

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2255号

土木研究所資料

九州地建における一日土研資料

昭和60年11月6日(水)～11月7日(木)

建設省土木研究所

Copyright © (1985) Fiscal year dy P.W.R.I

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

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

土木研究所資料

第2255号1985年11月

九州地建における一日土研資料

企画部企画課

要旨

九州地方建設局管内の現場技術者からの技術的問題点に関する質問に対して回答をまとめたものである。

キーワード：一日土研

1. 共 通 部 門 (目次)

共 - 1	土木用コンクリートの耐久性に関する今後の動向及び劣化の評価度の検討について…	1
共 - 2	ジオテキスタイルの活用と今後の方向について……………	6
共 - 3	低振動・低騒音杭打工法の選定手法について……………	14
共 - 4	杭の極限支持力算定について……………	20
共 - 5	ボックスカルバートの杭基礎について……………	21
共 - 6	PHC杭の許容応力について……………	24
共 - 7	土木構造物の設計における許容せん断応力について……………	25
共 - 8	コンクリートのアクリル酸が魚介類に及ぼす影響について……………	29
共 - 9	高深度における地下水の流動測定法について……………	31
共 - 10	高い透水性土壌での地下浸透法による水質浄化実験について……………	32
共 - 11	地下水の影響調査方法について……………	37
共 - 12	石炭採炭跡(古洞)の調査と対策について……………	37
共 - 13	建設振動の簡易予測について……………	42
共 - 14	ブロック積擁壁の安定計算について……………	43
共 - 15	耐震設計での土質による土質定数の低減について……………	45

共一 1 土木用コンクリートの耐久性に関する今後の動向及び劣化の評価度の検討について

(質問)

最近コンクリート構造物の早期劣化の問題が話題となっておりますが、(1)コンクリートの塩害と、(2)アルカリ骨材反応についての概念と今後の検討の動向及びコンクリートの劣化状況の調査方法・評価方法、判定基準について教示願います。

(九州技術事務所)

(回答)

問題が非常に大きいので次のような範囲に焦点を合わせて、研究の現状あるいは最近の技術の動向を述べることにする。

1. 塩害の実態と対策
2. アルカリ骨材反応の実態と対策
3. 劣化度の調査方法と判断基準

1. 塩害の実態と対策

塩害の原因として考えられるものは大別して次のような2種類のものがある。

① 外部から侵入して来る塩分によるもの

海水、潮風の影響、塩分カルシウム散布等による。

② 材料に含まれる塩分によるもの

海砂、混和剤、練混ぜ水等に含有される塩分による。

建設省管内で発生している塩害は、①の海水、潮風の影響によるものが主であると考えている。

昭和57年度には、関係管内の海岸から500m以内にあるコンクリート橋920橋を調査したが、図一1¹⁾に示すように東北、北陸の海岸線から200m位の範囲に被害が集中していた。また、海砂をかなり以前から使用していたと思われる九州、瀬戸内地方では塩害の発生は比較的少ないことも明らかになった。

これらの調査結果を基に、昭和58年度には次のような骨子の道路橋の塩害対策暫定指針が作られている²⁾。

“海上、海岸線近くに作られるコンクリート橋は、地域、環境の特性や海岸からの距離に応じて、

- (1) 水やセメント比を50% (下部構では55%) 以下とする。
- (2) 十分なかぶり厚さをとる。
- (3) かぶり厚さが必要なだけ確保出来ないものに対しては、塗装鉄筋を用いるかコンクリート表面に防食塗装を行なう。”

その後マスコミや専門誌等を通じて、未洗浄の海砂の使用により塩害が生じコンクリート構造物が劣化しているということが大きく報道されたため、さらに調査の範囲を内陸部まで広げ、対象構造物も橋以外に水門や護岸等も含めた大々規模な調査を行なった。

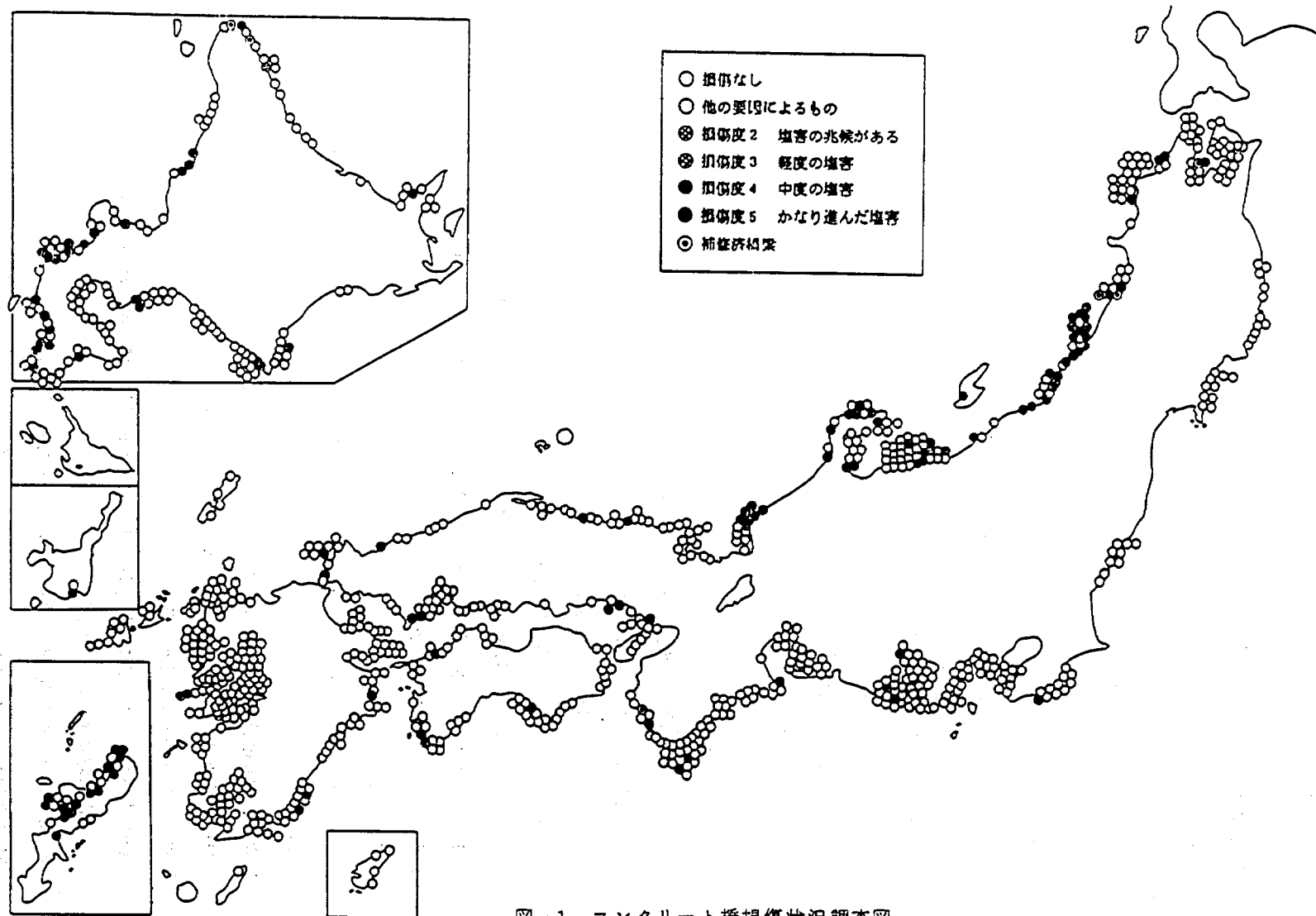


図-1 コンクリート橋損傷状況調査図

結果についてはまだ未発表であるが損傷の型態としては、ひびわれ、鉄筋部分のコンクリートはくり等が多く、その原因はかぶり厚の不足による鉄筋の腐食、温度ひびわれ、乾燥収縮等によるものが主で、塩害と思われるものは海岸の近くのかぶりの小さい構造物だけにしか発生していない。

海砂を使用しても塩分量が少なかったから被害が発生していないのか、あるいは塩分そのものは一般に考えられているほど害がないのか、現在、コンクリートコアを採取して調査を行なっているところであるが、海砂使用コンクリートの塩分含有量は現行の海砂の塩分規制値をかなり上回っているものもある。しかしながら、十分にかぶりがとれている部分の鉄筋はほとんど腐食していないようである。

鉄筋の腐食と塩分量の関係を知るためには、さらに多量の塩分を含有しているコンクリートの調査を行なう必要もあるので、海岸近くの塩害橋の解体調査も行なっている。

現行の規準では塩分は海砂だけが規制されているが、実際には混和剤からも水からも、そして最近明らかになったことではセメントからも入って来る。したがって建設省としては今後は塩分量はコンクリート中の総塩分量で規制しようと考えている。

塩分の測定方法については現行のモール法では時間がかかりすぎるうえにアルカリ性の強いコンクリート中では測定出来ないので、簡易でかつコンクリート中でも測定可能な方法を建設技術評価制度にかけて民間活力を利用して開発中である。年内には数分の測定時間で実用的な測定精度が得られる機器が開発されるものと期待されている。

2. アルカリ骨材反応の実態と対策

アルカリ骨材反応については現在土木研究所で次のような研究を行なっている。

- 1) 被害の実体と有害骨材の分布の調査
- 2) 標準試験および簡易試験法の確立
- 3) 反応性骨材の無害化技術の開発
- 4) 被害構造物の補修技術の開発

1) については58年度、59年度に実施した構造物の状況調査で、疑わしいひびわれを生じているものの中から代表的なものを22ヶ所選んで詳細調査を行なっている。アルカリ骨材反応の疑いのある被害は関西地域だけでなく、東北・北陸・中国・四国など広い地域で発生しているようである。

2) についてはASTMモルタルバー法、化学法等をベースに、それらの方法を使い易く改善したものを規準とすることを検討している。

モルタルバーを用いた試験ではJIS型枠を用い、養生温度を40℃、セメントのアルカリ量は1.2%、判定は6ヶ月で膨張量が0.1%以下(3ヶ月で0.05%以下でもよい)とすることを考えている。化学法は最新の測定機器を用いて試験法の簡易化をするようにしている。現在は規格の原案も出来、技術事務所に習熟試験を依頼しているところである。

3) 反応抑制方法については次のような各種の方法がある。

- ① 低アルカリのセメントを使用する。
- ② コンクリート中の総アルカリ量を低くする。
- ③ 高炉スラグを混合する。
- ④ フライアッシュを混合する。
- ⑤ 構造物を常に乾燥状態にしておく。

①についてはアルカリ量が0.6%以下のセメントであれば反応性骨材を用いても反応しないと言われているが、現在我が国には低アルカリセメントの規格が無いので、JIS規格作成委員会等を通じて新規規格の検討を行なっているところである。

②③④については反応が抑制されるアルカリ量やスラグの量等を確認するための実験を鉄鋼スラグ協会、土木研究センター等と共同研究で実施中である。

⑤については、土木構造物は風雨に曝される場所に作られるので実際には実現困難であるが、塗装等を行なうことによって反応が抑制出来るのかどうかについての研究を通じて実用出来る方法を見出していくことにしている。

4) 補修技術は、劣化状況の診断技術、反応の抑制技術、補修技術と解決しなければならない点が非常に多い。

反応によってひびわれの生じた構造物をかかえている現場では、構造物の耐力等が低下していないかどうかということが最も気になることである。土木研究所では、被害構造物(橋脚)の1/3モデルを反応性材料を用いて作り、実際にひびわれを発生させて、耐力の測定等を行なっている³⁾。鉄筋コンクリート構造物の場合には、多少のひびわれが発生した程度の構造物では耐荷力が低下することはないことが確認されている。ただし構造物には無筋のもの、PC構造物等様々なものがあるので、現在のところ研究所内に劣化構造物を短期間に作る施設を作って各種の劣化構造物の耐力、補強効果を調べるよう計画を進めているところである。

反応によってひびわれの生じた構造物でも、耐力の低下がなければ、反応を進行させないような処置をとればよいことになる。この方法も決め手となる方法がまだわかっていないが、この現場にはコンクリート表面を濡らさないようにすること、試験的に各種の塗装を行なってみること、劣化の進行状況を観測することなどを勧めている。

3. 構造物の劣化度の調査方法と判断基準

劣化度の調査方法についてはかなり多くの方法が提案されている。ただし、定量的な劣化度の判断基準となると、現在のところほとんど出来ていないということが偽らざる現状である。したがって、ここでは調査方法とそれによって何がわかるか、判断にどの程度役に立ちそうかということを紹介することに留める。

1) 目視調査

構造物に生じているひびわれ(形状、幅)、コンクリート剝離、変形等の量や位置を目視すれ

ばコンクリート工学に多少精通した者であれば、原因、被害の程度などがかなり明確にわかる。詳細には文献⁴⁾を参照されたい。土木研究所では数次にわたるコンクリート構造物のアンケート調査を行なっているが、その際には損傷部分の写真を付けてもらっている。これは写真によって損傷原因と、およその被害程度を分析するためである。

目視調査の最大の欠点は外見的な変化となって現れない被害はわからないことで、例えば、コンクリート中に塩分が蓄積しても、コンクリートにひびわれ等が発生しないと、そのことがわからないということである。

また、原因が異なっても損傷形態が似ているために区別が付きにくい場合もある。例えばアルカリ骨材反応と乾燥収縮のひびわれの形状、塩害と中性化によるコンクリート剝離の形状などである。

2) コア抜き取りによる調査

構造物から抜き取ったコアを用いて、コンクリート強度、配合（分析精度は低い）、塩分含有量、中性化深さ、海砂の使用の有無、鉄筋の腐食状況（鉄筋ごと切り取った場合）、比重、吸水率等の試験が行なえる。また、アルカリ骨材反応等の調査を行なう場合にはコアがあれば、骨材の岩石（鉱物）名、骨材の反応性、コアの膨張性等の調査を行なうこともできる。

3) 弾性波、超音波伝搬速度

コンクリートが劣化したり、ひびわれが入ったりするとコンクリートを通じて伝わる弾性波や超音波速度が低下する。この性質を利用してコンクリートの劣化度やひびわれの深さ等を測定するものである。精度等に問題があり、実用化に当ってはかなり研究を要する。

4) 自然電極電位測定

コンクリート中の鋼材とコンクリートの表面との電位差を図-2⁵⁾のような方法で測定すると、鉄筋が腐食している場合には異状に低い電位（ $-200 \sim -300\text{mV}$ ）あるいは電位分布の変化が生じる。これによってコンクリート内部の鉄筋が腐食しているかどうかを非破壊で判断することができる。

5) かぶり厚さの非破壊検査

コンクリート表面から電磁波を与えると、コンクリート内部に鋼材があれば、磁力に変化を生ずる。これによって鉄筋の太さやかぶりの大きさを非破壊で測定することができる。民間活力を利用して精度の良い測定器を開発させるために、建設技術評価制度を利用して研究を実施中である。将来はかぶり厚さ、塩分含有量、中性化深さ等を組合わせて、塩害構造物の劣化度や寿命の診断等

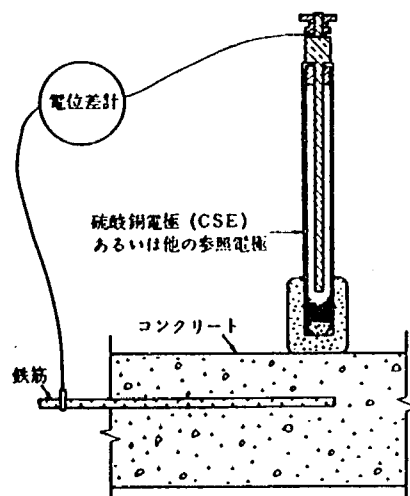


図-2 自然電位測定概要⁵⁾

が行なえるようになるものと考えている。

(参考文献)

- 1) 建設省土木研究所“コンクリート橋の塩害による損傷状況調査結果”(部内資料) S. 59. 3
- 2) 日本道路協会“道路橋の塩害対策指針(案)・同解説” S. 59. 2
- 3) 小林茂敏, 他“アルカリ骨材反応を生じた橋脚の耐力実験” 第16回道路会議論文集
- 4) 日本コンクリート工学協会“コンクリートのひびわれ調査・補修指針” S. 55. 5
- 5) 片脇清, 他“コンクリート中鋼材の塩化物腐食調査及び試験方法” コンクリート工学 Vol. 19, Ⅸ3

(コンクリート研究室)

共－2 ジオテキスタイルの活用と今後の方向について

(質問)

最近、ジオテキスタイルの使用が多くなってきております。ジオテキスタイルの使用箇所としては軟弱地盤、山岳道路盛土、大都市内の建設工事などに適していると言われていますが、ジオテキスタイルと総称されるもののなかには、様々な種類の製品が市販されています。これらが現在どのように活用されているか、その実態と、今後の土木研究所での研究課題、及び設計・施工法の確立の方向などについて、教示願います。

(九州技術事務所)

(回答)

ジオテキスタイルは、Geo(土地、大地)とTextile(織物)の合成語で、土質安定用繊維材という呼称もあるが、最近では前者が定着している。原料素材には主としてポリプロピレン、ポリエステル(テトロンなど)、ポリアミド(ナイロン)、ビニロン、ポリエチレンなど広範な種類の素材が使われており、これらを織布、不織布、プラスチックメッシュに整形したり、あるいはアスファルトを原材料に含着させるなど目的に応じて各種の形態のものが作られている。

そこで、このようなジオテキスタイルの特性を活かして道路盛土、河川堤防、フィルダムなどの土構造物や舗装の強化、安全性ならびに耐久性の向上などに積極的に活用することが考えられる。

最近の土木工事では、適切な捨土場所を確保することの困難さや環境保全の観点から切り盛りのバランスをとり、残土をできるだけ少なくするとともに、それを有効に利用することが重要になっている。また、土工に必要な良質な土質材料の入手が困難な場合も多くなっている。

さらに、建設工事の大型化、迅速化が進むなかで、従来見られなかった超軟弱地盤上に盛土を築造したり、山岳道路盛土などで長大のり面の安定化をはかる工事の必要性も増加している。一方、防災構造物としての河川堤防に要求される内容も高度化し、防災対策や周辺環境への影響を考慮し

た土構造物の設計・施工法の確立が期待されるなかで、新しい技術や考え方も必要になってきた。

ジオテキスタイルを利用した土工の新しい技術や考え方は、そのような情勢や要望に対処できるものであり、今後は、その特性を利用して、様々な工種への適用が望まれている。

ジオテキスタイルを土工に使用する際の素材としての利点、ならびに、土や安定処理土、アスファルト、産業廃棄物等と組合せた複合体として用いた場合の工学的特性は、以下のようにまとめられる。すなわち、素材としての利点は、①軽くて薄いこと、②引張りに対して強いこと、③たわみ性があること、④現場での接合など加工が容易なこと、水に侵食されないこと等である。一方、土中にジオテキスタイルを敷設した場合の特長としては、①従来の土などと比べた場合のせん断抵抗の増大や強度増加、変形防止などの力学的特性の向上、土構造物の補強機能、②浸食・洗掘抵抗の増加、排水または止水性の向上などの浸透・排水特性の向上、③粒径の異なるような土質材料の分離機能が挙げられる。これらの特性を利用して、以下に示すように、1) 盛土構造物の強化、2) 軟弱地盤対策、3) 路床・路盤の強化、4) 河川堤防の強化、5) 埋設構造物の強化、及び 6) 地震時の盛土や地盤の補強対策などに利用できる。

1) 盛土構造物の強化

一般に、盛土構造物は他のコンクリート構造物や鋼製の構造物に比べると、豪雨時や地震時の安定性は必ずしも高くない。そこで、上記①の補強機能を利用することが考えられる。すなわち、図-1に示すように盛土内に一定の間隔でネット系のジオテキスタイル(ポリプロピレン、ポリエチレンなどを原料とするプラスチックネット、グリッド等)を敷設して、盛土のせん断強さを増大させる方法である。これによって、図のように、片切・片盛りの箇所などで、のり勾配をきつくすることも可能となり、工事費用の節減や土量の切盛のバランスを考えた場合、このよ

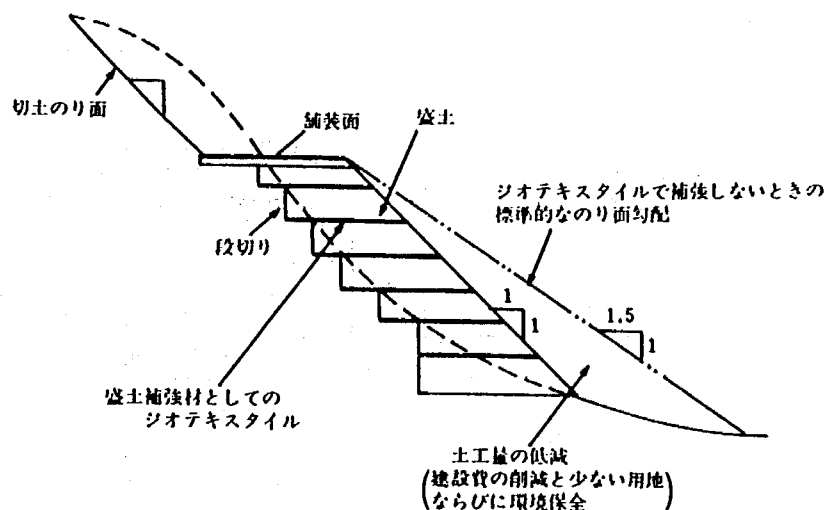


図-1 片切・片盛箇所でのジオテキスタイルによる盛土補強工法

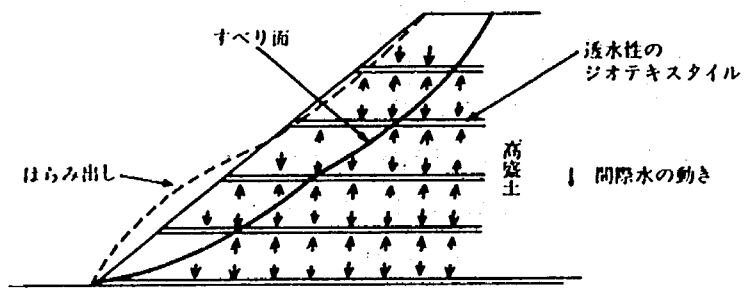


図-2 高含水比の高盛土における
ジオテキスタイルによる盛土の安定

うな現場でのジオテキスタイルの使用の大きなメリットの一つと言えよう。また、一方で、高含水比の粘性土など、排水性が良くない材料を盛土に用いる場合には、織布、不織布等の排水性能を有するシート系のジオテキスタイルを敷設する方法(図-2参照)が挙げられる。これは、盛土荷重によって生ずる土中の間隙水圧の上昇を軽減して、盛土のり面のすべりやはらみ出しを防止することを目的としている。

さらに、ジオテキスタイルを盛土内に敷設して、盛土表面の不同沈下を軽減する工法が考えられる。図-3は、カルバートなどの地中構造物が存在する盛土で、周辺地盤が沈下し構造物付近の盛土に不同沈下が生じたときのジオテキスタイル(ネット系)の敷設効果を、模型実験によって調べたものである。ジオテキスタイルが無い場合には地中構造物付近の上方の盛土内に大きなクラックが発生し、明瞭な段差が現われているが、ジオテキスタイルを敷設した盛土では、小さなクラックが盛土内に数多く発生しているものの、盛土表面に大きな段差は生じていない。したがって、このような場合や、橋台などの構造物と盛土との取付部、地盤の浅所陥没などによる盛土の損傷を軽減する工法として期待できると考えられる。

この他、ジオテキスタイルによるのり面保護、岩盤のり面の緑化、土留め工法への利用等が提案されている。

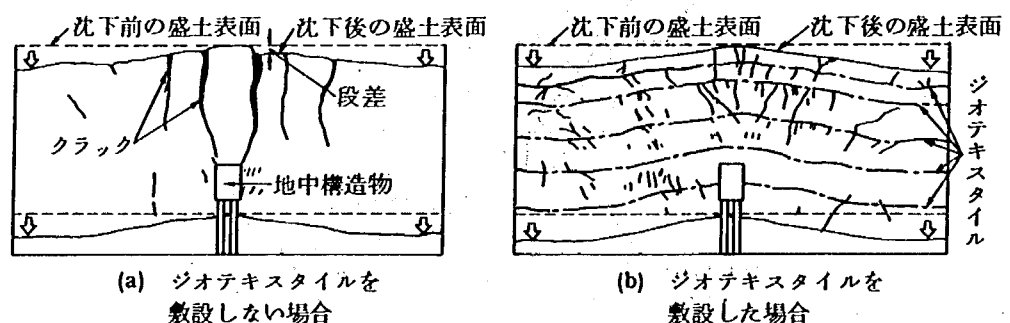


図-3 ジオテキスタイルによる盛土の不同沈下軽減工法の効果

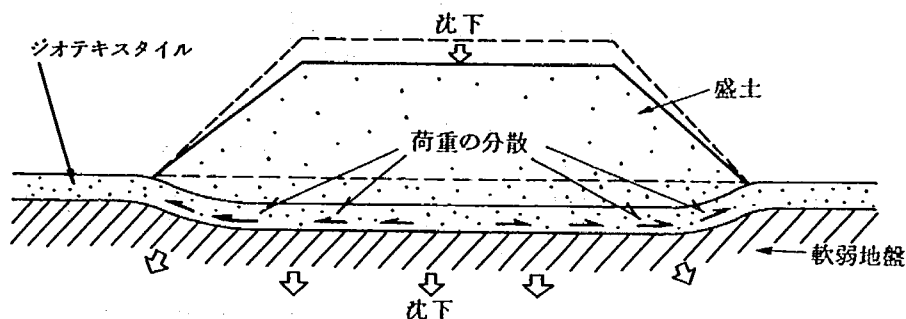
2) 軟弱地盤対策

軟弱地盤上に構造物を築造する場合には、地盤を含めた構造物の安定性やトラフィカビリティ

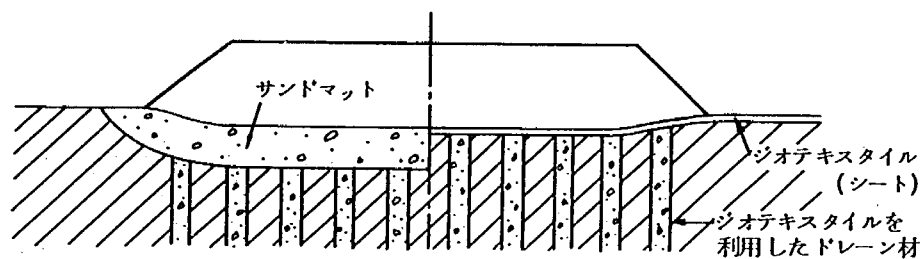
一の確保，ならびに圧密沈下が問題となる。

前者の対策として，図－４に示すように，軟弱地盤上へのシート系あるいはネット系のジオテキスタイルの敷設による荷重分散効果や，地盤や盛土との接触面でのせん断抵抗によって，盛土築造時のトラフィカビリティーを確保するとともに，盛土の安定性を向上させることができる。

また，前記②の浸透・排水機能を利用して，サンドマットないしはドレーンの代替としての軟弱地盤改良工法への適用例もある（図－５）。



図－４ 軟弱地盤上の盛土の安定性を図る工法



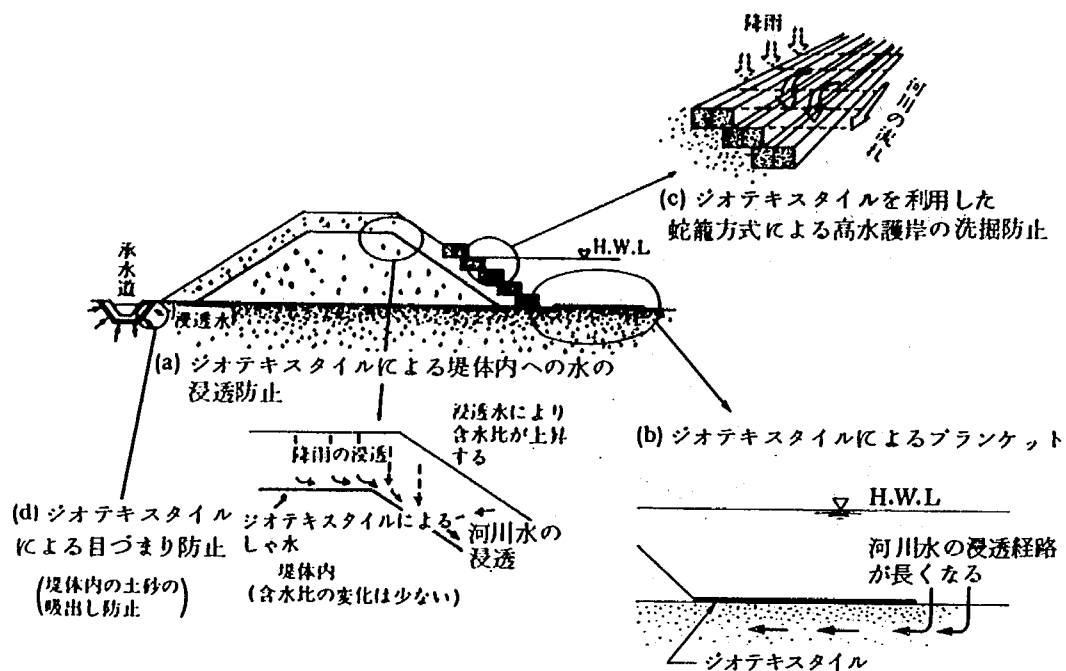
図－５ サンドマットないしドレーンの代替としての排水機能

3) 河川堤防の強化

河川堤防へのジオテキスタイルの利用形態としては，洪水時の護岸等の洗掘の防止，および漏水対策としてのドレーン工における堤体材料の吸出し防止，河川水や雨水の堤体内への浸透防止などが挙げられる。

図－６は，それらの考え方を包括的に例示したものである。まず，一般に，土質材料は水によって飽和されると強度低下をきたし，のりすべりなどが生じ易くなることから，堤体の表層近くに不透水のマット系（ないしはメンブレンとも言う）のジオテキスタイル（高分子合成ゴム，あるいはアスファルト含浸シートなど）を敷設する工法が考えられる。これによって，堤体内への浸透水の流入を防止し，豪雨時や洪水時の堤体の安定を図るものである。同様に，マット系のジオテキスタイルの利用には，従来のブランケット工法への適用も考えられる。これは，図に示すように，高水敷に敷設してブランケットの代替として用いるもので，漏水対策の一つとして効果が期待される。

また，護岸の洗掘防止に対しては，既存の蛇籠工法への適用として，ネット系のジオテキスタ



図一6 ジオテキスタイルの河川堤防への利用

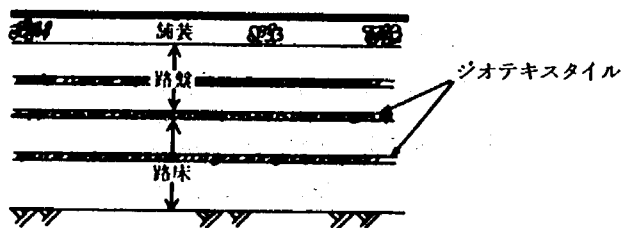
イルで編んだ蛇籠を用いる方法がある。ジオテキスタイルの素材の特性である耐久性や加工の容易さを利用したものと言える。

さらに、裏のり尻のドレーンや承水路の一部に、堤体内の土粒子の吸出し防止やドレーン材の目詰まり防止のためのフィルター材として、シート系のジオテキスタイルを用いる方法もある。

このように、防災構造物としての河川堤防の安全性の向上を図るための具体策としても、ジオテキスタイルの活用が考えられる。

4) 路床・路盤の強化

図一7に示すように、路床・路盤中にジオテキスタイルを水平に敷設することによって、自動車荷重を分散させるとともに、路床・路盤の抵抗が増大するものと考えられる。また、さらに、ジオテキスタイルの上下の土質材料の分離効果も含め、これらによって、路床・路盤の厚さを従来のものより



図一7 ジオテキスタイルによる路床・路盤の強化

薄くすることができ、また、舗装の耐久性の向上に寄与するものと考えられる。

5) 埋設構造物の強化

河川堤防の強化の項で述べたように、ジオテキスタイルの浸透・排水特性を利用して、集水管のフィルターへの適用が、まず挙げられる(図-8)。また、道路下などに埋設管を設置する際に、地盤が軟弱な場合には、地盤の変形や沈下による管の安全性の確保ならびに上部舗装への影響を少なくするために、図-9のように、埋設管の周囲をジオテキスタイルで囲み、埋戻し部分の強化を図る方法も考えられる。

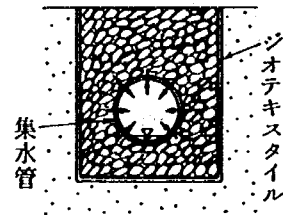


図-8 集水管等のフィルターとしての利用

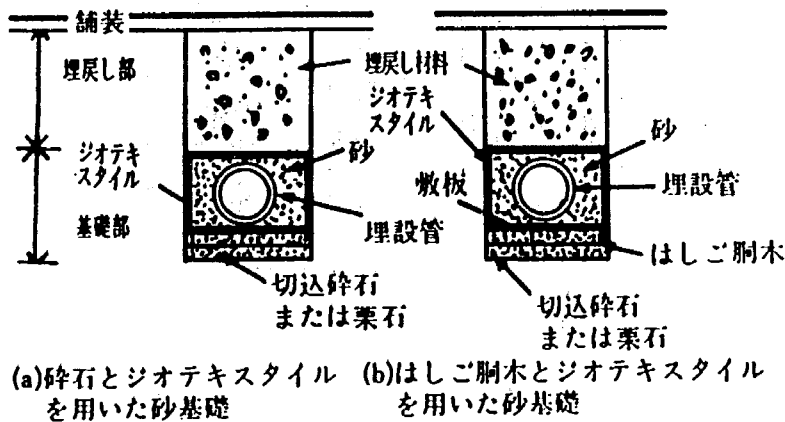


図-9 軟弱地盤における埋設管の基礎例

6) 地震時の盛土や地盤の補強対策

以上、静的な問題に対するジオテキスタイルの利用法を主に述べたが、道路盛土、河川堤防あるいは地盤などの耐震補強対策としてのジオテキスタイルの利用も考えられる。地震時の盛土構造物等の変形・破壊の防止に関しては、図-10に示すような敷設形態により、原理的には土中で

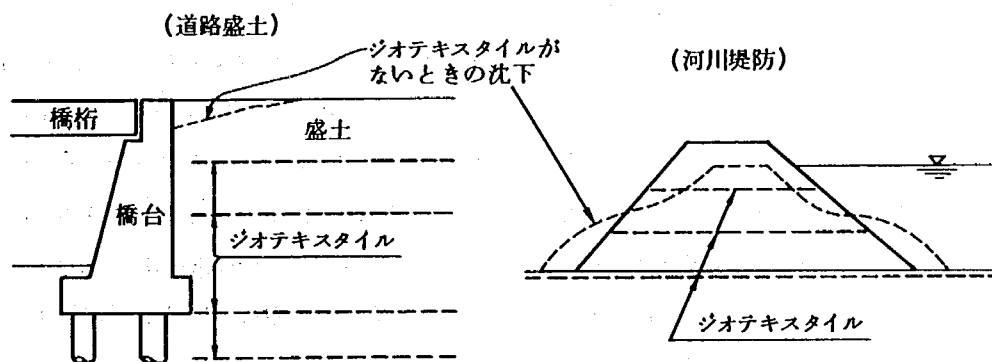
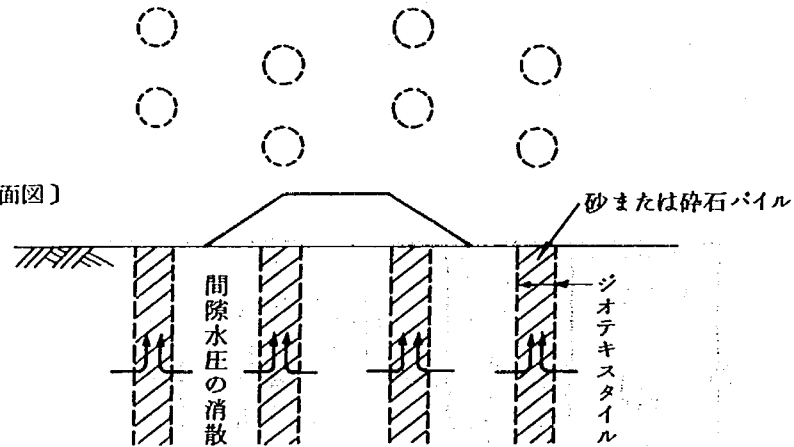


図-10 ジオテキスタイルを用いた盛土の耐震補強対策

のジオテキスタイルの補強機能を利用することになる。一方で、砂地盤の液状化対策として、浸透・排水機能を利用するものとして、ジオテキスタイルあるいはジオテキスタイルで包んだ砂や碎石のバイルを土中に設置し、地震時に地盤中に発生する間隙水圧を消散させることによって、地震時の破壊を防ぐことも可能であると思われる。

〔平面図〕

〔断面図〕



図－11 ジオテキスタイルを用いた地盤の液状化防止対策

ジオテキスタイルの土工への利用を対象構造物の面から考えた場合、上述のような工法が挙げられる。これらの各種工法の効果については、ジオテキスタイルの有する特性を定性的な面から考えただけでも十分に理解されるものと考ええる。しかし、実際の設計・施工においては、まず、ジオテキスタイルの種類を選定にあたって、ネット系であれば格子の目の大きさや要求される強度など、シート系であれば織布、不織布の別や透水性、厚さ、さらには、原材料の種類や繊維の長短、間隙率など、不透水のマット系のものでもその厚さなど考慮すべき点はきわめて多く、しかも、選定されたジオテキスタイルの対象土との適合性の問題、土中でのジオテキスタイルの効果の定量的な解明は、現段階では明らかになっているとは言えない。

そこで、土木研究所では、今年度より、「ジオテキスタイルを用いた新材料の工学的特性に関する研究」を新規課題として設定し、上述のような具体的な使用法に際しての設計・施工に生かせるようなジオテキスタイルと土との複合体としての特性を明らかにする研究を開始している。

図－12に研究項目とその成果の応用としての対象構造物との関連を示すが、研究項目は、①土とジオテキスタイルとの複合体としての（静的な）力学的特性——せん断抵抗、応力変形特性、耐衝撃性、②動的性質——動的応力・歪関係、動的載荷時の変形機構、繰返し荷重に対する変形機構、③浸透・排水特性ならびに浸食・洗掘防止効果、④耐久性とに分けて、検討を行なっている。いずれの項目に関しても、土とジオテキスタイルとの複合体としての特性を見るための新し

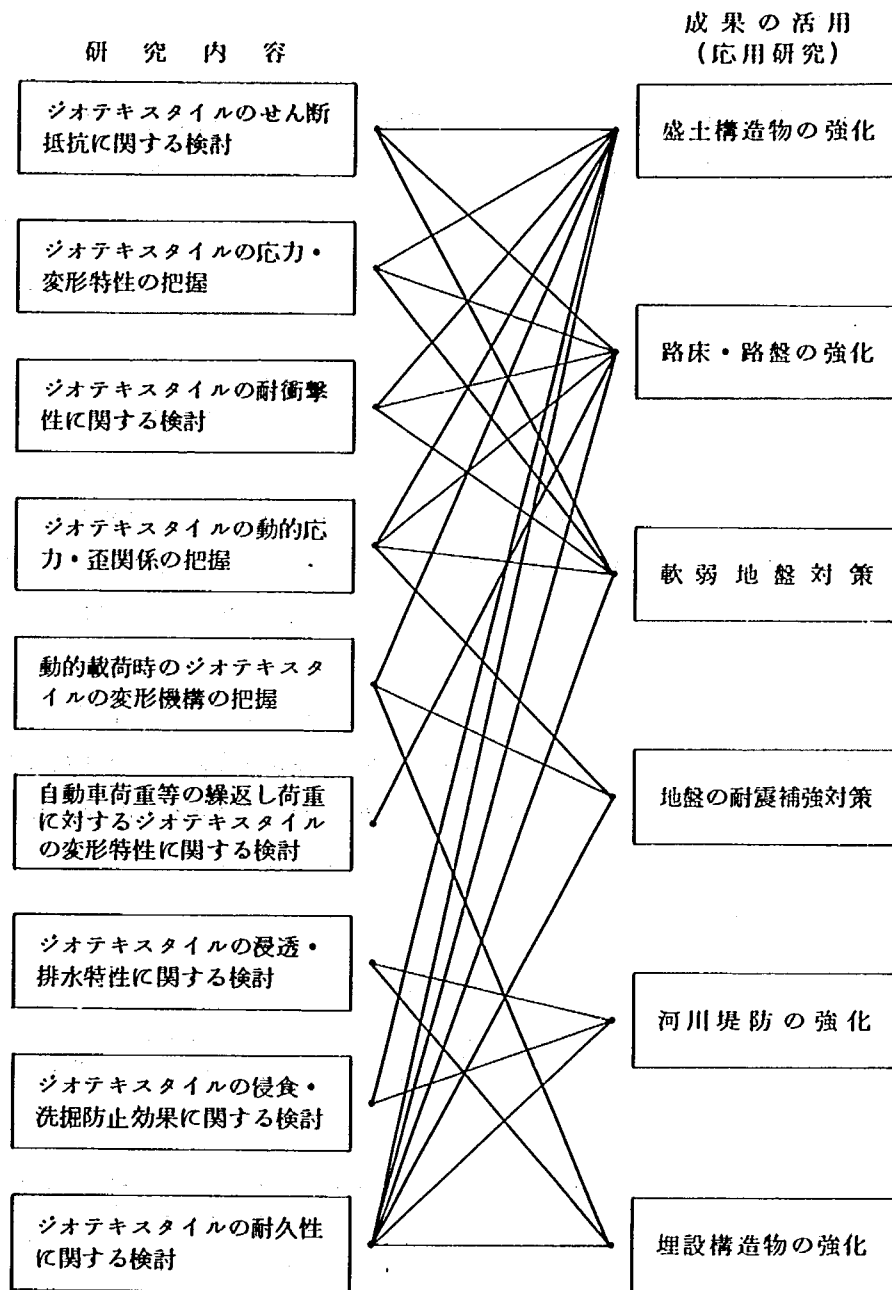


図-12 研究内容とその成果の活用

い試験法が必要になってくるものと考えられるため、その試験法の検討を行なうとともに、当面は従来の土質試験法の応用的なことでその性質を一部でも明らかにし、また、従来法の適用範囲を検討して行く予定である。

(土質研究室)

共－３ 低振動・低騒音杭打工法の選定手法について

（質問）

騒音・振動対策型杭打機として最近高周波杭打機、油圧ハンマー等が用いられているが、その特性、適用杭、従来型杭打機と比べた場合の騒音・振動の低減度及び経済性も含めた選定方法について教示願いたい。

（道路部機械課）

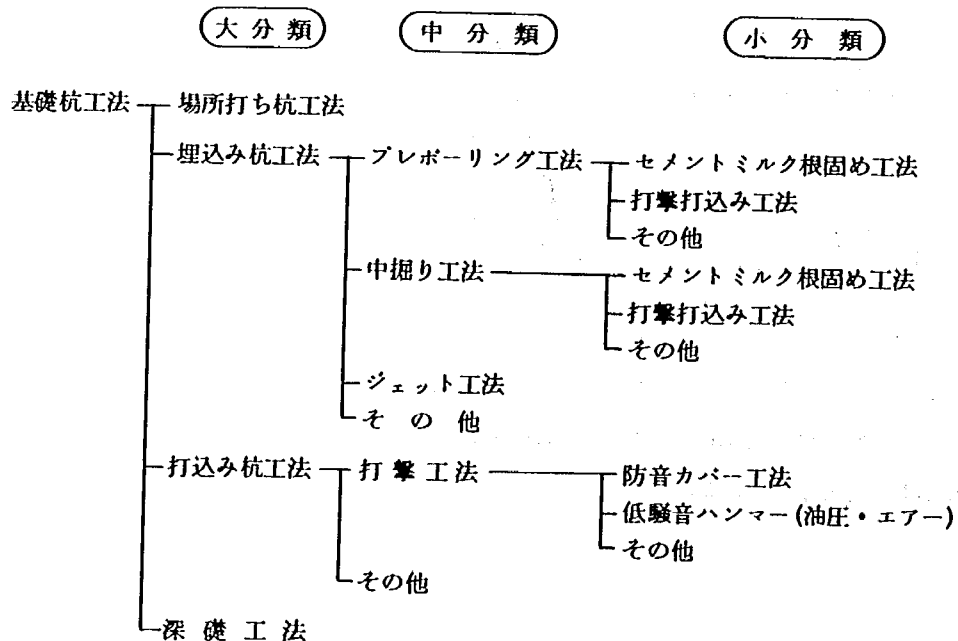
（回答）

1. 既製杭工法

従来、既製杭を用いた基礎杭工法では打撃式がほとんどであり、H鋼や鋼矢板を支持杭として用いる場合に振動バイロドライバが用いられることがあった。建設工事に伴う騒音や振動が問題とならない場合は、今日でもこれらの工法が用いられることが多い。しかし、市街地や住居の近くで杭打ち工事や土留工事を行う場合、騒音や振動について配慮することが必要であり、特に騒音や振動が問題となったり、あるいはなる恐れがある場合、その状況や社会的要請に応じて、騒音、振動対策型の工法を採用することも必要となる。

既製杭工法のうち埋込み杭工法は、騒音、振動の発生時間を短くしたり、あるいは発生量を軽減し、場合によっては原理的に騒音や振動が発生しないように施工することを目的に開発された工法である。表－１に、基礎杭工法の分類を示すが、埋込み杭工法のセメントミルク根固め工法は杭の支持力を杭先端のセメントコンクリートによる根固めによって得ようとする工法であり、打撃を伴わないことから、騒音、振動がほとんど発生しない。

表－１ 基礎杭工法の分類



しかし、埋込み杭工法では、杭1本当りの施工時間が長く、打込み杭工法と比較して経済性に劣るという欠点がある。のみならず、杭の打ち止まりを打撃に依らない場合、杭の支持力の算定に従来からの方法が用いられないなど施工管理上の不都合がある。このため、打撃式の工法でありながら、騒音の小さい工法として、ディーゼルパイルハンマの防音カバー、油圧ハンマなどが開発されている。ディーゼルパイルハンマの防音カバーは、十数dB(A)の騒音低減効果を持つが、振動に対しての効果は全くなく、また、油圧ハンマの場合もディーゼルパイルハンマと比較して騒音は小さくなっているが、振動は必ずしも低減しているとは言えない。

2. 基礎杭工法の選定方法

今日では、騒音、振動やその他の公害問題などによって工事の円滑な施工が阻害されるのみならず、時には工事の施工が困難になることもあり、経済性の視点からのみでは工事の計画や施工ができない状況になっている。特に、打込み杭工法と埋込み杭工法とでは、施工費用および騒音や振動の大きさに飛躍的な差があり、これは経済性ではなく、社会性の視点によって工法が選択されるべきであることを意味する。低騒音、低振動に対する社会的要請が強く、打込み杭工法での施工が受入れられないような状況であれば、経済性は優先順位が1位となる問題ではないこともある。

2.1 埋込み杭工法の選定

騒音、振動などの公害問題への対応が経済性に優先する場合は、既製杭を用いる基礎工であれば、一般に埋込み杭工法が選択される。しかし、埋込み杭工法でも打ち止まりを打撃によって行う工法があり、この工法では騒音、振動の発生時間は短いものの、大きさが低減しているわけではない。

従来からの騒音レベルの視点では、間欠的な騒音の代表値は「変動ごとの最大値の平均値」¹⁾となっており、打撃によって発生する騒音がこの工法の代表的騒音となる場合、騒音対策効果はないことになる。しかし、最近では、環境騒音の評価に等価騒音レベル²⁾が用いられるようになってきたが、この尺度は長時間で平均した騒音レベルに相当し、すなわち、杭1本を施工する場合の騒音エネルギーの発生量に着目した尺度となる。この尺度では、騒音の発生時間が考慮され、例えば、埋込み杭工法を用いることによって打撃時間が $\frac{1}{10}$ になる場合では、等価騒音レベルが10dB小さくなる。

等価騒音レベルの尺度は、音の大きさやうるささなどの心理的な評価と対応が良いことが知られており、打撃時間の短縮が等価騒音レベルの低減につながることは、すなわち、音のうるささの度合いが小さくなることを意味する。人の心理的な騒音評価が、必ずしもこのような計数的処理になじむわけではないが、埋込み杭工法による騒音対策効果を反映することができよう。ちなみに、杭径500mm、長さ20mの鋼管杭を打込む場合の杭1本当りの騒音の発生量は、騒音パワーレベルで、

① ディーゼルパイルハンマ 118～125 dB(A)

- ② ディーゼルパイルハンマ(防音カバー) 102~107 dB(A)
- ③ ブレボーリング工法 96~101 dB(A)
- ④ 中掘工法 101~105 dB(A)

となり、埋込み杭工法は打撃工法(ディーゼルパイルハンマ)と比較して約20 dB(A)の騒音低減につながる事がわかる。なお、これらの算定については、土木研究所資料³⁾に詳しく説明しているので参照されたい。

騒音、振動の発生時間が短縮されるにもかかわらず、打撃による打止めが困難である場合、セメントミルク根固め工法や場所打ち杭工法が用いられる。根固め工法では、ほとんど騒音、振動は発生しないが、この工法が採用される現場では公害問題などに対する慎重な配慮が要求される場合が多く、主機械のみならず補助機械からの騒音、振動に留意し、機械の選定を行うことが必要であることは論をまたない。また、セメントミルク根固め工法では地下水の状況などによっては適用できない場合もある。

2.2 打込み工法の選定

既製杭の打込み工法には、騒音低減を考慮したディーゼルパイルハンマの防音カバーなどがあるが、振動低減効果はなく、したがって振動が問題となる場合には打込み工法の採用は難しい。

しかし、一般に、軟弱地盤や特別な地盤を除いて、杭打ちに伴う地盤振動が知覚される範囲は、振源から100m程度の距離であり、したがって、住居が工事現場から比較的離れており、騒音のみが問題となる可能性があるような場合では、騒音対策型の打撃工法の使用について検討することができる。油圧ハンマの騒音は機械から30mの位置で80~85 dB(A)であり、これは、防音カバーを用いた時のディーゼルパイルハンマの騒音より15~18 dB小さい。

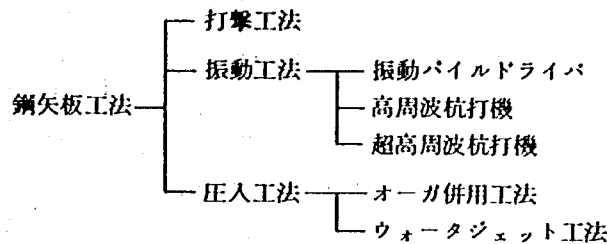
なお、質問には、高周波杭打機、超高周波杭打機について触れてあるが、これらの機械は基礎杭の施工に用いられることは少なく、土留工に区分して論じる。

3. 土留工法

土留鋼矢板の施工は、従来から主に振動パイルドライバが用いられているが、騒音、振動問題が顕在化するに及び、様々の騒音、振動対策工法が開発された。これらの工法は、油圧力などの静的な力を用いて矢板を圧入することを特徴としており、原理的に騒音、振動は小さい。矢板の貫入抵抗が大きい場合は、アースオーガで掘削したり、ウォータージェットを用いる工法がある。これらの工法は、騒音、振動が問題となることはほとんどないが、施工速度が遅く、経済的な工法とは言い難い。

高周波杭打機や超高周波杭打機は、従来からの振動パイルドライバより振動の周波数を高くした機械で、騒音及び振動の低減と経済性を考慮して開発された機械である。特に、油圧式の超高周波杭打機は、剛性の高い本体構造を用いることによって騒音の低減を図り、また、周波数が高くなる程、地盤による単位距離当りの振動エネルギー吸収率が大きくなることを利用して振動の実質的な

表-2 鋼矢板工法の分類



低減を図った機械である。この機械は、従来型の振動パイルドライバと比較して騒音で 10dB (A)、振動で 10～25 dB の低減効果があると報告されている⁴⁾。

一方、機械式の高周波杭打機では、振動の起動、停止時の過渡状態を制御し、また機械の精度の向上、剛性増を図っており、騒音は数 dB (A) 低減している。振動の場合、起動時と停止時の跳躍的な振動は低減しているが、打込み時の定常的な振動はほとんど低減していない。

高周波杭打機や超高周波杭打機の矢板の施工速度は、従来型の振動パイルドライバと遜色がなく、したがって経済性を保ちつつ、騒音、振動の低減を図った機械として位置づけることができよう。しかし、低減はしているが、原理的に騒音、振動を発生させる構造を持っており、また地盤が固い場合などでは予想外の振動を発生させることがあるので採用にあたっては十分な考慮が必要である。

4. 騒音、振動対策工法の採用の留意点

4.1 経済性の問題点

騒音、振動対策工法の採用を検討する場合、騒音、振動の低減がもたらす効果と、対策工法の採用による経済的負担増の関係について検討することが必要である。しかし、経済性の比較が可能となる前提は、騒音や振動の大きさと費用の間に比例関係が成立することである。例えば、A 工法を採用すると c_1 円のコスト増で a_1 dB (A) の騒音低減効果を持ち、かつ 1 dB (A) の騒音レベルの変化によって公害補償費が x 円変化することが明らかであれば、 c_1 と $a_1 \cdot x$ の大小関係を検討することによって、 $c_1 \leq a_1 \cdot x$ であれば A 工法の採用を考え、逆であれば採用しない、とすることができる。

ところが、一般にこのような比例関係は成立せず、例えば図-1 に示すモデル⁵⁾のように、騒音レベルがある大きになると突然、苦情が顕在化し、また一旦顕在化すると、その騒音が聞えなくなる限り苦情が低減しない、という傾向がある。このモデルを基に騒音低減対策を考える場合、発生する騒音が公害として認識されるかどうか、が判断の基準となる。勿論、理論的には、苦情が発生することによって失なわれる経済価値と、苦情を発生させないようにするためのコストとを比較することは可能である。しかし、苦情の発生を前提とすることには社会的に問題があり、騒音、振動対策工法の採用は、必ずしも経済性の視点からのみでは論じられない。

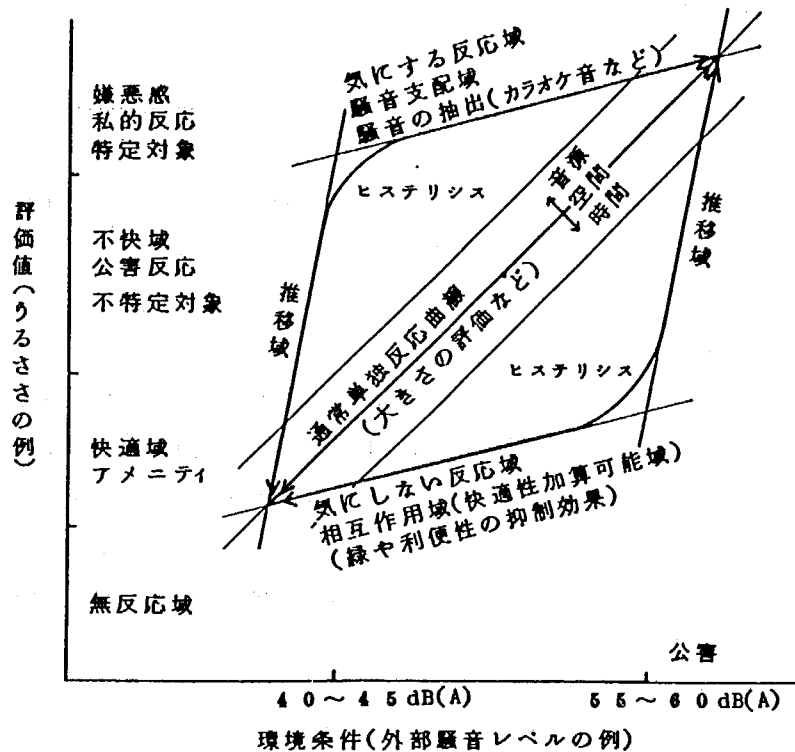
表-3 騒音・振動対策型既製杭工法選定表

工 法 条 件		プレボーリング				中 掘				打 撃			
		セメントミルク 根固め工法		打撃 打込み工法		セメントミルク 根固め工法		打撃 打込み工法		防音カバー 工法		油圧ハンマー 工法	
		鋼 管 杭	コンクリート 杭	鋼 管 杭	コンクリート 杭	鋼 管 杭	コンクリート 杭	鋼 管 杭	コンクリート 杭	鋼 管 杭	コンクリート 杭	鋼 管 杭	コンクリート 杭
杭 径	15~30 cm	○	○	○	○	△	×	△	×	○	○	○	○
	30~50 cm	○	○	○	○	○	△	○	△	○	○	○	○
	50~80 cm	△	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○
	80~100 cm	△	×	△	×	○	○	○	○	○	△	△	△
	100 cm ~	×	×	×	×	○	○	○	○	△	△	△	△
施 工 深 度	5~15 m	○	○	○	○	△	△	△	△	○	○	○	○
	15~25 m	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	25~40 m	△	△	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○
	40~50 m	×	×	×	×	○	○	○	○	○	△	○	△
中 間 層	極めて軟弱	○	○	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○
	ゆるい砂層	△	△	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○
	硬い層	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△
	径10cm以下の礫	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	径10~15cmの礫	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	径15cm以上の礫	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	△	×
支 持 層	傾斜している(30°以上)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△
	凹凸が激しい	△	△	△	△	△	△	△	△	○	△	○	△
中 被 間 圧 層 水 に 等	被圧地下水	×	×	×	×	△	△	△	△	○	○	○	○
	地下水流速3m/分以上	×	×	×	×	×	×	○	○	○	○	○	○
作 業 条 件	水 上	×	×	×	×	×	×	○	○	○	○	○	○
	最近接施工距離(15m以下)	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○
	近接構造物への影響	○	○	△	△	○	○	△	△	△	△	△	△
環 境	騒 音	○	○	△	△	○	○	△	△	△	△	△	△
	振 動	△	○	△	△	○	○	△	△	×	×	×	×
	泥土, 泥水	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

○：適している

△：不適当な場合がある, 施工実績が少ない

×



図一 環境条件に対する反応評価モデル(安岡)

4.2 工法の適用性の問題点

それぞれの工法には適用可能な土質的、地質的な条件があり、特に騒音、振動低減対策工法ではその条件が厳しいことがあるので、工法の採用にあたっては、その適用性の検討が必要である。個別の工法の適用性については紙幅の関係もあり論じないが、一般的に表-3のような傾向がある。

(参考文献)

- 1) JIS-Z-8731-1966 “騒音レベル測定方法”
- 2) JIS-Z-8731-1983 “騒音レベル測定方法”
- 3) 土研資料第2155号 “等価騒音レベルを用いた建設騒音に関する研究(第2報) 建設騒音の総量予測” 1984
- 4) 建設省 “建設工事の環境改善技術の研究開発報告書” pp.69-110, (1982)
- 5) 安岡正人 “居住環境における騒音の諸問題” 日本建築学会環境工学委員会音環境分科会 第26回音シンポジウム, p1~5, (1985)

(機械研究室)

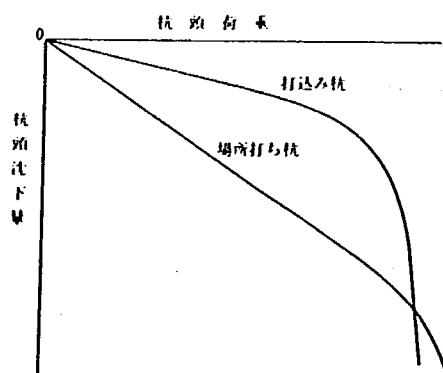
共一 4 杭の極限支持力算定について

(質 問)

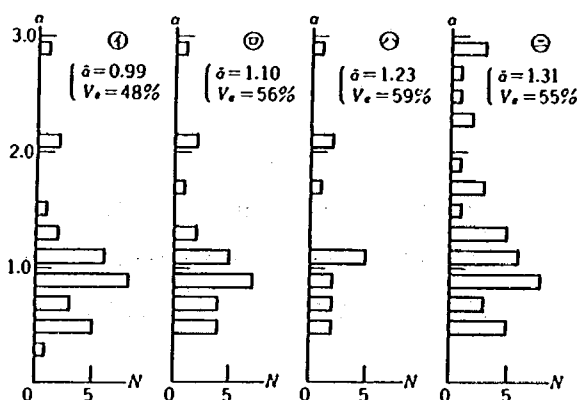
場所打ち杭の杭先端の極限支持力度は、支持地盤が、砂質系地盤及び硬質粘性土層の場合は、道路橋示方書IV下部構造編の q_d 推定表によっているが、杭先端が岩盤等によって支持される場合の極限支持力度は、ボーリング調査のコア等の一軸圧縮試験等による圧縮強度から、極限支持力度を決定してよいと考えますが、これについて教示願いたい。

(回 答)

道路橋示方書IV下部構造編において、場所打ち杭の先端極限支持力度は表一1のようにになっている。これは、場所打ち杭が良好な支持層へ根入れされても、地盤の掘削により杭先端地盤をゆるめること、スライムなど杭先端支持力、コンクリート強度などに影響する施工上の問題があることなどによる。また、支持杭であっても、その沈下性状は図一1に示す通り打込み杭とはかなり異った様相を呈する。このことから、道路橋示方書における表一1は載荷試験結果から杭頭沈下量を20mmで極限支持力と想定して決定したものである。ちなみに載荷試験のデータ(48例)において次のような種々の方法により各々のデータ群においてその平均値、分布形を求めた結果が図二である。



図一 1
荷重 — 沈下曲線模式図



図二 $\bar{\alpha}$ (実測値/推定式) の分布(場所打ち杭)

イ) $\log P \sim \log S$ 曲線において降伏荷重が明白なデータ (29例)

ロ) 最大変位を 20mm とするデータ (26例)

ハ) 最大変位を 40mm とするデータ (14例)

ニ) 双曲線近似法による極限支持力に対するもの (39例)

ここで $\bar{\alpha}$: (実測値/推定値 = 300t)

V_α : 変動係数

表一 1

場所打ち杭の q_d 推定表 (t/m^2)

地 盤 種 別	先端極限支持力度
砂礫層および砂層 ($N \geq 30$)	300
硬質粘性土層	$3 q_u$

ただし、 q_u は一軸圧縮強度 (t/m^2)

この図からも判明するように、 α は鉛直変位の制限値によってかなりばらつき、また、各データ

群内においても変動係数は高い。しかしながら、イ)、ロ)のデータ群からは道路橋示方書の考え方(前述)は妥当なものと考えられる。一方、従来の『くい基礎の設計指針』で記述されていたような、土質分類別の先端極限支持力はこれらのデータからは見出すことはできなかった。これらの載荷試験は先端部土質が軟岩のものも含まれているにもかかわらず、上記のような結果であったのは以下のことが考えられる。

- ① 掘削による土中応力解放により杭先端地盤にゆるみが生じる。
- ② 掘削機により杭先端地盤が乱れるが、これら乱れた土塊を全て孔外へ排出していない。
- ③ スライム処理の不適正

現在、基礎研究室において、岩盤上の杭の支持力については研究中であるが、未だ、その支持力特性については結論がでるに至っていない。しかしながら、支持基盤が軟岩であっても(岩種、風化程度、弱線の発生程度により異なるが)、前記の施工上の諸問題が解決されたとはいえず、現在のところ、道路橋示方書の表によるのがよいと考えられる。

(基礎研究室)

共-5 ボックスカルバートの杭基礎について

(質問)

ボックスカルバートの杭基礎は標準設計の手引き¹⁾で述べられていますが、この方法によらない場合どのような方法が考えられますか。

例えば、図-1の方法等で設計できるものかどうか教示願いたい。

また、通常ボックスカルバートの杭はヒンジと考えられるが、その結合方法はどのように設計すればよいのか。例えば、ヒンジ構造として疑似的に図-2のように底版に10cm杭を埋め込むことで対処しているが、この方法が妥当かどうか、他に方法があるのかどうか併せて教示願いたい。

(道路部道路工事課)

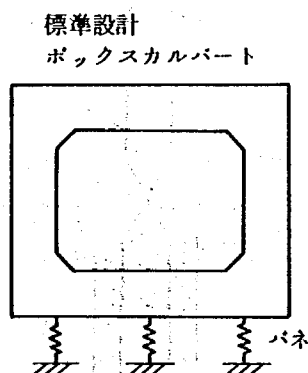


図-1

バネを入れてボックスカルバートを解析し、底版が安全かどうかを検討する。

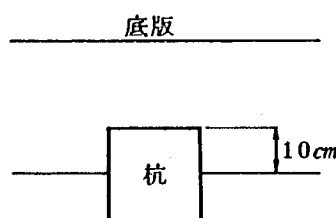


図-2

(回答)

標準設計では、ボックスカルバートの基礎が直接基礎であると考えて、その本体断面の設計を行っている。標準設計の手引きに示されている杭頭結合方法は、ボックスカルバートの基礎に杭基礎を用いる場合にも、標準設計の本体断面をそのまま用いられるように定められたものである。

従って、質問の図-1のように、杭基礎を考慮して標準設計の本体断面の応力度をあらためて照査する場合には、標準設計の手引きに示された以外の方法で、杭頭結合部の設計を行っても良い。ただし、この場合、本体断面応力度の照査は、図-1の底版だけではなく、側壁や頂版などすべての断面について行う必要があると考えられる。

通常のボックスカルバートの杭頭結合部は、ヒンジという訳ではなく、標準設計の手引きに述べられているように、ボックスカルバートが水平方向に偏載荷重を受けない、すなわち各杭には軸方向押込み力だけしか作用しない状態にあると考えるべきである。この場合には、質問の図-2のような結合方法でも十分であると考えられる。図-2の結合方法に対しては、道路橋示方書Ⅳ下部構造編²⁾の規定8.6.3に準じて、底版コンクリートの垂直支圧応力度および押抜きせん断応力度を照査すればよい。

ボックスカルバートが水平方向に偏載荷重を受ける、すなわち各杭には軸方向押込み力以外に軸直角方向力などが作用する場合には、杭頭結合部を剛結あるいはヒンジで設計しなければならない。橋梁基礎の場合には、変位を小さくおさえるなどの目的のために剛結が原則とされているが、ボックスカルバートや擁壁の場合には、必ずしも剛結とする必要はなくヒンジ結合としてもよいことは、過去の一曰土研(昭和53年関東地建, 昭和58年東北地建)の回答に述べられているとおりである。

杭頭結合部を剛結として設計する場合には、道路橋示方書Ⅳ下部構造編の規定8.6.3を準用することができる。ただし、ボックスカルバート底版の厚さが薄い場合には、補強鉄筋にフックを付けることにより、その定着長を同規定4.2.8に定められた必要長の $\frac{2}{3}$ に減じてよい。

杭頭結合部をヒンジとして設計する場合には、質問の図-2のような方法の他に、港湾技術基準Ⅴ基礎編³⁾の規定4.5.2に示されている図-3のような方法、道路橋支承便覧⁴⁾の4-7に示されている図-4のような方法があるが、構造が簡単で経済的でなおかつ信頼性の高い方法が見当たらないのが現状である。すなわち、ヒンジとして設計しても、実際にはその杭頭結合構造の剛結度に応じたモーメントが作用することとなるので、一般的には結合部がモーメントに対して降伏する(塑性ヒンジ)がその場合に杭軸方向力や杭軸直角方向力に対しては十分に安全であるのかどうか問題となる。

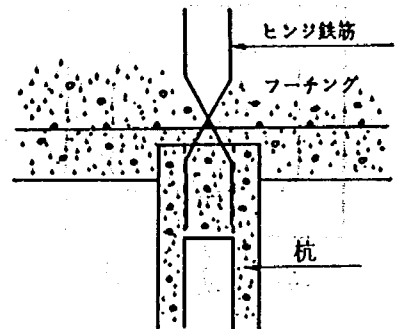


図-2の方法は、杭軸方向引抜力に対しては殆ど抵抗

図-3 港湾技術基準における方法

できないのは明らかであるが、杭軸直角方向力に対しても、杭の埋込み部分の底版コンクリートの支圧のみにより抵抗する構造であるので、その安全性に不安が残る。図-3の方法は、杭軸直角方向力に対しては、補強鉄筋によっても抵抗する構造であるので、その安全性が大きいと考えられるが、杭軸方向引抜き力に対しては、補強鉄筋を配置する中詰コンクリートと杭体の付着に問題があり、あまり大きな抵抗を期待できない。

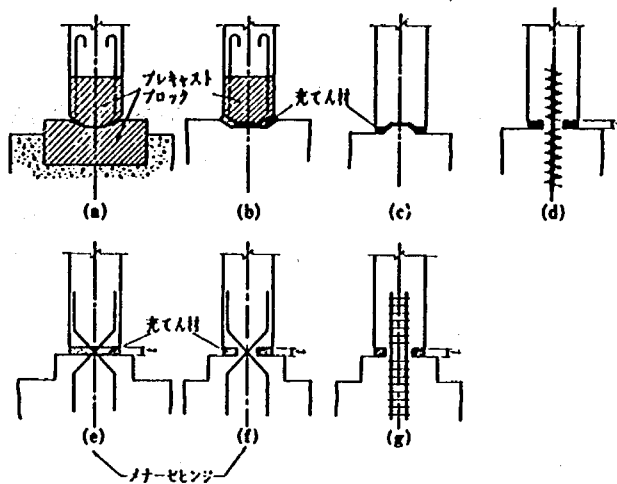


図-4 道路橋支承便覧による方法

い。また、図-3では補強鉄筋の配置の詳細が不明確であり（一般的には中詰コンクリートのみに補強鉄筋が配置されることとなろう）、港湾技術基準には具体的設計方法が定められていない。図-4の方法は、結合部の信頼性もあり、具体的設計方法も定められているが、そのままでは杭頭結合部には構造的に適用できない。以上のような問題があることを踏まえた上で、ヒンジ結合部を設計しようとする場合には、ボックスカルバートに作用する荷重の方向や大きさおよび構造物としての重要性などに応じて、図-2や図-3のような構造により、道路橋示方書N下部構造編や道路橋支承便覧に示されている設計法を参考にして設計する方法が考えられる。

（参考文献）

- 1) 建設省制定土木構造物標準設計第1巻〔側こう類・暗きょ類〕の手引；全日本建設技術協会，昭和50年8月
- 2) 道路橋示方書・同解説N下部構造編；日本道路協会，昭和55年5月
- 3) 港湾の施設の技術上の基準・同解説；日本港湾協会，昭和54年3月
- 4) 道路橋支承便覧；日本道路協会，昭和48年4月

（基礎研究室）

共－６ PHC杭の許容応力について

（質問）

昭和57年にPHC杭（プレテンション方式遠心力高強度プレストレストコンクリート杭）が、JIS規格化されて以来、今日ではこの杭がPC杭の主流となっている。しかしながら、PHC杭のコンクリートの許容曲げ引張り応力度（ σ_{ta} ）、許容曲げ圧縮応力度（ σ_{ca} ）の明確な規定がないため、現状ではPC杭の規定を準用しているが、PHC杭を用いた場合の許容応力度の考え方を教示願いたい。

（福岡県土木部港湾課）

（回答）

杭の応力算定は、道路橋示方書Ⅲ 8.6.1では軸方向押込み力、軸方向引抜き力、曲げモーメントおよびせん断力について行なうこととなっており、その算定は断面力より杭を構成している材料に従って関連示方書に準拠して行ってよいこととしている。道路橋示方書Ⅲ 3.2.2では σ_{ck} が500 Kg/cm²以上のプレテンション方式によるプレストレストコンクリート杭の曲げ圧縮応力度（ σ_{ca} ）は

$$\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3 \leq 170 \text{ Kg/cm}^2$$

許容曲げ引張り応力度（ σ_{ta} ）は零としている。ただし、同規定では許容曲げ引張り応力度については、荷重の組合せ（活荷重および衝撃以外の主荷重＋地震の影響＋温度変化の影響）を考慮するときは3.2.6で、荷重の組合せが作用したとき、少なくとも単純曲げが作用した状態で破壊安全度が2以上確保されるよう考慮し、下記のとりの許容応力度をとってもよいことを規定している。

表－１ 許容曲げ引張り応力度

有効プレストレス σ_{ce} (Kg/cm ²)	$40 \leq \sigma_{ce} < 70$	$70 \leq \sigma_{ce}$
許容曲げ引張り応力度 σ_{ta} (Kg/cm ²)	30	50

したがって、現行の設計方法では、PHC杭を用いても許容応力度はPC杭と同じになり、PHC杭を使用するメリットがなくなってしまう。そこで現在整備中の道路協会「杭基礎便覧」等では曲げ圧縮応力度（ σ_{ca} ）は

$$\sigma_{ca} = \sigma_{ck} \leq 270 \text{ Kg/cm}^2$$

許容曲げ引張り応力度（ σ_{ta} ）は零としている。また、組合せ荷重下ではPHC杭でも表－１に示す許容曲げ引張り応力度（ σ_{ta} ）と同じ値を用いることとしている。

（コンクリート研究室）

共-7 土木構造物の設計における許容せん断応力について

(質問)

昭和55年コンクリート標準示方書(土木学会)の改訂に伴い、道路橋示方書でも許容せん断応力が改訂され、実施されている。

一方、「建設省制定土木構造物標準設計」では、従来の許容せん断応力度により設計され、そのまま現在も使用している。

これらの取扱いについての経過説明として、「改訂された示方書を用いて設計をすると、部材厚が相当厚くなることと、従来の方法で設計されていた構造物が崩壊などの事故を起した事例はほとんどないので、現設計を急いで変更する必要性を認めないという意見も強い等により、今後実験等を実施し、実際の設計にどう取り入れているか検討する。」ということになっているようですが、その後の経過について教示願いたい。

(河川部河川工事課)

表-1 河川砂防基準(案)設計編

	設計基準強度 σ_{ck} (Kg/cm ²)			
	180	240	300	400
許容曲げ圧縮応力度 (Kg/cm ²)	$\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3$			
せん断応力度(梁) (Kg/cm ²)	6	7	8	9
せん断応力度(版) (Kg/cm ²)	8	9	10	11
付着応力度(普通) (Kg/cm ²)	7	8	9	10
付着応力度(異形) (Kg/cm ²)	14	16	18	20
支圧応力度 (Kg/cm ²)	$\sigma_{ca} = 0.3 \sigma_{ck}$			

表-2 コンクリート標準示方書

		設計基準強度 σ_{ck} (Kg/cm ²)			
		180	240	300	400以上
斜引張鉄筋の計算をしない場合 τ_{a1}	はりの場合	4	4.5	5	5.5
	スラブの場合 ¹⁾	8	9	10	11
斜引張鉄筋の計算をする場合 τ_{a2}	せん断力のみの場合 ²⁾	18	20	22	24

1) 押抜きせん断に対する値である。

2) ねじりの影響を考慮する場合には、この値を割増してよい。

表-3 コンクリート許容圧縮応力度および
許容せん断応力度

コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck})		(Kg/cm ²)			
応力度の種類		210	240	270	300
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	70	80	90	100
	軸圧縮応力度	55	65	75	85
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	3.6	3.9	4.2	4.5
	斜引張鉄筋と協同して負担する場合 (τ_{a2})	16	17	18	19

(回答)

質問のような措置がとられたいきさつ及びその後の経過を説明します。

昭和55年土木学会コンクリート標準示方書が改訂されると共に道路橋示方書においても表-3に示されるような許容せん断応力度が採用されました。

一方、河川砂防技術基準、道路土工指針等で設計している関係者からは改訂された許容せん断応力度を用いると版状の部材では部材厚さが従来よりもかなり厚くなるため、すぐには新基準を採用する訳にはいかないという意見が出て、質問要旨に述べられているような措置がとられてきました。

その後、土木研究所コンクリート研究室において多数のせん断実験が行なわれ、次のような結論が得られました¹⁾。

- 1) コンクリートのせん断強度は、コンクリートの強度だけでなく、主鉄筋量、はりの高さ、載荷位置や支点の条件等各種の要因を受けて複雑に変化し、実験値のバラツキも大きい。
- 2) 実験の一部を示せば図-1のように、せん断強度は荷重と支点の位置の比 (a/d) にも大きな影響を受ける。
- 3) 土木学会の許容応力度はかなり安全側の値であるが、(a/d) が3以上になると破壊に対する安全率は2程度になる。
- 4) 地震時には許容応力度を5割増をすることや、1) のような実情を考えると、許容せん断応力度は、土木学会コンクリート標準示方書の値程度に下げておく方がよい。
- 5) 擁壁、カルバートのような版状の構造物であっても、梁と同じ設計上の仮定を行なっており、実験結果でも、梁の幅は(単位幅当りの)せん断強度には差がないので、梁と同じ許容応力度を用いるのが適切である。
- 6) 荷重が支点到近い場合にはせん断強度が大きくなることを生かして、次のような許容応力度の緩和策を講じてもよい。

i) せん断スパンが明確な場合は許容応力度を α 倍する。

$$\alpha = 3 - a/d \quad \text{但し, } (1 \leq \alpha \leq 2)$$

a : セン断スパン d : 部材有効高さ

ii) 支点近くの荷重に対してはせん断強度が著しく大きいので、せん断度力度の照査は梁の前面よりも $\frac{1}{2}h$ (hは桁高) 前で行なう。

7) セン断応力度の計算は従来は断面内の最大値を用いていたが、平均応力度との比はほとんど一定なので許容応力度を学会の値よりも 15% 程度小さい値として、せん断応力度の計算は平均せん断応力度 (せん断力を部材断面積 $b \times d$ で割った値) を用いるのが合理的である。

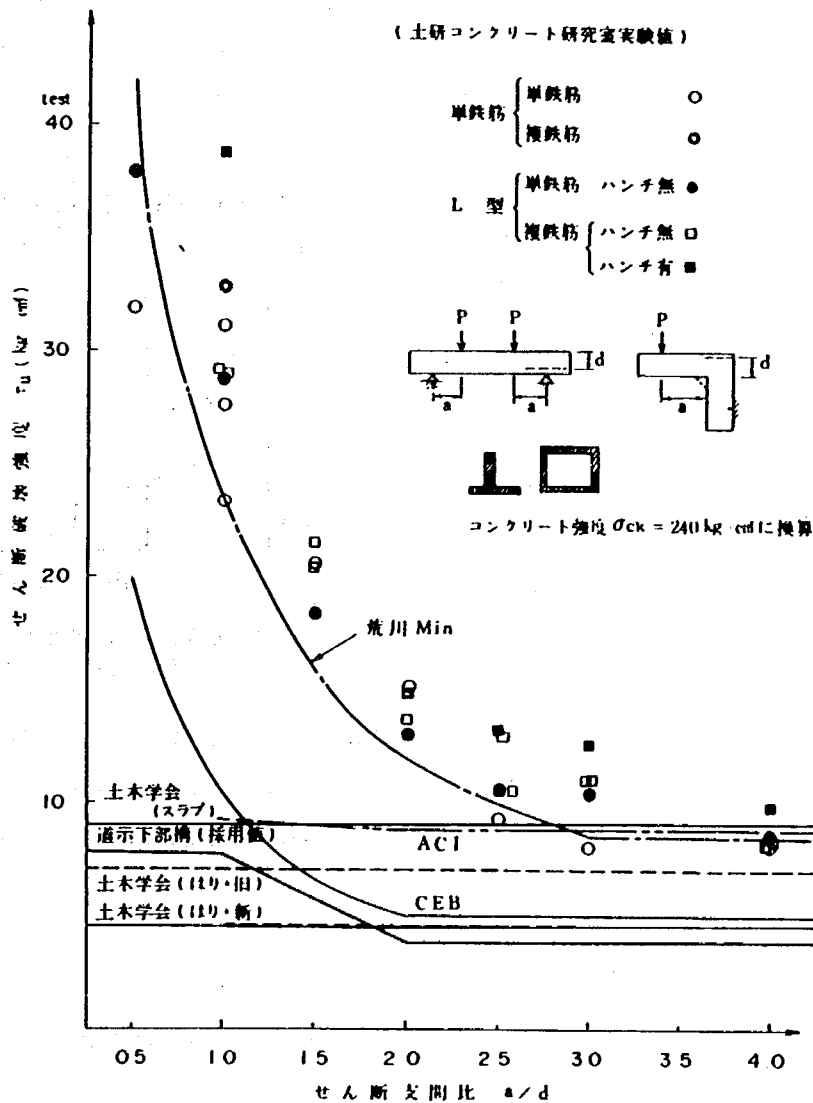


図-1 セン断規定と実験値の比較

以上のような調査の結果、河川砂防基準でも表-1に示されるような、道路橋示方書と同じ許容応力度を採用することになりました。

しかしながら、樋門樋管の設計やカルバートの設計においては、せん断スパン等が不明で、1)の緩和策だけでは断面が厚くなるため、より適切な緩和策がほしいとの要請があり、さらに実験を続けた結果、次のような許容応力度の緩和策もとれることになりました²⁾。

iii) 分布荷重や集中荷重が多数あってせん断スパンが明確でない場合には、せん断応力度の照査は支点から距離 x の間で行ない、 $x \leq 2d$ のすべての点で許容応力度以下であればよい。ただし、許容応力度は照査位置に応じて次式で割増す。

$$\alpha' = 2 - x/2d \quad (0 \leq x \leq 2d, d \text{ は部材有効高さ})$$

なお、分布荷重のみの場合には支点及び $x=2d$ の点における照査のみでよい。すなわち、 $x=2d$ の点における照査のみでよい。すなわち、 $x=2d$ の点で照査し、かつ支点で許容応力度を2倍にして照査して、両方とも許容応力度以下であればよい。(図-2)

このような許容応力度の緩和条件を採用することにより、カルバート類に新しい許容応力度を採用しても断面厚さが変わらないことが確かめられ、道路土工指針も表-1、表-3と同じ許容応力度を採用することが決定し、現在改訂を行なっているところです。

建設省制定のカルバート、樋門、樋管、擁壁類の標準設計も61年3月完成を目ざして改訂作業に入っております。

質問に述べられているような暫定措置は、これらの指針類や標準設計が発効した時点で解消される予定です。

なお、スラブの押抜きせん断に対する許容応力度は道路橋示方書にも、河川砂防技術基準にも特に規定してありませんので、必要な場合には表-2に示される土木学会コンクリート標準示方書に示される値を用いることになります。コンクリートの設計基準強度が 210 Kg/cm^2 の場合には 8.5 Kg/cm^2 です。

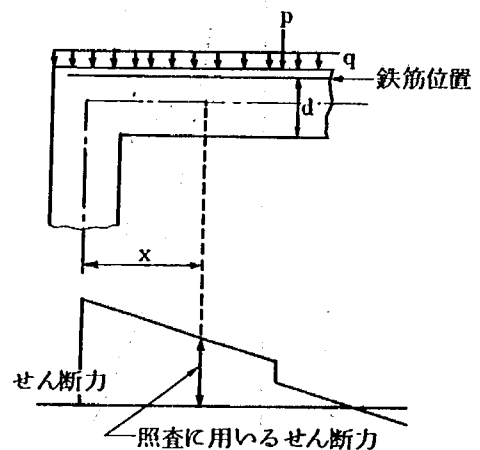


図-2 分布荷重、多点載荷のある場合のせん断応力度の照査位置

(参考文献)

- 1) 地質化学部コンクリート研究室“鉄筋コンクリート部材のせん断強度実験”土木研究所資料 第1982号, 1983年3月
- 2) 小林・森濱・高橋“多点載荷されるせん断補強鉄筋のないRCバリのせん断強度”第6回コンクリート工学年次講演会論文集, 1984年

(コンクリート研究室)

共－8 コンクリートのアクが魚介類に及ぼす影響について

（質問）

当事務所において一般国道3号氷川橋掛け換え工事を計画しておりますが、海岸部に近い箇所の工事であるため、地元の漁業協同組合より魚貝類、特にノリ養殖に及ぼす影響についての陳情があり、工事の施工について苦慮しているところである。

今後の地元との協議を進めるうえで、学術的にコンクリートのアクがどういう問題を引き起こすかについて、最新の見解を教示願いたい。

また、対応策についても、現状でどういうことが考えられるか教示願いたい。

（熊本工事事務所）

（回答）

最近、土木工事におけるコンクリートの使用にあたって、このような質問が多くなっている。このような質問の出る背景には、コンクリート中に重金属や毒性の強い物質が含まれていないかどうか、また、コンクリートのアクが海水中の水素イオン濃度を変え、強いアルカリ性に変えてしまうのではないかと懸念があるからかと思われる。

この問題に対して当所では、概略次のように考えている。

- ① コンクリートのなかの溶解性の物質はほとんどがセメント中に含まれるが、セメントの可溶性成分は天然の海水あるいは土壌に含まれるものと同様なものである。このため、重金属や毒性の強い物質の溶出については問題はないと考えられる。
- ② コンクリートは強いアルカリ性物質であり少量のアルカリが溶出することは事実である。ただし、周囲へ強い影響を及ぼす程多量のアルカリが溶け出せば、コンクリートは長寿を要求される構造物として成り立たない。現実にはコンクリート構造物は数十年という長期にわたって機能しており、溶出量はわずかで川の流れや海水にはほとんど影響していない。

まず、①の問題について考えてみる。ご承知のようにセメントの主材料の石灰石、粘土、石膏である。石灰石はもともと珊瑚等の海の生物といわれており、その化学式は CaCO_3 で表－1に示す海水の成分に含まれるものである。同様に石膏も化学式は CaSO_4 で、これも海水に含まれるものであり、粘土は風化した岩石でどこにでもみられるものである。このような材料を焼いたものが、表－2に示すような成分を有するセメントとなるが、焼いたからといって CO_2 や水分が飛んだりするほかは、基本的な成分には変化はない。このためセメント中の成分が、少量溶け出してもイオン濃度が多少変化するくらいで、まず問題はないと考えられる。

次に、②についてどの程度の成分が溶出するか考えてみると、一般に海中でのコンクリート構造物のかぶり（コンクリート表面から中の鉄筋表面までの距離）は5cmくらいあれば中性化によって鉄筋は腐食することなく、数十年にわたって耐久性があるといわれている。ここでいう中性化とは、コンクリート中の主なアルカリ成分である $\text{Ca}(\text{OH})_2$ が溶出するか空気中の CO_2 等によって中

表一 1 海水中のイオンの割合
(海水は pH 7.8~8.8 のアルカリ性)

CO_3^{2-}	SO_4^{2-}	Cl^-	NO_3^-	Ca^{2+}	Mg^{2+}	Na^+	K^+	Al_2O_3 , Fe_2O_3	SiO_2
0.2	7.7	55.2	0.0	1.2	3.7	30.6	1.1	0.0	0.0

上記の海水中のイオンの割合はどの海域でもほとんど変わらない。

表一 2 ポルトランドセメントの成分(%)

SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3
19~25	3~6	2~4	63~66	1~3	1.5~3.5

性化しコンクリートの pH が低下してくることである。たとえば極端な例を考え、中性化した部分のセメントの成分が全部水中に溶解したと仮定すると、表面から 1cm の範囲の $\text{Ca}(\text{OH})_2$ が 1 年で溶出したとして、コンクリート 1 m^2 中には約 250~300 Kg のセメントが含まれているから、表面から 1cm の範囲のセメントの量は 1 m^2 あたり 2.5~3.0 Kg となり、Ca としては 1.2~1.5 Kg くらいが出て行くことになる。この量は 3~4 トンの水に溶ければ海水中の Ca イオンと同じ濃度となるものである。海水は普通常に移動しているものであるから、この濃度ははるかに低くなる。実際にはコンクリートが水に接していても、溶出する成分の量はごく一部で、少量の全くの停滞水中にでもないかぎり、溶出物の濃度は微々たるものであることがわかりいただけると思う。また一般の環境では溶出したアルカリ成分は水中の炭酸等によりすみやかに中性化され、海水の pH は一定に保たれると考えられる。Ca 以外のイオンも Ca 同様、やはり溶けにくいものになっているが、溶け出したとしても、同様のことがいえると考えられる。このように、硬化したコンクリートからのブクは実質上、海水の組成や pH を変えるものではなく、ましてや生物を死滅させるようなものではないと考えられる。このことは、魚礁その他にコンクリート製品が多数使用されていて、生物がそのまわりに何ら支障なく繁茂している事実からも実証される。ただし硬化コンクリートではなく、セメント水溶液等を多量に海水中に流したりすることは、一時的にその部分の pH を高め、局所的な生物系に影響を与えることが考えられるので、そのようなことをなくすように十分な注意が必要である。

対策としては、コンクリートの施工を入念に行い、型枠からのセメントペーストの漏れを防ぎ、十分な養生を行い、密実で中性化しにくいコンクリート造ること、および施工中にまだかたまらないコンクリートや洗いを海水中に投棄したりすることがないように十分に注意することが

表一 3 おもな堆積岩、化成岩の平均化学組成(%)

SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	FeO	CaO
40~80	4~20	0.8~4	0.7~10	1~12

肝要かと思われる。

(コンクリート研究室)

共-9 高深度における地下水の流動測定法について

(質問)

昭和59年度に地下約170mにおいて地下水の流動調査を実施したが、今まで考えられている南西向きの予想に対して北向きという結果が出た。

計器本来の適用深度(100m以内)を越えているため磁北の設定に多少の不安があることもあって、この結果を採用することについてまだ不安がある。またこの調査で使用した計器は本来、砂や礫などの均一地盤に適するものであり、この様な高深度の亀裂性岩盤に適する調査方法を教示願いたい。

(熊本工事事務所)

(回答)

地下水の流向、流速を正確に測定することは極めて難しいことである。殊に、岩盤の地下水流の場合は、砂礫層のように層流状に流れているのと相違し、割れ目に支配されているために、必ずしも全体の傾向をボーリング孔内での傾向とは一致しないことがある。その理由は、岩盤中の割れ目は方向的に均一になく、ある特定方向の割れ目が発達していることが多いこと、特に高深度の場合は浸透経路となるような開口割れ目は少なく、ある特定の方向のものに流向は支配されること、浸透経路に難透水帯が存在すれば迂回して流れること(これはダムグラウチングでもよく観察されることである)等と考えられる。

地下水の流向、流速を単井孔で測定する方法としては、発熱半導体を用いた方法、ラジオアイソトープ(ほう素)を利用した方法、電位差を利用する方法等があり、実用化されている(昭和59年建設省技術評価による)。これらの測定器は、流速 $10^{-1} \sim 10^{-5} \text{ cm/sec}$ において流速精度は10~70%(10^{-3} cm/sec で20%以下、流速が落ちると精度は悪くなる)であり、流向の精度は 10° 以内である。

これらの値は実験室における値であり、現場での精度は不明であるが、ケーブルの影響すなわちケーブルが長くなることにより測定値にどれだけノイズが入るか、ケーブルの耐水圧、測定ソンドの耐水圧の問題を除けば、測定精度は信頼して良いと思われる。

前述のように、岩盤中の地下水の流向、流速を単井孔でしかも1回の測定で判断することは危険であり、できれば、数本のボーリング孔を用いて、トレーサの追跡実験を行うのが望ましく、改善の策としては数本のボーリングで単井孔の流向、流速を測定するのが望ましい。いずれの場合も1回の測定では測定誤差、季節変動等も考えられるので、数回の測定を行い、総合的に判断するのが良い。

(地質研究室)

共 10 高い透水性土壌での地下浸透法による水質浄化実験について

(質問)

高い透水性を有する地帯で、洪水時の河川水を洪水処理する目的で土壌浸透処理法を用いた場合の、土壌の浄化能力はどの程度であるか。また、浄化能力を確認するための室内実験及び現地実験にはどのような方法があるのか教示願いたい。

(熊本工事事務所)

(回答)

一般に、汚水の浄化に用いられる土壌処理方法は、土壌の表層に生息する微生物の働きや土壌粒子を構成する二次鉱物(粘土、シルト、アルミナなど)と腐植物の物理化学的な作用を利用したところに特徴がある。

このため、表層の全域を汚水浄化に活用させることが重要であり、汚水供給管の底部に防水シートを埋設し、直下方向の流れを防ぐと共に、汚水を上方又は横方向に広く毛管浸透させることが技術的に重要である。

この毛管浸透法が目詰り発生の防止と高い浄化効率を得るためのポイントでもある。以下、順次質問にそって述べることにする。

1) 土壌の水質浄化能力について

汚水に対する土壌の浄化(能力)機構には、ろ過、吸着、分解など多様な働きが存在する。浄化能力は供給水の濃度、供給方法、処理条件などによって変化するので、一律に論ずることはできない。表-1と表-2に建設省内で実施した土壌処理実験のデータを参考に示す^{1), 2)}。すなわち、除去率が90%以上の項目は、ろ過性に基づく浮遊物質(SS)、吸着性に基づく総リン(TP)、蓄積性と分解性に基づく有機物(BOD, COD)である。しかし、窒素化合物については硝酸態窒素にまでは十分酸化されるが、脱硝酸化までは進みにくいので、総窒素としてみた除去率は一般に10~30%と低い。本計画での高水時の水質データではTNが0.6~1.3mgN/lと低く、浄化率

と地下水の希釈により0.5mgN/l以下になると予想され、飲料水基準10mg/lからみて安全であるといえる。

表-1 豚舎排水の土壌処理結果

項目	原 水	処理水	除去率(%)
BOD	30.4	0.69	98
COD	21.4	0.64	97
SS	23.0	2.2	90
CL	33.3	26.2	22
TN	52.4	34.6	34
TP	11.4	0.03	99

土壌=黒ボク、火山灰土
散水量=20mm/日

表-2 下水二次処理水の土壌処理結果

項目	原 水	処理水	除去率(%)
BOD	29.7	0.61	87
TN	18.6	1.78	7
TP	2.62	0.004	98

土壌=マサ土(花崗岩風化土)
散布量=84mm/日

表-3 高水時の水質*

項 目	st. A	st. B	水道法等の基準値
BOD (mg/l)	0.7	1.5	
COD (mg/l)	3.3	6.7	
SS (mg/l)	13	32	
大腸菌群 (MPN/100ml)	4.9×10^3	$(0.2 \sim 2.4) \times 10^4$	検出されないこと
Cd, CN等の健康項目	ND	ND	検出されないこと
Cl	2.7	2.7	水道法(200)
TN	0.64	1.32	水道法(10)
TP	0.04	0.16	
F	0.08	0.10	水道法(0.8)

* 熊本工事事務所で測定したデータ

ただし、衛生上の問題である大腸菌群については、供給水中に 5×10^4 MPN/100ml 程度は存在するものと想定して検討しておく必要がある。一般に、土壌中に散布された汚水中の大腸菌群 (Coliform Group, N) は、土壌の深さ方向に指数的に減少し、かつ、時間の経過と共に指数的に死滅する。いま、前者の吸着速度定数を K_1 、後者の死滅速度定数を K_2 とすると、汚水散布後 t 日目の、土壌深さ Z (m) での大腸菌群の数は次式で表わすことができる³⁾。

$$N_{Z,t} = N_{Z=0,t=0} \exp(-K_1 Z - K_2 t) \dots \dots \dots (1)$$

既往の実験結果から K_1 と K_2 はそれぞれ 11.5 1/m 、 0.842 1/d が得られているので、土壌の深度 $Z = 1.5 \text{ m}$ 、給水後の経過時間 $t = 1$ 日と仮定すれば、浸透水中の大腸菌群数は 1×10^4 MPN/100ml となり、實際上問題は生じないといえる。

2) 浄化能力の定量化について

① 物理化学的試験による方法

リンのように高い吸着性を示す物質については、その吸着能力を実験によって求めるか、吸着能力に関与する土壌の成分を物理化学的試験によって求め、両者の関係式から推定することができる。例えば、“土粒子-水”システムでのリンの最大吸着量 $B_{\max}$ は(2)式又は(3)式で推定することができる⁴⁾。

$$B_{\max} = 3.54 \times [S+C] + 5.38 \times 10^5 \times 10^{-\text{pH}} - 49.9 \times [\text{TC}] + 431.4 \times [\text{act. Al}] + 20.0, \\ R^2 = 0.945 \dots \dots \dots (2)$$

$$B_{\max} = 307.7 \times [\text{act. Al}] + 34.0, R^2 = 0.846 \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 $[S+C]$ はシルトと粘土の含有量、%

$[\text{TC}]$ は全有機炭素の含有量、%

$[\text{act. Al}]$ は活性アルミナの含有量、%

但し、 $B_{\max}$ の単位は $\text{mgP}/100\text{g-dry Soil}$ である。式(2)、(3)で求まる $B_{\max}$ はパッチ式振と

り実験によるものである。土壌とリンの反応は完全な吸着平衡関係に基づいた結果といえる。実際の現地プラントにおいて吸着できるリンの量(W)は、水みち、不透透領域の発生などから B_{max} で推定できる吸着量よりも小さくなるのが容易に想像できる。実際に汚水を土壌に散布し、浸透水中のリンが検出される(0.01mgP/l)までに吸着除去できる量を破過実験から求めると次のような関係が見い出される。

$$W = 0.6 \times B_{max} - 19.8 \text{ (mgP/100g-dry Soil)}$$

このWの値から、土壌の耐用年数あるいは、可能な積算負荷量を算定することができる。

② ライシメータを用いる方法

水の収支が把握できるライシメータを使用して実験を行えば、多くの物質に対する除去特性及び除去能力を定量的に評価することができる。しかし、自然の状態をライシメータ内に再現することは困難であり、搬入の際の転圧の程度に注意を要する。

ライシメータの大きさには種々のものが使用されており、1辺の長さが0.5~5mのものが多い。深さは0.5~2m程度のものが多い。装置に具備されなければならない要件としては、流入と流出の水量が正確に計測できることである。こうした条件で、流入水と流出水の水質を分析すれば、土壌への負荷量($Q_{in} \times C_{in}/S$, $\text{gr/m}^2/\text{d}$), 除去量($(Q_{in} \times C_{in} - Q_{out} \times C_{out})/S$, $\text{gr/m}^2/\text{d}$), 蒸発量($(Q_{in} - Q_{out})/S$, mm/d)等を求めることができる。

図-1は最も簡単な装置で、透水係数を求める装置を浄化実験に利用することができる。また、流入速度が変えられるよう精度の高い(ピストン型)定量ポンプを使用するとよい。

図-2のように、大型ライシメータを野外に設置した場合には、降水の影響も考慮できるようにする必要がある。

③ 現地実験の方法

現地実験も基本的には室内実験と考え方は同じで、水収支及び物質収支の把握ができることが必要である。現地実験で技術的に困難な問題は地中水の採取である。地中の水を採取するには、多孔質のポーラスカップを所定の深さに埋め込み、真空ポンプで引き抜く方法と、 $10 \times 10\text{m}^2$ 程度の大きな防水シートを埋め込み、処理水を集水井戸に貯める方法などがある。

図-3には小型施設では水の動きなど実際の現象が解明できないために現地に設置した実験施設の例である²⁾。同施設は長さ50m(トレンチの部分10mを含む)、幅30mの大きさである。ただし、施設の境界には地

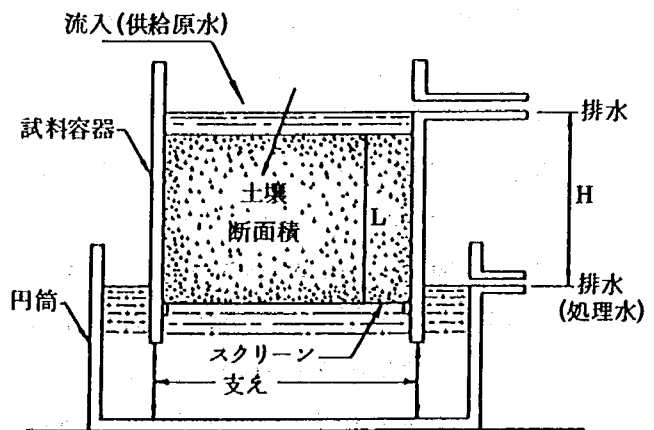


図-1 定水位透水テスト

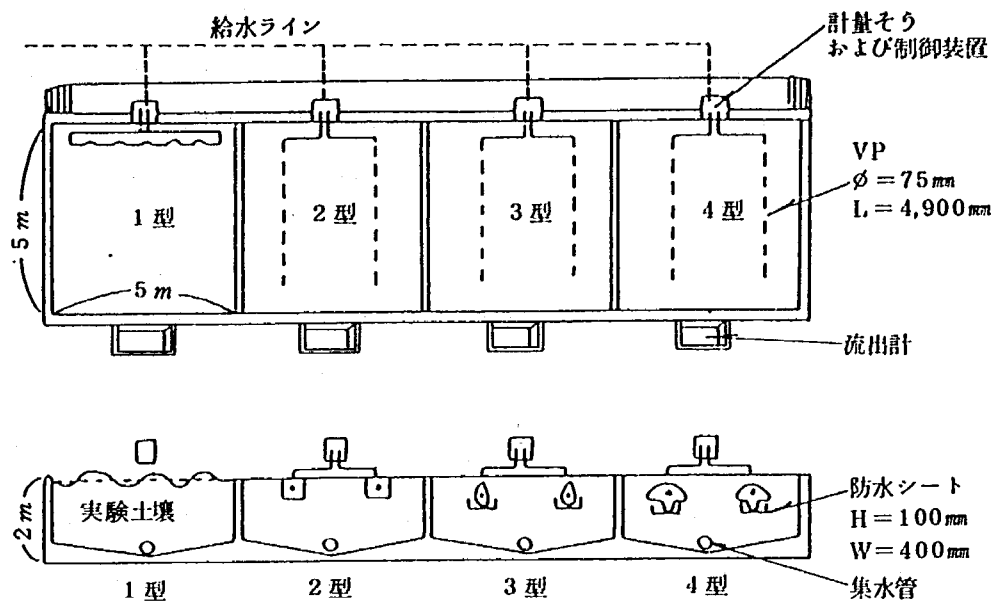


図-2 大型ライシメータを用いた土壌処理実験装置

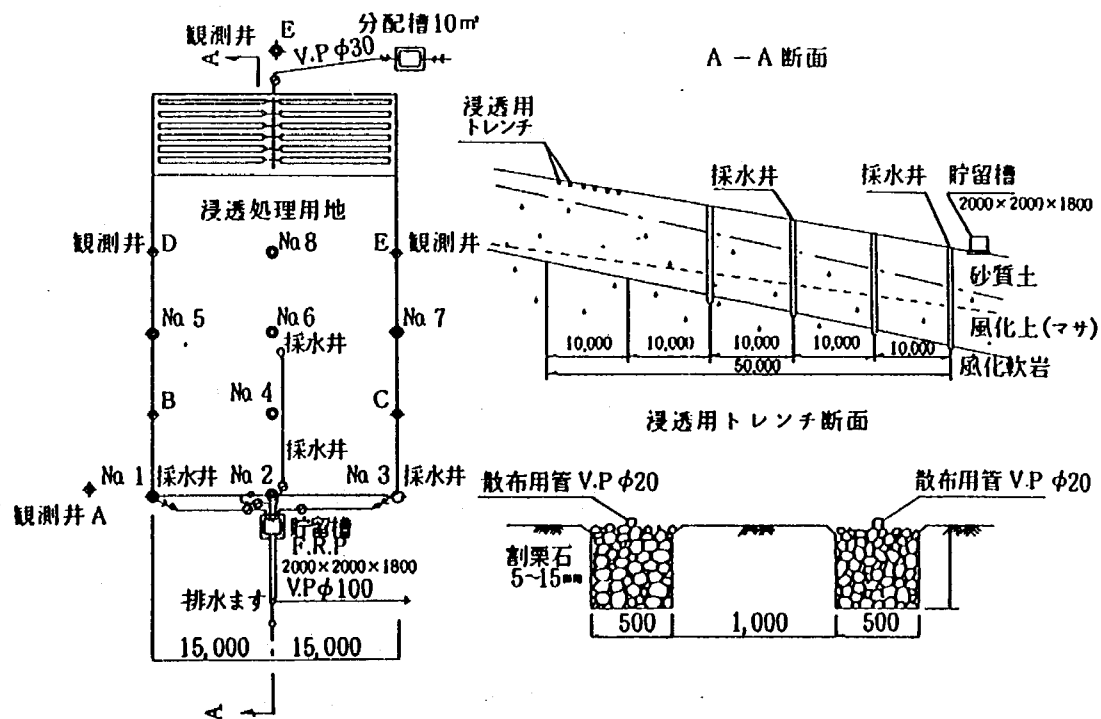


図-3 現地試験施設の概要

下水の移動を制限するものは何もなく、周辺の地下水は自由に移動している。浸透水の水質は各井戸で観測するが、散布した供給水のみでなく、周辺地下水も含んだ結果が得られることになる。こうした場合、地下水の寄与率（希釈率）を求めることが必要となる。本施設では、土壌に対し比較的反応の弱い物質で、しかも保存性のある塩素イオンをトレーサーとして供給水に添加した。図-4は塩素イオン濃度を前期に71.6mg/l、後期に2倍の143mg/lとして供給した時の浸透水の塩素イオン濃度を示しており、ほぼ平衡状態に達したと考えられる時期の水質濃度から、供給水量の5.5倍に相当する地下水量が流入していたと考えられる。このようなデータも含めて、除去率を算出するには(4)式を使用することになる。

$$\text{除去率} = \left(1 - \frac{\sum Q_O C_O - \sum Q_G C_G - \sum Q_R C_R}{\sum Q_W C_W} \right) \times 100 \dots\dots\dots (4)$$

但し、上式においてQ、Cはそれぞれ流量及び濃度であり、添字O、G、R、Wは地下水、周辺地下水、雨水、供給原水であることを示す。

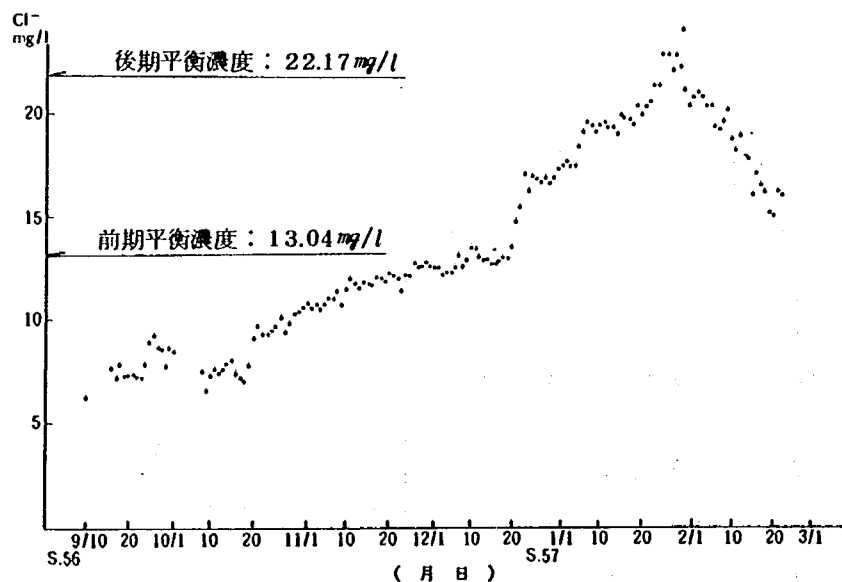


図-4 観測井戸Cl⁻連続測定結果

(参考文献)

- 1) 建設省土木研究所「豚舎排水の土壌活用による浄化実験結果(昭和59年度)」(未発表)
- 2) 建設省土木研究所「昭和56年度下水道事業調査費報告」昭和57年5月
- 3) 同 上 「昭和59年度 " 」昭和60年5月
- 4) 同 上 「昭和53年度 " 」昭和54年5月

(水質研究室)

共－11 地下水の影響調査方法について

（質問）

土質等にもよると思うが、流路工施工に伴う河床高変化による地下水位の影響範囲はいか程と考
えるべきか、また、その地下水位変動の簡易な調査方法はないか教示願いたい。

（福岡県土木部砂防課）

（回答）

流路工の施工に伴い地下水位の変動とそれによる地下水位の影響を事前に予測して工事を実施し
ている例は温泉水源等特殊な例を除いて少なく、一般的には事後処理で十分対応されているのが通
例であり、それぞれの問題に対応した調査手法がとられ、一般的な調査手法は確立されていないの
が現状である。

地下水調査を行う場合は、流路工工事の着手前と施工後において地下水位を実測し比較すること
によって変動量を把握する方法をとることが多い。

調査方法は河道周辺の湧水点の有無、溜池や井戸の水位を測定することやNaCl等の試薬を投入
して浸透水脈を確認する方法がある。地下水の汚濁による問題は、全国的にみて特殊な例であるが、
汚濁の発生源を知るために試薬を投入して浸透水脈を追跡する方法がある。

（砂防研究室）

共－12 石炭採炭跡（古洞）の調査と対策について

（質問）

筑豊地区を中心にして福岡県内には広く炭坑跡地が分布し、浅所陥没発生等の鉱害問題が生じて
いる。したがって、この地域に道路を新設する場合、石炭採炭跡（古洞）の調査を詳細に実施し、
的確な対策工法を講じる必要がある。そこで石炭採掘跡の調査方法、浅所陥没及び沈下等の予測等、
対策工法について教示願いたい。

（福岡国道工事事務所）

（回答）

1. 石炭採掘跡（古洞）の調査

石炭採掘跡の古洞に限らず、石灰岩地帯の溶食空洞、金属鉱床の坑道等は、土木構造物を建設す
るうえで、支持地盤としての強度、基礎岩盤としての透水性等に問題を生じる。したがって、これ
らの地下に存する空洞の分布を把握することは重要である。

空洞の存在を知る方法としては、

- ① 文献、聞き取りによる調査
- ② 現地踏査

③ 物理探査

④ ボーリング等の調査

があるが、現在のところ、空洞の存否を知る確立された調査手段、手法はない。

以下に、調査法の現況と限界について述べる。

1) 文献、聞き取りによる調査

炭鉱、金属鉱山等の鉱山では、坑道の図面が整備しており、これらは鉱山会社、鉱山保安監督局等に保管してある。しかし、これらの図書は、特に古い鉱山では完全でないこともあるので注意を要する。

坑道図の不備を補完する方法として、鉱山関係者からの聞き取り調査が有効であるが、記憶に基づくため不正確なことが欠点である。

2) 現地踏査

いわゆるケービングによる調査である。危険を伴うため、十分な調査ができないのが欠点である。

3) 物理探査

空洞を調査する物理探査には、弾性波探査、電気探査、重力探査、電磁波探査、磁気探査等がある。

弾性波探査には屈折波法、直接波法、反射波法および表面波を利用する方法があるが、屈折波法は走時の遅れや波形の乱れから空洞の存在を知ることができるが、一般には空洞探査には用いられない。

直接波法は、弾性波が空洞を迂回して伝播することによって走時に遅れが生ずることに根拠をおいている。図-1に示すように、起・受振点の適切な配置により走時の遅れから空洞が判明することがある。しかし、空洞にある程度の

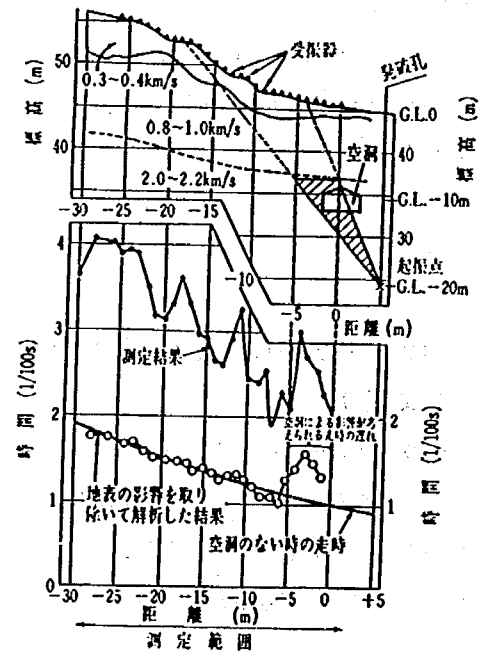


図-1 直接波(屈折法)による空洞探査例

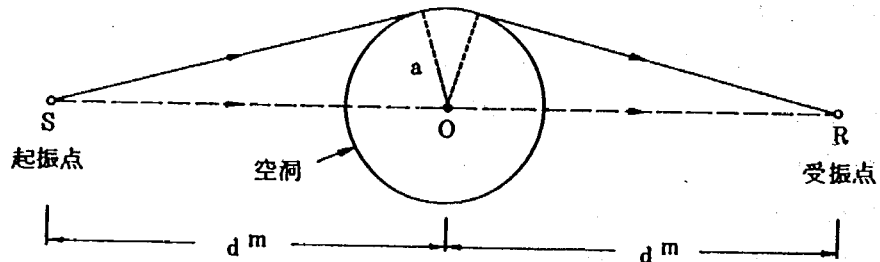


図-2 直接波の伝播経路

大きさがないと走時の差は測定誤差の範囲に入ってしまうことがあり、例えば図-2において起振点間の走時に1 msecの誤差を生ずるためには、空洞の半径 a は近似的に

$$\text{岩盤速度 } V = 1,000 \text{ m/sec の場合 } a \geq \sqrt{d+1/4}$$

$$V = 2,000 \text{ m/sec の場合 } a \geq \sqrt{2d+1}$$

$$V = 4,000 \text{ m/sec の場合 } a \geq \sqrt{4d+4}$$

となり、かなり大きな空洞がないと検知されないことになる。

反射波法は、起振振点が同一地点にある場合、直下に空洞があるとそこで明瞭な反射波が得られることになる。しかし、反射波法は波形のラインナップで見ることから数受振点以上ないと検出できず、大規模な空洞でないと判らない。

表面波を利用する方法は、地層構成が変わると表面波の伝播速度が変わることから、空洞の存在を推察する方法である。しかし、表面波はその周波数が達する深度までのすべての情報を含んでいることから変化が少ないこと、周波数の関係上深い所の探査ができないこと、さらに解析法が理論的に確立されていないこと等の欠点がある。

電気探査は、比抵抗分布から地下の地層構造を推定しようとするもので、測定法は4極法が用いられ、電極配置によりウェンナー法、シュランベルジャー法、エルトラン法、ダイポール法、リー法等がある。理論的には無限媒質内に球形空洞が存在する時、ウェンナー法、エルトラン法とも空洞の深さ d が空洞の半径2倍以上になると見かけ比抵抗異常は5%以下になる。したがって、水平・垂直探査によって多数点の見かけ比抵抗の測定を行い、見かけ比抵抗感度分布図を作成し、判断することになるが、凝灰岩、砂岩頁岩、石灰岩での実験例では空洞の長さがある程度長い場合、空洞断面径の2~4倍程度の深度まで概略位置が推定できた。

重力探査は、地下に空洞がある場合、負の重力異常となって表われることを利用している。理論的には測定機の精度から半径2mの球形空洞は深度5mまで、同半径の無限円柱体ならば深さ21mまで探査できる。実際の適用例ではおよそ空洞断面積の2~4倍程度まで推定できた。

電磁波探査は、電磁波を地中に発振し、それが導電率、誘電率の異なるところから反射してくる波を捉え解析する方法である。可探深度は電磁波の波長、地層の導電率、誘電率、電磁波のインテンシティ等によって異なるが、現在の測定機では数mまで、最も条件の良い所でも20m程度である。また電磁波探査は地下に鉄筋等の導電体が存在すると干渉を受ける。

磁気探査は磁気の変化に着目したもので、鋼製支保工を使用した古洞では有効であるが、探査深度は数mと浅い。

4) ボーリング等による調査

直接橋脚位置等にボーリングを行い、空洞の有無を確かめるものであるが、ボーリング点のみしか判らない。また検層等を利用しても孔壁周辺しか判らない。

以上のように空洞探査は極めて難しく、直接的に空洞の存在を知る手法はない。地盤の物性的なアノマリイ(異常)を利用する物理的探査方法での可探深度は空洞直径の2~4倍程度であると

考えてよい。したがって、複数の物理探査を組合せ精度を上げて推定し、さらに直接的にボーリングで確認するのが良いと思われる。

現在物理探査関係では測定値を計算機で処理をし、断面構造を推定する方法いわゆるトモグラフィ技術が開発されつつある。未だ実用的ではないが、ボーリング孔、横坑等を利用してより詳細な地質断面が得られるようにするために開発中である。

2. 浅所陥没、沈下等の予測

古洞の位置や大きさが判明した場合に、上部に建設される盛土や構造物が古洞やその周辺に及ぼす影響（応力の増加、沈下等）を調べる方法として候補にあがるのは、ブシネスクやウェスタガードの方法による地中応力計算や有限要素法による弾性及び弾塑性解析であろう。しかしながらこのような計算方法を用いて影響を推定する場合、精度を上げるために地中の層構成や力学的性質を適確に評価することは質問のような状況設定にあっては非常に困難であると思われる。次に、計算を実行しても、古洞やその周辺の地盤の健全度合（劣化、強度等）を十分に把握していないと、陥没等が起こるかどうかの判断ができない。従って浅所陥没を検討する場合、弾塑性解析のような手法は古洞の位置・大きさ、周辺地盤の層構成や古洞の健全度が判明している時のみに現実的意味を持つと言えよう。

上述のように通常の場合には解析的に陥没を予測することは困難であるケースが多いと考えられるので、次節で述べるように陥没の対策に力点を置くのが現実的な対応となろう。なお陥没が生じた場合に、それが地表面に及ぶ影響（沈下の生じる範囲等）については有限要素法による解析などにより推定可能であると考えられるが、地層の状況把握が容易でないので、陥没に関する類似事例を収集し参考にすることがより重要となろう。

3. 対策工法

古洞による浅所陥没の対策として、原理的には次のような方法が考えられる。

- (1) 古洞を避ける。
- (2) 古洞を埋める（掘削置換工法、充填工法など）
- (3) 荷重のかけ方を工夫する
 - 荷重を軽減・分散させる（床版、地盤改良、盛土補強、ボックスカルバートなど）
 - 古洞へは無負荷とする（杭基礎、高架型式など）
 - 自重を軽くする（軽量材、中空材など）
- (4) 耐陥没型の構造物とする。

(1)については、路線計画上の問題であるが、事情の許す限り古洞による陥没の恐れのある地帯は避けるべきであることは言うまでもない。

(2)については、置換工法、充填工法などが考えられる。古洞の位置が比較的浅所にある場合は地表からの掘削による置換工法が最も確実である。この場合、掘削置換後の地下水の径路や排水性などに注意する必要がある。古洞が深部にある場合は充填工法が考えられる。しかしながら充填工

法を用いる場合、古洞の広がりや連続性は一般に明らかでなく、古洞そのものも内部は周囲より崩壊した土砂がゆるく堆積した状態で空間の大部分が占められていたり、地下水で満たされていることが想像される。従ってボーリング孔を介しての古洞への充填は、充填の量や圧力を適格に設定することが難しい、充填の範囲がどこまで及んでいるか把握し難いという点がある。確実に充填がなされているかどうか確認するためにはチェックボーリングを実施することになる。このように施工管理及び効果確認において不確定な要因が多々あるので、充填工法は古洞の位置・大きさ・連続性・範囲などが判明している場合を除いて、あまり有効な対策工法とは言い難い。なお、充填工法を用いる場合、充填材料としては、圧入に際しての施工性（流動性）、空洞内における充填性、圧入後の非逸走性（地盤中への）、非収縮性、耐久性などが要求される。また価格の面からの検討もある。通常はセメントモルタル系のものを中心に、配合や充填性に関する実験を行うのが望ましい。

(3)については、古洞に影響を及ぼさないように荷重のかけ方を工夫するもので、次のような種々の方策が考えられる。第一は荷重を出来るだけ広い範囲に均等に分散させ、地中応力の増加を最小限にすることである。盛土の場合は盛土と地盤の間に剛な床版（鉄筋コンクリート製）を置く方法、盛土下の地盤を一定の厚さで地盤改良して版構造を作る方法、盛土体下部をマットやジオテキスタイルなど補強する方法などが考えられる。床版による方法は日本道路公団における実績¹⁾がある。構造物の場合は床版を広くとるいわゆるスプレッドファンデーションの採用やボックスカルバートの利用も考えられる。第二は荷重を地中の古洞に対して影響の少ない箇所で支えるもので杭基礎の採用である。古洞より深部の支持層への杭基礎は確実な方法である。支間長を短くすることが出来れば高架等の橋梁型式もある。第三は自重を軽くすることである。盛土の場合、軽量材の使用や中空箱型構造の使用なども考えられる。

(4)については、浅所陥没が生じてもその影響が直ちに道路交通に影響を及ぼさない構造とするものであり、(3)で述べた対策工法を行えばこの条件は大体満たされていると考えられる。しかしながら耐浅陥没構造物といっても、浅所陥没が生じた場合、直ちにそれを検知して影響が大きくなりないうちに陥没箇所の復旧を行わなければならない。特に荷重分散をはかる床版等を用いる工法では床版下の空洞の早期発見と復旧は大切である。浅所陥没を検知する方法としては盛土や構造物直下の地盤面の沈下を測定するのが直接的で現象面でもわかりやすい。沈下を測定する手段として、これを電氣的に測定し遠隔的集中管理的に行う方法も考えられるが、測定においては精度は粗くても耐久性があり頭丈で信頼性・確実性のあることが肝要である。実績としては重錘を用いた機械式の検知装置がある¹⁾。

以上対策工法について概要を述べたが、これらが特に普及しているわけではなく、工法の選定に当っては質問のような古洞による浅所陥没は全国的に見ても異例の現象であるので、現地の状況を十分に調査の上、類似工事があればそれも参考にするなど、現地条件に即した対応が大切であろう。

(参考文献)

1) 日本道路公団試験所「技術情報」第36号, 1977年3月

(地質研究室, 施工研究室)

共 - 13 建設振動の簡易予測について

(質問)

建設騒音については, 土木研究所において簡易予測方法の開発が行われており広く活用しているが, 最近は工事現場において, 振動についての苦情が多くなってきており, 振動についても簡易予測方法の開発要望が強く, その予測方法開発の可能性について教示願いたい。

(九州技術事務所)

(回答)

建設振動の予測においても, 騒音の場合と同様, 発生量の予測と伝ばんの予測の2つの視点が必要である。建設工事の振動の発生原因は工事に伴う局所的で急激な地盤の変形と破壊であり, 騒音の場合のように機械固有の値として, 建設機械の振動を定量化することができない。地盤の振動の発生量の大きさは, 変形の数値と地盤が破壊する時点での蓄積した歪エネルギーによって規定されるから, 振動の発生量は, 機械と施工法および地盤条件を要因として定量化する必要がある。

また, 振動の伝ばんは, 媒質となる地盤の構造によっては極めて複雑な様相を呈し, 単純な方法で予測することは難しい。しかし, 地盤の構造を単純化して考えることができれば, 振動の伝ばんは理論的, 実験的に解明されている, 半無限弾性体内(表面)の振動の伝ばん特性を用いることができる。この場合, 振源の近傍を除き, 振動の伝ばんは単純な式¹⁾,

$$L_v = L_0 - 10 \log R - aR \dots\dots\dots (1)$$

L_0 ; 振動源の振動基準レベル

R ; 振動源からの距離

a ; 土の粘性による振動減衰係数

として, 任意の点の振動レベルを推定することができる。ただし, L_0 は騒音の場合のA特性音響パワーレベルに相当する値であり, これは前述のとおり簡単に求めることができない。

したがって, 質問にあるような「騒音の簡易予測方法」に類したものとしての「建設振動の簡易予測方法」を今現在の知見をもとに構成することは困難である。

なお, 簡易予測方法より精度は劣るが「建設振動の当面の予測の方法」として土木研究所資料²⁾に報告しているので参考にされたい。

建設振動の予測方法について, 土木研究所では昭和61年度から4ヶ年計画で研究する予定があり, この研究成果のひとつとして, 建設振動の簡易予測方法に類する建設振動の予測方法を取りまとめるつもりである。この研究では, 特に振動の発生量が大い抗打機を中心に振動の発生メカニズ

ムと伝ばんの性質について実験および理論的解明を実施する予定である。したがって、数年の後には建設振動についてある程度での予測が可能になるものと思われる。この予測方法では、①杭打機、②杭(矢板)の種類、大きさ、③地盤の強さ、④地層構成、などを要因として振動の発生と伝ばんを予測する方法となるものと考えられる。

(参考文献)

- 1) 沢田茂良, 太田 宏, 境 友昭: 建設騒音振動の予測評価手法に関する研究(第1報) — 建設機械の騒音振動の測定 —, 土木研究所資料第1739号(1981)
- 2) 沢田茂良, 太田 宏, 境 友昭: 建設騒音振動の予測評価手法に関する研究(第2報) — 建設騒音・振動の予測 —, 土木研究所資料第1775号(1982)

(機械研究室)

共 - 14 ブロック積擁壁の安定計算について

(質問)

ブロック積擁壁の安定計算は、胴込めコンクリートによるブロックの一体化を考慮してコンクリート製もたれ擁壁と仮定して実施しているが、他の安定計算方法があれば教示願いたい。

(宮崎県河川課)

(回答)

ブロック積擁壁は、のり勾配が1:1より急なもので、主としてのり面の保護に用いられる。従って、背面土が良好で十分締固められている場合、背面の地山が安定している場合など土圧が小さく、また倒壊しても重大な事故につながらない場合に適用されることが多い。さらにブロック積擁壁は、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、

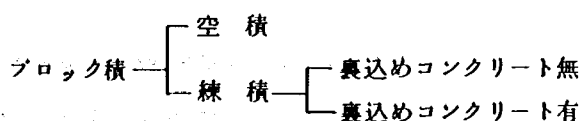
① 擁壁の高さに応じたのり勾配を規定している。

② 擁壁背面土の安定性に負う所が大きい。

等の特徴を有している。

ブロック積擁壁は、全体が一体となって働くものでなく、個々のブロックのかみ合せや裏込め材によりその位置を保って土圧に耐える性質のものである。従って、ブロック積擁壁に作用する土圧によってブロックが滑り出さないような十分な控長と良く締固められた裏込め材が必要となる。

ブロック積擁壁は、胴込めコンクリートや裏込めコンクリートの有無により次の様に分類されるが、一般土木用としては練積にすることが多い。また練積の場合は、構造的にコンクリート擁壁と



同様に扱うことも考えられるが、壁体の厚さが比較的薄いことや現場で施工されるコンクリートの信頼性が低いことなどから、空積と同様に扱われている。

実際の設計に当っては、経験的に断面が決められることが多く、一般にブロック積ののり勾配は高さに応じて3分から6分程度とし、こののり勾配と関連させて必要な控長及び裏込め材の厚さが決定される。例えば道路土工——擁壁・カルバート・仮設構造物土工指針——（日本道路協会）においては、表－1を用いてのり勾配及び控長を、表－2を用いて裏込め材の厚さをそれぞれ設計することとしている。

表－1 直高とのり勾配及び控長

直 高 (m)		0～1.5	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)	$35+5^*=45$	$35+10^*=45$	$35+15^*=50$	$35+20^*=55$

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は1.5～3m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3～5mの高さまで用いてよいが、5mを超えてはならない。

注3： この表では割石程度を考えているので、玉石などを用いるときは、これよりいくぶん安全側にとる。

表－2 直高と裏込め材の厚さ

直 高 (m)		0～1.5	1.5～3.0	3.0～5.0	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、この表の小さめの値を、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。

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30～40cmとする。ただし地山がよく締っていないもの及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ずる。

なお、既に述べたようにブロック積擁壁は、それぞれのブロック相互のかみ合せによってその位置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、ブロック積擁壁の任

意の高さにおいてブロック積擁壁の自重とこれに作用する土圧の合力の示す線、すなわち示力線がブロック積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などもあって利用されることは少ない。

また、ブロック積擁壁の破壊の多くは、基礎地盤の支持力不足に基づく沈下によるか、または摩擦力（かみ合せ）の不足している部分がはらみ出すことによって生じているが、これらに対しては地盤条件に見合った基礎工を採用すること、のり勾配を緩くすること、控長を長くすることなどによって安全を確保するのが一般的である。（施工研究室）

共－15 耐震設計での土質による土質定数の低減について

（質問）

耐震設計では、現地盤から3m以内にある粘性土層及びシルト質土層で、一軸圧縮強度が $0.2\text{Kg}/\text{cm}^2$ 以下の土層はごく軟弱な土層とし、その土質定数を耐震設計上零とすることになっている。

有明海沿いの超軟弱地盤地帯はごく軟弱な土層が深さ20～30mにも達する。

1) 指針でいう現地盤の考え方（あくまで現地盤か、またはある程度の掘削面なのか）及び3mの根拠について

2) 3m以深若しくは、フーチング下面より以降もごく軟弱層が存在する場合

上記の耐震設計上の取扱いについて教示願いたい。

（河川部河川工事課）

（回答）

道路橋示方書耐震設計編にいう現地盤面とは、掘削面ではなく、あくまで現地盤表面を指している。

また、現地盤から3m以上の深さまで連続して一軸圧縮強度が $0.2\text{Kg}/\text{cm}^2$ 以下の土層が存在する場合でも、上記耐震設計編では、耐震設計上その土質定数を零とする土層厚さは3mでよいとしている。

このような考え方は、上記示方書耐震設計編（昭和55年5月刊行）に述べられているところであるが、これはこの耐震設計編の前身である道路橋耐震設計指針（昭和46年3月制定）に定められていた内容と同じである。

昭和46年に制定された道路橋耐震設計指針が刊行されるに至った要因の一つには新潟地震における昭和44年の大橋の被害が挙げられている。この被害例は地盤の液状化現象が原因であったので、その後の指針あるいは前記の示方書においても、液状化による被害を軽減するため、液状化を生じる恐れのある地盤の判定と、設計上の扱いが明記されたものである。

また、液状化のみならず、極めて軟弱な粘性土から成る地盤についても、耐震設計上の注意を払う必要があるため、両者を合わせて「耐震計算上土質定数を低減させる土層」の規定が上記示方書に盛り込まれている。

質問の内容が、特に粘性土層についてのものであるので、ここでは砂質地盤についての説明は省略するが、砂質土と異なり粘性土の場合には、その強度は粘着力による部分が大きいので、地震動の繰返し応力の作用による間隙水圧の上昇にともなう急激な強度低下は生じない。したがって、本来粘性土層にあっては強度低下を考慮しなくてもよいことになるが、粘性土層の場合、一軸圧縮試験のコアが自立する限度は圧縮強度が 0.2Kg/cm^2 程度であり、このような超軟弱粘性土の場合には耐震設計上その土質定数を無視するのが妥当であるとの工学的判断に基づいて質問にあるように規定されたものである。

また、粘性土地盤では、その強度は圧密荷重が大きくなれば大きくなるので、圧密の終了した地盤では深くなるにつれて強度は大きくなるのが普通である。即ち、深さ 3m 以深の地盤では通常、一軸圧縮強度が 0.2Kg/cm^2 を下廻ることはまれであり、上載荷重としての効果が期待できることから粘性土地盤にあっては耐震設計上土質定数を零とする厚さの最大値を 3m と規定したと解することができる。

ただし、以上の説明は現地盤面が水平な場合であり、橋台背後に盛土をする場合や、現地盤面が傾斜している場合には構造物基礎には偏土圧が作用することになる。このような地盤内応力条件のもとで地震力が作用すると、偏土圧の作用している方向に地盤が変形し、構造物基礎には過大な力が作用することとなる。したがってこのような場合には注意が必要であるが、このような地盤の地震による永久変形の算定をどのように行うかという点については今後の検討課題である。

なお、道路橋示方書耐震設計編の解釈については参考文献に挙げた文献が参考になろう。

(参考文献)

- 1) 総括小委員会耐震設計分科会；(V)耐震設計編に関する質問および回答，道路1981年3月号 pp. 45～47
- 2) 栗林栄一；道路橋示方書V耐震設計編の制定，橋梁と基礎，1980年7月号 pp. 10～15
- 3) 浅間達雄；耐震計算上の地盤面のとり方(軟弱層)，橋梁と基礎，1971年10月号 pp. 55～57

(振動研究室)

2. 河 川 部 門 (目次)

河 - 1	非常用洪水吐の越流長の決定方法について	47
河 - 2	河川の自浄作用と浄化対策について	49
河 - 3	流域内の雨水保水能力向上について	60
河 - 4	土石流危険渓流警戒避難基準雨量の設定について	66
河 - 5	河口閉塞現象について	68
河 - 6	堆積岩類の透水性の把握について	73
河 - 7	効率的な水質測定計画立案のためのデータの評価方法について	74
河 - 8	腐植物質等の調査分析方法について	76
河 - 9	BODのバイオセンサーについて	78
河 - 10	樋門・樋管におけるゲート据付に伴う門柱の形状寸法について	81
河 - 11	転石・玉石混り堤防における矢板の打設とその影響について	83
河 - 12	海岸堤防における越波について	86
河 - 13	分流計画におけるシュミレーションモデルについて	91
河 - 14	河川の粗度係数について	94
河 - 15	河床変動計算における変動幅の推定について	101
河 - 16	コンクリートダムにおける基礎処理について	104
河 - 17	ダムの試験湛水とダム挙動の観測について	105
河 - 18	重力ダムの上・下流面勾配の考え方について	106
河 - 19	土石流常襲地帯における砂防構造物について	107
河 - 20	コンソリデーショングラウトにおけるルジオンチェックについて	109
河 - 21	沈砂池の設計対象土粒子粒径について	111
河 - 22	土木構造物標準設計の開閉荷重について	112
河 - 23	機械設備の信頼性の考え方について	115
河 - 24	河底を横断する鋼製圧力管路の構造について	119
河 - 25	フィルダムの築堤材料(ロック材)について	120
河 - 26	ダム築造による濁水長期化について	122
河 - 27	河川堤防の耐震設計について	127

河一 1 非常用洪水吐きとしての自由越流堤の越流幅の決定方法について

(質 問)

常用洪水吐きからの放流については下流に急激な水位変化を与えることに対する制限があるが、非常用洪水吐きからの放流については明確な規準がないようである。

このため、非常用洪水吐きが自由越流堤の場合はその越流幅を地形的な条件で適当に決定しているのではないかと思います。これでは越流水深が任意に決定され、ひいてはダム高及び湛水線が任意に決定されることになるため事業費に大きく影響することが考えられます。

そこで、自由越流頂の越流幅を決定する場合の下流の水位変化の制御についての考え方を教示願いたい。

(大分工事事務所)

(回 答)

非常用洪水吐きとしての自由越流堤の越流幅の決定では、次の意見を考慮することが必要である。

意見一 1

有限なダムサイト（この場合は貯水池容量と言った方が適切かもしれない。）を最大限有効に活用するためには計画的に運用できる貯水池容量が最大となるように設計すべきである。すなわち、自由越流堤は計画を越える洪水に対処する施設であるから、越流幅を可能な限り大きく設定して、計画上有効に利用できない貯水池容量は極力減らすべきである。

意見一 2

自由越流堤は計画を越える洪水に対処するための施設ではあるが、一度越流が開始されるとダム下流河川に及ぼす影響が極めて大きいので、自由越流堤は河川管理上許容できる限度内で設計すべきである。

これは、自由越流堤の越流幅を大きく設定し、貯水池の貯留効果がほとんど発揮されないように設計した場合に越流が開始されると、貯水池流入量に相当する流量が直ちに放流されることになり、越流開始前の緩慢な放流量の変化に比べて極めて急激な放流量の増加を招くためである。従って、自由越流堤の越流幅は河川管理上許容できる限度内に縮小して、貯水池には必要となる貯水池容量を確保し、貯留効果を増大させることが必要である。

これらの従来からある2つの代表的な意見は、いずれも自由越流堤という施設の有する基本的な性格の両側面を正しく表している。すなわち、自由越流堤はダムという構造物の安全を確保するために設けられる施設であるが、同時にダム洪水吐きとして放流設備の形態を有する施設であることである。

このため、前者を強調すれば意見―１となり、ダム放流設備としての基本原則を強調すれば意見―２となる。従って、非常用洪水吐きとしての自由越流堤の越流幅は意見―１および意見―２を勘案して決定することが必要であり、結論的には越流頻度が極めて低い場合には意見―１でよく、逆に高い場合には意見―２に従って決定することが必要であろう。

以下、土研の意見であるが、決定の具体例について述べれば、次のようになる。

ここでは、自由越流堤は非常用洪水吐き専用であり、堤頂標高がサーチャージ水位に一致する最も一般的な場合について取り扱う。

越流幅の決定上最も問題となる自由越流堤の性格づけ、すなわち越流頻度が高いか低いかの判定基準については各種の算定基準が考えられるが、ダムの設計（構造等）で想定する最長の期間内でどの程度の越流が発生するかを検討することが１つの目安となるであろう。すなわち、期間としてはダム設計洪水流量の選定要素である 200 年が 1 つの基準となるものと思われる。

そこでここでは 200 年確率洪水を対象とするが、実際には 200 年確率の各種洪水波型の推定は精度上問題があり、これを計画上の基礎とすることには多くの異論があるものと思われる。しかし洪水調節を含む貯水池を対象とする場合には、洪水調節における調節量ならびに洪水調節方式によってサーチャージ水位を越える割合が著しく異なるので、全国に共通する尺度でこの問題を取り扱うためには推定精度に問題があっても、洪水波形を推定し善水調節計算を実施せざるを得ない。すなわち、200 年確率の各種の洪水波形を用いて洪水調節計算を行い、サーチャージ水位を越える場合が生ずるか否かが越流頻度を判定する基準となる。

その結果、仮りにすべての洪水をサーチャージ水位以下に収めることが可能であることが明らかになった場合には、前述の意見―１に従い可能な限り越流幅を大きくして計画上有効に利用できない貯水池容量は極力減らすよう努めるべきである。しかし、わが国の洪水調節用ダムの治水容量は通常 70～100 年確率の洪水を対象としこれに若干の余裕をみて決定されていることから、200 年確率洪水を対象とする場合にはほとんどすべてのダムでサーチャージ水位を越えることとなるであろう。従って、200 年確率洪水を検討の対象として選定する場合にはほとんどすべてのダムで意見―２の検討が必要になる。意見―２で懸念する河川管理上の問題とは越流直後の放流量の不連続な増加にともなうダム下流河川の急激な水位上昇であるから、検討は越流を開始した後ある特定の短い時間内のダムからの放流にともなう下流河川水位の上昇量に対して行えばよい。この場合、ある特定の短い時間としては 30 分～1 時間をとれば実用上十分であろう。また、この時間内の下流河川の水位上昇量の許容値（上限）は検討が必要な地点の周辺の状況によって選定されるべき数値ではあるが、水位の上昇が広義には計画的に行われる性質のものであるので、ゲート操作に準じた取扱いが可能であり、ゲート操作に対して規定される 30 分につき 50cm あるいは 1 m 等が許容値の目安となるものと思われる。

この場合、河川の自浄作用を最大限に活用することを念頭に、必要に応じて浄化施設等工作物の設置をはかっていく方針である。そこで、河川の自浄作用のメカニズムや浄化施設の効果の点について下記の点を教示願いたい。

- (1) 河川の自浄作用のメカニズムは、どのようなものか（現象面から説明されたい。）。河川の上・下流で、つまり流量・流速によってメカニズムは、どのように変わってくるか。
- (2) 河川の自浄作用を定量化できるような指標等があるか。
- (3) 改修事業等によって、自然護岸を人工護岸（ブロック張り等）にした場合、自浄作用はどの程度減少するか。また、自浄作用を損わない様な護岸改修の方法があるか。
- (4) 堰等河川工作物を利用した浄化方法は考えられないか。例えば、越流堰でエアレーションを促進するためには、越流部の構造をどのようなものにすればよいか。
- (5) 浄化施設を河川内に設置する場合、ポイントソース対策（樋管・樋門の出口での対策）とノンポイントソース対策（本川、支川での対策）のどちらを優先すべきか、その時の判定基準は何か。
- (6) 現在、実施している（計画中のものも含む）河川浄化施設には、どのようなものがあるか。それぞれ効果はどの程度あがっているか。維持管理上の問題点があれば御教示されたい。

（遠賀川工事事務所）

（回 答）

- (1) 河川に流入した有機汚濁物質は、一次的に河川水質は悪化させるが、河川水の流下とともに水質は徐々に浄化され回復していく。これは「河川の自浄作用」といわれ、一般にもよく知られた現象である。この浄化作用は、水中や河床に生息する微生物による汚濁物質の摂食と分解、希釈、拡散、河床への吸着、沈澱によって成り立っている。このうち希釈、拡散、河床への吸着沈澱は、汚濁物質の存在場所が変わるだけで、ただちに消滅するわけではないので、本当の意味での浄化とは考えがたいが、これまでの河川管理上の考え方では、微生物による有機物質の分解と沈澱をもって、河川の自浄作用としている。以上が、河川の自浄作用のメカニズムであるが、この自浄作用を利用して、河川の積極的な浄化を図ろうとする場合（特に河川内外に浄化工を設置しようとする時）には、もう少し厳密に河川の浄化作用について検討を加える必要がある。

第1点は、粒子態の汚濁物質を沈澱によって、水中から除去した場合、確かに浄化工、あるいは河川の流入部、流出部では、汚濁物質の減少が観察されるが、洪水時には再浮遊し、下流に運搬されることとなる。このため浄化工あるいは、河川は一時的な堆積場所ということになり下水処理のような実質的な浄化はあまり期待できないということである。

第2点は、栄養塩濃度が高く、日照が十分に河床まで届くような浅い河川では、付着性藻類が

増殖し、大気中のCO₂を固定し、新に河川内に有機物を合成する。有機物の減少を自浄作用とする考え方からすれば、この現象は自濁作用ということになる。

これらの問題は、次の2つの観点から検討する必要がある。(1)浄化対象とする物質、(2)対象とする水域および時間スケール

第1の問題についてまず水域を河川のみに限れば、洪水時に堆積物が流送され、河川水質が悪化する期間はごく短かく、“浄化”の起っている期間の方がはるかに長いことである。

さらに洪水時の河川の第一の使命が、多量の流水を安全に流下させることであり、このときの人間による河川利用は、ほとんど考えられないことから、洪水時に一時的にもたらされる水質悪化それ自体は人間を含めた河川環境にあまり直接的な影響を与えないということになる。この立場に立てば、沈殿による粒子態物質の除去は浄化と考えてよいことになる。しかし、水域の水質が、時々刻々の負荷量によって規定されているのではなく、かなり長い期間の総合的な負荷量によって決定される湖沼や内湾が河川の流下先であるような場合には、洪水時を含めた長期間の総負荷量が少なくなる浄化対策ではない限り、その水域の浄化の効果は乏しいということになる。

第2の問題は、河川であれ、湖沼や内湾であれ水域内で進行する富栄養化が引き起す二次的な障害に関するものである。河川あるいは浄化工内で合成された有機物(付着性藻類)は下流域、あるいは、湖沼、内湾の有機汚濁の供給源となりうる。それゆえ有機物の分解を促進し、生産を抑制する機能のものでなければならないが、河川から湖沼、又は内湾までは一つの水域であり、その中で生産される有機物量は、水域内に存在する栄養塩量に規定され、一定と考えれば河川での有機物が生産されない場合には、その分が湖沼、又は内湾で生産される可能性を残すこととなる。すなわち湖内又は内湾の側からみれば、浄化工の機能いかんによって有機物量の内部生産に由来するものと河川から流入する分の構成比は変わっても、総量は一定であると考えられる。したがって、分解を促進し生産を抑制するような浄化工の効果は、浄化工設置区間から下流の河川域に有効であると言える。

浄化工によって栄養塩除去を目標とした場合には、別の考え方が必要である。浄化工での栄養塩の除去機構は粒子態栄養塩の沈殿以外に溶解性の栄養塩と藻体という固形物(付着性藻類)に変換し、水中から除くプロセスが基本となる。一度固定された栄養塩も、洪水時に河床の堆積物とともに流送され、湖沼、内湾に流入することになるが、粒子態の栄養塩は、大部分が流入後速かに沈殿し底泥化する。栄養塩は、底泥から溶出することになるが、溶解性で流入するものに比べれば、湖水への直接的な影響の程度は小さい。それゆえ溶存態の栄養塩を固形物(付着性藻類等)に変えるような、浄化工は実質的な湖沼、内湾の水質に影響する負荷量を少なくする効果があると評価できる。

以上の観点から、浄化工の浄化能力を検討する場合には、どの汚濁物質の浄化を行なうとし

ているのか、あるいは対象水域をどこと考えているのかを、明確にしておく必要がある。

河川の自浄作用をもう少し単純に考えれば、自浄作用における季節、あるいは流量、流速の影響は次のように考えられる。まず季節変動であるが、これは、水温の影響と置きかえることができ、微生物による有機物質の摂取は、水温が高いほど活発に行なわれ、自浄作用が高まる。水温の低い時期には微生物の活性が低下し、自浄作用も低下する。

流量、流速の影響は、二つの要因があり、第1点は酸素の補給能力で、流速が大きいほど、酸素の補給能力が高く、微生物による有機物の酸化分解を促進する。

第2点は粒子性物質の沈澱除去についてで、流速が増大することによって、粒子性物質の沈澱効率は、低下すると考えられる。つまり、上流では酸素の補給能力が高いが、粒子性物質の沈澱効率は低い。下流では酸素の補給能力は低いが沈澱効率は、高いということになる。

(2) 有機性汚濁を表わす指標として、通常BODとCODがよく用いられる。有機物は河川の流下に伴って減少し浄化されるが、この作用は自浄作用と呼ばれている。流れを等速、定流と仮定すると河川水中のBODの収支は、次のような式で表わすことができる。

$$\frac{\partial L}{\partial t} + u \frac{\partial L}{\partial x} = D_x \frac{\partial^2 L}{\partial x^2} - (K_1 + K_3) L + L_A \quad \dots\dots\dots (1)$$

L	: BOD濃度	(mg / ℓ)
t	: 時 間	(日)
x	: 流下方向の距離	(m)
u	: 平均流速	(m / 日)
D _x	: 流下方向の拡散係数	(m ² / 日)
K ₁	: 脱酸素係数	(1 / 日)
K ₃	: 沈澱による除去係数	(1 / 日)
L _A	: 河床から負荷されるBOD	(mg / ℓ)

この式は、実際の河川の時系列データと別に求めた拡散係数、脱酸素係数等を決定することによって解くことができるが、通常は拡散項を無視したり、脱酸素係数等を時間的に一定と考えて、次式のように簡略化して用いる。この式は、streeter — phelpsの式と呼ばれる。

$$\begin{aligned} \frac{dL}{dt} &= -(K_1 + K_3) L \\ &= -K L \quad (K_1 + K_3 = K) \quad \dots\dots\dots (2) \end{aligned}$$

$$\int_{L_0}^L dL = -K \int_0^t dt \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$L = L_0 10^{-Kt} \dots\dots\dots (4)$$

$$K = -\frac{1}{t} L_0 \log_{10} \frac{L}{L_0} \dots\dots\dots (5)$$

K : 自浄係数 (1 / H)
 t : 観測区間の流下時間 (H)
 L : 下流の BOD 濃度 (mg / ℓ)
 L_0 : 上流の BOD 濃度 (mg / ℓ)

河川の自浄作用の定量的な表示は、この自浄係数を求めて行うのが一般的である。日本の河川の自浄係数は、0.1 ～ 5.0 (1 / H) 程度のものが多い。

自浄係数 K の調査方法等に関する詳細な内容は、建設省河川砂防技術基準 (案) 調査編の第 14 章、第 6 節を参照されたい。

- (3) 自然護岸が自浄作用に果たす役割は、大型の浮遊物を補足したり、付着性の微生物の生息場所を提供することである。

前者については、改修することによって浮遊物の補足効果はなくなるが、逆に当該区間の景観をよくするという効果も考えられるために、簡単にどちらが良い護岸であるとは、自浄作用の面からは断定できない。後者について、結論から述べれば、それほど大きな影響はないと考えられる。

自浄作用に寄与する微生物は流水中に生息するものと河床や護岸等に付着して生息するものとに分けられる。護岸の変更 (河床の改修は含まない) が自浄作用に影響を与えるとすれば、付着性微生物の生息場所の減少が自浄作用の減少につながるということであると思われるが、一般的な河川では、流水に接触している護岸の面積は河床の面積に比べてかなり小さく、護岸の改修が自浄作用に与える影響は小さいと考えられる。

- (4) 既設の河川工作物は、流水を安全に速やかに流下させるという原則にそって建設されており、自浄作用を高める方向とは、逆になっている。もし、これらの工作物を利用して浄化を図ろうとすれば、質問のように、セキを用いてエアレーション効果を高め、溶存酸素を増加させ、水中に生息する微生物の働きを、促進する方法は実施可能なものと思われる。ただし、この方法も、溶存酸素が低くさらに発泡を生じさせる成分が水中に存在しない河川でないと、効果が低下する。セキの構造によるエアレーション効果については、水質研究室と都市河川研究室で検討を行っているが、その結果の一部を紹介する。

実験は図-1に示す実験装置内の種々の急勾配水路模型を設置し、あらかじめ実験水中の溶存酸素量を強制的に0にした上でポンプにより実験水を還流させ溶存酸素量の増加量を測定するという方法で実施した。

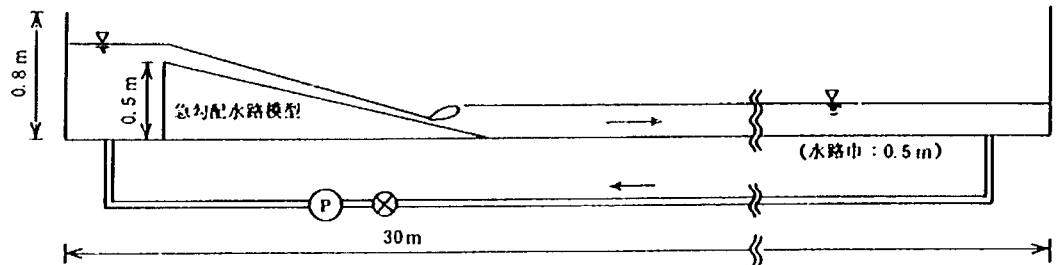


図-1 実験装置

実験に使用した急勾配水路模型はステンレス製で、勾配1:0.5～1.16のものである。このうち勾配1:4の模型については、表面が平坦なもの他に、イボ型突起(図-2)、あるいは棧型突起をとりつけたものも用いた。

それぞれの水路模型を用いた実験状況は写真1～4のようになっている。勾配1:0.5の水路では流水は水路頂で剥離し落下する滝状の流れとなる。このため水路下流部では多量に気泡が混入し、表層部から底面付近まで白濁している(写真-1)。勾配1:2の水路の場合、射流状態で斜面に沿って流下し後、斜面下流部で跳水が発生している。跳水部の表層付近では気泡の混入が見られる(写真-2)。勾配1:16の水路は勾配1:2とほとんど同じ状況を示す。斜面にイボ型突起を設置すると流水が突起に衝突を繰返しながら流下するため、斜面上では激しく波立つ流れが観察される(写真3～4)。

ばっ気効果を表わすパラメータとしては、一般に再ばっ係数、あるいは飽和溶存酸素量に対する不足量の



写真-1 実験状況(勾配1:5)

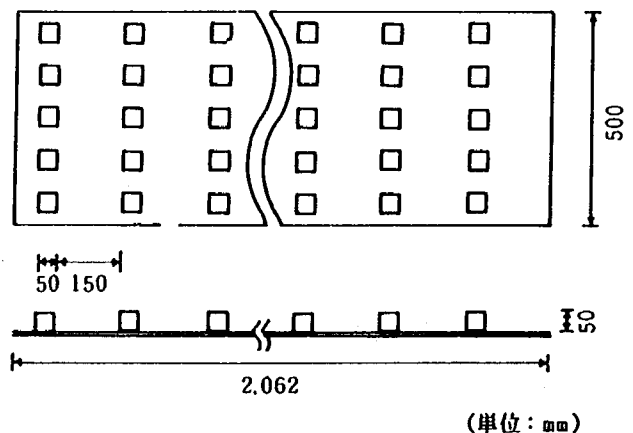


図-2 イボ型突起設置水路

減少率が用いられるが、急勾配水路の場合、通過時間が短いので不足量減少率が適当である。実験においては、実験水一循環（急勾配水路平均一回通過）当りの不足量減少率 R を採用する。

R と再ばっ気係数の関係は以下のように示される。まず、飽和溶存酸素量に対する不足量 D は次式で示される。

$$\frac{dD}{dt} = K_1 L - K_2 \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 L ：単位体積水塊の酸素要求量 (mg/L)

K_1 ：脱酸素速度係数 ($1/day$)

K_2 ： e を底とする再ばっ気係数 ($1/day$)

t ：時間

である。 K_2 は水深、流速、水温等によって変化するが、ここでは実験水一循環中の平均的な K_2 を考えておく。

実験水中では、 $L=0$ と考えられるので(1)式の右辺一項を省略し、 $t=0$ で $D=D_0$ (飽和溶存酸素量) として積分すると、

$$D = D_0 e^{-k_2 t} \dots\dots\dots (2)$$

が得られる。

(2)式より実験水一循環当りの不足量減少率 R は、

$$R = \frac{D_0 e^{-k_2 t_1} - D_0 e^{-k_2 (t_1 + dt)}}{D_0 e^{-K_2 t_1}} = 1 - e^{-k_2 dt} \dots\dots\dots (3)$$

で与えられ、一循環中の平均的な再ばっ気係数は

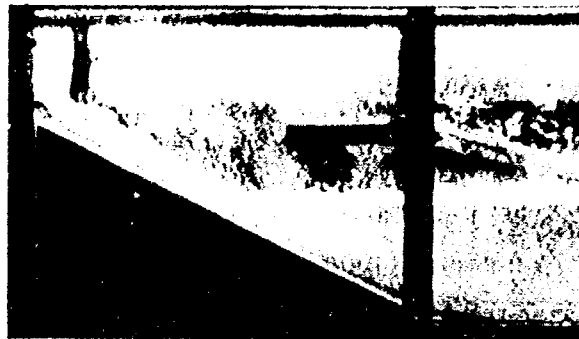


写真-2 実験状況（勾配1：2）



写真-3 実験状況（イボ型突起設置）

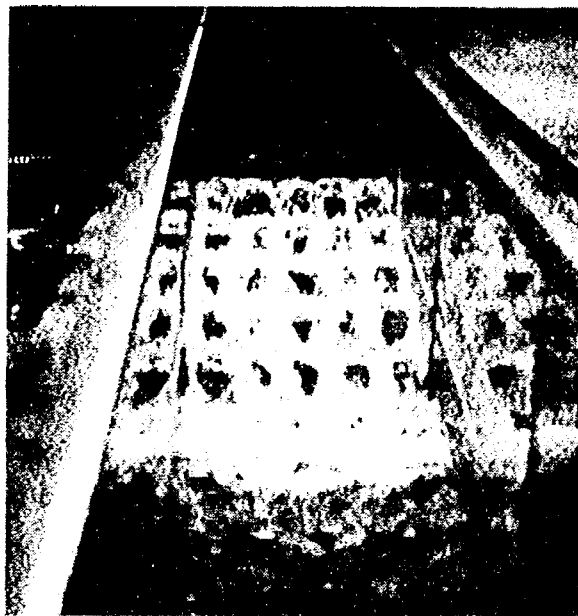


写真-4 実験状況（イボ型突起設置）

$$K_2 = -\frac{1}{d_1} \ln(1-R) \dots\dots\dots (4)$$

と表わせる。ただし、 d_1 (day) は一循環に要する時間(実験水総体積÷流量)である。

実験中は5分または10分間隔で採水を行い、採水間隔当りの不足量減少率を求めているので、これを一循環当りの不足量減少率 R に換算する必要がある。例えば10分間の不足量減少率 R_{10} と R の関係は、 R の単位が日なので、

$$R = (1 - R_{10})^{\frac{d_1 \times 24 \times 60}{10}} \dots\dots\dots (5)$$

となる。結果を図-2、3に示す。

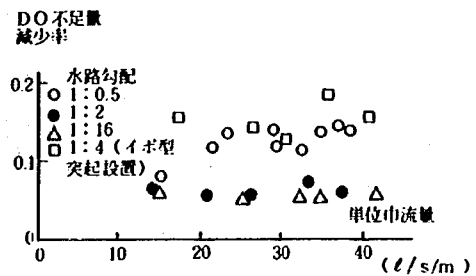
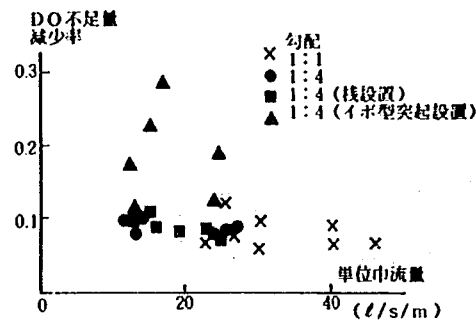


図-2 溶存酸素不足量減少率と単位巾流量 図-3 単位巾流量 q と溶存酸素不足量減少率 R

急勾配水路の勾配が1:1~1:16の範囲では、 R の値は6~9%程度である。この場合、斜面に棧型の突起を設置してもばっ気効果に変化は見られない。急勾配水路の勾配が1:0.5の場合、 R は13%と大きい。勾配1:4の水路の斜面にイボ型突起を設置したケースでは R は15%とさらに大きい。

前述の状況(写真1~4)と図-2~3を対比すると、急勾配水路通過時の流況がばっ気効果を決定する最大の要因となっていることがわかる。すなわち勾配1:1~1:16の水路では、急勾配水路下流で跳水が発生し、この跳水により空気中の酸素がとりこまれて溶存酸素不足量が6~9%減少する。勾配が1:0.5と急になると、流水が水路から剝離して落下する滝状の流れとなる。滝の下部では激しい波立ちが見られ、多量の空気の混入により表層から底面まで白濁する。その結果、ばっ気効果は13%程度まで向上する。斜面にイボ型突起を設置した場合には、明瞭な跳水は見られない。しかし斜面上では、流水がイボ型突起に何度も衝突を繰返し、激しく波立ちながら流下する流況が見られる。その結果、ばっ気効果は12~29%にもなり、平均でも15%程度と最も高い値となる。

(5) 河川内外における浄化方法に限らず、環境汚染物質の処理処分は、なるべく発生源あるいは発生源の近くで、行うことが望ましい。このことは有機物質の微生物処理の基本的な原則である。例えば、有機物除去率が同じ90%でも、BOD 100 (mg/ℓ) を10 (mg/ℓ) に浄化するのと10 (mg/ℓ) を1 (mg/ℓ) に浄化するのでは、後者の方が極端に難しい。これは、浄化を担う微生物にとって高濃度の方が、より多く有機物と接触できるからである。また処理施設をつくる際にも、同じ負荷であれば、希釈されない方が、全処理水量を小さくすることができ、施設の規模も相対的に小さいもので済み、経済的である。このような観点から、浄化施設はなるべく希釈されていない汚濁水を処理するために、ポイントソースを対象とすべきである。

(6) 様々な施設が計画されているが、現在実際に稼動している施設として、京浜工事事務所の実施している礫間接酸化浄化施設を紹介する。

本施設は、多摩川と野川の合流点付近の河川敷に建設され、汚濁している野川の河川水を処理している。

野川は、国分寺市に源を発し、小金井市、調布市、狛江市等の住宅密集地を流れ、途中仙川を合流して世田谷区鎌田地先で多摩川本川へ流入する流域面積70 km^2 の典型的都市河川であり、多摩川の支川の中で最も汚濁の進んだ川の一つである。

昭和56年11月に着工し、58年7月に完成した。事業費は、640,000,000円であった。

計画諸元および施設の諸元は以下のとおりである。

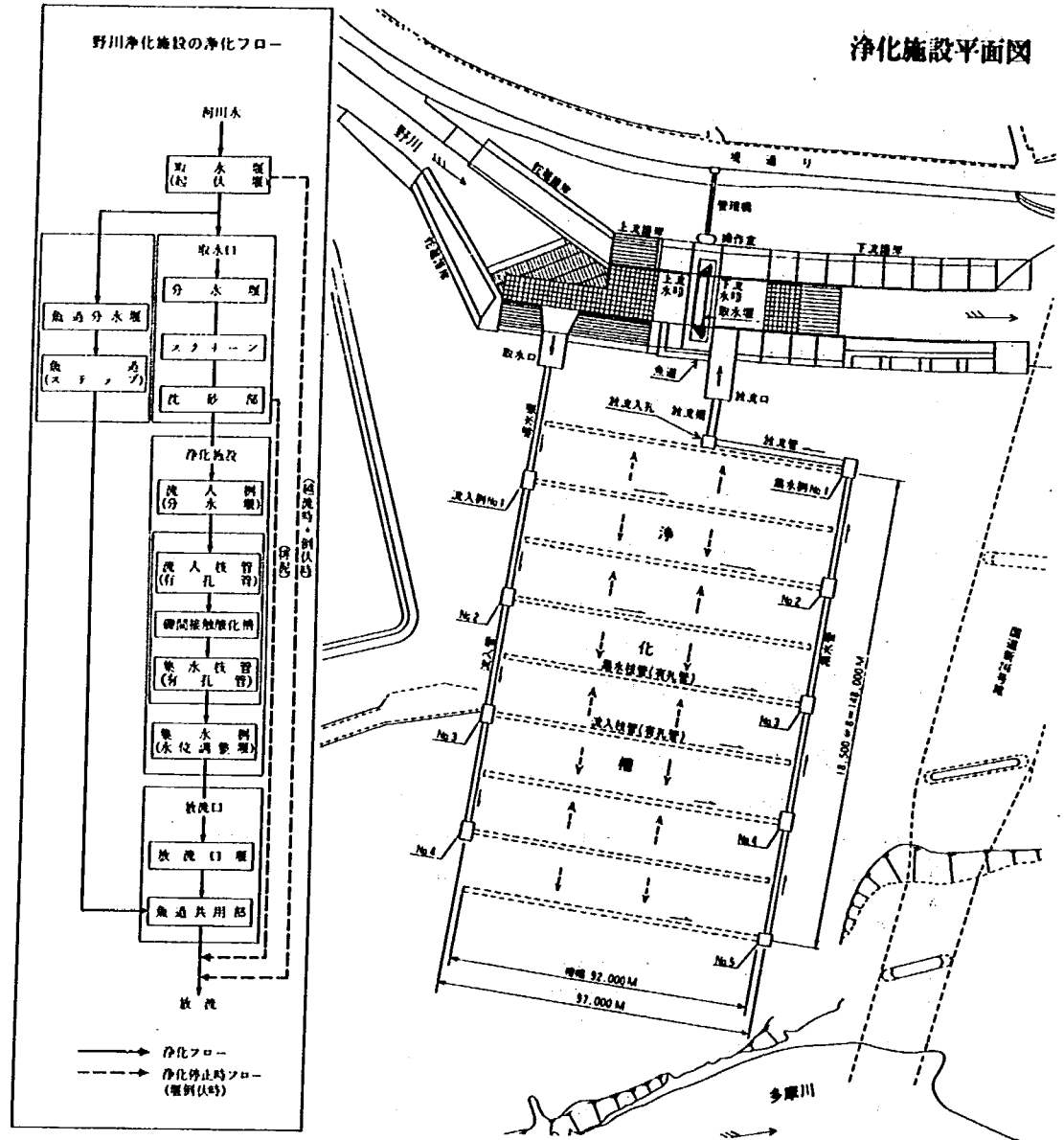
表-1 計画諸元

項目	計画諸元	備考
計画水量	対象河川流量	1.15 m^3/sec 野川低水流量
	浄化流量	1.00 m^3/sec
	魚道流量	0.15 m^3/sec
計画水質	流入	BOD 13 mg/ℓ 野川低水流量時水質
		SS 16 mg/ℓ
	流出	BOD 3.25 mg/ℓ 野川低水流量時水質
		SS 2.4 mg/ℓ ●魚道流量と合わせて BOD 5.5 SS 4.2
浄化方式	礫間接酸化方式	地下開通式
目標除去率	BOD	75% 所要滞留時間 1.25hr
	SS	85% 所要沈下距離 17.5m
貯留容量	5年分	5年の泥堆積容量を見込む
取水方法	ゴム引布製起伏堰による自然流下方式	魚道施設の設置
堰側伏(運転休止)河川流量	野川低水流量の2倍流量以上	水位設定による堰側伏

表-2 施設諸元

浄化槽	
有効水深	1.5m (総水深=1.6m)
槽幅	W=92m
全槽形状	92m×18.5m×8層 (92m×148m)
槽形状	20m-120mm
空層率	約35%
槽容量	21,400 m^3
取水堰(ゴム引布製起伏堰)	
堰高	H=2.45m 堰基標高 AP+7.500m 堰頂満水 AP+9.950m
堰形状	
材質	合成ゴム3プライ(厚12.5mm)
作動システム	水位感知による自動収縮(エア式)
附属施設	水位計(連続水位観測) 警報装置(枝支時警報)

次に、施設の浄化フローと平面図を示した。



図一5 浄化施設平面図

58年7月より現在までの運転状況は、ほぼ当初の目的を達している。

ちなみに多摩川本川の水質改善効果をBODでみると多摩川水道橋と二子橋との水質の差は、稼動前の5箇年平均が $2.6\text{mg}/\ell$ 、稼動後1年間の平均は $2.0\text{mg}/\ell$ であり、 $0.6\text{mg}/\ell$ が改善されたとされている。

これを比率で表わすと、稼動後1年間の水質改善効果は、野川合流点下流側の二子橋において約9%改善されていることになる。この値は、当初の推定値、約10%と一致しており、野川浄化施設が計画通りの浄化効果を発揮していると言える。

維持管理上の問題としては、浄化槽内については、特に問題はなかったが、施設周辺部について以下のような問題点があった。

a：スクリーン等のゴミ除去対策

流入部のスクリーンの清掃は、当施設の維持管理作業として、最も手間のかかるものであった。

スクリーンに集積したゴミ類は、次のように分類できる。

- ① ビニール袋、紙くず、発泡スチロール、空ビン、空缶 …… 常時
- ② 枯枝、枯葉 …… 10月～12月
- ③ 刈草の草 …… 9月～ 8月
- ④ 水草（ヤナギバモ等） …… 9月～ 3月

以上のうち、刈草、ゴミ類等、明らかに故意に捨てられたものが相当含まれており、今後、浄化施設の管理のみならず、住民の協力を得るための啓蒙活動も重要であることが指摘される。

b：堰湛水部での堆積物による問題

- 1) 降水量が少ないと、取水堰の転倒頻度が少なくなり、堰湛水部に堆積物（ヘドロ）が蓄積し、水温の上昇とともにヘドロによるDO消費が活発化し、施設流入水のDOがゼロとなった。

この結果、礫槽内が嫌気化して、硫化水素臭が発生した。又、放流先の河床に硫黄細菌が発生し、河床が白色化した。

- 2) 堰上流部の水温の上昇により堆積物が急速に分解してガスを発生させ、スカムを大量に発生させた。これが吹きよせられた地点で腐敗臭が発生した。

（参考文献）

- 1) 昭和59年度 下水道関係調査研究年次報告書集
- 2) 都市河川を知る 地域交流センター
- 3) 野川浄化施設 建設省 関東地方建設局 京浜工事事務所

（水質研究室）

河一 3 流域内の雨水保水能力向上について

(質 問)

遠賀川では、流域内における地域開発及び筑豊地区特有の鉱害復旧事業等により、計画高水流量が約13%程度増加すると推算されている。又、治水時には、流域内の水利利用率が非常に高い(約40%程度)ため、不特定用水量(約2,300万 m^3)の確保が難しく、さらに水質の悪化にも苦慮している。

現在、小ダム群、溜池及び古洞水の有効利用等の諸調査は実施しているものの、実現性には色々と困難な問題がある。そこで、流域内の雨水地下涵養能力向上による方法等を検討し、治水、利水計画の一要素としたいと考えている。ついては、雨水地下涵養能力向上に資する手法等について知見があれば、教示願いたい。

(遠賀川工事事務所)

(回 答)

遠賀川における治水・利水の歴史は筑豊地帯の石炭産業の栄枯盛衰と密接に結びついている。昭和30年代からの、エネルギー資源の石炭から石油への転換は、本地域が石炭産業一本で発展してきたため、地域の衰退をまねき、後に鉱害復旧事業という公共事業をもたらした。現在、この事業を含めた公共事業は、本地域の主要な産業となっている。

鉱害復旧事業は、地表近くの石炭採掘によって生じた地盤沈下、陥没等に対し、農地、公共施設、家屋等を地盤嵩上げによって復旧するものである。復旧事業は昭和57年度で3,370haの面積についてなされ、昭和70年度までには4,962ha、流域面積の約7%が復旧される予定である。

鉱害復旧による盛土高は、現地調査結果によると約2mの盛土高となり、また復旧された地域では排水路の整備がなされる。この盛土は、図1に示すように内水域の水位H・内水貯留量Vの関係を変化させる。遠賀川工事事務所での水文解析の計算によると、昭和30年時点の土地条件で、計画降雨(確率1/150)が降った場合のピーク流量と昭和57年時点の土地条件でのピーク流量の差は、遠賀川日の出橋地点で390 m^3/s の増加となると見積もられている。この内、鉱害復旧事業に起因するものは230 m^3/s である。将来(昭和70年時点)には、さらに290 m^3/s の流出増となり、この内鉱害復旧によるものが170 m^3/s と見積もられている。なお、日の出橋の計画高水流量は4,800 m^3/s であり、昭和70年時点の土地条件では、計画降雨に対して5,410 m^3/s と計算されている。

このような流域での土地条件の変化による流出増は、河川の高水計画の中に取り入れ、河川で対処するのが本来の姿であるが、現在の国の財政状況から考えると、治水条件の悪化に対して河川だけで対処するのが難しく、遠賀川流域の歴史的・社会的及び地形・地質等の自然条件の制約下で、流域内の保水機能を高めることによってこれに対処し得ないか、と言うのが質問者の意図であろう。

以下に流域内の雨水保水能力を保全するための対策手法について説明する。

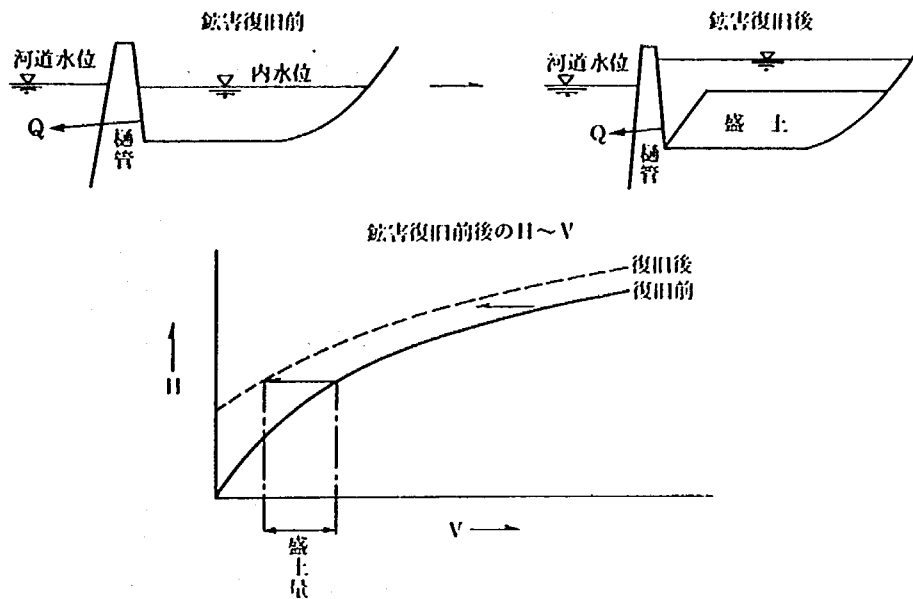


図1 鉱害復旧によるH~Vの変化

1. 流出抑制手法について

雨水流出を抑制する手法には、図2に示すようなものがあり、「貯留型」と「浸透型」に大別することができる。

貯留型の場合は、図3に示すような考え方を基本としており、都市化が進んでいる河川流域では、宅地開発要綱等によって防災調整池等が開発者負担で多数作られている。またオンサイト型の雨

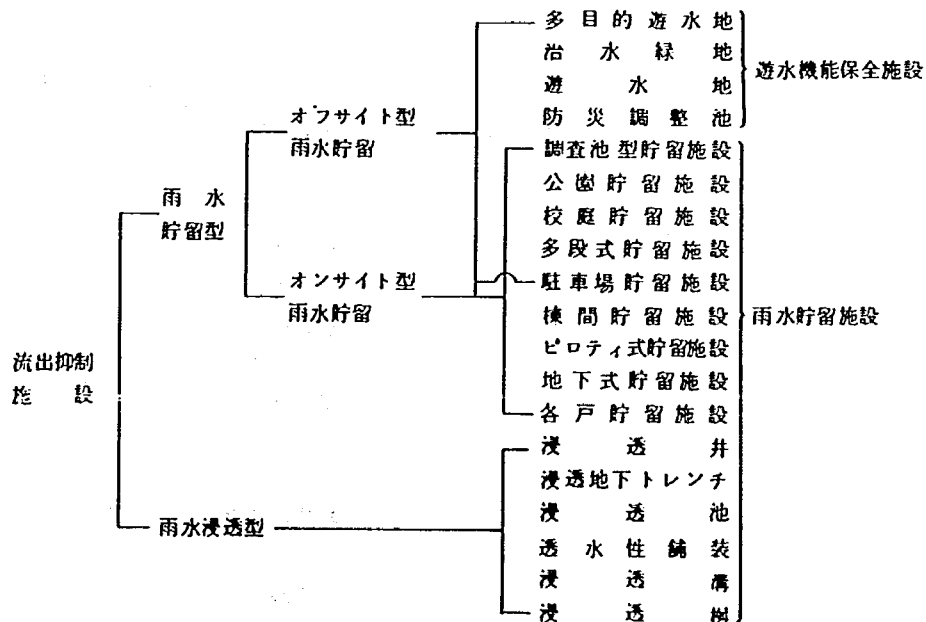


図2 流出抑制施設の分類

水貯留施設も市町村や開発者の努力と工夫によって多数の実施例を見るようになった。国においても、各種事業（防災調節池事業、雨水貯留事業、多目的遊水池事業、流域貯留浸透事業等）を創設し、流出抑制を目的とした施設の設置に努めている。

浸透型流出抑制施設は、図4に示すように、注入井による井戸法と地表面から浸透させる拡水法に大別される。

井戸法は、地盤沈下対策、地下水への塩水浸入防止対策・冷却水の地下環流等の目的で、以前から用いられていた方法である。この方法は、雨水などを井戸壁のわずかな面積を通して地下に注入させるものである。つまりは避けられない現象として発生する。帯水層内の目づまりは地下深部で発生するため、その処理が困難である。このため、まず注入水の沈澱・ろ過等の目づまりの原因となる物質を取り除く前処理を行って注入する方法が採られる場合が多い。

従ってこの井戸法による雨水処理は、処理され

る雨水の水質や、浸透層の地盤、地下水汚染に対する配慮、将来目づまりした場合の新設場所の確保等の十分な考慮が必要である。実際に木工法が適用しえる地盤条件は、砂礫層であり、かつ地下水位が低い所のみと考えて良い。

拡水法として、米国等で一般的なもの浸透池である。これは、その構造が簡単なもので済み、目づまり対策としては、浸透面の掻き取り等によって機能を回復することができる上に、自然浸

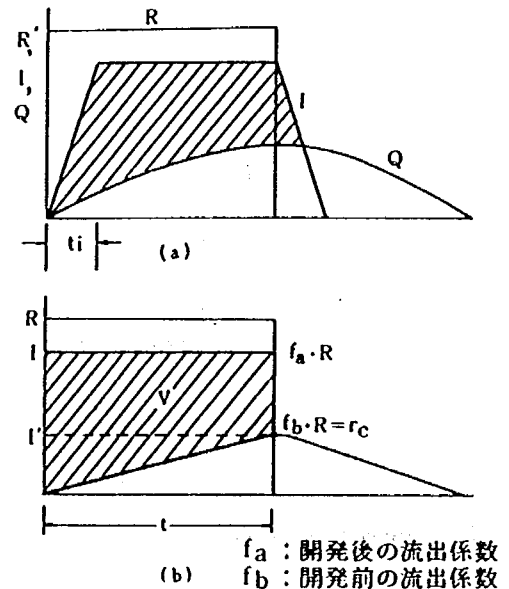


図3 貯留型施設の概念図

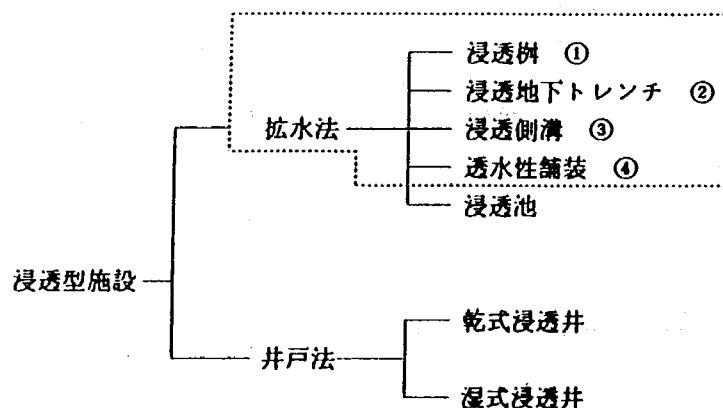


図4 浸透型施設の分類

透に近い方法であるので、地下水水質に与える影響も比較的小さいという利点を有する。しかし、この方法は、広い占用面積を必要とするので、土地利用度の高い我が国では現実的ではない。流域保水対策として、実際に可能性があるものは図4に示す四つの施設である。

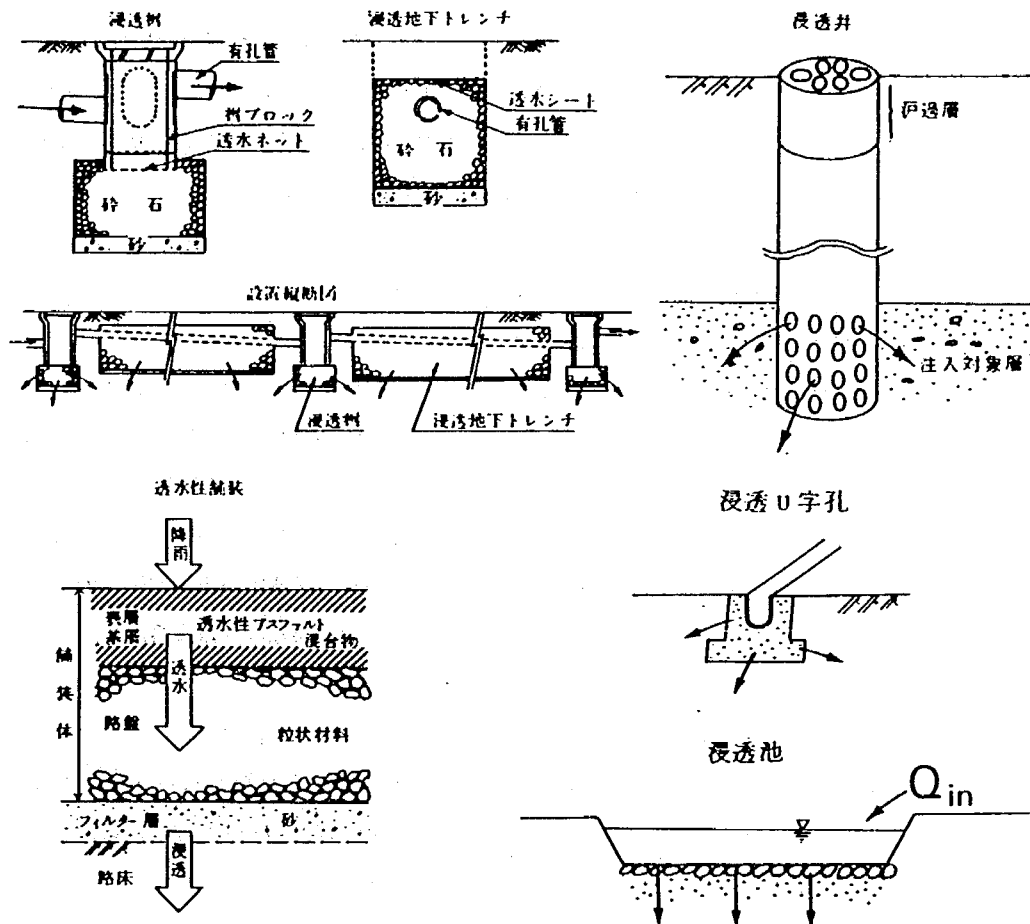


図5 地下浸透施設の概念図

① 浸透ます

ますの底面を砕石で充填し、集水した雨水をその底面より地表浅所の不飽和あるいは飽和帯を通して放射状に分散浸透させる施設をいう。

② 浸透地下トレンチ

掘削した溝に砕石を充填し、更にこの中に浸透ますと連結された有孔管（透水管）を設置して雨水を導き、砕石の側面及び底面から不飽和あるいは飽和帯を通して地中へ帯状に分散浸透させる施設をいう。

③ 浸透側溝

側溝底面を砕石で充填し、集水した雨水をその底面より不飽和帯あるいは飽和帯を通して帯状に分散浸透させる施設をいう。

④ 透水性舗装

舗装体を通し雨水を直接路床へ浸透させ、地中に還元する機能を持つ舗装をいう。

上述した浸透型流出抑制施設は、既に全国各地で試験的に施工され、流出抑制効果はかなり期待できるという結果が得られている。しかし、この浸透型流出抑制施設による流出抑制効果の評価に関しては多くの技術的問題が残されており、本施設の現地への適用に当っては、今後の調査・研究に待たなければならないことが多い。

それらの技術的問題を挙げれば次のような項目となる。

(1) 浸透対象地盤の浸透能の簡易な調査手法

浸透型流出抑制施設を現地に設置するには、その施設規模・形状を設計するために、それが設置される地盤の浸透能を知らなければならない。このためには、注入対象層の地盤並びに地質・土壌の特性を把握すると同時に、現地において実際に注水試験を実施し、浸透能を測定する必要がある。この場合、どのような方法によって注水試験を行い、また、実験結果をどのように整理し、注入対象地盤の浸透能を表示するかを、浸透型流出抑制施設の浸透能力の評価及びその評価精度という技術的視点から明確にしておかなければならない。

(2) 浸透型流出抑制施設の浸透能力の評価手法

(1)で述べた何らかの地盤の浸透能調査によって把握した地盤の浸透能は、浸透型流出抑制施設の浸透能力を直接表わすものではないので、この地盤の浸透能を用いて浸透型流出抑制施設の設計浸透能力に変換する必要がある。このためには、浸透型流出抑制施設の浸透量に影響をあたえる次の各因子の影響を把握しなければならない。

i) 浸透型流出抑制施設の施設形状と浸透能力の関係

浸透型流出抑制施設の施設形状及び構造が異なれば、浸透能力が異なる。たとえば、円筒型施設の浸透面の直径を2倍にした場合、浸透量が2倍になるか4倍になるかを明確にしておかなければならない。また、施設の構造の違いが浸透量に及ぼす影響も明確にしなければならない。

ii) 地下水位（宙水位）が浸透量に及ぼす影響

浸透型流出抑制施設が設置される地盤の地下水位（宙水位）の変動は、浸透型流出抑制施設の浸透量に影響を及ぼす。この影響を量的に明らかにして設計浸透能力を評価しなければならない。

iii) 降雨及び土壌の湿潤度が浸透量に及ぼす影響

浸透型流出抑制施設がその機能を発揮するのは降雨時及び降雨終了後である。降雨によ

る土壌の湿潤度の変化は浸透量に影響を与える。この影響を量的に明らかにして設計浸透能力を評価しなければならない。

Ⅳ) 目づまりが浸透量に及ぼす影響

目づまりは、浸透層の空隙が減少して浸透量が減少することをさす。この目づまりの原因は、

- ① 注入水中に含まれる懸濁物
- ② 浸透型流出抑制施設及び浸透層中での微生物の発生
- ③ 注入水中の空気泡
- ④ 浸透層水と注入水の化学反応による沈澱物の生成
- ⑤ 浸透層に水が注入される時に起こる土粒子配列の変化

等が挙げられる。

この目づまりによる浸透量の変化を、施設の寿命を考慮して技術的な評価を行わなければならない。

〔3〕浸透型流出抑制施設が周辺環境に及ぼす影響評価

浸透水が地下水位及び地下水水質に及ぼす影響、浸透水が付近の構造物や植物に及ぼす影響等の検討評価が必要である。

〔4〕浸透型流出抑制施設の流出抑制効果及び評価手法に関する検討

浸透型流出抑制施設の目的は、ある排水区の流出量を減少させることにある。浸透型流出抑制施設の浸透効果を、流出計算の中でどのように水理水文学的に組み込むかを検討しなければならない。

なお〔1〕～〔4〕に関する技術的問題点については、文献1)に詳述されている。

以上流出抑制施設について述べたが、これらは都市化が急激に進み、河川で対処し得なくなった流域で実施されているものである。ところで遠賀川流域のように石炭産業の衰退によって種々の社会的問題が生じ、現在地域の振興対策が図られている所で、都市河川と同様な考え方（開発者の負担で保水機能を保全する。）で流域の保水機能を保全することは、抵抗が多いように思われる。流域の保水機能を高めるにしても、公的資金を投入せざるを得ないであろう。

まずは、流域の土地条件の変化が洪水流出量の増大になっていることを、流域の人々に認識してもらうことが先であろう。これらの認識は公共投資の配分問題へインパクトをあたえ、また種々の公共事業の施行順序の調整等が行いやすくなろう。さらに遠賀川流域に多く存在するため池等の貯留池を治水目的に利用し得る基盤となろう。

2. 水資源の確保について

地下水人工涵養による水資源開発手法として、地下ダム方式を挙げることができ、長崎県の野

母崎等で既に実験調査が行なわれている。

この方式は、自然状態において互いに密接な関係にある雨水、河川水、地下水を人工的に一層強化して、河川水、地下水を一体として使用するものである。地下水の涵養方法としては、図一4に示した拡水法及び井戸法を用いることが可能である。

ただし、当手法が適用し得るかどうかは、地下水盆の形状、地質に大きく左右され、また地下水の流動及び存在形態が変わり他への悪影響が生じることがあるので、地下地質や地下水流動に関する十分な調査が必要である。

（参考文献）

1) 土木研究所総合治水研究室，1984：浸透型流出抑制施設の浸透能力把握手法に関する調査報告書，土木研究所資料第2126号

2) 建設省，1981：地下水涵養技術の開発・概要報告書，建設省総合技術開発プロジェクト

（総合治水研究室）

河一4 土石流危険溪流警戒避難基準雨量の設定について

（質問）

桜島の南斜面の直轄区域を中心に昭和59年度より総合土石流対策事業が着手され、基準雨量を4つのブロックについて各々3段階に設定し、59年6月より地元防災担当者に土石流警戒避難情報を通報している。約1年間の実際の運用の結果、以下のような問題点や要望が出てきたが、これらについて教示願いたい。

(1) 空振率が高く、実際にそぐわぬ通報が指摘されている。

(2) 土石流の発生予測ではなく、氾濫の有無を加味した警戒情報が強く要望されており、これらを考慮した基準雨量の設定方法について

(3) レーダ雨量計の土石流発生監視における活用について

（大隅工事事務所）

（回答）

桜島の場合、通常の土石流危険溪流の場合と土石流の発生条件が異っており、独自の調査により20分間雨量を指標として基準雨量を設定しているが、基本的な考え方として、過去における、土石流発生時及び非発生時の雨の降り方を量的に分離できる境界を基準として設定していることは同じである。

そこで、まず、土石流発生の見逃しがない条件で空振りを減少させることについてであるが、ある雨量指標を使用して量的な基準で判定している限り、過去のデータ整理で出現した空振率に相

当する数だけの空振りは避けることはできない。しかし、この空振り率をある限界まで下げることが可能である。方法は二つ考えられ、その一つは、土石流の発生・非発生をさらに明確に分離できる指標を導入するという抜本的な方法で、新しい雨量指標の適用や、雨以外の要因も組み込んだ指標等が考えられる。もう一つの方法は、土石流の発生・非発生の境界雨量から、ある時間分さかのぼって設定されている、警戒ないし避難の基準雨量について、その精度を上げる方法である。現在、土石流の発生・非発生の境界から1時間ないし2時間前を想定するのに、既往最大1時間雨量ないし2時間雨量を使用しており、通常の雨に対しては相当安全側の値となっている。そこで、既往最大の雨が降る時も、見逃しまたは遅れがない条件で、基準雨量の精度を高めるための方法として、現在、短時間降雨予測の導入の研究がなされている。短時間降雨予測の導入ができれば、警戒ないし避難の固定的な基準値は無くなり、常に現在までの雨の降り方と今後の予測により、現在の状態が土石流の発生・非発生の境界に対して、何時間前かがわかることになる。また、必ずしもこの予測が高い精度でなく、ある程度安全側の予測をしなければならない状況でも、既往最大降雨を想定するよりは、相当に改良されると思われる。また、既往最大を越える降雨に対しても対応が可能となる。桜島の場合でも、以上の方法を応用することにより、空振りの減少は可能と思われる。特に降灰量の指標化は必要と考えられる。

次に、土石流発生規模の予測と下流河道状況を考慮した基準雨量の設定についてである。まず、土石流発生規模については、¹⁾ 芦田らが、洪水流量(Q_p)と土石流ピーク流量(Q_{sp})の関係を堆積土砂の容積土砂濃度(C_*)と流動中の土石流の濃度(C_d)で次のように表わしたが、これに通常考

$$Q_{sp} = \frac{C_*}{C_* - C_d} Q_p$$

えられる値を代入すると、土石流ピーク流量は洪水流量の数倍という結果となる。一方、²⁾ 上原らによる現場での土石流観測結果の整理によると、数倍から20ないし30倍までの間に値が散在しており、現在のところ土石流ピーク流量の正確な予測は困難な状況にあると言える。桜島の場合降灰量とも大きな関係があると思われ、継続した降雨、降灰量の観測と解析が重要である。また、下流河道状況を考慮した基準雨量の設定については、流路整備による安全率の向上や、流路内での土砂堆積による危険性の増大等を反映した基準は是非とも必要と考えられ、現在進みつつある土石流氾濫シミュレーション等の³⁾ 研究結果を応用することが考えられる。しかし、この場合においても土石流を発生させるであろう降雨の予測及び、土石流規模の予測が必要である。

代表雨量観測所については、大隅工事事務所と宮崎工事事務所から質問があったので合わせて所見を述べることにする。代表雨量観測所とは、基準雨量を定めるための雨量資料を提供する、ある区域を代表した雨量観測所で、基準を定めようとする区域の雨量を代表できる地点の観測所を採用することが望ましい。そこで、まず、土石流監視装置の設置位置であるが、原則的には代表観測所点にすべきである。これは、代表観測所における雨の降り方を整理、解析することによって、基準

雨量が設定されているため同一地域内でも、別の位置に据付けた場合、その地点と代表雨量観測所との降雨相関が問題となってくる。降雨相関の違いによって、安全側となって空振りが増えたり、危険側となって、見逃しが起きたりする可能性があり、理屈の上では決して精度向上の方向とはならない。ただし、離れた所の監視装置を補助的に使用して、代表雨量観測所地点の雨量か、離れた地点の雨量かどちらかが基準を越えた場合に基準に達した、という判断を行えば、安全側の運用になるが、空振りを増やす結果ともなる。しかし、土石流発生地点付近の雨量データを集め、将来的にその地点の基準雨量を作成することは、精度を高める点で重要であり、そのことを兼ねて発生地点に近い所に設置することは望ましい。代表観測所の適正な代表範囲であるが、これは、なるべく狭い範囲で、また雨量の相関が十分にとれる区域が望ましい。結果的に、相当広い範囲で同一の基準値となったとしても、整理、解析は狭い区域で行うべきである。また、基準値設定後に、災害等の発生で基準値の見直しを行う場合も狭い範囲で見直すべきである。観測所が代表する適正範囲の研究は、現在推進中であるが、土研⁴⁾での事例研究によると、大旨5 Kmが目安となっている。この他、事前に区域内の雨量相関の調査及び地質、地形の調査等を行っておくことが望ましい。

レーダ雨量計による降雨予測については、現在、大型レーダ雨量計を使用した降雨予測を治水ダム関係で利用を開始しているが、砂防については研究中である。問題点としては、レーダ雨量計の精度と予測の精度にあるが、現在の研究の方向として、アメダスデータやレーダ雨量計データを使用して、気象に詳しい人間の判断による降雨予測を活用することを考えている。桜島のように、局地的な降雨の予測には、解決すべき問題も多いと思われるが、適正な土石流監視体制の維持及び、空振り回数の減少に最も有効な短時間降雨予測の研究は重要な課題であり、積極的に取り組む必要がある。

(参考文献)

- 1) 芦田，高橋，沢田：山地流域における出水と土砂流出，京大防災研年報 19－B，1976
- 2) 上原信司，水山高久：土石流動態観測に基づく土石流ピーク流量の検討，新砂防 134，1984
- 3) 水山高久，下東久巳：土石流扇状地の地形と土石流の堆積氾濫，新砂防 137，1985
- 4) 建設省土木研究所：土石流の警戒・避難基準雨量の設定に関する研究，土研資料，第 2215 号，1985. (砂防研究室)

河一 5 河口閉塞現象について

(質 問)

以前、大瀬川は河口部付近で湾曲し、本川へ再合流後日向灘に注いでいた。大瀬川は、改修計画に基づいて、昭和42年から昭和44年度にかけて、放水路工事により直接海へ付替られた。その後、

昭和51～53年度の隔流堤の一部施工（2.5 Km付近）に伴って、非定常ながらも開口して維持されているが、台風時の波浪による閉塞、開口位置の季節的変動及び開口部流路の湾曲等が漁業、舟運等から問題になっている。このような状況にあるため、低水流量での安定河口を維持するための、対策工法を教示願いたい。（延岡工事事務所）

（回 答）

河口処理工として、現在一般に採用されている工法は、導流堤、暗渠、水門および人工開削等である。これらの処理工法は河川規模、河口部地形、地域的特性および経済性等によって決定される。このうちとくに舟運、漁業等を目的とした低水流量での安定河口を維持するための対策工法としては、古くから導流堤工法が多くの河川で採用されている。しかしながら、河口現象は個々の河川の特殊性と影響要因の相互関係などが複雑なため、それぞれの河川における導流堤等の規模、構造などを合理的に決定する方法は確立されていない。

導流堤の水理機能としては、河口位置の固定、みお筋の安定化や漂砂の河道内への侵入防止などである。その反面河道延長、波の反射、汀線変化および構造物の維持（波と洪水流による局所洗掘および沈下）などの問題があり、これらの関連において検討することになる。

河口処理に必要な水理的検討項目の具体的な調査法については、河口処理対策指針（案）¹⁾あるいは建設省砂防技術基準（案）²⁾調査編を参照していただき、ここでは導流堤による河口維持とその問題点等について論ずることにしたい。

まず、大瀬川河口のように、単に河口位置を固定したい場合には、汀線位置の季節的変動を見きわめた上で、片側に導流堤を干潮汀線より多少海まで出せば、風上、風下どちらの側に設置しても導流堤沿いに河筋が固定する（大瀬川河口部の河道形状、および主要波向等からすれば、導流堤は左岸側に設置した方が良いと思われる）。

片側導流堤が汀線までの場合は、漂砂移動の下手側に設置すればほぼ固定しうるが、上手側の場合は固定することはできないので注意が必要である。なお、このような片側導流堤の場合、開口河積は導流堤設置前とほぼ同一であり、河積増大の効果は少ないと考えられる。ただし、砂州の形成速度は、三次元的な走り波で砂州が形成されるような場合には、片側だけから砂州が発達するから、導流堤がない場合に比べて遅くする効果は得られる。また、大瀬川河口部河道は計画断面形に浚渫する計画となっており、この浚渫によって入退潮量が増加して、開口河積も若干増大する可能性もある。しかしながら、河道浚渫は河口砂州を河道内に後退させる可能性があり、その場合、河口右岸側の漁港が閉塞するような重大な影響が生ずるので十分留意する必要がある。

一方、河口閉塞を防止し、平水時の河口水深を維持する方法としては、河口内に中導流堤を設置して開口河積を維持し、洪水時には砂州を越流フラッシュさせて、水位の上昇を防ぐような案が考えられる。この中導流堤間の維持水深は、導流堤間を流れる流量によって決まり、河川流による動

河川流による動的平衡断面は、流砂量の連続という動的平衡河床の条件より求まる。動的平衡では、

$$\frac{\partial}{\partial x} (B \cdot Q_s) = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

今流砂量式として

と仮定すると、

であるから、(3), (4)式を(2)式に代入し、 φ , K が場所的に変わらないとすると、

となる。河口より上流の水深，川幅を h_0 ， B_0 とすると(5)式は，

となる。同様に河口の流水断面積 A は、

となる。図-1は山本が実際の河口における資料および実験結果を示したものであるが、 $p \approx 4$ とすれば、ほぼ(6)式を満たしている。なお、 Q としては何を選んで良いかが問題となるが、平水時に土砂移動の少ない河川では年数回起こる洪水で河口の水深が決まると考えられる。



つぎにどの程度の河口水深なら砂州の発生をみないかを考慮しておく必要がある。砂州が発生するかしないかの導流堤内の移動限界水深 h_c と沖波波高の比 h_c/H_0 は、沖波の波形勾配 H_0/L_0 、底質材料の動きやすさ $\sqrt{gH_0}/w_0$ (w_0 : 底質の沈降速度)、河口地形の初期形状、導流堤の配置形状に影響を受ける。その関係は必ずしも明確にはなっていないが、例えば山本³⁾は現地の導流堤間の砂州発生状況と導流堤内河床高の関係、河口模型実験例から、導流堤内水深が 4 m 以上あれば、その水深はほぼ維持可能であり、2~3 m では強波浪時に浅くなることがあり、また 2 m 以下では砂州の発生が見られるとしている。

以上より中導流堤の場合、導流堤間を流れる流量が動的水深を決めていると考えられる流量(年数回起こる洪水あるいは平均年最大流量ぐらい)のときは、(6)式により動的水深を求めることができる。砂州を越流フラッシュする流量がそれより小さい場合には、砂州を越流した流量と中導流堤間流量の比がわからなければ求めることができないが、一つの目安として砂州越流流量以下の流量で動的水深を求めておけば良いであろう。

今仮りに中導流堤内を流れる流量を $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、その時の河口上流の水位を T.P. 2.0 m (平均水深 2.0 m)、川幅を 300 m とした場合、中導流堤間が 4 m (平水時) の動的水深となる導流堤間幅を(6)式より求めると、約 70 m となる。なおこの場合、導流堤先端はその水深となる海浜位置まで延ばし、導流堤の末端は原則として、堤防や護岸などのある場合にはこれに接続させ、天然海浜、中導流堤の場合は、荒天時に波が導流堤末端の背後に回り込まない位置まで河道側に延ばす必要があらう。

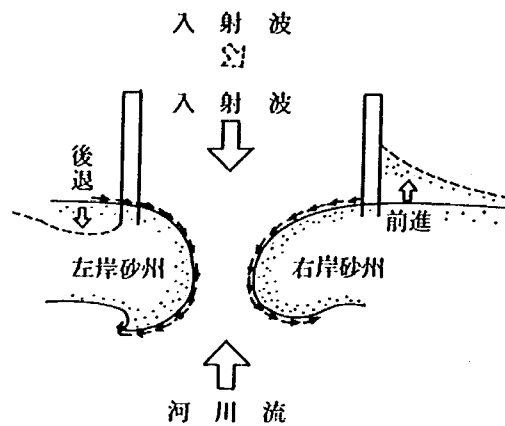
(参考文献)

- 1) 建設省河川局治水課，土木研究所河川部：河口処理対策指針(案) 1975.
- 2) 建設省河川局監修：建設省河川砂防技術基準(案) 山海堂 1976.
- 3) 山本晃一：河口処理論(I)―主に河口砂州を持つ河川の場合―，土木研究所資料 1394 号，1978
(河川研究室)

五瀬川は地形図によると左岸側には岩が出ている。五瀬川は過去においては種々の流路をたどったが、現況河口位置に至って左岸側が固定され安定化したものと考えられる。このような例は全国的にかなり多くの例がある。例えば高知県の渡川にその例を見ることができる。

地形図によれば、五瀬川河口は左岸側に岩が露出し、河口位置が固定されているが、それでも河口維持のためには相当長い導流堤を必要としている。

大瀬川の河口処理は、基本的に五瀬川の場合と同様な扱いが可能である。河口閉塞は主として海側より河口内へと移動する漂砂によって生ずるものである。例えば、図-2 に示すように人口的に開削した流路においては、自然海岸の状態に戻ろうと変形する。この場合河口部は他の場所と比較



図一 2 河口閉塞のモデル

したとき凹状となっているために両側から河口内へ向いた強い沿岸漂砂が生ずる。

導流堤はこのような両側から河口内へ向いた沿岸漂砂を阻止することを目的として造られる。ただし、当海岸では漂砂移動の活発な範囲は水深約10m程度はあり、中でも砕波帯付近の水深2～3m程度では激しく底質が移動している。したがって短い導流堤ではその先端を漂砂が回り込んでしまい、効果が出ない。

一方、導流堤長が長くなると、沿岸漂砂の阻止効果は良好となるが、代りに周辺海岸の侵食をもたらすことにもかなり得るので注意が必要である。この状況をあらかじめ把握するには、河口部のみの地形変化を調べるのみではなく、周辺海域の汀線変化等を航空写真、地形図または深淺測量等の比較により調べておく必要がある。この場合、同一海域に属する港湾構造物等の構造物周辺の汀線変化を調べることは沿岸漂砂の方向や量を知る上で役に立つ。

河口導流堤の先端部を絞る方策も取られることもあるが、この場合波による浮遊砂が導流堤内に入り、堆積してしまうこととなる。河川のフラッシュ効果は通常の流量では小さいために、結局通常時の河口幅を維持できるのみとなる。しかしその幅について良く考えておけば、中導流堤もかなり良く機能すると考えられる。いずれにしても導流堤は沿岸漂砂を確実に阻止するため不透過構造とする必要がある。

(参考文献)

- 1) 豊島修：河口処理を見る，海岸，Vol. 23, pp.109～116, 1983.

(海岸研究室)

河一六 堆積岩類の透水性の把握について

(質 問)

難透水性の岩盤、特に堆積岩類は通常水平方向に層状を呈しており、透水テストを行う場合、水平方向と鉛直方向では、その透水係数に差があると考えられる。適正な透水係数を把握する方法を教示願いたい。

(筑後川工事事務所)

(回 答)

ダムサイト岩盤の透水性の調査は通常ルジオンテストで行われ、ルジオン値で透水性は評価される。未固結岩や一部の軟岩の透水性状はダルシーの法則が適用でき、透水係数で透水性を評価することが可能である。節理や地層面などの割れ目水みちとなる場合は、一般にダルシーの法則は成立せず、したがって透水係数で評価することはできない。

質問は、異方性をもった堆積岩の積み重なりからなる岩盤の透水性の問題である。このような岩盤で透水性についての異方性は

(1) 単層としての異方性

(2) 岩盤としての異方性

が考えられる。

(1)は地層を構成する粒子の形状・配列や粒子間隙のあり方によって生ずる。図-1は土の締め固め試験を行ったときの鉛直方向 K_v 、水平方向 K_h の透水係数の違いを示したもので、このような現象は、沖積層などの未固結の地層でみられ、軟岩程度に固結が進んでも異方性は存在するが透水係数が小さく異方性の影響は小さいものと考えられる。

岩盤として異方性が問題になるのは、極端に透水性の異なる地層(特に極端に高い場合)が存在する場合および層理面のような地質的不連続面が存在する場合がある。

極端に透水性の異なる地層の場合には、その地層内に地層面に平行にボーリングを入れるか、試験区間長を短くするなどによって透水性を把握する。

地層面、節理面などの地質的な不連続面が多少とも開口し水みちとなる場合、続成作用が進み固まった堆積岩は、一般に岩質そのものは、大きな透水性を示さないもので、岩盤の透水性はもっぱら割れ目ぞいの水みちによってもたらされる。したがって地層面以外の割れ目が少ない、あるいはあ

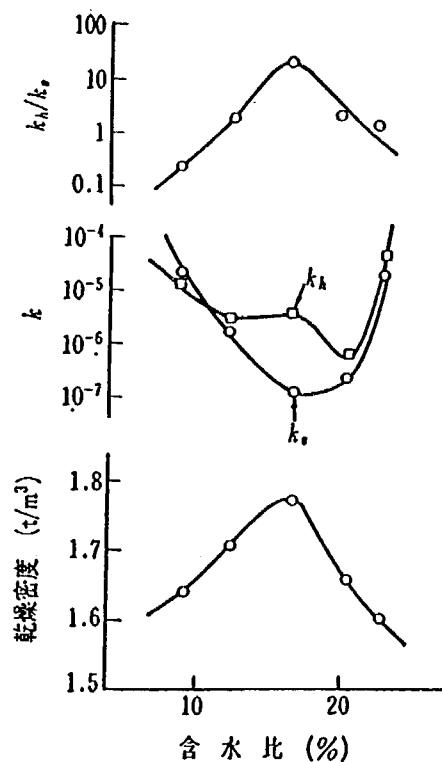


図-1 締め固め曲線と異方性(近藤1984)

る方向の割れ目しか発達していない場合等には、地層面あるいは特定の割れ目に直交する方向が透水性を評価する必要がある。しかし岩盤に発達する割れ目は、一般に単一方向にみられるとは限らず、褶曲や断層運動の影響を受け、色々な方向にみられることが多い。したがって一般には大きなマスとして見た場合、異方性は小さいものとみられ試験区間長を適切にとれば、異方性に考慮しなくても良いと思われる。

質問の対象となった堆積岩が上述の、どのケースに当たるかは、横坑、ボーリング調査等の地質的な観察結果に基づいて判定しなければならない。

(地質研究室)

河一 7 効率的な水質測定計画立案のためのデータの評価方法について

(質 問)

河川水質測定は、昭和43年以来管内全一級水系において行われており、資料が累積されてきている。また、最近では各河川とも産業排水に代って生活排水が河川水質汚濁の要因となるなど、汚濁形態も変化してきている。

このため、適切で効率的な水質測定計画を定めるに当たり、現在、各機関で進められていると聞く水質評価の総合指標の検討を含め、既往資料の評価方法とそれに基く今後の調査項目、調査地点の考え方について教示願いたい。

(河川調整課)

(回 答)

1) 水質評価総合指標の検討について

水質環境の問題がこれまでの有機物の流入による溶存酸素消費による腐敗の問題、あるいは重金属等単独の汚染物質の流入による局所的ながら深刻な健康被害をもたらすような問題から、高度かつ多様化した質の改善に係わる事象へ発展しつつある中で、従来から用いていた水質指標のみで、このような水質環境の質を適切に表現できるかどうかについては多くの議論のあるところである。

現在まで、水質を表現する指標として用いられてきたのはBOD、COD、SS、PH、水温といった物理化学的な指標であり、個別の指標はそれぞれ水質の一面を表現しているに過ぎないという面がある。たとえば、ごく単純に考えてもBODが同一があってもSSやPH等が異なる水の水質の比較は単純には行えないし、用途に応じた水質の表示方法としても必ずしも十分ではない面があり、多くの個別指標を測定し、総合的な判断を下すという方法がとられている。これを補完する意味で、水中に生棲する生物の種類から水質をより総合的に判断しようとする試みも従来から行われているが(その意義については昭和59年度一日土研資料にのべた)、水域の特性による差があること、理化学指標のように数値で表現できないことのために補完的な指標にと

どまっているのが現状である。

より総合的な指標により水質を評価しようとする試みは特にいくつか試みられているが、評価のポイントと指標について合田らが整理した例を表-1に示す。¹⁾

表-1 指標のレベルと評価ポイント¹⁾

指標のレベル			評価ポイント	
現象指標	部分的総合指標	総合的指標	評価の立場	人間への益害または環境の変化方向
化学的指標群 (1)	pH BOD COD NO ₃ -N PO ₄ -P ...	T-P T-N PON (浮遊物中の有機態N) DON (溶存物中の有機態N)	1) 人の意識、認識による 2) 人間の健康、生活、生産に対する相対評価	水資源の利用 上水道 工業用水 水産用水 養殖用水 観光 ボート、水泳 水運 ...
化学的指標群 (2)	Hg Cd Cr ⁶⁺ As PCB ...	POC DOC POP DIP		
生物学的指標群 (1)	一般細菌 ウイルス 藻類 原生動物 ...	AQP TSI	1) 人の意識に無関係 2) 絶対的な立場からの評価	人間への害 悪臭 慢性中毒 急性中毒 発ガン 突然変異 ...
生物学的指標群 (2)	病原菌 病原ウイルス 病原アメーバ ...	総生産 純生産		
物理的項目群	水温 水量 透明度 濁度 ゴミ量 水面積 樹木量 見晴し ...	Fr (フルード数) Ri (リチャードソン数) Pe (ペクレー数)	1) 人の意識に無関係 2) 絶対的な立場からの評価	環境の変化方向、状態 秩序性 システム挙動 廃熱 廃エネルギー ...
		情報エントロピー エントロピー エクセルギー		

総合的な水質指標の評価の試みは九州地建でも行われているが、これは多変量解析の主成分分析法を用いて水質を評価しようとしたものである。²⁾これによれば、主成分ごとに汚濁の特性(有機汚濁型、窒素、リン汚濁型等)に分類が可能であることが示唆されており、既往の水質測定値を用いて、より総合的な水質の評価が可能となり得ることが示されている。

いずれにせよ、本指導事項は今後の河川の水質管理の適正化にとって極めて重要なものがあり、河川管理者が真剣にとり組んでいくべき事項と考えられる。

2) 調査項目、調査地点の考え方について

御指摘のように、現行の水質調査の基本的考え方は、個別のケースを別にすれば、水質環境基準および排水基準の項目等を基本にして河川管理を行う立場に立ったものであり、特に問題は生じていないと考えられる。しかしながら、より積極的立場に立って、河川の水質管理を行う(流

域対策を積極的に行う)場合には十分とはいえず、多くの検討を行うべき課題が残されている。
現在、本省、河川計画課、土研および各地建の相当部局により、「河川の総合負荷量収支に関する調査」が実施されているが、これは河川環境管理計画を策定する上で必要な調査の主項目を定めることを主目的にしており、この成果により御指摘の考え方等がより明確になるものと期待される。

(参考文献)

- 1) 合田健 「水環境指標」思考社 1979年
- 2) 池辺ら「河川水質の総合的評価に関する一考察」 第38回建設省技術研究会講演概要、河川部門 pp25～30、昭和59年11月

(水質研究室)

河一8 腐植物質等の調査分析方法について

(質 問)

現在までの調査結果で、高CODについては、山移川(ダム流域本川)本川上流域の原生林より、降雨直後に流出することは、ほぼ解明されたが、その機構や負荷量等は未調査のため判明していない。

降雨直後の高CODを含む水は、茶褐色を呈し、貯留水の着色現象と何らかの関係があると思われることから、着色の要因と考えられる鉄(T-Fe, D-Fe, Fe^{2+})、マンガン(T-Mn, D-Mn, Mn^{2+})、フミン酸類の項目の他、高CODとの関連として、BOD、COD(溶解性も含む)SS、色度等の項目を調査した。

調査の結果CODは、その殆んどを溶解性成分で占められ、鉄、マンガン、フミン酸類との関連は認められず、色度と若干相関が認められた。

調査結果及びフミン酸類の分析を行っているが、分析方法も規定されたものでなく、調査分析方法の再検討も必要と考えられるが、これらに関する資料が少く、今後、どのような調査(方法、分析)を実施していけば、汚濁要因が解明されるのか、苦慮しているものである。

高COD着色現象の要因を解明することは、耶馬溪ダムの水質管理上重要と考えられることから、腐植物等の調査分析方法等について教示願いたい。

(耶馬溪ダム管理所)

(回 答)

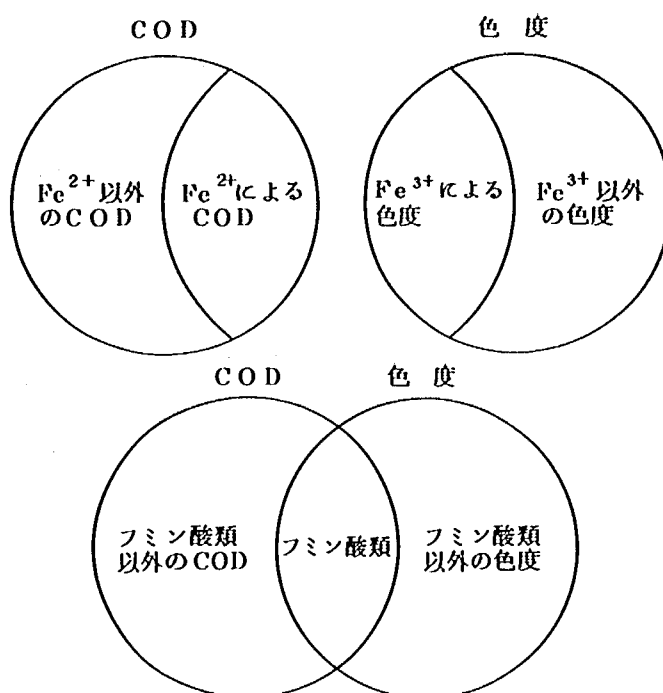
山移川本川上流域の原生林から降雨直後に流出する汚濁物によって、耶馬溪ダムの貯留水が着色し、CODが高くなるという現象がみられるために、その汚濁機構や汚濁負荷量を把握するために既に一部調査を開始しているとのことである。

これらの汚濁の原因物質として、鉄、マンガン、フミン酸類をとり挙げたことは、色度とCODの両方に関係する物質として妥当な選択と考えられる。しかし、調査結果ではCODとこれらの物質との間には相関がないとのことである。このことは、さらに詳細な調査が必要であることを示している。

即ち、鉄を例にとり挙げると、 Fe^{2+} はCODとして検出されるが、色はないので色度が検出されず、 Fe^{3+} はCODの原因にはならないが、色度の原因になるということである。これを模式的に示すと右図のようである。

マンガンは鉄と同じように、酸化数によってCODと色度の原因が異なる。

一方、フミン酸類は鉄やマンガンの場合と異なり、フミン酸類はすべて褐色で、かつ、すべてCODとして検出される。これを模式的に示すと右図のようである。



また、高CODと高色度がフミン酸類、鉄、マンガンの内1つの原因によるものでなく、それらの複数が原因となっていることも考えられる。

こうしたことから、次のような3つの調査が必要になる。

- 1) 山移川本川上流域の原生林で採取した土壤中のフミン酸類、鉄、マンガン測定
- 2) 上記1)の土壌を水で振とう抽出し、その水溶液（溶解性成分）中のフミン酸類、鉄、マンガン測定
- 3) 上記1)の原生林からの降雨時流出水について、その溶解性成分中のフミン酸類、鉄、マンガン測定

上記3つの調査において測定する項目は以下のようである。

有機物指標 : COD, TOC, フミン酸類

無機物指標 : Fe, Fe^{2+} , Mn, Mn^{2+}

その他の項目 : 色度, PH

TOCは全有機性炭素の略で、TOCには無機物（例えば、 Fe^{2+} , Mn^{2+} など）が検出されず、有機物だけが検出される。従って、CODとTOCに強い相関がある場合には、CODが有機物

に由来すると考えられるので、フミン酸類がCODの有力な原因物質となる。逆に、CODとTOCに相関がない場合には、鉄やマンガンが有力な原因物質となる。

以上の調査の中で、特に重要と考えられるフミン酸類の測定方法は次のようなものが参考となる。

1) 土壌中のフミン酸類の測定

土質工学会編の「土質試験法—第2回改訂版」にはp615—p618にかけて、「土の腐食含有量試験方法(案)」が記載されている。

2) 水溶液(溶解性成分)の中のフミン酸類の測定

日本分析化学会北海道支部編の「新版水の分析」(化学同人)には、フミン酸とフルボ酸を「EDTAによる Fe^{3+} マスキング吸光光度法」が記載されている。その分析フローの概略を右に示す。

以上の調査を実施することによって、耶馬

試料(40ml)(ビーカー)

← 6N HCl 0.5ml

← 10% $\text{NH}_2\text{OH} \cdot \text{HCl}$ 1ml

煮沸(5分間)

冷 却

← 0.1M EDTA 2ml

← 6N NH_4OH

pH 10 (pHメーター使用)

← 水

50 ml (正確)

吸光度測定
(450 nm)

溪ダムの貯留水の高COD、高色度がフミン酸類、鉄、マンガンのいずれが原因が明らかになるものと考えられる。

(水質研究室)

河—9 BODのバイオセンサーについて

(質 問)

現在水質モニターでは、pH、DO、EC、水温、CODを測定しているが、河川の有機物の指標であるBODが測定できれば、河川管理上有益である。

最近BODのバイオセンサーが市販されたと聞けるが、センサーの精度、適用範囲、問題点等について教示願いたい。

(九州技術事務所水質試験課)

(回 答)

バイオセンサーというのは細菌や酵母あるいは微生物などと、pHやDO電極のような電気化学的なセンサーとを組合せ、測定対象とする物質と生物の反応を増巾器のように利用して物質の濃度を測定するセンサーの総称である。より具体的にいえば、特定の生物を多孔性膜等に固定化しておき(素子と呼ばれる)、これを検水中に浸して、水中の特定物質と生物の反応をたとえばpHの変

化として捉え、PH計（検知器と呼ばれる）による測定値から物質の濃度を得ようとするものである。素子に用いる生物が酵素であれば酵素センサー、微生物であれば微生物センサーと呼ばれている。

バイオセンサーの医学や薬学あるいは食品関係の分野での開発には目ざましいものがあり、血液中の有機酸濃度の測定、アミノ酸類やグルコースの測定など広汎な分野で用いられ始めている。バイオセンサーは、特定の物質に対して特定の反応をする生物が同定でき、これを分離して固定化できれば装置としての組み上げは可能であるため、現在その測定可能な対象範囲は拡がりつつあり、今後急速に多様化して発展するものと考えられている。ただし、生物を素子として用いるため、その寿命、毒物に対する耐性、妨害物質の影響、測定対象の濃度範囲等に対する注意が必要であり、下水や河川などを対象として開発を行おうとする場合、特にこの点に対する留意が必要である。

さて、御指摘のようにBODのバイオセンサーは既に市販されている。標準的なBODの測定法は、対象とする検液を希釈あるいは無希釈で100～200 ml程度のフランビンに入れて20℃に保って5日間フランさせ、この間の酸素消費量を測定するものである。酸素の消費は検水中に含まれる微生物が有機物を酸化分解する際に行われ、その5日間の総量がBODであり、その測定は微生物を媒介として行われる。BODの測定は上記のように5日間を必要とすること、20℃で水中に溶解する飽和酸素量は限界があるためBODの高い検水はあらかじめ希釈しておく必要があるなど、操作が煩雑であり迅速で精度の良い測定法の開発が従来から望まれていた。

BODの測定用バイオセンサーは、微生物による5日間の酸素消費量に相当するものを固定化した微生物を利用して短時間で測定しようとするものである。市販されているBODセンサーは、単一の酵母(*Trichosporon cutaneum*)を培養し、これを多孔性のアセチルセルロース膜上に吸着固定化したものを素子として用い、これを隔膜式DOセンサー（検知器）に装着したものである。基質（検水中の有機物）と

固定化微生物膜およびDOセンサーの間の関係の概念図を図-1に示す。¹⁾このバイオセンサーを有機物を含む検液に浸漬すると有機物は微生物膜上に拡散し、微生物によって資化される。このとき微生物は酸素を消費し膜内のDOが減少するが、この値がDOセンサーに

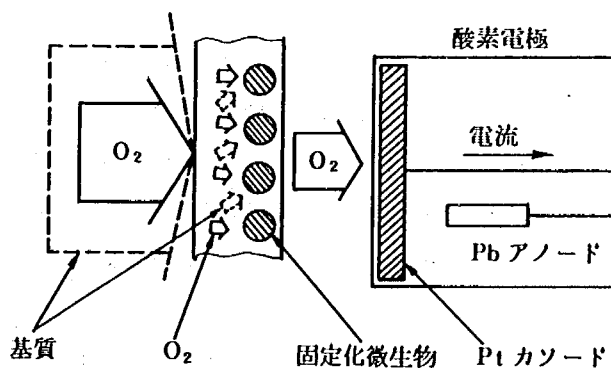
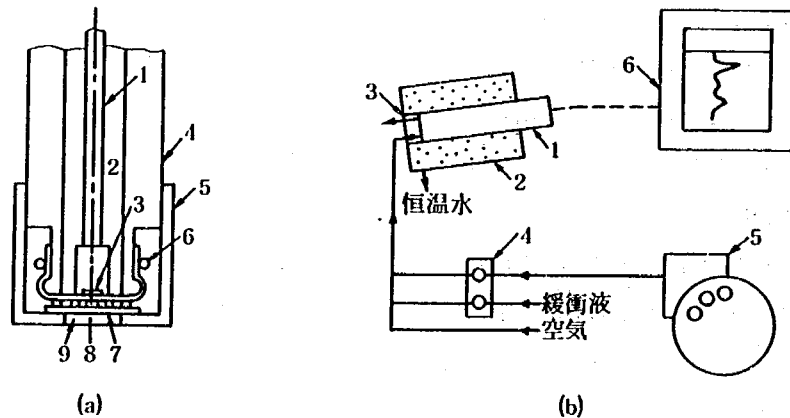


図-1 センサー部の概念図¹⁾

よってBODとして測定される。

このような考え方で組上げられたBOD連続測定装置のシステム概念図を図-2に示す。図-2に示す。図-2中の(a)はセンサー部、(b)は連続測定（実際はBODの測定のために20～30分を要するので半連続式となる）システムである。²⁾



- (a) 微生物電極 1: アノード(A1) 2: 電解液 3: カソード(P1)
 4: 絶縁材 5: 間孔キャップ 6: Oーリング 7: テフロン膜
 8: 固定化微生物膜 9: アセチルセルロース膜
- (b) BOD連続計測システム 1: 微生物電極 2: 恒温セル
 3: フロー型反応セル 4: ペリスターポンプ 5: サンプラー
 6: 記録計

図-2 微生物センサーを用いたBOD連続計測システム²⁾

市販されているBODセンサーのハードウェアとしての実用性は確認されており、また醸酵工場排水等一部の食品工場排水の測定において従来法との相関性が高いことが示されている。²⁾ また、下水処理場の最初沈殿池流出水を対象として従来法との比較が行われ、比較的良い相関性が認められたという報告もある。³⁾ しかしながら現時点では、このBODセンサーが直ちに全ての排水、用水に適用できるとは考えておらず、次のような問題点が残されている。

- 1) 単一の微生物を素子としているため、この微生物が資化できない有機物を含む排水のBODを測定することが困難となるなどの問題がある。このため、排水の特性に応じた微生物の選択をするとともに、その適用について明らかにする必要がある。
- 2) 測定の原理からして浮遊物に起因するBODの測定が十分行えない。このため、浮遊物を含む排水のBODを測定しようとする場合、適切な前処理システムを開発する必要がある。
- 3) 一般の河川水のような低濃度のBODに対する精度を確認する必要がある。
- 4) 素子（微生物膜）の寿命が2週間程度であり、その延長化、保存方法等について一層の検討をする必要がある。

建設省では、昭和60年度より建設技術総合開発プロジェクト（総プロ）により、土木研究所を中心に「バイオテクノロジーを活用した排水処理技術の開発」に関する研究をスタートさせた。バイオセンサーの開発も研究計画の一環としてとりあげ、BODセンサーの実用化に関する研究も重点課題として取り組むこととしている。

（参考文献）

- 1) 軽部征夫「生体の分子識別機能とバイオセンサー」 化学と生物, 第21巻第5号 1983年5月, pp 315.
- 2) 軽部征夫, 鈴木周一「微生物センサーによる環境計測」, 工業用水, 第277号, 昭和56年10月, pp 2～6.
- 3) 建設電気技術協会「工場排水受け入れに関する調査報告書」 昭和60年3月 pp 323.

（水質研究室）

河一10 樋門・樋管におけるゲート据付に伴う門柱の形状寸法について

（質 問）

現在の標準設計は、二次コン方式で設計されており、断面が非常に大きくなって不経済と思われる。また、最近の傾向として樋門・樋管等の小規模構造物は摩擦杭で設計する方向にあり、ゲート、上部構造物の不同沈下による影響を考慮すれば、二次コン方式を同時打設方式とするほうが良いと思われますが、この点について教示願いたい。

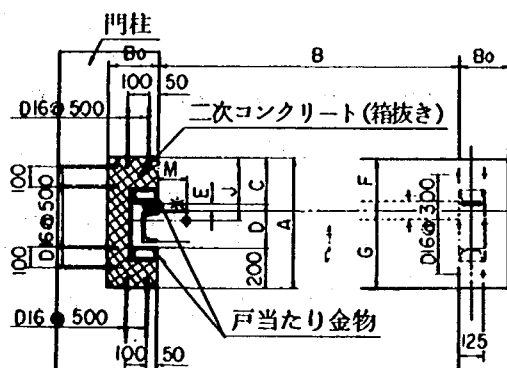
（回 答）

(1) 二次コンクリート方式について

標準設計で採用している戸当たり金物の据付け方法は図一に示すように戸当たり金物を設置するための必要な箇所をあらかじめ箱抜きしておき、本体部が完成した後に戸当たり金物を据付けるものである。（以下「二次コン方式」という）

この二次コン方式は、次のような理由から採用されている。

- ① 戸当たり金物の据付け精度は、一般には3mm以下と規定されており、据付け誤差が大きくなるとゲートの片当たりが生



図一 1

じ、これにより水密を保つことができなくなったり、戸当たり部やゲート本体に不測の応力が生じることがある。

その点、二次コン方式は箱抜きせずに門柱と戸当たり金物の据付けを同時に施工する方法（以下「同時打設方式」という）よりも誤差を小さくすることができる。

- ② 戸当たり金物を取り替える場合、コンクリートの一部を取壊すこととなるが、箱抜き部の二次コンクリートは、部材の有効断面と考えないことから構造上の問題が生じない。
- ③ 樋門・樋管の設計基準である河川砂防技術基準（案）一設計編においても“門柱の断面は、戸当たり金物を十分な余裕（箱抜き）をもって取り付けられるよう考慮して設計するものとする”と規定されている。

次に、二次コン方式と同時打設方式の経済性の問題については、門柱高さが5.0 m、ボックスカルバートの内空幅1.5 m、内空高1.5 mの条件（標準図：07-GP-061）において門柱のコンクリート量を比較してみると二次コン方式が約1.3 m³多くなるだけであり経済的には、ほとんど問題ないと思われる。

(2) 不同沈下について

沈下に起因する荷重としては、堤防の盛土荷重及び上部構造物（門柱、ボックスカルバート等）の死荷重を挙げることができる。

例えば、図-2の場合、全荷重は約600 tとなり二次コン方式によった場合の荷重の増大は2～3 t程度であり、これによる影響は少ないと思われる。

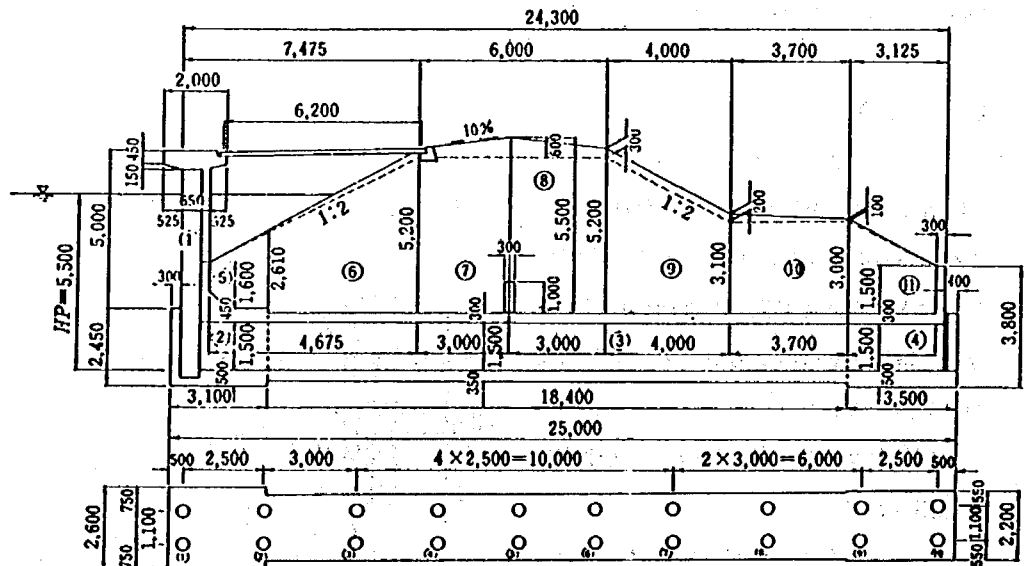


図 - 2

(システム課)

河一 11 転石・玉石混り堤防における矢板の打設とその影響

(質 問)

当地区では、堤防漏水箇所における対策工法として堤体への矢板打設を考えている。しかしボーリング調査の結果、堤体内に相当量の転石・玉石が混在しており、一般に用いられているパイプロハンマによる矢板打設が困難であることからウォータージェットによる打設を一つの方法として考えている。そこで、ウォータージェットを用いることによって当地区のような転石・玉石層への矢板打設が可能かどうか、また堤体への影響について教示願いたい。(筑後川工事事務所)

(回 答)

まずウォータージェットによる矢板打設方法を概説する。

ウォータージェットを用いて矢板を打設する方法は、ドロップハンマ、パイプロハンマなどによる方法と比較して低騒音、低振動であることから、特に市街地における土留工事に採用されている。

ウォータージェット式矢板打設の原理は、細いノズルから噴出した圧力水が打設しようとする矢板面に沿って流出するときに周辺の地盤をせん孔し、矢板先端地盤の抵抗力と矢板周面摩擦力を低下させることによって矢板を貫入させるものである。また地盤が硬い場合には、ウォータージェットの吐出圧および吐出量を増大させることによって対処している。このウォータージェットの原理は矢板のみならず、鋼管杭などの打設へも応用されている(低公害基礎工法として数種の埋設杭工法が実用化されている)。

ウォータージェットを用いた矢板打設方法には、(イ)ウォータージェット単独、(ロ)ウォータージェット・パイプロハンマ併用、(ハ)ウォータージェット・圧入機械併用といった種類がある。このうち(イ)のウォータージェット単独では適用地盤に限りがあること、また先に述べた原理上周辺地盤を緩め十分な横抵抗、支持力が得られないことから、現在では(ロ)のウォータージェット・パイプロハンマ併用が最も普及している。

また、現在使用されているウォータージェットはその圧力から次の3種に区分できる。¹⁾

- ① 30 kgf/cm² 以下の低圧ウォータージェット
- ② 100 kgf/cm² 前後の高圧ウォータージェット
- ③ 500 kgf/cm² 以上の超高压ウォータージェット

上記①、②については、パイプロハンマと併用されるが、①は低圧であるため大容量の水が必要となり排水処理が問題となる。表一1には、ウォータージェットを用いた矢板工法例を示す。この表に示すように、吐出圧、吐出量にはかなりの幅があるが、地盤に応じてこれらの値をコントロールしている。

さて、質問のような転石・玉石層への矢板打設の可能性については、転石・玉石の混在度合、打設機械の能力および矢板の寸法・長さなどによって一概に判断することはできない(可能であれば

表-1 ウォータージェット矢板打設工法の例

	吐出圧 (kgf/cm ²)	吐出量 (ℓ/min)
A 工 法	90 ～ 400	150 ～ 200
B 工 法	300 ～ 500	60 ～ 200
C 工 法	8 ～ 10 (オーガ併用)	約 200
	約 200 (ウォータージェットのみ)	約 100

試験打ちが直接的であろう)。しかし、質問の状況から判断するとウォータージェットを用いても矢板の貫入が困難であるとともに、仮りに打設可能であっても打設速度がかなり低下することが予想される。また、硬い地盤（特に転石、玉石層）へ矢板を打設する場合、矢板が座屈・曲がりなどの変形を生じることがあり、堤防の場合この変形部分から漏水する恐れがある。先に述べたように貫入困難となった場合、吐出圧・吐出量を増すことによってある程度対処できるが、緩みゾーン、水みちなどがある堤体では、ウォータージェットの吐出圧をいたずらに増加させると、その部分より吐出水が逸走し、逆に水みちを拡大させたり、のり面付近で水、土砂の噴出、ふくれ上がりなどの現象が起こることがある。また吐出量を大幅に増加させると転石・玉石間の砂を大量に洗流してしまうことにより逆に透水性を高める結果ともなりかねない。

質問の件と同様の事例（転石・玉石混り堤体の漏水対策）として図-1に示す例がある（文献2）参照）。ここでは、表-2に示す多くの対策工法を比較検討した上で、まず矢板打設は困難であると判断し、プランケット工法や堤体のり面ブロック張り工法などを取り上げている。

以上のことを考慮すると、当地区においても矢板打設の代替として他の工法も十分考慮する必要がある。

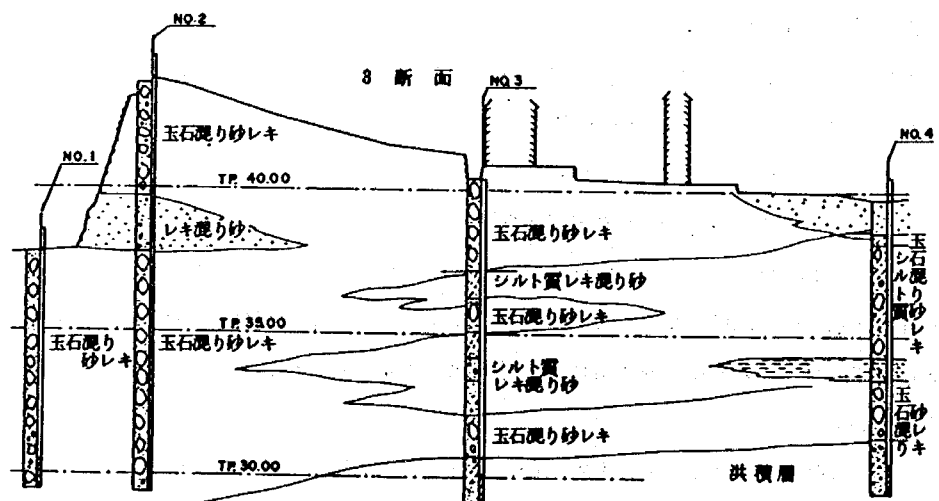
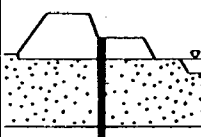
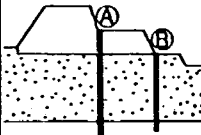
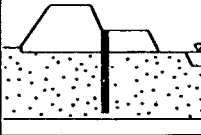
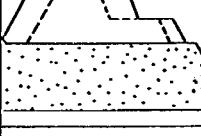
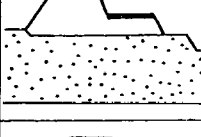
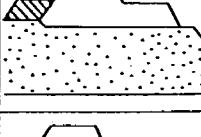
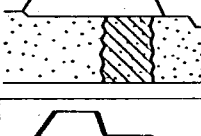
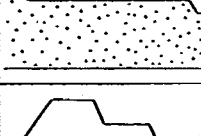
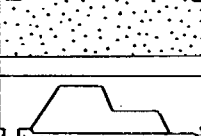
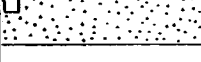


図-1 天竜川における地質横断面図（北鹿島地区）²⁾

表-2 漏水対策工法の一覧表²⁾

工 法 名		機 要	長 所	短 所	模 式 図
通 水 工 法	地下連続壁工法	漏水の生じる地盤中に現場打で壁タイプの地下連続壁を施工する。 シートパイル打設の困難な箇所等にも施工できる	○玉石を除くあらゆる地質に施工できる ○深度40m付近まで施工可能 ○ほぼ完全な漏水防止ができる	○工費が高い ○工期が長く必要 ○地下水質のある箇所では施工は困難 ○仮設の足場が必要	
	鋼矢板工法	漏水の生じる地盤中に鋼矢板を打設して漏水する。 施工は比較的容易で工期は短くてすむ。	○施工が容易 ○工期は短い ○任意の深度で打止めることができる。	○玉石の混入した地盤や風化岩には施工できない ○矢板間よりやや漏水がある	
	ジェットグラウト工法	ジェットグラウトによって地中に薄い透水層を形成し漏水を防止する。なおジェットグラウトは地質によっては2層〜3層とする。	○方向を規定することができる ○施工深度も規定できる	○完全な透水層ができたら確認しづらい ○工費が高い	
湧 水 量 減 少 工 法	大断面堤体工法	堤体断面を大きくすることによって浸透した水の透水経路を長くし、そのことによって浸透量を少なくする	○漏水・パイピング等を完全に防止することができる ○堤防土を有効に利用できる ○越流に対しても比較的安定	○施工に際して用地を確保することが必要 ○多量の材料土が必要 ○工期は長くなる ○経費は高い	
	ブランケット工法	高水時に河川水が漏水数より受透することを防止する	○施工が容易である ○経費は安価である	○河川水の激しい箇所ではブランケットが破損される ○長期間の効果を保つには補修をすることが必要 ○洪水時のみに効果がある	
	貫小段工法	ノリ泥よりの漏水を防止することを目的として実施する 浸透した水の透水経路を長くすることによって堤内への湧水量を減少させる	○材料土がよければ施工は容易で効果は大	○施工用地が必要 ○透水性地盤では効果は小	
	グラウト注入工法	堤体および地盤中に粘土ないしはモルタルミルクを注入して透水性の不良な層を形成して湧水量の減少をはかる	○堤防の形状を変化させないで施工できる	○施工状況の確認ができない ○費用が高い ○透水性の大きな地盤では施工は困難	
	堤体ノリ面コンクリート張	堤体漏水の多い箇所では堤体の堤外側ノリ面にコンクリートやブロックを張りさらに越流を防ぐためには表面にコンクリートを打設する	○堤体漏水は漏水できる ○堤体の侵食等が防止できる ○堤体のすべりが生じない	○コンクリート背面に空洞のできる場合がある ○工費は高い ○取壊はよくない	
堤 内 排 水 工 法	承水路工法	堤防の堤内側ノリ面に水路をつくりこの水路の水位をコントロールすることによって湧水および堤内側地下水の排水を行ない地盤への漏水を防止する	○堤内の地下水頭端をさほど変えない ○計画を変更させることが容易 ○効果を直観確認できる	○排水のためのポンプの維持が必要 ○多雨時には水位のコントロールができない	
	クエル工法	湧水量の多い堤内地に井戸を掘りポンプによって強制排水を行なって湧水および地下水を排水し地下水位を低下させ地盤への漏水を防止する	○工事の規模が小さい ○構造物でない為計画を変更させることが容易	○排水ポンプの維持が必要 ○河川水位が非常に高くなると本工法のみでの対策は困難	

(参考文献)

- 1) 日本建設機械化協会；騒音振動対策工法及び対策機械の開発委託業務報告書，昭和57年3月
- 2) 建設省中部地方建設局中部技術事務所；河川堤防の漏水防止工法に関する調査報告書，昭和55年3月

(施工研究室)

河—12 海岸堤防における越波について

(質問)

海岸堤防における越波について，下記の点を教示願いたい。

- ① 越波量の算定を行なうにあたって，どういった方法があるのか。
- ② 越波量が全く無いとして施設計画，設計を行なうと，非常に不経済なものとなるので，ある程度の量は許容せざるを得ないが，許容越波量を定めるにあたって，その基準はあるのか。なければ何を目安に定めたらよいか。

(回答)

① 越波量の算定について

越波量の算定については，従来より多くの研究がなされてきている。これらの成果は，越波現象の複雑さや現地データの不足などの点から，一般的に適用できるものにはなっていない。よって，これらの研究成果によって行う越波量の算定は実際の設計に用いるというより，計画のための概略設計や既設堤防に対する越波量の目安を得ることを目的とするのが妥当である。以下には細部にふれず，利用上理解しておかねばならない基本的な内容と問題点について述べる。

(1) 波の不規則性と越波量

海岸線に來襲する波は，波高・周期ともに一様なものではない。そこで，設計には不規則な波の代表として有義波などが用いられる。有義波を用いて越波量を推算する場合，当然その有義波より波高の大きい又は小さい波が存在することになる。越波量は波高の変化に対して1～2オーダー大きな変化を示す場合があり，有義波を代表とする規則波で越波量を算定すると，過大又は過小評価につながることになる。よって，越波量の算定を行うにあたっては，設計波を不規則波として扱うべきである。不規則波については，その深海での性質・浅海での変形などまだ不明な部分が多く実験も難しいことから，不規則波に対する越波量の算定法は確立されていない。一方，規則波については多くの実験や理論により，その越波との関連も明らかにされつつある。合田らは，不規則波を規則波の集合として，規則波による越波量データより不規則波による越波量を推

定する方法を提案している。以下には、従来の研究成果の一部を紹介する。

(2) 越波量の算定法

海岸堤防の越波については、主として実験的な検討が行われてきている。これらの一部は海岸保全施設築造基準¹⁾に記載されている。しかし、越波現象は堤防前面や海浜地形によって影響を受けるため、実験による算定図を用いて有効な越波量の算定を行うには限界がある。

理論的な研究としては、堤防を堰と考えて越流量によって越波量を表わすという吉川・椎貝・河野による研究²⁾がある。これは堤防前面の時間波形を与え、越流公式より越波量を決定するもので、時間波形を三角形近似して

$$\frac{Q}{T H_0 \sqrt{2 g H_0}} = \frac{2}{15} m k^{\frac{3}{2}} \left(1 - \frac{Z_0}{k H_0} \right)^{\frac{5}{2}} \dots\dots\dots (1)$$

Q ; 1周期単位幅当りの越波量

H_0 ; 深海波高

T ; 周期

Z_0 ; 静水面からの天端高

m ; 定常流の場合の越流係数

k ; 堤防形状や海浜地形、自然条件によって定まる定数

にて越波量を与えた。式(1)は越波現象に対し堤防前面の波形を用いて物理的解釈を与え定式化しているためあいまいさがなく、しかも単純な形をしているため意義あるものである。

堤防前面における空間波形やうち上げ高と越波量を結びつける同様な試みが、富永・佐久間³⁾及び高田⁴⁾によって行われている。富永・佐久間によると、うち上げ高 R に対して実験データより

$$Q = \alpha (R - Z_0)^2 \dots\dots\dots (2)$$

α ; 定数

と表わされている。また、高田はうち上げ空間波形を三角形近似して

$$Q = A (R - Z_0)^2 \dots\dots\dots (3)$$

で与え、係数 A は海浜勾配 $1/10$ の場合について堤脚水深別に決定している。しかし、これらの式は実験値の概略を示す程度のものであり実用には適さない。

合田は不規則波の越波について検討し、不規則波の1波1波の越波量を規則波の越波量より求め合成することにより、不規則波の越波量とする方法を提案した。⁵⁾具体的には、

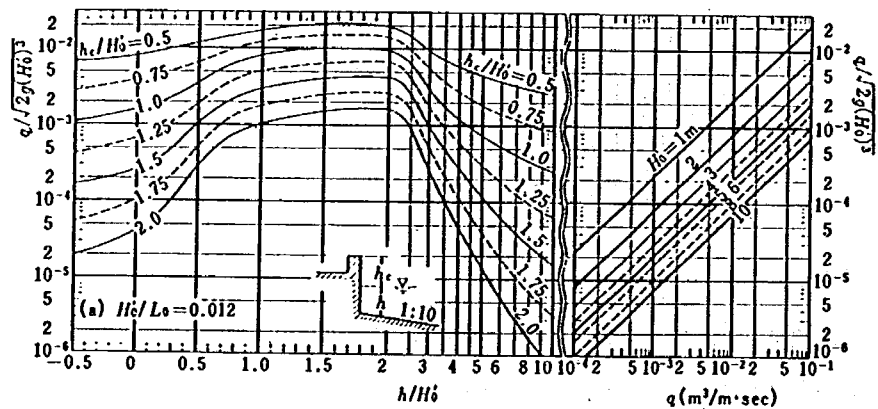
$$q = \int_0^\infty q_0 \left(H, T \frac{1}{3} \right) p(H) dH \dots\dots\dots (4)$$

q ; 単位幅当りの越波流量

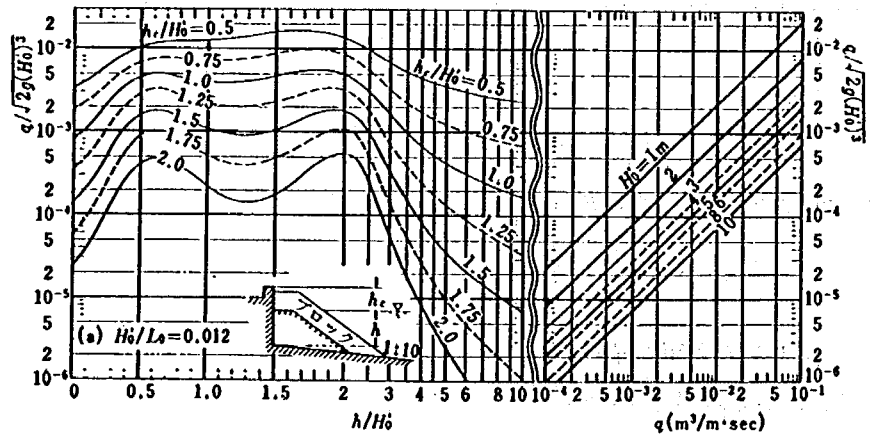
$q_0(H, T_{\frac{1}{3}})$; 代表周期 $T_{\frac{1}{3}}$, 波高 H の規則波による越波流量

$p(H)$; 波高の確率密度関数

により不規則波の越波流量を推算するものである。これは、規則波による越波流量にその波高の出現確率を乗じて期待値としての期待越波流量を求めるものである。波高の出現確率(確率密度関数)としては沖でのレーリー分布を与えている。この方法は不規則波としての波の変形やサーフビート、連続する波の間の干渉や周期の効果などの影響が完全にとり込まれていないため近似値を与えるものであるが、不規則波の越波算定法としてまとめた成果が出されており、現地においても利用し易いものとなっている。合田による算定図の一部を図-1に示す。



a) 直立護岸・消波工なし



b) 直立護岸・消波工あり

図-1 期待越波流量算定図 ($H_0'/L_0 = 0.012$, 海底勾配 $1/10$ の場合)

橋本は不規則波による実験結果より、合田による期待越波流量が必ずしも妥当な結果を与えないことを報告し、不規則波の越波流量の算定には不規則波そのものの研究が重要であるとしている。⁶⁾

(3) 越波量に対する各種の要因

越波現象には関係する要素が多く、堤防の形状の僅かの差で越波量が相当に変化する。それらの要素は大別して堤防形状、海浜地形、自然条件に分けることができる。堤防形状としては、特に表法面勾配や断面形状などが問題となる。また、消波工の有無及びその設置法や、離岸堤などの構造物の有無なども越波量を決定する大きな要素となる。表法面勾配や波返し工の効果については富永・佐久間³⁾が、断面形状の効果については高田⁷⁾らが報告している。また、消波工や離岸堤の効果については沼田⁸⁾、合田⁹⁾、高山¹⁰⁾らの報告がある。海浜地形は波の変形に関与して越波に影響を与える。自然条件は波の不規則性の地域特性や風による越波量の増加などの形で影響する。風の効果については高田¹¹⁾による報告があるが、実験における縮尺効果の問題もあり、今後の研究を待つところである。

このように、堤防の越波量は多くの要素に影響されるため、その設計にあたってはそのつど水理模型実験を行って越波量を推定することが望ましい。以上に述べてきた算定法については、前段で述べた通り計画のための概略設計等に用いるべきである。模型実験には対象海域に適した不規則波を用いるべきであるが、実施困難な場合には規則波による実験を行い、その結果を式(4)の方式で不規則波の値に換算する方法もとれる。

② 許容越波量について

海岸堤防の設計において、越波量をどの程度許容するかが重要な問題となる。その場合の考え方として、構造物の安全性の問題と防災機能上の問題（背後地の地形と利用状況及び排水処理能力など）があげられる。しかし、現地資料が少なく、今後の研究に待つところが多いのが実状である。これまでに明らかにされていることは以下の通りである。

(1) 越波の状況と越波量との関係

表一 越波の状況と越波量との関係

表一に示すように、越波の状況を4段階に分けて、それに対する無次元越波量 $2\pi Q/(H_0 L_0)$ との関係を一時的に概略推定でき¹²⁾る。

(2) 構造物の被災限界と許容越波流量との関係

合田らは伊勢湾台風などの既

越 波 の 状 況	一周期の越波量 $2\pi Q/(H_0 L_0)$
飛沫（水塊）が越える。	$< 10^{-4}$
飛沫、跳波（かなりの水塊）が越える。 （波の実質部分がわずかに溢流）	$10^{-4} \sim 5 \times 10^{-3}$
波の実質部分が連続流となって溢流する。	$5 \times 10^{-3} \sim 10^{-2}$
波形そのものが乗り越えるような状況で多量に溢流する。	$> 10^{-2}$

往の台風による災害例について、
 構造物の被災程度より表-2のよ
 うな構造物の破壊が生じる越波流
 量の限界値を提案している。尚、
 表-2は台風による短時間の越波
 に対する被災例に基づいているの
 で、季節風などによる場合の被災
 限界値はさらに低くなると考えら
 れる。

表-2 海岸堤防および護岸の被災限界越波流量

種 別	被 覆 工	越 波 流 量 q ($m^3/m \cdot sec$)
護 岸	背後舗装済み	0.2
	背後舗装なし	0.05
堤 防	コンクリート三面巻き	0.05
	天端舗装, 裏法未施工	0.02
	天端舗装なし	0.005以下

注) 護岸は裏法面がないもの、堤防は裏法面があって
 背後地が天端よりも低いものとして分類した。

(3) 背後地の利用状況と許容越波流量との関係

¹³⁾
 福田・宇野・入江は平均越波流量を測定し、さらにそのときの状況を8ミリフィルムで撮影し、
 背後地の利用状況に対応する安全性を判定した結果と平均越波流量とを関連づけている。それら
 を要約すれば、次のようになる。

a) 海岸道路の歩行の安全性

海岸堤防及び護岸パラベットのすぐ背後を歩行する場合に、 $q \leq 3 \times 10^{-5} m^3/m \cdot s$ 以下、パ
 ラベットより約13m離れたところを歩行する場合は、 $q \leq 5 \times 10^{-4} m^3/m \cdot s$ 以下であれば50
 %以上の人安全(但しこわいと感じる程度)と判定している。

b) 海岸道路の自動車走行

パラベット背後を自動車が行走する場合 $q \leq 2 \times 10^{-5} m^3/m \cdot s$ 以下、約13m 離れたところ
 を走行する場合 $q \leq 2 \times 10^{-4} m^3/m \cdot s$ 以下で50%以上の人安全(但し速度を落す程度)と判
 定している。

c) パラベット背後の家屋

パラベット背後に家屋がある場合 $q \leq 7 \times 10^{-5} m^3/m \cdot s$ 以下、約13m 離れているところ
 では $q \leq 3 \times 10^{-4} m^3/m \cdot s$ 以下であれば、50%以上の人安全であると判定している。

以上のことから、パラベット背後では $q \leq 10^{-5} m^3/m \cdot s$ のオーダー、約13m 離れたところ
 では、 $q \leq 10^{-4} m^3/m \cdot s$ のオーダーで背後地の利用に何らかの障害が出てくる可能性の大きいこ
 とを示唆している。

(参考文献)

- 1) 海岸保全施設築造基準解説
- 2) 吉川秀夫・椎貝博美・河野二夫：海岸堤防の越波に関する基礎的研究(1)，第14回海講講演集，
 1967，pp.118～122.
- 3) 富永正照・佐久間襄：海岸堤防に関する研究(1)―越波量―，土木研究所報告143号の3，1971.

- 4) 高田彰：波の打ち上げ空間波形と越波量の相関特性，土木学会論文集，No 212，1973.
- 5) 合田良實：港湾構造物の耐波設計，鹿島出版会，pp.112～125，1982.
- 6) 橋本宏：越波とはい上がり，1972年度水工学に関する夏期研修会講義集，B-2
- 7) 高田彰・吉田吉治・藤川浩生：海岸堤防・護岸の断面形状と越波量との関係，第26回海講論文集，1979，pp. 285～289.
- 8) 沼田淳：消波護岸の越波と天端高に関する研究，第21回海講論文集，1974，pp. 429～433.
- 9) 合田良實・岸良安治：不規則波による低天端型護岸の越波特性，港湾技研資料，No 242，1976.
- 10) 高山知司・永井紀彦・西田一彦：各種消波工による越波流量の減少効果，港湾技研報告，第21巻，第2号，1982，pp. 151～189.
- 11) 高田彰：規則波の越波量におよぼす風の影響，第23回海講論文集，1976，pp. 170～175.
- 12) 永井莊七郎・高田彰：海岸堤防の越波におよぼす影響について，第11回海講講演集，1961，pp. 279～286.
- 13) 福田伸男・宇野俊泰・入江功：防波護岸の越波に関する現地観測（第2報），第20回海講論文集，1973，pp. 113～118. (海岸研究室)

河—13 分流計画におけるシミュレーションモデルについて

(質 問)

従来，河川の分流施設（分水路，分流堰）の設計に当たっては水理模型実験により行われてきているが，費用及び日時を多く要する傾向にある。一方，最近の電算機の演算スピードの向上には著しいものがあり，3次元シミュレーションモデルによる解析が，その正確さ，費用等から見て水理実験に比肩するようになったものかどうか質問したい。(筑後川工事事務所)

(回 答)

質問にあるように，近年の電算機の能力向上に伴って数値計算手法も急速に進歩しており，少なくとも理論的には実河道内の3次元流をも計算できる段階に達している。このように数値計算は大変有力な手段ではあるが，反面短所も合せ持っており，数値計算結果を実際の河道計画等に反映させる際には，手法に含まれる問題点を正しく理解していなくてはならない。そこで数値計算手法の問題点とその適切な用い方を以下で説明する。

1. 数値計算の問題点

(1) 基本方程式の妥当性

すべての数値計算は，ある基本方程式に基づかれている。流体の運動を記述する方程式は，

(1)~(3)式で表わされる x , y , z 方向それぞれの運動方程式と(4)式で表わされる一本の連続の式である。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\mu}{\rho} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \dots\dots(1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\mu}{\rho} \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \dots\dots(2)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -g + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\mu}{\rho} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) \dots\dots(3)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \dots\dots\dots(4)$$

ここで, u , v , w : x , y , z 方向の流速 (z 軸は鉛直上向き), g : 重力加速度, ρ : 水の密度, μ : 粘性係数

これらの式は流体の3次元運動を完全な形で記述しているので, これらの式を直接数値的に解けば3次元流を再現することができる。しかしながら, (1)~(4)式をまともに解くには現段階では非常に多くの労力と計算時間を要するので, 多くの場合(1)~(4)式に示した基本式を次のように簡略化する。

(簡略化1)

鉛直方向の流速が水平方向の流速に比較して小さく, 現象の水平スケールが鉛直スケールに比較して大きい場合には, 鉛直方向の圧力分布を静水圧分布と仮定できる。この仮定より運動方程式のうち z 方向に関する(3)式が不用となり, また圧力項が水面勾配で表わせるようになる。その結果次に示すように基本式が簡略化される。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + K_{xy} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + K_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \dots\dots\dots(5)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial y} + K_{xy} \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + K_z \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \dots\dots\dots(6)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \dots\dots\dots(7)$$

ここで, K_{xy} : 水平方向の渦粘性係数

K_z : 鉛直方向の渦粘性係数

ζ : 水位

これらの基本式より, 3次元的な運動を再現することができる。

(簡略化2)

簡略化1に用いた仮定に加えて、水平方向流速の鉛直分布がほぼ一様である場合には、水平方向の流速を鉛直平均流速で代表させることができる。この場合基本式は次に示されるようにさらに簡略化される。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{1}{H} \frac{\partial M^2}{\partial x} + \frac{1}{H} \frac{\partial MN}{\partial y} = -gH \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(2K_{xy} \frac{\partial M}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{xy} \frac{\partial N}{\partial x} + K_{xy} \frac{\partial M}{\partial y} \right) - \frac{\tau_x}{\rho} \quad (8)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{1}{H} \frac{\partial MN}{\partial x} + \frac{1}{H} \frac{\partial N^2}{\partial y} = -gH \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial y} \left(2K_{xy} \frac{\partial N}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(K_{xy} \frac{\partial N}{\partial x} + K_{xy} \frac{\partial M}{\partial y} \right) - \frac{\tau_y}{\rho} \quad (9)$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (10)$$

ここで、 H ：水深、 M 、 N ：それぞれ x 、 y 方向の単位幅当たりの流量、 τ_x 、 τ_y ：それぞれ x 、 y 方向の底面せん断力

数値計算を行うにあたっては上記の簡略化された方程式を用いることが多い。その場合数値計算のもとになる基本式はある仮定に基づく近似式となっているわけであるから、実際の現象がそのような仮定を満足することを確認しなくてはならない。逆に、充分簡略化が妥当であるにもかかわらず簡略化をせずに計算することは不経済となる。以上のように、どのような基本式を用いるかは数値計算を行う上で最も重要な判断事項である。

(2) 数値計算で用いられる各種係数の妥当性

河道内の流れは乱流である。この乱流を直接解くことは不可能であることから、通常流速場を平均流速で表現し、乱流の影響は渦動粘性係数など平均流速の空間微分にかかる係数を用いて表現する。この係数は、現段階において一般的に定めることは不可能であり、個々の計算において実測値に合うように決めているのが現状である。この種の係数がすべての計算結果に大きな影響を及ぼすとは限らないが、流速勾配が大きい現象、例えば高水敷と低水路の流れの干渉や死水域による付加損失などを計算の目的とする場合には、こうした係数の物理的意味を明確にしない限り数値計算の意義はうすい。一方、大きな流速勾配が発生しない現象に対しては、それ程厳密に係数の吟味を行わなくても比較的良好の結果を得ることができる。

(3) メッシュの切り方

数値計算では、空間及び時間について基本式を離散化することにより数値解を得る。このた

め、空間について有限要素法においても差分法についてもメッシュを切る。このメッシュの切り方によって計算結果が大きく変化し、実現象をうまく再現できるかどうかが決まるので、数値解に要求される精度との関係からメッシュの大きさの意味を理解しておかなければならない。たとえば、はく離を計算で再現しようとするならば、少なくともはく離域の1/10以下のメッシュを切る必要がある。もしそれよりも大きなメッシュを切ると、本来はく離による逆流域となるべき領域が、メッシュが大きいために空間的に大きく平均化され、単に低流速域として出てくる可能性が高くなる。いたずらにメッシュを細かくしても不経済となるだけであるから、要求される精度と費用との関連から最適なメッシュを決める必要がある。また、メッシュの切り方によって計算結果が変わることから、一応実測値等により検証しておくことが望ましい。

(4) まとめ

以上により、数値計算を行うにあたっては以下の項目を検討しておく必要がある。

- ① 基本方程式が実現象を表現できるかどうかの吟味
- ② 計算に用いる種々の係数の物理的意味、それらのパラメータが計算結果に与える影響
- ③ メッシュの切り方の妥当性
- ④ 計算結果と実測値との比較、計算の検証

また、今まで触れてこなかったが、現象が流れだけで解決できるものかを、まず最初に検討しておく必要があろう。すなわち移動床の結果を取入れなければ本質的には説明されない現象に対しては、もしこうした流れだけの計算を行うにしても、その時の河床形状の意味をふまえて計算結果を解釈しなくてはならない。

2. 水理模型実験の役割

1.で述べたように、現段階では数値計算の結果をそのまま河道計画等に反映させることはできず、何らかの検証を行わなければならない。この検証を行う上で水理模型実験は最も有力な手段となる。すなわち、水理模型実験では境界条件を自由に設定でき、流れの平面的な情報を得ることが容易であるため、計算結果との比較が容易に行える。さらに水理模型実験にはかなりのデータの蓄積があるので、実測値と水理模型実験の結果との間の相似関係はある程度保証されている。したがって、水理模型実験を媒介として計算結果と実測値との対応関係を調べるのできるのである。また、こうした現地実測データ～模型実験結果～数値計算結果という3者の比較検討を重ねて行けば、河道条件・水理条件と数値計算に用いるパラメータ・メッシュの切り方との関係もより明確になるものと考えられる。

以上のように、水理模型実験は数値計算の結果を生かすという意味でも重要であり、両者は互いに補完する関係にあると行うことができよう。具体的に言うならば、数ケースについて実測値あるいは実験値と計算値との比較により数値計算の妥当性を確認した後、他のケースについ

て数値計算結果をそのまま用いるなどの方法が現段階での最も信頼性の高い数値計算の使われ方だと考えられる。

3. 分流施設計画における数値計算の役割

以上述べたように、一般的に言えば、数値計算にはそれだけで河道設計を行うことが可能な程の信頼性はない。このことは分流施設設計の場合にも当てはまる。したがって基本的には、数値計算を用いるにしても、水理実験と併用することが望ましい。特に、 Fr 数の大きい速い流れを対象とする場合には、計算が不安定となり計算自体が難しい上に、死水域が発生し横断方向に大きな流速差が生じやすいので、メッシュを細かく切る必要がある。このため計算時間が多くなる。またこのような流れの場合には、計算結果に与える渦動粘性係数の影響が大きいので、これらの係数値の設定根拠が問題となる。また、たとえ Fr 数が1よりほかに小さい緩流での分流であっても、施工途中などで河道形状が複雑となり、流れが複雑な3次元流となる場合には、実際上数値計算を行うことが非常に困難となる。一方、流れがおだやか($Fr < 1$)で、しかも死水域が生じないような分流の場合には、数値計算に用いられる係数の計算結果に与える影響が小さいので、計算を1次元から2次元にしたことだけで精度の高い計算結果を得ることができる。

以上をまとめれば、分流について数値計算(2次元、3次元シミュレーションモデル)が水理模型実験と同じ精度を持つのは、 Fr 数が1よりほかに小さくかつ死水域が生じないような場合である。それ以外の場合には、水理模型実験と併用することが必要である。(河川研究室)

河一14 河川の粗度係数について

(質 問)

河川の水位計算においてはマンシングの粗度係数を使用しているケースが多いと考えます。この粗度係数については、河床材料・草等の繁茂状況、護岸の有無、河川の平面線形等に影響されると思われませんが、例えば護岸施工、除草等によりどの程度粗度が変化するか、また k (相当粗度)との関係について教示願いたい。(川内川工事事務所)

(回 答)

粗度係数は流下能力や水位を推定する上で最も重要なパラメータであるが、それを河道状態から物理的に推定することは少なくとも実河川においては困難であるとの認識から、洪水観測データから逆算して求めるのが最も一般的な粗度係数推定方法であった。しかし質問にあるように、河道改修によって河道状態が急速に変化しつつある河川も多い。そのような河川に対しては、洪水データから逆算粗度係数を求める機会を待っている余裕はなく、河道状態から粗度係数を推定する方法を

用いて、河道状態の変化に伴う粗度係数変化を事前に予測することが必要となる。そこでここでは、質問の内容を広くとらえて、河道状態から粗度係数を推定する方法を示し、それを質問への解答としたい。

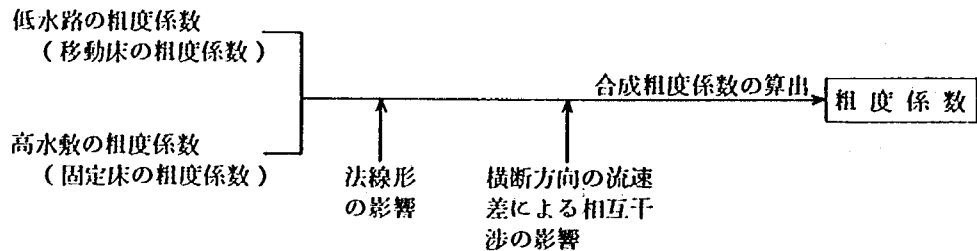


図1 粗度係数を支配する要因

粗度係数は大まかには図1に示す要因に支配されていると考えられる。すなわち、「基本的には低水路と高水敷の粗度係数を求め、それらを合成すれば河道全体の粗度係数が得られる。ただし、法線形の影響や横断方向の流速差による相互干渉の影響が大きい場合には、これらを考慮する必要がある」というものである。(ここでは峡谷部の河道は対象外としている)そこで以下で、図1に示すそれぞれの項目について説明を行う。

1. 低水路の粗度係数

ここでいう「低水路」とは、移動床として考えるべき領域を意味する。移動床では河床材料が洪水によって移動する。このような場合河床材料と流れの特性によって河床形態が変化するために、それに対応して粗度も変化する。河床が移動する場合の粗度係数については多くの実験的検討が行われており、水理量及び河床材料が与えられた場合の河床形態と、それに対応する粗度係数の関係については種々の推定式が提案されている。河川砂防技術基準の調査編には、岸・黒木による河床形態の分類とそれに対応する流速係数 φ との関係が図3のように示されている。ここで流速係数は平均流速 U に対する摩擦速度 $U_* = \sqrt{gRI}$ の比として定義されており、マンニングの粗度係数とは次のような関係にある。

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

ここで、 R ：径深、 n ：マンニングの粗度係数、 g ：重力の加速度、 I ：エネルギー勾配、である。したがって、流速係数はマンニングの粗度係数に反比例し、 $\varphi=10$ で $n=0.05$ 、 $\varphi=20$ で $n=0.024$ 程度の値となる。ただし、ここで $R=10\text{m}$ 程度としている。図2,3より明らかなように粗度に影響を与えるのは砂れん・砂堆などの小規模な河床形態であって、砂州などの変動の規模の大きい中規模河床形態は粗度係数にほとんど影響を与えない。以上のように、移動床での水理量と河床形態との関係はほぼ得られており、移動床における粗度係数の推定は可能な状態

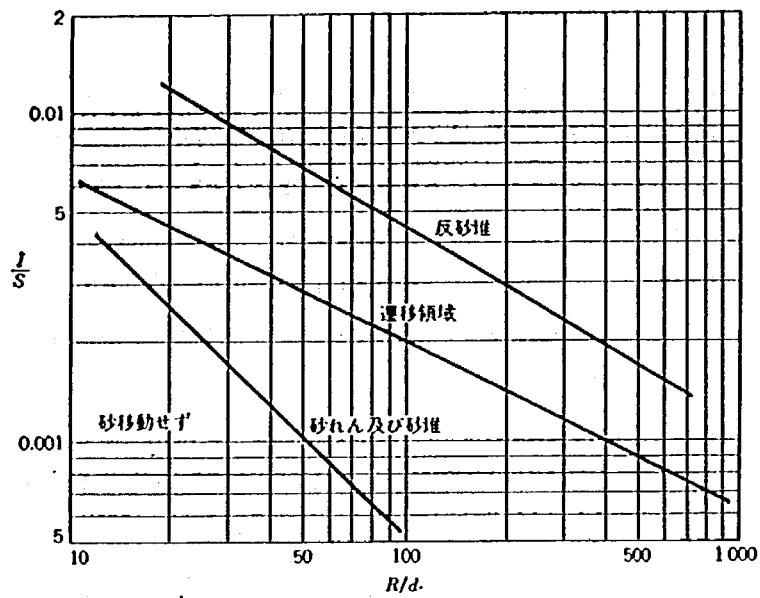


図-2 ガルデ・ラシュの図

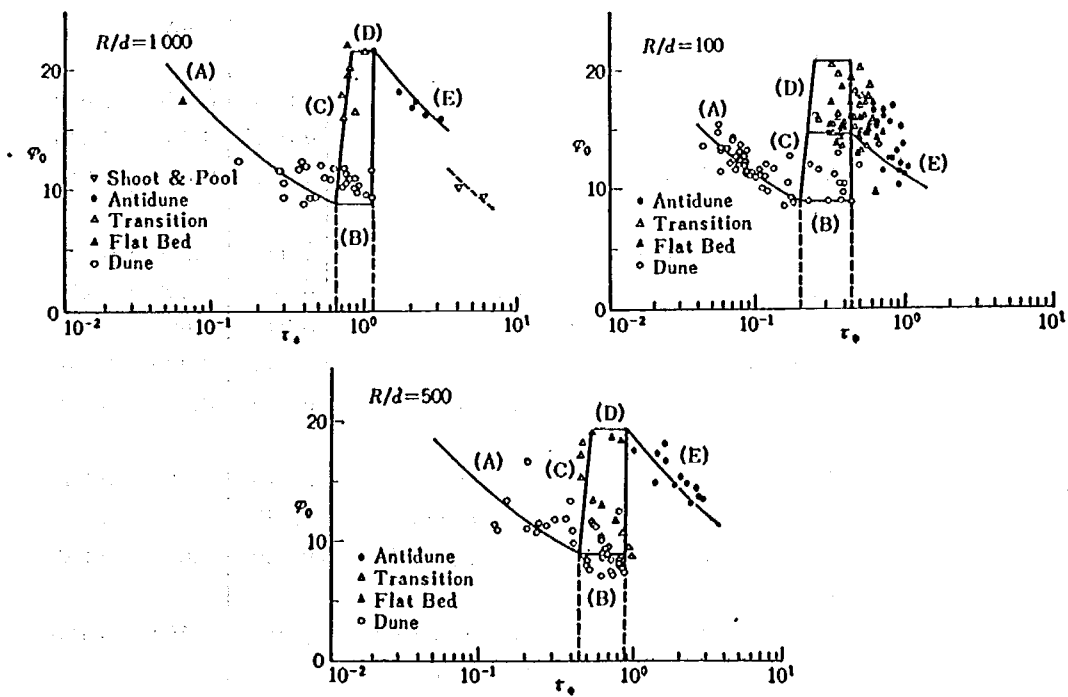


図-3 流速係数 ϕ_0 の計算値と実験値との比較(岸・黒木)
(A), (B), ..., (E)は各領域を示す

にあると考えられる。

2. 高水敷の粗度係数

高水敷のように河床の動きが粗度係数に与える影響を無視できる場合には、粗度係数が地被状態により決まると考えてよい。表1は、米国で提唱された地被状態と粗度係数との関係である。この表より、短い草で $n=0.03$ ，かん木が茂っている場合 0.05 ，木があると 0.1 程度になることがわかる。図4は、昭和57年9月洪水時に江戸川で行われた洪水航測から得られた地被状態と粗度係数との関係であり、表1の結果と大きな違いはない。

なお、かん木や草などの植生の繁茂状況は季節によって変化するので、洪水毎に粗度係数がある程度変動することを考えておくべきである。

3. 法線形の影響

低水路法線が洪水時の主流線に対して蛇行していると、低水路の高速流が粗度の大きい高水敷

表—1 地被状態と粗度係数

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

Ven te Chow "Open channel Hydraulics"

にのり上げることにより、付加的なロスを生じる。図5はその顕著な例を示したものであり、主流線が低水路法線に関係なく流れていることがわかる。しかし現段階では、このような付加的なロスの評価する方法はなく、今後の検討課題である。

4. 横断方向の流速差による相互干渉の影響

河道内で横断方向に流速が大きく変化している場合には、流速を均一化しようとするセー断力が流体間に働き、このため河道全体の粗度係数はこうした干渉を考慮せずに計算した合成粗度係数よりも増加する。このような干渉が起こる典型的な例としては、低水路と高水敷の流れの干渉、低水路河岸にかん木が密生しこれによる低流速域が低水路流速を減少させる場合などが考えられる。こうした横断方向

流速差による干渉については、河床面の摩擦と重力の他に流速差による横方向のセー断力を含めた力のつり合い式から平均流速を求める方法が提案されているので、以下に紹介する。

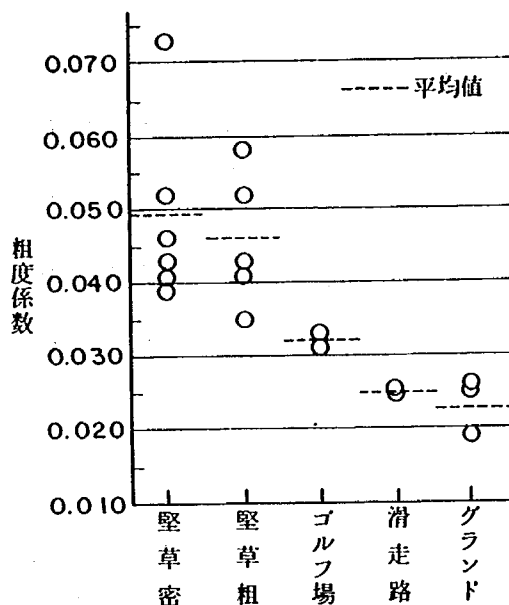


図4 地被状態と粗度係数の関係
(江戸川、高水敷)

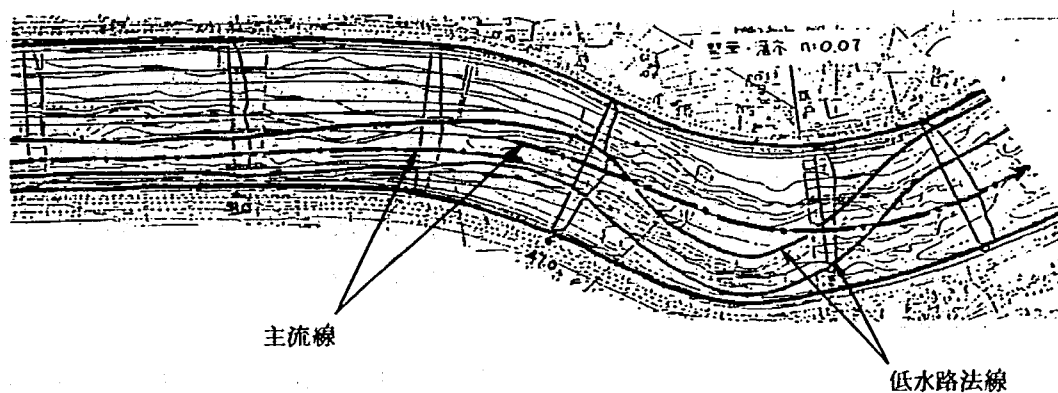


図5 主流線に対して低水路が蛇行している場合の流況(江戸川46~48 Km, 昭和57年9月洪水)

横方向の混合が問題となる河道の中では最も簡単な図6に示す左右対称の複断面河道を考える。左右対称なので河道の右半分について高水敷、低水路それぞれの力のつり合いを考えると下式を得る。

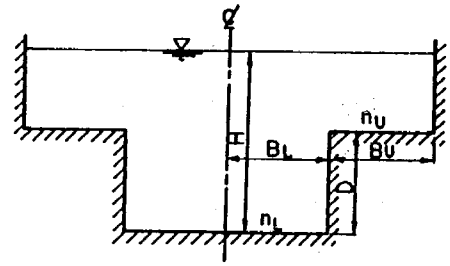


図6 計算断面

$$\frac{g \cdot n_U^2 \cdot V_U^2}{(H-D)^{1/3}} \cdot B_U = g(H-D)IB_U$$

$$+ f(H-D)(V_L - V_U)^2$$

$$\frac{g \cdot n_L^2 \cdot V_L^2}{H^{1/3}} \cdot B_L + f(H-D)(V_L - V_U)^2 = gHIB_L$$

ここで V : 流速, H : 水深, D : 低水路深さ, B : 水路幅, n : マニングの粗度係数, I : 勾配, 添字 L は低水路を, U は高水敷を表わす。また, 流速差によるせん断力が次式で表わされるという仮定を置いている。

$$\text{横方向の流速差によるせん断力 } \tau = \rho f (\Delta V)^2$$

ここで ΔV : 流速差, f : セン断力係数

以上の式より流速 V_L , V_U を求めれば河道全体としての粗度係数 (合成粗度係数) を得ることができる。この方法で問題となるのはせん断力係数 f の値である。現在 f 値については, 一般的には 10^{-2} のオーダーと言われているが, 中には 10^{-1} のオーダーにしないと実測値をうまく説明できない河川もあり, f 値の一般化にはまだ多くの検討を要する段階にある。

なお, このような干渉が粗度係数に實際上問題になる程の影響を与えるのは, 低水路幅の全幅に対する比が半分より小さく高水敷水深が低水路水深の 1.5 倍以下の複断面河道の場合や, 幅のせまい低水路の河岸にかん木が密生している場合など, かなり限定された河道条件の場合と考えられるので, すべての場合にこうした干渉を考慮する必要はない。

5. 合成粗度係数の算出

潤辺内の粗度係数がすべて求めれば, 分割断面法により河道全体としての粗度係数 (合成粗度係数) を求めることができる (下式)。

井田法による径深を
用いた合成粗度係数

$$N_c = \frac{\sum R_i^{2/3} \cdot A_i}{\sum \frac{1}{n_i} \cdot R_i^{2/3} \cdot A_i}$$

$$\text{井田法による径深} \quad R_c = \left(\frac{\sum R_i^{2/3} \cdot A_i}{A} \right)^{3/2}$$

ここで、 R ：径深、添字 C は合成を、 i は各分割断面の諸量を意味する。

このようにして求めた合成粗度係数は、3.と4.で述べた影響が大きい場合には大きな誤差を持ち、また上記の計算法はあくまで等流状態を想定したものであることから、不等流や不定流において成立するという厳密な根拠はない。しかし、上記の計算結果は第一近似であり、少なくとも目安として用いる場合には有用である。また、河道形状の変化による粗度係数変化を推定する場合には有力な手段となる。上記の計算法による合成粗度係数を用いるにあたっては、こうした精度上の限界を考慮しなければならない。

また合成粗度係数は水深によって変化するので、検討対象とした粗度係数値に対応する水深の意味を明確にしておかねばならない。

6. 河道状態の変化に伴う粗度係数変化の推定

以上述べた粗度係数推定方法を用いれば、種々の河道状態変化による粗度係数変化を推定できる。例えば質問にある除草については、高水敷の地被状態を変えて行った2つの計算結果を比較することによりその影響を調べることができる。改修による横断面形の変化についても同様である。一方護岸については、護岸施工により施工部分にもともとあったかん木等の植物を切ったことの影響を予測することは可能である。ただし護岸施工による低水路法線の整正に伴う粗度係数の変化を予測することは現段階では困難である。

以上のように、ここで示した粗度係数推定方法はすべての粗度係数支配要因を説明しているわけではなく、今後検討すべき部分もある。しかし推定方法が不完全だからといって経験的方法だけに頼るのではなく、現段階で予測できる部分については予測し、その結果を踏まえて粗度係数決定についての最終的な判断を行う方がより好ましいと考えられる。今後粗度係数推定方法をより完全に近いものにしていくためには、精度の良い流量観測、流速の平面分布測定、水面勾配測定が望まれ、このためには航空写真の積極的な活用や目的に応じたキメの細かい洪水観測を行う必要がある。

(河川研究室)

河—15 河床変動計算における変動幅の推定について

(質 問)

河床変動計算における変動幅は一般的に地形からみた水路幅を用いているが、計算してみると変動量が実際とかけ離れた値となる場合があるが、変動幅のとり方に一定のルール化されたものがあるれば教示願いたい。さらに、河床変動計算をするにあたって、とくに留意すべき事項についても教示願いたい。

(回 答)

河床変動計算の精度に及ぼす要因としては、変動幅のとり方だけでなく、計算に用いる河床材料の粒径及び粒度分布の代表性とその洪水時における変動性、あるいは流砂量式そのものの精度、さらに複断面河道を対象とした場合には、複断面流れそのものの複雑性など、多くのものが考えられる。したがって、ここでは変動幅のとり方だけでなく、その他の要因についてもあわせて言及することとする。

現在、いわゆる流砂量式として極めて多くのものが提案されているが、それらが与える結果は必ずしも一致していない。したがって、唯一の流砂量式にのみ依存せず、いくつかの公式による結果を相互比較し、検討しておくことが望ましい。

つぎに、定常・等流状態（平衡状態）を対象として求められた流砂量式を、実河川の河床変動計算に適用することの問題点を指摘してみよう。まず、実河川を対象とした場合、流れが定常・等流状態になることはむしろまれであり、また横断面内の水深は一樣でなく、各点の流向も異なり、エネルギー勾配も一定ではない。したがって、近似的に定常・等流条件が満足され、また流砂量式の適用性が高いとしても、一次元河床変動計算において水理量として断面平均値を用いると、諸水理量が土砂輸送に及ぼす効果が非線型的であることより、計算上どうしても精度が低下することになる。

また、実河川においては、洪水中局所的な洗掘・堆積が発生することがあり、とくに構造物周辺あるいは砂れき堆の形成が著しい河川などではその現象が顕著となる。このような局所的な現象が面積的に相当な割合を占める河川を対象とした場合、局所流を対象としていない流砂量式のみにより河床変動を記述することは困難となる。

さらに、従来の流砂量式は、いわゆる単断面河道を対象として得られたものであり、流れの内部構造が複雑となる複断面河道を対象とした場合、たとえ低水路内の流れについても、従来の流砂量式がそのまま適用されるという保証はない。しかしながら、複断面河道そのものを対象とした流砂量式がない現状においては、低水路流れを単断面流れとして取扱わざるを得ない。

ところで、流砂量式は与えられた水理条件のもとで流送可能な土砂量を与えるもの、すなわち輸送能力を表すものである。たとえば、計算では流送されるべき粒径の土砂が上流から供給されず、また河床上にも存在しない場合、計算の対象とした粒径を有する土砂は実態として流送されないことになる。すなわち、流砂量式が与える輸送能力が実際の流砂量を表現しうるとは限らない。このような問題は、流砂量式の利用にあたって必要となる土砂粒径の観測値に対する信頼性・代表性に係わっており、河床変動計算上極めて重要な問題である。すなわち、河床材料の粒度分布は縦断的のみならず、横断方向にも、また鉛直方向にも異なっており、さらに洪水中上流から輸送されてくる土砂の粒度分布は当該地点の河床材料の粒度分布と一致しているとは限らず、また流量により変化するとした方が自然である。とくに、粒度分布の鉛直方向の相違は、いわゆる粗粒化（アーマー

化)した河床の場合とくに重要であって、このような河川では流量がある値に達すると表層が急激に破壊され、流砂量が急増するという現象がみられる。以上のように、河床変動計算を行う場合、粒径の選定には十分な配慮を払うことが必要であり、少なくとも河床材料調査を時間的にも空間的にもきめ細かく実施することが基本となる。

このように、河床変動計算を実施する上で注意すべき問題は多々あるが、つぎに変動幅を選定する上で注意すべき事項について述べてみよう。

まず、一般論として、複断面河道を対象とした場合、掃流状態で流送されるような粒径の土砂は低水路内のみを流下するが、浮遊状態で流送されるような粒径の土砂は高水敷上にも堆積しうると言えよう。ただし、このような取扱いはあくまでも簡便法であって、第一近似的であることに注意しなければならない。一方、単断面河道を対象とした場合には、掃流砂・浮遊砂のいずれに対しても、河床の変動域は河道全幅とされよう。なお、掃流砂と浮遊砂との区別は、土砂の流送形式による分類であり、同一粒径の土砂であっても、水深・河床勾配等によりその流送形式は異なっている。このような分類法としては、篠原・椿の方法があり、文献1)に詳述されているので、参照して戴きたい。さらに、同一の粒径に対しても掃流状態と浮遊状態とが混在するような場合、その割合を定量的に得る方法としてはロールセンの流砂量式などが応用されるが、これについても文献1)あるいは文献2)に紹介されているので、ここでは省略する。なお、浮遊砂はわん曲部内岸側に認められるような固定砂州の形成に大きく係っており、その堆積域の決定にあたっては流況との対応をとることが好ましい。

一方、現地河川の河床状況調査を行い、河道内で草木の繁茂あるいは河床材料の固結化等により、河床材料が出水時においても移動しないような部分を明らかにし、この部分については土砂の流出、すなわち河床の低下はないものとみなすことができる。ただし、このような部分において、土砂の堆積による河床上昇は当然起こりうると考えるのが自然であろう。

さらに、過去の横断測量成果に基づき、横断図の重ね合わせを行い、河床の変動域を各断面ごとに算定し、これを河床変動計算に反映させることが望ましい。

以上のような一般論の他に、特殊なものとして側岸浸食に対する考慮があげられよう。とくに、扇状地河川のように、河床勾配が比較的急であり(おおむね $1/500$ より急³⁾、主流路が洪水ごとに変動しやすい河川においては、側岸浸食に対する考慮が必要となる。たとえば、一回の出水により、側岸が100mも浸食されるような事例は数多く報告されており、このような場合、上流域における土砂生産だけでなく、河道内における土砂生産も極めて重要となる。

実際の河床変動計算にあたっては、先に述べた問題点に充分配慮するとともに、上述のようにして適切な河床変動幅を各断面ごとに設定することが望ましいが、さらに計算精度の向上を図るため、以下のような作業を実施することを推奨する。まず、各河川において流砂量観測を行い、当該河川に最も適合した流砂量式の確立あるいは実験水路を対象として得られた流砂量式の係数の修正を図

ることが基本となる。つぎに、このようにして得られた流砂量式、あるいは従来の流砂量式について、当該河川への適用に対する妥当性を明らかにするとともに、河床材料の粒度分布の代表性、断面間隔の妥当性等を確認するためには、実測値を用いた検証が有効となる。このような検証方法として、たとえば10年前の河床を初期条件として、この10年間に発生した出水を用いて河床の変動計算を行い、今日の河床が得られるかどうかにより計算方法の検証が可能となる。このとき、満足される結果が得られない場合、満足される結果が得られるまで流砂量式の再吟味、粒度分布の再検討等を行う。なお、断面間隔の妥当性については、まず水面形の状況によりその判断が可能となり、不適当な場合には中間断面の設定等を行う必要がある。

（参考文献）

- 1) 土木施工設計計算例委員会編・実際に役立つ水理計算例，山海堂，昭和46年。
- 2) 土木学会水理委員会：水理公式集，土木学会，昭和60年。
- 3) 建設省河川局治水課・土木研究所：局所洗掘に関する研究，第36回建設省技術研究会報告，土木研究センター，昭和58年。

（河川研究室）

河—16 コンクリートダムにおける基礎処理について

（質 問）

コンクリートダムの基礎処理の改良目標は1～2ルシオン以下と一応の目安をつけているが、改良が困難な場合どのような考え方があるか教示願いたい。（立野ダム工事事務所）

（回 答）

コンクリートダムの止水処理法としては主としてカーテングラウチングが採用され、これによる透水性改善目標は従来からの数多くの経験に基き通常1～2ルシオンとされている。ところで最近ではコンクリートダムでこの目標値に改良するためカーテングラウチングに多大の労力を要する例が見うけられるようになっている。これらの大半は、新第三紀の頁岩等に代表されるいわゆる軟岩あるいは風化岩を対象としている場合であり、これらの岩盤は従来のキレツを有する硬岩と比較して、グラウチング時の限界圧力が低く、大きい注入圧力をかけ難いこと、又、明確なキレツの存在が顕著でなく従って速やかな改良が得難い点に特徴を有する。

このような岩盤はキレツを通して流れる硬岩の場合と透水性情が異なり、キレツがなくダルシー的な透水性情を示すものと考えれば浸透流速は動水勾配（水圧／透水路長）に関係することとなり、従って透水路長が充分確保できる場合は従来の硬岩を対象とした改良目標値と同様でなくて良いとも思われる。現実的にはこの種の岩盤にも潜存的キレツあるいは高透水圧を示す部分が存在し、透水試験を行なった場合、全く一様であることはまずあり得ない。しかしながら全体的な透水性がほ

ば一様であり透水路の高いケ所の連続性が認められず点在的であり、かつ透水路長が充分確保できる場合については別途、対象地点の透水性情、グラウチングによる改良特性等を検討し対応することも充分考えられる。又、実際にも透水路長の短いアバット近傍でコンクリート遮水壁、尾根の深部で改良目標値を2ルシオン以上の目標値を採用してカーテングラウチングにより止水処理を計画した例もある。

このような検討を行なう場合には、カーテングラウチング上の線的な調査のみでは不十分で、地質分布、透水性情、高透水ケ所の連続性、地下水位等についての面的、立体的な把握が必要である。なお、カーテングラウチングの計画に際しては、単列のグラウチングでなく厚いカーテンゾーンを形成し対処の方が望ましいと考えている。

立野ダムの場合、右岸は上部に阿蘇溶岩、下部に久不野層の堆積層と透水性情の異なる岩盤で構成されているため、特に久不野層についての透水性情、グラウチングによる改良圧についての綿密な調査、検討を行なうとともに、地形、地質条件、堤体構造物の位置、形状等を含めた立体的な検討を行ない、その特性を十分活かす方向で止水処理方針を作成することが重要である。左岸の自破砕溶岩部についても、同様な面的、立体的な把握が必要であると考え。 (ダム構造研究室)

河一17 ダム試験湛水とダム挙動の観測について

(質 問)

当ダムは揚水発電の下池としての目的もあるが、ダムの試験湛水に際してどのような点に配慮すれば良いか、教示願いたい。

(厳木ダム工事事務所)

(回 答)

重力式コンクリートダムの堤体基礎岩盤の安全管理のための計測は通常、漏水量、変形量、揚圧力について行なわれる。又、その安全性を判断する場合、ダムの完成後の年数に応じて次の3つの時期に分けることができる。(1)湛水開始から満水以後所要期間を経過するまで(第1期)。(2)第1期経過以後ダムおよび基礎岩盤の挙動が定常状態に達するまで(第2期)。(3)ダムの挙動が定常状態に達した以降(第3期)。このうち第1期、つまり試験湛水中における挙動の把握が最も重要であり、密な計測が実施されている。この期間は計測等により堤体、基礎岩盤の挙動を水位との関係で連続的に慎重に把握、検討する必要があるため、急激な水位変動は好ましくなく、通常円滑な水位上昇が計画されている。従って、厳木ダムにおいても試験湛水による水位上昇は極力なめらかに行なうことが必要である。又、水位上昇過程で各計測値の落ちつき方を把握するため一定水位保持期間を設けることが望ましい。なお、計測の頻度については土木研究所資料、“ダムの安全管理”を参考とされたい。水位上昇中も水位保持期間についても、計測値と水位の連動、追従状態を調べている訳であるから、一定間隔で連続した規則正しい計測が必要であることは言うまでもない。

礮木ダムにおいては、特に揚水発電の開始に伴ない、日単位における水位の上下変動が生じるため各計測値がそれに追隨して動くことが当然予想されるが、時間遅れも考えられ、その追隨の状況、計測値の収束状況等について初期の段階で相当密な測定を実施し、水位変動と計測値の関係ならびに全体的な動きの傾向を把握するとともに適切な計測時期、頻度等が定められるよう努める必要がある。

(ダム構造研究室)

河一 18 重力ダムの上・下流面勾配の考え方について

(質 問)

重力ダムの設計において、各々の設計条件を満足する断面としなければならないが、現在設計しているダムでは空虚時に下流端の縁応力が若干 $\ominus$ 値となる。又既往ダムの例からも、下流端縁応力の $\ominus$ 値が出ている所もあり、その値も幅があるので、その許容範囲について教示願いたい。

(竜門ダム工事事務所)

(回 答)

重力式コンクリートダムの形状検討は通常、堤体上流面に鉛直方向の引張応力を生じさせない条件(いわゆるmiddle thirdの条件)を満足する形状で堤体積が最も経済的になる形状(上流面が鉛直もしくはそれに近い勾配を有することとなる)を求め、その形状でダム軸方向各標高において滑動に対する安全性を検討し、河床部等荷重の大である所あるいは弱層の存在する所等で所要の安全率を確保する必要がある場合、上流側にフィレット配置を考慮するのが一般的である。フィレットを除いた形状(基本三角形)については、計画堆砂高の堤高に対する比が大きくなると上流を傾斜させた方が経済的になるが、僅かな差であるため施工性等を考慮して上流面を鉛直で設計している例も多い。

この場合、貯水池空虚時上流向きの地震を考えると堤体下流端付近に鉛直方向の引張応力が生じることとなり、この引張応力を発生させないためには上流面勾配を、考慮する地震係数と同程度の勾配にする必要がある。ただ、この場面に下流端に発生する引張応力は、上流面との場合と異なり、仮にこの力により岩盤がゆるむとしても、水圧の加わった水が浸入する等の影響はなく一過性のものと考えられること、又、発生応力も上流面が鉛直の場合、 $\sigma_d = H \cdot C \cdot K / m$ 程度であり(H ; 堤高, C ; コンクリート単位体積重量, K ; 地震係数, m ; 下流面勾配), $H = 100 \text{ m}$, $C = 2.3 \text{ t/m}^3$, $K = 0.06$, $m = 0.8$ の場合で $\sigma_d \approx 17 \text{ t/m}^2$ (1.7 kg/cm^2)程度と小さく、経済性、施工性等から決められた形状で通常問題ないと考えている。

なお、上下流勾配を決定するに際しては、貯水池の運用条件、例えば平均的な貯水位がどの程度であるか、各水位以下の期間がどの程度となるか、地形条件、例えば極端な下流上りの断面とならないか、地質条件、例えば堤趾部における弱層の傾斜と下流面勾配の関係、あるいはフィレット必要部分とその規模、および堆砂条件等の検討を、施工性、経済性と合せて行なうことが望ましい。

(ダム構造研究室)

河一 19 土石流常襲地帯における砂防構造物について

(質 問)

桜島の河川は南岳の火山活動の影響から荒廃が著しく、大規模な土石流が頻発し、砂防ダムの水通部や前庭工、流路工の底張等コンクリート構造物の摩耗および土石流の強大なエネルギーによる破壊がおびただしい。

現在、主に水通天端、袖部天端厚や水叩厚や流路工底張厚を厚くして対応しているが、他の構造設計上または材質的な対策について教示願いたい。

(大隅工事事務所)

(回 答)

(1) 土石流の衝撃力を考慮した砂防ダムおよび床固の設計

土石流の衝撃力は流体としての力と土石流中に含まれる礫の局所的な力に分けて考えることができる。コンクリート砂防ダムや床固の土石流による破壊形態は袖部、天端の破損がほとんどで、ダムが全体として倒壊した例は無いが、昭和53年妙高高原土石流の際に工事中的の砂防ダムが流失したことがあり、上記2種の力を考慮する必要がある。

現在検討されている「土石流対策工マニュアル(案)」では、流体力 F は、設計土石流水深： h 、土石流密度： ρ 、流速： U に対して、ダム地点で谷幅が広くなることを考慮して、上流部の谷の幅： B 、ダム長： Bd として

$$F = \alpha \frac{\rho}{g} h U^2 \frac{B}{Bd} \quad \dots\dots\dots (1)$$

で求めることとしている。ここで、 g ：重力の加速度、 α ：係数で土石流フロントがダムに直接衝突する場合には、瞬間的には2.0程度の値をとりうるが、継断時間の短いことを考慮して設計値は1.0とする。

礫の衝突による力は、堤体材料の種類とその特性によって大きく変化するので本来個別に検討すべきであるが、コンクリート砂防ダムのように質量の十分大きなマスコンクリートでは、次式²⁾で力(P)が評価される。

$$\left. \begin{aligned} P &= n \alpha^{3/2} \\ n &= \sqrt{\frac{16 R_2}{9 \pi^2 (k_1 + k_2)^2}} \\ k_1 &= \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}, \quad k_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} \\ \alpha &= \left(\frac{5 U^2}{4 n_1 n} \right)^{2/5}, \quad n_1 = \frac{1}{m_2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 P ：最大発生応力、 E_1 ：コンクリートの弾性係数、 E_2 ：礫の弾性係数、 ν ：ポアソン比、 m_2 ：礫の質量、 R_2 ：礫の半径、添字1、2はそれぞれコンクリートダム、礫を示す。

礫の衝突による力の継続時間は1/100秒程度であるので、最大径の礫が1個、設計流速に等しい速度で衝突する場合に対して設計する。ただし、礫の速度が大きくなると、衝突点周辺のみが局部的に破壊され、堤体に伝達される力は(2)式で与えられる力の20%程度まで小さくなるのでこれを考慮する必要がある。また、力の継続時間が短いので、袖部や天端付近の設計では礫の衝撃力を考慮するが、本体の設計では特に小型の構造物以外では考慮しなくてよいと考えている。

以上が衝撃力の算定方法であるが、土石流到達前にダムが湛水している場合や満砂している場合には、ダム本体に対する流体力は考える必要が無くなるなど状況に応じた検討が望まれる。

つきに対策について考える。

ダムの天端を厚くすることはダム側の加速度を小さくし、またせん断抵抗力を大きくしようとするものである。実際の砂防ダムの破壊例を見ると打継面で破壊されることが多い。これは、打継面をいくらでいねいに処理しても他の部分より相対的に弱くなるので、破壊される時には打継面からということになり当然の現象であるが、中には打継面の処理が不十分であったのではないと思われるものもある。最近実施しなくなった水平打継ぎのキーの施工も再検討されてもよいと考える。大隅工事事務所などで採用されている差し筋も打継面の連続性を補う一つの方法である。

対摩耗という点から、高強度のコンクリートが使用される傾向があるが、(2)式からもわかるように、衝撃力から言えば、ダムの上流面は弾性係数の小さい方が緩衝効果が期待できることになる。高強度のコンクリートを使用する場合、下部のコンクリートとの付着に留意する必要がある。さもないと、高強度コンクリートの部分がブロック的に破壊されることになる。

天端幅を厚くする以外に現在考えられている対策は、下流法勾配の緩和、鉄筋や鉄骨による補強、サンドクッション、その他の緩衝材の使用で、鉄骨による補強は、昭和54年洞谷災害後の災害復旧などで導入されている。設計の詳細は参考文献⁴⁾を見られたい。

土石流の速度が大きく、また礫径が大きい場合、破壊されないように設計することは得策でないこともある。そのような場合、通常の流水のみを制御し、土石流発生時には破壊される袖の構造の検討も必要となる。

(2) 流路工の対摩耗材料

流路工の対摩耗材料については、質問者の大隅工事事務所が九州技術事務所と実施された試験が最も系統的な研究と思われる。

ダム天端の摩耗防止のため従来より、張石工、グラノリシック工、ノンジュリンコンクリート工、鋼板保護工⁵⁾が用いられてきた。最近では、土石流の発生が予想される富士山大沢崩れにおいて、富士砂防工事事務所によって、混和材を用いた高強度コンクリート、ポリマーを使用するレ

シンコンクリート、⁶⁾ 膠石コンクリートの比較試験が実施されている。また、富士山と同じ混和材を用いた高強度コンクリートの詳細な試験結果が天竜川上流工事事務所より報告されている。⁷⁾

以上は、通常のコンクリートよりも硬い材料で摩耗を減少させようとするものであるが、摩耗は水路底に礫が連続的に衝突する結果生ずる現象、すなわち衝撃破壊の累積と見ることができる。そのような観点に立って、ゴム板をダム天端に設置した摩耗比較試験が、立山砂防工事事務所管内のダムで、(財)砂防地すべり技術センターにおいて実施されている。この種の材料は、摩耗軽減効果がかなり期待できるが、材料が比較的高価であるのでより安価な材料の開発が望まれるところである。

(参考文献)

- 1) 建設省土木研究所砂防研究室：砂防ダムの災害実態調査，土研資料第 1514 号，昭和54年 6 月
- 2) 水山高久：砂防ダムに対する土石流衝撃力の算定とその問題点，新砂防32—1，昭和54年 8 月
- 3) 渡辺正幸，水山高久，伊巻幹雄：砂防ダムに対する土石流衝撃力実験Ⅱ，土技資 23—11，1981, p. 41
- 4) 建設省土木研究所砂防研究室：土石流衝撃力に対する緩衝材に関する実験および解析報告書，土研資料第 2169 号，昭和 60 年 3 月
- 5) 中村二郎編：砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法，山海堂，昭和53年11月，p. 184～186
- 6) 西山幸治：富士山大沢川源頭部調査工事について，新砂防 37—6，昭和60年 3 月 pp. 27～31
- 7) 北原幸彦，尾田栄章，南 哲行：混和材を用いた高強度コンクリートの特性試験，新砂防37—2，昭和 59 年 7 月，pp. 35～40

(砂防研究室)

河—20 コンソリデーショングラウトにおけるルジオンチェックについて

(質 問)

コンソリデーショングラウト計画を1次孔ないし、2次孔で計画している場合、注入完了後のルジオン値のチェックはどの程度行うべきか。また一般的な完了基準を教示願いたい。

(宮崎県河川課)

(回 答)

コンソリデーショングラウティングは、一定範囲の割れ目をグラウトで充填することにより、基礎岩盤の掘削によるゆるみ等の改良をはかり、荷重の伝達を円滑にするとともに、着岩部付近の遮水性を高めるために実施される。したがってコンソリデーショングラウティングの効果の判定ならびに

完了基準の指標は、変形性および透水性に基づく指標によらなければならないが、現在はルジオンテストを実施し、透水性の指標すなわちルジオン値を用いているのが実状である。2.3のダムで、変形係数（表－1）、密度（表－2）等の指標を用いてグラウチングの効果を測定した例があるが、これらが効果の判定基準の指標として、一般的に用いられるには至っていない。

表－1 グラウト注入後の密度変化の例
（寒河江ダム）

試験 箇所	① 注入前平均密度 (g/cm^3)	② 注入後平均密度 (g/cm^3)	②－① 平均密度差 (g/cm^3)
A	2580	2594	0.014
B	2574	2586	0.012
C	2566	2580	0.014

表－2 透水性と変形性の変化の例
（一庫ダム）

種別 改良率 深 さ	透水性（ルジオン値）			変形性（変形係数）		
	改良前	改良後	改良後 改良前	改良前 kg/cm^2	改良後 kg/cm^2	改良後 改良前
第一ステージ 0～4m	129	25	0.19	2250	4150	184
第二ステージ 4m～8m	104	24	0.23	3250	8500	262
第三ステージ 8m～12m	169	21	0.12	4750	5150	108

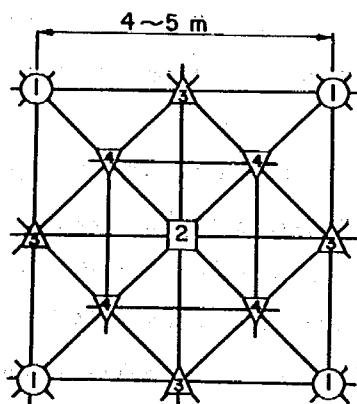
（注）：改良前の透水性を示すルジオン値は、1次孔（3孔）の値を平均したものであり、改良後の値はチェック孔の値を用いた。

コンクリートダムにおいては、コンソリデーショングラウチングの改良状況はルジオン値およびセメント注入量の変化により評価されるが、改良目標値は、表－3に示すように、5～10 Luとして例が多く、またセメント注入量が20 kg/50 kg/mを上回る場合、追加施工を行っている例が多い。
質問のケースは、1次ないし2次孔

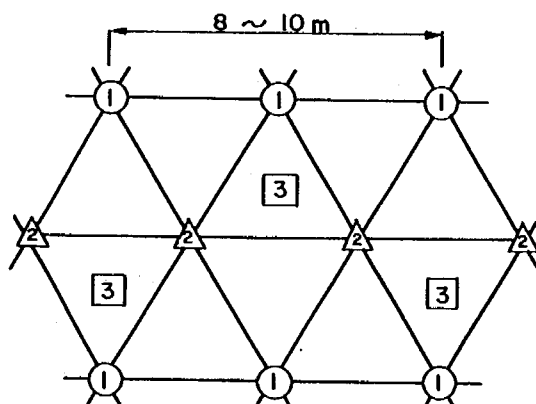
表－3 コンソリデーショングラウチングの改良目標の例

ダム型式	ダム名	注入量 (kg/m)	ルジオン値
重 力 式	土師	30	
	岩尾内	20	2～3
	野村		5
	大町	30	5
	御所		5
	緑川		5
	島地川		5
式	一庫		5（中位標高以下） 10（中位標高以上）
	大石	20	10（1ステージ） 7（2ステージ）
	鹿の子	30	10
	大金	20	10（本体部）、 20（マット部）
	横山	25	2～3
アーチ式	下平		2
	豊川		2
	真名		3
	二川	40	5
	釜峽	50	
	俣川		
	瀬治		

で計画されている例である。コンソリデーショングラウチングの施工パターンは、図一1または図一2に示すような孔配置であることが多い。グラウチングが1次孔のみで計画されているときは②2次孔まで計画されているときは△の位置で規定孔の中で、ルジオン値または注入量の改良目標値を越えている箇所でルジオンテストを実施する。



図一1 孔の配置例(平面図)



図一2 孔の配置例(平面図)

追加次数の施工が必要かどうかは、ルジオン値が改良目標に達したかどうかで判定し、測定ルジオン値個数の85%程度が目標値を満足することをもって、施工完了としている例が多い。ただし特定のゾーンに高ルジオン値が集中する傾向があれば、そのゾーンについては、追加施工が必要となる。なお、既に述べたようにセメント注入量も完了基準に併用されることが多い。

(地質研究室, ダム構造研究室)

河一21 沈砂池の設計対象土粒子粒径について

(質 問)

佐賀導水事業は治水および利水を目的とするものであるが、治水運転時には洪水をポンプにより管路に取込み最大流速 2 m/s 程度で導水することになる。このため、次のことが懸念される。

- ① 管内(鋼管内面タールエポキシ塗装0.5%)の摩耗
- ② ポンプへの影響
- ③ 暗渠であり、土砂の排除が困難

これらに対処するために沈砂池で処理すべき粒径は、沈砂池のスペース、経済性から自づと限度があると思うが、いかなる粒径を対象に設計すればよいのか、教示願いたい。なお、治水運転時と利水運転時の沈砂池は別な施設となる。

(佐賀河川総合開発工事事務所)

(回 答)

河川水を取水する場合には、土砂流入を規制するため取水口に近接して沈砂池が設けられる。これは、土砂が導水施設に流入すると、管路およびポンプ類の摩耗の原因となること、および導水施設に土砂が沈降堆積しその機能を阻害する可能性があるためである。

佐賀導水事業では、治水および利水の目的でパイプラインが計画されており、一般には比較的流速の大きい治水運転時には管路等の摩耗が問題となり、流速の遅い利水運転時に土砂の沈降堆積が問題となる。また、比較的流入土砂が多くなる治水運転後の停止時および利水運転時の沈降堆積が重要である。

水力発電所の取水施設では、沈砂池で捕捉する砂の対象粒子径は $0.5 \sim 1 \text{ mm}$ 程度とし、沈砂池内の平均流速は 0.3 m/s 程度とされる。佐賀導入事業の治水運転時の管内平均流速は最大 2 m/s 程度であり、発電所の水圧鉄管の 4 m/s 程度と比較して小さい。また、管路の摩耗は一般に流速に大きく依存することが知られている。これらの事から、佐賀導水事業で施設の摩耗の面を考えると、沈砂池で処理すべき土砂の粒径は 1 mm 程度を対象とすれば良いと考えられる。すなわち、 4 m/s 程度以下の流速での粒径および流速と摩耗の関係は実用的な資料がなく明確でないが、この程度の粒径の土砂の流入を避ければ、メンテナンスの必要回数はそれ程多くはならないものと判断される。

一方、上水道の取水施設における沈砂池内の平均流速は $0.02 \sim 0.1 \text{ m/s}$ 程度と小さく採られているが、これは導水路での沈降堆積の防止を配慮したもので、粒子径としては $0.15 \sim 0.05 \text{ mm}$ を対象としていることになる。この時、導水路の最小流速は 0.3 m/s とされる。佐賀導水事業においても利水運転時に使用する取水口の沈砂池はこの上水道の取水施設に準じて設計し土砂の沈降堆積を出来るだけ防止する必要がある。

しかし、治水運転時には先の粒径を対象としておけばそれ程の土砂沈降は起らないが、治水停止時あるいはその後の利水運転時には管内残留水からの土砂沈降が生じることになる。このため、沈降堆積の面からは沈砂池で対象とする土砂の粒径は出来るだけ小さくすることが望ましいが、実際には $0.15 \sim 1 \text{ mm}$ の範囲内で経済性および維持管理を考慮して決めることになる。このとき、洪水の頻度に加えて、洪水等の河川水の土砂濃度および粒度分布の資料が必要となる。

(ダム水工研究室)

河一 2.2 土木構造物標準設計の開閉荷重について

(質 問)

標準設計では、図一 1 の外水位が 1 m 高の開閉荷重としているが、実際の操作では図一 1 の場合閉操作となりラック式の場合、自重降下となり動力は不要となる。開操作は図一 2 の水圧バランス、または、図一 3 の内水位 1 m 高となり、図一 2、図一 3 で設計した場合、標準設計より開閉荷重を

小さくでき、経済的となる。また、標準設計では扉体と戸当りにくさびを取付けてあるが(図-4)、戸当りのみ取付け、下部ローラを押す構造(図-5)とすると、くさびの摺動力がなくなり開閉荷重を小さくできる。すると図-3では(扉体自重+くさび摺動力+ローラ抵抗)は(扉体自重+ローラ抵抗)でよいものと思われるが、これについて教示願いたい。(道路部機械課)

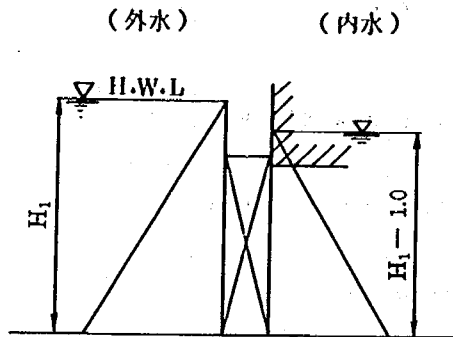


図-1

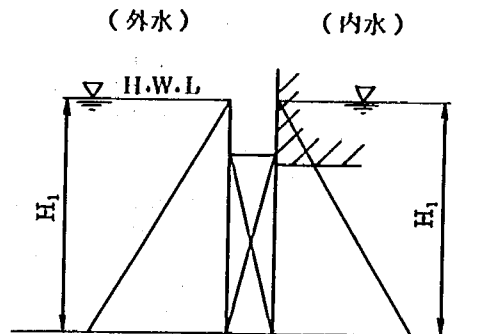


図-2

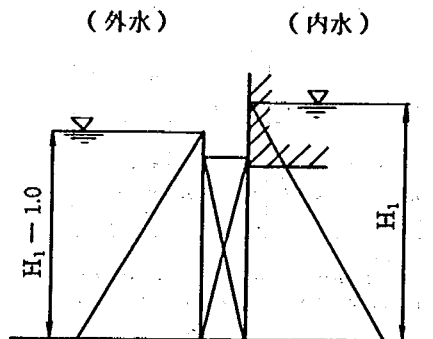


図-3

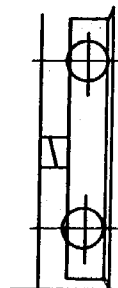


図-4

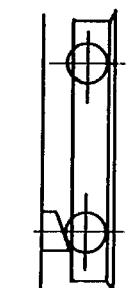


図-5

(回 答)

(1) 操作水位について

標準設計の制定当時の基準類には操作水位の規定がとくになく、施工実績等の調査から図-1に示すように内外水位差1mとし、外水位側の水位を高く設定している。

一方、従来ゲートの設計に適用されていた水門鉄管技術基準にかわって昭和60年6月に河川局から河川用ゲート設計指針がだされている。

この指針によれば操作水位の標準を表-1のように規定しており、標準設計の改定に当っては、この河川用ゲート設計指針に準じ、次のような操作水位を考えています。(図-6 参照)

表1 標準的な水位条件（河川用ゲート設計指針より抜粋）

水位条件 種類	区 分	設 計 水 位		操 作 水 位			
		外水位 (PH_1)	内水位 (PH_2)	開 時		閉 時	
				外水位 (OH_1)	内水位 (OH_2)	外水位 (SH_1)	内水位 (SH_2)
堰		(上流水位) ゲート天端高又は ゲート天端高+ 越流水深	(下流水位) ゲート敷高	ゲート 天端高	ゲート 敷高	ゲート 天端高	ゲート 敷高
水門	セミバック堤 による支川処 理方式で設置 される水門	外水のH, W, L (高潮区間にお いては計画高潮 位)	ゲート敷高又は 内水の L, W, L	外水の H, W, L -1.0m	外水の H, W, L	外水の H, W, L	外水の H, W, L -1.0m
	自己浚填によ る支川処理方 式で設置され る水門	外水のH, W, L (高潮区間にお いては計画高潮 位)	ゲート敷高又は 内水の L, W, L	支川の堤防高 -1.0m	支川の堤防高	支川の堤防高	支川の堤防高 -1.0m
	分淀点等に設 置される水門	外水のH, W, L (高潮区間にお いては計画高潮 位)	ゲート敷高	水門の操作方法によって異なるが安全サイドで設計 する。			
樋門	自己浚填によ る支川処理方 式で設置され る樋門	外水のH, W, L (高潮区間にお いては計画高潮 位)	ゲート敷高又は 内水の L, W, L	ゲート 天端高 -1.0m	ゲート 天端高	ゲート 天端高	ゲート 天端高 -1.0m
	排水機場の樋 門（強制排水 専用）	外水のH, W, L (高潮区間にお いては計画高潮 位)	ゲート敷高	外水の H, W, L	ゲート 敷高	外水の H, W, L	外水の H, W, L -1.0m
	排水機場の樋 門（自然排水 専用）	外水のH, W, L (高潮区間にお いては計画高潮 位)	ゲート敷高又は 内水の L, W, L	ゲート 天端高 -1.0m	ゲート 天端高	ゲート 天端高	ゲート 天端高 -1.0m

(注) 1. ゲート天端高はゲート全閉時における構体の高さとする。

2. ゲート敷高は一般的に計画河床とする場合が多いが特に支川処理の一手法として水門又は樋門を設置する場合は将来の本川の河床低下、現在の最深河床等を勘案して計画河床以下に設定することもある。

(開時)

外水位: $H_3 - 1.0 \text{ m}$

内水位: H_3

(閉時)

外水位: H_3

内水位: $H_3 - 1.0 \text{ m}$

(2) 開閉荷重について

標準設計における開閉荷重 (W) はゲー

ト開時で決定されることから、次式で算出

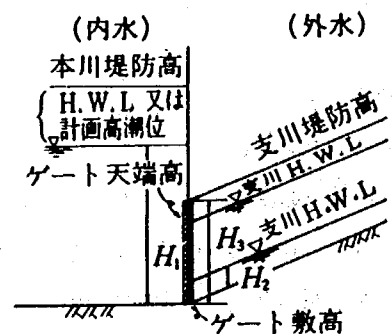


図-6 樋門の水位条件
(河川用ゲート設計指針より抜粋)

しています。

$$W = W_1 + FR + FG \dots\dots\dots (1)$$

ここで W_1 : 扉体自重

FR : 止水ゴムによる摩擦力 (初期押付力を含む)

FG : ローラ抵抗力

この(1)式は、図-4に示すくさびを取付けたゲートが、閉時の初期押付力で十分な水密性が得られた状態を意味しており、内水位が高くても、この状態は維持され则认为しています。

したがって、ゲート開時の荷重は、扉体自重、ローラ抵抗力の他に、止水ゴムによる摩擦力についても考慮した方が安全側と考えられ(1)式と同様になります。

(3) くさびの構造について

完全な止水が要求されるゲートにおいては、くさびによって強制的に止水ゴムを圧着させ、水密性を保っています。この場合、くさびは確実に水密性が得られるとともに、扉体と戸当りのかみ込などによってゲートの開閉に支障を与えない構造であることが必要です。

図-5は、くさびを戸当りのみ取付け、下部ローラを押す構造ですが、この場合、くさびの位置は現状に比較して下方に取付ることになり、上部を押付ける力は減少します。したがって上部の水密性は劣ると考えるべきです。

さらに、このようにローラが均等な荷重を担えない状態で止水した場合、下部ローラに偏荷重を生じる確率は増加することになります。

以上のことにより、現状では図-4に示すくさびの構造が適当と认为しています。

(システム課、機械研究室)

河-23 機械設備の信頼性の考え方について

(質 問)

排水機場においては、近年補機類等が増加し機構が複雑化しているが、これに伴う不具合も多発する傾向にあり、補機類の信頼性が問われるようになった。このような背景の下に当地建ではこれら補機類の簡素化の一つの方策として管内クーラ、セラミクス軸受などの新しい機構の導入を図っているところである。

そこで、排水機場の信頼性の評価法、信頼性管理手法、およびこれらの理論的背景について教示願いたい。

(道路部機械課)

(回 答)

(1) 信頼性の定量化

まず、信頼性向上、信頼性管理の手法について解析的に検討を加えるためには、“信頼性”という概念の明確化および定量化が必要となる。広義の信頼性は“アベイラビリティ”という尺度で定量的に評価される。このアベイラビリティとは“システムが規定の時点で機能を維持している確率、またはある期間中に機能を維持する時間の割合”と定義されており、狭義の信頼性と保全性という概念の上に成り立っている。狭義の信頼性は“信頼度”（システムが与えられた条件で規定の期間中要求された機能を果たす確率）という尺度で、保全性は“保全度”（システムの保全が与えられた条件において、規定の時間内に終了する確率）という尺度でそれぞれ定量化される。いま、アベイラビリティを $A(t, \tau)$ 、信頼度を $R(t)$ 、保全度を $M(\tau)$ とおくとき、一般に $R(t)$ はワイブル分布関数、正規分布関数、指数分布関数などで経過時間 t の関数として、 $M(\tau)$ は、対数正規分布関数で保全時間 τ の関数として定量化される。 $A(t, \tau)$ は、検討の対象とするシステムの種類により、種々の尺度が提案されているが、例えば、

$$A(t, \tau) = R(t) + (1 - R(t)) \cdot M(\tau)$$

あるいは、

$$A(t, \tau) = R(t)^{1 - M(\tau)}$$

などにより定量化される。なお、

$$1 - A(t, \tau)$$

をアンアベイラビリティと称し、後述の故障解析でよく用いられる。

(2) FTAの実施

排水機場のような大きなシステムの信頼性の定量化に際しては、それを構成する個々の部品が不具合を生ずる確率（アンアベイラビリティ）を、信頼性に関するデータブックからの引用、フィールドデータの蓄積、信頼性試験の実施などにより求め、これらの信頼性面の接続関係を考えながら排水機場全体としてのアンアベイラビリティを求める方法を探ることとなる。上記の手法はFTA（Fault Tree Analysis／故障の木解析）と呼ばれ、1961年に米国で開発され、軍用、原子力、航空機関係の分野で広まったものであるが、信頼性工学と称される学問体系と共にいまなお進展中の理論体系である。

FTAによる解析を実施するに際しての重要なポイントの一つとしてFT図（故障の木）の作成がある。これは、解析しようとする事象 — 例えば排水機場の不具合 — が生ずるためには何が起らなければならないか？という素朴な質問をして、その事象の原因となる事象をすべてあげ、

それらの間の因果関係を論理記号（ANDゲート，ORゲート，制止ゲートなど）を用いて結合する。次にそれらの事象を起す原因は何か，さらにそのまた原因となる事象は？というように論理記号を駆使して上から下へと逆トーナメント式に組み立てていき，すべての事象がもうこれ以上分解できないところ — 例えば取り換え単位あるいは部品レベル — まで続けてゆく作業のことであり，この結果で上がった樹木状の図をFT図と称する。FT図の最下位の事象の各々に，その発生確率（ここではアンアベイラビリティ）を与えてやることにより，ブール代数を用いてシステム全体のアンアベイラビリティが計算できるわけであり，この計算結果が対象とするシステムの定量的な信頼性評価結果となる。

ここで，ごく簡単なFT図の作成例を図-1に紹介する。解析対象システムは動力草刈機のエンジンであり，対象事象は「エンジンが始動しない」という事象とした。最下位の事象の発生確率として図中に $C_1 \sim C_{10}$ ， D_1 ， E_1 で示す数値（ここでは，簡単のため時間 t ， τ の関数とはせず定数とした）が与えられたとすると，エンジンが始動しないという事象の発生確率は，ブール代数により0.0758と計算される。即ち約13回に1回は起動しないこととなる。

(3) 信頼性の検討

次に，FTAによる信頼性の評価結果をシステムの信頼性向上，設計，維持管理の合理化の検討にフィードバックする手法について簡単に触れる。最近，排水機場においても，管内クーラ，セラミクス軸受等を用いて機器の簡素化を図っているということであるが，機器の簡素化前後のFT図をそれぞれ作成し，信頼性を計算することにより当該装置による信頼性の改善効果を定量的に論ずることができる。さらに，FT図におけるサブシステム毎（排水機場であれば，主ポンプ系，主原動機系，補機系など毎）に信頼性を定量化し，ウィークポイントを見出し改良を加え，あるいは各サブシステム間で信頼性の観点からバランスのよい設計を検討することも可能となる。また，FT図における最下位の事象のアンアベイラビリティは，経過時間 t ，保全時間 τ の関数として与えられるが，定期的な維持管理の対象となる事象（部品等）のアンアベイラビリティは，維持管理の間隔 T 毎に0%まで復帰する周期 T の周期関数となる。従ってシステム全体のアンアベイラビリティも周期 T 毎に回復することとなる。このように，維持管理が信頼性へ与える効果も定量的に評価できるわけであり，適正な維持管理項目，周期の検討に資することが期待される。また万一不具合が生じた際の対応についても保全時間 τ がシステムの信頼性に与える影響。すなわち修理体勢を改善した際の影響を定量化することが可能であるため，保全体勢のあるべき姿の検討にも役立てることが可能である。

以上の信頼性検討のプロセスを図-2にフローとして示す。これらのうち信頼性データの収集は一般に長い期間を要するものであり，日常の維持管理を通じて効率的に信頼性データを収集できる体勢も合わせて検討しておく必要がある。

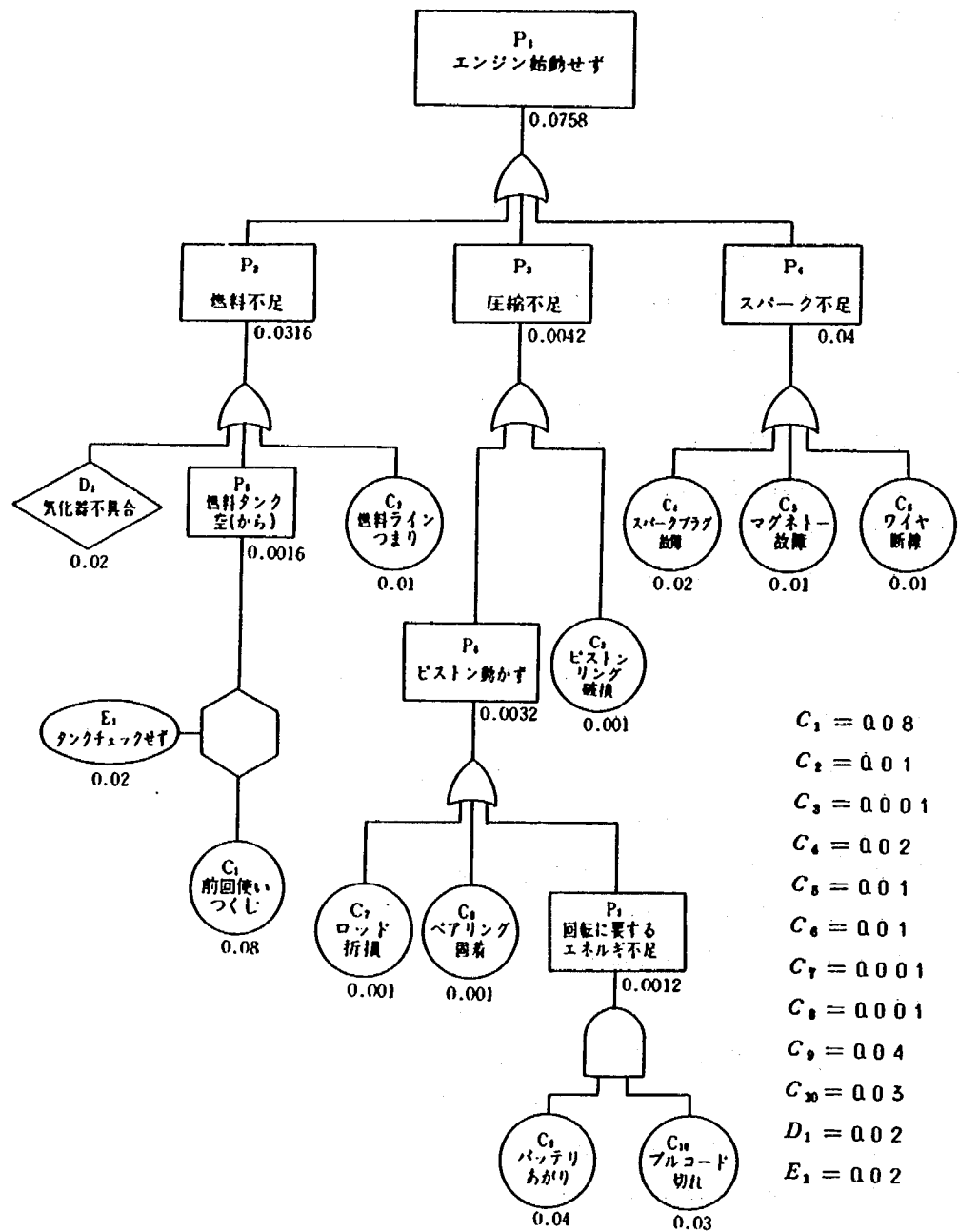


図1 動力芝刈機エンジンのFT図
(FMEA, FTAの解説/(財)日科技連より)

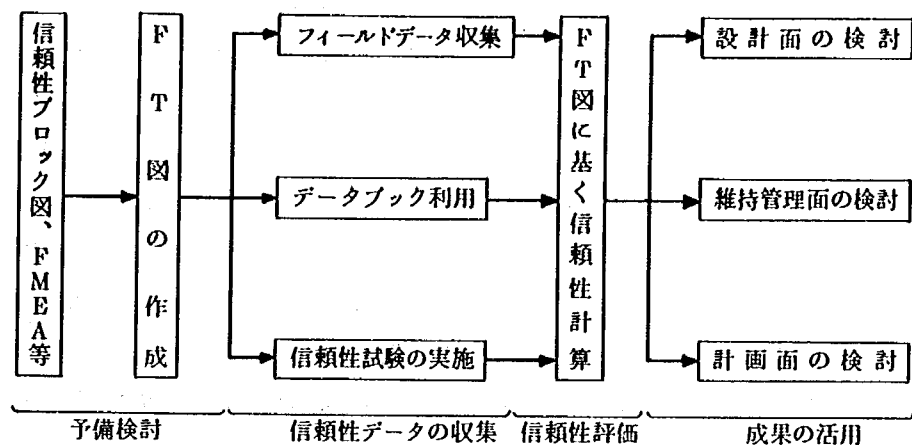


図2. 信頼性検討の一般的作業フロー図

現在、土木研究所機械研究室では、建設経済局建設機械課、各地方建設局技術事務所と協力し、「機械設備の設計・維持管理の合理化に関する調査試験」を実施中であり、この成果の一部は建設省技術研究会においても「機械設備の信頼性評価に関する調査研究」と題して発表されることとなっている。これら成果についても参考とされたい。

（参考文献）

- 1) 機械設備の信頼性評価に関する調査研究／第38回建設省技術研究会論文集 1984年
- 2) 塩見／信頼性工学入門／丸善 1972年
- 3) FMEA, FTA の解説／(財)日本科学技術連盟 1979年

（機械研究室）

河一24 河底を横断する鋼製圧力管路の構造について

（質 問）

佐賀導水事業は、鋼管により中小河川を横断し、筑後川と嘉瀬川を圧送により結ぶ流況調整河川である。河川管理施設等構造令では、河底横過トンネルについては規定がなく、伏せ越しの構造に関する規定を必要に応じて準用することとされているが、鋼製パイプラインの場合に配慮すべき事項について、具体的に御教授願いたい。

（佐賀河川総合開発工事事務所）

（回 答）

河川を横断するパイプラインの形式としては、水管橋あるいは河底横過トンネルが考えられるが、

維持管理の点で優れていることから水管橋が採用されることが多い。

これは、形式を河底横過トンネルとした場合、重要な河川管理施設である河川堤防の安全性に多少かれ少かれ影響を与える事および埋設管となることから事故の早期発見が難しく、修理も困難であることによるものである。

パイプラインの施設計画の中で河川との交差部分の形式選定には使用条件や施工性、経済性を重要視することは言うまでもないが、維持管理に対して十分な対策を講じた上での判断でなければならない。なお、水管橋は一般に、施工性および経済性の面でも河底横過トンネルと比較して優れているが、中小河川との交差する場合には逆に不利となる事も多い。

以上のように、河川と交差するパイプラインの形式はまず水管橋として検討すべきものと考えますが、使用条件と合致しない場合、用地取得に問題がある場合、あるいは経済性を著しく損う場合には河底横過トンネルとすることもやむを得ないであろう。

仮に、導水の形式が開水路であれば、逆サイホン構造で河底を横過する必要があり、伏せ越しの採用が一般的であるが、この場合は河川管理施設等構造令の規定に従うことになる。

構造令第68条はこの適用範囲を示したものであるが、佐賀導水事業におけるパイプラインの場合も関係条項を全て準用することが適当であると考えます。ただし、構造令第71条の「ゲート等」の規定は、パイプラインでは河底横過部分の両端も閉管路構造であることを考慮すると必ずしも適用する必要はないものと判断出来るが、河底横過部分の重要性から点検の必要頻度が他の部分とは当然異なるため、制水弁および充排水装置等を設けて点検等が容易に出来る構造とすることが望ましい。

構造令第69条「構造の原則」、第70条「構造」および第72条「深さ」については準用することになるが、特に河底横過部分の材質については十分な配慮が必要である。すなわち、強度、耐久性、基盤とのなじみの観点から鉄筋コンクリート構造とすることが原則であるが、パイプラインの使用条件から鋼製とする必要がある場合には、内圧、外圧に耐える二重管方式の採用および十分な埋設深さの確保を前提に鋼管を採用することもやむを得ないであろう。 (河川研究室)

河一25 フィルダムの築堤材料(ロック材)について

(質 問)

北部九州地域はほぼ全域が火成岩で構成されている。そのため、フィルダムの建設にあたってロック材としてこれらの火成岩の使用を検討するのは、自然のことだと考える。ただし、これらの北部九州地域火成岩には、ロック材として見た場合、強度・耐久性に劣る九重、阿蘇熔岩なども含まれている。さらに地域によっては、これらの岩をどうしても使用しなければならない場合も少なくない。

以上のような状況を鑑みて、フィルダムのロック材料の備えるべき一般的性質と、さらには、あ

る程度強度・耐久性に劣る材料をロック材料として使用する場合の留意点について教示願いたい。

(筑後川工事事務所)

(回 答)

ゾーン型のロックフィルダムの堤体は、透水ゾーン・半透水ゾーン・遮水ゾーンの三つのゾーンから構成されている。これらの三つのゾーンのうち透水ゾーンは、フィルダム堤体の力学的安定性を分担している。

透水ゾーンを構成する透水性材料としては、ダムサイト近傍の原石山から得られるロック材料の他に、基礎掘削時に発生する掘削岩や河床砂れきなどの材料が用いられる。しかし、量的にはロック材料の占める割合が高い場合が多いので、以下では透水ゾーンを構成する材料をロック材料として話を進めることにする。

ロック材料は、前述したようにフィルダム堤体の力学的安定性を分担しているので、一般的には以下のような性質を有していることが望ましい。¹⁾

- 1) 大きなせん断強度を有すること。
- 2) 盛立後の沈下量が小さいこと。
- 3) 浸透水、雨水および貯水池の水位低下に伴う透水ゾーンの自由な排水が阻害されないこと。
- 4) 水や気象作用に対する耐久性を有していること。

以上のような性質を持つロック材料とは具体的にはどのような材料なのかを各項目ごとに説明を加える。

- a. 比重が大きく、堅硬な材料。
- b. 大小塊が適当に混じり合い粒度分布が良い材料。

ただし、細粒分(74 μ 以下)が多くないこと。参考のために、わが国で築造されたロック材料の粒度を図-1に示しておく。

- c. モンモリロナイトやサボナイトなど膨潤性の粘土鉱物を含まないこと。これはロック材の耐久性に影響する。

以上のa, b, cの各項目毎に、火成岩で問題となる点を挙げてみる。

aについては、岩の固結度と構成鉱物が問題となるが、熔結凝灰岩の中には、固結度の低いもの、空隙の多いものなどがあり注意が必要である。比重については、凝灰質のものはどうしても小さい傾向となる。

bについては、クーリングジョイントが規則的に発達したものは、一定の大きな材料となり易い。しかしこれは、必ずしも致命的ではなく設計で十分対応可能である。

cについては、火成岩は、特に注意が必要である。これについては、X線解析などで粘土鉱物を判定するとともに、乾湿繰り返しなどの試験が必要である。

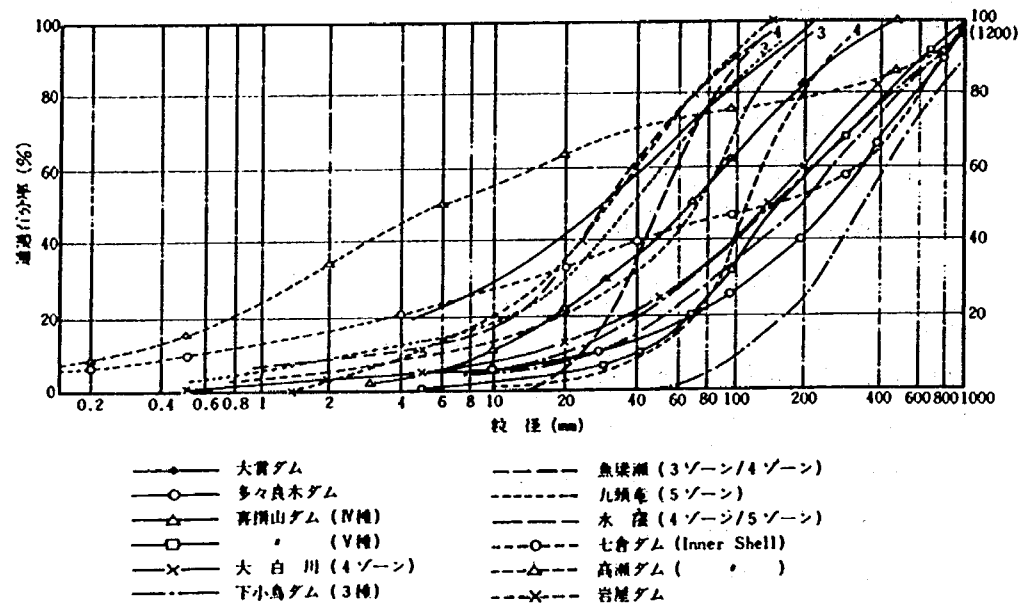


図-1 わが国のフィルダムのロック材料の粒度分布

以上の a, b, c は、原石山のある地点の材料の注意点ということであるが、火成岩地帯では、熱水変質など変質の問題があり、原石山全体の地質調査を他の地質のサイトに比し、十分実施すべき場合が多い。

(参考文献)

- 1) 建設省河川局監修：多目的ダムの建設，第3巻，第2版，(財)全国建設研究センター，1979。

(フィルダム研究室)

河-26 ダム築造による濁水長期化について

(質 問)

1. 濁水対策として、選択取水設備は抜本的対策とはなりえないと考えるが、その他の対策、薬品沈降等の研究は現在どのように進められているのか、実施例をまじえて教示願いたい。
2. 九州技術においては「沈降試験で10日後も10度以上の濁度が残る」ということで長期化の判断を決めたが、濁水は長期化するのが問題ではなく、そのため貯水池周辺的美観が損なわれたり、下流の鮎への悪影響が問題と考える。

濁度と濁水期間との関係で種々の影響を研究された事例があれば教示願いたい。

3. 最近濁水問題をかかえているダムで、うまくいった事例があれば教示願いたい。

(九州技術事務所水質試験課)

(回 答)

1. 濁水対策を考える場合には、ダム貯水池における濁水現象を如何に正確に再現するかということが問題になると思われませんが、この点に関しては例えば、土木技術資料 Vol. 22—12 以下を辿っていただければご理解いただけると思われ、場合場合に応じて要求される条件と精度に応じて、簡易モデル、鉛直一次元モデル、擬似二次元モデル、二次元モデルと現象の再現が可能となりつつあります。これらのモデルの特長は、表—1のとおりです。又、シミュレーションについては、56年度の1日土研で採りあげられた「ダムと濁水問題について」と題する質問の回答をご覧くださいいただければと存じます。

表—1 シミュレーションモデルの特長

		ボックスモデル	一次元モデル	二次元モデル
タイム・ステップ		大	大	小
計 算 時 間		小	中	大
予 測 対 象		濁 度	水温・濁度	水温・濁度
水温濁度 の 分 析	鉛直	粗	密	密
	水平	な し	な し	密
結 果 の 特 長		簡易なモデルでマクロ的に予測ができる。 貯水池内の挙動を細部にわたっては表現できない。 水温分布の予測ができない。	長期的な貯水池内の挙動を表現できる。	長期的及び洪水時の貯水池内の挙動について表現できるが、計算時間が長くなる。

次に濁水現象を濁水問題として把握直して対応策を検討することとなるわけですが、ダム貯水池は、規模、目的、運用方法等がそれぞれ異なり、又、日照、降雨状況、地質、崩壊状況、流域の社会的条件等もそれぞれ異なっているものであるため、濁水問題への対応策を検討しようとする場合、それぞれのダムの持っている個性とも言うべきこれらの条件を十分に考察して、それぞれのダムに最適な対策の組み合わせを考えて行かなければなりません。

質問内容に示された「抜本策」をどのようなイメージで考えておられるのか分かりませんが、自然現象を相手に工学的アプローチを行おうとする場合に、相手がどのような条件を持っていようと、それに対して快刀乱麻を断つ如き効果を發揮するといった対応策は、仲々ないはずと思われますので、もしそのような対応策をイメージして「抜本策」と考えておられるのだとすると、確かに選択取水設備も抜本策ではないことになるのかも知れません。しかしながら、現地での対

応事例を見る限り、選択取水設備によって障害の程度をかなり低減させることができているとされており、濁水問題に関して、選択取水設備が有力な対応策であることは間違いなく、通常の意味合いで言えば選択取水設備は効果に限界のあるケースはあるものの抜本的対策のひとつと呼ばれるだけの資格を十分に備えているように思います。

その他の対策としては例えば以下のようなものが考えられています。

A. 濁水の発生を減らす方向としての対策案

- a. 流域の乱開発等の人為的な危険増加の防止
- b. 治山対策による崩壊拡大の防止
- c. 砂防・地すべり対策による土砂の生産・移動の防止
- d. 森林の整備、保全等の合理的な森林の取扱い

B. 濁水の長期化を少なくする方向としての対策案

- a. 貯水池周辺の護岸工事
- b. 堆積土砂の除去
- c. 貯水池迂回水路の設置による濁水放流の軽減……洪水後貯留した濁水の放流を防止するため、貯水池へ流入する清水を迂回水路を通して、直接ダム下流へ導水するもの
- d. 用水専用水路の設備による河川濁水の軽減……ダムが濁水を貯留した場合、ダムから補給する用水を河道を経由せず用水専用水路を通じて、直接取水させることで河道の濁水軽減を図るもの
- e. 化学的・物理的方法による濁質物質の除去……薬品による濁水の凝集沈殿処理を行い、清澄な処理水を下流へ放流することなどの化学・物理的方法によって濁質物質を除去する
- f. 貯砂ダムの設置

これらの手法のうちのいくつかは、それぞれのダム貯水池の抱えている条件に応じて、単独で或いは組み合わせられて実施されているものと思われますが、これらの対策について一般解としての解答をそれぞれに求めておくことができるのかどうか、又、そもそも一般的な研究対象となり得るのかどうかを考え、目下のところは、まず研究テーマとして、ジュミレーションモデルの精緻化を選び、選択取水設備を選んでいるのが現状です。もっとも、物理的方法による濁質物質の除去については、昭和55年から昭和58年にかけて、室内実験を行ったことがあります。対象流量の問題や河材の目詰まりの問題など、解決すべき問題が多く残されています。

その他の対応策に関しては、既述の如く、今のところは、現場からの求めに応じ、個々のダム貯水池の抱えている問題を見詰めながら研究対象にしていくことになると考えておりますので、ご助力をお願いする次第です。

2. 濁水現象と濁水問題とが必ずしも同一の事柄でないことはご承知のとおりです。濁水問題の有る無しは、ダム湖水質の物理的、化学的、生物学的状態と社会意識とによって左右されるものであるわけです。いかにダム湖水質が悪化していても社会的に問題であると認識されない場合がある一方、水質が他のダム湖に比べて良好であっても社会的に問題とされる場合があるわけです。即ち、濁水現象は、濁水問題として扱えられることによってはじめて濁水問題となるのであって、その間に社会的条件が大きな比重を占めることとなるわけです。

従って、質問文案中の、「九州技術においては『沈降試験で10日後も10度以上の濁度が残る』ということで長期化の判断を決めた」とするその尺度は、濁水問題を記述する尺度として必ずしも適当なものとは思われませんし、同様に「ダム築造による濁水長期化」を考えるのであれば、ダム築造によって築造前に較べて濁水現象が問題とされなければならないほど、長期化しているのかどうかという尺度でなければならないと思われしますので、質問文案中の尺度が適当であるとは必ずしも思われません。

繰り返しになりますが、濁水長期化問題は、そのダムの置かれている社会的条件も判断材料になるわけで、質問文中にあるような「濁度と濁水期間」というような現象を記述する尺度で単純に表現されるものではないということをご理解いただけるかと思えます。

実際にダムを築造しようとする場合には、事前に濁水問題が起る可能性があるか否かを検討して、できる限りの対応策を採っているものと思われそうですが、その判断を行う場合のひとつの目安となり得るものとしては例えば表-2の如きものがあります。

3. 既述のとおり、我々は大自然を相手に仕事をしているわけですから、その仕事の評価は必ずしも容易ではないように思われます。まず、評価に当たってどのような時間スケールで考えるかが問題でありましょう。又、採られた濁水対策の影響を、濁水現象がまさに濁水問題として扱われているその壮大な広がりの中ですっきり見通すことは、神ならぬ我々にとって困難なことでありましょう。同じ事です、ダムが地域社会の開発発展に大きく寄与するものであることは、当然考慮の対象となっていなければならないでしょう。

従って軽々に、個別の対応策を対象として、うまくいったとかまずかったとかいった評価の断を下すことは慎みたいと思いますが、これ又既述のとおり、ダム建設に当たって、濁水問題の可能性についての検討を行って、必要があればできる限りの対策を採るようになっていることはご理解願えるかと思えます。

問題の性質上、単年度の資料で議論することに疑問はありましたが、因みに58年度に全国250ダムを対象に行ったアンケートの結果によれば、濁水現象が認められたとするダムは43ダムありますが、選択取水設備の運用等の効果もあって大部分のダムでは濁水問題の発生にまでは至っておらず、濁水問題が起ったとしたダムは4ダムとなっています。従って残りのダムでは、「う

表一 2 濁水問題判定指標例

評価 指標	評 価																			
物理的指標	<table><tr><th>判 定 \ 指 標</th><th>d</th><th>F_D</th><th>d7</th></tr><tr><td>成層が形成される可能性が十分ある</td><td><10</td><td><0.01</td><td><1</td></tr><tr><td>成層が形成される可能性がある程度ある</td><td>10～30</td><td>0.01～0.05</td><td>1～5</td></tr><tr><td>成層が形成される可能性がほとんどない</td><td>30<</td><td>0.05<</td><td>5<</td></tr></table>				判 定 \ 指 標	d	F _D	d7	成層が形成される可能性が十分ある	<10	<0.01	<1	成層が形成される可能性がある程度ある	10～30	0.01～0.05	1～5	成層が形成される可能性がほとんどない	30<	0.05<	5<
	判 定 \ 指 標	d	F _D	d7																
	成層が形成される可能性が十分ある	<10	<0.01	<1																
	成層が形成される可能性がある程度ある	10～30	0.01～0.05	1～5																
	成層が形成される可能性がほとんどない	30<	0.05<	5<																
地理的指標	地理的要因より見て濁水問題が生ずる可能性の強い地域																			
	東 北（秋田，山形，宮城，福島）																			
	関 東（群馬，埼玉）																			
	北 陸（新潟，富山，石井，福井）																			
	近 畿（三重，奈良，和歌山，兵庫）																			
	中 国（鳥取，岡山）																			
	四 国（香川，徳山，高知，愛媛）																			
社会的指標	九 州（佐賀，熊本，大分，長崎，宮崎，鹿児島，福岡）																			
	河川利用状況から見て濁水問題として注意を要する項目																			
	<table><tr><th>項 目</th><th>予想される問題</th></tr><tr><td>観光・レクリエーション</td><td>透明度の低下，美観</td></tr><tr><td>水 産 産</td><td>水産資源への影響</td></tr><tr><td>上 ・ 工 水 道</td><td>処理費の増大，施設維持</td></tr></table>				項 目	予想される問題	観光・レクリエーション	透明度の低下，美観	水 産 産	水産資源への影響	上 ・ 工 水 道	処理費の増大，施設維持								
	項 目	予想される問題																		
	観光・レクリエーション	透明度の低下，美観																		
	水 産 産	水産資源への影響																		
上 ・ 工 水 道	処理費の増大，施設維持																			

$$\alpha = \frac{Q_0}{V_0} \quad \alpha = \frac{Q_1}{V_0}$$

$$F_D = \frac{LQ}{HV_0} \sqrt{\left(\frac{\rho_0}{g}\right) / \left(\frac{dp}{dz}\right)} = \frac{V}{\sqrt{gH}} \sqrt{\left(\frac{\rho_0}{H}\right) / \left(-\frac{dp}{dz}\right)}$$

L : 貯水池延長	V_0 : 総貯水容量
Q : 平均流入流量	V : 貯水池平均流量
Q_1 : 7月の月間流量	g : 重力加速度
Q_0 : 年間総流入量	ρ_0 : 基準密度
H : 貯水池平均水深	$\left(-\frac{dp}{dz}\right)$: 平均密度勾配

まく」いっているということになるのかと思います。

尚、ご疑念のある選択取水設備に関しては、例えば、古く、電力土木の1980年9月号に事例報告がありますし、昭和58年度から60年度まで行われている建設省技術研究会「ダム水理構造物の設計施工に関する研究」も参考になるものと思われます。 (水資源開発研究室)

河一27 河川堤防の耐震設計について

(質 問)

現案の河川砂防技術基準では、河川堤防に対する耐震設計は考慮されていないようである。

九州では南九州のシラス地帯、西九州、有明海沿いの超軟弱地帯を有していることから、河川堤防を築造するのに苦慮している状況であり、耐震設計上の配慮をどのようにすればよいか、研究事例の紹介を含めて教示願いたい。 (河川部河川工事課)

(回 答)

1. 建設省河川砂防技術基準(案)設計編について

建設省河川砂防技術基準(案)は昭和47年頃から改訂にとりかかり、これまでに既に調査編・計画編(昭和52年8月一部改訂)が河川局長の通達(昭和51年6月)に続いて刊行されている。これに引続き、設計編の改訂も実施されてきた結果、近々その本文が河川局長通達されるとともに解説を含めたものが刊行される予定と聞いている。

この設計編の中に「河道及び河川構造物の設計」と題する章が設けられ、「堤防の設計」についても述べられるようである。

その通達ならびに刊行が実施されていない現時点でその内容を解説することは適当でないが、必らずしも質問にあるように河川堤防には耐震設計は考慮しないと解すべきものではないように思われる。

一般に河川堤防は土堤を以って築造することを基本とし、過去の経験に照してその構造断面は河川管理施設等構造令に準拠して築造されているのが実情である。

我国では古来からたびたび地震を経験してきており、標準的な堤防断面の多くは、これらの地震にも耐えてきている。このことは、経験に基いて定められた堤防断面はある程度の規模の地震に対して耐震性の配慮がなされていると解釈することができることを示している。

しかし、一方では、長い延長に及ぶ河川堤防の全てが過去の大地震に対して無傷ではなかったことも事実であり、特に地震活動度の高い地域で、しかも震後の復旧では高潮や津波に対処し得ないような場合には、予め十分な耐震性を河川堤防に付与しておく必要があるのも事実である。

特に地盤が軟弱な場合(軟弱粘性土地盤、ならびに飽和したゆるい砂質土地盤)には、堤防に

生じる被害は大きくなることが知られている。

このため、前記の技術基準等でも軟弱地盤上の堤防については必要に応じて地震外力に対する対策の必要性について検討することとなる模様である。

すなわち、河川堤防については耐震性に対する考慮をはらわなくても良いとするものではない。

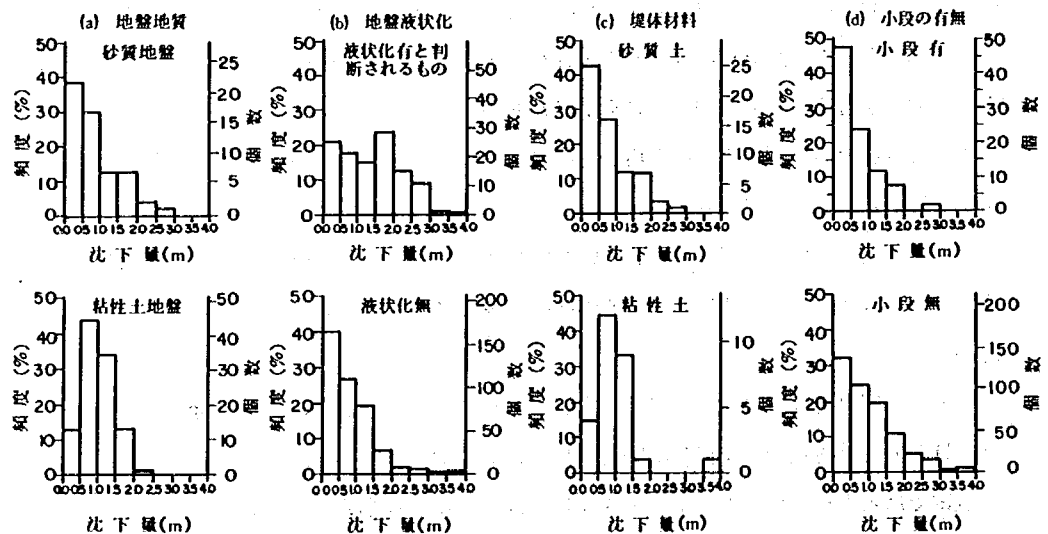
2. 河川堤防の震害事例について

既往の地震による河川堤防の被害の特徴については、過去の大規模な地震による被害の調査報告などに述べられているが、これらを総括したものとしては例えば参考文献に挙げた1)、2)などがある。

過去の河川堤防の震害事例から指摘できる最も重要なことは、地盤の良否が被害の大小に深く関与している点である。

特に、飽和したゆるい砂質地盤では地震時に液状化現象が生じるため、堤防の被害は最も大きくなる傾向がある。

図一1は、既往の地震により生じた堤防の沈下量を整理した結果である。砂質地盤で、噴砂などの現象が見られ、地盤が液状化したと考えられるケースでは、堤防の沈下量は大きくなり、甚しい場合には4 m程度の沈下量に達した事例も見られている。



図一1 堤防被害事例における沈下量

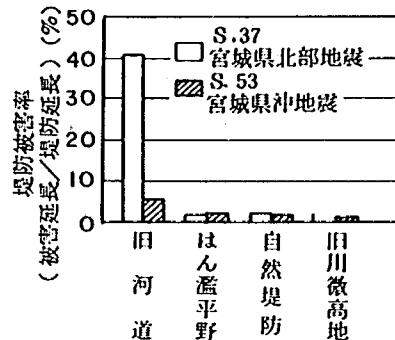
地盤の良否は、被害程度の大小のみならず、当然ながら発生頻度にも関与する。一般に堤防の基礎地盤の土質工学的特性は十分把握整理されていないのが実情であるから、地盤を構成する土の土質分類や状態による被害頻度を直接整理するのは難しい。しかし、地表の微地形はその下位に堆積する地盤の土質特性をある程度反映していることが多い。そこで、地表の微地形分類と被

害の発生率（被害延長／堤防延長）を整理することによってこのような関係を知ることができる。

図一2は、宮城県沖地震により生じた堤防の被害率と地盤の微地形分類との関係である。

液状化の恐れのある砂質土から構成されることの多い旧河道では、被害の発生し易いことを知ることができる。

堤防に発生する地震被害は、作用する地震力によっても左右される。既往の事例では、地表の水平最大加速度が、160gal 程度になると被害が発生し始めるようである。しかし、現時点では地盤の良否、ならびに堤防形状や規模を考慮した地震力と堤防被害の関係は未だ未解明の状態である。



図一2 地形分類と堤防被害率
(江合川)

ただし、前節でも述べたように地震により堤防に生じる 損傷はその全延長にわたって生じるのではなく、過去の経験に基いて造られた堤防はある程度の耐震性を有していると云える。今後、堤防の耐震性を向上させていく上で、想定される地震に対してどのような条件がそろった時に被害が生じ、被害の程度がどれくらいに達するのかという事を知る必要があろう。

3. 最近の研究の動向

堤防の地震被害を軽減するためには、①地盤の良否を簡便に、しかも精度良く把握する技術、②堤防の地震時安定性を調べる技術、③堤防の地震時安定性を高める対策技術などの確立が必要である。

①に関連して、新潟地震以降地盤の液状化が生じるメカニズムやその発生予測技術に関する研究が急速に進み、技術指針類にも液状化判定技術が盛り込まれるようになってきている。（その代表的なものは道路橋示方書、第Ⅴ編耐震設計編である。）

従来のこの分野の成果は、「きれいな砂」の「ゆるい」状態の液状化特性に関する研究成果に基いている。最近では細粒分を多く含む土、レキなどの粗粒の土の液状化特性にも向けられているとともに、密な砂の地震時の挙動にも関心がはらわれている。

現実に存在する地盤には「きれいな砂」以外にもシルト質砂等の細粒分を含む土や、多種の土が成層構造をなして存在している。将来は、最近のこのような研究によって、これらの地盤の液状判定がより精度よく推定されることとなろう。

また、地盤調査法そのものも、従来の標準貫入試験のみならず、これを補完する、より簡易な方法としてコーン貫入試験に関する研究が進められている。米国でもコーン貫入試験には強い関心が持たれており、コーン先端に間隙水圧計を封入したタイプのものなどが用いられているが、未だ液状化判定としての定着した用い方はないようである。土木研究所ではコーン先端部にパイプレーターを封入したコーンを開発し、液状化判定への適用性について検討しているところであ

るが、その成果については海外からも関心を持たれている。

②に関連する研究では、従来のいわゆる震度法と呼ばれる安定性の検討方法の他に、地震時の地盤の挙動を逐時追跡する動的解析法なども多用されるようになってきている。動的解析法には、地盤内の応力状態を全応力表示で扱うか、有効応力表示で扱うかの2種類があるが、最近の計算技術の進歩と、土の応力-ひずみ関係、間隙水圧の発生特性などに関する知見の増加にともなって有効応力表示による解析が実施されるようになってきたものである。ただし、動的解析法そのものは、一般の堤防などの構造物を設計するに際しては必ず実施する必要のあるものではなく、研究的なプロジェクトや、特殊なプロジェクトについて実施されるのが実情である。

また、震度法や、動的解析では地盤や堤防内の応力と土の強度の比較により安定かどうかを確かめる手法といえるが、これに対して、最近では、地震により生じる堤防の変形量（累積ひずみ、永久変形量などとも呼ばれる）を計算により求めようとする試みもなされてきている。

今後の研究の進捗によっては、堤防の地震時沈下量を予測する方法も設計技術として取り込まれることにならう。

最後に、③に関する研究も盛んに行われており、^{3), 4)} 地盤改良技術に関するものや、新しい建設材料を用いた工法の開発研究のみならず、被害原因に対する考察に基いた従来工法を組み合わせて適用する試みなども行われている。

日本海中部地震により被害を受けた八郎潟堤防の復旧にあたっては、液状化による再度災害を防止するため、鋼矢板による締切りとドレーンパイプにより地下水位を低下せしめること、ならびに押え盛土により地盤内応力（拘束応力）の増加を図っている。このような新しい試みや開発が定着するまで、まだしばらくの時間が入用なように思われるが、合理的な判断に基いた積極的な設計姿勢がこの分野の進歩に貢献するものと考えられる。

（参考文献）

- 1) 佐々木康：河川堤防の地震被害，土と基礎，Vol. 28, No. 8, pp 25 — 30, 1980
- 2) 佐々木康：河川堤防の地震被害と液状化対策，河川，No. 449号，pp 51 — 61, 1984
- 3) 佐々木康：液状化対策としての砕石ドレーン工法の有効性に関する研究，土木研究所資料 第2194号，1985
- 4) 佐々木康，松尾修，館山悟：シラス堤防の耐震性に関する検討（その2），土木研究所資料 第1919号，1983
- 5) 土木研究所：東北地建における一日土研資料，土木研究所資料 第2025号，pp 75 — 83，1983

（振動研究室）

3. 道 路 部 門 (目次)

道 - 1	道路情報提供関係システム機器の開発と実用状況について.....	131
道 - 2	劣化したP C橋の耐荷力の判定方法について.....	148
道 - 3	トンネル内の漏水防止について.....	153
道 - 4	パソコンを使用した道路フォトモンタージュについて.....	158
道 - 5	舗装廃材の再生利用 (路上表層再生工法) について.....	166
道 - 6	土砂流出及び落石防護対策工の設計について.....	170
道 - 7	路面性状自動測定装置の開発について.....	175
道 - 8	舗装の構造設計に関する検討について.....	179
道 - 9	コンクリート舗装上のオーバーレイ施工に伴うリフレクションクラック防止について.....	181
道 - 10	セレクト材を用いた舗装箇所の補修について.....	183
道 - 11	追抜車線設置の考え方について.....	184
道 - 12	過疎地域における道路整備の評価手法について.....	185
道 - 13	2本のトンネルが交差する場合における必要な土被り厚と対策工法について.....	196
道 - 14	土留杭に作用する荷重の考え方について.....	199
道 - 15	岩盤緑化工法について.....	200

道一 1 道路情報提供関係システム機器の開発と実用状況について

(質 問)

現在、道路情報システムの整備の必要性が叫ばれています。

道路管理者は、夫々の管轄範囲内は知り得ても、管轄が異なると、殆んど情報の交換がなされていない。

今後は、各管理者の情報を収集処理提供に至るまで、一元化する必要があると思われる。

この中で、特に提供に関する下記システムの開発状況及び実用化について教示願いたい。

1. 路車間情報システムおよびナビゲーションシステム
2. 旅行時間計測システム
3. 車両運行管理システム
4. 道路情報V A N

(福岡国道工事事務所)

(回 答)

1. 路車間情報システムとナビゲーションシステム

1.1 研究開発の現状

表 1.1、表 1.2 に示すように、現在種々の路車間情報システムの研究開発が世界中でなされている。この表は、路車間の通信手法とシステムの機能によって分類を行ったもので、システムクラス 0 より 4 に向ってより高度なシステムとなっている。しかし、最も高度なシステムクラス 4 は初期投資が膨大になると考えられ、普及のことを考えるとシステムクラス 0 または 1 よりスタートするのが実用的であろう。

表一 1.1 システムクラスの定義とその機能

システムクラス		0	1	2	3	4
通 信 リ ャ ク		な し 自立型経 (路誘導シ ステム	地域放送 (一方向 通 信)	局 地 (一方向 通 信)	移 動 無 線 双方向通信	局 地 双方向通信
シ ス テ ム の 機 能	静的経路誘導	●	●	●	●	●
	動的経路誘導		●	●	●	●
	危険警告		●	●	●	●
	緊急通報				●	●
	交通管理情報					●

表一 1.2 道路車両デジタル通信システムの例

クラス 0	クラス 1 ^{a)}	クラス 2 ^{b)}	クラス 3	クラス 4 ^{c)}
AUTO-SCOUT(1) (西独)	DANA(2)(仏)	AUTO-SCOUT(2) (西独)	ROUTE-TEL (英)	ALI(西独)
DANA(1)(仏)	EMERAUDE(仏)	EVA(3)(西独)		AUTO-SCOUT(3) (西独)
EVA(1)(西独)	EVA(2)(西独)	NAVIGATOR(3) (英)		CACS(R)
NAVIGATOR(1) (英)	NAVIGATOR(2) (英)	ROESY(3)(英)		SIGNPOST- LOOP(米)
ROESY(1)(英)	ROESY(2)(英)	ROUTEN- RECHNER(3)(西独)		
ROUTEN- RECHNER(1) (西独)	ROUTEN- RECHNER(2) (西独)	SIGNPOST-RAD IO BEACON(米)		

a) クラス 1 のシステムはいずれもラジオ周波数で放送

b) クラス 2 のシステムは AUTO SCOUT (赤外線伝送) を除き、ラジオ周波数で伝送

c) クラス 4 のシステムは AUTO SCOUT (赤外線使用) を除き、ループアンテナを使用

システムクラス 0 に相当する道路側の施設に依存せず車側の機器のみで経路誘導を行うシステムは、ナビゲーションシステムとして、表一 1.2 に示されている以外にもわが国の自動車メーカーによって開発が進められている。位置確認のために外部施設の利用を行っているものもある。既に以下に示す機能を持ったものが実用化されている。

- 磁気センサと距離センサにより進行量を確認し、目的地までの方位と距離を示すもの
- ジャイロと距離センサにより現在位置を確認し、CRT (ブラウン管) に表示し、フィルム状の地図を重ね合わせることによって現在位置と経路がわかるもの
- ロラン C (船舶、航空機に使われている位置検出システム) を利用し現在位置を確認し、CRT に道路ネットワークとともに表示するもの

このほかに、GPS (人工衛星を利用する位置検出システム) を利用して現在位置を確認する手法、道路網との関係で位置を確認する手法が考えられている。

1.2 路車間情報システムの提案

(1) 提案システムの概要

以上述べた現状から今後の路車間情報システムのあり方を考えた場合、すべての機能を一体化したシステムよりも、特定の機能を有する部分システムを組み合わせる方式の方が実用性が高いと思われる。その考え方にそって一つのシステムが提案されている。

このシステムは、表示装置と各種情報処理コンポーネントの組み合わせにより成る。各コンポーネントは単独でも作動するが、組み合わせることによってより高度なサービスが可能になるものである。概要を図 1.1 に示し、以下各コンポーネントについて述べる。

(2) 表示装置および音声伝達装置

CRTとマイコン(表示用処理装置)により成り、各コンポーネントよりのデータの表示を行う。本システムの表示用に使う以外にも、テレビ受信、テレビゲーム、自動車電話を経由してのキャブテンシステム等にも利用することも考えられている。

表示の内、文字情報は音声合成装置を通じて音声によって伝達する。この両者を併用することによって、情報入手時は音声による伝達、その後は文字による確認という二重の伝達方法に

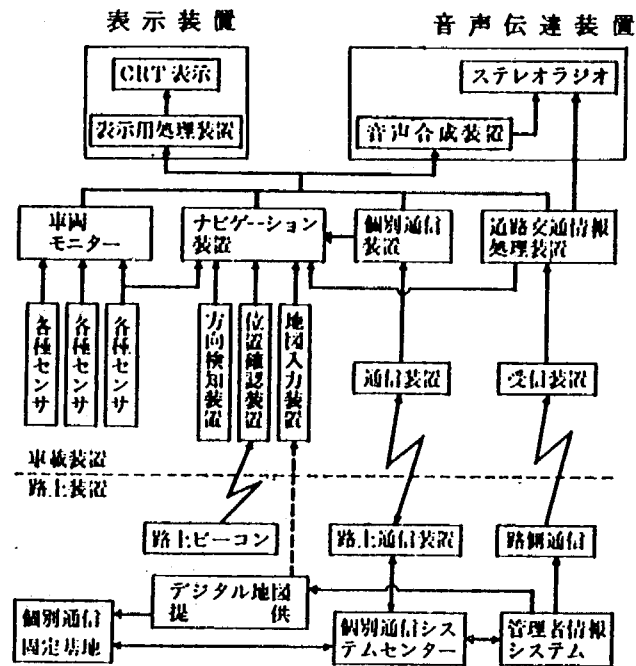


図-1.1 提案路車間情報システム概要

なり、情報伝達を確実にすることができる。

(3) 車両モニター

車両に関する情報を収集するもので、センサーとして回転計、温度計、スイッチ等を車両各所に配置し、車両の動作をチェックする。既に各種のものが発売されており、中にはCRT表示装置を持ったものもある。モニタリングする範囲にもよるが、ある程度のものは車両としての必需品である。

この装置自体は路車間情報システムと直接関連しないが、表示装置の共用が考えられるため、普及を容易にするために考慮する必要がある。

(4) ナビゲーション装置

車両の現在位置を知り、それと目的地との関係を示すもので、個別通信装置もしくは道路交通情報処理装置との組み合わせによって、最適経路の指示を行い、交差点での進行方向を示す。詳細については次項で述べる。

(5) 個別通信装置

個々の車両が個別に通信を行うもので、通信相手は個別通信システムセンターであるが、その内の一部はセンターを通じて固定基地との通信となる。自動車電話等と異なり、簡単なデジタル通信を行う。通信するデータは以下のようなものが考えられている。

① 車より路上へ

車両番号

出発地、目的地（ナビゲーション装置より）

途中走行記録（ナビゲーション装置より）

固定基地へのメッセージ

② 路上より車へ

固定基地よりのメッセージ

今後通過する区間の情報（目的地のわかる時）

車よりの情報により、センターでは交通状況のデータを得ることができ、固定基地では自己の管理下の車両の動きを調べることができる。

今後通過する区間の情報は、直接表示するなり、ナビゲーション装置での経路誘導のための情報として利用する。

(6) 道路交通情報処理装置

道路管理者より提供される道路交通情報を受けとる装置である。双方向通信は行わず、一方的に情報をうける。既に実用化されている路側通信（放送）のデジタル版であり、路側通信にデジタル信号を付加するなり、別の電波で送るなりの方法が考えられている。いずれにせよ道路側施設は路側通信との共用化を図ることによって費用の低廉化が期待しうる。

個別通信と異なり、得られる情報は一般的なものになり、個々の車両には不用品情報もあるため、ナビゲーション装置を通じて必要な情報のみを利用することも考えられている。

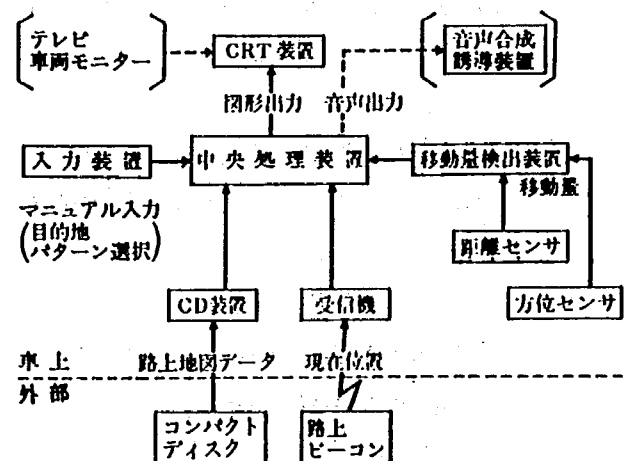
1.3 ナビゲーションシステムの提案

前項で述べた路車間情報システムは、段階的な発展を考えているが、その第一段階となるのはナビゲーションシステムである。全システム中の基礎的な部分であると同時に道路側での初期投資が小さい。現在、以下に示すシステムが提案されている。

(1) システムの構成

ナビゲーションシステムは、車載装置とそれを支援する路上ピーコンより成る。車載装置が運転者に情報を提供するが、そのためには以下のようなデータを持つ必要がある。

①道路網数値情報(デジタル道路地図)



中央処理装置の機能は

1. CD装置より必要なデータを取り出し格納する
2. 現在位置を常時確認する
3. 目的地、現在地、地図データより最適経路を選択する
4. 運転者に必要な情報を CRT装置に表示する

図— 1.2 提案ナビゲーション装置の構成

② 車両現在位置

③ 道路交通情報

道路網数値情報は、道路網の情報が数値の形で記憶されているものである。特認システムの道路網データが例となろう。道路交通情報との対応、データの更新、最適経路の選択を考えると道路網に関するデータは数値の形で持つことが必要である。道路自体に関する情報とともに地名や周辺の著名物件の情報も必要である。記憶媒体としてはコンパクトディスクの応用が適切であろう。道路の新設等に対応して一定の間隔で改訂していき、工事規制のような予定データは、他の方法で毎日書きなおすことも考えられている。

車両の現在位置の確認は、既存の方位センサーや距離センサーを利用するが、精度の点で長距離の利用は難しいので、道路上に特定のコードを発信する路上ビーコン（サインポスト）を設置することによって、自動的に正しい位置に修正することが実用的と考えられている。

道路交通情報は、先に述べたように、個別通信装置または道路交通情報処理装置より得る。ただし、動的情報（刻一刻変化する情報）をおりこまない経路誘導ならば、ナビゲーションシステム単独で可能であるので、当初はナビゲーションシステムのみでも実用化しうる。運転者がナビゲーションシステムによる誘導と既存の道路交通情報提供装置よりの情報を組み合わせて自己の判断で最適経路を選ぶということも、一つの動的情報をおりこんだ経路誘導といえよう。

(2) ナビゲーションシステムの機能

ナビゲーションシステムの動作を段階的に追うと、以下のようになる。

- ① 車載装置に道路網数値情報（デジタル道路地図）をセットする（コンパクトディスクを読み取装置にセットする）。
- ② 目的地のコードを入力する（種々の検索システムがありうる）。
- ③ 車が路上ビーコンの設置してある地点を通過すると、その信号により車載装置が初期現在位置を知る（車載装置が前走行時の最終位置を記憶するようにしておけば初めより位置は確認しうる）。
- ④ 車載装置は目的地と現在位置の入った道路地図を表示装置に表示する。地図は拡大することもできる（安全のために表示は止まった時のみ、または、表示装置を助手席に向けた時のみとするような配慮も必要であろう）。
- ⑤ 車載装置は、方位センサーと距離センサーでもって現在位置を常に確認し、表示装置に示す。
- ⑥ 車が路上ビーコンの設置してある地点を通過するたびに現在位置の修正を行う。
- ⑦ 車載装置は、目的地への最適経路を調べ、交差点での右左折を指示する（手前で左右に寄れという指示も考えられる）。

- ⑧ 車載装置は目的地に近づくとそれを知らせる（右左折や目的地到着は音声で指示すること
も考えられる）。

2. 旅行時間計測システム

交通状況を端的に表現し得る指標は、区間の旅行時間であり、運転者にとっても解り易く、その要望は高い。しかし、時々刻々と変化する交通状況に対応し得る情報提供を行うためには、交通状況の連続計測が不可欠である。このため、各方面で調査・研究が進められており、新しい計測機器が開発されつつあるが、ここでは旅行時間を直接計測する方式について紹介する。

2.1 A V I システム

このシステムは、Automatic Vehicle Identification システムと称されるものであり、発信機（車載機）を搭載した車両の主要地点における通過時刻と位置を確認し、主要地点間の旅行時間を計測するものである。

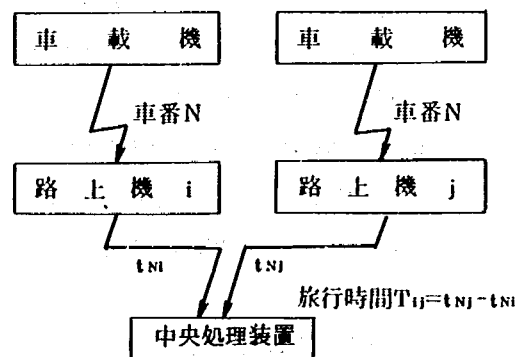
本システムの前身は通産省工業技術院の大型プロジェクト（自動車総合管制技術の研究開発）において開発されたものであり、この内、流行時間計測に係る部分のみを建設省と日本道路公団等が譲り受け、有機的かつ効率的に活用できるように再編成したものである。

(1) システムの概要

旅行時間の計測は、車載機を搭載した車両が路上機設置地点を通過する毎に車載機と路上機間で通信が行われ、その時刻と車両識別コードが中央処理装置へ送信され、車両別の各地点通過時刻より区間の旅行時間を計算する方式（図－2.1）である。

(2) システムの運用状況

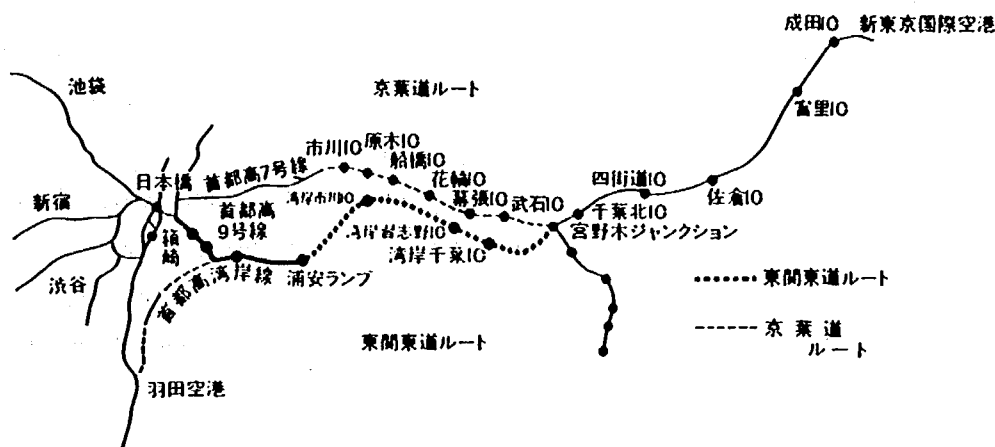
A V I システムは、現在、日本道路公団東京第二管理局と建設省東京国道工事事務所管内に設置されており、車載機搭載車両は59年度末で、都心と成田空港間を運行するリムジンバス60台、東京西南部のタクシー 600 台、同路線トラック18台といった特定車のみである。



図－2.1 旅行時間計測方式

公団システムでは図－2.2に示す成田空港と都心を結ぶ自動車専用道路の2ルートを対象とし、主にリムジンバスのデータが中心となっている。又、東国システムは図－2.3に示す東京西南部の国道15号、246号、外堀通り、環八に囲まれたエリア内の主要区間を対象として、タクシー及び路線トラックのデータを扱っている。

なお、搭載する車載器の種類、システムのレベルによっては双方向通信が可能であるが、現

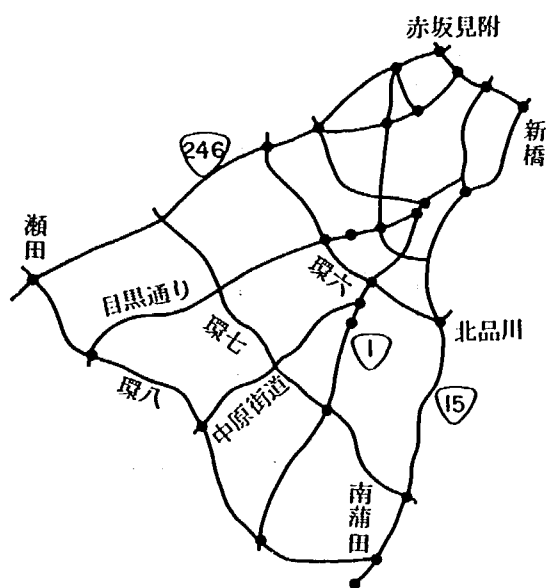


図一 2.2 公団システム路線図

在は、収集系としての利用のみを考えている。

i) 公団システム

公団システムは55年度から2
ケ年の試験運用を経て、AVI
システムデータを用いた現在
旅行時間（実績値）での情報提
供、経路推奨が計画されたが、
情報のタイムラグ、規制速度と
の絡みで非渋滞時における一般
車両との走行速度の相違、区間
によってはデータ量の不足等の
問題点が明らかにされ、実運用



図一 2.3 東国システム路線図

には至っていない。今後の運用計画としては、速度計測型を含めた車両感知器データを用いた区間旅行時間の推計手法を道路交通情報システムに組み込み、この検証、補完システムとして A V I を位置付け、活用して行く予定になっており、このための調査・解析を現在継続中である。

II) 東国システム

出入制限された公団システムと異なり、複雑な街路網を形成する一般道路を対象としており、57～59年度にかけて試験運用を行い、A V I データの収集蓄積を図り、その特性分析、活用方法の検討がなされた。その結果、①複雑な道路網と A V I 区間のとり方の適否、②車

載機搭載対象車両としてのタクシーの是否を含めた質的・量的な不備，③車載機性能を含めた現状システムの問題点等が指摘された。このため，一般道路での単独の運用可能性は現状システムではかなり低いと判断される。なお，データ利用に当っては実際の区間状況をとらえたデータ（有効データ）であるか否かの判定が不可欠である。

東国システムにおいては，現状システムの試験運用を59年度で一旦打ち切り，61年度には（財）自動車走行電子技術協会の協力を得て，新仕様（つくばEXPO'85で都心～万博会場間で実験運用）システムを国道14号に導入し，現在運用中の交通状況予測システムと併用することにより，将来は“旅行時間”での情報提供を行う計画がある。この時の車載機搭載対象車両としては路線バスを考えている。

2.2 車番認識による旅行時間計測

本装置は開発実験中のものであるが，実用性はかなり高いことが確認されている。

構成は図-2.4に示すように撮像部，認識系，伝送系よりなり，中央処理装置へ接続される。

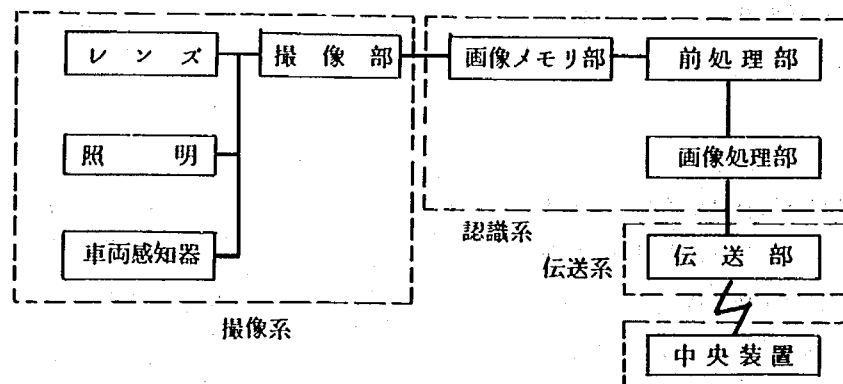


図-2.4 車番認識装置構成図

図-2.5に計測原理を示す。車両感知器の信号により最適位置で走行車両を捕捉し，ナンバープレート撮像し，静止画像を画像メモリに入力する。画像処理部では文字認識によりプレート内の文字を読み取り伝送部を介して中央処理装置へ伝送され，各地点間のマッチングをとり車両別の区間旅行時間を算出するものである。

現時点での開発水準は，走行速度80 Km/hの車両に対し，認識率80%以上，

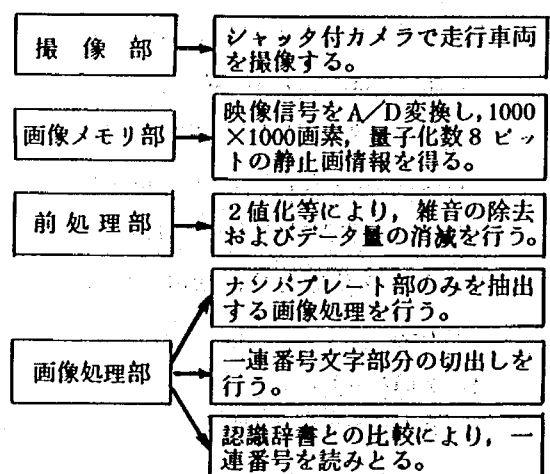


図-2.5 計測原理

100Km/hに対しても70%の認識率が得られており、処理時間は1台/1秒の目標値に近づきつつある。

使用目的を旅行時間計測に限定するならば必ずしも通過車両の全数、ナンバープレートの全文字を認識する必要がなく、現時点でも充分実用に供し得る段階にある。

3. 車両運行管理システム

3.1 AVMシステム (Automatic Vehicle Monitoring System)

AVMシステムとは、電波(426MHz)を利用して運行中の車両の現在位置や活動状況(実車、空車、作業中等)を運用管理センターにおいて常時把握することのできるシステムであり、以下の3つの方式が認められている。(図3.1)

(1) 分散送信方式

必要な場所にサインポスト(位置信号を電波で常時発射している無線局)を分散配置する方式で、車両はサインポストを通過するときその位置信号を記憶し、運用管理センターへは位置情報に車両番号や活動状況を加えて送信する。サインポストは、多数の利用者が共同利用できる。

(2) 分散受信方式

必要な場所に受信設備を分散配置し、各受信設備は有線により運用管理センターに接続される方式である。車両からの情報は最寄りの受信設備で受信される。ただし、車両の位置は受信設備の設置位置とされる。利用者別に受信設備の建設が必要である。

(3) 半自動方式

乗務員が車載機に現在位置の地区番号や活動状況を入力することにより、車両番号とともに運用管理センターに送信される方式である。地区番号は地域内を業務上、車両運行上等の条件に応じて適当に分割してつけられる。

車両の位置や活動状況等の情報は、音声通話用の電波で運用管理センターに集められるが、その方式にはポーリング方式と任意発信方式の2方式がある。ポーリング方式とは音声通話の合間に車両に対してセンターから情報収集のための信号を送り、車両側ではこの電波を受信するとあらかじめ記憶されている車両番号、位置、活動状況をセンターに送り返す方式であり、任意発信方式とは乗務員が手動で任意に情報をセンターに送る方式である。

表3.1にAVMの適用例を示すが、現在は主に都市部のタクシーで利用されている。

3.2 パスロケーションシステム

AVMは電波法に基づく無線局の免許が必要であるが、免許を要しない微弱電波を利用した車両運行管理システムも実用化の段階に入っている。その一例として、パスロケーションシステムについて紹介する。

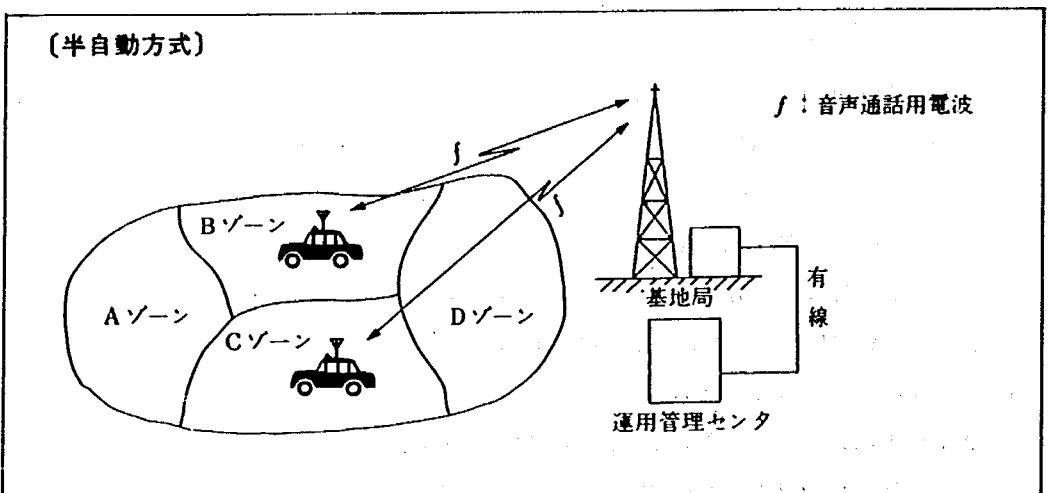
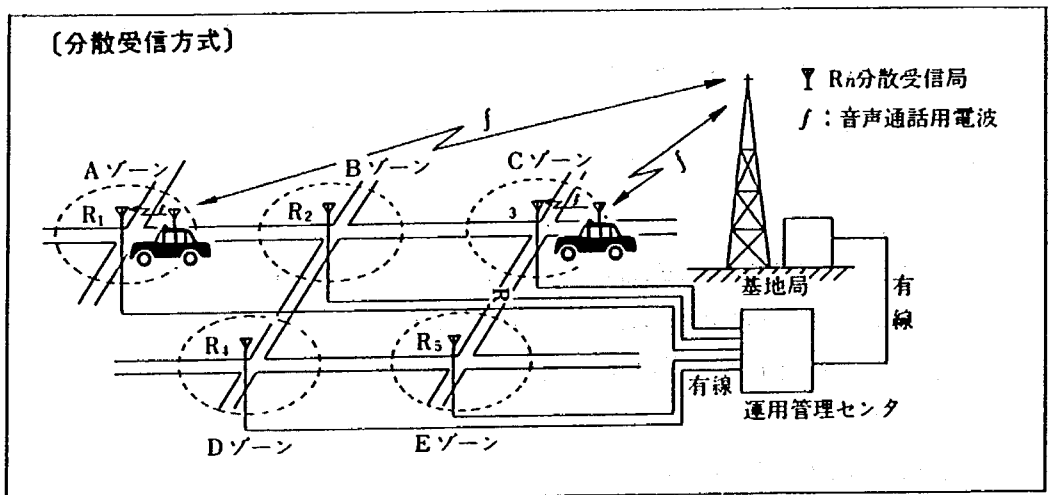
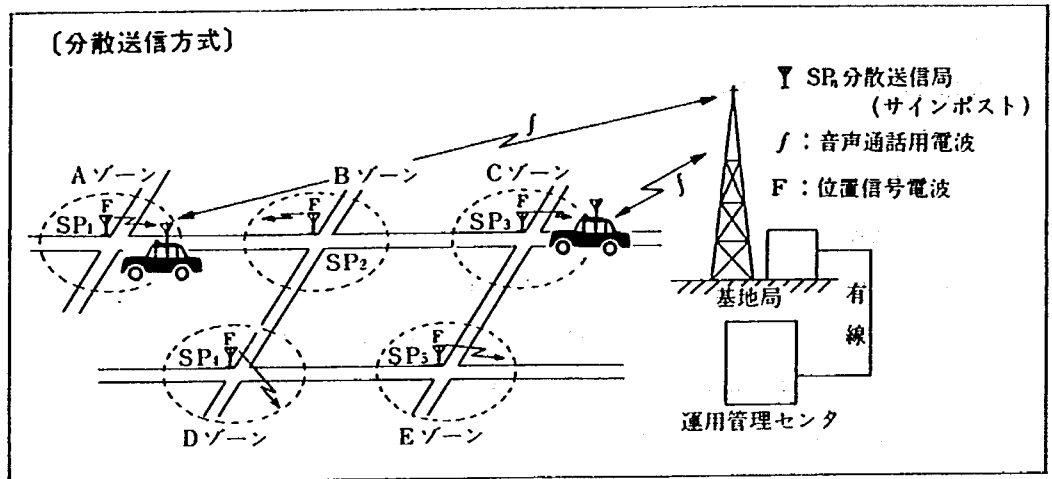


図3.1 AVMの方式

表 3.1 AVMシステム適用例

業 種		目 的	情 報 内 容	効 果
陸上運輸業務	バ ス	バスの運行管理	所在表示 運行番号 音声通話	通話時間の短縮 事故の早期対策 配車効率の向上 顧客に対する サービスの向上 燃料等の節約 交通混雑の緩和 特に金融関係に についての秘話性
	タクシー	配車効率の円滑化	所在表示 状態表示 音声通話	
	貨物輸送	緊急注文配車の円滑化	所在表示 音声通話 積荷情報 乗務員の不在	
公 益 事 業	電 力	工事、保守、補修 事故対策配車の円滑化	所在表示	
	ガ ス		状態表示	
	水 道		音声通話	
公共サービス 事業	地 方 自 治 体	適確な情報提供による サービス向上	所在表示 状態表示 音声通話	
	消防救急	併発火災時の配車の円 滑化	所在表示 状態表示 音声通話	
製造販売サービス業		緊急注文配車の円滑化	所在表示 乗務員の不在 積荷情報 音声通話 停車時間	
土 木 建 設 業		緊急注文配車の円滑化 特定ルート of 効率的使 用 安全性の向上	所在表示 音声通話 積荷情報 停車待時間	
道 路 管 理		保守、補修、事故対策 配車の円滑化	所在表示 音声通話	
金 融 関 係	金 融	現金輸送車の安全監視 の運行管理	所在表示 緊急通報 音声通話	
	警備保障	異常事態発生時の配車 の円滑化	所在表示 音声通話	

都営バスは、東京の中心部で他の鉄道などとともに、公共交通機関として重要な位置をしめているが、都心の慢性的な交通渋滞の影響により、定時性を保つことがむずかしく、バス本来の魅力を著しく減少させている。また、バスの運行速度の低下は同時に従来のサービス水準維持に費用が増加しバス事業の運営を困難にしている。

そこで東京都交通局では、この改善策として、昭和57年4月1日都営バス総合運輸管理システムを早稲田自動車営業所に導入した。

これは、従来のバスロケーションシステムを基本に、その機能を拡大し定時サービスの確保を

目的とする「運行管理システム」と小型コンピュータなどによる事業の効率化を目的とした「事務管理システム」で構成されている。

その後、道路混雑は更に激化し、より以上のサービス向上が必要になったため、昭和59年3月31日、渋谷駅～新橋駅間（5.5km）で都市新バスシステムをスタートさせた。

(イ) 目 的

コンピュータを活用してバスの運行状況を的確に掌握し、停留所にバス接近の案内情報を表示したり、バスの等間隔運行を図るなど、バス運行の適切なコントロールにより、バスの信頼性および利便性を向上させる。

(ロ) 構 成

バスに搭載された車載装置、路上に設置された停留所標識を兼ねた路上機、及び渋谷自動車営業所内に設けられた都市新バス処理装置で構成される。

(ハ) 機 能

① バス接近情報および運行所要時分表示サービス

- ・ 停留所にバス接近状況をバスマークと音声で案内する。
- ・ 起終点の停留所で途中停留所迄の現在所要時分（予定）を表示する。

② 運行管理情報の提供等

- ・ 全バスの運行情報を運行表示盤およびCRTディスプレイによって運行管理担当者に提供し、運行指令盤によって必要な運行調整を行う。
- ・ バスの運行実績から運行管理担当者に対し、各停留所付近の交通渋滞情報を提供する。

③ 運行中の乗務員への情報提供および指示

- ・ 車上表示器により運行中の乗務員に対する適切な情報提供および指示が可能である。
- ・ 主要な停留所で直

前のバスの通過後の経過時間を表示し、等間隔運行確行のための情報提供を行う。

④ 乗客乗降および運行実績の収集

乗客乗降や走行時間などの運行実績データを収集し、乗客潮流に適合した運行

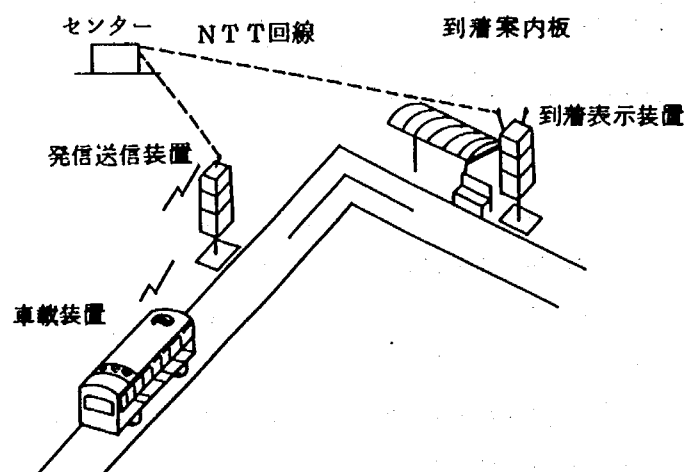


図 3.2 バスロケーションシステム

計画立案の資料とする。

⑤ 都営バス総合運輸管理システムとの連携

都営バス総合運輸管理システムとオンライン化することにより、運行実態の掌握、勤務実績の集計などを正確、迅速に行うとともに、省力化を図る。

4. 道路情報VAN（道路情報ターミナル）

道路利用者にとって道路の走行は、産業、ビジネス、観光、レジャー等の経済的又は生活上の目的を達成するための手段であり、このような道路交通の目的に即した物流、宿泊、救急、レジャー機会等の幅広い情報・サービスの提供は、道路交通の質的価値を高め、経済社会活動の活性化、効率化に資するとともに、道路施設の有効活用を促進することとなる。

このような観点から、道路交通情報を必要とする道路利用者が多数集中する場所－P・A、S・A、ドライブイン、ガソリンスタンド等－を情報拠点として道路交通情報をはじめとする各種情報を集中させ、ビデオテックス、ビデオプロジェクター、ファクシミリ、案内員等により情報提供を行う「道路情報ターミナル」の設置について検討が行われている。

ここでは、道路情報VANとしての道路情報ターミナルを構成する基本的システム（ビデオテックスシステム、ファクシミリシステム）のイメージについて紹介する。

4.1 サービスの内容

道路情報ターミナルにおける情報サービスは、道路利用者のニーズに即したものでなければならないが、そのためのサービス内容として以下の点が考えられている。

(1) 提供する情報の種類

従来から道路管理者が提供している道路交通情報に加えて、気象情報、観光情報、救急情報、個別情報等を扱う。これは、道路利用者の様々なトリップ目的やそれに派生して起こる情報ニーズにできるだけ対応していこうとするものである。

(2) 情報の内容

道路交通情報に関しては、すでに道路管理者が道路情報板や路側通信システムにより提供しているものをベースに、経路案内や駐車場、有料道路の料金等のその他の道路に関する情報も提供する。情報の収集先としては、一部外部IP（情報提供者）（道路利用者、ガソリンスタンド、警察等）も考えられている。

その他、個別情報サービスを除く観光情報等の情報は、外部IPからの収集情報を基本とする。なお、個別情報サービスは、個人間あるいは個人と会社間等の一対一の通信を行うものであり、その内容は任意である。

(3) 情報更新のインターバル

情報更新のインターバルを即時、随時、定時、定期に分類すると、通行止、事故等による規

制、旅行時間、駐車場の利用状況等の道路交通情報や観光情報の中の宿泊状況等は即時に更新されなければならないが、その他の情報で内容変更のインターバルの長いものは、随時あるいは定時に対応することになる。また、長期工事や催物案内等あらかじめ計画されている情報は定期的な更新となるだろう。なお、外部ＩＰから提供を受ける情報のインターバルについては、外部ＩＰの更新状況に依存せざるを得ないだろう。

(4) 情報の提供方法

提供方法は、放送型のものとリクエスト型のものに分類されている。放送型とは、道路情報板や路側通信システム、ラジオ放送のように、すべての道路利用者に対して同一の情報を一方的に提供するものであり、ビデオプロジェクタ等の表示装置で対応できる。これに対してリクエスト型とは、道路利用者の要求に応じて情報を検索して提供するものであり、ビデオテックス、ビデオディスク、ハードコピー、ファクシミリ等を組み合わせたシステムが考えられている。また、同システムの運用については、公衆無人端末によるほか、案内員が機器を操作して、案内員の有するローカル的な情報や解説を加味しつつ情報提供を行う方法が考えられる。個別情報サービスについては、ファクシミリ、電子伝言板等で対応できる。なお、外部ＩＰからの情報については、そのまま提供するのではなく、関連する道路情報を付加して提供することも考えられている。

(5) ターミナルの設置場所

ターミナルの設置場所としては、情報を必要とする道路利用者が多数集中する場所、すなわち高速道路上のＳＡ（サービスエリア）、ＰＡ（パーキングエリア）、ＢＳ（バスストップ）、ＩＣ（インターチェンジ）入口、出口、一般道上のドライブイン、ガソリンスタンド、物流ターミナル、その他ドライブ＆ライド（自家用車から他の交通機関への乗り継ぎ）の結節点（空港、バスターミナル等）等が考えられている。

4.2 ビデオテックスシステム

ビデオテックスシステムとは、種々の情報が蓄積されている情報センターと端末としてのテレビやパソコンを電話網を介して接続し、文字や図形による情報サービスを行うシステムである。既にキャプテンシステムとして実用化されており、ここで提案されているシステムもこの方式を利用し、道路交通情報をはじめとする種々の情報を提供しようとするものである。

- (1) 気象協会をはじめキャプテンシステムに情報を提供しているＩＰ（情報提供者）はＢＴ（編集型簡易入力装置）、ＩＴ（情報入力端末装置）、ＩＮＣ（情報入力センタ装置）、ＩＦ（間接型情報センタ）等の入力装置を有しているので、道路情報センタに情報を提供する場合も同じ入力装置を用いるものと考えられている。従って道路情報センタにのみ情報を提供するＩＰも同様な装置を用いるのが望ましい。

- (2) 各道路管理者が道路交通管理を行うために設置している道路交通情報システムから道路交通

に関する情報を提供する場合、各々の道路交通情報システムは、道路情報センタからみればキャブテンシステムにおける I F とみることができるので、気象情報等と同じく I F としての入力形態となる。

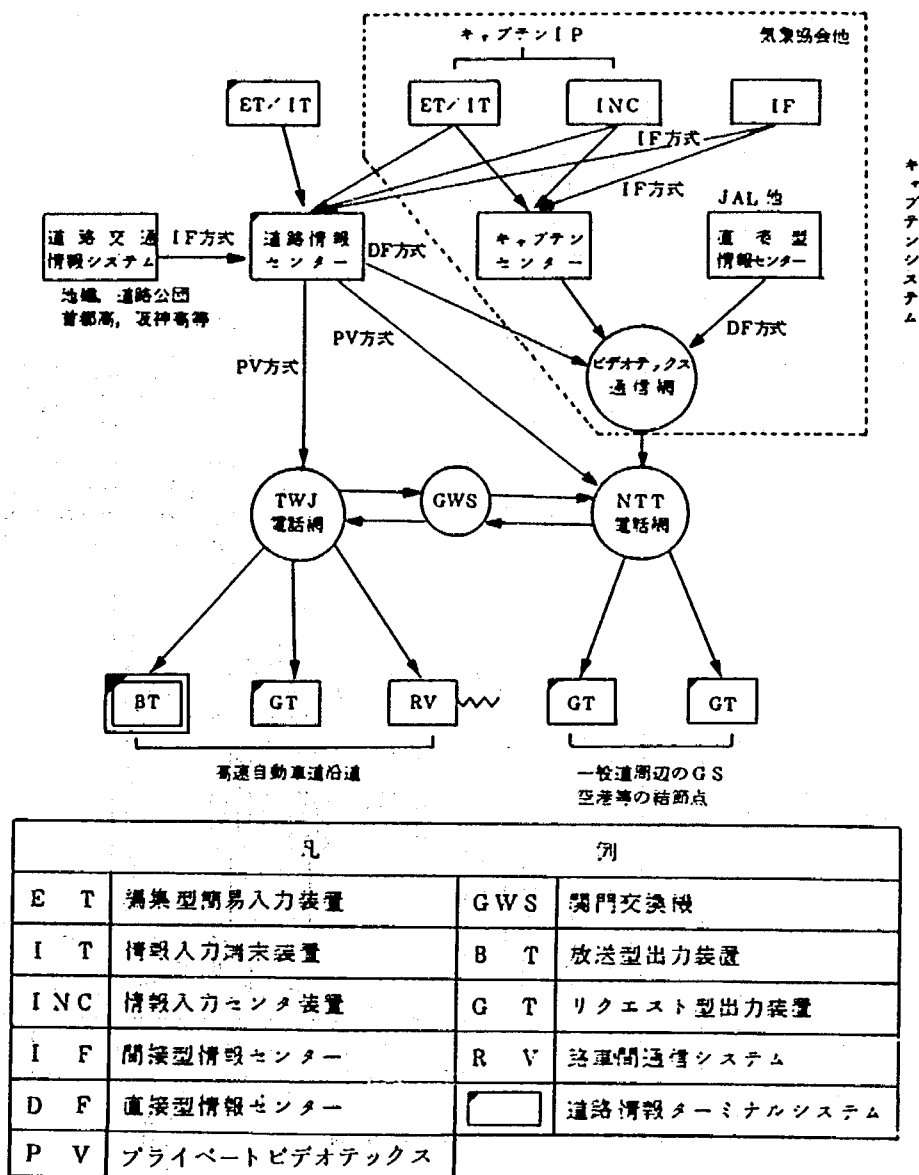


図 4.1 ビデオテックスシステムのイメージ

- (3) 高速道路の S A, P A 等に設置される B T (放送型出力装置), G T (リクエスト型出力装置), R V (路車間通信システム) 等の利用者端末は日本高速通信株式会社 (T W J) の電話網を経由して道路情報センタに接続されるものと考えられている。
- (4) 一般道周辺の G S, 空港等の結節点等に設置される利用者端末は日本電信電話株式会社 (N T T) の電話網に収容され、次のいずれかのルートを経由して道路情報センタに接続される。

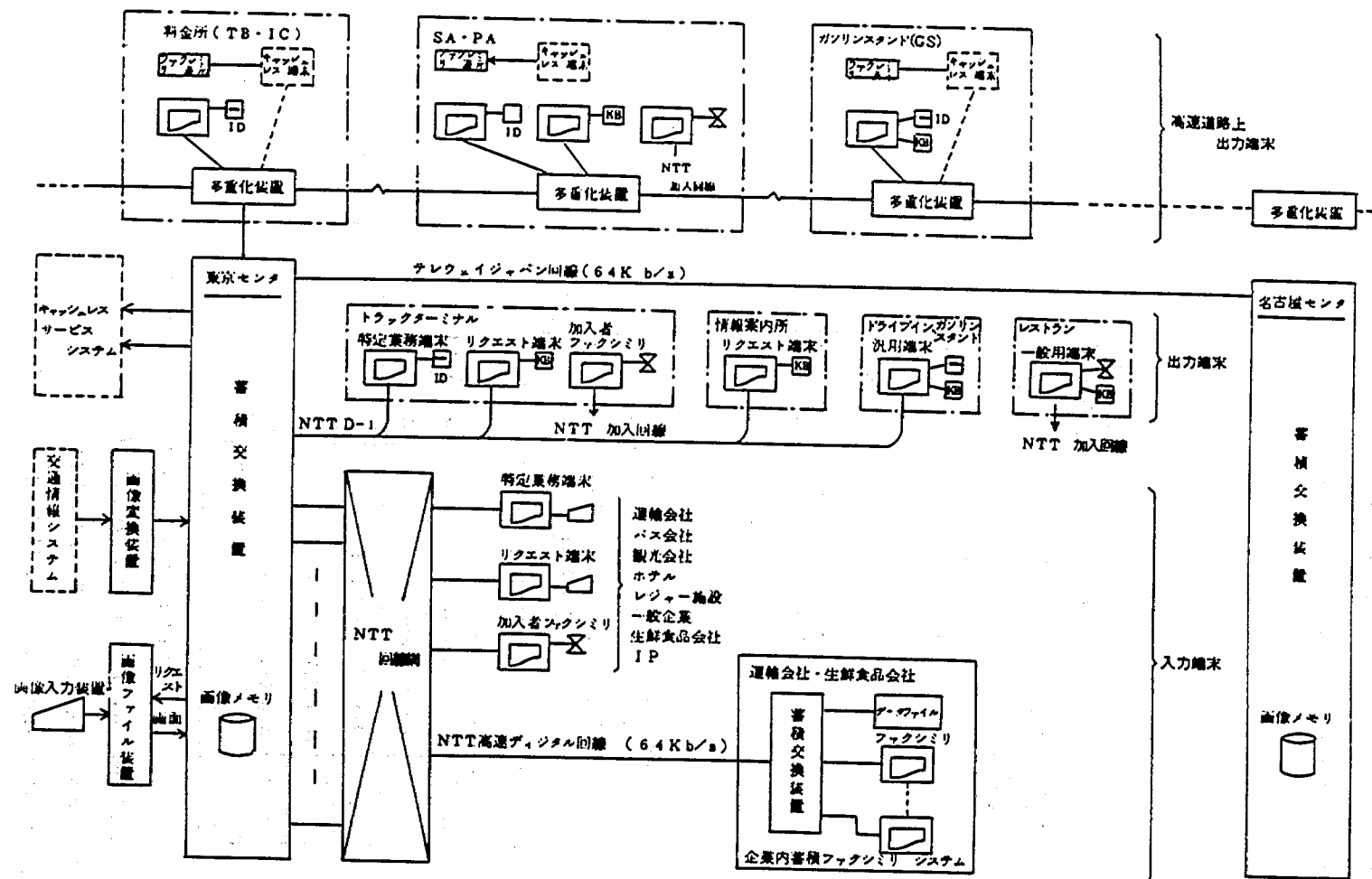


図 4.2 ファクシミリシステムの系統図

ア. ビデオテックス通信網からみれば道路情報センタはD Fとみられるので、ビデオテックス通信網経由のD F方式

イ. N T T電話網から道路情報センタに接続されるプライベートビデオテックス方式（P V方式）

ウ. N T T電話網とT W J 電話網がG W S（関門交換機）で接続されるものと思われるので、これらを経由したプライベートビデオテックス方式（P V方式）

サービス区域、サービス時間、料金制度、その他についてそれぞれ得失があるので、実施にあたってはさらに詳細な検討が必要である。

- (5) 高速道路に設置されるG Tは上述のG W Sを介してビデオテックス通信網に接続が可能であるので、キャブテンシシステムで提供している情報、例えばJ A Lのフライト情報等をリクエストすることができる。

図4.1に提案されているビデオテックスシステムのイメージを示す。

4.3 ファクシミリシステム

本システムは、高速道路上（T B, I C, S A, P A等）、トラックターミナル、情報案内所、ドライブイン、ガソリンスタンド、レストラン、駅、空港等にファクシミリ端末を設置して、ドライバーまたは旅行者に対する下記の情報サービスを行うものである。

(1) 特定業務サービス

トラック、バス等業務用車両ドライバを対象とした情報提供、A V M, 伝言等サービス。

(2) リクエスト・サービス

端末からのリクエストに対応した道路情報、ホテル空室情報、レジャー施設案内、気象情報等の情報提供サービスであり、本システムに接続された入力端末、画像入力装置または、外部システム（交通管制システム、気象システム等）より提供情報の入力をおこなう。

(3) ファクシミリ通信サービス

道路上のファクシミリ端末から、N T T回線またはT W J 回線を利用してファクシミリ通信サービスをおこなう。

図4.2にファクシミリシステムの系統図を示す。

（参考資料）

- 1) 路車間情報システム研究会中間報告書：（財）道路新産業開発機構，1985年3月
- 2) 路車間情報システムについて 柴田正雄：道路，1985年9月
- 3) 旅行時間計測データの特性分析：土研資料1836号，1982年6月
- 4) 一般道路の旅行時間計測システムデータの整理業務報告書：土研道路研究室，1984年12月
- 5) 京葉地区交通管制に関する研究報告書：日本道路公団東京第二管理局千葉管理事務所，1984年3月

6) AVMシステムについて：(社)日本電子機械工業会，1980年11月

7) 道路情報ターミナル研究会中間報告書：(財)道路新産業開発機構，1985年3月

8) OECD道路輸送研究計画マイクロエレクトロニクス利用に関する道路交通管理セミナー報告書，1984年10月

(道路研究室)

道一2 劣化したPC橋の耐荷力の判定方法について

(質 問)

近年，海岸地域にあってはRC橋同様PC橋の中にも塩害に帰因した劣化や損傷が生じており，補修及び補強の手を加えなければならない橋梁がある。特に昭和30年代後半から昭和40年代前半に架設された橋梁にあっては，架設後20数年を経過し，設計図書等も紛失，耐荷力の判定が出来ず苦慮している。このような場合の耐荷力の判定について教示願いたい。(道路部道路管理課)

(回 答)

コンクリート橋の塩害による劣化，損傷が顕在化し，道路管理上の大きな問題になってから数年経過している。この間，昭和57年度に本省道路局，土木研究所が中心となり地方建設局の協力を得て全国的な損傷実態の調査を実施している。また，その調査結果および既往の調査研究をもとに，「道路橋の塩害対策指針(案)」が作成され，昭和59年2月に通達されている。ただし，同指針(案)の内容は，短期間にまとめられたこと，調査研究成果が不足していたこともあって新設橋の設計，施工に関するものが大半を占めており，質問されているような既設橋の耐荷力判定法および補修要領等についてはほとんど記述されていない。

現在，コンクリート橋の塩害問題に限らず，コンクリート構造物の早期劣化が重視されており，関係各機関において種々の観点から検討が加えられている。土木研究所でも昭和60年度から3カ年を目途に，建設省総合技術開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」において塩害問題，アルカリ骨材反応問題を中心にそれらの防止技術，劣化度診断技術，耐荷力判定法および補修技術に関する検討を始めている。

“劣化したPC橋の耐荷力の判定法”については，その開発結果に待つところが多く，現状において一般論としての回答を述べることは非常に困難であるが，ここでは現在までに得られている調査研究結果等に基づいてその考え方を述べてみたい。

1. 耐荷力判定が必要とされる場合について

既設橋の耐荷力判定が必要とされる場合は，主として次のような場合が考えられる。

(1) 現行のTL-20(TL-14)荷重より小さな荷重および古い設計基準で設計された橋梁の耐

荷力。

橋梁自体に何ら変状が見られず健全であっても現行の荷重体系、および基準で耐荷力の照査を行うと荷重制限、補強、場合によっては架換えの処置が必要となる場合がある。

(2) 塩害等によって劣化、損傷を受けた橋梁の耐荷力。

現行の荷重体系、設計基準で設計された比較的新しい橋梁であっても塩害等により劣化、損傷が生じ、明らかに設計時に意図した耐荷力に比べて低下していると判断される場合がこのケースにあたる。

(3) 上記の(1)と(2)の条件が重なった橋梁の耐荷力。

2. 耐荷力判定の基本について

質問の内容は、劣化したPC橋の耐荷力判定法であり、前述の(3)の場合に相当している。また、設計図書類が保管されていない場合となっているが、このような場合には基本的に次の要領で耐荷力判定に当たればよいと考えられる。

- (1) 架設年次、施工業者を調査し、設計図書類の有無を調べる。PC橋がわが国で建設され始めた時期は、RC橋と比べて最近であり、また、そのほとんどが専門メーカーによって建設されているため、設計図書類が保存されている場合が多い。したがって、架設年次、施工業者を調査し、設計図書類の有無を調べる必要があると考えられる。
- (2) 設計図書類が入手できない場合は、設計図書が保存されているほぼ同諸元を有する橋梁の有無を調べるが、もしくは架設年次から耐荷力の推定を行う。この場合次の順序で耐荷力の算定を行えばよいと考えられる。

- ① 架設年次、幅員構成等から適用基準、設計荷重の推定を行う。参考として表-1にPC橋に係る基準類の変遷を示している。

表-1 示方書、指針、設計標準等

土 木 学 会	昭和30年	プレストレストコンクリート設計施工指針
	昭和36年	改訂、プレストレストコンクリート設計施工指針
	昭和49年	国鉄建造物設計標準解説
	昭和53年	プレストレストコンクリート標準示方書
日本道路協会	昭和43年	プレストレストコンクリート道路橋示方書
	昭和53年	道路橋示方書Ⅱ、コンクリート橋編

- ② 形状、寸法の測定を行う。
- ③ コンクリート、PC鋼材および鉄筋等の使用材料の種類、強度を調べる。この場合、適用基準に示されている材料に関する

項の内容を調査したり、コアによる強度試験が必要とされる。

- ④ 推定した適用基準、設計荷重および使用材料の強度等をもとに鋼材量、配筋状態、有効高、プレストレスト力の推定を行う。

⑤ 以上の結果に基づいて、劣化、損傷を考慮しない次のような断面耐力を求める。

- a) 曲げ強度（曲げひびわれ耐力、破壊抵抗曲げモーメント）
- b) せん断強度（斜引張破壊耐力、ウェブ圧縮破壊耐力）

ここで破壊抵抗曲げモーメント、ウェブ圧縮破壊耐力、斜引張破壊耐力の算出方法は、R C橋とP C橋はほぼ同様であるが、曲げひびわれ耐力の計算方法は異なるので注意を要する。

⑥ 劣化、損傷の発生箇所、程度の詳細な調査を行い、⑤で求めた耐力の低減を検討する。一般にP C橋の場合には鋼材腐食度を原面積の割合で表し、低減させればよいと考えられる。

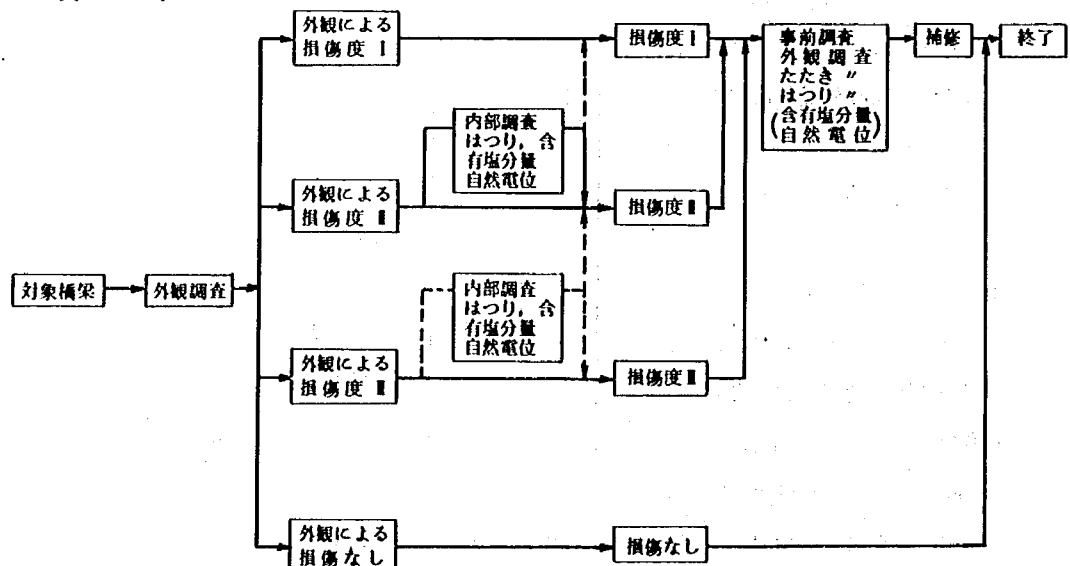
⑦ 現行の荷重体系から断面力を算出し、⑥で求めた耐力と比較する。

参考までに土木研究所では、このような耐荷力判定の流れを考え、既存の数多くの橋梁データを収集、回帰分析によって耐荷力の判定システムの作成を検討している。また、⑥については前述した建設省総合技術開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」の一調査項目として検討を始めている。

3. 劣化、損傷程度と補修の要否について

耐荷力判定は、既設橋の安全性を考えるにあたって重要な項目であるが、塩害の場合は、その劣化メカニズムを考え、早期に調査し所要の補修を講じることが重要であると考えられる。

現状では、塩害による劣化、損傷と補修の要否に関する指針などは整備されていないが、参考資料として国土開発技術研究センターのコンクリート橋塩害調査委員会（委員長：太田実、金沢工業大学教授）でまとめられた資料が挙げられる。同資料の主要部分を図－1および表－2から表－4に示している。



図－1 作業工程図

表 ー 2 損 傷 度 区 分

損傷度は次に示す4種類に区分する。				
損 傷 度	I	II	III	損 傷 な し
補修の要否	要	要	要	否
外 観 調 査 結 果	鋼材の発錆により部分的あるいは連続的にコンクリートのひびわれ、剝離、錆汁がみられたり、その断面が欠損し、鋼材が露出または破断したりしている。	点状錆が認められるが、コンクリートの表面にひびわれや剝離等の変状がほとんどない。	外観に異常はないが、周辺の同種の構造物に塩害による損傷が生じており、今後被害が生じる恐れがある。	外観および周辺の同種の構造物に異常がない。

表ー3 含有塩分量、自然電位差と鋼材の腐食状況

	A	B
	鋼材が腐食する場合が多い	鋼材の腐食が軽度あるいは無い
含 有 塩 分 量	0.15%以上	0.15%未満
自 然 電 位 差	200mV以上	200mV 未満

- 注) 1) 含有塩分量は鋼材位置での値を示す。
 2) 自然電位は飽和甘こう電極を用いた場合の値である。また、表中の電位差は絶対値で示している。
 3) Aは概ね損傷度I、IIに相当すると考えられ、Bは損傷度III、損傷なしに相当すると考えられる。

表ー4 損傷度と補修工法の対応表

補修工法 損 傷 度	断 面 修 復	表 面 被 覆
I	損傷しているすべての箇所について行う。	露出している鋼材は前処理で保護した後被覆系Iでコンクリート表面を被覆する。
II	部分的に損傷のある箇所について行う。錆びたインサート等も出来るだけ防錆処理をする。	部分的に露出している鋼材は前処理で保護した後被覆系IIでコンクリート表面を被覆する。
III	—	被覆系IIIでコンクリート表面を被覆する。

4. 連続桁橋の耐荷力算定について

連続桁橋のような不静定構造の場合、静定構造の場合と比較して終局状態において塑性ヒンジの形成が期待でき、モーメントの再分配による構造系全体としての耐力増加が見込める。しかしながら、既設橋の耐荷力を算出する場合は、一般的に詳細な配筋状態が不明確な場合が多いので、現行道示に示されているように断面破壊が構造系全体の破壊と見なす考え方に従うべきである。

5. 照査荷重について

基本的には道路管理者の判断に委ねられるが、現行の荷重体系から算出した断面力と2, ⑥で求めた耐荷力に大きな差がある場合、残存供用年数及び交通実態等を考慮して、以下のような照査荷重を現行荷重に代えて用いることも必要となろう。

土木研究所では、各種の荷重実態調査および信頼性理論に基づいたシミュレーション解析を行い、その照査荷重の算定方法の検討を行っている。^{1), 2)}ここでは、その結果の一部を紹介するので参考とされたい。

現行道示Ⅲ「コンクリート橋編」には、終局荷重作用時の荷重の組合せの一つとして、次のようなものが示されている。

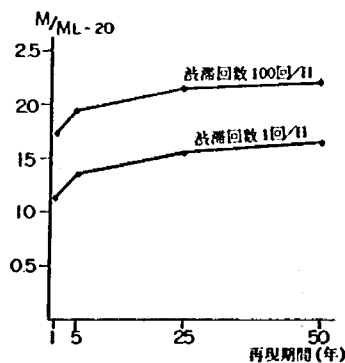
$$P = 1.3D + 2.5(L+I)$$

ここに D ; 死荷重

L ; 活荷重

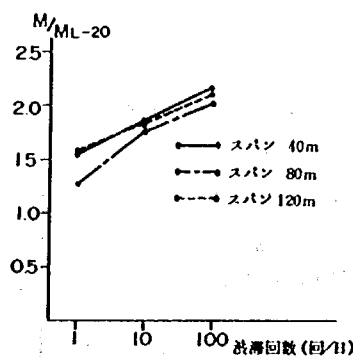
I ; 衝撃

解析では、上式の活荷重係数2.5の値が、残存供用年数、交通渋滞の頻度、大型車交通量、幅員構成等によって、どのように変化するか検討している。解析例を図-2から図-4に示している。



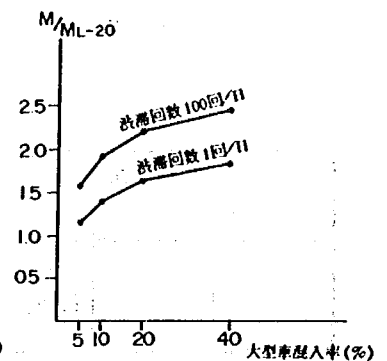
(注1) スパン=80m, 大型車混入率=20%
(注2) M: シミュレーション自動車荷重によって生じる最大曲げモーメント
ML-20: L-20によって生じる最大曲げモーメント

図 - 2



(注1) 再現期間=50年, 大型車混入率=30%
(注2) M: シミュレーション自動車荷重によって生じる最大曲げモーメント
ML-20: L-20によって生じる最大曲げモーメント

図 - 3



(注1) 再現期間=50年, スパン=80m
(注2) M: シミュレーション自動車荷重によって生じる最大曲げモーメント
ML-20: L-20によって生じる最大曲げモーメント

図 - 4

例えば、①今後の供用年数5年未満、②完全渋滞が生じることが予想されない、③夜間大型車混入率5%、④車線数と車道幅員6.0mである橋梁を想定すると、図-2から図-4等に基づいて、上式は次のように書き換えられる。

$$P = 1.3 + 1.49(L+1)$$

(参考文献)

- 1) 佐伯、宮田、佐藤 「既設橋梁の安全性照査に関する一試案」 土木技術資料, Vol. 26, No 12, 1984年12月
- 2) 佐伯、宮田 「既設コンクリート橋の供用に関する一提案」 第15回日本道路会議特定課題論文集

(橋梁研究室)

道-3 トンネル内の漏水防止について

(質問)

トンネルは道路の計画を行う上で避けて通れない構造物の一つであるが、トンネルによっては、かなりの漏水があり長年その対策に取り組んでいるところである。

現在まで、Vカット式、樋式、覆い式等の対策工法で処理しているが、漏水箇所の処理を実施すると他の位置へ漏水が移動するなど処置のあと追いとなっており、その対策に苦慮しているところである。そこで、

- (1) トンネル新設時に、覆工コンクリートの水密性を増すよう混和材料の使用により対処することはできないか。
- (2) 処理工法としてより良い他の方法はないか。
- (3) 処理後の漏水箇所の移動について対策はないか。

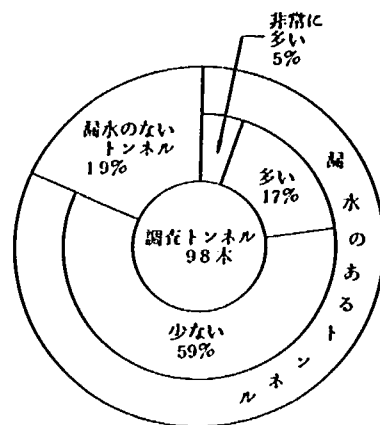
について、教示願いたい。

(北九州国道工事事務所)

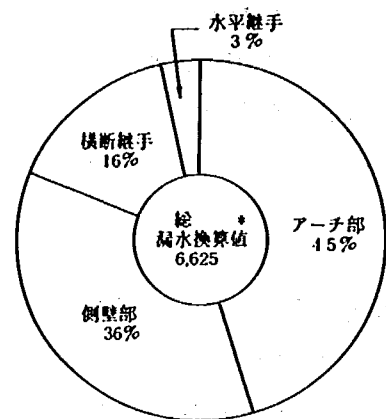
(回答)

トンネルの漏水は、つらら、路面凍結等として交通に支障を与えるほか、トンネル内に設置されている各種設備や覆工の劣化の促進、照明効果の低下等を招き、道路トンネルを維持管理するうえで大きい課題となっている。

漏水の状況は図-1に例示したとおりであり、トンネルの大部分において何らかの漏水が発生している現状である。また、漏水箇所は、トンネルアーチ部が最も多く、側壁部がそれに次いで多い。なお、トンネル内周面積に占めるアーチ部、側壁部の割合が相当多いことを考慮すると、単位面積



(a)漏水発生トンネル



(b)漏水箇所の分布
(*:漏水程度により1～4点の評価をした値)

図ー1 トンネル漏水の実態
(昭和53年度：日本道路公団)

当たりの漏水箇所数としては継手部がさらに多くなると考えられる。

トンネル漏水の防止対策としては、トンネルの新設時に行うことができる。

A-1：覆工コンクリート打設前の排水工、湧水処理工など

A-2：覆工コンクリートの水密化施工

A-3：施工継目の漏水防止工

があり、また、トンネル完成後の漏水処理の方法として

B-1：漏水を止めようとする止水工法

B-2：漏水を導いて排除する導水工法

などがある。以下に、これまでの漏水防止対策の現状と問題点を述べ、最後に今後の望ましいあり方について紹介する。

(1) 新設時の漏水防止対策

1) 覆工背面の湧水処理

山岳トンネル工法の場合、地山からの湧水をトンネルの利用に支障のないように排除し、トンネルに水圧として作用しないようにするのが基本的な考え方である。したがって、漏水防止の原点も、覆工の背面において地山からの湧水を適切に導いて排除することにある。

このために、アーチコンクリートにおいては湧水処理のための防水シート、側壁部には背面排水工がこれまで一般的に用いられてきた。しかし、鋼アーチ支保工の間に施される防水シートは覆工コンクリート打設時のまだ固まらないコンクリートの品質確保を第一の目的としたものであり、このシートによって完全な防水効果を期待することはできない。また、背面排水工に

あっても、その機能を十分に発揮させるためには、設計・施工上の慎重な配慮が必要である。

このように、従来の湧水処理方法には多くの問題が残されており、完全な漏水防止を期待することは極めて困難である。

なお、地山に薬液等を注入して防水する考え方もあるが、湧水を完全に止めることは極めて難しく、また、その区間の湧水を止めてもそれが他の区間にまわる（水みちが変わる）ことが多く全体としての湧水を減じるためには相当に長い区間の薬液注入を必要とし、費用もかかる。

2) コンクリートの水密化

覆工コンクリート自体を密実なものとするためには、果、豆板、コールドジョイント等の欠陥をつくらないように施工上の配慮が大切である。

また、コンクリートの硬化熱の冷却に伴う収縮、乾燥収縮等によるクラックの発生は、水密性を著しく阻害する。これに対するコンクリートの配合として、水セメント比を小さくする、最大粗骨材径を大きくする等の配慮を行うことは、コンクリートの収縮の減少、引張強度の向上等によりクラックの発生を抑制することができる。また、このためには、ワーカビリティを改善するための減水剤や流動化剤の添加が必要である。また、コンクリートの収縮を防ぐために膨張剤を添加することも試みられている。

一方、引張強度を改善するために、鉄筋コンクリート覆工としたり、スチールファイバーを用いたり等の考え方もあるが、経済性から漏水対策だけのために採用された例はほとんどない。

以上のような配慮をすれば、現在生じている覆工面からの漏水の多くは避けることができると考えられる。しかし、トンネル覆工は施工中から完成後においても複雑な荷重を受け、それが原因でクラックが発生することも多く、完全に水密なコンクリートを構築することは極めて難しいのが現状である。

3) 施工継目の漏水防止

アーチコンクリートの打設継目の漏水対策としては、PVC止水板、接着型止水板等が用いられる。止水板の材質・形状および施工方法に細心の注意を払って施工した例では止水板の効果をかなり評価しているが、一般には漏水に対する関心も低く、結果としてその効果が十分に得られていない例が多いようである。

側壁の水平打継目については、幹線のトンネル、湧水の多いトンネルなどの重要なトンネル以外では経済性の理由から省略している例が多い。

(2) 完成後の漏水処理

1) 止水工法

漏水しているクラックに沿ってコンクリート面をVカットして急結モルタル等を充填したり、クラックに樹脂を注入したり、コンクリート表面に防水モルタル等を吹付けまたは塗布したりして漏水を止める方法がある。この方法は、その箇所の漏水を止めることができても、その付

近のクラック、打継目等の弱点に水がまわることが多く；また、経年とともに止水材料のはく離等により機能を失なうことが多い。

2) 導水工法

漏水している箇所に沿って導水する溝を設ける方法であり、次の3つに大別される。

a) 切込目地と不定形材料による方法

漏水箇所をVカットまたは矩形カットし、半割パイプ等を型枠として、セメント系、樹脂系等の不定形材料で充填する方法（図－2(a)）

b) 切込目地と定形材料による方法

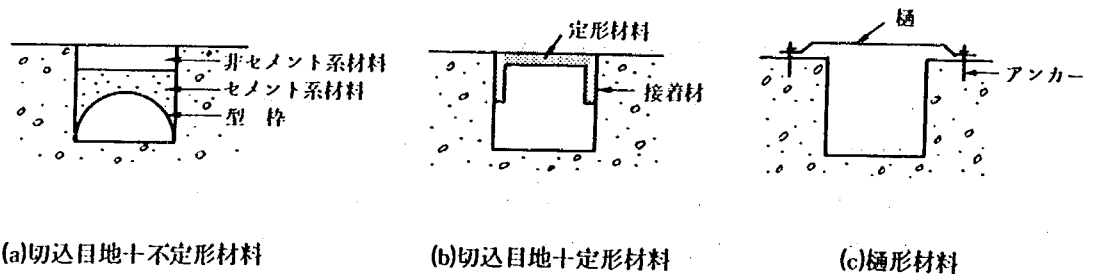
切込目地にゴム等の定形材料をはめ込んで導水路をつくる方法（図－2(b)）

c) 樋状材料を用いる方法

漏水箇所に直接あるいは切込目地を入れたのち、樋形状の材料をあてがう方法（図－2(c)）

d) 止水シート等で覆う方法

硬質のシート、内装板等で覆う方法



(a)切込目地＋不定形材料

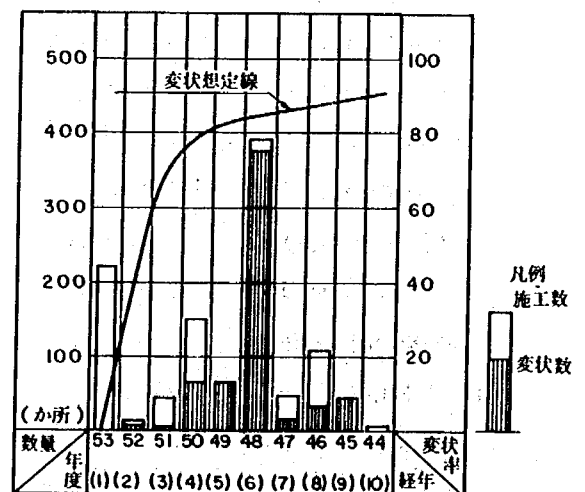
(b)切込目地＋定形材料

(c)樋形材料

図－2 導水工法の分類

a)の方法では、通水断面積が小さいものが多いため遊離石灰や水あかで目詰まりしたり、モルタルがはく離したりして、再び漏水を生じる例が多い。図－3は施工後の経年による変状の発生を調べた例であり、4～5年で80%以上がその効果を失なっている。

b), c)においても、断面積の小さいものは目詰り等により同様の現象が見られているが、a)に比べて一般に断面積が大きく、結果は比較的良好いようで



図－3 Vカット導水工の経年による変状調査例

ある。

3) その他

漏水が著しく多い場合には、地山に集水ボーリングを行ったり、側壁コンクリートの一部をカットしたりして覆工背面排水を行うこともあるが、水みちを探し当てるのが難しい。

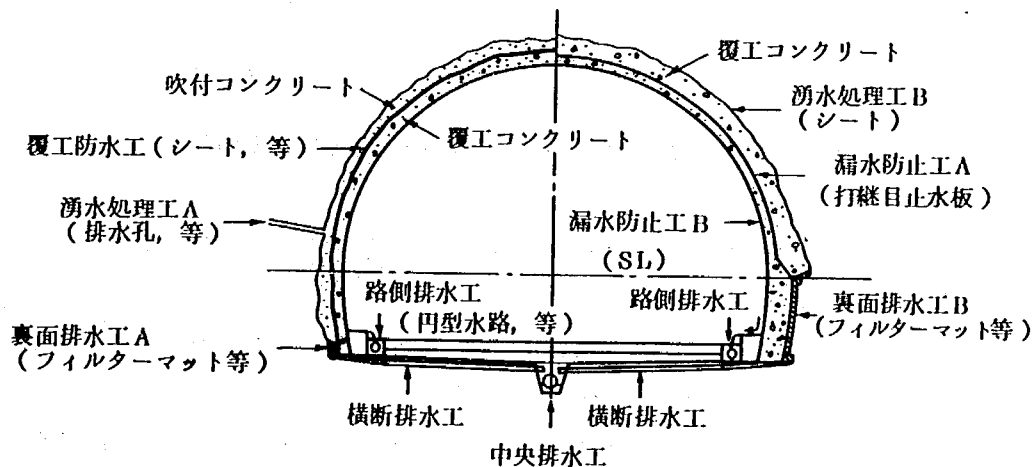
漏水防止のため、覆工背面への裏込め注入や地山への薬液注入を行う場合には、背面排水工の目詰まりや水みちが変わって他の新しい場所での漏水の発生などの問題があり、注意が必要である。

(3) 全面防水工

前記のように、従来の方法では、トンネルの新設時および完成後ともに完全な漏水防止を行うことは極めて困難であるといえよう。これらの問題を抜本的に解決するためにトンネル内面全体を防水シート等で覆う方法（全面防水工）がある。これは、覆工の背面あるいは中間にシート等による防水層を形成する方法である（図-4(a)、写真-1）。

近年、吹付コンクリート、ロックボルトを用いた支保工法（いわゆるNATM）が普及している。この工法では支保の表面が吹付コンクリートによる比較的平滑な仕上り面となっているため、全面防水工が容易に施工できるようになっている。防水材料としてはポリ塩化ビニル、ポリエチレン等の防水シートが多く用いられている。

一方、NATMでは、覆工コンクリートの温度応力によるクラック防止のために吹付コンクリ



(a) NATMにおける全面防水工

(b) 従来の工法における防・排水工

図-4 防・排水工の配置例

ートと覆工の間にアイソレーション（緑切材）を施工することが多い。また、前述したように水みちはトンネルの防水処理のほか、季節や経年によっても変化する。

このため、今後は、NATMの普及と相俟って、湧水のあるトンネルでは、防水とアイソレーションの機能を備えたシートを全線にわたって計画することが望まれる。



写真－1 全面防水工の施工状況

（参考文献）

- 1) 日本トンネル技術協会「山岳トンネルの漏水防止工の設計施工に関する調査研究報告書」
昭和56年3月

（トンネル研究室，トンネル計画官）

道－4 パソコンを使用した道路フォトモンタージュについて

（質 問）

都市計画や橋梁の分野では、その景観を計画段階から視覚的に把握するためにフォトモンタージュの手法が利用されている。

この方法を道路景観（現地形と新設道路との関係）に利用することは、道路新設に伴う地元設計協議に際して地元の理解を得るために有用である。

そこで、近年普及しているパソコンを利用して工事事務所で容易にフォトモンタージュを実施することはできないだろうか。また、一步進んでビデオで撮影した現地形とパソコン上で計算した道路線形、構造を合成して、連続的なフォトモンタージュの実施は可能であろうか、御教示願いたい。

（福岡国道工事事務所）

(回 答)

質問にあるフォトモンタージュとは、現地写真の上にパースの専門家が図面あるいはコンピューターグラフィックスをもとに手書きで仕上げるものを指していると判断されるが、ここではモンタージュ全般について説明する。

表1 モンタージュ材料

1. モンタージュ材料

モンタージュの作成に際しては、背景と背景上に重ね合わせる対象が必要である。背景に現地形を、また重ね合わせる対象として道路を想定すると、現地形及び道路の表現に用いる材料は表1となる。

道 路	背 景
㊶透視図（新規作製）	㊴写 真（既存）
㊷模 型（新規作製）	㊵ビデオ（既存）
㊸写 真（既存）	㊶模 型（新規作製）
	㊷透視図（新規作製）

写真・ビデオは既存の道路・橋梁・法面等を撮影したものであるため、材質感の上で優れている。また、その作成は簡単で費用もさほどかからないところが利点である。しかしながら、新規の構造物を表現することはできない。

一方、透視図・模型は、期間・費用の点では難があるものの、新規の構造物を表現することができ、特に模型は立体感に秀れている。但し、材質感の点に難がある。

2. モンタージュの目的と手法

2.1 モンタージュ手法一覧

道路景観の予測に用い得るモンタージュ手法を表2に整理した。表は予測しようとする景観を視点位置が固定して動かないシーン景観と視点が連続的に変化するシーケンス景観に大きく分類し、それぞれに対応するモンタージュ手法とその特徴をまとめている。

表2で示した手法の詳細については省略するが、地形と道路のモニタージュについては3に述べる。尚、現地形及び合成しようとする道路の写真・ビデオ画面等は、同一の視点及び同一の画角で撮影されたものでなくてはならない。

2.2 モンタージュの目的と精度

モンタージュを作成するにあたっては、それを誰にどのような目的で見せるのかによって、モニタージュに要求される精度が異なる。その要点を示すと次のようになる。

- ・技術者向け；設計のための検討手段として用いる。
検討すべきポイントがわかればよい。
ex 線描透視図、簡易模型等
- ・一般向け；地元住民説明などに用いる。
現実感が要求される。
ex フォトモンタージュ、完成模型等

表 2 モニタージュ手法の特徴一覧

予制する 景観の性格	予制手法	材料 組合せ	長 所	短 所	備 考
シーン景観 (視点固定) ・現実の景観 にはあり得 ない ・連続的な検 討はできな い	①コンピュー ターグラフ イックス	①a線描透視図	④-⑤ ・作成が容易、正確	・材質感がない (面表現が困難)	◎土研コンピューター 利用による実施
		①b面処理透視図	④-⑤ ・面のトーン表示によ り一応材質感を出せ る	・プログラミング複雑 ・作成に時間がかかる	・ほとんど利用されて いない
		①cカラーグラフ イックス	④-⑤ ・グラフィカルな絵が 自在に描ける	・膨大なプログラム、 メモリーが必要、作 成に長時間必要	・米国に作成例あり ・プログラム開発必要
		①aフォトモン タージュ	④ ⑤-⑥ ⑦ ・正確 ・材質感あり	・仕上げに職人芸必要	・最も使われている
	②画像処理	②aクロマキー方 式(画像合成)	④-⑤ ⑥-⑦ ⑧ ・作成容易 ・材質感あり	・画質にやや難あり ・要素の除去ができ ない	◎画像合成装置 ・(テレビ局で頻用)
		②bカラーシミュ レーター(色 彩変換)	④-⑤ ⑥ ・色彩を自由に変換容 易	・色のみの操作しかで きない	・かなり利用されてい る
		②c IPSEN (画素処理)	④-⑤ ・要素の除去、合成自 由	・画質に難がある。ま ったく新しい要素は 作画できない	・プログラム開発必要 (公害研で開発)
シーケンス 景観(視点移 動) ・シーン景観 に比べより 現実に近い	③コンピュー ターグラフ イックス	③a連続透視図	④-⑤ ⑥ ・作成が比較的容易	・24~30枚/secの図が 必要 ・材質感がない	◎現在はほとんど使わ れていない
		③bアニメーシ ョン	④-⑤ ・現実感あり	・作成に膨大な労力必 要 ・立体感に欠ける	・アニメ映画(手書き) あるいはプログラム 開発必要
	④模型・モデ ルスコープ	④aファイバー系	④-⑤ ⑥ ・現実感、立体感あり	・模型作成に手間がか かる ・画質に難がある	・よく使われている
		④bオプティカル 系	④-⑤ ⑥ ・現実感、立体感あり	・模型作成に手間がか かる	・基本模型で省力化 (筑波大学芸術系)

注) ◎現席の上研で、ただちに対応できるもの

このように技術者向けには、材質感等は薄くても検討すべきポイントがわかるもので十分であるのに対し、一般の人には、線描透視図のように材質感の薄いものでは完成時の姿をイメージさせることは難しい。とりわけ地元住民のように周辺の地物を毎日見ている者に対しては、フォトモンタージュのように精度の高いものを説明に用いる方が有効と考えられる。

3. 地形と道路のモンタージュ

地形と道路のモンタージュを作成する場合、地形の改変の程度によってその難易が変わる。以下に、地形改変が軽微な場合と大規模な場合にわけて解説する。

3.1 地形改変が軽微な場合

地形改変が軽微な場合、モンタージュ作成は比較的容易である。以下にその例を示す。

・コンピューターパース（線描透視図）

パソコン等で作成できる。樹木等の細かな材質感の表現力は劣るが、技術者向けには十分と思われる。

データの準備と作画に時間を要する。図1にその例を示す。

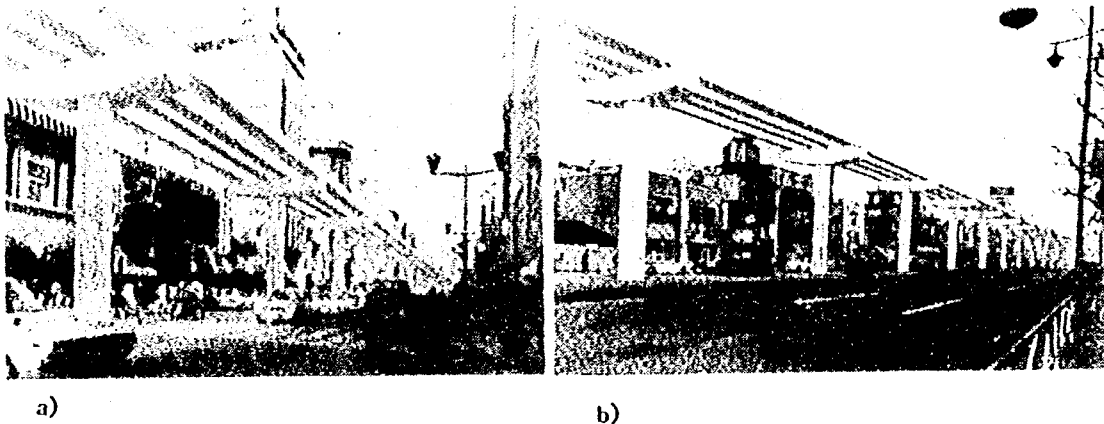


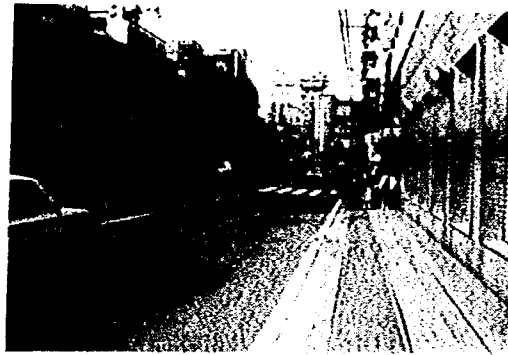
図1 コンピューターパースによる景観予測例
(a) 土木工学大系 13 景観論 彰国社 p110, 図2, 35)
b) 同 p316 図6, 14

・画像合成（クロマキー方式）

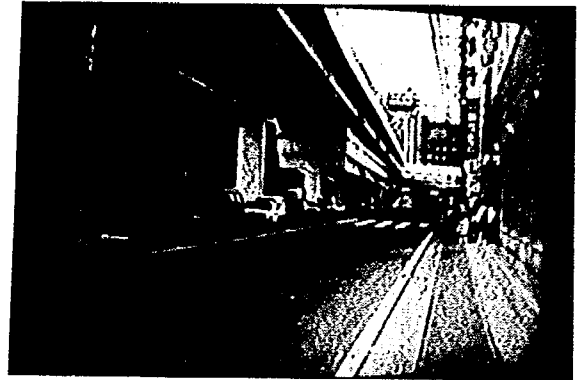
表現しようとする構造物に類似する例がある場合には、画像合成によるモンタージュが簡単である。この手法は、既存の道路や法面の写真を現地形の写真上に合成するものである。この方法は、写真を用いるために材質感のある表現ができ、地元住民説明用にも十分使用できると考

えられる。

その例を図2, 3に示す。



(A) 現況街路



(B) 画像合成図(高架橋導入の例)

図2 画像合成による景観予測例(クロマキー方式による)

3.2 大幅な地形改変を伴う場合

場合

大幅な地形改変を伴う場合のモンタージュ作成は技術的に難しい。3.1で述べた手法は、現地形とのすりつけ部分、あるいは材質感の表現に難がある。以下に例を示す。

・コンピューターパース

(線描透視図)

材質感は薄いが、技術者

が検討用に用いるには十分である。その例を図4に示す。

・フォトモンタージュ

地形改変が大きな場合、地元住民などへの説明に用いられているモンタージュは、今のところフォトモンタージュで作られたものが大部分である。多額の費用を要するものの現実感があり、また説得力がある。その例を図5に示す。



図3 画像合成による景観予測例(法面の例)

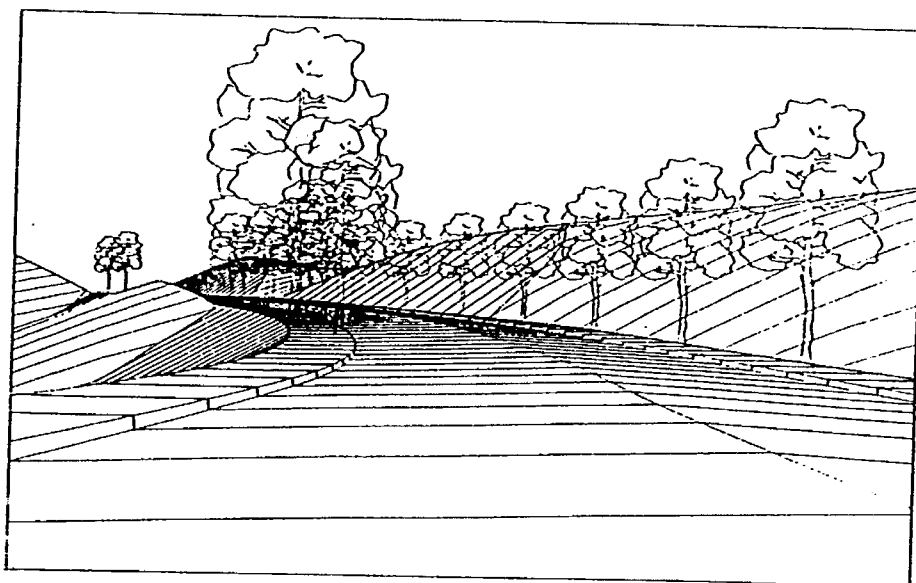
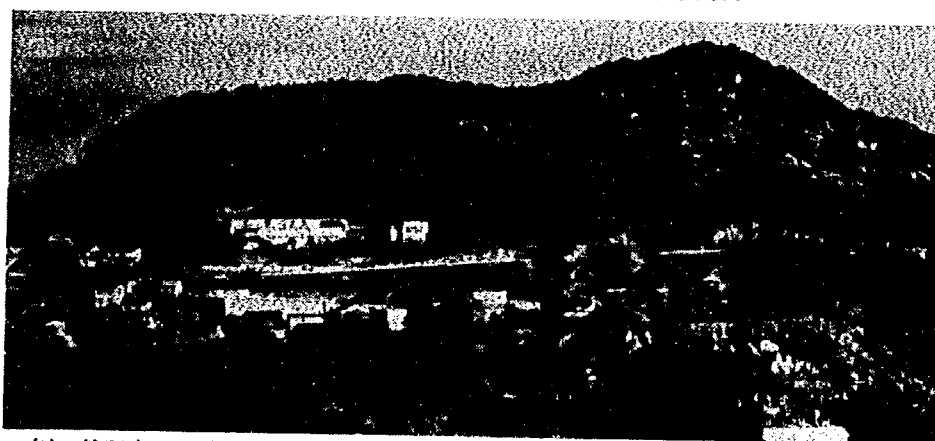
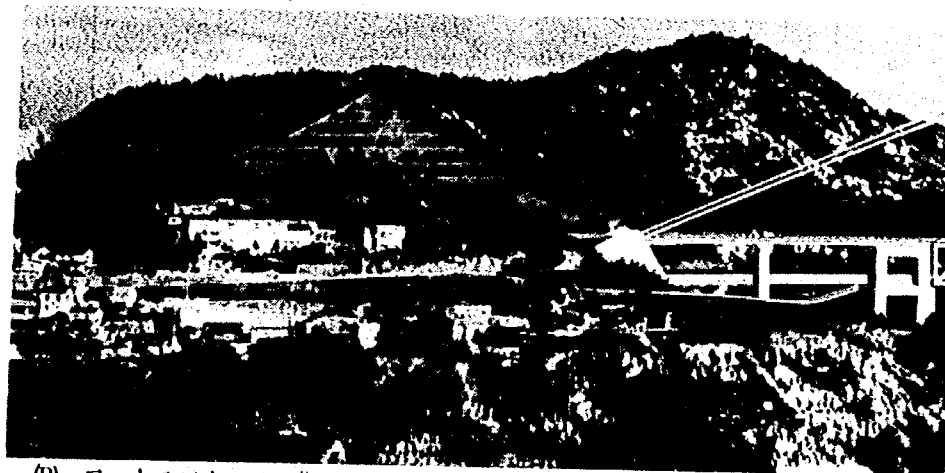


図4 コンピューターパスによる道路景観予測例



(A) 鷲羽山・現況写真



(B) フォトモンタージュ作成図(法面と橋梁の例)

図5 フォトモンタージュによる景観予測例

4. 連続的なモンタージュ

道路と地形の連続的なモンタージュを作成することは可能であるが、一般に多額の費用と時間を要するため、手軽に用いることはできない。以下にその概略を述べる。

- 連続透視図

図6にその例を示した。作成は比較的容易であるが、24~30枚/secと多くの図を必要とするため、多額の費用と時間を要する。材質感の表現は劣る。

- アニメーション

手書きのものと完全にコンピューターで描くものがある。どちらも膨大な労力と費用を要し、今のところ実用的ではない。

- 模型・モデル스코ープ

連続的な景観を予測しようとする場合、今のところ最も有効な手段である。模型を作成し、それをモデル스코ープを介してビデオ撮影するもので、現実感、立体感に秀れている。ファイバー系とオプティカル系があるが、オプティカル系の方が画質の点で秀れている。

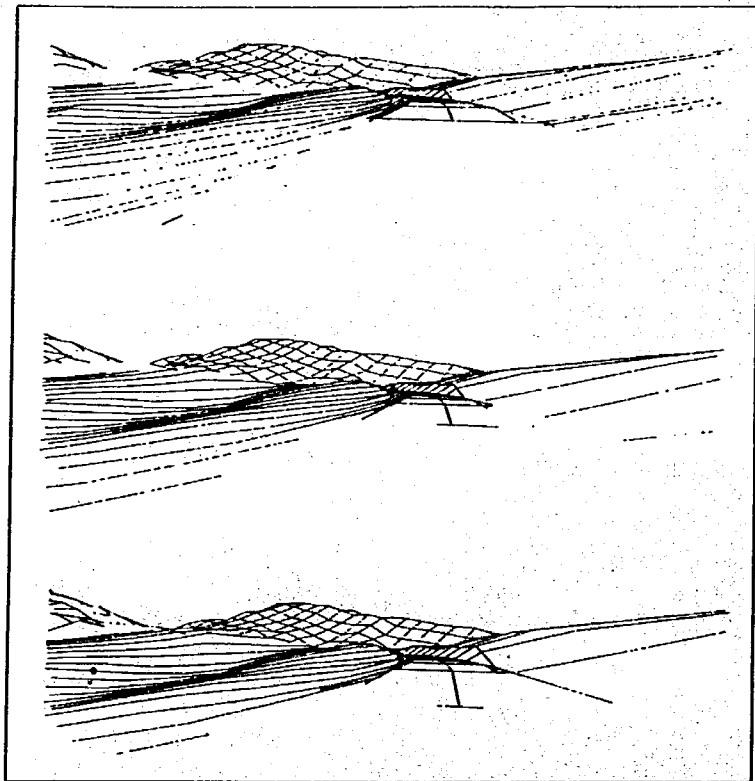


図6 連続透視図による道路シーケンス景観予測例
(東京大学土木工学科八十島研究室「周辺地形を含んだ連続透視図の作成」1972)

以上、幾つかの手法について簡単に説明した。今のところパソコンで可能なモンタージュは、地形改変の軽微な道路を線描透視図で描く程度のものであると思われる。地元住民の説明に用いるような現実感のあるモンタージュの作成は、現在のパソコンの能力からいって困難と考えられる。

(参考文献)

- (1) 日本道路公団, (財) 高速道路調査会: 道路建設が自然景観におよぼす影響調査報告書, 昭和54年2月
- (2) 日本道路公団, (財) 高速道路調査会: 道路建設が自然景観におよぼす影響調査報告書(その2) 昭和55年2月
- (3) (財) 首都高速道路厚生会: 景観を考慮した都市高速道路の設計に関する調査研究, 昭和56年3月
- (4) 篠原修: 土木景観計画, 新大系土木工学59, 技報堂, 昭和57年
- (5) 建設省土木研究所, 新交通研究室: 土木研究所資料 第2064号, 新交通システムの景観計画調査, 昭和59年3月
- (6) 熊谷洋一: 景観予測技法としてのカラービデオシステムの実用化: 造園雑誌, Vol. 47, No. 5, 昭和59年
- (7) 銭谷善信, 中北覚司: マイコンを用いた都市景観表示手法の一研究, 土木計画学研究, 講演集 No. 7, 昭和60年1月
- (8) 安岡善文: 画像情報による環境の評価 Compuser. No. 5
- (9) 小柳武和: 景観論, 土木工学大系 13, (第6章), 彰国社, 昭和52年

(緑化研究室)

道－5 舗装廃材の再生利用（路上表層再生工法）について

（質問）

最近、舗装の再生利用による維持修繕工法が廃材の処分地問題の解決、省資源、省エネルギーによる観点から注目されています。

舗装の再生利用にはいくつかの方法がありますが、九州地域では、再生プラントの数が少ないこと、流動によるわだち堀れが多いことから路上表層再生工法が適しているように思われます。従って路上表層再生工法の動向について下記の点を中心に教示願いたい。

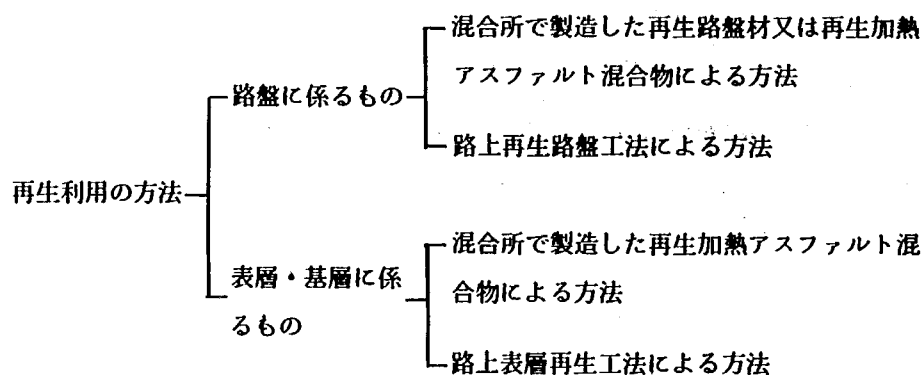
- ① 路上表層再生工法の動向
- ② 再生用添加剤の種類と使用量について
- ③ 再生層厚さについて

（九州技術事務所）

（回答）

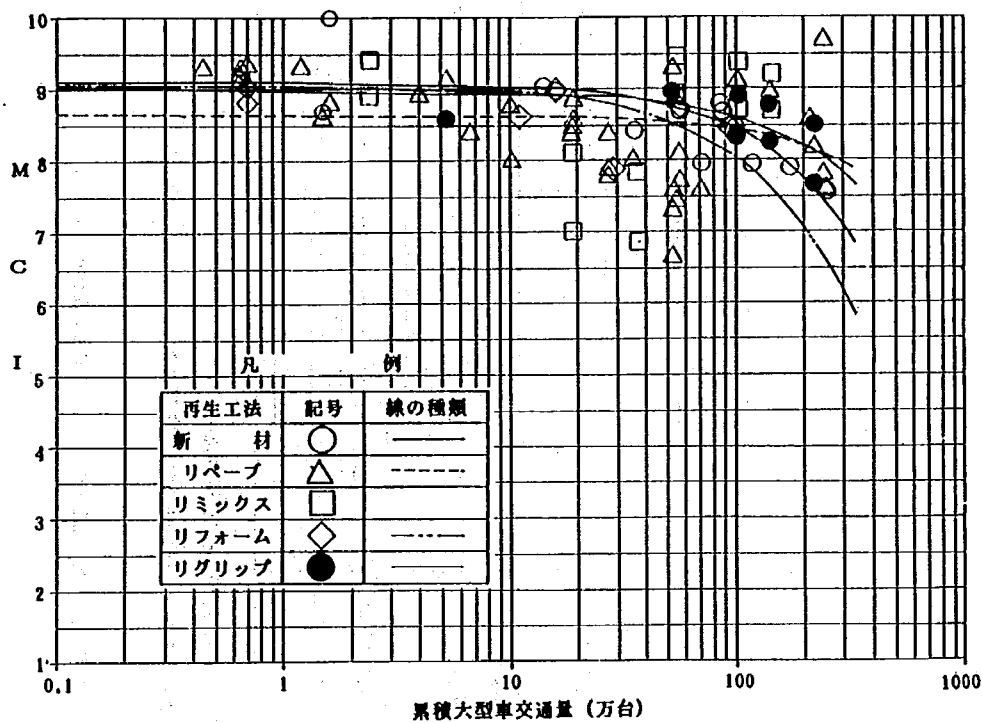
I. 路上表層再生工法の動向

舗装廃材の再生工法方法には、発生した舗装廃材を混合所に持込み、所要の品質に再生使用する方法と破損した既設路面をそのまま現場で再生利用する方法がある。



（注）簡易な舗装の表層・基層に係るものには、この他混合所で再生常温アスファルト混合物を製造して利用する方法や可搬式の簡易な装置を利用した現場再生方式等がある。

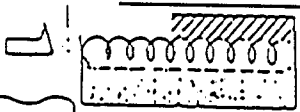
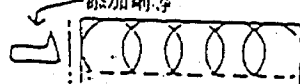
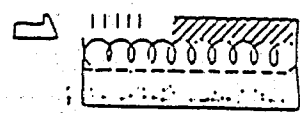
このうち、路上表層再生工法は、主として既設アスファルト舗装の表層を対象に加熱、かきほぐし、敷均し、締固め等の作業を行いその形状や品質を改善し再生する工法である。本工法は、舗装廃材を現位置でそのまま再生利用でき処分地問題の解決、省資源に寄与するという利点に加えて新規混合物の使用量が少なく経済的である、施工管理が容易である等従来の工法にはない特徴をもった新しい工法として研究開発が始められた。現在試験施工の段階とはいえ58年度全国



図一 5 累積大型車交通量とMCIの関係（一般地域）

で189万 m^3 の実績がある。本工法は、既設舗装の破損の程度によって形状のみを改善すればよい場合（構造的破損がほとんど進行していない場合）と形状のみならず品質の改善が必要な場合（構造的破損がある程度進行している場合）と大きく2つに分けることができる。前者のように路面性状の改善を目的とするものにはリフォーム方式、リペーブ方式が含まれ、後者のように品質改善を目的とするものにはリミックス方式、リペーブ（Ⅱ）方式が含まれる。これらの分類を整理したのが下表である。（表一1）

表 - 1 路上表層再生工法の分類

目 的	タイプ	施 工 内 容	工 程	断 面	備 考
既設舗装の形状を改善する	整形 I	添加剤、骨材、アスファルト混合物等を用いず、既設舗装の形状を整える。	加熱 → かきほぐし → 攪拌、数均し → 整形 → 締め固め		リフォーム方式
	整形 II	整形 I の工程で、転圧前に別途アスファルト混合物を数均し、同時転圧する。	加熱 → かきほぐし → 攪拌、数均し → 整形 → アスファルト混合物の数均し → 締め固め		リベープ (I) 方式
既設舗装の品質及び形状を改善する	改質 I	かき起こした既設舗装に、添加剤、骨材及びアスファルト混合物を品質改善等のため単独、又は二種類以上混合し、形状をも整える。	加熱 → かきほぐし → 添加剤等の混合 → 数均し → 締め固め		リミックス方式
	改質 II	改質 I の工程で、転圧前に別途アスファルト混合物を数均し、同時転圧する。	加熱 → かきほぐし → 添加剤等の混合 → 数均し → アスファルト混合物の数均し → 締め固め		リベープ (II) 方式

〔注 1〕 各タイプとも上記施工内容の他に、チップ材を路面強化、すべり抵抗性の改善等の目的で散布し、同時転圧する方法もある。

〔注 2〕 添加剤を混合する場合、添加剤を路上に散布し、路上表層再生機の攪拌、数均し装置で混合作業を行う方法もあるが、同装置の混合能力がミキサと同程度とみれば、この方法も上記分類に含めるものとする。

〔注 3〕 再生用路面ヒータ、路上表層再生機の形状の違いや、通常のアスファルトフィニッシャ等の併用により、各分類ごとにいくつかの機械構成が考えられる。

〔注 4〕 アスファルト混合物を形状改善の目的で補足的に用いる場合は整形 I タイプとする。

〔注 5〕 ここでいう路上表層再生工法とは、加熱タイプのものをいい、常温タイプのものは含まないものとする。

路上表層再生工法による舗装修繕後の供用性に関し建設省が57年度から3年間技術研究会の指定課題として取り上げ実施した試験舗装の追跡調査をもとにMCIと累積大型車交通量との関係をみたのが図-5である。100万台通過時点でみると新材の平均が8.4(一般), 6.7(雪寒), 再生材の平均は, 8.4(一般), 7.6(雪寒)で, 一般地域では同程度だが雪寒地域では再生材の方が新材よりよい性状を示している。特にリベープ, リミックスでは安定した供用性状を示している。今回の試験舗装では, 既設舗装の性状, 配合設計の方法等にかんがりのばらつきがあったことを考えれば, 既設舗装の性状把握, 配合設計等の対応を適切に行えば新材に近い評価が可能である。しかしながら, 再生アスファルトの性状等明らかに新材と異なる性状もあるので, この点を含めて, 今後は再生材からなる再生層の長期的な耐久性の評価をどのように行うかが課題である。

また, 既設舗装の破損レベルに応じた本工法の適用範囲を通常の維持修繕工法との対比のもとで明確にしていく必要がある。

II. 品質改善用添加剤の種類と使用量について

路上表層再生工法を適用しようとする既設舗装の表層混合物が劣化していたり, アスファルト量が多すぎたりして所要の性状を満たしていない場合に, これら既設表層の品質を現位置で最ましいと考えられる性状を持つ混合物に再生することが求められる。このような場合に適用されるのがリミックス, リベープⅡといったような品質改善タイプの路上表層再生工法である。実際の適用にあたっては, 既設舗装の状態によって様々な種類の添加剤が用いられる。既設路面が老化, ひびわれしている場合は再生用添加剤, 流動やわだち掘れの場合は再生用硬化剤, また摩耗等によって, 既設アスファルト混合物のアスファルトや骨材が不足している場合は新しいアスファルトや骨材を添加する。

これら添加剤を用いる場合の配合設計は, 基本的には舗装廃材再生利用技術指針案(日本道路協会 昭和59年)に示された手法に準拠して行われているが, 再生用硬化剤を用いる場合は, 余剰アスファルト量から添加量を決定する方法や, 直接混合物に再生用硬化剤を添加し, マーシャル試験およびホイールトラッキング試験によって添加量を決定する方法がある。

添加剤の品質規格としては, まだ統一されたものはないが, 再生用添加剤については以下のような混合所で使用されるものについての規格が参考となるであろう。

添加剤の使用量は適正な配合設計のもとで定められるが, 既設舗装の状態, 目標とする混合物の性状によって違ってくる。一般的に使用されている量としては, 再生用添加剤で10%程度, 再生用硬化剤で3~6%である。

表－２ 再生用添加剤の品質

項 目	試 験 法	品 質
動 粘 度 (60℃ C) cSt	JIS K 2283	80～1,000
引 火 点 °C	JIS K 2265	230 以上
薄膜加熱後の粘度比 (60℃)	JIS K 2283	2 以下
薄膜加熱質量変化率 %	JIS K 2207	±3 以下
比 重	JIS K 2249	報 告
組 成 分 析	付 録 － 2	報 告

Ⅲ．再生層の厚さ

再生層の厚さは施工機械のかきほぐし能力、かきほぐされた混合物の混合、転圧温度の確保という観点から制限される。施工機械の能力では50%程度まで可能であるが、実績としてはかきほぐされた混合物の温度および施工速度等からみて、最小10%～15%、最大30%～40%の範囲で行われている。ただし今後の施工機械の改善、施工にかかわる技術開発によってより厚い再生層の施工が可能になることは十分期待できるであろう。

（参考文献）

- 1) 舗装廃材再生利用技術指針案，昭和59年7月，日本道路協会
- 2) 舗装廃材の再生利用に関する研究，第38回建設省技術研究会道路部門指定課題論文集，昭和59年11月

（舗装研究室）

道－6 土砂流出及び落石防護対策工の設計について

（質 問）

国道220号沿いのある区間において道路上の斜面から年間数回の落石と数十回の土砂流出が発生し、過去に高さ100mの位置から落石（1t）及び崩落土（50～3,000m³）が生じている。このような箇所における対策としての落石防止壁や洞門工の設計の考え方について教示願いたい。

- 1) 崩土流出防止対策の必要空間幅について図－1のように落石防止壁を設ければ、「落石対策便覧」（日本道路協会，昭和58年，以下「便覧」と呼ぶ）の落石危険度判定（第二次判定）によって，道路への到達はないとしてよいのか。
- 2) 洞門工頂版の上部を斜面と同勾配にすれば，崩土はその上を滑って落ちるため崩土の衝

撃力は便覧の式より小さいと考えてよい。又、模型実験等によって斜面を滑動する土が構造物に与える外力を測定した例はない。

- 3) 大規模な崩落土の発生時は他の箇所も崩落し交通不能となり、又、大規模落石、崩落土は10年に1回程度発生するのみであるから、洞門工の基礎の支持力の安全率を1.0(極限支持力)で設計できないか。

(大隅工事事務所)

(回答)

1. 崩土流出防止対策の必要空間幅について

崩土については不明な点が多いため、「便覧」では落石防止壁の背後のポケットの必要幅について特に規定していない。

質問の場所についてごく単純に計算をしてみると次のようになる。崩壊土砂が極めて静かに落ちてきて図-2のように水平に堆積すると仮定する。擁壁背後の斜面部分の断面積は 12.4 m^2 となり、道路延長方向にたとえば 100 m の幅にわたって崩土が堆積するとすると、そのときの体積は $1,240\text{ m}^3$ であり、予想崩落土の体積の最大値 $3,000\text{ m}^3$ の半分以上ですから、土砂は道路に出てくることになる。

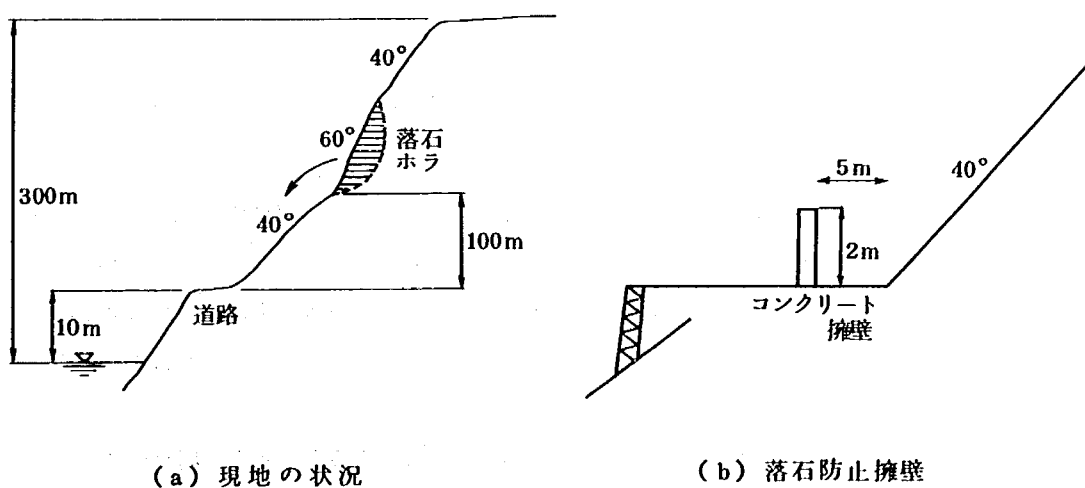
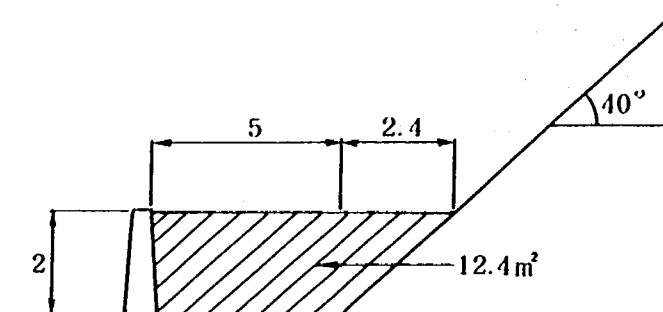
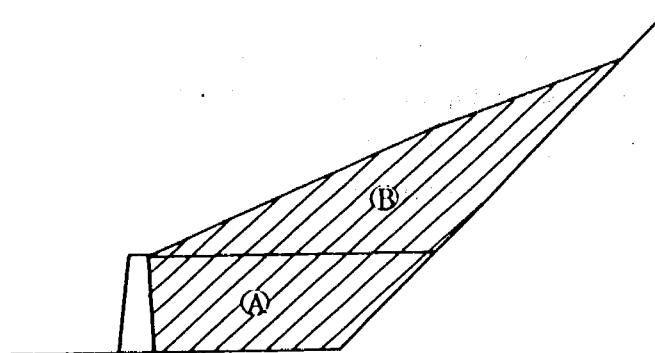


図-1 現地の状況及び落石防止擁壁



図－２ 崩土が水平に堆積した状況



図－３ 実際の崩土の堆積状況

したがって $3,000 \text{ m}^3$ の崩土が幅 100 m にわたって落ちてくると想定すれば図－１のような擁壁では空間が不足することになる。現実には崩土が動くものであることをここでは考えていないが、それでも対処できないことを意味する。現実には、崩土は水平に堆積せずに図－３のように堆積するであろうが、その一方大崩壊に先立ってポケットに土がたまっていることもあるであろうから、図－３の(B)の部分は余裕として計算から除外した。

以上の計算はごく単純な計算であり、実際にきちんと設計しようとすると、崩土の体積、落下高さ、崩土を構成する土の粘性、斜面の傾斜角、斜面の状況等を考慮して設計しなければならないが、今のところ残念ながらこのような項目を考慮して設計する方法を提示することはできない。

2. 崩土の外力（衝撃力）について

便覧では、壁面に作用する崩土の衝撃力の算定式として以下の式(1)が提案されている (p.236)。

$$P = \frac{\gamma}{g} A \cdot v^2 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、P：壁面に作用する衝撃力(t)

γ ：崩土の単位体積重量(t/m³)

g：重量加速度(9.8 m/sec²)

A：壁面に対する崩土の作用投影面積

v：崩土の衝突速度

崩土の衝突方向と壁面がなす角を α とすれば、式1は元来、崩土の衝突角 α を考慮して式2で表わされる。

$$P = \frac{\gamma}{g} A \cdot v^2 \cdot \sin^2 \alpha \quad \dots\dots\dots (2)$$

ところで式1において $\sin \alpha = 1$ が採用されているのは大き目の値を与える(設計上は安全側)ことを考慮して直角に衝突するつまり $\alpha = 90^\circ$ としているからである。したがって、崩土の衝突角が小さくなれば衝撃力を小さく見積ることは原理的には妥当である。

スノーシェッドの設計における雪崩の衝撃力の算定においては、質問の主旨と同様な考え方を採用している。つまり、スノーシェッドの屋根こう配が斜面勾配にほぼ等しければ、衝撃力は考えなくてよいとしている。ただし、極端に斜面勾配が急な場合、衝撃力は考慮しなければならない。一般的には、屋根勾配を α_1 、斜面勾配を α_2 とした場合の衝撃力の算定式として以下の式(3)を提案している。

$$P = K \cdot \frac{\gamma}{g} v^2 \sin^2(\alpha_2 - \alpha_1) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、K：流れのタイプにより異なる定数(=1もしくは2) また、 α_1 と α_2 の僅かな差は、積雪によりカバーされるので、 $\alpha_2 - \alpha_1 < 20^\circ$ の場合には衝撃力を考慮しなくて良いとしている(新防雪工学ハンドブック、森北出版、昭和52年、p.214)。

崩土の衝撃力に関しては、どのような条件が満たされれば衝撃力を式1により算定される値より小さく見積ることができるか、もしくは、無視することができるかについては明らかではないが、上記のような雪崩の分野での考え方を参考にすることも可能であろう。

スノーシェッドの設計では、もし雪崩の衝撃力が無視できる場合には、雪崩に関する荷重としては、以下に示す2つの力のみを考慮している(新防雪工学ハンドブック、p.213)。

$$\left. \begin{aligned} q_a &= \gamma_a \cdot h_2 \text{ (t/m}^2\text{)} \\ q_a' &= \mu \cdot q_a \text{ (t/m}^2\text{)} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 q_a ：雪崩の沿直荷重

q_a' ：雪崩の水平荷重

γ_a ：雪崩の見かけ密度

h_2 : スノーシェットの屋根上を通過する時の鉛直方向流雪深 (m) なお,

$$h_2 = h_1 \sqrt{\sin \alpha_2 / \sin \alpha_1}$$

h_1 : 発生地における雪崩の沿直方向の層厚 (m)

α_1 : スノーシェットの屋根勾配

α_2 : スノーシェットから発生区までの平均勾配

μ : 雪崩の動摩擦係数

次に崩土の衝撃力に関する実験的な検討例としては、中堤・谷(「崩落土の衝撃力に関する実験的研究」, 土木学会論文報告集, 第325号, 昭和57年, pp・119~127)および仲野・右近(「砂質崩土が擁壁に及ぼす衝撃力に関する実験」, 土木技術資料, Vol. 26, No 12, 昭和59年, pp・10~15)がある。

中堤・谷は、自由落下する崩落土による衝撃力を静的荷重としてどの程度評価すべきかを検討するために、布製の荷重袋に沿玉等の荷重粒子を入れて落下させ衝撃力を測定した。

衝撃実験の結果、衝撃力を荷重の重量および自由落下高さの関数として以下の式(5)を提案している。

$$P = \alpha W^{0.6} H^{0.5} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 P : 衝撃力 (t)

W : 崩土の重量 (t)

H : 崩土の自由落下高さ (m)

α : 係数、ただし、クッション材がない場合 = 1.4

クッション材がある場合 = 5

一方、仲野・右近は、斜面上を流下する崩土が待受け式擁壁に及ぼす衝撃力を検討するために、 1.0 m^3 の砂を 30° 、 40° および 50° の斜面を流下させ待受け式擁壁に埋込まれた土圧計により衝撃力を測定した。その結果、雪崩における衝撃力の式(2)と同様な式(6)を提案している。

$$P = \frac{I}{g} \cdot A \cdot v^2 \cdot \sin^2 \alpha \dots\dots\dots (6)$$

ただし、崩土の衝突方向と壁面がなす角 α は、最大衝撃圧が発生する時点ではほぼ 90° に等しいという実験時の観察結果から $\alpha=90^\circ$ つまり $\sin \alpha=1$ として解析を進めている。

以上のような提案式は、非常に限られた実験条件のみから導かれたものであり、現場段階において適用性が確認されたものではないことに注意を要する。これらを参考とする場合には、実験条件と現場条件を比較した上である程度の安全率を考慮した上で参考とすることが必要である。

3. 洞門工基礎杭の安全率について

「便覧」においては、洞門工本体のための荷重の組合せ及び許容応力度の考え方が記述されているが、洞門工を支える基礎の設計法については言及されていない。本体について道路橋の場合

に準ずるようになってから、基礎についてもまずそれに準ずることが不合理かどうかを検討すればよい。道路橋の場合、例えば、直接基礎の鉛直支持力に対しては所要安全率を常時3、地震安全率を2としている。安全率は、設計計算原理、想定荷重、地盤条件等の不確定性や安全率に対応する被災程度をカバーするものとして導入されたものであり、洞門工の場合にも例外ではないと考えられる。

洞門工は、落石や崩土対策として建設される最も本格的な構造物であり、建設箇所設計上想定される大規模な崩壊に対して一応の機能を果たすべく耐えることがその使命であると考えられる。仮に外荷重が想定されたレベル以上のものであって洞門工が被災した場合、本体工の復旧に対して一般に基礎工の復旧はより困難であり道路交通に与える影響も長期間にわたるものと考えられる。したがって、このような場合、本体工の安全度より基礎工の安全度が低いことは望ましくないと考えられる。

これらのことから、崩土・落石を異常時荷重と考えて基礎工の安全率は2程度以上は確保することが望ましく、これにより設計荷重に対して生ずる被災の程度は許容されるレベル以下に抑えられるものと考えられる。

(動土質研究室、急傾斜地崩壊研究室)

道一 7 路面性状自動測定装置の開発について

(質問要旨)

昭和58年12月20日公募の建設技術評価制度に係る「路面性状自動測定装置の開発」において、開発の進捗状況及び測定方法についてお伺いしたい。

(九州技術事務所)

(回答)

1. 建設技術評価制度の概要

建設技術評価制度とは、国のニーズに基づいて決定された開発課題について、民間等で開発された建設技術に対し、その機能および性能、適応性、安全性等について開発目標に照らして適正に評価し、その結果を公表することによって新技術の普及を図るとともに、民間等における研究開発の一層の促進に資することを目標として昭和53年度に創設された制度である。

昭和59年度「路面性状自動測定装置の開発」が、開発課題のひとつとしてとりあげられ、昭和58年12月20日官報告示から始まりその後、開発会社の申請、建設省内の評価委員会等における技術評価、評価試験等を経て昭和60年8月2日付で、建設大臣より開発会社に対し評価書が交付された。

2. 開発目標

対象となる路面性状の測定は、わだち掘れ、縦断凹凸およびひび割れの三項目とし、測定精度の他、迅速性、安全性について開発目標を設定した。その内容は次の通りである。

① 迅速な測定およびデータ処理が可能であること。

わだち掘れ、縦断凹凸の測定にあたっては、通状の車両の走行速度で計測可能なものであること。ただし、ひび割れの測定にあたっては、速度10km/h程度以上で走行が可能なものであること。

② 道路管理上、必要な精度を有していること。

わだち掘れ量は、横断プロファイルメータに対し、個々の値が±3mm以内の精度であること。

縦断凹凸量は、アスファルト舗装要綱の路面の平坦性測定法に示す縦断プロファイルメータを用いた標準偏差に対し±30%以内の精度であること。

ひび割れはクラック幅1mm以上が認識できること。

③ 安全性が高く、経済性にも優れたものであること。自走式で測定時の安全性が高く、従来方法に比較して道路交通、沿道住民などに、影響を与えないものであること。

これらの開発目標に対し、5グループ、8機種の申請が提出された。

○国際航業株式会社

○株式会社小松製作所、日産化学工業株式会社

○東京道路エンジニア株式会社

○名古屋電機工業株式会社

○株式会社パスコ、谷藤機械工業株式会社、株式会社ナック

3. 測定方法

申請のあった測定装置は各機種とも、高性能計測器材の組み合わせで作られているという点では共通であるが、その測定方法は以下のとおりである。

ひび割れの測定は、路面に照明をあて所定の明るさで写真または、ビデオに連続撮影し、室内に持ち帰って再生したものからひび割れを読み取る方法がとられている。

縦断凹凸の測定は、接触型と非接触型に大別でき、加速度計やレーザー光線を利用している。

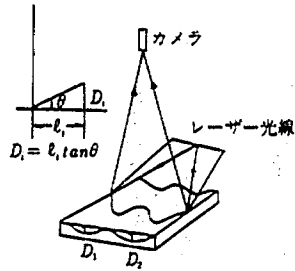
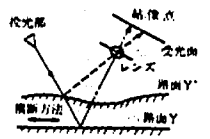
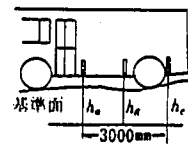
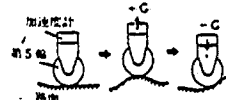
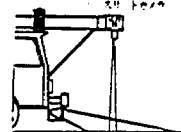
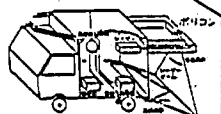
わだち掘れは、線状あるいは点状の光を路面に投影する光切断法を応用しており、やはり多くの機種がレーザー光線を利用している。

今回開発された各グループの路面性状自動測定装置の概要を表-1に示す。

4. 測定精度

ひび割れ、縦断凹凸、わだち掘れの3項目についての従来から用いられている測定方法はそれぞれ、スケッチ法、3m縦断プロファイルメータ、横断プロファイルメータによるものであるが、

表-1 路面性状自動測定装置の概要

項目	国際航業株式会社	株式会社小松製作所 日濃化学工業株式会社	松式会社バスコ 谷藤機械工業株式会社 株式会社ナック	東京道路エンジニア株式会社	名古屋電気工業株式会社
わ だ ち 掘 れ	走行しながら、路面横断方向にレーザー光線を照射し、これを固体素子テレビカメラで撮影することにより、路面の横断形状を測定するものである。 	走行しながら路面横断方向に直線の暗映像を投影し、これをカメラで撮影することにより路面の横断形状を測定するものである。 (原理は左に同じ)	 走行しながら路面横断方向に多数の光帯を投光し、これを固体素子テレビカメラで撮影することにより路面の横断形状を測定するものである。	走行しながら路面横断方向に多数の光帯を投光し、これをテレビカメラで撮影することにより路面の横断形状を測定するものである。	
縦 断 凹 凸	走行しながら車両に取り付けたレーザ変位計を用いて路面との距離を計測することにより路面の縦断凹凸を測定するものである。  $\text{縦断凹凸量}(d) = h_3 - \frac{h_1 + h_2}{2}$ $\text{平均性}(\sigma) = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (d_i - d)^2}$		走行しながら車両に取り付けた加速度計とわだち掘れ自動測定装置の一部を用いて路面との距離を計測することにより路面の縦断凹凸を測定するものである。	走行しながら第5輪に取り付けた加速度計を用いて路面との距離を計測することにより路面の縦断凹凸を測定するものである。 	
ひ び わ れ	走行しながら照明用ハロゲンランプとスリットカメラを用いて路面を撮影することにより、路面のひびわれを連続測定するものである。 	走行しながらレーザー光線を照射し、特殊ビデオを用いて路面を撮影することにより、路面のひびわれを連続測定するものである。 	国際航業株式会社		走行しながら照明用ストロボフラッシュとスチールカメラを用いて路面を撮影することにより、路面のひびわれを連続測定するものである。

この従来の方法においても、誤差や計測機の特徴があらわれる。そこで開発機器の性能試験に当っては前述したように、基準値に対してある範囲を設定し、評価はその範囲に収まっているかどうかの判断によった。

尚、性能試験方法は、ひび割れ及び縦断凹凸量については土木研究所構内に試験箇所を設け、わだち掘れについては、路面に厚さ既知の木板をはりつけて行った。

各測定項目について試験結果を次に示す。

I, ひび割れ

全ての機種において 1 mm 以上のひび割れを認識できることが確認された。

II, 縦断凹凸量

試験結果は、+側 2.65%, -側 3.20% の範囲で計測可能であり全機種、全回数の中で $\pm 3.0\%$ を満たさないものは、2 データだけでしかも微少であるため全ての機種が満足していると認められた。

III, わだち掘れ量

基準範囲に対して、+側 1.7 mm, -側 3.1 mm で ± 3 mm で結果が得られ、1 データだけ - 3.1 mm というデータがあったが微少であるため、全ての機種について満足していると認められた。

5. 運用について

各機種とも電子計測機器等の導入により、データの処理は可能な限り自動化されており、短時間で様々な形態のデータ整理が可能であると考えられる。従って発注の際に出力形式等を明記すれば思い通りの形式で納入が可能である。

また、迅速性、安全性、経済性についても人手に頼る従来の方法に対して大きく改善されており、今後路面性状データ収集の効率化に大きく寄与するものと期待されている。

(参考文献)

- 1) 供用中の調査, 深沢 淳志, アスファルト No 144 (S 60 年 8 月)
- 2) 路面性状の自動測定, 深沢 淳志, 舗装, 1985, 8
- 3) 評価書, 建技評第 84401 ~ 84405 号 「路面性状自動測定装置の開発」
建設省 (S 60 年 8 月)

(舗装研究室)

道一 8 舗装の構造設計に関する検討について

(質問)

通常のアスファルト舗装は、 T_A -CBR法で構造設計を行っているが、路床の設計CBRがある程度確保できていても、路体部が軟弱な場合には十分な支持力が得られないことがある。そのような箇所に対応する設計方法として T_A -CBR法ではなく、たわみによる設計方法は考えられないか教示願います。

(九州技術事務所)

(回答)

アスファルト舗装の設計方法には、過去の研究結果まで含めると、経験的なものから純理論的なものまで様々であるが、設計方法として次の2点を的確に把握することが必要となっている。

①路床土の強度(支持力)

②路盤やアスファルト混合物層に用いられる、材料の特性

アスファルト舗装要綱に示される T_A -CBR法は、路床土の支持力をCBR試験で、また各層の材料特性を等値換算係数で評価している。質問者の言うたわみによる設計方法は、路床土の支持力および材料の特性を、たわみによって把握しようとするものと考えられる。

たわみによる舗装の設計については、バーミスター(Burmister)が路面におけるたわみ量を5mm以内に抑えるという設計基準を提案している。しかし、この提案については、今後の検討を要するという指摘がなされており、それ以後たわみによる設計方法は進歩を示していない。また、実際の新設舗装のベンケルマンたわみ量が、1mm前後であることを考えると、この基準値はかなり大きく実用的ではない。

簡易舗装要綱には、たわみ量によって舗装の厚さを決定する図が掲載されている。この図は、全国の簡易舗装上でたわみ量を実測し、舗装厚との関係を整理して求めた図である。この設計方法は、簡易舗装のみに適用できるもので、一般の高級舗装には応用できない。また現在では、簡易舗装の設計は路床土のCBR試験によることが多く、たわみ量によって設計することは少なくなっている。

たわみによる設計の一例として、路床のたわみ量を測定し、交通量ごとに定められている路面の目標たわみ量になるように、各層の材量や厚さを決定する方法が考えられる(図一1)。たわみによる設計方法は、現場の実態を反映し、路床面下全層の支持力を評価できるという点で優れているとも考えられるが、反面以下のような問題点がある。

①現場は、降雨や気温の変化など自然環境による影響を受けやすく、再現性があまりよくない。

②舗装構造の評価には、かなり大きな荷重を必要とし、大がかりな測定となる。

舗装の試験方法には、現場CBR試験や平板載荷試験のように現場で測定するものがあるが、

上記の理由で実施することが減っており、通常のC B R 試験のように室内で評価することが多くなっている。

たわみによる舗装設計が原理的には不可能でないにせよ、このような設計方法を確立することを目的とした測定データは少なく、現場測定によるデータの積み重ねを行い、季節変動等のばらつきを考慮した上で設計値を決定するなど、長期にわたる研究を必要とする。上で述べたように、現場における測定で設計値や品質を管理することは、全般に避ける傾向にあり、たわみ量による舗装設計方法が確立しても、 T_A -C B R 法に代わるとは考えにくい。質問者が指摘した、軟弱な路体上の舗装の設計については、現行の T_A -C B R 法を改善することで対処し、たわみにもとづいた新しい設計方法を考えることは、得策ではないであろう。

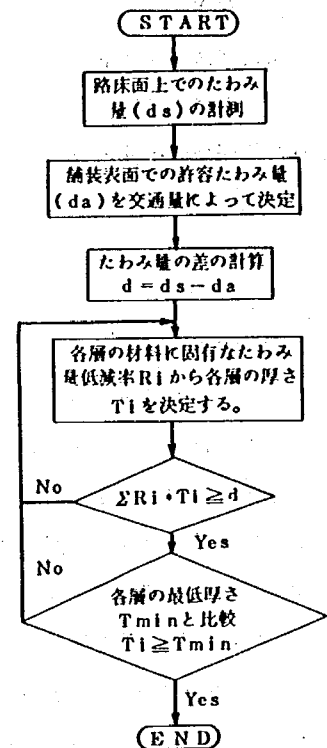
しかし、舗装の維持管理においては現場の状況を現場で評価することが不可欠で、たわみ量を舗装の維持管理における、オーバーレイ厚さの設計に利用することが考えられる。現行のオーバーレイ厚さの設計方法は、建設省技術研究会の成果をふまえて、舗装各層の等値換算係数を低減し、舗装の破壊によって減少した T_A を補ってやるという考え方で設計している。しかし、等値換算係数をどこまで低減するかについては、現場技術者の経験によっており客観的な判断基準とはなっていない。それに対し、たわみ量による設計では、技術者の主観が入る余地がない点が長所である。諸外国においては、たわみ量による設計基準が作成され、試験段階ではあるがかなり大規模に用いているところもある。たわみ量によるオーバーレイの設計方法は、道路維持修繕要綱に示されており、各交通量に対したわみ量ごとの必要オーバーレイ厚さを示している。しかし、この数字は現段階では参考値程度であり、今後の改善を必要とする。たわみ量によるオーバーレイ厚さの設計方法を確立するためには、次の点についての研究が必要である。

- ①たわみ量の温度補正式を確立する。
- ②交通量ごとに新設舗装のたわみ量を測定し、新設舗装の目標たわみ量を決定する。
- ③オーバーレイ工事を実施した箇所のたわみ量を測定し、オーバーレイ単位厚さ当たりのたわみ量低減率を求める。

このオーバーレイの設計方法では、たわみ量が目標値よりどれだけ大きいかを計算し、その分だけたわみ量を低減するように、アスファルト混合物でオーバーレイしてやればよいことになる。

たわみ量測定機器としては、従来のベンケルマンビームが一般的に使用されていたが、ベンケ

図 - 1



ルマンビームは測定が自動化できず、測定点が一点だけでたわみ形状がわからないという問題がある。今後のたわみ量測定によるオーバーレイ設計では、デフレクトグラフ（ラクローア）、ダイナフレクト、フォーリングウェイトデフレクトメータのような、自動たわみ量測定機を使用することが前提となるだろう。

（舗装研究室）

道-9 コンクリート舗装上のオーバーレイ施工に伴うリフレクションクラック防止について

（質問）

コンクリート舗装路面上に厚さ10 cmのオーバーレイを施工しているが、リフレクションクラックが発生し路面の維持に多額の費用を要している。このためこれの防止工法について教示願いたい。なお、オーバーレイする時の現路面の強化工法として下記の施工を行っている。

- （イ）ブローンアスファルト（針入度20～40）を4 m²に1ヶ所設けた注入孔より圧力2～4 kg/cm²で注入している。
- （ロ）コンクリート舗装版1枚に3本以上のクラックが発生している場合は打換えを行っている。
- （ハ）縦目地、横目地及びクラック（2本以下）の直上に巾45 cmのシートを敷設して合材を舗設している。

（佐賀国道工事事務所）

（回答）

セメントコンクリート舗装の修繕工法には、オーバーレイ工法と打換え工法がある。

路床、路盤を含む舗装体の支持力がある程度期待でき、コンクリート版のひびわれが全面的なものでない場合は、オーバーレイすることによってコンクリート版の寿命を伸ばすことができる。

オーバーレイ工法にはセメントコンクリートで行う場合もあるが、設計・施工法が十分確立されていないので一般にはアスファルト混合物によって実施されている。この場合、既設舗装版に存在するひびわれや目地部分の真上の位置にひびわれを生ずることが多く、この現象をリフレクションクラックといっている。リフレクションクラックにはこのほか、セメント安定処理路盤やホワイトベース上にアスファルト混合物による表層を設ける場合に、路盤に発生したひびわれ（収縮ひびわれ等）が表層部分に到達する場合のひびわれも含まれるが、ここではコンクリート舗装にオーバーレイをする場合に限定して説明することにする。

リフレクションクラックは既設舗装版のひびわれや目地部分で

- （1）温度変化によるコンクリート版の膨張・収縮に伴い生ずる水平方向の変位

(2) 交通荷重の通過によって生ずる垂直方向の相対的変位が繰り返して生ずることによって、既設舗装版と接着したアスファルト舗装は、既設舗装のひびわれや目地部で、他の部位と比較して水平方向あるいは垂直方向に大きな応力が発生し、表層にひびわれを生じることになる。これがリフレクションクラック発生メカニズムである。

リフレクションクラックは、オーバーレイ後1～2年で生じはじめることもあり、その完全な防止対策は現在のところなく、現在、一般に用いられているのはリフレクションクラックの発生を遅らせる抑制工法というべきもので、以下のように分類される。

- (1) 注入工法によって既設コンクリート版の垂直変位を小さくすること。
- (2) 既設舗装の目地部やひびわれ部分と、オーバーレイ層との間に緩衝材を入れ絶縁すること。
- (3) アスファルト混合物の改質や補強。

このうち、(1)の注入工法はコンクリート版と路盤との間に存在する空隙を、ブローンアスファルトやセメントモルタルによって充填するサブシーリングが一般に用いられ、サブシーリングの可否の判断はコンクリート版上でのたわみ量の大小で行っている。

(2)のリフレクションクラック抑制のための緩衝用材料として、種々のものが従来から試みられているが、①薄い金属板(箔)またはそれに歴青剤を塗布したもの、②厚目の柔軟性のある繊維板、③ナイロン、ポリプロピレン等の不織布 ④開粒度アスファルト混合物層、などが多く用いられている。このうち、①は既設舗装版のひびわれ(または目地部)の水平方向の変位のオーバーレイ層への影響を絶縁層の幅にまで広げることによって緩和しようとするものであり、②は既設舗装の水平・垂直方向の変位を緩衝材で吸収することにより、表層への影響を小さくすることを意図している。また③はオーバーレイ層下面の引張に対する補強を意図し、④は既設舗装の変位を開粒マスコンの層内の骨材のかみ合せと移動によって緩和させようとするものである。

質問の中で示された工法の(1)、(3)は、いずれもリフレクションクラック発生遅延効果があると認められるものであるが、補足するとすれば、シーートの施工を念入りに行うほか、コンクリート版のひびわれ部及び目地部の処理を丁寧に行うこと、即ち、目地やひびわれ部のすき間に溜まっているごみ、泥、小石等を取除き、そのすき間に乾燥砂とその重量の10～15%のアスファルト乳剤との混合物を充填し、よく締固める(この場合、充填材は舗装版面より盛り上がらないようにすること等の処置が考えられる。なお、オーバーレイ厚を厚くすることは、既設舗装の温度変化や交通荷重による変位を小さくする最も確実な方法であり、支障のない限りオーバーレイ厚を厚くすることが望ましい。

(参考文献)

- 1) 道路維持修繕要綱, 昭和53年, 日本道路協会

(舗装研究室)

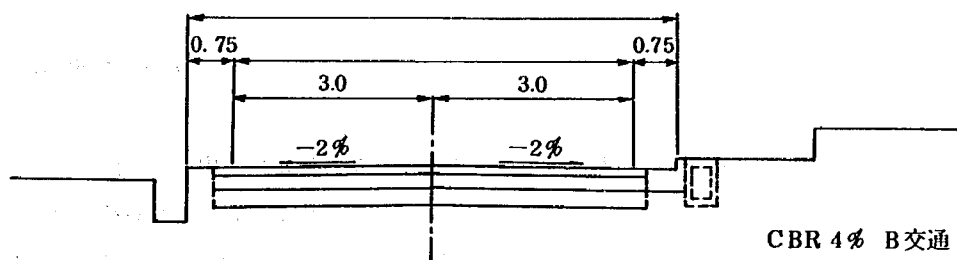
道-10 セレクト材を用いた舗装個所の補修について

(質問)

下図に示す構成の舗装個所(昭和40年度施工)は雲仙火山地帯裾野に位置し、付近に産する雲母長石を多く含むセレクトと呼ばれる角閃安山岩(修正CBR75)を路床・下層路盤材として用いるが、多数円形状に10cm程度隆起し、亀甲状のひびわれを生じている。このため、下層路盤のセメント安定処理による修繕を考慮しているが、別途、経済的な補修工法があれば教示願います。

(長崎県土木部)

(交通量 $K_{58} = 8,776$ 台/12h 内大型車505台/12h)



既設断面

補修計画 $T_A = 24$ 合計厚49cm

表層工(密粒アスコン) $5 \times 1 = 5$

表層工(密粒アスコン) $5 \times 1 = 5$

基層工(粗粒アスコン) $5 \times 1 = 5$

上層路盤工(瀝 安定処理) $2.0 \times 0.8 = 16$

上層路盤工(鉋 滓) $15 \times 0.55 = 8.25$

下層路盤工(セメント安定処理) $12 \times 0.25 = 3$

下層路盤工(セレクト) $15 \times 0.25 = 3.75$

$H = 37$ $T_A = 24$

$H = 40$ $T_A = 22$

(回答)

火山地帯特有の角閃安山岩で雲母・長石を多く含んだ層から得られるセレクト材が水を含むことによって膨潤し、支持力低下をきたすことは考えられないことではないが、現地で使用した土に近い地山の同種材料の試験成績資料をみると砂質系でもあり、路面が10cmも隆起するような膨張は考えにくい。

それよりは、上層路盤の鉋さいに路面と同様、クラックが入っていたことから判断すると、鉋さい中に含まれる石灰分が原因で水を含むことによって膨張したことが、路面の盛り上がりの主たる原因と考えられる。

従って、打換え工法を採用する際は何ら問題はないが、アスファルト混合物層のみを補修する

場合は、今後の鉱さいの膨張は年数も経ていること故、あまりないとは思いますが、念のため鉱さい層を再転圧しておくことが望ましい。また直接の原因である水が路盤に浸透しないよう、側溝等の排水施設の整備の他、既設舗装面のひびわれ箇所については（本格的な修繕をしない場合）シールをまめに行うことが必要です。

（舗装研究室）

道-11 追抜車線設置の考え方について

現在、大分工事事務所では、国道210に追抜車線の設置を行いたく検討をおこなっているが、基準がないようであるので、独自の基準化を検討している。その中では、簡単なモデルによって行っているが、車輛走行に関するデータが不十分であるので、充分な検討ができていない。基本的には、基準としてのレベルでの問題はないものと考えているが、そのためのもととなるデータ等について教示願いたい。

（大分工事事務所）

交通現象に関する調査研究は、昭和30年代から40年代にかけて幅広い範囲において行われたが、その後は主に渋滞現象に的がしぼられており、他の現象についての調査研究は数が少ない。渋滞現象は交通のサービスの面で非常に大きな問題であり、また、地域によっては非常に頻繁におきするため、調査研究の必要性は高いが、道路本来の機能からすれば常態ではない。常態である交通量のより少ない状態に対する関心がより高くあるべきであろうと考えられる。その点で本研究は貴重なものであるが、参考となる資料は少ない。

追従状態での車頭間隔については、図-1に示すような調査例がある。図中の点線で示された(4)は最も新しいデータであるが、渋滞時と非渋滞時とは異なった線となっている。また、土木研究所で59年度に行われた追従実験では、時速50km/hで車間距離が21~39mという値が得られている。図-1の(4)の渋滞側の延長上にあるが、バラツキが大きいいため、今後検討が必要である。

追抜時の挙動については、中部地建による調査（2車線道路における走行性向上に関する調査検討、昭和57、58年度、道路計画二課）

がある。本調査はシミュレーションによって避讓車線の効果を検討しており、よい参考となる。

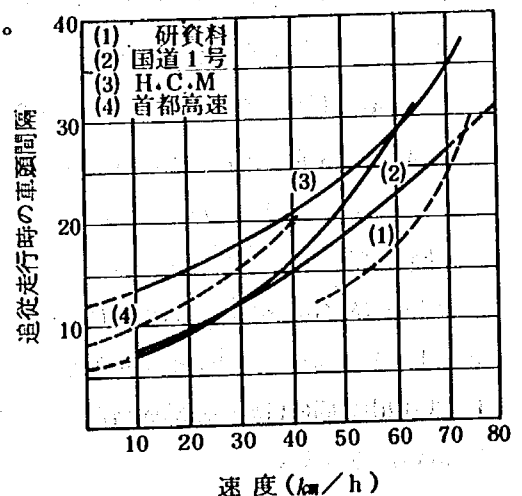


図-1 追従走行時の車頭間隔
（専用車、一部小型トラックを含む）
（交通工学ハンドブック 148P）

本調査中で、避讓車線と登坂車線における避讓車と追抜車の速度を調べた例があり、平均値で12～15km/h程度の差が示されている。

低速車の速度等については、まず、連続的な速度分布を低速車と高速車の2種に単純化することの妥当性を確認し、低速車の意味付けを確立する作業が必要と思われる。一般的に行われている速度調査の結果は、このような意味付けのある分類には使えないことも考えられる。

(道路研究室)

道-12 過疎地域における道路整備の評価手法について

一次改築については、交通路の確保という観点から整備が進められているが、最近の経済状態から、交通量、開発可能容量等の投資効果の検討・評価により、その優先度が決められ、山村、過疎および半島地域の未整備部は、地形が厳しく、その整備には多額を要する部分が多く、又、対象住民が少ない。

このため交通量、対象住民および開発可能性も低く、評価に苦慮していることなどから、評価項目、評価方法等について教示願いたい。

(佐伯工事事務所)

ご指摘の通り過疎地の道路整備は必ずしも地域開発効果、経済効果を多く見込むことは難しい。したがってこのような地域の道路整備の基本的姿勢は、いわゆるシビル・ミニマムの確保を目指すことであると考えられる。このためには地域住民が安全で文化的な生活を営むに必要な基本的条件に対して道路が貢献できる範囲を設定し、それぞれの範囲に含まれる具体的な項目に関して道路整備効果とその評価指標を明確にすることが必要となる。

道路整備効果に関する既往の文献の多くは経済的效果を主体としたものであるが、建設省技術研究会の指定課題「道路整備の効果とその評価に関する調査研究(S57～S59年度)」においては経済効果のみならず、国民生活の基礎条件の確保という観点から、身近なレベルで道路整備効果の評価を試みている。以下質問内容に関連する部分について紹介したい。

この研究では、日常生活活動において最も基本的でかつ必要条件的背景をもち、さらにそれらに関わる行動において住民自らが頻繁に道路を利用していると考えられる5つの領域(「消費」, 「医療」, 「教育」, 「勤労」, 「防災」)に着目し、各領域ごとに地域特性を考慮したアンケート調査、ヒアリング調査を実施し、地域の住民と道路とのかかわり合いの実態を把握するとともに、ケーススタディーを実施している。ここでは特にシビルミニマムの色彩の濃い、医療、教育、防災の3つの点からのケーススタディーを紹介する。

A、医療と保健

(1) 調査内容

北海道の中核都市旭川市を対象に、旧市街地、市街地、新興住宅地等4地区を選定し、計220世帯に対し以下の項目に関するアンケートを行った。

- 総合病院通院時の交通手段と理由
- 医院・診療所通院時の交通手段と理由
- 冬期通院の不便・不満感
- 通院時利用道路の満足度
- 上記道路に対する不満の内容
- 上記道路に対する将来へ向けての整備
- 総合病院への通院時間と満足度
- 医院・診療所への通院時間と満足度
- 病院・医院・診療所の数に対する満足度
- 診療科目・設備に対する満足度
- 医療分野の満足度

(2) 調査結果

通院時の利用交通手段をみると、総合病院では、地区外へ出ることが多いことからバスおよび自家用車の利用が大多数である。一方、医院・診療所の場合は地区内が多いことから自転車および徒歩が多くを占めている(表-1)。

通勤時間と満足度との関係(表-2)をみると、総合病院、医院、診療所ともに「21～30分」に分散しており「満足」の領域と「不満」の領域の変化点と考えることができる。

通院目的での利用道路の評価については、国道は整備が進んでいることもあり、「満足」と「やや満足」の合計は60%前後に達している。また、道路の現状に「満足」あるいは「やや満足」と答えた人の将来の道路整備への要望は分散する傾向にあり、道路整備へのニーズの多様性がうかがわれる。これらのうち、国道県道及び市道に対し共通に指摘された事項は「車道の幅をひろげる」、「歩道と自転車道を分離する」等であり、「道路の幅」に対する要望が強いことがうかがわれる。一方、通院で利用する道路、通院に要する時間、病院・医院の数、診療科目や施設等を総合した医療の分野の満足度と個々の項目の満足度との関連は、「病院・医院数に対する満足度」と「診療科目・設備に対する満足度」とが医療分野における満足度に大きな相関をもっていることが明らかとなり、逆に、道路や通院時間との相関は弱いことが明らかとなった。

表－１ 通院時の交通手段

(人)

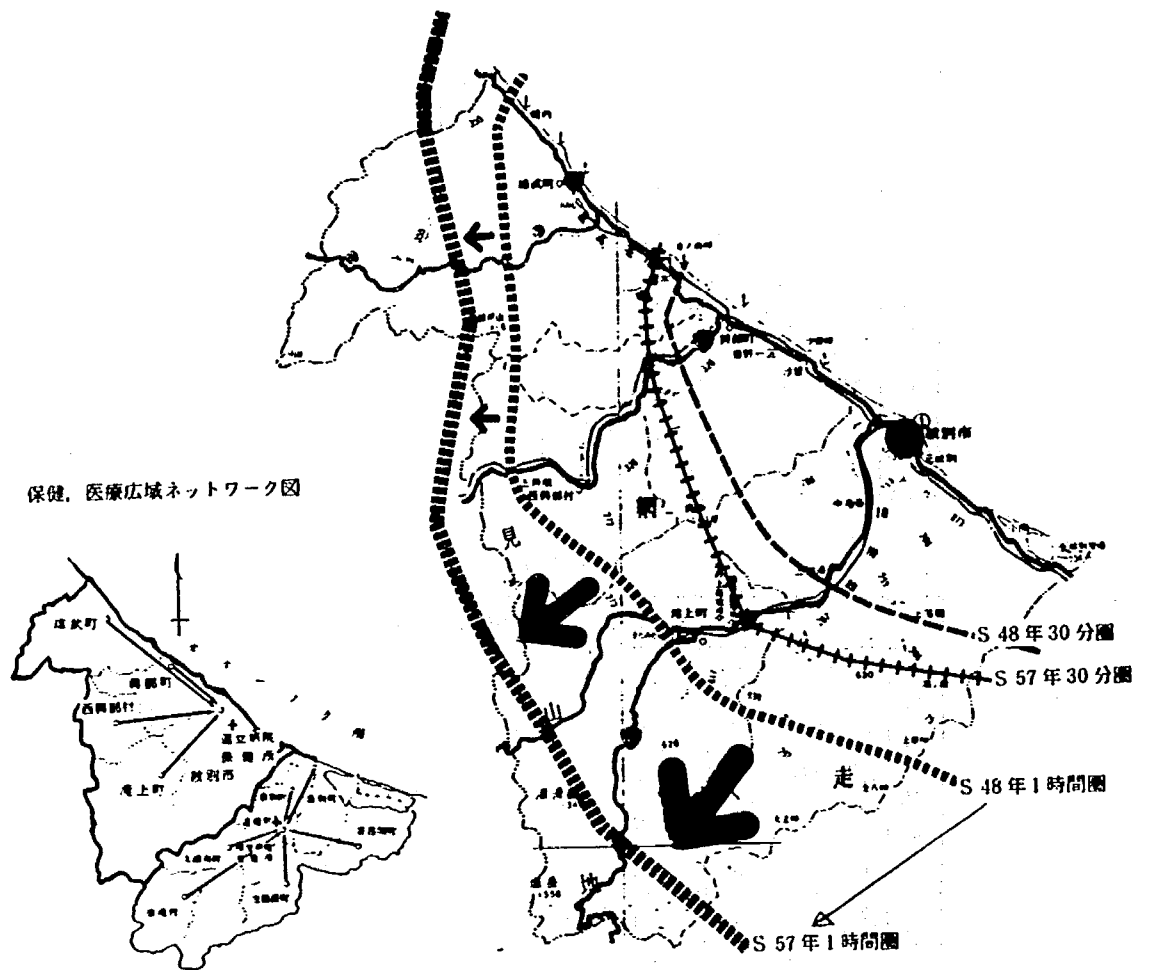
		バ ス	自家用車	自転車	徒 歩	タクシー
総合病院	末 広	50	29	2	4	15
	東鷹栖	63	37	0	0	0
	氷 山	64	28	0	0	8
	神 居	63	27	2	0	8
医院・診療所	末 広	11	11	28	50	0
	東鷹栖	20	33	22	22	2
	氷 山	13	19	19	46	3
	神 居	13	27	21	37	2

表－２ 通院時間と満足度の関係

(人)

		10分以下	11～20	21～30	31～40	41分以上
総合病院	満 足	6	9	3	0	2
	やや不足	8	25	15	9	4
	どちらとも言い	3	17	14	8	3
	やや不足	0	9	18	6	10
	不 満	0	2	10	7	5
医院・診療所	満 足	74	2	1	1	—
	やや満足	62	16	3	0	—
	どちらとも言い	19	11	3	1	—
	やや不満	2	3	4	1	—
	不 満	0	1	0	2	—

このように、医療分野における満足度には、医療施設が大きなウェイトをもっており、施設水準の低い地方部では中心都市の総合病院へのアクセシビリティが医療分野の満足度を大きく左右していることが考えられる。ここで遠紋地域の紋別市における総合病院がカバーすると考えられる1時間圏域の最近の10年間の変化を図－1に示す。なお、走行速度は、表－3のように想定した。図からも明らかなように、道路整備の進歩にともない、総合病院のカバー地域が拡大し、医療広域ネットワーク化が進んだ状況がうかがえる。



図－1 紋別市の総合病院がカバーする圏域の拡大

表－3

	S 4 8 . 3 . 3 1					S 5 7 . 4 . 1				
	実延長	規格改良済 (5.5 M 以上)	路 面		想定走 行速度	実延長	規格改良済 (5.5 M)	路 面		想定走 行速度
	KM	KM	KM	KM	KM/H					
国道238(網走～稚内)	167.6	144.1	30.9	136.7	53.5	165.7	165.7	0.0	165.7	60.0
239(網走～留萌)	35.2	29.0	11.0	24.2	50.2	35.4	35.4	—	35.4	60.0
273(紋別～帯広)	77.9	58.7	48.1	29.8	37.3	76.1	69.1	20.3	55.8	52.8
道道255(美深～雄武)	63.6	51.6	43.8	19.8	42.5	62.6	62.6	3.8	58.8	58.9
358(土別～滝の上)	77.9	56.5	25.9	52.0	47.9	78.3	78.0	1.5	76.8	59.8

B, 教育・文化活動

(1) 調査内容

旭川市より、旧市街地、市街地、新興住宅地4地区を選定し、以下にあげるアンケート調査を行った。

- 小・中学校通学の交通手段
- 通学時利用道路の満足度
- 上記道路に対する不満の内容
- 上記道路に対する将来へ向けての整備
- 通学時間と満足度
- 学校規模(生徒数・学級数)の満足度
- 学校施設の満足度
- 教育分野の満足度

(2) 調査結果

生活圏別施設の段階構成からいうと、小学校は基礎生活圏(半径約2km, 人口600～1,000人)単位に、中学校は2次生活圏(半径10～20km, 人口3,000～9,000人)単位に、ほぼ配置しているといえる。

通学の際に利用する道路の評価のうち、国道については、ほぼ満足の領域にあるといえるが、通学のかかわりでは、市道および道道が多く、不満や要望もこれらで種々と指摘されている(表-4)。その内容は、歩道がない、歩道の路面が悪いなど歩道に対するものが多くみられる(表-5)。

通学で利用する道路、通学時間、学校規模、学校施設を総合した教育分野の満足度と、個々の項目の満足度との関係を分析すると、中学校の施設に対する満足度と教育全体の満足度とに強い相関がみられる(表-6)。これは、教育の機会均等やより良い施設水準での教育が強く望まれていることを示している。

表－４ 通学時間と満足度との関係

(人)

		10分以下	11～20	21～30	31～40	41分以上
小学校	満足	44	2	1	0	—
	やや満足	6	9	2	0	—
	どちらともいえない	1	5	1	0	—
	やや不満	0	3	1	0	—
	不満	0	2	2	1	—
中学校	満足	24	5	0	—	—
	やや満足	8	4	0	—	—
	どちらともいえない	0	4	1	—	—
	やや不満	0	1	0	—	—
	不満	0	0	1	—	—

表－５ 道道・市道に対する不満や要望

不満の内容	要望の内容
歩道がない	歩道の幅をひろげる
歩道路面が悪い	大型車の通行を規制する
歩行者と自転車が一諸	自動車が速く走れないようにする

表－６ 教育分野満足度と中学校施設満足度との対応

		中学校施設満足度				
		満足	やや満足	どちらともいえない	やや不満	不満
分野満足度	満足	(2)	0	0	0	1
	やや満足	(2)	(11)	0	3	1
	どちらともいえない	0	3	(3)	2	1
	やや不満	0	0	1	(6)	(8)
	不満	0	0	1	0	2

北海道では、山間や海岸線に多くの集落が点在しており、集落単位に小学校が設置され、さらに中学校が併置されている状況があり、そのため学校単位の児童数が少なく、適正な規模と都市並みの施設水準での教育を達成するべく小・中学校の統廃合が進められている。これに対し、統廃合にあたっては、遠距離通学児童の「あし」を確保しなければならず、スクールバスの運行が必要条件となるが、スクールバスを運行している市町村は近年増加の傾向がみられる（図-2）。

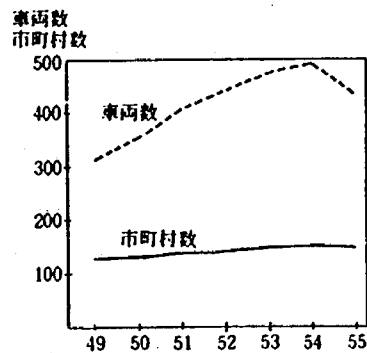


図-2 道内市町村のスクールバスの保有状況

北海道雄武町では、昭和53年度5校あった中学校が全廃止され、町内中心市街地に1校新設統合されたが、道路整備が統廃合をスムーズに進める大きな要因であった（図-3）。

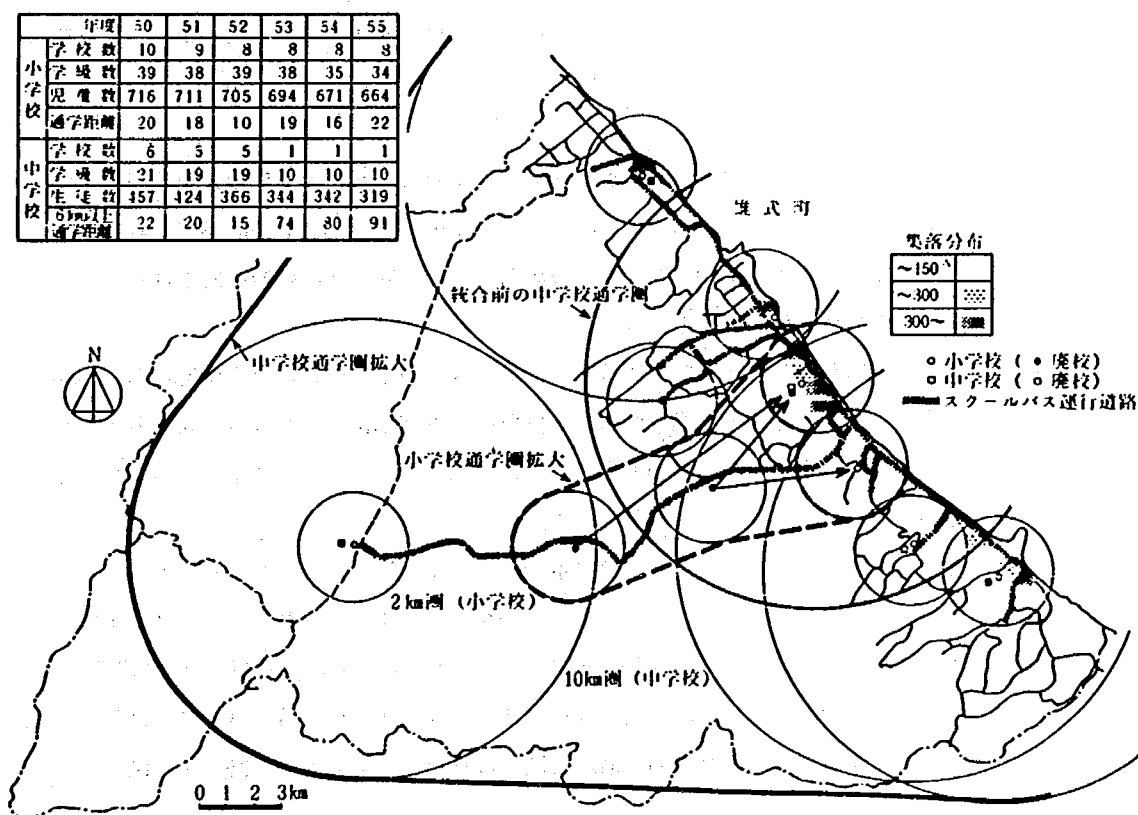


図-3

C 生活環境（防災）

（１）調査内容

消防活動の財政負担は、市町村が担っており、消防署を市町村が単独で設置運営することは、特に地方部において困難であり、このため常備消防化していない市町村が多かった。しかし、近年モータリゼーションの進展とともに道路整備が進み、隣接市町村間の時間距離が大幅に短縮したことにより、一部事務組合等の形で複数の市町村が協力して消防署を設置することが可能となった。本項では、強力な消火力と機動力を備えた常備消防による消防力水準の向上（延焼防止）という面から近年設立された東温消防等事務組合東温消防署と、宇和島地区施設事務組合消防署広見分署の場合を事例として道路整備の間接的な効果の把握を試みる。

（２）道路整備に伴う消防力水準の向上（延焼防止）効果

（東温消防署の場合）

延焼防止上有効となる４分以内に消防車が到達できる集落は、昭和４４年の１８集落から昭和５５年には２０集落へと増加しており、これは全体の２０％を占めている。すなわち２集落において風下隣家への延焼が防止されることとなる。

また、一次改築の進展より、消防車の進入困難な集落は、４４年の３１集落から、５５年には２７集落へと４集落が消火可能となっている。

（広見分署の場合）

延焼防止上有効となる４分以内に消防車が到達できる部落は、昭和４０年の３集落から昭和５４年には１０集落へと増加しており、これは全体の１５.６％を占めている。換言すれば、道路整備の進捗に伴い全集落の１０.９％、７つの集落で、風下隣家への延焼を防止され、或いは風上隣家からの類焼を免れたことになる。

なお、当該地域においては、人家が比較的疎であり建ぺい率も低いという状況から、消防車の走行時間８分以内、即ち火災発生から１２分以内でも初期消火にかなり有効と考えるが、この８分以内を延焼防止上の有効時間としてみると、昭和５４年では実に全集落の３１.２％、２０の集落がこの時間帯でカバーされている。

また、道路幅員が２.５ｍ未満であり、消防車の進入が不可能である、もしくは困難であるといった集落は、道路の整備が進んだことにより、昭和４０、４６年の３２.８％（２１集落）から昭和５４年には２１.９％（１４集落）へと減少している。このため、初期消火には間に合わぬものの分署の常備消防力の投入が可能となり、被害の甚大化を免れるようになった集落、或いはホース接続によるタイム・ロスの短縮が可能となった集落も数多い（図－４、図－５）。

消防署からの所要時間帯別集落分布の変化

① 東區消防署からの所要時間帯別集落分布の変化

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 (%)											
0~4分		4~8分		8分以上		消防車の 進入困難					
昭 44		18 (155)	18 (155)	49 (423)	31 (267)	116 (1000)					
昭 48		18 (155)	18 (155)	31 (440)	29 (250)	116 (1000)					
昭 55		20 (172)	22 (190)	47 (405)	27 (233)	116 (1000)					

資料：国土地理院旧地形図による

注) 幅員5.5m以上の道路は50km/h、2.5~5.5mの道路は30km/hとして算定。また、幅員2.5m未満の道路は消防車の進入不可能とした。

上段：実数、下段：構成比(%)

② 広見分署からの所要時間帯別集落分布の変化

				(%)		
0~4分		4~8分	8分~	消防車の 進入不能		
昭 40		31 (177)	11 (172)	29 (453)	21 (328)	64 (1000)
昭 46		6 (94)	11 (172)	26 (406)	21 (328)	64 (1000)
昭 54		10 (156)	10 (156)	30 (469)	14 (219)	64 (1000)

注：同上

図-4 消防署からの所要時間帯別集落分布の変化

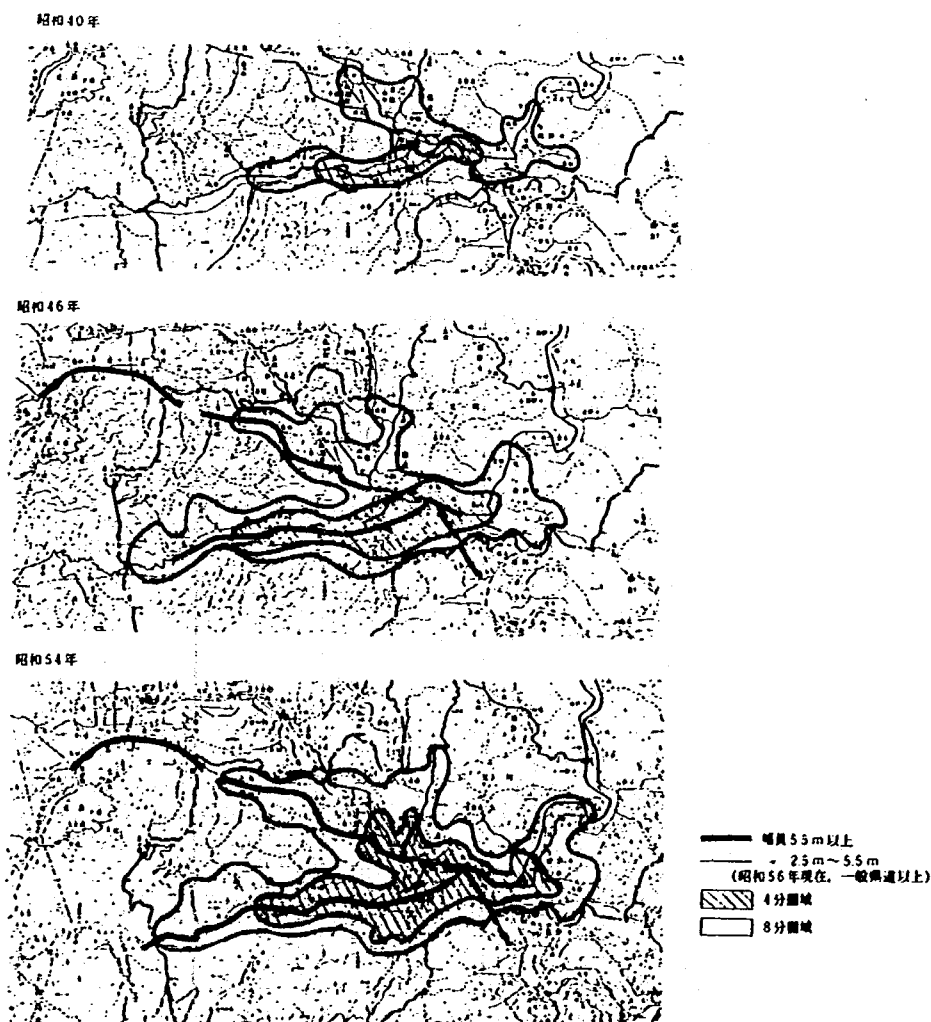


図-5 4分圏域の拡大(広見分署)

愛媛県下の建物火災の焼失面積と放水開始時間との関係を見ると、6～10分では平均78.1㎡であるのに対し、11～15分では120.2㎡であり、1件当たり42.1㎡の差がある（昭和54年調査、表－7）。また愛媛県における昭和55年の火災発生状況によれば、建物1㎡当り損失額は43.2千円/㎡となっている。このことから建物1件当りの損害額の減少分は、43.2千円/㎡×42.1㎡＝1,819千円となる。なお過去5年間の火災発生件数は、東温消防署では年平均3回、広見分署では2.4回である。

年間損失額は、下記の式で与えられる。

この結果から、現況の道路状況の場合と比較すると、過去の火災発生状況についてみれば、東温消防署の場合、44年と55年の差で93千円、広見分署の場合、40年と54年の差で476千円、46年と54年の差で271千円の損失額の減少となる（表－8）。

今回、延焼防止という面から、4分圏に着目して道路整備効果の把握を行ったが、今後到達時間と損害額との関係を詳細に分析し、到達時間をどの程度に設定すべきかを検討する必要がある。

表－7 放水開始時間別火災状況

放水開始 時間(分)	件数	焼損面積 (㎡)	1件当たり 焼損面積(㎡)
6～10	73	5,702	78.1
11～15	84	10,097	120.2

表－8 年間損害額の比較

		集落数(割合)		年間損害額 (千円)	減少効果 (千円)
		4分以内	4分以上		
東温消防署	44	18 (15.5)	2 (1.7)	1,834	93
	48	18 (15.5)	2 (1.7)	1,834	93
	55	20 (17.2)	—	1,741	—
広見分署	40	3 (4.7)	7 (10.9)	1,739	476
	46	6 (9.4)	4 (6.2)	1,534	271
	54	10 (15.6)	—	1,263	—

注：構成比は全体に占める割合である。

2. 評価指標の検討

道路整備の効果は、生活の各分野のさまざまな状況変化としてあらわれているといえる。これまでの分析をもとに、道路整備が国民生活に及ぼす効果を整理すると下表のとおりとなる。

以上のように、道路整備の効果を表現する指標は、道路整備による過去と現在のあるいは、現在と将来の時間、人数、面積のそれぞれの変化に集約することができる。

表－9 道路整備効果とその把握

生活領域	整備効果	指標	摘要
収入と消費生活	買物先までの時間距離 購買圏の拡大 物価の安定・必要物資の確保 生鮮食料品の鮮度保持	所要時間 店舗のカバー面積 入荷圏域の変化 所要時間	
医療と保健	通院時間の短縮 通院の安全性向上 救急患者輸送時間の短縮 救急車進入不能地区の解消	所要時間 カバー人口 カバー面積 事故の減少 所要時間 進入不能地区人口	急患輸送中の死亡
教育と文化	通学の安全性向上 通学範囲の拡大 通学時間の短縮 適正規模校の実現 文化施設までの時間短縮 文化施設利用の広域化 文化活動の活発化	事故の減少 遠距離通学者 スクールバスの運行 所要時間 学校統廃合 所要時間 カバー人口 施設利用者数	
勤労生活	通勤時間の短縮 通勤範囲の拡大 雇用機会の増加 通勤負担の軽減	所要時間 遠距離通勤者 カバー人口・面積 宅地の拡大 事業所数 通勤費用	
生活環境	火災延焼防止機能の向上 消防困難地区の解消 交通安全 騒音、振動、ホコリ、排ガスの減少	カバー人口 消防進入不能人口 交通事故 騒音、振動レベル等の減少	
公正・社会保障	警察活動の迅速化・広域化 福祉施設の利用促進 交通弱者の安全性確保・向上	カバー人口・面積 カバー人口・面積 安全施設整備	
休暇と余暇生活	目的地までの所要時間短縮 旅行先の拡大 休息等の場の確保	所要時間 カバー人口・面積 専用道路延長	

(道路研究室)

道-13 2本のトンネルが交差する場合における必要な土被り厚と対策工法について

(質問)

現在調査中の八代バイパスおよび水俣バイパスは、九州新幹線とそれぞれトンネルで図-1のように交差する見込みである。この場合に必要な土被り厚とそれに対応した工法、および施工上の留意点について教示願いたい。

地質：八代バイパス ……… 砂岩・頁岩の互層（砥用層）

水俣バイパス ……… 凝灰角礫岩

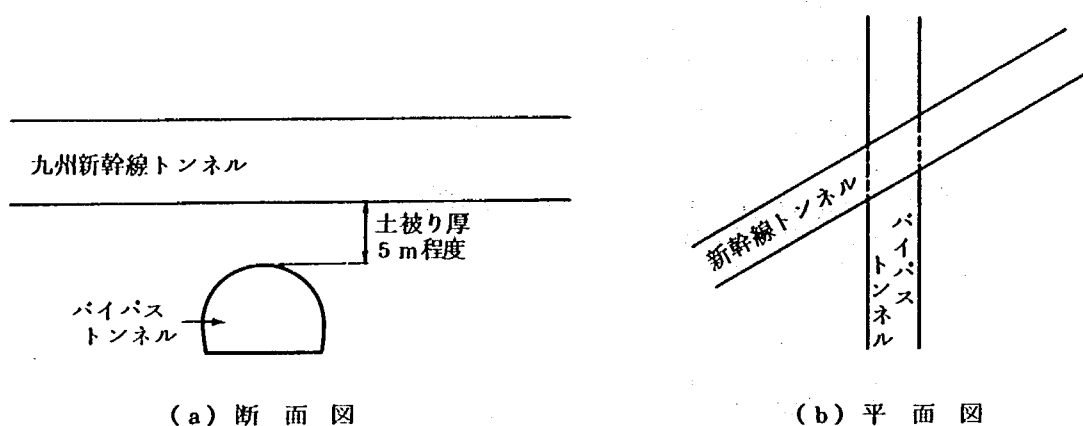


図-1 トンネルの交差

(八代工事事務所)

(回答)

2本のトンネルが地中で近接する場合に生じる相互の影響についての主な問題は次のようである。

- (1) 掘削によって初期地山応力が開放され、それに伴ってトンネル周辺地山が挙動することによる影響。
- (2) 広くは上記に含まれるものであるが、掘削に伴ってトンネル上方に生じる地山のゆるみ現象による影響。
- (3) 地山の掘削に爆破工法を用いる場合の振動の影響。

トンネルの交差の場合には、特に(2)の現象が直接上方のトンネルに影響を及ぼすため、どちらのトンネルが先行するかによって問題の重大さは極めて異なってくる。すなわち、新幹線トンネルが完成したあとでバイパストンネルがその下を掘削する場合が最も厳しい条件となる。例えば、山陽新幹線・神戸トンネル（活線）の下15mを施工した布引トンネルの例では、許容沈下量として3mm、そして5mmを超えた場合には列車運行の停止との条件を課せられた。

したがって、基本は下方のトンネルを先行させるのが順当な手立てであり、場合によっては当該区間のみの先行着手も検討の価値はあると考える。例えば、本四連絡橋に接続する鷺羽山トンネルでは、まず新幹線と在来線の眼鏡トンネルを完成させたのち、引続いてその上方に最小土被り約3.5 mで4車線道路の眼鏡トンネルを施工している。また、第2新神戸トンネルでは、鉄道トンネルの上方を土被り約5.5 mで掘削する計画である。これらの例のように下方トンネルを先行した場合でも、相互のトンネルの影響を考慮して覆工、地山等に多少の補強が必要となるが、逆の場合に比べれば僅かの対策で処理可能である。

以下には、既設トンネル下を掘削する場合を想定して一般的な問題点および対応策について述べる。

上記(1)に関して、単純なモデルにより検討してみる。図-2に示すように、初期地山応力 $P_v, P_h (= \lambda \cdot P_v)$ の無重量の地山の中に半径 a の円形トンネルを掘削し、掘削面に対して支保工により内圧 P_i を与えたとしたとき、トンネル中心から上方 r の位置の地山の沈下量 δ は弾性理論から次式で表される。

$$\frac{\delta}{a} = \frac{1+\nu}{E} \left\{ (1+\beta) P_v - P_i \right\} \frac{a}{r}$$

$$\text{ただし、} \beta = \left(\frac{1-\lambda}{2} \right) \left(4\nu - 1 - \frac{3a^2}{r^2} \right)$$

E, ν : 地山の弾性係数とポアソン比

仮に、 $P_v = 40 \text{ m (土被り)} \times 2.5 \text{ tf/m}^2 \text{ (単位)} = 100 \text{ tf/m}^2$,

$\lambda = 0.5$,

$E = 5 \times 10^4 \text{ tf/m}^2, \nu = 0.25, a = 5 \text{ m}$,

$r = 10 \text{ m (土被り 5 m)}$,

$P_i = 0$ であったとすると

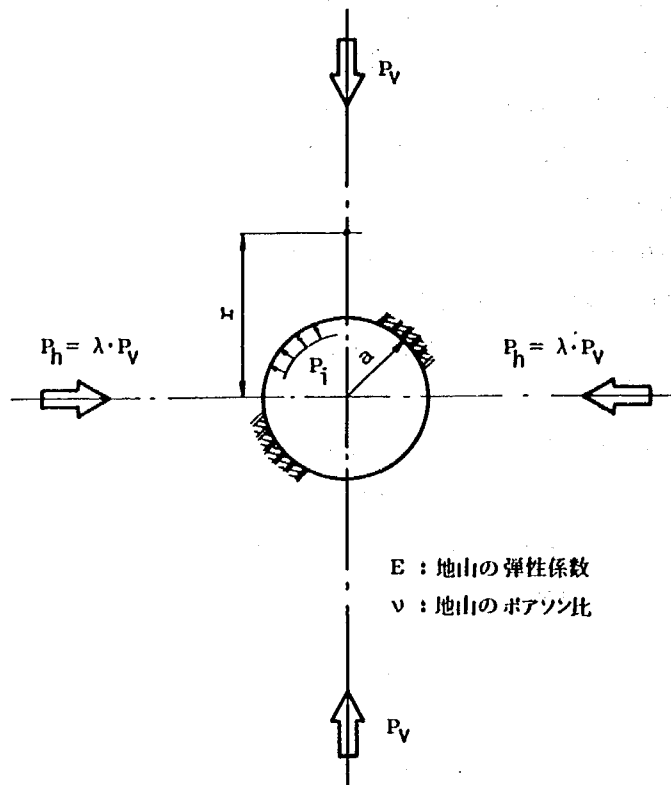
$$\frac{\delta}{a} = \frac{1+0.25}{50,000} \left\{ \left(1 - \frac{1-0.5}{2} \cdot \frac{3}{2^2} \right) \cdot 100 - 0 \right\} \frac{1}{2} = 0.001$$

$$\therefore \delta = 0.001 \times 5 = 0.005 \text{ (m)}$$

となり、弾性変位だけで5 mmの沈下が生じることになる。

もし、この沈下量が許されないとすれば、地山の弾性係数を改善するか、内圧効果 P_i が期待できる支保工を施工する等の対策が必要となる。実際には、さらに上記(2)の影響がありうるので、ゆるみを最小限とするような補助工法も合わせて検討することが必要であろう。

上記(3)に関しては、振動の一般的な予測法として次式がある。



E : 地山の弾性係数
 ν : 地山のポアソン比

図-2 円形トンネルモデル

$$V = k \cdot W^{3/4} \cdot D^{-2}$$

ただし、 V : 振動速度 (kine = cm/sec)

W : 斉発薬量 (kgf)

D : 爆源から対象物件までの距離 (m)

k : 爆破方法、地盤条件等による定数

仮に、中硬岩であるとして、心抜き時の $W = 2.0 \text{ kg}$ 、 $k = 500$ 、 $D = 7.5 \text{ m}$ とすると

$$V = 500 \times 2.0^{3/4} \times 7.5^{-2} \div 15 \text{ cm/sec}$$

一方、上方トンネルの覆工コンクリートの引張強度 σ を 25 kgf/cm 、弾性係数 E を $2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}$ 、縦波の伝ば速度 c を $2,500 \text{ m/sec}$ とすると、許容振動速度 V_{er} は、例えば次式により計算できる。

$$V_{er} = c \cdot \sigma / E$$

$$= (2,500 \times 10^2) \times 25 / (2.1 \times 10^5) \div 30 \text{ cm/sec}$$

この計算例の結果によれば、爆破振動が本質的な問題となることはないと考えられ、必要により制御爆破を行うか、覆工の引張強度の改善を行う程度で処理が可能であると思われる。

(トンネル研究室)
(トンネル計画官)

道-14 土留杭に作用する荷重の考え方について

上層にすべり力が作用し、中間層に土圧のみを受け、最下層に土圧を受けない岩盤層がある場合設計荷重は、地すべり面までは、地すべり必要抑止力とし、それ以深は、通常の土圧を考える。

しかし岩盤部については、ほとんど土圧は作用しなくなると思われるが、設計として、(1) 安全側を考慮して、最終掘削面で零となるような仮想の土圧を考えるのか、(2) あくまでも土圧を零として考えるのか、また、その他の考え方をすべきなのか教示願いたい。

(北九州市道路建設課)

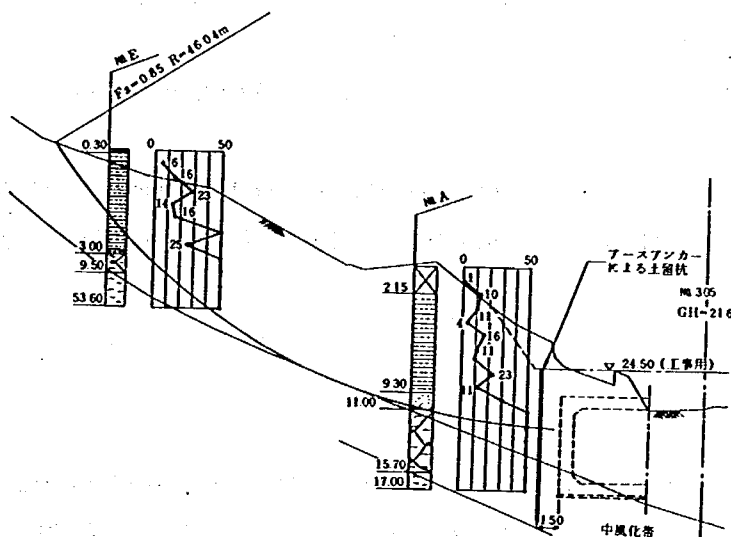


図-1 横断面図

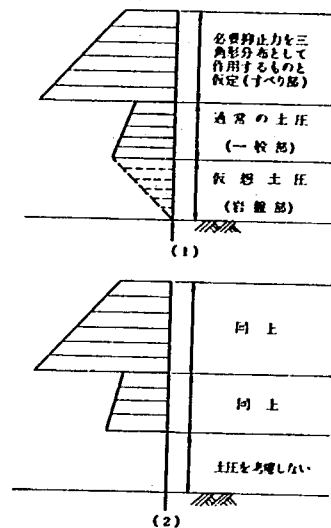


図-2 設計荷重モデル

(回答)

設計荷重モデル(1)、(2)は土留グイ根入れ部における土圧を設計上見込むか否かの問題であるが、一般には設計荷重モデル(2)に示されるように、風化地帯においては通常の土砂地盤と同様に通常土圧(主働土圧)を、また岩盤部においては土圧を考慮する必要がない。

しかし今回の場合、地すべり防止グイであり、地すべり滑動時にクイにかかる土圧の予想分布は明確ではないが、地すべり土塊のせん断力の影響を受けてすべり面下の風化帯にも通常土圧以上の土圧が作用する可能性もあり、また、将来風化帯をとり込むようなすべり面の発生も予想される。したがって設計荷重としては安全側を考慮して最終掘削面で零となる設計荷重モデル(1)で示されるような岩盤部での土圧を見込むことも可能と思われる。

(地すべり研究室)

道－１５ 岩盤緑化工法について

（質 問）

環境整備の一環として岩盤緑化工法が多く採用され施工されているが、耐久性（植物の永続性）さらには、防災上からの問題はないか。

（長崎工事事務所）

（回 答）

1. 岩盤緑化の防災上からの観点

斜面を緑化する場合の目的は大きく分けて二つになる。その一つは、斜面のガリ等の浸触防止のための緑化であり、その２は、環境保全のための緑化である。

岩盤緑化の場合、一般的に急斜面であることが多く、浸触防止効果を期待することは少なく、大部分は環境保全のための緑化である。

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する必要がある。

斜面の安定性に問題がある場合には、補強対策を施すべきであり、緑化工はその後で実施すべきである。

（急傾斜地崩壊研究室）

2. 植物の永続性

岩盤緑化とは、岩盤（切土）のり面をはじめ、モルタル吹き付け面、岩屑等の盛土のり面など、無土壌のり面に植物の生育基盤を造成した後緑化を行うものである。これらを大別すれば、¹⁾

（１）客土用スペースを備えたプレキャストコンクリートブロック壁を設置する。

（２）法枠などを設けて枠内に客土または植生土のう詰めを行う。

（３）連続した袋体をアンカーピンなどで張設し、袋体内に客土を填充する。

（４）吹付機を用いて植物生育基盤を造成する。

等がある。これらの工法のうち、ここでは一般的に用いられている主として（４）の工法について植物の永続性を中心に解説する。

植物の永続性を左右する要因として、①のり勾配、②生育基盤の品質と厚さ、③使用植物、④施工後の維持管理（緑化工においては保護管理工という）等があげられる。

2. 1. のり勾配

岩盤のり面（切土）ののり勾配に関する各基準は表－１に示すとおり、最も緩い例でも１割２分（約４０°）となっており、一般的には急勾配に切られることが多い。

2)より岩盤のみ掲載

表-1 各機関におけるノリコウ配の基準とその比較一覧表

岩質土質		切土高	道路土工 指針, 他	国鉄土構 造物設計 施工指針	道路技術 基準	河川砂防 技術基準	改正労働 安全衛生 規則解説	横浜市宅地 造成工事設 計施工基準
岩 盤	硬 岩		1:0.3~0.8 (0.5)	1:0.3~0.8 (0.5)	1:0.1~0.3 (0.2)		0 垂直 5 m 75° ↓ (約0.3)	
	中 硬 岩		1:0.5~1.2 (0.8)	1:0.8~1.0 (0.9)	硬1:0.3~0.6 ↓ 1:0.5~1.0 軟 (0.6)			0 80° 5 60° m
	軟 岩			1:0.8~1.2 (1.0)	硬1:0.3~0.6 ↓ 1:0.8~1.2 軟 (0.7)			0 50° 5 40° m

注) ()内は平均的勾配

一方、植物の生育とのり面の傾斜との関係を見ると、約1割4分~1割2分(35~40°)を越えたのり面では、裸地を放置すると地表面の土砂が移動するため、植物の生育初期に簡易な侵食防止対策を構じなければ植生の自然成立は困難になると言われている³⁾。1割~約8分(45~50°)を越えれば、植物のみによる土壌保全是困難になると考えられているため、緑化基礎工が必要である。

さらに、植生工が施工されたのり面の傾斜と植被率の調査から、(施工地域やのり面の方位によって差があるものの、東京を標準とすれば)約6分(60°)を越えるのり面では工法、土質等によって植被率に差が生じるとともに、たとえ良好に生育したとしてものり面全体が被覆されにくく⁴⁾なるとされており、植物の永続性に問題が残る。

以上の結果をもとに、急傾斜のり面の土壌又は植物現象と植生工導入上の対策をまとめれば図-1のようになる。

従って、岩盤のり面では、緑化基礎工を施工したとしても一定ののり勾配を越えると植物の永続性を確保できない。

2. 2. 生育基盤材料の品質と厚さ

植物の永続性を保証する上で生育基盤に求められる性質は、土壌の安定性、保水性、保肥性、通気性があるが、これらの性質は主に生育基盤材の材料と厚さに左右される。

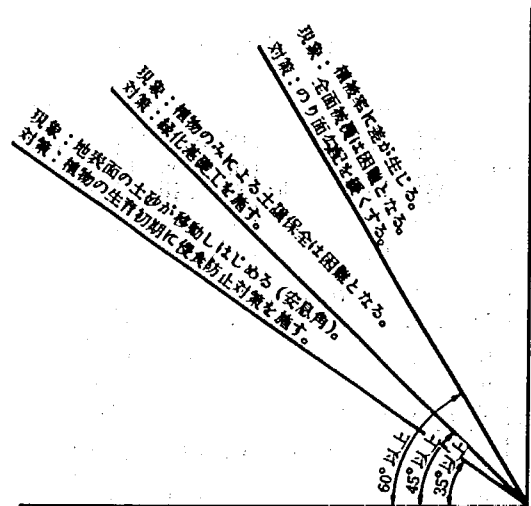
2. 2. 1. 生育基盤材料

生育基盤を材料の面からみれば、主材料は土砂又は有機質で、その使用割合によって、①土砂系、②土砂に有機質混合系、③有機質系に分けることができる。これらのうち、一般的に用いられているのは③であるが、現在までの事例では施工後5、6年までの生育状態に基づいての

材料の優劣の判定しかできていないので、さらに長期的な永続性については、今後の検討を要する。

2. 2. 2. 生育基盤の厚さ

生育基盤の厚さを決定するに当たっては、施工地の気候、標高、のり面の方位、のり面の大きさ、のり勾配、岩質、クラックの有無、生育復元目標（使用植物）等を総合的に検討して決めるべきであるが、現在までのところ基準は定まっていない。なお、現在改訂作業中の「のり面・斜面安定工指針」には厚さに対する目やすを記載する予定である。



図－1 急傾斜のり面の特質と対策

2. 2. 3. 寒冷地の凍結・融解現象

寒冷地では、植物の初期生育上および永続性に悪影響を与える土壌の種々の凍結・融解現象が生育基盤材料によっては起こることがある。特に秋口までに全面被覆がなされない場合には被害が予想される。

2. 3. 使用植物

一般に、道路のり面ではのり面植生が省力的に管理されること、周辺植生と調和させる必要があることなどから、植物の永続性を確保するための復元目標は、一般に草本性郷土植物を主体とし、低木が散生する程度の草生地が考えられる。この場合、外来牧草のみによっては、植生の永続性を期待することは困難である。

このような復元目標を達成するには、施工当初に植物を適切に選ぶことが必要であるが施工後にあっては、

- (1) 外来牧草が衰退し、わずかに裸地が生じた段階で郷土植物を追播する。
- (2) 外来牧草中に木本性郷土植物が生育しつつあれば、窒素成分の含有量が低くかつリン酸・カリ成分の含有量が高い肥料を追肥することによって、外来牧草を衰退させるとともに木本性郷土植物の生長を促進させることができるので、適期に追肥する。

などの対策が必要である。

2. 4. 植物の永続性を確保するための保護管理工

保護管理工は、当初の全面被覆完成時期までではなく、全面被覆完成後植生の遷移を計りつつ復元目標を達成するまでの間作業を実施する必要がある。このため、追播等の作業に加えて、

追肥，目的以外の植物の除去等を継続する必要がある。

イ) 追 肥

追肥は，保護管理工の中で最も重要な作業であり，定期的な観察に基づいて適期に適切に行う必要がある。

一般に，施工時に添加された肥料等は，植物の生育にともなって消費されるが，植物の生長が維持されれば，マメ科植物の空中窒素の固定や腐植層の発達によって，養分が供給されるようになる。これらによって自給自足ができるようになれば，植物の永続的な生育が確保される。従って，それまでの期間追肥を行わなければならない。

一般に，施工時に添加される肥料の肥効期間は，1～3年である。従って，岩盤緑化のり面に腐植層が形成されるまでの期間肥効の切れた時点で，永続性に目途がつくまで追肥が必要となる。

ロ) 目的以外の植物の除去

緑化工においては，一般には目標とする植生を直接的に復元できないので，まずのり面全面を被覆することを目的に植生工を実施している。これらの種の中にはおとり植物と呼ばれるものも含まれるが，これらは，復元目標とする植生を構成する種ではない。おとり植物の中でギンネムやニセアカシアなど特定の種が繁茂しすぎた場合や周辺からの侵入種が繁茂しすぎて，目的とする植物が被圧される場合には，植生の遷移が復元目標に向かうように，目的以外のこれらの植物を除去する（又は密度を下げる）ことが必要となる。

（参考文献）

- 1) 日本岩盤緑化工協会編：有機質系吹付岩盤緑化工法，P 3，1984
- 2) (社)土質工学編：土質基礎工学ライブラリー12 「切土のり面」 P 103，1980
- 3) 倉田益二郎著：緑化工技術P 70，森北出版（株） 1979
- 4) 山寺喜成：厚層客土工法の課題，昭和60年度第2回日本緑化工研究会定例会配布資料
- 5) 芹沢，篠原，二上：山岳道路の環境影響評価手法に関する試験調査，緑化研究室調査資料 1980～1983
- 6) 安保昭：のり面緑化工法，森北出版（株），1983

（緑化研究室）

九州地建における一日
土研資料

土木研究所資料第2255号
昭和60・11(1985)

企画部企画課

キーワード 一日土研

要旨

九州地方建設局管内の現場技術者からの技術的問題点に
関する質問に対して回答をまとめたものである。

郵便はがき

40円切手を
はって下さ
い

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課行

No.

配布先氏名

配布先住所

No. _____

土木研究所資料第2255号
(昭和60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