び、以下比較する。



図－５　例題の円弧

図－５に示すような条件で、円弧の中心角を変化させたときの安全率を図－６に示す。中心角が小さいと円弧は浅く、中心角が大きいと円弧は深くなる。ただしビショップ法にＡｂ法を適用すると、数値計算が複雑となるため省略する。



図－６　円弧の中心角と安全率（満水時）

モーメント法とせん断力法を比較すると、中心角が小さいときは

両者にほとんど差はないが、中心角が大きくなるとモーメント法の安全率は大きくなる。この理由は前述のとおり、円弧中心からすべり面までの鉛直距離が、円弧中心からスライス重心までの鉛直距離よりも長くなるためであり、その差だけせん断力法では地震力によって滑動しようとする力を大きく計算するためである。従って両者の差は、すべり円弧が深くスライスが高くなるほど大きくなる。

Ａb法と$\bar{c}\neq 0$法とを比較すると、すべり円弧が浅いほど安全率に大きな影響を与えることがわかる。現行の計算方法では、せん断強度の表現に$\bar{c}=0$法が用いられているが、円弧が浅ければ浅いほど安全率が小さくなる性質がある。このため現行の計算方法では、特別な例を除いて、最小安全率を示すすべり円弧は、限りなく表層付近に現れる。これとは逆に、$\bar{c}\neq 0$法では円弧が浅くなると著しく安全率が大きくなる。また、Ａb法はその中間的な性質を示す。

以上要約すると、現行の計算方法は、安全率を小さく計算しており（＝安全側）、試験結果に則して計算すると安全率はずっと大きくなる。

4．まとめ

以上、フィルダムの断面決定には、計算で決まる要素と経験的に決まる要素があるとした上で、計算的要素の部分について、静的せん断強度と計算式の細部が安全率に与える影響を示した。しかし設計に際しては、少なくとも次の項目を検討する必要がある。

1）．荷重

2）．計算方法

3）．材料強度

4）．安全率

1）については、特に地震荷重を均一にかけるか、あるいは深さ方向に分布させるのか検討する必要がある。

2）については、上述のスライス法やビショップ法などの他にもいくつかの計算方

法があり、中にはより厳密な解を得られるものもある。

ところで、計算方法については、現行の方法も今回の検討も「限界塑性平衡法」という考え方であり、地震の影響は震度として等価な水平力に置き換えられている。「限界塑性平衡法」は、地震力のない常時に使うのはよいとしても、問題は地震時である。このときには、震度と強度の扱い方に判断が必要である。フィルダムの材料のように、良い粒度で良く締固められた dilativeな材料では、繰り返し荷重（＝地震力）を受けても強度低下はほとんどなく、強度は静的強度を使っても良いとすると、以上の方法から安全率＝１．０となる地震荷重（震度）を逆算したとき、この地震荷重を降伏加速度（yield strength）と呼ぼう。問題は、降伏加速度をどう設定するかであり、Newmarkの地震時塑性すべり計算[5]によれば、最大加速度に比し降伏加速度がかなり小さくても、堤体に生ずる地震時の変形は小さいとされている。従って材料強度として静的強度あるいは動的強度を用いるかを含め、個別に地震時と常時の安定性の検討手法がありうると考えられる。

３）の材料強度は、$\tau_f = \bar{C} + \bar{\sigma}_n \cdot \tan\bar{\varphi}$ の近似式を示したが、これらは室内の三軸試験で求められており、原位置の応力状態を再現している単純せん断試験ではより大きな強度となることが知られている。

設計としては、これらの事柄を踏まえ上述の４項目のうちの一部を変更するときには他の要素も見直すなどして、全体としてバランスがとれているか否かに注意する必要がある。

以上を要約すると次のようになる。

① フィルダムの断面決定には、計算的要素と経験的要素がある。

② 計算的要素のうち、ロック材料のせん断強度の決定について、現行の方法は、非常に安全側で、安全率を小さく計算している。しかし設計計算では、強度だけを議論するのではなく、荷重･計算式･安全率を含め全体として議論すべきである。

参考文献

1） 松本徳久，渡辺和夫，「ロック材料のせん断強度」，
土と基礎，Vol.135-12，1987.

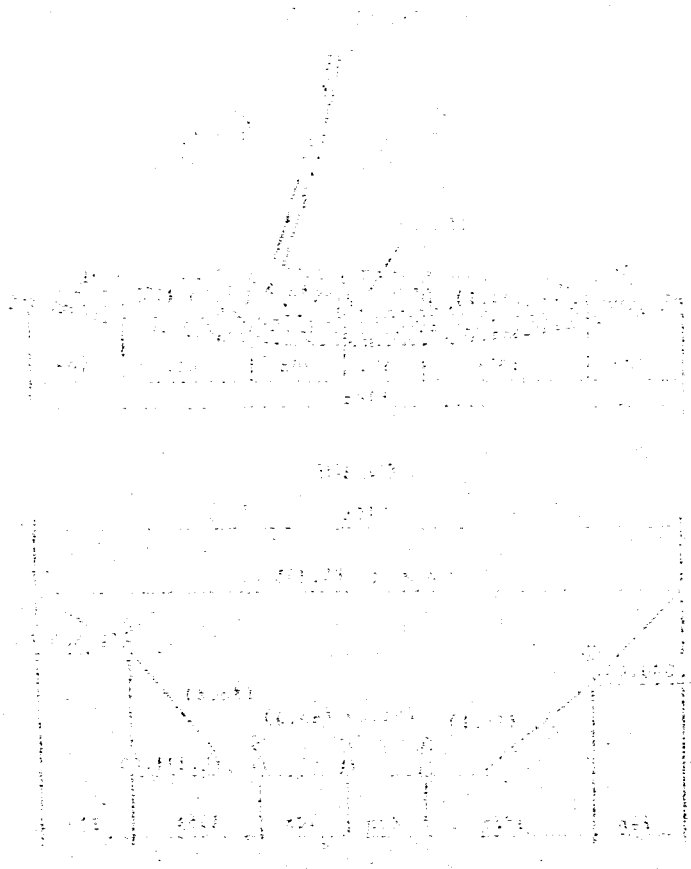
2） 松本徳久，豊田光雄，安田成夫，「ロック材料の内部摩擦角の拘束圧依存性」，
ダム技術，No.25，1988.

3） 松本徳久，正国之弘，「斜面安定解析における仮定と安全率」，
ダム技術，No.32，1989年.

4） 松本徳久，安田成夫，正国之弘，「フィルダムのすべりに対する安定計算」，
土木技術資料，Vol.32-1，1990.

5） N.M.Newmark, "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments",
Geotechnique Vol.15-2, 1965, pp.139-160.

（フィルダム研究室）



河－20　　ロックフィルダムの漏水量測定

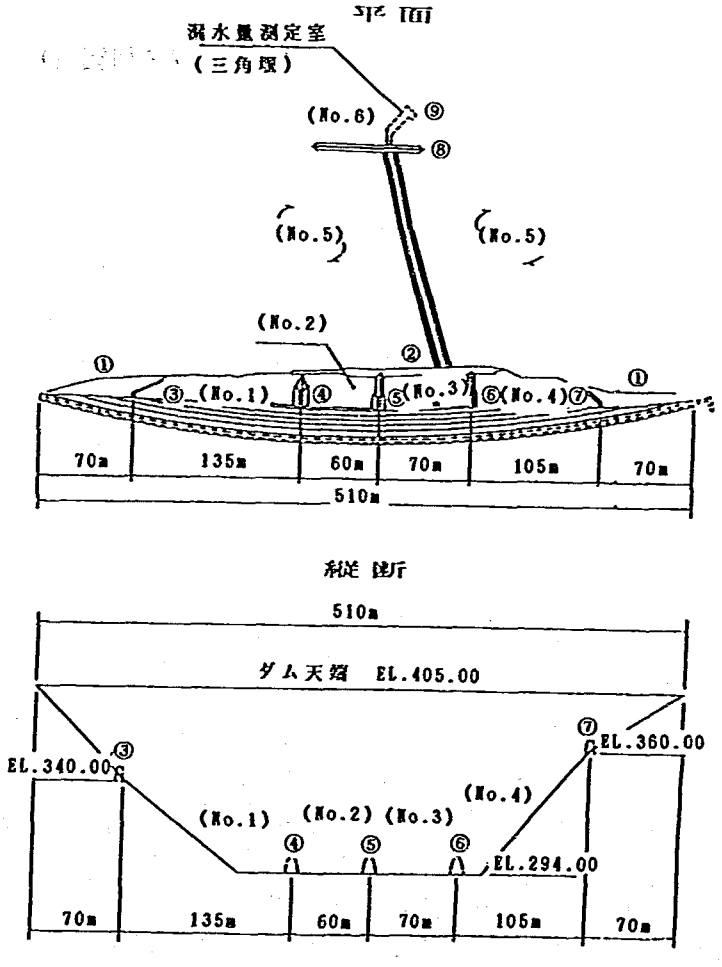
（質問）

ロックフィルダムで測定される漏水は、①堤体（コア）からの漏水、②基礎の浅い部分を流れる浸透流、③地山の湧水、④地表水（沢水）、⑤堤体下流面の降雨、を合計したものである。このうち①と②がダムの安全管理上重要な量であるので、③④⑤と分離できるかどうかが要点である。

そこで、当ダムでは下図のように堤体内にゾーンごとに区分できる測定堰を設けて、上記の目的を達成しようとしたが、本構造では③④⑤などが含まれやすく精度良い漏水の集め方ができないのが現状である。

従って、より正確に測定する方法を御教示願いたい。

（寒河江ダム工事事務所）



① 地山集水堤
② 仕切堰
③ 1号分水堤
④ 2号分水堤
⑤ 3号分水堤
⑥ 4号分水堤
⑦ 5号分水堤
⑧ 集水堤
⑨ 浸透流観測室

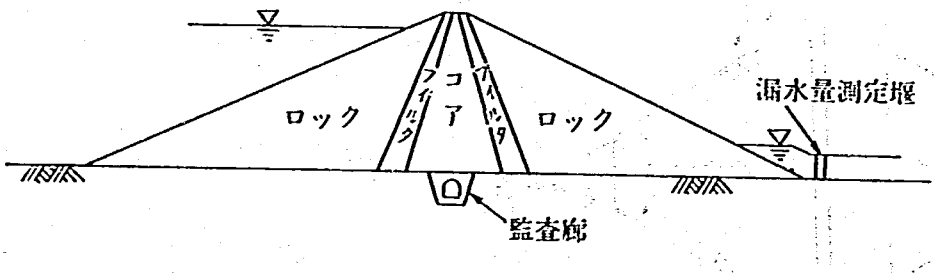
（回答）

1．一般論

寒河江ダム個別の問題について回答する前に、周知のことと思われるがロックフィルダムの漏水量測定についての一般論を述べておきたい[1]。漏水量測定は重要であるが、この質問にあるように、実際には、ダムサイトの地形上の制約を受け、なかなか難しい問題である。

i） 堤体下流のり尻に堰を設ける従来の漏水量測定法（従来方式：図－1）では、安全管理上の観点から本来測定したいダムの湛水に伴う堤体および基礎からの漏水量の他に、降雨、地山地下水、地表水の影響を受けた流量も含めて測定してしまうことになる。この方法では、特に初期湛水時に遅れることなく異常を発見することが困難であるといわざるを得ない。よって、下流フィルタゾーンあるいは、それに近い下流ロックゾーンに集水堰を設置して、堤体および基礎からの漏水量のみを測定することが望ましい（改良方式：図－2(a)：寒河江ダム採用）。なお、集めた水量を測定する方法には、監査廊内に導水してその水量を測定する場合（図－2(b)）と、下流に流下させて測定する場合（図－2(c)）がある。このとき、雨水、沢水が混入しないよう地形状況を勘案しつつ、図－3に示すように適切な水切り水路を設置する等の工夫を凝らすことが望まれる。

ii） 改良方式により堤体および基礎からの漏水量が測定できても、どの部分からの漏水が異常なのかを把握することができなければ、ダムの安全管理および異



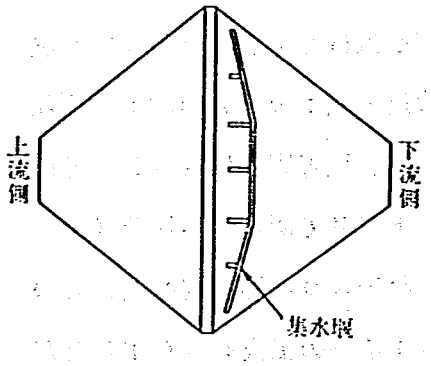
図－1 従来方式[1]

常確認後の対策を適切かつ迅速に実施できない恐れがある。よって、ダムサイトの地形（河床部、アバットメント部等）、地質（どの部分の透水性が大きいか等）などを考慮して、ダム敷きを分割した（少なくとも３箇所）漏水量測定が望まれる（図－２(ａ)：寒河江ダム採用）。

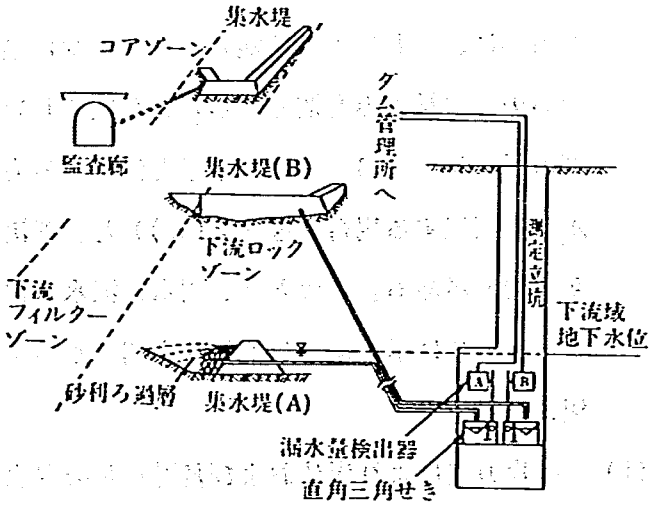
iii) 堰で集めた水を、ポンプ等による揚水過程を極力発生させず、自然流下による排水が可能となる設計が望まれる。

地形条件により、自然流下が困難なときには、漏水量を下流へ流下させるために下流連絡用の監査廊を設けることも検討に値すると思われる。この下流連絡用の監査廊は、グラウチング機材の搬入やダム管理のための監査廊への出入り等をも容易にする。

iv) 改良方式により漏水量を測定する場合でも、地表水、地山地下水等の基底漏

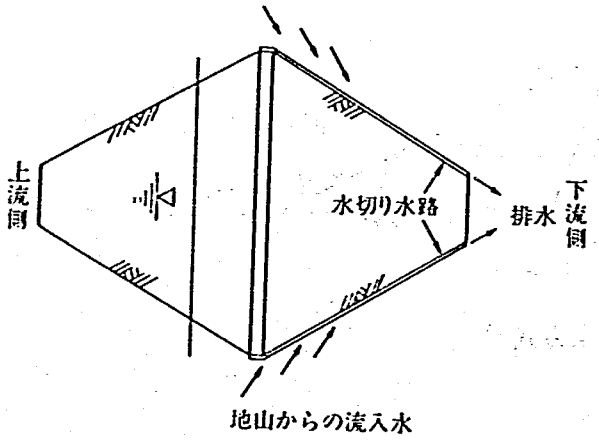


(a) 堤内集水堰



(b) 監査廊への導水　　(c) 下流側への導水

図－２　改良方式[1)]



図－３　水切り水路[1)]

水量が存在するか否か、存在する場合はどの程度の量かを把握するために少なくとも湛水開始1年程度前から漏水量を開始し、基底漏水量を四季を通じて分離する方法を事前に分析しておくことが望まれる。

v) 発生する漏水量を余裕をもって排水できる能力を有する施設とすることが必要である。さらに、集水堰とドレーンパイプとの接触部には、適切な粒度のフィルタ材を設置して排水能力の低下を防止することが必要である（図－2(c)）。

2．寒河江ダムの漏水観測について

寒河江ダムの場合、1章で述べた分割集水の改良方式による漏水量観測を採用しているため、かなり水準の高い漏水量観測設備を有していると考える。にもかかわらず、寒河江ダムにおいては、地山からの水や堤体表面からの降水をかなり含んだ漏水量を観測している。堤体表面から降水といっても漏水量に含まれるのはフィルタゾーン幅程度の領域でのものであるので全漏水量に大きな影響を与えないと思われ、この原因は、地山の地中、地表からの水によるものと考える。（ただし、地中、地表からの水も降水により増加するのであるが）

それでは、いかなる対策を講じれば、地山の地中、地表からの水の影響を受けない貯水池からの漏水量を知ることができるのであろうか。以下では、現状のデータから貯水池からの漏水量を推定する方法（解析法）と、何らかの施設等を新たに設置する方法（新施設法）に分けて具体的対策を示す。

(1)解析法

白川ダム[2]では、測定された漏水量とダム湛水の影響を受けないダム下流の沢水流量との相関が高いことを利用して、地山からの水量を差し引いた貯水池からの漏水量を迅速かつ的確に把握する試みがなされている。さらに、湛水前の測定漏水量のデータを用いて流出解析用のタンクモデルを作成し、湛水後の漏水量のタンクモデルから求まる流出量に対する増分が貯水池からの漏水量とする方法も採用されている。具体的な内容は参考文献2)を参照されたい。

また、下湯ダム[3]では、実測漏水量と貯水位、地山地下水位、付近の気象条件と

の多変量解析を行い漏水量予測式を求めている。仮に漏水量の実測値が式による予想値よりかなり多くなれば、堤体あるいは基礎に何らかの問題が発生したと判断できる非常に有用な手法である。多変量解析の詳細は、参考文献3)を参照されたい。

以上のような手法を用いることで、現在の漏水量観測法によっても安全管理に十分役立つ資料を得ることができるものと考える。

(2)新施設法

寒河江ダムの場合、既に堤体盛立は完了しているため、堤内に新しい施設を設けることは難しい。そこで、寒河江ダムの場合は、地山からの水がかなり漏水量に含まれていると考えられるので、以下のような対策を講じることが挙げられる。

（a） 図－3に示すような水切水路が設置されていないか、地山からの地表水を排水するのに十分な能力を有していない場合は、水切水路を新設するか、その能力の上昇を図る。

（b） 地山からの水が漏水測定堰内に入り込まないように、下流側地山に適切な止水処理を施す。

3．まとめ

寒河江ダムの場合、2章の(1)の現有施設による対応が現実的と考える。この手法では、十分な安全管理が実施できないと判断された場合のみ、2章の(2)の新施設を設置するという対策を検討するとよい。

〈参考文献〉

1) 建設省土木研究所フィルダム研究室：ロックフィルダムの漏水計測装置の計画の考え方及び漏水量計測の留意点（その1），ダム技術、No.47，pp.66～68，1990年8月．

2) 建設省東北地方建設局白川ダム工事事務所：白川ダム工事誌，1981年11月．

3) 川村強・小山修：多変量解析による漏水量の予測，ダム技術，No.29，pp.26～37，1989年5月．

（フィルダム研究室）

河－21　　ダムサイトにおける地下水位とグラウチングの施工範囲

（質問）

グラウチング技術指針（昭和58年11月）によると、グラウチング範囲の決定には地下水位が重要な要素となっている。所定の改良目標値に達していない範囲及びサーチャージ水位と地下水位が変わる範囲等を目安にして、グラウチングの対象範囲を決定した場合、透水性が高く、地下水位が低いダムサイトでは膨大な施工量となり、場合によっては過大になることも考えられる。よって、グラウチングの範囲を決定する際、地下水位をどのように考慮すべきか御教示願いたい。

（長井ダム工事事務所）

（回答）

1．はじめに

現行のグラウチング技術指針[1]によると、「カーテングラウチングの施工範囲は、貯水位、地形、地質、岩盤性状、ダム基礎の透水性および地下水等を考慮して決定する。」と記したうえ、その解説部分で、一般的な施工範囲の目安として、「所定の改良目標に達しない範囲及びサーチャージ水位と地下水位の交わる範囲等」を挙げている。特に袖（リム）部のグラウチング範囲については、地下水位と貯水位との関係が重要となってくる。つまり、地山の地下水のポテンシャルが貯水により発生するポテンシャルよりも大きくなる範囲まで、難透水のグラウチングカーテンを形成すれば、地山の透水性にかかわらず貯水池の水はリムグラウチング部を迂回して下流側に漏出しない訳である。よって、この考え方に従って、経済的にリム部のグラウチングが施工できれば問題はない。しかし、御質問のように透水性が高く地下水位が低いサイトや尾根がやせていて地山の地下水位がサーチャージ水位より高い位置がないサイトなどでは、グラウチングの施工量が膨大になったり、上記の考え方に従っての施工が、不可能な場合がある。そこで以下では、諸外国でのリムグラウチング範囲の決定法の調査結果と、このような状況下で過去にはどのような対応がとられてきたのか、またより合理的な方法を目ざした研究の現況について記述

することにしたい。

2．諸外国での施工方針

日本をしのぐ世界一のダム保有国である米国のダム建設を担う２つの大きな機関、つまり内務省開拓局[2]と陸軍工兵隊[3),4)]のグラウチング施工範囲の考え方について文献調査を実施したが、これに関する記述を見い出すことはできなかった。

また、グラウチング工学の大家であるオーストラリアのホールスビー(Houlsby)[5)]もリム部のグラウチングの範囲については言及していなかった。ただ、西ドイツのエバート（Ewert）[6)]が彼の著書である" Rock Grouting" の中で、地下水位と貯水位が交わるまでの範囲にリムグラウチングを施工することを示していた。

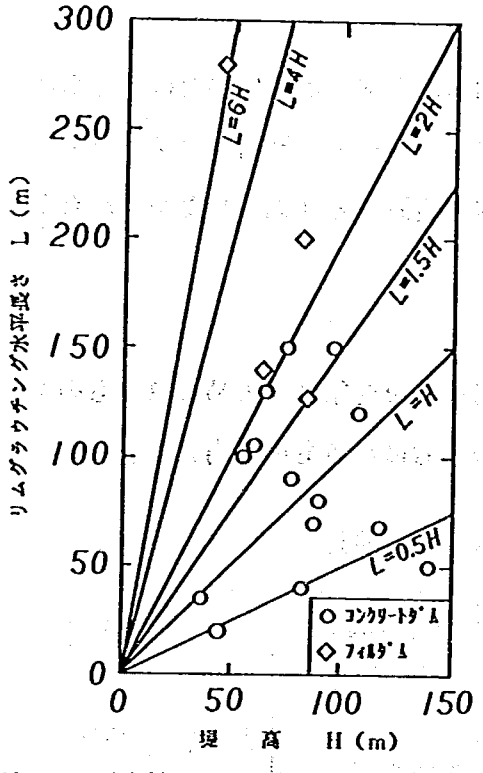
以上から推察するに、諸外国においても、リム部のグラウチング範囲決定の基本的考え方は我が国とほぼ同じであるが、実際の対応はダムサイトごとに技術者が行っているというのが諸外国の現況であろう。

3．現在までの対応

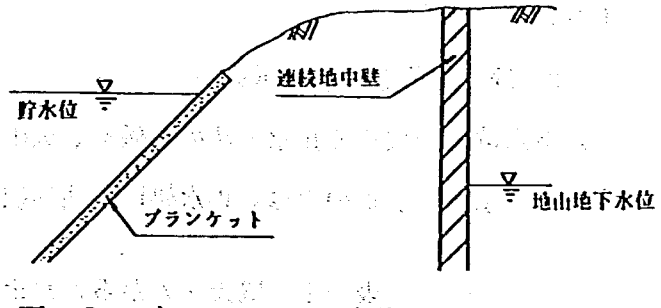
3.1 グラウチングのみによる対応

まず、既設のダムが、どの程度のリムグラウチング範囲を採用しているかを図－1に示す。なお、図中のデータは指針[1)]中の表－3.14により、左右岸のリムグラウチングの水平長さのうち長い方をＬとして採用している。Ｌと堤高Ｈの関係を見ると、ほとんどのダムで0.5Ｈ≦Ｌ≦２Ｈの範囲にあり、Ｌが２Ｈ程度よりも大きくなることが予想されるダムサイトでは、他ダムよりグラウチング施工量が相対的に多くなることの目安となる。また、施工範囲の広いものにはフィルダムが多く、フィルダムサイトがコンクリートダムサイトより強度的のみならず、地下水位（止水処理）の点からいっても条件が厳しいことがわかる。

以上より、施工範囲の目安がついたが、それではグラウチングの施工量が膨大となると予想されたとき、いままではどのような対応がなされてきたのだろうか。実際には、浸透流解析やクリープ比の考え方に従い、漏水量やパイピング等の浸透破壊を規定するパラメタ（限界動水勾配、限界流速等）を基準値以下に押さえるよう



図－1　堤高とリムグラウチング範囲



図－2　ブランケット、連壁による止水処理

にグラウチング範囲を決定したり、グラウチングの改良目標値を地山の奥へ向かうほど上げるなどの対応がとられている。ただ、指針中でも指摘されているが、上記の浸透流解析やクリープ比は、ダルシー（Darcy）則が成り立つ多孔質媒体が対象である。しかし、実際にダムの建設対象となる岩盤には卓越した水みちである亀裂や断層、破砕帯等の弱部存在するため、解析上の仮定が成り立たないと考えられるので、十分な安全率をとることが必要となる。

一方、基準となる地下水位をサーチャージ水位ではなく、常時満水位でよいとする考え方もあろう。これは、短時間の貯留水と恒常的な貯留水とでは、浸透流に定常と非定常の差があり、短時間の貯留水に対しては、地山の所要の水密性は割り引いて良いという考え方である。両水位に大きな差がなければ、常時満水位を基準地下水位とすることは可能であろうが、そうでない場合は、貯水位が常時満水位以上になる確率等も勘案し、本省と協議することが必要となろう。

3.2 他の工法による対応

リム部のグラウチング施工量が膨大になる程地山地下水位が低い場合は、貯水池地山表面にブランケット（土質、アスファルトコンクリート、鉄筋コンクリート）を張ったり（図－２参照）、地山内に連続地中壁を設置する（図－２参照）場合がある。

3.3 地下水位と工法の選択

地下水位と選択する止水工法の関係を、火山岩地域を対象にまとめられたものを表－１に示す[7]。この表は、止水処理工法選択の参考になるものと考える。

表－１ 既設ダムからみた止水工法の検討[7]

地質構造区分 ＼ 地下水位区分	溶岩、※凝灰角礫岩およびその互層	溶結凝灰岩	旧河床砂礫など	シラス
比較的高い	グラウチング（但し、特殊な透水層には遮水壁設置の検討）	グラウチング（但し、工法検討）低溶結部には遮水壁設置の検討	グラウチング（但し、工法検討）＋遮水壁設置の検討	基礎岩盤についてはグラウチング（但し、工法検討）シラスについては＋遮水壁または貯水池内の止水処理
低いが河床標高より上	グラウチング（但し、工法検討）特殊な透水層には遮水壁設置の検討	グラウチング（但し、工法検討）低溶結部には遮水壁設置の検討＋貯水池内止水処理の検討		
河床以深	グラウチング＋貯水池内止水処理	グラウチング（但し、工法検討）＋貯水池内の止水処理＋遮水壁設置の検討	止水は極めて困難（小規模な貯水池ではブランケット）	

※溶岩、凝灰角礫岩単独の場合の実施例が少ないので一括してある。

4．グラウチングの合理化を目ざした研究の現況

4.1 漏水量予測精度の向上

従来の浸透流解析による漏水量算定精度は低いというのが一般的な認識である。その大きな原因は、従来の浸透流解析では水の流れの状態が層流であるときのみに成立するDarcy則が基本になっていることにある。つまり、ダム基礎となる岩盤の透水性は、卓越した水みちである亀裂等に大きく依存するため、比較的小さい水頭差の流れから乱流になり、基本式による流れとは異なるからである。よって、当研究室では、以下に示す乱、層流の基本式の定数を現場試験により求め、かつ両式を基

本とした浸透流解析プログラムも開発し、ダム貯水池からの漏水量推定精度をかなり向上させている[8),9)]。

(1)層流の場合

$$i = \frac{v}{k} \qquad (1)$$

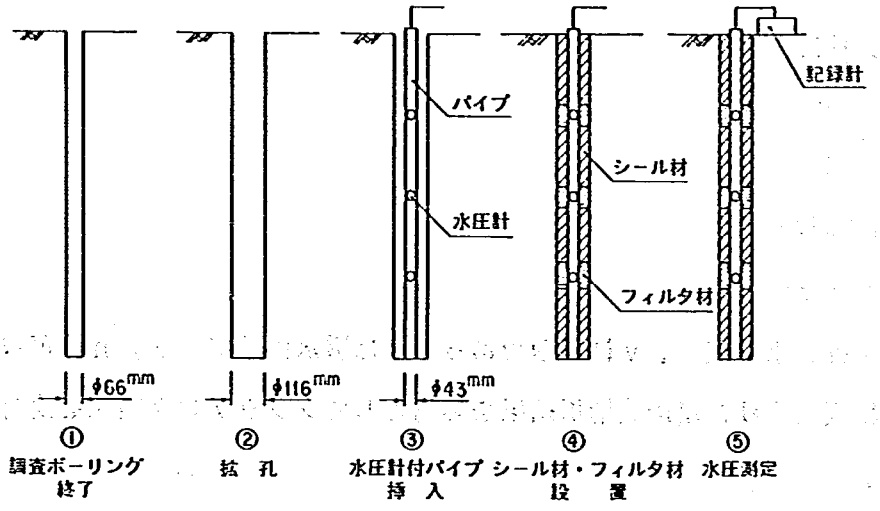
(2)乱流の場合

$$i = c\,v^{n} \qquad (2)$$

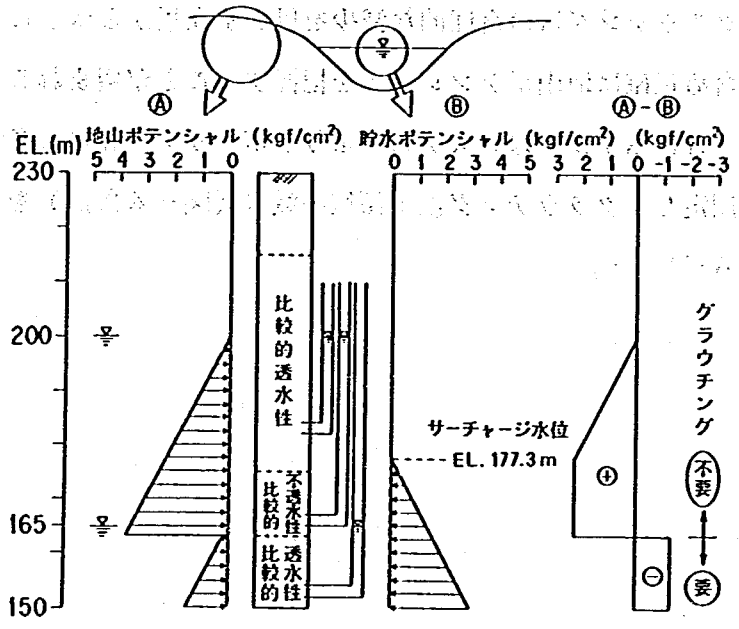
ここに、iは動水勾配で、vは流速である。kは透水係数で、c，nは定数である。つまり、精度を上げた浸透流解析結果を参考としてグラウチング範囲を検討する方法である。

4.2　地下水圧測定精度の向上

現在地下水位として報告されているものは、ボーリング孔の最終孔内水位である。そのため、宙水的な地下水位は考慮されていない。設計の考えからいけば安全側の対応であるが、グラウチング量の合理的な減少を目ざす立場からは、こうした宙水的な地下水位も含め正確に地山ポテンシャルを把握することが望まれる。そこで当研究室では、図－3に示すようなシステムにより、ボーリング孔内の多深度地点での水圧を正確に測定し、グラウチング施工領域の減少（図－4参照）を目ざせないかと模索中である[10),11)]。



図－3　孔内多点水圧測定システム[10)]



図－4　グラウチング施工範囲の合理的設計法[10)]

〈参考文献〉

1) 建設省河川局開発課監修：グラウチング技術指針・同解説、(財)国土開発技術研究センター，1983年11月．

2) U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation : Pressure Grouting, 1957.

3) U.S Department of the Army, Corps of Engineers : Foundation Grouting - Plannig, 1966.

4) Albritton, J.A.: Cement Grouting Practices U.S.Army Corps of Engineers, Proc. Conf. Grouting in Geotechnical Engineering, ASCE, 1982.

5) Houlsby, A.C.: Cement Grouting for Dams, Proc. Conf. Grouting in Geotechnical Engineering, ASCE, 1982.

6) Ewert, F.K.: Rock Grouting, Springer-Verlag, 1985.

7) 建設省九州地方建設局企画部・(財)国土開発技術研究センター：九州地方の火山岩地域におけるダムの止水調査法および止水工法，1980年３月．

8) 山口嘉一・渋市秀雄・松本徳久：高透水性岩盤に対する透水試験，建設省土木研究所報告，第180－1号，1990年１月．

9) 山口嘉一，他：高透水性岩盤の流水抵抗則，第22回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.161～165，1990年２月．

10) 山口嘉一・松本徳久：ダム基礎岩盤内の地下水圧分布測定，第22回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.81～85，1990年２月．

11) 建設省土木研究所フィルダム研究室，他：ボーリング孔内の多段遮水方法関する共同研究報告書，1990年８月．

（フィルダム研究室）

河－22　　ダム湖における水質検出位置

（質問）

当ダムの貯水池形状は、地形が入り組み、複雑な形状となる。そのため、貯水池内の水質監視については、単一的な測定とする訳にはいかず、効率的な水質監視を行うには、どのような方法で行うべきか御教示願いたい。

（三春ダム工事事務所）

（回答）

河川砂防技術基準によれば、貯水池における水質調査は、貯水池の適正な管理を行うためにその水中の化学的、生物化学的、及び細菌学的性状と諸成分の含有量、並びにそれらに関与する物理的性質の現状を明らかにし、水質の予測を行うために実施するものであるとされている。

貯水池水質の把握にあたっては、貯水池内に配置した観測点から水質管理の目的にあった情報を効率よく採取することが重要と考えられる。このためには、水質監視の目的、必要なデータの質及び量、データの使用のされ方等を十分に検討するべきである。これらの検討の後に観測頻度、測点数、観測項目が決定されることになる。

水質調査地点については、例えばダム貯水池水質調査要領[1]では、基準点として

- 貯水池内最下流地点で、ダムサイト、取水口等の影響を考慮してダムサイトより200～300m程度離れた地点

他に次の要件のいずれかを満たす地点

- 水質汚濁に係わる環境基準点
- 公共用水域の水質を総合的に把握できる地点

を挙げており、補助地点として次の要件のいずれかを満たす地点

- 貯水池内中流部地点（貯水池の地形、水深を考慮）
- 基準地点以外で流水を利用している地点
- その他特殊な汚濁状況を示す地点

を挙げている。

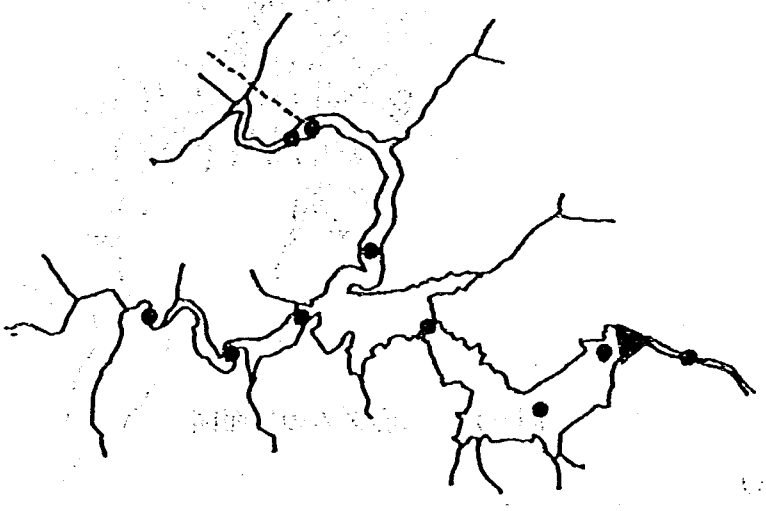
この他に水質調査地点について言及しているものに湖沼環境調査指針[2)]があるが、ダム貯水池水質調査要領と比較すると、上に挙げた地点の他に

・主要流入河川が流入したのち十分に混合する地点

を挙げている。

それぞれの貯水池において観測の目的、貯水池の諸元に応じて上記の地点を決定することになる。三春ダムの場合、貯水池形状が複雑であり、主要な流入河川も4つであることから上に挙げた基準地点の他にも補助地点を設け、水質監視を行うことが望ましいと言える。これら補助地点は、取水位置、流入河川の水質状況より決定されることになる。

参考として、図－1に、複数の流入河川を持つダムでの水質測定位置の例を示す。

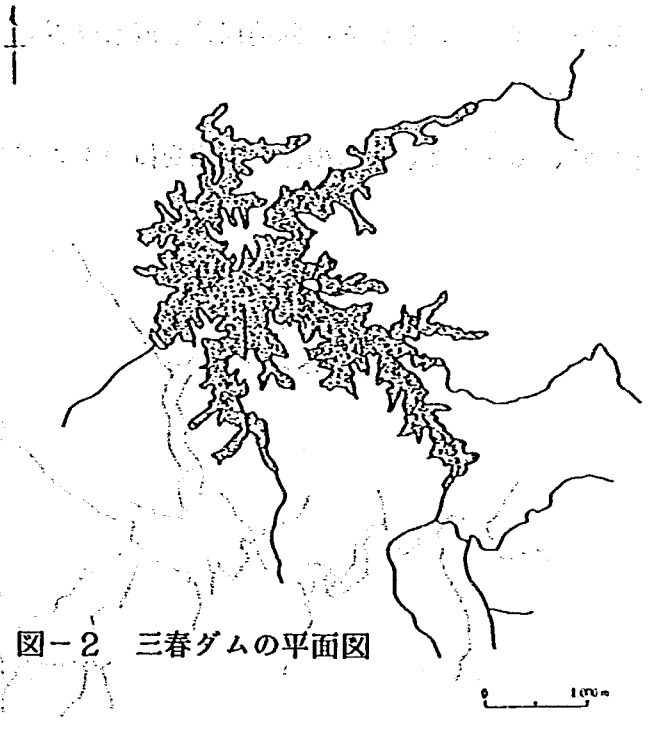


図－1　水質測定位置（Aダム）

また、三春ダムの平面形状図を図－2に示す。基準地点は貯水池内最下流地点を選定することになると思われる。平面形状より補助地点については中流部地点、各湾入部に設置するのが望ましい。補助地点における水質観測の目的は、基準地点の計測のみでは把握することが困難な水質変化状況を調べることにある。このため、基準地点とは明らかに水質変化状況の異なる領域において、なおかつその領域の水質

状況を代表する地点を選ぶことになる。如何に少ない観測地点数でこの様な領域の水質変化を把握する客観的手法があるかということであるが、湛水前から最適な観測地点を求めることは困難であると言わざるを得ない。しかし、既存の貯水池水質データからも洪水時のような変化が激しい場合の他は水平方向の水質変化は緩やかであり、やみくもに数を増やすのは得策ではないであろう。そこで、湾入部での水質観測地点の設定は、最初多めの地点で水質調査を行い、最終的に代表地点を絞り込むという方法が良いと思われる。

貯水池内の観測地点に加え、主な流入河川における水質観測をあわせて行うことも肝要である。



図－2　三春ダムの平面図

（参考文献）

1）（財）国土開発技術研究センター　昭和55年6月

2）（社）日本水質汚濁研究協会編　昭和57年11月

（水資源開発研究室）

河－23　　砂防樹林帯の計画、設計、施工及び管理上の留意点

(質問)

「緑の砂防ゾーン創出事業」により樹林の有する土砂の扞止・調節機能に着目した整備が進められつつあるが、その実施にあたっては参考となる文献や既往の事例も少ない。生物である樹木あるいはその集合体である森林を砂防設備として扱ってゆく上での留意点について御教示願いたい。

(河川部河川計画課)

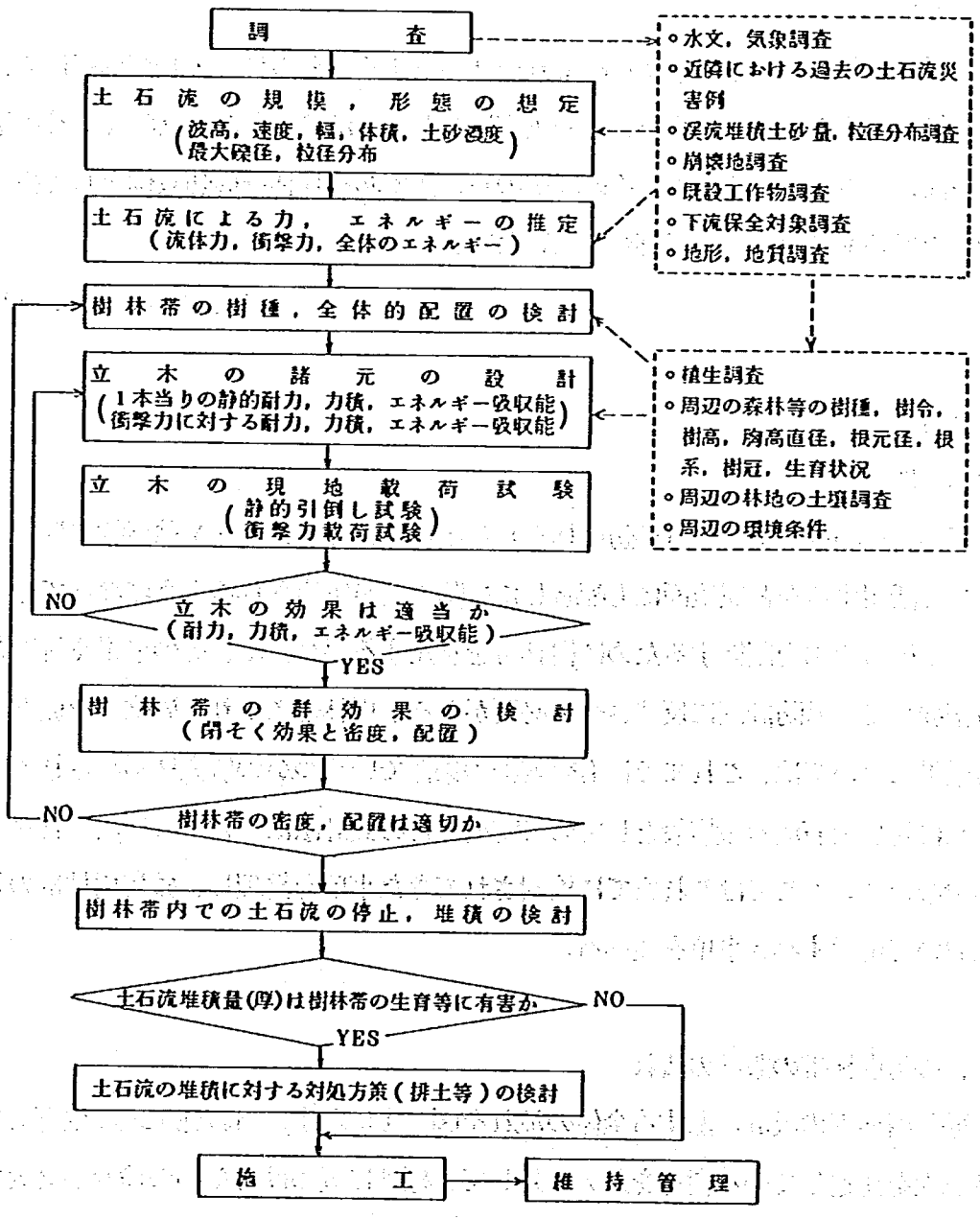
(回答)

はじめに

近年、緑の砂防ゾーン（砂防樹林帯）創出事業として、樹林を積極的に砂防施設として活用するなど環境面にも配慮した砂防事業が実施されるようになってきている。土砂の流出を制御するために樹林帯を利用する場合には、その効果や特性を十分把握して、砂防計画に反映させる必要がある。樹林帯により土砂堆積を促進させる効果については、これまでにも緩勾配の条件でいくつかの研究[1]がなされている。これに対し土石流対策施設としての砂防樹林帯の設計法については検討されたものが少ない[2]。ここではこれまでに検討されてきた事項を整理し、砂防樹林帯の設計において留意すべき事項を述べる。

1．砂防樹林帯の設計の流れ

砂防樹林帯の設計に関する全体の流れを図－1に示す。当該施工地に生育もしくは導入を想定している樹林を外力に対して目標値に近づけるための検討が必要である。



図－1　砂防樹林帯の一般的な設計の流れ

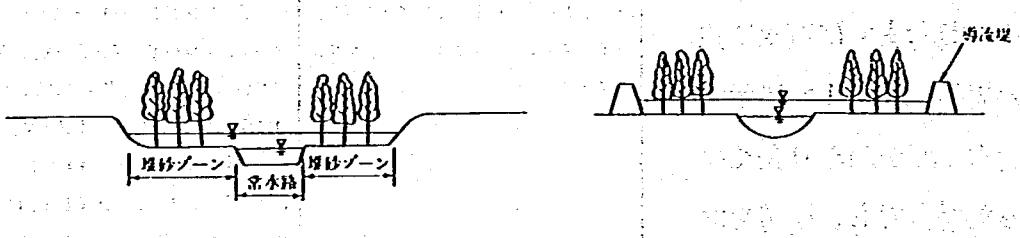
2．計画範囲

緑の砂防ゾーンは遊砂地・砂溜工と兼ねて、堆積区間に計画される。堆積区間に計画する理由として土石流の流下域に樹林を植えると、土石流の樹木への衝突による衝撃力が強く、また渓岸侵食等を起こし易いので、土石流によって、幹が折れたり樹木が倒れたりしてこれが流木となって下流で災害を助長する恐れがあるからである。このため緑の砂防ゾーンの範囲は原則として土石流危険渓流においては土石流想定氾濫区域内の必要な範囲、土石流危険渓流以外の渓流においては洪水または土砂の氾濫する区域を想定しその内の必要な範囲とする。

3．緑の砂防ゾーンの基本構造

緑の砂防ゾーンの基本構造としては、一般に砂溜工の下流端に床固工を配置し、小規模な出水を処理する常水路、導流堤、樹林、補助施設等からなり堆砂区間は堀込形式としている。しかし既に樹木が存在する場合には無理に伐採して堀込形式にするよりもその安全性が確認できれば樹木を生かしてそのまま遊砂地として導流堤方式とすることもできる。

砂溜工は、通常あるいは小規模な出水を処理する常水路と計画高水流量を完全に流すのに必要となる範囲の堆砂ゾーンに分けられる（図－2）。堆砂ゾーンに樹林を計画し通常はレクリエーション施設への利用を図る。堆砂ゾーン計画では、計画高水流量の通過能力の確認の他に計画高水深により樹木が倒れないか、さらに公園等の利用面からの検討も必要である。



図－2　堆砂空間の構造

4．導入樹木

緑の砂防ゾーンに利用または導入する樹種は原則として水位変動や多少の土砂の堆積にも耐え得るものでなければならない。砂防研究室では現地に生育している立木（スギ、コナラ）に衝突載荷試験、静的引き倒し試験等[3)、4)]を行い立木の衝撃緩衝効果を定量的に評価する方法を検討している。スギとコナラではその挙動はかなり異なるようである。導入樹種は基本的に現地に存在する樹木または周辺に存在する高木の樹林を採用すべきであろうと考える。新たに植える場合は特に次の点について注意して、できるだけ周辺に存在する樹種を選定・導入するようにする。

① 水位変動や対象の土砂の堆積によく耐え得るもの。

② 流出土砂により幹が傷ついても腐りにくいもの。

③ コストや維持が簡単なもの。

なお生育環境の劣悪化やその近隣に現在生育していない樹種を導入する場合は、現地試験を行い、その適応性を確認する必要がある。なお、植栽を行う土地の地味が悪い場合は客土を十分に行い、林内全体の地味を改良するために肥料木を下層木として植栽することも必要である。参考までに冠水に強い樹種を表－1[5)]に示す。冠水時間がかなり長くなった場合でも、樹勢を保持するために落葉し、その直後に再度萌芽して新

表－1　冠水に強い植物名一覧

水　辺	冠水時間・回数の少ないところ
(中高木) イヌエンジュ、ヤチダモ、カツラ	(中高木) ヤシャブシ、コナラ、リョウブ、ブナノキ、シナノキ、カツラ、ホウノキ、オニグルミ、カシワ、ウワミズザクラ、オオバボダイジュ、ヤマモミジ、オオカメノキ、ハクウンボク、アオダモ、アカシデ、アブラチャン
(カン木) ヤナギ類(イヌコリヤナギ、クマヤナギ、シロヤナギ)、イタチハギ、ハイイヌツゲ、ヤマグマ、フジ、ササ類イソツツジ	(カン木) ツツジ類(木ツツジ、イソツツジ、レンゲツツジ)、ハギ類(ヤシマハギ、ネコハギ、イタチハギ)、ウツギ類(ノリウツギ、タニウツギ、ハコネウツギ)、ヤナギ類(オノエヤナギ、キヌヤナギ、クマヤナギ)、マンサク、サルナシ、ズミ、ウメモドキ、イボク、ツルウメモドキ、カヤツカ、ヤマブドウ、サワフタギ、ライラックス

しい葉を展開する樹種もあるが、現在のところそれぞれの植物ごとに、どのような条件下では、どのような冠水の影響があるのかについての知見をまとめたものは見受けられず、経験的な判断に拠らなければならない部分が多い。しかし、あくまでも冠水を基準にしており、土砂の堆積や幹に傷がついた場合の事例はほとんどなく、樹林が土砂をかぶった際の追跡調査の必要性が痛感させられる。また、樹林の成長が長期間かかる場合は下層木を導入することにより林内土壌を雨滴から保護することが可能となる。

なお、樹木の配列は、千鳥状配列が土石流に対して抵抗が大きい。

5．効果量の算定

緑の砂防ゾーンの立木群は水理学的には大きな粗度の集団とみなせる。粗度が大きくなるほど流速が減少しその結果土砂の流送能力が減少して土砂が堆積する。樹林帯に流入する土砂が掃流形態の場合は、この堆積量を掃流砂量計算等により算定し、これに計画区域内の渓床の不安定土砂量と併せたものを効果量とする。整備後の粗度係数を求める式の例[6]を次に示す。

$$N=(n^2+C_d/2g\cdot d\cdot h^{4/3}\cdot a)^{1/2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

ここに、N：樹林帯整備後の粗度係数、n：立木群がない場合の粗度係数、a：単位河床面積当たりの立木の本数、C_d：抗力係数（≒1.2）、h：水深、d：樹木の直径、g：重力加速度である。

この他に土砂と一緒に流れてきた流木等が立木群とからみあって流れをせき止め流出土砂を堆積させることもある。

次に土石流形態の場合には土木研究所で行った水理模型実験[7]により次のことがわかった。

① 樹林帯内を通過する礫の通過率は、式(2)と式(3)により基本的に表されることがわかった。これは、樹林帯内を通過する礫は、樹林の間隔に大きく影響されて停止することを意味している。

第1列における粒径dの礫の通過率は、

$$P_1=(\ell_{h1}-d)/\ell_{h1} \quad \cdots\cdots\cdots(2)$$

となる。ここで、ℓ_{h1}：樹木の間隔である。第2列以降第k列まで同様に与えられる。したがって、樹林帯のk列目の石の通過率をP(k)とすれば、

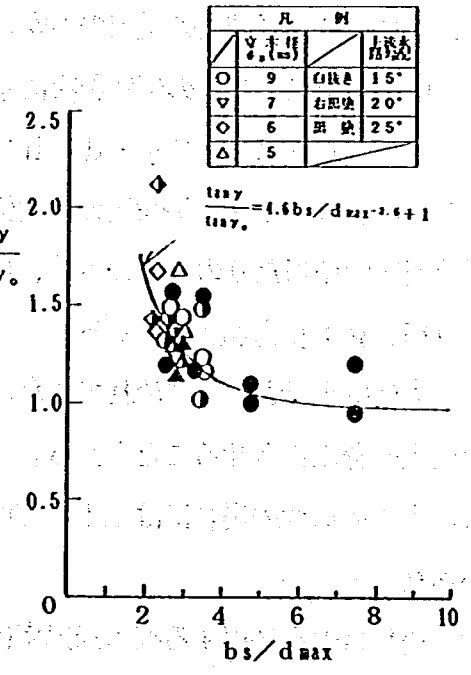
$$P(k)=P_1\ P_2\ P_3\cdots\cdots P_k \quad \cdots\cdots\cdots(3)$$

となる。

② 勾配変化点下流に樹林帯が存在する場合の樹林帯による土石流の土砂堆積効果はbs／dmaxに大きく影響される。土石流の堆積勾配を読み取り、樹林の純間隔の関係について整理して図－3に示す。この図より、樹林帯があることにより堆積勾配は大きくなることがわかり、その関係を最小2乗法により求めると、

$$\tan\gamma/\tan\gamma_0=4.6\,(bs/d_{max})^{-2.6}+1 \quad \cdots\cdots\cdots(4)$$

となる。ここに、γ：樹林帯のある場合の堆積勾配、γ_0：樹林帯がない場合の堆積勾配、bs：樹林の純間隔、dmax：最大粒径である。式(4)を用いて樹林帯内での土石流の堆積勾配を求め、高橋のモデル[8]により土石流の堆積過程が計算できる。図－3より樹林帯の土石流堆積促進効果が認められるのは、bs／dmaxが3以下のときである。参考として表－2に一般に造林に用いられる立木密度管理の手法[9]について整理して示す。樹林帯による土石流制御効果を期待する場合には、表－2にあるように樹林密度を管理する必要があるといえる。ただし、今回の実験条件は、土石流により立木が破壊されない状態を考えており、立木が土石流によっ



図－3 $\tan\gamma/\tan\gamma_0$とbs／dmaxの関係

て破壊[10]されないかをあらかじめ検討しておく必要がある。

表－2　胸高直径と立木密度

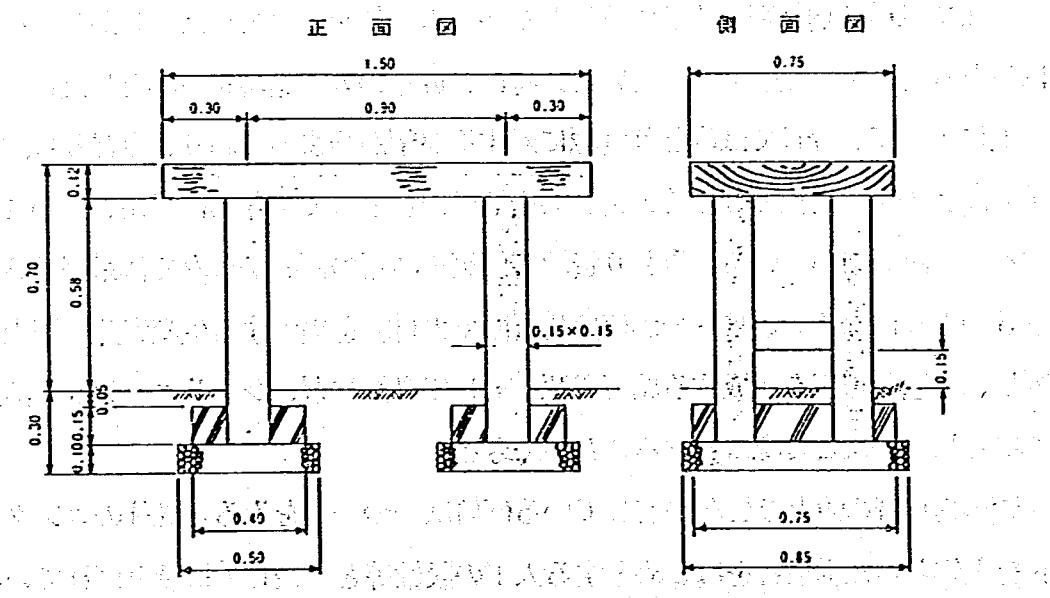
樹種	胸高直径	樹冠の幅b	樹木占有面積率	本数密度	bs／dmax
スギ	20cm	2．0m	0.00751ha／ha	2,393本／ha	1．8
	30	2．8	0.00373	1,235	2．5
	40	3．6	0.00370	772	3．2
アカマツ	20	2．5	0.00500	1,591	2．3
	30	3．5	0.00578	818	3．2
	40	4．4	0.00642	511	4．0
カラマツ	20	2．7	0.00423	1,348	2．5
	30	3．9	0.00472	669	3．6
	40	5．0	0.00511	407	5．6
ヒノキ	20	2．1	0.00739	2,355	1．9
	30	2．7	0.00362	1,361	2．4
	40	3．3	0.01156	920	2．9

注）bs：樹冠の幅－胸高直径
dmax：径の最大径（1mとした）

6．補助施設の検討

樹林帯として植栽する樹木の胸高直径が小さい場合において目標の直径に達するまで時間がかかることから、流出土砂の捕捉効果を補完するとともに、流向の制御機能をもたらすために補助工を計画することが必要となる。

この補助施設は土石流発生時において、樹林帯と一帯となり分散、捕捉効果を発揮するとともに、通常はレクリエーション施設としても有効に利用できるように配慮することもでる。図－4にピクニックテーブルとしても利用できる事例を示す。



図－4　補助施設詳細断面図

7．樹林帯の維持管理

樹林帯は、目標の状態に達する期間中及び達した後においても維持管理が必要となる。以下に主要な項目のみをあげる。

(1) 植栽後の養生等

① 支　柱

② カン水

(2) 施肥及び病虫害対策等

① 施　肥

② 病虫害対策

(3) 伐採、枝払い等

① 除　伐

② 枝払い

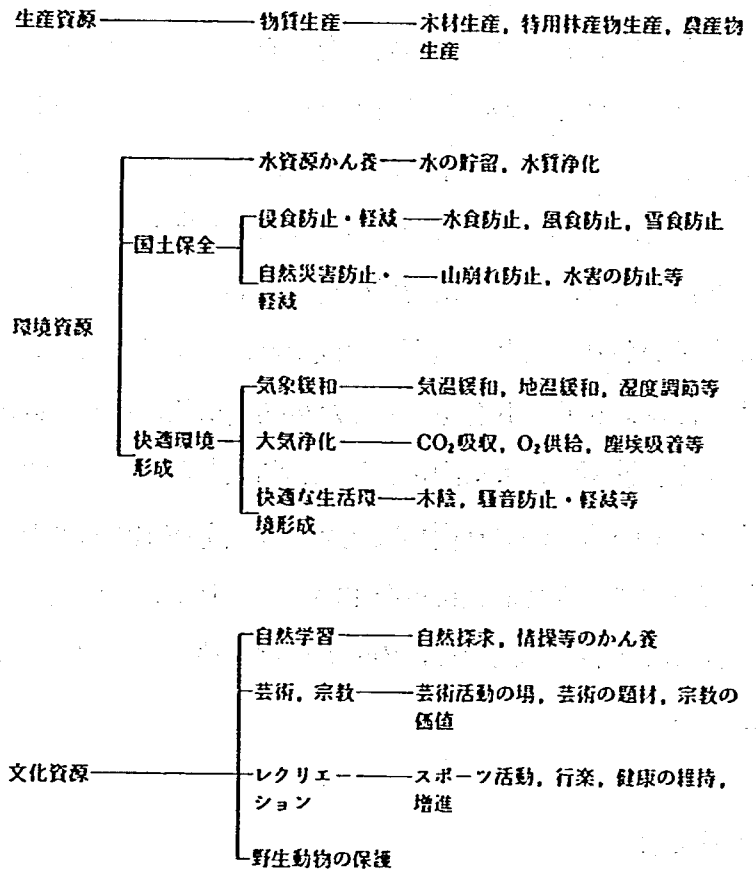
(4) 管理用道路

8．樹林帯をみどり資源としてみた場合の位置付け（樹林帯の付加価値の向上）

今までは砂防樹林帯を設計するにあたっての条件を述べてきた。しかし、樹林帯はみどりとしての価値も有している。特に、近年の人工環境を中心とした都市化の進展によって、今日ではみどり資源に対する要望が強まっており、みどり資源を精神の開放の場、情操のかん養の場、芸術活動の場として文化的に活用していこうとする意向が高まっている。みどり資源の価値を活用の側面からみて体系づけると図－5のようになる。これらの価値は物質面での材料を提供する生産資源、国土を保全し、快適な環境を形成する環境資源、そして自然学習、レクリエーション活動等の場としての文化資源に分けることができる。

砂防樹林帯のみどり資源が有している価値は一つ一つをみると既往のコンクリートを主体とした構造物をはじめとする人工の設備等と比較して格段と優れているわけではないが、これらの多様な価値を同時に幾重にも発揮できるという優れた特徴

があり、人間生活を豊かにするためには、これらの価値を総合的かつ高度に発揮させることが特に重要である[11]。渓流の清れつな水、砂州や豊かな生態系とともに魅力ある空間を作って頂きたい。



図－5　みどり資源の有する価値の分類

9．今後の課題

このように砂防樹林帯は渓流の河畔に緑豊かな森を創出するものであり、非常に価値のある工法といえる。樹林は欠点も多く持っているが、樹林の持つ長所を最大限に生かし、設計や付加価値の創出を行っていくべきであると考えている。以下に今後の主な課題を示す。

① 立木の土石流による荷重に対する抵抗力は、立木の樹種、直径、樹高、根系、樹冠や土壌の土質、含水比や、礫の大きさ、重量、形、材質、速度、また立木と礫の衝突する位置・角度によって変化することが考えられる。現在は数少ない現地試験結果によるデータから立木の持つ強度を検討してる。したがって今後砂防樹林帯の計画、設計を行う際には現地において土石流の規模や特性を想定して、静的引き倒し試験や衝撃載荷試験を実施して設計の信頼度を向上させるとともに、将来の砂防樹林帯の設計基準の作成のための貴重なデータを集積していく必要が

ある。

② 実際の緑の砂防ゾーンの効果を土石流の氾濫シミュレーションなどで評価できるように、横方向の流れに対する樹林帯の効果も評価した二次元的な検討をする必要がある。さらに出水時においては堆積面下流が洗掘され、樹林が流木化する現象が考えられ、その対策を考える必要がある。

③ また、樹林は”生きた構築材料”であり一般に目標の密度、直径とするまでに時間がかかり、また、施肥、間伐などの維持管理も必要となるが、8．で述べたようにコンクリートを主体とした砂防構造物に比べ土砂流出防止という機能だけでなく、景観面、大気浄化、防風、防火などの緑の効果ともいうべき副次的効果も持っている。つまり樹林は様々な役割を演出することができる素材である。今後積極的に生きた構築材料を用いて、よりよい渓流環境を創造していくために、これらの面からみた樹林帯の位置付けを検討し、地域をより良いものにする必要がある。

参考文献

1) 例えば 水山高久、天田高白、栗原淳一、小林幹男：樹林帯の抵抗特性と土砂堆積促進効果、新砂防Vol.42 No.4(165)、pp.18～22、1989

2) 例えば 矢澤昭夫、水山高久、福本晃久：立木の土石流制御効果と破壊限界、土木技術資料29-12、1987

3) 水山高久、石川芳治、鈴木浩之：立木の衝撃緩衝効果に関する試験報告書、土木研究所資料第2560号、1988年２月

4) 水山高久、栗原淳一、鈴木浩之：立木の衝撃緩衝効果に関する試験報告（II）、土木研究所資料第2737号、1989年２月

5) 建設省土木研究所：北陸地建における一日土研資料、土木研究所資料第1877号、pp.74～76、1982

6) 浜口達男他：水害防備林調査、土木研究所資料第2479号、1987

7) 水山高久、井良沢道也、福本晃久：樹林帯の土石流制御効果に関する水理模型実験報告書、土木研究所資料第2837号、1990.3
8) 高橋 保、吉田 等：土石流の停止・発生機構に関する研究(1)、京都大学防災研究所年報、No.22 B-2、pp.315～328、1974
9) 東京農工大学農学部林学科編：林業実務必携（第三版）、朝倉書店、pp.174～182、1987
10) 水山高久、栗原淳一、鈴木浩之：立木の衝撃エネルギー吸収効果、新砂防Vol.42No.6(167)、pp.24～28、1990
11) 科学技術資源調査会編：みどりとの共存を考える、大蔵省印刷局1988年７月

(砂防研究室)

河－24　生態系の保全に配慮した砂防施設の計画と設計

(質問)

今年度より新たに直轄砂防事業を実施している八幡平山系においては大部分が国立公園となっており、また、森林生態系保護林地域にも一部が指定されようとしている。今後砂防事業を実施していく際に親水性、景観の面だけでなく、生態系の保全にも配慮した工法が強く求められている。そこで、生態系に配慮した砂防施設を検討していく上での留意点について御教示願いたい。

(岩手工事事務所)

(回答)

はじめに

近年、社会構造の急激な進展や都市化が進むにつれて、生活の中に潤いのある環境を求める要望が高まっている。かつて私たちの生活の中で水辺は身近なものであったが、現在都市に住んでいる多くの人たちが自然な流れに出会う機会は日常生活のなかでは少なくなっている。このような中、渓流という自然環境に対して単に水に近づくことができる親水性（階段護岸工等）を求めるだけでなく、さらに一歩進めて自然生態の豊かさ、水辺環境の恵み（河畔林、魚、鳥、ホタルなどの動植物など）が感じられる渓流空間の整備について、今後積極的に検討していく必要がある。しかし、従来こうした観点からの調査・研究はほとんど行われておらず、砂防上の機能、環境面とも満足する渓流の整備を図るための技術的指針の作成には至っていない。ここでは生態系に配慮した河川及び砂防工法の実例を基に、それらの工法を砂防事業に適用する場合に考慮すべき点、アイデア等を中心に述べる。

1．近自然河川工法の概要[1)～4)]

はじめに、生態系の保全と創出を重視している、スイスにおける近自然河川工法の概要について述べる。

スイスでは過去数世紀にわたって大洪水が歴史的に繰り返されてきた。この対策として、治水・砂防事業では、洪水をできるだけ安全にかつ早く流すため、それまでの自然な屈曲した河川を直線化し、断面は流水との摩擦を小さくするため単純化、平滑化した。また下水道の整備等により河川の浄化も進めたが市民の側から、心のやすらぎの場として再び河川・湖沼の水辺空間を求める機運が強くでてきた。スイスの近自然河川工法はこうした背景から生まれてきた。スイス・チューリッヒ州の河川維持・建設課長クリスチャン・ゲルディは近自然河川工法の提唱者でもあり、また実際の担当官として知られている。彼が提唱し実際に事業に取り入れている近自然工法は以下の通りである。

彼の意見によれば水辺特に水際はきわめて多様な生物の生命が誕生し、それらの生活が共存する空間であり、それらは人間が保護すべきであり、開発にあたっては同時にそれらを新しく創り出して行かなければならない。

彼が提唱している工法の主なものは次の通りである。

(1) 水際において自然に近い材料の活用

(2) 河床面に変化を与える。

(3) 魚に配慮した床固工

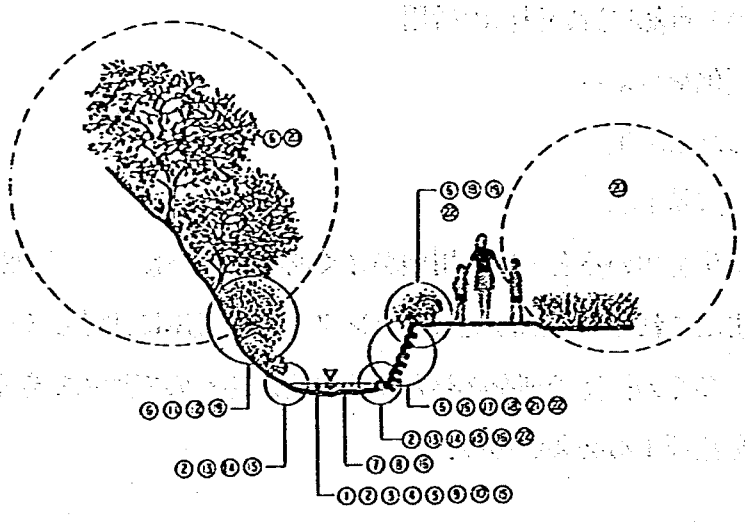
(4) 自然に近い落差工法

以上の近自然工法を用いると一般に用地が多く必要となったり、工費が多くかかることとなる。またこれらの工法は従来のコンクリート護岸に比較して強度的にも弱い場合があり、多くの維持管理を必要とする場合があるので適用できる渓流の土砂、水理条件などを整理する必要がある。

2．生態系に配慮した河川整備の事例

生態系に配慮した事例として砂防施設ではないが横浜市が実施した瀬上自然観水路の例をあげる。ここでは、水辺環境の保全と創出の原則を次のようにまとめ整備した。（図－1）

① 安定した流水の保全と確保。
② 流路を固定・復元し、水深を維持する。
③ 水生昆虫の生活に適正な流速の確保。
④ 現状の水質の維持と向上。
⑤ 飽和値に近い溶存酸素濃度の安定化。
⑥ 日照からの影響をおさえ、水温の安定化を図る。
⑦ 現状の河床型（瀬、淵）と底質の保生と創造。
⑧ 性質の異なった河床の配列を工夫する。
⑨ 既存堰を保存し、修景する（用水機能の保全）。
⑩ 様々な水深を設定し、水の動きをつくる。
⑪ 草木が茂っている自然岸の保全と再生。
⑫ 湧水環境の保全。
⑬ 流路の蛇行、浅瀬、砂州の保全、復元。
⑭ 水際線の入り組を生かし、伸長化を図る。
⑮ 窪み、淀み、溜まりを配置する。
⑯ 環境施設は自然材料を用いる。
⑰ 大地と川の水環境を確保する。
⑱ 景観とのなじみを考慮する。
⑲ 水路境界部分の植生の保全と再生。
⑳ 水辺の緑（植林地、農地）の保全と育成。
㉑ 水辺へのアクセスを留意する。
㉒ 環境施設の安全性を確保する。



図－1　横浜市瀬上自然観水路における整備の模式図

3．渓流における生態系に配慮した工法のアイデア

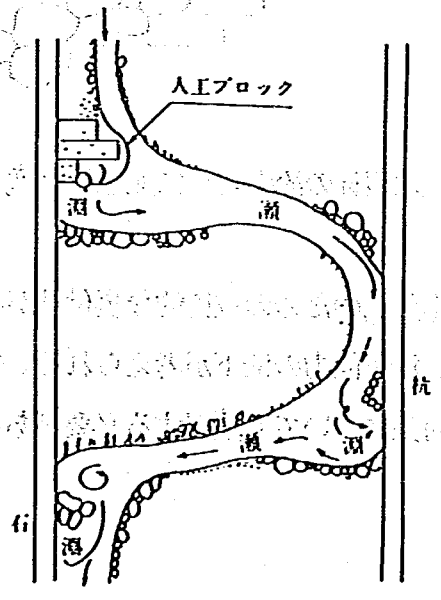
次に生態系に配慮したアイデアをあげると以下の通りです。

(1) 瀬と淵のある多様な水空間の創出

例えばプランクトンの発生量は淵である止水域の方が大となる。

一方、瀬は流れがあることにより水中における酸素量が大となる。

このように渓流においては浅い～深い、または流速が早い遅いという瀬と淵を水空間のある一定のエリア内に出現させることが生態系を豊かにする。（ホタル、トンボの舞う渓流の創出等）また、人々に河畔でのレクリエーションの機会を提供し、ドラマチックな水辺環境の体験が可能となる。このためには河道内に人為的にブロックや杭、巨石等を投入して瀬と淵を作り出すことが考えられる。もちろん水衝部における渓岸洗掘等の問題に対処することが必要である。（図－2）



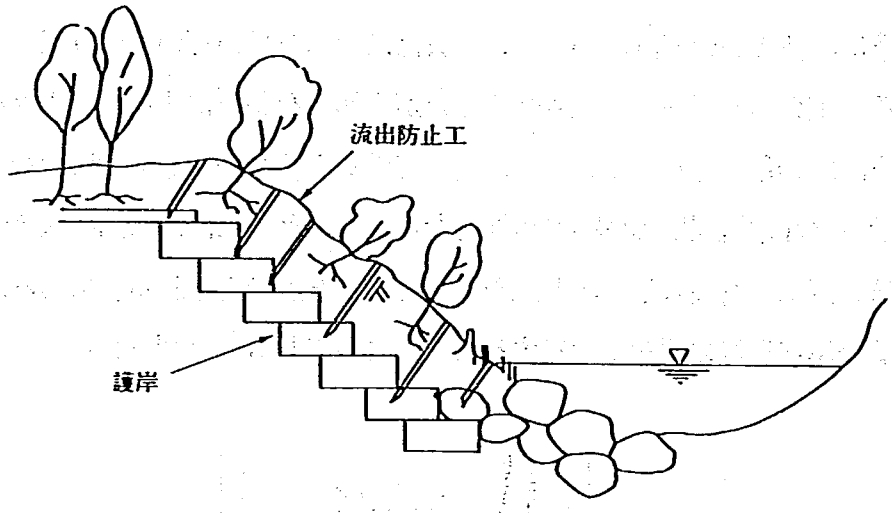
図－2　人為的に瀬と淵を形成させる手法の模式図

検討課題；洪水時の局所洗掘や土砂の局所堆積対策、阻通能力の確保

適用できる渓流の土砂、水理条件を明らかにする。

(2) 水辺林（河畔林）の創出

水と緑は縁が深い。樹林等の緑は水辺に映える。水辺沿いの緑はことのほか美しい。このように水辺環境には緑が不可欠であろう。こうした水辺の緑地等をつくることにより多様な生態系を創出させ、また、我々に潤いを与えるだろう。（図－3）



図－3　水辺林の流出防止に配慮した護岸の模式図

検討課題；覆土の流出防止のための技術的な裏付けが必要。樹木が成長することによって、流下能力の低下が考えられる。また樹木の流木化による災害助長の対策についても検討する必要がある。

(3) 人工滝の創出

できるだけ人工構造物的な直線を避け下流を緩勾配でかつ不均一にすることにより人工滝をつくる。水中における酸素量も増加する。最近、ウォーターリゾートが注目されており、場合によっては滝はウォータープール、すべり台として絶好の水遊び場になる。なお、落差が小さい場合いは魚道としての活用も考えられており、この方面での検討も必要である。(図－4)

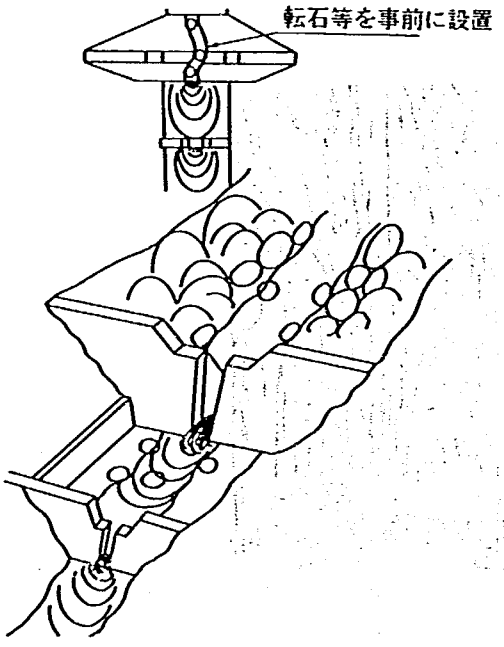


図－4　広島県宮島の紅葉谷流路工の施工事例

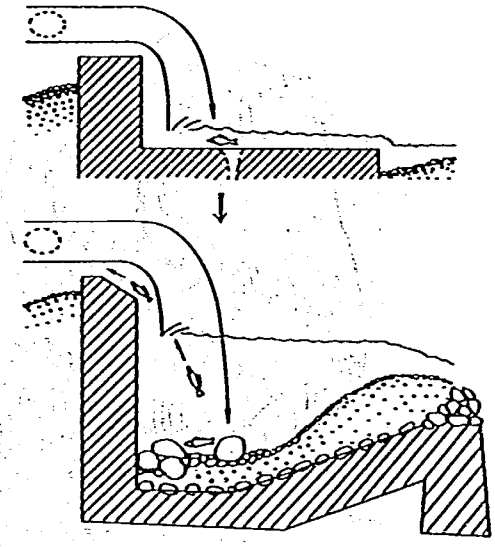
検討課題；土砂の流出の多い渓流での土砂の衝突による石積の破壊対策。
流出土砂の局部的な集中による異常洗掘対策。

(4) 魚道の検討（魚の棲みよい渓流づくりの検討）

親水活動を行う場合、そこに生物がいるかいないかでは大きな違いがある。生物は親水活動にとって重要な魅力となっている。こうしたことから魚の棲みよい魚道や渓流を検討する必要がある。（図－５，６）



図－５　透過型砂防ダムを魚道として考えた模式図



図－６　窪地のある床固工の模式図

検討課題；透過型砂防ダムでは土砂堆積時の魚道としての機能を検討する必要がある。

(5) 砂防ダムを利用したレイクリゾートの創造

長野県白樺湖、蓼科湖など人造湖でありながら周囲の景観にマッチし、天然の湖に近い姿を作り上げている。

平常時、水位変動の無い水の溜まる砂防ダムを利用して、生態系、景観にも良く、水辺に親しむレクリェーションゾーンとして検討する。

検討事項；平常時水の溜まる砂防ダムの位置づけ（人工排砂、濁水対策、多目的利用、景観対策としての位置づけ）。

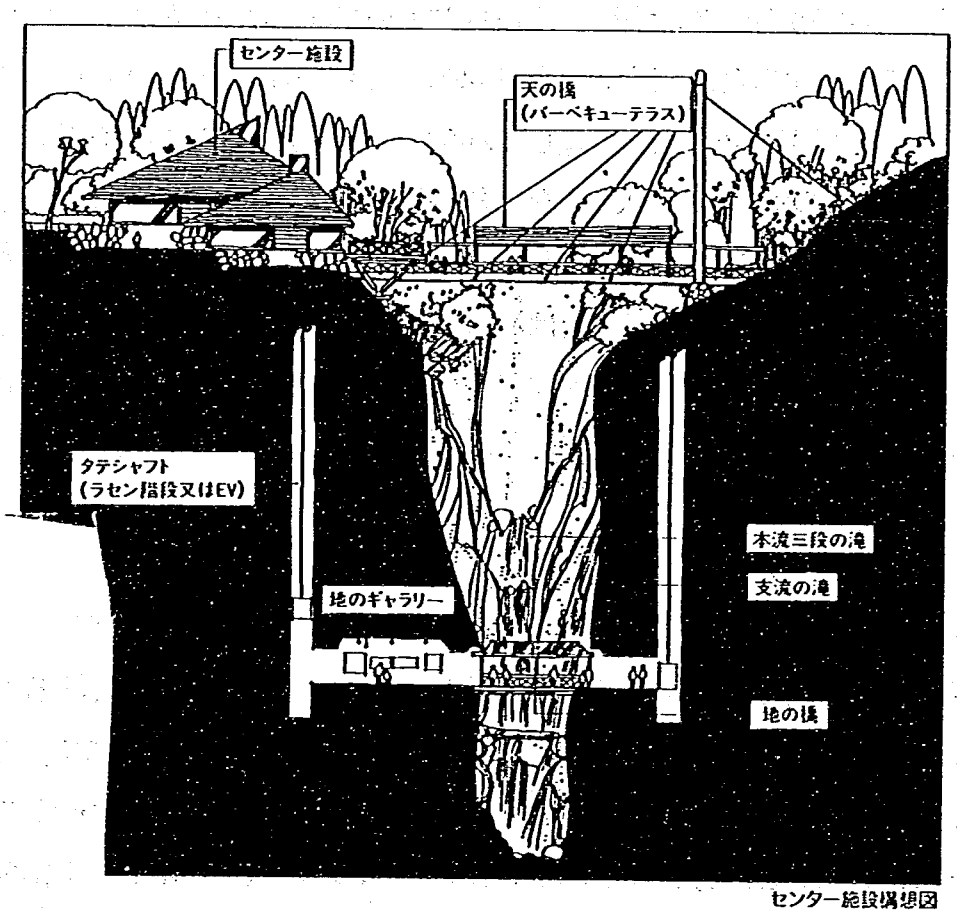
(6) 砂防ダムによる湿原の創出[6]

(5)と関連するが砂防ダム堆砂地や遊砂地においては、砂礫が堆積して裸地化し、生物の生息にとって好ましくない場合が多い。このような場所では土砂の移動が激しく、さらに土壌分が少なく、乾燥しているために植物が成育し難いと考えられるので、砂防ダムの水抜き穴の大きさを工夫するなどして堆砂地内を湿潤に保ち、草などが繁茂するようにし、湿原を作り上げることも考えられる。上・中流の砂防ダム堆砂地内に高木を成育させることは流木化の問題等が残るので適宜管理を行い、草地、かん木程度の植生に抑える必要がある。さらに砂防ダム堆砂地内では中小の洪水時に土砂の侵食が起こることで、土砂の調節機能が発揮されることから、これらの点についての検討が必要である。

4．ストリームミュージアムの建設

渓流との新しいつきあい方の一つとしてストリームミュージアム（渓流博物館）が考えられる。一般に博物館の機能は、「物」を収集し、保管し、展示することにより、「物からの学習」を進めることがその原点と言われている。ここでの物は美術品、文化財などが主であるが近年ではこの物の範囲は大きく広がりつつある。特に米国では、展示機能を持つ自然公園のビジターセンター、さらには、公園要所々を展示場と見て、博物館の一種として含める見方がある。[7]こうした考え方に近いものとして大分県狭間町における渓流整備計画の事例を紹介する[8]（図－7）。九

州の東の玄関口にあたり、大分市と別府市に隣接する狭間町にある由布川峡谷は、水成岩による一枚板で深さ６０m、長さ１２km、四十数条の滝、２つのチェックストーンからなる秘境・神秘的な峡谷美を持ち、自然指向派の愛好家やカメラマン、画家、冒険野郎などに親しまれている。これらのたぐいまれなる峡谷美を特別な見せ方や感じさせ方を工夫することによって広域的に多くの人を受け入れ、地域への経済効果と新たな町づくりを図ろうとするものである。由布川峡谷の中でも、最も重点的に整備を図る基地として、本流三段の滝を含む3本の滝のある位置に、受け入れの核となる「センター施設」、「イベント広場」のほか、既存の棚田を生かした「花」とホプリの畑」、「特産の畑」、「せせらぎの町」などを計画している。



センター施設構想図

図－７　大分県由布川峡谷における渓流整備の事例[8]

おわりに

生態系に配慮した砂防工法の検討は砂防研究室としてもまだ緒についてたばかりであり、今後強力に研究を進めていく方針である。また、生態系を考える上では地域個々にある生態を考えていく必要がある。このためには全国の砂防事業の携わる方々の協力が必要である。積極的に良いアイデアを出し、できる所から進め、その結果をフォローしてより良いものを作り上げていきたい。なお、生態系に配慮した工法を進める上で次のような事項を基本として踏まえる必要があろう。

(1) 防災的視点を忘れないこと

水辺空間は雨が降れば、人間の身勝手な期待を越えて暴れ出す可能性があるという意味でも自然物である。整備にあたっては防災が第一優先であるということはいうまでもない。

(2) 住民の声を聞くこと

こうした生態系に配慮した施設の多くは建設の面からも、維持管理の面からも従来の工法に比べ用地やコストが多くかかる場合が多く、地域住民の理解を得ることが必要である。

(3) 様々な分野からの参画を

優れた水空間をデザインするには、地域住民を含めた様々の分野の人々の参画による共同の知恵と深い討議が不可欠である。地域を熟知している人々や関係する行政機関の職員から幅広く意見や提案を聞くことが大切である。

参考文献

1) クリスチャン・ゲルディ；「河川における自然形成のための基本概念と実例」1988

2) クリスチャン・ゲルディ；「スイスにおける自然環境を考慮した河川改修」環境科学17-3,1988

3) クリスチャン・ゲルディ；「自然で個性豊かな川づくり」積算技術 No.2 1988

4) クリスチャン・ゲルディ；「スイスの近自然河川工法」近自然河川工法研究会，1988

5) (財) 農村開発企画委員会；農村環境の計画技法、(財) 農林統計協会、1989

6) 石川芳治；景観に配慮した砂防、平成2年度砂防学会シンポジウム講演集、1990年10月

7) 科学技術庁資源調査会編：みどりとの共存を考える、大蔵省印刷局、1988年7月

8) ＲＥ－Ｄ リゾート開発企業情報；「いま アクアルネサンス」1989

9) 全搬に水山高久他；生態系に配慮した砂防工法の検討、砂防研究室部内資料、1989

(砂防研究室)

河－25　　砂防設備における魚道の設置

(質問)

砂防設備においても魚道の設置を望む声が多いが、勾配が急で、流出土砂も多い渓流に設置する場合には問題も多いことから、砂防設備における実施事例及び設計に当たっての留意点について御教示願いたい。

(新庄工事事務所)

(回答)

はじめに

近年のアウトドアライフの指向、余暇期間の増大等により、我々にとって身近な渓流環境に関心があつまりつつある。こうした渓流に砂防設備を設置すると渓流の環境が変化し魚にも影響を与える。このようなことから必要に応じて砂防設備には魚道が設置されてきている。土木研究所では、砂防における魚道の実態調査を行ったので、その結果を中心に、砂防における魚道を計画する際の留意点を述べる。

1．実態調査の概要

全国の直轄砂防関係工事事務所を対象に砂防施設に設けられた魚道についてアンケート調査を実施したが、回答のあった施設数は142件である。調査結果の詳細については砂防研究室でとりまとめた報告書を参考にして頂きたい。ここでは概要を述べる。

魚道の種類は、一般に以下のようなものがある。

・平面式魚道
・導壁式魚道
・階段式魚道
} 水路式魚道

・掬上式魚道（エレベーター式魚道）
・閘門式魚道（ロックゲート式魚道）
・特殊魚道

これらの魚道のうち、全国の砂防設備における魚道の実態調査結果から砂防設備に取り付けられている魚道の約93%は階段式魚道であった。

今回の実態調査結果から現存の魚道の概要及び今後の検討課題の項目がある程度

明らかになった。ただし、ここに示したのはすべての魚道を網羅したものではなく、地域的に偏りもある。また良い悪いの効果の判断は主観的なものであり、具体的な調査データに基づいているものは少ない。

アンケート調査による魚道の問題点としては

①魚道の勾配が急である

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

等が挙げられた。従って今後の検討項目としてはこれらの項目を解決する対策をたてることである。

①魚の疲労が少なく、遡上できる魚道

②魚道登り口のふかみを常時確保する方法

③澪筋の確保のための容易な対策

④魚道の登り口での河床低下対策

⑤魚道の簡便な維持管理法

⑥土砂の流下、流木の流入対策

⑦摩耗に強い材料

等の検討を行い、魚道内部の構造と魚類の遡上、生態との関係の調査が必要である。

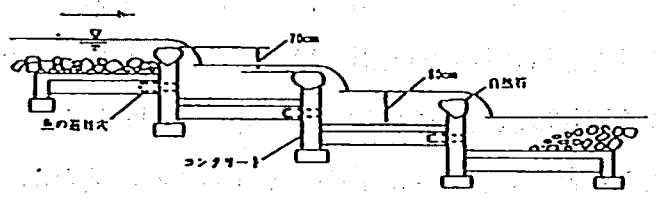
2．新しい魚道のアイデアの提案

1．で述べた実施調査の結果を参考に新しい魚道のあり方を提案する。

(1) 全断面魚道（多段落差工）の設置

魚道の登り口についてはできるだけ大きい空間を確保するのが望ましいことから、川幅全面にわたって魚道を作る例（全断面魚道と呼ばれる）も最近では少なくない。今後砂防にとって望ましい魚道を考えていく場合、砂防施設の高さが高くなく、渓

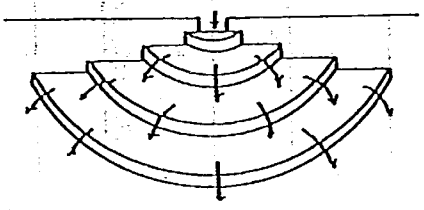
流幅も狭い箇所では全断面魚道とし、落差を小刻みにつける（魚の跳躍高さ以下）工法が考えられる（多段落差工）（図－１）。ただし常時の流量が小さな渓流や勾配が急な傾斜では適用できない場合もある。



図－１　スイス連邦共和国テス川落差工の模式図[2)]

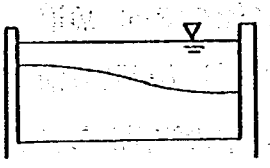
(2) 呼び水の機能を持った扇型魚道[3)]

扇型魚道はデザイン的に優れ、また登り口を大きくとるという意味では優れたアイデアであるが、上から下にくだるに従って、流量が不足してくる、という欠点を持っている。あるいは逆に下の方（すなわち魚道の登り口付近）で最適、という場合も考えられるが、この場合は最悪である。何故なら、魚は途中まで遡った状態で遡上できなくなり、危険にさらされたまま放置されることになるからである（図－２）。

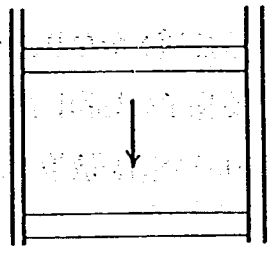


図－２　扇型魚道

この欠点を改良するためには上と下とで流況をほぼ同じとなるようにすれば良いわけで、このための補助設備をかねて、呼び水用の管路の出口を各段に適当に分布させれば良い。



横断図



平面図

図－３　階段式魚道の隔壁形状

(3) 天端が（横断方向に）傾いた隔壁を持つ階段式魚道[3)]

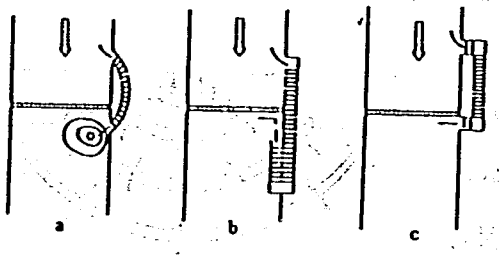
越流流速が場所的に異なるものになるため、遊泳力の違う種々の魚がそれぞれ好み

の箇所を通過することをねらった魚道である（図－3）。

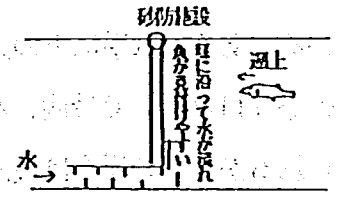
(4) 排砂を考えた魚道

階段式のように死水域あるいは極端に流速の遅い領域が形成されやすい形式の場合には、特に堆砂に対して、その防御あるいは排除についての配慮が必要である。従来の階段式魚道に良く設置されている潜孔は、排砂に対しても有効といわれるが、砂防施設の設置される河川は流出土砂の粒径も大きく、閉塞しやすいことが予測されるので、潜孔の大きさと配置を排砂機構の点で検討する必要がある。

(5) 構造物にぶつかった魚が横に移動することができるよう魚道登り口を工夫する（図－4）。このため魚道登り口を横断構造物に沿って設定し、魚道を構造物の上流につける工夫が考えられる（引き込み型魚道（図－5））。



図－4　魚道の方向[4]



図－5：引き込み魚道（案）

(6) 親水機能を持った魚道

これは必ずしも砂防設備ではないが、今後は親水施設としての魚道の機能向上の意味から魚道の側面から、水族館のように観察できるギャラリーの設置が考えられる。アメリカやカナダの、特に西海岸側にある魚道には水族館のようなギャラリーがついている魚道がかなりある。家族ぐるみで、船の運行のための閘門をヨットなどが通過する様子を見物した後、ギャラリーから魚道（の中身を魚ごと）を覗き、親水性あふれる公園を散策できるものもある。

3．今後の魚道を含めた渓流づくりのアイデア

魚のすみよい渓流を創造・維持していくためには魚道だけではなく魚の遡上路で

ある渓流及びその周辺の自然の保全と創造をも含めて考えることが必要である。今回の実態調査により寄せられた実施例やアイデアを以下に示す。

(1) 砂防ダム直下に深い淵を形成させる、また砂防ダムの角を削り勾配をつける (図－6)

(2) 砂防施設前庭部の川幅を広くする (図－7)

(3) 魚の発電・農業取水施設への迷入対策を図る

(4) プールの水深は深いほど良い (図－8)

(5) 魚の降河対策を図る[3)]

(6) 支川の取り込み口に魚が遡上できる工夫を行う

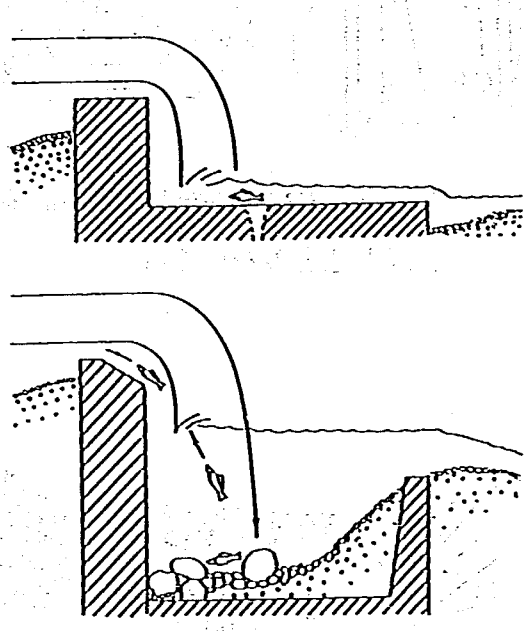
(7) 河川のショートカット部を魚の生息場として保存する

(8) 河道に瀬と淵を作る (図－9)

(9) 河川周辺の植物の育成を図る (図－10)

(10) 遡上路の確保を図る (図－11～13)

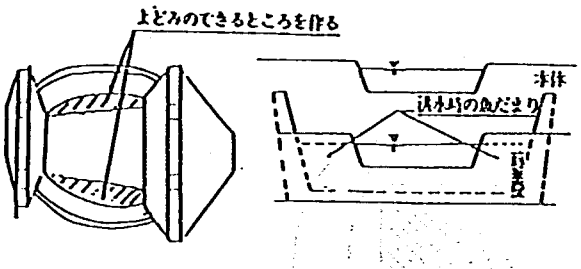
(11) 透過型砂防ダムを魚道として活用する (図－14)



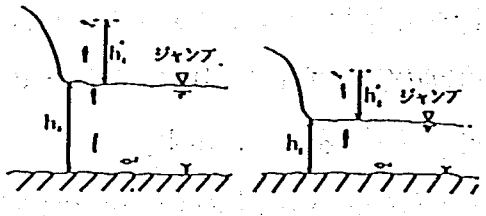
図－6　落差工の構造とアユ

落差工直下の水叩きを計画河床より下に設置するとアユにとって好都合な淵ができ、遡上も容易となる。

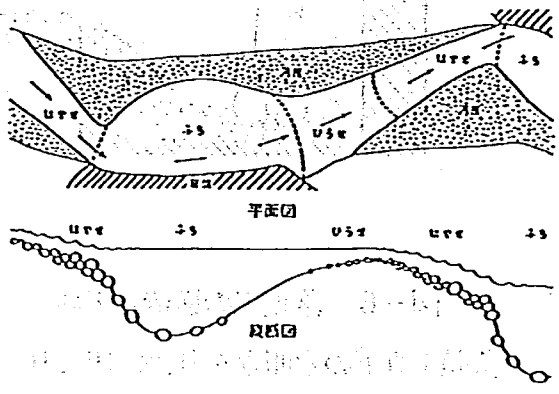
以上述べた工法やアイデアを実際の渓流に適用することを検討する場合は、渓流の土砂、水理特性を十分に考慮してその渓流にあった工法等を用いる必要がある。



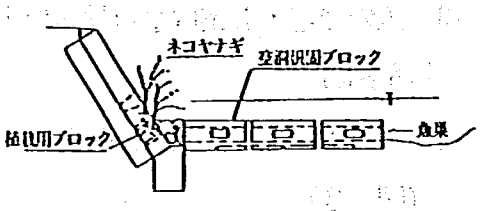
図－7　砂防施設前庭部の川幅を広くしよどみをつくる



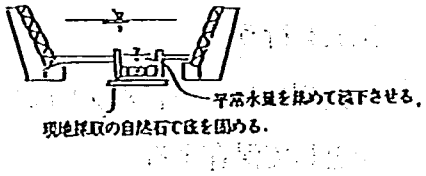
図－8　水深と魚のジャンプ高[4]
（水深（$h_1 > h_2$）が深ければ魚のジャンプ能力の最大値が出せる（$h'_1 > h'_2$））



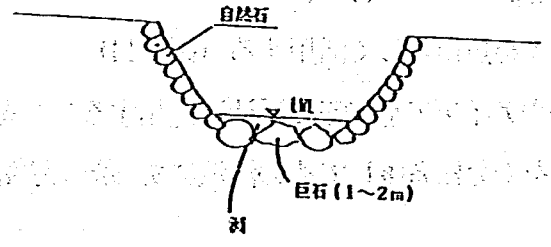
図－9　自然河川における中流域の河川形態の模式図



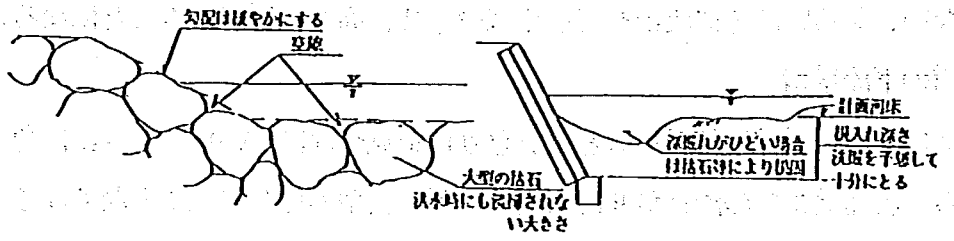
図－10　川辺植生の生育を図った事例



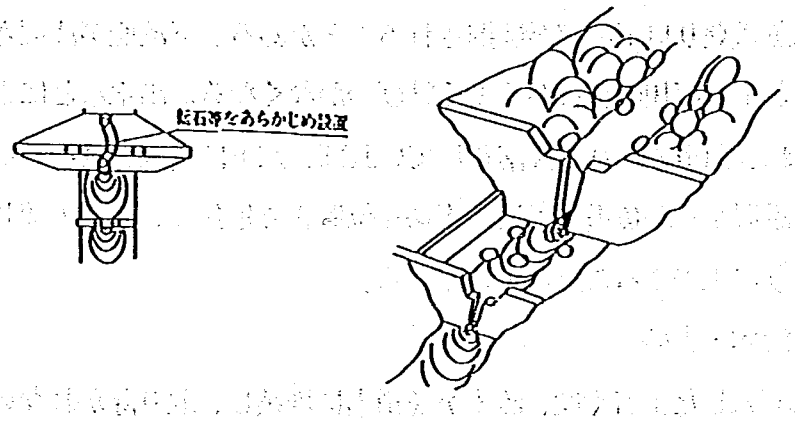
図－11　少ない流量を集中させた事例



図－12　河床に巨石を設置した事例



図－13　従来あった深みが再びできる構造にした事例



図－14　透過型砂防ダムの検討

4．魚道の維持管理について

調査結果によると、既に設置された砂防ダムの魚道については、一部に維持管理の不十分さにより、機能を十分に発揮していないものがみられた。当初設計への留意もさることながら維持管理の重要性が強調される。

今回の実施調査でも魚道の効果等の追跡調査を行っている例は少なかった。より良い魚道を検討するために、魚道の効果を追跡調査することが必要である。

今回の実態調査の結果より魚道の維持管理の留意点としては次の事項があげられる。

①通水状況

魚の遡上期と渇水期が重なるような場合は魚の遡上にとっては最悪の状態となる。

②魚道上流堆積

上流に土砂の異常堆積がある場合は遡上しきっても本川の流れにすみやかに入り込めない、あるいは魚道流量を著しく減少させ、遡上を阻害することになる。

③魚道の下流堆積

下流に土砂の異常堆積があると魚が登り口を見つけにくいし、ときには魚道登り口から下流澪筋までの流れが非常に浅くなり、大型の魚が遡上できなくなるケースが生じる。

④魚道下流洗掘

洪水時に魚道登り口下流部が洗掘されることがある。下流側が洗掘されると、魚道の登り口と下流河川の流れがうまく結びつかなくなる。洪水などによって下流河床が洗掘され、魚道の流れが段落ちしていれば、遡上は制限される。洗掘対策として護床工を設置するか魚道を下流の適切な位置まで延長し、澪筋の流れとうまく合流できるように工夫することが大切である。

⑤魚道内の流木・土砂

洪水時に流入した玉石や礫、流木が魚道内に堆積し、取り除かれないままにされ、魚道の役目をはたしていないものが見受けられた。

⑥魚道の破損

石礫などで隔壁などが破損していないか点検する必要がある。

⑦その他

必要によっては魚道付近での密漁や鳥などに対する監視を行う。

5．魚のすみ良い渓流づくりによる地域の活性化

水辺を地域振興や村おこしの核に据えようという動きは、特にリゾート整備や観光開発をねらう町で盛んである。

魚のすみ良い渓流をつくりだすことによって生態系の保全といった面から好ましくなるが、さらに地場産業の創出、レクリエーションとしての活用など様々な形で地域の活性化に貢献することができないだろうか。一般に砂防事業を実施している

地域は山間地が多く、こうした地域は過疎化に伴う地域活力の低下、第1次産業への依存からの脱皮を目指しているところが多い。観光・レクリエーションの面や地域産業おこしといった観点からとらえてみることも必要である。

土木研究所で実施した、全国の砂防施設に実施されてる魚道についてのアンケートにより実態調査を行った。回答を分析した結果、現状の魚道の構造及び問題点、今後の検討項目がある程度明らかになった。しかし事例数が少なく、魚道に対する満足度との対応から、最適の構造を提案するまでにはいたっていない。

今後は砂防施設の設置される渓流の特性を考慮し、魚がより遡上しやすい魚道を検討するとともに、魚道のみならず渓流全体において魚のすみ良い環境整備の手伝いについても検討していく予定である。

参考文献

1)建設省土木研究所砂防研究室：砂防における魚道の実態調査報告書、1990.9、土木研究所資料No.2907

2)（財）リバーフロント整備センター：多自然型建設工法の理念と実際　まちと水辺に豊かな自然を、山海堂、1990.2

3)全国内水面漁業共同組合連合会：内水面漁場環境・利用実態調査報告書　－魚のすみよい川への設計指針（案）、1987

4)小山長雄：魚道の診断と設計、1986.12

5)小山長雄：渓流魚の魚道－そのあるべき姿を求めて－、淡水魚7号、1981

（砂防研究室）

河－26　　河床掘削土の効率的利用

（質問）

河川堤防は、本来、掘削土を利用して築造してきたが、最近では、施工の機械化に伴って含水比の高い掘削土のかわりに山土を使う場合が殆どである。しかし、掘削土の処分や、山土の土取場の開発、土運車の公道通行等、環境に与える影響が大きいことなどが問題となってきている。

そこで、掘削が必要となる河床土をセメント系固化材等で改良して河川工事に利用することを考えている。しかし、東北管内河川工事ではその施工実績もなく、研究資料もないことから、下記のような効果に関して、土木研究所での類似する研究の紹介と、今後、試験施工を経て恒常化を図って行く場合の留意点等をご教示願いたい。

1．堤体への利用

①降雨や浸透水、越水に対する強化（堤防のアーマー化）

②高架橋の日陰対策等で、コンクリートに代わるのり面安定材料としての利用

③流速に対する抵抗をあまり必要としない箇所での漏水対策護岸等の代替

④雑草の排除、もぐらの直接的、間接的駆除

2．第2種側帯および側帯の縁切りへの利用

①側帯の水防用土砂としての改良土の利用（水防用土砂の泥水化防止、掘削の容易性）

②側帯の縁切りに用いる連接ブロックの代替

（河川部河川管理課）

（回答）

河床掘削土を改良して、堤体の補強に用いることについては、土木研究所でもかねてより提唱してきている[1]。堤体の表層を、透水性が低く、かつ、ある程度の強度を有する良質の土質材料、もしくは、それと同等の品質の改良土によって被覆することで堤体内への雨水や河川水の浸透を抑えることができ、それによって長雨、長洪水に対して堤防の安全性を向上させることができる。土木研究所で実施した実物大の模型

実験[2]や浸透流解析、安定計算等[3]から、透水係数が10^{-5}～10^{-6}cm/secのオーダーの土を 1～1.5mの厚さで被覆することで、十分に堤防の安全性の向上が図れることがわかっている。セメント、石灰等によって改良した土を施工することでも、同様の効果が期待できる。また、改良土は比較的高いアルカリ性を示すため、雑草等の排除にも効果がある。植生が必要な場合には、表土を薄く施工した上で、芝付けを行うと良い。もぐらに関しては、はっきりとはしないが、その間接的な駆除につながることも考えられるので、今後、現場での施工を通して、その効果を検討すると良い。

したがって、質問のように、掘削した河床土を改良して、堤体の補強に用いることは効率的かつ有用な河床掘削土の利用法の一つであるといえる。

ただし、固化材等によって改良した土は、ある程度までの洗掘には耐えることができるが、洗掘防止のためのコンクリートブロック等の代替にはならないと考えるべきである。護岸ブロック等が必要な場合は、別途施工する必要があろう。また、越水に対する抵抗も通常の土よりは大きいが[4]、超過洪水対策としての位置付けがなされる箇所では、ジオメンブレン（止水シート）を用いたアーマーレビー化[5]を実施することが望ましいと考えられる。

このように、堤体土の一部として改良土を用いる場合、固化材を過剰に添加して必要以上に改良土の強度を上げることは望ましくない。固化材の添加量が多いと、乾燥収縮に伴ってクラックが発生する可能性も高くなり、また、軟弱地盤上の堤防では、改良土の部分が地盤の沈下に伴う堤体の変形に追随しなくなることも考えられる。特に、改良土の乾燥収縮には注意が必要で、試験施工等によって確認を行いながら実施することが望まれる。これに関する施工事例として、八戸ロームを用いた安定処理土による防災調節池の施工[6]や六角川堤防の施工事例などがある。また、土と短繊維を混合することも、クラック等の発生の防止に有効であると考えられる。これについては、土木研究所でも『ハイグレードソイル（高品質土）に関する研究』という課題で研究を実施している。

また、改良土の遮水および強度増加の効果をより高めるために、施工時には十分に

締固めることも重要である。

次に、第２種側帯および側帯の縁切りについては、いずれも、適用可能であると考えられる。第２種側帯における水防用土として河床掘削土の改良土を用いる場合は、施工後に随時再掘削を行うことを考えて、適度な強度になるように配合設計を行うようにすると良い。この場合、固化材の添加量が過剰とならないよう、事前に配合試験等によって確認しておくことが重要である。一方、側帯の縁切りとして改良土を用いる場合には、掘削等によって、その縁切り部分や第１種側帯の部分に損傷を受けることのないよう、十分に強度を有したものにすることが必要となる。掘削土の粒度や含水比、腐食物の含有量等によっては固化処理を行っても強度が得られない場合もあるので、この場合も、配合試験結果を十分に確認することが大切である。

参考文献：

1)盛土構造物の崩壊と対策に関する研究、土木研究所資料第2017号、1983
2)堤防補強に関する大型模型実験(1)、土木研究所資料第1772号、1982
3)昭和60年度河川事業調査費報告書、pp.27-32、1986
4)越水堤防調査報告書－解説編－、土木研究所資料第2074号、1984
5)加古川堤防質的強化対策調査報告書、土木研究所資料第2621号、1988
6)山館清士他：高館ローム を用いた防災調節池の設計・施工について、はちのへ－土シンポジウム－'89「市民生活と土」、1989

（土質研究室）

河－27　　既設樋管等における地中杭による浸透経路長の確保

（質問）

既設樋管等で止水矢板が無い等の理由で、浸透経路長が（クリープ比）が不足するものについては、早急に応急対策を行うべく、全国的に調査中である。しかし、その対策として鋼矢板を使用するとすれば、既設の翼壁や胸壁のとり壊し、締切排水、堤防のり尻での作業等、著しく劣悪な作業条件となることが予測される。

このため、現存施設を生かした効果的補強工法として、堤防天端からセメント系固化材等による地中杭を形成するなど、種々の対策工法について機能面、施工面からの可能性についてご教示願いたい。

（河川部河川管理課）

（回答）

樋管部の浸透水の挙動は樋管本体に沿う流れが卓越し、この浸透流速が大きくなると土粒子が移動しパイピング破壊が生じることがある。このため、樋管の遮水壁、遮水矢板の設置はこれを防ぐことを目的としている。遮水工法の目的を考えると、樋管周辺部及び樋管本体と土との境界での止水を特に考慮しなければならない。機能面からは、以下のことが留意すべき事項と考えられる。

① 樋管周辺部（特に樋管と土の緩み部分）の止水が完全にできること。

② 樋管低部の地盤も隙間なく改良できること。

③ 改良体は長期にわたる耐久性及び地震等の外力により容易に破壊しない強度を有していること。

④ 施工後、地盤沈下が予測されるような場所では、地盤沈下等の変形に対し追随性を有していること。

また、施工面から留意すべき事項としては、

① 施工に際し、管を変形・移動させるような外力が働かないこと。

② 施工結果、特に、止水効果を明確に把握できること。

③ 施工現場及びその周辺地盤に変状を与えないこと。

等が上げられる。

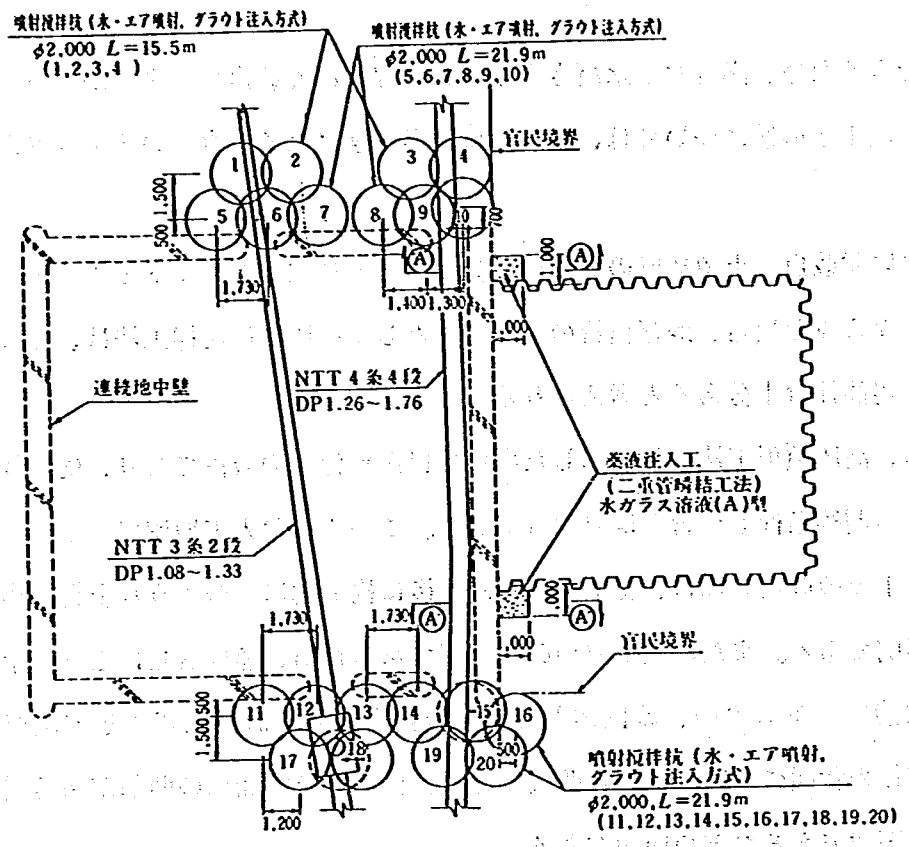
止水を目的にした地盤改良工法には、薬液注入工法、凍結工法、深層混合処理工法、高圧噴射工法、連続地中壁工法がある。このうち、薬液注入工法及び凍結工法は、仮設的な改良工法であり、長期の止水には適用できない。また、深層混合処理工法、連続地中壁工法は、概ね鉛直方向にしか施工できないため、構造物の周辺には施工可能であるが、構造物の下部及び構造物の直近は施工できない。

一方、高圧噴射撹拌工法は、小口径のボーリング孔を利用し、高圧の水と空気により掘削するもので、施工地盤の条件や、噴射工法によって差はあるが直径２～４ｍ程度の改良柱体を造ることができる。このため底盤改良、土留め壁の羽抜け部分の止水、補強、シールド工事の鏡保護等に多用されており、今回の質問にあるような条件においても適用できる工法と考えられる。この工法の改良体及び改良壁は、図－１に示すような深さ３０ｍの立孔の土留め壁の羽抜け部分にも単独で施工されたように、柱体間のラップを適度に取ることでほぼ完全な遮水性と十分な強度があり、先に上げた遮水壁に要求される機能の①、③については、十分満足すると考えられる。

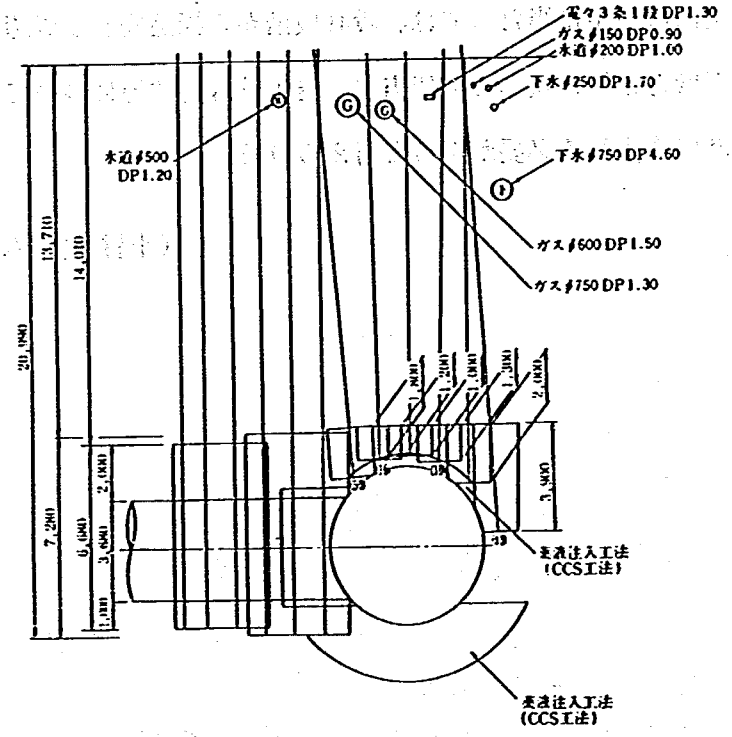
また、②ついては、図－２に示すように、シールドや構造物の下部の改良事例も相当数あり、樋管の幅が小さい、もしくは、樋門を通ってボーリングを行うと言う条件付で大概の現場で施工可能と思われる。

次に、機能面の④であるが、この工法で施工された改良柱体が先に述べたように十分な強度を有するため、改良体が杭の働きをし、地盤沈下が予想されるようなところでは、不同沈下の悪影響が考えられる。

施工上の①及び③については、この工法は高圧水を使うが、十分な施工管理を行えば、水圧はボーリングロッド、ケーシングの間を伝って排出されるために、図－２に示した事例のように、構造物に影響を与えることはない、または、少ない。しかし、構造物の外壁が弱い場合には圧力水の影響を受け変状を生じたり、また、地盤条件によっては施工時に土砂を排土するために、構造物に偏土圧等が働き変状を来すことも考えられる。また、施工面では改良体の上部は、ブリージングのため固結強度の弱い



図－1　噴射撹拌工の土留め壁の羽抜け部分における施工事例



図－2　噴射撹拌工法のシールド止水のための施工事例

部分ができるため、必要な遮水高さよりもある程度高く改良する必要がある。

また、施工上の②については、完成後に連通試験による漏水量のチェックが必要である。

以上の底盤改良、土留め壁の羽抜け部分の止水・補強、シールド工事の鏡保護等に施工実績から見た場合、既存樋管の遮水工法として高圧噴射撹拌工法は、機能、施工面からの可能性は十分あると考えられる。

しかし、高圧噴射工法の先に示した事例は自然地盤中の改良であり、構造物の変位に対しての制約条件も樋管とは異なっている。このような人工地盤で、かつ樋管のような条件下での改良の場合、施工中及び施工後に構造物にどのような影響が出るか現時点で不明である。また、地中での改良工事であるため、連通試験による漏水量チェックは可能であるものの、改良体と樋管との結合状態を直接確認する方法がないこと、構造物の背面にあたる部分は改良できず、構造物の底面部の凹部がある場合などは適用が困難であるなどの問題がある。

従って、この工法の採用に当たっては、設計段階から構造物及び周辺地盤の変状の監視や改良体と樋管との結合状態の確認方法、施工管理方法等について十分に検討を行い、慎重な態度で望まれる必要があると考えられる。

（土質研究室、施工研究室）

河－28　　摩擦杭による河川構造物の基礎設計

（質問）

樋門・樋管等の基礎工の選定にあたって、従来は、直接基礎→置換工→支持杭基礎の手順により検討が行われてきた。しかしながら、近年は、堤体盛土の安定上、構造物の沈下をある程度許容することが望ましいとの設計思想に基づき、支持杭基礎に変わって、摩擦杭基礎の採用が見直されている。

ここで、沈下を許容する摩擦杭を基礎とする樋門・樋管の設計手法等について御教示願いたい。

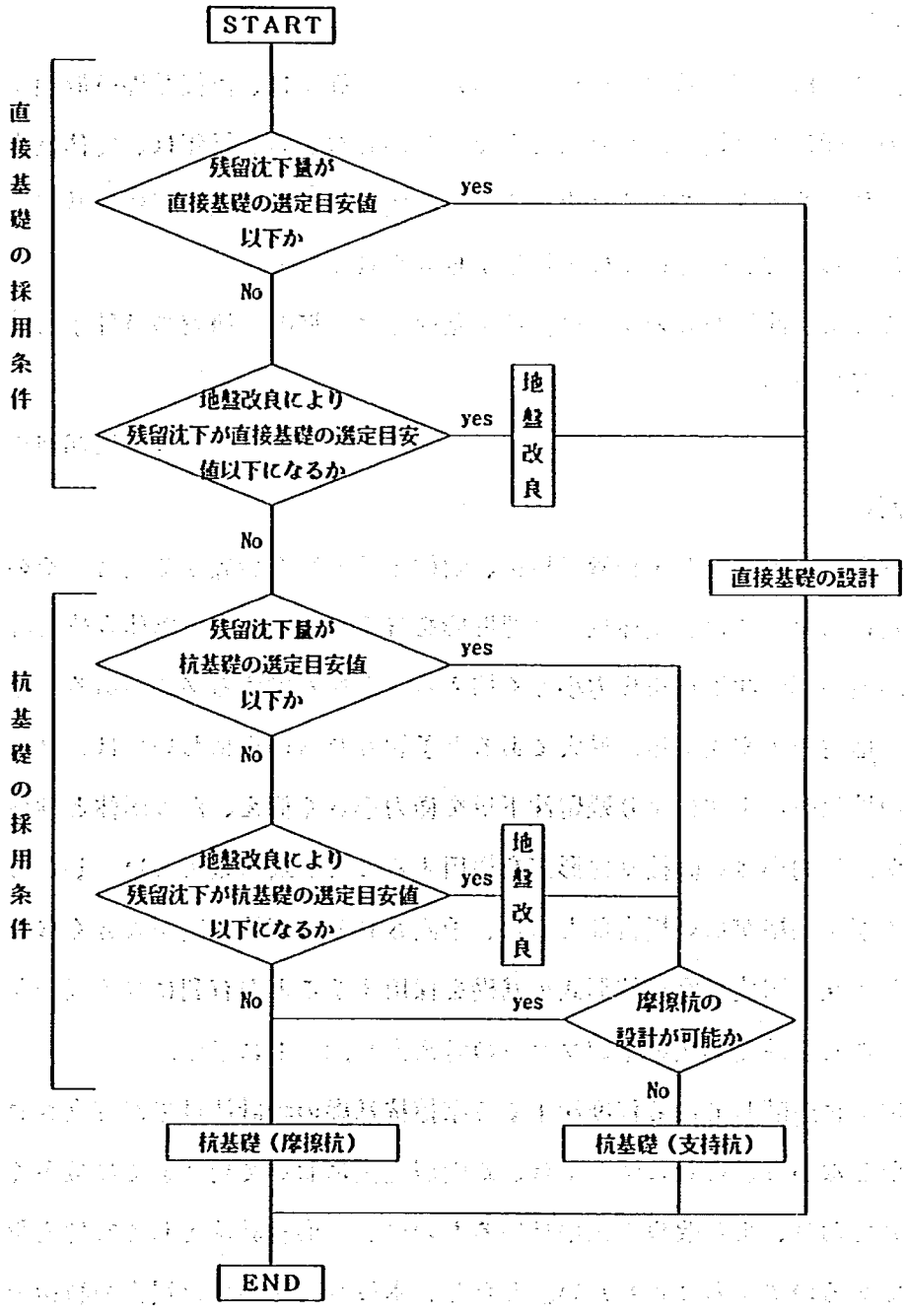
（河川部河川工事課）

（回答）

軟弱地盤上に樋門・樋管（以後、函体と呼ぶ）を設置する場合、その基礎形式の選定にあたっては、函体機能に悪影響を与えない範囲内で函体変位を許容し、函体と地盤の不同沈下量を極力小さく抑えることを考慮する必要がある。したがって、特に地盤の圧密沈下量が過大であると予想される地点においては、プレロード工法等の地盤改良工法により残留沈下量を極力小さく抑え、かつ函体と地盤の不同沈下量が比較的小さい直接基礎形式を採用することが最も望ましい。しかしながら、特に工期に余裕がない場合などには、予測される残留沈下量が大きくなり、地盤に追随して沈下可能な摩擦杭形式の基礎を採用することが有利になる場合がある。ここに、これら基礎形式の選定フローの考え方を図－1に示す。

地盤に追随してある程度沈下する摩擦杭基礎の設計法は未だ確立されていない。しかしながら、これに関しては、基礎研究室において現在までに数多くの検討がなされており、まだ改良の余地は残るものの、一応設計法として参考文献1）にまとめてあるので参考にされたい。ただし、本設計法を用いた場合の特徴及び留意点については以下のことがあるので注意を要する。

①本設計法が対象としている構造物では、ネガティブフリクションによる鉛直荷重は各杭の沈下量及び地盤の沈下量に応じて異なり、杭毎の杭頭反力は一様ではなく



図－1　基礎形式の選定フローチャート

なる。

②本設計法が対象としている構造物では、杭諸元及び地盤条件によっては、函体中央部の杭にネガティブフリクションによる負の反力が発生し函体に大きな曲げモーメントの生じる可能性がある。これに対する対策法として、(i)杭長・杭間隔・杭配置の工夫(ii)杭体上部へのフリクションカット処理の適用(iii)杭先端部の過圧密沈下層への根入れ等が挙げられ、その効果については試算によって確認されている。しかしながら、対策法によっては函体と地盤の不同沈下量の増大が予想されるものもあり、したがって、設計にあたっては、杭諸元の設定及び対策法の選定が、函体の機能、堤体の安全性及び経済性に敏感に影響することを考慮し、慎重に行うことが必要である。

(参考文献)

1) 土木研究所基礎研究室：「樋門・樋管設計要領（案）」昭和６３年７月

(基礎研究室)

道－1　　休日・観光交通量の推計手法

（質問）

休日交通量の推計方法の開発現況について御教授願いたい。

（郡山国道工事事務所）

（解答）

平成２年度に実施される道路交通センサスでは休日の自動車起終点調査が実施される。そこで当研究室では休日の将来交通量の推計手法を開発しているところである。

休日の将来交通量推計モデルを開発するに際し、休日の交通特性を把握する必要がある。休日における交通は商業地や観光地に集中し、商業地では駐車問題、観光地においては駐車問題と道路容量に対する問題が主に生じている。そこで休日の将来交通需要量を推計するに当り観光交通特性を把握することが必要である。観光交通特性としては観光目的以外の交通に比べ一般にトリップ長が長く、交通の発生地点は居住地が多く、集中地点は観光地となっている。また、観光地間での交通の発生集中がある。また、観光交通は交通量の季節変動や曜日変動が大きいことも特性として挙げられる。

このような特性を踏まえて将来交通量の推計モデルを開発する必要がある。将来交通量の推計モデルの開発においては道路交通センサスデータを基本データとすることから将来の秋季休日交通量を推計することを基本とする。ここで、休日観光交通については休日交通の中から分離して推計手法を開発し、観光以外の交通に対しては休日においても基本的には平日と同じ分析手法を用いる予定である。この方法については今後モデルを開発していく過程で検討していく。また、観光交通等の季節変動のある交通に対してはピーク季節に交通量を変換していく必要があり、これについては交通量常時観測調査結果等を用いて検討することにしている。

今回開発している将来休日観光交通推計モデルでは観光関連トリップをトリップチェーンとして取扱い、このトリップチェーンを以下の３種類のトリップに分類し

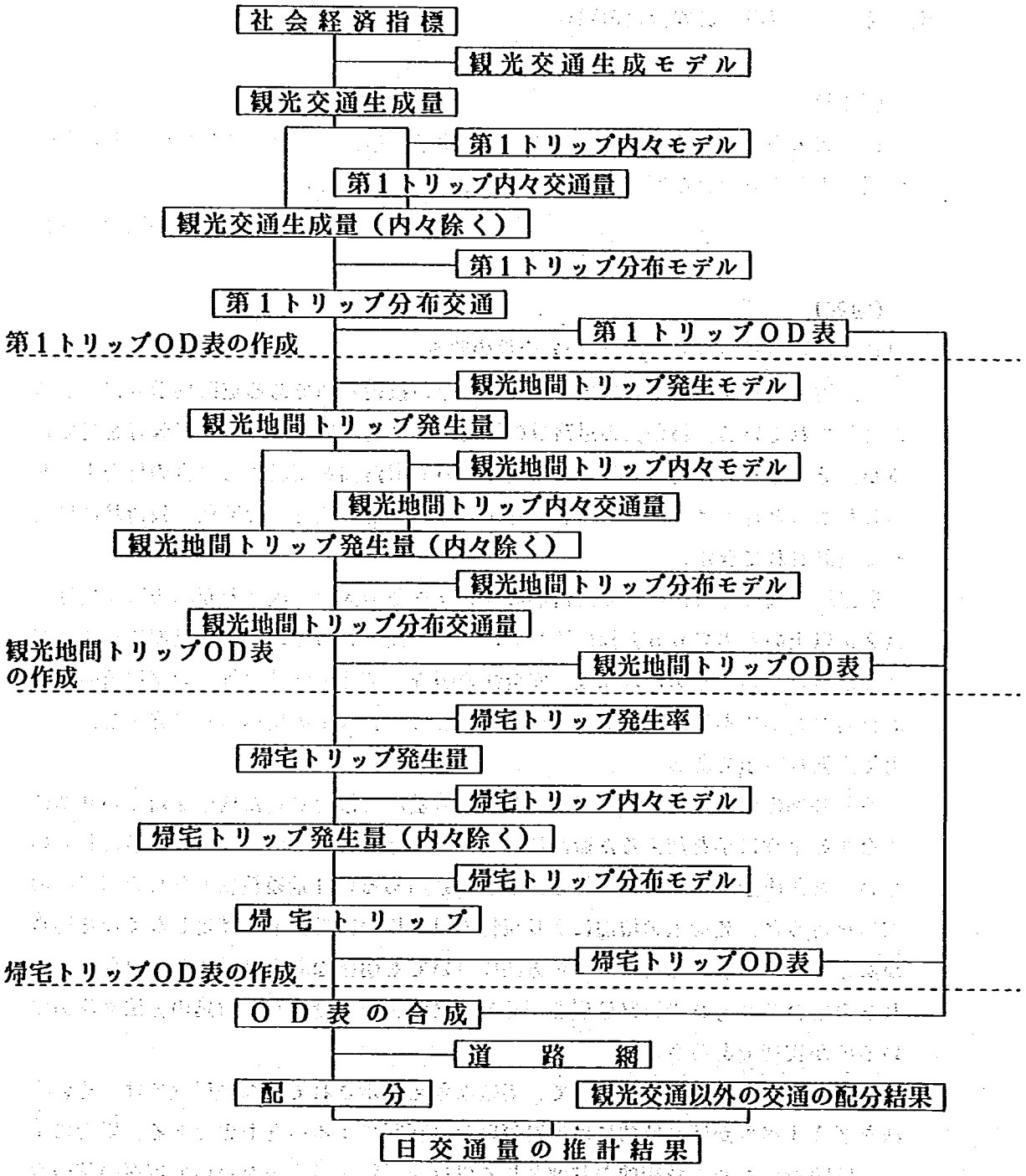
てモデルを開発するものである。

第１トリップ　：１日めの最初のトリップで観光目的でありかつ出発地が居住地ゾーン（Ｂゾーン単位）であるトリップ

観光地間トリップ：第１トリップではない観光トリップ

帰宅トリップ　：帰宅目的トリップでかつその直前トリップが観光目的であるトリップ

これらのトリップについてそれぞれ発生モデル、内々モデル、分布モデルを作成し、第１トリップ、観光地間トリップ、帰宅トリップについてＯＤ表を作成し、これらのＯＤ表を合成して観光関連ＯＤ表を求めるものである。道路網への配分については周遊トリップや休日観光交通における高速道路への転換率式等について検討していく必要があるが平成２年度はデータ上の問題から従来の配分手法である最短経路配分および現行の高速道路への転換率式を用いることにしている。分析の全体フローを図－１に示す。尚、以上の分析過程で休日観光交通特性を反映する上でモデルの簡素化および精密化を行う可能性がある。モデルの開発に使用するデータとしては道路交通センサスの平日のＯＤデータのうちの観光目的のものを使用する。今回開発する将来休日交通量の推計モデルは平成２年度の道路交通センサス休日ＯＤ調査結果を用いてモデルの検証等を行い、今後とも引続きモデルについて検討していく予定である。



図－1　分析の全体フロー

（新交通研究室）

道－2　　既設橋の安全性の照査

（質問）

TL－20未満の設計荷重により設計された橋梁や補修補強等を施した橋梁の安全性の照査の考え方および照査の方法についてご教示願いたい。

（仙台工事事務所）

（回答）

(1)新設橋の整備水準と既設橋の安全性の照査

道路橋を設計する場合には周知のようにその技術基準である道路橋示方書によることとされている。わが国の道路橋の技術基準は明治以来８回に及ぶ改訂を見ているが、それぞれの技術基準はその時代において道路橋を新設する場合の整備水準を示したものと理解され、それぞれの時代において道路橋はその時代の技術基準に従って設計されてきた。

道路網整備の進展に伴って道路橋のストックも増大し、現在わが国の道路橋は橋長２ｍ以上のもので６５万橋に達している。今後これらの既設橋を長期にわたり有効に活用していくためには点検、安全性の照査、補修補強等の維持管理技術の体系的整備が必要であり、中でも既設橋の安全性の照査はその橋への対処方法を決める上で重要な事項である。

設計基準の改訂がなされた際、それ以前の基準で設計された橋梁を新しい基準に適合するように手を加えるか否かに関しては現在のところ明確な考えは示されていない。また床版や床組の補修補強、歩道の添加あるいは景観整備のための部材の添加等を行うと、死荷重の増加により現行の道路橋の設計基準を満足しなくなる場合があるが、このような場合の対処方法についても明確な考えは示されていない。これらの場合それぞれの道路管理者がその橋梁の状況を勘案して対処の方法を決めているのが実情であろう。

既設橋の安全性の照査に関して、明確な考えが示されていない現状では、その方法をどうすべきかは最終的には道路管理者の判断によるべきものである。場合によっては照査のための技術的な基準として現行の道路橋示方書を用いて現在の整備水準を満足させることもあろうし、場合によってはその橋の交通条件や耐荷力等を考慮して安全性の照査を行うことも考えられる。後者の考えを取りうるとした場合、次のように考えることができよう。すなわち既設橋については現在の整備水準を、

個々の橋梁の今までの使われ方(自動車荷重の大きさ、頻度等)、今までに受けた劣化損傷の程度、今後想定される使われ方(自動車荷重の大きさ、頻度等)、今後期待される維持管理の水準等に応じて、見直しして得られる当面保持されるべき水準を満足すれば良いものと考える。

(2)既設橋の安全性の照査方法

既設橋の安全性に影響を与える要因としては、自動車交通等の外的なものと、部材の劣化損傷、耐荷力などの構造自体のものとがある。部材の劣化損傷に対しては補修等による対応が必要であることはいうまでもない。

構造自体の劣化損傷等の問題がない場合の安全性の照査は、まず外的な要因のみを考慮して今後想定される使われ方から当面保持されるべき水準(照査荷重)を設定し、その水準とその橋梁の整備水準(設計荷重)を比較して、これを満足する場合にはこの橋梁の安全性は確保されていると考えてよいであろう。たとえば照査荷重がTL－10荷重相当であるような場合には設計荷重がTL－14の２等橋では安全性は確保されていると考え、また補修補強等により死荷重が増加するような場合もそれを考慮して得られた照査荷重が設計荷重よりも小さいならば安全性は確保されていると考える。この場合の当面保持されるべき水準(照査荷重)は、その橋梁の供用条件等が変化する度に設定を行えばよいものと考える。

照査荷重が設計荷重を超える場合、照査荷重に対する構造自体の耐荷力を照査することになる。この考え方を式で表すと次のようになる。

$$R > S$$

ここで、　　R；耐荷力

　　S；照査荷重

このような照査方法として土木研究所は限界状態設計法において基本とされる書式を用いて『既設橋梁の安全性照査に関する一試案』(土木技術資料26-12,1984)を提案している。この試案では照査の対象を終局限界状態としている以外は、照査荷重、耐荷力および安全係数の具体的な求め方は示されていない。照査荷重に関しては昭和61~63年度の建設省技術研究会の指定課題『既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究』においてその求め方の試案が提案されている。

耐荷力の計算方法については従来から種々の試みが行われており、鋼橋に関しては昭和41年度の建設省技術研究会指定課題『既存橋梁の耐荷力と供用限界に関する研究』において提案された『鋼道路橋(プレートガーダーおよびトラス)供用荷重算定指針(案)』がある。これには部材の許容応力度を基にして求めた基本耐荷力に応

力度に関して構造が有する余裕を考慮して耐荷力を求める方法が示されてはいるが、一等橋のTL－20荷重に対して照査する内容となっている。上述した昭和61~63年度の建設省技術研究会の指定課題においても、構造が有する余裕を考慮して耐荷力を求めるための係数の試案が示されている。また、実橋における活荷重応力の測定結果を用いた鋼橋の照査方法の試案が提案されている。

鉄筋コンクリート橋に関しては昭和51~52年度の建設省技術研究会指定課題『コンクリート橋の耐荷力に関する調査研究』により提案された『コンクリート橋の耐荷力算定指針(案)』があり、さらにプレストレスコンクリート橋に関しては前述の昭和61~63年度の建設省技術研究会の指定課題において検討され、上述の鉄筋コンクリート橋と合わせて改めて『コンクリート橋の耐荷力算定指針(案)』が提案されている。コンクリート橋の場合には実橋において鋼材の有効高さや鉄筋量等を測定できないことから、この指針では支間や幅員等の一般的な構造諸元から間接的に耐荷力を算定する方法が示されている。

既設橋の安全性の照査は基本的には今までの使われ方、今までに受けた劣化損傷の程度、今後想定される使われ方、今後期待される維持管理の水準等のその橋の外的条件および構造条件を考慮して行われるべきものであり、上述のように照査方法そのものの考え方や照査荷重、耐荷力の算定方法に関して種々の検討が行われているが、これらの実用化にあたっては今後さらに内容を充実させていく必要があると考えている。

（橋梁研究室）

道－3　無凍結舗装の開発現況

（質問）

積雪寒冷地域の道路においては、冬期の走行安全性の確保が重要な課題である。一般には、機械的除雪および除雪用の薬剤の散布によって、走行安全性の確保に努力しているものの、降雪の初期、部分的な凍結等に対しては瞬時の対応が難しく、冬期の維持管理上の課題となっている。また、場所によっては、除雪用の薬剤の散布等が行えない場合もある。このような場合、シェルター等の防雪施設を設けたり、各種の消雪工法を採用することも考えられるが、条件（トンネル湧水や熱源があるかどうか）、あるいは経済性で、すべての場所に採用されるに至っていない。

一方、舗装中に薬剤やゴムの粒子を混入することにより、路面に積雪させない特殊な舗装工法があると聞いているが、開発の現況、その効果等について御教示願いたい。

（日本道路公団仙台建設局仙台工事事務所）

（回答）

積雪寒冷地における路面凍結対策としては、ロードヒーティング等を初めとして様々なものが開発、試行されている。そこで、まず、ご質問にある特殊な舗装工法についての留意点について述べたあと、除融雪対策全般について紹介し、簡単な採択の目安等についても触れることとしたい。

(1)凍結遅延剤添加舗装について

ご質問にある特殊な舗装とは、表層のアスファルト混合物中に塩化カルシウム、塩化マグネシウム等の薬剤を顆粒や粉末状にして混入した舗装のことを指しているものと思われる。これは、アスファルト混合物中の骨材、砂の一部を薬剤と置き換えることにより、薬剤が徐々に滲出して路面の凍結を遅らせるものであり、一般には凍結遅延剤添加舗装という（凍結”防止”舗装ではない）。添加する薬剤（以下、遅延剤という）の種類としては、現在数種類のものが市販されているが、いずれの

ものについてもその成分、使用法は類似しているようである。建設省においても、関東地建、四国地建等において室内試験による効果、配合設計法の検討、そして試験舗装が実施されており、また、北海道開発局、新潟県、長野県等でも試験舗装が実施されていて、ある程度の効果はあることが報告されている[1)2)3)]。

ただし、これらの舗装について誤解があるのは、あたかも消雪パイプや路面散水のように雪を融かすかのごとくの効果があるとの認識が一部にあることである。後述するが、遅延剤が滲出することによって凍結を遅らせるという機能からして、多量の降雪や－5℃以下での凍結防止効果はほとんど期待できない。また、効果の持続性についても限界がある。このため、積雪はさほど多くないものの、凍結しやすい箇所においての事前の凍結防止策、パトロールや薬剤散布回数の軽減といった使い方が適切である。以下、その効果の程度、使用上の注意点について述べる。

1)効果の程度

平均的な量（製品によって多少の違いがある）の遅延剤を添加した場合、凍結防止効果は－3℃程度まで期待できる。この程度までの温度であれば、路面の水分は凍結しないといってよい。しかし、－5℃以下の状態では、このような効果は期待できない。添加する遅延剤の量を増やしても、ある程度の添加量を限界として（これが標準的な添加量となる）滲出する遅延剤の量は頭打ちになるため、添加量を増やしたからといって効果が増大する訳ではない。また、積雪に対しては、降雪の初期等では効果があるが、多量の積雪に対して融雪の効果を期待することは無理である。ただし、これらの条件下においても、路面の圧雪が路面に付着するのを防止する効果はあるため除雪が容易である、あるいは車両の走行により圧雪が破砕されやすいという効果は期待できるであろう。

一方、凍結遅延効果の持続性であるが、アスファルト混合物の適切な配合設計を行った場合で2～3年と考えた方がよい。それ以後は遅延剤の滲出がなくなるため、凍結遅延効果も期待できなくなる。

2)使用上の注意

使用上の注意としては、アスファルト混合物の配合設計が最も重要となる。これは、空隙が大きければ、滲出する遅延剤の量が多く、一次的な効果は大きくなるものの、すぐにすべての遅延剤がなくなってしまって効果がなくなり、また、締固め度が低下して舗装が摩耗しやすいこととなる。逆に空隙が小さすぎる場合、滲出する遅延剤の量が少なく、凍結遅延効果が小さくなる。

四国地建および土木研究所の検討結果によると、凍結遅延効果の持続性を確保するためにはアスファルト混合物の透水係数を10^{-6}cm/sec以下にする必要があり、このためには、細粒度ギャップアスファルトコンクリート(13F)または密粒度アスファルトコンクリート(20F)を用い、アスファルト舗装要綱の骨材粒度範囲の中央粒度より上側の粒度とすることが望ましいとされている。なお、凍結遅延剤添加舗装の配合設計を行う場合、マーシャル性状の共通範囲が得られない場合があるが、この場合は、骨材間隙率が最小となるようにアスファルト量を選定すればよい。また、遅延剤を添加した場合、無添加の場合に比較してアスファルト量が0.5%程度増加することが多く、耐流動性が低下して、夏期の流動が懸念されることがある。この場合には、バインダには改質アスファルト（ゴム系のものが望ましい）を使用する方がよい。

施工においては、混合温度に対する注意と締固め度の確保が重要である。アスファルト混合物の混合温度があまり高温の場合、遅延剤の融点を超える場合があるので注意が必要である。締固めにおいては、締固め度100%を確保する。この締固め度の確保は、凍結遅延効果の持続、そして舗装の耐摩耗性の向上にとって重要である。なお、施工時期を夏期以前とすると、夏期の交通荷重による転圧効果によって表面の空隙が小さくなって夏期の滲出が少なくなり、効果の持続性の向上が期待される。

遅延剤個々についての適切な添加量、混合温度等については、製品により多少の違いがあるので、各製品の説明書等に従えばよい。

3)その他

橋面舗装に適用する場合では、遅延剤による鉄筋等の腐食防止を考慮して床版上に防水層を設けることが望ましい。もっとも、このことは凍結遅延剤添加舗装に限

ったことではなく、通常の薬剤散布が予想される箇所にも共通することである。

(2)路面凍結防止工法の採択

現在、路面の凍結防止、遅延対策として考えられるものとしては、

①ロードヒーティング

②消雪パイプによる散水

③ヒートポンプの使用

④凍結防止剤の散布

⑤凍結遅延剤添加舗装の採用

⑥その他

となる。これらのうち、どれを採択するかということについては、特に判断基準がある訳ではない。以下に、一般的な採択の目安と各工法の特徴について述べることとする。

1)ロードヒーティング

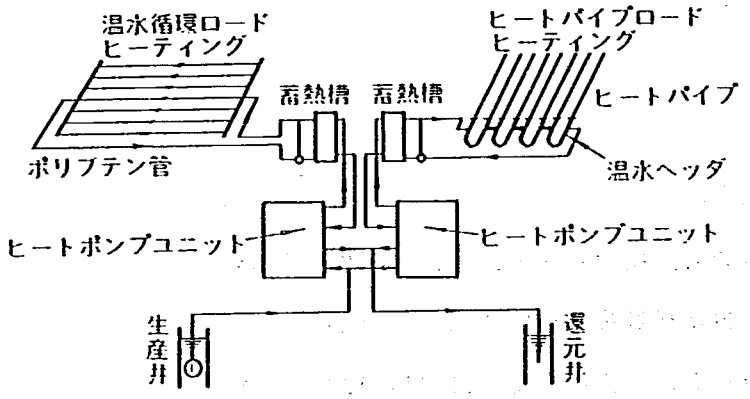
ロードヒーティングには、電気式のものと灯油またはガスを燃焼させる方式のものがある。さらに後者は、ボイラーで作った温水を利用するものと、燃焼ガスの暖風を直接利用する方法がある。いずれの場合も、ロードヒーティングは効果は大きいものの，運転コストがかかる。また、車道では交通荷重によりヒーティング装置の破損等が生じる恐れがあり，車道に用いる場合は、摩耗・流動の生じにくい舗装構造とする必要がある。なお、運転コストについては、装置の制御の仕方により、かなりの部分を軽減できるという報告がある[4)]。

2)消雪パイプによる散水

散水はロードヒーティングに比較すると運転コストは安く，凍結防止剤に比較しても凍結防止効果は高い。ただし，厳寒地では水が凍結し，満足な効果は得られないため，降雪は多いが比較的温度が高い地域に適している。このような地域で，付近に利用できる地下水がある，また，路面を流れた水が付近の水域を汚染する恐れがない等の条件が揃っている場合は，適切な方法である。

3)ヒートポンプの使用[4]

地下水または空気の低温度の熱源を利用し、熱交換により生じさせた温水により、路面のヒーティングを行うものである（図－１）。地下水を熱源とする場合、８℃以上の水温であれば熱源として利用可能とのことであり、運転コストも安い。また、空気を熱源とする場合、－５℃以上の気温で利用可能であるが、気温の変化等の影響を受け、比較的熱効率が悪い。ただし、市街地で、ビルや地下鉄の排熱等が利用できる場合は有効な方法である。



図－１　地下水熱源方式の概要

4)凍結防止剤の散布

凍結防止剤の散布は，降雪の多いところでは凍圧雪の防止，また降雪は少ないが気温が低いところでは，凍結防止の目的で行われる。ロードヒーティングや消雪パイプ等のように消雪効果を望むことは難しいものの，現場の条件を考慮して薬剤の種類を選定すれば，凍圧雪，凍結防止に効果が期待できる。なお，凍結防止剤散布の詳細については，他に紹介があるので参照されたい[5]。

5)凍結遅延剤添加舗装の採用

前述したように，凍結遅延剤を添加した舗装に対して、完全な凍結防止効果を望むのは無理であり，凍結防止剤の散布頻度を減らす，除雪を容易にするという観点

で採用することが望ましい。したがって，多雪，およびかなりの低温となる地域には凍結遅延剤添加舗装は適さない。

6)その他

その他の方法として，アスファルト混合物中にゴムのチップを混入したもの等があり、ある程度の効果が報告されている[6)]。また、橋面舗装の降霜による凍結防止対策として、路面に送風する等の試みがあり，ある程度の効果があるようである。しかし，非常に特殊な事例であり、また、降雪がないものの朝晩の降霜が懸念される場所に適用が限られる。

［参考文献］

1)原塩入り舗装の試み、
第４回北陸道路舗装会議技術報文集、PP.103-104、1988年

2)凍結緩和混合物の耐摩耗対策について、桜井ほか、
第４回北陸道路舗装会議技術報文集、PP.117-120、1988年

3)凍結緩和混合物の経年調査について、前島、正島、中村、
第４回北陸道路舗装会議技術報文集、PP.121-124、1988年

4)ロードヒーティング舗装の施工、志部谷、佐藤、舗装、Vol.23、No.3、PP.3～8、1988年3月

5)路面凍結防止剤、坂本、舗装、Vol.23、No.3、PP.9～15、1988年3月

6)積雪寒冷地用特殊舗装とその氷結防止効果について、北、石川、古川、
第３回北陸道路舗装会議技術報文集、PP.189-192、1985年

（舗装研究室）

道－4　　ＮＡＴＭ工法における覆工施工時期と機械掘削施工

（質問）

地山が有する強度を積極的に利用してトンネルの安定を図ろうとするＮＡＴＭ工法において、覆工は地山の変位の収束を待って施工することが望ましいとされているが、より具体的にどの程度の変位を目安とすべきか、また変位がなければ施工時期に制約はないのか（どんなに遅れても問題はないのか）。さらに膨張性地山で変位が収束しない場合にはどのような対処をすべきなのか御教示願いたい。また環境等の制約がない場合でも機械掘削の方が効率的に優れる場合が想定されるが、機械掘削が選定できる地質条件（岩種、一軸圧縮強度、弾性波速度等）について御教示願いたい。

（道路部道路工事課）

（回答）

○覆工の施工時期について

現在、山岳トンネル工法の標準工法として用いられている、いわゆるＮＡＴＭと呼ばれている工法では、吹付けコンクリートやロックボルト等の支保部材でトンネルの安定を図るという考え方が一般的であるため、内空変位や天端沈下等の変位計測を行い、変位の収束、安定を確認した後に、覆工コンクリートを打設・施工することが原則である。具体的に変位収束を判断する際の目安としては、道路トンネル技術基準（構造編）・同解説では、「一般に内空変位の変位速度が１～３㎜/月程度以下であれば、覆工に支障はないようである。」と示されている。つまり、変位速度が上述の値以下になった以後に覆工を施工することが望ましいと考えられる。

一方、変位が収束した後、覆工の施工時期を遅らせることについては、特に基準等で具体的に定められているものはない。通常は、硬岩等、比較的地山が良好で、内空変位量も大きく発生していないような場合には、ある程度覆工の施工時期を遅らせても構わないと考えられるが、土砂地山等で地山が悪い場合には、変位が収束した場合でも、早期に覆工を施工することが望ましいと考えられる。

○膨張性地山で変位が収束しない場合の覆工の考え方について

膨張性地山のように、支保工のみでは長時間変位が収束しない場合には、変位収束前に覆工を施工し、覆工により地山の変位を押さえる方法もある。通常の場合の覆工は、前述のように地山の収束を確認した後に施工するため、設計上覆工には地山からの荷重は考慮していない。しかし、このような変位が収束していない状況で覆工を施工する場合には、設計上、覆工に作用する応力を考慮しなければならない。この膨張性地山のような場合については、特殊な場合として特に基準等に標準設計等は示されていないので、個別に詳細に検討を行う必要がある。

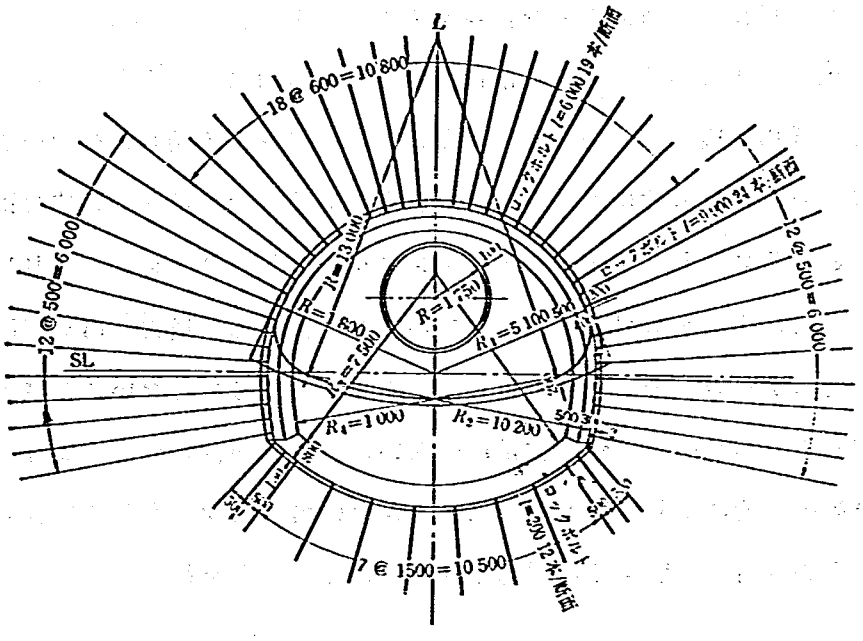
土木学会のトンネルライブラリー第2号「ＮＡＴＭの手引書」では、以下のような記述がなされている。

> 膨張性地山のように支保では長時間変位が収束せず、収束前に覆工を施工する場合には、変位速度に基準値を設けて施工時期を決定することが望ましい。この場合、変位を拘束することによって覆工に発生する荷重を考慮し、コンクリートの設計基準強度の増加、鉄筋、スチールファイバーなどによるコンクリートの補強、設計パターンの変更などを検討しなければならない。

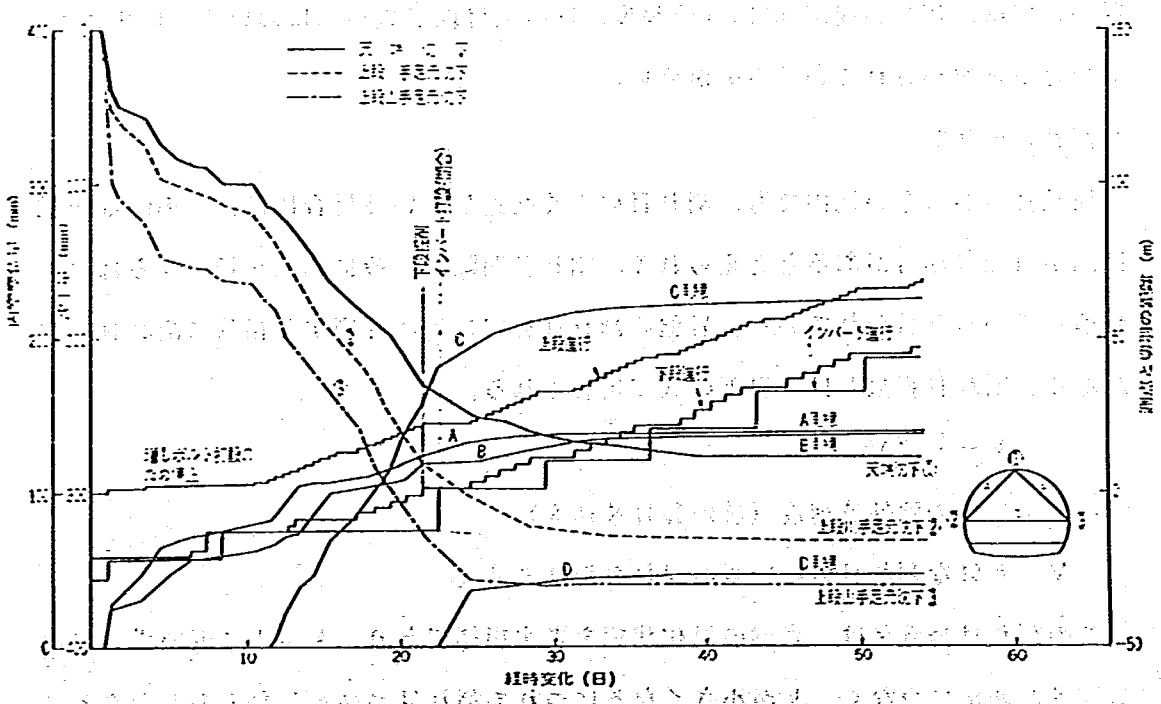
事例として、膨張性地山に対処するために覆工にスチールファイバーコンクリート（ＳＦＲＣ）を施工した東北自動車道折爪トンネルの覆工の配合表と断面図および変位の経時変化図を示す。

表－1　折爪トンネル覆工配合表

鋼繊維の形状寸法 (%)	混入率 (%)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (Kg/m³)					
							水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	鋼繊維 SF	混和剤
φ0.5 ×30	1.0	25	15±2.5	5±0.5	50	61	206	412	942	635	80	1.03



図－1　折爪トンネル膨張性区間の断面図



図－2　折爪トンネル変位経時変化図

○機械掘削に適した地質条件について

道路トンネル規模の大断面のトンネルを施工する際の掘削方式は、一般に爆破掘削と機械掘削が主体である。機械掘削は、地山を機械的に圧砕または切削して掘削する方式で、地山を緩ませず余堀りも少ないこと、保安上の制約が少ないことや、地山条件によっては経済性に優れるなどの利点がある。機械はブーム式自由断面掘削機械（いわゆるロードヘッダー）と、トンネルボーリングマシン（ＴＢＭ）に大別できる。前者は土砂～軟岩に多用されているが、後者は、通常、円形断面に限られること、地山が軟岩～中硬岩の安定したものでなくてはならないこと等により、わが国の道路トンネルの施工例は非常に少ない。自由断面掘削機は、騒音・振動対策等の環境等の制約により爆破掘削が適用できない場合に採用される場合もあるが、ここでは、その適用性に関する地質的条件についての説明を行う。

①圧縮強度

自由断面掘削機の地質的適用性を考える場合、その掘削能率から岩の強度が最も支配的要因になると考えられる。一般的な文献によると、自由断面掘削機の適用地質ついては、圧縮強度が200kg/cm^{2}程度以下の軟岩以下の地山において、能率よく掘削できると記述されているものが多い。

②割れ目の状態

圧縮強度が大きい地山でも、割れ目のよく発達している場合には、能率的な機械掘削が可能な場合があると考えられる。割れ目間隔は一般に30cm～40cmならばよく発達していると言われている。岩盤の割れ目を定量的に評価する指数に割れ目指数がある。割れ目指数ｋは、以下の式で定義される。

$$k = \nu / V$$

ν：岩盤の弾性波速度（坑内弾性波速度）、

Ｖ：新鮮な割れ目のない岩石試料の弾性波速度

この割れ目指数ｋは、岩盤の風化状態を表す指標であり、ｋが１に近い場合には割れ目が非常に少なく、ｋが小さくなるにつれて割れ目が発達したものと考えるこ

とができる。この割れ目指数を用いて以下の式により、岩盤全体としての圧縮強度を補正・推定することができる。ただし弾性波速度には試験誤差等を含んでいる可能性があるため、十分に検討する必要がある。

$$\sigma f = k^2 \cdot \sigma s$$

σf：岩盤の圧縮強度、σs：新鮮な割れ目のない岩石試料の圧縮強度

③特殊鉱物の含有量

強度が低い岩盤であっても、石英やガーネットなどの硬い組成鉱物の含有量が多かったり、粒子の大きなものが含まれている場合、ビット等の摩耗が大きくなることが考えられ、経済性から不利になることもある。

④その他

上記以外にも、次のような地質的条件下においては機械掘削の適用はむずかしいと考えられる。

・地質が著しく脆弱な場合
・地山の硬軟の変化が激しい場合
・断層や破砕帯が多数存在する場合
・湧水が多く、切羽の自立が得られない場合
・重機走行路盤の泥濘化が考えられる場合

以上、機械掘削の地質的な適用性について説明してきたが、機械掘削は爆破掘削に比べ、その適用範囲は狭く、地質条件に大きく影響され、かつ事前地質調査で予知できなかった悪条件に遭遇した場合の対処は容易でないことが多い。従って機械掘削を採用する場合には、爆破掘削の場合よりも詳細に地質状態とその物理的性質を解明しておく必要がある。

＜参考文献＞

1）日本道路協会、道路トンネル技術基準（構造編）・同解説、平成元年

2）日本トンネル技術協会、第13回施工体験発表会テキスト、昭和58年

3）土木学会、トンネルライブラリー第２号ロックボルト・吹付けコンクリート・トンネル工法（ＮＡＴＭ）の手引書、昭和59年

4）建設産業調査会、最新トンネル工法・機材便覧、昭和63年

5）物理探鉱技術協会、土木弾性波探査法、昭和52年

（トンネル研究室）

道－5　　道路環境（大気・騒音）の予測等

（質問）

下記について御教示願いたい。

1．昨年１２月に行われた中央公害対策審議会で示された新しい排出ガス試験法は、現行の１０モード法や6モード法に比べてどのような違いがあるか。

2．現行の騒音予測式（音響学会式）の適用される走行速度の範囲は３０ｋｍ／ｈから１００Ｋｍ／ｈとされているが、１００Ｋｍ／ｈを越える速度に対する予測はどのようにして行うのか。

3．騒音予測式における「種々の原因における補正値α_i」は、自動車専用道路で高架構造のとき中分開と中分閉の２種類が示されているが、これらの違いや両者をどう使い分けるのか。

（青森工事事務所）

（回答）

1．新しい排出ガス試験法について

今回答申された新しい自動車排出ガス試験法では、走行実態にあった測定モードの見直しが行われており、その内容としては以下の３点に要約される。

①測定モードの最高速度の改定

都市内における高速走行の機会の増加に伴い、測定モードの最高速度をこれまでの時速４０ｋｍから７０ｋｍに改定すること。

②アイドル、低速走行を重視した測定モードの設定

都市内での渋滞の悪化に伴い、アイドル、低速走行を重視した新しい測定モードを設定すること。

③濃度規制から重量規制への変更

これまで濃度で規制していた車種（大型トラック等）について、排出総量を重視して、重量による規制に変更すること。

現行のいわゆる１０モード法は平均速度が17.7km／hで、最高速度が40km／hで測るようになっている。これに対応する新測定モード法は別添１で、現行１０モード法と比較すると、平均速度が22.7km／h、最高速度が70km／hであり、１サイクル当たりの走行時間・走行距離・アイドル時間比率も増加している。

別添１の新測定モード法を図化したものを図－１に示す。

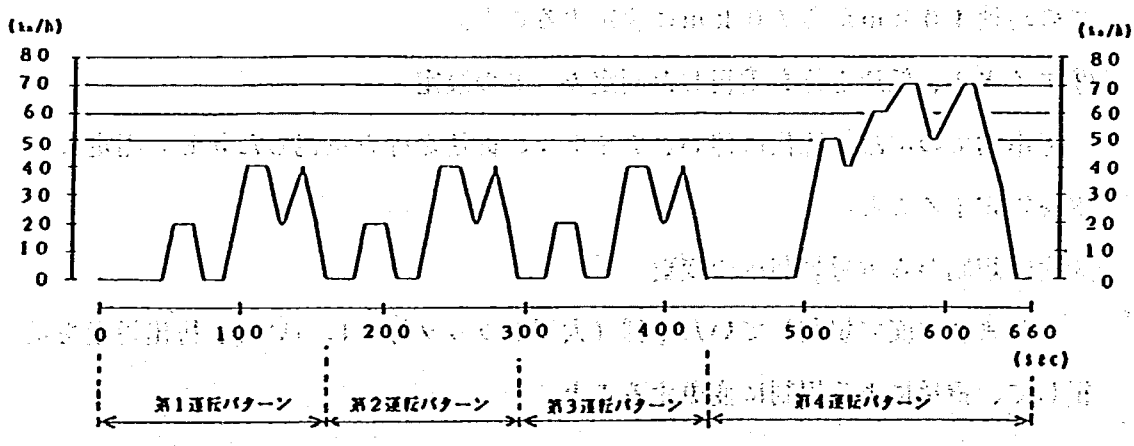
現行のいわゆる６モード法には重量ガソリン車用のＧ－６モード法とディーゼル自動車用のＤ－６モード法の２つがあり、現行のＧ－６モード法に対応する新測定モード法を別添２に、現行Ｄ－６モード法に対応する新測定モード法を別添３に示す。これらの新測定モード法では、これまでの濃度（ppm）による測定法に変わり仕事量当たり（g／KWh）の測定法が用いられることとなった。また、モード数についても６モードから１３モードに変わっている。別添２、別添３の新測定モード法を図化したものをそれぞれ図－２、図－３に示す。

なお、新排出ガス試験法は、今後所要の手続きを経て、平成２年末頃をめどに環境庁の告示・運輸省令の改正となる予定である。

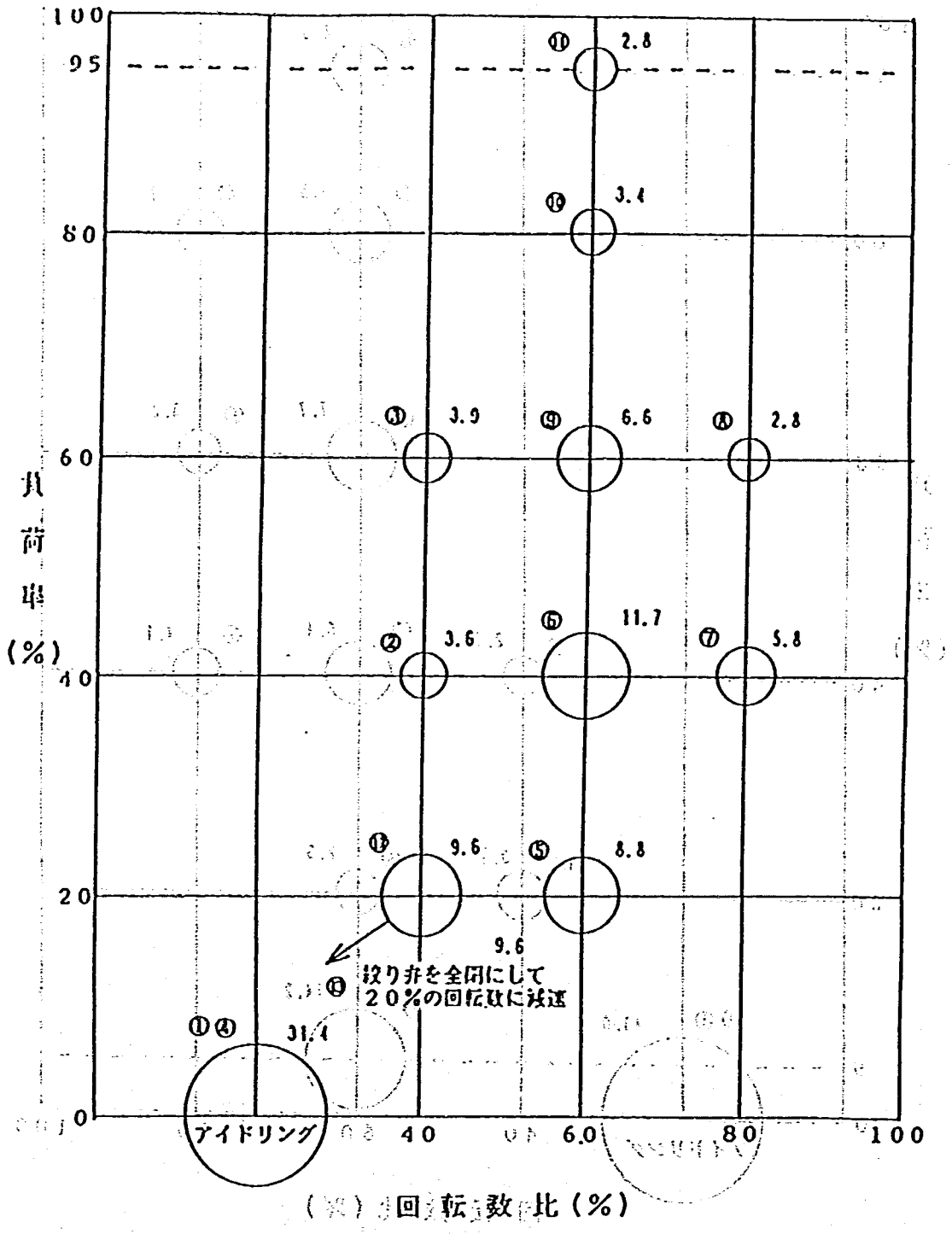
<参考文献>

1)大気汚染防止法令研究会編：逐条解説大気汚染防止法、昭和５９年６月３０日

2)中央公害対策審議会：今後の自動車排出ガス低減対策のあり方について（答申）、および参考資料、平成元年１２月２２日



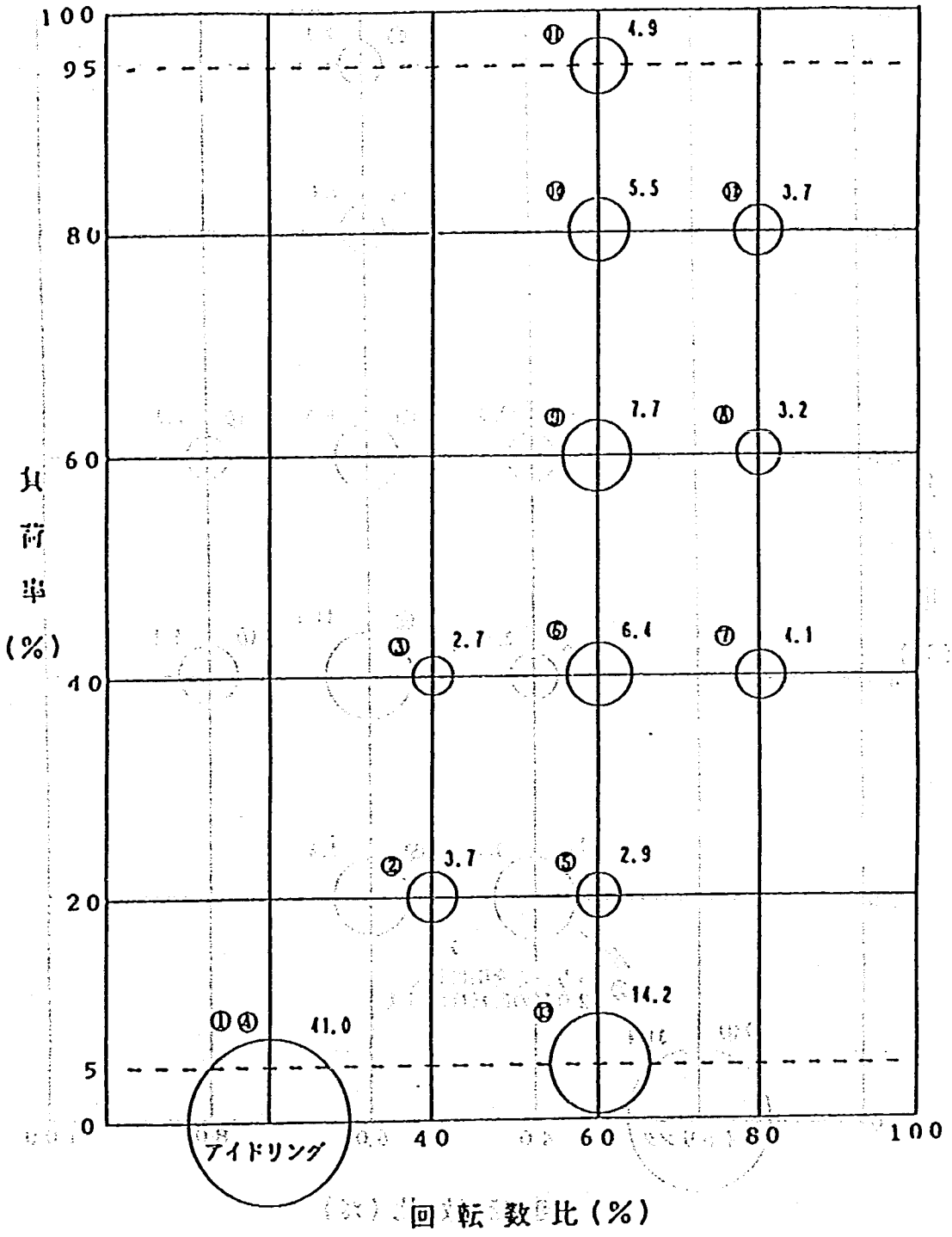
図－１　排出ガス試験の走行パターン（別添１に対応）



（注１）円の右肩の数字は係数（%）を示す。

（注２）丸数字は運転順序を示す。

図－２　排出ガス試験におけるエンジンの使用領域（別添２に対応）



(注1) 円の右肩の数字は係数(%)を示す。
(注2) 丸数字は運転順序を示す。

図－3　排出ガス試験におけるエンジンの使用領域（別添3に対応）

別添１

車両指重量２５００kg以下の車両に適用されるモード

標記モードによる測定とは、自動車が車両重量に１１０kgを加重された状態において、原動機が暖気状態となった後に、次の表の左欄に掲げる運転条件で同表の右欄に掲げる間運行する場合に発生し、排気管から大気中に排出される排出物に含まれる自動車排出ガスの質量を測定する方法をいう。

運転条件	時間（秒）
原動機を無負荷運転している状態	４４
発進から速度２０キロメートル毎時に至る加速走行状態	７
速度２０キロメートル毎時における定速走行状態	１５
速度２０キロメートル毎時から停止に至る減速走行状態	７
原動機を無負荷運転している状態	１６
発進から速度４０キロメートル毎時に至る加速走行状態	１４
速度４０キロメートル毎時における定速走行状態	１５
速度４０キロメートル毎時から速度２０キロメートル毎時に至る減速走行状態	１０
速度２０キロメートル毎時における定速走行状態	２
速度２０キロメートル毎時から速度４０キロメートル毎時に至る加速走行状態	１２
速度４０キロメートル毎時から速度２０キロメートル毎時に至る減速走行状態	１０
速度２０キロメートル毎時から停止に至る減速走行状態	７
原動機を無負荷運転している状態	２０
発進から速度２０キロメートル毎時に至る加速走行状態	７
速度２０キロメートル毎時における定速走行状態	１５
速度２０キロメートル毎時から停止に至る減速走行状態	７
原動機を無負荷運転している状態	１６
発進から速度４０キロメートル毎時に至る加速走行状態	１４
速度４０キロメートル毎時における定速走行状態	１５
速度４０キロメートル毎時から速度２０キロメートル毎時に至る減速走行状態	１０
速度２０キロメートル毎時における定速走行状態	２
速度２０キロメートル毎時から速度４０キロメートル毎時に至る加速走行状態	１２
速度４０キロメートル毎時から速度２０キロメートル毎時に至る減速走行状態	１０
速度２０キロメートル毎時から停止に至る減速走行状態	７
原動機を無負荷運転している状態	２０
発進から速度２０キロメートル毎時に至る加速走行状態	７
速度２０キロメートル毎時における定速走行状態	１５
速度２０キロメートル毎時から停止に至る減速走行状態	７

別添１

原動機を無負荷運転している状態	１６
発進から速度４０キロメートル毎時に至る加速走行状態	１４
速度４０キロメートル毎時における定速走行状態	１５
速度４０キロメートル毎時から速度２０キロメートル毎時に至る減速走行状態	１０
速度２０キロメートル毎時における定速走行状態	２
速度２０キロメートル毎時から速度４０キロメートル毎時に至る加速走行状態	１２
速度４０キロメートル毎時から速度２０キロメートル毎時に至る減速走行状態	１０
速度２０キロメートル毎時から停止に至る減速走行状態	７
原動機を無負荷運転している状態	６５
発進から速度５０キロメートル毎時に至る加速走行状態	１８
速度５０キロメートル毎時における定速走行状態	１２
速度５０キロメートル毎時から速度４０キロメートル毎時に至る減速走行状態	４
速度４０キロメートル毎時における定速走行状態	４
速度４０キロメートル毎時から速度６０キロメートル毎時に至る加速走行状態	１６
速度６０キロメートル毎時における定速走行状態	１０
速度６０キロメートル毎時から速度７０キロメートル毎時に至る加速走行状態	１１
速度７０キロメートル毎時における定速走行状態	１０
速度７０キロメートル毎時から速度５０キロメートル毎時に至る減速走行状態	１０
速度５０キロメートル毎時における定速走行状態	４
速度５０キロメートル毎時から速度７０キロメートル毎時に至る加速走行状態	２２
速度７０キロメートル毎時における定速走行状態	５
速度７０キロメートル毎時から速度３０キロメートル毎時に至る減速走行状態	２０
速度３０キロメートル毎時から停止に至る減速走行状態	１０
原動機を無負荷運転している状態	１０

別添２

車両総重量２５００kgを超えるガソリン・ＬＰＧ車に適用されるモード

標記モードによる測定とは、自動車を次の表の左欄に掲げる運転順序に従い、同表の中欄に掲げる運転条件で運転する場合に排気管から排出される排出物に含まれる自動車排出ガスの単位時間当たりの質量に同表の右欄に掲げる係数を乗じて得た値を加算して得られた値を、同表の中欄に掲げる運転条件で運転する場合に発生した仕事率に同表の右欄に掲げる係数を乗じて得た値をそれぞれ加算して得られた値で除することにより単位時間及び単位仕事率当たりの自動車排出ガスの質量を測定する方法をいう。

運転順序	運転条件	係数
1	原動機を無負荷運転している状態	０．１５７
2	原動機を最高出力時の回転数の４０％の回転数でその負荷を全負荷の４０％にして運転している状態	０．０３６
3	原動機を最高出力時の回転数の４０％の回転数でその負荷を全負荷の６０％にして運転している状態	０．０３９
4	原動機を無負荷運転している状態	０．１５７
5	原動機を最高出力時の回転数の６０％の回転数でその負荷を全負荷の２０％にして運転している状態	０．０８８
6	原動機を最高出力時の回転数の６０％の回転数でその負荷を全負荷の４０％にして運転している状態	０．１１７
7	原動機を最高出力時の回転数の８０％の回転数でその負荷を全負荷の４０％にして運転している状態	０．０５８
8	原動機を最高出力時の回転数の８０％の回転数でその負荷を全負荷の６０％にして運転している状態	０．０２８
9	原動機を最高出力時の回転数の６０％の回転数でその負荷を全負荷の６０％にして運転している状態	０．０６６
１０	原動機を最高出力時の回転数の６０％の回転数でその負荷を全負荷の８０％にして運転している状態	０．０３４
１１	原動機を最高出力時の回転数の６０％の回転数でその負荷を全負荷の９５％にして運転している状態	０．０２８
１２	原動機を最高出力時の回転数の４０％の回転数でその負荷を全負荷の２０％にして運転している状態	０．０９６
１３	原動機を最高出力時の回転数の４０％の回転数でその負荷を全負荷の２０％にして運転している状態から気化器の絞り弁を全閉にして２０％の回転数に減速運転している状態（この場合において、原動機を最高出力時の回転数の４０％の回転数から２０％の回転数に減速するのに要する時間は１０秒間とする。）	０．０９６

別添３

車両総重量２５００kgを超えるディーゼル車に適用されるモード

標記モードによる測定とは、自動車を次の表の左欄に掲げる運転順序に従い、同表の中欄に掲げる運転条件で運転する場合に排気管から排出される排出物に含まれる自動車排出ガスの単位時間当たりの質量に同表の右欄に掲げる係数を乗じて得た値を加算して得られた値を、同表の中欄に掲げる運転条件で運転する場合に発生した仕事率に同表の右欄に掲げる係数を乗じて得た値をそれぞれ加算して得られた値で除することにより単位時間及び単位仕事率当たりの自動車排出ガスの質量を測定する方法をいう。

運転順序	運転条件	係数
1	原動機を無負荷運転している状態	０．２０５
2	原動機を最高出力時の回転数の４０％の回転数でその負荷を全負荷の２０％にして運転している状態	０．０３７
3	原動機を最高出力時の回転数の４０％の回転数でその負荷を全負荷の４０％にして運転している状態	０．０２７
4	原動機を無負荷運転している状態	０．２０５
5	原動機を最高出力時の回転数の６０％の回転数でその負荷を全負荷の２０％にして運転している状態	０．０２９
6	原動機を最高出力時の回転数の６０％の回転数でその負荷を全負荷の４０％にして運転している状態	０．０６４
7	原動機を最高出力時の回転数の８０％の回転数でその負荷を全負荷の４０％にして運転している状態	０．０４１
8	原動機を最高出力時の回転数の８０％の回転数でその負荷を全負荷の６０％にして運転している状態	０．０３２
9	原動機を最高出力時の回転数の６０％の回転数でその負荷を全負荷の６０％にして運転している状態	０．０７７
１０	原動機を最高出力時の回転数の６０％の回転数でその負荷を全負荷の８０％にして運転している状態	０．０５５
１１	原動機を最高出力時の回転数の６０％の回転数でその負荷を全負荷の９５％にして運転している状態	０．０４９
１２	原動機を最高出力時の回転数の８０％の回転数でその負荷を全負荷の８０％にして運転している状態	０．０３７
１３	原動機を最高出力時の回転数の６０％の回転数でその負荷を全負荷の５％にして運転している状態	０．１４２

2．高速域における騒音予測について

走行速度が１００Ｋｍ／ｈを越える高速域での騒音予測は下記の式によって行うこととされた（第二東海自動車道及び近畿自動車道名古屋神戸線に係わる構造基準等について：平成２年８月６日付建設省道路局長，都市局長通達　建設省道企発第５０号，都計発第９９号）。

$$L_{50} = L_W - 8 - 20\log_{10}\ell + 10\log_{10}\left(\pi\frac{\ell}{d} - \tanh 2\pi\frac{\ell}{d}\right) + \alpha_d + \alpha_i \quad \cdots\cdots\cdots (1)$$

（ℓ：音源から受音点までの距離，ｄ：平均車頭間隔）

$$L_W = 46 + 30\log_{10}V + 10\log_{10}(a_1 + 4a_2) \quad \cdots\cdots\cdots (2)$$

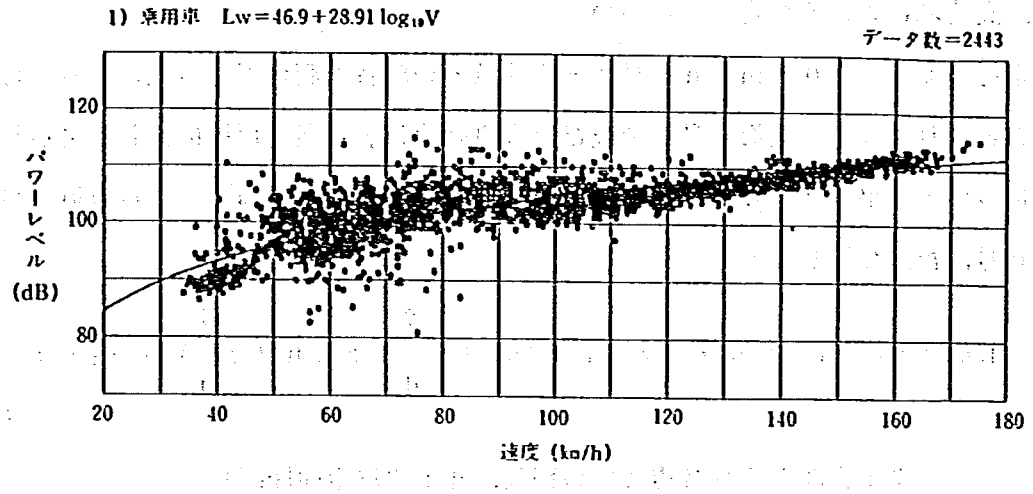
（Ｖ：平均走行速度，a_1：小型車混入率，a_2：大型車混入率）

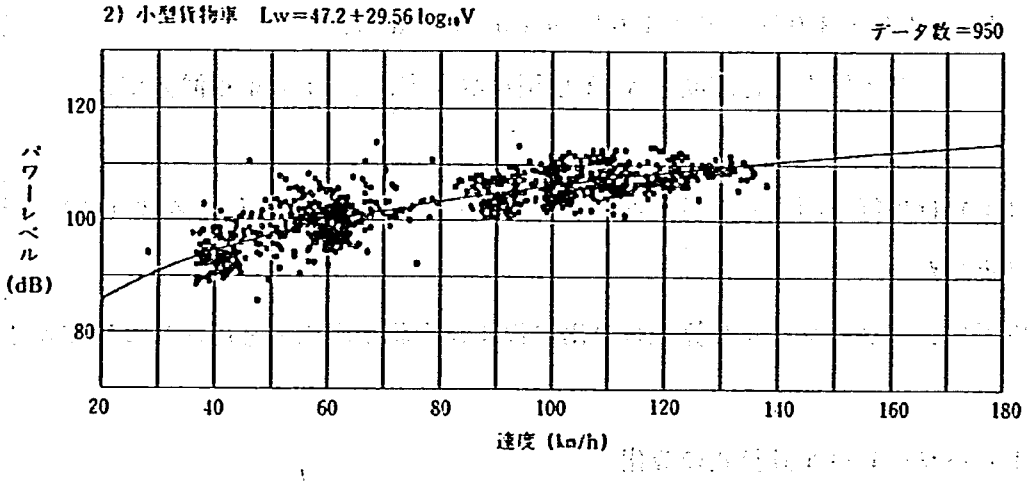
式（１）は現行予測式と同様であり、パワーレベル（L_W）を与える式（２）を新たに設定した。

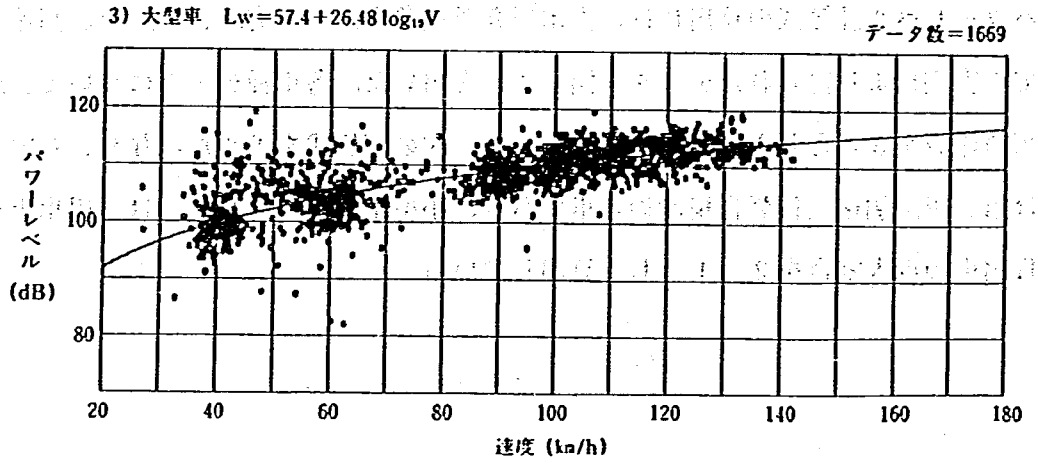
以下に、パワーレベル計算式の算出過程及び上記予測式の適用性について示す。

（１）パワーレベル計算式の算出

パワーレベル計算式の算出には、土木研究所試験走路での実験、一般道、高速道路での実測により得られたデータ（図－４）を用いた。各車種データについて、速度項の係数を３０とおき対数回帰分析を行い、次の関係式を求めた。なお、対象車両は第二段階加速走行騒音規制適合車であり、小型車のパワーレベルは乗用車と小型貨物車の混入割合を２：１として算出している。







図－4　実験及び実測データ

車　　種	パワーレベル式	標準偏差
小　型　車	$L_u = 45.4 + 30\log_{10}V$	
乗　用　車	$L_u = 44.8 + 30\log_{10}V$	3.25
小型貨物車	$L_u = 46.4 + 30\log_{10}V$	3.01
大　型　車	$L_u = 50.7 + 30\log_{10}V$	3.46

----- (3)

パワーレベル計算式（式（4））は、式（3）より次のように求めた。

・小型車については、定数項の45.4を切上げて46とする。

・大型車については、式（3）で示した小型車と大型車のパワーの比が1：3.4であるが、これを切上げて1：4する。

$$L_u = 46 + 30\log_{10}V + 10\log_{10}(a_1 + 4a_2)$$

小型車：$L_u = 46 + 30\log_{10}V$

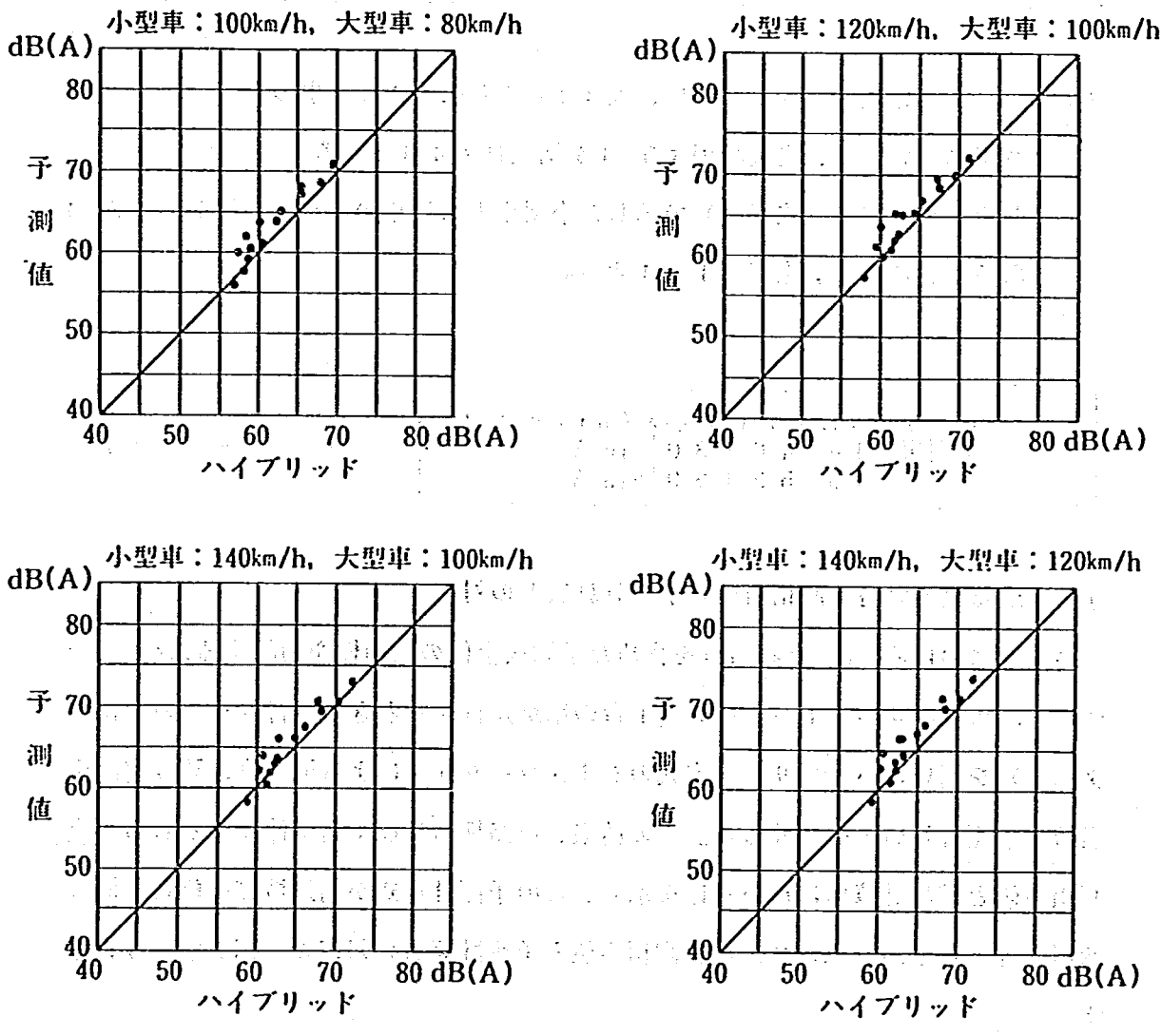
大型車：$L_u = 52 + 30\log_{10}V$

---------- (4)

（2）道路交通騒音実測相当値と予測計算値との対応

高速域におけるL_u、α_d、α_iを含めた予測式全体の適用性を検討するために、高速走行時の実測ユニットパターン（1台の車が走行するときの騒音レベルの変化パターン）を用いたハイブリッド方式のシミュレーションによる道路交通騒音実測相当値と予測計算値とを比較した。この結果、道路構造及び交通条件にかかわらず実測相当値と予測計算値は良い対応を示し、この予測計算式が高速域での騒音予測に適用できることが確認された。実測相当値と予測計算値の対応の一例を図－5に示す。

（交通量：２０００台／ｈ，大型車混入率：３０％）



図－５　ハイブリッドシミュレーションと予測計算値の対応（盛土構造）

3．高架構造での補正値α_i

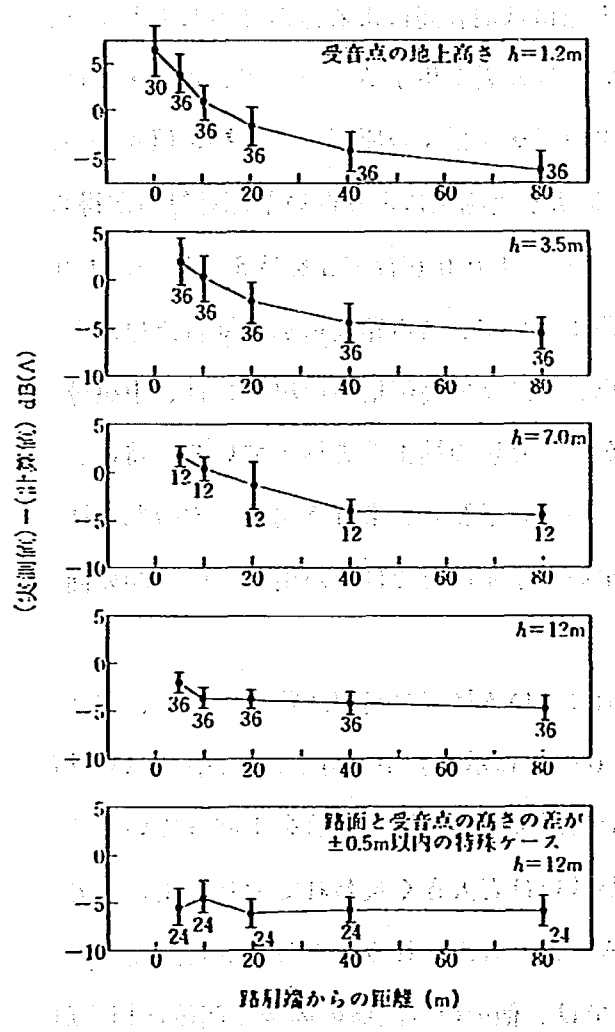
騒音予測式は、道路から受音点までの間が完全に反射性の平面である等の仮定をおいて求められたものである。しかし、実際には地表面による干渉減衰などがあり、計算結果と道路沿道における実測値との間には差異が生ずる。そこで、これまでに得られている数多くの実測結果と計算結果の差を「種々の原因による補正値α_i」として設定し、この補正値α_iを用いることにより実測値により近い予測計算値が得られるようにしている。α_iは一般道路で交通量が１０００台／ｈを越える場合、１０００台／ｈ以下の場合及び自動車専用道路について、各道路構造別に受音点位置と関係づけて補正値が示されている。自動車専用道路で高架構造の場合には、中央分離帯の構造が開いているか、閉じているかにより別の補正値を与えている。特に、予測点の高さが低く路肩端に近い位置についての予測計算を行う場合、中分開の補正値を用いた予測値と中分閉の補正値を用いた予測値とでは差が生じ、中分開の補正値を用いた予測値が大きくなる。

中央分離帯が開いている構造ならびに閉じている構造の高架道路について、実測値と計算値（α_iを考慮せず）の差を図－６～７に示す。中央分離帯が開いている構造は閉じている構造に比べ、路肩端に近い位置で実測値が計算値を上回っていることがわかる。この傾向は、受音点の高さが低いほど大きく現われており、主として中央分離帯の開口部からの音の漏れによる影響と考えられる。また、受音点高さと高架路面の差が±０．５ｍの場合のデータでは、他の位置関係の場合と明確な相違が認められる。このため、このような位置関係については特別なケースとして補正値が設定されている。

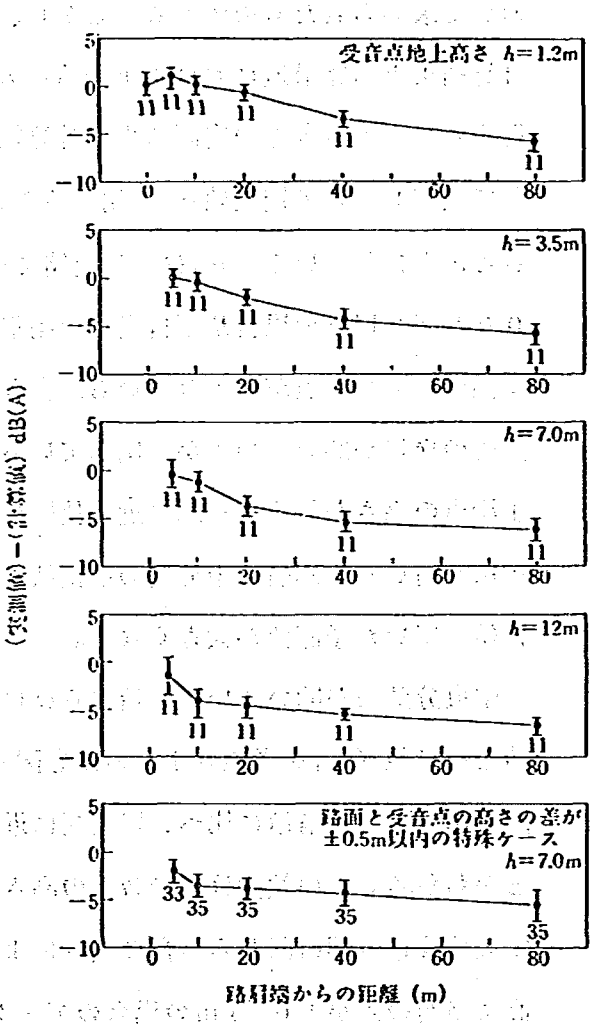
中央分離帯による補正値の使い分けについては、中央分離帯に開口がない場合には中分閉の補正値を用い、開口がある場合には中分開の補正値を用いることにより予測計算を行う。

<参考文献>

石井：「道路交通騒音予測計算方法に関する研究」　日本音響学会誌　３３巻８号



図－6　中央分離帯が開いている構造
における実測値と計算値の差
（図中の数値はデータ個数）



図－7　中央分離帯が閉じている構造
における実測値と計算値の差
（図中の数値はデータ個数）

（交通環境研究室）

道－6　　発泡スチロール（ＥＰＳ）工法の耐震設計

（質問）

軟弱地盤上に道路を拡幅して歩道または自転車歩道を設置する場合、段切りと軟弱地盤対策工法等を行うが、従来の方法では実際の設計・施工が困難なことがある。このような場合には、発泡スチロール工法を採用することにより、合理的な設計・施工を行えると考えているが、この際の耐震設計について御教示願いたい。

（東北技術事務所）

（回答）

発泡スチロール（Expanded PolyStyrol、以下ＥＰＳと呼ぶ）は、土に比べて重量が1/50～1/100と格段に軽量であり、しかもブロック状に成形されているため、ブロックを積み重ねると自立するという特徴がある。また、吸水性がなく、耐久性も優れた材料である。このため、これらの特徴を生かして、軟弱地盤上の盛土の沈下低減や、地すべり地の斜面上の盛土のすべりの防止、あるいは、橋台や擁壁の裏込めに用いて水平土圧の低減に利用することが期待されている[1]。

従来より道路盛土については、積極的には耐震設計を行ってこなかったが、その理由としては以下のようなことがある。

1）風雨などに耐えた多年の経験から求めた標準のり面勾配を適用した盛土のり面では、ある程度の安定が確保されていると考えられる。

2）他の構造物に比べて復旧が比較的容易である。

一方、近年の傾向として、以下のような場合には、地震に対する検討が必要とされるようになってきた[2]。

1）万一崩壊すると隣接物に重大な損害を与える場合

2）万一崩壊すると復旧に長期間を要し、道路機能を著しく阻害する場合

ＥＰＳ盛土の場合、我国のような地震国における経験は少なく、地震時の挙動・安定度はよくわかっていない。しかし、上述したようなことから、どこまで詳細な検討を行うかは、その道路のある場所や、道路のどの部分に用いられるかにもよる。

ここでは、耐震設計を行う場合に参考となると考えられる最近の研究成果として、

斜面上のＥＰＳ盛土を主な対象とした模型振動実験と有限要素解析の結果[3]に基づいた耐震設計の考え方（図－１参照）を紹介し、これを軟弱地盤上のＥＰＳ盛土に適用する場合の留意点について述べる。

(1) 応答加速度の予測

舗装等の上載物の応答加速度を次のような方法により求める。

1) 簡易法

ＥＰＳ部の質量は、舗装及びコンクリート床版等の上載物と比べるとはるかに小さい。そこで、ＥＰＳ部分を質量の無視できる弾性梁に置き換えて、共振周波数を計算する。ＥＰＳの背面が斜面あるいは段切り部となっている場合には、図－２のような斜面部分の等価化を行う。実大規模のＥＰＳ盛土にこの方法を適用した結果を図－３に示す[3]。

地震時の応答加速度は、この方法による共振周波数と、地震動の加速度応答スペクトル[4]、及び図－４のようなＥＰＳ盛土全体の減衰特性[3]から簡易的に推定することができる。

2) 詳細法

有限要素応答解析によりＥＰＳ盛土各部の応答加速度を求める。ＥＰＳは一定の減衰を持つ線形弾性体として扱うが、ＥＰＳブロック間の摩擦に起因する減衰を考慮して、材料自体の減衰よりも大きい2.5～５％程度の値を見かけの減衰として用いることができる[3]。解析方法として、地震動の加速度応答スペクトルを入力する応答スペクトル法と、地震波形を入力する時刻歴応答解析法の２通りがある。

背面に地山がある場合には、ＥＰＳと地山の境界部に極めて小さいせん断剛性と大きめの減衰定数を持つ薄片状のダミー要素を入れて、境界部の特性を考慮することが必要である[3]。

(2) 安定性の照査

予測した応答加速度を震度に換算して各部に作用させ、修正震度法によりＥＰＳ

盛土の滑動、転倒、支持力に対する安定の照査を行う。

1）滑動に対する安定性

ＥＰＳ底面での摩擦による抵抗力が、各部の慣性力から計算される水平作用力を上回るようにする。（図－５参照）ただし、高さに対してＥＰＳの接地部分の幅が相対的に小さく、ロッキングが生じやすい場合には、摩擦係数を低減させるか、あるいは滑動に対する所要安全率を割増しする必要がある。

2）転倒・支持力に対する安定性

ＥＰＳ及び上載物の自重によるＥＰＳのつまさき点のまわりの抵抗モーメントが、各部の慣性力から計算される作用モーメントを上回るようにする。また、これらの力と釣り合うような地盤反力が、地盤の極限支持力を下回るようにする。（図－６参照）ただし、滑動の場合と同様に、高さに対してＥＰＳの接地部分の幅が相対的に小さく、ロッキングが生じやすい場合には、転倒・支持力に対する所要安全率を割増しする必要がある。

3）裏込材からの土圧

上記の安定計算に用いる裏込材からの土圧は、各段の裏込材の幅が高さに対して比較的小さい場合には、裏込材の慣性力として計算する[3)]。

4）緊結金具の効果

緊結金具は、ＥＰＳブロック間のずれや不等沈下を防止するために用いられるが、これは強振時にもブロック間のすべりを防止する効果がある[3)]。緊結金具がある場合には、ブロックの幅が極端に小さい場合を除いて、ＥＰＳブロック全体が一体的な挙動をするものとして設計を行ってよい。

5）アンカーの効果

上載物にアンカーを取り付けて地山と結合すれば、アンカー張力により滑動及び転倒に対する抵抗が増加し、ＥＰＳ盛土の耐震性が向上する。アンカー定着部での引抜け、あるいはアンカーの破断が生じない限り、ＥＰＳ盛土は安定に保たれる。設計では、安全側のため上載物の慣性力が100％すべてアンカーに作用するものとして取り扱う必要がある[3)]。（図－７参照）

6）前面に擁壁等がある場合の設計

ＥＰＳ部分の変形に対して前面の擁壁部分（鋼矢板、くい等を含む）が抵抗力を発揮する構造の場合には、ＥＰＳ部分から擁壁に作用する力を考慮して擁壁の設計を行う。水平力に関しては、極限状態を仮定し、擁壁がないとしたときの各部の慣性力から計算される作用力と、ＥＰＳ底面での摩擦による抵抗力との差が擁壁に作用するものと考える。曲げモーメントについても同様に考え、これらに加えて擁壁自身に作用する慣性力を考慮して擁壁の滑動、転倒、支持力に対する安定、部材強度及び変形量に関する照査を行う。（図－８参照）

なお、擁壁がないとしたときの抵抗力が作用力を上回っている場合には、計算上は擁壁に外力が作用しないことになるが、この場合でも、上載物の慣性力が作用してＥＰＳ部分が変形することによる水平力が擁壁に作用する。このような水平力は、常時においても上載物の自重が作用してＥＰＳ部分が変形することにより生じており、その大きさは上載荷重の1/10程度であることが模型実験で示されている[5]。これは、ＥＰＳをポアソン比0.1程度の弾性体とし、擁壁が変位しないものとして求めた計算値とほぼ一致する。上載物の慣性力が作用することによる水平力も、同様な計算により求めることができる。擁壁の剛性が高い場合には、これを考慮して部材強度の照査を行う必要がある。ただし、このような水平力は擁壁の変形が比較的小さい状態においてのみ作用するため、極限状態での釣合を考える擁壁の滑動、転倒、支持力に対する安定の照査と、擁壁の変形量の照査の際には考慮する必要はない。

アンカーと擁壁を併用する場合には、上載物と擁壁を直接には結合しない構造として、上載物の慣性力をすべてアンカーに負担させるほうが、力の分担が明確となり設計を行いやすい。また、スキンプレートや吹付けコンクリートのように擁壁部分の抵抗を期待しない場合には、擁壁にＥＰＳ部分から不必要な力が作用しないような構造とする必要がある。

(3) 軟弱地盤上のＥＰＳ盛土に適用する場合の留意点

軟弱地盤上のＥＰＳ盛土も、基本的には上記の方法に基づいて耐震設計を行うこ

とができるが、以下の点に留意する必要がある。（図－９参照）

1）地震動の増幅

埋め立て地盤やベイマッド等の軟質地盤上では、良好な地盤に比べて地震時の地盤の加速度が３倍以上大きかったことが報告されている[6]。応答加速度の予測を行うにあたっては、このような軟弱地盤中における地震動の増幅を考慮する必要がある。各種地盤上での強震記録をもとに地盤種別毎に設定した加速度応答スペクトルや入力地震動[4]を用いれば、軟弱地盤における地震動の増幅を考慮したことになる。しかし、極めて軟弱な地盤における地震動の増幅については、今のところ十分な情報が得られていない。

ＥＰＳ盛土に比べて軟弱地盤の規模が小さい場合、あるいはＥＰＳ盛土が大規模な構造物に隣接している場合には、構造物と地盤の相互作用により地震動の特性が変化して、構造物がない場合とは異なるものになる可能性がある。このような場合には、有限要素応答解析において地盤と構造物をモデル化し、基盤面に地震入力を行うことにより相互作用の影響を考慮することができる。

2）地盤を含むすべり破壊に対する安定

軟弱地盤では、掘削面における発生応力がＥＰＳ盛土の築造前後で等しくなるように掘削深さを設定する場合が多い。この場合には、地盤中の応力に変化が生じないため、強度の小さい地盤であっても常時は安定に保たれる。しかし、地震時には慣性力が作用することにより、地盤を含む破壊が生じる可能性がある。そこで、慣性力を考慮した円弧すべり安定解析[2]を行い、地盤を含むすべり破壊に対する安定性を照査する必要がある。

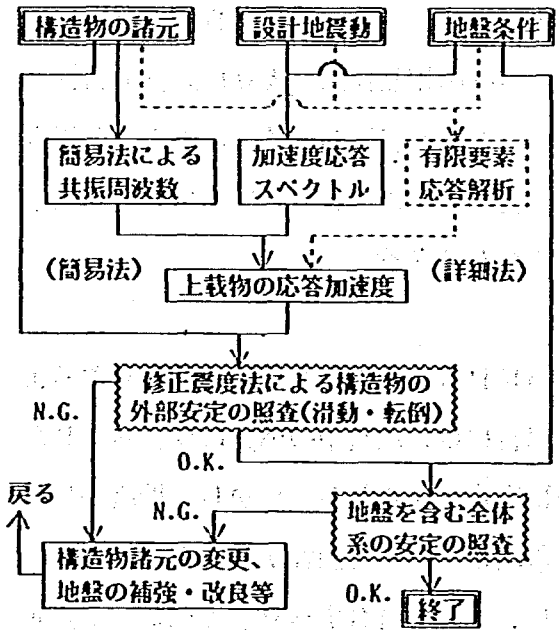
特に、ゆるい飽和砂質土で液状化が予想される場合、及びやわらかい粘性土層あるいはシルト質土層で鋭敏比が高い場合には、地震時の地盤強度の低下を考慮しなければならない。

3）浮力に対する安定

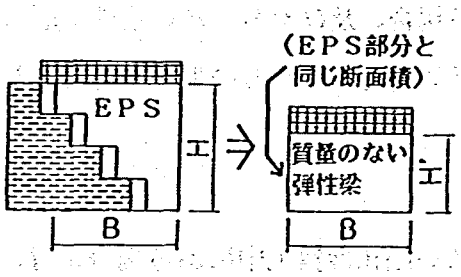
ＥＰＳ盛土の底面が、液状化が予想されるゆるい飽和砂質土中にある場合には、過剰間隙水圧の発生による浮上がりに対する安定性の照査[7]を行う必要がある。

（参考文献）

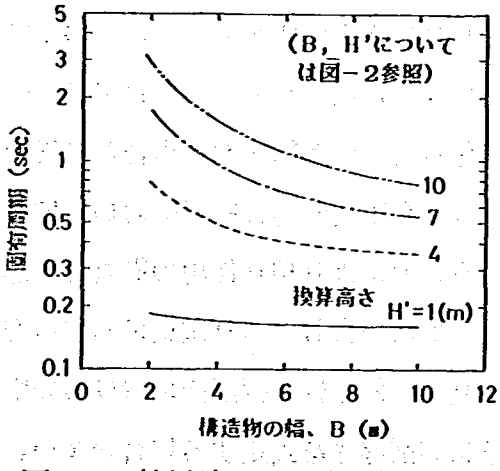
1）青山、久楽、竹内：発泡スチロールの軽量盛土としての利用技術、第42回建設省技術研究会報告、1988．2）日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針、1986．3）古賀、古関、島津：発泡スチロール（ＥＰＳ）盛土の耐震性について、第44回建設省技術研究会報告、1990．4）日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅴ 耐震設計編、1990．5）久楽、青山、竹内：裏込めに発泡スチロールを用いた構造物背面の水平土圧、第24回土質工学研究発表会、1989．6）岩崎敏男：ロマプリータ地震の調査概要、土木技術資料、Vol.32，No.2，1990．7）日本道路協会：共同溝設計指針、1986．



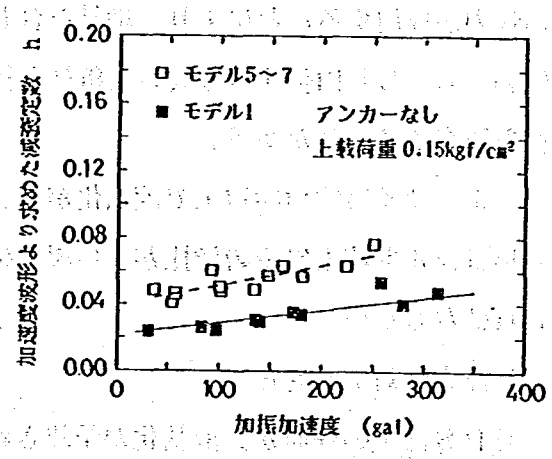
図－１　ＥＰＳ盛土の耐震設計フロー



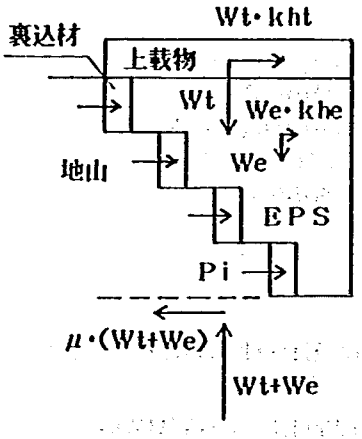
図－２　簡易法による斜面部分の等価化



図－３　簡易法による実大規模のＥＰＳ盛土の固有周期



図－４　ＥＰＳ盛土の減衰定数

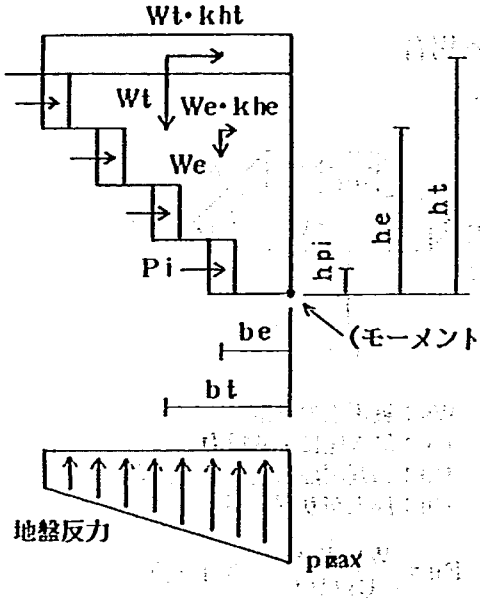


Wt：上載物の重量
We：ＥＰＳの重量
kht：上載物の修正震度
khe：ＥＰＳの修正震度
Pi：ｉ段目の裏込め材からの水平土圧合力
μ：ＥＰＳ底面における摩擦係数

$$Fs=\frac{\mu\cdot(Wt+We)}{Wt\cdot kht+We\cdot khe+\sum_{i}Pi}$$

≧許容値

図－５　滑動に対する安定



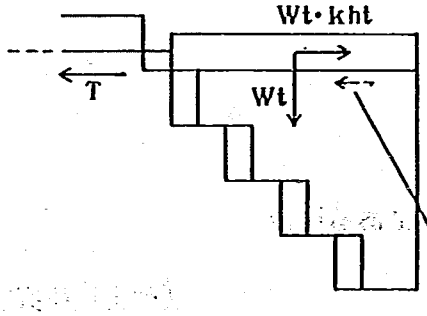
ht：上載物の重心の高さ
he：ＥＰＳの重心の高さ
hpi：ｉ段目の裏込め材からの水平土圧合力の作用高さ
bt：上載物の重心のＥＰＳつまさき点からの水平距離
be：ＥＰＳの重心のＥＰＳつまさき点からの水平距離
pmax：最大鉛直地盤反力

$$Fs=\frac{Wt\cdot bt+We\cdot be}{Wt\cdot kht\cdot ht+We\cdot khe\cdot he+\sum_{i}Pi\cdot hpi}$$

≧許容値

pmax≦地盤の極限支持力／安全率

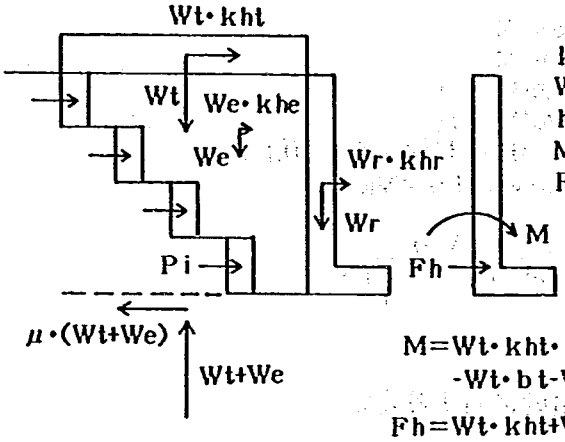
図－６　転倒、支持力に対する安定



T：アンカー張力

T＝Wt・kht
≦アンカーの付着力／安全率
≦アンカーの強度／安全率

図－７　アンカーのある場合

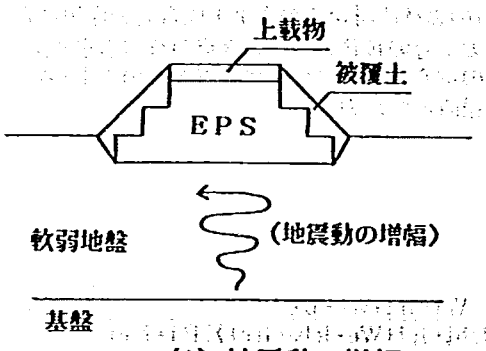


khr：前面の擁壁部分の修正震度
Wr：前面の擁壁部分の重量
hr：前面の擁壁部分の重心の高さ
M：擁壁に作用する曲げモーメント
Fh：擁壁に作用する水平力

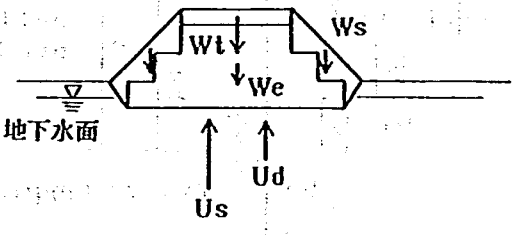
$$M=Wt\cdot kht\cdot ht+We\cdot khe\cdot he+\sum_i Pi\cdot hpi+Wr\cdot khr\cdot hr-Wt\cdot bt-We\cdot be$$

$$Fh=Wt\cdot kht+We\cdot khe+\sum_i Pi+Wr\cdot khr-\mu\cdot(Wt+We)$$

図－８　擁壁等のある場合



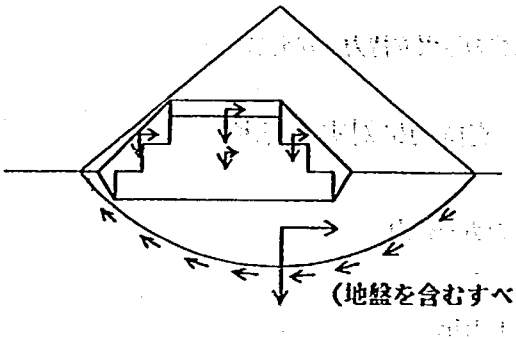
(1) 地震動の増幅



Ws：被覆土の重量
Us：静水圧による浮力
Ud：過剰間隙水圧による揚力
Fu：浮上がり安全率

$$Fu=\frac{Wt+We+Ws}{Us+Ud}\geqq\text{許容値}$$

(3) 浮力に対する安定



(2) 地盤を含むすべり破壊

図－９　軟弱地盤上にある場合

(動土質研究室)

道－７　　道路整備の必要性を表す指標（地方部を対象として）

（質問）

道路整備の必要性について地方部に着目した場合、都市間の連絡強化からみた道路整備の必要性、地域活性化からみた道路整備の必要性などが考えられるが、さらに検討を要する事項および必要性を表す有力な指標等について御教示願いたい。

（道路部道路計画第二課）

（回答）

１．さらに検討を要する事項

地方部における道路整備の必要性を考える場合、さらに検討を要する事項として、地域振興方策との関連からみた道路整備の必要性が挙げられる。現在、各地域で地域振興方策と関連した道路整備が行われているが、大量の交通需要を望むことのできない地方部において道路整備効果を十分に引き出すためには、道路を活用した地域振興方策を立てることが必要であり、また地域振興方策を成功させるためにはそれを支援するための道路整備が必要である。こういった観点から、土木研究所では、地域振興方策における道路整備の役割を以下の項目に整理し、これらの項目毎に地域振興方策関連道路の特性分析や地域振興方策にとっての道路の必要性の評価基準の検討を進めているところである。

① 企業誘致の促進

道路整備は物資の輸送を効率化させ、雇用機会の不足に悩んでいる沿道地域の労働力、用地などの資源の活用を可能とし、企業進出を促進させる効果がある。

② 農林水産業の振興

生鮮食料品である水産物の流通促進（市場への時間短縮による鮮度の向上）、農水産物の荷痛み防止、農産物輸送の効率化などに大きな役割を果たしている。

③ 観光業の振興

年々重要な位置づけになっている余暇活動の主要な交通手段は道路である。観光需要が特に多い大都市圏との所要時間の大幅な短縮が図られる高速道路や観光ルー

トの形成、観光圏の拡大により日帰り観光を可能にする地域間の道路整備は、観光客の増加にとって重要な役割を担っている。

④ 生活環境の向上

自動車交通の依存度が高い地方部では、交通渋滞や通過交通量の増加に伴う生活環境の悪化の解消は重要な課題である。また、通勤通学利便性の向上、防災性の向上、医療サービスの向上など道路整備の役割は大きい。

⑤ 地域間交流の促進

橋梁の建設、冬季通行可能道路建設、交通不能区間道路の解消などの道路整備は、これまで交流のなかった、あるいはまれであった住民の生活圏を拡大させる役割を果たしている。

⑥ その他

①から⑥以外にも、大学誘致の促進、沿道の商業活動の活発化、イメージアップ、土地利用の高度化など道路整備の果たす役割は大きい。

2．必要性を表す指標

幹線道路整備については、道路の長期計画において平成12年を想定して、道路密度では市街地3.5km/km²、平地部2.5km/km²、山地部0.55km/km²、また道路網の将来規模は概ね40万kmと想定しており、地方部においても重点的な道路整備が予想される。一方、従来道路整備の効果は主として走行便益を中心とした便益分析手法により計測・評価されきた。しかし、このような評価方法では、交通量の大きな道路に対して大きな整備効果が計測されるため、必ずしも大量の交通需要が見込めない地方部の道路の整備効果を評価するのは困難である。したがって、地方部の特性を踏まえた評価方法が必要となっているが、現状では、地方部における道路の整備効果を体系的に評価するような指標は開発されていない。そこで、土木研究所では、地方部における道路整備の必要性を合理的に評価できる指標の体系化について、シビルミニマムの確保（最低限の生活利便性）および地域の魅力という視点から調査を行っている。

2.1 シビルミニマムの確保

都市的施設が不足している地方部においては、シビルミニマムを確保する必要があると同時に、道路整備により生活圏を拡大し、生活基盤施設への利便性を高めていく必要がある。シビルミニマムの定量的評価としては、各施設までの所要時間、サービス水準の変化、各施設への道路の信頼度などが考えられるが、このうち、各施設までの所要時間をシビルミニマム値として試算を行っている。これは、システム課が行った全国の自治体を対象としたアンケート調査の結果から、各施設への所要時間と住民の問題意識の大きさに着目して、これ以上の所要時間を要しては、施設利用上不便さを感じない人がほとんどいなくなるという水準を設定したものである。この結果、高次医療施設25分、高級品・嗜好品の買物35分、娯楽施設60分、文化施設60分というシビルミニマム値が算定されている。

2.2 地域の魅力

地域の魅力は地域の特性と密接な関連があり、魅力の向上を図るためには道路整備のみならず地域の社会資本が総合的に整備されることが必要である。地域の魅力指標については、建設省技術研究会の共通部門指定課題「地域づくりにおける社会資本整備の役割と地域計画立案方策に関する研究」において、平成元年度から３年度まで調査を進めている。これまでの研究で、魅力の構成要素について魅力の評価が可能となるような「魅力の評価軸」とそれぞれの評価軸に対する具体的な指標としての「評価項目」、さらにこれらと社会資本整備が地域の魅力向上に対して果たす機能との関係が整理されている。

(参考資料)

1) 土木研究所システム課；地方部における道路整備の役割に関する調査，土木研究所資料第２８７４号，１９９０年３月

2) 建設省；地域づくりにおける社会資本整備の役割と地域計画立案方策に関する研究，第４２回建設省技術研究会共通部門指定課題論文集，１９８９年１１月

(システム課、新交通研究室)

道－8 凍結防止剤によるコンクリートの凍害劣化と対策

(質問)

東北地方の高速道路においては橋台・橋脚コンクリートにポップアウト等の凍害が見られるが，これらの原因を路面凍結防止剤散布の影響を含めて御教示願いたい。また，併せてこれらの凍害防止対策についても御教示願いたい。

（日本道路公団仙台建設局仙台工事事務所）

(回答)

1．コンクリートの凍害の発生機構

コンクリートの凍害は，毛細管中の水の凍結時の体積膨張（水が氷に変わる時約10％体積膨張する）に伴う未凍結水の移動圧によって，コンクリート組織に破壊が生じるものである。コンクリート組織に破壊が生じると，その部分に水が浸透して凍結融解が繰り返されて凍害が加速度的に進行し，コンクリート構造物に致命的なダメージを与えるケースもある。

2．凍害の要因

コンクリートの凍害の受けやすさは，①骨材の吸水率，②硫酸ナトリウムによる骨材の安定性試験損失減量，②水セメント比，③空気量等の骨材やコンクリートの配合設計上の内的要因によって異なり，またコンクリートが設置されている場所の環境条件（気象，乾湿の有無，凍結防止剤散布の有無等）の外的要因に大きく左右される。

コンクリートの凍害は，これらの要因が複雑に組み合わされて発生することが知られている。

3．凍結防止剤の影響

路面の凍結防止対策として，塩化ナトリウムや塩化カルシウム等の塩化物系の凍結防止剤が散布されているが，これがコンクリートの凍害に及ぼす影響としては次のこ

とがあげられる。

①塩化物系凍結防止剤は，じくじくと濡れた状態を保つことが多く，乾き難いことからコンクリート中の水分の飽和度を高め，より凍害を引き起こし易い傾向にあるといえる。

②凍結防止剤散布によって，コンクリート表面と内部との温度差が，散布しない場合に比べてより大きく生じて，表面のスケーリング等がおき易くなる。

③凍結防止剤が橋台・橋脚コンクリートに接すると凍害だけでなく，コンクリート中の鉄筋の腐食が懸念される。

道路橋の橋台・橋脚コンクリートの（凍結防止剤による）凍害は，凍結防止剤が直接これらに接することは少ないので，凍結防止剤によることはまだ例が少ないと考えられており，大半は床版面からの漏水によるものであった。とはいえ，前述のような凍結防止剤の影響があることから，直接凍結防止剤が接触する場合には凍害を引き起こしやすくなることも考えられるので注意が必要であろう。漏れの主な原因として，エクスパンションジョイント部の水抜き不良による漏水がある。

4．凍害防止対策

橋台・橋脚コンクリートの凍害防止対策のためには，以下のことに注意したい。

(1) コンクリートの品質

コンクリートの水セメント比，空気量，良質な骨材，良好な施工等に配慮すれば，凍害に対して十分耐久性があるものが得られるものと考えられる。そこで，

①凍害耐久性は，骨材の吸水率や硫酸ナトリウムによる安定性試験の損失減量による影響を受けるといわれているので，これらについては良質な骨材を選定する。

②水セメント比を小さくして，耐凍害性の配合にする。

③コンクリート中の空気量は，耐凍害性に大きな影響を与えるので，化学混和材を用いて適当量の空気量を入れる。その値は4～5％にすると，耐凍害性が著しく改善されことが分かっている。また，空気量のほか，空気泡の間隔も耐凍害性

に影響与えるので，特に耐凍害性が重要な場合は，空気泡間隔係数にも留意する必要がある。

④上記，①～③を考慮して入念な施工を行う。

(2) エクスパンションジョイント部からの漏水防止

凍害は，コンクリート中に水分が許容限界以上に含まれた場合に凍結融解の繰り返しによって生ずる現象なので，水の浸入を阻止すれば防止できるとも言える。

これまでの知見によれば，橋台・橋脚コンクリートの凍害が生じている部分では，ほとんどの場合エクスパンションジョイント部からの漏水が認められ，これが主要な原因となっている。したがって，凍害を防止するためにはこれらからの漏水防止対策を行う必要がある。

(3) 橋台・橋脚コンクリートの防水被覆

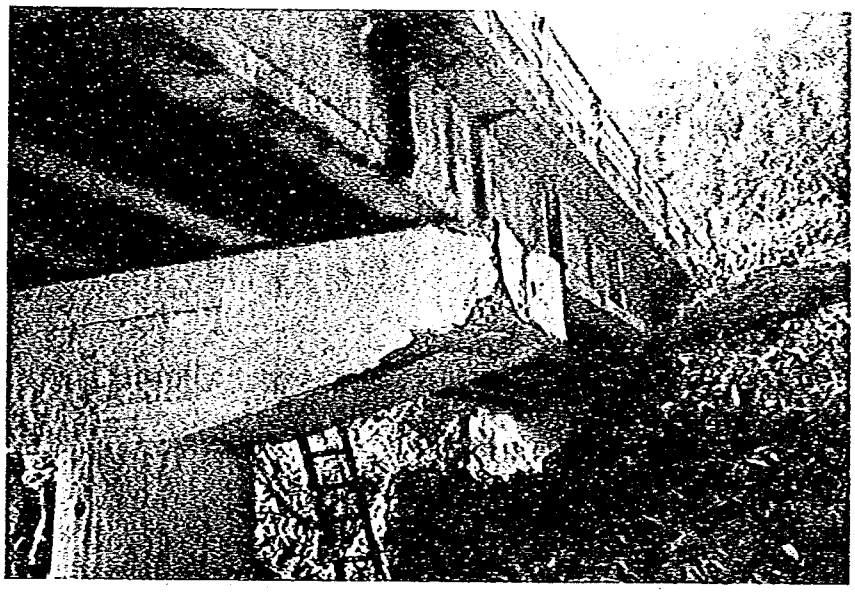
エクスパンションジョイント部からの漏水防止が不可能な場合には，高分子材料等による橋台・橋脚コンクリートの防水被覆を行う。

なお，防水被覆に当たっての留意点は次のとおりである。

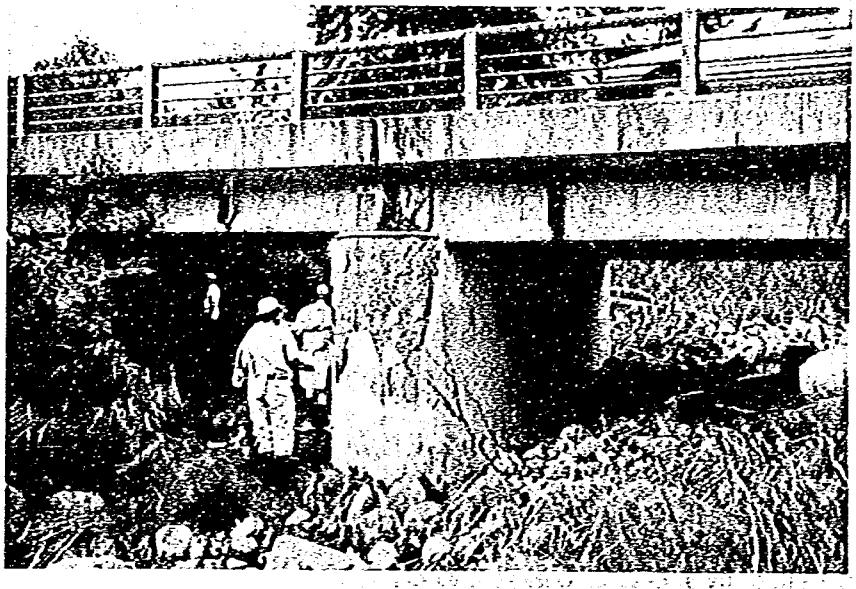
①橋台・橋脚コンクリートの防水被覆を実施する場合は，外側周面ばかりでなく，必ず上面の防水被覆も行うこと（現場で外側周面のみ防水被覆して，上面の防水被覆をしなかったために凍害を生じたケースもある）。

②橋台背面から水や湿気が供給されるような場合には，表面に不適切な材料を用いて被覆を施すと，コンクリート内に水分を閉じ込めることになり，逆に凍害を誘発し易くなることがあるので注意する。

参考までに橋台・橋脚コンクリートの凍害例を写真－1～2に示す。



写真－1　橋脚コンクリート凍害例（その1）



写真－2　橋脚コンクリート凍害例（その2）

（化学研究室）

道－9　　道路管理情報総合システムの確立

（質問）

道路管理者としては的確な道路情報の把握と提供する管理体制の確立が急務であるが、特に情報機器の整備及びソフトの開発にあたり参考となる事例及び留意事項について御教示願いたい。

（道路部交通対策課）

（回答）

情報には時間的な変動のない静的情報と更新を要する動的情報があるが、ここでは動的情報を扱う道路交通情報システムについて述べる。道路交通情報システムの目的は、ドライバーが運転する上で支障となる内容の情報をタイムリーに提供することであり、そのシステム系は収集系、処理系、提供系に分類される。

収集系としては、人手を介することなく事象の発生場所や発生時間が限定できるような収集が望まれる。このためには、連続的に収集可能な機器の開発やドライバーからの情報収集手段の開発が必要である。

処理系としては、事象の発生から情報の提供までのタイムラグを極力抑える自動処理化が望まれる。さらに、今後は単に発生した事象を処理するだけでなく、予測技術の開発が必要となる。

提供系としては、What（事象の内容）、Where（事象の発生した場所）、When（事象の発生した時刻）、Why（事象の発生した原因）、How（事象に対するドライバーの対応）の４Ｗ１Ｈを正確かつ迅速に提供することが重要である。また、重要度の高い情報から優先的に、例えば通行止、通行制限、渋滞という順に提供することも必要である。

道路交通情報システムを運営していく上で、道路管理者としては次に記す

体制が必要である。

①なるべく機械化して省力化を図る。

単純な繰返し作業はできるだけ機械化あるいは業務委託する。また判断を要する作業についても、機械化あるいは業務委託ができるようエキスパートシステムの開発やマニュアル作成のための調査研究を行う必要がある。

②道路管理者間の連携を充実させ、役割を明確にする。

各管理者内で収集された情報は先に述べた情報の重要度に応じて、提供する領域を変化させる必要がある。例えば、軽微な渋滞情報であれば、その情報を収集した工事事務所の管轄内の情報提供機器のみから提供すれば良いが、重要路線の通行止のようなドライバーに与える影響が大きい場合には、その情報を収集した工事事務所から地方建設局、他の工事事務所、他の道路管理者に機械的に連絡し、広範囲にわたる情報提供が必要となる。

③発生している事象と情報内容がモニターできる。

現時点の交通状況、道路状況が容易に把握できるように、管轄の領域で発生している事象と情報機器により提供されている情報内容がモニターできるようなグラフィックパネルの整備が必要である。

首都高速道路公団や日本道路公団では、上述のような情報機器やシステムの管理体制が発達しているので、参考にされたい。

（道路研究室）

道－10　　開発交通量の将来予測法

（質問）

東北地方では多くの地域開発計画が承認され、進展しており、これら各種開発計画に伴う交通需要を的確に予測し、各種開発を支える道路計画を立案する必要がある。このため開発計画に伴う自動車交通と在来の交通の合成予測法に関する以下の点について御教示願いたい。

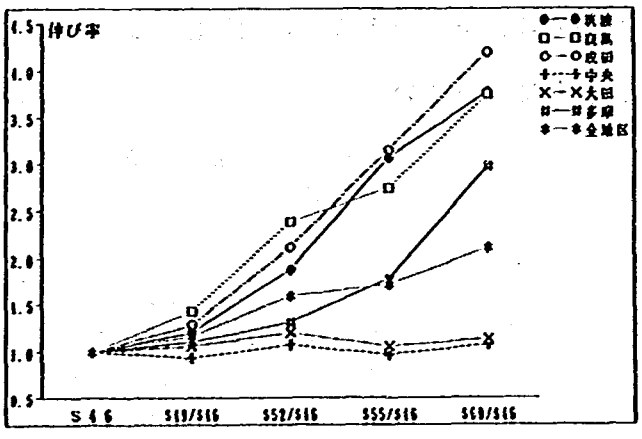
①計画されている開発計画（施設計画）に伴う上乗せ交通量をどの程度の規模から取り込むのが妥当か

②開発施設、観光施設別の発生原単位にはどのようなものがあるか

（道路部道路計画第二課）

（回答）

開発交通量を考慮して将来の交通量を推計しようとする場合、質問にあるようにまず問題になるのがどの程度の規模の開発計画まで考慮すればよいかである。推定された開発交通量を将来の発生集中交通量に単純に上乗せした後に分布交通量を推計する方法をとった場合、推計精度に影響を及ぼすのは開発交通量の総量ではなく、推計年度の発生集中交通量に対する推計年度のゾーン内開発交通量の合計値の比（R）となる。このRの値が開発地域でどの程度の値になるかを昨年度の新交通研究室の調査結果からみたところ、ニュータウン建設や空港、港湾の整備といったかなり大規模な開発が行われた地域（集約Bゾーン）において、開発がない場合の発生集中量の伸びが、全地区（関東地建全域）



図－1　開発地域における年次別全車発生集中量の伸び率

の平均に等しいと仮定した場合、このRの値が100%を越えるケースがあることがわかった。（図－１参照）

さらに以前の検討より、この比の値Rが20%以下程度の時は、将来の分布交通量に与える影響が殆ど無視できるという結果が得られている。[1]従って開発交通量を考慮するべき場合のRの下限値としては20%以上の値に設定することが望ましい。ただし、この値Rを何%まで上げても良いかに関する研究結果は得られていないので、注意を要する。また、新規に開業した高速道路のインターチェンジ周辺のゾーンで発生集中量が大幅に増加する現象がみられるので、このことも考慮しておく必要がある。

次に開発計画から交通量を予測する際、特に精度の高い交通量推計値が与えられている計画を除けば、発生施設別の原単位を用いて推計することになる。発生施設別の原単位については各施設の特性や存在する地域などによりかなり変動要因が多く、現状ではまだ十分なものは存在しないと言っていいが、例えば開発施設では建設省都市局「大規模開発地区関連交通計画検討マニュアル（案）」（平成２年）、観光施設では（社）日本観光協会「観光計画の手法」（昭和51年）、同「観光需要の将来動向予測」（平成元年）、等が参考になる。

参考文献

１）神崎、木下、浦野、山川：将来交通量の推計手法に関する調査報告（その３）、交通工学 Vol.19 No.6 1984

（新交通研究室）

道－11　　新しい交通混雑指標

（質問）

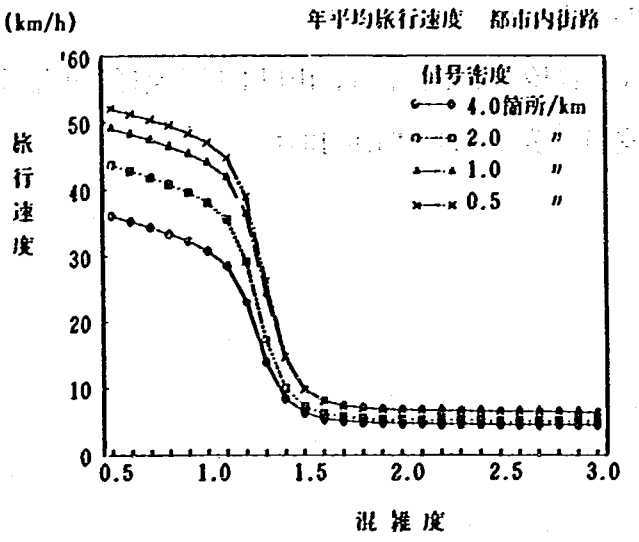
現在、道路の混雑指標については混雑度が広く用いられているが、渋滞の著しい都市部での交通混雑を的確に表すことが可能な指標について御教示願いたい。

（仙台工事事務所）

（回答）

都市部の道路においては、路上駐車や路線バス・タクシーによる車線閉塞、右折車の滞留による直進車の妨害、近接交差点での不適切な信号オフセット等、交通容量の算定に当たって不確定な要素が多く、しかもこれらの要因の大部分は交通量を低下させる方向に働くため、計算される混雑度の値以上に実際には激しい渋滞が発生していることがある。混雑度は交通量とその道路が当然担うべき道路容量の相関関係を表す指標であり、将来の道路網の計画を立案する際の貴重な資料となるが、一般の利用者にとっては分かりにくい指標となっている。一方、実際の渋滞感を最も端的に表す指標として、ピーク時旅行速度や渋滞長があるが、こちらは測定が容易でないことが最大の難点となっている。

新交通研究室では、旅行速度測定の作業を軽減し、より詳細な交通状況を把握することを目的に、車載型の「旅行速度測定装置」[1]を開発済みであるので、旅行速度測定の一助となると思われる。また、混雑度をより実態に近づけるために、センサス区間のボトルネック交差点部で実際に流れている時間交通量を実測あるいは交通量常時観測データから求め、これを交通容量として混雑度を算



図－1　年間平均旅行速度の推計

定することも有効と考えられる。

また、混雑度と旅行速度を結びつける方法として、土研において混雑度、交差点密度等を用いて、一般道路の交差点での渋滞を重視して一日の交通を連続的に考えたシミュレーションを行い、年間の交通量変動を考慮して年間の平均旅行速度を推定する手法を開発[2)]した（図－1参照）。これに前述のような方法で求めた比較的正確な混雑度をあてはめることで、年間の平均旅行速度を混雑指標として用いることも可能である。さらに、この平均旅行速度を用いることで、特定の地点間の平均旅行時間の推移や年間の総旅行時間といった値が算出できる。

参考文献

1）神崎、谷口、河野、中口、川名：旅行速度測定装置に関する調査報告、土木研究所資料第2884号、1989

2）柴田、河野：シミュレーションによる年間平均旅行速度の推定、交通工学 Vol.24 No.6 1989

（新交通研究室）

道－12　　道路交通事故分析手法等

（質問）

道路交通事故分析については、道路交通センサスデータと交通事故データのマッチングを行い進められているところであるが、今後の効果的な交通安全対策の策定のための事故分析手法について御教授願いたい。

（道路部交通対策課）

（回答）

マッチングデータ作成の目的は、主として以下の２点である。

①キロポストを要に、交通事故データに交通センサスデータの様な道路交通データを付加し、道路構造と交通事故の関係分析等より詳しい事故分析を可能にする

②事故発生地点の分布状況を明らかにし、事故多発区間を抽出して重点的に対策の検討を行うべき区間を絞り込む

質問の、「事故分析手法」について述べると、①については、マッチングデータに事故類型等の事故内容、交通センサスデータ、道路構造データ（線形、照明の有無等）を付加し、クロス集計、事故率の算出などの手法を用いて分析を行う。具体的には、個々の分析の目的により、分析手法はその都度検討することになる。

分析事例として、平成２年度直技指定課題の「夜間の交通安全対策」を参考にされたい。

②については、１０年ほど前から各種手法が提案されてきているが、現在土木研究所において、データの制約、現場への適用性などを勘案し、最も実用的な手法を検討中である。

事故多発区間の抽出の後は、事故状況図、道路管理図などによる資料調査および交通挙動などを調べる現地調査を経て有効な安全対策を検討することになる。事故多発区間の抽出に加え、これらの調査を容易にするため、事故多発区間に関する分析資料を付加することが必要と考える。また、車両単独事故多発区間、正面衝突事故多発区間など具体的な事故形態に着目して多発区間を抽出しておけば、対策の検討はより容易になるものと考える。

（交通安全研究室）

道－13　　舗装データバンクシステムの入力データの整備

（質問）

近年、北海道、東北等の積雪寒冷地で凍結被害が報告された例がある。積雪寒冷地の舗装厚さは、凍結深さによって求められる置換え深さによって決まる場合も少なくない。

現在、各機関で凍結深調査を実施しているところもあり、今後の舗装データバンクシステム有効活用の意味からも、凍結深さ、凍結指数を入力データとして整備（登録）できないか、御教示願いたい。

（東北技術事務所）

（回答）

舗装データバンクは、舗装の効率的な維持管理を図るための基礎データとなるようにするため整備されたもので、昭和５８年度から運用が開始された。その後改良が加えられ、現在は各地建の本局コンピュータ（ＡＣＯＳ－６）によるデータ処理、事務所のパソコン（ＰＣ－９８０１）による検索システムの使用が可能である。

入力データは共通情報、管理特性、路面性状、施工補修、舗装構成の５つに分けられ、それぞれがサブのデータベースとしてまとめられて、全体で一つの舗装データバンクを構成している。共通情報以外の項目についてはデータは１００ｍピッチで整備されている。データの入出力項目とシステムの概念図はそれぞれ表－１、表－２、図－１のとおりである。

舗装データバンクのうち現在よく使われているものには維持管理指数（ＭＣＩ）があげられる。これは、路面性状データのうちひび割れ率、わだち掘れ、縦断凹凸量より計算されたもので、各地建において修繕工事を実施するか否かの判断材料として役立っている。

さて、凍結深さ、凍結指数を舗装データバンクの入力データとして整備する場合に必要となるのは、入力データの作成（データ収集、整理）とシステムの改良であ

る。

入力データの収集方法については既存の凍結指数、凍結深さの調査があればそれを用いればよいが、実際にはそのようなデータはあまり整理されていないことが予想される。

凍結指数は気象データであるため、気象庁のアメダスのデータを利用する方法、アスファルト舗装要綱の別表（付録２　凍結指数の最大値一覧表）を利用する方法があり、いずれも最寄りの観測点との標高差の補正を行い現地の凍結指数を求める。観測点の数が不足する場合は実際に気温の観測をする方法も、考えられる。

凍結深さは実測するか、または凍結指数から推定する。

また、新たに観測を行う場合、凍結指数は一冬中気温の観測を行う必要があり、凍結深さもメチレンブルー溶液をいれた透明な管を地中に埋めて定期的に観測して最大値を求めるという手間のかかる作業が必要で、経済的に多くの地点で観測することは、現在の技術では無理がある。

つぎに、システムの改良については各データベースともデータのレコードに空き領域を持っているので、ここに新たな項目のデータを書き込めるようにすればよく、技術的には可能である。新たに登録するデータベースとしてはデータの性質から考えて管理特性データベース（道路特性データベース）がよい。

しかし、データバンクシステムは、各データベースが複雑に関連付けられているため一つのデータベースを見直すと、関連付けも見直さなければならず、かなりの作業を要する。

また、凍結指数、凍結深さのデータが必要となるのは、積雪寒冷地域で主に道路の新設、現道拡幅など舗装の新設の時に舗装厚を求める場合と思われ、必ずしも利用頻度は高くない。したがって、次回の舗装データバンクシステム改良の際に、新たな調査項目として凍結指数、凍結深さを追加するかどうか検討することとしたい。

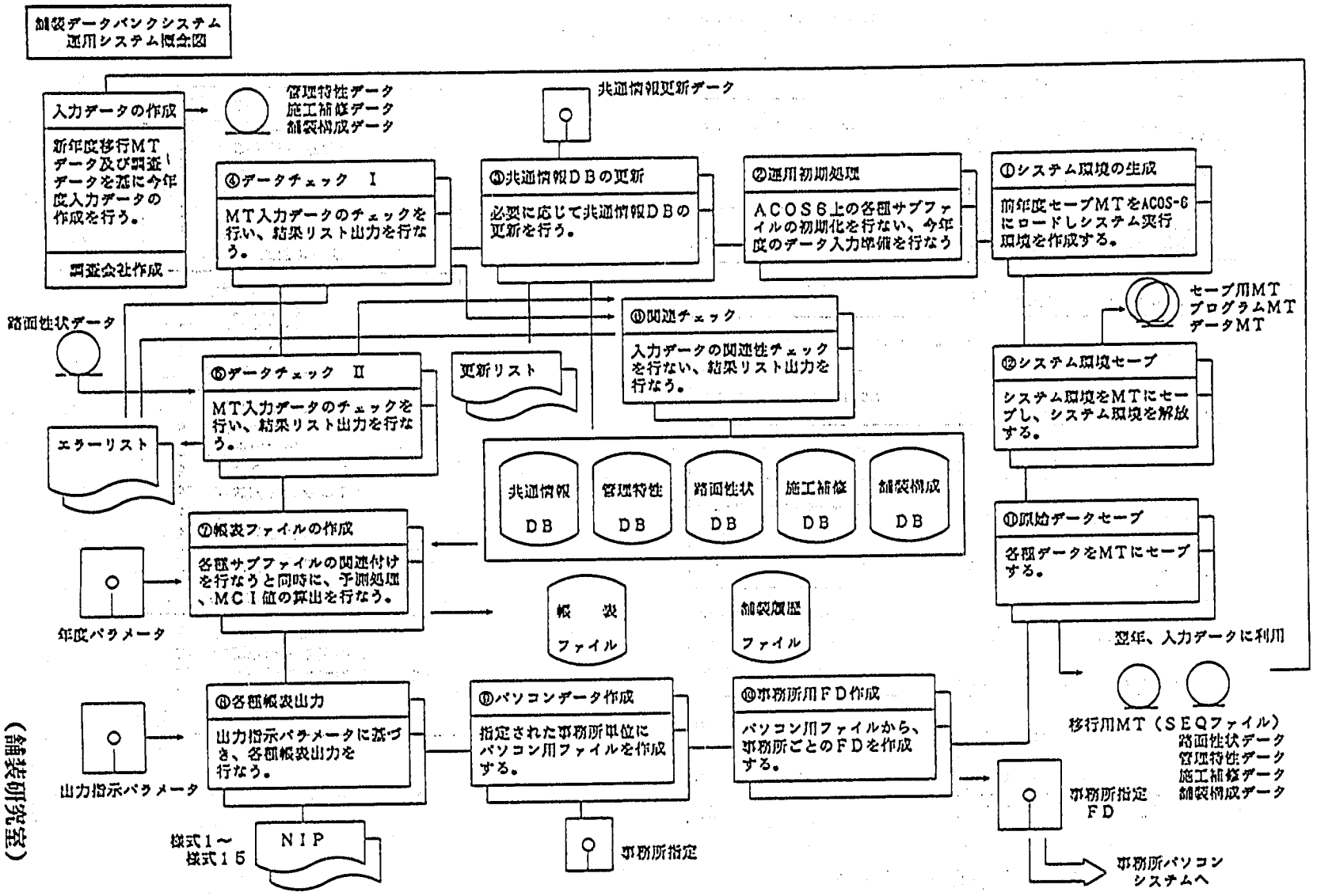
表－1　入力データの種類

I　道路管理データ 1．路線番号 2．管理担当工事事務所・出張所 3．都道府県・市区長村 4．キロポスト間距離
II　道路特性データ 1．車線数 2．大型車交通量による道路区分 3．路床土のＣＢＲ 4．T_A 5．地域区分（その１） 6．地域区分（その２） 7．道路構造物 8．舗設年月 9．交差点の有無
III　路面性状データ 1．ひび割れ率 2．わだち掘れ 3．縦断凹凸量 4．路面種別
IV　施工・補修データ 1．施工方法 2．施工厚 3．施工材料 4．舗装構成 5．路床改良の有無 6．路床土の実測ＣＢＲ 7．実測T_A

表－2　出力様式一覧表

様式NO	帳　表　名	備　　考
様式－1	路面性状データー覧表	路面性状データより測定値、予測値、構造物、最新施工等をリストアップする。
様式－2	供用レベル図	様式－1を図に表す。
様式－3	相対度数分布表	ＭＣＩ、ひびわれ等の相対度数を集計し、リストアップする。
様式－4	相対度数分布図	様式－3を図に表す。
様式－5	維持修繕候補区間リスト	区間長を指定し、ＭＣＩ等の悪い区間、修繕、打換え等を行わなければならない場所をリストアップする。
様式－6	相対度数分布総括表	様式－3を事務所、出張所及び路線別に一括にまとめてリストアップする。
様式－7	相対度数分布総括図	様式－6を図に表す。
様式－8	経年別ＸＸＸ評価表	経年別にＭＣＩ、ひびわれ等の評価（路面性状の良し悪し）をリストアップする。
様式－9	ひび割れ－わだち掘れ集計表	ひびわれ、わだち掘れ（平均）をマトリックス表にする。
様式－10	舗装履歴明細	道路の舗装履歴（工法、年度等）をリストアップする。
様式－11	舗装履歴集計表	事務所、出張所および路線別の維持修繕履歴をアスファルト舗装，コンクリート舗装別にリストアップする。
様式－12	入力原票	道路管理データ、道路特性データ、施工補修データおよび舗装構成データをリストアップする。
様式－13	維持修繕実施箇所表	施工補修データより修繕実施箇所、修繕実施予定箇所修繕予定箇所をリストアップする。
様式－14	舗装維持修繕工法別延長集計表	事務所、出張所及び路線別の実補修（路面種別）、補修（工法別）別延長を年度別にリストアップする。
様式－15	道路特性データ集計表	事務所、出張所及び路線別の地域区分交通量別延長をリストアップする。

図－1


舗装データバンクシステム
運用システム概念図
入力データの作成
新年度移行MTデータ及び調査データを基に今年度入力データの作成を行う。
調査会社作成
管理特性データ
施工補修データ
舗装構成データ
共通情報更新データ
④データチェック Ⅰ
MT入力データのチェックを行い、結果リスト出力を行なう。
③共通情報DBの更新
必要に応じて共通情報DBの更新を行う。
②運用初期処理
ACOS6上の各種サブファイルの初期化を行ない、今年度のデータ入力準備を行なう
①システム環境の生成
前年度セーブMTをACOS-6にロードしシステム実行環境を作成する。
セーブ用MT
プログラムMT
データMT
路面性状データ
⑤関連チェック
入力データの関連性チェックを行ない、結果リスト出力を行なう。
⑫システム環境セーブ
システム環境をMTにセーブし、システム環境を解放する。
⑤データチェック Ⅱ
MT入力データのチェックを行い、結果リスト出力を行なう。
更新リスト
エラーリスト
共通情報 DB
管理特性 DB
路面性状 DB
施工補修 DB
舗装構成 DB
⑪原始データセーブ
各種データをMTにセーブする。
⑦帳表ファイルの作成
各種サブファイルの関連付けを行なうと同時に、予測処理、MCI値の算出を行なう。
年度パラメータ
帳表ファイル
舗装履歴ファイル
翌年、入力データに利用
移行用MT（SEQファイル）
路面性状データ
管理特性データ
施工補修データ
舗装構成データ
⑧各種帳表出力
出力指示パラメータに基づき、各種帳表出力を行なう。
⑨パソコンデータ作成
指定された事務所単位にパソコン用ファイルを作成する。
⑩事務所用FD作成
パソコン用ファイルから、事務所ごとのFDを作成する。
出力指示パラメータ
事務所指定 FD
様式1～様式15
NIP
事務所指定
事務所パソコンシステムへ

道－14　　軟弱な路床上の舗装設計

（質問）

軟弱な路床について置換工法により路床改良を行う場合、交通荷重の影響が及ぶ範囲である１ｍを置換厚としてよいか、また、Ｌ交通の箇所では１ｍの置換を行った場合極端に舗装厚が薄くなることがあるが、舗装合計厚は最低どのくらい確保したらよいか御教示願いたい。

（秋田県土木部）

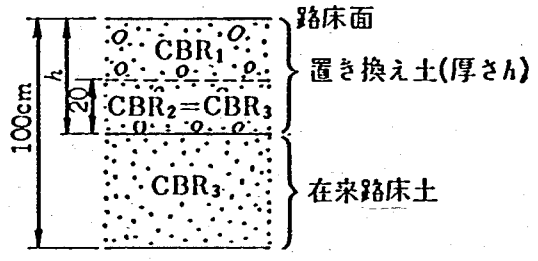
（回答）

現在のアスファルト舗装要綱（昭和63年版）によると、路床部が切土部分等で区間のＣＢＲが２未満の場合にはこれを軟弱な路床として扱い、置換工法または安定処理工法等による路床の改良が必要とされている。ここで路床とは舗装の下約１ｍの土の部分をいっているが、これは荷重の圧縮応力がそれ（路床面より約１ｍ）以下では十分に小さいと考えられるからである。

置換工法を行う場合、その置換層の厚さが不十分であれば改良効果が得られないことがあり、逆に大規模な置換は経済性や施工機械の能力に限界がある。このため、置換層の厚さは通常50～100cm の範囲内で設定する。

置換工法を実施した路床の平均ＣＢＲの計算では、置換した層のうち下から厚さ20cmに相当する部分のＣＢＲは在来路床土のＣＢＲをそのまま採用することとし、次式によって示される。

$$\text{平均CBR} = \left(\frac{(h-20)\ CBR_1^{\frac{1}{3}} + (120-h)\ CBR_3^{\frac{1}{3}}}{100} \right)^3$$



h：置換層の厚さ

CBR_1：置換層のCBR

CBR_2：置換層の下部20cmのCBR

CBR_3：在来路床土のCBR

これは、下が軟弱な路床の場合その一部を良質土で置き換えても締固め効果に限度があること、及び供用後に軟弱な在来路床土が下から混入して置き換えた層の下部が軟弱化する恐れがあることから、遮断層の厚さにほぼ見合う20cmについては強度の評価を在来路床土と同じにしていることによるものである。なお、この置換工法による極端な例として、置換厚を120cm とし、下部20cmを低減層に相当するものとして扱うと、上部100cm のＣＢＲの値をそのまま設計ＣＢＲとすることが考えられる。しかし、軟弱路床では路床と見なす約１ｍの部分より下の影響を避けることはできず、設計ＣＢＲの評価に何らかの形でこれを反映させるという配慮から、要綱では置換層の厚さの上限を100cmとしている。従って、１ｍの置換は施工が可能であれば採用してもよい。

舗装厚の設計は置換後の路床の平均ＣＢＲに基づいて行い、目標とする等値換算厚（T_A）と合計舗装厚（0.8H）及び表層と基層の最小厚さ（Ｌ、Ａ交通では５cm）を満たしていれば、舗装厚が薄くても強度的には問題はない。しかし、実際に施工する場合、表層や路盤の最小の厚さがあるので、Ｌ、Ａ交通では設計ＣＢＲが大きくても一定以上に舗装を薄くすることはできない。要綱では、Ｌ交通の場合、T_A＝11（Ｈ＝23）を一応の限界としている。

（舗装研究室）

道－15　　寒冷地における半たわみ性舗装の適用

（質問）

半たわみ性舗装は、耐流動性、耐油性、明色性に優れているが、寒冷地での実績は少なく摩耗やスケーリング（骨材離脱）に対する抵抗性についての評価はどのようになっているのか。また、寒冷地に適合する配合・設計方法について御教示願いたい。

（日本道路公団仙台建設局仙台工事事務所）

（回答）

半たわみ性舗装とは、開粒度タイプの加熱アスファルト混合物の空隙に特殊セメントを浸透させた半たわみ性混合物を舗装に用いたものである。これは従来のアスファルト舗装と比較して明色性、耐油性、耐流動性に優れ、工場構内、ヤード、街路、トンネルおよびバス停、駐車場などに数多く適用されてきている。

半たわみ性舗装の耐摩耗性および骨材離脱に対する抵抗性については室内におけるスパイクラベリング試験および回転式舗装試験機による試験結果の報告があり、次ページの図-1、図-2にその結果を示す[1]。まず、図-1からは、半たわみ性舗装のスパイクタイヤに対する耐摩耗性は、アスファルト舗装とコンクリート舗装の中間の性質を示しており、アスファルト舗装よりも優れていることがわかる。しかし、図-2をみると、タイヤチェーンによる摩耗に対してはアスファルト舗装よりも劣っているという結果が得られている。ここで、スパイクタイヤによる摩耗とタイヤチェーンによる摩耗を比較すると、スパイクタイヤによる摩耗は舗装の表面を削り取るものであるのに対し、タイヤチェーンによる摩耗はそれに加えてチェーンによって舗装表面がたたきつけられ骨材が離脱するために生じるものである。こうしたことを考え合わせると、これら２つの図から、半たわみ性舗装の骨材離脱に対する抵抗性は、アスファルト舗装よりも劣っているといえる。このため、積雪寒冷地における半たわみ性舗装の適用にあたっては、タイヤチェーンの装着率に留意するとと

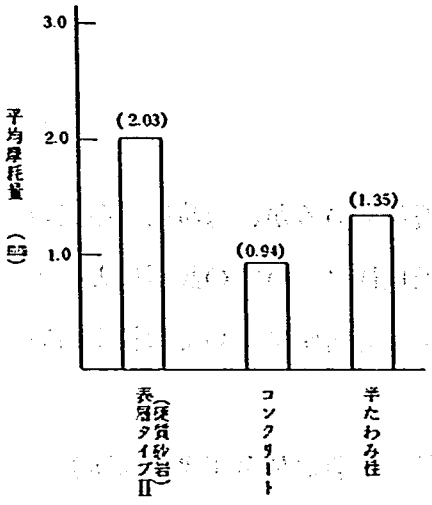


図-1　スパイクラベリング試験における摩耗量

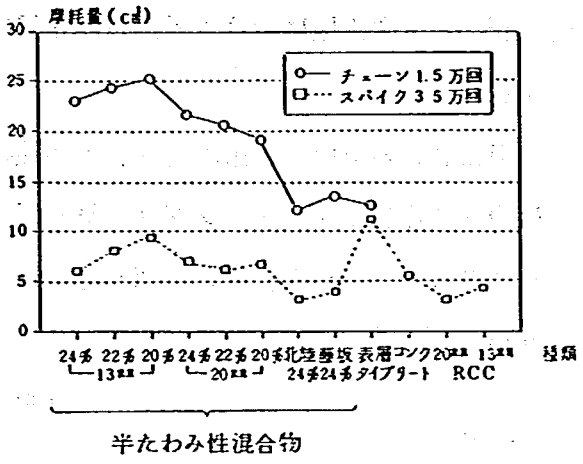


図-2　回転式舗装試験機による摩耗量

もに、骨材の性質および配合などに十分注意しなければならない。

実際に半たわみ性舗装を積雪寒冷地に施工した例としては、新潟県内での半たわみ性舗装の試験施工などが挙げられる[2)]。ここでは、半たわみ性舗装と通常施工しているアスファルト舗装との施工後２年までの追跡調査結果をもとに、半たわみ性舗装の耐摩耗性、耐流動性などについての報告がなされている。この報告では、施工後２年経過した半たわみ性舗装の調査結果からは、通常施工している細粒ギャップアスファルトコンクリート舗装よりもわだち掘れの発生が少なく、冬期の耐摩耗性も良好であったとされている。

また、この試験施工の前に行われた室内試験において、養生期間が長いほど摩耗量が減少する傾向にあるという結果が得られている。このことから、実際の施工にあたっては、スパイクタイヤを装着した車が通るようになる前に十分余裕を持って施工を完了しておいた方が望ましい。

（参考文献）

1）特殊舗装の評価に関する研究報告書、
高速道路調査会、平成元年２月

2）積雪地における半たわみ性舗装の施工例、武江、中村、
第18回日本道路会議論文集、pp.578-579

（舗装研究室）

道－16　　高盛土の場合の凍上抑制層

（質問）

高盛土部分に凍上しにくい材料を使用した場合、凍上抑制層を設置する必要があるか。必要ないと判断する場合は、何メートル位をボーダーラインとすべきか。また逆に、高盛土に凍上しやすい材料を用いた場合、高盛土が何十メートルであっても凍上抑制層を設置する必要であるか御教示願いたい。

（山形県新庄建設事務所）

（回答）

凍上とは、地盤中に霜柱が発生し、それが成長することによって地面が隆起する現象をいい、次の三つの要因が同時に満足されたときに生じる。

① 地盤の土質が細粒で毛細管現象を起こし易いこと。

② 地中水の補給が十分であること。

③ 地盤の温度低下と地盤深さ方向への温度勾配が霜柱発生に都合のよい状態であること。

すなわちこれら三つの要因がすべて満たされなければ凍上は起こらないといえる。高盛土の場合、地下水位が盛土部にまで上昇してくることは現実には考えられず、地中水の補給が十分であるとは言い難い。よって高盛土の場合、通常の盛土材料を用いる限りにおいては②の条件が欠けるので、凍上抑制層の設置は不必要であると考えられる。但し、盛土材料として、粘性土のような材料を用いた場合、凍結深さ内の盛土中に不透水層が形成されている恐れがあるならば、凍上の対策が必要となる。この場合は、高盛土の上の方の盛土材料に、非凍上性に比較的優れている材料を選定することで十分である。

（参考文献）

• 道路排水工指針、昭和４８年、日本道路協会

（舗装研究室）

道－17　　斜面上に位置するフーチング及び橋脚の考え方

（質問）

斜面上の直接基礎において段差を設ける場合、フーチング又は置換えコンクリートのどちらで設計すべきか、また、地形・地質・構造物の重要度によっても異なるが、段差の段数・勾配・規模等一般的に目安となる設計法とその考え方を御教示願いたい。

さらに、橋脚に作用する偏土圧の考え方も併せて御教示願いたい。

（道路部道路工事課）

（回答）

現在、道路橋示方書Ⅳ下部構造編には斜面上の直接基礎の設計法は示されてない。従って、個々の設計において他の基準類を参考にしながら詳細に検討することが必要である。

斜面上の基礎の設計に当たってはその特殊性を考慮し、次のようなことに留意して慎重な検討を行って頂きたい。

（1）山岳部の地盤は平地部に比べて複雑で種類も多く、またその違いが設計に与える影響が大きいため、十分な精度で調査を行って地盤の状況を正確に把握する必要がある[1]。

・基礎位置だけでなく面的広がりを持って地盤構成を把握すること。

・設計地盤面の位置は設計に大きく影響するので、その設定においては十分な検討を行うこと。

・岩盤の持つ異方性・不連続性（割れ目・断層などの有無、方向性等）が支持力に大きく影響を与えるので検討の際に十分配慮すること。

・地すべりや土石流の発生など周辺の災害事例についても調査し、総合的な検討を行うこと。

（2）基礎の設置される地盤の安定性を保つことが不可欠であり[2]、設計段階からそのことを考慮にいれて検討する必要がある。

（3）段切り基礎の場合、段差高さや段差幅・段数等が基礎の安定に与える影響についての検討も必要になってくる。その際、基礎地盤の局所破壊についても十分配慮すること。

斜面上の直接基礎の設計基準としては日本道路公団設計要領第二集があり、現在行われている改訂作業によって段差の方法・段数・段差高さ・段差幅などを考慮した設計法が同要領に盛り込まれるとのことである。参考までに日本道路公団の考え方[3]の概略を以下に述べる。

日本道路公団設計要領第二集での支持力算定式は塑性論に立脚したもので、道路橋示方書IV下部構造編に示されている水平地盤における極限支持力算定法を斜面に適用したものである[4]。段切り基礎の設計においては仮想平坦基礎を考慮した支持力式を用いる（図1）。段差の方法については、置換えコンクリートが本来不良地盤を貧配合コンクリートで置き換えて支持地盤としての機能を持たせることを目的としたものであることから、段差フーチング形式によることを原則とする。

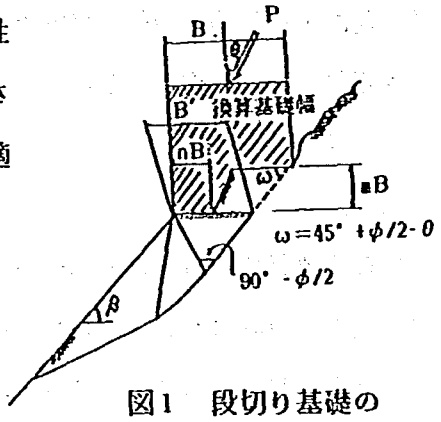


図1　段切り基礎の破壊メカニズム[5]

段差フーチングの安定照査は最下端面を含む仮想基礎底面において行う。一方、置換え基礎は、置換え部とフーチング部とは構造的に分離していると考えてフーチング底面と置換え最下端部でそれぞれ照査する。

また、斜面上の基礎に作用する偏土圧は、斜面が安定していると考え、左右それぞれの土被りに応じて、深礎杭に作用する土圧[3][6]と同様に設計地盤面より上の主働土圧として載荷させるのがよい。ただしこの場合、斜面の安定性に関して別途検討する必要がある。斜面安定に関する基準としては、例えば「道路土工　のり面工・斜面安定工指針」[7]がある。

［参考文献］

1）岡原美知夫・木村嘉富：「斜面上の基礎の設計に関してどのような留意事項がありますか―〔回答〕」土木技術資料，平成２．１

2）石橋　忠・樅山好幸：「斜面上構造物基礎の現状と問題点－日本道路公団の場合－」土と基礎，１９８５．２

3）日本道路公団：「設計要領第二集」昭和５５．４（昭和６１．１０一部改訂）

4）前田良刀：「斜面上の基礎における設計上の留意点－直接基礎を中心にして－」基礎工，１９８７．９

5）毛戸秀幸・前田良刀・日下部治・小畑陽康：「段切り基礎の実用的な支持力評価式について（主として、荷重傾斜の影響）」土木学会第４３回年次学術講演会，昭和６３．１０

6）日本道路協会：「杭基礎設計便覧」昭和６１．１

7）日本道路協会：「道路土工　のり面工・斜面安定工指針」昭和６１．１１

（基礎研究室）

道－18　スノーシェルター基礎の支持層

（質問）

スノーシェルターの基礎の設計において、支持層の選定は道路橋示方書下部構造編[1]に準拠して、砂礫層で大略N値が３０以上、粘性土層で大略N値が２０以上としているのが現状である。しかしながら、スノーシェルターは橋梁に比べて荷重規模も小さいのが一般的であり、道路橋示方書の規定を準用した場合、基礎が大規模となる場合があるため、スノーシェルターの基礎に適合する支持層の選定や、支持力の算出方法について御教示願いたい。

（道路部道路工事課）

（回答）

基礎の役割は、上部構造からの荷重を安全に支持できる地盤に伝えることにより、上部構造の所定の機能を確保することである。このため、道路橋示方書下部構造編（以下「道示」という。）においては基礎の許容支持力として、

① 地盤の極限支持力を所定の安全率で除した値.

② 上部・下部構造の機能と安全性を保持するうえで、下部構造に許容し得る変位量から決まる支持力.

のうち、小さい方の値としている。

上記のような基礎の役割や支持力の考え方は、橋梁基礎に限らず他の構造物の基礎にも共通していると考えられる。ここで、上部構造物の種類により荷重の状態や破壊に対する設計思想が異なる場合には、基礎の設計においても安定に対する安全率や許容し得る変位量が異なり、その結果、同じ地盤に対しても許容支持力の評価や基礎形式が異なるものと考えられる。

ここで、スノーシェルターの基礎についての設計法としては御質問のように確立されたものがないのが現状であり、ここでは、参考として橋梁などの基礎における支持層および支持力の考え方を以下に示す。なお、基礎形式としては、直接基礎と杭基礎とした。

直接基礎は、上部構造からの荷重をフーチングにより直接支持層に伝える基礎であり、基礎の安定は支持層の性質に影響される。このため、支持層としては、十分な強度を有するとともに、圧密の恐れのない良好な地盤が求められる。

道示では良好な支持層の目安値として“砂層、砂礫層で大略N値が３０以上、粘性土層で大略N値が２０以上”を示し、これらの層の支持力としては、地盤の内部摩擦角と粘着力より算定できる極限支持力の算定式を与えている。さらに、基礎の過大な沈下を避けるために、常時における最大地盤反力度の上限値も示している。

一方、道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針[2]においては、砂層ではN値が２０程度以上であれば支持層と考えてよく、N＜２０の場合には土質調査結果などを総合的に検討し、支持力を決定することとしている。ただし、N値が１５以下の砂質地盤は支持層として望ましくない。また、粘性土ではN値が１０～１５程度以上の地盤を支持層と考えてよいとしている。

次に、杭基礎における考え方を示す。

杭基礎の抵抗要素としては、先端支持力と周面摩擦力があるが、これらの支持特性には相違がある。一般に、先端支持力は杭先端が地盤へくいこむとともに徐々に増大するのに対し、周面摩擦力は比較的小さい変位でピークに達する。また、周面摩擦力は、地震時特性、長期抵抗特性に不明な点が残されている。このため、杭の支持力のうち、先端支持力に依存する度合いによって基礎としての信頼性に差が生じるため、杭先端が良好な支持層に根入れされているかどうかにより支持杭と摩擦杭として区別し、支持力の安全率に差を持たせている。良好な支持層の目安については、前述した直接基礎の支持層と同じである。

ただし、摩擦杭であっても長期沈下の影響が少ない場合など、支持杭と同等の安全性を有する杭については支持杭の安全率を適用している。

以上紹介したように、基礎の支持層や支持力は上部構造物の種類に応じて、地盤の極限支持力に対する安全性や沈下特性などを考慮して定められている。ここで、道示では上部構造物として橋梁を対象としているため、基礎に作用する荷重規模は

大きく、これに対して支持層を設定している。一方、一般的なスノーシェルターにおいては上部構造物は比較的軽量であり、基礎に作用する荷重も小さい。このため、支持層の選定にあたっては、必ずしも道示に準じて行う必要はなく、荷重規模や地盤の沈下特性などを考慮して支持層および支持力を設定されたい。

（参考文献）

1）道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編：日本道路協会、1990.

2）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、1987.

（基礎研究室）

道－19　道路標識の基礎の設計手法

（質問）

道路標識の基礎は「道路標識設置基準」に基づき、一般に平面形状が正方形で地盤に十分根入れされたものが使用されており、安定計算は基本的にケーソン基礎の設計に基づいて行っている。しかしながら、現場の制約条件により根入れの浅い基礎となる場合があり、このような場合には直接基礎として設計すべきと考えるが、どのようにして設計手法を区分すべきか御教示願いたい。

（山形工事事務所）

（回答）

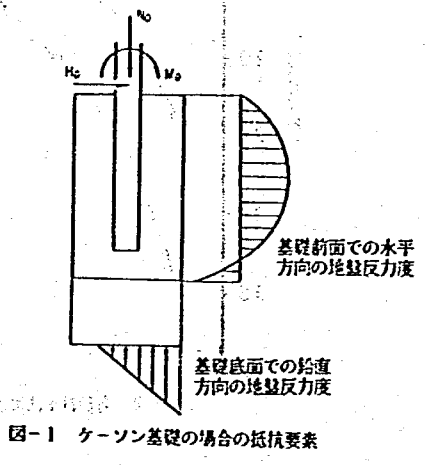
道路標識の基礎の設計は、昭和50年の道路局企画課長通達「道路付属物の基礎について」により行われており、基礎天端での作用力及び基礎幅に応じて表－1に示すように必要な根入れ長さが求められている。表－1に示す値は基本的には道路橋示方書IV下部構造編のケーソン基礎の設計に基づいて算出されたものであり、作用力に対する抵抗要素として、図－1に示す通り基礎前面での水平方向の地盤反力及び基礎底面での鉛直方向の地盤反力を考慮したものである。しかしながら、地下埋設物の影響などの理由で基礎幅または根入れ長さを表－1の範囲で求めることが困難な場合については、道路橋の基礎の設計手法に準拠して設計することとされている。例えば、根入れ長さが短い場合については基礎前面での水平方向の地盤反力

表－1　基礎天端での作用力に応じた基礎の寸法

M(t・m) \ H(t)	0.02	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.0	1.2	1.4
0.05	40												
0.10	60	60											
0.15	60	60	90										
0.20	90	90	90	90									
0.30		90	90	120	120								
0.40			120	120	120								
0.50			120	120	120	150							
0.60			120	120	150	150	150						
0.80				150	150	150	150	180					
1.0				150	150	180	180	180	180				
1.2					120	120	120	150	150	150			
1.4					150	150	150	150	150	150			
1.6						150	150	150	150	150	180		
1.8						150	150	150	150	180	180		
2.0						150	150	180	180	180	180	180	
2.4							180	180	180	180	180	210	210
2.8							180	180	180	210	210	210	210
3.2								210	210	210	210	210	210
3.6								210	210	210	210	210	240
4.0									210	210	210	240	240
4.5										240	240	240	240
5.0										240	240	240	240
6.0											240	270	270
7.0											270	270	270
8.0												270	270

基礎幅50cmに対する根入れ長さ

基礎幅90cmに対する根入れ長さ



図－1　ケーソン基礎の場合の抵抗要素

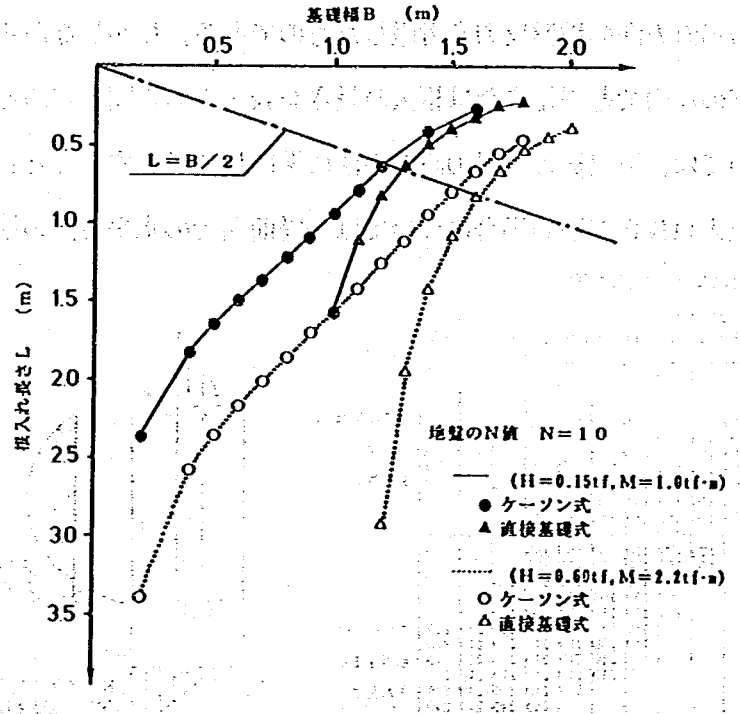
を期待すべきかどうかの判断が求められ、期待できない場合には直接基礎として安定計算を行うことになる。道路標識の基礎の直接基礎及びケーソン基礎としての安定計算手法に関しては参考文献1)に詳述されているので参考とされたい。

道路橋示方書IV下部構造編[2]では、直接基礎及びケーソン基礎は基礎の根入れ長さと基礎幅の比に応じて表－2のように区分され、直接基礎の安定計算においては根入れが浅いため一般に基礎前面での水平方向の地盤反力を期待せず、支持・転倒・滑動に対して基礎底面での地盤反力のみで抵抗するものと設計上考えている。

表－2　直接基礎とケーソン基礎の区分

基礎形式 ＼ D_f/B	0	$\frac{1}{2}$	1
直接基礎		←	
ケーソン基礎		→	

ここに，D_f：有効根入れ深さ（m）
B　：基礎短辺幅（m）



図－2　各設計手法による基礎幅と必要根入れ長さの関係

参考文献1)に示されている直接基礎及びケーソン基礎としての設計手法により計算した場合の基礎幅と必要根入れ長さとの関係を試算したのが図－２である。根入れ長さと基礎幅の比が小さい場合には基礎底面における地盤反力による抵抗モーメントが卓越するため、基礎前面における地盤反力による抵抗モーメントを無視しても必要根入れ長さを過大に評価することはないことがわかる。逆に、根入れ長さと基礎幅の比が大きい場合には、基礎前面における地盤反力による抵抗モーメントを無視すると必要根入れ長さを過大に評価することになる。基礎底面及び基礎前面での抵抗モーメントの分担割合は、鉛直及び水平方向の地盤反力係数の比率や基礎形状により異なるものであり、また、基礎前面での水平方向の地盤反力を期待するかしないかの判断は基礎周辺における施工実態や長期にわたり周辺地盤が安定して存在するか等も勘案して行うものであるが、表－２の区分を目安として設計手法を選択しても、道路標識の基礎の必要根入れ長さを過大あるいは過小に評価することはないと思われる。

なお、道路橋では一般に地震時慣性力が支配的な荷重であるため橋軸及び橋軸直角方向の両者に対して安定計算が行われ、基礎の区分は基礎の短辺幅で行っているが、道路標識の安定計算においては風荷重が支配的な荷重であるため、一般に安定計算は風荷重の作用方向に行えば十分であると考えられる。したがって、表－２の適用にあたっては基礎前面の水平方向の地盤反力を期待する側の基礎幅とすればよい。

（参考文献）

1）ポール基礎の安定計算法：土木研究所資料第1035号、昭和50年7月

2）道路橋示方書IV下部構造編：日本道路協会、1990

（基礎研究室）

道－20　　免震設計の道路橋への適用

（質問）

現在土木研究所では平成元年度から「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」を実施しており、また、全国で7橋の免震橋の建設が計画されていると聞いている。今後、これらの実績を踏まえて免震橋の設計が増加するものと思われるが、免震橋の設計の理論と適用について、1)免震橋設計の基礎理論、2)免震橋に適した支承、伸縮継手の構造、3)免震橋の適用橋種、の3点について御教示願いたい。

（秋田県土木部）

（回答）

1）免震設計とは、何らかの装置または機構を用いて構造物の地震応答を低減しようという設計法の総称である。免震設計の基本的な考え方は、以下の3点である。

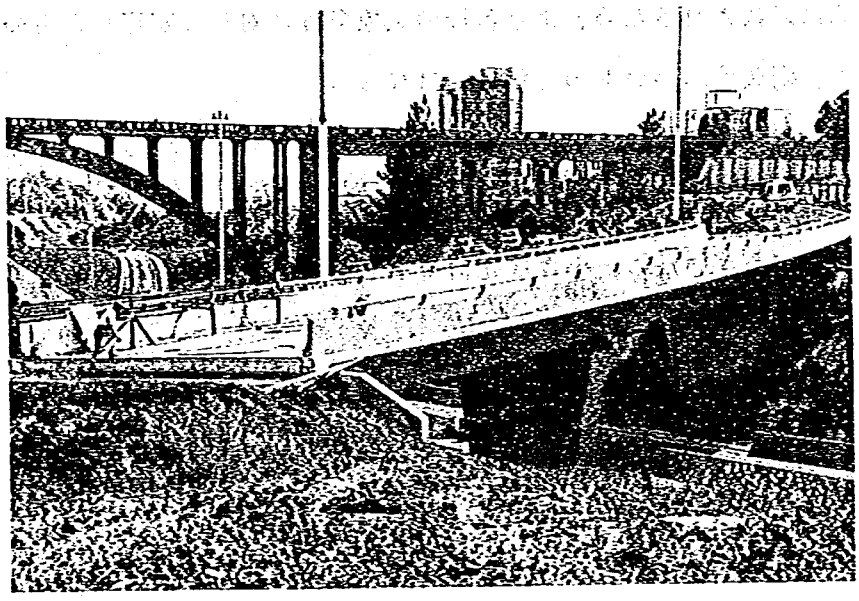
① 地震力がある一定以上になると固有周期を長くし、地震力を低減するために、構造物を柔らかく支持する（構造物を柔らかく支持する装置をアイソレータと呼ぶ）

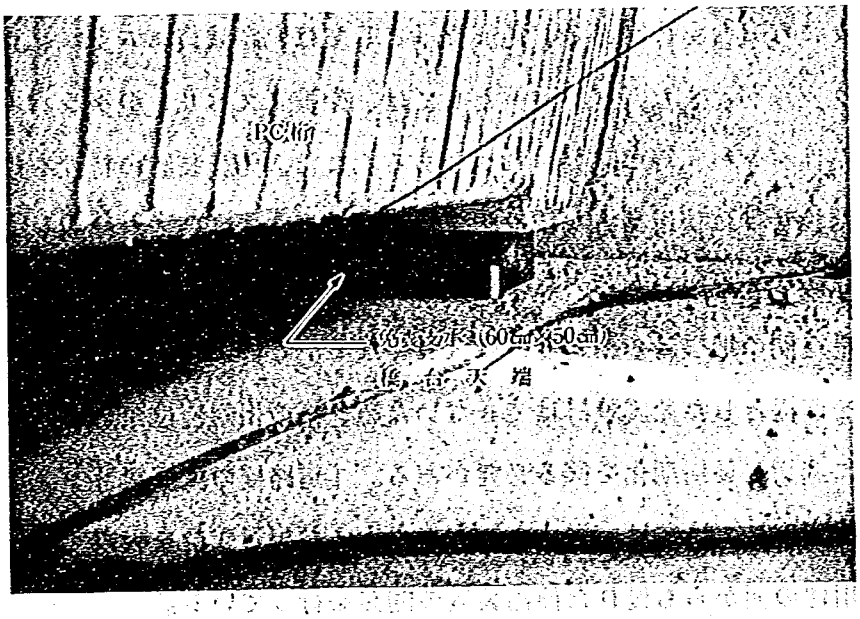
② 単に、構造物の長周期化しただけではアイソレータに生じる変位が過大になることがあるため、エネルギー吸収装置を併用して使用上問題とならないレベルにまで変位を低減する（エネルギー吸収を図る装置をダンパーと呼ぶ）

③ 風や制動荷重のように常時作用する荷重により構造物が有害な振動を生じないよう抵抗力をもたせるために、ある一定以上の地震力が作用する以前にはアイソレータもしくはダンパーに十分な剛性をもたせておく

要するに、長大橋では固有周期がもともと長いため、これを利用して地震力を低減した設計が採用できるが、一般橋クラスの橋であっても免震設計を用いることにより長大橋なみに固有周期を長くして（同時に、減衰性能も上げ）、地震力を小さくしようというものである。免震橋梁の一例を写真－1に示す。

2）免震設計は、建築分野では一足先に実用化を迎えている。したがって、現状では建築用の免震支承の開発が盛んであるが、これと比較すると、橋梁用の免震装置





写真－1　免震橋梁の一例及び免震支承の設置例（ニュージーランド）

としては、以下の特性を有するものである必要がある。

① 支承の設置スペースが狭いため、免震装置はコンパクトなものでなければならない。

② 外部に暴露されるため、より各種の気象条件に対して安定したものであると同時に、耐久性も高いものでなければならない。

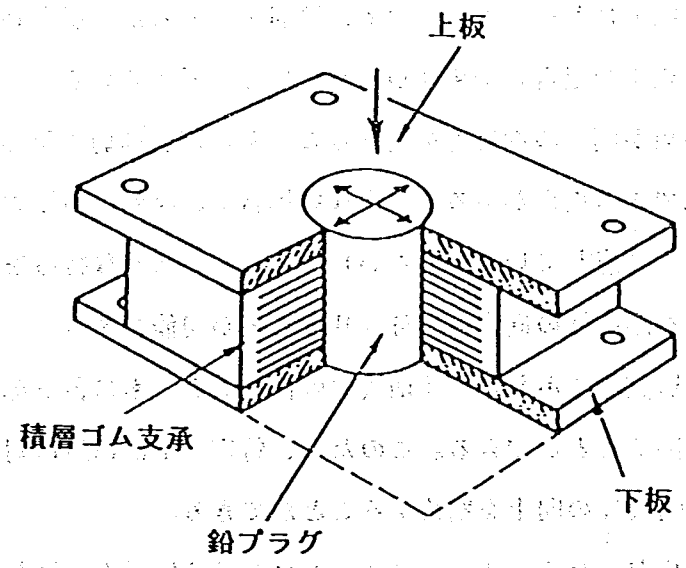
③ 設置位置によっては、ドライバーから見えるため、形状もスッキリしたものでなければならない。

④ 死荷重が小さいため、小さな死荷重下でも長周期化が図れるものでなければならない。

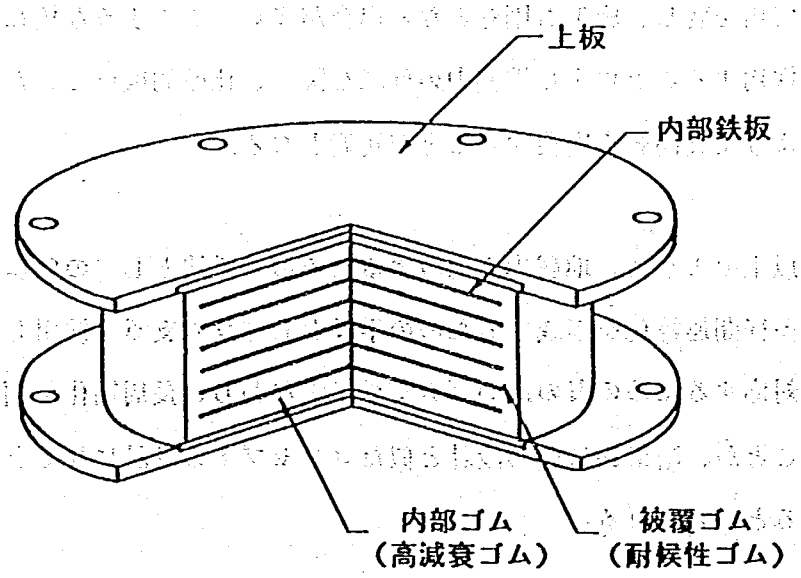
⑤ かりに予期しない大地震が生じたとしても、大ひずみ下における耐力が保証されるとともに、ストッパー（落橋防止装置）との組合せがよいものでなければならない。

「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」では、免震機能と同時に耐久性にも優れ、価格的にも低廉な橋梁用の新しい免震装置を開発している（図－1参照）。免震装置には、アイソレータとダンパーが一体となったもの（免震支承）と両者が別々になったものがある。免震支承としては、高減衰ゴム支承、ローラー支承、リンク支承が、また、ダンパーとしては、摩擦（スベリ）型ダンパー、鋼製ダンパー、粘性ダンパー等が開発されつつある。また、免震装置の特性を規定したり、将来の出荷検査等に使用可能な統一的な実証試験方法についても検討している。

また、免震設計を用いることにより地震力（慣性力）は小さくできるが、上部構造と下部構造間の地震時の相対変位は大きくなる。このため、無理な伸縮継手の伸縮可能量を前提とした免震設計はできないため、桁の相対変位があまり大きくならないように適切な長周期化を図る必要がある。「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」においては、従来よりも多少大きな相対変位を吸収可能で、かつ、常時の使用性の面からも優れた伸縮装置の開発を行っている。



(1)鉛プラグ入り積層ゴム支承



(2) 高減衰ゴム支承

図－1　免震支承の一例

3）免震設計の適用性が優れた橋については、上述の「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」においても現在すでに検討中であるが、現在わかっている範囲では、おおよそ以下の場合に適用性が優れていると考えられる。

① 同一条件の橋が同一の地震力を受けるのであれば、適切に免震設計すれば、地震力が低減できる場合がある（できない場合や、反対に地震力が大きくなる場合もあるので注意していただきたい）ので、このような特徴をうまく生かして、免震効果を耐震性の向上に寄与させることが可能である。

② ゴム系の免震支承であれば、「地震力の低減」とともに各下部構造に「地震力の分散」を図ることができる。このため、特定の下部構造に対する地震力の集中を防ぎ、耐震性の向上を期待することができる。

③ 多径間連続化が図れるため、ジョイントにおける振動を軽減し、また、維持管理を少なくすることができる。

④ 耐震設計法が十分整備されていない頃に架設された橋梁など、耐震性が相対的に低い既設橋梁の下部構造や基礎構造に対する耐震補強には、一般に多額の対策費用を要し、施工も困難となる場合が多い。このような橋に対して免震設計を採用することにより地震力の低減を図り、比較的廉価で、かつ、容易な施工により耐震補強を実現することが可能となる。

なお、以上のように、地震力を低減するための一手法としての免震設計ではなく、今後は、多径間連続化を達成するための手段としてゴム支承を採用し、この際、温度変化に対応するための背の高いゴム支承（すなわち、長周期化が図れるゴム支承）を用いることが、結果的に免震設計と似たコンセプトの設計になるといった事例も増えてくると考えられる。

［参考文献］

1)(財)国土技術開発センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案),平成元年３月

2)建設省土木研究所：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書,平成２年３月

3)川島一彦：免震設計技術の発展と今後の展望（研究展望）、土木学会論文集、第398号／Ⅰ-10、昭和63年10月

（耐震研究室）

東北地建における一日土研資料

土木研究所資料第 2916 号
平 成 2 ・ 11 (1990)

企 画 部　企 画 課

キーワード：一　日　土　研

要　旨

東北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。

郵便はがき

41円切手をはって下さい

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

土木研究所資料第2916号
（平成２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