



土木研究所資料  
第978号

## 中部地建における一日土研資料

昭和49年12月4日(水)～5日(木)

建設省土木研究所

# 総 目 次

## I 河 川 部 門

|                    |    |
|--------------------|----|
| 1. 河川・海岸計画に関する問題点  | 1  |
| 2. 河川等調査に関する問題点    | 22 |
| 3. 環境評価に関する問題点     | 40 |
| 4. ダムに関する問題点       | 45 |
| 5. 砂防、地すべり等に関する問題点 | 51 |
| 6. 下水道に関する問題点      | 62 |

## II 道 路 部 門

|                |     |
|----------------|-----|
| 1. 交通公害に関する問題点 | 71  |
| 2. 構造物に関する問題点  | 95  |
| 3. 舗装に関する問題点   | 106 |
| 4. 土工に関する問題点   | 114 |
| 5. トンネルに関する問題点 | 143 |
| 6. そ の 他       | 149 |

## III 共 通 部 門

|                  |     |
|------------------|-----|
| 1. コンクリートに関する問題点 | 165 |
| 2. 構造物に関する問題点    | 183 |
| 3. 土に関する問題点      | 198 |
| 4. そ の 他         | 201 |

# I 河 川 部 門

|                                                       |    |
|-------------------------------------------------------|----|
| 1. 河川・海岸計画に関する問題点                                     | 1  |
| 1-1 大井川の河道計画について                                      | 1  |
| 1-2 しゅんせつによる上流地区河道低下効果について                            | 1  |
| 1-3 急流河川における低水路固定の際の工法及び低水路法線形について                    | 2  |
| 1-4 流出土砂の多い河川の合流処理計画について                              | 3  |
| 1-5 矢作川中・高水敷表面の維持工法の試験施工について                          | 4  |
| 1-6 牧田川上流部の床固切下げ工法について                                | 4  |
| 1-7 木曾川上流部(分派)河床固定について                                | 10 |
| 1-8 砂利採取の橋脚に与える影響について                                 | 10 |
| 1-9 天龍川鹿島湾曲狭さく部における河道計画について                           | 11 |
| 1-10 北鹿島堤防漏水対策工法について                                  | 13 |
| 1-11 雲出川支川、中村川、波瀬川の合流点処理方法について                        | 14 |
| 1-12 鈴鹿川派川の分派計画再検討について                                | 15 |
| 1-13 感潮河川河口部の有効河積としては如何に考慮すべきか                        | 18 |
| 1-14 大井川河口部海岸の侵食防止について                                | 20 |
| 2. 河川等調査に関する問題点                                       | 22 |
| 2-1 降雨資料精度と使用について                                     | 22 |
| 2-2 降雨予測手法について                                        | 24 |
| 2-3 雨量テレメーター局の適正配置について                                | 26 |
| 2-4 自記紙のデジタル化について最近の普及状況及び今後の課題について                   | 28 |
| 2-5 洪水時の超音流速波計の実用性ならびに洪水時の流速計の開発状況について                | 29 |
| 2-6 土砂河川における流量及び流砂量の測定方法                              | 30 |
| 2-7 大洪水の特異性の調査方法について                                  | 31 |
| 2-8 河川堤防天端上への湧水エアー抜けについて                              | 32 |
| 2-9 伏流水と地下水との判定について                                   | 33 |
| 2-10 藻類の光合成および呼吸による影響の定量的把握について                       | 37 |
| 2-11 台風接近時における波高予測手法について                              | 38 |
| 3. 環境評価に関する問題点                                        | 40 |
| 3-1 放水路開削に伴う放水路河口(海域)部の自然環境変化予測<br>手法及びそれに必要な基礎資料について | 40 |
| 3-2 河川総合汚染度の評価方法について                                  | 43 |

|                                                 |    |
|-------------------------------------------------|----|
| 4. ダムに関する問題点                                    | 45 |
| 4-1 トンネル余水吐の安全性及び実用性について                        | 45 |
| 4-2 重力式ダムの岩盤せん断強度の設計値のとり方について                   | 46 |
| 4-3 崖錐堆積物をフィルダムロック部分の基礎とすることについての調査方法及び判定規準について | 47 |
| 4-4 利水計算における基準年のとり方                             | 49 |
| 5. 砂防・地すべり等に関する問題点                              | 51 |
| 5-1 土砂崩壊のシステムについて                               | 51 |
| 5-2 山腹崩壊と降雨及び植生との関係について                         | 51 |
| 5-3 山腹崩壊の回復時間について                               | 52 |
| 5-4 地すべり、地すべり性崩壊、崩壊の相違について                      | 53 |
| 5-5 土石流、掃流について                                  | 54 |
| 5-6 基岩の風化について                                   | 55 |
| 5-7 不測の土石流等に対処するための森林造成計画について                   | 60 |
| 5-8 野溪の発達について                                   | 61 |
| 5-9 砂防ダムの水抜き（暗渠）について                            | 61 |
| 6. 下水道に関する問題点                                   | 62 |
| 6-1 河川と下水道の設計基準の相違について                          | 62 |
| 6-2 下水三次処理の現況と見通しについて                           | 63 |
| 6-3 三次処理水の再利用の用途と問題点                            | 65 |

## 1. 河川・海岸計画に関する問題点

### 1-1 大井川の河道計画について

#### (主 旨)

大井川は従来の計画高水流量  $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $1/60$ ) に対し、基本高水流量を  $11,500 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $1/100$ ) とし、長島ダム等のダム群で  $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$  洪水調節し、河道における計画高水流量を  $9,500 \text{ m}^3/\text{s}$  と改訂した。(S. 49. 3)

大井川はすでに砂利採取等で河床が相当低下しており、大部分河積の確保は図られているが、一部 19.6 k 附近に牛尾山が突出しており、最狭さく部をなし、計画規模の流量では異常な流下状態が予想される。

これらの対策としては、現況断面の嵩上げ、あるいは牛尾山の開削等が考えられるが、いずれにしても河積の確保が必要となるが、これら対策工事を行なった場合、上・下流の河川に与える諸々の影響が予想されるが、今後解析、あるいは模型実験等を行なう必要があるが、これら狭さく部の対策を検討するに当たって、あらかじめ留意する点あるいは特に調査しておく必要のある事項等御指導いただきたい。

(静岡河川)

#### (回 答)

狭さく部を拡巾することは、狭さく部上下流の河道の連続性が増大することである。そこで、平面的な蛇行特性、および河床材料などの変化が生じると思われるのでその調査が必要である。拡巾計画の検討は河床変動計算および平衡河床計算が水理計算としては主要のものとなるので、流砂量(流砂型式、粒径別)および粗度係数などの調査が望まれる。現地の平面形および横断形、あるいは河床状況等の知識が皆無であるので、適切な解答にはなり得ないが、これらの調査項目以外では事務所で計画中の調査で十分のように思われる。模型実験は局所的に複雑な三次元流となる場合には有効であるが、一次元的な河道であればその必要はない。

(河川研究室)

### 1-2 しゅんせつによる上流地区河道低下効果について

#### (主 旨)

(1) 天竜川は流量改訂に伴って計画高水流量が増加した。天竜峡直上流部の川路竜江地区改修計画にあたっては現況川幅および H, W, L を変更しない方針で計画した。これにより川路竜江地区および天竜峡より下流部(泰阜ダム貯水池内およびその上流)の河道掘削を必要とするが天竜峡より下流部は川幅狭くしゅんせつ作業は天竜峡より約 1.5 km 下流の阿智川合流点附近より下流では出来る可能性がある。

阿智川合流点附近において多量の掘削を行なうことによって、それより上流約 1.5 km 間の河床低下をはかることは期待出来るものかどうか。その効果の検討方法等について伺いたい。

(天竜川上流)

#### (回 答)

(1) 河床変動計算を行なう。問題は流砂量公式にあるので、現地に適合する公式の検討が必要で

ある。場合によっては流砂量観測を行なうことが望ましい。

ただし、一般的にいえることとして、下流河道掘削の影響は上流河道の低下をもたらすが、その影響範囲は期待するほど長くはなく、また年月もかかるものである。（河川研究室）

- (2) 河川の上流域やダムの貯水池内の土砂の掘削等は港湾や河口部のしゅんせつ作業と条件が大きく異なる。現在のしゅんせつ船について陸上運搬の可能な規模と能力（しゅんせつ可能な深さ、粒径の限度、搬送距離および高度差等）について伺いたい。（天竜川上流）

（回 答）

a 現在用いられている解体形式の浚渫船の主要仕様は次の通りである。

1. 重 量 : 300排水トン（5～6分割）
2. ポンプ管径 : 15" ～ 16"φ
3. 掘削深度 : 5 ～ 10m
4. 最大粒径 : 10"（管径の約 $\frac{2}{3}$ 、管径と同径のものもあることがある。）
5. 運送距離 : ポンプ馬力をmで表わした値を搬送距離の目安とする。例えば300ps  
→300m。max≒1200m

b a項に示す値は一般的な概略の値であって、作業条件に合わせてある程度の仕様の変更が可能である。すなわち、深度の大きいところではグラブバケットを使用するか、搬送距離を大きくとるためにブーストポンプを採用することなどが考えられる。

c 特殊機械の応用 例えば、水中ブルドーザや水中ショベルの使用、粒径の小さい場合は機械研究室が開発した海底掘削機の応用などが考えられる。

d 同種の試験工事例に近畿地建の野洲川放水路浚渫がある。昭49. 3.に中間報告がでて  
いる。（施工研究室）

1-3 急流河川における低水路固定の際の工法及び低水路法線形について

（主 旨）

天竜川は支川よりの流出土砂量が多い。このため河道計画にあたって狭く部を除く川幅の広い地区は洪水の疎通断面のほかに洪水時の流出土砂に対処した低水路的な断面を確保することとした。

河川の勾配は $\frac{1}{100} \sim \frac{1}{300}$ であり低水路固定は非常に難しいことと考えているが改修計画上は既設の水筋を勘案した蛇行方式で固定をはかっていく工法としてブロック積の水はね水制的なもので考えているがこの他にも良い工法等はないか、また低水路計画は蛇行式と流心方式が考えられるがこれらの使い分けはどのような点を考慮して決めるか伺いたい。（天竜川上流）

（回 答）

水流の蛇行特性として、一般にフルード数の大きいこと、および水深の大きいことは直進性の大きいことを示す。しかしながら、流速が大きいことは岩や水はねにぶつかったときに大きい反転力を有することを意味する。反対に、フルード数が小さくなく、かつ水深が深く、水深/川幅比が小さいと蛇行傾向が増大する。

ただし、フルード数よりは水深/川幅比の方がより大なる影響力を有するようである。

いっぽう河川における蛇行は水流の蛇行特性によってのみ定まるのではない。著者は蛇行現象に対し、流砂の調整能力の面を強調したいと思う。蛇行による流路延長で勾配の減少はあるが、同じ流量でも、流路が曲がり流速分布が片寄って、さらに二次流が発生すれば、より多くの流送土砂を輸送できる。このことは、掃流砂量が平均流速のほぼ3乗に、また浮遊流砂量がほぼ5乗に比例することからみても明らかである。すなわち、蛇行特性は流量、川幅、粒度および勾配などによって決まる水流の特性の他に、上流からの供給土砂量、流砂型式および粒径（混分度）などの影響を受ける。したがって、ダムができ、砂防工事が進捗すれば、排出土砂量およびその粒径の変化が現われるので、河川における蛇行特性は現状のそれと異なる。この限りにおいて土砂流出量に見合った蛇行特性を推定する必要があるといえる。

天竜川上流では、急流で支川からの流入土砂量が非常に多い。これは蛇行の発生しやすい条件である。水路内には交互砂州が形成され、それが出水毎に大きく変って、全体として下流に移動するのであろう。上流からの供給土砂量が極端に変わらない区間では、既往の水筋を重視することは得策であるが、みお筋を固定しようとする考え方が適当かどうかは十分な検討をまって決定すべきであろう。過去の資料と現状とを比較することにより、みお筋や交互砂州の移動状況、およびそれに伴う蛇行ピッチなどの変化が明らかにされるであろう。したがって、みお筋の固定が可能な区間についてはブロックなどで固め、変化の様子をながめながら工事を進めていくのがよいであろうが、交互砂州の流下が予測される場合には、いたずらに部分的に固めて全体の蛇行傾向に力に対抗することは得策とはいえないように思える。堤内の蛇行を認め、交互砂州の流下を許しながら、河道をコントロールするような、簡単な、軟かくて規模の小さい水制にとどめるべきではないかと思われる。その場合、堤防が流水の脅威に直接さらされることのないように、可能な限り長く、かつ敷高の高い高水敷が必要であろう。

将来、支川からの流入土砂量が大幅に減少し、河道の変化が少くなれば堤防間の中心に低水路を設けることもできようが、現状においては、供給土砂量が減少しつつあるとはいえ、蛇行傾向に有意の差が現われていなければ、現状の特性をみつめ、それにあまり逆らわない柔軟性のある方策を講じていく以外に良策はないと思われる。

(河川研究室)

#### 1-4 流出土砂の多い河川の合流処理計画について

##### (主 旨)

天竜川は流出土砂が多く、河川勾配も $1/100 \sim 1/300$ と急で数ヶ所に狭さく部があり、狭さく部の上流は洪水時に土砂が堆積しやすい。本川への流入支川は数多くあり改修効果の減殺を少なくするためには支川の合流をスムーズに行なわせ支川よりの溢水を防がなければならない。洪水時における合流点附近への土砂の堆積等による疎通障害を起さないような合流処理計画を立案する場合最も注意しなければならない事項及び検討方法等について伺いたい。

(天竜川上流)

##### (回 答)

合流点は流量の合流のみではなく、土砂も共に合流する。合流点ではその両方を調整するため

に複雑に変動する。支川からの排出土砂が多い場合には、土砂が合流点の下流側に堆積し、本川の河岸側に洗掘を生じる。支川の合流角度は急になって、本川の上流にさかのぼるようになる。

このような合流的における処理対策としては、次のようなものが考えられる。

- a. 支川上流に砂防ダム、砂防工事を実施し、排出土砂量を制御する。
- b. 支川に落差工を設けて、流れを弱めると同時に土砂の排出を制御する。
- c. 合流点において流速の急激な変化が起らないように合流点直上流から勾配を小さくする。そのためには、落差工を設けるか、合流位置を下流にずらせるとかする。
- d. 合流点を下流に局所的な堆砂が発生しないように、川幅と流向を工夫する。支川の流出が一般には早いから合流点に堆砂することはやむをえないことである。問題はその堆砂形状にあるのであって、それが本川流出時に極端な水量のセキ上げにならないように、かつ流水の集中が発生しないように広く一様に堆砂させることが望ましい。そのためには、流速分布が一様になって、渦の発生がみられないように合流角度をゆるくし、流路幅も急激に広くならないようにすべきである。

- e. 合流点下流区間は調整区間である。この間は河幅を広くし、護岸をしっかり施工して、ある程度の変動にたえ得るようにしておくことが望ましい。

合流点の調整問題は他にも種々影響要因があるので、現地資料に基づいて十分な検討を行ない、場合によっては模型実験を行なうことも必要であろう。(河川研究室)

#### 1-5 矢作川中・高水敷表面の維持工法の試験施工について

(主 旨)

矢作川は河道全般にわたり砂河川であり、漏水力所も多く河道は単断面力所が多い。この対策として、矢作川改修計画では複断面形に造成し、低水路固定を計る計画である。低水路固定として現在矢作川筋で2カ所杭出し水制による試験施工をして検討中である。ここでは水制により堆砂した表面(中水敷)と造成した高水敷の表面の維持工法を試験施工により検討しようとするもので、その選定工法、選定地点、注意事項等について指導いただきたい。(豊橋)

(回 答)

中高水敷では流水の乗りあげる場所および戻る場合が侵食を受け易い。また、側方侵食についても観測する必要があるように思われる。たとえば、棒でも並べて立てておいて、出水中に棒が流出する様子を調べれば侵食状況が知れると思われる。

詳しいことはよくわからないが、原計画でだいたいよいように思われる。(河川研究室)

#### 1-6 牧田川上流部の床固切下げ工法について

(主 旨)

牧田川8.0Km附近より上流16.0Kmの区間には200~300m間隔で床固めが23基入っている。現在当河川は天井川になっていること、漏水が著しいこと、床固めが老朽化していることなどから河床の切り下げ(2~3m)と落差工が決定されたが、その施工順序、配置間隔、工法

などについて御教示願いたい。

(木曾川上流)

(回 答)

河床の切り下げ後の河道計画、配置間隔および落差高については落差工を考慮した河床変動計算によるものとする。計算条件は現地調査にもとずいて決定する。流量、河床材料等の資料は整備されていると思うので、流砂関数などの検討が重要であろう。同様に、施工順についても計算により検討しておくことが必要であろう。一般的には既設の床固との関係がうまくゆけば、どこから着手してもよいように思える。この場合、施工段階で個々の床固に追重のロードがかからないよう留意する必要がある。

床固の水理機能の検討は次のようにして行なう。

床固めを設けたことによる影響がその上下流にどのようにあらわれるかは、一般に河道の初期条件や水理条件を与えることにより河床変動計算によって求められる。しかし床固めを設計する場合には、床固めの河床維持としての機能を、河道条件や水理条件と関連して一般的な形で理解することが必要である。そこで、流量、流砂量などが一定の場合の床固めの水理機能について考察してみることにする。流量、流砂量、河床材料、粗度係数、河幅などを一定として与えて河床縦断形状を求める場合には、河道の平衡理論が適用できる。

(1) 動的平衡の場合

床固めを設けようとする区間では、流砂の連続条件が満足されずに河床が低下する傾向がある。従って安定な河床形状を考える場合には、上流から供給される流砂量をその区間の設計条件としなければならない。

河道の平衡理論によれば、動的平衡の場合、流砂量公式及び抵抗法則式より河道の平衡水深、および平均勾配を与えることができる。流砂量公式として佐藤・吉川・芦田公式を用い、抵抗法則にManning式を用いれば平衡勾配  $I_0$  と平衡水深  $h_0$  は次式のように表わされる。

$$I_0 = \frac{1}{(Q_n)^{9/7}} \left[ \frac{Q_B (\sigma / \rho - 1)}{g^{1/2} \varphi F B^{1/10}} \right]^{20/21} \quad (1)$$

$$h_0 = \left[ \frac{Q^3 n^3 g^{1/2} \varphi F}{B^2 Q_B (\sigma / \rho - 1)} \right]^{2/7} \quad (2)$$

ただし、 $Q$ ＝流量、 $Q_B$ ＝流砂量、 $n$ ＝粗度係数、 $B$ ：河幅、 $\sigma$ 、 $\rho$ ：砂および水の密度、 $g$ ：重力の加速度、 $\varphi$ ：0.623 ( $n \geq 0.025$ ) 及び  $0.623 (40n)^{-3.5}$  ( $n \leq 0.025$ )、 $F$ ： $\tau_0 / \tau_c$  の関数。また、浮遊砂も含めた Brown 公式を用いた場合には、

$$I_0 = \left[ \frac{0.01 \times B Q_T^2 (\sigma/\rho - 1)^4 \cdot d_m^2}{g Q^3 n^3} \right]^{2/7} \quad (3)$$

$$h_0 = (Q \cdot n)^{3/7} \cdot \left[ \frac{10 \times g^{1/2}}{B^4 Q_T (\sigma/\rho - 1)^2 d_m} \right]^{9/35} \quad (4)$$

ここに、 $Q_T$  : 全流砂量、 $d_m$  : 平均粒径

すなわち図1において床固めの上流の水深は $h_0$ で与えられる。これに対して床固め上の水深は、床固めの天端箇所と下流の水利条件によって決定され、流れが常流の場合にはその最大値は $h_0$ であり最小値は限界水深 $h_c$ である。

いま床固上の水深を $h$ とし( $h_0 \geq h \geq h_c$ )、 $h$ に対応する上流の河床形状を考える。(2)および(4)式の関係をみて分るように、同一流量に対して水深が減少すれば流砂量が増大するが、床固め上は固定床であるから河床は変動せず、ここでは流れは非平衡である。しかしこの掃流力増大の影響をうけ、その上流部では河床が低下し、その水深は $h_0$ に近づくようになる。床固めによる局部的な背水の影響が無視できる $\Delta x$ 上流地点を考えると、その水深は $h_0$ である。 $\Delta x$ 区間でのエネルギー勾配は、近似的に $I_0$ と等しいとして、その地点の河床高 $Z_2$ は次のように求められる。

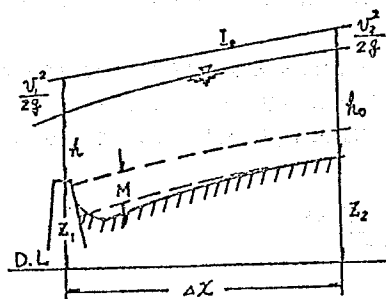


図 1

(1) 河幅が一定の場合

比エネルギー関係から、 $Z_2$ は次式で表わせる。

$$Z_2 = Z_1 - (h_0 - h) + \frac{Q^2}{2gB^3} \left( \frac{1}{h^2} - \frac{1}{h_0^2} \right) + I_0 \Delta x \quad (5)$$

床固め上流部の平衡河床を延長した河床線より突出する床固めの高さを $M$ とし ( $M = I_0 \Delta x + Z_1 - Z_2$ )、

$$h = \beta h_0 \quad (0 \leq \beta \leq 1) \quad (6)$$

とにおいて $\beta$ の値によって床固めの突出高 $M$ の値の変化を調べてみると、(5)、(6)式より、 $Q^2 / g B^2 h_0^3 = Fr^2$ として、

$$\frac{M}{h_0} = (1 - \beta) - \frac{Fr^2}{2} \left( \frac{1}{\beta^2} - 1 \right) \quad (7)$$

を得る。(7)式の関係を図示すると図-2の如くである。 $\beta$ のとり得る範囲は $h \geq h_c$ であり、限界水深の定義から

$$h_c = Fr^{2/3} h_0$$

となり、従って $\beta$ の値は $\beta \geq Fr^{2/3}$ の範囲になければならない。図-2においては $\beta$ のとり得る範囲は点線より右側の部分である。図-2を見て分るように、床固めの突出高 $M$ は、上流側

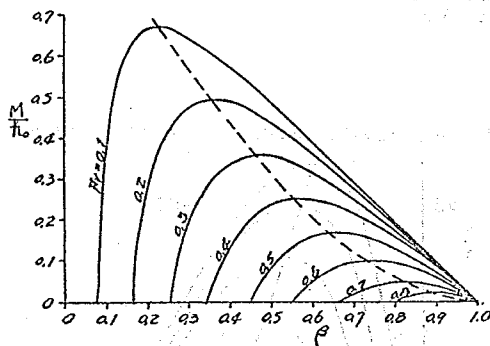


図-2

の流れの $Fr$ 数の小さい程、また床固め上の水深が小さく、限界水深に近い程大きくなり、例えば $Fr = 0.2$ の場合には、突出高は最大 $h_0$ の5割にも達する。即ち、その様な場合には、床固めの天端高を、計画河床よりも相当高くしておかなければ、所定の河床高が維持できないことになる。

流量、供給流砂量、下流端条件、河床材料、粗度係数等が与えられれば、(7)式或は図-2によって、与えられた床固め天端高に対応する上流河床高が、また上流河床高が与えられれば、それに対応した床固め天端高を求めることができる。

(2) 床固めの越流幅をせばめた場合

上流の河幅  $B_2$  に対して床固めの越流幅  $B_1$  をせばめると、突出高  $M$  を減少させることができる  
いま、 $B_1 = r B_2$  ( $r \leq 1$ ) として、上流の河床高  $Z_2$  を求めると、

$$Z_2 = Z_1 - h_0(1 - \beta) + \frac{Q^2}{2g h_0^2 B_1^2} \left( \frac{1}{\beta^2 r^2} - 1 \right) + I_0 \Delta x \quad (8)$$

となり、前と同様に床固めの突出高  $M$  は、

$$\frac{M}{h_0} = (1 - \beta) - \frac{Fr^2}{2} \left( \frac{1}{\beta^2 r^2} - 1 \right) \quad (9)$$

となる。ここで  $\beta$  のとり得る範囲は、床固め上での水深が限界水深以上であることを考慮して、

$$h_c = \left( \frac{Q^2}{g B^3} \right)^{1/3} = Fr^{2/3} h_0 \frac{1}{r^{2/3}}$$

$$\therefore \beta \geq \frac{h_c}{h_0} = \left( \frac{Fr}{r} \right)^{2/3}$$

(10)

となる。(9)式の関係で、 $r$  の影響をみるために  $Fr = 0.3$  の場合を求めたのが図-3である。

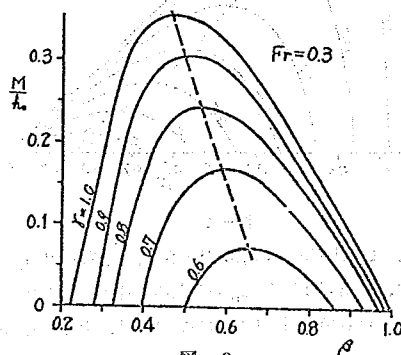


図-3

$\beta$  の適用範囲は点線より右側の部分となる。図-3を見ると、図-2に比べて同じ  $Fr$  数及び  $\beta$  の値であっても、越流幅をせばめることによって突出高  $M$  の値が減少することが分る。

(3) 床固めを複断面とする場合

図4に示すような複断面形状の床固めを考える。この場合高水敷上に水がのらない場合には(2)

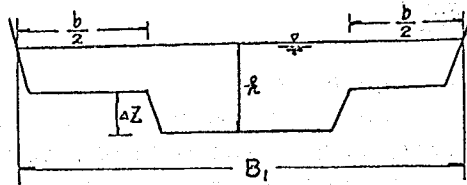


図-4

の扱い方になるが、ここでは高水敷上も水が流れる場合とする。上流の河幅を  $B_2$ 、床固め地点の河幅を  $B_1$ 、高水敷幅を  $b$  とし、高水敷と低水路の高さの差を  $\Delta Z$  とする。

前と同様に、

$$h = \beta h_0, \quad B_1 = r B_2$$

とおいて、 $\Delta x$  上流の河床高  $Z_2$  及び突出高  $M$  は次式により表わされる。

$$Z_2 = Z_1 - h_0(1 - \beta) + \frac{Q^2}{2g(\beta B_1 h_0 - b \Delta Z)^2} - \frac{Q^2}{2g B_2^2 h_0} + I_0 \Delta x \quad (1)$$

$$\frac{M}{h_0} = (1 - \beta) - \frac{Fr^2}{2} \left[ \frac{1}{\left( \beta r - \frac{b \Delta Z}{B_2 h_0} \right)^2} - 1 \right] \quad (2)$$

この場合にも  $\beta$  のとり得る範囲は  $h \geq h_0$  によって与えられる。上流側水路幅  $B_2$  と床固め上の全幅  $B_1$  とが等しい場合には、突出高  $M$  の値は、(1)と(2)の中間値となる。

## (2) 静的平衡の場合

上流からの土砂供給がない場合には、河道にある河床材料が移動できなくなるまで河床が低下し、限界掃流力に達して始めて平衡河床となる。従ってそのような場合には(1)~(4)式の代りに、静的な平衡勾配  $I_0'$  と平衡水深  $h_0'$  として次式を用いればよい。

$$I_0' = \left( \frac{BU_{*c}^{10/3}}{g^{5/3} Q_n} \right)^{3/7} \quad (3)$$

$$h_0' = \left( \frac{Q^2 n^2 g}{B^2 U_{*c}} \right)^{3/7}$$

64

ここに、 $U_{*c}$  は河床粒径の限界掃流力である。

静的平衡条件で河道を設計しなければならない場合には、一般に  $h_0'$  が動的平衡水深に比べてかなり大きくなるから河床低下量も大きい。そしてその場合の  $U_{*c}$  を求めるための粒径としては、一様粒径の場合は問題がないが混合粒径の場合には、そのとり方によってかなり異った結果を与えるので注意せねばならない。低下量の大きい場合にはふるい分け作用によって大粒径のものが河床表面を覆うアーミング効果が期待できるので最大粒径を用いればよいが、そうでない場合には河床低下量と河床の粒度分布とから判断して求める。

(河川部長)

### 1-7 木曾川上流部(分派)河床固定について

#### (主 旨)

木曾川上流部 4.3 Km ~ 5.0 Km における分派計画、同地区は S 37 年、S 44 年と土木研究所で検討(模型実験)、配分流量も決定されましたが、その後本川の河床が著しく下がって、ほとんど南・北派川に流入しなくなっている。本川の河床固定の処置(床固による河床固定等)、工法等について御教示願いたい。

(木曾川上流)

#### (回 答)

本川は上下流部と円滑な曲線で結ばれ、南北両派川より河床高が低い。そのうえ、上流からの補給砂量の減少、および砂利採取(たとえば現在行なわれていないとしても、過去に堀削した影響は残る)の影響が加わるのであるから、本川の河床低下は進行する。本川の川幅は上下流のそれに比して狭いので河床低下の度合は著しい。本川の河床低下の様子は河床変動計算によって予測することができるであろう。

この地区の改修方針としては、両支川を堀削するとか、本川に床固を設けるとか種々の方法が考えられると思うが、問題は技術面のみにあるばかりではないと思われる。

(河川研究室)

### 1-8 砂利採取の橋脚に与える影響について

#### (主 旨)

砂利採取計画立案に当たり、鉄道橋、道路橋、水管橋等の橋脚の安定を確保しつつ、砂利採取許可を施行する場合、橋梁上下流の最小必要限度の保安距離は技術的に見て何米程度が妥当であるか御教示願いたい。

(木曾川上流)

#### (回答-1)

安定した平衡河道において、橋梁部分のみ残して上下流部の河道堀削を行なえば、当然のことながら上下流の河床高まで流水により低下する。上流部のみ堀削する場合には、堀削部分に上流からの流送土砂が堆積して、橋梁部への補給土砂が減少するから、同様にして河床は低下することになる。ただし、低下の度合はゆるやかであろう。また、下流部のみ河道堀削を行なった場合

は、流送土砂の補給量の低下はないが、下流水位の低下により、橋梁部における掃流力が増大し、やはり同様に低下することになる。以上の定性的な河床低下の特性は河床変動計算により、多少より定量的な推定が可能である。砂利採取が極端なものでない限り、橋梁部付近における流れの集中や渦の発生などの局所的な現象には現状に問題がない限り留意する必要はないであろう。

したがって、橋梁上下流の最小必要限度の保安距離は橋梁部河床の許容河床低下量と洗掘対策工との兼ね合いで決定すべきものと考えられる。洗掘対策工としては橋脚下流の床固工、あるいは橋脚の保護工などがある。

なお、保護工がない場合には橋脚周辺において洗掘が進行し、その最大水深が平均水深の倍近くになるとの研究結果があるが、さらに深部まで密度変化などは発生しているようであるから、特に河床材料が細かく、軟かい河床の場合には注意すべきであろう。橋脚周辺の保護工としては各種のものがあるが、最も簡単なものは捨石とかブロックの投入である。橋脚周辺の保護範囲は簡単な実験により推定することができる。

(河川研究室)

#### (回答一2)

洗掘量が定量的に出されるならば基礎自身の安定を検討することは容易であるが、その洗掘量が一般的に算定しにくいことがこの問題を困難にしている要素である。

結局このような問題は経験的なものとして扱わざるを得ないと思う。「河川管理の理論と実践」によれば構造物上下流の保安距離の目安として次の数値を上げている。

|                             |       |
|-----------------------------|-------|
| 大河川 (計画流量 5,000 t 以上) ..... | 200 m |
| 中河川 ( " 1,000 t 以上) .....   | 150 m |
| 小河川 ( " 1,000 t 未満) .....   | 100 m |

近年に建設された橋梁基礎は計画河床又は最深河床より2 m以上の土被りを有しているのが普通であり、これらの基礎では上記の保安距離で十分と考えられるが、架橋年次の古いものや土被りの浅い基礎で特に直接基礎形式のものは洗掘により基礎底面が洗われ、安定度が著しく悪くなったり、場合によっては沈下することもあるので、このような橋梁の場合は保安距離を十分大きく取ることが必要である。

(基礎研究室)

### 1-9 天竜川鹿島湾曲狭さく部における河道計画について

#### (主 旨)

天竜川の鹿島地点は河口より約2.5 Kmであり山間部を流下した天竜川が遠州平野に流出する境界点にあり計画高水流量は $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

本地点は上流部川幅が400 m ~ 500 mから本地点においては200 m程度となり下流部では再び500 m ~ 600 mへと変る最狭さく部である。左右岸は人家密集地であり右岸は岩盤の露出した垂直壁である。また上流部の河道方向は南西方向であるが本地点を挟んでわずか1 Km程度の区間で東へと向を変え急激な湾曲部である。さらにこの区間には国道橋、鉄道橋が架設されている。このため計画規模の流量が通過する際は異常な流下状態が考えられる。

改修計画を策定するに当り模型実験による解析も考えているがどのような調査を進めるのが適

切であるか御教示願いたい。

(浜松)

(回答)

一般に、河川は山間部を急流状態で流下し、極く短い遷移区間をへて、平野部の緩流河川へと移行する。天竜川の鹿島地区は、このような遷移区間の典型と考えることができるであろう。

河相は川幅の小さい急流河川から川幅の大きい緩流河川へと急変するが、その急変しつつある河相の遷移区間が今回とりあげられた。

その遷移区間には一般に次のような特性がみられる。

- a 川幅は上流部から下流部へ急変するが、遷移区間の上流部、すなわち狭さく部の出口では下流の緩流河川部の川幅より広くなることもある。
  - b 河川は一般にわん曲するが、その度合が極端に大きくなる場合もめずらしくない。河道全体としてのわん曲のほかに、洪水の流量規模に応じた蛇行が発生しやすい。その蛇行は安定したのではなく、比較的容易に変化する。したがって、下流の緩流河道に一つの不安定発生要因を与えることがある。
  - c 川幅が広がり、蛇行が発生するということは、この区間で上流からの流送土砂の調整が行なわれていることを意味する。したがって、多くの場合土砂の堆積がみられるが、それにともなう河床変動の激しい場所でもある。一時的に川幅が広くなるのは必要だからそうなのである。
  - d 河床材料の平均粒径は上流部のそれから下流安定河道のそれに急変するが、この遷移区間のなかでも上流から下流に向って細粒化している。しかし、その変化の割合は一樣ではなく、この遷移区間内においても河床材料の急変地点がみられることがある。河床材料は当然のことながら横断方向にも大きく変化する。また鉛直方向の変化もとくに砂州部では大きい。下流の安定した緩流河道では、河床材料の粒度分布の一樣化がすすんでいるが、遷移区間では混合粒径である。低水路ではアーミング現象がすすんでいることがある。
  - e 河床材料の変化があれば、必然的に河床勾配も変化する。また、粒度係数も変化する。流水に与えるエネルギー損失は、摩擦のほかに蛇行などによる形状の要素も小さくないので留意を要する。
  - f 洪水時の流れはこの遷移区間で急変する。水面に波が発生し、常流状態でも局所的にジャンプすることもある。また、平面的な渦も発生し易い。
  - g その区間は洪水に際し、災害危険区域でもある。また、破堤などが発生した場合には浸水区域が広がり、被害も大きくなる。
  - h 平野部河道の上流端として、河川の計画の基準点となることが多いが、以上の考察により河道の不安定区間、および洪水流の急変地点(縦断的かつ横断的にも)であることが理解されるから、あまり適当とはいえない。また、洪水波形の変化もみられるであろう。
- 天竜川鹿島地区の調査項目はこのような遷移区間の特性を十分検討のうえ決定しなければならない。事務所で実施中の調査はまさにマトを射た調査とみることができるのであろう。今後追加すべき調査項目としては、流砂量(掃流砂と浮遊流砂、ウォッシュロードはここではあまり重

要ではない)が挙げられる。これは河床変動や蛇行特性を検討する場合に重要である。調査の内容は実際の洪水の現象をよくみてなるべく細かく、めんみつなものとすべきであると思われる。

この遷移区間の現象は三次元的に複雑であり、しかも河川計画に重要な場所でもあるので、模型実験を実施する意義は十分にあり、またその結果に期待してもよいであろう。ただし、実験としては、勾配の変化、粗度の変化、粒径の変化および混合粒径ということで大変困難な実験となることが予想される。過去にもその経験がないので、通常の模型実験以上の期間を必要とするうえ、混合粒径の粒度調整や粗度係数の調整などに費用の増大も見込まなければならない。鹿島地区はこのような遷移地区の代表例でもあるので、筑波学園都市へ移転後にすみやかに模型実験を実施する価値は十分であると思われる。その場合、模型実験結果の精度を左右するものは現地の調査資料であるので、その意味でも現地の詳細な精度のよい調査が大いに期待される。

(河川研究室)

#### 1-10 北鹿島堤防漏水対策工法について

##### (主 旨)

天竜市北鹿島地区は天竜川河口より2.5km附近であり、山脈状に突き出した島羽山のため天竜川は湾曲し流水が迂回する。その山陰側に発達した寄州の上に三ヶ月状に築堤し山との間の輪中のような中に人々が住みついた幅100～200m、長さ400m程度の場所である。このため地下の土質は玉石又は礫混りの砂であり天竜川の出水のたびに堤防のり尻はもとより畑地、宅地等より漏水あるいは湧水がありその量も大出水の時にはほう大なものとなり住民は不安におびえている状態である。このためこの漏水や湧水を止める工法、または堤防を安全に維持し水を適切に処置するためにはどのような調査を実施すればよいのか、また対策工法としてどのような工法が考えられるのか御教示願いたい。

なお、現在までの調査資料としては、昭和47年度に8～14mのボーリングを9ヶ所で行ない住状図、粒度試験、現場透水試験が実施してある。またボーリング孔は地下水観測井として残しており、週1回の観測資料の他1ヶ所については自記記録が観測できている。本年7月の出水時の漏水状況写真が撮影できている。

(浜松)

##### (回 答)

漏水地盤の調査は「河川砂防基準原案(調査編)(建設省河川局)」に詳しく書かれているので、それを参照していただきたい。なお、昭和47年度よりかなりの調査がなされているので、調査が十分でない個所の補足調査をするともに対策工法を検討するための調査のとりまとめを行なう必要があると思われる。すなわち調査結果にもとづき透水地質の代表個所ならびに透水地質の厚い個所で土質断面図ならびに縦断面を作成する。そして土質試験ならびに現場透水試験の結果から表層ならびに透水性地質の透水係数を決定する。また、地下水観測結果から、堤内地の平常水位を決定し、洪水時の浸潤変化を図示する。以上の資料を基にして、現地盤における計画高水時の地盤漏水量ならびに浸透比を計算し、漏水対策を検討する。この漏水量および浸透比を検討する方法として次のようなものがある。

- 1) 理論解による方法
- 2) 電気模型によって検討する方法
- 3) 有限要素による浸透解析による方法

漏水対策工法としてはつぎに示すような工法がある。

- 1) 透水層内に止水壁を設置する方法： 止水壁を作る方法としては鋼矢板工、コンクリート矢板工、シートウェル工、粘土壁工、コンクリート壁工、注入工、止水膜工などがある。
- 2) 堤防敷を拡幅する方法： 透水経路長を大きくするため堤防敷幅を増大する。
- 3) ブランケット工法を設置する方法： 堤内外の透水地盤を不透水性でおおう方法である。
- 4) 抑え盛土を設置する方法： 堤内地の地盤に盛土して水頭勾配を減少させるとともに、クイックサンドなどを防止する。
- 5) 排水井戸、排水溝を施工する方法： 不透水性の表土を突き破って湧水する漏水を防止するため、あらかじめ排水用の井戸あるいはミゾを掘削して、浸透流を流出させて水頭を下げる方法である。
- 6) 堤防のり先付近の補強： 表のり先付近に水制を設け、洗掘を防止すると同時に土砂を堆積させ、透水層に直接水が浸透するのを防止する。また、堤防に接近した土取場の埋めもどしなども、堤防のり先付近の補強工法の1つである。

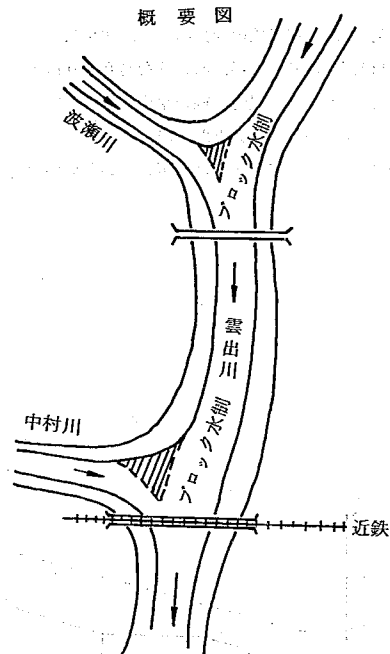
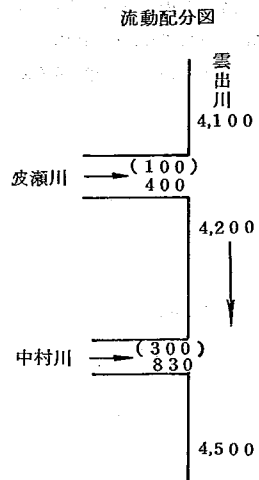
これらの工法を現地盤の土質条件、透水層の透水性、厚さ、広さに応じて選定し、その効果を検討したうえで、漏水対策工法を決定する。漏水対策工法は1つの工法に限らず、2～3の工法を選定し、それぞれの工法について止水効果、施工性、破棄性、経済性、周辺地質の影響などを考慮し、現地質にもっとも適した工法を決定する。また、必要に応じて2種類以上の工法を組み合わせた工法を決定する場合もある。

(土質研究室)

#### 1-11 雲出川支川、中村川、波瀬川の合流点処理方法について

##### (主 旨)

雲出川の支川中村川及び波瀬川はピーク流量 $830\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $400\text{ m}^3/\text{s}$ の支川であるが、本川との合流形状が別図の様に直角に合流しているため改修計画で合流方式について、県案事項となっている。今回の改修計画ではコンクリートブロック等で合流工(導流堤)を計画しているが、合流点の維持(閉そく並びに洗掘等)するための工法及び形状(長さ、高さ等)を検討する必要があり、一般的な考え方、他河川での施工例また、模型実験の必要性の可否等について御意見を伺いたい。



(三重)

(回答)

一般に、合流部は平面形状や合流流量のほかに、流出土砂量や勾配などが大きな影響を有する要素となる。流れの急変があれば、そこで調整が行なわれ、局所的な洗掘や堆砂が発生する。合流点における局所的な河床変動の不安定要素は上流部の水位上昇および下流部の蛇行特性に重大な影響を与える。したがって、単一合流としての合流角度や導流水制の検討のみではなく、上下流部の二つの合流支川の影響を同時に考察する必要があると感じられる。単一の合流点調整であれば、これまでの研究により、ある程度まで解明されている面もあるが、短かい区間に二川の合流がある場合で、しかも下流部に合流する河川の規模が大きいのであるから、模型実験による検討も重要な意義を有するものと考えられる。

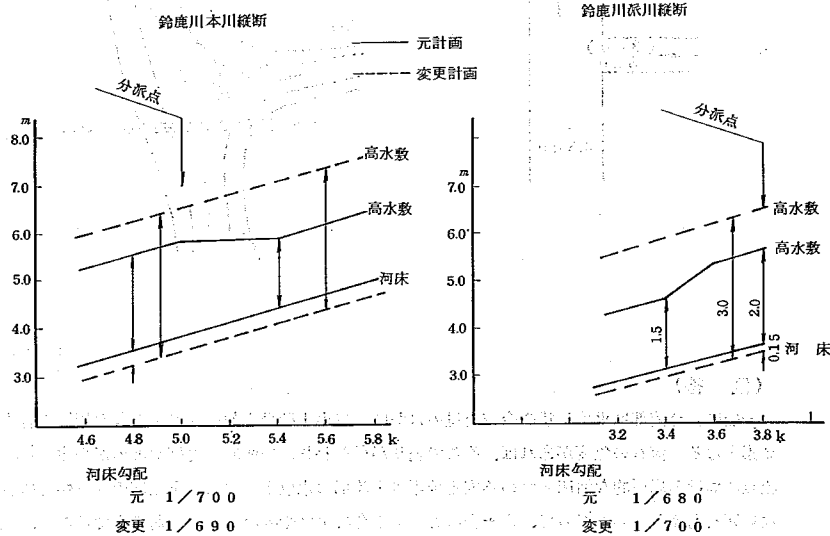
(河川研究室)

1-12 鈴鹿川派川の分派計画再検討について

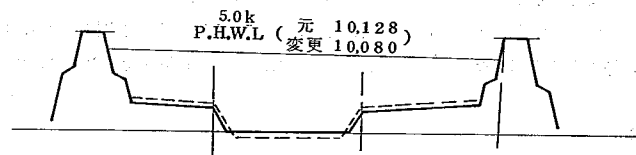
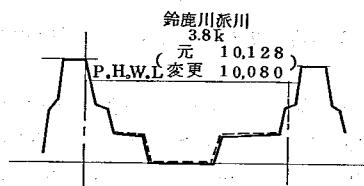
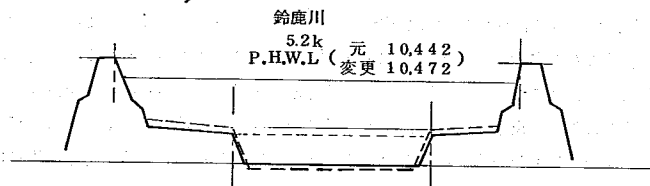
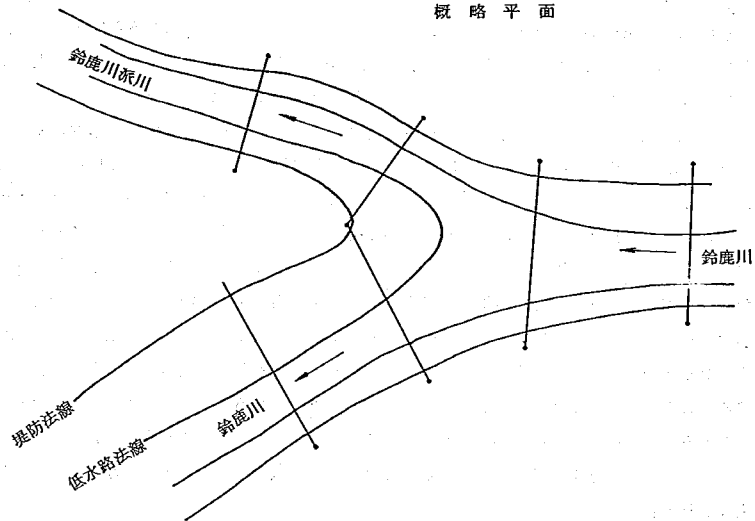
(主 旨)

昭和46年鈴鹿川派川分派計画を土研にて模型実験より、分派量を決定し、現在に至っている

が、今回改修計画の変更により、実験当時より多少条件が変わった。その内容は計画河床勾配は、ほぼ同勾配であるが、河床高を約 0.30 m 全般的に下げ、高水敷高を 2.0 m から 3.0 m に変更した。流頭部及び堤防法線の平面形状については元計画通りであり、高水敷高の変更が自然分派に及ぼす影響等が問題となるが、分派量を主として左右するのは流頭部形状であり、今回の変更においては、流頭部形状は変更していないので再度実験により検討する必要があるか御意見を伺いたい。



概略平面



(回 答)

分流量は流頭部形状の影響を受けるが、多くの場合にそれが支配的になるとは限らない。鈴鹿川派川分派の場合は、本川派川とともに低水路の河床高をさらに切りさげ、高水敷高を上げることになるので、流頭部の平面形状が不変であっても、流量配分は変わるであろう。

一般に、円滑な曲線により分派する自然分派の場合には、不等流計算により精度よく分流量を推定することができる。前改修計画においても、計算結果と模型実験結果とは比較的良好であった。したがって、新改修計画においても計算結果を信頼することができるであろう。前改修計画と新改修計画とは、流量の各段階においてその流量配分の比率は異ってくるであろう。高水時における高水敷上の流量は、新計画ではさらに減少することになるが、複断面の特性を考慮した計算を実施する方が正確な結果が期待される。計算を実施するに際して、計算上の分派点は、前改修計画断面の実験結果をそのまま採用してもよいであろう。すなわち、横断方向に水位が不変となる断面をとり、その断面における流速分布の実験結果から平均のエネルギー水位高を推定する。この分派特性は新計画でもあまり変わらないと考えられるから、計算上の分派点とその断面における流速分布の特性から得られる平均の運動エネルギーの決め方が定まる。このようにして前計画の模型実験結果を参考にすることができるので、改めて実験を再度行なう必要はないものと思われる。

新改修計画河道における河床変動および流砂配分（掃流砂と浮遊砂）については流量配分の計算値と前回実験結果とを参考にその大略傾向を推定することは可能であろう。新計画河道における局所的な河床変動特性については、同様に前計画河道の実験結果を参考にして十分検討する必要がある。すなわち、小出水時に分派点付近の堆砂傾向はさらに助長されるであろうが、それが両川への適正な流砂量配分を変えるようなものであってはならない。分派点河道の維持についても改めて検討する必要が感じられる。

(河川研究室)

1-13 感潮河川河口部の有効河積としては如何に考慮すべきか

(主 旨)

現在検討中の日光川、新川の河口部計画断面の決定は朔望平均満潮位  $T \cdot P + 1.20^M$  とし、日光川計画高水流量  $1,150 \text{ m}^3/\text{s}$  (河川幅  $500 \text{ m} \sim 300 \text{ m}$  水門中  $80 \text{ m}$ )、新川計画高水流量  $1,450 \text{ m}^3/\text{s}$  (河川幅  $300 \text{ m} \sim 150 \text{ m}$ ) に対し、河口部の河床高を港湾計画高を考慮して、 $T \cdot P - 7.00^M$  まで切り下げ全断面有効として不等流計算により計画高水位の算定を行っているが、 $T \cdot P - 7.00^M$  まで有効河積として考慮して良いか疑問があるが、河川幅、流量、河床勾配(水面勾配)等により概算的な判定方式はないか、また、如何なる検討を行なうべきか。

(愛知県)

(回 答)

感潮河川の河口部有効河積(洪水時)を主として支配する要因は、出水直前の河積と洪水・フラッシュ能力である。平常時の河積は、波による漂砂移動、河川上流からの土砂の供給量、河口流量(入退潮量と自流量)、河口部の三次元的形状、および維持しゅんせつ等の人工要素などに

一般に多くの河口において、毎年発生する程度の中小洪水によって定まる河口断面が、かなり重要な意味を有しているようである。この断面を河川側からみた河口断面の1つの基準値と考えることができると思われる。

導流堤を作って川幅を固定した場合の川幅 $B$ と水深 $h$ は、互に関係があり、次のようになる。今波の影響がなければ、河道は主に洪水時に決まるから動的平衡断面に近づくと考えて良い。動的平衡では

$$\partial/\partial x \quad (B \cdot q_s) = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

である。流砂量は河口で粒径が変らないとすると

$$q_s = K U_*^p \dots\dots\dots (3)$$

となる。ここでKは粒径、比重によって変る定数、またマニング式より

$$U_* = Q/Bh^{7/6} \cdot \sqrt{g} \cdot n \dots \dots \dots (4)$$

(3)(4) を (2) に代入して変形すると

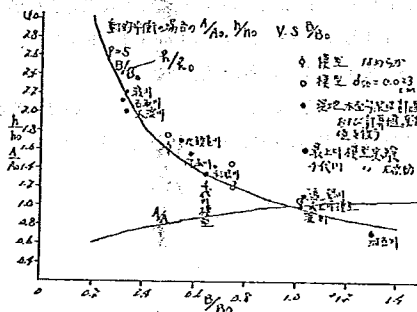
$$\frac{\partial h}{\partial X} = \frac{6}{7} (1-p) / p \cdot h / B \cdot \partial B / \partial X \dots\dots\dots (5)$$

となり、上流水深と川幅を  $h_0$ 、 $B_0$  とすると

$$h/h_0 = (B/B_0)^{6/7 \cdot (1-p)/p} \dots\dots\dots (6)$$

となり、これが河口導流堤を絞って河口水深を維持する理論的な背景となっているわけである。<sup>(1)</sup>

図は6)式を図にしたもので  $A/A_0 = \frac{hB}{h_0B_0} = (B/B_0)^{6+7/7p}$  も示しておいた。図中には実験結果と現地河川の結果を示しておいた。(現地河川は波の影響が少ない水深の深い河川、波が低い河川を選んだ。) は図6)式を満足している。なお水位としては洪水時水位を把ええるようにしたが、資料のない河川は勾配などから推定した。



(1) 山本、野積：河口近くの河道特性、土木学会年議 昭和49年

ここでは $P=5$ とした。流砂量式として $P=5$ となるBrawn式は、河口付近の河床材料が細かく、比較的緩流河川となっている場合には、河床変動計算式として適合度がよいようである。

なお(6)式として設計河口幅として許され则认为られる上流河口幅 $B_0$ を取ると、河口での水深(潮位一河床高)は、上流水深 $h_0$ となり、(1)式より $h_0$ は等流水深である。

よって、

$$h_0 = n^{-\frac{2}{3}} Q^{-\frac{2}{3}} B^{-\frac{2}{3}} I^{-\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (7)$$

この水深が河口で、川幅を上流と同じにした場合の達成可能な河口最大水深である。これによれば  $I=1/1,000$ 、 $1/100$ では水深は2倍異なり、 $Q$ が大きく、 $B$ が小さい河ほど河口水深は深くなる。これより河口水深が深ければ堆積、浅ければ土砂の排出を見る。

流量 $Q$ としては、日本の河川では河床変動を生ずるような流量は洪水時流量であるので年最大流量をとればよいであろう。川幅は堤防間幅ではなく、いつも水が流れているような低水路が重要である。この川幅が河口近くで上流のそれより広ければ、土砂の沈積をみ、河口砂州の発生を誘発しやすくなる。

さて、日光川と新川の場合に、海からの条件が明らかに示されていないので、詳しいことは避けなければならないが、港湾計画により河口河床高を-7mまで維持するのであれば、多少波の侵入があったとしても、短期間に漂砂により埋没するとは考えられないから、相当の深さまで有効と考えることができるであろう。また、入退潮流が存在することは水深維持に有効である。ただし、-7mが動的平衡の河床高より極端に深い場合には、割り引いて考えなければならず、また洪水時においても下層に海水が侵入しているような状態であれば、全水深を有効と考えることはできない。いずれにせよ、現地の資料を十分検討して考察する必要がある。

(河川研究室)

#### 1-14 大井川河口部海岸の侵食防止について

##### (主 旨)

大井川の左岸側の海岸は、昭和40年頃から侵食がいちじるしくなり、過去7年間にひどい所では約100mの汀線後退を示している。これらの原因としては上流ダム、あるいは砂利採取等にも起因していると考えられるが、特に本地区には吉永放水路(S.33完成)大井川港(S.33完成)および港湾維持に必要な航路、しゅんせつ等の人工的影響がきわめて多いものと思われる。49年8月の台風14号時においても波高4m(計画9m)と、さして大きくない波においても一線堤が一部においてすい出しを受け洗掘されている。

現在では汀線前面にテトラ等を投入してこれ以上の侵食を防いでいるが、これも絶対的とは考えられず、類似海岸における効果的な工法あるいは成功例等を照会してほしい。

(静岡河川)

(回 答)

海岸侵食は対象とする海岸における土砂収支の釣合がくずれたことから生じる。したがって侵食防止を考える際にも将来においてどのような土砂収支を考えるかによって工法なども異なってくる。このような観点から大井川河口付近、特に河口の東側における土砂収支について考えてみると次のようになるであろう。まず土砂の供給源としては大井川が考えられる。一方出ていくのは沿岸方向には東に移動し、小川港のより南では沖へ移動し、また汙線から沖への移動も全域にわたってあるであろう。海岸を安定にするためには土砂収支を釣合いのとれたものにする必要があり、現状では入る量よりも出る量が多いので侵食が生じているために、砂を供給するか、出る砂を阻止するかの方法によって安定化をはかることができよう。したがって対策としては人工的な砂の補給、大井川河口から吉永放水路への砂の輸送が供給量を増やす手段として考えられる。また漂砂を止めるためには沿岸方向には突堤によって、沿岸方向と沖方向には離岸堤によって阻止することができる。また漂砂がはげしいのは水深5 m程度までであるのでこの付近までの砂をブロックによって押さえる方法もあろう。これらの工法はそれぞれ構造物の諸元によって効果も異なるために、数種類の組合せについて費用と効果を検討して、最終的に現地に適合したものを決める必要がある。

(海岸研究室)

## 2. 河川等調査に関する問題点

### 2-1 降雨資料精度と使用について

#### (主 旨)

流域内に、雨量観測所が点在しているが、点在している観測地点で流域の雨量を代表しているかどうかのチェック方法、現在使用している観測点での精度について知るにはどうすれば良いか。また、小流域で解析作業を進める場合、ティーセン法等で流域の雨量を計算するが小流域内では余り精度が上がらないと考えられるが良い手法があるのかどうか伺う。(天竜川上流)

#### (回 答)

降雨は大気の上昇運動にともなう断熱変化によってもたらされるのが一般である。上昇気流の原因は大気の「じょう乱」である。じょう乱のスケールとその中に生じる上昇気流の速度との間には密接な関係がある。すなわち、大規模じょう乱(低気圧など)や中規模じょう乱(台風のレインバンドなど)によって引き起こされる上昇気流の速度はせいぜい $100\text{ mb/hr}$ (数 $10\text{ cm/S}$ )程度で、そこからもたらされる降雨の強度も $10\text{ mm/hr}$ 程度が上限である。

毎時 $100\text{ mm}$ といった強雨を生ずるのは、これらよりはるかに小さなスケール( $10\sim100\text{ km}$ )のじょう乱で、メソじょう乱と呼ばれている。メソじょう乱の中では、上昇気流の速度は $100\sim1,000\text{ mb/hr}$ (数 $\text{ m/S}$ )にも達する。先の大・中規模じょう乱が層状雲を多くともなうのに対し、このConvectionは積雲や場合によっては積乱雲をとまなうのが特徴的である。

もう一つの重要な降雨に地形性降雨がある。これは水平風が山岳等の障壁(barrier)に衝突し、強制上昇をさせられることによって生ずる降雨である。典型的な例は、多湿な季節風が山脈と出合う場合で、日本の豪雪地帯、インドの多雨地帯などに見られる。

日本では、メソじょう乱による降雨と地形性降雨の両者を考慮してやらなければならないところが多い。これが観測や予測を困難にしている原因である。

#### (1) 雨量観測所の代表性のチェック

水平な平坦地では、地表面の熱的性質に差異がなければ、メソじょう乱の起こる条件はどこでも同じと考えてよい。さらに、この場合は地形性降雨は起こらないから、代表性の問題はないとしてよい。

一方向に一樣に傾いた平坦地でも代表性の問題はそれほど顕著ではない。

観測所の代表性が問題になるのは、山岳地帯である。山地斜面における降雨分布に関する一般的な知見は、現在のところ得られていない。表-1、図-1には、おもな山岳における最多雨地域の高度をあげてある。これらの結果も、実態なのか、それとも風の影響による雨量計の受水率(無風状態での計器雨量を1としたもの)の変化によるものかが判然としていない状態なのである。<sup>1)</sup>

現実的には、雨量計(ただの容器でもよい)を多数設置し、地点相互の雨量相関を確認するのが最上の解決策であろう。

以上は、短時間の強雨を対象とした場合であるが、長期間の降水量については、若干手間はか

表-1 おもな山岳における最多雨地域の高度 (竹花)

|        | 山 名      | 標高<br>(m) | 最多雨地域<br>( $Z_m$ の高度)(m) | 観測<br>期間<br>(年) | 備 考                                          |
|--------|----------|-----------|--------------------------|-----------------|----------------------------------------------|
| 雨      | アルダンヌ    | 2860      | 1900                     | —               | Ardennes, ベルギー, 冬は $Z_m$ 1300m               |
|        | シエラネバダ I | 2442      | 1700                     | —               | { Sierra Nevada. 東側には $Z_m$ はな               |
|        | II       | 2139      | 1400                     | —               |                                              |
|        | 北西ヒマラヤ   | 1526      | 1200                     | —               | シュタインハウザー (Steinhauser) に<br>よれば $Z_m$ はない   |
|        | ゾンブリックス  | 3106      | —                        | —               |                                              |
|        | 男 体 山    | 2484      | 1200~1300                | 5               | 藤村氏によれば $Z_m$ はない<br>観測が短いので明かでない<br>南および西斜面 |
|        | 御 所 山    | 1500      | 800~900                  | —               |                                              |
|        | 榛 名 山    | 1391      | 1000~1200                | 5               |                                              |
|        | 富士 山     | 3776      | —                        | —               |                                              |
|        | 岩 手 山    | 2040      | (1000)                   | 1               |                                              |
| 風<br>上 | 伊 吹 山    | 1375      | 1200                     | 2               |                                              |
|        | 蔵 王 山    | 1660      | 1500                     | 1               |                                              |
|        | 御 所 山    | 1500      | (900)                    | 2               |                                              |
|        | 大 雪 山    | 2300      | 1500                     | —               |                                              |
| 雪<br>下 | 月 山      | 1980      | 1540                     | 1               |                                              |
|        | 蔵 王 山    | 1660      | 1630                     | 1               |                                              |
|        | 月 山      | 1980      | { 1240<br>1630<br>1500 } | { 1             |                                              |

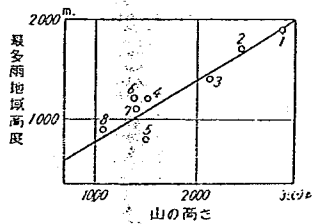


図-1 山の高さと最多雨地域高度との関係

#### References

- 1) 「気象学ハンドブック」
- 2) 科学技術庁資源局、「雨量の観測と予報」、1956

かるが、Spreen 図などの手法も開発されている。本邦での実験例もある。<sup>2)</sup>

## (2) 小流域内における面積雨量の算定手法

限られた数の観測所だけから算定しようとするなら、よい方法はない。本質的に情報量が限られているからである。何らかの手段で情報量を増やすには、

- ① 月並みではあるが観測所を増設する。
- ② 流域内の降雨の分布特性をあらかじめ調査しておき、算定時に利用する。(①で述べたようにただの容量でもよい)
- ③ レーダー観測を併用する。

などであろう。

(水文研究室)

## 2-2 降雨予測手法について

### (主 旨)

現在洪水予報の手法について検討しているが適確な降雨予測が出来ればかなりの精度で河川流量を計算出来ると思われるが、実降雨を見てから計算を始めては天竜川上流域のような急流河川では流出時間が非常に早いいため予報値が半減するおそれがある。

よって、前線及び台風等の降雨予測について適当な手法があれば教えていただきたい。

(天竜川上流)

### (回 答)

降雨の予測手法は、次のように分類できる。

#### A 長時間予測 (24時間程度)

- ① 総観モデル法
- ② 統計的類似法
- ③ 力学的モデル法

#### B 短時間予測 (3～6時間程度)

- ① 雨量計による方法
- ② レーダーによる方法
- ③ 人工衛星による方法

以下各法について述べる。

#### (1) 総観モデル法

「前線では雨が降る」とか「下層 Jet の北側には雨が多い」などの経験的・定性的判断による予測である。客観性はあまりないが、地上天気図・高層天気図などによって簡単に行なえる強みをもつ。

#### (2) 統計的類似法

(1)とあまりかわらないものとしては、過去の天気図で似たものを捜し出し、その時の降雨分布をもって予測する方法もある。

これを進め、定量化をはかるため、大規模じょう乱(台風、低気圧など)の位置(距離)、強

さ、移動の方向・速さなどをパラメータとして、必要な地点や流域の降雨予測式を、過去の記録から回帰して求める方法も工夫されている。大規模じょう乱は、たしかに中規模じょう乱やメソじょう乱の原因とはなりうるが、2-1で述べたように、それ自身が強い降雨の原因になるわけではない。そして、一般に大規模じょう乱と中規模以下のじょう乱との相関は台風などの特殊なケースを除くとあまり高くない。

一方で、この方法は、現在の大規模じょう乱から、将来の中規模じょう乱ないしはメソじょう乱を予想するものである。(図-2中の(2)の線であらわす)。したがって、もともとあまり相関の高くない関係がどこかに含まれていてそれが精度を落としている。

利根統管、荒川上流などで本法が開発されている。主たる対象は台風のようなものである。必要とされるデータは、気象FAX程度で充分得られるように工夫されている。

### (3) 力学的モデル法

本方法では、まず数値予報を介して、現在の大規模じょう乱から、将来の大規模じょう乱を予想する(予想大規模場)。次いで予想大規模場を中規模やメソのじょう乱に変換する。変換には①上昇気流強度と比湿から基本的な降雨量を推定し、さらにこれを配分・増幅してやる方法と、②メソじょう乱をモデル化し、メソじょう乱が発生した場合にはどの程度の降雨量になるかを予想するBlack Box法などが用いられる。

この方法は図-2の(3)に示すようなやり方を取るわけで、やはり大規模じょう乱と中規模以下のじょう乱との相関の悪さが残ってしまうが、(2)に比べると、予想大規模場という比較的精度のよいものを用いており、結果としての精度が良くなることが期待される。問題点は、数値予報のために膨大なデータが必要となること(これが行なえるのは、日本では気象庁くらいである)、および予報地点が粗い(150Kmメッシュ)のために、ただちに流域に適用することができないことなどである。

### (4) 雨量計による方法

短期間予測は、基本的には、すでに確認されている中規模じょう乱、メソじょう乱を将来に外挿することによって行なわれている。最も単純なやり方は、現在の降雨強度を外挿するものである。台風の主降雨部分などでは、この方法でもかなりの精度をあげることができる。テレメータなどが必要であろう。

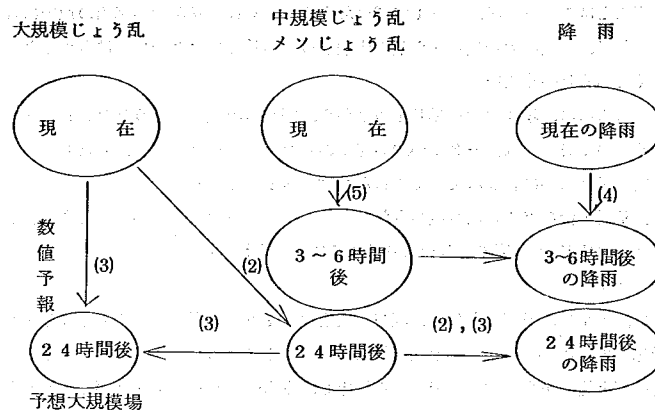
### (5) レーダーによる方法

雨域が移動したり、生成消滅したりするときには(4)の方報では予測が困難になる。レーダにより、反射波の位置や強度の変化を観測して外挿を行なうことができる。レーダの反射波強度と降雨の間にはあまり明確な関係がない。したがって地上雨量計を併用するのがよいとされている。

### (6) 人工衛星による方法

人工衛星から観測できるものは雲である。したがって雲と雨の関係が明らかになっていなければならぬ。今のところ、メソスケールの雲と雨との関係に問題が残っているようである。この場合も、地上雨量計との連動が必要であろう。

図-2



(水文研究室)

## 2-3 雨量テレメーター局の適正配置について

### (主 旨)

- 1 適正配置計画の検討方法及び検討の手順についてよい参考例があれば照介してほしい。
- 2 洪水予報システム分科会の作業では所定の面積雨量の推定精度を確保するために必要な観測所密度は Muskingum 法域で求められた誤差公式から10%以下になるようにし、部分流域あたりについてその誤差でカバーされるように必要所数を配置した。

本配置計画は建設省の専用テレメーターであり、数ヶ所が中継所に集中され親局に伝達されている。このため、中継所の故障によってデータ・伝達が出来なくなることが多々ある。これをカバーする意味で他機関(関電、水公団・中電等)のデータ収集を考えている。テレメーター局数の増減と推定流量の差異はどのようになるか、検討例はないか。

(木曾川上流)

### (回 答)

洪水予報分科会で検討されたものを照介する。

- ① 単位図が適用できる場合(北海道開発局による検討例)

流出量  $q(t)$  が、有効雨量  $r(t)$  および単位図  $u(t)$  によって次のようにあらわされるとする。

$$q(t) = \int_0^t U(\tau) \cdot r(t-\tau) d\tau \quad (1)$$

降雨に  $r(t)$  の誤差が含まれていて、 $\Delta r(t)/r(t) = \varepsilon(t)$  とすると、流出量の誤差  $\Delta q(t)$  は次のようになる。

$$\Delta q(t) = \int_0^t U(\tau) \cdot \varepsilon(t-\tau) \cdot r(t-\tau) d\tau \quad (2)$$

(1) の平均値を  $\mu_\varepsilon$ 、分散を  $\sigma_\varepsilon^2$  とし、各時間降雨の相互性を無視すると、 $\Delta q(t)$  の平均値  $\mu_{\Delta q}$ 、分散  $\sigma_{\Delta q}^2$  はそれぞれ

$$\mu_{\Delta q} = \mu_\varepsilon \int_0^t U(\tau) \cdot r(t-\tau) d\tau \quad (3)$$

$$\sigma_{\Delta q}^2 = \sigma_\varepsilon^2 \int_0^t U^2(\tau) \cdot r^2(t-\tau) d\tau \quad (4)$$

$\varepsilon$  となる。 $\varepsilon$  は、面積雨量の推定誤差と有効雨量の推定誤差を含んでいることに注意。仮に有効雨量の推定が正確に行なえるとすれば、 $\varepsilon$  は面積雨量の推定誤差になるから  $\mu_\varepsilon = 0$  したがって  $\mu_{\Delta q} = 0$  と考えてよい。したがって流出量の推定誤差は④式で評価できることになる。④式では、 $\sigma_{\Delta q}^2$  は、面積雨量の推定誤差  $\sigma_\varepsilon^2$ 、流域の流出特性  $U(t)$  および有効降雨  $r(t)$  によって決定され時間的に変化することがわかる。

洪水予報の場合には、 $q(t)$  の実測値からある時間  $t_1$  以前の面積雨量を補正してやることもある。その時には、④式の積分の下限が  $(t-t_1)$  になる。

(例) 単位図が  $U = (0.2, 0.35, 0.2, 0.15, 0.1)$  であり、有効雨量が  $r = (10, 40, 10) \text{ mm/h}$  であるとする。すると、 $q = (2, 11.5, 18, 13, 9.5, 5.5, 1) \text{ mm/h}$  である。また、④式は離散形では次のように書ける。

$$\sigma_{\Delta q}^2 = \sigma_\varepsilon^2 \sum_{k=1}^n U^2(k) r^2(n-k+1) \quad (4')$$

面積雨量の補正は行なわないとして、表のように計算すると

$$\sigma_{\Delta q}^2 = (4, 76.25, 20.4, 78.5, 41, 18.25, 1) \cdot \sigma_\varepsilon^2 \text{ mm}^2/b^2$$

となる。最大誤差は  $q = 18 \text{ mm/h}$  のときである。

流域面積が  $1,000 \text{ km}^2$  で、誤容誤差が  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  であるとするれば、

$$3.6 \times \frac{500}{1,000} > \sigma_{\Delta q} = 1.43 \sigma_\varepsilon$$

より

$$\sigma_\varepsilon < 0.126$$

が得られる。

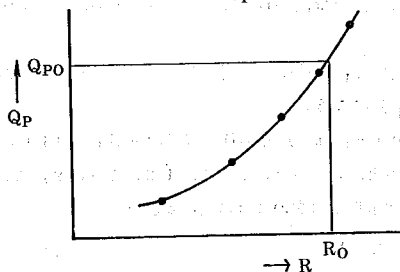
なお、 $\sigma_\varepsilon$  および  $\sigma_{\Delta q}$  は標準誤差であるから、ある危険率のもとで  $\frac{\Delta q}{r}$  や  $\Delta q$  が推定される範囲を示していることに注意する必要がある。

| n | k                 | 1    | 2      | 3    | 4      | 5    | $\sum_{k=1}^n U^2(k)$ |
|---|-------------------|------|--------|------|--------|------|-----------------------|
|   | $\frac{u^2}{r^2}$ | 0.04 | 0.1225 | 0.04 | 0.0225 | 0.01 | $r^2(n-k+1)$          |
| 1 | 100               | 4    |        |      |        |      | 4                     |
| 2 | 1,600             | 64   | 12.25  |      |        |      | 76.25                 |
| 3 | 100               | 4    | 196    | 4    |        |      | 204                   |
| 4 |                   |      | 12.25  | 64   | 2.25   |      | 78.5                  |
| 5 |                   |      |        | 4    | 36     | 1    | 41                    |
| 6 |                   |      |        |      | 2.25   | 16   | 18.25                 |
| 7 |                   |      |        |      |        | 1    | 1                     |

## ② 貯留関数法による場合（四国地建による検討例）

この検討例の方法は一般の流出モデルに対して適用可能である。降雨の波形を固定して総雨量Rを変えて流出計算を行なう。

図のようにピーク流量 $Q_P$ とRの関係が得られる警戒水位などに対応する $Q_P$ 、Rをそれ



ぞれ $Q_{P0}$ 、 $R_0$ とする。

降雨に $\Delta R$ の誤差があるとすると流量の誤差は、

$$(\Delta Q_P) Q_{P0} = \left( \frac{dQ_P}{dR} \right)_{R_0} \cdot \Delta R$$

という形で与えられる。

（水文研究室）

## 2-4 自記紙のデジタル化について最近の普及状況及び

今後の課題について

（庄内川）

### （回答）

自記紙のデジタル化という表現は理解しがたいので水文観測記録のデジタル化というふうに解釈することにする。記録をアナログ記録からデジタル記録に変換して処理することが電算機の進歩と共に実用化されるようになったが、これは水文観測機器についても同様である。この記録方式の変化はひとつにはより迅速な記録の処理の必要性から、またひとつには最近の人手不足による経費節減の観点から、生じてきていると思われる。

水文観測用機器についてはその記録のデジタル化には次の様な難点を伴っているため、技術開発が遅れているのが実情である。

- (1) 水文観測機器、たとえば雨量計や水位計のようなものは通常その入力となる状態量の変化が大きく、かつその生起頻度が少ないという形で稼働している。このため安定な稼働状態が要求

されるようなデジタル記録器では記録に困難を伴う。

- (2) 通常、水文観測機器が設置される場所はかなり人里離れたところが多いため、機器の保守点検が充分行ない難いという難点がある。

上述のような難点はあるが現在いくつかの機器において、記録をデジタル化し記録の処理を効率化することがはかられているので、以下にそれらの概要を記すことにする。現在のところデジタル化の対象になっている水文観測量は水位と雨量が中心である。

- ① フロート型水位計の水位記録を穿孔テープによる記録に変える。
- ② 巻取式水位計の水位記録ならびに雨量記録をパンチコードで記録する（記録は穿孔テープになる）。この方式の記録計は現在20台程度使用されている。
- ③ デジタル水位計による水位のデジタル量の印字、この形のものも15.0台程度設置されている。なおこのタイプのもは現在、記録を磁気テープにより記録しようとする試みが行なわれている。

水位や雨量の記録のデジタル化の現状は大体上述のようであるが、これらの記録方式については現在のところまだ統一した形のものにはなっていない。今後の記録のデジタル化についての課題としては、記録方式の統一化をはかると共に、機器の安定な作動についてのチェックが必要である。特に記録方式を穿孔テープ式にするのか、磁気テープ方式にするのか、また、アナログ記録を並列に記録しておくのか、などといった問題が検討される必要がある。これらの点については河川計画課が中心になって50年3月を目途に問題点の整理が行なわれつつある。

(水文研究室)

## 2-5 洪水時の超音波流速計の実用性ならびに洪水時の流速計

の開発状況について

(庄内川)

### (回 答)

現在すでに超音波流速計は10ヶ所程度設置されている。それらの稼働状況はおおむね良好のようであるが、保守点検が稼働率の向上と密接な関係をもっていると考えられる。なお洪水時に流送土砂が多く超音波の散乱があるような河川区間には推せんできない。

なお洪水時の流速測定のため水文研究室では電波浮子法を開発したが、郵政省の許可がないため実用化されていない。

### 参考文献

- (1) 自記雨量計およびデジタル水位計についてのアンケートの集計結果、土木研究所資料第783号 S47.11
- (2) 超音波による河川流量の測定、木下武雄、土木技術資料V.1.10 No.6, 1968.
- (3) 孔あきテープを用いて測定対象物の変化量を計測する装置、木下武雄、土木技術資料V.1.12 No.9, 1970
- (4) 超音波流速計の改良とその適用、馬場洋二他、土木技術資料14-4, 1972 (水文研究室)

## 2-6 土砂河川における流量および流砂量の測定方法

### (主 旨)

天竜川上流域のような急流土砂河川では、毎年、水筋、河床等の変化が大きく加えて地形が急峻であるため水位及び流量観測地点が自から限定され、十分な水文資料のはあくが困難である。よって、自動的に流量及び流砂量が測定出来る方法がないか伺う。

(天竜川上流)

### (回 答)

水文観測は最近、機器の進歩によって大変便利になっているのは事実であるが、その信頼性についてはまだ充分とは言えない現状である。

例えば、雨量観測では観測員による普通雨量観測と自記雨量計による観測が併用されることになっているが、その取扱いは前者が主、後者が従である。水位観測についても同様で、観測員による目視観測が主、自記水位計は従である。

すなわち、現状では条件の良い場所でも「観測が自動的に行なわれている」との取扱いにまで至っていないのである。(「水文観測業務規定」、「河川砂防技術基準」参照)

そこで本論の急流河川の観測であるが、砂防部門等も含めていろいろな方法での接近が試みられているが、まだ確立された方法がないという状況である。

現状では観測目的をなるべく限定して、人力を主体とした観測計画をたてて試験的に実行されるのである。

可能性のありそうな方法を列举すると次のようである。

水位 : 気泡式水位計

超音波水位計 (開発中)

写真利用

デジタル水位計 (あまり急流でないとき)

流量 : 堰による方法 (未満砂の砂防ダム等)

写真 (流速測定)

レーザー利用 (浮子と組合せる)

トレーサー利用

流砂量 : 砂防ダム (未満砂の場合、満砂の場合\*)

超音波 (減衰特性の利用、ドプラー効果利用 : いずれも原理の段階)

土木研究所では写真による方法を検討する予定である。\*\*\*

\* 河床変動計算による電算の適用、土木技術資料 (11-6, 7) (1969)

\*\*\* 「流量測定の精度向上に関する研究」北海道開発局 (1974)

(水文研究室)

## 2-7 大洪水の特異性の調査方法について

### (主 旨)

河床粒度の鉛直分布からの推定はできないか。また、河川横断面図の変化は、大洪水幅のハイドログラフのどの流量によって支配されるのか。(ハイドログラフのシャープな場合、フラットな場合程度)について御教示願いたい。

### (回 答)

過去においても物理法則は不変であり、重力加速度も大きく変っていないので、現代において起っている現象から推定することができる。

河床材料の鉛直分布から縦断的に勾配がわかれば、海水面位置の年代から、その河道の存在した年代が知れる。このとき、河床材料の大きさと勾配から極く大略の流量を推定することができよう。また、一洪水で堆積したと思われる土砂量の推定ができれば、全流量の概略値の推定もできるかも知れない。しかし推定精度はあまり期待できないであろう。

現河道における大洪水時の現象は模型実験により知ることが最良と思われる。ただし、模型では粒度や流砂量の相似などが完全ではない。したがって、そのためには現地河川における現象を観測によりよく理解して、模型上の現象と比較し、模型現象の信頼性を高めておく必要がある。すなわち、ある流量のときの現象が模型と現地で或る程度合致していれば、それより少し大きい流量のときの現象もその程度の再現性があるものと考えられるわけである。

つぎに河道の横断形状、すなわち蛇行特性がどのような段階の流量により形成されたかを検討しておくことも有意義であろう。すなわち、木曾川下流部では現在の蛇行特性が、計画流量あるいはそれ以上の流量時にも流水を阻害するものとならないか、換言すれば、現在の蛇行特性はどの流量に対応したものであって、大洪水のときには現在のそれとどの程度変わったものが適当であるかを検討しようというのである。

いうまでもなく、河道内における蛇行は流量の各段階毎に異なるものである。よく観察すると、多くの河道において各種の蛇行が重なっていることがある。蛇行現象も線型現象ではないので、流れきやおくれがあり、どの流量で形成されたかを定めることはかなり困難である。しかし、蛇行は流砂量の多いときに激しく発達するので、ある程度以上の流量段階で、しかもその流量が長く継続したときに明確な蛇行形状がつくられると考え、それからある種の解は得られるのではないと思われる。大流量時の現象は実験によって推定することができるので、そのような支配流量時の蛇行形状から出発して、その変化のおおよその様子を知ることが不可能ではないであろう。

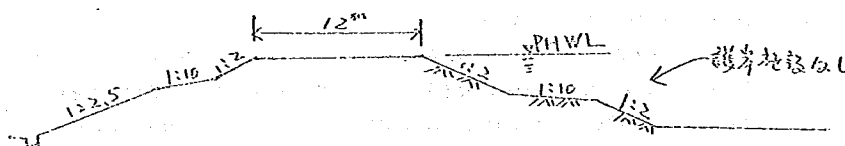
流量が大きくなると、流速と水深が増大し、多くの場合、流れに直進性がでてくるので、河道が流量の増大のために極端に危険な状態になるとは考えなくてもよさそうである。ただし、水位上昇に伴う越流、水平軸渦の発生発達、おびやかたいものに流れがぶつかるような場合には反転力が大きいので注意を要する。

(河川研究室)

## 2-8 河川堤防天ば上への湧水、エア抜けについて

### (主 旨)

下図のような河川堤防において、ほぼ PHWL まで河川水が増水した時、堤防天ばに湧水あるいは air が吹きだす現象があったが、この現象は異常なものであるのか、異常としたら今後とるべき対策等をお教え願いたい。なお、当該堤防は 45 年の施工で、築堤土は砂質土が主である。



(三重)

### (回 答)

洪水時の堤体内の浸潤線は一般に図-1に示すような浸潤線になる。したがって、堤外地の水位が PHWL に達しても、天端での水位は PHWL の水位よりも低くなり、浸透水により天端から湧水が起こることはないと考えられる。しかし、これはあくまでも浸潤線の位置から考察したものであり、実際には浸潤線の上は毛管水帯といわれる部分が存在する。この毛管水帯の高さは土質によって異なり、砂などでは数 cm から数 10 cm 程度であるが、粘土などでは数 m 程度になる。

したがって、天端付近の湧水とは、浸透水によってできた毛管水帯によるものと思われる。浸潤線近くの毛管水帯ではほとんど飽和状態に近い状態になっていることが多いと考えられる。また、天端付近の空気の吹き出し現象は、浸透水が堤体に浸透するとともに、堤体内にあった間ゲキ内の空気が押し出されるために起こる現象であると考えられる。この空気の吹き出し現象は洪水時の堤外地の水位の変化、堤体の透水性、密度などが関係し、常におこるものといえないが、一般には堤外地水位の上昇が早く、堤体内に水みちなどが存在し、堤体内の浸潤線が急上昇した場合には起こりやすいといえる。

今後の対策としては、空気の噴出現象なり漏水箇所などは、一般に空気孔なり、水みちなどが存在するためにおこるものと考えられるので、このような箇所は空気孔なり、水みちを充填する方法を考える必要があると考えられる。特に、天端などは、降雨などの浸透水が、空気孔などから浸透し、堤体のせん断抵抗を著しく低下させ、すべりの原因となることもあるので、充填することが必要であると考えられる。

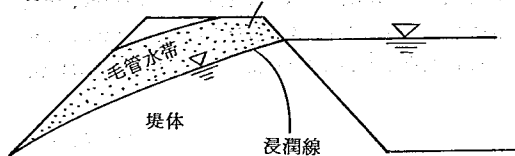


図-1

(土質研究室)

## 2-9 伏流水と地下水との判定について

(三重)

### (回 答)

河川水から地下水への供給量を推定する方法としては次のようなものが考えられる。

- ① 河川流量観測からの水収支による推定
- ② 河川水位・地下水位調査と帯水層試験(揚水試験など)による推定
- ③ 観測井における流動量の直接測定による推定
- ④ シミュレーションによる推定

いずれも手間・費用がかなりかかるが、多くの場所での実施例をもっている。

ここでは簡易ということで、水質を指標とした判定法について紹介してみる。いずれも既設の井戸から採水するだけでほぼ充分であり、費用の面で秀れている。なお、RIによる地下水の年代測定による判定法もあるが、これは高くつく。

#### (1) 水質の類似性を利用するもの

「溶存する陽・陰イオンの間に化学平衡が成立すると仮定し、Key diagram 上にプロットすると図-1のように地下水水質を4種のグループに類別することができる」ことを利用したものを図-2にあげる。<sup>1)</sup> それから、やや客観性を欠くきらいはあるが、分析項目が少なく済むように、地下水を河川水との間では通常は大きく異なる成分をとり上げ、近傍河川の水質と類似した地下水を発見する方法<sup>2)</sup> などもある。

#### (2) 水質組成の変化を利用するもの

地下水が河川や海から供給されて流動しているとすれば、ある種のイオンの濃度は、流動方向に増加もしくは減少の定向変化を示すことがある。Key diagram による例を図-3、図-4にあげる。<sup>3)</sup> また、イオン濃度の大小と水位の高低とを組み合わせると、比較的少ない分析項目で判定がつくという例を図-5、図-6にあげる。<sup>4)</sup>

- 1) 荒木美民「化学的方法による浅層地下水の追跡調査」

土技資 Vol.13, №1, 昭和46年

- 2) 橋本健、加藤信夫、「水質指標による地下水・伏流水調査」

土技資 Vol.16, №8, 昭和49年

- 3) 山本荘毅編「陸水」

- 4) 水文研究室、「ダムによる低水管理の手法に関する研究」

土木研究所「昭和48年度河川総合開発事業調査費報告」 昭和49年6月

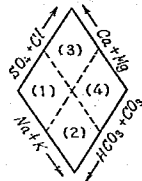


図-1 Key diagram

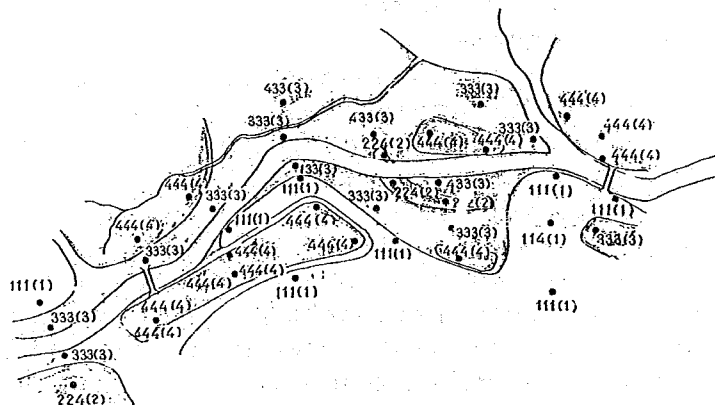
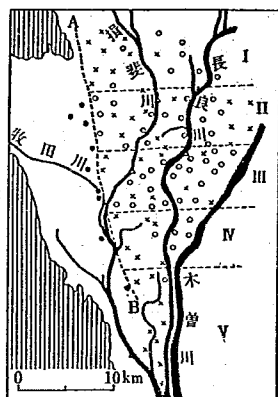
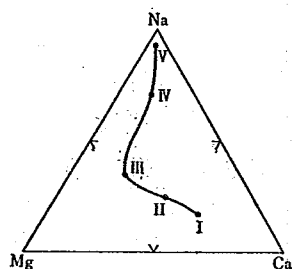


図-2 Key diagram による分類



(a)



(b)

(a) 大垣自噴帯観測井分布図 (A, Bにおける水質急変線に相当する)

x: 第一帯水層; o: 第二帯水層

(b) 図(a)で地下水が南に流れるにつれ, その陽イオンの相対量の変化 (meg/l)

I→V は図(a)の各地域での平均値。値は第一帯水層のみ。

図-3

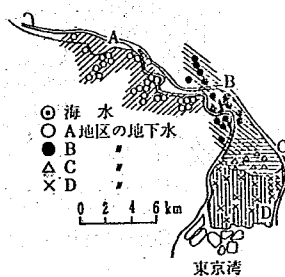
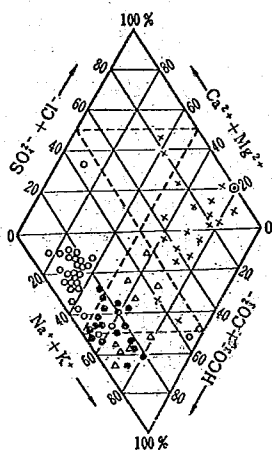


図-4 荒川下流部における水質の変質

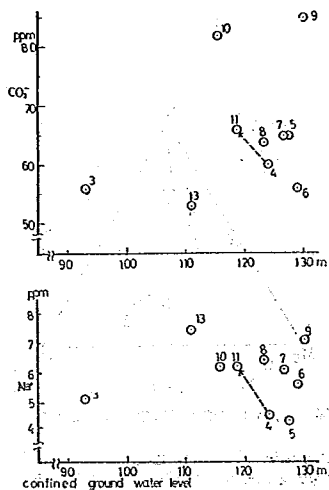


図-5

地下水流動の必要條件による判定：左の図は地下水塩と $\text{HCO}_3^-$ ,  $\text{Na}^+$ の関係を示す。下の表はその判定結果も示すものである。たとえば11という井戸は、左の中に、どちらも必要限界にあるので必要条件を満たす。このあげたものは被圧地下水についてのものである。

|    | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 13 |
|----|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|
| 3  | □ |   |   |   |   |   |   |    |    |    |
| 4  | ● | □ |   |   |   |   |   |    |    |    |
| 5  | ● | ● | □ |   |   |   |   |    |    |    |
| 6  | □ | □ | □ | □ |   |   |   |    |    |    |
| 7  |   |   |   |   | □ |   |   |    |    |    |
| 8  |   |   |   |   |   | □ |   |    |    |    |
| 9  |   |   |   |   |   |   | □ |    |    |    |
| 10 |   |   |   |   |   |   |   | □  |    |    |
| 11 |   |   |   |   |   |   |   |    | □  |    |
| 13 |   |   |   |   |   |   |   |    |    | □  |

□  $\text{HCO}_3^-$

●  $\text{Na}^+$

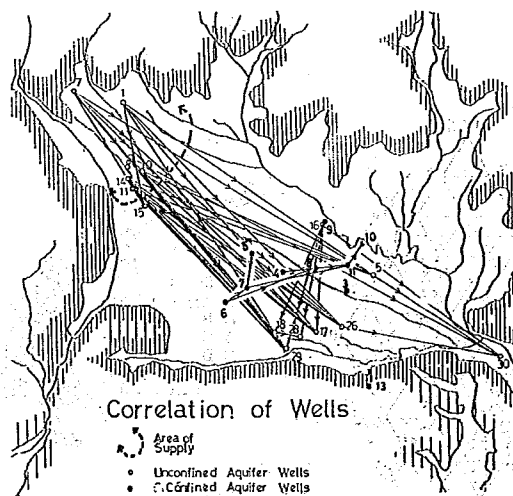


図-6

井戸相関図

：被圧地下水相互、不圧地下水相互について井戸相関図にあげた方法で判定を行なった。被圧地下水は1973年8月の観測結果による。不圧地下水は同年8月と12月の2回の観測結果を併せてある。

(水文研究室)

## 2-10 藻類の光合成および呼吸による影響の定量的把握について

### (主 旨)

汚濁解析および演習(昭和47年度専門課程水質管理科研修テキスト)テキストによれば非感沙部での汚濁計算方法で溶存酸素の回復についてのべられている。その中で再ばつきやBODによる酸素消費以外の因子による酸素の増減(D<sub>B</sub>)について他の因子のうち主なものは藻類の光合成および呼吸であるがその藻類の影響を定量的に取扱うことについては今後の研究課題と報告されているが、その後の研究結果があれば御教示願いたい。(木曾川上流)

### (回 答)

河川などにおける溶存酸素濃度(DO)は、一般にはBODによる脱酸素と空気中からの酸素供給(再曝気)とのバランスによって定まるものである。しかし、場合によってはそれ以外の因子、例えば藻類の光合成による酸素供給や河床へドロによる脱酸素が大きな影響を及ぼしていることがある。特に藻類の影響については、水域における窒素やリンなどの栄養塩類の増加、いわゆる富栄養化という形で汚濁が湖沼のみに限らず、河川においても問題になってきており、無視し得ない状況になっている場合が多い。河川のDOの実測値が飽和値を越えていることが往々にしてあるが、これはすべて藻類の影響といて差支えない。

河川において、藻類がDO収支に及ぼしている影響を調査するためには、汚濁負荷が流入していない比較的短い区間(数kmまで)の上下流端でBODおよびDOの24時間観測を行えば良く、現況の把握は可能である。しかし、藻類の光合成の速度には、藻類の現存量や栄養塩類濃度のみならず、温度、光の強さなど気象条件も関係するので一般的な意味での水質予測に組み込むことは非常に困難である。

温度が大きく影響することは他の生物反応と同様であり、水温が10°C以下の低温では殆んど起らないが、30~40°Cまでは水温が上昇するに従って速度が大きくなる。一方、照度の影響については、8,000 Lux 程度までは照度に比例し、照度がそれ以上大きくなると増加率は小さくなり、15,000 Lux 程度で最大値になるといわれている。25°Cでの最大光合成速度は約200、8,000 Lux 程度で約120(単位はいずれもmgO<sub>2</sub>/時/藻類1g)という報告がある。

予測において最も困難な問題は、栄養塩類の濃度を与えれば藻類の現存量を推定できるかという問題であるが、現状では不可能といわざるを得ない。しかし、湖沼の富栄養化に関連してこの種のデータが若干得られつつあり、リンが制限因子の場合(淡水域ではリンが制限因子のことが多い)、水中のリンの15~80%が藻類の形で存在しているとの報告がある。

いずれにしても、この問題は極めて生物学的な問題であり、この分野での今後の進展が望まれる。(水質研究室)

## 2-11 台風接近時における波高予測手法について

### (主 旨)

富士海岸(沼津海岸)においては、仮想伊勢湾台風が最悪コースをとってきた場合の最大波高2.6mに対処する堤防を計画し、工事を施行中であり、未完成部分も残っている。台風来襲時にはパトロールを行ない、波高の観測等を行ない災害の防止に努めており、現計画中に於ける災害は出ていないのが現状である。しかし、現状の方法では危険事態が発生した時の防災動員態勢に遅れが生ずる恐れがあり、台風の強度及び進行方向等から簡便な方法で、最大波高及び堤防打上げ高が予測ができれば、動員態勢がスムーズになると考えられるので、一般的な波高予測手法を御教示願いたい。

(沼津)

### (回 答)

台風来襲時の波浪を予測する場合においては、まず与えられる条件と最終的に得られる結果がどのようなものであるかを明らかにしておく必要がある。与えられる条件としては台風の規模、進路は一応予測されているものとする。またこの他に予測に必要なものは地形である。予測するものとしては最大波高、周期、発生時刻などであろう。この際問題になるのは予測の精度、何時間前に予測値が必要であるか。台風についての予測値はどの程度の精度でいつ与えられるかということである。精度に関しては全体として釣合のとれたものになっていなければ意味を持たない。台風の規模や進路についての予測の精度以上には波浪に関する予測値の精度をあげることはできない。したがって予測に際して使用すべき方法も当然これらのことを考慮して決定しなければならない。また予測に要する時間についても、予測値の使用目的によって異なってくる。

波浪の推算法については海域を格子に分割して計算を行なうものから、簡単な図表によって求めるものまである。ここで対象としているのは台風によって発生する波浪であるから、それに対応した予測法を用いればよいであろう。このようなものとして次のようなものが考えられる。

まず与えるべきものとして台風の進路、速度 $V$ 、中心気圧 $P_0$ 、大きさを表わす代表幅 $r_0$ を予報天気図などから読み取る。大きさを表わす $r_0$ については平均気圧1,013mbと $P_0$ の差 $4P$ の $1/2$ だけの差を生じる地点から、台風中心までの距離 $r$ によって、次の関係を使用して求める。

$$r_0 = \frac{r}{0.693} \quad (\text{Km})$$

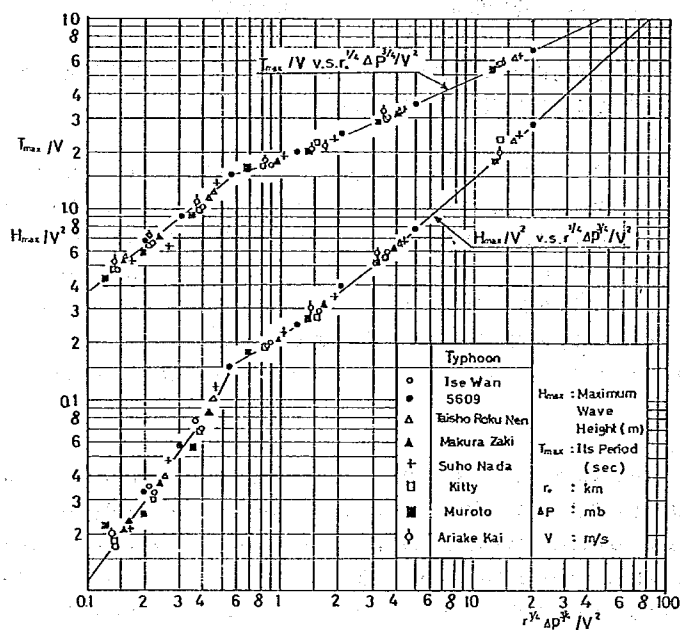
以上の数値と図-1によって台風によって発生する台風域内の最大有義波高 $H_{\max}$ と周期 $T_{\max}$ を求める。台風の中心からある距離まではこの波が到達すると考える。

この距離については50~100Km程度をとればよいであろう。具体的には $V$ 、 $P_0$ 、 $r$ から $H_{\max}$ と $T_{\max}$ を求めるための計算図表を作っておけばよいであろう。

### 参考文献

井島武士、副島 毅、松尾隆産：数値計算による台風域内の波の分布について、第14回海岸工学講演会講演集土木学会 1967 PP 29~38

(海岸研究室)



図—1

### 3. 環境評価に関する問題

#### 3-1 放水路開削に伴う放水路河口（海域）部の自然環境変化予測手法 及びそれに必要な基礎資料について

##### （主 旨）

狩野川においては昭和40年、放水路を完成させ、最大 $2,000\text{ m}^3/\text{sec}$ の洪水をカットして、下流部の保全を行なっているが、流域の開発等に原因する流量増に伴ない、将来 $4,500\text{ m}^3/\text{sec}$ の洪水をカットする放水路に改造する必要が生じ、現在放水路改造に必要な技術的検討を行なっている。しかし放水路出口の江ノ浦湾は天然の良港として、水産業の発達している地点であり、放水量増量による環境変化が及ぼす影響は多大なものとなると予想されるため、海域部環境変化の予測及びそれによる影響の計量化は重要な課題であると思料される。

そのため現時点で考えられる環境変化予測手法及びそれに係わる調査手法を御教示願いたい。

（沼 津）

##### （回 答）

人工的な自然改造にともなう自然環境の変化を予測する場合には、ほぼ次のような手順によればよいであろう。まず第1に必要なのは事業計画についての資料である。事業の目的やその詳細な内容がまず明らかになっている必要があり、各種の案があればそれぞれについての内容を把握しておく。次に影響を与える環境についての要因または要素を調べなければならない。これについてはどのようなものを要素として取り上げるかということ、計画の対象区域に合せて選定しなければならない。次に事業計画の内容と環境要素を対応させて影響の大きな項目を明らかにする必要がある。これにもとづいて、現地調査、模型実験、数値計算などの手法によって個々にその影響を明らかにする。実際には単に影響を予測するのみでは不十分であって何らかの方法で評価する必要がある。また当然悪い影響が表われればその対策も考えられ、各種の事業計画の相互の比較も必要になってくるであろう。

予測のための手順の概要は以上のようなものであるが、問題になるのはどのような項目を環境を表わす要素として取り上げるかということと、事業にともなう生じる各環境の要素に与える影響を予測することである。予測手法も当然取り上げるべき環境の要素によって異なっており、またある場合には手法が確立していない場合もある。したがってまず取り上げるべき環境の要素について考えてみる。

環境要素についてはこれまで種々の提案がなされているが主要なものは三つ、または四つに分けられる。まず第1は生態学的なもので、人間の生活環境に関連するものである。これをさらに分けて、一つは生物的要因とし、他は物理、化学的要因とするものと、生態学的面と、環境汚染に分けるものがある。すなわち生物学的な面と、その他のものに分ける考え方である。第2は文化的要因であり、第3は美的要因である。これらは自然環境というよりはむしろ人間の精神的な面から環境をとらえたものである。この中には人間の経済活動（漁業等）、レクリエーション、景

感などが含まれている。どのような要素をとり上げるべきかは明確ではないが、狩野川放水路による海域環境を例にとって思いつくままにあげてみれば表-1のようになるであろう。これらの要因についてはいろいろの人の意見をまとめて、必要と考えられる項目をあげる必要がある。

次にこれらの要因のそれぞれについて、事業にともなう生じる影響を予測する必要がある。定量的にすべての項目について予測をすることは一般的には非常に困難であって定性的な検討にならざるを得ない場合が多い。特に生態学の面においては十分ではない。予測に際しては表-1に示すような分類は必ずしも有効ではない。それぞれの項目が相互に関係し合っているために簡単なものから複雑なものに組立てる必要がある。影響を与えるものとしては工事中の諸活動によるもの、放水路完成後において放流した場合の影響、平常時の影響というように変化を与える要因をまず分けて考えるのがよい。ここでは一応洪水時の放流による影響について例をとって考えてみる。

まず放流にともなう大きく変化するのは河口付近の流況であろう。これは流れによって付近の構造物の安定がおびやかされたり、濁った水が広い海域をおおうような現象にも関連している。したがってまず河口付近の流況をとらえる必要がある。放流時の流況の予測については模型実験や数値計算によって河口付近の流況を知ることが可能である。この場合に必要とするのは地形に関する資料と、放流量や潮位であり、地形や流量変化に対応した流況変化を知ることができる。

次に放流にともなう地形変化の予測が必要になってくる。放水口付近の局所的な洗掘、湾内における土砂の堆積、湾内の底質の変化などが他の構造物や湾内の生物に対する影響を知る場合に必要となろう。予測方法としては局所的な洗掘については移動床の模型実験で、また湾全域にわたる堆積については、次にのべる浮遊砂の拡散予測と併用することによってある程度可能であろう。ここで必要とする資料は流況および地形（初期の地形）などである。

洪水時には水とともに浮遊砂が出るがこれの影響についても明らかにしておく必要がある。湾内に放出された浮遊砂は放流の停止とともにその濃度は減少する。これは一部は海底に沈澱し他は潮流などによって流れてしまう。海水が濁ることによって、湾内の植物や動物にも影響をおよぼす。この予測は一応数値計算などによって行なうことができるであろう。その際に必要とする資料は地形、流況、浮遊砂の粒度組成、境界における濃度分布などである。またこれに関連し河口付近に堆積する掃流砂についての解析も必要になろう。これは模型実験などによる検討によって調べられる。

洪水にともなう大量の淡水が放流されるために、湾内における水質（塩分、水温、溶存酸素、栄養塩等）が変化し、これが湾内生物の生活環境を大きく変えるために、その変化の状況と期間についての予測が必要になろう。この予測は現地調査や数値計算などの手法によってできよう。浮遊砂の拡散についても、また水質についても基本となる式は拡散方程式であり、一応数値計算によって解くことができる段階にある。しかし計算に際しては種々の係数、例えば拡散係数などの値が必要になってくるが、どのような値を使用すべきかは現地において類似の状況で観測を行ない、それをもとに決めていかなければならない。

これまで述べたのは主として物理的要因であるが、生物的要因はこれらの変化に対応して影響

をうける。生物的な要因は動植物プランクトン、海藻、底生動植物、魚類などに分けて、まずそれらに与える直接的な影響について検討し、次に生態学的にみた相互関係について検討を行なうのがよいであろう。注目すべき項目は、1.生物に与える直接的影響（死滅するかどうか等）、2.回復の状況、3.致命的、不可逆的影響は与えないかなどであろう。なお影響を与えるのは物理的变化が主になるであろうが、放流にともなう有毒物質が出る状況にあればこれらについても検討しなければならない。

動植物プランクトンについては現況の把握と、放流にともなう環境、主として水質変化によってどう変化するか、またそれが回復するにはどの程度かかるかなどを知らなければならない。各種プランクトンの生存可能な環境条件、すなわち塩分、水温、日射、栄養塩などについて調べるとともに、これらの条件が放流によってどのように変化するかを明らかにし、影響を予測する。またその増殖の速さから回復に必要な期間などが求められる。

海藻や底生動植物についても検討すべき項目およびその手法は同様ではあるが、プランクトンなど浮遊しているものに比較して影響を受けやすいと考えられる。海底の状況が放水以前には岩盤であったものが、放水後には砂やシルトが堆積する状況になるとその生物相は大きく変化する。したがって各底生生物についての生育できる海底の状況を調べておき、放水による影響でそれがどのように変化するかを検討し、それぞれの生物への影響を予測すればよいであろう。

魚類については環境についての必要条件を生殖と生育に分けて考えるのがよいであろう。湾内で生殖、産卵を行なっている魚類があるか、またその際の環境条件はどのようなものであるかを明らかにし、それが放水によって影響を受けないかを検討する必要がある。生育についても水温、溶存酸素、濁りなどの必要とする環境条件をまず明確にし、それが放水によってどう変化するかを調べその影響を推定する。また環境条件が洪水後に回復した後にはどの程度で以前の状況にもどるかを知らなければならない。これについての十分な資料はないようであり、現地における調査を行なう必要がある。回復についてはそこに生き残ったわずかな個体の生物が元となって増殖する場合（内生的）と他の場所から潮流などによって移動し定着する場合（外生的）に分けられる。底生動植物は前者、プランクトンや魚類など移動性のものは後者にそれぞれよる場合が多いであろう。

これまでのべたのは個々の生物群に対する直接的影響であるがそれぞれ互いにつながりがあるために間接的な影響についても予測する必要がある。それぞれが食物連鎖の一環であり、一群の生物が死滅すればその影響は全体におよぶ。したがってまず湾内における各種生物の分布状況（個体の種類及数）を調べ、それらの相互関係を明らかにする必要がある。これにもとづいて放流による個々の生物への影響がどのように全体に波及するかを調べなければならない。

生物的影響の予測については、まだ十分現象を表わしているモデルがないために定量的にはもちろん、定性的な把握においても困難がともなう。まず必要なことは現況の把握であり、また現在の放水路で放流した場合の状況を調べるなど類似の状況の調査であろう。初めは広い範囲にわたって考えられる影響を調べ、次在其中で重要と考えられるものを重点的に調査するのがよいであろう。その際には不可逆的、回復不可能な影響について特に調べる必要がある。

自然環境に与える影響について述べてきたが、これらの成果をもとに表-1に示した文化的要因についての検討も広い意味での環境であり、当然行なう必要が生じてくるであろう。なお影響を予測するモデルは現在確立したものがなく、今後それぞれの問題に対応して開発していく必要があろう。

表-1 環境要素

|             |                      |                                                  |
|-------------|----------------------|--------------------------------------------------|
| 1. 生物要因     | 植 物 群                | 植物プランクトン<br>海 藻<br>底生植物                          |
|             | 動 物 群                | 動物プランクトン<br>底生動物<br>魚 類<br>鳥 類                   |
|             | 生態学的相互関係             | 生物分布状況<br>食物連鎖<br>栄養状況<br>他の海域への影響               |
| 2. 物理・化学的要因 | 水の物理・化学的性質           | 濁度・堆砂量<br>流 況<br>水 温<br>塩分濃度<br>水質（BOD等）<br>溶存酸素 |
| 3. 文化的要因    | 史 跡                  |                                                  |
|             | 構 造 物                |                                                  |
|             | 漁 業                  |                                                  |
|             | レクリエーション<br>(つり・海水浴) |                                                  |
|             | 景感・展望                |                                                  |
|             | 保護すべき動植物             |                                                  |

( 海岸研究室 )

### 3-2 河川総合汚染度の評価方法について

#### ( 主 旨 )

河川の汚濁標示の指標として従来はBODによって大まかに分類されてきた。しかし、金属イオン等の有害物質、色、濁りなどはBODとは直接的な関係がない。この種の物質による汚染の

ある河川の汚染度はBODの値では判断できない。最近TOD、TOCが採用されるようになったが、これを用いても前記物質による汚染のある場合には総合判断としては好ましくないと考えられる。

河川の汚染度を総合比較する場合にはBODのみでなく、金属イオン等の有害物質、濁り、細菌類、PH等を含め総合汚染度を表示するような評価標示方法について伺いたい。

(中部技術)

(回答)

水質の汚染の程度を総合的に評価しようとする試みはかなり古くからある。例えば、下記の杉戸による清濁公式もその一例である。

$$S = 4.5 S_1 S_2 + 3.0 S_2 + S_2^{1/2} S_3 + 0.2 S_4$$

ここで、 $S$  = 清濁標示数

$$S_1 = (7 - \text{pH値})^2$$

$$S_2 = \text{BOD} \quad (\text{ppm})$$

$$S_3 = \text{SS} \quad (\text{ppm})$$

$$S_4 = 1 \text{ cc 中の遠藤赤変菌数}$$

杉戸は、上式による示数が50以下であれば清浄、200以下はやや清浄、500以下は疑問、1,000以下はやや汚濁などと分類している。

このような汚濁の程度の表示方式が普及しないのは、水質汚濁の種類が多岐にわたっており、汚濁の種類毎に汚濁物質と被害との関係が定まっていまい、他の汚濁物質との関連が薄い場合が多いためと考えられる。また、個々の水質項目毎の比較が難しいこと、例えばBOD 10ppmの河川と水銀 10ppbの河川とのどちらが汚染していると考えるか、すなわち各汚濁物質間のウェイトをつけるのが難かしく、もし、ウェイトづけを行なって総合的な汚濁示標を作成したとしても、その示標の利用価値が殆んどないことも一因であろう。

利用目的がはっきりしている場合、例えば下水道使用料金を水質に応じて徴収する場合などには、このような総合的な汚濁示標が有用であり、わが国においてもかなり利用されている。ただし、この場合においても、処理方式に応じて対象とする下水道区域で問題になる水質項目を選択して計算式を作成しており、一律に適用できる方式はあり得ない。なお、貧栄養性、中栄養性などの生物学的な分類や、貧栄養、中栄養などの栄養レベルによる分類は、広い意味で比較的総合的な汚染度の評価法といえよう。

(水質研究室)

## 4. ダムに関する問題点

### 4-1 トンネル余水吐の安全性及び実用性について

#### (主 旨)

フィルタイプダムの場合、余水吐の設置には、地形上の制約のため苦勞するところであるが、トンネル余水吐が安全性かつ実用性が高ければ、かなり工事費が安くなり掘削面が少なくなるので、保護、維持が楽になると思われるので、トンネル余水吐の安全性及び実用性について説明を伺いたい。 (天龍川上流)

#### (回 答)

トンネル式余水吐の適用性(安全性および実用性)の問題は、高速流導水路としての構造的安定性(耐久性)の評価の問題に帰着する。

トンネル式余水吐に生ずる各種の水理現象については、空気と水との二相流に関する現象が大部分を占め、学問的にも未知の分野であるため、水理計算によって予測することが困難である。このために、合理的な設計を行うには知識が不足するが、諸外国における多くの実施例あるいは実験的検討の結果として設計基準が経験的に導かれているから(ダム設計基準第10および11条)最適な設計を行うことは困難であるが、実用上問題のない設計を行うことができる。

したがって、設計された形状が確実に施工されかつ維持管理されれば、トンネル余水吐であっても所定の機能を発揮するものと考えてよい。

流木などによる閉塞あるいは疎通能力の低下に対する危険についても、水路式などと同等の断面の余裕を確保することを前提とすれば、一般の平面線形が直線で断面の大きい余水吐トンネルの場合には問題が生じないものと考えられる。

このように機能設計上の問題については、すでに実用可能な段階にあるわけであるが、実際に適用するためには構造物の安定性(耐久性)に対する慎重な配慮が必要になる。

これは、(1)トンネル式余水吐では高速水流に接する面が非常に長くなり、コンクリートの摩耗やキャビテーションなどによる損傷を避けたいこと。(2)余水吐がトンネル式となるダムサイトは地山の状態も悪いところが多く、トンネルの変形やクラックの発生する危険が大きいことなどのためである。

これらは、いずれもトンネル内の流れが非常に高速であってわずかな表面の不整でも大きな災害につながる危険があり、特に、トンネルの変形やクラックの発生あるいは処理の適切でない継目などは、過大な動水圧成分をコンクリート内面あるいは地山内に導き、決定的な破壊をまねく原因となるためである。

したがって、このような箇所を早期に発見し適切な補修を行うことが必要であり、これが確実に実施されることがトンネル式余水吐を適用するための前提条件である。

トンネル式余水吐を採用する場合には、あらかじめこのような点検補修の要領を明らかにし、補修の方法および時期などについても考えておくことが必要である。また主余水吐が補修のため

に使用不能の状態にある場合に利用できる非常用余水吐についても考えておかなければならない。

従来より余水吐の設計では、計画面あるいは機能面のみが重視される傾向にあり、コンクリート構造物はいつも永久構造物であるかのような取扱いが支配的であるが、余水吐は他の機械設備などと同様に年々その機能が低下する設備であり、トンネル式やシュート式のようにコンクリート厚の薄い構造物では摩耗などによってその安全度が急激に低下する恐れがあるから、これを一定の水準に保つためには定期的な点検補修が特に重視されるわけである。

したがって、計画（特に設計流量）が適切であり、かつ経験的に導かれた各種の設計基準を満たすとともに、これらの諸点を考慮して万全の対策を施す場合には、トンネル式余水吐を採用しても何んら問題を生じないものと判断される。又他の導流形式と比較する場合にも、このような点に注意して、その安全性および実用性を検討しなければならない。

（篠崎試験所）

#### 4-2 重力式ダムの岩盤せん断強度の設計値のとり方について

##### （主 旨）

せん断強度の異なる2〜3種の岩盤が分布する場合における基礎岩盤設計値のとり方についてご教示願いたい。

（蓮ダム）

##### （回 答）

せん断強度の異なる岩盤をダムの基盤に用いる場合には、ダムの安定性に問題となる範囲内での岩盤の強度、変形性を求めておくのが原則である。一般にこれらの岩盤を分級する方法としては、周知の様に、岩の固さ、割れ目の間隔、割れ目の状態に着目した岩盤の等級分類が行なわれており、その等級毎に、強度、変形性試験を行なって、等級別に岩盤の性質を把握しておく。ダム  
の安定性に問題となるような範囲内の岩盤が、2種類以上の岩質からなる場合には、岩質によって、強度、変形性は異なるものであるから、岩質別に岩盤の分級を行ない、強度、変形性を求めておく必要がある。さて、この様に、岩質、岩盤分級毎に、強度、変形性が求められた場合、各岩級の変形性に大きな差異がなければ、Hennyの式による極限安全率は、岩盤の設計強度として岩質岩級毎の強度を用いて得た、加重平均強度を用いてよい。

しかしながら、変形性に大きな差異がある場合には、変形性の小さな部分に応力集中が起こり、上述の加重平均強度を用いる検討だけでは、妥当ではない。この様な場合には、実際のモデルにおいて、弾性論に基づく岩盤内の応力分布を算出して、局所的な破壊が起こるかどうかの検討を行なう必要がある。これが、点安全率の検討である。この様な検討を行えば、変形性の大きな弱層が重力ダムの上流端にある場合と下流端にある場合とでは、加重平均強度を用いたHennyの極限安全率では同じであっても、点安全率に着目した局所的な安全率では、大きな差異が出てくるのである。

この様な点安全率に着目した検討が必要か否かの変形性に対する判断は、ダム基盤として用いる岩盤の弾性係数によって行なうものとするれば、 $\frac{E_{min}}{E_{max}} = \frac{1}{3}$ 程度と考えられ、これ以上大きければせん断強度の異なる岩盤が分布する場合においても、加重平均強度を用いたHennyの式に

よる安全率の検討のみで充分であろう。点安全率に着目した局部破壊の検討は、当研究室の保有する有限要素法のパログラムにより容易に可能である。むしろこの場合の問題点は、強度、変形性の異なる岩盤の分布状況を、いかに正確に地質図（岩級区分を勿論含む）に表わすかという点であろう。

その他、特に蓮ダムの問題点として注意すべきことは、基礎岩盤が片岩より成ることである。片岩は、強度、変形性の点で特に異方性の顕著な岩盤である。すなわち、片岩の片理面に対する荷重のかける方向によって、強度、変形性が大きく異なる。従って、実際の現位置試験に際しては、実際のダムからの作用力の方向に基づいた試験を行なうべきである。

蓮ダムにおいては、 $H=79\text{ m}$ であるので、 $C_m$ 級の岩盤まで当然基盤として用いるべきで、黒色片岩の  $C_h$ ,  $C_m$ , 砂質片岩についての  $C_h$ ,  $C_m$  に対して、せん断強度を求めるべきであり、変形性については、従来の試験では  $\frac{E_{Cm}}{E_{Ch}} \leq \frac{1}{3}$  となる様な例は少ないので、場合によっては変形試験を省略しても差し支えない。設計強度としては、加重平均による強度を用いて差し支えないと思われる。内部摩擦係数については、鉛直応力  $\sigma$  を色々変えたケースについて測定値を得て、試験より得るのを原則とするが、実際にダムからの作用力  $\sigma$  の近傍で測定値を多く得る様にすれば、内部摩擦角の推定による誤差は相殺できるので、この様な試験を行なって便宜上内部摩擦角を  $45^\circ$  に取る場合もある。

（ダム構造研究室）

#### 4-3 崖錐堆積物をフィルダムロック部分の基礎とすることについての調査方法及び判定基準について

##### （主 旨）

崖錐は左岸側の上流ロック部がのる位置にあり、一番厚いところで約  $30\text{ m}$  くらいある。この崖部を全部除去すると推定約  $300,000\text{ m}^3$  であり、これを残すか除去するかによって相当経費に影響すると思われる。また、この崖錐の下に薄く旧河床堆積物があり、これが水みちとなっている。

一般的な調査は現在実施中であり、その内容は、現場密度・粒度分析・液性・塑性試験・比重吸水量・突固め試験・一面せん断試験等を行ない、すべり及び液化現象を起さないかを検討し、この結果除去しなくてもいけそうであればブロックせん断試験等を行ない、精度を上げていこうと考えている。その場合の判定基準として、すべりに対してはロック材と同等の強度であれば問題ないが、それより低い場合、計算上もてばよいか、又何らかの処理をしなければならないか、又崖錐が飽和した場合性質が変化しないか、それを調べる場合どのような調査方法があるか、又液化現象に対しては均等係数及び現場密度等によって判定したいと思うが、それだけでよいか等について御教示願いたい。

（水資源公団）

##### （回 答）

フィルダムのロックゾーン下部に堆積層を残したまま盛立を行なうか否かは、フィルダムの有利性を生かす意味においてしばしば議論の対象となる。この場合の問題点としては、御指摘のよ

うに堆積層のせん断強さや地震時の液状化の問題があるが、この他に変形性、沈下また、堆積層の位置によっては水位低下時の排水性の問題などが考えられる。

基本的には堆積層がロックゾーンと同等か、それ以上の強度を有しておればよく、一般的には河床堆積層の場合にはシルト、砂などの均一層の層状堆積物の場合を除いては良好な粒度配合をしており密度も大きいために、強度もロック材料と同程度で残されることが多いが、崖錐堆積層の場合には自然含水比の高い細粒分が多く含まれており、特に崖錐層の下部においては細粒分の堆積がみられることが多く、また成因的にも全体的に密度が小さいために強度が小さく取除かれる例が多い。

したがって崖錐堆積物を残すためには、それなりの慎重な調査と安全性に対する検討が必要である。

崖錐に対する調査は本質的には提体材料に関するものと同様であるが、まず第一段階としてボーリングや物探、立坑、横坑などにより崖錐の分布の調査を行ない、次に現場密度、粒度分布、自然含水比などを知ることが必要である。現場密度は一般に下部において大きくなる傾向がありまた、堆積層下部においては自然含水比の大きい細粒の堆積層がみられることがあって、これは滑りの原因となるので、調査は広い範囲にわたり全体的な状況の把握につとめる必要がある。

崖錐堆積層が飽和した場合の強度低下がどの程度のものであるか統一的な見解は得られていない。むしろ崖錐層は、排水性が悪く、急水位低下時の残留間隙圧が問題になることが多い。したがって崖錐層の透水性についての調査が必要である。透水性の調査は現場の堆積状態を再現させたテストピースについて行なうこともあるが、ボーリング孔による方法や注水試験、揚水試験などの現地試験によるのが望ましい。

崖錐上に盛立を行なう場合には、ダム完成後の総体的な沈下や変形性についても配慮する必要がある。沈下や変形性は、材料の物性値を求める方法がないために、正確な推定は困難であるが一般には、地表または横坑において平板載荷試験やクリープ試験を実施し、これ等の結果から推定を行なうのが普通である。最近では、試験により得られた物性値により、提体と基礎を一体としたものについて有限要素法による解析も実施されている。定性的には、密度が小さい堆積層は、沈下、変形性も大きいのでダム下部に残すことについては問題が残るであろう。

堆積層の地震時の液状化現象は材料の粒度分布、拘束圧、相対密度、余裕間隙比( $e - e_{min}$ )などに影響するといわれている。この問題についてはSeed、土田、谷本、石原、岸田等の研究があるので、これ等の条件を参照して検討しておけば十分であろう。しかし、液状化の恐れがあるような堆積層は取除くことが望ましい。

崖錐のせん断特性の試験はブロックせん断試験によることは困難である。基本的には原位置試験、あるいは乱さない試料を採取して室内試験によることが必要だが、実際には軟質であること、粗粒材料が不規則に混入していることのために不可能と思われる。したがって試験は粒度、含水比を変えずに密度を現場密度と合せて、一面せん断試験や三軸圧縮試験による方法が用いられている。安定性の検討は円弧すべり面についてスライス法、ウェッジ法、複合すべり面法などにより実施するが設計数値の採用にあたっては、堆積状況の違いによるバラツキも考えられるので十

分余裕のある値を採用するよう配慮すべきである。

質問の主旨から現場における崖錐の堆積状況、地形、ダム軸との関連が不明であり、一般的な条項を述べるに止まったが、この問題は、むしろ画一的に論ずべき性質のものではなく、現場の特性に応じた調査が必要であり、更に地質学的な観点からの調査をも加味し、これ等の結果に基づいて総合的な判断を要するものと考えられる。

(フィルダム研究室)

#### 4-4 利水計算における基準年のとり方

##### (主 旨)

ダムの計画規模決定に当たって一般には、一連の利水計算を行ないその1/10程度の安全度で規模決定がなされているが、1/10付近の必要容量差が大きい場合、基準年のとり方について、この場合1/10とは10年間の1位とか、20年間の2位とかいっているが、期間をどこに設定するかによって容量がまちまちとなる。水文統計でおこなっているような手法を適用できるようにできないものか。

(水資源公団)

##### (回 答)

##### 1. 資料のとりかたによって必要利水容量が違ってくることについて。

これは指摘のように対象とする確率安全度附近の必要容量差が大きい場合にはとくに目立つことになるが、このことは一般的には資料抽出のゆらぎに起因するものとみられ、この例のように比較的少ない資料を扱う場合には統計学的にも当然考えられることである。近年は資料の整備が進んできていることや降雨-流況変換手法も一般化してきているので、今後の利水計画ではより長期の流況資料によって計画の精度を高めるための補足検討、検証を行ってゆくことが望ましいと考える。

また上記に関連し、利水安全度について若干考えてみると、その基本的考え方として、計画を超えるような渇水に対しても需要または供給上の弾力性によって対処しうることが必要で、それをあらかじめ検証しておくべきであろう。そしてその見通しが立たない場合には維持流量等をできるだけ大きくとって実質的安全度をあげておく必要があるのではないかと考える。

上の2つの点は、指摘のように安全度のわずかの差によって必要利水容量が大きく変るような場合に、検討された容量規模の妥当性と安全性を検証するための目安として有効であると考える。

##### 2. 開発量によって対象年が変ることについて。

利水容量を求める場合、一連の利水計算を行って所要の安全度をもつ容量規模とそれに対応する流況対象年が選定されるが、開発水量が変化すると対象年も変ることがありうるのは当然考えられることである。これは流況系列を想定してマスカーブ法によって検討を行う場合の一般的な問題といえる。

このような対象年方式の不都合さを改善する方向として考えられるのは、大別して、

- (1) 長年間の降雨または流入量系列による貯水池運用シミュレーションを行い、多くのマスカーブ

ープから確率的に必要容量を、および選定した代表パターンから運用行程を求める方法。

(2) 入力である降雨または流入量を確率量として与え、OR等の手法によって運用計算を行う方法。

があるだろう。

(1)の方法では数十年またはそれ以上のぼう大な系列資料にもとずいた計算を行い、一般化した対象年パターンをあてはめることが考えられるが、開発水量を変えるたびにやはり対象年が変わり得ること、作業量が多いことは実用的に若干問題となる。また資料については、近傍地の降雨資料まで利用することを考慮すれば大抵の地域では50年またはそれ以上の記録を求めることはできる。なお近年は実験的に種々の方法によって降雨または流況値系列を模擬的に発生させる試みがなされているが、実用上ではなお研究が必要であろう。

(2)については推移確率行列を応用して貯水量の季節的变化を確率的に推定する方法が試みられており、利水計画検討の有効な方法の1になりうると考えられるが、流況の地域的、時間的相関性の取扱い、資料年数による流況度数分布の精度など実用化のためにはいくつかの問題が残されている。(「ダムによる低水管理の手法に関する調査」昭和48年度河川総合開発事業調査費報告参照)

(2)についてはこのほかにも多段階的決定手法等いくつかの手法が提案されているが、わが国への適用について、今後検討を進めてゆく必要がある。

(水資源開発研究室)

## 5. 砂防, 地すべり等に関する問題点

### 5-1 土砂崩壊のシステムについて

#### (主 旨)

土砂崩壊のシステムについては砂防の計画に非常に重要な問題である。特に雨と崩壊の関係が最も重要な事と思われる。

土研で実験をされていると思うが、その結果、並びにこの点についての考え方をお知らせ願いたい。(多治見)

### 5-2 山腹崩壊と降雨及び植生との関係について

#### (主 旨)

流量は降雨より推定できるようになってきたが、土砂量は推定できない。降雨より生産土砂量がわかれば、砂防計画等に使用できる。その意味で降雨と崩壊の間にどんな関係があるのか、また山腹を植生がおおっている場合、植生の種類及び年令により崩壊との関係があるかどうか何う。

(天龍川上流)

#### (回 答)

質問後者の前段質問事項が共通するので合せて回答する。ただし、現在の資料からは満足の行く回答を引き出していないことを予めお断わりしなければならない。

雨と崩壊との関係というと、

① 雨の量または強さと崩壊の発生する時期の関係

② 雨の量または強さと崩壊による生産土砂量との関係

の2項目について考えなければならない。①について従来から連続雨量が大であることや雨量強度の強いことが崩壊の誘因であると経験的にいわれて来ていたが、崩壊と対応した雨量資料が少なく経験論も出なかった。47年7月豪雨災以後比較的資料が集まるようになっておおよそそのことが知られるようになった。図は、47年7月豪雨における一雨の累加雨量～時間関係を示すもので、時間スケールが異なるので見にくいかも知れない。矢印は土石流の発生した時刻を示すものである。ここには3種のパターンを記載したけれども、得られた資料の中では、図の天草のような強い雨の後部に崩壊が起こるようなパターンを示すものが多いようである。どれ位の累加雨量まで斜面が持ちこたえたという47・7繁蔭やえびのように累計雨量が500mmに達するものもあるが、資料を通覧して150mm以下で崩壊するものは少ない。雨量強度についてもかなりの開きがある。この間の関係について瀬尾・船嶺は、累加雨量曲線が立ち上る変曲点から土砂害発生時刻までの雨量を有効雨量として、有効雨量強度が4mm/hr以下では有効雨量が大であっても土砂害は起らず、有効雨量が40mm以下では有効雨量強度が大でも同様である。そして、有効雨量と有効雨量強度の関係において軽微な土砂害の起った領域とかなり大きな土砂害の起った領域とを区分している。

②について、筆者も既往の資料の整理を試みたこともあるが、まとまらなかった。最近降雨資料は比較的容易に得られるようになったが、流出土砂量の資料取得は経費も掛る。研究サイドとして、土砂の流出現象のあった流域面積と測量区域の明示された流出土砂量資料の積み上げを期待したい。

砂防計画論に端を発する質問のようであるから、崩壊・土石流による流出土砂量を評価してみよう。大災害13例による流出土砂量を流域面積で除した平均深さに換算した値は、0.1 m程度が大きい方で、大体、cmのオーダーである。川口によると山地土壌侵食の年平均流出土深さは0.1 mmのオーダーである。

山崩れは起ればその流出土砂量は土壌侵食量の100年分にも相当して大きいが、その生起する確率は大きくなく、生起する面積率も流域面積の10%止まり程度である。この事実が砂防計画に、崩壊による土砂量を取り入れるに当って一つの観点を与えるものと思う。

次に、森林と崩壊との関係についてであるが、土研の実績に全く無い事項であるので他の論文たとえば、難波宣士、豪雨による山地崩壊と森林の関係、施工技術Vol. 5, No. 11 (日刊工業新聞社)などを参照されたい。要約すると、さまざまな立地条件において発生する崩壊に対して、きわめて複多な内容を持つ森林状況がどのように関係するを明確に表現することは今後の問題であるとしながらも単位面積当りの崩壊箇所数や崩壊面積、さらには崩壊土砂量はいずれも無林地の方が多くて、一般論としては森林が崩壊防止上有効であると推論している。また、根系の崩壊に対する抵抗力は林木の抜根抵抗力に比例すると考えて伐根および立木の経過年数と引根抵抗力を測り、両者を合計すると伐採後10～20年前後の時期に樹根による土壌緊縛力の衰える時期が表われ、林令別崩壊割合を調べた結果のなかには伐採後15年頃の林地にもっとも崩壊が多発するという報告と符合するという事項は興味深い。結論として森林は有限機能であるがその範囲において山地を守り、その森林を工事で保護することを方向づけている。

(砂防研究室)

### 5-3 山腹崩壊の回復時間について

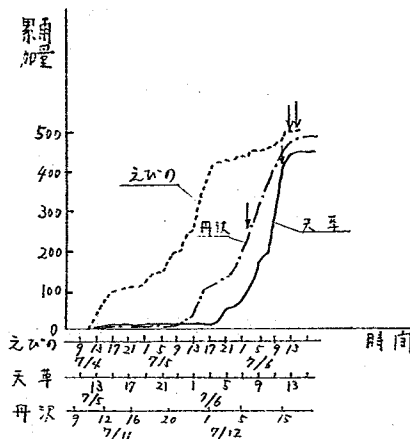
#### (主 旨)

山腹崩壊が発生し、その後植生の侵入により回復がみられるが、その回復時間はどう推定したらよいか。地質及び気候等の影響はどうなのか伺う。

(天龍川上流)

#### (回 答)

この質問については土木研究所における研究成果を踏まえて回答することができないが、主と



して環境保全の見地から工事によって生じた裸地の森林化に関する研究を来年度以降のテーマに予算要望しているので、一部これと関係ある問題なので見解を述べるものである。

まず、質問者が崩壊跡地に植生が侵入することを回復といっている意味について考えてみたい。斜面にある誘因が作用して安定度を減少していった結果すべり面で破断が生じて崩壊となった訳で、もとの斜面と異なる形となったけれども停止した土塊は一応の安定を得たことになる。ただし、崩壊地の周囲の斜面では引張によって破壊されているから急角度となって元の状態より安定度が減少している。こういう状況にある崩壊地に植生が侵入しても崩落土塊および崩壊地周囲の崖の安定度、静力学的力の釣合いに関する安定度を増大したものとは見なされない。つぎに土壤侵食をみると、崩壊跡地から流出する土砂は年間流出深さにして数cmであるのに、草地・林地の年間流出深さは $10^{-2}$  mmのオーダーであり、草地・林地の中では良好な原生林の流出土砂量が最も少ない。こういった点から植生による崩壊跡地の回復とは土壤侵食による流出土砂量が草地・林地なみとなったのだということと解釈する。そうするとお尋ねの回復時間というものには植生によって崩壊地周辺の植相と同様な地被状況（計量するのは疎密度、根量など、根量は植生個体の体積と相当するであろう）になるのには何年かかるかということになって、人工の手によって林地造成を行なおうとする限り、ある程度の推定が可能かと思われる。

（砂防研究室）

#### 5-4 地すべり、地すべり性崩壊、崩壊の相違について

##### （主 旨）

参考書等では地すべり、地すべり性崩壊、崩壊の相違点について詳しく書いていないため、現場での判定に苦勞する。詳しく相違点を説明してほしい。

（天龍川上流）

##### （回 答）

斜面の現象を大別すると地すべりと崩壊に分類される。一般に我が国で最も多い地すべりの規模は垂直厚で15～20 m、幅50～100 m、奥行100～500 mで土量にすると、小規模なもので1万 $m^3$ 、普通は10万～100万 $m^3$ で特に大きいものでは、1963年にイタリアのバイオントダムで発生した2億5000 $m^3$ の地すべりがありました。

発生の誘因は、豪雨よりむしろ長期間の降雨（梅雨など）や融雪、積雪によるものが多く、又規模が大きいために発生直後に何らかの徴候（前駆現象）、例えば地面の亀裂、道路の沈下や盛上り、家屋の変状などがはっきり現われる。

これに対して崩壊はその前駆現象が小さく、肉眼で見つけることができない程であるため、ある時突然崩落または滑落し、家屋などに被害を与える。前述の地すべりが滑動を防止するのに高い技術が必要とするのに対して崩壊はむしろ予知技術の困難性の問題がある。規模は厚さ0.5～2 mのものが大部分で、幅は10～20 m、奥行15～20 mで土量に対して数百 $m^3$ ～数千 $m^3$ のことが多い。

地すべり性崩壊というのは前二者の中間的なものをいい、はっきりした相違を定義するのはむずかしいと思われる。

（地すべり研究室）

## 5-5 土石流、掃流について

### (主 旨)

流送土砂量の計算を行なうに土石流、掃流の二つがあり、その使用限界がわからないので、土石流、掃流の相違点、流れの機構等説明してほしい。(天龍川上流)

### (回 答)

いま流水中にある砂れきの粒を考えると、この粒には流水が衝突することによって動かそうとする力が作用する。この衝力に対して砂れき粒は河床面との摩擦抵抗力で抵抗しているわけであるが、流水の速度が大きくなってバランスを越えると砂れき粒は移動を始める。ここには1個の砂れき粒を考えたのであるが、実際の河床には無数の砂れき粒があって、相互の力学的干渉があるからその移動に関して衝力論の説くような力の働きかたとならず、考え方として河床全体に面的に作用する力を考える必要がある。流水によって流路の底面に働くせん断応力を掃流力とした。河床の砂れき群に限界を越える掃流力が作用すると砂れきは移動し始めるわけであって、この掃流力によって砂れきが流路床上を転動、滑動または床面に沿って跳躍して移動する形式の流砂を掃流砂という。流水によって移動する流砂の形式は粒に働く力の種類によって掃流砂、浮流砂、河床に見出される粒の規模によってベッドマテリアルロード、ウオッシュロードに区分される。

流水による(流水の流路底面に働くせん断力、流水の乱れによる拡散より生ずる力による)運搬に対して、多量の土砂と一緒に水の流れの機構は流水による流砂のように解明されていない。さらに水量よりも土砂量の方が多いような状況となると、形の変化、質量の変化を伴うもののむしろ塊(mass)に近いとみなして取扱う方がよいようになる。これが土石流であって我が国における土石流の成因として、

1. 谷頭崩壊がその直下に止ることなく溪流を流下する。
2. 急激な出水において、溪床の堆積土砂がその堆積勾配を保ち得ず一時に崩れ込む。または流水が堆積土砂を拾い上げる。
3. 天然ダムの欠壊。

があげられる。成因が多様であることから見当がつくように土石流の物理的性質は非常にまちまちである。したがって土砂運搬の機構の上からいうと掃流砂形式でないものをすべて土石流ということにして、土石流の中を幾つかに整理区分した方がよいのかも知れない。

流れによる砂れきの運搬においては砂れきの径あるいは単位体積重量の小さいものは動き易いので粒径の分級作用の結果、河床の断面に層状構造が見られるのが掃流砂形式の特徴である。この特徴を用いて一つの河道を眺めて見ると、掃流砂の区間がずっと続いて、それが切れて掃流砂でない形式の区間がずっと続くというように明瞭に別れるのではなくて、両者の間に両者の形式を繰返えて表わす区間が存在する場合が多い。また、一回の出水の跡を見ても土石流の主体をなす部分が停止堆積したところから下流に向って掃流砂形式となる間に漸移的な流砂形式をはさんでいる。

質問事項に沿って機構と現象の面から説明をしたが、対策工法の面からの区分が実際上は必要である。(砂防研究室)

## 5-6 基岩の風化について

### (主 旨)

風化の進み具合により自然界に与える影響が大であるが、風化の進行度を知ることにより、災害防止等利用価値が高い。風化の進行度の数値化は可能か、また山腹崩壊との関係の数値化は可能かどうか伺う。

### (回答-1)

一般に観察できる風化現象は新鮮な岩盤から土壌までの間のいろいろな段階のものがある。岩石の示す物理的性質、たとえば比重、耐圧強度、弾性係数などは風化の進行につれてその値を減じ、吸水率は増加する傾向がある。したがって風化の程度を数値化して表現しようとするには風化の進行につれて変ってくる物理的性質を測り出せばよいわけで、調査法として原位置土質試験や物理探査がある。風化の進行度合を斜面崩壊と結びつけて関係を説明しようとするれば、崖崩れのような場合は徹底的な扱いで原位置土質試験を採るとしても、山地の崩壊のように規模の大きなものはむしろ概括的に扱って調査法も物理探査法を採って解明へアプローチするのが妥当であろう。風化作用を受けた岩石や岩盤においては、その中を伝わる弾性波の速度は新鮮な岩石に比して小さい値をとる。風化の程度が進むほど速度の低下は著しい。また、波の減衰も著しいことが知られている。このような性質は岩石の風化の程度を推定するのに使われる。弾性波探査によって地盤の速度層が求められたとして、この数値をどのように判断するか、2つの判断があるように思う。1つは得られた測定値をその種の新鮮な岩石の既知の値と対比して風化の程度の、いわば絶対的な値の変化で風化の程度を判断しようとするものであり、もう1つは2時期の測定を行なって時間経過に対する速度の変化から風化のいわば相対的な変化で進行度を求めようとするものである。Caloiがバイオントダム岩すべりの岩塊の劣化の深部への進行と弾性波探査について記しているところによれば、1年間で岩塊における弾性波速度約5000~6000m/secが2500~3000m/secに減少している。1959年から60年の間に圧力の増加と岩石の降伏によって破壊の進行が深層におよび、この一年で破碎岩層の深さが10~20mであったのが50~70m、深い所では150mにさえた。この事実が岩すべりが落ちる一年以上前に予知する方法の糸口を与えると、岩すべりが悲劇的な崩落をしたのは1963年である。

質問事項のように風化の進行度によって災害防止に貢献しようとする考え方は正しい。弾性波速度の短い期間の変化が我が国の、それも崩壊土層において把握できるかどうか、それに弾性波速度の変化とすべり土塊の落ちる時期との関係がどうなっているのかについては将来の研究にゆだねるものとしても我が国の砂防河川の中には構造線との関係で貫入岩や新規火山噴出物からなるいわば地盤として瑕疵のある流域が多い。これらの中にはすでに地変というような大崩壊を起こして連年土砂流出を続けているものの流失量よりも包蔵量の方が多く、またこういう地質の所では地変の大崩壊の残土ばかりでなく、潜在性土すべりの幾つかを地形的に指摘できる場合が多い。その一方砂防計画の対象になるのは連年の埋積谷の侵食による土砂量とその他の生産源からの土砂量を加え、それに異常洪水時流出土砂量として地変の大崩壊の残土や潜在性土すべりの中から何がしかを見積った土砂量である筈である。こうした考え方で計画を進める以上自然の営み

が見積った土砂量の範囲内にあることを常に確認する作業が必要であって、もし、これが範囲をこえる徴候があれば急速な工事の施工、あるいは時間的経済的に条件を満足しない場合には住民の避難で対処しなければならない。この意味において将来の砂防行政には土塊の安定状況を監視する業務が重要な仕事となるのを信じている。

(砂防研究室)

## (回答-2)

結論から先に申し上げると、全ての岩種、風化の段階、地域、あるいは気候等において風化の進行度を示し得るような数値化は未だ出来上がっていない。岩石の風化という現象は、よく知られているように原岩の化学組成、岩種地史、雨量、気温、地形その他数々の要因の組合せによるもので、そのメカニズムについてもまだ解明されていないものが多い。とくに、長い地質年代を要して生じる自然現象であるから、野外でも室内でも実験として再現することが非常に困難で、数値的表現を得難い。しかし、風化の進行度を客観的に知することは、防災上あるいは設計の安全性、経済性の面からも必要なことなので、土木応用地質および砂防の分野で、これまで内外の多くの人によって分類、数値化あるいは現象の解析が行われてきた。

この場合にも、特定の岩種たとえば花こう岩、石灰岩などについてのみ適用できるものや、ある狭い範囲の地域内で考察した例が多く、全体を総合的に説明できるものはみられない。また、風化の進行は新鮮な岩石(基岩)から土(表層)にいたるまでが必ずしも直線的でなく、むしろ指数曲線的で、風化のごく初期はその進行がおそく、風化が進んだ段階では、局部的に地形や雨、気温差などの要因の影響を強く受け、急速に進行する傾向がある。この様なことが風化の数値をさらに困難にしているといえる。

数値化や区分の試みの例について、2~3を紹介する。

### 1. 風化の数値化

#### (1) 化学的風化度

岩石が風化していくにつれて化学成分の比率が変化することに着目し、成分比によって風化の度合を求めている。この方法の難点は岩石の厳密な化学分析を必要とし、時間経費がかかる割に地山全体の応用地質的性質を直接示し得ない点にある。

風化ポテンシャル指数

$$(WPI) = \frac{(K_2O + Na_2O + CaO + MgO - H_2O^{(+)}) \times 100}{SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 + TiO_2 + FeO + CaO + MgO + Na_2O + K_2O}$$

風化進行指数

$$(PI) = \frac{SiO_2 \times 100}{SiO_2 + TiO_2 + Fe_2O_3 + FeO + Al_2O_3}$$

化学的新鮮度

$$(DF) = \frac{FeO + MnO + MgO + CaO + Na_2O + K_2O}{Al_2O_3 + Fe_2O_3 + H_2O^{(+)}}$$

$$\text{絶対的的化学的新鮮度 (ADF)} = \frac{\text{風化した岩石のDF}}{\text{新鮮な岩石のDF}}$$

また、もっとも変化し難いアルミナに対するシルカのモル比、新鮮な岩石から風化岩への全成分損失量などで表わすこともある。図-1は花こう岩について示したものである。

## (2) 経年の風化深度

建造年月の判明している墓石や石造建築物について、石材表面からの風化深度を実測し、風化の進行度を推定する方法が試みられたことがある。

ヨーロッパの石灰岩 5~10mm/100年

エジプトの花こう岩 0.1~0.2mm/100年

ピラミッド(石灰質細粒砂岩) 20mm/100年

日本においても出所と建造年が分った墓石や城壁の石材の風化深と原地山の風化深とを比較検討することによりある程度の風化区分が可能と考えられる。

## (3) 弾性波速度

よく知られているように、風化が進むと岩盤に割れ目が多く発達するようになり、鉱物の結合状態も弱くなる。これが弾性波速度の低下をきたすので、弾性波速度および、新鮮な試料と地山の速度の比などから風化を区分する方法が考えられている。弾性波速度による方法は、短時間に広域にわたって調査が出来ることや、非破壊試験

であることなどから簡易で有用な方法であり、データも多いので他の地域との比較もできる。ただ弾性波探査法は地形や地下水の影響を強く受け、誤差の大きいものであるという点には留意する必要がある。

風化係数(K)

$$K = \frac{V_0 - V}{V_0}$$

$V_0$  : 未風化の岩石のP波速度

$V$  : 対象とする岩石のP波速度

イリエフはKによって風化度を表-1のように表現している。

表-1 風化係数(Iliev(1966))による風化度の表示

| k               | 風 化 度      |
|-----------------|------------|
| 0               | 新 鮮        |
| $0 < k < 0.2$   | わずかに風化した   |
| $0.2 < k < 0.4$ | 風 化 した     |
| $0.4 < k < 0.6$ | 強く風化した     |
| $0.6 < k < 1.0$ | きわめて強く風化した |

この他S波速度による区分、垂直・水平方向の速度( $V_{PV}$ ,  $V_{PH}$ )差などによる区分も試みられている。

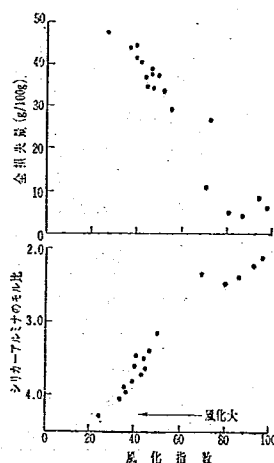


図-1 花こう岩の風化度の表示例  
(B.P. Ruxton, 1968 による)

#### (4) ボーリング

風化によって割れ目が非常に多くなった状態をボーリングによって知ることが出来るが、それを数量化して表現する方法の一つに RQ Dがある。RQ Dとは、単位掘進長さ(例えば 1 m)中に長さ 10 cm以上のコアがどれ位あるかを示すものである。

$$R.Q.D(\%) = \frac{10\text{ cm以上のコアの累計長さ}}{\text{単位掘進長さ(例えば 1 m)}} \times 100$$

RQ Dによる岩盤の表示には、表-2のような区分が提案されている。また掘進率などを装着したボーリングによって掘進時間の変化から風化状況、岩質を区分する方法もある。

表-2 RQ Dと岩盤の良好度表示(Deere 他, 1967)

| RQ D(%)  | 状 態   |
|----------|-------|
| 0 ~ 25   | 非常に悪い |
| 25 ~ 50  | 悪 い   |
| 50 ~ 75  | 普 通   |
| 75 ~ 90  | 良 好   |
| 99 ~ 100 | 非常に良好 |

#### (5) N値

風化が進んで土に近くなったものについてはN値によってある程度の区分が出来る。N値はバツキが大きいので、1箇所を時間をかけていいいにやるより、多数点の測定値から統計的に推計の方が風化の区分には有効である。この点から、急傾斜地崩壊研究室による簡易貫入試験機はもっと活用されるべきであろうと思われる。

#### (6) 間隙率

間隙率は岩石の風化に対してかなり良好なインデックスになる。たとえば、

未風化の岩石の間隙率  $n = 0.3 \sim 1\%$  程度

風化が進んだ岩石  $n = 30 \sim 40\%$

また、飽和状態の含水比を変質係数(i)として区分する方法も提案されている。

#### (7) 一軸圧縮強度( q u )

一軸圧縮強度は、風化による岩石の力学的性質の低下を端的に数字で表現できるので、よく用いられることがある。この場合もバツキの統計的処理と地質学的判断が必要であるし、サンプリングや物理的性質との対比も必要である。また、破壊前の試料について、超音波速度を計測し照合することが普通行われている。

#### (8) 鉱物観察

岩石の風化がはじまる場合に、岩石の構成鉱物のうち黒雲母や長石のように特定の鉱物から変化をはじめ、顕微鏡によってその様子が識別され、さらに風化が進むと、露頭や試料について肉眼によっても識別することができるようになる。また、X線分析、示差熱分析を併用すると、風

化現象に特有の粘土鉱物の増減もよく識別できる。しかし、これらはあく迄定性的なもので、数値化にまでには至っていない。

## 2. 山腹崩壊と風化の進行度の関係

風化岩山地において、山腹崩壊が多いのはよく知られた事実であるし、風化と崩壊には強い相関関係があることはよくいわれている通りである。しかし、風化が強い地域や場所でかならずしも崩壊が多いとは限らず、地形や降雨量などの要素に左右されることが多い。

現在、多くの人々が風化の進行度と崩壊との関係について調査、研究を行っているが、必ずしも数値的關係が説明されているとはいえない。現状では岩種に応じて、地形解析と弾性波速度との関連から風化区分を行い、降雨強度との相関を求めるという方法がもっとも現実的であると思われる。その線に沿った調査研究が建設省だけでなく、国鉄、大学、防災センターなどでも行われている。

## 3. 参考文献（邦文のみ）

### (1) 風化全般

風化——その理論と実態 松尾新一郎監訳 ラティス社

### (2) 風化と崩壊

深成岩類の風化に関する研究（第一報） 三浦清

応用地質 Vol.14 №3（1973）

深成岩類の風化に関する研究（第二報） 三浦清

応用地質 Vol.15 №3（1974）

### (3) 風化と工学的性質

フィルダムに用いるロック材料と軟岩の使用 山野隆康

土と基礎 Vol.21 №3（通巻181号）

岩盤の工学的表示方法 吉中龍之進

土と基礎 Vol.21 №3（通巻181号）

風化花こう岩類の構造とその工学的意義について（その1） 橋川邦武 他

応用地質 Vol.15 №2（1974）

### (4) 調査法

簡易貫入試験機による地盤調査（その1） 大久保駿

土木技術資料 Vol.13 №2（1971）

簡易貫入試験機による地盤調査（その2） 大久保駿

土木技術資料 Vol.13 №8（1971）

その他、新砂防、防災科学技術総合研究報告および速報、災害科学総会講演論文集に関連する文献がある。  
（地質研究室）

### 5-7 不測の土石流等に対処するための森林造成計画について

#### (主 旨)

不測の土石流にそなえ、芝川水系、澗井川水系の分流に関して森林帯の造成を計画している。堤内側に設ける場合は、導流堤を溢流する不測の土石流にそなえることになるが、このような場合、不測の土石流とは、どの程度を考えればよいか、又、堤外に設ける場合、土砂攔止に効果を上げれば、扇状地の貯砂能力は落ちてくる。この点で他によい方法があるか。

(富士砂防)

#### (回 答)

富士山大沢扇状地の砂防工法に関する質問であるのでその線に沿って考察する。大沢扇状地砂防計画は一口で言うと、大沢から扇状地に年平均5万 $m^3$ の土砂が流入し、澗井川の許容流出土砂量が1万5千 $m^3$ であるから3万5千 $m^3$ を扇状地に貯える。さらに50年に一度生起する土石量の50万~150万 $m^3$ もこの扇状地に貯える。このため175万 $m^3$ の扇状地内に導流堤によって土砂を収容し、床固群によってうまく散らばせて堆積させるというものであると理解している。

かような訳で、土石流は導流堤に囲まれた堤外地で処理することになっているのであるから導流堤を越流する土石流を見つめてその減勢を堤外の森林帯で行なうという考え方には賛成しかねる。

森林帯は土石流の流入に対してそれなりの阻止効用はあるであろう。けれども力の釣合い関係で設計される構造物ではない。47・7 災広島県下でマサ地盤の崩壊にもとづく土石流について森林帯の効果を観察することができた。土石流は扇状地に立地する部落背面のヒノキ林、竹林に直撃ではなくて、沢で溢れたものが突入して来た。林地の勾配は20°に満たず、ヒノキは20年に達するかどうかの樹令で立木間隔1.5~2 m程度で仕立てられている。ヒノキ林ではごく一部の倒木が土砂をせきとめはしたが、土砂は立木の間を通過して下方に達していた。一方、竹林ではヒノキ林のように一斉ではないのでかなりの個体が倒木となって互いにかみ合うことによって阻止効果を発揮していた。この現象からみて、流れ込み条件に差異はあろうが、森林帯は、土石流が流れ込んだ場合にいくが立っているような状況では阻止効果は少なく、立木の一部が倒れることによって土石流の抵抗を大きく受けるようになり、倒木から立木に力の伝達が行われ、土石流が倒木ならびに立木の弾性反発や破断に勢力を損失することによって減勢されたと考えた。この観点からして森林帯はかなりのダメージを受けることによって土石流を減勢し得る。引き続き繰り返し効用の期待できない、電流回路にたとえるならば、定電圧放電素子ではなくてヒューズのようなものと解釈している。以上述べたように構造物的見方をすれば生長期間も含めて未解決な問題が多く、最適な姿を描くことはできないが、堤外地へ森林帯を造成することはいろいろな意味で効果があり、しかもマイナス効果は無いものと思われるので、実行に移そうとしさえすれば各分野の知識から写真真についてのコンセンサスを得るのには困難ではないと考える。

堤内に森林帯を置くことは現計画を定める資料を得た完全条件の条件外のことであったから、芝川に対するソフトなバリケードということで森林に似せたものを用いて局所的な配置実験を重ねた上で判断したい。

(砂防研究室)

## 5-8 野溪の発達について

### (主 旨)

富士山には、大沢川の他に数多くの野溪がある。これらは山腹の途中で発生しているもの、又、終っているもの等、それぞれの経過がある。ただこれらの野溪が将来大沢川のように発展していくかどうか。大沢川の防災上関連するので調査する必要があると思われる。これらの野溪の発達について有効な解析方法があるか。

(富士砂防)

### (回 答)

空中写真による河床変動調査の方法を山腹に押し広げて定期的調査を行なってみるとよい。

しかし、野溪の発達となるとタイムスケールの大きな問題であるから短い期間の変化を数回とらえて現象の全てを説明し得たとは考え難いであろう。侵食現象をモデル化して導いた式の適合性を検討した研究はある。こういう式に実測値を適用して検討されては如何。論文として、水谷武司、山地斜面の侵食過程に関する考察、新砂防80を紹介する。

(砂防研究室)

## 5-9 砂防ダムの水抜き(暗渠)について

### (主 旨)

堆砂過程の水圧を軽減すること、堆砂の地下水を抜いて堰堤にかかる土圧を軽減するために水抜き穴(暗渠)を設けるが、この暗渠の配置の決定方法、暗渠の断面のとり方について問う。

(中部技術)

### (回 答)

砂防ダムに水抜きを設ける目的についてはよく質問事項のようなことがいわれている。ものの中には水抜きをその効果により、

- ① 施工上排水
- ② 堆砂の浸透水の排除
- ③ 常時、水や土砂を貯めない

という区分をしている。このうち、①と③については明快であるが、②の意図するところは甚だ不可解である。質問事項のように堤体にかかる水圧を軽減しようとするものと考えたと大いに疑問がある。水抜きによって堆砂から間隙水が消失して土の実質部分のみが外力として堤体に作用するとは考えられないことであるし、堤体を設計するにあたってそういう効果を見積って外力を考慮してはいない筈である。考えられるのは砂防ダムは越流を許す形をとるから少しでも位置のエネルギーの小さい水を流して前庭部の保護にあたるということだろうか。筆をすべらせれば、将来砂防ダムを設ける目的に環境保全や利水が加わって来るとして、水抜きは堆砂中を浸透して水質浄化された水のアウトレットコンディットであるとか、常時に流水を堆砂表面上を流さず堆砂中への浸透をはかって流出遅延した水を取り出すためのものというような目的が唱えられるかも知れない。それから、水抜きの形、規模、配置については、池谷がオーストリーの文献を抄訳して砂防学会誌「新砂防」80号と81号に「砂防ダムの水抜き暗渠について」を紹介しているので参考にされたい。これには、目的ごとに水抜きの幾何学的配置、粒径と幅、形状ごとのオリフィス計算が記載されている。

(砂防研究室)

## 6. 下水道に関する問題点

### 6-1 河川と下水道の設計基準の相違について

#### (主 旨)

当事務所では都市河川総合計画調査をはじめとして、都市部における総合排水路網計画の樹立を急いでいるが、多くの問題のうちで中小河川と下水道との計画面における調整は大きな課題である。計画の安全度の問題を別にしても、河川と下水道の施設設計基準には考え方には相異があるようである。

ここではとくに雨水流出解析に合理式を使う場合の流出係数、洪水到達時間内雨量強度について、現在河川と下水道でそれぞれ行われている考え方、相異点及び今後河川と下水道を含めた総合排水計画を策定していく場合に相異点を調整していくとすればどうすればよいかの考え方について御指導願いたい。

(庄内川)

#### (回 答)

御指摘の通り都市河川と下水道の設計基準については計画規模に関しては、現在大きな相異点があり、この調整は大きな課題である。この問題に関しては、本省治水課都市河川対策室と下水道課、および土木研究所の三者により、11月～12月にかけて調整に関する打合せを行い、都市排水施設の計画標準(案)を作成する予定になっているので、少し時間をいただきたい。

なお問題の理解のために私見もまじえながら簡単に触れておくと、主たる相違点は、やはり計画確率年、流出係数、および粗度係数などであり、ほかに問題として、分担区分があろう。

まず両者の構造であるが、都市河川も掘込みを規定しており、動水勾配が地盤高上に出ないという意味では下水道と構造的にはほぼ同じであるが、水面付近ほど流速が大きいという意味では、被害の面から異にする。わかりやすくいって河川が下水道同よう5年確率で計画されれば、100年確率の洪水時の被害は想像するに難くない。一方下水道の方は確かではないが40～50mm/hr程度を境に、雨水マス等からの流入は不可能になり、道路面等を伝って流れるが、その水深は、平均的には大きくない。ただし局所的に下水管がふいたり、湛水深が大きいところがあるのである。ここらに計画確率年の差異の理由があろう。

流出係数については、下水道がアメリカの土木学会の標準等を参考にしていたこと、また上述の計画対象降雨および強度の差などもあって、一般に小さく目であり、河川の場合は在来の治水の全責任をもつという姿勢もあっていくぶん大きく目がとられているが、この点については、これらの姿勢を確認しての上で、調整をとれるものと考えられる。同よう到達時間については、計画流量時の流速による流下時間プラス流入時間の線で合意に達せようである。

粗度係数は、下水管と河川の3面張の際のちがいが問題となるが、やはり砂堆等の発生の可能性の有無等から適宜調整すべきなのであろう。また分担区分についても、流域面積2Km<sup>2</sup>程度で検討が進められている。

私見とことわるべきであろうが、もう一つ都市排水計画の理念に関して、丁度下水道が生活環

境の改善と水質の保全をうたっているように、都市河川にも都市景観の向上があり、いたずらに計画規模のみを大きくして、大U字溝を作ることは本意ではない。新規開発に関してはやはり雨水の一部をためて、流出係数を下げて下流への負担を大きくしない責任をもってもらふこと、その制度化等が必要なのであろう。

(都市河川研究室)

## 6-2 下水三次処理の現況と見通しについて

### (回答)

#### A 現況

下水の3次処理は次の3点からその必要性が強調されている。

1. 水質環境基準の達成及び維持
2. 湖沼内海等閉鎖水域の富栄養化の防止
3. 水資源の有効利用としての下水の再利用

これらの必要性に対応して、除去すべき汚濁物質は異なり、物質に応じて3次処理の方法も異なる。それぞれの物質と現在考えられている処理方法は次の通りである。

#### 1. BOD, SS等の有機物の除去を主体とするもの

##### (1) 浮遊物性有機物の除去

マイクロスクリーン、急速砂戸過(下向流式一層戸過, 多層戸過, 上向流式戸過), 凝集沈殿, 高速沈殿(チューブセトラ, ラメラセパレーター), 超戸過

##### (2) 溶解性有機物の除去

粒状活性炭吸着(圧力式, 重力式, 下向流式, 上向流式), 粉末活性炭吸着, オゾン酸化, 酸化池

#### 2. 窒素及びリンの除去を主体とするもの

##### (1) 窒素化合物の除去

アンモニアストリッピング, 不連続点塩素処理, 選択的イオン交換(アンモニア性窒素, 硝酸性窒素), 生物学的硝化, 脱窒

##### (2) リンの除去

石灰凝集沈殿, 金属塩(アルミニウム, 鉄等)による凝集沈殿

#### 3. 無機塩類の除去(脱塩)

逆浸透法, 電気透析法, 蒸留法, 凍結融解法, イオン交換法

これらのユニットはそのほとんどが、過去10数年来米国で開発研究されて来たものである。一般に呼称されている三次処理プロセスとは、これらのユニットメニューから必要に応じて適切なものを選び出しそれを組合わせたものである。したがって、2次処理における活性汚泥法のように特に、優占的なプロセスがないのが現状である。一方、米国では有望とされているユニットならびにプロセスでも、国情、風土の異なる我国で適したものかどうかは未知数であり、種々な方法でこれらのユニット、プロセスを実験的に体験し、問題点を把握確認しておく必要がある。

我国の下水道界において、実規模の三次処理施設が現在皆無であり、土木研究所が、横須賀な

らびに京都市の下水処理場にパイロットプラントを設けて実験を続けているのは、こうした趣旨に基づくものである。また各地方公共団体においても、それぞれの目的に応じて、パイロットプラントと実験を実施し、計画しているのも同じ理由によるものとみられる。

#### B 将来見通し

建設省下水道部では、第4次下水道整備5ヶ年計画の策定にあたって、環境基準の達成、富栄養化の防止上緊急を要する水域については、3次処理の実施を盛り込むことにしている。したがって、当面は公害防止計画策定地域などを中心に、有機物除去のための3次処理を、琵琶湖・霞ヶ浦水域にあっては、栄養塩除去を中心とすることになる。再利用のための下水の3次処理は、そのあとに來たるものとしてとらえておくべきであろう。これは、技術的な問題以外に費用負担等に係る複雑な問題の解決が伴うからである。

以上のような前提で、技術的およびコスト的な問題点をまとめると、次の様になる。

#### C 技術的な課題

1. 3次処理プロセスは単一な方法でなく、ユニット組合せであるため、技術的な問題点の発生も一様ではない。
2. 一般に3次処理には多大な資源（薬品類）とエネルギーが必要であり、これらを如何に回収し、消費量を抑えるかが問題である。

- 資源回収の例
- (1) 石灰凝集沈殿における、石灰、炭酸カルシウム汚泥の煅焼による生石灰化と磷酸カルシウムの回収
  - (2) 金属塩凝集汚泥からの有効金属の回収（アルミなど）
  - (3) アンモニア除去装置からのアンモニアの回収
  - (4) 活性炭の再生

エネルギー回収の例 逆浸透法における高圧水利用による発電

3. 2次公害の発生しないような3次処理技術の開発が必要である。
4. コンパクト化による施設用地の縮小を図る必要がある。
5. 維持管理が容易な処理法を目指す必要がある。

これらの5項目は、現在及び将来とも念頭おくべき問題点であるが、現在までに土木研究所で経験してきたパイロット実験で問題となっている点は次の通りである。

1. 石灰凝集沈殿、アンモニアストリッピング系におけるスケールの付着
2. 石灰凝集沈殿における、マグネシウムイオンのリン除去障害
3. 無機凝集剤添加による発生汚泥の増加と処理処分
4. 省力化に必要なリン、アンモニア、濁度、残留塩素などの自動連続測定装置の開発の必要性
5. 下水の特徴である流量、水質変動に対する対応策
6. 不連続点塩素処理により発生する塩素化合物の除去
7. 活性炭吸着における生物相の挙動（細菌、バクテリアの増殖）
8. 活性炭吸着における有機物吸着能力の明確な把握手法の確立

## 9. 急速汚過における最適汚材構成の把握

### D 3次処理のコストについて

3次処理に必要なコストについては、建設に係るものと維持管理に係るものに分けられるが前述の様に、3次処理プロセスは単一でないため、そのコスト算定は難しい。現在、土木研究所が進めている一連のパイロットプラント実験に一応の区切りがついた時点では、3次処理プロセスのパターンを仮定することにより推定可能となろうが、目下のところは、米国における諸データを参考にして推測するしかない。したがって、実態とは大分違った値となる可能性はありうる。処理量規模別に試算したものに東京湾汚濁対策調査報告書があるので参考にされたい。

#### [参考文献]

##### 1. 下水の高度処理と再利用に関する調査報告書(1)

土木研究所資料 ㏽769 昭和47年6月

##### 2. 下水の高度処理と再利用に関する調査報告書(2)

土木研究所資料 ㏽893 昭和48年10月

##### 3. 東京湾汚濁防止調査報告書 建設省下水道部

昭和47年3月

##### 4. 東京湾環境保全調査報告書 建設省下水道部

昭和49年3月 近日常

##### 5. 日米下水処理技術委員会議事録 第1回～第3回

昭和46年10月～昭和49年2月 日本下水道協会

##### 6. 第3回日米下水処理技術委員会技術セミナーテキストⅠ～Ⅳ

昭和49年2月 日本下水道協会

(三次処理研究室)

## 6-3 三次処理水の再利用の用途と問題点

### (主 旨)

#### (1) 三次処理実施年度の見通し

#### (2) 三次処理の処理水質について

#### (3) 再利用水として考えられる用途及び問題点

(庄内川)

### (回 答)

#### (1)について

御承知の通り、下水道事業は市町村ならびに都道府県事務であり、建設省は、これを所管する官庁であるが直轄事業をもっていない。したがって、3次処理の実施についても、実際の意志決定は都道府県ならびに市町村に委せられているため、実施時期については、建設省として明言することはできない。しかしながら、来年度を初年度として、策定を進めている第4次下水道整備5ヶ年計画において、建設省は下水の3次処理の実施を盛込む予定であり、計画が動きだせば遅くも昭和54年度には、一部で3次処理施設の着工、ないし運転開始が行なわれることとなろう。

この5ヶ年計画において、3次処理は、環境基準の達成維持が第1義的に促えられており、場合によっては、富栄養化防止を目指すこともあるとされているが、直接再利用は考えられていない。当面は、公害防止計画地域となっている、東京、大阪、名古屋など大都市や琵琶湖、霞ヶ浦周辺などが優先されることになるものと考えられる。なお、実験プラントではあるが、実規模施設（5万5千人分）の建設が、現在、多摩川流域下水道南多摩処理場において、東京都の手で進められており、遅くも昭和50年度中には一部開始が行なわれる予定である。

## (2)について

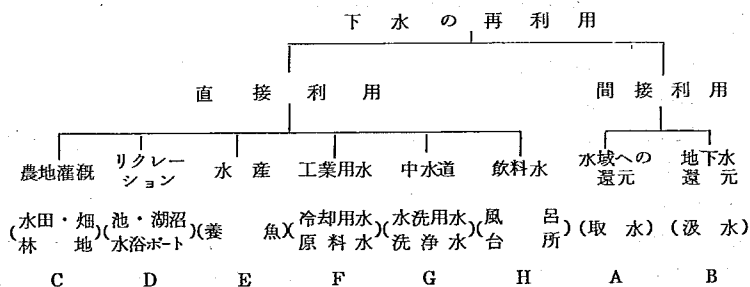
3次処理の処理水質については、2つの側面から論議できる。一つは、3次処理に課せられた謂わば目標水質であり、もう一つは、3次処理プロセスで達成することが可能な水質である。経済性については前者はこれを、徹底的に追求するものであり、後者はこれを度外視して考える。

まず前者については、質問6-2の解答でも解かれた様に、環境基準の達成、富栄養化の防止再利用といった3つの必要性に基づく目的に対し、如何に経済的に処理を行なうかが、重要な論点となる。例えば、環境基準達成を目標とする場合には、流域別下水道整備総合計画の最適解として与えられるし、再利用においては、用途に応じて要求される水質以上の水質にする必要はないわけである。目的に応じた水質目標については後述する通りである。

後者の可能水質とも呼ぶべき水質は、技術的（ある程度の経済性は考慮するが）に到達しうる水質であり、技術の進歩に伴って向上してゆくものである。また、プロセスによって対象とする汚濁物質も異なる。現在、技術的に可能と考えられる水質を表1に示す。

## (3)について

御承知の通り、昨年、河川局が公表した広域利水調査第2報告書によれば、昭和60年において、南関東など全国8地域で計42億 $m^3$ の水が年間に不足すると推定されており、水の循環利用等、効率的な水資源の活用が必要だといわれている。水の循環利用の一つに下水の再利用が考えられているわけであるが、再利用の形態用途を模式的に整理すると次の通りである。



これらの利用形態のうち、A, C, D, E, Hについては法令等で一つの基準が定められているので、それらの名称を表2にまとめておく。Bについては地下水そのものの管理について論議

がなされている段階なので、今後検討されるべき水質である。米国ロスアンゼルス衛生区では2次処理水の他の水と混合して浸透させているが、特に浸透のための水質基準は設けられていないという。Cについても、我国で全国的に共通して、オーソライズされた基準はないが、2,3の例を表3に示す。Gについては各種委員会で作成された試案を表4に示す。

下水を再利用するに当たり、各利用形態に共通して問題となるのは、水質と浄化コストである。水質については、一応基準があるものの、謂るWaste水であるから、未知の有害物質の含まれている可能性があり、用途によっては厳重なTechnical Assessmentが必要である。浄化コストについてもこれを誰が負担するかという大問題がある。水資源の不足から、循環利用が余儀なくされるとすれば、水利用者全体で平均的に負担しなければならないこともあり得る。これは水管理の抜本的な再検討につながる問題である。

この他の問題としては、Hにおける心理的な拒否反応の克服、ウィールス、発ガン物質等の除去、Gにおけるクロスコネクションの防止対策、二重配管の困難性などがある。

#### 〔参考文献〕

1. 下水再利用の検討 46年3月 関東地建企画部
2. 水の循環利用適合性予備調査報告書 48年3月 東京都首都整備局
3. 水の循環利用実用化調査報告書 48年3月 東京都首都整備局
4. 生活用水消費合理化調査報告(昭和48年度関東地建委託) (財)日本建築センター
5. 中水道調査報告書 48年3月 日本河川協会
6. ロスアンゼルス郡広域下水道庁における下水道事業 1974・6 下水道事業センター  
(三次処理研究室)

表一 1 3次処理で達成可能な水質について

| 処 理 の 方 法          | SS  | BOD | COD<br>(TOC) | P       | TN  | NH <sub>4</sub> -N | NO <sub>3</sub> -N | 摘 要                                           |
|--------------------|-----|-----|--------------|---------|-----|--------------------|--------------------|-----------------------------------------------|
| 1次処理 沈 殿 法         | 150 | 120 |              |         |     |                    |                    |                                               |
| 2次処理               | 120 | 60  |              |         |     |                    |                    |                                               |
| "                  | 70  | 20  |              |         |     |                    |                    |                                               |
| 3次処理 急 速 汚 過       | 7   | 8   |              |         |     |                    |                    |                                               |
| " 粒状活性炭吸着          |     | 5   | 5            |         |     |                    |                    | 急速汚過のあと                                       |
| " 石灰凝集沈殿           |     |     |              | 0.1~0.3 |     |                    |                    | 急速汚過を含む                                       |
| " Al, Fe凝集沈殿       |     |     |              | 0.1~10  |     |                    |                    |                                               |
| " アンモニア<br>ストリッピング |     |     |              |         |     | 25~50              |                    |                                               |
| " 不連続点塩素処理         |     |     |              |         |     | 1.3                |                    | Cl <sub>2</sub> ・NH <sub>3</sub> -N<br>=97のとき |
| " 選択的イオ交換          |     |     |              |         |     | 0.5~10             |                    | クリノプチロライト                                     |
| " 生物学的脱窒           |     |     |              |         | 1.9 | 0.3                | 0.9                | Barthによる                                      |

|       |                   |      |     |  |                              |     |       |      |          |
|-------|-------------------|------|-----|--|------------------------------|-----|-------|------|----------|
| 2次処理  | 生物学的硝化            |      |     |  |                              | 128 | 0.6   | 11.5 | Barthによる |
| 〔参考値〕 |                   |      |     |  |                              |     |       |      |          |
| 3次処理  | 過                 | 3~12 | 3~7 |  | PO <sub>4</sub> として<br>20~30 |     | 20~30 |      | Weberによる |
|       | 凝集沈殿              | 3~10 | 3~7 |  | 1~3                          |     | 20~30 |      |          |
|       | 凝沈・過              | 0~1  | 1~2 |  | 0.1~1                        |     | 20~30 |      |          |
|       | 凝沈・過・<br>吸着       | 0~1  | 0~1 |  | 0.1~1                        |     | 20~30 |      |          |
|       | 凝沈ストリッピ<br>ング過・吸着 | 0~1  | 0~1 |  | 0.1~1                        |     | 1~10  |      |          |

表-2 利用形態別の設定基準等名称

|   |               |                                                    |
|---|---------------|----------------------------------------------------|
| A | 公共用水域への還元     | 水質環境基準（閣議決定）<br>排水基準（総理府令）<br>下水放流基準（下水道法施行令）      |
| D | リ ク レ ー シ ョ ン | 海水浴場の水質基準（厚生省通達）<br>プール水の水質基準（同上）<br>公衆浴場水判定基準（同上） |
| E | 水 産           | 水産用水基準（水産資源保護協会）                                   |
| H | 飲 料 水         | 飲料水判定基準（厚生省令）<br>WHO基準                             |

表-3 かんがい用水の限界濃度（木村学而氏試案による）

| 項 目      | 対 象      |            |
|----------|----------|------------|
|          | 農作物（水稻）  | 農 地（水田）    |
| 水 温      | 20~25℃以上 | （最適30~34℃） |
| pH       | 5.5~7.5  | 5.5~7.5    |
| 塩 類 濃 度  | 500 ppm  | 200 ppm    |
| 硫酸イオン    | 50 ppm   | 30 ppm     |
| 塩素イオン    | 900 ppm  | 1,500 ppm  |
| アンモニア性窒素 | 0.5 ppm  | 1.0 ppm    |
| 銅        | 0.8 ppm  | 0.5 ppm    |
| 亜 鉛      | 40 ppm   | 30 ppm     |
| ニ ッ ケ ル  | 2.0 ppm  | 1.0 ppm    |
| コ バ ル ト  | 3.0 ppm  | 1.5 ppm    |
| マ ン ガ ン  | 100 ppm  | 100 ppm    |

表-4 業種別、用途別工業用水の要望標準水質

| 業 種                                   | 用途別            | 濁 度<br>(ppm) | P H<br>(102H) | アルカリ度<br>CaCO <sub>3</sub><br>(ppm) | 硬 度<br>CaCO <sub>3</sub><br>(ppm) | 溶存固<br>物 (ppm) | 塩素イオン<br>Cl <sup>-</sup><br>(ppm) | 鉄<br>(ppm)   | マンガン<br>Mn<br>(ppm) |
|---------------------------------------|----------------|--------------|---------------|-------------------------------------|-----------------------------------|----------------|-----------------------------------|--------------|---------------------|
| 食 料 用<br>製 造 業                        | 冷 却 用          | 10           | 7             | 35                                  | 50                                | 75             | 30                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 洗 浄 用          | 5            | 7             | 35                                  | 50                                | 80             | 20                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 原 料 用          | 1            | 7             | 60                                  | 60                                | 80             | 20                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 温湿調整用<br>製品処理用 | 10<br>1      | 7<br>7        | 50<br>40                            | 50<br>30                          | 80<br>80       | 30<br>10                          | 0.1<br>0.1   | 0.1<br>0.1          |
| 織 機 工 業<br>(染色整理を除く)<br>衣服、その他繊維製品製造業 | 冷 却 用          | 20           | 7             | 60                                  | 50                                | 200            | 30                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 洗 浄 用          | 20           | 7             | 50                                  | 50                                | 200            | 20                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 原 料 用          | —            | —             | —                                   | —                                 | —              | —                                 | —            | —                   |
|                                       | 温湿調整用<br>製品処理用 | 20<br>20     | 7<br>7        | 60<br>50                            | 60<br>50                          | 150<br>150     | 20<br>15                          | 0.1<br>0.1   | 0.1<br>0.1          |
| 染 色 整 理 業                             | 冷 却 用          | 20           | 7             | 50                                  | 50                                | 100            | 100                               | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 洗 浄 用          | 1            | 7             | 50                                  | 100                               | 50             | 20                                | 0.05         | 0.05                |
|                                       | 原 料 用          | 1            | 7             | 50                                  | 10                                | 50             | 10                                | 0.01         | 0.01                |
|                                       | 温湿調整用<br>製品処理用 | 1<br>1       | 7<br>7        | 50<br>50                            | 20<br>10                          | 50<br>50       | 10<br>10                          | 0.05<br>0.05 | 0.05<br>0.05        |
| 木 材、木製品<br>製 造 業<br>家 具、装飾品<br>製 造 業  | 冷 却 用          | 20           | 7             | 60                                  | 50                                | 200            | 30                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 洗 浄 用          | 20           | 7             | 50                                  | 50                                | 200            | 20                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 原 料 用          | —            | —             | —                                   | —                                 | —              | —                                 | —            | —                   |
|                                       | 温湿調整用<br>製品処理用 | 20<br>20     | 7<br>7        | 60<br>50                            | 60<br>50                          | 150<br>150     | 20<br>15                          | 0.1<br>0.1   | 0.1<br>0.1          |
| パルプ、紙、<br>紙加工品製造業                     | 冷 却 用          | 10           | 7.5           | 50                                  | 100                               | 150            | 30                                | 0.05         | 0.02                |
|                                       | 洗 浄 用          | 5            | 7.5           | 30                                  | 30                                | 100            | 10                                | 0.05         | 0.02                |
|                                       | 原 料 用          | 5            | 7             | 50                                  | 80                                | 80             | 30                                | 0.05         | 0.02                |
|                                       | 温湿調整用<br>製品処理用 | 2<br>5       | 7<br>7.5      | 50<br>40                            | 50<br>50                          | 100<br>100     | 10<br>50                          | 0.05<br>0.05 | 0.02<br>0.02        |
| 出 版、印 刷<br>同 関 連 産 業                  | 冷 却 用          | 20           | 7             | 60                                  | 50                                | 200            | 30                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 洗 浄 用          | 20           | 7             | 50                                  | 50                                | 200            | 20                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 原 料 用          | —            | —             | —                                   | —                                 | —              | —                                 | —            | —                   |
|                                       | 温湿調整用<br>製品処理用 | 20<br>20     | 7<br>7        | 60<br>50                            | 60<br>50                          | 150<br>150     | 20<br>15                          | 0.1<br>0.1   | 0.1<br>0.1          |
| 化 学 工 業                               | 冷 却 用          | 20           | 7             | 50                                  | 50                                | 200            | 80                                | 0.1          | 0.05                |
|                                       | 洗 浄 用          | 10           | 7             | 50                                  | 50                                | 80             | 20                                | 0.1          | 0.05                |
|                                       | 原 料 用          | 10           | 7             | 40                                  | 40                                | 70             | 10                                | 0.1          | 0.05                |
|                                       | 温湿調整用<br>製品処理用 | 15<br>10     | 7<br>7        | 70<br>50                            | 60<br>50                          | 130<br>100     | 20<br>10                          | 0.1<br>0.1   | 0.05<br>0.05        |
| 石 油 製 品、<br>石炭製品製造業                   | 冷 却 用          | 30           | 7             | 40                                  | 50                                | 200            | 10                                | 0.1          | 0.05                |
|                                       | 洗 浄 用          | 6            | 7             | 40                                  | 50                                | 200            | 5                                 | 0.05         | 0.01                |
|                                       | 原 料 用          | 6            | 7             | 40                                  | 50                                | 150            | 5                                 | 0.05         | 0.01                |
|                                       | 温湿調整用<br>製品処理用 | 6<br>1       | 7<br>7        | 90<br>50                            | 80<br>50                          | 200<br>100     | 5<br>5                            | 0.1<br>0.05  | 0.01<br>0.01        |
| ゴム製品製造業<br>なめし皮、同<br>製 品 毛 皮 製        | 冷 却 用          | 20           | 7             | 60                                  | 50                                | 200            | 30                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 洗 浄 用          | 20           | 7             | 50                                  | 50                                | 200            | 20                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 原 料 用          | —            | —             | —                                   | —                                 | —              | —                                 | —            | —                   |
|                                       | 温湿調整用<br>製品処理用 | 20<br>20     | 7<br>7        | 60<br>50                            | 60<br>50                          | 150<br>150     | 20<br>15                          | 0.1<br>0.1   | 0.1<br>0.1          |
| 窯業、土石製品<br>製 造 業                      | 冷 却 用          | 15           | 7             | 100                                 | 70                                | 200            | 30                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 洗 浄 用          | 15           | 7             | 20                                  | 40                                | 80             | 20                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 原 料 用          | 10           | 7             | 30                                  | 30                                | 50             | 10                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 温湿調整用<br>製品処理用 | 10<br>10     | 7<br>7        | 100<br>100                          | 70<br>70                          | 200<br>200     | 30<br>15                          | 0.1<br>0.1   | 0.1<br>0.1          |
| 製 鋼 業                                 | 冷 却 用          | 30           | 7             | 100                                 | 200                               | 300            | 100                               | —            | —                   |
|                                       | 洗 浄 用          | 30           | 7             | 100                                 | 200                               | 300            | 100                               | —            | —                   |
|                                       | 原 料 用          | —            | —             | —                                   | —                                 | —              | —                                 | —            | —                   |
|                                       | 温湿調整用<br>製品処理用 | 20<br>20     | 7<br>7        | 100<br>100                          | 100<br>100                        | 200<br>300     | 50<br>50                          | —<br>—       | —<br>—              |
| 非鉄金属製造業<br>金属製品製造業                    | 冷 却 用          | 20           | 7             | 40                                  | 60                                | 300            | 20                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 洗 浄 用          | 16           | 7             | 40                                  | 50                                | 300            | 10                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 原 料 用          | 20           | 7             | 40                                  | 60                                | 200            | 10                                | 0.1          | 0.1                 |
|                                       | 温湿調整用<br>製品処理用 | 20<br>20     | 7<br>7        | 40<br>40                            | 60<br>50                          | 200<br>300     | 10<br>10                          | 0.1<br>0.1   | 0.1<br>0.1          |

表-5 生活用水水質目標

| 用途概略分類<br>水質項目                               | 飲料水<br>厨房水<br>手洗水 | 風呂<br>洗<br>呂<br>濯 | 床洗・掃除<br>洗車散水<br>池噴水 | 便所     | *4<br>冷暖房<br>空調      |
|----------------------------------------------|-------------------|-------------------|----------------------|--------|----------------------|
| 濁度 (mg/L)                                    | <2                | <10               | <20                  | <20    | 工業用水水<br>質規準に準<br>ずる |
| 色度 (mg/L)                                    | 5.8               | <10~15            | <10~15               | <30    |                      |
| pH                                           | 5.8~8.6           | 5~9               | 5~9                  | 5~9    | "                    |
| Fe, Mn (鉄, マンガン)<br>(mg/L)                   | 各0.3以下            | 各0.1<br>0.3以下     | 各0.5以下               | 各0.5以下 | "                    |
| 過マンガン酸カリ消費量<br>( " )                         | <10               | <20               | <20~30               | —      | "                    |
| NH <sub>3</sub> -N, NO <sub>2</sub> -N ( " ) | 同時に検出<br>されない     | —                 | —                    | —      | "                    |
| NO <sub>3</sub> -N                           | —                 | —                 | —                    | —      | "                    |
| 蒸発残留物 (全溶存塩類)<br>*3 ( " )                    | <500              | <1000             | <500                 | —      | "                    |

注記 \*1 いずれもこれ以上では色がつくので、低い方が望ましい。

\*2 とくに厳密である必要はない。

\*3 硬度については、日本の河川水では殆ど障害が生ずるほど高いことがないのでとくに規定しない。(但し下水処理水で硬度の高い水を循環使用すると、スケール発生等のトラブルをおこす可能性があるので、使用する原水について注意すること)

\*4 現在冷凍空調工業会が、冷却水、その補給水の水質基準をきめているが、将来の水事情を考慮すると、その水質規準は一部厳しすぎると思われるので、将来水質の悪化にも対応できるよう、機械の面でも検討し、水質規準をゆるめることが望ましい。(多少、悪い水でも使えることが望ましい)

\*5 この水質目標値は数値については、確定的厳密なものではない。又これらは用途を考慮したものであるが、施設、関連機器の面から考察必要な面もある。たとえば、鉄配管や金属部分を腐食させるほどpHが低かったり、貯水槽に沈殿物が附着沈積するようなことは望ましくない。

## Ⅱ 道 路 部 門

|                                                       |     |
|-------------------------------------------------------|-----|
| 1. 交通公害に関する問題点 .....                                  | 71  |
| 1-1. 交通公害の予測手法と環境基準について .....                         | 71  |
| 1-2. 幹線道路沿線の自動車騒音及び大気汚染について .....                     | 80  |
| 1-3. 道路交通騒音の推定方法について .....                            | 87  |
| 1-4. 道路整備にかかる環境アセスメントの手法について .....                    | 92  |
| 1-5. 道路計画における環境保全要素の考え方について .....                     | 93  |
| 2. 構造物に関する問題点 .....                                   | 95  |
| 2-1. 既設橋梁の耐荷力判定について .....                             | 95  |
| 2-2. 土木構造物標準設計図集に対する意見 .....                          | 98  |
| 2-3. 軟弱地盤上に施工する地下道（ボックス）の基礎について .....                 | 103 |
| 2-4. PCボスTEN連結合成桁について .....                           | 104 |
| 2-5. 道路橋下部構造における直接基礎の礫層地盤支持力の簡単な現場判定<br>方法について .....  | 105 |
| 2-6. スノーシェッドの設計条件と構造詳細の問題ならびに補強工法について .....           | 106 |
| 2-7. 斜面に打込んだ杭基礎の横方向支持力について .....                      | 107 |
| 2-8. 橋台の設計計算における土圧の考え方について .....                      | 109 |
| 2-9. 擁壁等の基礎杭の計算方法について .....                           | 111 |
| 2-10. 地震時における構造物の許容水平変位量 .....                        | 111 |
| 2-11. 伸縮装置に鋼フィンガージョイントを使用したときの伸縮装置の設計施工<br>について ..... | 112 |
| 3. 舗装に関する問題点 .....                                    | 114 |
| 3-1. アスファルト舗装のわだち堀れ対策について .....                       | 114 |
| 3-2. わだち堀れ防止に効果的な配合施工法について .....                      | 117 |
| 3-3. アスファルト舗装の塑性流動防止のための工法と配合設計について .....             | 119 |
| 3-4. アスファルト舗装要綱付録4-1の路盤材料の修正CBR試験方法について .....         | 120 |
| 3-5. アスファルト舗装の設計における設計CBRの決定方法について .....              | 123 |
| 3-6. 軟弱地盤上のアスファルト舗装設計について .....                       | 124 |
| 3-7. 重交通が特に多く予想された道路のアスファルト舗装の設計について .....            | 126 |
| 3-8. ベンケルマンビームによるたわみ沈下量の測定およびその利用方法について .....         | 128 |
| 3-9. アスファルト舗装における路面補修の方法と事前切削の限界について .....            | 131 |
| 3-10. 水漬および鉍漬のセメント安定処理を行なったものの問題点について .....           | 132 |

|                                                           |     |
|-----------------------------------------------------------|-----|
| 4. 土工に関する問題点 .....                                        | 134 |
| 4-1. 軟弱地盤地帯に付設する横断構造物の背面処理について .....                      | 134 |
| 4-2. 粘性土（陶土）の安息角と土圧計算について .....                           | 138 |
| 4-3. 地すべり抑制工において、原位置試験結果を採用して計算する場合の<br>安全率の割増しについて ..... | 142 |
| 5. トンネルに関する問題点 .....                                      | 143 |
| 5-1. トンネル坑口付近の抱擁壁の計算方法について .....                          | 143 |
| 5-2. 土被りの浅い土砂トンネル設計に伴う土圧理論のとり方について .....                  | 145 |
| 5-3. 寒冷地トンネルの防水工の必要性の有無について .....                         | 146 |
| 5-4. トンネルの上方送気型半横流式換気について .....                           | 147 |
| 5-5. トンネル換気制御方式について .....                                 | 148 |
| 6. そ の 他 .....                                            | 149 |
| 6-1. コンクリート柵板による歩道設置について .....                            | 149 |
| 6-2. 法面防災工について .....                                      | 153 |
| 6-3. 視線誘導標準設置の間隔について .....                                | 161 |
| 6-4. 橋面凍結防止工法とその効果測定について .....                            | 163 |

## 1. 交通公害に関する問題点

### 1-1 交通公害の予測手法と環境基準について

#### (主 旨)

1. 下記の項目については、未だ環境基準が定まっていないが各項目につき、基準化の見通しについて現状を御教示願いたい。

騒音関係 ①いわゆる音のマスクー法

②中央値に対する最高値

大気汚染関係 ①NO<sub>2</sub>の人体への影響と基準化

②HCの基準化

交通振動関係 ①基準化

②予測方法

#### (回 答)

(愛知国道)

#### 騒 音 関 係

- ① 昭和46年5月、「騒音に係る環境基準」の設定にともなって、特に道路交通騒音対策が重要な問題となった。このための対策の第一は、環境基準においても明示されているように、音源である自動車騒音で低減である。

昭和48年4月10日、環境庁長官は「自動車騒音の許容限度の長期的設定方策について」中央公害対策審議会会長あて諮問し、いわゆる音のマスクー法を制定するための検討に入った。

中央公害対策審議会では、騒音振動部会の中に、自動車騒音専門委員会(委員長 亙理厚東大教授)を設け、直ちに自動車騒音の許容限度についての審議に入った。

現在、同専門委員会は審議中であり、非公開が原則であるので、審議の途中経過、今後の見通しなどについては、明かにされない。

しかし、低減目標時期をPhase-1(2~3年先)およびPhase-2(10年位先)の2つに分けて、Phase-1における許容限度の事務局試案が50年1月頃に提案されるようである。予想される試案では、現行の許容限度(表-1)について、2~3ホン程度の低減を考えているといわれている。

また、中公害における審議とは別に、現在の自動車騒音のうち、特に大型ディーゼル車の騒音が問題となっていることから、取り急ぎ大型車のみについて2~3ホン程度低減させた告示案を環境庁は検討しているといわれている。

また、通商産業省では、重要技術研究開発費補助金(工業技術院)により、トラックメーカー4社(いすゞ、日産、日野、三菱)の共同研究である「大型トラックの騒音低減に関する研究試作」を補助している。この共同研究は、研究期間3ヶ年、研究費総額8億円(うち補助金約4億円)であり、加速走行騒音を5dB程度下げた実車を3年後に試作する計画であるといわれている。

- 1) 外国における自動車騒音の規制に関する実態調査: アイ・アール・エムKKK、昭和48年3月

一方、自動車騒音の低減は国際的にも、大きな問題となっており、環境庁がとりまとめた資料 1) によると、つぎのようである。

表-1 自動車騒音の大きさの許容限度

| 規 制 の 点                                                                   | 自 動 車 の 種 別                                                               | 自動車騒音の大きさの許容限度                              |        |
|---------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------|--------|
|                                                                           |                                                                           | 定常走行騒音及び排気騒音                                | 加速走行騒音 |
| 常 時                                                                       | 普通自動車、小型自動車、軽自動車及び原動機付自転車                                                 | 85ホン                                        |        |
| 道路運送車両法（昭和26年法律第185号）第75条第3項の検査又は道路運送車両法施行規則（昭和26年運輸省令第74号）第62条の3第5項の検査の際 | 普通自動車、小型自動車及び軽自動車（もっぱら乗用の用に供する乗車定員十人以下の自動車及び二輪自動車（側車付二輪自動車を含む。以下同じ。）を除く。） | 車両総重量が3.5トンを超え、原動機の最高出力が200馬力をこえるもの<br>80ホン | 92ホン   |
|                                                                           | 普通自動車、小型自動車及び軽自動車（もっぱら乗用の用に供する乗車定員十人以下の自動車及び二輪自動車（側車付二輪自動車を含む。以下同じ。）を除く。） | 車両総重量が3.5トンを超え、原動機の最高出力が200馬力以下のもの<br>78ホン  | 89ホン   |
|                                                                           | 車両総重量が3.5トン以下のもの                                                          | 74ホン                                        | 85ホン   |
|                                                                           | もっぱら乗用の用に供する乗車定員十人以下の普通自動車、小型自動車及び軽自動車（二輪自動車を除く。）                         | 70ホン                                        | 84ホン   |
|                                                                           | 小型自動車（二輪自動車に限る。）                                                          | 74ホン                                        | 86ホン   |
|                                                                           | 軽自動車（二輪自動車に限る。）                                                           | 74ホン                                        | 84ホン   |
|                                                                           | 第1種原動機付自転車                                                                | 70ホン                                        | 80ホン   |
|                                                                           | 第2種原動機付自転車                                                                | 70ホン                                        | 82ホン   |

備 考

- 1 ホンとは、計量法（昭和26年法律第207号）第5条第4号に定める騒音の大きさの計量単位をいう。
- 2 騒音の測定は、日本工業規格 C 15021に定める指示騒音計又は C 15031に定める簡易騒音計を用いて行なうものとする。この場合において聴感補正回路は、A特性を用いることとする。
- 3 定常走行騒音、排気騒音及び加速走行騒音は、道路運送車両の保安基準（昭和26年運輸省令第67号）別表第2に定める方法により測定したときの騒音をいう。

② 中央値に対する最高値

現在、騒音規制法あるいは環境基準では、道路交通騒音の評価は、原則として中央値によるものとされており、規制値あるいは基準は、中央値で示されている。

しかし、自動車単体の騒音が明瞭に分離されて聴こえるような交通状態（一般に、夜間など交通量が減少した場合）では、中央値よりも、むしろ最高値が問題となることがあるようである。

道路交通騒音の評価については、国際的にも統一されていないが、欧州では一般に Leg を用いようとしている傾向にあり、米国では  $L_{10}$  による基準値が提案されている。

前述のように、わが国では中央値が原則とされているが、最高値（あるいは  $L_{10}$ ）、時間的変動を考慮した  $TNI(4(L_{10} - L_{90}) + L_{90} - 30)$ 、ある時間内の騒音のエネルギーの平均値に相当する Leg などについて、どのような評価指標を用いるのが、最も妥当であるかを、今後検討すべきと思われる。

特に、航空気騒音、鉄道騒音の関連から、これらを含めた交通騒音の新しい評価指標を定める必要がある。

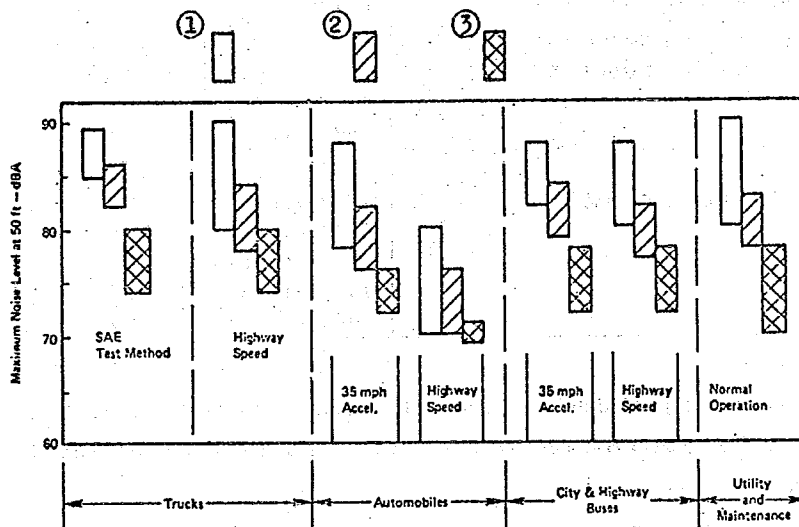
しかし、このためには、各種の評価指標と人間の生活反応との関係、騒音の変動値（ $L_{10}$ 、 $L_{90}$ など）の予測手法について、今後の十分な調査研究が必要である。

## 1) USA

連邦政府では、1972年10月“Noise Control Act of 1972”が成立、発効したが、このActは騒音基準は定めておらず、具体的な基準、実施の方法等については、今後EPAによって推進されていくこととなっている。

「大統領および議会に対するEPAの報告書（1972年2月）」によると騒音減少の可能範囲として、図-1をあげている。

図-1 自動車騒音削減の見通し



この図において、①現在の騒音レベルの範囲 ②既存の自動車概念を基に既存技術で短期的に達成可能と考えられる騒音削減目標 ③一層の研究開発作業の結果達成されうると考えられる長期的目標 が示されている。

(注) SAE : Society of Automotive Engineers

## 2) カリフォルニア州

アメリカでは、カリフォルニア州の自動車に対する騒音規制が最も進んでおり、California Vehicle Codeによると、「規定の方法によって自動車の走行線のセンターラインから50 ft.離れた地点で測定された騒音レベルが表-2の許容レベルを越える新車については、何人もこれを販売しあるいは販売を申し出てはならない。」とされている。

表-2 新車に対する許容レベル

| 車 種                                        | 生産時期(年)   | 許容レベルdB(A) |
|--------------------------------------------|-----------|------------|
| (1) 全ての自動二輪車                               | ～1970     | 92         |
| (2) 原動機付自転車を除く全ての自動二輪車                     | 1969～1973 | 88         |
|                                            | 1972～1975 | 86         |
|                                            | 1974～1978 | 80         |
|                                            | 1978～1988 | 75         |
|                                            | 1987～     | 70         |
| (3) 全てのスノーモービル                             | 1972～     | 82         |
| (4) 総重量 6,000ポンド以上の全ての自動車<br>およびそれに牽引される車両 | 1967～1973 | 88         |
|                                            | 1972～1975 | 86         |
|                                            | 1974～1978 | 83         |
|                                            | 1977～1988 | 80         |
|                                            | 1987～     | 70         |
| (5) その他の全ての自動車                             | 1967～1973 | 86         |
|                                            | 1972～1975 | 84         |
|                                            | 1974～1978 | 80         |
|                                            | 1977～1988 | 75         |
|                                            | 1987～     | 70         |

## 3) イギリス

1971年10月、Minister for Transport IndustryのJohn Peytonは、表-3のよ  
うな騒音基準を施行する意向を明かにしたが、1972年6月新規制の施行を延期する旨発表  
した。

表-3 現行基準と1971年10月に提案された73/74基準

| 車 種              | 騒音レベル |     | 発行年月日    |           |
|------------------|-------|-----|----------|-----------|
|                  | 現行    | 将 来 | 製 造      | 使 用       |
| 125CC以上のモーターサイクル | 86    | 検討中 | —        | —         |
| 乗 用 車            | 84    | 82  | '73年4月1日 | '73年10月1日 |
| 軽量貨物自動車          | 85    | 82  | '74年4月1日 | '74年10月1日 |
| 重 量 車 200 hp 以下  | 89    | 86  | 上に同じ     | 上に同じ      |
| 〃 200 hp 以上      | 92    | 89  | 上に同じ     | 上に同じ      |

現在のところ、最高値をもって基準としようとする動きはないが、評価指標に対する国際的な動向、わが国における中央値の問題点などから考えて、今後、道路交通騒音の評価指標をどのように考えるかは、一つの課題であろう。(交通環境研究室)

#### 大気汚染関係

##### ① NO<sub>2</sub>の人体への影響について

NO<sub>2</sub>は、深部呼吸道の刺激物質であり、高濃度では、気管支炎、肺水しゅの原因となるといわれている。また、NO<sub>2</sub>により、呼吸気道の抵抗力が弱められ、肺炎、インフルエンザに感染したり、悪化していく傾向があるといわれている。

文 献) 鈴木武夫：自動車排出ガスの公衆衛生学的諸問題、日本機械学会誌、Vol. 76、  
No. 653

##### ② HCの環境基準化について

炭化水素は、その成分が無数にあり、さらに大気中におけるNO<sub>x</sub>、SO<sub>x</sub>との反応により、2次汚染物質として形成、消滅する成分がある。これらのうち、光化学反応に関係する物質は、メタンを除いた部分であるといわれている。

現在、環境庁では、昭和49年度末を目途として、炭化水素に係る環境基準を作成中である。

作業は、非メタン濃度規制の方向で進んでいるが、非メタン濃度の安定した測定器が開発されていないので、この面から、環境基準作成のスケジュールは遅れ気味であるといわれている。

(交通環境研究室)

#### 交通振動関係

##### ① 環境基準の作成に関する現在の動向

環境白書にも指摘されているように、現在のところ道路交通振動に関する統一された基準はない。各自治体が施行している規制方法(公害防止条例等)もその対象は工場より発生する振動であり、間欠的要素の強い道路交通振動にそのまま適用することには多くの疑問が残る。さらに、規制の根拠とする基準単位は加速度実効値のデシベル(dB)表示を用いる東京都型と振動速度(mm/sec)表示を用いる大阪府型に分けられ、それらは測器の選定、測定結果の比較などに際して多くの困難を惹起している。このように多くの問題を残しながら早急に施行に踏み切らざるを得なかった背景には、工場振動等についての住民からの苦情の解決を迫られたことがあろうが、このような各都道府県による規制単位、測定器、測定方法の不統一の関係面に招いた混乱は大きなものであった。

さて、このような現状にかんがみ、国としても環境庁の「中央公害対策審議会」に「振動専門委員会」(昭和49年4月発足)およびその下部組織である「振動公害調査委員会」(昭和49年8月発足)を設置してこの問題に関する調査を開始している。これら調査機関で調査を実施あるいは予定している課題は次の通りである。

- (1) 計測方法に関する事項
- (2) 基準単位に関する事項
- (3) 振動の生理的影響に関する事項

(イ) 家屋の増幅度ならびに物的被害に関する事項

(ロ) 防振対策に関する事項

(ハ) 工場振動の規制基準に関する事項

(ニ) 新幹線振動の規制基準に関する事項

(ヘ) 建設振動の改善基準に関する事項

(ロ) 道路交通振動の要請基準に関する事項

上に列挙したように現在実施されている調査はいづれも難解なものばかりであり、統一的な判断が定められるまでにはなお紆余曲折が予想されるが、現在のところ、各項目に関する検討は昭和50年度末までに完了する予定である。以上の成果は「振動規制法」(仮称)として法制化されるが、その体系図は別添資料の通りである。

規制基準の作成に関して現在進められている調査の動向は以上述べた通りであるが、これらのすう勢を踏まえて建設省としても既設道路における振動緩和対策および新設道路における振動防除対策の立案に向けて従前以上の強力な努力が求められよう。

なお、公害対策基本法第9条第1項によると、振動は環境基準を定める公害(大気汚染、水性汚染、土壌汚染および騒音)に含まれていない。

## ② 道路交通振動の予測方法

与えられた条件の下で発生する道路交通振動を的確に予測する方法は現在のところ確立されていない。従って、現状では条件の類似した地点での実測結果を参考にすることになる。

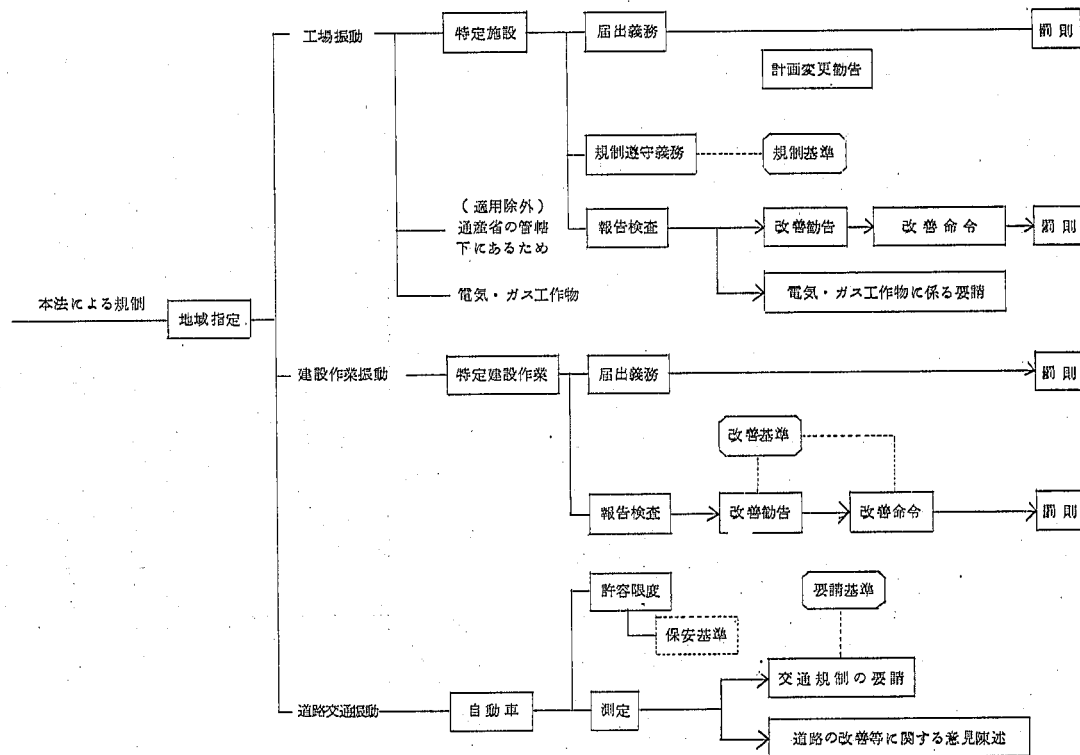
一般的にいえば、道路交通振動の発生に関すると考えられる項目は、(イ)交通量の特性、(ロ)路面の凹凸度、(ハ)道路の構造、(ニ)周辺の土質の特性、(ヘ)家屋等建造物の増幅度、であろう。これらについては、例えば振動レベルの距離低減率はほぼ3～5 dB/倍距離といった極く断片的な特性しか得られていないのが現状であろう。

このような事情から、すでに御承知のように、土木研究所では地方建設局の協力の下に全国的な調査を開始している。すなわち、道路交通振動の実態をより詳細に把握することを目的とした調査(A)およびいわゆる対策の有効性を把握することを目的とした調査(B)である。これらの調査はすでに地方建設局の下で実施されており、本年度までには第1次のとりまとめが完了する予定である。

上に述べたように道路交通振動の問題は情緒反応を含み、また、騒音などとの複合効果を含んだ難解なものである。したがって、それらをより合理的な基盤に立って解決するためにはなお資料の収集とその検討は日時が必要である。

(構造研究室)

振動規制法（仮称）本系図



(主 旨)

2. 平面街路に防音壁を設置しようとするれば、どうしても交差道路および直接乗入れを希望するもの等により、不連続になるが、この状態における騒音推定計算と、その対策について御教示願いたい。  
(愛知国道)

(回 答)

遮音壁の効果については、基本的には、点音源の半無限長障壁による回折減衰の原理があり、この点音源についての減音と拡張して、無限長線音源の減音について Kurze and Anderson が計算を行っている。また、山下子安が実験を行っている。しかし現実によく予想される有限な壁については、これらをそのまま適用することはできない。そこで、土研では、基本となる点音源の減音については、土研が行った実験結果を用い、これに Kurze and Anderson の計算で用いられた音の方向角の寄与度に関する仮定を用いて、種々の有限角で積分を行い、計算図表-1を提案している。これによって任意の見込角の壁の部分の減音値が求まり、次に音源見込角に対して、これを全部壁が覆っていない(見込角比  $\frac{\theta_1 + \theta_2}{\theta}$ ) ことに対する補正として、計算図表-2を示す。この両者によって、有限長壁の減音値が求まる。

具体的に手法を説明すれば、今、受音点よりの音源見込角および設置遮音壁の見込角が、図-1のように、それぞれ  $\theta$ 、 $\theta_1$ 、 $\theta_2$  であったとする。

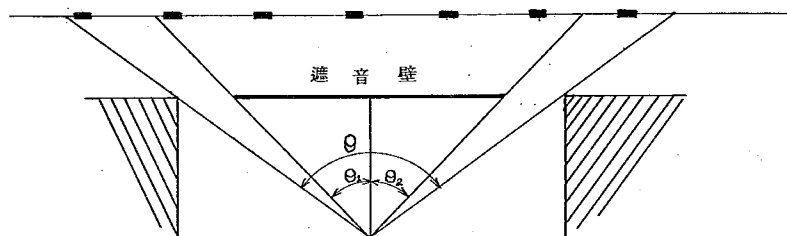


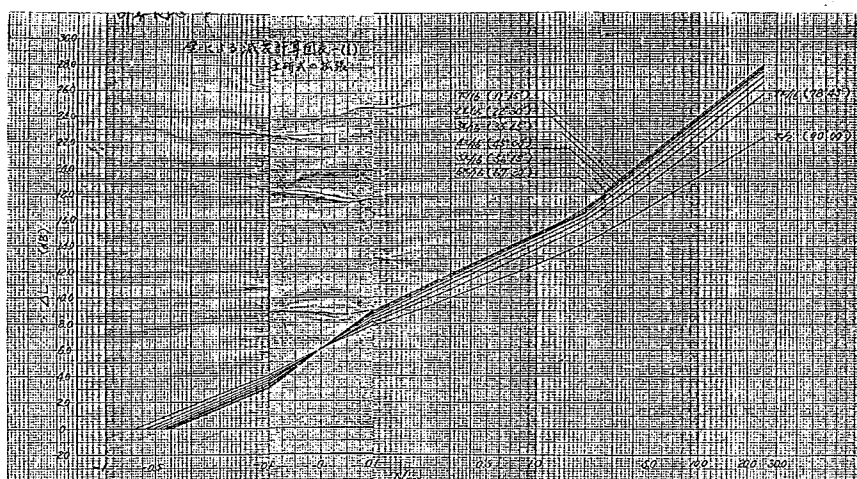
図 - 1

まず壁の部分の回折減音値について、計算図表-1により、 $\theta_1$  および  $\theta_2$  それぞれについて求める。これが  $\Delta L_1$ 、 $\Delta L_2$  とすれば次式によってその和を求める。

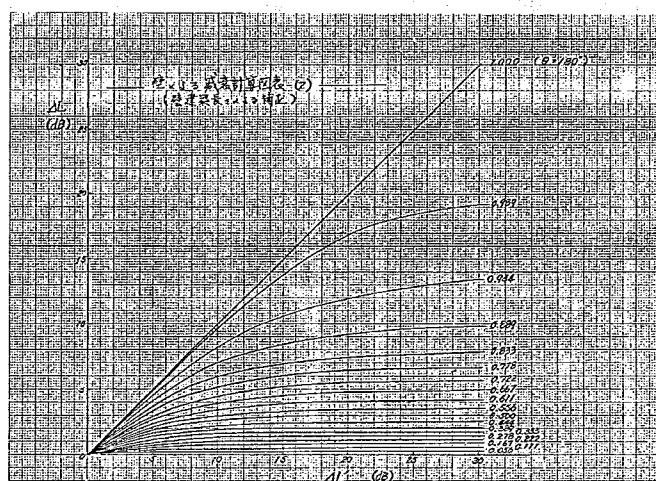
$$\Delta L' = 10 \log_{10} \left( \frac{\theta_1 \times 10^{-\frac{\Delta L_1}{10}} \times \theta_2 \times 10^{-\frac{\Delta L_2}{10}}}{\theta_1 + \theta_2} \right)$$

次に音源見込角  $\theta$  に対して、壁の設備角が  $(\theta_1 + \theta_2)$  であるので、求まる最終減音値  $\Delta L$  は、 $\frac{\theta_1 + \theta_2}{\theta}$  により、計算図表-2によって求まる。

(交通環境研究室)



計算図表 - 1



計算図表 - 2.

(主 旨)

3. 複断面構造(高架部と一般街路)の道路においては、高架部は定常走行、一般街路は信号処理による不連続走行となるが、上下の合成は現在使用されている式をそのまま用いればよいが、御教示願いたい。(愛知国道)

(回 答)

高架部分よりの音の推定については、土研では、模型実験および多くの実測結果より、高架による減音を、一般の両側壁の場合には、障壁の回折より求まる減音値を0.7倍することを提案している。

また交差点における、不連続走行等の影響を加味した騒音については、石井が行った実測結果では、定常走行部よりも中央値で1～5 dB(A) 大きいという結果を得ている。

次に高架部と平面部との合成であるが、最も基本的には、高架、平面それぞれ別個に計算し、求まったものを次式で単純にパワー合成する方法がある。

$$L_M = 10 \log_{10} \left( 10^{\frac{L_b}{10}} + 10^{\frac{L_g}{10}} \right)$$

$L_b$  : 高架部についての推定値

$L_g$  : 平面一般街路部についての推定値

他に合成法としては、音響学会で提案している換算交通量法がある。すなわち、ある一車線にすべての車がある補正をして集める方法で、今、すべてを車線1に集めて考えたとすれば、 $n$ 車線のものについては、その交通量 $N_n$ 、速度 $V_n$ から従来の方法で中央値 $L_{Mn}$ を計算し、次に車線1に相当する受音点距離 $l_1$ を用いて、求めた $L_{Mn}$ になるような換算交通量 $N_n$ を逆算する。同様に1以外のすべての車線の換算交通量を1に集めてこれをもって中央値 $L_M$ を推定するものである。

また、上に類似の考えで、パワー・レベルを換算する方法を土研が提案している。

しかし現実には、一般街路と高架道路の併設部では、単に合成の問題だけでなく、高架構造体による反響音が存在する。この反響は、ある調査例では5～6 dBとされており、無視しえない大きな値となっている。しかしこの反響音については、高架の高さ、材料、巾、構造型式、一般街路部の走行位置、車種等種々の条件により、大きく影響される。また、現状では、これに関する研究例も少なく、算定方法はほとんどない。したがって、個々の場合ごとに、模型実験、あるいは、多次の反射計算等によって推定することになろう。

(交通環境研究室)

1-2 幹線道路沿線の自動車騒音及び大気汚染について

(主 旨)

- (1) 騒音の推計計算法については、遮音建築物による減音、反射等いろいろむづかしい問題があり、計算方法によってかなり結果が異なるが、各方法の特徴について解説をお願いしたい。

(名古屋国道)

( 回 答 )

1. 土研式

○交通流を一群等間隔モデルと考える。

$$\text{中央値 } L_M = \text{PWL} - 8 - 20 \log_{10} l + 10 \log_{10} \pi \frac{l}{d} \tanh 2\pi \frac{l}{d}$$

(Johnson and Saundersによる)

$$l/d > \frac{1}{4} \text{ ならば } L_M = \text{PWL} - 33 + 10 \log_{10} \frac{N}{V} - 10 \log_{10} l$$

$$l/d < \frac{1}{10} \quad L_M = \text{PWL} - 55 + 20 \log_{10} \frac{N}{V}$$

○平均パワー・レベルは次式による

$$\text{PWL} = 0.2V + 84 + 10 \log_{10} (a_1 + 2a_2 + 10a_3)$$

$a_1, a_2, a_3$ : それぞれ、乗用車、小型貨物、大型車、混入率

$$a_1 + a_2 + a_3 = 1.0$$

すなわち、中央値の推定に関しては、交通流を一群等間隔と仮定し、平均パワー・レベルについては、速度に比例するものとして、 $\text{PWL} = 0.2V + C$  とし、車種別の影響については、乗用車類に対して、小型貨物類はそのパワーを2倍、大型車類は10倍としてあつかっている。

2. 日本音響学会式

1と同様、交通流については、一群等間隔として、Johnson and Saundersによる式を用いる。パワー・レベルについては、速度の4乗に比例するものとする。

すなわち

$$\text{PWL} = 40 \log_{10} V + C$$

速度 60 km/h で乗用者の  $\text{PWL}(60) = 96 \text{ dB(A)}$  として、次式を得る。

$$\text{PWL}(v) - \text{PWL}(60) = 40 \log_{10} \frac{V}{60}$$

また、車種別のパワーの違いによる影響については、大型車を乗用者の6倍のパワーであるとして、その混入率を考慮して、中央値を次式のごとく表わしている。

$$L_M = 10 \log_{10} \frac{N}{l} + 30 \log_{10} \frac{V}{60} + 10 \log_{10} (1 + 0.05a) + 45$$

ただし  $a$ : 大型車混入率、 $\frac{l}{d} > \frac{1}{4}$ 、

その他、主として交通量の関数とする経験予測モデル式としては、以下のようなものがある。

○北村音彦他

$$L_M = 10 \log_{10} N + 34.8 - 20 \log_{10} \frac{r}{10} + 0.18 \times (V - 80)$$

$r$ : 路肩端からの距離

○守田栄他: 都市内街頭騒音レベルとして

$$SL(A) = 18 \log N + 13$$

ただし  $N < 5,000 \text{ 台/h}$

○山口道征他

$$L_{A50} = 13.0 \log_{10} n + 4.15 \log_{10} \left(1 + \frac{a}{100}\right) + 43.5$$

○交通工学研究会 東京都: 環7道路路端での実測より

$$L = 41 + 10 \log_{10} N^*$$

$$N^* = 6 N_1 + N_2 = \text{等価交通量}$$

等がある。

またパワー・レベルに関する予測式としては、他に以下のような提案がある。

○首都高速道路公団

$$\text{乗用車: } PWL = 40 \log_{10} \frac{V}{60} + 100$$

$$\text{大型車: } PWL = 40 \log_{10} \frac{V}{60} + 100$$

○同志社大、京大他

$$\text{乗用車: } PWL = 96.9 + 0.11 V \quad (V: 75 \sim 135 \text{ Km/h})$$

$$\text{大型トラック: } PWL = 97.7 + 0.21 V \quad (V: 55 \sim 95 \text{ Km/h})$$

ただし名神高速道路による。

○京都市衛生研究所他

$$\text{乗 用 車: } PWL = 20 \log_{10} \frac{V}{60} + 98$$

$$\text{中型トラック: } PWL = 20 \log_{10} \frac{V}{60} + 103$$

$$\text{大型トラック: } PWL = 20 \log_{10} \frac{V}{60} + 111$$

$$\text{大 型 バ ス: } PWL = 20 \log_{10} \frac{V}{60} + 110$$

$$\text{オートバイ: } PWL = 40 \log_{10} \frac{V}{60} + 110$$

一般部について、交通流を一列等間隔モデルとして誘導した Johnson and Saunders の式を用いるには、対象とする道路がほぼ無限長で直線であるという前提が必要である。したがって現実の道路では、おのずと適用に制限があることに留意する必要がある。また、もちろん、一般部とするのは、伝播域が平坦であり、音響的には半自由空間と考えられるような条件である必要がある。したがって、伝播域が相当に吸音性の地面であるとか、盛土・切土のように非平面の横断形状であるとか、伝播域に障害がある場合等、その都度、その要因ごとに補正するか、または、問題によっては、全く別の方法にて推定する必要がある。

3. シミュレーションモデル

その他にシミュレーションによる推定方式がある。例えば、庄司等は、交通流の車頭間隔を指数分布として、走行中の車両からの音は 1, 2 と同様点音源の伝播性状としてモンテカルロ法によりシミュレーションを行って、距離減衰に関し、実測値とのかなり良い一致をみている。

4. そ の 他

高木は、3 と同様、指数分布モデルとして、音圧レベルの分布の確率密度関数の近似解を求め、音圧レベルの期待値を導き、その結果がモンテカルロ法によるシミュレーション結果と良く一致することを示している。

5. 障壁のある場合の推定

盛土・切土・高架等の非平面道路における騒音の推定についても、一般には、この障壁による減音の考えを適用している。

まず理論的には、Hoygense-Fresnel の波の回折に関する原理を拡張した Kirchhoff の近似理

論があり、これを実験的に確かめ、更に修正した前川の値が有名である。また、土研でも同種の実験を行い、独自の値を提案している。これらを図-1に示す。

すなわち音響学会では、前川の値から次式を提案している。

$$\Delta L = 10 \log_{10} N + 13 \quad (N \geq 1)$$

$$\Delta L = 5 \log_{10} N + 13 \quad (0.1 \leq N < 1)$$

$$\Delta L = 2 \log_{10} N + 10 \quad (0.01 \leq N < 0.1)$$

$$\Delta L = 5 \quad (N \leq 0.01)$$

また、土研の実験結果もNの範囲ごとに次式で表わしている。

$$\Delta L = -5 \log_{10} |N| - 2 \quad (N < -0.1)$$

$$\Delta L = 30N + 6 \quad (-0.1 < N < 0.1)$$

$$\Delta L = 6 \log_{10} N + 15 \quad (0.1 < N < 1.5)$$

$$\Delta L = 10 \log_{10} N + 14 \quad (N > 1.5)$$

以上は点音源についての半無限長障壁による減音値であるが、交通騒音レベル、特に中央値については、線音源の減衰性状と考えられており、線音源の障壁による減音値については、Kurze and Anderson の計算があり、山下・子安の実験がある。これについては図-2に示す。また、土研の実験結果より、線音源修正と、地面反射の影響を考慮した次の簡略式が提案されている。

$$\Delta L = 10 \log_{10} (0.2 + N) + 9$$

ただし、これらについても、あくまで無限長壁としての減衰であり、実際の条件での適用には制限があることはいふまでもない。  
(交通環境研究室)

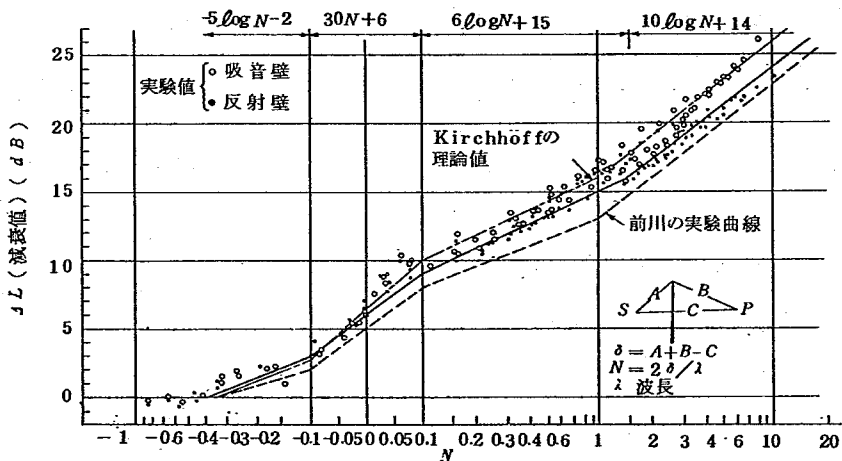


図-1 障壁による点音源の減衰

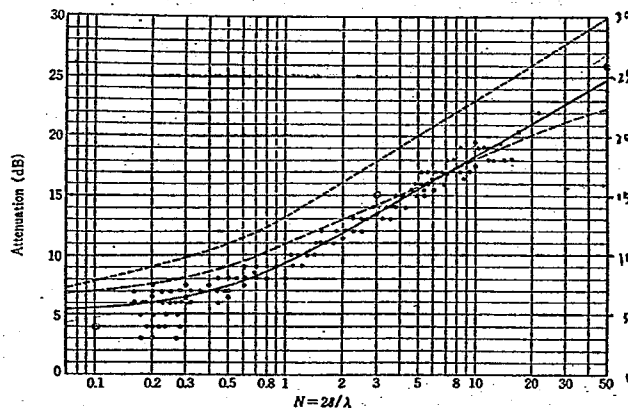


図-2 Attenuation by a acoustic barrier vs. Fresnel number  $N$  for incoherent line source;  
 — Experimental (line source)<sup>1)</sup>  
 ..... Maekawa's result (point source)<sup>1)</sup>  
 - - - - - Calculated by Kurze and Anderson (line source)<sup>2)</sup>

### (主 旨)

#### (2) 自動車排出ガスの簡単な推計法について

(名古屋国道)

### (回 答)

自動車排出ガスの拡散を推定計算する手法については、各方面でいろいろの研究あるいは提案がある。しかし、現状では、実測値との対比という点から考えると、必ずしも確立された手法があるとはいえない。ここでは、それらのうち、いくつかについて紹介するが、詳細については、文献を参照とされたい。

#### 1) 実験(経験)式

実測値または、風洞等の実験施設により求められた拡散の経験式を使用する。

これらの式は、当然その実験、実測の条件からくる制約条件があり、適用に際して、充分な検討が必要である。

#### 例-1) 建物にかこまれた道路内の平均濃度

##### a 都公害研の実測モデル<sup>1)</sup>

$$\bar{C} = 0.45 \times Q^{0.69} \times \left(\frac{H}{B}\right)^{0.29} \times (H_2 - H_1 + \bar{H})^{-0.14} \times V_x^{-0.23}$$

##### b 石川県の実測モデル(交差点内)<sup>2)</sup>

$$C_s = 0.40 N^2 - 0.44 U - 0.49 B/H$$

例-2) 交差点内の濃度

土研での解析例<sup>3)</sup>

$$D_E = B_0 + \sum B_i x_i \quad (\text{回 帰 式})$$

$$P_E = \bar{E} + \sum \sum \delta_{ij} x_i x_j \quad (\text{数量化理論工類})$$

2) 乱流拡散式

大気の乱流構造の研究から、平坦な地形での拡散推定式が導かれており、工場排煙などの問題で広く利用されている。これらの式は、自動車排出ガスの広域汚染に使用された例もある。

ここでは、これらの、連続点汚染源に対する拡散式を示す。

a Bosanquet - Pearson式<sup>4)</sup>

$$C_B = \frac{Q}{\sqrt{2\pi} p q u} \frac{1}{x^2} \exp P \left( -\frac{y^2}{2 q^2 x^2} \right) \exp P \left( -\frac{H}{p x} \right)$$

b 坂上の式<sup>4)</sup>

$$C_{Sa} = \frac{Q}{u} \frac{1}{\sqrt{A\pi}} \frac{1}{B} \exp P \left( -\frac{y^2}{A} \right) \exp P \left( -\frac{(H+Z)}{B} \right) J_0 \left( i \frac{2\sqrt{HZ}}{B} \right)$$

c 正規型の式<sup>4)</sup>

$$C_N = \frac{Q}{2\pi\sigma_y\sigma_z u} \exp P \left( -\frac{y^2}{2\sigma_y^2} \right) \left\{ \exp P \left( -\frac{(Z-H)^2}{2\sigma_z^2} \right) + \exp P \left( -\frac{(Z+H)^2}{2\sigma_z^2} \right) \right\}$$

Suttonは、 $\sigma_y$ 、 $\sigma_z$ を次式により与えている。

$$\sigma_y^2 = \frac{1}{2} C_y^2 x^{2-n} \quad \sigma_z^2 = \frac{1}{2} C_z^2 x^{2-n}$$

またPasquillは、 $\sigma_y$ 、 $\sigma_z$ について、線図として与えている。

さらに、坂上の条件を建物にかこまれた道路内に適用した船研・渡辺氏の式もある。

これらの式はいずれも、式を導く上での仮定があり、また、大気安定度に関するパラメーターの取り方、計算濃度の示す平均濃度時間などが一定ではなく、適用に際して充分な注意が必要である。

### 3) 数値計算モデル

拡散物質に関する連続の式を、差分法により、電子計算機により、収束解を求めるモデルが開発されている。

(連続の式)

$$\frac{\sigma C}{\sigma t} + u \frac{\sigma C}{\sigma x} + v \frac{\sigma C}{\sigma y} + w \frac{\sigma C}{\sigma z} = \frac{\sigma}{\sigma x} \left( Kx \frac{\sigma C}{\sigma x} \right) + \frac{\sigma}{\sigma y} \left( Ky \frac{\sigma C}{\sigma y} \right) + \frac{\sigma}{\sigma z} \left( Kz \frac{\sigma C}{\sigma z} \right) + Q$$

このモデルでは、地形条件は、境界条件として入力することにより、複雑な地形（前項と比較して）における拡散状況を計算することができる。

しかし、風速（ $u$ 、 $v$ 、 $w$ ）、拡散係数（ $K$ ）をどのように与るか、確立されておらず、機械学会<sup>6)</sup>、JARI<sup>7)</sup>、土研、各コンサルタント<sup>8)</sup>等でそれぞれの手法がとられており、どのように用いるべきかは、今後の問題として残されている。

### 4) 排出量推計

前出の推定式は、2、3の例をのそいて、汚染物質の排出量（ $Q$ ）を与える構造となっている。排出量を推計する手法を3種に分け、概要を記す。

#### 4-1) 行動分類法

対象区域の自動車の行動を、加速、減速、定速、アイドリングに4分類し、それぞれの排出原単位を使用して推計する。したがって、交通流が複雑な交差点における排出量推計に適している。また単路部での推計に使用した例<sup>9)</sup>もある。

#### 4-2) 平均速度法

平均走行速度別の排出原単位を求めておき、これと、対象道路の交通量との積を、排出量とする。したがって、交通流の単純な専用道路、一般道単路部での速度別の推計が可能である。

#### 4-3) mode法

ある地域の代表的走行パターン(mode)を求め、この時の排出量を原単位として、一定区域内での交通量（台・Km）との積をその区域の総排出量とする。

これらは、いずれも排出原単位を試験車両を使用して求めなければならない。すでに、船研公害部<sup>9)</sup>、都公害研<sup>10)</sup>などでいくつかの測定値が公表されているが、推計における原単位の取り方には、これらの比較検討が必要である。

#### 文献

- 1) 大平、宇田川：交通公害の実態（２）、交通工学、Vol. 7、No. 2（1972）。
- 2) 泉 他：交差点における一酸化炭素濃度把握のための一考察、大気汚染研究、Vol. 9、No. 2（1974）。
- 3) 池尻：道路交通による大気汚染調査結果の若干の解析、土木技術資料、Vol. 16、No. 8。
- 4) 大気汚染ハンドブック（３）：気象編、コロナ社、
- 5) 渡辺：排気ガスの大気乱流拡散Ⅰ～Ⅲ、船舶技研報告 Vol. 4 No. 6、Vol. 5 No. 3、Vol. 6 No. 5。
- 6) 自動車排出ガスによる大気汚染に関する研究：S465、日本機械学会。
- 7) 杉山：風速の影響を考慮した交差点付近の自動車排出ガスの拡散モデル、日本自動車研究所研究速報、No. 14。
- 8) 黒沼他：自動車排気ガスによる大気汚染推定のための三次元乱流拡散モデルについて（その１、その２）、土木学会第29回年次学術講演会概要集。
- 9) 副島：自動車排気ガスの道路周辺における拡散現象の観測と考察、公害、Vol. 25、No. 3（1971）。
- 10) 東京スモッグ生成機序・植物被害に関する調査研究報告：S493、東京都公害研究所。

（交通環境研究室）

#### 1-3 道路交通騒音の推定方法について

##### （主 旨）

1. 小さい曲線区間および立体交差周辺における騒音は、前者は住宅等がその曲線内に抱き込まれる位置関係になり、後者は縦断勾配の変化により減速、加速音等が大きなウェイトを占めることになる。

こういった箇所の騒音推定の方法について、下記の事を中心に御回答いただきたい。

- 1) 点音源等間隔モデル式の適用限界について
- 2) 線音源モデル式、シミュレーションによる推定等の信ぴょう性について。
- 3) 他の推定方法の紹介とその評価について

（愛知県土木部）

##### （回 答）

1. 次式に示す等間隔モデル式を適用するには、対象とする道路が直線区間であり、しかも音響的にはば無限長と考えられる必要がある。

$$L_M = PWL - 8 - 20 \log \ell + 10 \log_{10} \pi \frac{\ell}{d} \tanh 2\pi \frac{\ell}{d}$$

また、もちろん、伝播域も平坦で、音響的にはば半自由空間とみなしうる条件であることが必要である。

しかし上式の最右項は、無限級数として導びかれる周期関数であり、有限の場合には関数形は導びかれないが、 $L_M$ は次式のまゝ有限範囲 $K \sim L$ で計算することも可能である。

$$L_M = PWL - 8 + 10 \log_{10} \sum_{n=K}^L \frac{1}{\ell^2 + (vt + nd)^2}$$

また、等間隔モデル式にて理論的に中央値は算出でき、実測結果とも、かなりのよい対応がみられるが、これは、あくまで車頭間隔が一様であるとするものであり、実際の交通では、むしろボワソン分布に従うとされており、例えば、他の中央値以外の評価値や、変動量を議論するには、当然、等間隔モデルの適用は限定されることを考慮する必要がある。

2. 線音源モデル式についても、等間隔モデル式と同様、自動車が一つの車線の中心線に沿って均一に分布していると仮定するものであり、さらには、線状とみなしうるほどのある量以上の交通量である必要がある。これについては、HRBでは、1,000台/hr以上になれば、 $L_{50}$ の算定には充分であるとしている。また、当然このモデルは、単位長さ当たり一様な音響出力を有する1本の線とするものであり、騒音レベルの時間変動を表わすことはできない。

シミュレーションによる計算については、庄司、山本らが、車頭間隔をボワソン分布として、すなわち、車頭時間間隔を指数分布として検討を行っている。これによれば、 $l$ 、 $d$ 毎に等間隔モデルとの相違は図-1に示すごとくであり $l$ の小さい所で、等間隔によるものより、かなり低い値となっている。また、その距離減衰についての実測値との比較は図-2のごとくであり、かなり良い一致をみている。ただしこれについては、車線から最も近い測点における実測値と、同じ点における計算値とを一致させたものである。

このシミュレーションについては、実態とのより厳密な対応のためには、さらにパワー・レベルの変動についても考慮したシミュレーションが必要であろう。

3. その他として、高木が、指数分布モデルについて、確率密度関数の近似解を求めて、これがモンテカルロ法によるシミュレーションの結果と非常に良い一致を得ているが、距離減衰についての実測値との適合は図-3のごとくである。導びかれた音圧レベルについての期待値は次式に示される。

$$m_x = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot f(x) dx = -\frac{10}{\log_e 10} \times \left\{ \log_e 4dS - \exp\left(-\frac{4\pi^\alpha d}{S}\right) E_i\left(-\frac{4\pi^\alpha d}{S}\right) \right\}$$

ただし  $E_i\left(-\frac{4\pi^\alpha d}{S}\right)$  は積分指数関数である。

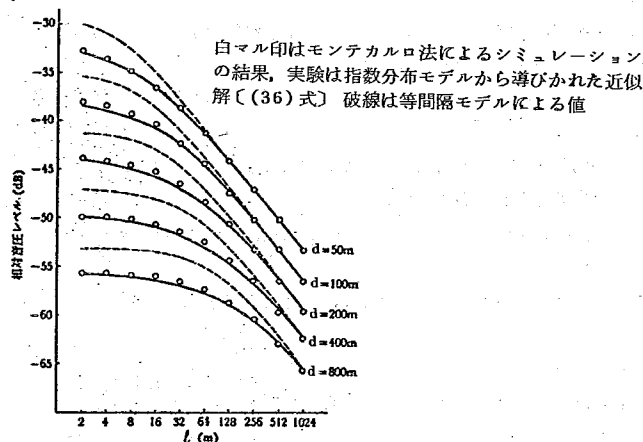


図-1 音圧レベル [PWL=0dB] の平均値の距離による減衰

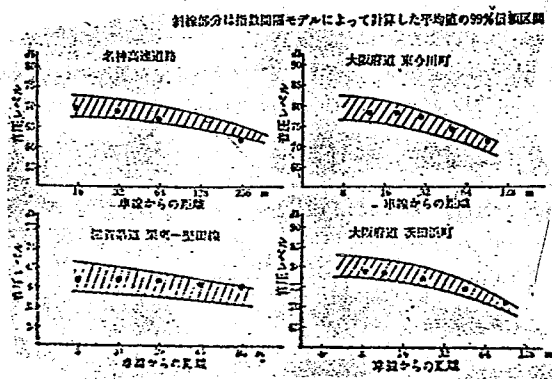


図-2 実測値と計算値との比較

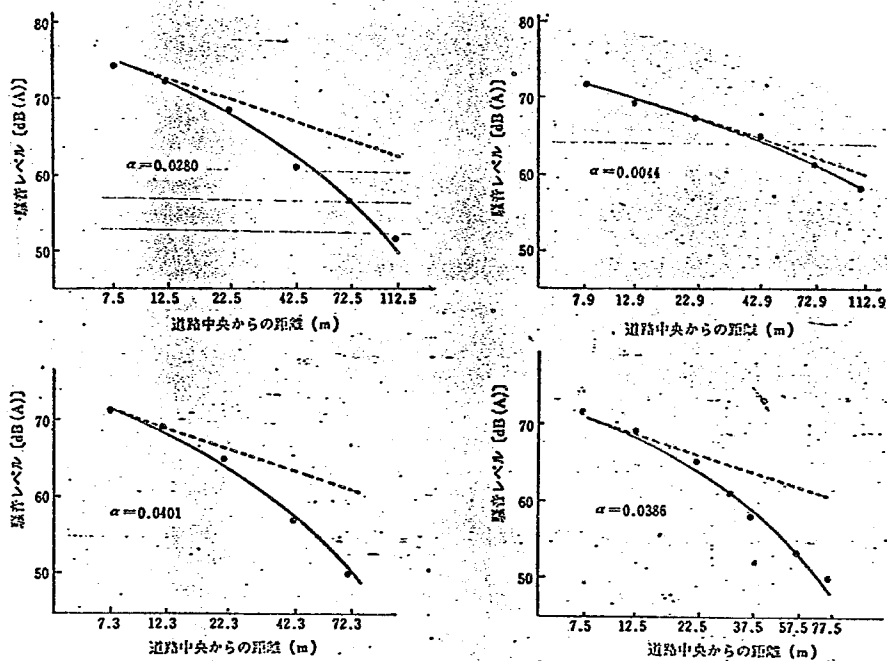


図-3 幹線道路に垂直な道路の両側に建物がある場合の道路騒音の実測例  
黒丸印は実測値(中央値)、破線は等間隔モデルからの推定値、実線は(34)式による値、 $\alpha$ は減衰係数

(主 旨)

2. シミュレーションによる騒音推定は、特にインターチェンジ部、小さい曲線部等において最も有効な推定方法であると思うが、その電算プログラムについて、研修等を通じて各関係機関に教示していただきたい。現在のプログラムの開発研究の状況・適用例についてもお教え願いたい。

(愛知県土木部)

(回 答)

庄司らが発表し、一般に行われているシミュレーション法は、交通流を、車頭間隔が指数分布をなすものとして、その音圧レベルを次式によって求めている。

$$SPL = 10 \log_{10} \frac{1}{G \pi W_0} \left\{ \left[ \frac{W_{11}}{d_1^2 + x_{11}^2} + \frac{W_{12}}{d_1^2 + (x_{11} + x_{12})^2} + \dots \right] + \right.$$

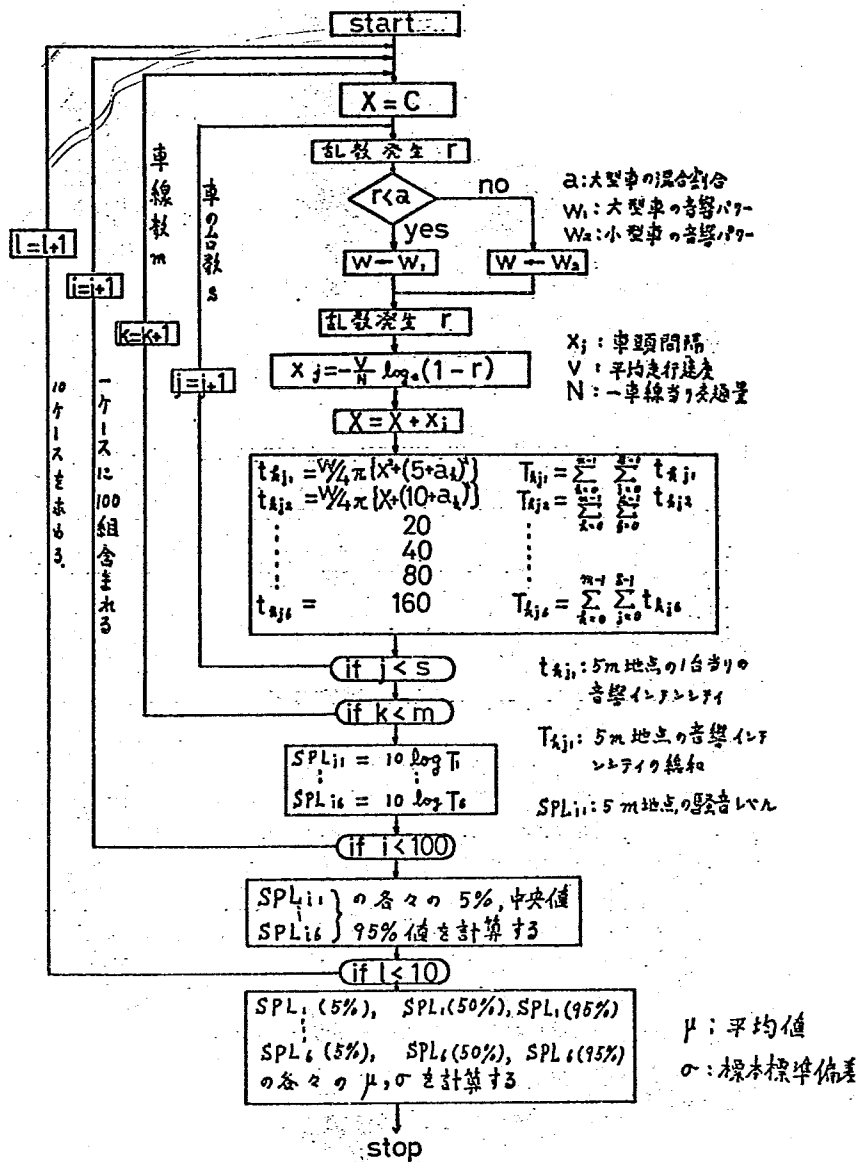
$$\left. \left[ \frac{W_{21}}{d_2^2 + x_{21}^2} + \frac{W_{22}}{d_2^2 + (x_{21} + x_{22})^2} + \dots \right] + \dots \right\}$$

$$X = - \frac{V}{N} \log_e(1-r)$$

フローチャートの一例を次の図-1に示す。

(交通環境研究室)

図-1 フローチャート



#### 1-4 道路整備にかかる環境アセスメントの手法について

##### (主 旨)

1. 道路建設の自然に与えるインパクトについてのアセスメント
2. 道路建設が地域開発に与えるインパクトを含めたアセスメント

上記のような環境アセスメントの手法について国内外等々の判例があれば御教示願いたい。

(道路部計画調整課)

##### (回 答)

###### 1. について

これまでの道路計画では、自然公園法、自然環境保全法等により指定を受けた地域においては、法律上自然環境を考慮することが義務づけられ、また法的な規制を受けてきたが、その他の地域においては自然環境の保全ということについては、あまり配慮されていたとはいえなかった。また、規制を受ける地域についても、現存植生図、潜在自然植生図を作成して立地診断図を作るということよりも、路線計画でその地域を避けるという計画が優先してきたため、事前に自然環境の変化を予測することは従来あまり行われていなかったのが現状であろう。しかし、現道が自然に与えるインパクトの種類、大きさ等の研究は大学の農学部、理学部において研究されたものが多数発表され、信州大学農学部紀要'73年12月には“車道による周辺植生への影響”と題した論文も発表されている。

雑誌・「道路セミナー」1973年9月号では、“自然環境保全と道路”を特集しており、この問題について大いに参考になるものと思われる。

一般国道158号平湯安房地域・自然植生調査報告書(中部地建高山国道工事事務所)は、道路計画における自然環境調査の一つの見本となるものと思われる。

“道路計画における学術的保護対象の評価”(建設省道路局・昭和48年3月)は学術的保護対象を植物、動物、地形・地質・自然現象および人文文化財の4つとして考え、メッシュによる地図の重ね合せ手法によるシステムティックな評価を行った例として参考になろう。

“赤外線カラー写真による環境調査”(石川県、昭和47年10月および昭和48年10月)はリモートセンシングによる環境調査手法として一見する価値があるものと思われる。

米国における環境インパクトステートメント(EIS)においては、植物および動物に与えるインパクトを調査して、必ず記述しなければならないとしている。しかし、アメリカにおける調査内容をそのままわが国に適用できるかどうかについては、今後検討すべきであろう。

##### (参考文献)

自然保護と日本の森林：大政正隆著、農林出版

植物と人間：宮脇昭、NHKブックス

富士山：木沢綏ほか、NHKブックス

###### 2. について

従来の道路計画においては、費用-便益効果を中心とするプラス効果が道路評価の基礎であった

ため、道路建設が地域開発に与えるインパクトは非常に大きなウエイトを持っているという解析が行われていた例が多かったようである。しかし、最近は環境問題が大きな問題となっており、環境特に生活環境に対する騒音、大気汚染、振動等の問題がクローズアップされ、これらの公害によるマイナス効果を計画時に評価することが重大となった。

本来環境とは経済社会環境、人間生活環境、自然環境に大別され、環境アセスメントではこれらの環境変化を事前に予測することであり、マイナス効果のみを予測するものではない。しかるにわが国においてはプラス効果の予測からマイナス効果の予測への変換が急で、そのためマイナス効果の予測を環境アセスメントと考えているものが多い。環境アセスメントとはプラス効果、マイナス効果を含めて環境の変化を予測することであり、地域開発に関する解析も当然含まれるものである。

米国におけるE I Sはプラス効果、マイナス効果のすべてを報告し、住民の意見を聞くシステムになっている。

当交通環境研究室にもE I Sの実例を多数所有しており、土木研究所資料第951号はその代表例の報告書である。E I Sの書式は道路関係で2,000件以上出されているが、いずれもE I S作成ガイドラインにしたがって書かれており、一例を読むことで米国の環境アセスメントの現状は把握できるものと思われる。

(交通環境研究室)

## 1-5 道路計画における環境保全要素の考え方について

### (主 旨)

最近環境問題が重視されてきているが、構造物等の経済性と環境保全の重要度の比重について問題になることが多い。

一事例として当事務所で“地方道路部高架橋についての一考察”1974・9“橋梁”掲載のような計画をしてみたがこの内、項目別点数配分のより合理的な手法、または国内、外国等における類似の事例等があればお教えいただきたい。

(名四国道工事事務所)

### (回 答)

名四国道が試みた点数配分法は、経済性、環境保全、維持管理、走行性、美観、施工性の各要素について、本来同じ土俵に乗せることのむずかしい要素に評点を与えることにより無次元化を行い、それらの評点を加えることによって構造物の代替案評価を行ったものであり、その手法は注目に値するものと思われる。配点に関しては、計画者側が配分を行っているが、配分の客観性を保つためには広く専門家を集めて、例えばデルファイ法を含めたアンケート調査を行って、重み付けを行うなどの工夫が必要かと思われる。また、配点をいろいろ変えて合計点を算出し、その都度同一の代替案になれば、配点によらず特定の代替案が他より優れていると考えてもよいと思われる。配点により違った代替案が選ばれるようであれば、これらの代替案はそれぞれの立場に置かれた人の見方によって優劣が異なり、絶対的な評価が得られないと考えられよう。

外国においては、アメリカのバテル研究所が生態学、環境汚染、審美性、人間的興味の4つのカ

テゴリーについて環境評価システムを開発している。この場合は1,000点満点で、各カテゴリー中の構成要素の中の各パラメーターに対してデルファイ法により配点している。これについては次の文献を参照されたい。

環境アセスメント手法について、昭和49年3月

財団法人 国土開発技術研究 センター

(交通環境研究室)

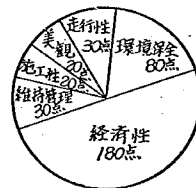


図-1 項目別点数配分

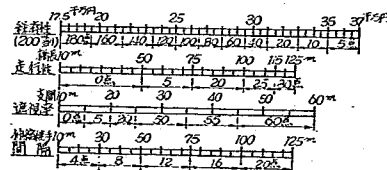


図-2 各項目の評点配分

## 2. 構造物に関する問題点

### 2-1 既設橋梁の耐荷力判定について

#### (主 旨)

##### 1. 上部工 (R・C構造)

(i) 耐荷力判定の調査および解析方法 (弾性 or 塑性)

(ii) 載荷試験

○ 載荷方法    ○ 測定器の種類および設置箇所

(iii) コンクリート弾性係数の推定

(iv) 経年変化による老朽度    ○ 気象その他の環境条件による影響

○ 活荷重による材質の疲労

○ 交通動態の変化による影響

(三 重)

#### (回 答)

##### 1. 上部工 (RC構造)

(i) 橋梁の耐荷力という言葉は非常に抽象的であるが、具体的には対象としている橋がどの程度の重交通に耐えうるかということとして話を進めることとする。すなわちここでは、一般の古い鉄筋コンクリート (以下RCと略す) けた橋を安全に通し得る大型車両の重量の算定ということにする。

橋梁の供用荷重算定法としては、すでに特認荷重算定要領が出されており、一般の道路管理に用いられているが、この算定要領は運用の便宜を図るためかなりの簡略化が行なわれており、一般には小さめの供用荷重を与えるようになっている。

そこで、以下に個々の橋の構造、交通状態、劣化状況に応じた大型車の許容重量の算定方法を示すこととする。

##### (a) 想定すべき大型車両の諸元および載荷状態の決定

まず、対象とする橋梁においてその交通状態に応じた想定すべき大型車両の諸元および載荷状態を決定しなければならない。一般に古いRC橋は支間20m以下、2車線ということから、大型車は一支間に一台のみ載ると仮定すればよい。(大型車両の渋滞、すれ違い等の起る可能性のある地点では、起り得る大型車両の載荷状態に応じた仮定が必要である。)

##### (b) 設計断面力の算定

対象としては、コンクリート床版のようにある程度補修しながら使える部材は考えないこととする。(この仮定はもちろん管理者の判断によるものである。) 一般のRC橋では主げたのみを考えればよい。対象とする部材の設計断面力  $M_d$ 、 $M_e$ 、 $S_d$ 、 $S_e$  は、設計図書が残っていればその値を用いればよいが、無い場合は、当時行なわれていた荷重分配効果を考慮しない、いわゆる慣性計算法により、当該橋梁が設計された当時の設計荷重を用いて当該橋梁の設計断面力を求める。

##### (c) 大型車両による断面力の算定

(a)で決定した、諸元の大型車両（重量をPとする）および載荷方法により生ずる断面力  $M_e$ 、 $S_e$  を床版、横げたによる荷重分配効果を考慮して算定する。

(d) 許容重量  $P_a$  の算定

$$\left. \begin{aligned} K_1 (M_d + M_e) &= M_d + K_2 M_e' \\ K_1 (S_d + S_e) &= S_d + K_2 S_e' \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここで

$K_1$  : 設計荷重に対する補正係数

$K_2$  : 大型車両の重量に対する許容重量の比

式(1)より

$$\begin{aligned} K_2 &= \frac{K_1 (M_d + M_e) - M_d}{M_e'} \\ K_2 &= \frac{K_1 (S_d + S_e) - S_d}{S_e'} \end{aligned} \quad (2)$$

(2)より得られる小さい方の  $K_2$  を用い

$$P_a = K_2 P$$

より許容重量が得られる。

$K_1$  は以下のような要素からなる。

$$K_1 = k_1 \times k_2 \times k_3$$

$k_1$  : 材料強度に対する補正係数

(材料の劣化、許容応力度の大きさ等)

$k_2$  : 橋の重要度による補正係数

(バイパスの有無、今後の使用予定年数等)

$k_3$  : 設計時の余裕に対する補正

(設計図書があり、設計断面力による応力度と許容応力度との比がわかる場合)

以上の他にも橋の状況に応じて適宜補正係数を定めれば良い。

以上に述べた許容重量算定法は現在行なわれている弾性理論による設計法に基づいたものである。終局強度設計法は耐荷力の判定といった問題には、より合理的な手法と考えられるが、我国においてはまだ確立されたものとなっていないので現段階では、弾性理論によった。

(ii) 載荷試験

鉄筋コンクリート部材は、ひびわれが発生すると残留変形、残留応力が生じるものであ

るが現在のところこれらの残留変形、残留応力が生じた後の鉄筋コンクリート部材の挙動に関する計算式はない。したがって、すでにひびわれが発生し、残留変形、残留応力が生じている古いRC橋について載荷試験を行なって、たわみ、応力等を測定しても、それらの測定結果をもとに橋の耐荷力を推定することはかなり困難である。

しかし、今後、載荷試験によりRC橋の挙動に関する基礎的な資料を蓄積すれば載荷試験による耐荷力の推定も可能となると考えられる。

#### (iii) コンクリートの弾性係数の推定

非破壊試験方法としては、一般によく用いられているシュミットハンマー法その他、パネ式ハンマー法、落下式ハンマー法等があるがいずれもかなりのばらつきがあり、たわみ、応力度の測定結果の評価に用いるためのヤング係数として用いることは無理である。コアを抜いて載荷試験によりひずみを測定するのが最も確実である。コアは少なくとも直径10cm、長さ20cm以上がよい。ひずみ測定はゲージ長6cm以上のストレングージによるのがよい。

#### (iv) 経年変化による老朽度

(i) で述べた基本耐荷力に乗ずる補正係数の決定の際に考慮しなければならない要因であるが、現在のところは定量的に評価するのは困難である。

コンクリート剝脱、せん断ひびわれ等の発生が認められる場合は耐荷力の低減を行わなければならない。

一般のコンクリート橋では疲労の影響は考慮する必要はない。

(橋梁研究室)

#### (主 旨)

##### 2. 下部工

主として基礎構造について

(三 重)

#### (回 答)

基礎構造の耐荷力は、設計図、現状の地盤の状況、力学的性質などに基づいて、現行の設計法により判定することができる。しかし、ここで問われているのは古い設計に基づく既設の橋梁であるので、現在の示方書、指針に示す設計条件のもとでは、一般に耐荷力が不足すると思われる。

耐荷力を改善するために考えられる方法に、基礎構造の取替、基礎構造の補強、基礎地盤の改良があるが、どの方法をとるか、橋梁の建設年度、上部構造との関係、架替計画の有無など考慮して、ケースバイケースで処理すべきものと考ええる。古い設計に基づく既設の橋梁は、地盤などに特に変状がなくても現行の耐震設計を適用すれば、一般には安全が足りない結果がでる。このような基礎の耐震性を確保するための一つの方法に、耐震的ではなく、落橋防止構造等を適用した免震的な構造に補強するのが有利であると考えられる。

いずれにしても、橋梁の構造全体と将来の架替計画等とを踏まえて、個別に検討する必要がある。

(基礎研究室)

## 2-2 土木構造物標準設計図集に対する意見

### (主 旨)

- ① 土砂の単位重量の  $1800 \text{ kg/m}^3 \rightarrow 1900 \text{ kg/m}^3$  にする
- ② 鉄筋の許容応力の  $1600 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 1800 \text{ kg/cm}^2$  にする  
(水中構造物以外)
- ③ ボックスカルバートの土かぶりを  $10 \text{ m}$  ぐらいまでとする
- ④ 重力式擁壁の構造をコンクリート打設が1回で出来るようにする(フーチングをとる)
- ⑤ プレテンション単純T型の本線巾員が最大  $9 \text{ m}$  となっているが国道でもっと広い幅員が多いので適用範囲を拡げてほしい。なお、歩道併設したものを取り入れてほしい。

(三 重)

### (回 答)

- ① 標準設計の基本条件として、土の単位体積重量は  $1.8 \text{ t/m}^3$  としている。しかし、各標準設計により、色々使われ方が異なっているので、その解説、手引等に従って使用していただきたい。なお土に接する標準設計対象の下記三構造物について、その適用の概要を付記した。

#### (i) ボックスカルバート

単位体積重量は、 $1.8 \text{ t/m}^3$  であるが、土被り厚の算定において現場の実単位体積重量を使用し換算土被り厚(解説および手引の適用例参照)を算出して標準設計を使用する。

#### (ii) 擁 壁

土圧の考え方は、テルツァーギーの土圧を用いており、原典は、次式で示されている。

$$P = \frac{1}{2} K \cdot H \quad \begin{array}{l} \text{ここに } K \text{ は土の種類、背面形状により} \\ \text{図表になっている。} \end{array}$$

したがって、標準設計では、土圧係数としてとらえているため、土の単位体積重量を  $1.8 \text{ t/m}^3$  として使用しているにすぎない。しかし、現在改訂中であり、土の種類により単位体積重量も変化するようにする予定である。

#### (iii) 橋 台

裏込土については  $1.8 \text{ t/m}^3 \cdot \phi = 30^\circ$  としているが、現状とあわない点も多いので改訂作業中である。

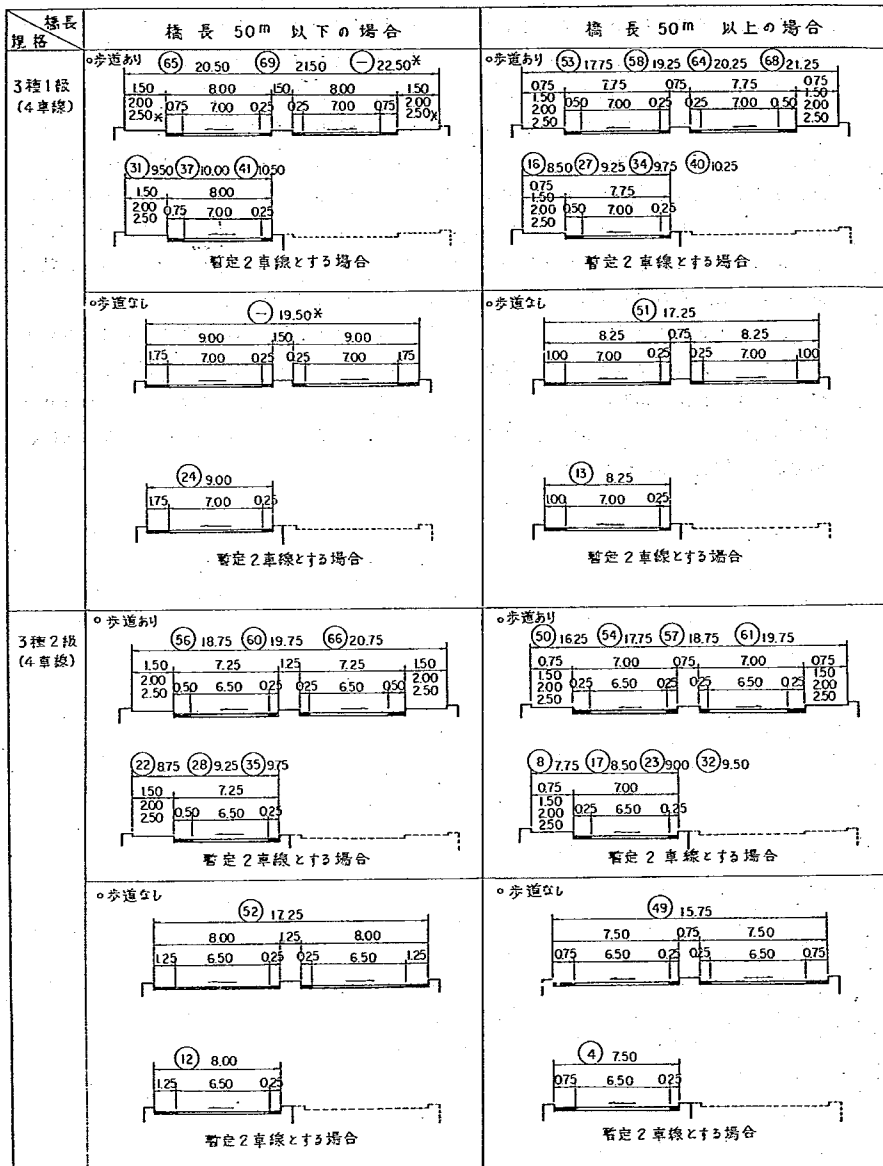
- ② 標準設計は、不特定の施工場所および施工者を対象としているので、土に接する構造物の場合には、鉄筋の許容応力度は、水中部とみなし、 $\sigma_{sa} = 1600 \text{ kg/cm}^2$  としている。しかし設計としては、地震時できまる構造物が多く地震時は、ともに  $\sigma_{sa} = 2700 \text{ kg/cm}^2$  としているために実際の設計計算では常時許容応力度の大小はあまり影響はないと考える。
- ③ 現在のボックスカルバート標準設計の土かぶりは  $0 \sim 5 \text{ m}$  であるが、現在、改訂中であり、

各地建のアンケート調査等により改訂版においては、土かぶり10 m以上のものも集録した。

- ④ 擁壁類については、現在道路土工指針が改訂中であり、その内容に合わせるべく作業を進めているが、擁壁の形状についても施工性および経済性を十分考慮したものにする。重力式は施工性からフーチングをなくす方針で、現在、作業中であり来年度早々に出版の予定である。
- ⑤ 標準設計の制定に当り本省道路局と協議した幅員構成は別図に示す通りであり、第19巻（プレテンション方式単純T桁橋）では、このうち第3種規格のすべての幅員に対処できるようにしてある。ご指摘の本線巾最大9 mは歩道がない場合であり歩道が片側および両側につけば、2車線の場合で最大11.5 m 4車線の場合で最大22.5 m（この場合、横断こう配の関係上、横締めを中央分離の部分で切る施工方法をとればよいので別図内幅員番号の④を2橋適用すればよい。なお、一般図は別途作製する必要がある）までの幅員に適用できる。なお、該当標準設計では、本線幅＝車道部幅（車線幅＋側帯幅）で表わしている。

また、第19巻に使用している主げたはJISだけであり、標準設計に集録されていない幅員については、主げた間隔を1.05 m以下とすれば、殆んどの幅員に対して適用できる。つまり「JISA5316けた橋用けた」の制定時に土木研究所（システム課）で幅員50 m以上のものまで全スパンについて応力チェックしており、充分許容し得るものであることは、前記JIS解説に示したとおりである。

図-1 橋梁標準幅員



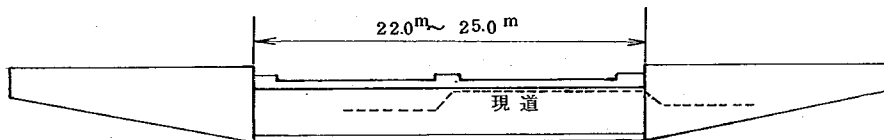
| 橋長規格          | 橋長 50m 以下の場合                                                                                                        | 橋長 50m 以上の場合                                                                                                     |
|---------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 3径2級<br>(2車線) | <p>歩道あり</p> <p>(25) 9.00 (42) 10.50 (43) 11.50</p> <p>(29) 9.25 (39) 9.75</p> <p>歩道なし</p> <p>(19) 8.50</p>          | <p>歩道あり</p> <p>(18) 8.50 (38) 10.00 (44) 11.00</p> <p>(21) 8.75 (30) 9.25</p> <p>歩道なし</p> <p>(11) 8.00</p>       |
| 3径3級<br>(2車線) | <p>歩道あり</p> <p>(18) 8.50 (38) 10.00 (44) 11.00</p> <p>(10) 8.00 (21) 8.75 (30) 9.25</p> <p>歩道なし</p> <p>(3) 7.50</p> | <p>歩道あり</p> <p>(9) 8.00 (33) 9.50 (43) 10.50</p> <p>(5) 7.50 (14) 8.25 (20) 8.75</p> <p>歩道なし</p> <p>(1) 7.00</p> |
| 3径4級<br>(2車線) | <p>歩道あり</p> <p>(9) 8.00 (33) 9.50 (43) 10.50</p> <p>(5) 7.50 (14) 8.25 (20) 8.75</p>                                | <p>歩道あり</p> <p>(6) 7.50 (26) 9.00 (39) 10.00</p> <p>(2) 7.00 (7) 7.75 (15) 8.25</p>                              |

| 橋長<br>規格                    | 橋長 50m 以下の場合 | 橋長 50m 以上の場合 |
|-----------------------------|--------------|--------------|
| 3種4級<br>(2車線)               | ○ 歩道なし<br>   | ○ 歩道なし<br>   |
| 3種5級                        |              | 一 級 部 と 同 じ  |
| 橋長 50m 以下および 50m 以上の両方に適用する |              |              |
| 4種1級<br>(4車線)               |              |              |
| 4種2級<br>4種3級<br>(2車線)       |              |              |

## 2-3 軟弱地盤上に施工する地下道ボックスの基礎について

### (主 旨)

国道横断地下道 (B 4.0 H = 3.0) を施工する場合、基礎地盤は、N値 5 ~ 10 程度で、地下水位が高く (付近住民は、井戸水で生活している。) 基礎地盤から 7 m 位に N 値 30 の地層がある。



1. 支持層まで R.C 杭を施工する。
2. 施工継手に、枕梁を施工する。この場合は、単に補強であるので、杭を支持層まで打ち込まない。
3. 地耐力が不足する分のみ杭施工とする。
4. 道路と同じ様に沈下させた方が好ましいから、直接基礎とし、目地は、タイバー等で補強する。
5. その他

以上の工法について、構造・施工・維持管理上妥当な工法について、御指導いただきたい。

(三 重)

### (回答-1)

ボックス底面に接する地盤は、現道と拡幅の部分とに分けられる。現道の部分はプレロードの影響で強度は大きく沈下は小さいものと考えられる。拡幅の部分は柱状図より判断すると若干の沈下は考えられる。

#### 1. 工法

支持層まで RC 杭を施工するとボックスは完全支持となるので路面の沈下によりボックスの部分がふくれ上がる事になる。これは道路軸直角方向であるので道路管理上、走行上問題が生じる。

#### 2. 工法

施工継手に枕梁を施工し枕梁は単に補強であるので杭は支持層まで打ち込まなくても杭はかなりの支持力があると思われるので(1)の工法と同じようになると考えられる。それと枕梁が支点となってボックス自体に曲げを受ける可能性がある。

#### 3. 工法

地耐力の不足の分を杭施工とすると、この地耐力の判断がむずかしい。

#### 4. 工法

このボックスは道路と同じように沈下させるのが好ましいので直接基礎として不等沈下に対してタイバー等で補強する。

以上の工法の中で、4 の直接基礎が走行上、維持管理上最もよく経済的であると考えられる。この柱状図を見た限りではどの位置にボックスの底面がくるのか分からないが、地盤と沈下より判断

し直接基礎が良いと考えられる。また構造、施工上は大した問題はないと思われる。

(基礎研究室)

### (回答-2)

鉛直荷重の支持についてはすでに基礎研究室から回答が出されていると思います。水平方向の安定、ことに地震時の安定については地盤の地震時の変形を主体とする計算を行なうことが望ましい。現在、このような考え方による設計法は開発の途上にあるが、東京湾環状道路の地中構造物に対しては一応の成案を得ている。下記の資料を参照されるとよいと思われる。

1. 土木研究所資料第953号「東京湾横断道路トンネルの耐震計算…」  
昭和49年4月 建設省土木研究所
2. 東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準案 第6章耐震設計  
日本道路協会、東京湾横断道路技術調査委員会、昭和49年10月

(振動研究室)

### (回答-3)

土かぶりはないものと考えられるが、そうだとすると地下道部分基礎にかかる荷重は現在の土かぶり圧より小さくなるので支持力の点ではなんら問題はない。

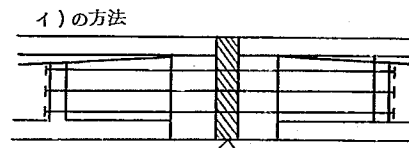
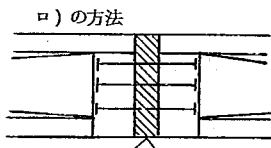
柱状図からみても軟弱地盤とはいえないので直接基礎としてさしつかえなく、沈下の可能性はないと思われる。

(土質研究室)

## 2-4 PCボスTEN連結合成桁について

### (主 旨)

1. ボスTEN合成桁の床版のコンクリートの安定率は3.5にしているがこの妥当性について
2. (1) PCボスTEN連結合成桁(支間 $3 \times 30.000 = 90.000$ )の中間支点を2支点方式を採用した方が施工性、経済性等に勝れている様に思われるが構造上及び計算仮定上に何らかの問題があるか。  
(2) PCボスTEN連結合成桁を1支点とした場合、連結部に主桁方向にプレストレスを与えせん断力に対応させたがプレストレスの与え方として
  - イ) 支点部から最も近い中間横桁付近の主桁に定着する方法
  - ロ) 主桁の端横桁を設け定着する方法



上記の2案の内ロ)方式の方が経済的であり採用したいと思うが、  
ただ、PC鋼材の1本当りの長さが1.5~2.0m程度となり、定着

における変形、またはセットの影響までプレストレスが有効に与えられるかが問題である様に思われるがどうか。

(飯田国道)

(回答)

1. ポステンPC合成桁のコンクリート床版の許容応力度は、「鉄筋コンクリート道路橋設計示方書」3-2条(「プレストレストコンクリート道路橋示方書」12-2)によればよい。これによると  $\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3.0$  である。

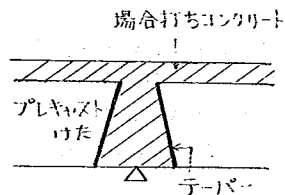
質問にある床版コンクリートの安全率3.5というのは鋼合成げたの値をもとにしているものと考えられるが、ポステンションPC合成げたでは、鋼合成げたに比べ、支持げたの剛性が大きい、床版コンクリートの乾燥収縮の影響が小さい等の点で床版の安全性は大きいと考えられるので、 $\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3.0$  という値をとってよい。

- 2-1(1) 中間支点を2支点方式にした場合 たとえば3径間連結構造の場合は、構造的には5径間連続げたとなり、鋼製支承による剛支承とした場合は、いずれの支承も一点方式相当の反力に対して設計しなければならない上、中間支点には負の反力が発生するため通常の鋼製支承を用いることは困難である。

ゴムシューを用いれば、バネ支承となるため上記のような問題は生じないが、ポステン合成げたのように大きな反力を受ける支承にゴムシューが用いられた実績が少ないため現在のところは一般に一点方式が用いられている。

- 2-1(2) 同の方法を用いても、ネジ定着方式の鋼棒工法を用いれば定着具のセット量の影響はわずかである。

また、一点方式を用いる場合は、一般にプレキャスト桁端面に、下図に示すようにテーバーをつけるのがよい。



(橋梁研究室)

2-5 道路橋下部構造における直接基礎の礫層地盤支持力の簡易な現場判定方法について

(主旨)

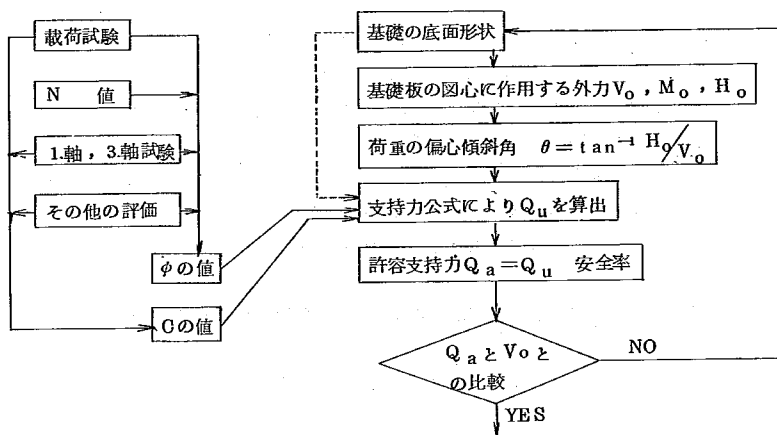
子生沢橋下部構造設計条件(許容支持力)と現地と比較確認するのに平板載荷試験により求めよ

うとしたが床掘はタコツボ状で適当な荷重が用いにくいと地質は転石が(粒径20cm~60cm)多いため信頼のおける支持力が求めにくいので何か良い方法を教示願いたい。

(飯田国道)

### (回答)

直接基礎の支持力に対する安定を検討する場合、現行指針では支持力を単位面積当りの力としてではなく、荷重の偏心傾斜を考慮した合力として扱っている。この場合支持地盤の土の内部摩擦角を評価することが重要であり、載荷試験も土の内部摩擦角 $\phi$ を検討する一手段として用いられる。従って直接基礎の場合、載荷試験結果は許容支持力を直接与えるものではなく支持力公式における $\phi$ を与え、それにより荷重の偏心傾斜に従って合力としての許容支持力を与えるものと理解されたい。以下に許容支持力を求める手順を示す。



質問にある大きな礫を含んだ砂礫層の場合、その層厚が十分あれば通常の橋梁基礎に対しては十分の支持力があるものと考えられる。むしろ問題となるのは砂礫層自身の層厚、又はその下層に弱い土層がないかどうかといった判断が重要である。

従ってボーリングによる支持層の層厚の確認、および支持層の下部の土質の判定を行なうことが質問に対する答えとなろう。

(基礎研究室)

## 2-6 スノーシェッドの設計条件と構造詳細の問題ならびに補強工法について (主旨)

ヒンデ構造で設計したスノーシェッドのヒンデ部の構造詳細において

1. 剛接構造ではなく、ヒンデと見做してよいかどうか

ロ. ヒンデと見做したとしても二次応力のチェックが必要かどうか、必要とする場合の計算方法について

ハ. 剛接構造になっているとした場合には、どのような補強方法が適当か

補強方法 [ 二次応力に対する補強方法  
剛接構造に対する補強方法

S.494. 東北におけるスノーシェッドの破壊例から考えて設計ではヒンデ構造計算を行っているが施工は必ずしもヒンデ構造とはなっていないと思われ、今後既設スノーシェッドの補強をする場合それぞれの構造条件に合わせて補強工法が考えられるが、この点について御教示願いたい。

(高山国道)

#### (回答)

スノーシェッドのヒンデ部の構造詳細について

構造物の設計に際してはその構造物の境界条件が正確になるよう設計するのが基本であり、本来なら完全にヒンデまたは剛結と考えられるような構造にするのが望ましい(橋梁などではこのようになっている)。しかしながらこのような構造については設計計算簡便のため従来からヒンデと考えられて設計されてきたようである。

そこで問題は、この構造をどの程度の剛結と考えればよいかについてであるが今のところ定量的なものではなく実験的に確かめる以外ないと思われる。

柱下端の構造はアンカーボルトで簡単に止められているだけであり常時でも剛結とは言えず、また、荷重の増大に伴い一番最初にヒンデになると思われる。

また柱は $l/r$ が最小のものでも44で剛結の影響による二次応力もそれ程大きくないと思われる。

以上を考えるとこの部分をヒンデと考えて設計を行なっても余り危険とは考えられないが構造物を改造するのであれば次の点に留意するのが望ましい。

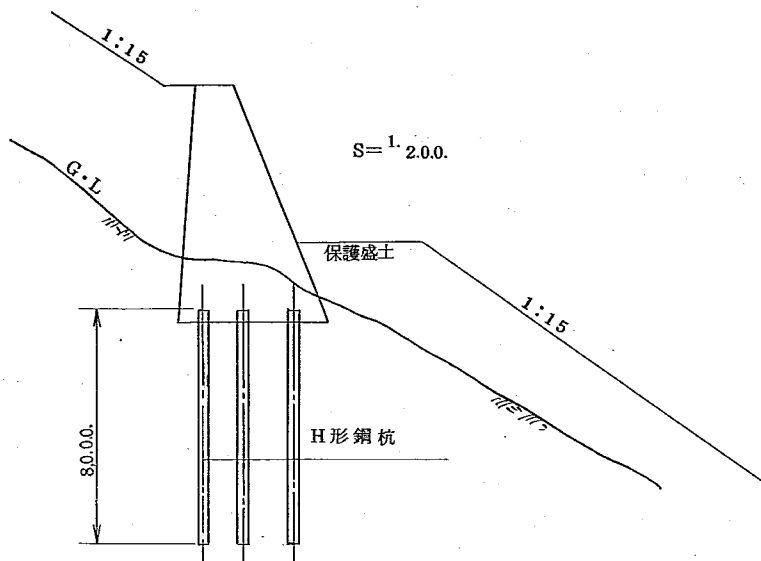
- ① アンカーボルトの曲げ耐力より柱下端の曲げ耐力が大きくなっていることをチェックする。
- ② 剛結構造として補強するよりもこの部分の構造をよりヒンデに近づける方が改造が簡単であると思われるからゴム板をベースプレートの下へ、そう入るなどの方策を考える。

(橋梁研究室)

#### 2-7 斜面に打込んだ杭基礎の横方向支持力について

##### (主旨)

一般的に水平な地盤におけるK値は地中深くなるに従って大きな値となっているが図のように急斜面に基礎杭を打つ場合におけるK値は割引きを考慮する必要があるかどうか。



(高山国道)

### (回答)

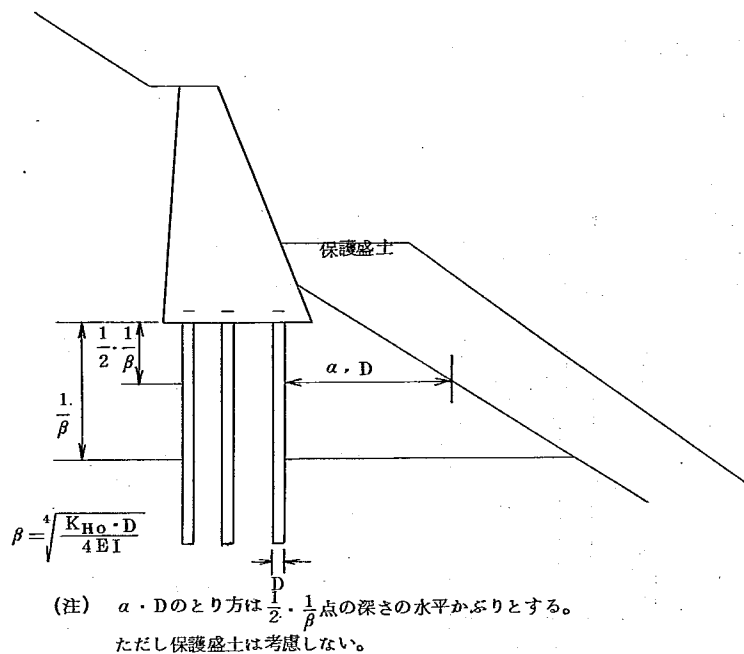
斜面の場合の水平地盤反力係数の評価法については、今後検討しなければならない問題である。一般的にいて斜面に打ち込まれた杭の水平地盤反力係数は水平地盤の場合に比べて割引く必要がある。どの程度低減すればよいかはまだ一般化されていない。「基礎構造に関する調査研究・昭和47年度報告書」<sup>1)</sup>ではこの問題についてFEM解析結果から斜面影響を次のように考慮している。いま水平地盤としての水平地盤反力係数を $K_{HO}$  ( $kg/m^2$ )とすると斜面を考慮した $K_H$ は次の表のようになる。

| $\alpha \cdot D$ (水平かぶり) | $K_H$        | $\alpha \cdot D$ | $K_H$         |
|--------------------------|--------------|------------------|---------------|
| 0 ~ 0.5 D                | 0            | 3 D ~ 5 D        | 0.85 $K_{HO}$ |
| 0.5 D ~ D                | 0.6 $K_{HO}$ | 5 D ~ 7 D        | 0.9 $K_{HO}$  |
| D ~ 2 D                  | 0.7 $K_{HO}$ | 7 D ~ 10 D       | 0.95 $K_{HO}$ |
| 2 D ~ 3 D                | 0.8 $K_{HO}$ | 10 D 以上          | $K_{HO}$      |

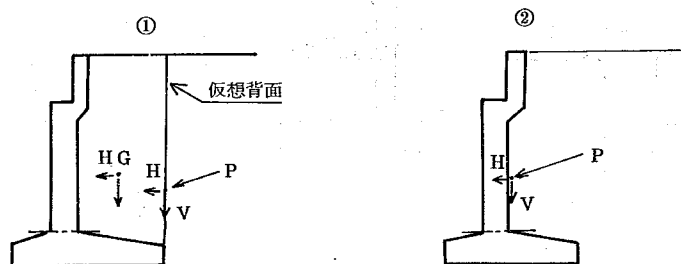
本問題について上表のような割引きを考慮して設計計算することが望ましい。何も割引きをしないのは危険側となり好ましくないとされる。

1) 財団法人高速道路調査会、基礎構造研究委員会、基礎構造設計研究班

(基礎研究室)



## 2-8 橋台の設計計算における土圧の考え方について (主 旨)



1. 上記について現在の設計計算では①の仮定で計算をしているが、壁の計算において地震時の場合「フーチング上の土の水平分力+仮想背面の土圧」とするが②のように「壁に直接土圧が作用する」と考えるかどうか。
2. 後フーチングについて  
①の仮想背面に於ける土圧鉛直分力  $V$  を後フーチングの設計に考慮すべきかどうか。

(尚現在の標準設計に考慮してあるかどうか。)

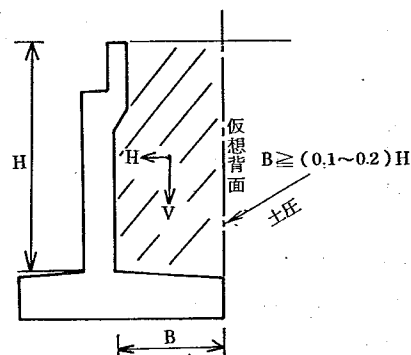
### 3. 安定計算について

①の仮定で計算しているが、②の考え方があるかどうか。

(道路工事課)

#### (回答)

擁壁、橋台の中で後フーチングが前壁高さの1～2割以上突き出ているタイプでは安定計算時(直接基礎では転倒、滑動、支持力、すべりの検討、くい基礎ではくい反力の計算、ケーソン基礎ではケーソンの安定)に後フーチングの端を通る鉛直線を考え、これを仮想背面とし、これと前壁

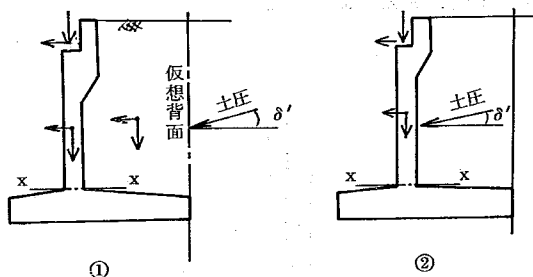


との間の土砂は擁壁の一部と考えるのが一般的である。

従って安定計算では土圧は仮想背面に作用させており質問3の②のような考え方はしない。

次に前壁の断面を検討する場合は質問1にあるような考え方も含めていくつかの考えがあるが道路橋下部構造設計指針では①の考え方をとっているものと理解されたい。又標準設計でも①の考え方で断面が検討されている。

しかし①の考え方ではフーチング巾が大きくなったり、背面土砂に単位体積重量の大きい良質材を使用すればする程、X-X断面が大きくなり背の高いものを設計する時不合理な要素もでてくるので今後この点について検討してみたい。



次に後フーチングの断面を検討する場合は土圧の鉛直分力は道路橋関係では普通考えていないし、標準設計においても考慮していない。

土圧の鉛直分力自身が断面を大きく左右するとは考えられないし、又これを考慮しないと危険側を与えるということも一概にはいえないので、断面算定時は現行どおり無視しておいて良いと考える。

(基礎研究室)

## 2-9 擁壁等の基礎杭の計算方法について

### (主 旨)

省力化に伴い極力標準設計を活用したいが、地震時の考え方に統一を欠くくらいがあるので、土研の統一見解をお聞きたい。

現在の運用は各地建バラバラであるが、大別すると次の3ケースに分れる。

- ① 本体は標準設計のまま、杭のみ地震時計算
- ② 重要部分は、本体を含め地震時で再計算等、其の他は常時
- ③ 杭を必要とするものは、本体、杭共総じて地震時で再計算

(道路工事課)

### (回 答)

御承知のように擁壁の標準設計は道路土工指針を基に作成されており、同指針では特に重要な擁壁以外は、地震時を考慮しなくても良いことになっている。従ってこの規定からゆけば、直接基礎である標準設計をくい基礎に修正使用する場合も地震時の検討はいらぬことになり常時で設計すれば良いということになるが、くい基礎に着目すれば次のような点を考慮する必要がある。

- 1) 一般にくい基礎は地震時でくいの本数、配置、くい体の設計がなされることが多い。
- 2) くい基礎は直接基礎と異なり、フーチング底面、側面で水平力を分担させることは通常行なわず、くいの水平抵抗力で全水平力を吸収するように設計する。従って水平力の大きくなる地震時を想定することが一般的である。
- 3) くいとフーチングの結合部はくい基礎では重要な部分であり、この部分を地震荷重で設計しておけば有力な耐震対策となる。

以上のようなことから、くい基礎では地震荷重を考慮することが一般的でありかつ合理的であると考ええる。

従って擁壁といえどもくい基礎の場合は、地震時の検討を行なうことが必要であろう。標準設計をくい基礎に修正使用する場合はくい基礎(くい本体とフーチング)は地震時で再設計を行ない前壁等の本体は標準設計のままで良いと考える。

(基礎研究室)

## 2-10 地震時における構造物の許容水平変位量

### (主 旨)

一般には許容水平変位量は上部構造からの制限か又は、支持地盤の降伏点の変位量からの制限をすることとされているが、いずれも明確な決め方が定められていない、しかしながら水平変位量で構造物を規制すると一般に工費がかなり増大するので許容水平変位量の定め方をどの様な根拠にもとづき定量的に定めたら良いかおたずねしたい。

(愛知県)

### (回 答)

許容変位、許容耐力に関する一般理念はつぎのように定義づけられております。

$$R + \Delta R < S - \Delta S$$

(i)

ここに

R : 荷重による影響

$\Delta R$  : 上記のパラッキ

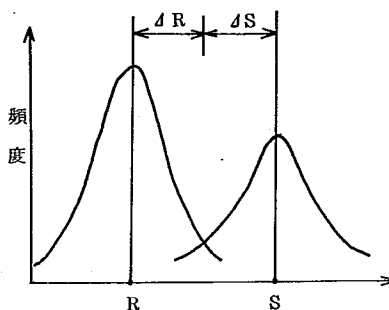
S : 許容値

$\Delta S$  : 上記のパラッキ

また、(I)式は図-1のようにも表わすことができる。

御質問の主旨は、許容変位 S を定める具体的な根拠を求めておられるものと思われる。

すでに御承知のように、設計震度が定まっていますが、地盤反力係数 K 値の採り方によって、変位 (R に相当する) は変わります。一方、許容変位は構造物の機能に応じて定まるべきものであるが、R と S は独立した事柄と考えるのが妥当と思われる。



当面の行政の運用では、一般には道路橋下部構造設計指針の例示に従うと共に、通常の規模を超える構造物では、地震時の挙動をよく調べてみて決定を下していくことが必要である。参考まで申しおえると、地震時の変位は 1500 m 級吊橋で 2 m、霞関ビルで 72 cm、橋脚の高さが 50 m 級の橋で 50 cm 程度となる。

(振動研究室)

#### (回答-2)

現在のくい基礎の水平力に対する設計法は、地盤のバネを仮定した弾性法によっているので、習慣的に水平方向の変位を押さえて設計を纏めている。水平方向の変位としては、一般に常時 1.0 cm 地震時 1.5 cm がよく用いられるが、くい頭部の曲げ応力から考えて水平変位をこの程度で設計するのが妥当であると考えられるからである。また、くい基礎が地震荷重を受けたさい、有害な残留変位を残さないためにも、水平変位を弾性的な範囲にとどめているためであるといえる。

(基礎研究室)

#### 2-11 伸縮装置に鋼フィンガージョイントを使用したときの伸縮装置の設計施工について

##### (主旨)

床板の支間方向が車両進行方向に直角の一般的な鉄筋コンクリート床版では、「道路橋示方書 6.1.1 けた端部の床版」により十分補強した構造として設計施工すれば問題はないものと思いますが、鉄筋コンクリート床版の平面形状が菱形となる斜橋の鉄筋コンクリート床版の場合には、上記の設計に斜に対する補強鉄筋を単に加えた設計が多くあり工事施工上コンクリート打設、締固め

の確実さに疑問を生じる様なケースが見受けられる。これは伸縮装置を鉄筋コンクリート床版に定着する上での弱点になるものと思われるが、斜め床版端部の最良と思われる設計施工例などを御教示願いたい。

(静岡国道)

(回答)

道示 6.1.11 に示したごとく床版端部は横げたで支持されるのが原則である。質問は斜橋で、床版の主鉄筋を桁に直角方向に配置した場合のことをいっているものと思われるが、このような場合には端横げたがあっても桁端部付近には、桁に直角方向の鉄筋のほかに、支承線に平行の補強筋を入れるのが普通である。このような鉄筋は、当然コンクリートの施工上問題を生じないように配置すべきであって、コンクリートの施工の完全を期したい場合には床版を厚くすることが必要である。

鉄筋の太さも考慮した詳細図を書くことは施工に無理な配筋を防ぐのに有効である。配筋状態については斜角、床版、スパン、床版厚などによって異なるので、実例を示すことがむずかしい。

(橋梁研究室)

### 3. 舗装に関する問題点

#### 3-1 アスファルト舗装のわだち堀れ対策について

##### (主 旨)

昨年の秋アスファルト舗装の表層混合物の流動防止対策として名四国道において各種の混合物について試験舗装を実施した。

混合物の種類は一般的な密粒度型のほか、ギャップグレード型、マーシャル試験の突固め回数を100回にして、アスファルト量を少くしたもの、石灰を混入したもの、ポリファルトSSを使用したもの等についてそれぞれの代表的なものを選び試験施工した結果、ポリファルトSSを使用したものが、工事費は2割程高いが、最もよい結果となった。

そこで今後実施する重交通のある路線の交差点附近については、表層にポリファルトSSの使用を計画している。それに伴い、次の事項について伺いたい。

- (1) ポリファルトSS使用は適当か
  - (2) ポリファルトSS使用時の施工上の注意点、オーバーレーの場合既に流動している表層部分は除去すべきか
  - (3) ポリファルトSS以外によい材料はないか(普通のゴム入り、セミブローンアスファルト等はどうか)
  - (4) その他よい対策について
- (名古屋国道)

##### (回 答)

- (1) ポリファルトSSの適否について

土研で実施したホイットラッキングテストの結果を図-1に紹介する。

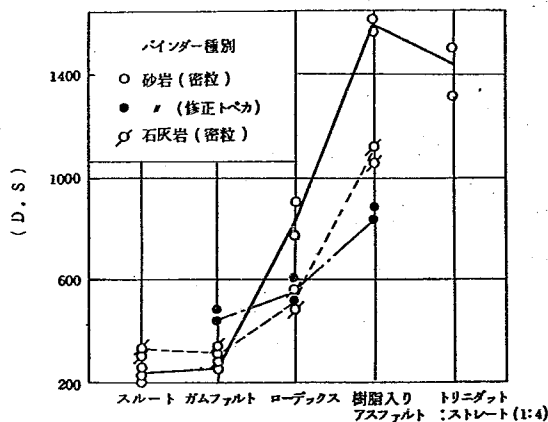


図-1 D.S.とバインダーの関係

これによればバインダー種類によってD. S は大きく異なり、ポリファルトSSの効果がうかがえる。さらに幕張試験舗装でのわだち堀れ量(mm)とD. S の関係(図2)によれば累計大型車数 $2.0 \times 10^6$ 台でわだち堀れを10mm以下におさえようとすればD. S は1000以上必要であることが推論できるのでこの意味からもポリファルトSSの使用の効果がうかがえる。

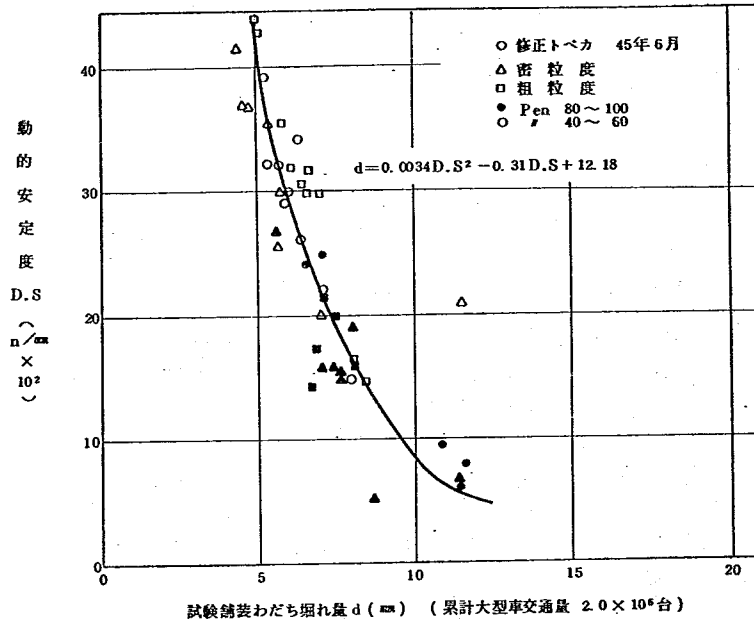


図-2 D. S とわだち堀れ量の関係

(2) ポリファルトSSの使用上の注意点について

ポリファルトSSの物性は表-1に示すとおりである。

これにより先ず、樹脂入りアスファルトは低温での伸びの性状に劣ることがわかる。しかし、これは他の樹脂入りアスファルト(例、EVA, EEAなど)に共通した性状である。

施工上の問題点としては混合温度が $170 \sim 180^\circ\text{C}$ 、転圧温度が $160 \sim 170^\circ\text{C}$ という条件であるため2次転圧時に合材の付着が問題になっている。

(3) ポリファルトSS以外の材料について

先の図-1などを参考にすれば、他の材料としてはトリニダートレーキアスファルトを使用したものの効果がうかがえる。

ゴム入りアスファルトに対する評価は室内的には有効であるが、現場ではその評価はまちまちであるという域を出ていないように思われる。この原因として、ゴムの添加量、施工性などに問

表-1 ポリファルトSSの性状

|       | 試 験                  | 性 状                                 | 備 考                                               |
|-------|----------------------|-------------------------------------|---------------------------------------------------|
| バインダー | 針 入 度                | 50 ~ 70                             | いずれの値も幅があるが、これはブレンドするストアスの性状の差<br><br>低温での伸度特性は劣る |
|       | 軟 化 点                | 54 ~ 62                             |                                                   |
|       | 伸 度 (25℃)            | 40 +                                |                                                   |
|       | 蒸発量試験減量              | 0.1 % -                             |                                                   |
|       | 薄膜加熱後の針入度比           | 65 +                                |                                                   |
| 合 材   | ホイールトラックキングテスト (60℃) | 5 ton D. S<br>800<br><br>10 ton 880 |                                                   |

題があるためと推定される。

セミブローンアスファルトに対する評価は、針入度グレードが40~60のものであれば、流動対策としての効果が認められている。

(4) わだち堀れ対策で材料以外の対策法について

幕張試験舗装の調査、ならびに室内でのホイールトラックキングテストの結果から、耐流動性混合物の配合設計には現行のマーシャル特性による要因のみで対処するには限界があり、ホイールトラックキングテストによる動的安定度 (D. S) を増す要因を検討することが効果的であると指摘している。

D. S を高める要因としては次のようなものがあげられる。

| 要 因         | 大←D. S →小 |   |                                |
|-------------|-----------|---|--------------------------------|
| アスファルト量     | 少         | 多 | OAC-0.3%が有効                    |
| アスファルト針入度   | 小         | 大 | 80/100より40/60が有効               |
| 粒 度         | 粗         | 細 | 開粒度、粗粒、密粒、修トへの順で有効             |
| 粗 骨 材 量     | 多         | 少 | チップングなどの処理が有効でチップは5号が良い        |
| セメント・消石灰    | 多         | 少 | フィラーの一定量使用<br>消石灰は25%以内で多い量    |
| 樹 脂 ・ ゴ ム   | 多         | 少 | NR. SBR. EVA. EBAをアスファルトに一定率使用 |
| 骨 材 加 熱 温 度 | 高         | 低 |                                |

これらの要因を考慮して配合設計をおこない、D. S が800以上の混合物を選ぶことが効果

的と思われる。幕張試験舗装の調査結果の一部を3-3の回答として紹介しているので同様に参考にしていただきたい。

(舗装研究室)

### 3-2 ワダチ堀れ防止に効果的な配合、施工法について

#### (主 旨)

- (1) スチフネス指数( $\frac{\text{安定度}}{\text{フロー値}}$ )とワダチ堀れとの間の関係について
- (2) ワダチ堀れ部に1層のオーバーレイを行なう場合、そのまま舗設してよいか、または削って施工すべきか。また2層のオーバーレイを行なう場合はどうか。その場合、中間層の配合で特に留意する点はあるか。(ワダチ堀れ部に直接舗設する場合のタックコートの量、質を特に留意すべきか)
- (3) ゴム等の添加剤はワダチ堀れに有効か。

(静岡国道)

#### (回 答)

- (1) スチフネスとわだち堀れの関係について

岡部試験舗装の結果ではマーシャルスチフネスと流動とは負の相関関係にあることを認めており、耐流動性舗装には $30 \sim 50 \text{ Kpcm}^{-2} \times 100$ を選ぶことが望ましいとしている。ヨーロッパに $S/F$ を25以上あるいは30以上としている規定がある。

- (2) 流動に問題がある箇所でのオーバーレイについて

流動現象を呈した舗装の合材の性状については十分明らかにされているとは言えないが、これまでの試験では

- (a) 不適当な粒度による骨材のかみ合わせ抵抗の不足
- (b)  $A_s$ 量の過多、したがって合材のスチフネスはほとんどアスファルト自体のスチフネスに近似し、合材は粘性的挙動を示す。
- (c) 空隙率の低下(ほとんどの場合2%以下)

など、通常のアスファルト合材の性状より劣る傾向が認められている。このような、旧舗装面の劣性な性状に加え、オーバーレイ層が再度流動するという最大の原因としては、オーバーレイ層がかならずしも耐流動性を考慮した舗装ではなく、単なるオーバーレイであったケースが少なくないものと考えられる。したがってオーバーレイ層は耐流動性を考慮したものであることが重要であり、条件が許されるならば前述のわだち堀れ部分の切削除去がより効果をあげるものと思われる。

耐流動性を考慮した配合設計の説明は3-1、3-2を参考にさせていただきたいが、結論としては累計大型車数 $2.0 \times 10^6$ 台でわだち堀れを $10 \text{ mm}$ 以下におさえようとするれば $D.S$ は1000以上は必要であるということになる。

しかし、ここで $D.S$ は温度依存性が高くその1例を示すと図1.2のようになる。塑性変形は、供用時最高温度において引き起こされる場合が多く、わが国の平均的な気温-舗装体温度の調査結果(図3参照)によれば最高温度は $40 \sim 50^\circ\text{C}$ に達することが明らかである。したがって $D.S$ の低下も当然予想されることであるが $D.S$ が1000を下まわらなければ問題はない

と一応考える。前述の図1, 2にはD, Sの接地圧依存性のようすも同時に示してある。複輪の接地面積を $(20\text{cm} \times 30\text{cm} \times 2 = 1200\text{cm}^2)$ として、オーバーレイ層での荷重分散性が単純に45℃で低下するものとすれば、5cm程度のオーバーレイでは下面の面積は接地面積の2倍、 $\{(20+5+5) \times (30+5+5) \times 2 = 2400\text{cm}^2\}$ となり接地圧は1/2になる。

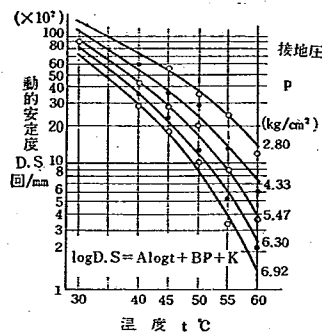


図-1 温度と動的安定度<sup>31)</sup>

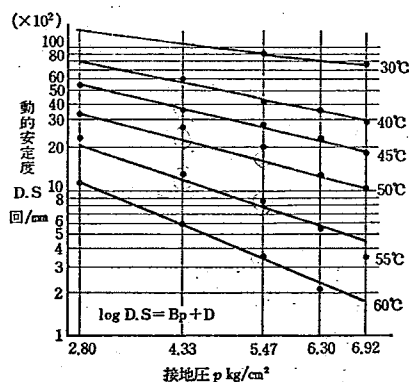


図-2 接地圧と動的安定度<sup>31)</sup>

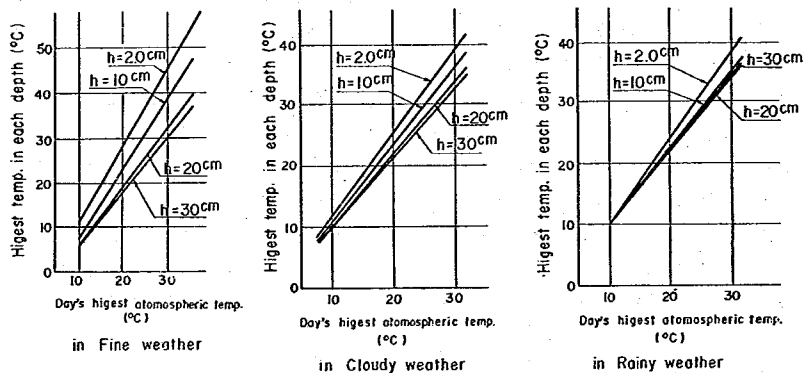


図-3 Correlation between the atmospheric temperature and pavement temperature

接地圧が  $1/2$  になればわだち堀れを起こしている部分の舗装の D・S は対数的に増大し耐流動性の効果を上げる結果になる。したがってオーバーレイ層は許される範囲で厚く施工すれば、下層が流動する危険はより低いといえる。

オーバーレイを 2 層仕上げる場合の中間層は耐流動性を考慮して粗粒度アスコンを用いることが効果的である。タックコートの量はできるだけ少量の使用が望ましい。しかしその質については特に塑性流動が層間の接着力不足とか、せん断抵抗力不足で発生したというケースが余り認められていないので在来から使用されている材料で十分と思われる。

### (3) ゴムアスの効果

岡部試験舗装結果によればゴム入りアスファルト区間の流動（わだち堀れ、平面流れはストアス区間の  $1/2 \sim 1/3$  程度でありその効果がうかがえる。しかし、ゴム量との間には有意な関係は認められていない。一方宮野木試験舗装の結果ではゴム入りアスファルト使用区間は路面たわみ量を小さく保つのに効果があり密粒度アスコンの場合顕著であるという結論を得ているが、流動に対する効果は明らかでない。このようにゴムアスの効果は使用される場所によってその評価がまちまちであるように思われる。この原因としては、ゴム入りアスファルトと一口に述べてもその種類はきわめて多様であり、今後はゴム入りアスファルトに関する材料規格がまず必要と思われる。この点に関しては現在道路協会のアスファルト小委員会で検討中である。

（舗装研究室）

## 3-3 アスファルト舗装要綱付録 4-1 の路盤材料の修正 CBR 試験方法について

### （主 旨）

骨材の最大寸法を 40 mm 以下とし最適含水比及び最大乾燥密度を決定し修正 CBR 値を求めるようになっているが、一部の材料において粒度分布はよいが細粒分が非粘性で室内試験において水を加えてもモールド内で締固める事が困難な材料の取扱い方法について教示されたい。

（愛 知 県）

### （回 答）

クラッシュランなどのように細粒分が少なく粘土質をほとんど含まない材料では、水分、突固め回数の影響とも少なく、締固め曲線は描きにくくなる。

元来 CBR 試験は、良質なクラッシュランの支持力を 100% に取り、これに対する、粘土、シルト分を含む土、あるいは砂など水分の影響を受けやすく、締固め度によって支持力が大きく異なる材料について、路盤材として用いた時の支持能力を推定するものである。従ってクラッシュランのように、水分の影響が少なく、比較的締固めやすい材料については CBR 試験の必要性が薄いと見える。またこのような材料では、骨材のかみ合せのみによって支持力を発揮するものであり、水を加えても表面張力により粒子間の付着性が高まらない。したがって突固めた後でもモールドを取外せばくずれてしまう場合も多い。

このように細粒分の少ない材料では、粒度試験により骨材相互のかみ合せ能力が確認されているならば CBR 試験のチェックを要しない場合もあり得る。

（舗装研究室）

### 3-4 アスファルト舗装の塑性流動防止のための工法と配合設計について

#### (主 旨)

1. 昭和48年頃からアスファルト舗装の塑性流動対策の問題が浮上してきた。この流動の原因としてアスファルト混合率、骨材の粒度、フィラー、アスファルトそのもの、配合設計の方法等がそれぞれ関連し、施工時点での転圧不足等がわだち掘れ・流動へと影響しているものと考えられるが、塑性流動防止のためにTop sizeを大きくするとか、粒度をギャップ型にするとか、配合設計の締固め回数を増し、最適アスファルト量から若干減じたアスファルトコンテンツを使用する等の方法をとったり、安定性を増すための特殊混合機を使用したりしているが、塑性流動対策としてどんな方法が最良なのか施工例等も含めて御教示願いたい。
2. 塑性流動対策として基準密度のとり方にも問題があるかと考えられる。現場施工ではマーシャル突固め75回の95%を採用しているが、これをどの程度までアップすることが好ましいかお示し願いたい。

(中部技術)

#### (回 答)

##### 1. わだち掘れ対策について

裏張試験舗装の結果(土研資料923号参照)によれば、流動抵抗係数

( $P_{fr} = \frac{\text{累計大型車交通量}}{\text{塑性わだち掘れ量}}$ )に対する諸要因の効果は次のように認められた。

|                             | 小   | $P_{fr}$ | 大 |                               |
|-----------------------------|-----|----------|---|-------------------------------|
| (1) 2.5mm通過量                | 大   | 小        |   | 修正トベカ、密粒より粗粒が有効               |
| (2) アスファルト針入度               | 大   | 小        |   | 80/100より40/60が有効              |
| (3) 0.6mm通過量×アスファルト針入度      | 小×大 | 大×小      |   | 0.6mm通過量大で針入度小が有効             |
| (4) 0.074mm通過量×アスファルト量      | 小×大 | 大×小      |   | 0.074mm通過量大でアスファルト量小が有効       |
| (5) アスファルト量×針入度             | 大×大 | 小×小      |   | 40/60でOAC-0.3%が80/100でOACより有効 |
| (6) アスファルト量                 | 大   | 小        |   | OAC-0.3%程度が有効                 |
| (7) 2.5mm通過量×骨材の種類          |     | 砂岩×小     |   | 砂岩で粗粒が有効                      |
| (8) 0.6mmPass×アス量×アスファルト針入度 |     |          |   | アス量小で0.6mm通過量大で低針入度が有効        |

これらの諸要因を考慮して配合設計を行ない施工することが有効と思われる。

また現要綱での配合設計法ではアスファルト量の共通範囲はフロー値によって上限値を、飽和度によって下限値を規制されやすい。しかし流動に問題のある箇所では空隙率2~3%の範囲で飽和度が90~85%の範囲に達しているなどの事実から、飽和度は要綱より5%低い基準で判断し、下限値を空隙率によって規制すべきであるという提案もあるので考慮すべきと思われる。

ここでは、密粒でわだち掘れの限界を20mmとすれば、限界空隙率は2%であるという値が示されている。

尚転圧の問題に関連するが、舗装の供用開始後比較的初期にあらわれる圧密・塑性変形による流動は空隙率と密接な関連があり、初期空隙率が高い混合物は流動抵抗性に劣る関係が認められている。しかしここで初期空隙率が高いことはただちに転圧不足に結びつくかどうかは明らかでないが、締固めによって骨材のかみ合わせを高度に発現させることは流動防止の基本原則である。さらに耐流動性舗装に関する施工例は現在貴管内で実施中の試験舗装の供用性状に大いに期待するところである。

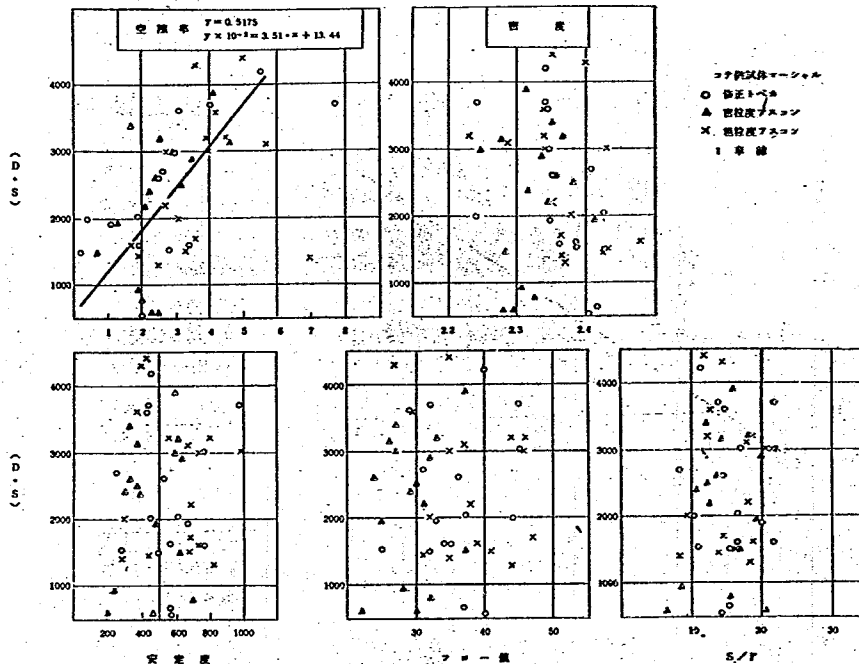


図-1 D.S.とマースシャル特性値の関係

## 2. マースシャル突固め回数75での基準のとり方に関して

マースシャル試験での50回と75回の対比はこれまでの経験では後者が前者に対して0.40～0.3%程度As量を減ずる効果が認められている。

耐流動混合物ではAs量が重要な要因であることはこれまで述べた通りであり、この意味から耐流動性を考慮した舗装の配合設計には75回突きでの判断がより適確と思われる。ただ基準に

関しては空隙率基準値と直接関係があり、基準値を単純に上げることは適当でないと思われる。すなわち空隙率基準値の主目的はフラッシュやブリージングを生じる舗装設計を防ぐことにあり、任意の舗装体がフラッシュやブリージングを生じるかどうかはアスファルトで被覆した骨材粒子間の空隙率に関係し、アスファルトで充填していない骨材粒子内の毛管状の空隙に関係しないとされている。

フラッシュやブリージングは空隙率0~1%時におこるものなので75回突き固めで95%を例えば100%にアップすることにより、最小骨材間隙率が満足されなくとも耐流動混合物の配合設計の効果がそこなわれる結果になるので、今後さらに検討すべきことであろうと思われる。

参考までに日本道路公団の配合設計を紹介すると、先ず75回でのOACが50回の場合より0.5%以内の差におさまれば問題ないとし、そうでない場合は骨材間隙率が17~20%範囲内になるよう粒度調整する。さらにOACで50回、75回、100回、150回により空隙率の減少状態を検討するとしている。

(舗装研究室)

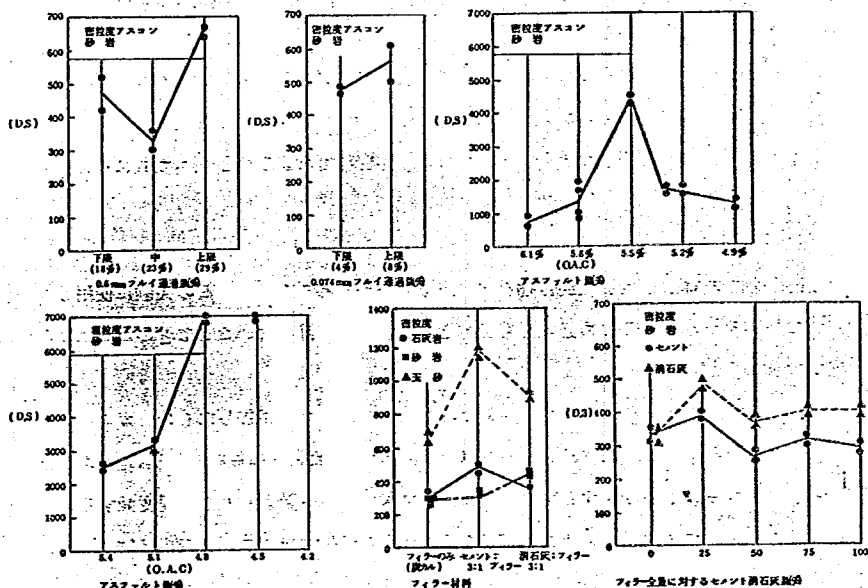


図-2 要因効果図

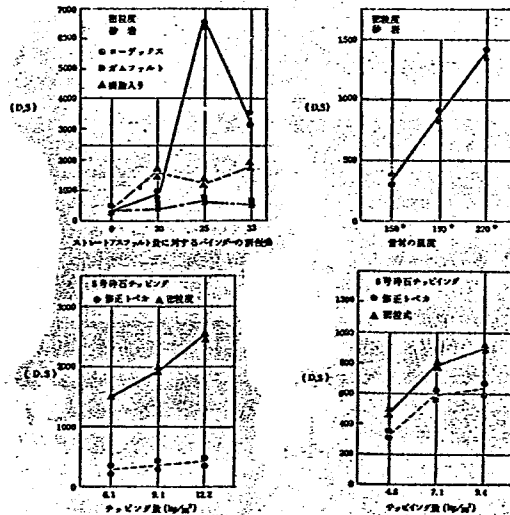


図-3 要因効果図

### 3-5 アスファルト舗装の設計における設計CBRの決定方法について

#### (主 旨)

アスファルト舗装要綱には、設計CBRの決定方法として

「予備調査およびCBR試験の成果より、均一な舗装厚で施工する区間を決定する。この区間内の各地点のうち極端な値を除き次式により設計CBRを決定する。……………」

と規定されている。

上記のうち、極端な値についての判断の基準が明確に規定されていないので、どのように扱えばよいか、簡易舗装要綱には、極端に少ない場合の棄却方法が規定されているが、この方法を準用すべきか御教示願いたい。

なお、簡易舗装要綱による設計CBRの決定方法は

「予備調査により、路床上が均一と見なされる区間のいくつかの地点におけるCBRのうち最小値をその区間の設計CBRとする」

と規定され、アスファルト舗装要綱による規定と多少ニュアンスがわがりが、この間の考え方と理解

のしかたについて併せて御教示願いたい。

(名阪国道)

### (回答)

はじめの質問は、CBR試験値の極端な値の棄却方法である。CBR測定の際、何らかの異常原因により、測定値が影響されたと考えられる場合は、除去されねばならない。この棄却の方法として、いくつかあるうちの一つの方法が、簡易舗装要綱に示されているもので、この棄却検定の方法を通常の舗装の場合も使うのは、一向差支えない。なお簡易舗装要綱に示す値は有意水準5%に相当するものである。

あとの質問は、設計CBRの決定方法に関するものであるが、簡易舗装要綱の「予備調査により路床土が均一と見なされる区間のいくつかの地点におけるCBRのうち最小値をその区間の設計CBRとする」という規定は最小値は $(\bar{x} - \sigma)$ の値に近く、また、設計CBRを求めるのが面倒でないことから規定されたものである。またアスファルト舗装要綱の

$$\text{設計CBR} = \text{CBRの平均} - \frac{(\text{CBR最大値} - \text{CBR最小値})}{d_2}$$

の規定も、同じ設計CBR $=\bar{x} - \sigma$ の思想であり、両者の間には本質的に差はなく、精粗の問題だけである。

(舗装研究室)

## 3-6 軟弱地盤上のアスファルト舗装設計について

### (主旨)

最近軟弱地盤における低盛土上の舗装の実例が多く出ています。「例」沼津浮島ヶ原、浜松、島田BP、岐阜258号、紀勢・南勢BP中間部、等

設計方針等は「土工指針」「アスファルト舗装要綱」等に述べられているが、内容の主旨はいずれも路床部(路床のEHから約1mの部分)の処理方法のみと解せられる。

従って、路床さえ健康であれば、その下の路体部分(在来軟弱地盤)は如何に軟弱であっても、開通後の舗装への影響は、一般の場合と同様と見なされるのか、悪影響があるのか、あるとすればどのようなもので、舗装設計をどうしておくべきか具体的に御教示願いたい。

また、路床が道路の計画高等の関係で約1mの良質土(購入土、搬入土等)の盛土が不能な場合、例えば、路床の内50cmが良質土(CBR20~30とする)、50cmが在来軟弱地盤(CBR0.1~1.5とする)の場合の設計CBRは「アスファルト舗装要綱」を素直に運用し、合成計算で求めてよいのか、又は、路床相当分約1mは全部良質土とすべきか御教示願いたい。

(道路工事課)

### (回答-1)

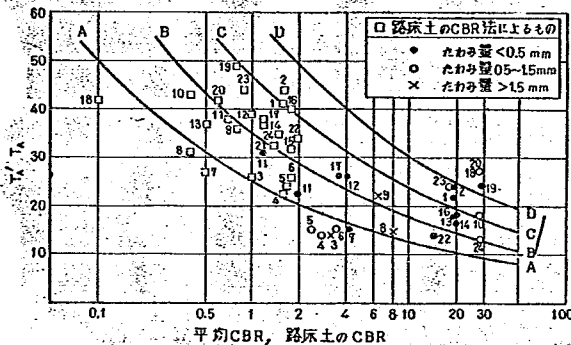
#### (1) 路体部が軟弱な場合の路床の取扱いについて

路床が健康であるという条件であれば、一般の場合と同様にみなせられると思われる。ただし、路床の施工後の残留沈下量を計算し経適性を考慮して処置することが要求される。

詳細は土質研究室より回答がある。

(2) 合成計算の適否の問題に関して

軟弱路床土舗装の実態調査結果より、置換工法を対象に平均CBRと $T_A$ の関係を路面たわみ量別に整理して図3の結果を得ている。同図には置換材料の等値換算係数と施工厚から計算される $T_A$ と舗装の $T_A$ の和を $T_A'$ であらわし、これを路床上のCBRと対応してプロットしている。これより路面たわみが比較的大きい(1.5mm以上)範囲では合成計算の適用に問題のないことがわかる。しかし、路面たわみ量が小さい範囲(0.5mm以下)では合成計算と路床土のCBR法によるものとの差は明らかで交通区分が1ランク近く変化している様子がわかる。従って合成計算法によるCBRはもっと大きく評価されてよいように思われる。



注)  $T_A' = T_A + \text{置換層の } T_A$  数字の数字は対応をあらわす

図-3 路床土の CBR と平均 CBR 法との関係

(3) 合成計算法の適否について

前述の軟弱路床土舗装の実態調査によれば、置換または盛土工法に使用されている材料と施工厚には次の関係がある。山砂(使用頻度33.3%),  $68 \pm 12 \text{ cm} (\bar{x} \pm 1 \phi \alpha \sqrt{\frac{Y}{n}})$ , 良質土(CBR10以上)17.8%,  $70 \pm 20 \text{ cm}$ ,  $\times 90 \pm 15 \text{ cm}$ , 切込碎石  $74 \pm 21 \text{ cm}$ , このように路床相当分全てを厳密に1m近く置換えているとは限らないのが実態であって、現地の条件にマッチした材料、工法を選択して施工する方法で十分であると思われる。

その他特殊工法として、安定処理(石灰による路床の安定処理)コンクリート版、鋼版の施工等が検討されるが、これら工法別による路面たわみ量との関係で図4の結果が得られている。これによれば特殊工法は $T_A$ を高める効果は認められるがたわみ量を小さくする効果は低く、確実な方法としては置換工法が最良であるといえる。

(舗装研究室)

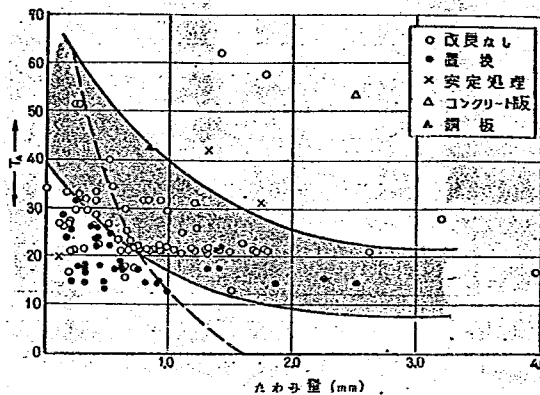


図-4  $T_A$  とたわみ量の関係 (輪荷重 5t 換算たわみ量)

## (回答-2)

軟弱地盤はたとえ短い区間内であってもその性質が均一であるとは考え難いので、その上の路床が完全に均等に沈下をするとは考えられない。沈下の初期の時点では沈下の不均一性はあまり大きくないので路床内部でこれが吸収されてその上の舗装に悪影響をおよぼさないが、交通荷重のくり返しによって、路体各部の沈下の不均一性は拡大されて、路床内部の局所的な変形(沈下)とそれによる舗装の悪化が進行していくことが予想される。舗装と路床の合計厚 2 m 弱の下部に軟弱層がある場合には、軟弱層に悪影響をおよぼす交通荷重が、この軟弱層に伝達されることは避けられないと思われるので、軟弱層の上部約 1 m 程度はなんらかの改良工を施工して、交通荷重による変形を軽減ないしは防止するようにすべきである。舗装部を含めて、この改良された部分の層厚がどの程度あればよいかを示すことはむづかしいが、概略 3 m ぐらいの部分で改良されていれば(改良路体部と路床部および舗装の合計厚で 3 m)軟弱地盤上の舗装としてはあまり問題を残さないのではないかと推定される。

これに関しては、このような条件の実例についての観測・調査の集積が望まれる。

(土質研究室)

## 3-7 重交通が特に多く予想される道路のアスファルト舗装の設計について

### (主 旨)

近年における自動車の交通情勢の変化は著しく、国道 1 号等の主要路線は量的、質的にも苛酷な条件にあると考えられる。

ところで、一般国道 1 号、名四バイパスにおける昭和 48 年度の交通量は 30,400 台/日～79,500 台/日であり、大型車混入率は 31～55% を実測している。これを大型車一方行に換算すれば約 12,000 台/日となり「アスファルト舗装要綱」の設計交通区分「D 交通」に対し 4

倍となる。

従って、今後こうした重交通が予想される路線の舗装設計には、それをふまえた設計がなされるべきと考えられるが、この場合でも設計交通区分を「舗装要綱」によるD交通とすべきか、又は設計輪荷重を別途に考えるべきかを御教示願いたい。

当地建では、「舗装要綱」の設計輪荷重から推定して大型車の一方行当りの交通量が10,000台/日以上の場合、輪荷重を18tとして設計するように考えている。

尚、アスファルト舗装の設計に際し、設計の安全率をどの様に考え、又は、理解すべきかを併せて御教示願いたい。

(道路工事課)

### (回答)

舗装要綱に示された $T_a$ および総厚の設計表は次の式に基づいて作成されている。(1)式はAASHO試験道路の結果に路床CBR値の影響を組合せたものであり、(3)式は国道の車両重両調査の結果である。

$$T_a = \frac{12.5 P^{0.64}}{CBR^{0.3}} \dots\dots\dots (1)$$

$$H = \frac{58.5 P^{0.4}}{CBR^{0.6}} \dots\dots\dots (2)$$

$$P = 1.17 x^{0.269} \quad (x: \text{大型車日交通量昭和}) \dots\dots\dots (3)$$

これらの式に基づいて、大型車交通量が1000、3000、5000、10000台(いずれも5年後推定)について計算すると表-1のようになる(CBR=4.0%とする)この表から明らかに、D交通区分では平均的な交通量を5000~6000台と想定しているため、10,000台の交通量をD交通として取扱った場合にもそれほど大きな誤差にならない。なお交通区分1ランクは $T_a$ にして30~40%の違いに相当する。また10,000台を超す大型車交通量の場合は交通容量から考えて通常片側2車線以上の道路であり走行車線を走る大型車の割合も低下する。このため1車線を実際に10,000台以上の大型車の通る可能性は少ないと考えられる。さらに産業道路等では、ひびわれなど舗装体の構造的な破損よりワダチ堀れが重要でありワダチ堀れの進展により舗装寿命が決る場合が多く、途中でオーバーレイする方が有効な場合もある。

以上の検討により特にD交通の上のランクを設ける必要性はあまりないように考えられるが走行車両の実測により必要性が認められれば別途考慮してもよい。

次に舗装の設計では橋梁の設計等にみられる安全率の思想は含まれていない。舗装においては、仮に予想外に早期に破損したとしても橋梁等のように致命的な欠陥にはならず、補修すれば十分であること、鋼構造物等と異なり路床土、気象等不確定因子が多いことのために破損確率の小さい安全性の高い設計をすることはきわめて不経済になる。実際10年または予定した交通量に達した時点で破損している割合は30~50%に達している。

(舗装研究室)

表 - 1

| 5年後推定大型車交通量 | 1000  | (1300) | 3000  | 5000 | (5700) | 10000<br>万台 |
|-------------|-------|--------|-------|------|--------|-------------|
| 交 通 区 分     | C 交 通 |        | D 交 通 |      |        |             |
| P ( 計算値 )   | 7.5   | ( 8 )  | 10.1  | 11.6 | ( 12 ) | 13.9        |
| Ta ( 計算値 )  | 30    | ( 31 ) | 36    | 40   | ( 42 ) | 45          |
| Ta ( 設計表 )  | 31    |        | 42    |      |        |             |

※ GBR = 4.0 %とする

### 3-8 ベンケルマンビームによるたわみ沈下量の測定およびその利用方法 について

#### (主 旨)

- (1) ベンケルマンビームによるたわみ沈下量の測定は5 ton 輪荷重を用いて実施している。道路にはそれぞれ横断勾配が付されているため、道路中心寄りの車輪と反対側の車輪では荷重強度が異なる筈であるが、この勾配による沈下量の補正をする必要はないか、また、補正の必要があるとすればどのような方がよいか。
- (2) ベンケルマンビームによるたわみ沈下量の測定は一般交通の支障になることが多く、測定者も危険にさらされた状態での観測をしなければならない。このような障害を除くために断続測定できる装置を開発し、S41~42年と使用したが記録の追従性等の問題で中断している。最近新東京国際空港公団で動的たわみ測定車を使用したようであるがその精度および将来展望はどうか。
- (3) オーバレイの設計に路面のたわみ量を利用しようとするときのアスファルト舗装の限界たわみ量はどのような値を採用したらよいであろうか。また、オーバーレイ厚の支持力効果はどのように設定し、評価したらよいだろうか。

( 中部技術 )

#### (回 答)

- (1) 横断勾配による沈下量の補正の必要性  
横断勾配1.5 %、荷重車の重心位置が地上1.5 m位であるとなると、左右両輪の荷重は約4 % 違ってくる。この程度の誤差であれば使用目的上支障ないものと考えられる。
- (2) 動的たわみ測定車によるたわみ測定  
動的たわみ測定法はベンケルマンビームによる静的たわみ測定法と異なり路面にくり返し荷重を加え、路面の変位量を電氣的に取り出す方法で測定速度、精度ともに高い。この測定法の最大の利点は、自動化されているために、1~2名の人員で測定ができ、人が路面に立つ必要がないため安全面で優れていることである。土研で測定したベンケルマンビームとの比較試験では1時

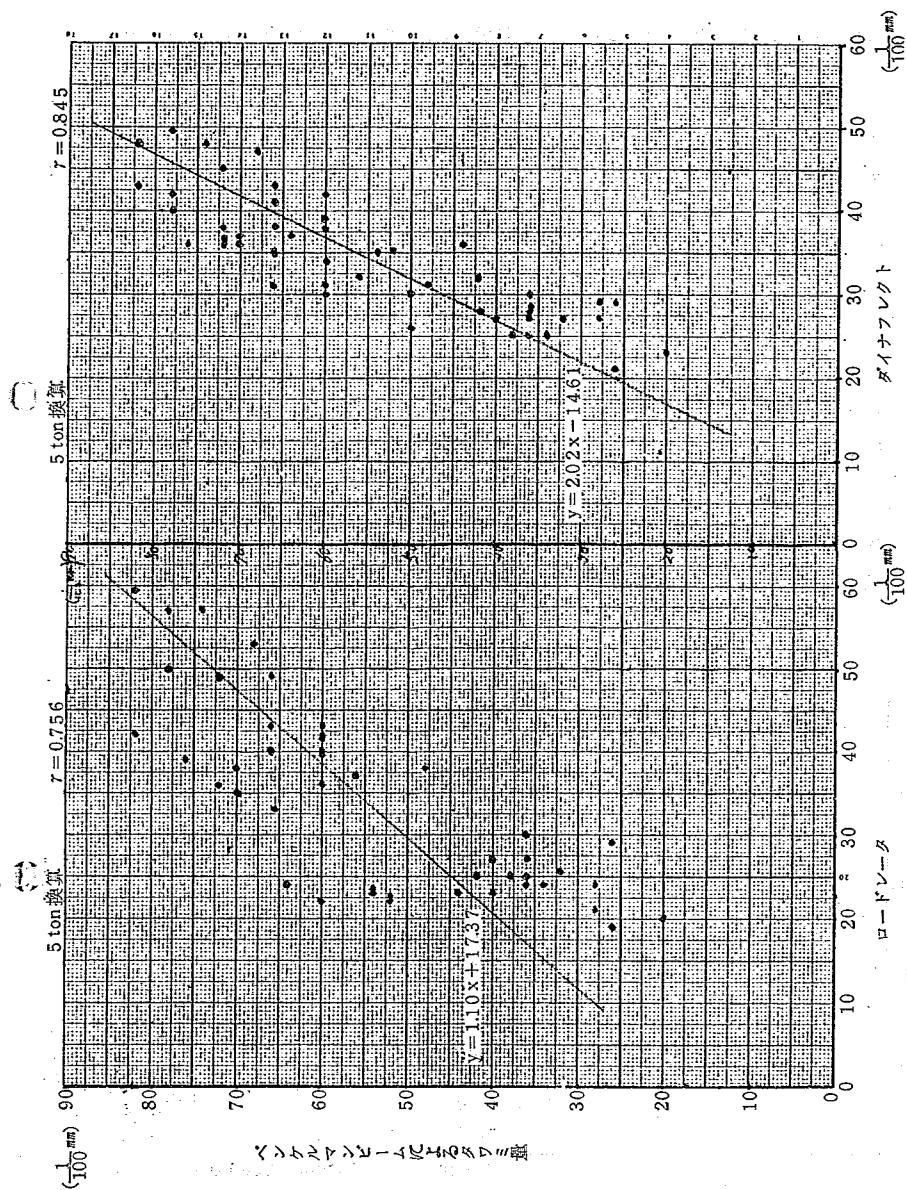


図-1 動的たわみと静的たわみの相関  
 動的たわみ測定機 (ロードレクタ 620 kg/20 Hz, ダイナフレクト 450 kg/8 Hz)  
 の値はベンケルマンたわみ量に合せて 5 t 換算してある。

間あたり40点程度の測定が可能であり、図-1に示すようにベンケルマンビームによるたわみ量に対し0.8以上の高い相関性を示し、ベンケルマンビームによるたわみ量と同様な取扱ができることを示す。

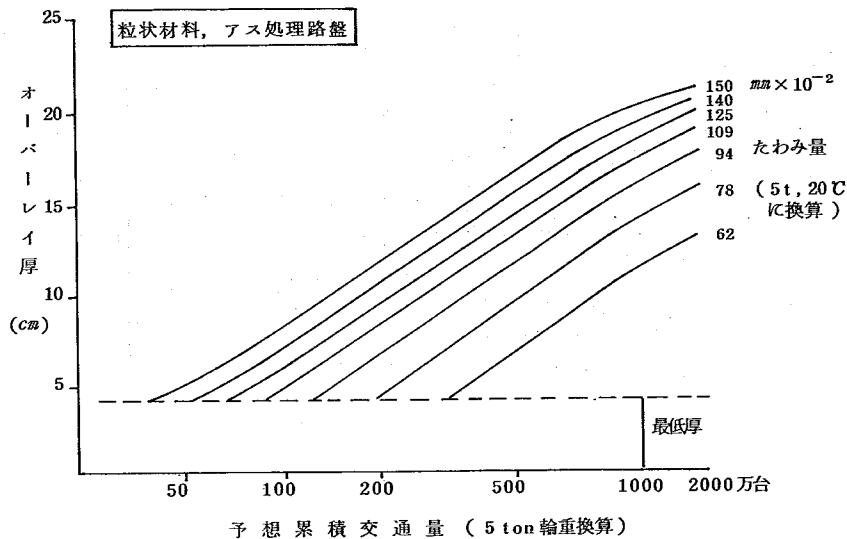
また荷重載荷点の他に近くの数点のたわみ量も同時測定できるため、たわみ曲率を求めることができ、舗装強度を調査する上で有用である。さらにコンクリート版に用いれば目地部の応力伝達能力調査、版下の空隙調査に有効である。

動的たわみ測定法は以上のように数々の利点があり、舗装体の支持力調査、舗装厚の設計、施工管理等の面で有力な調査法になり得る。ただし測定機械が高価である上、測定したデータをどのように使ってゆくか研究を要するため土研では本年度、さらに改良した測定機を製作し研究を進める。

### (3) たわみ量を利用したオーバーレイ厚の設計

たわみ量により、オーバーレイ厚を設計する場合、交通量、舗装寿命により必要なたわみ量（限界たわみ量）を決定し、オーバーレイ前の路面のたわみ量を測定し、たわみ差に相当するオーバーレイ厚を求める方法がとられる。たわみ量による設計法は力学的に最も優れているが、限界たわみ量推定方法、オーバーレイ前のたわみ量において、ひびわれ部と非破損部とのばらつきの取扱など解決しなければならない問題が残っており、十分に信頼できる設計法として確立されていないのが現状である。過去15年余にわたり多くの試験舗装を行ない膨大なたわみに関する

図-2 オーバーレイ厚の設計曲線



データを持っているイギリスでは、図-2に示すように要求されるオーバーレイの寿命、すなわち予想累積交通量と路面のたわみからオーバーレイ厚を算出している。ただし図-2で設計できるものは、路面破損の程度が限界状態かあるいは、それに近い状態の粒状材料とアス処理路盤を持つ舗装に限られる。

なお英国で言う限界とは、ひびわれなし、またはわずかなひびわれとワダチ堀れ10~20mm程度で、わが国でオーバーレイされる破損状態よりはるかに良好なものである。

また、ソイルセメントの路盤については表-1、表-2に示すオーバーレイ厚を推奨している。

| 予想累積交通量<br>(5ton 輪重換算) | オーバーレイ<br>厚 (cm) |
|------------------------|------------------|
| 90万台 未満                | 4                |
| 90~320万台               | 7                |
| 320~680万台              | 10               |

表-1 良質のソイルセメント路盤  
(破損した表層)の場合

| たわみ量<br>(5ton・mm×10 <sup>-2</sup> ) | オーバーレイ<br>厚 (cm) |
|-------------------------------------|------------------|
| 2.5                                 | 4                |
| 3.1                                 | 5                |
| 5.8                                 | 10               |
| 7.8                                 | 13               |

表-2 弱いソイルセメント路盤  
(骨材量の多い表層)の場合

以上は英国の例であって、路床の処理方法、舗装材料のかなり異なるわが国にこれをそのまま取り入れることには問題がある。

(舗装研究室)

### 3-9 アスファルト舗装における路面補修の方法と事前切削の限界について (主 旨)

1. アスファルト舗装のオーバーレイを行なう場合、レベリング層を設ける代りに施工前に不陸、わだち堀れ部分の整正を実施する方法が採用されるようになった。この整正には機械による常温、加熱切削方法があるが、常温切削の場合でも施工能率を上げるために加熱法を併用することが多い。切削のための加熱はアスファルトの変状を招き易いと云われているが、変状層を残さない切削深は最少限度どの程度必要なのか。また、加熱度と切削速度を定めた場合これらの関係はどうか。
2. 常温切削は騒音を発生し、人家連担部では生活環境を損うとして附近住民から苦情の多くが多い。騒音対策の現状と見とおしについてお聞かせ願いたい。

(中部技術)

### (回 答)

常温切削の場合、路面温度40°以上が望ましく20°以下になると切削能力が低下しヒーター併用が望ましい。さらに15°以下ではビットの摩耗、破損がはげしく、ヒーターによる加熱が必須となる。

ヒーターによる加熱によって表面では100℃以上に上昇するが、表面より3～4cm下面の切削面では40℃程度である。また低温時には加熱能力が切削能力より下回るのが通例であるから、切削面での合材温度を高温にする危険性は少ない。

アスファルトの熱による劣化の程度は160～170℃で12時間まで大きな変化の認められない加熱混合物の貯蔵例から推測されるように混合物が直接空気に触れる場合を除けばほとんど問題ないものと考えられる。したがって直接燃焼された表面部分を取り除けば、切削深さは不陸を整正するのに必要な厚さでよい。

次に常温切削時の騒音は5mの地点で95ホン、30mの地点で83ホン程度発生する。通常環境基準の目安とされる30m離れた地点での騒音70ホンを上回っている。そこでエンジンルームをおおひ等の発生源の対策をすれば5m地点で80ホン、30m地点で60ホン程度に下げることができる。しかしそれ以下に下げることが困難であるので、夜間騒音が特に問題になる箇所では、合材の熱変性を多少犠牲にしても加熱切削にするか、切削そのものをあきらめざるを得ないであろう。

( 舗装研究室 )

### 3-10 水淬及び鉍淬のセメント安定処理を行なったものの問題点について ( 主 旨 )

本県に於ては東海市所在の新日本製鉄名古屋製鉄所から産出される鉍淬を一部地区で下層路盤工に使用しているが、硫黄分の流出、亜硫酸ガス( $\text{SO}_2$ )、硫化水素( $\text{H}_2\text{S}$ )の発生及び水素イオン濃度(PH値)が高く(生成時9～11程度)、田畑、井戸水などに流入し、そのため農作物、人体等に悪影響ありと認め、これらの心配のない地区、区間にしか使用を認めていない。水淬(砂とは同じ粒度分布で遮断層に使用)と称せられるものは、生成に際し均一性があり、上記公害はほとんどないし、また、上記鉍淬もセメントを2.4又は6%程度混入、安定処理すれば、混入しないものに比して約1/1000の透水係数になり公害は少ないとのデータが業界より出され、本県に於ても別途試験中ではあるが透水係数、一軸圧縮強度試験等により、公害の面は心配ないと判断してよい。貴所で研究されたデータがあればお示し願いたいし、その他の試験方法、判定規準的なものがあればお教えいただきたい。

( 愛知県 )

### ( 回 答 )

鉍淬を路盤に使用した個所では往々としてアルカリ性の黄濁水が流出し、公害問題として指摘される事例が報告されている。

そこで、鉍淬を使用する際には次の各項に留意することが提案された。

- (1) 道路に接近して飲料用井戸がある場合
- (2) 道路に沿って養魚池等がある場合
- (3) 道路に上水道管が埋設してある場合などは使用を中止する。
- (4) 盛土道路の両側が水田等で雨水が路盤を浸透して流入するような場合

- (5) 片切道路で山側の雨水、地下水が路盤を浸透、山側の水田等に流入するような場合は路側排水、路盤排水、遮水壁等を検討し、あるいは鉋滓の使用を取止める等、現場に応じた適宜の措置をとる。

しかし、過去に非常に軽微なものも含め若干の問題を生じた箇所はこれまでの5年間に17件で、そのうち13件は40mm～0の切込スラグを使用した例であるという調査結果がある。

いずれの場合も分離しやすく、かつ空隙の多い切込スラグ路盤にいったん浸透した雨水等が黄濁して流出したもので、これに対し、流調スラグ路盤ではこのようなケースはきわめて稀であるといわれる。

黄濁水の発生を防ぐもう少し具体的な対策に次のような提案がある。

- (1) 路盤に雨水、地下水等が浸透しないように計画、設計する。
- (2) 路盤には次のような粒度範囲の粒調スラグを用いる。  
最大粒径：25mm 2.5mmフルイ通過量：25～45% 0.75mmフルイ通過量：3～10%  
(3) 敷きならしに際しては材料の分離を生じないよう特に注意する。
- (4) 締固めは規定の密度が得られるよう十分に行ない、できるだけ透水性の低いものにする。
- (5) 表面の仕上げが終れば直ちに十分量のプライムコートを施し、雨水等の浸透を防止する。このような意味では雨季の施工は望ましくない。

質問にあるように、スラグにセメントを添加することは、スラグ粒子の表面が被覆されて成分の溶出が妨げられ、しかも締固められた路盤では空隙がセメントで填充されるというような効果によって黄濁水の問題は生じにくくなるといえる。その効果の大きさは出来上ったものの透水性などによって一概に言えず、また定量的なデータも持ち合わせていないが、一軸圧縮強度よりむしろ透水係数で判断すべきものと思われる。

しかし、セメント添加によって黄濁水の問題は少なくなろうが、それだけ、スラグ本来の潜在水硬性が阻害され、長期強度の発現、自癒性などスラグの特長が失われることになる。

(舗装研究室)

## 4 土工に関する問題点

### 4-1 軟弱地盤地帯に付設する横断構造物の背面処理について

#### (主 旨)

沼津バイパスにおいては、走行性の確保から横断構造物は出来るだけプレロード工法で施工することとしているが、他の理由により杭基礎で施工せざるを得ないものもあるので次のことについて御教示願いたい。

#### (1) 水路パイプについて

通常構造物の背面処理については踏掛板または地盤処理が考えられるが、水路パイプについては、これらのことを施工した前例はない。これは、構造上、経済上の理由によると思われるが、路面上に与える影響はボックス等と同様(札幌)などから、沼津バイパスにおいては出来るだけ段差が生じるのを防ぐため、路床、路盤の間に鉄網を布敷することを考案した。ついては

- ① この工法の妥当性の有無
- ② 鉄網の設計方法(鉄網の径, Pitch)

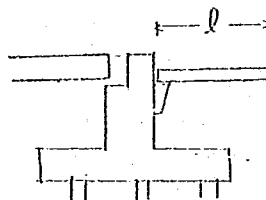
について回答願いたい。

#### (2) 踏掛板の長さについて

沼津バイパスにおいては、踏掛板の長さを下記理由により5.0 mとした。

(沼津バイパスは残留沈下10 cm以内を目標に施工しているので、沈下勾配を2%で押えるものとすれば、踏掛板の長さを5.0 m とすれば良いこととなる。)

- ① 橋梁のとりつけ部の踏掛板の長さは一般的にはどうか  
(沼津バイパスは軟弱地盤のため水平力確保のため杭本数が多い → フーチングが大きい)



- ②  $l = 5.0$  m の妥当性の有無について回答願いたい。

(沼 津)

#### (回答-1)

##### 1. 水路パイプの段差防止について

構造物背面盛土に鉄網を布設し、段差防止を図る試は、中国地建において1例の試験施工が行なわれており中国技術事務所から「鉄筋メッシュ踏掛版による取付部沈下対策」(中技管報 - 48-09)で中間報告されている。

##### (1) この工法の妥当性の有無について

盛土中に鉄網を布設した場合次の機能が考えられる。

- ① 鉄網で補強された土層による荷重分散効果の増大
- ② 鉄網の一端を構造物に固定することにより、鉄網に引張力が働き鉄網上の土砂の沈下を抑制する。したがって、構造物背面に鉄網を布設することにより、背面盛土の沈下を抑制し、

構造部と盛土間と段差をすりつけることが期待できる。

実際に前の報告によれば30%程度の沈下抑止効果が得られており、現在までのところ、交通量は極めて少ないが鉄網を入れた路面には有害な段差やひびわれ等は生じていない。

しかし、この工法には次のような点に問題があると思われる。

(1) 路面の供用性について

一端を固定した鉄網による段差防止では、沈下量が大きくなった時、鉄網の沈下形状は放物線となる。したがって鉄網布設部と盛土部とは極めてスムーズなすり付けとなるが、逆に橋梁部とは剛な踏掛版よりすりつけ勾配が大きくなり、路面の供用性を低下させるおそれがある。

(2) 鉄網の土砂の拘束性について

盛土基礎地盤の圧密沈下及び盛土自体の圧縮沈下により盛土が大きく沈下した場合、鉄網下に空洞が生じる可能性がある。このような場合、交通荷重の衝撃あるいは振動により鉄網による土砂の拘束がくずれて、路面の局部的な沈下や舗装の破壊を生ずるおそれがある。

(3) 鉄網の設計方法について

鉄網のピッチは、前の報告書では室内試験の結果から10cmに定めているが、前項の(2)に述べたような問題もあり、あるいは土質の相違もあり、実験等により検討しなければならない。

また鉄筋径等については、鉄筋に作用する引張力、鉄網と土の摩擦力あるいは鉄網の沈下形状等が明らかでないので具体的な解答はできない。

2. 踏掛版の長さについて

(1) 橋梁とりつけ部の踏掛版の長さ

現在施工されている踏掛版の長さは次のとおり

(a) 日本通路公団の場合

「踏掛版設置基準」により地盤の良否、盛土高さ、設計速度等により5mと8mに分けられている。

(b) 地方建設局の場合

ある程度統一に実施されている地建をあげると次のとおり

(a) 関東地建

「セメントコンクリート舗装要綱」に示されている踏掛版をアスファルト舗装にも準用している。

(b) 近畿地建

踏掛版の長さは5mに統一。

(c) 四国地建

盛土高さに応じ次のようにしている。

|      |           |       |     |
|------|-----------|-------|-----|
| 盛土高さ | 3 ~ 9 m   | 踏掛版長さ | 3 m |
| "    | 10 ~ 14 m | "     | 4 m |

盛土高さ 15～19m 踏掛版長さ 5m

その他の地建(中部地建を除く)では個々の現場の判断で実施されているようである。

(2) 踏掛版の長さ5mの妥当性について

踏掛版の長さを規定する要因としては

- ① 道路の供用性すなわち、自動車の乗り心地
- ② 踏掛版の工事費と段差の補修費
- ③ 踏掛版の支承の構造

などを考えなければならないが、ここでは①について検討する。

土木研究所では、すりつけ勾配と乗り心地に関する研究として、「土木研究所資料第190号」(一部抜粋を土木技術資料8-7)に発表している。これは、図-1に示すように段差1～3cmのすりつけ勾配1～10%についてJ anewayの乗り心地係数との関係調べたものである。

今、これをもって、10cmの段差について検討することは問題があるが、あえて外挿により推定すれば、2%の勾配でもって10cmの段差を乗用車が60Km/hの速度で昇る場合の乗り心地係数は10程度と考えられる。

これに対して、乗り心地係数と路面の供用性についての評価基準(案)が表-1のように提案されている。(土木技術資料8-8)

これらによって判断すれば10cmの段差に対する2%のすりつけ勾配は必ずしも好ましいものではないと思われる。

その際すりつけ勾配を緩和する方法としては、

- ① 踏掛版を5mより長くする
- ② 沈下量が大きくなった段階で舗装のオーバーレイ等を行ないすりつけ勾配を緩和する。(補修回数の減少)
- ③ 路面の沈下量が高い確度で推定できるならば、盛土部の路面を沈下量の1/2～2/3程度上げ越しておく。

などが考えられる。

これらのことを考慮して、踏掛版の長さを決定するためには、

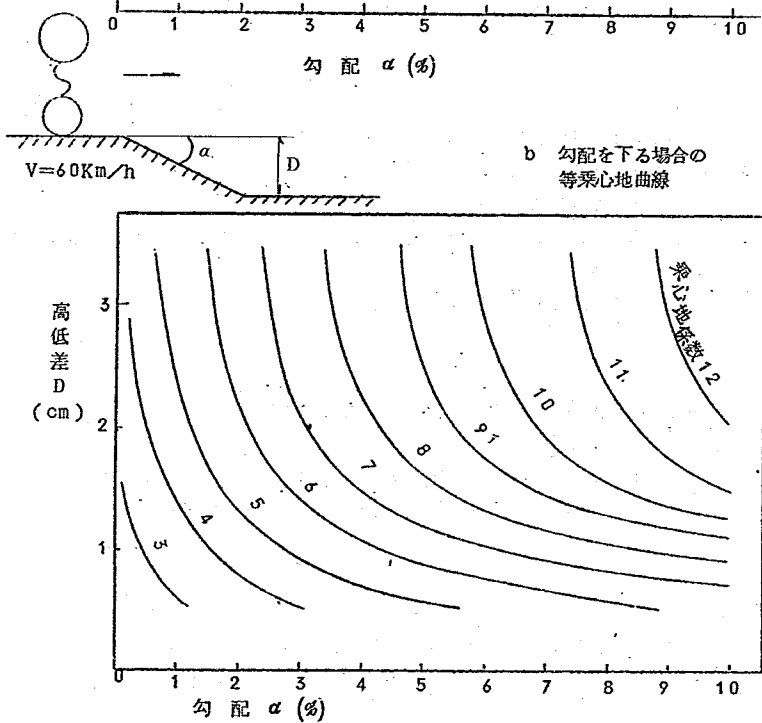
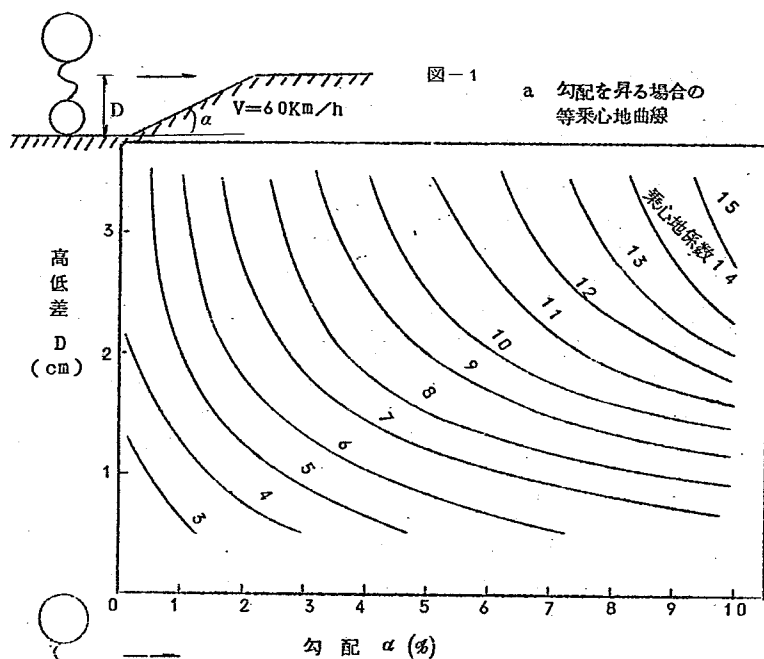
- ① すりつけ勾配の許容値
- ② 沈下量と沈下継続時間及び舗装の耐用年数
- ③ 段差の維持修繕の体制と経費

などを明確にする必要があり、現状では、踏掛版の長さ5mの妥当性を述べることができない。

表-1 道路の評価基準(案)

| 道路の状態     | 良     | 可     | 不可  | 補修限界 |
|-----------|-------|-------|-----|------|
| 局所的な凹凸の場合 | 0～5   | 5～10  | 10～ | 7～10 |
| 普通の路面     | 0～3.5 | 3.5～6 | 6～  | 6～8  |
| 振動が連続する場合 | 0～2   | 2～5   | 5～  | 5～6  |

(施工研究室)



### ( 回答 - 2 )

軟弱地盤上の道路横断管の前後の路面不等沈下を防止する最善の方法はプレローディングにより残留沈下ができるだけ小さくなるようにパイプを埋設することで、杭基礎を用いる場合には特に周辺地盤の沈下を促進させておく必要がある。

管の上部と側方で沈下通が異なるために、管上部の土塊と側方の土塊の間にせん断力が沈下の進行とともに生じてくるものと考えられるので、このせん断に抵抗するものとして路床上部に鉄網を敷く工法が検討されていると思われる。しかしこの鉄網はあまり大きなせん断には抵抗できないし、もちろん鉄網自体が土を補強して鉄筋コンクリートのような働かしをすることも思われないので、橋台背面などで用いられるような本格的な踏掛板のような効果は期待できないであろう。ただ、鉄筋が切断するということも考え難いので管上部と側面埋めもどし部の境界で鉄網が折れ曲がっても、この部分での段差はなんら対策を講じない場合にくらべると小さく、かつ路面の凹凸が緩和される効果はあるといえる。つまり管上部の土と管側面の土が完全に分離してしまうのを抑制し、管上部とその周辺の路盤・舗装をある程度一体化する働かしは認めることができるが、鉄網自体は構造体として荷重を受ける板とみなすことはできないので、管側面の土の沈下が大きい場合にはこのような鉄網を敷く工法は適当とはいえない。( 極端な場合として鉄網の下が沈下してここに空洞ができるようなことになれば、鉄網のないときより事態は悪くなるのではないと思われる。 )

次にこの鉄網工の設計の問題であるが、管上部と側方部の土塊の間のせん断力を算定することができないうえに、この境界において鉄網が折れ曲がることは避けられないと思われるので、鋼棒( 鉄筋 ) の径を計算で求めることは無理である。ただメッシュの寸法については、鉄網を路盤の下に設置するなら路盤材料がこのメッシュから抜け落ちないようになるのが望ましいと考えられるのでその点から、間隔を選定するのがよい。

また鉄網を敷く範囲であるが、管の両側にある程度広く施工するのがよい。プレロードの盛土を開削して管きよを施工する場合には、開削部全体を鉄網でおおい、さらにその端部を非開削部にくい込ませるようにするのがよい。

実例がないので試験的に施工して観測してみるのが望ましい。

( 土質研究室 )

## 4 - 2 粘性土 ( 陶土 ) の安息角と土圧計算について

### ( 主 旨 )

陶土が一旦含水すると非常に流動性を増して法面はもとより構造物を破壊し地入り現象をしばしば起す。法面崩壊ならびに地上対策上  $C$  ( 粘着力 )  $\phi$  ( 内部摩擦角 ) をどの程度に決定するのがよい。

( 多 治 見 )

### ( 回 答 )

土のせん断強度  $C$ 、 $\phi$  を求める方法として一般に多く用いられている方法に、直接せん断試験ならびに三軸圧縮試験などの土質試験によって求める方法がある。すべり面が地下水面よりも下にあ

る場合には、乱さない資料を採取して、この試料を飽和させた三軸圧縮試験を行ない、有効応力にもとづくせん断強度定数 $c'$ 、 $\phi'$ を求めればよいと考えられる。この場合、側圧はすべり面上の有好土かぶり圧を考えた応力状態に近い値のものを選び試験する必要がある。

しかし、法面崩壊および地這り現象は一般にすべり面がすべて地下水面以下にあることは稀であり、のり面および地山が飽和していない状態ですべりが生ずることが多い。したがって、降雨などによるすべりの検討を行なう際には不飽和の土のせん断強度を求めることが必要である。不飽和土のせん断強度定数は飽和土の場合と同様の三軸圧縮試験を行ない、試験中に供試体に生ずる間げき水圧ならびに間げき空気圧を測定して、つぎの式から有効応力を求めて、不飽和土のせん断強度定数 $c'$ 、 $\phi'$ を求めることが提案されている。

$$\left. \begin{aligned} u &= u_a - X(u_a - u_w) \\ \sigma' &= \sigma - u_a + X(u_a - u_w) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 $u$ ：間げき水圧、 $\sigma'$ ：有効応力、 $\sigma$ ：全応力、 $u_w$ ：間げき水圧、 $u_a$ ：間げき空気圧、 $X$ ：飽和度の関数

(1)式から不飽和土の有効応力を求める際に問題になることは、供試体内に生ずる間げき水圧ならびに間げき空気圧を別々にいかにして測定するかということである。その測定方法ならびに不飽和土の強度定数のとり方について現在、我が国においては研究段階にあり、確立されたものはない。

図-1は土木研究所構内で実物大に近い盛土を築造し、これに人工降雨を加えてのすべりを生じさせる降雨実験を行なった結果を示したものである。図中には実験前と実験後に測定した飽和度とコーンペネトロメータによる貫入抵抗の関係を示したものである。図から飽和度と貫入抵抗との間に相関関係が成り立つことがわかる。すなわち、降雨の浸透にともない飽和度が増加し、それともなって貫入抵抗も低下している。図-2は貫入抵抗の値から粘着力を計算し、粘着力と飽和度の関係を示したものである。飽和度が高くなるにしたがって粘着力が著しく減少することがわかる。

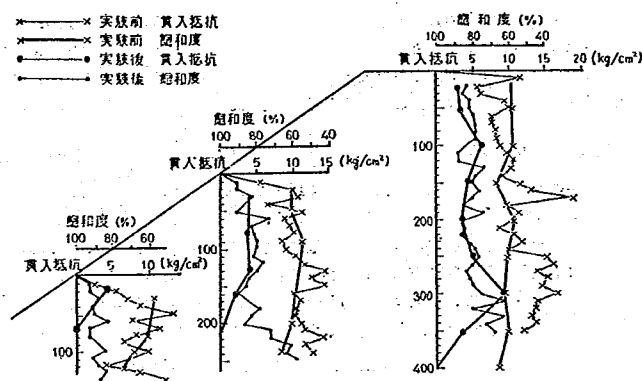


図-1 飽和度と貫入抵抗の関係

なお、図-2の粘着力は含水比の増大によるせん断抵抗角の低下は粘着力に比較して小さいとして、 $\phi = 23^\circ$  の場合について各飽和度における粘着力を求めたものである。

$$\frac{2q_c \tan \phi}{3(c + 2\pi \tan \phi - 1)} - P \tan \phi = \left( \frac{1 + \sqrt{st}}{2} \right) \dots\dots\dots (2)$$

- ここで  $q_c$  ; コーン貫入抵抗値 ( $Kg/cm^2$ )  
 $\phi$  ; 土のせん断抵抗角 ( $^\circ$ )  
 $c$  ; 土の粘着力 ( $Kg/cm^2$ )  
 $P$  ; コーン貫入試験を実施した点での土かぶり圧 ( $Kg/cm^2$ )  
 $st$  ; 鋭敏比

一般に斜面の安定性など検討する際に、土のせん断強度は図-3に示すようなピーク時のせん断強度を用いて検討する場合が多い。しかし、Skemptonらはこのピーク時のせん断強度を用いた安定解析の結果と実際のすべりが一致しないことから、図-3のヒズミの大きくなった時の強度、すなわち残留強度を用いた安定解析の必要などをのべている。実際にスベリを生ずる時のせん断強度は、ピーク時のせん断強度と残留強度の間にあると考えられている。そこで残留率というものをを用いて、すべり面に占めるピーク時のせん断強度と残留強度との関係を表わし、安定解析を行なった結果、実際のすべりとよく一致することをのべている。このような安定解析方法により斜面の安定性を検討された例はわが国ではないが、今後このような研究が進められ、我が国においてものり面崩壊などにも適用されるものと考えられる。なお、粘土および粘性土の残留強度においては0=0近くなるといわれている。

以上、不飽和土の強度定数についてはむずかしい問題が多く含まれており、一概に0、 $\phi$ を決めることはたいへん困難である。しかしながら、不飽和土のせん断強度は指摘のように斜面の安定などを検討する際には、必ず必要となる強度定数である。したがって、「のり面工と斜面安定工指針」(日本道路協会)では、つぎのようにして不飽和土の強度定数を求めている。すなわち、含水比お

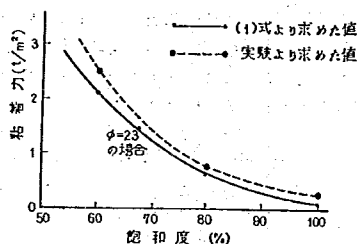


図-2 飽和度と粘着力の関係

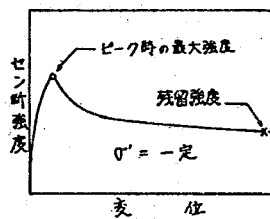


図-3

よび密度などを現地の条件に適合した状態で試験を行ない全応力で整理すると、図-4のように一般にモールの円の包絡線は曲線となるが、この場合、強度安定0、 $\phi$ は計算の対象となる応力の範囲で包絡線に近い直線を描いて求めることにしている。

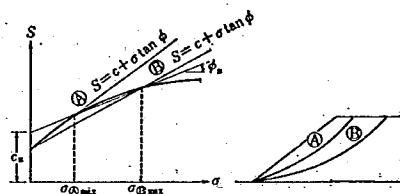


図-4 不飽和粘質土の三軸非排水試験

また、崩壊を起こしたのり面などで、試料を採取して土質試験を行なうことが困難な場合や、復旧までの時間的余裕がない場合には、崩壊のり面を推定し、崩壊時の地山のすべりに対する安全率が1であるとして(3)式から $c$ 、 $\phi$ を逆算して求める方法が行なわれている。

$$F_s = \frac{\sum \{ c \ell + (W \cos \theta - u \ell) \tan \phi \}}{\sum W \sin \theta} = 1.0 \quad \dots \dots (3)$$

のり面などのすべり面が比較的浅い場合には、表-1、に示すような $\phi$ を仮定して、平時粘着力 $c$ を求めている。

表-1 土の内部まさつ角 $\phi$

| 統一分類法の記号       | 土 質       | 内部まさつ角(°) |
|----------------|-----------|-----------|
| MH, CH, OH     | 粘 土       | 15~20     |
| ML, CL, OL     | 粘 質 土     | 20~25     |
| SM, SC         | 砂 質 土     | 25~30     |
| SW, SP, GW, GC | 砂, 砂利まじり砂 | 30~35     |

表-2 地すべりの垂直層厚(m)と $c$ (t/m<sup>2</sup>)の関係

| 地すべりの垂直層厚(m) | $c$ (t/m <sup>2</sup> ) |
|--------------|-------------------------|
| 5            | 0.5                     |
| 10           | 1.0                     |
| 15           | 1.5                     |
| 20           | 2.0                     |
| 25           | 2.5                     |

地すべりなどのようにすべり面が深い場合は、逆に表-2に示すような $c$ を仮定して、平時せん断抵抗角 $\phi$ を求める方法が行なわれている。

(土質研究室)

#### 4-3 地すべり抑制工において原位置試験結果を採用して計算する場合の安全率の割増しについて

##### (主 旨)

地すべり抑制工における安全率( $F$ )については、各種の基準によると $F=1.1\sim 1.5$ となっている。亦、地すべりの場合に「高速自動車国道設計要領」によると

1: 原位置試験によってせん断強さを求めた場合には $F\geq 1.7$

2: 一軸、三軸圧縮試験によって求めた場合には $F\geq 1.5$

となっているが、盛土基礎(地山)において、I. S. T 試験により求めた場合の安全率はどの程度の割増しを考慮すべきか。

(高山国道)

##### (回 答)

「高速自動車国道設計要領」(現行のものは単に「設計要領」となっている)の安全率に差異をつけた考えかたは1.の原位置試験とは標準貫入試験などのサウンディング試験のことであって、これによって直接せん断強さを求め得るものではなく、サウンディング結果からせん断強さを推定することになるので、その推定精度に問題があるとの理由で安全率を割増ししているものである。

質問のI. S. T 試験については詳細がわからないがボーリング孔を利用した一種のサウンディングと考えられるので、上記の思想によれば1.の原位置試験による場合と同じ安全率(1.7)とするのが適当と思われる。

(土質研究室)

## 5. トンネルに関する問題点

### 5-1 トンネル坑口付近の抱擁壁の計算方法について

#### (主 旨)

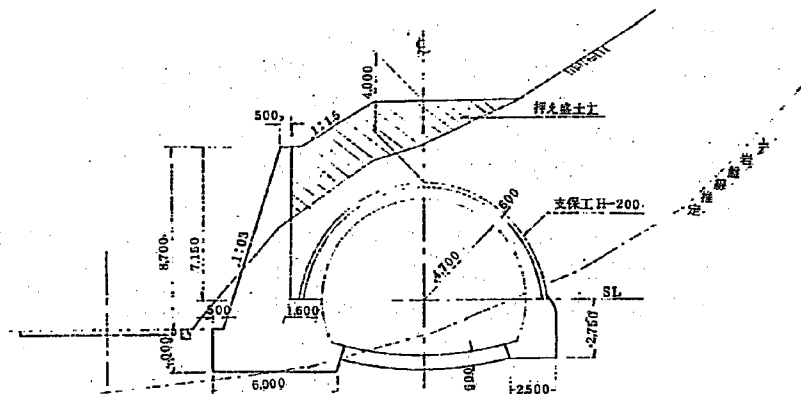
地形が傾斜した土かぶりの少ない坑口付近に抱きコンクリート擁壁を設置し、押え盛土等の処置を行う場合、擁壁の計算方法

- ① 抱きコンクリート擁壁計算方法
- ② 抱きコンクリート擁壁の妥当性
- ③ 参考事項……イ、土質 表土(礫、がけすい堆積)  
岩 (チャート)

#### ロ、施工順序例

抱き擁壁→押え盛土→側壁導坑

上部半断面掘削(リング掘)→覆工(アーチコンクリート)



(岐阜国道)

#### (回 答)

一般にトンネルは、このような、土かぶりが薄く偏圧を受けるような地形の区間あるいは、トンネル断面内に岩盤と表土の境界面が入る区間は、できるだけ避けるか、区間を短かくするのが原則である。

しかし、線形設計上避け得ないのであれば詳細な地形、地質がわからないので、一概には言えないが、次の諸点に留意する必要がある。

#### (1) 崖層層が不安定な場合

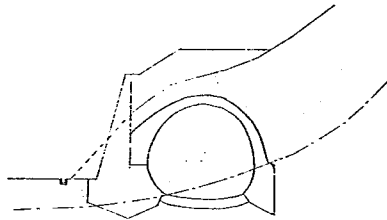
大規模な崖層層では、応々にして、地すべりを起すおそれがあるので、専門家による詳細な調査検討が必要である。

その結果

(i) 地すべりの可能性があり、その荷重が大きければ、トンネルの計画を再検討するか、トンネルより、上側の斜面に十分な地すべり対策を行なう必要がある。

(ii) 地すべりの可能性は小さく、起っても、その荷重が小さいのであれば、トンネルの断面と抱き擁壁を、その荷重に耐えるように設計することも考えられる。

このような場合には、トンネルの設計荷重の方向を鉛直方向にとるのではなく、崖錐層の方に傾けた方向にとり、下図のようにした施工例もある。



## (2) 崖錐層が安定な場合

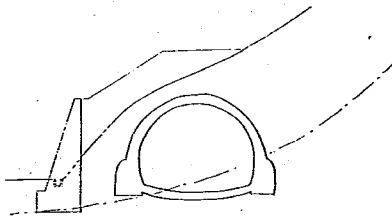
崖錐層が安定して、すべり崩壊等を起すおそれなければ質問で、提案された断面でも構造的には、問題ないと思われるが、抱き擁壁と、トンネル本体の力学的な不確定な要素もあり、その施工にも、次のような問題がある。

① 抱き擁壁施工時に崖錐層は安定しているか否か、また崖錐層はどの程度の勾配で、掘削可能か。

② 抱き擁壁背面の埋戻し土の中で、側壁導坑及びアーチ部（リングカット）を掘削可能か。

このような問題が、解決困難であれば、抱き擁壁をトンネル本体から切りはなし、崖錐層の掘削量が小さくなるよう、できるだけ擁壁を前方に出して、押え盛土を施工する。

(下図参照)



## (3) 質問に示された抱き擁壁の設計計算法

崖錐層が安定な場合の抱き擁壁の荷重状態としては、次の3つが考えられる。

① 押え盛土完成時

② 側壁導坑掘進時

③ アーチ掘進からトンネル完成後

これらのうち、②及び③の荷重状態は①の場合の安定状態を大中に超えるものではないと考えられる。したがって、抱き擁壁の設計計算は①の場合について、一般の擁壁と同じ計算方法（「道路橋下部構造設計指針」等を参考）で行なってよいと思われる。

以上、質問に対する解答を一般論として述べたがこのような現場では一端トラブルが起すと回復困難な場合も多いので、事前に地すべり及びトンネルの専門家による十分な検討が必要と思われる。

（施工研究室）

## 5-2 土被りの浅い土砂トンネル設計に伴う土圧理論のとり方について

### （主 旨）

土被りの浅い土砂トンネル設計に伴う土圧理論の取り方により土圧が大中に違い経済性、施工性、地上補償に影響があるのでどの土圧式を採用すべきか。

（注：原位置せん断試験によりC $\phi$ を求める予定である）

（高山国道）

### （回 答）

土圧の大きさを決めることは、最もむずかしい問題であり、このむずかしさの原因は、不均質な岩の応力状態を予測することのむずかしさの他に、岩の強度特性や、さらには掘削した空洞のまわりに生ずる二次応力の大きさが、空洞の大きさとか、掘削工法とか、支保工の剛度とか、無冒請で放っておいた期間などによっていろいろとばらつくからである。

また、トンネル上部の地質構造は、トンネルの縦断方向について、相当に変化するものであり、その変化にいちいち対応する設計をすることは、設計上からも、施工上からも、得策でないのは、いうまでもない。

よって、トンネルの設計は、最も危険な状態に、さらに安全率をみこんで設計するのが普通であり、この過程においては、土圧理論により計算された土被り高や土圧はほとんど無視されることとなる。

すなわち、ある仮定のもとに組立てられた土圧公式をそのままトンネルの設計に適用するのは問題であり、1つの判断の材料と考えるべきで、どの土圧公式を採用すべきかというような議論をするのは適当でない。このような問題を一般的に扱うことができる程の知識は得られていないのが現状である。

問題の土かぶりの少ない土砂トンネルの場合は、土かぶりが掘削巾の1～1.5倍程度までは、土のアーチアクションを考慮しないのが一般的であり、相当大きな荷重を予想しなければならぬが、通常の覆工厚さ（60～80cm程度）が確保されれば、必要な耐荷力は得られると考えることができる。ただし、覆工の持つ耐力を十分に発揮させるため、覆工の基礎、覆工と地山との密着に十分な配慮を行なうことが必要であり、必要に応じてインパルト設置、裏込め注入を行なわなければならない。なお、支保工の段階では、できるだけ地山をゆるめない施工法をとるとともに覆工を早期に行なうなどの処置により、支保工に作用する荷重をできるだけ軽減させるよう配慮する必要がある。

土砂トンネルに作用する荷重には未知の面が多いので、適切な測定計画をたて、施工管理を実施することが望ましい。

(トンネル研究室)

### 5-3 寒冷地トンネルの防水工の必要性の有無について

#### (主 旨)

寒冷地におけるトンネルに発生する微細なクラックに滲透した水による凍結融解作用を防止する対策の必要性について

必要とすれば

1. 防水工法にはどんなものが適当か。
2. 防水工法を適用する区間(坑口より何mか)はどの程度か。

注:

|      |           |       |   |       |        |
|------|-----------|-------|---|-------|--------|
| 気象条件 | 最低気温      | ..... | { | 年平均最低 | - 10.4 |
|      |           |       | { | 既往最低  | - 28.0 |
|      | 0℃以下となる日数 |       |   |       | 149日   |

(高山国道)

#### (回 答)

トンネル覆工から漏水は、トンネル内の環境を良好に保ち、通行者の安全、トンネルの各種設備、構造を維持するため、積極的に防止するのが望ましい。特に寒冷地においては、漏水が結氷し、つららあるいは倒氷となり直接交通に支障を与えたり、また、換気ダクトにおいては通風断面の減少を招く結果となるので防水は特に重要となる。

防水工法としては、従来からトンネル覆工背面の排水あるいは防水膜の施工、注入、覆工表面の排水あるいは防水層の施工といった工法がとられてきた。これ等の基本的考え方は、覆工あるいは地山を完全に水密にすることは困難であり、排水と防水を組合せて漏水防止の目的を達しようとするものである。すなわち、地山から出て来る水はできるだけ早く排除し、排除しきれないものを防水工で遮断することが根本である。

防水工法には、防水層を設ける位置によって、覆工背面防水、覆工中間防水覆工内面防水に分けることができるが、結氷を防止するためには、覆工背面あるいは覆工中間防水が必要である。覆工背面防水工法とは、覆工コンクリートの打設前に不透水性の膜を設けておく方法で、外側からの水圧によって膜が緊張して破れる恐れがないので機械的に最も合理的な方法である。防水膜の形成方法としては吹付けとシート貼布の2方法が行なわれている。吹付けの場合は、アスファルト系あるいは合成樹脂系のものが、シート防水には1～3mmの厚さのプラスチックシートが用いられる場合が多い。わが国では施工法の関係から吹付けによる防水の例はないが、アーチ支保工のフランジ間にビニールシートを貼付する方法は一種の覆工背面防水工である。覆工中間防水工法は覆工を2回に分けて打設する場合などに1次覆工と2次覆工の間に防水層を施工するもので、1次覆工の平滑な面に防水層を施工できるので、覆工外面防水工よりもより完全な防水層の施工が可能である。

防水工を施工する位置は、湧水のある位置は勿論であるが、湧水位置は変化するものであるか

ら、湧水の可能性のある場合はあらかじめ防水工を施工しておく必要がある。

結氷防止を主目的に考えて防水工を施工する場合の坑口からの施工区間長は、気温、地温、漏水量、通風量などと関係するものと考えられるが、これを決めるための手法は確立されていない。従って、在来実績を参考とせざるを得ないが、わが国においてはあまり事例がないので外国の例をあげると次のとおりである。

BARGIAS, SAN BERNARDINO トンネル等 坑口より 300 m (中間防水)

TAUERN トンネル等 坑口より 1,000 m ( " )

GRANCIA, LOPPER トンネル等 東坑口より 50 m (背面防水)

このように実施例には、相当の差があり、画一的に決めることは困難であるが、一般に坑口部は地質の悪い場合が多く、クラックが発生しやすいので、この恐れの大い部分はいずれも十分な防水工が必要であると考えられる。通常トンネルの内外で温度差が生ずるが、その値はわずかであり、また坑口からの距離に対しての温度上昇は少ないものと予想されるので、完全な結氷防止のためには相当距離の防水工が必要となるものと考えられる。今後、トンネル坑内、覆工、地山の温度分布の観測などを実施して検討する必要がある。 (トンネル研究室)

#### 5-4 トンネルの上方送気型半横流式換気について

##### (主 旨)

従来一般に用いられている下方送気型に比し、火災発生時に排気運転に切換えなくても、人命の安全上より有効と考えられる上方送気型を採用するにあたり特に問題点があれば教示願いたい。

(飯田国道)

##### (回 答)

通常、山岳トンネルにおける半横流換気ではダクトが天井アーチ部分に設けられる関係から、天井板に送気スロットを設け天井部より送気を行なう下方送気半横流換気が用いられる。これは構造が簡単であり、圧損も少ないためである。この方式の半横流式換気のトンネルで火災が発生した場合は、送風機を逆転して排気運転を行ない、煙をダクトに吸い込んで煙をコントロールし安全をはかろうとする考え方が基本であった。しかし、このような方式によるとダクト末端近くなどの火災発生地点によっては排煙効果が期待することが無理な場所であることが明らかになってきており、集中排気口の併用などの検討などが進められている。

一方、上方向送気半横流式の場合は、逆転運転を実施してもフリューの抵抗のために排煙効果はさらに悪くなることが予想される。従って、上方向送気半横流の場合は集中排気口の併用などの対策を考慮したうえで排煙を考える必要がある。

一方、上方向送気半横流の場合は、送気フリューが低い位置に設けられることから、火災時においても送気が続けることによって、トンネル断面の下部に熱気流と分離された部分が形成されることを期待し、少なくとも人間の高さの位置において、新鮮な空気を直接供給することが可能であり、最悪の場合の安全弁になり得るものとする考え方ができよう。しかし、模型実験の結

果では、熱気流と分離された部分の形成はなかったことが報告されており、この効果を期待するにはさらに検討が必要と思われる。

道路トンネルにおける火災ではまず人の避難が優先されなければならないが、そのためには煙をコントロールし、避難しやすい環境を作り出すことと適切な誘導とが必要である。これを実現するためには、火災発生時の体制を含めた総合的検討が必要である。通常の半横流換気では火災発生位置により換気の運転方法を変える必要があるなどの複雑さがあるが、上方向送気半横流で排気を行わない場合はこれがなく、かつ最悪の場合の安全弁があるという点ですぐれていると考えられる。しかし、積極的な意味での煙のコントロールという面ではその効果を期待することが適当でないと考えられるので、期待する効果を十分検討する必要がある。

(トンネル研究室)

#### 5-5 トンネル換気制御方式について

##### (主 旨)

将来はCO濃度、VI、交通量等の計測値あるいは予測値を入力とする全自動制御に進むことも考えられるが、現段では主として交通量の季節的・時間的变化(既往の実測値)に基づいたプログラム制御を行ない、CO、VI等の実測値により修正していく方法が实际的であると思われる。

換気制御方式の現状と将来の見通しについて承りたい。

(飯田国道)

##### (回 答)

トンネル換気の経済的運転を行なうためには、有害成分発生量の変化に対応して換気風量を調節する必要がある。有害成分発生量は主に交通量とその車種構成によって左右される。従って、交通の季節的・時間的变化のパターンがきまれば、有害成分発生量はある変動範囲をもって予測することができる。通常この変動の範囲は相当巾があり(特にディーゼル車からの煤煙の場合)、この巾を見込んで換気の運転を行なうと、余裕のありすぎる運転をすることにもなりかねない場合がある。また、縦流式などの自然換気の影響を受けやすい換気方式では、換気風量自体をあらかじめ定められた一定値に保つことが困難な場合がある。このようなことから、トンネル内のVI値、CO値を監視して、その結果を用いて換気風量を制御するという方法が一般的に使用される傾向にあった。しかしこのようにするためには、VI値、CO値を正確にモニターする必要があるが、これ等の測定器の管理には相当の努力が必要であり、また、制御段階をあまり細かくとつても实际的でないことなどがあり、必ずしもこの方式が満足な結果を得ていないというのが実情であり、必要な維持管理体制がとれない場合は実績にもとづくプログラム制御が広く行なわれている。

しかし、最近ではサイリスタ等を用いた無段制御が可能となっており、よりきめの細かい制御を行なって経済運転をすることができる条件がととのいつつある。

問題のVI計も改善のための努力が続けられており、将来は、アプローチ部分の交通状況を入力とする予測制御をも含めた全自動制御が行なわれるものと考えたい。また、トンネルには換気設備の他にも、照明、防災、交通管理などの諸設備が設けられるが、これ等の設備は有機的に運営される必要があり、換気設備はこれ等設備を制御する全システムを中心として総合的に制御されるようになるであろう。

## 6. そ の 他

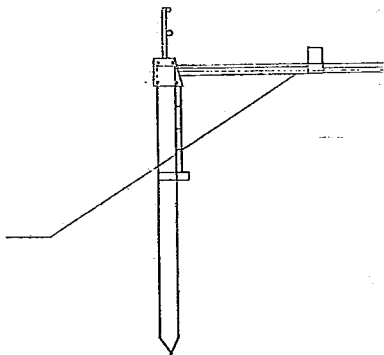
### 6-1 コンクリート柵板による歩道設置について

#### (主 旨)

コンクリート柵板を使用した歩道設置工は、ブロック積工あるいはコンクリート擁壁に比べて工事費も非常に安く施工も簡単であり、また道路からの外観もよく路肩の維持も楽なため、かなり普及している。しかるに今年の夏の集中豪雨で、ある事務所において盛土法面の途中の柵板がかなりの長い延長にわたり倒壊があった。そこで柵板工法の再検討ということになったが、名古屋国道工事事務所管内では柵板工全延長約30 Kmのうち50 mしか倒れたところがなく、それも杭の根入れが極端に短いものであった。それで今後も従来通り柵板工法を採用してゆきたいと考えているが、次の事項について質問したい。

- (1) 土質によって異なるであろうが、一般的にいて、この工法に問題がないか。
- (2) 一般的汎用性はどうか。
- (3) 土圧の計算法はどんな方法がよいか。
- (4) 標準設計は作れないか。

#### (名古屋国道採用型)



#### (設計方針)

- (1) コンクリート杭長は土中に少くとも $\frac{1}{2}$ 以上は入るように設計する。
- (2) 杭頭は笠木コンクリートで連絡する。
- (3) 笠木コンクリート上面は、歩道面より10 cm程度上げ、路面水のオーバーフローによる柵板前面の法面崩壊を防ぐ。
- (4) 盛土法面の不安定な箇所は歩道工の如何にかかわらず保護工を実施する。
- (5) コンクリート柵板の沈下を防止するため簡単な基礎を考える。
- (6) 雨水による土圧の増大をなくすため歩道法面がないように計画する。 (名古屋国道)

#### (回答-1)

道路の法面を利用して歩道および自転車専用道を作る方法は、法面の幅、歩道の幅員、沿道利用形態、景観、地盤による安定性、経済性、施工性、維持管理等から数多くの方法があるが、ご質問にある方法も施工性、経済性から考えて代表的な工法の一つといえよう。

この工法における安定性を検討する場合、くい/support力や沈下もある程度問題となるが、最終的にはくいの横方向の抵抗性が問題となると考えられる。

検討する事項としては次のものが考えられる。

1. *Chlorophyll a* (Chl *a*)

7000-268988-UNCC 1-0

配が土の内部摩擦角に近く、

© 2001 John Wiley & Sons, Inc. CCC 0890-6941/01/010000-11

地表面は水平とみられるの

• **Supervisors** – Individuals who are responsible for the day-to-day management of the organization.

1953年12月22日  
1954年1月1日

て、よい仕のなせる曲は

(註釋) 2000 年 10 月 1 日

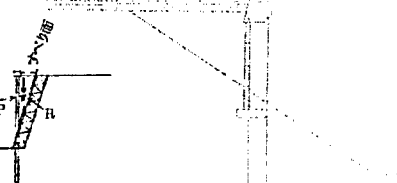


图-2

\_\_\_\_\_

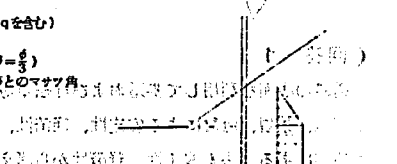


图 1-4

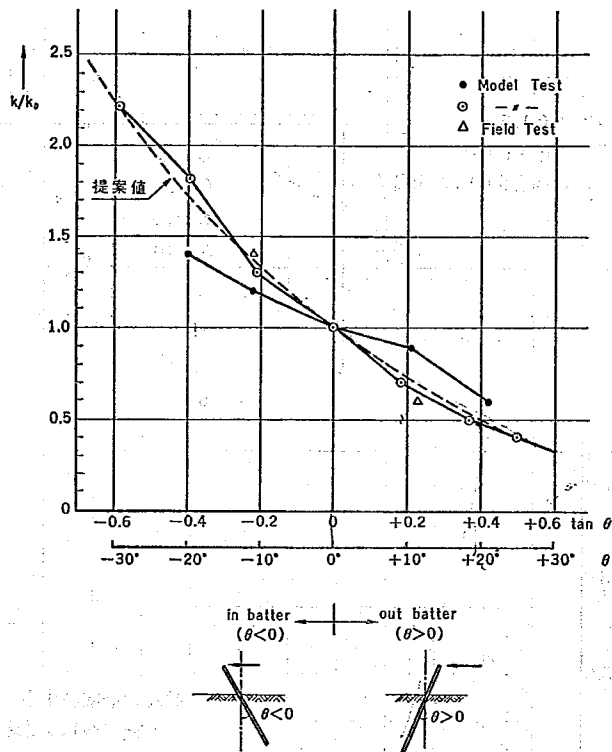


図-5 斜ぐいの横方向地盤反力係数（久保博士による）

この工法では、コンクリート杭は、支持杭としての支持力や沈下などより、むしろ、土圧等の水平荷重による杭の水平方向変位、そしてそれに伴う地盤のセン断破壊、杭の転倒の方が問題となると考えられる。

それで、コンクリート杭の根入れ長の差による水平方向変位の違いを求めるために、図-6のような断面形状、土質条件を仮定して、いろいろな根入れ長の変化に対する水平変位の値を求めてみた。

計算では、コンクリート欄板は土圧に十分に耐え破壊しないものとして、杭に関してのみ行う。斜面上の杭であるので、K値をある程度抵減させ、有限長の杭の式を用いて計算した。コンクリート杭の全長Lに対する根入れ長 $l$ の割合と、地表面における水平変位の関係をグラフにしたものが図-7である。

地盤のセン断破壊ひずみを3～5%、安全率を3と仮定すると、その時の地表面の水平変位は

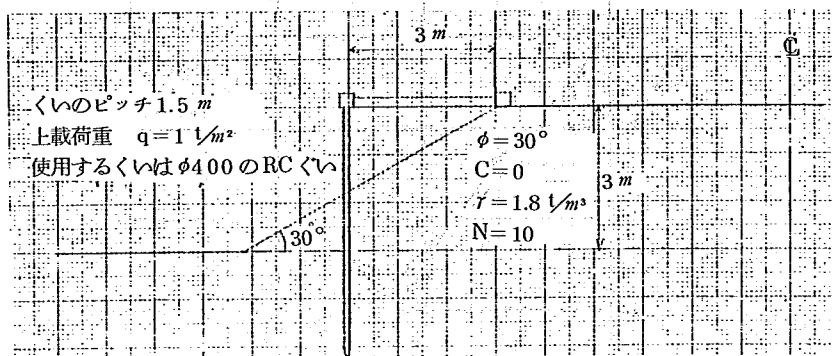


図-6

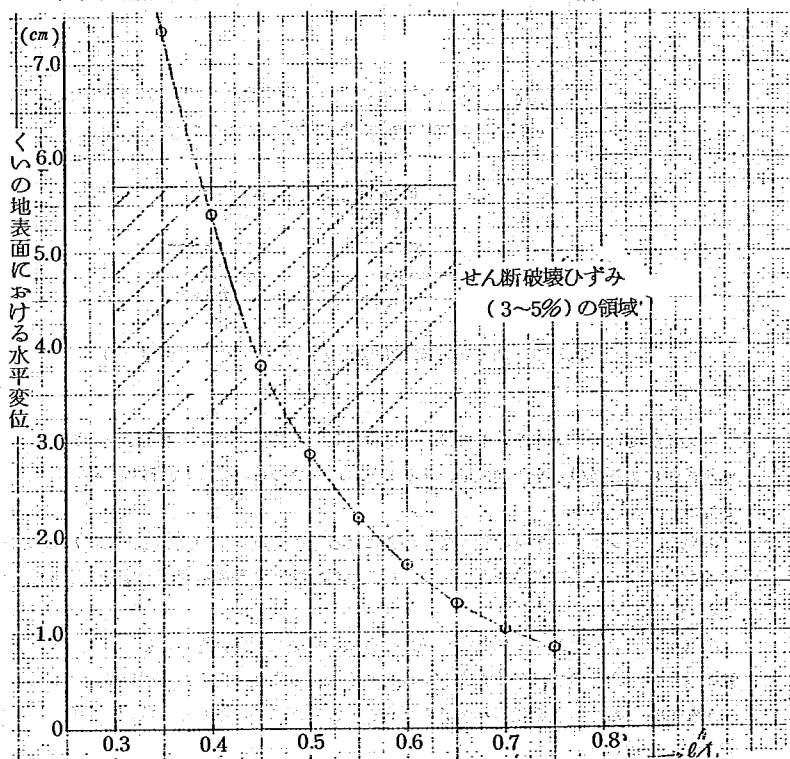


図-7

大体図の斜線の部分になる。水平変位の値が、この斜線部分よりも小さければ、この杭は安全である。今、仮定したこの地盤では、杭の全長 $L$ に対する根入れ長 $\ell$ の割合、 $\ell/L$ が0.5以上、つまり、杭全長の1/2以上が根入れされていれば安全であるといえる。

この計算は、実際の現場の断面形状、土質条件ではなく、あくまでも、仮定したものである。で、実際の現場すべてに適応するとは思われないが、大体の目安としては、杭全長の1/2以上根入れすれば、安全であるということがいえる。

斜面上の鉛直に打たれた杭を、水平面上の斜杭と考えると、図-5よりout Batterくいに比べてin Batterくいの方が、横抵抗が大きいということがいえるので、杭を少し外側に倒して打込むのが、横抵抗に関しては有利であるといえる。しかし、これは同じ水平荷重が作用する時に言えるのであって、杭を外側に倒して打込んだ場合、土圧も増えるので一概に倒して打込む方が有利であるとは言いがたい。又、外側に倒して打込むことは、外観上も不安定に見えるので、これは一つの参考にとどめられたい。

(基礎研究室)

#### (回答-2)

盛土のり面の安定性の点からいえば、雨水処理を完全にすることと施工時にのり面に害を与えないよう配慮されるならば、特に問題はないと思われる。

のり長、勾配等が標準(のり面工と斜面安定工指針に規定されたもの)の場合以外の盛土については、のり面の安定性を確かめたうえで施工することと、杭の設計には降雨によるのり面強度の低下を考慮する点の配慮が必要であると考えられる。

(土質研究室)

## 6-2 法面防災工について

### (主 旨)

① 自然斜面における崩壊について防災施設の使い分けと計算方法の標準化

② 防災工法の妥当性について

(岐阜国道)

### (回 答)

道路の防災施設には、モルタル吹付工、浮石・転石のコンクリート根固め工なども広く解釈すれば入るが、質問内容からいわずの待ち受け施設に限る。

防災施設の一般的な特徴は表-1に示すようで、これと道路の重要度(一日の車の台数など)、過去の崩壊の頻度、豪雨などの異常気象の頻度、地形、地質、建設及びその後の維持管理の予算などから現場に応じて、ケース・バイ・ケースで防災施設の使い分けを行っており、標準的な例は挙げることはできても工事の基準といったものは現在のところまだできていない。昭和49年2月落石に対しては、高速道路調査会が中心となって資料をまとめており、施工例も増えてきているので今後少しづつ基準化されて行くであろう。

施設は一般に落石や小崩落、小滑落に対するもので、したがって防災上最も問題となるのは、施設を計画する時、想定した崩壊の形態と異なった崩壊が発生するケースであって、崩壊形態、規模崩壊後の動きを正しくつかむことが実際の施工では重要になってくる。

表 - 1 法面防災施設の特徴

|                    |            | 崩壊の形態        |              |            |                   | 斜面勾配               |     | 耐久性 | 維持管理<br>のしやすさ | 施工性 | 経済性 | 耐 力 |
|--------------------|------------|--------------|--------------|------------|-------------------|--------------------|-----|-----|---------------|-----|-----|-----|
|                    |            | 落 石<br>(転石型) | 落 石<br>(浮石型) | 薄い表<br>層滑落 | 小規模<br>の部分<br>的崩壊 | 緩傾斜                | 急傾斜 |     |               |     |     |     |
| 防 止 網<br>(ロックネット)  | 合成繊維製      | ○            | ○            | -          | -                 | ケースバイケースで一概にはいえない。 |     | -   | △             | ○   | ○   | 小   |
|                    | 金網製        | △            | ○            | -          | -                 |                    |     | ○   | △             | ○   | ○   | 中   |
| ポケット式ロックネット        |            | (△)          | ○            | -          | -                 |                    |     | ○   | △             | ○   | ○   | 中   |
| 防 止 柵<br>(ストン・ガード) |            | (○)          | (○)          | (○)        | (○)               | ○                  | -   | ○   | △             | ○   | ○   | 中   |
| 多段式防止柵             | 立木利用       | (△)          | (△)          | (△)        | (△)               | △                  | -   | △   | -             | ○   | ○   | 小   |
|                    | ロープ<br>金網製 | (○)          | (○)          | (△)        | (△)               | ○                  | △   | ○   | -             | △   | △   | 中   |
| 防 止 壁              |            | (○)          | (○)          | (△)        | (△)               | ○                  | △   | ○   | ◎             | △   | △   | 中   |
| 洞 門 工              |            | (◎)          | (◎)          | (◎)        | (◎)               | △                  | ○   | ◎   | ◎             | -   | -   | 大   |

( ) はケースバイケースであったり、有効であるが実際にはあまり用いられないもの。

質問書にある4つの施設について、若干説明を補足したい。

#### ① 防護柵(ストン・ガード)

##### (1) 工法の概要

落石や小崩壊が発生しやすい斜面の最下部又は中段に設置し、これを阻止する構造物である。

日本道路公団設計要領では、「硬石、軟石、軟岩又はレキ混り土砂等の切土ノリ面において、切土高が14m以上であって、(落石)防止柵だけでは剝落又は落石のおそれのある場合は(落石)防止柵を設置することが望ましい」となっている。

ケーブル金網式の一般的な構造は、金網、ワイヤロープならびにワイヤロープを支える中間支柱と端末支柱からなる。

##### (2) 特徴

- (イ) 基礎は他の構造物に比較して小さい。
- (ロ) 大がかりな重機が不要で設置が容易。
- (ハ) 維持補修が容易
- (ニ) 排土口を設けると堆積土砂の除去が容易
- (ホ) 柔構造物のため動荷重に適する。

##### (3) 設置

- (イ) 柵高は落石の軌跡を推定して十分な高さをとる。
- (ロ) 設置延長は地形地質等による落石のちらばりを考慮して十分な長さをとる。

##### (4) 仕様

一般図を図-1に示す。

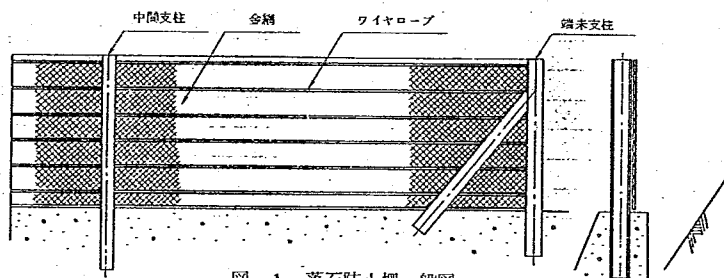


図-1 落石防止柵一般図

##### (5) 施工の条件

動いている石や土塊を止めるのであるから、一度に止める量が少ないこと、岩塊であれば小さいこと、速度が遅いことが条件になる。

- (イ) 斜面こう配がゆるい（一般には8分以下）
- (ロ) 柵設置個所の斜面側に緩衝用の緩斜面（平場）を場所の許すかぎり設ける。
- (ハ) ワイヤロープ間隔は3.5m以下が望ましい。

(6) 設 計

- (イ) 計算式は提案されているが、<sup>(1)</sup>実測と比較した例は少なく、経験によって決めたものをチェックする程度に用いられている。
- (ロ) 衝突時の各部材のエネルギー分担は、衝突位置、落石条件により異なるが、経験的に表-2が提案されている。

表-2 部材のエネルギー分担比率

| エネルギー吸収部材、項目 | エネルギー 分担比率           |
|--------------|----------------------|
| ワイヤーロープ伸び    | $x_R = 0.1 \sim 0.3$ |
| 支柱の変形、移動     | $x_P = 0.3 \sim 0.6$ |
| 金網の変形、落石の破損他 | $x_n = 0.1 \sim 0.2$ |
| 落石の反撥        | $x_s = 0 \sim 0.3$   |

- (ハ) 両方の固定端の間が短い時は、長い所に比べて、ワイヤーロープの伸びによるエネルギー吸収が少ないと考えられるが、低下割合の実測例はないようである。

(7) そ の 他

急傾斜地対策工事例では、中間支柱のH形鋼は切断せず、コンクリート部分で切断した。端末の固定支柱の変形によるエネルギー吸収が大きかった。

② 防止網（ロックネット）

(1) 工法の概要

金網製（落石）防止網は、落石やレキ片等の危険性のある斜面を覆う工法であり、金網とワイヤーロープで構成されている。ワイヤーロープは斜面の上部および周辺部のアンカーで固定される。また、（落石）防止網は、落石やレキ片等の発生を未然に防ぐとともに落石やレキ片等となったものを、斜面と金網の間を通して跳石とならないように法尻に導くことを目的としている。

(2) 特 徴

- (イ) 設置作業が容易で、迅速に施工できる。
- (ロ) 補修が比較的容易
- (ハ) 斜面に密着して、自然感をそこなわない。

(3) 設 置

- (イ) 斜面展開図を作成する。
- (ロ) アンカー設置位置の土質を調べ、アンカーの種類を決める。

(4) 仕 様

一般図を図-2に示す。



動こうとする石やレキ片をおさえたり、あるいは動きをネットと地山のすき間にとじこめるものであるから、一度に止める量が少ないこと、岩塊であれば個数が少ないことが条件になる。この時、ネットをささえるアンカーに力がかかるので、アンカーに十分な耐力をもたすように注意が必要である。

(四) 土砂部用アンカーの場合は、安定こう配の斜面に設置すると同時に、水平力に抗するよう前面土圧が十分に期待できる位置を選定すること。

ト アンカーの設置位置については、特に注意を払い、アンカー前面の土砂が降雨等による侵食を受けて、コンクリートブロックが露出することのないように注意すること。

(二) ノリ長が比較的短かい斜面に適する。

(イ) 計算式は提案されているが、<sup>(1)</sup>実測と比較した例は少なく、経験によって決めたものをチェックする程度に用いられている。

(四) 一般的には、対象とする石等の重量は  $40\text{ m}^2$  について  $1500\text{ Kg}$  以下、最大斜面長は  $70\text{ m}$  ( $1500\text{ Kg}$  は  $50\text{ m}$ ) である。

(1) 植生工と併用する工法が最近開発されつつある。

(回) たまったものを排除する管理が大切である。

### ③ ポケット式ロックネット

#### (1) 工法の概要

斜面を覆った金網の上部に支柱を設置した開口部を設け、斜面上部からの落石を開口部に落とし込むように設計した落石防護工法である。

#### (2) 特 徴

(イ) 落石防止柵と落石防止網の折衷型である。

(ロ) 落石発生源が樹木密生地であるような場合に、図-3のように施工することができる。

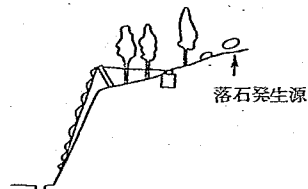


図-3 ポケット式ロックネット  
説明図

#### (3) 設 置

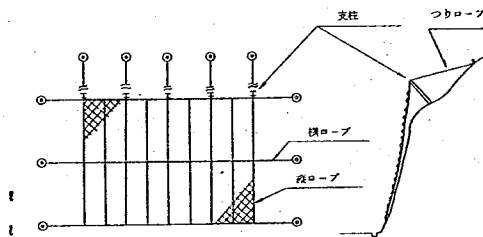
(イ) 斜面形状および地盤を考慮して支柱位置を決める。

(ロ) 一般図に準じた展開図を作る。

(ハ) 金網およびロープのサイズの決定にあたっては、斜面長、想定落石重量等を考慮して決定すること。

#### (4) 仕 様

一般図を図-4に示す。



(注) 支柱間隔は3.0m以下とする。

図-4 一 般 図

#### (5) 施工の条件

動いて来るものをネットに捕捉するのであるから、石やレキ片が小さく、またネットの上を飛びはねないことが条件になる。

- (イ) 対象とする石やレキ片の重量は一般に 1,000 Kg 以下。
- (ロ) 最大斜面長は一般に支柱設置位置より最高で 40 m 以下。
- (ハ) 斜面こう配は、特に制限はないが、支柱設置部より上方は  $60^\circ$  以下であることが望ましい。
- (ニ) アンカーの耐力、支柱の支持状態には特に入念な検討をする必要がある。

#### (6) 設 計

- (イ) 計算式は提案されているが、<sup>(1)</sup>実測と比較した例は少なく、経験によって決めたものをチェックする程度に用いられている。

#### (7) そ の 他

- (イ) ロックネットに比べて、法長が長い場所でも使用できる反面、斜面形状に制限がある。
- (ロ) たまったものを排除する管理が大切である。

### ④ 洞 門

#### (1) 工法の概要

道路上に屋根を設けて落石を屋根上に受止め、あるいは、谷側に転落させ、道路上に被害を及ぼさないための構造物をいう。

通常、コンクリート製の覆工を洞門と称し、鋼製の覆工を落石シェッド・ロックシェッドなどと称している。

#### (2) 特 徴

- (イ) 落石防護工の中でも、地形で制約を受けず、最も効果的な工法である。

#### (3) 設置及び施工条件

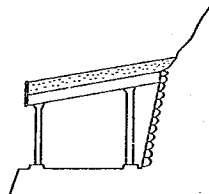
- (イ) 落石などの規模が大きくて（落石）防止柵などでは防げない場合、また落下高が高く柵などではそれらの上を落石が飛びこすおそれのある場合、落石の径が大きかったり、土量が比較的多かったり、斜面が急な場合等に用いられる。
- (ロ) 落石の衝撃力を緩和、分散させるため、通常、屋根上にはクッション材を置く。クッション材には、その施工性、経済性から、砂が最も一般的に使われている。

サンドクッションの厚みは大きくとるほど効果が增大するが、それにもなって死荷量が増加し、設計上不経済になる。実験の結果によれば、対象とする落石が球体である場合、その直径の値が、最も適当な砂厚と考えてよい。

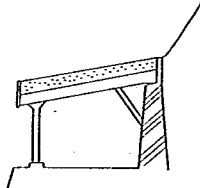
#### (4) 仕 様

構造別の種類としては次のようなタイプが考えられる。（図－5）

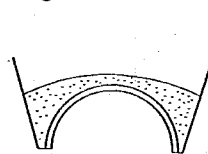
㊤ 門 型



㊦ よう壁型



㊧ アーチ型



## (5) 設 計

(i) 設計の対象とする落石の大きさ、および落下高さについては、設置場所ごとに地形、および落石状況が異なるので、現地調査により設計条件を決めなければならない。

屋上に土砂の堆積が予想される場合には、堆積予想量を荷重として考慮する必要がある。

(ii) 計算式は、落石の形状を球体と仮定した場合について土木学会「振動便覧」による理論式と鋼材倶楽部実験式が提案されており、一般にはこれらによって、検討されているが施工後現地実測と比較した例は少なく、基準とするまでには至っていない。

a) 土木学会「振動便覧」による理論式

$$P = 2.455 W^{\frac{2}{3}} \cdot \lambda^{\frac{2}{5}} \cdot H^{\frac{3}{5}}$$

P : 衝撃力(t)

W : 落石の重量(t)

$\lambda$  : 砂のラーメ定数 (t/m<sup>2</sup>)

H : 落下高さ(m)

ここでラーメ定数の値として、砂の固さにより 100~1000 の値が用いられるが、実験によれば、自然乾燥状態の砂を 30 cm 均一に敷いた状態で  $\lambda = 50$  であり、屋外実験に於ける砂厚 50 cm のデータによれば  $\lambda = 100$  であった。従って、クッション材として良質の砂を使えば、 $\lambda = 100 \sim 300$  で考えてよいと思われる。但し、前記の値は鋼製の場合であり、コンクリート製の場合は、 $\lambda$  の値が大きくなると想定される。

b) 鋼材倶楽部実験式

昭和 47 年度建設省建設研究補助金による鋼材倶楽部の実験研究報告書「新しい落石覆の開発に開する研究」に次の計算式が提案されている。

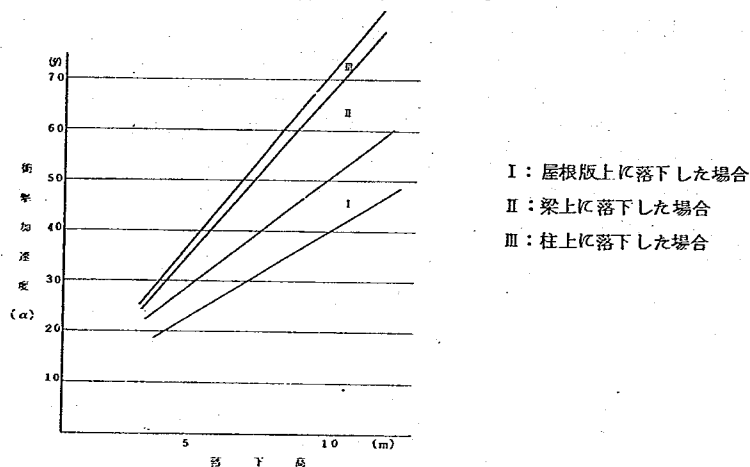


図 - 6

$$P = W \frac{\alpha}{g}$$

P : 衝撃力(t)

W : 落石の重量(t)

$\alpha$  : 衝撃加速度 (cm/sec<sup>2</sup>)

g : 重力の加速度 (cm/sec<sup>2</sup>)

衝撃加速度 $\alpha$ の値は、設計落下高さによりグラフから求める。

・実用に当たっては砂の締まり、および含水の影響を考慮する必要があるが、実験の結果によれば、40%程度の割増が必要である。なおこの $\alpha$ の値は鋼材シェッドの場合に限定されるものでコンクリート製の場合には更に割増を考慮せねばならない。

衝撃力Pはサンドクッション上に作用し、サンドクッション中を45度に分布するものと仮定して設計計算を行なう。柱、梁、版などの部材断面の算定に当たっては、それぞれの最も不利な位置に荷重を作用させるものとする。

#### (6) その他

- (1) 対象とする落石荷重は、一般的に、石の重量(t)×落下高(m)で表わし最大で20 t mまでとしている。それ以上の数値となる場合は、他の工法との併用、あるいは不安定土塊、岩塊の処理を行なう必要がある。

#### 参考文献

- (1) 高速道路調査会、“落石防護施設の設置に関する調査研究報告書” 昭和49年2月  
(急傾斜地崩壊研究室)

### 6-3 視線誘導標設置の間隔について

#### (主 旨)

視線誘導標の設置最大間隔は設置基準によると高速道路50 m、一般国道40 mとなっているが、設計速度で最大間隔を変えるべきではないか。

- 1 : 一般国道40 mの場合の設計速度は何ほどか。
- 2 : 設計速度40 Kmの場合には、最大間隔は何mにすべきか。
- 3 : 最大間隔を短くした場合には道路曲線半径による視線誘導標間隔はどの扱にしたらよいか。  
(高山国道)

#### (回 答)

視線誘導標の配置は、常に運転者の前方に道路の線形に沿った視線誘導標のいくつかが見えるよう配慮されるべきものであるが、道路、気象環境等の条件が同一の場合には、運転者の視覚でとらえ得る視線誘導標の範囲(すなわち本数)は、当該自動車の走行速度による運転者の目線位置の多少の変化によるものを除いては走行速度(又はその道路の設計速度)に必ずしも大きな影響を受けないと考えられる。

従って、走行速度(又は設計速度)により、視線誘導標の最大間隔を一義的に変化させる必要性は認めがたい。

しかしながら、一般に運転者の目線位置は、高速走行になれば(高速走行可能な条件の道路区間においては)より前方に移動することが知られている。(図-1参照)

$$a > b$$

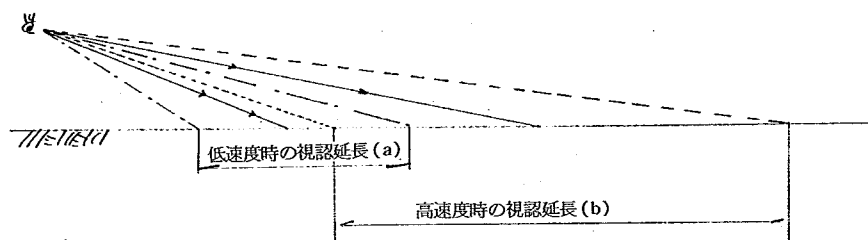


図-1 目線位置と視認延長

従って、比較的低速で走行する場合において運転者が視認する道路延長（図-1では $a$ ）と、比較的高速走行の場合のそれ（図-1では $b$ ）とでは、前者より後者の方が長く、それぞれその範囲において道路線形を視認させるに必要な視線誘導標の本数を同じに考えれば、その設置間隔は、高速の場合は低速の場合より長くてよいことになる。

現「視線誘導標設置基準」（以下設置基準という）における設置最大間隔はこの考え方に立って、高速道路で $50\text{ m}$ 、一般国道等の地方部で $40\text{ m}$ と規定している。

従って、

- 1 一般国道 $40\text{ m}$ の場合の設計速度は、道路構造令における一般国道地方部の設計速度である $30\sim80\text{ Km/h}$ の区間を規定したものである。
- 2 設計速度 $40\text{ Km/h}$ の場合でも一般には設置基準どおりで良いと考えられる。

ただし、濃に濃霧が多発する地域等特別な環境にある地域については、その地域の条件を十分考慮すべきであるが、例えば設計速度 $40\text{ Km/h}$ 程度の低規格道路の地方部区間で、かつ直線又は曲率半径が $1,951\text{ m}$ 以上の平面線形良好な区間にあって、視線誘導を「設置基準」より強化する必要性のあるような危険性の高い区間については、むしろ視線誘導標とともに視線誘導に役立つ他の方法（防護柵、路面標示、路肩反射道路鉈等）との組合せにより、総合的に視線誘導の強化を図ることがより効果的であろう。

なお、「設置基準」における設置間隔は、標準値であるから、設置箇所の特殊性に応じて、間隔を変更することが可能であることは言を待たない。

- 3 最大間隔を短くした場合の道路曲線半径による視線誘導標間隔のとりあつかいは、最大間隔を短くしたその区間の特殊理由により異なる。設計速度が低いことが唯一の理由であれば、前項の回答のとおりである。

（交通安全研究室）

## 6-4 橋面凍結防止工法とその効果測定について

### (主 旨)

寒冷地との境界区域にある橋梁では、厳寒時取付道路等周辺道路路面が凍結しないのに橋梁路面のみが凍結する現象がみられ、交通事故の原因となっている。この現象が著しいのは鋼床版橋梁であって、熱容量と熱伝導率が大きく作用しているものと思われる。

- 1) 凍結防止方法として凍結を予知して、 $MgCl_2$ 、 $CaCl_2$ 等の水溶液を撒布する方法、電熱を利用したロードヒーティング、温水ロードヒーティング、あるいは橋体を断熱材でカバーして放熱を防止する方法がある。水溶液を撒布する方法は鋼材を腐蝕させ、タイヤで散水を取付道路に持ちこみ、その端部で凍結し、危険な場所が移動する結果を生じる欠点があり、加熱法はエネルギー節約の時代に逆行することになり好ましくない。

第3の断熱材での橋体被覆が考えられるが、施工例、被覆方法、被覆厚等について御教示願いたい。

- 2) 断熱材による被覆厚とその効果の計算方法、測定方法について御教示願いたい。

(中部技術)

### (回 答)

橋体に断熱材を被覆し放熱を防止しようとする方法は太陽熱等によって蓄熱された橋体が気温の低下、風等によって橋の底面から熱放出を防止し蓄積効果によって路面の凍結を減少しようとするものである。

現在、この種の工法についての検討は実施されつつあるが、実際の道路橋で実施された例はほとんどなく歩道橋等のロードヒーティングの有効的な熱利用方法として用いられている例はある。また、試験的には、新潟試験所で、巾員4m、長さ10mの実物橋を設置しこの種の工法、効果等について現在検討中である。このため、ここではその効果の計算、測定、断熱材の被覆厚等に関する考え方について、以下述べる。

図に示すような橋体に太陽熱等によって蓄積された熱は気温低下等によって表面、底面から放熱される。

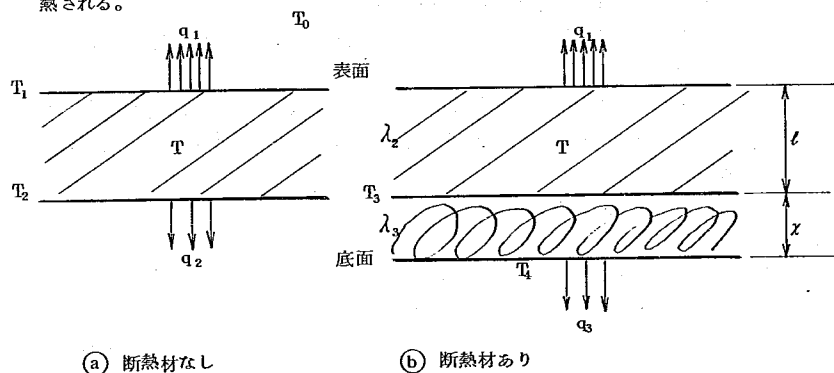


図 橋の断面

したがって、図(b)のように低面に断熱材を設けた場合には、熱伝導の差で低面からの放熱は減少される、この時の放熱式、あるいは、熱効率、外気温を $T_0$ 、断熱材の厚さを $X$ 、熱伝導率： $\lambda$ とすると断熱材が無い場合の単位面積当りの全放熱量( $Q_1$ )は、

$$Q_1 = q_1 + q_2 \dots\dots\dots(1)$$

$$q_1 = k_1 (T_1 - T_0) t_1$$

$$q_2 = k_2 (T_2 - T_0) t_1$$

ここで、 $q_1$  = 表面からの放熱量、 $q_2$  = 低面からの放熱量、 $T_1$ 、 $T_2$  : 表面、低面の温度、 $t$  : 冷却されるに要した時間、 $k_1$ 、 $k_2$  : コンクリート面から外気温への伝導係数(路面状態、あるいは、風等によって変化する係数)

断熱材がある場合の単位面積当りの全放熱量( $Q_2$ )は

$$Q_2 = q_1 + q_3 \dots\dots\dots(2)$$

$$q_3 = D (T_3 - T_0) t_2$$

$$D = \frac{1}{\frac{1}{K_3} + \frac{X}{\lambda}}$$

ここで、 $q_3$  : 断熱材表面からの放熱量、 $D$  : 断熱材がある場合の伝熱係数、 $K_3$  : 断熱面から外気への伝達係数

で表わされ断熱効率( $\mu$ )は

$$\mu = (Q_1 - Q_2) / Q_1 \dots\dots\dots(3)$$

で求められる。また、時間的な効果を求める場合には、(1)、(2)式から冷却されるに要した時間を求めその差から比較することも考えられる。

一方、(1)式、(2)式の $K_1$ 、 $K_2$ 、 $K_3$ の値は表面状態によって左右され非常にとらえにくいものであるため、これを実験的に求める場合には、橋体内部(数ヶ所)あるいは表面に温度計を設け、橋体に蓄積されている熱量 $Q$ 、あるいは時間当りの放出される熱量を次式から求め、その効果を求めることができる。

$$Q = C \times M \times r (T_F - T_R) / t \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 $C$  : 比熱、 $M$  : 体積、 $r$  : 比重、 $T_F$  : 初めの橋体平均温度、 $T_R$  : ある時間の橋体平均温度、 $t$  : 時間

次に、断熱材の厚さを決める方法としては、断熱材を被覆するに要する施工費、維持費等の和と放熱される熱量を燃料費に換算した熱損失費が等しくなる時の厚さを決めることが最も有効的な厚さと言える。

なお、これについては文献を参照されたい。

#### 参考文献

○道路の防雪に関する研究(橋面融雪に関する研究)

建設省土木研究所道路事業調査費報告 昭和47年度

(新潟試験所)

### Ⅲ 共 通 部 門

|                                             |     |
|---------------------------------------------|-----|
| 1. コンクリートに関する問題点                            | 165 |
| 1-1 寒冷地におけるコンクリート表面の破壊原因と今後の対策について          | 165 |
| 1-2 現場打設コンクリートの強度について                       | 167 |
| 1-3 砂防ダムコンクリートの耐久性について                      | 170 |
| 1-4 ダムコンクリートの配合設計について                       | 172 |
| 1-5 標準粒度の範囲を外れた骨材粒度を使用したコンクリートの強度および耐久性について | 173 |
| 1-6 コンクリート圧縮試験における短期材令による判定基準について           | 176 |
| 1-7 砂防ダムコンクリートのセメント使用量について                  | 179 |
| 2. 構造物に関する問題点                               | 183 |
| 2-1 寒冷地における鋼橋の鋼材選定について                      | 183 |
| 2-2 一門当りの必要放流量の大きいダムゲートの製作可能限度について          | 187 |
| 2-3 コンジットパイプの腐食について                         | 188 |
| 2-4 高圧ラジアルゲートの水密構造について                      | 190 |
| 2-5 河口堰ゲート等の鋼材について                          | 193 |
| 2-6 河川構造物としての樋門、樋管等について標準化の現況と取まとめの見通しについて  | 195 |
| 2-7 地盤沈下地域に設ける河川構造物の基礎杭の設計                  | 196 |
| 3. 土に関する問題点                                 | 198 |
| 3-1 設計CBRおよび修正CBRについて                       | 198 |
| 3-2 土質試験方法のうち液性限界および塑性限界試験方法について            | 199 |
| 4. その他                                      | 201 |
| 4-1 建設工事におけるような間欠的振動測定上の問題点について             | 201 |
| 4-2 水質試験での使用廃水の処理方法について                     | 202 |
| 4-3 濁水処理に用いる薬品について                          | 202 |
| 4-4 公害測定について                                | 203 |

## 1. コンクリートに関する問題点

### 1-1 寒冷地におけるコンクリート表面の破壊の原因と今後の対策について

#### (主 旨)

特に19号の鳥居峠以北の気温 $-20^{\circ}\text{C}$ 程度のコンクリートにこのような現象がみられるが、これはコンクリート表面の空隙にしみる水分が凍結により体積が増大し表面破壊の原因になっているかと推察される。もしそうだとすれば、配合等により対処出来るものか、あるいは、除雪時の薬品散布に関係するものとも推察されるが、この点について教示願いたい。

(飯田国道)

#### (回 答)

寒冷地特有のコンクリート破壊現象として、凍結融解の繰返しによる破壊がある。凍結融解による劣化は、セメント硬化体中の毛細管水の凍結による体積増加がコンクリート内部に高い圧力を生じさせ、これがコンクリート内部に微細なひびわれを生じさせて、凍結融解の繰返しとともにこのひびわれが発達し、劣化してゆくものである。

良質のAE剤または減水剤を用いたAEコンクリートは、凍結融解に対してきわめて大きな抵抗性をもつ(図-1)ので、気象作用が激しい場合にはAEコンクリートを用いるのが原則である。

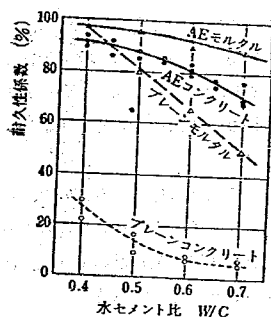
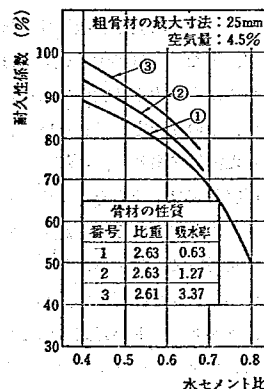


図-1 コンクリートおよびモルタルの水セメント比と凍結抵抗性との関係(永倉)



(注) 耐久係数  $DF = P \cdot N / M$  (%)

$P$ :  $N$  サイクルにおける動弾性係数比 (%)

$N$ : 試験を終了した所定サイクル数または  $P$  が60%以下に低下したときのサイクル数

$M$ : 所定サイクル数、通常300サイクル

図-2 水セメント比と耐久係数(土研)

コンクリートの水セメント比を小さくするほど凍結融解抵抗性は向上する（図－１、図－２）。標準示方書で、耐久性をもとに水セメント比を定める場合のＡＥコンクリートの水セメント比を、表－１のように定めている。

表－１ コンクリートの耐久性とともに水セメント比を定める場合の、ＡＥコンクリートの最大水セメント比（無筋および鉄筋コンクリート標準示方書）

| 気象条件<br>建築物の断面<br>露出状態     | 気象作用が激しい場合、または凍結融解がしばしば繰返される場合 |       |      | 気象作用が激しくない場合、または氷点下以下の気温となることがまれな場合 |       |      |
|----------------------------|--------------------------------|-------|------|-------------------------------------|-------|------|
|                            | 薄い場合                           | 普通の場合 | 厚い場合 | 薄い場合                                | 普通の場合 | 厚い場合 |
| (1) 連続して、あるいはしばしば水で飽和される部分 | 5.5                            | 6.0   | 6.0  | 5.5                                 | 6.5   | 6.5  |
| (2) 普通の露出状態にあり、(1)に属さない場合  | 6.0                            | 6.5   | 6.5  | 6.0                                 | 7.0   | 7.0  |

コンクリートの凍結融解抵抗性には、骨材の性質も大きな影響をもつ。一般に、比重が小さいものほど、また吸水量が大きいものほど気象作用に対する耐久性が劣る。標準示方書では、硫酸ナトリウムによる安定性試験における損失重量の限度を細骨材で１０％、粗骨材で１２％と定めているが、この規定を満足しない骨材でも、過去に同様な気象条件のもとで使用して満足な耐久性を示した実例があれば、これを用いてよい。

凍結融解作用は、そもそもコンクリートに水が滲透することに起因するもので、水密性のよいコンクリートを施工することが重要で、そのためにはプラスチックでワーカビリチーのよいコンクリートを用いて豆板・ひびわれ・不完全な打継目などの欠陥が生じないように、とくに打込みおよび締固めを急に行ない、かつ十分な養生を行なうことが必要である。

また、コンクリートが完成後にできるだけ水に接しないように、排水を容易にしたり、排水孔の流水口をコンクリート露出面に出さないなど配慮することも重要である。

以上を要約すれば、凍害に対する抵抗性の大きいコンクリートをつくるには、つぎのことが必要である。

- 1) 良質のＡＥ剤または減水剤を使用してＡＥコンクリートとする。
- 2) 耐久的な骨材を選択する。
- 3) 水セメント比の小さいコンクリートを用いて、打ちこみ・養生を適切に行なう。
- 4) コンクリートをできるだけ水に接しないような配慮をする。止むを得ないときは事前に補修のことを考えておく。

なお、凍害により損傷を生じたコンクリートの修復はきわめて困難であるが、軽度の損傷であれば、劣化した部分をはとり取ってセメントモルタル、樹脂混入モルタルなどで修復することができる。

凍結防止のために塩化カルシウムなどの薬剤を散布した場合のコンクリートへの影響については、A E剤を用いないコンクリートの場合にはひびわれや崩壊を起す原因となるが、A Eコンクリートはこれらに対しても十分な耐久性を有するものである。（コンクリート研究室）

## 1-2 現場打設コンクリートの強度について

### （主 旨）

現在護岸工事に使用されているコンクリートは40-3-210 ( $S=240\text{ Kg/cm}^2$  60%以下)の品質のものを使用している。

標準養生に於ける $\sigma_{28}$ は $240\sim 250\text{ Kg/cm}^2$ の強度があるが現場で打設されたコンクリートの品質について48年度施工工事の実体を調査した処、下記のような結果が判明した。

|                             |                            |
|-----------------------------|----------------------------|
| 対象工事件数                      | 67件                        |
| コアー採取個数                     | 169個                       |
| 210Kg/cm <sup>2</sup> を下廻る率 | 50.3%                      |
| コアー圧縮強度の最低                  | 122 Kg/cm <sup>2</sup>     |
| 最高                          | 313 Kg/cm <sup>2</sup>     |
| ヒストグラフに於ける最大件数と強度           | 29件 210 Kg/cm <sup>2</sup> |

護岸構造は次図に示す通り、縦枠コンクリート張、および格子枠コンクリート張を採用している。

施工方法として法面コンクリート打設については2割勾配もあり型枠を使用せず3cmの硬練コンクリートを使用した工法に適したバイブレーターのつき固を行っており、コンクリートのたれるのを防ぐため十分なバイブレーターによるつき固は行われていないのが現状である。

以上のような状況を考えると河川工作物としての護岸の場合、又木曾川上流管内の河状から考えた場合打設されたコンクリート強度がどれだけの必要とするのか、又、耐久性から判断した場合にはどのような配合のコンクリートであればよいのか御教示願いたい。

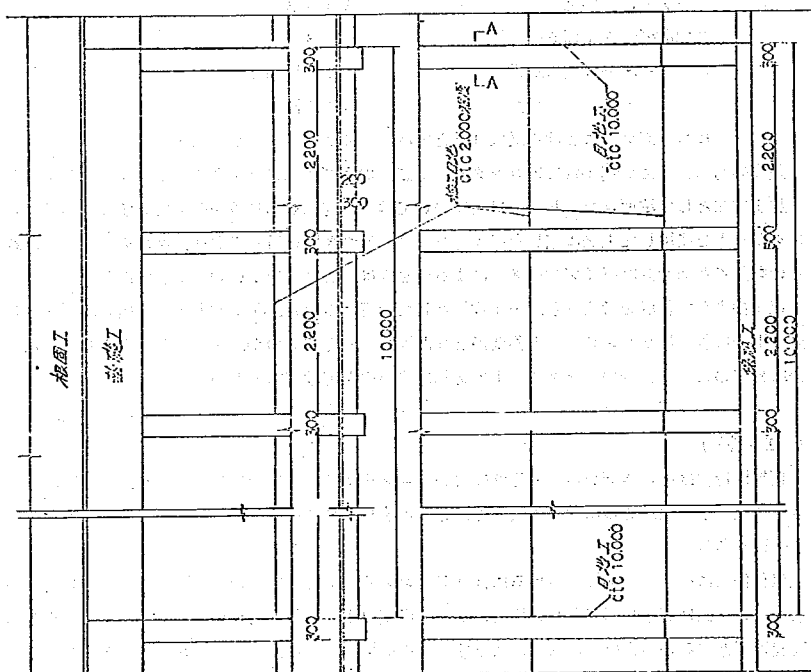
（木曾川上流）

### （回 答）

護岸構造物はその機能からみてそれに用いるコンクリートの配合は強度よりも気象作用に対する耐久性、水密性、さらに流水に接する部分ではすりへりに対する抵抗性などを考慮して決定する必要がある。

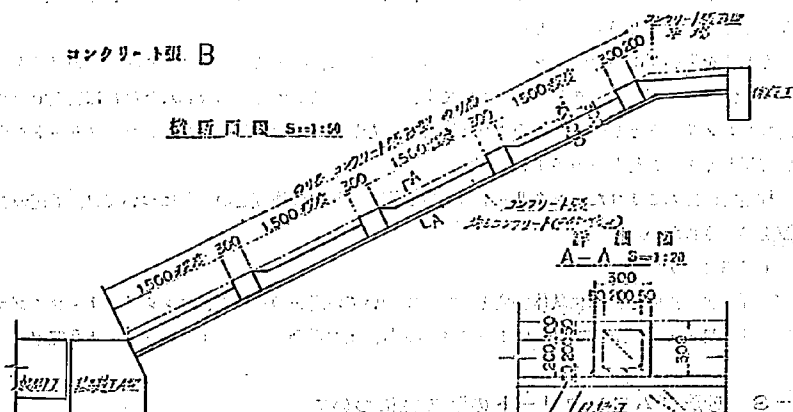
気象作用に対する耐久性を高めるにはA Eコンクリートを用いるのが原則であり、その場合の水セメント比は気象作用が激しい場合は60%程度以下、気象作用が激しくない場合でも65%程度以下とするのがよい。水密性およびすりへり抵抗の面からは、水セメント比は55%程度以下とするのがよい。

耐久性・水密性のよいコンクリートとするためには、ワーカビリティーのよいコンクリートを用



コンクリート張 B

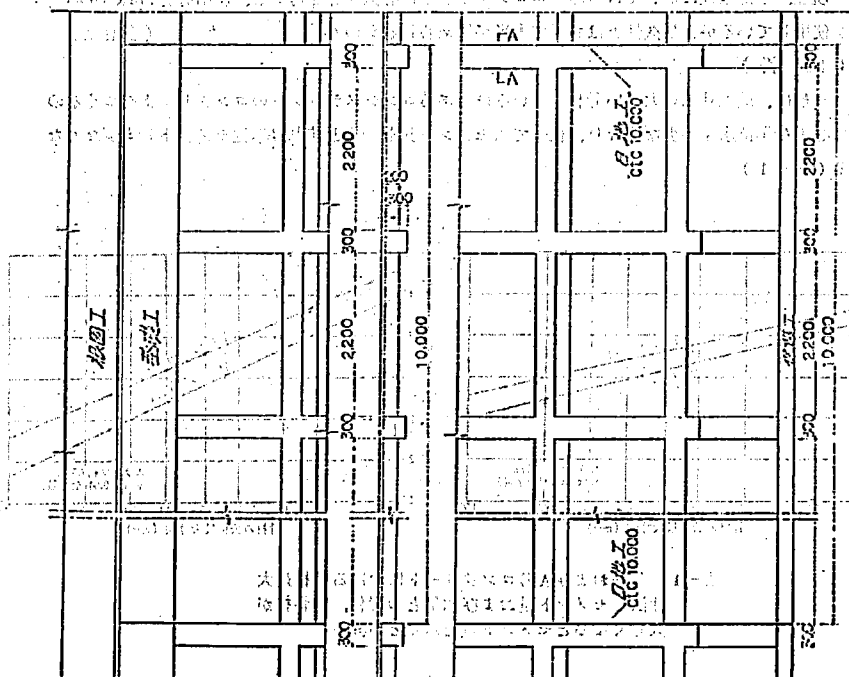
檢 所 用 図 S-1:50



平 均 速 度  $S=1:50$

15 M N S=1:50

平面图  $S=1:50$



いて取扱中の材料分離をできるだけ少なくし、入念な打ちこみ・締固めを行なうとともに、十分な養生を行なうことが重要である。

型わくを用いずに斜面にコンクリートを打設する際に、締固めの時のコンクリートの流下をきらって低スランプのコンクリートを用いても、その締固めが十分に行なわれなければ密実で耐久的なコンクリートとし難く、このような場合は、むしろある程度流動性のよいコンクリートを用いて型わく施工を行なう方がよい。

構造物に打ちこまれたコンクリートの強度と標準供試体の強度との相関については、下記の文献を参照されたい。

(参考文献)

「コア強度と標準供試体強度との関係についての既往の資料」、コンクリート・ライブラリー第38号、PP75~83、1974年9月、土木学会 (コンクリート研究室)

### 1-3 砂防ダムコンクリートの耐久性について

#### (主 旨)

現在、中部地建においては砂防ダムコンクリートは耐久性等を考慮し、使用骨材max80mmを使用しているが、耐久性とは骨材で大半が決められるものか。 (多治見)

#### (回 答)

一般に、最大寸法の大きい骨材を用いるほどあるコンシステンシーのコンクリートをつくるのに必要な単位水量が少なくなり、従って水セメント比を一定とすれば単位セメント量も少なくなる(図-1)。

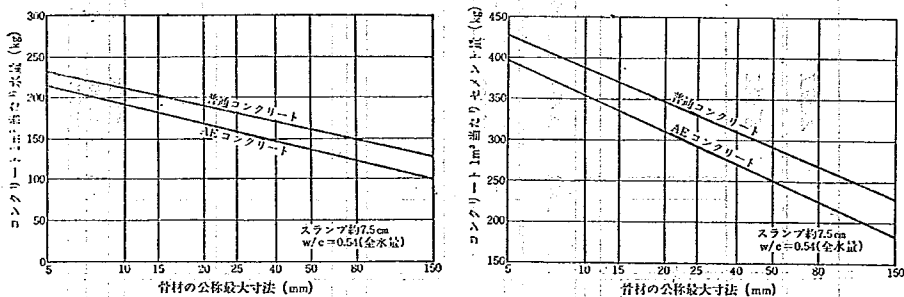


図-1 普通およびAEコンクリートにおける骨材最大寸法とセメント量および水量との関係、粗骨材が大きくなるとセメント量と水量が減る。

従って、施工に支障をきたさない範囲内でできるだけ大きな最大寸法の粗骨材を選ぶのが得策であると考えられてきたが、最近の研究によって、図-2に示すように、高強度コンクリートと低強度コンクリートとでは粗骨材の最大寸法が単位セメント量およびコンクリートの強度におよ

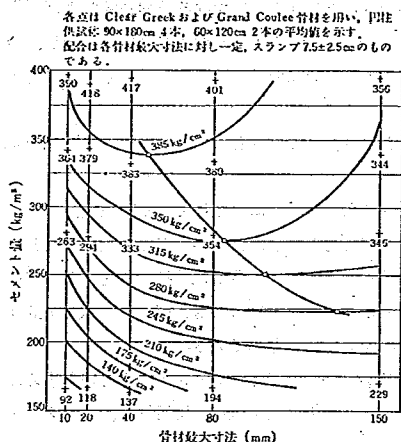


図-2 種々の圧縮強度に対する骨材最大寸法とセメント量との関係、セメント量の最小に対する圧縮強度は骨材最大寸法と逆に変化する。

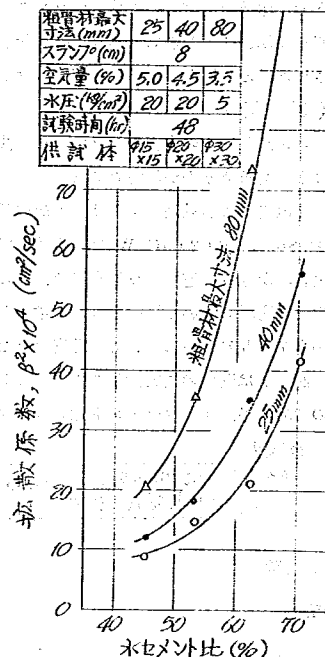


図-3 粗骨材最大寸法と透水性 (拡散係数) との関係 (村田)

ぼす影響が異なることが明らかにされている。すなわち、 $250 \text{ Kg}/\text{cm}^2$  程度以下の強度範囲では所定の強度を得るのに必要な単位セメント量は粗骨材最大寸法の増大につれて減少するが、 $350 \text{ Kg}/\text{cm}^2$  をこえるような高強度範囲では単位セメント量はある程度以上に骨材寸法が大きくなると増加する傾向を示す。

マスコンクリートなどで一般に用いられる比較的低強度のコンクリートの場合には、最大寸法のできるだけ大きい骨材を用いるのが有利であるが、図-3に示すように、最大寸法を大きくするとコンクリートの水密性が低下するので、とくに水密性が要求される場合はその面から最大寸法をおさえる必要があろう。

(コンクリート研究室)

#### 1-4 ダムコンクリートの配合設計について

##### (主 旨)

無筋コンクリート、鉄筋コンクリート、コンクリート舗装では配合設計をする場合28日強度を用いC/Wと $\sigma_{28}$ の関係式として $\sigma_{28} = -210 + 215C/W$ を用いている。ダムコンクリートでは標準仕様書第4条強度にコンクリートの強度は材令91日における圧縮強度および引張強度を基準とすると定めており、配合設計のため $\sigma_{91} = b + n C/W$ 式が示されていないし、発表されたものも見当たらない。土研の試案があれば御教示願いたい。(中部技術)

##### (回 答)

コンクリートの強度をもとに配合を決定するときは、圧縮強度と水セメント比との関係を試験によって求めるのが原則である。

「無筋および鉄筋コンクリート標準示方書」95条〔解説〕に示されている関係式、 $\sigma_{28} = -210 + 215C/W$ は、小規模で大きな強度を必要としない工事などで試験を行わない場合にかぎって適用しうるので、この式は建設省土木研究所、国鉄鉄道技術研究所および電力中央研究所において試験された多数の実験結果(1950~1955年)にもとづき、W/Cが50%から70%の範囲において十分安全となるように定められたものである。

図-1は既設の代表的なダムにおける施工実績から圧縮強度と水セメント比の関係求めたものであるが、同一水セメント比のコンクリートでもダムの型式・規模、使用材料、コンクリート

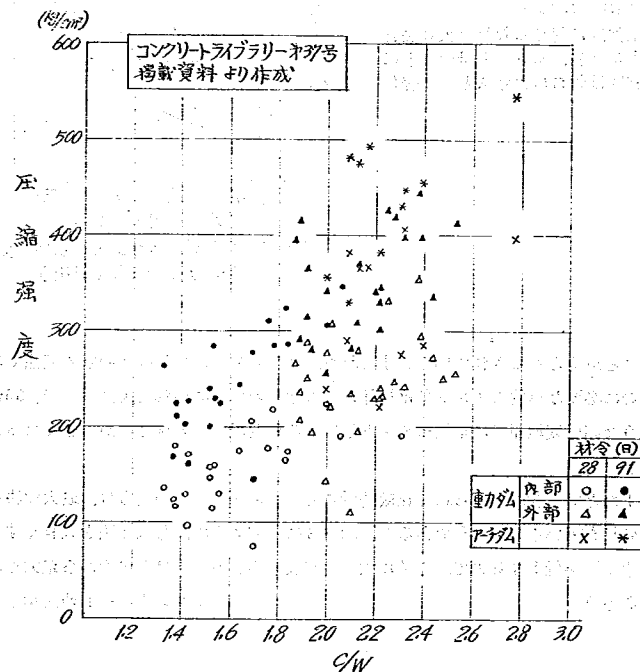


図-1 既設のダムに用いられたコンクリートのC/Wと圧縮強度との関係

の配合、施工方法などのちがいによりコンクリートの強度は大幅に異なっている。このような結果から、かりにその最低線を示す関係式  $\sigma_{91} = -a + b \frac{C}{W}$  を求めて一般のダムコンクリートに適用するとしても、経済性その他の面から決して合理的とはいえず、ダムのような規模の大きい工事の場合は、工事ごとに試験を行なって配合を決定すべきである。

重力ダムの外部コンクリートなどのように、強度よりも耐久性や水密性から水セメント比を決める必要があるものについては、水セメント比は「ダムコンクリート標準示方書」30条に準じて選定すればよい。

工事規模があまり大きくなく、また所要強度が比較的小さい場合には、経済的な配合を求めるためにくり返し試し練りを行なうことよりは、既存の資料や過去の経験をもとにあらかじめややゆとりのある配合を定めておき、現場の状況に応じてこれを補正して用いることの方が工事の遂行全体からみて経済的となる場合が多いと考えられる。このような趣旨から、小規模ダム・床固め等に対する標準配合表(案)\*が土木研究所コンクリート研究室により作成されている。

\*(参考文献)

土木研究所コンクリート研究室、「砂防ダムコンクリート標準配合表」、土木技術資料、  
Vol. 11, No. 5 (コンクリート研究室)

## 1-5 標準粒度の範囲を外れた骨材粒度を使用したコンクリートの強度および耐久性について

### (主 旨)

最近の骨材不足は深刻な問題となっている。今後、コンクリートの配合設計において標準粒度の範囲から外れた骨材を使用する場合がでてくる。又、施工現場でも往々にこのような状態が現われる可能性があるものと思われる。範囲から外れる程度の問題もあると思うが、このような骨材を使用した場合、強度、耐久性にどのような影響があるのか、この点について試験結果等があればあわせて御示し願いたい。

(中部技術)

### (回 答)

標準示方書に示された骨材の粒度範囲は、この程度のものを用いれば、通常、所要のコンクリートを経済的につくることができることを示したものであって、それを外れた粒度のものを用いてはならないということではない。標準粒度範囲を外れる骨材を用いても、セメント量を増したり細骨材率を適当に選ぶことによって、所要の品質のコンクリートをつくることができる。

適当な粒度の骨材が現場ちかくで得られない場合に、粒度調整したり粒度のよい骨材を他の産地から運んだりして用いるか、あるいは粒度の不良を配合で補なって用いるかは、主として経済性から判断すべきことである。

細骨材の粒度と、モルタルおよびコンクリートの単位セメント量、圧縮強度との関係については、表-1、表-2の実験例に示すように水セメント比およびスランプを一定とすれば細骨材の粒度が大幅に変わってもモルタルおよびコンクリートの強度に大きな影響は与えないが、粗粒率が

表-1 モルタルにおよぼす砂の粒度の影響

| 配合 | セメント量<br>(kg/m³)* | 圧縮強度 (kg/cm²)<br>材令 28 日* | 砂の粗粒率 | 砂の粒度 (残留量, %) |     |     |     |      |    |  |
|----|-------------------|---------------------------|-------|---------------|-----|-----|-----|------|----|--|
|    |                   |                           |       | 2.5mm         | 1.2 | 0.6 | 0.3 | 0.15 | 受皿 |  |
| 1  | 502               | 395                       | 3.29  | 30            | 23  | 17  | 13  | 10   | 7  |  |
| 2  | 493               | 384                       | 3.18  | 21            | 23  | 26  | 18  | 9    | 3  |  |
| 3  | 504               | 376                       | 3.14  | 24            | 20  | 21  | 21  | 12   | 2  |  |
| 4  | 504               | 375                       | 3.03  | 22            | 21  | 20  | 17  | 15   | 5  |  |
| 5  | 520               | 373                       | 2.94  | 15            | 20  | 30  | 19  | 11   | 5  |  |
| 6  | 520               | 379                       | 2.91  | 21            | 20  | 19  | 17  | 15   | 8  |  |
| 7  | 531               | 381                       | 2.79  | 20            | 19  | 18  | 17  | 15   | 11 |  |
| 8  | 524               | 387                       | 2.75  | 12            | 20  | 24  | 24  | 15   | 5  |  |
| 9  | 528               | 368                       | 2.71  | 6             | 16  | 36  | 29  | 11   | 2  |  |
| 10 | 540               | 363                       | 2.70  | 17            | 11  | 15  | 42  | 12   | 3  |  |
| 11 | 551               | 366                       | 2.55  | 4             | 4   | 46  | 38  | 6    | 2  |  |
| 12 | 546               | 392                       | 2.54  | 17            | 17  | 17  | 17  | 16   | 16 |  |

\* おのおの値は W/C=0.50, スランプ=5.7cm で一定とし, Hoover, Grand Coulee および Friant 各ダムで行なった試験の平均である。  
強度は 3 種の砂のおのおのつくった 5×10 cm の円柱体 3 個からえたものである。

表-2 コンクリートにおよぼす砂の粒度の影響

| 配合* | セメント量<br>(kg/m³) | 圧縮強度 (kg/cm²)<br>材令 7 日 | 砂の粗粒率 | 砂の粒度 (残留量, %) |     |     |     |      |    |  |
|-----|------------------|-------------------------|-------|---------------|-----|-----|-----|------|----|--|
|     |                  |                         |       | 2.5mm         | 1.2 | 0.6 | 0.3 | 0.15 | 受皿 |  |
| 1   | 283              | 194                     | 3.10  | 27            | 20  | 17  | 15  | 14   | 7  |  |
| 2   | 285              | 189                     | 2.93  | 21            | 19  | 22  | 22  | 14   | 5  |  |
| 3   | 290              | 200                     | 2.91  | 21            | 20  | 19  | 17  | 15   | 8  |  |
| 4   | 292              | 190                     | 2.89  | 16            | 12  | 30  | 31  | 9    | 2  |  |
| 5   | 285              | 197                     | 2.74  | 15            | 15  | 25  | 24  | 16   | 5  |  |
| 6   | 299              | 192                     | 2.70  | 10            | 10  | 34  | 34  | 10   | 2  |  |

\* 配合はつぎの標準による: W/C=0.57, スランプ=10 cm, 砂=37%, 粗骨材粒度は 5~10 mm 20%, 10~20 mm 30%, 20~40 mm 50%, 強度は 15×30 cm 円柱体で試験したものである。

小さくなると単位セメント量が増加する。

粗骨材の粒度と単位セメント量との関係については、表-3 の実験例に示すように、粗骨材最

表-3 粗骨材の粒度による単位セメント量の変化

(Design and Control of Concrete Mixtures より)

| 粗骨材の粒度 (重量百分率) |          |          | 粗粒率  | 最も適した<br>細骨材率<br>(%) | 単位セメント量 (kg) |              |
|----------------|----------|----------|------|----------------------|--------------|--------------|
| 5~10 mm        | 10~20 mm | 20~40 mm |      |                      | 最も適した細骨材率のとき | 粗骨材率 35% のとき |
| 35             | 0        | 65       | 7.35 | 40                   | 300          | 320          |
| 30             | 17.5     | 52.5     | 7.23 | 41                   | 300          | 325          |
| 25             | 30       | 45       | 7.20 | 41                   | 300          | 345          |
| 20             | 48       | 52       | 7.12 | 41                   | 300          | 335          |
| 0              | 40       | 60       | 7.60 | 46                   | 300          | 390          |

大寸法、水セメント比、スランプを一定とすれば、粗骨材の粒度が相当変わっても細骨材率を適当に選べば単位セメント量はほとんど変化しない。すなわち、粗骨材の粒度の適性範囲はかなり広いといえる。

図-2は舗装用コンクリートを対象として細骨材の粒度が最適単位粗骨材量および単位水量に

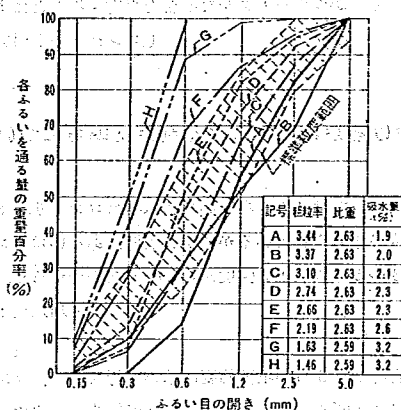


図-1

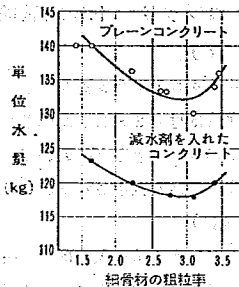
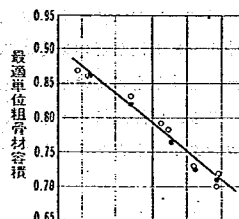


図-2

およぼす影響を調べたもので、図-1に示すような各種粒度の細骨材を用い、粗骨材の最大寸法4.0mm、単位セメント量300Kg、沈下度2.5秒としたときの結果である。これは、細骨材の粒度の影響がかなり大きいことを示している。

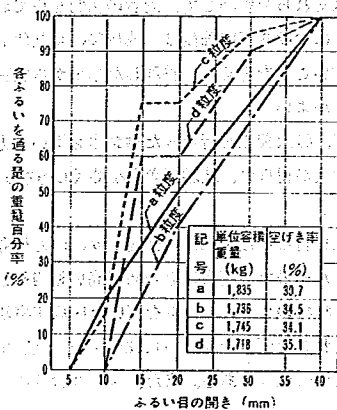


図-3

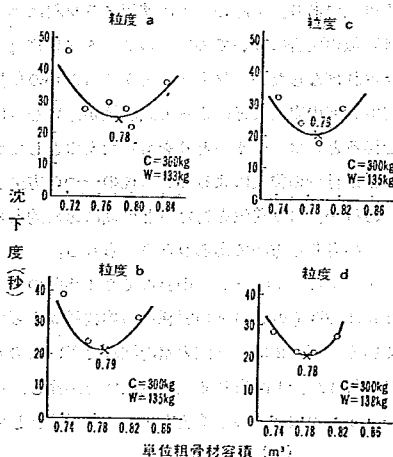


図-4

図-4は粗骨材の粒度の影響について試験した結果で、図-3のように粗骨材の粒度が大幅に変わっても、細骨材を同一（粗粒率2.74）、単位セメント量一定（ $C=30.0\text{ Kg}$ ）、沈下度一定（20～25秒）とした場合、最適単位粗骨材容積および単位水量にはほとんど影響をおよぼさないことを示している。

骨材の粒度がコンクリートの耐久性におよぼす影響は、粒度の変化にともなう細骨材率、単位水量、水セメント比などの変化に依存するものであるから、骨材の粒度とコンクリートの耐久性とは直接対応するものではない。標準粒度を外れる骨材であっても、その状態に応じて適切な細骨材率を選び、単位水量ができるだけ少なく、かつワーカブルな配合を選定することによって耐久的なコンクリートとすることができる。

（コンクリート研究室）

#### 1-6 コンクリート圧縮試験における短期材令による判定基準等について

##### （主 旨）

レデーミクスト・コンクリートの品質についてはJISあるいは土木学会コンクリート標準示方書によれば材令28日を基準として強度がきめられているが短かい工期、あるいはコンクリート使用量の多い工事などにおいて早急（3～5日程度）に強度確認が必要な場合があり、短期材令の基準について教示されたい。

（愛知県土木部）

##### （回 答）

コンクリートの品質検査は、一般の場合材令28日の圧縮強度に基いて行なうが、コンクリートの品質管理の目的からはできるだけ早期に判断を下して処置することが好ましいので、材令28日強度以外にも早期材令（3日、7日など）における圧縮強度によって品質を管理することが行なわれている。しかし、設計基準強度を材令28日強度にとるかぎり、品質管理に用いようとする早期材令における圧縮強度と材令28日における強度との相関を明らかにしておくことは不可欠であり、実際の工事に使用する材料についてあらかじめ試験を行なうが、同種の材料または類似の配合についての既往のデータが豊富なときはそれらを整理して、両者の相関を得ておかなければならない。材令3日とか7日とかの早期材令における圧縮強度は、成形後の供試体温度、養生温度の変動などによって試験値が影響を受けやすいことを考えて、整理した結果から相関式を得るときは、ややゆとりをもったものとしておくのがよい。

早期材令の強度による品質管理の一つの方法として、温水養生を行なった供試体を用いる方法があるが、温水養生を行なうと早期に比較的大きな強度が得られ、試験誤差も小さくし得るので、一つの有効な方法であろうと考えられる。

図-1は、 $70^{\circ}\pm 3^{\circ}\text{C}$ の温水で24時間の促進養生を行なった供試体の強度（ $\sigma_{cs}$ ）と材令28日強度（ $\sigma_{c28}$ ）との関係を室内試験によって求めた結果で、両者はきわめて高い相関を示している。図-2は、上記の室内試験で用いたのと同じ材料のコンクリートを用いた床版工事現場で1日4回、1回当り6個の供試体を製作し、それぞれ3個ずつを $\sigma_{cs}$ および $\sigma_{c28}$ 試験用として3個の供試体の平均値を1つの試験値として求めた管理図である。また、図-3は建設省の

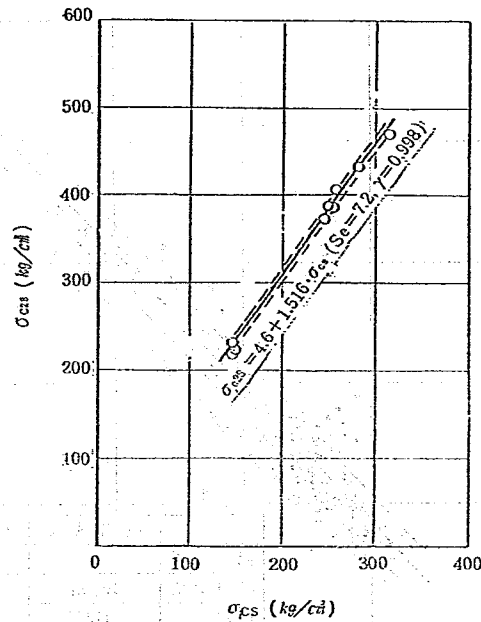


図-1 室内試験による  $\sigma_{cs}$  と  $\sigma_{c28}$  との関係

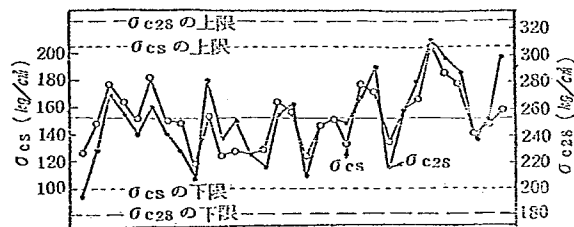


図-2 コンクリートの品質管理図

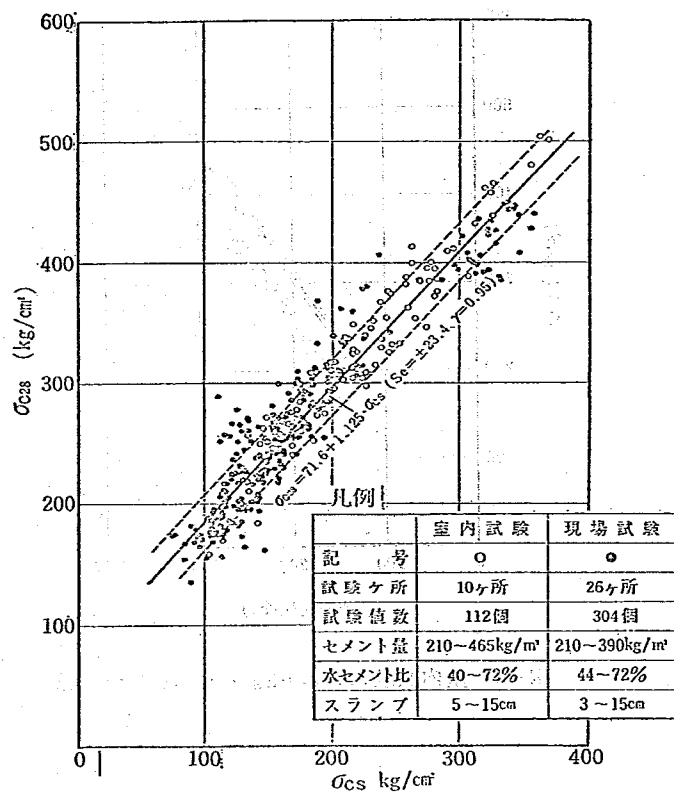


図-3  $\sigma_{cs}$  と  $\sigma_{c28}$  との関係 (7 試験箇所における共通試験)

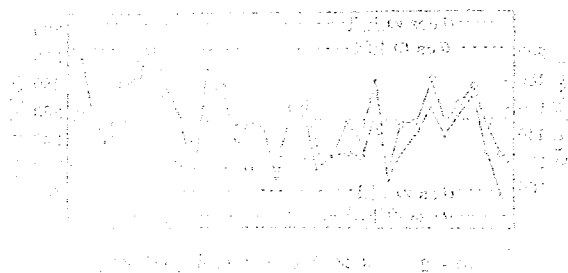


表-1 使用材料と配合の範囲

|         |            |              |            |
|---------|------------|--------------|------------|
| 使用材料の品質 | セメント       | 普通ポルトランドセメント | 9社の製品      |
|         | 細骨材        | 表乾比重         | 2.53~2.64  |
|         |            | 吸水量          | 1.00~3.20% |
|         | 粗骨材        | 表乾比重         | 2.53~2.71  |
|         |            | 吸水量          | 0.42~3.67% |
|         | 混和材        | A E 剤        | 13ヶ所       |
|         |            | 減水剤          | 10ヶ所       |
| 配合条件    | 単位セメント量の範囲 |              | 210~465 kg |
|         | 水セメント比の範囲  |              | 40~72%     |
|         | スランプの範囲    |              | 3~15 cm    |
|         | 空気量の範囲     |              | 4%程度が多い    |

7技術事務所で実施された室内試験および現場試験結果で、現場試験における使用材料およびコンクリートの配合は表-1のとおりかなり広範囲にわたり、かつ試験者・試験場所が異なっていたにもかかわらず、総計416個のデータにより  $\sigma_{cs}$  から  $\sigma_{c28}$  を推定する際の推定値の標準誤差は  $2.3 \text{ kg/cm}^2$  程度、 $\sigma_{cs}$  と  $\sigma_{c28}$  との相関係数は約0.95で、かなり高い相関が得られた。これは、従来実施されてきた  $\sigma_{c7}$  と  $\sigma_{c28}$  の場合の相関関係とほぼ同程度か、やや上まわる程度のものといえよう。(コンクリート研究室)

#### 1-7 砂防ダムコンクリートのセメント使用量について

##### (主 旨)

砂防ダムコンクリートのセメント使用量について当地建としては、コンクリート標準示方書のダムコンクリートにならって  $200 \text{ kg/m}^3$  を採用して施工している、しかし他地建では下表の通り強度指定(生コンの場合)等により当地建と異った採用の方法で行なっている。このことから砂防ダムの必要最少限度のセメント使用量はどのように考えるべきか御教示願いたい。

地建別基準配合

| 地建名 | 粗骨機<br>max ㎜ | スランブ<br>cm   | 空気量<br>%     | W/C<br>%     | セメント量<br>Kg    | 混和機 | セメントの<br>種 類 | σck<br>Kg/cm <sup>2</sup> | 備 考 |
|-----|--------------|--------------|--------------|--------------|----------------|-----|--------------|---------------------------|-----|
| 東 北 | 80           | 5            | 3            | 砂利58<br>碎石64 | 200            | 石   | 普通ポルト        |                           |     |
| 関 東 | 80           | 4            | 3            | 65           | 195            | "   | 高 炉 B        | 160                       |     |
| 北 陸 | 80           | 5            | 3.5          | 60以下         | 砂利185<br>碎石240 | "   | "            |                           |     |
| 中 部 | 生コン80        | 3<br>4       | 3<br>—       | 55以下         | 200            | "   | "            |                           |     |
| 近 畿 | 生コン40        | 5            | —            | 70           | 212            | "   | 普通ポルト        | 160                       |     |
| 中 国 | 80<br>生コン40  | 5±2.5<br>5±1 | 3.5±1<br>3±1 | 55以下         | 220<br>258     | "   | 高 炉 B        | 160                       |     |
| 四 国 | 80           | 5±1          | 3±1          | 60           | 200            | "   | "            | 229                       |     |
| 九 州 | 生コン100       | 4±1          | 3~4          | 60以下         | 180            | "   | "            | 160                       |     |

(河川工事課)

(回 答)

ダムコンクリート標準示方書によれば、ダムの外部コンクリートの単位セメント量は単位水量と所要の水セメント比とから求めることとなっており、水セメント比は所要の強度、耐久性、水密性をもとに定めることとなっているが、砂防ダムの場合にはさらにすりへり抵抗性をも考慮して単位セメント量を決定する必要がある。

(砂防ダムは一般に設計基準強度が小さいので、所要の水セメント比は耐久性、水密性、すりへり抵抗性などからきまる場合が多いと考えられるが、気象条件やすりへり作用の程度などは地域、箇所によって異なるものであるから、それに見合った水セメント比も異なり、従って単位セメント量もこれらの条件によって変ることは当然で、いかなる砂防ダムに対しても一律に単位セメント量を決定するものではない。

以下に、砂防ダムコンクリートの単位セメント量を求める際の一つの考え方として、土木研究所コンクリート研究室が作成した「砂防ダムコンクリート標準配合表<sup>1)</sup>」の場合を例示する。

(I) 単位水量

使用材料の品質その他によって所定のスランブをもつコンクリートをつくるのに必要な水量は異なるので、単位水量は一定とし難いが、従来から用いられている参考表、建設省技術研究会による共同試験結果、現場における実績等をもとに、ある程度の余裕をみて単位水量を設定すると、表-1 のようになる。

表-1 単 位 水 量 (Kg)

| 粗骨材<br>スランブ(㎝)<br>最大寸法(mm) | 普通コンクリート |     | AE剤を用いたAE<br>コンクリート* |     | 減水剤を用いたAE<br>コンクリート** |     |
|----------------------------|----------|-----|----------------------|-----|-----------------------|-----|
|                            | 5        |     | 5                    |     | 5                     |     |
|                            | 50       | 80  | 50                   | 80  | 50                    | 80  |
| 砂 利                        | 148      | 136 | 133                  | 122 | 126                   | 115 |
| 砕 石                        | 163      | 150 | 147                  | 135 | 139                   | 127 |

\* 良質のAE剤を用いた場合で、単位水量は普通コンクリートの場合の90%とした。

\*\* 良質の減水剤 " " " " 85% "

## (2) 水セメント比

1) 強度より必要とされる水セメント比：堤高15 m程度のものでも内部応力は最大 $10\text{Kg/cm}^2$ 程度で、設計基準強度 $\sigma_{ck}$ としては $50\text{Kg/cm}^2$ 程度にとれば十分と考えられる。変動係数を18%と仮定すれば割増係数は1.14となり、配合強度 $\sigma_r$ は、 $\sigma_r=1.14 \times 50=57\text{Kg/cm}^2$ となる。従って、強度より必要とされる水セメント比は100%程度となる。

2) 水密性より必要とされる水セメント比：砂防ダムのコングリートはダムの機能上よりみれば必ずしも水密的なものでなくてもよい。しかし、コングリート中に水の流路ができ、常に水が流れる状態になるとコングリートは溶解作用をうけて徐々に劣化するので、ある程度の水密性を要することは勿論であるが、一般の場合特に留意しなければならない程要求度が高いわけではない。一般に漏水を生じているのは、豆板、ひびわれ、不完全な打継面等の欠陥部であり、コングリートの配合決定上考慮すべきことは水セメント比をある値以下にすることよりは、ワーカビリティのよいコングリートを得るように注意することであろう。

3) 耐久性より必要とされる水セメント比：気象作用に対する耐久性より必要とされる水セメント比は、使用材料の性質、コングリートの養生条件等多くの要因に影響されるので、これを一律に定めることは困難である。しかし、ダムコングリート標準方書では、耐久性をもとに水セメント比を定める場合のA Eコングリートの最大水セメント比を、気象作用が激しい場合に対して60%、気象作用が激しくない場合に対して65%を標準としているのでこれを一つの目標と考え、既往の実験結果や経験による判断をも併せて、耐久性より必要とされる水セメント比を表-2のように設定する。

表-2. 耐久性より必要とされる水セメント比

| 区分<br>粗骨材 | 気象作用が激しい場合 |   | 気象作用が激しくない場合 |   |
|-----------|------------|---|--------------|---|
|           | 砂          | 利 | 砂            | 利 |
| 砂         | 5          | 7 | 6            | 2 |
| 砕石        | 6          | 3 | 6            | 8 |

4) すりへり抵抗より必要とされる水セメント比：砂防ダムの天端、水通し、水叩き、下流法面などは出水時ごとに流送砂礫によってすりへり作用と衝撃作用をうける。すりへり作用は、表層に平行に作用するみがきの要素と、表層に直角に作用する突き砕きの要素とからなるが、砂防ダム等のうけるすりへり作用は設置場所あるいは時期により流送土砂の質が異なるので、どれが主要素であるということとはできない。

すりへり試験はいろいろな方法が提案されているが、実際の作用を再現する方法は開発されておらず、従ってすりへり作用に対する耐久性に関しては今後に残されている。すりへりに関する既往の実験結果としては、a) コングリートのすりへり減量は水セメント比が小さいほどほぼ直線的に小さくなること、b) 砂の吹きつけによるすりへり減量としては、空気量6%程度のA Eコングリートと普通コングリートとで殆ど差がないこと、c) 同じく砂の吹きつけによるすりへり減量は、空気量、水セメント比の如何にかかわらず空隙比( $v/e$ )の関数で表わされ、

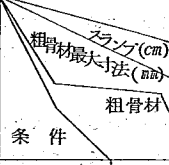
$v/c$  が 2.5 をこえるとすりへり減量の増加の度合いが大きくなること、などが報告されている。

上記の実験結果 c) を参考にすると、 $v/c=2.5$  に対応する水セメント比は 60～70% 程度となるので、すりへり抵抗より必要とされる水セメント比としては安全をみて 55% 前後を最大値と考えておくのが妥当と思われる。

### (3) 単位モメント量

(2)～(3) の耐久性および(2)～(4) のすりへり抵抗より必要とされる水セメントをもとに、粗骨材の種類に応じて多少の加減を行なって水セメント比を設定し、その水セメント比と(1)の単位水量

表-3. 水セメント比および単位セメント量

|  |    | 普通コンクリート   |           |            |           | AE剤を用いた<br>AEコンクリート |           |            |           | 減水剤を用いた<br>AEコンクリート |           |            |           |
|-----------------------------------------------------------------------------------|----|------------|-----------|------------|-----------|---------------------|-----------|------------|-----------|---------------------|-----------|------------|-----------|
|                                                                                   |    | 5          |           |            |           | 5                   |           |            |           | 5                   |           |            |           |
|                                                                                   |    | 50         |           | 80         |           | 50                  |           | 80         |           | 50                  |           | 80         |           |
|                                                                                   |    | W/C<br>(%) | C<br>(Kg) | W/C<br>(%) | C<br>(Kg) | W/C<br>(%)          | C<br>(Kg) | W/C<br>(%) | C<br>(Kg) | W/C<br>(%)          | C<br>(Kg) | W/C<br>(%) | C<br>(Kg) |
| 条件<br>すりへり作用が<br>はげしい部分                                                           | 砂利 | 52         | 285       | 52         | 260       | 52                  | 255       | 52         | 235       | 53                  | 240       | 52         | 220       |
|                                                                                   | 碎石 | 57         |           | 58         |           | 58                  |           | 58         |           | 58                  |           | 58         |           |
| 気象作業が<br>激しい場合                                                                    | 砂利 | —          |           |            |           | 57                  |           | 57         |           | 57                  |           | 58         |           |
|                                                                                   | 碎石 | —          |           |            |           | 63                  | 235       | 63         | 215       | 63                  | 220       | 64         | 200       |
| 気象作用が<br>激しくない場合                                                                  | 砂利 | 62         | 240       | 62         | 220       | 62                  | 215       | 63         | 195       | 62                  | 205       | 62         | 185       |
|                                                                                   | 碎石 | 68         |           | 68         |           | 68                  |           | 69         |           | 68                  |           | 69         |           |

とから単位セメント量を求めると、表-3 のようになる。

なお、最近、大型の砂防ダムも施工されつつあるが、このような場合は使用材料に応じてそれぞれ配合設計をすべきである。

- 1) (参考文献) 土木研究所コンクリート研究室、“砂防ダムコンクリート標準配合表”、土木技術資料、Vol. 11, No. 5. (コンクリート研究室)

この問題は研究成果にもとづく判断でなく、むしろ地建サイドの技術判断ではないかと考える。砂防ダムのコンクリートの配合設計を行なうのに地建では通常の場合、砂防ダム各部位の内部応力や耐摩耗性から決まるコンクリートの所要強度をもとにしてコンクリートの圧縮強度から水セメント比を定めるという手続きで行なわずに、耐久性コンクリートは強度上の問題も含めて砂防ダムコンクリートとして充分であるという理念のもとに、コンクリート標準示方書の無筋コンクリートの耐久性をもととして水セメント比を定める場合の最大の水セメント比の表から水セメント比を求め、単位水量を作業ができる範囲内でできるだけ少なくなるように試験して定めて、水セメント比と単位水量から単位セメント量を決定しているのではないだろうか。ということで、耐久性をもととして水セメント比の最大値を求める表において気象条件と構造物の種類または位置のうちどのランクを採用するかは地建の判断であると申し上げる。(砂防研究室)

## 2. 構造物に関する問題点

### 2-1 寒冷地における鋼橋の鋼材選定について

#### (主 旨)

飯田国道工事事務所管内での最低気温は下表の通り $-20^{\circ}\text{C}$ 程度であるが、低温脆性による鋼材の使い分けを道路橋示方書以外に特別考慮する必要があるか。

#### ① 飯田国道管内の気温

昭和49年1月(近年例を見ない寒さ)

| 地 名   | 最低気温    | 月平均最低気温 | 年平均最低気温 | 過去最低気温  |
|-------|---------|---------|---------|---------|
| 飯 田   | $-12.0$ | $-7.7$  | $-4.7$  | $-16.5$ |
| 清 内 路 | $-12.4$ | $-8.4$  | $-4.1$  |         |
| 飯 島   | $-13.0$ | $-8.0$  | $-6.5$  |         |
| 伊 那   | $-15.7$ | $-9.7$  |         |         |
| 奈 良 井 | $-15.0$ | $-6.7$  |         |         |
| 木曾福島  | $-14.7$ | $-9.6$  |         |         |
| 南 木 曾 | $-12.0$ | $-7.4$  |         |         |

#### ② 特別な鋼材使い分けしている地方(事務所調べ)

1. 北海道開発庁
2. 東北地建(一部地域)
3. 国鉄(北海道内のみ)

(飯田国道)

#### (回 答)

改訂前の溶道示では、

「気温がいちじるしく低下する地方に架設される橋は、とくに低温ぜい性に注意して鋼材の選定を行なわなければならない。この場合引張を受ける重要な溶接継手を構成する部材に使用する鋼材は、その地方における最低気温においてVノッチシャルビー値  $2.8 \text{ Kg} \cdot \text{m}$  のじん性を確保することが望ましい。」となっていたが、改訂後の道示鋼橋編では、

「気温がいちじるしく低下する地方では特別な考慮を払わなければならない。」と最低気温におけるVノッチシャルビー値の試験を強制するような表現をさけている。

これは、必ずしも使用鋼材についてシャルビー衝撃試験を行なわなくても、従来の鋼材の衝撃試験の結果からその地方で考えられる最低気温での衝撃値を保証できるという考え方に基づいて変更されたものである。

貴工事事務所管内での最低気温 $-16.5^{\circ}\text{C}$ に対し、シャルビー衝撃試験での吸収エネルギー $2.8 \text{ Kg} \cdot \text{m}$ が保証できればよいと考えられる。すなわち  $\text{vTr15}$  が、この温度以下であれば脆性破壊に対し安全であると考えられる。北海道開発庁土木試験所での実験結果(表-1参照)および、「北海道開発局における溶接鋼道路橋の鋼材使用基準」、東北地建の「設計マニュアル(案)」「(図-1及2参照)を参考にし、 $-18^{\circ}\text{C}$ 程度での脆性破壊に安全なように鋼材を選定すると図

— 3 のようになる。

#### 参考文献

- 1) 橋梁関係設計要領 昭和46年4月 北海道開発局建設部
- 2) 設計マニュアル(案) 昭和46年4月 東北地方建設局
- 3) 大島久: 寒冷地における溶接構造用鋼材

——北海道開発局における溶接鋼道路橋鋼材の選定について——

第28回土木学会年次学述講演会講演概要集 (橋梁研究室)

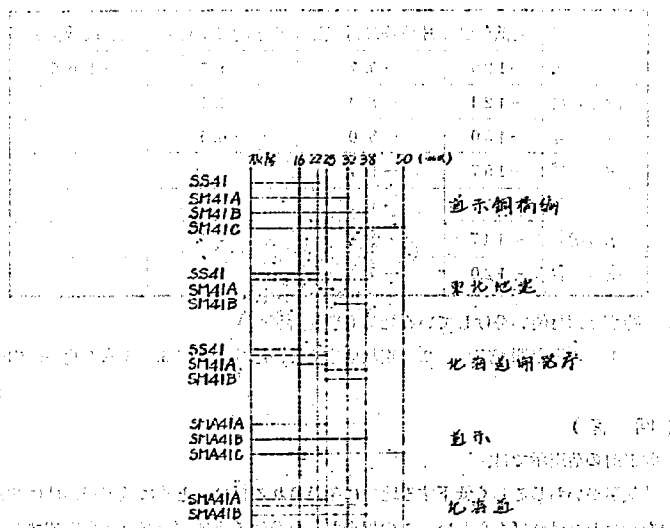


図-1 41 kg/mm<sup>2</sup>級鋼材の選定例

図-2 50 kg/cm<sup>2</sup> 級鋼材の選定例

|             |  | 板厚 15 25 32 38 (mm) |  |  |  |  |
|-------------|--|---------------------|--|--|--|--|
| SM150A      |  |                     |  |  |  |  |
| SM150B      |  |                     |  |  |  |  |
| SM150C      |  |                     |  |  |  |  |
| SM150YA     |  |                     |  |  |  |  |
| SM150YB     |  |                     |  |  |  |  |
| SM153A      |  |                     |  |  |  |  |
| SM153B      |  |                     |  |  |  |  |
| SM150A      |  |                     |  |  |  |  |
| SM150B      |  |                     |  |  |  |  |
| SM150YA     |  |                     |  |  |  |  |
| SM153B      |  |                     |  |  |  |  |
| SM150A      |  |                     |  |  |  |  |
| SM150B      |  |                     |  |  |  |  |
| SM150C      |  |                     |  |  |  |  |
| SM150A      |  |                     |  |  |  |  |
| SM150B      |  |                     |  |  |  |  |
| (-----2次部材) |  |                     |  |  |  |  |

図-3 飯田国道工事々務所内鋼種の選定提案表

|         |  | 板厚 15 25 32 38 (mm) |  |  |  |  |
|---------|--|---------------------|--|--|--|--|
| SS41    |  |                     |  |  |  |  |
| SM41A   |  |                     |  |  |  |  |
| SM41B   |  |                     |  |  |  |  |
| SM41A   |  |                     |  |  |  |  |
| SM41B   |  |                     |  |  |  |  |
| SM150YB |  |                     |  |  |  |  |
| SM153B  |  |                     |  |  |  |  |
| SM150A  |  |                     |  |  |  |  |
| SM150B  |  |                     |  |  |  |  |
| SM158   |  |                     |  |  |  |  |
| SM158   |  |                     |  |  |  |  |

| 板厚(mm)<br>鋼種 | 14                     | 16         | 19         | 22         | 25           | 28           | 32             | 34 | 38 | 40 |
|--------------|------------------------|------------|------------|------------|--------------|--------------|----------------|----|----|----|
| SM41A        | -3                     |            | -2         |            | -35          |              | -35            |    |    |    |
| SM41B        |                        |            |            |            | -40          |              | -23            |    |    |    |
| SM41C        |                        |            |            |            |              |              |                |    |    |    |
| SM50A        | -4                     | -6         |            |            |              |              |                |    |    |    |
| SM50B        |                        |            | -18<br>+25 | -35<br>-10 | -42<br>-10   | -13<br>-15   | -59<br>-12     |    |    |    |
| SM50C        |                        |            |            |            |              |              |                |    |    |    |
| SM50YA       | JIS規格判定前の鋼材            |            |            |            |              |              |                |    |    |    |
|              | -36                    |            |            |            | -27          |              | +10            |    |    |    |
| SM50YB       | +6                     |            |            |            | -13          |              | +20            |    |    |    |
| SM53B        |                        |            | -47<br>-22 |            | -43<br>-23   | -45<br>-22   | -42<br>-33     |    |    |    |
| SM53C        |                        |            |            |            |              |              |                |    |    |    |
| SM58         | -60<br>-57             |            |            |            | -60以下<br>-42 | -33<br>-10   |                |    |    |    |
| SMA41A       |                        | -40<br>-15 |            | -35<br>-19 | -30<br>-2    |              |                |    |    |    |
| SMA41B       |                        |            |            |            |              |              |                |    |    |    |
| SMA41C       |                        |            |            |            |              |              |                |    |    |    |
| SMA50A       | -32<br>+2              | -39<br>-4  | -21<br>-2  |            |              |              |                |    |    |    |
| SMA50B       |                        | +2<br>0    | -47<br>-22 | -63<br>-19 | -38<br>-15   | -37<br>-12   |                |    |    |    |
| SMA50C       |                        |            |            |            |              |              |                |    |    |    |
| SMA58        |                        |            |            |            |              | -60以下<br>-45 | -60以下<br>-60以下 |    |    |    |
| STK41        | 板厚12.7mm<br>+16<br>+16 |            |            |            |              |              |                |    |    |    |

表-1 土木試験所シャルピー衝撃試験結果

注：上段数字：vTr15(℃)

下段数字：vTrf (℃)

数字は母材、溶着部および熱影響部のうちから最も高温のものを記した。

## 2-2 一門当りの必要放流量の大きいダムゲートの製作可能限度について

### (主 旨)

長島ダムは堤高113m、集水面積534.3km<sup>2</sup>、総貯水容量78,000×10<sup>3</sup>m<sup>3</sup>の重力式コンクリートダムである。

大井川の基準点神座に於ける基本高水11,500m<sup>3</sup>/Sの内の調節量2,000m<sup>3</sup>/Sの一部を調節すべく、長島ダムではダム地点の無害流量を900m<sup>3</sup>/Sとし、計画洪水流量6,600m<sup>3</sup>/Sを最大1,600m<sup>3</sup>/S調節して最大放流量5,000m<sup>3</sup>/Sとなる一定率一定量放流による洪水調節を行なう。

最大放流量5,000m<sup>3</sup>/Sを放流する場合、コンジットゲート5門を配置したと仮定すると(ダムサイトの地形上の制約で1ブロック1門とすると、5門以上の設備は不能)、放水管ゲートの寸法は6.8m×6.8m×5門(水深3.2m)となり、既設の大渡ダムのコンジットゲート(5.0m×5.6m 水深61.1m)に比べてもかなり大きな寸法である。

圧着、あるいは摺動方式による止水の型式によって相違はあると思うが、各々の型式によるゲートは将来どの程度の大きさまで技術的に製作が可能となるものであろうか伺いたい。

(長島ダム)

### (回 答)

高圧ゲート大型化の限界は、ゲート単独の問題としてではなく、減勢工を含めた放流設備全体の問題として考えなければならない。

ゲート単独の問題としては、製作技術上限界はなくどのように大きなものであっても製作可能である。しかし、ゲートの大型化により生ずる問題の中には予測できないものも数多く含まれるものと考えなければならないから、技術発展の流れから逸脱した大型化は好ましくない。現在、長島ダムで計画中のゲートと同種の高圧ラジアルゲートの最大は大渡ダムで建設中のものであるから、この操作実績が明らかになるまではこれと同程度の規模にとどめることが適正な技術判断と考えられる。

一方、放流設備全体の問題の中でゲートの大型化に直接制約条件となる事項としては、応力集中の問題がある。これは堤体内放流管開口部周辺の応力集中の影響が1ブロック内の局所的現象として処理できるためには、開口部の幅を1ブロック幅の1/3以下にすることが必要とされるためである。

したがって、この条件を満たすためには、1ブロックを15mとする通常の施工法では放流管の最大幅は5m程度におさえられることになり、これ以上の開口幅を必要とする場合には重力ダム全体の問題として別途検討しなければならない。

また、単に計画諸数値を満たすために高圧大型ゲートを設置しても、通常の洪水調節操作ではこれを小開度で使用する場合の方が多くなり、その効果が生かされないばかりでなく、大型ゲートとして好ましくないのが普通であるから、実際の操作に適した規模となるように高圧ゲートの放流分を最小限にとどめ、低圧放流設備の負担分をできるだけ大きくする方が好ましいと言える。

洪水調節用放流設備の設計では、洪水調節計画を再検討し、計画と操作管理との間には差があることを認識して、実際に使いやすい設備となるように配慮することが必要であって、単に計画上の最大洪水に対してのみ適合するような放流設備があるだけでは不十分である。

このように高圧ゲートの大型化に関しては、ゲート自体の製作上の問題よりも、むしろその影響の方が大きいので、総合的な検討を行ってその必然性を確かめることが最も重要なことと言える。

( 篠崎試験所 )

### 2-3 コンジットパイプの腐蝕について

#### ( 主 旨 )

最近コンジットパイプの腐蝕についての報告がいくつか聞かれる。この中にはSUSを使用しているための電池作用であることをのべているものである。このような場合、電気防蝕を行うことになるがコンジットパイプの性質上より陽極の取付場所が問題となる。

戸当りにはその用途より従来からSUS材が用いられているがコンジットパイプの防蝕についてよい対策はないか御教示願いたい。

( 中部技術 )

#### ( 回 答 )

コンジットパイプの吐口部およびゲートにステンレスクラッド鋼が使用されているため、ステンレスと普通鋼との間に電位差が生じ普通鋼部が陽極となって腐食する現象が最近よく知られるようになった。

この種の腐食は、ゲートとパイプとの角度など設計条件により腐食状況が多少異なるが、コンジットパイプ内面に塗装が施されているかどうか腐食の形を決める大きな要因のようである。すなわち、無塗装の場合はステンレス部のごく近傍以外は、面積比(影響を受ける普通鋼の面積/ステンレス部の面積)が大きいため、一般の腐食と大差はないが、塗装されている場合は塗膜の欠かん部分に腐食が集中し、深い腐食孔を多数生じる傾向が認められる。

コンジットパイプ内面の腐食防止は、上記の電池作用腐食の防止と高速流水による腐食の防止の2点について考えねばならない。

実用可能な防食方法としては、塗装と電気防食の2種類の方法が考えられるが、それぞれ性能上ならびに施工上長所ばかりでなく欠点もあり、採用するに当ってはそれらの点を十分考慮する必要がある。

なお、天ヶ瀬ダムで実施した試験塗装の結果が土木技術資料(今年11月号)に発表されているので参照されたい。また、東北地建の釜房ダム、湯田ダムにおいても塗装を実施中であり、電気防食も釜房ダムにおいて試験中である。

### 防食方法の特徴

|             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
|-------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 塗装          | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 漏水、高湿などにより、良好な塗装環境をつくることがむずかしい。</li> <li>2. 足場架設や塗装作業がやり難く、危険を行なう。</li> <li>3. 適性のある塗料の選定と膜厚の確保が必要である。また、かなり高度な素地調整を要する。</li> <li>4. 塗膜欠かん部の拡大および欠かん部からの腐食を防止するため、定期点検と補修塗りが必要である。これを怠ると比較的早い時期に全面塗り替えが必要となるおそれがある。</li> </ol>                                               |
| 電気防食        | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 流速がないか、あっても小さい場合に有効で、<math>12m/sec</math> 以上になると効果が減少し、<math>20m/sec</math> 以上では効果がないといわれる。</li> <li>2. 外部電源法は適用できず、流電陽極法に限られる（Mg 陽極使用）</li> <li>3. パイプ内面に突起物をつくるため、キャビテーションの危険性を増す。また、有効断面を減じる。</li> <li>4. 多数の陽極を全面にとりつける必要がある。</li> <li>5. 定期点検と陽極のとりかえが必要である。</li> </ol> |
| 塗装）併用<br>電防 | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 塗装と電気防食の短所をそれぞれ相補って最もよい結果が期待できる。<br/>（塗膜欠かんの発生を防止し寿命を延長させる。陽極の消耗が少なくなる。<br/>また、陽極数を減少させる。）<br/>ただし、耐アルカリ性の優れた塗料の選定が必要</li> </ol>                                                                                                                                             |

### 塗装仕様の1例

1. 素地調整 サンドブラストまたはウォーターブラストにより Sa 2.5 (SIS055900-1967) まで除錆する。
2. タールエポキシ樹脂系塗料を膜厚  $500\mu$  以上に塗装（ $10^\circ C$  以下のときはタールウレタン樹脂系塗料）エアレススプレー塗り、ただし、ステンレスとの電池作用腐食により腐食孔が生じているときは、タールエポキシ系のパテを腐食孔に充てんしてから塗装する。（ $10^\circ C$  以下のときはタールウレタン系パテ）

パテ充てん → 塗装  
24時間

なお、腐食孔の生じている部分（吐口部のステンレスに近い部分）は乾燥膜厚として  $500\mu$  よりかなり厚く塗装するようにしたい。

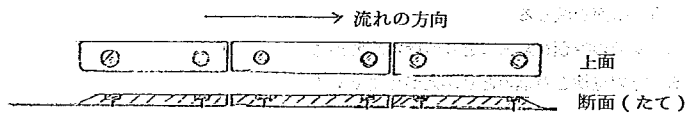
(注1) サンドブラストの場合はブラスト後にさび発生が早いのでパテ充てん後24時間乾燥してから塗装するという工程はとれないと予想される。その点、ウォーターブラストは防錆剤入りの水を使用するため、2～3日間はさびの発生がないので適用が可能である。

(注2) 塗装は乾燥膜厚として500 $\mu$ 以上となるよう1回または2～3回に分けておこなうが、パイプの構造、規模、設置条件によっては、足場架設や撤去がむずがしく2～3回塗りが困難または不可能ことがある。その場合は、超厚塗り型の塗料を用いて1回塗りで所定膜厚に仕上げることも可能である。(ただし、実績の多い塗装業者の選定が必要)。なお、この種の塗装の実績の多い業者であれば、2～3回塗りが可能な場合でも1回塗りの仕様を適用しても問題はないと考える。

### 電気防食について

パイプ内面の所定位置にマグネシウム陽極を取付けるための鋳製ボルトを溶接し、陽極をナットで固定する。ナットの部分にエポキシパテを充てんする。

陽極の形状は下図のとおりで、その配置は事前に通電試験をおこなってきめることが望ましく、防食会社に調査、設計を依頼するのが無難である。



一般には、ステンレス部に近い底面部に密に、次いで横面、上面の順に陽極数を減じる。塗装と併用すれば陽極数は更にすくなくできる。(化学研究室)

## 2-4 高圧ラジアルゲートの水密構造について

### (主 旨)

#### (1) 水密構造はどのように決めればよいか

水密構造にはしゅう動式、扉体圧着式等があるが構造の決定はどのようにすればよいか、また、設計水圧と水密構造との関連はどうか。

#### (2) ゴム圧縮の採用について

ローラーゲートにはゴム圧着式を採用した例がある。ラジアルゲートへの採用についてはあるメーカーで公開実験を行なっている。ラジアルゲートへ採用するについての土研の意見を伺いたい。

#### (3) しゅう動式の底部水密構造について

当地建の横山ダムではしゅう動式を採用している。使用開始後10年になるが底部の水密ゴムには特に変化は見られない。

しゅう動式ゲートの底部水密構造には段付にしたものと、そうでないものの2通りがあるが、選定についての考え方はどのようにしたらよいか土研の意見を伺いたい。(中部技術)

(回答)

(1) 高圧ラジアルゲートの水密方式として、現在採用されているものを大別すると下記の如くなる。(図-1 参照)

A 圧着式

B しゅう動式

B 1 戸当り側ゴム連続式

B 2 扉体側ゴム連続式

B 3 ゴム不連続式

圧着式とするか、しゅう動式とするか、または、しゅう動式とする場合、B 1、B 2、B 3のいずれを採用するかについては、確たる決定条件はないが型式選定上の要因となる次の基本事項について検討を加えて決定される。

- 1) 水密性
- 2) 水理特性
- 3) 振動防止
- 4) 圧着機構
- 5) 開閉動力
- 6) 経済性
- 7) 保守管理

次に、各水密方式とゲート規模、水深を調査してみると、

圧着式：中水深(40～50 m)の大型ゲート

しゅう動式

B 1：中水深(25～50 m)の大型ゲート

門扉のたわみ量の小さい高水深の小型ゲート

B 2：低水深(25 m以下)の大型ゲート

B 3：低水深大型ゲート、中水深中型ゲート

として使用されている例が多い。特に大型ゲートの場合は、途中開度放流時の振動、水脈、中小型ゲートの場合は主として経済性が全体とのバランスに留意されている。

(2) ゴム内部に送られる圧力水によって圧着するケーソンタイプは、ラジアルゲートの場合、まだ実績がないが、現在、この方式についても研究されている。そた、寒冷地では、冬期に圧力液体に水を使用すると凍結する恐れがあり、注意を要する。

(3) 図-1に示している様に、しゅう動式のB1タイプでは段付となり、B2およびB3タイプでは底部が滑らかとなる。

段付けの場合、キャビテーションによる啃食が生じ易いので十分な空気を供給する必要から、空気箱を設けるのが普通である。

B2およびB3タイプでは、ゲートリップがナイフエッジではないので放流時に振動が生じ易い欠点がある。また、B2タイプでは、ゴムの取換を必要とし、B3タイプでは、下部水密材に相当量の永久変形が必ず生ずるので、キャビテーション発生には注意を要する。

(ダム構造研究室)

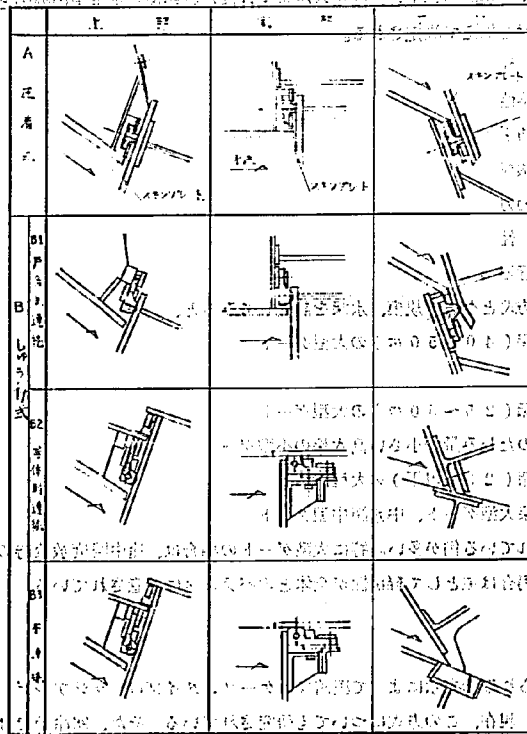


図-1 高圧ラジアルゲート水密方式

## 2-5 河口堰ゲート等の鋼材について

### (主 旨)

(1) 河口堰ゲートの海側はたえず海水に接し、又、水理的理由で扉体内へ海水を入れる場合もあるため、河川のゲートと異なり海水による腐食が大きいと想像される。鋼材には最近耐海水性鋼材が開発され、海洋開発に利用されているがゲートへ採用された例はないようである、資料によれば溶接性にも特に問題ないようであるが、この種の鋼材を採用するかどうかについての土研の意見を伺いたい。

### (2) 鋼管杭

(マリーナ(新日本、川鉄)

コロージョン

7mm/100年)

河口堰の基礎杭には耐海水性鋼材(マリーナー)を使用している例がある。この場合腐食代は2mm(他の場合6~7mmとる必要があった)としている。この種鋼材の採用についての土研の意見を伺いたい。

### (3) 海中生物付着の対策について

矢作川河口堰では調査の結果海中生物(フジツボ、カキ)が非常に多く付着することがわかったが、戸当たり及び二段ゲートのスライド面に対する対策はどのようにしたらよいか。

(中部技術)

### (回 答)

河口堰ゲート等の鋼材について

#### (1)(2)

耐海水鋼とは鋼に少量の元素を添加して、海水に対する耐食性を付加した一種の低合金鋼である。この鋼は普通鋼の耐食性を数倍程度、改善することをめざしているが、現時点ではいかなる海水環境においても、すぐれているわけではない。

現在、市販されている耐海水鋼の多くは、最も腐食の厳しい飛沫帯部に利用することを目的として開発されたものである。

代表的な耐海水鋼の耐久性を知るために、化学研究室では東京湾(川崎沖)の、本四公団においては、瀬戸内海(明石沖)において、ばくろ調査をおこなってきた。

結果を表1、表2に示す。いずれも海中、飛沫帯、大気中部でつぎのようなきわだった傾向を示している。

表1. 東京湾における腐食による厚さ減(1年4ヶ月後、単位mm)

| 鋼 種<br>測定部位<br>(水面から…cm) | SS41 | SM50A | 耐 海 水 性 鋼 |      |      |      |      |            |            | SS41<br>(電防) |
|--------------------------|------|-------|-----------|------|------|------|------|------------|------------|--------------|
|                          |      |       | A         | B    | C    | D    | E    | 3%<br>クロム鋼 | 5%<br>クロム鋼 |              |
| 上<br>(+50~+100)部         | 0.42 | 0.53  | 0.48      | 0.51 | 0.43 | 0.56 | 0.47 | 0.43       | 0.20       | 0.34         |
| 中<br>(0 ~+50)部           | 0.30 | 0.30  | 0.29      | 0.27 | 0.31 | 0.30 | 0.24 | 0.21       | 0.06       | 0.19         |
| 下<br>(0 ~50)部            | 0.29 | 0.28  | 0.16      | 0.21 | 0.28 | 0.28 | 0.18 | 0.11       | 0.08       | 0.02         |

表2 瀬戸内海における腐食による厚さ減(単位mm/year)

| 材 料   | 大 気 中        |             | 海 水 中       |             |              |
|-------|--------------|-------------|-------------|-------------|--------------|
|       | 1 号<br>+5.0M | 2 号<br>+3.0 | 3 号<br>±0.0 | 4 号<br>-5.0 | 5 号<br>-10.0 |
| SS41  | 0.055        | 0.278       | 0.297       | 0.267       | 0.236        |
| 耐海水鋼A | 0.044        | 0.253       | 0.251       | 0.242       | 0.216        |
| " B   | 0.049        | 0.333       | 0.302       | 0.170       | 0.155        |
| " C   | 0.049        | 0.303       | 0.302       | 0.225       | 0.225        |
| " D   | 0.054        | 0.264       | 0.252       | 0.235       | 0.211        |
| " E   | 0.050        | 0.269       | 0.252       | 0.229       | 0.212        |
| " F   | 0.051        | 0.279       | 0.309       | 0.241       | 0.221        |

(1) 耐海水鋼の耐食性は、銘柄による差が大きい。

(2) そのいくつかは、海水中でよい耐食性能をもつが、いまのところ飛沫帯にすぐれた銘柄はみあたらないようである。

このため、使用する環境にもっとも適する鋼種を選ぶという、事前調査が必要である。

基礎杭に用いる場合の耐食性については、海底土中など、塩分の影響を受ける土中でのデータがないので、確実なことはいえないが、海水中でのデータから見て、普通鋼よりやや耐食的な銘柄があると推定される。したがって、実験的に性能を確認できれば耐海水鋼の利用は有効と考えられる。

しかし、塩分の影響を受ける環境では、鋼は局部的な腐食をする傾向の著しいことが知られており、腐食代を見込む考え方で設計するのは危険である。その点、電気防食をおこなえば、腐食を軽減できるばかりでなく、局部腐食の防止に有効なので、より安全である。

この場合、予想耐用年数のある期間を電気防食し、残りの期間を杭の余裕厚(打込みの衝撃を考慮した肉厚—設計荷重に対する肉厚)を腐食代と考えて設計すれば、腐食代だけを見込んで設計するより、経済的であるといわれている。この方法は、環境の腐食性が大きい程、また耐用年数が大きい程有利になる。

河口堰ゲートの場合も、基礎杭の場合と同様に、その環境で耐食的な銘柄の耐海水鋼を選定できれば、没水部には有効と考えられる。さらに、ゲート部はきびしい腐食環境下にあるため、塗装部においては、重防食塗装が採用される傾向が強いだけに、耐海水鋼を使うことの効果はあまりないのではないかと考えられる。

(3) 河口堰ゲート等への生物付着の防止対策について

土木サイドでのこの分野の研究は、ほとんどないようである。国内においては主として、船舶の防汚対策として、造船工業会がとりあげ調査している。

同会によると、おもな生物付着防止方法には、次のものがある。

(長 所)

(短 所)

1. 防汚塗料による すでに実用化されている 塗料であるため、すりあう部分には効果がうすい。有効期間が短く1年程度である。毒物を用いるため、環境を汚染するおそれがある。
2. ワックス・グリー 厚く塗れば、疎水性、撥水性をもつため、生物の足がかりができにくい。 手間がかかる。
3. 塩素を利用する 電気分解によって塩素を発生 させる方法は自動化も可能 鋼の腐食を進行させるおそれがある。最適条件を求める、予備試験が必要
4. 超音波を利用する 幼虫を殺し、生物をはくりさ せる。 最適条件を求める、予備試験が必要

いずれの方法も一長一短があるようで、河口堰ゲートの防汚対策に利用できるかどうかについては、現時点では判断がむずかしく、実験により確認する必要があると考えられる。

- 防汚塗料に関する参考資料「防汚塗料の使用劇物について」 日本造船工業会
  - 超音波利用に関する参考資料「超音波による船底防汚に関する研究」 日本造船研究協会
- 尚、付着生物の概要については資料「海底付着生物に関する調査」(石川島播磨重工業株式会社)がある。 (化学研究室)

## 2-6 河川構造物としての樋門、樋管等について標準化の現況と取まとめの見通しについて

### (主 旨)

樋管等の計画設計について標準化を図る方向で全国河川工事課長会議(S45、46)に提案され土研、本省を中心に各地建の協力の下に策定作業が進められていると思うが、現在までのとりまとめ状況と問題点、また成果の時期について伺いたい。 (庄内川)

### (回 答)

樋門、樋管の標準化作業は、昭和45年度から実態調査、資料集取、解析等の基本的な作業を進めているが、他方、本省河川局を中心に当時から樋門・樋管設計指針の作成が行なわれており、標準設計としては、その完成まで具体的な設計手法の検討を見合わせてきた。

昨年4月河川局治水課から樋門、樋管設計指針(案)が出されたのを機に本格的な設計作業にとりかかり、現在までに樋門本体(ボックスカルバート)、門柱、翼壁部分の自動設計プログラム(図化を含む)の開発を行っている。また、標準設計1、2巻の改訂作業も実施しており、本体は、1巻集録のボックスカルバートを、翼壁は、2巻集録の擁壁を適用できるよう、本省道路局、河川局との協議を行っている。

従って、本年度末には第一次案としての図面をとりまとめ、各地建に回送し意見を聞く予定に

(システム課)

(主 旨)

また鋼管杭の座屈も考えられる。

- 以上について御意見を承りたい。 (木曾川下流)

(回 答)

- 一方、根入れ層が沈下を起す場合、ご指摘のような現象が生じるので、問題となる。

くいをを用いない方法としてつぎの3通りの案が考えられる。

- (1)の案は、これを剛性で支持する案であり、(2)の案は、たわみ性で逃げる案である。これらの点は、構造物の重要度、規模、軟弱地盤の性質などによって異なるので一概にはいえないと考

える。

軟弱地盤における工法として最ものぞましいのは、やはり、プレロード工法であろう。樋管の設置位置付近に事前にプレロード工法を施工し、樋管の施工時までに、沈下をある程度終らせておくのである。このようにして堤防をカットし、樋管の施工を行なえば、樋管の重量が軽いため、のぞましい結果が得られると考えられる。

軟弱地盤の施工には、自然に逆らわないで、時間をかける方法に限ると考える。

たゞし、このような工法は実施例を通じて研究改良すべきで、今後の課題であろう。

構造物の底版に空隙が発生する問題は、事後にグラウト孔を施工するなどの方法で対処できると考える。(基礎研究室)

(C)



図 10-11

(表 10)

図 10-11 のように、軟弱地盤に構造物を築く場合、構造物の基礎部分に、事前にプレロード工法を施工し、構造物の施工時までに、沈下をある程度終らせておくのである。このようにして堤防をカットし、樋管の施工を行なえば、樋管の重量が軽いため、のぞましい結果が得られると考えられる。

(D)

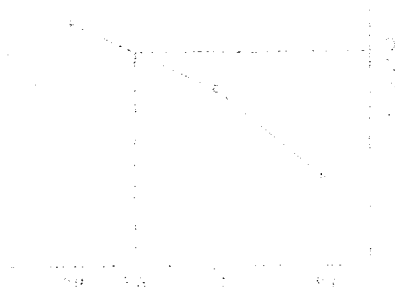


図 10-12

図 10-12 のように、軟弱地盤に構造物を築く場合、構造物の基礎部分に、事前にプレロード工法を施工し、構造物の施工時までに、沈下をある程度終らせておくのである。このようにして堤防をカットし、樋管の施工を行なえば、樋管の重量が軽いため、のぞましい結果が得られると考えられる。

### 3. 土に関する問題点

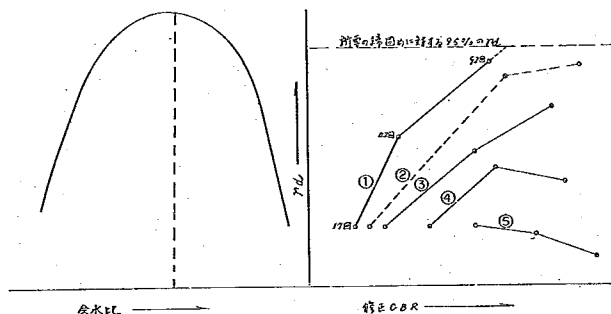
#### 3-1 設計CBRおよび修正CBRについて

##### (主 旨)

1. 旧舗装要綱では修正CBR(突固め回数5・5回、2・5回、1・0回)の値から設計CBRを求める方法を示しているが、現行の舗装要綱では修正CBR(9・2回、4・2回、1・2回)を求める方法を示しているのみで、この値から設計CBRを求める方法を示していない。

現行の舗装要綱による修正CBR値から設計CBRを求める方法はないだろうか。

2. 粘性土について突固め試験をし、修正CBRを求めようとしたら次図のような結果となって修正CBRを求めることができない、このような場合はどのようにして修正CBRを求めたらよいか御教示願いたい。



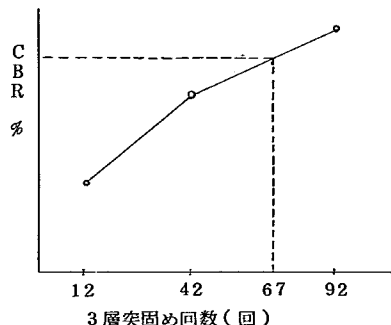
(中部技術)

##### (回 答)

第1の質問は修正CBRから設計CBRを求める方法はないかとの質問であるが、修正CBRは最適含水比における9.5%締固め度に相当するCBRで、主として路盤の材料の特性を示すのに対し、設計CBRは、舗装厚の設計のため路床の自然含水比におけるCBRより求めるものであるから、あくまでも、舗装要綱に規定する方法により直接に設計CBRを求めるのが望ましい。

何らかの理由により修正CBRから設計CBRを求めなくてはならないときは、3層突固め回数とCBRとの関係を右図のようにプロットし、3層6.7回に相当するCBRの値を内挿によって求める方法が考えられる。但し、これは自然含水比と最適含水比が近いときにのみ適用できる。

第2の質問は、粘性土の最適含水比を求め、その含水比によって3層9.2回の突固め回数によって乾燥密度を求めたところ、含水比—乾燥密度の



グラフから推定された最大乾燥密度の95%よりも下まわって修正CBRが求まらないばいの処置についての疑問である。

粘性土のように乱されると強度特性が大きく低下するものや自然含水比が最適含水比より一般に高いものを路盤材料として使うことは少し疑問が残るが、上記のような現象は、最適含水比を求めるときの試験条件と修正CBRを求めるときの試験条件に何らかの差異があったと考えられるので、原因を除去した上で再試験の必要がある。この場合、最大乾燥密度が得られると思われる付近の含水比変化を小さくして、試験をすれば、比較的正確に最適含水比が得られると思われる。

(舗装研究室)

### 3-2 土質試験法の内液性限界及び塑性限界試験方法について

#### (主 旨)

現在おこなわれている試験方法において個人差が起りやすいので、自動測定装置手法について教示されたい。なお、現在自動測置としてコーン試験装置があるが、この試験機の信用度についても教示されたい。

(愛知県)

#### (回 答)

土質試験の自動化の必要性の1つとしては、指摘のとおり個人差をなくすということと、もう1つは自動化による省力化により手間を省くということがあげられる。しかし、土質試験を自動化する場合に、試験方法そのものを変えて新しい試験方法にし、自動化する場合と、試験方法を変えず計測方法を自動化する場合とがある。後者の方法として一軸圧縮試験や圧密試験などの計測を自動化にし、省力化をはかっている方法がある。また前者の場合として、カルシュウムカーバイトや赤外線などを利用した含水比の測定や御指摘のようなコーン試験を利用したコンシステンシー試験などがある。このような試験の場合、従来の試験方法の適合性が問題となる。すなわち、試験方法が異なると同一条件の土質状態で試験を行っても得られる値は異なってくる。従って、従来の試験と新しい試験方法との間の相関性を検討しておくことが必要となる。

次に、コーン試験装置によるコンシステンシー試験について述べることにする。

フォールコーン法による液性、塑性両限界の測定方法について検討したものに次の様な報告がある。

- 1) 北郷： 液性限界測定法に関する実験、土と基礎、Vol.13, No.9, 1965
- 2) 北郷、益田、佐野： 液性限界測定法に関する実験的研究(第3報)、土と基礎、Vol.15, No.12, 1967
- 3) 北郷、益田： 液性限界測定法に関する実験的研究(第4報)、土と基礎、Vol.17, No.9, 1969
- 4) 北郷、佐藤： 液性塑性両限界の同時測定法に関する研究(第5報)、土と基礎、Vol.18, No.6, 1970
- 5) 鈴木輝之： フォールコーン法による液性塑性両限界の同時測定(第2報)、第29回土

いま、 $P_{LL}$ 、 $P_{PL}$ を液性、塑性の両限界に対する標準貫入量とすると、二つの限界は図-1のようにして決定される。これらの二つの貫入量は、JIS法で定まる限界( $W_{LL}$ 、 $W_{PL}$ )にできるだけ一致する量であることが望ましい。表-1は北郷らが実験結果に基づき決定した標準貫入量の値を示したものである。表-1から、かりにフォールコーン法による液性限界 $W_{CL}$ および同法による塑性限界 $W_{CP}$ を決めるとするならば、コーン重量200 grの場合、基準貫入量は液性限界に対して15%弱、塑性限界に対して2%前後になる。

表-2はフォールコーン測定法から求めた液性限界 $W_{CL}$ と塑性限界 $W_{CP}$ の信頼性を示す相関係数を示したものである。表-2において相関係数が1に近いほど、フォールコーンによる測定法の信頼度は高いと言える。すなわち、すべての試料について $W_{LL}=W_{CL}$ であり、 $W_{PL}=W_{CP}$ であれば相関係数は1となるから、フォールコーン測定法はJIS法とまったく同じ結果になる。表-2から両者の相関性は高いと言える。以上のことから、北郷らはフォールコーン法による液性、塑性同時測定法によれば、液性限界はまず間違いなく決定することができるが、塑性限界についてはまだ完全とは言えないところがあるので、データの積み重ねが必要であると述べている。

フォールコーン測定法は、液性限界および塑性限界を決定するうえに、JIS法に比べて簡単でしかも合理的な方法であると考えられるが、現在のところJIS法にかわって行なう試験法にまで至っていない。従って、今後もっと違った土質について全国的調査し、データを積み重ね、規格化する必要があると思われる。(土質研究室)

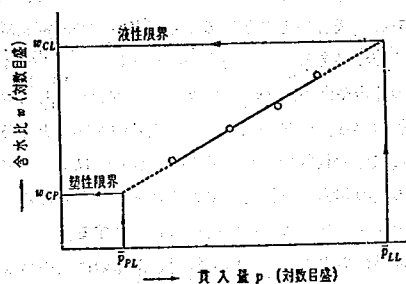


図-1 測定法の概念

表-2 相関係数

|                     | コーン重量 (gr) | 相関係数  |
|---------------------|------------|-------|
| $w_{LL}$ と $w_{CL}$ | 100        | 0.988 |
|                     | 200        | 0.990 |
|                     | 300        | 0.968 |
|                     | 100※       | 0.987 |
| $w_{PL}$ と $w_{CP}$ | 100        | 0.857 |
|                     | 200        | 0.818 |
|                     | 300        | 0.826 |

表-1 基準貫入量

| 項    | 目              | コーン重量 (gr) | 全体の平均 (mm) | 標準偏差 (mm) | 計測した試料の値 (25gのうち) | 基準貫入量 (mm) |
|------|----------------|------------|------------|-----------|-------------------|------------|
| 液性限界 | $\bar{F}_{LL}$ | 100        | 11.14      | 2.04      | 7                 | 10.6       |
|      |                | 200        | 14.73      | 1.99      | 6                 | 14.6       |
|      |                | 300        | 17.30      | 2.23      | 7                 | 17.6       |
| 塑性限界 | $\bar{F}_{PL}$ | 100        | 1.28       | 0.56      | 4                 | 1.1        |
|      |                | 200        | 2.10       | 0.97      | 7                 | 1.8        |
|      |                | 300        | 2.63       | 1.13      | 4                 | 2.3        |

## 4. そ の 他

### 4-1 建設工事におけるような間欠的振動測定上の問題点について

#### (主 旨)

- (1) 建設工事におけるデルマック・ハンマー、ドロップハンマー等による間欠的な振動を測定するとき、振動計の指針の読み取り値と記録計(ハイレベルコーダ)の記録値には若干の差がある。これは記録計の追従性の不足によるものと判断されるが、この計測差を小さくする記録方法又は修正方法について伺う。
- (2) 記録の計測差を小さくする方法としては光学振子による写真記録が考えられるが、平像等の不便と記録漏れが支障となる。これらのシステムの展望はどうか。(中部技術)

#### (回 答)

- (1) 振動計の指針の読み取り値と記録計の記録値の差について  
振動計の用途は振動測定の目的(例えば人体に対する影響か家屋に対する影響か)によって、指示計の動特性、即ち、時定数の選択をしなければならない。時定数が異なれば指示値が異なってくるのは当然である。  
現在の公共用振動計では、fastで時定数が、0.2 secが標準であるが、衝撃振動に対しては不十分であるとされており、記録以前に計器自体の問題が残っている。御指摘の両者の相異については振動計の読み取り誤差を除外すれば、①振動計の機械的応答性、②高速度レベルレコーダの追従性に起因するものと考えられる。

このうち①は、振動計への入力に衝撃的な場合、指針が立ち上がりの慣性力によって入力以上に振れるため、②は、入力のピーク値にレベルレコーダのペンが十分に追従しきれないために生じるものである。

これを小さくするには、①②ともに改善することが必要であるが、現在のところ①については改善の余地はないようで②については、レベルレコーダがオーバーシュートしない限り、ペンスピードを高くすればよいが、オーバーシュートするかしないかはデータの性質によって異なるので一般的でない。

次に振動計の出力を最も正確に再生する方法としては、シンクロスコープが考えられるが、記録を写真撮影する不便さがある。

データレコーダを用いる場合には、現場記録時よりテープスピードを遅くして用いればレベルレコーダの比較的遅いペンスピードでも追従性はよくなるのでこの方法が一般的である。

補正を行なう場合には、通常のレベルレコーダの記録をたとえばドロップハンマーの数打ちをシンクロスコープ(あるいは電磁オシログラフ)の記録と比較して、その差の値を知っておく方法が確実である。

- (2) 電磁オシロの記録紙の現像定着などの取り扱いの不便さについては、現在のところ改善される見通しはない様であるが、屋外などを使用する場合の直射日光を避ける構造については特注すれば可能と思われる。(機械研究室)

#### 4-2 水質試験室での使用廃棄水の処理方法について

##### (主 旨)

- (1) 水質試験室で試験済みの水、薬品処理した水の排水処理の方法として凝集沈殿→活性炭吸着法、イオン交換→活性炭吸着法、S製作所の電気分解による方法等が考えられるが、月間放出濃厚排水500ℓ程度の試験室の場合どのような方式が最適か。又、処理施設の規模はどの程度が好ましいか。
- (2) 有機溶剤については前記の方法では除却困難であると思われるが、これについての適度な処理方法があれば御教示願いたい。(中部技術)

##### (回 答)

- (1) 月間放出濃厚廃液500ℓ程度であれば、メーカーが市販している実験室用の廃液処理装置を用いるのも一法であろうが、ケミドラム等に分別貯留し、パッチ式で処理するのが最も確実であろう。市販の実験用廃液処理装置を用いる場合にも分別貯留しておいて処理しないと、処理効率が十分でない汚濁物質がでてくるものと考えられる。
- (2) 有機溶媒の処分方法としては、焼却するか蒸留して再利用するかの2方法が考えられる。ただし、焼却する場合は高温の専用焼却炉を用いないと黒煙の発生等の問題がある。再利用については、自所では不純物等の問題で再利用できないとしても、大学の化学研究室へ持ち込めば無償で引き取ってくれる場合が多い。(水質研究室)

#### 4-3 濁水処理に用いる薬品について

##### (主 旨)

1. 最近濁水処理で発生する処理水を再び骨材の洗浄に用いる例が見られるが、高分子凝集剤や硫酸バンド等の薬品がコンクリートにおよぼす影響はないか。(中部技術)

##### (回 答)

骨材の洗浄によって生じた濁水を高分子凝集剤や硫酸バンドを用いてある程度浄化し、その水を再度骨材洗浄に用いるといったことを行なった場合、水の中に残存するこれらの薬品が次第に濃縮されてそれが骨材に付着し、それを用いたコンクリートに何らかの影響をおよぼすことが懸念される。

しかし、これらの薬品がまだ固まらないコンクリートおよび硬化したコンクリートの諸性質におよぼす影響については、まだほとんど解明されていないのが実情である。

これらの凝集剤は、いずれもA E剤と同様に活性の材料であるからコンクリートの空気量に影響を与える可能性があるが、これについては今後調査研究されるべき問題であろう。

硬化したコンクリートの品質におよぼす影響は、現時点ではないと判断してよい。

(コンクリート研究室)

##### (主 旨)

2. 処理水は通常河川へ放流されるが人体や河川生物への影響はないか。(中部技術)

( 回 答 )

上水処理に用いられている無機の凝集剤(硫酸バンドやPACなど)については問題はないと考えられる。ただし、塩化第二鉄などの鉄塩については、重金属が不純物として含まれていることがあるので、処理水中の濃度が排水基準を越えないように使用しなければならない。

また、有機の高分子凝集剤については、アニオン系、ノニオン系、カチオン系に大別されるが、アニオン系、ノニオン系の大部分はアクリルアミドを原料とするものであり、未反応のアクリルアミドのモノマーが若干といえども残存している。アクリルアミドのモノマーは非常に毒性が強いものであり、処理水中のアクリルアミドモノマーの濃度が0.01 ppm 以下になるように使用しなければならない。厚生省環境衛生局水道課編「浄水場排水処理施設の手引き」昭和48年度改訂版によれば、ポリアクリルアミド系凝集剤の品質について下記のような基準が定まっている。

|               |         |         |
|---------------|---------|---------|
| アクリルアミドモノマー濃度 | 0.05%以下 |         |
| 重金属含有量        | カドミウム   | 2ppm以下  |
|               | 鉛       | 20ppm以下 |
|               | 水銀      | 1ppm以下  |

カチオン系高分子凝集剤は、一般的にはアニオン系、ノニオン系凝集剤に較べると毒性が強く、ヒメダカを対象としたTLm が0.2 ppm 程度のものもあるので、使用に際しては安全性の確認が必要である。

( 水質研究室 )

4-4 公害測定について

( 主 旨 )

1. NO<sub>x</sub> の測定にはザルツマン方式とケミルネッセンス方式があり、それぞれ測定器が発売されているが、大気汚染調査に使用するにはどちらの方式が適当か。また、その特徴について御教示願いたい。
2. 騒音の測定について、風速3m/S以上の風がある場合は測定を中止することがのぞましいとされているが、場合によってはそれ以上の風がある場合でも測定しなければならないことであり、その場合の補正について御教示願いたい。

( 中部技術 )

( 回 答 )

- (1) 大気中の窒素酸化物の測定法として、JISでは化学分析法6種、連続分析法9種が規定されており、環境基準においては、このうちのザルツマン試薬を用いる吸光光度法が指定されている。

現在、環境用として市販されている測定器は、ほとんどがザルツマン法または化学発光法(ケミルネッセンス法)である。測定器は、メーカーにより差があるが、その一般的特質をまとめると表-1のようである。

ザルツマン法は、比較的古くから利用されており、これに比較して、化学発光法は新しい手法で現在でも、機器の改良研究が続いている。

したがって、一般論としては、使用目的が管理調査（公害被害の現況把握および環境基準との比較）のためであれば、ザルツマン法によるのが、問題は少ないといえる。（水質研究室）

文献） 八巻直臣、窒素酸化物の測定技術、大気汚染研究、Vol.8, No3

表 - 1

|            | ザルツマン法                                                                                                                            | 化学発光法                                                                                                                   |
|------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 測定物質       | NO <sub>2</sub><br>(NOは酸化器を通す)                                                                                                    | NO<br>(NO <sub>2</sub> は、還元器を通す)                                                                                        |
| 方式         | 湿式                                                                                                                                | 乾式                                                                                                                      |
| 原理         | NO <sub>2</sub> を吸収発色液（サルツマン試薬）に通し得られた呈色液の吸光度により定量                                                                                | NOと、オゾンの反応により生ずる化学発光強度から定量する。                                                                                           |
| 応答速度       | 数分                                                                                                                                | 数十秒                                                                                                                     |
| 指摘されている問題点 | <ul style="list-style-type: none"> <li>• NO<sub>2</sub>の捕集効率</li> <li>• ザルツマン係数</li> <li>• NOの酸化効率</li> <li>• 連続測定時の保守</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• NO<sub>2</sub> → NOのコンバーターの性能</li> <li>• アンモニアの干渉</li> <li>• 温度ドリフト</li> </ul> |

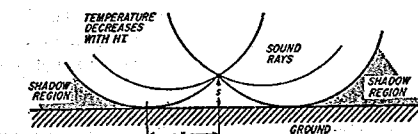
(2) 音の伝播に対する風の影響については、定性的には、風速と、音の伝播速度とのベクトル和であるから、図-1に示すように風上に向っては音線が上向きに屈折し、風下に向っては音線が下向きに屈折する。ただし現実には温度勾配との重ね合せとなる。

I. Rudnickは、この風速勾配と温度勾配から、ベクトル表示で、音線の屈折の計算を行っているが、これをそのままある点での音圧の増減量として表わすことはできない。

限られた条件ではあるが、Wiener が系統的な実験によって得た、風上と風下の減衰増加量を図-2に示す。

また、W.E. Scholesらが行ったもので、障害がある場合の、その効果に与える風の影響について野外実験結果を種々の受音点高さ、距離等について図-3、4、5に示す。

つぎに、測定時には、風による音の伝播に与える影響の他に、風自身によるノイズが生ずる。このノイズレベルの種々の風速での実測例を、ウインド・スクリーンを装備した場合の効果と併せて図-6に示す。当然ノイズレベルは対象音レベルよりも10dB以上下まわっていないなければならない。



Sound rays for an atmosphere with temperature lapse showing formation of shadow region.

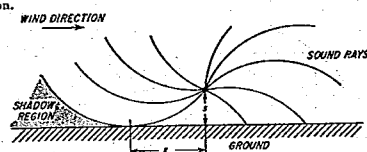


図-1 Sound rays for an atmosphere with wind gradient, showing shadow formation upwind.

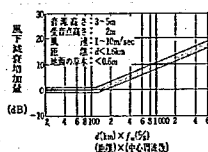


図-2(1) 風下方向の減衰増加量

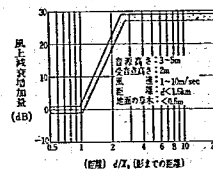


図-2(2) 風上方向の減衰増加量  
(機軸のX<sub>0</sub>は表から求める)  
音源から風上方向の影に達する距離X<sub>0</sub>

|    | 天気 | 気温分布 | 風速 m/sec | X <sub>0</sub> |
|----|----|------|----------|----------------|
| 昼間 | 晴  | 上空低温 | 5~9      | 80m            |
| 夜間 | 晴  | 上空高温 | 1~2      | 670m           |

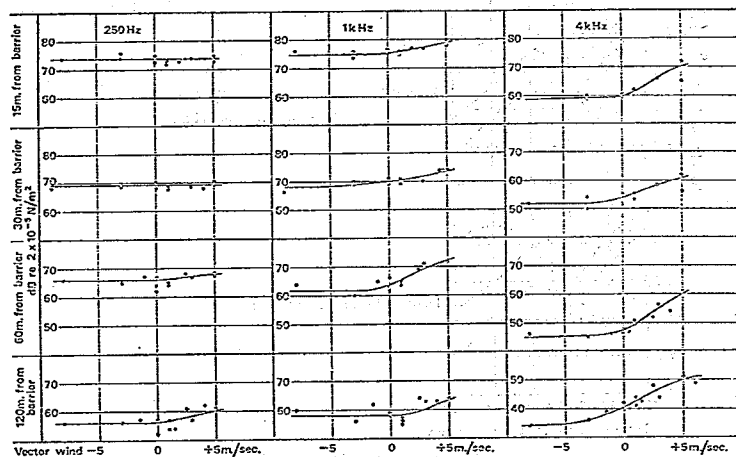


図-3 Typical Plots of Received Band Pressure Levels Against Vector Wind. Source 25 m from 4.9 High Barrier, Receiver 6 m High

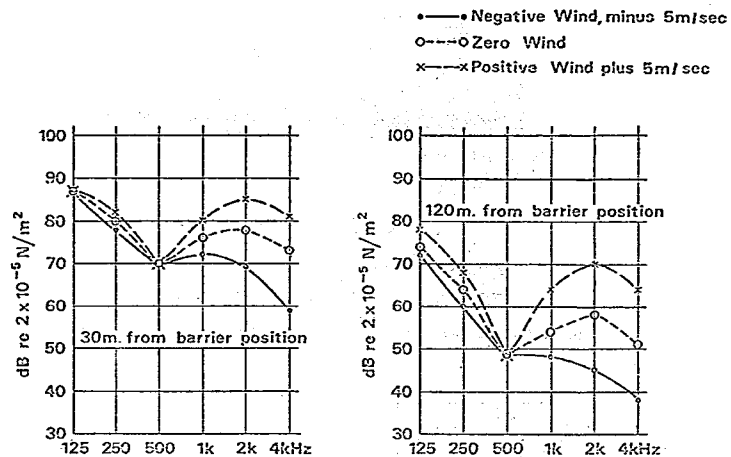


図-4 Received Spectra at 1.5 m High, No Barrier. Source 10 m from Barrier Position

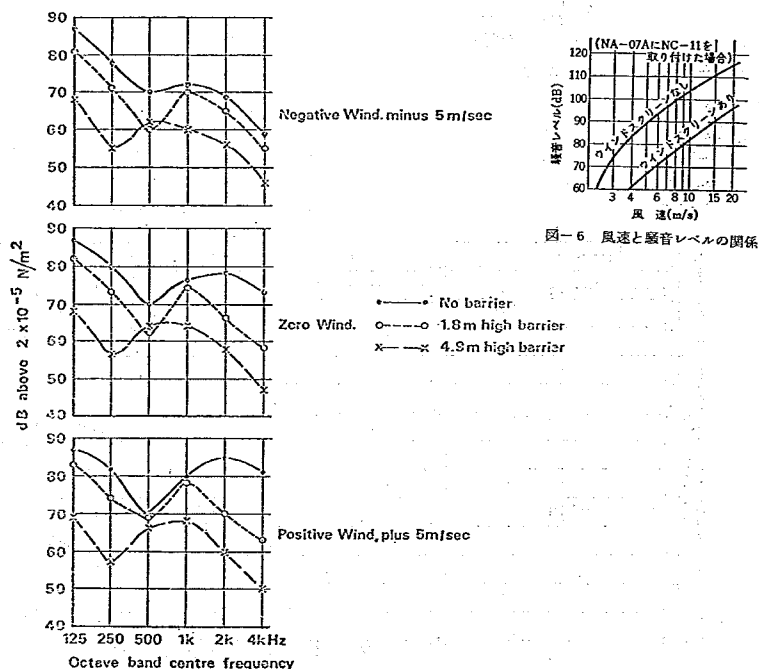


図-6 風速と騒音レベルの関係

図-5 Received Spectra at 1.5 m High and 30 m from Barrier for Three Barrier Heights. Source 10 m from Barrier Position

以上、風の影響についての若干の実測例はあるが、もちろんこれをもって、実測交通騒音の統計値を補正することはできない。したがって、現実には適当な補正法は提案されておらず、経験的に、ほど影響のないとされる  $3\text{ m/sec}$  の風速を測定限界とすることが望ましい。

(交通環境研究室)