

ISSN 0386-5878

土木研究所資料 第2030号

シロコガネ 第 1 号

## 第 22 回

# 土木研究所研究発表会資料

昭和58年12月6日・7日

建設省土木研究所

**Copyright © 1983 by P.W.R.I.**

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

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

# 目 次

## <指定課題 一災害予測と安全対策一>

|                                 |           |         |    |
|---------------------------------|-----------|---------|----|
| 1. 道路橋の最適設計震度に関する検討             | 耐震研究室     | 大日方 尚 巳 | 1  |
| 2. 地盤液状化危険度地図の作成法               | 振動研究室     | 近 藤 益 央 | 5  |
| 3. 堤防補強工法に関する実験的検討              | 土質研究室     | 吉 岡 淳   | 9  |
| 4. 長崎豪雨災害後のアンケート調査に基づく土石流警戒避難体制 | 砂防研究室     | 万 膳 英 彦 | 13 |
| 5. 災害時における路側放送システム              | 道路研究室     | 上 田 敏   | 17 |
| 6. 長崎豪雨災害における斜面災害と地形・地質条件       | 地質研究室     | 阿 部 昌 彦 | 21 |
| 7. 長崎豪雨災害におけるがけ崩れの特性            | 急傾斜地崩壊研究室 | 峯 村 豊   | 25 |
| 8. 氾濫シミュレーション<br>ー洪水氾濫の再現ー      | 総合治水研究室   | 末 次 忠 司 | 29 |

## <自 由 課 題>

|                                |         |         |    |
|--------------------------------|---------|---------|----|
| 9. 降雨による浅層地下水位の変動              | 水文研究室   | 田 子 秀 徳 | 33 |
| 10. 貯水位低下に伴う地すべり斜面内の地下水位変化     | 地すべり研究室 | 坂 元 靖 秀 | 37 |
| 11. ランドサットデータを利用した河口周辺の流動調査    | 海岸研究室   | 竹 淵 勉   | 41 |
| 12. ジェットフローゲート水中減勢工の設計         | ダム水工研究室 | 佐 藤 勝   | 47 |
| 13. 実験計測自動化システムにおけるインターフェイスの活用 | 施設課     | 小 林 正 一 | 51 |
| 14. 油圧ショベルの動的安定性評価             | 機械研究室   | 斎 藤 英 晴 | 55 |

|     |                                               |                  |               |     |
|-----|-----------------------------------------------|------------------|---------------|-----|
| 15. | 道路交通安全施設の設置効果 .....                           | 交通安全<br>研究室      | 河 島 正 治 ..... | 59  |
| 16. | 湿雪地における道路標識板の着雪<br>特性 .....                   | 新潟試験所            | 小 林 憲 一 ..... | 63  |
| 17. | 道路トンネル内の空気浄化方法 .....                          | トンネル<br>研究室      | 秋 山 清 .....   | 67  |
| 18. | 道路橋からの低周波空気振動の発<br>生とその性状 .....               | 交通環境<br>研究室      | 日名子 信 広 ..... | 71  |
| 19. | 掘割り道路における交通振動の特<br>性 .....                    | 構造研究室            | 藤 城 隆 .....   | 75  |
| 20. | 下り坂における自動車の走行特性 .....                         | 新 交 通<br>研 究 室   | 川 名 万寿雄 ..... | 79  |
| 21. | 植栽による沿道イメージの形成に<br>関する考察 .....                | 緑化研究室            | 藤 原 宣 夫 ..... | 83  |
| 22. | バン土添加硝化脱窒法による窒素<br>・リンの同時除去 .....             | 三 次 処 理<br>研 究 室 | 清 水 俊 昭 ..... | 87  |
| 23. | 人工河川による河川の浄化作用の<br>実験 .....                   | 水質研究室            | 山 田 幸 男 ..... | 91  |
| 24. | ダム貯水池における水質解析手法<br>とその適用 .....                | 水資源開発<br>研 究 室   | 三 浦 進 .....   | 95  |
| 25. | ダム基礎岩盤における岩盤分類と<br>原位置岩盤せん断試験値との相関<br>性 ..... | ダム構 造<br>研 究 室   | 片 平 博 .....   | 99  |
| 26. | コンクリートの耐久性試験方法の<br>改善 .....                   | コンクリート<br>研 究 室  | 石 井 良 美 ..... | 103 |
| 27. | 河川環境に係わる住民意識調査の<br>調査方法 .....                 | 都 市 河 川<br>研 究 室 | 島 谷 幸 宏 ..... | 107 |
| 28. | フィルダムの3次元的挙動に関す<br>る実験的検討 .....               | 動 土 質<br>研 究 室   | 松 尾 修 .....   | 111 |
| 29. | 軟弱地盤の粘性流動に関する研究 .....                         | 基礎研究室            | 越 川 裕 .....   | 115 |
| 30. | 薬液注入工法による注入固結効果 .....                         | 施工研究室            | 塚 田 幸 広 ..... | 119 |

# 道路橋の最適設計震度に関する検討

耐震研究室 大日方 尚巳

## 1. まえがき

近年、防災対策に関して社会的な関心が高く、防災事業の割合も増加している。そのため構造物を設計する場合に考慮する地震力や雨量強度は、被災の危険度および想定被害額と構造物の建設費用の関係などを考慮して合理的に設定することが必要である。

本研究は、道路橋（以下、橋または橋梁という）を対象として、耐震性を高めるために必要な費用と耐震性が低いために期待される被害額との関係を費用便益の方法により調査し、合理的・客観的な耐震設計の水準を検討したものである。ここでは、道路橋の橋脚を対象として、設計震度の変化に対する建設費用と直接被害期待額の関係を調査し、さらに橋梁が被災にともなう間接被害を考慮したケースについても試算を行った。

## 2. 費用便益の方法

費用便益の方法による橋梁の最適設計震度の検討フローを図-1に示す。水平設計震度 $x_H$ で設計された橋梁の地震危険度のみを考慮した1年当りの総費用期待値を、次式で定義する。

$$TEC(x_H) = IC(x_H) \cdot \delta + EDL(x_H) + EIDL(x_H)$$

ここで

$TEC(x_H)$ : 1年当りの総費用期待値  $EDL(x_H)$ : 1年当りの地震による直接被害期待値

$IC(x_H)$ : 初期建設費用

$EIDL(x_H)$ :

間接被害期待値

である。図-2参照。 $\delta$ は初期建設費用を1年当りの額に換算する係数であり、

$$\delta = i(1+i)^T / \{ (1+i)^T - 1 \} \quad (2)$$

と表わされる。ここで、 $i$ は利率、 $T$ は償還の期間(年)である。式(2)における直接被害期待値は、

$$EDL(x_H) = \sum_i \left( \sum_j Pos_j / ix(x_H) \cdot P_{ix} \cdot DL(DS_j) \right) \quad (3)$$

と書くことができる。ここで

$DS_j$ : 被害の状態( $i=1, 5$ ; 壊滅)  $P_{ix}$ : 地震動強度 $ix$ ( $i=1, 5$ )の年発生確率

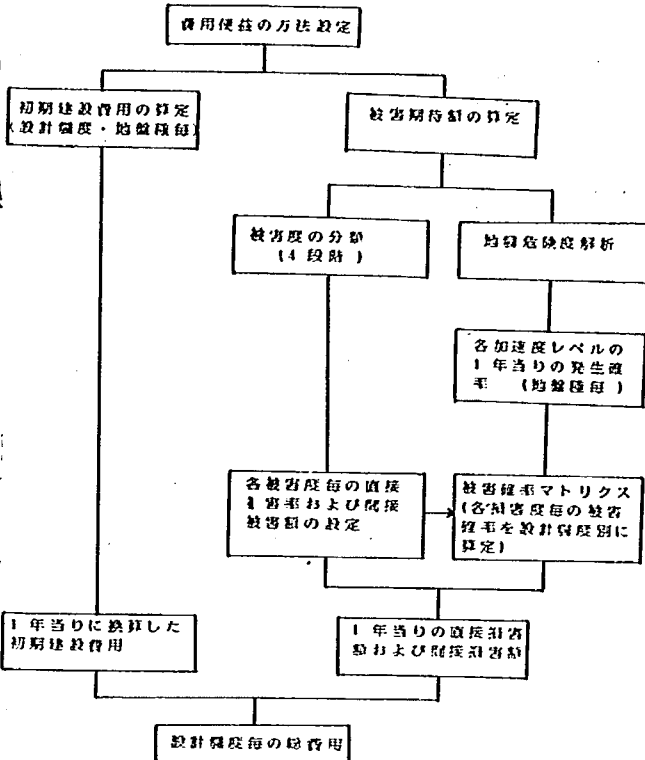


図-1 道路橋の最適設計震度の検討フロー

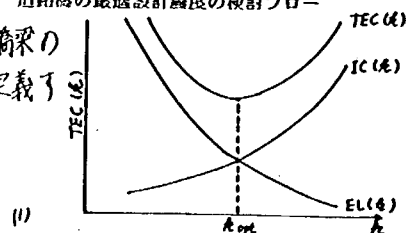


図-2 費用便益の概念

$Pos_j / \pi_i (A_H)$  :  $I_i$  が発生した時、その橋が  $DS_j$  の状態になる確率；被害確率マトリクス  
 $DL (DS_j)$  :  $DS_j$  が起った時の直接被害額  
 間接被害の期待値も同様に求めてみる。

### 3. 初期建設費用の推定

橋梁の設計震度ごとの初期建設費用は、上部工の建設費用が設計震度による変化がほとんど無いことから、平均的な鉄筋コンクリート橋脚1基を対象として予備設計レベルで推定した。設計条件を表-1に示す。基礎型式は、最も一般的なくい基礎とし、

橋脚高さは、 $6m$ 、 $9m$ としたが、ここでは、 $H=6m$ の場合のみについて結果を示す。橋脚本体の設計は建設省標準設計に基づき、上部工は単純合成鉄桁とし、上部工反力は地盤種別ごとに経済スパンを設定して定めた。地盤は、大層により整理された<sup>(4)</sup>我が国における代表的な沖積地盤のパターンに基づき、層厚、 $N$ 値をばらつかせ、(各地盤ごとに3〜5ケースのモデル地盤を設定した。

昭和57年における積算率価で概算された橋脚1基( $H=6m$ )の建設費用と水平設計震度の関係を図-3に示す。範囲の広い各種地盤は、かなりばらつくが、図-3に示すように、直線的、設計震度ごとの平均的な費用を推定することにした。

### 4. 被害確率の推定

被害確率は橋の被害度および設計震度ごとに設定する必要があらため、まず、被害度を定義した。被害度は、建設省工本研究所の分類を参考にして、上部工、下部工を合わせた以下の5ランク(式(3)の $Le_j$ )とした。すなわち、 $DS_0$ :無被害、 $DS_1$ :補修必要軽微被害、 $DS_2$ :中被害、局所的な損傷、 $DS_3$ :大被害、上部工、下部工のいずれかが再使用不可能な損傷を受けたが、または、両者が腐蝕・補修を必要とする被害を受けた、 $DS_4$ :全体的破壊、再使用不能。

被害確率の推定は新潟・宮城県沖地震における橋の被害例を整理して求めた。まず、震央距離ごとに被害率を求め(全橋梁数は地図および道路統計年報より算定)、震央距離と最大加速度の関数式を用いて最大加速度と被害確率として整理したのが図-4である。

図-4に示す最大加速度と被害確率の関係は、 $A_H=0.2$ の場合に対応するものと考えらる。費用便益分析を行うためには、他の設計震度に対する被害確率も必要であるが、まとまった被害資料はほとんどないといってよい。そこで、経験等<sup>(4)</sup>による設計震度

表-1 橋脚の設計条件

|       |                                                                                        |
|-------|----------------------------------------------------------------------------------------|
| 橋梁形式  | くい基礎を持つ単純支持桁橋(設計橋)                                                                     |
| 適用対象  | くい基礎を含む鉄筋コンクリート四脚一基                                                                    |
| 設計震度  | 水平震度 $A_H = 0.0, 0.1, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30$<br>鉛直震度 $K_V = 0.0$                      |
| 上部工   | 単純合成鉄桁                                                                                 |
| 下部工   | 2種地盤 30m<br>3種地盤 40m<br>4種地盤 50m<br>5種地盤 10m                                           |
| 基礎    | 型式 I 型円形柱式橋脚(標準設計による)<br>橋脚高さ $H=6m$<br>$H=9m$                                         |
| 上部工反力 | 2種地盤 40 ton / m (支間30mに対応)<br>3種地盤 50 ton / m (支間40mに対応)<br>4種地盤 60 ton / m (支間50mに対応) |
| 基礎    | くい基礎 耐荷 600, 厚さ $t=12mm$                                                               |
| 材料    | コンクリート 設計基準強度 210kg/cm <sup>2</sup><br>鉄筋 SD30<br>鋼管、鋼い S D K 41                       |
| 地盤    | 2種地盤 (3 ケース)<br>3種地盤 (4 ケース)<br>4種地盤 (5 ケース)                                           |

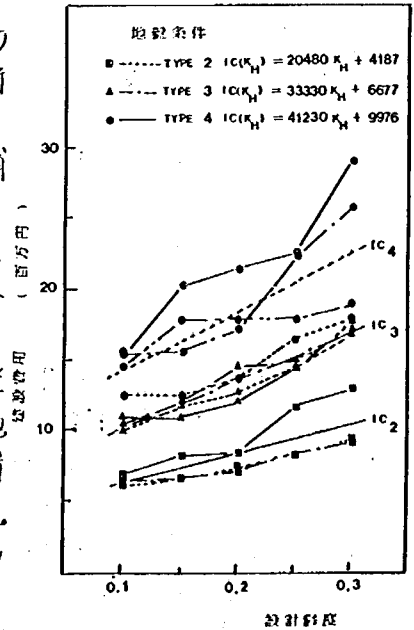


図-3 設計震度と建設費用の関係 (橋脚、 $H=6m$ の例)

震度階ごとの平均被害率(= 復旧費用÷建設費用), アンケート調査結果を参考にして, 女Hが0.2以外の場合の被害率を推定することとした。具体的には, 女H=0.2とした時の女H=0.1, 0.3の被害率の比を各震度階について求め, この比を, 設計震度による被害の起こり易さと判断し, 補正係数として女H=0.2の場合に乘じ, 各設計震度ごとの被害率マトリクスを推定した。結果を表-2に示す。

### 5. 損害額の推定

直接損害額は橋梁の復旧費用と定義し, 新潟・宮城県沖地震における平均損害額から求めた。被害率ごとの平均被害率を表-3に示す。直接損害額は初期建設費用にこの比を乗じて推定した。

橋梁の被災にともなう道路交通機能低下は, 地域における人的・物的な移動に変化を生じさせ, 各種経済活動に波及して, 間接損害を生じさせる。本研究では, 橋の交通機能低下による本来あるべき交通量の減少, あるいは, 交通に要する費用の相対的な増大という観点からの間接損害を考慮することとし, う迴路のある場合, ない場合の単純な交通システムに対して, 間接損害評価のモデルを作成した。間接損害額は, 道路計画における費用便益分析で通常考慮される走行便益, 時間便益を, 各々, 走行損失, 時間損失と読み替えることにより, 両者の和として推定する。走行および時間損失は次式で与えられる。

$$CT = V_e \cdot C_r \cdot L_{AB} \cdot D \quad CTM = V_e \cdot T_{AB} \cdot Q \cdot D \quad (4)$$

ここに,  $CT$ : 走行費用(円),  $CTM$ : 時間費用(円),  $V_e$ : 交通量(台/日),  $C_r$ : 走行単価(円/台・km),  $CT$ : 時間単価(円/台・分),  $L_{AB}$ : 距離(km),  $T_{AB}$ : 所要時間(分),  $D$ : 復旧時間(日), である。

式(4)を基本として, う迴路の有無, 橋の機能状況(正常, 制限交通, 通行止め)の3つの状態を仮定)により, 間接損害を推定した。表-4に示す既往被害例を参考として被害度と橋の機能状況を設定した。完全に通行止めとなった場合には, 平常時における費用(式(4)  $CT$  と  $CTM$  の和)がそのまゝ損失となるとした。また, う迴時, 制限交通時との差で損失を評価した。今回は, 都市間距離  $L_{AB} = 50\text{km}$  (う迴路使用した場合55km)とし, 各種単価, 復旧期間を適切に仮定して求めた。

### 6. 試算結果

前節までの結果を総合して, 式(4)により設計震度ごとの総費用期待値を試算した。凡例, 東京, 橋

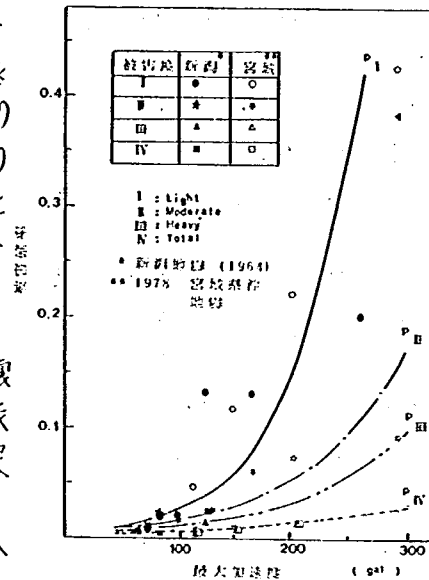


図-4 被害率と最大加速度の関係

表-2 被害率マトリクス

| 被害率       | 設計震度 | 最大加速度  |         |         |       |
|-----------|------|--------|---------|---------|-------|
|           |      | 50~100 | 101~200 | 201~300 | 300~  |
| $K_H=0.1$ | I    | 0.049  | 0.126   | 0.668   | 1.000 |
|           | II   | 0.031  | 0.063   | 0.187   | 0.589 |
|           | III  | 0.021  | 0.010   | 0.112   | 0.431 |
|           | IV   | 0.010  | 0.017   | 0.036   | 0.082 |
| $K_H=0.2$ | I    | 0.015  | 0.057   | 0.311   | 1.000 |
|           | II   | 0.012  | 0.029   | 0.094   | 0.305 |
|           | III  | 0.008  | 0.018   | 0.056   | 0.171 |
|           | IV   | 0.004  | 0.008   | 0.018   | 0.043 |
| $K_H=0.3$ | I    | 0.005  | 0.021   | 0.134   | 0.500 |
|           | II   | 0.001  | 0.012   | 0.017   | 0.151 |
|           | III  | 0.002  | 0.007   | 0.022   | 0.087 |
|           | IV   | 0.001  | 0.001   | 0.007   | 0.022 |

表-3 平均被害率

| 被害度 | 平均被害率(%) |
|-----|----------|
| I   | 1.40     |
| II  | 8.75     |
| III | 31.07    |
| IV  | 74.42    |

表-4 橋の被害度と機能状況 (新潟・宮城県沖地震)

| 被災後の交通能力         | 総合被害度 |    |     |    |
|------------------|-------|----|-----|----|
|                  | I     | II | III | IV |
| 1. 制限無し          | 157   | 27 | 1   | 1  |
| 2. 速度制限          |       | 1  | 1   |    |
| 3. 重量・速度制限       |       | 1  | 3   | 2  |
| 4. 車数・重量制限       |       |    | 1   | 1  |
| 5. 軽車両・歩行者のみ通行可能 |       |    |     | 2  |
| 6. 交通不便          |       |    |     | 2  |

図-5は同接被害を考慮しない場合の結果である。東京の3種地盤で、 $H = 0.2$ が総費用最小となっているものの、他は全て右よりの傾向を示し、設計震度を上げてその経済的效果はあらわれない。この結果は、同接被害評価の重要性を物語っているとも考えられる。図-6は同接被害を考慮した時の各費用期待値の内訳を示したものである。(東京、3種地盤、交通量 $V_e = 5000$ 台/日、う迴路無し)。各地点における同接被害を考慮した総費用期待値と設計震度の関係を図-7に示す(交通量 $V_e = 5000$ 台/日)。各地点の地震危険度を反映した結果となっており、福岡では $H = 0.1$ 程度、札幌では $H = 0.1$ 〜 $0.2$ 程度、東京では $H = 0.3$ 程度が総費用期待値を最小にする設計震度となっている。ただし、ここでは、地点による差異は、純粹に地震危険度の違いによってのみ現われているものであり、各都市の特性(交通システム、交通量、人口等)は考慮されていないことに注意されたい。

2. まとめ

以上、設計震度と総費用の関係について、費用便益の考え方により全体の調査の流れを追うということに重点を置いて検討を行った。その結果、1) 設計震度と初期建設費用はほぼ直線的な比例関係があること、2) 設計震度と総費用の関係には同接被害の設定が大きな影響を与えること、などがわかった。今後は、初期建設費用や損害率の合理的な設定方法、橋の重要度の評価方法などについて検討することが必要である。

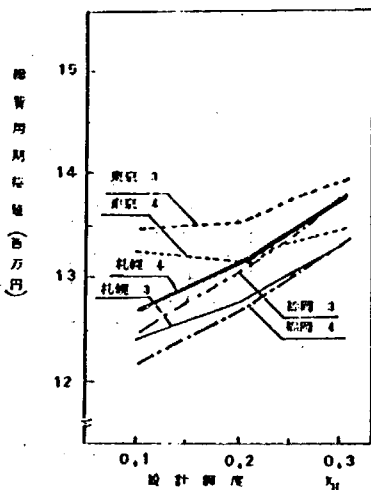


図-5 設計震度と総費用期待値  
(間接被害考慮せず)

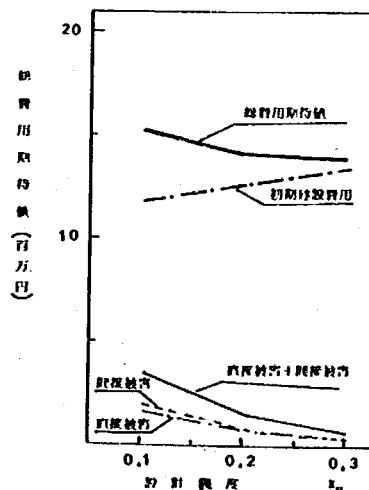


図-6 総費用期待値の内訳

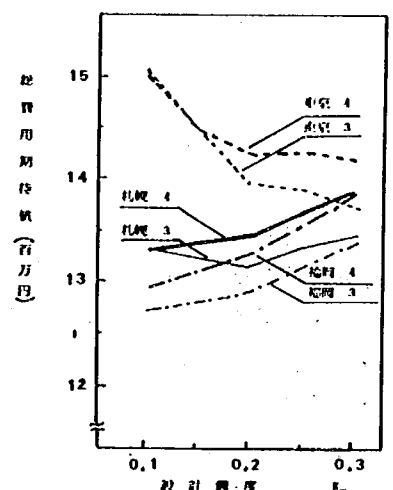


図-7 設計震度と総費用期待値  
(間接被害考慮)

#### 参考文献

- (1) 橋本、片山、久保、道路橋の地震被害率に関する基礎的研究、道路橋の設計と地震の進展に関する1つの考え方、生産研究、32巻7号、昭和55年7月。
- (2) 建設省土木研究所、新制地震調査報告、土木研究所報告、第125号、昭和40年6月。
- (3) 田中、最近の経済地震における最大加速度の大きさについて、第2回地震工学シンポジウム、日本建築学会、1979年3月。
- (4) 倉沢、野田、高速道路に関する費用便益分析マニュアル、道路交通工学、No.11、1980年4月。
- (5) Y. Ohsaki and O. Sakaguchi, Major Types of Soil Deposits in Urban Areas in Japan, Soils and Foundations, Vol. 13, No.2, June 1973.

## 地盤液状化危険度地図の作成法

振動研究室 近藤 益央

### 1. まえがき

昭和58年5月26日の日本海中部地震等、過去の公共土木施設の地震被害をみると、液状化によりもたらされたものが非常に多く、構造物の耐震性を確保するためには、液状化の発生の有無および発生するとしに場合の範囲、程度等を正しく把握することが重要である。我国で過去百年間に液状化が生じた地点を、地盤や井戸からの噴砂・噴泥・噴水、木杭の水田からの抜き出し、ケーソン・地下埋設管の浮上、噴砂止、構造物の沈下等から全国的に調査した結果によれば、液状化地点のほとんどは沖積低地であり、特に現河道や旧河道沿いで液状化の発生事例が多いことがわかっている。このような点から、振動研究室では微地形分類に基づき液状化の発生の可能性を広い範囲に調査する方法を提案し、地盤耐震地図を作成してきた。本報告は、これに液状化する層の厚さを加味して液状化危険度地図を作成する方法について示すとともに、試算例を報告するものである。

### 2. 研究目的

道路施設等の土木構造物の設計に際しては、当該地点の地盤の耐震性を正しく把握する必要がある。とくに、周辺地盤の液状化の危険度が高い場合は、計画および設計に大きく影響する。既存の施設についても液状化の危険度を知ることによって、液状化による被害規模の推定や対策法を知る手掛りとなる。したがって、広い範囲においてのわかりやすい危険度分布地図を作成し、合理的な耐震設計に役立てることを目的としている。

### 3. 作成方法

#### 3.1 地盤耐震地図の作成

既往の液状化地点について地形、地質、地盤条件、地下水位等の調査を行い、結果によれば、一般に液状化地点は沖積低地全域にわたっていること、特に、旧河道・現河道・埋立地などに液状化地点が多いこと、これに対して、山地・丘陵・台地ではあまり生じていないことがわかっている。これらの点から、表-1の基準に従って、(A)液状化する可能性の高い地域、(B)液状化する可能性のある地

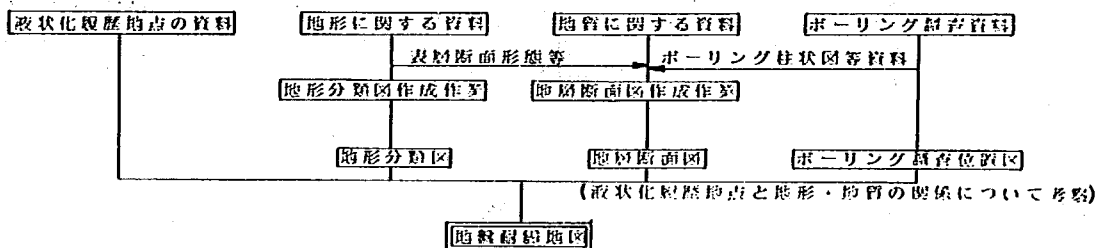


図-1 地盤耐震地図作成フローチャート

成、(C) 液状化する可能性の低い地域  
の3種類に分類し、これを1/5万地形  
図上に示した結果が地盤耐震地図であ  
る。地盤耐震地図の作成方式をフロー  
チャートで示すと図-1のようになる。  
このようにして作成した地盤耐震地図  
の一例として関東地方南部(野田市周  
辺)の例を図-2に示す。同図中には、  
過去の地震において液状化した地点を  
併記してある。ただし液状化地点は、  
震害記録の記述などをもとに探し出し  
ている為、正確な位置はわからない。  
そこで推定される地点を中心にして  
半径250m、500mの円を描き、それ

表-1 地盤耐震地図の作成基準

| 区 分                                 | 判 断 基 準                                                          |
|-------------------------------------|------------------------------------------------------------------|
| (A) 液状化する可能性の高い地域<br>(詳細な調査が必要な地域)  | 旧河道、旧河道、砂丘間低地(地下<br>水位の高いところ)、水部、河川敷、<br>旧水面上の(高い)成土・埋立地、<br>低湿地 |
| (B) 液状化する可能性のある地域<br>(簡単な調査が必要な地域)  | 扇状地、自然堤防、砂丘砂州、砂浜                                                 |
| (C) 液状化する可能性の低い地域<br>(特に調査の必要のない地域) | 山地、丘陵、台地                                                         |

表-2 液状化可能性区分的中率

| 区 分               | 半径 250 m |     | 半径 500 m |     |
|-------------------|----------|-----|----------|-----|
|                   | 地点数      | 割合  | 地点数      | 割合  |
| (A) 液状化する可能性の高い地域 | 120      | 63% | 163      | 85% |
| (B) 液状化する可能性のある地域 | 62       | 32% | 19       | 10% |
| (C) 液状化する可能性の低い地域 | 9        | 5%  | 9        | 5%  |

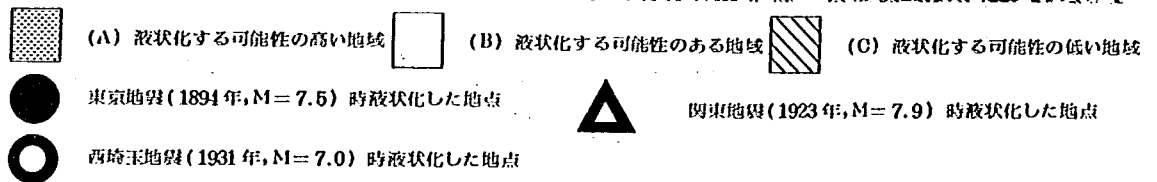
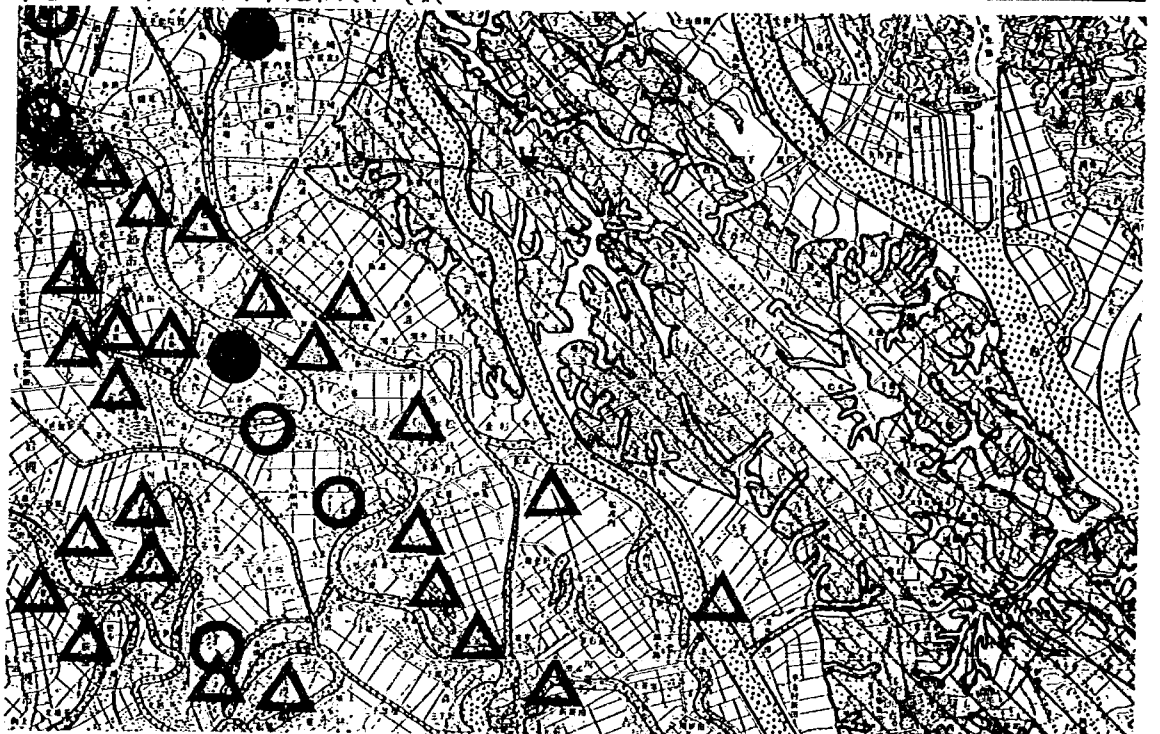


図-2 地盤耐震地図(千葉県野田市付近)

らの円内と区分との対応関係をとったのが表-2である。これからわかるように、半径250mで(A)に相当した液状化地点は63%, 半径500mでは85%とかなりよい一致を示しており、表-1の基準による微地形分類が妥当であることを示している。

### 3.2 地盤液状化危険度分布図の作成

微地形分類による地盤耐震地図によれば、広範囲にわたる地域の液状化発生の可能性を知ることが出来る。しかし、仮に液状化したとしても液状化する土層の厚さが異なれば、構造物に与える影響は当然異なると考えられる。そこで、液状化すると考えられる土層の厚さを求め、これを地盤耐震区分に取り入れて液状化の危険度判定地図を作成することとした。なお、具体的作成手順は以下の通りである。

①対象地域に基礎メッシュを設定する。

②既存のボーリングデータから1メッシュにつき原則的に1本のボーリングデータを選定する。

③選定したボーリングデータから液状化可能性土層厚を読みとる。

④微地形分類による液状化可能性区分と液状化可能性土層厚からメッシュの液状化危険度を決定し、分布図を作成する。

基礎メッシュの設定は、国土地理院の5万分の1地形図をもとに、これを、緯度・経度方向にそれぞれ20等分割して求めた。分割された基礎メッシュの大きさは、緯度方向に約92km、経度方向に約128kmである。このメッシュ内から原則として1本のボーリングデータを選定し、このボーリングデータの地盤特性を当該メッシュの代表値とした。

ボーリングデータは、建設省・県・市・公団および地盤・地質図等のデータを利用した。ボーリングデータの選定に際しては、標準貫入試験が行われていることと、液状化可能性土層厚を判定するための土質名・土層厚およびN値が明確であることを条件とした。ただし、条件を満たすボーリングデータが1メッシュ内に複数ある場合、および地形地質が複雑な地域では、基礎メッシュをさらに4分割(緯度経度方向に2等分0.46km×0.64km)し、1分割メッシュ当り1本、1基礎メッシュ当り最高4本のボーリングデータを選定した。

次に液状化可能性土層厚は、地表から地下10m以浅に存在するN値10以下の沖積飽和砂層厚さの総和として定義した。すなわち、飽和砂層が互層状に存在するような場合も含めて、N値10以下の飽和砂層の層厚の和を求め、液状化可能性土層厚とした。また、当該メッシュの中で表-1に示したA,B,Cの3区分が占める面積をもとに、液状化可能性区分をランクⅠ(Aが5%以上ある場合)、ランクⅡ(ランクⅠ,ランクⅢ以外)、ランクⅢ(Aが全くなく、Cが50%以上ある場合)の3種類に分類した。また、液状化可能性土層厚を $H_{AS}$ とし、

ランクⅠ:  $0m \leq H_{AS} \leq 2m$

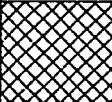
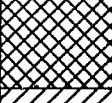
|          |     | 液状化可能性土層厚                                                                            |                                                                                       |                                                                                       |
|----------|-----|--------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
|          |     | ランクⅠ                                                                                 | ランクⅡ                                                                                  | ランクⅢ                                                                                  |
| 液状化可能性区分 | (Ⅰ) |  |  | (A)                                                                                   |
|          | (Ⅱ) |                                                                                      | (B)                                                                                   |  |
|          | (Ⅲ) | (C)                                                                                  |                                                                                       |  |

図-3 液状化による危険度の判断基準

ラング2:  $2m < H_{AS} \leq 5m$

ラング3:  $5m < H_{AS} \leq 10m$

$H_{AS}$ によるラング分けを行った。

液状化による危険度は、液状化可能性区分(I),(II),(III)と、液状可能性土層厚ラング1,2,3と基に、図3に示すように以下の3種類に分割した。

(A): 液状化の影響の大きい地域

(B): 液状化の影響の小さい地域

(C): 液状化の影響の無視できる地域

このようにして求めた、地盤液状化危険度分布図の一例として関東地方南部の場合を図5に示す。

#### 4.まとめ

地盤液状化危険度分布図は、微地形分類による液状化発生の可能性に、液状化する土層の厚さを加味して求めたものであり、これにより液状化が構造物に与える影響とある程度考慮した危険度の判定が行えることが特徴である。振動研究室では昭和56年度以後本手法により地盤液状化危険度地図を作成しており、現在までに関東地区、静岡地区について作成済みである。今後、液状化のより合理的な判定法の開発ともあわせ、本地図の作成方法の向上を図っていきたい。

=参考文献=

1) 栗林、龍岡、吉田: 明治以降の不同地盤液状化履歴、土木研究所報 第30号

2) 名崎、常田、不全: 地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究、土木研究所資料 1779号

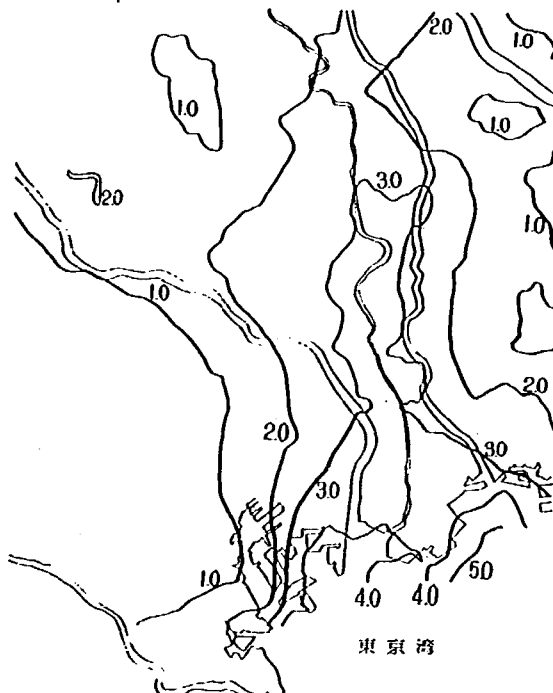


図4 液状化可能性土層厚分布図(関東地区南部)

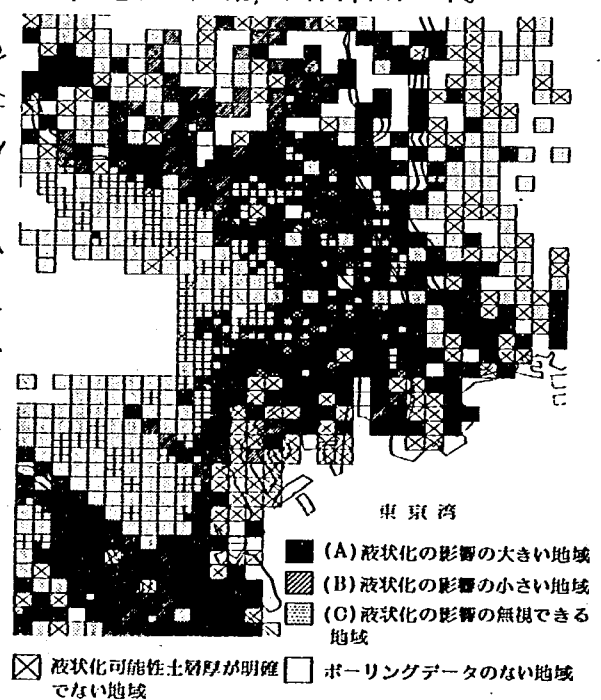


図5 液状化危険度分布図(関東地区南部)

## 1. まえがき

既存の河川堤防の断面形状は、洪水被害の経験を通じて長年月の間に定められて来たものである。したがって、短時間に集中して流出する通常の洪水に対しては、堤体の安定を保ち得るようになっている。しかし、長雨、長洪水のために堤体内へ多量の水が浸透すると、堤体のせん断強さが低下してのりすべりなどが生じ、堤体の安全性が低下することが考えられる。

そこで、以下に述べる考え方に基づいて堤防補強工法を提案し、その効果を把握するための実験的検討を行った。

## 2. 堤防補強の考え方

河川堤防は、一般に、長年の経験に基づいて標準断面なるものが定められているため、標準断面に従って普通の施工を行えば、通常の洪水に対しては安全性は高いといわれている。

しかし、昭和51年9月の長良川の破堤の例に見られるように、4日間で1000mm前後という長雨と、既往最大級の洪水を4波も連れたものに匹敵する長洪水を受ければ、堤体内に多量の水が浸透し、堤体が浸潤してのりすべりを起こし、それが進行して破堤に至る場合もある。このような長雨、長洪水が発生することは、きわめてまれなことであろうが、全く起こり得ないわけではない。しかも、河川の氾濫原の中に人口の約50%、資産の約70%が集中している現状を考えれば、一旦破堤した場合に想定される被害は莫大なものとなる。したがって、長雨、長洪水に対しても耐え得るような安全性の高い堤防にするための堤防補強が、今後望まれる。

一方、既存の堤防は、長年の改修により、形づくられて来たものであるため、用いられている土質材料もれき質土から粘性土まで広範囲にわたり、また、それらが何層にも盛られた複雑な構造を有している。地盤についても、過去の氾濫や河道の変遷のために堤体同様複雑な地層構成となっている箇所が多く、しかも、このような堤体や地盤の構造は場所によって著しく異なっている。このため、ボーリングやサウンディングなどの限られた土質調査から、堤体および地盤の複雑な構造を適確に把握することは困難であり、解析的手法等によって堤体の安定性を定量的に検討することもまた難しい。

したがって、長雨、長洪水に耐え得るような堤防とするためには、堤体の複雑な構造にも対応できかつ、確実に安全性を増すことができるような対策を行う必要がある。

これに対して、既存の堤防を長雨、長洪水をも考慮したものに作り変えること

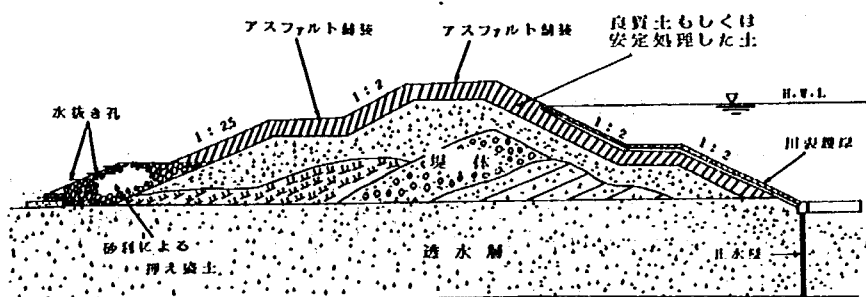


図-1 堤防補強工法の概要

が考えられるが、現在、直轄区間だけでも約12,000kmに及ぶ堤防を全面的に再構築することは不可能に近い。また、従来から行われている浸透破壊防止の対策工法としての腹付けや押え盛土にしても、十分に断面を拡大すれば長雨、長洪水に対する安全性が高くなると言えるが、そのための用地取得の難しさを考えると、この工法を適用し得ない箇所は多い。したがって、現状の堤防断面形をそれほど変えずに補強効果が得られるような対策工法が望まれる。

そこで、長雨、長洪水に対して既存の堤防を補強する工法として、堤体の表層を難透水で、かつ、十分なせん断強さを有する良質土もしくは安定処理した土で覆換・被覆する工法を提案した。図-1にその概要を示す。堤体表面を難透水層とすることで、降雨や洪水時の堤体内への水の浸透を極力少くして堤体土のせん断強さの低下を防止し、常に堤体を安定な状態に保つことが目的である。

良質土としては、細粒分が多く粒度分布の良い砂質土あるいは低含水比の粘性土程度で、締固まり易い土が挙げられる。また、現場近くでこのような良質な土が得られない場合は、手近の材料を安定処理し、良質土と同等の透水係数および強度を得るように改良して用いることが考えられる。

### 3. 実験方法

図-1の堤防補強工法の効果を検討するため、実物大に近い模型堤防を用いた実験を行った。実験では、長雨、長洪水を想定して長時間の降雨および湛水を加えるものとし、良質土被覆による補強した堤防と補強していない砂堤防との比較、および安定処理土を被覆に用いる場合について、図-2図-3に示す模型堤防を用いて実験を行った。

図-2の半断面の堤防は、均一な砂を用いた無処理堤防と、さらに、その表面を良質土で被覆した補強堤防の模型である。無処理堤防および補強堤防の堤体に用いた砂は、細粒分が4%で比較的粒度のそろった均一な砂であり、また、良質土は、細粒分が44%と多く含まれた粒度分布の良いシルト質砂である。透水係数は、堤体の砂で $3.7 \times 10^{-3} \text{ sec}^{-1}$ 、良質土で $1.0 \times 10^{-6} \text{ sec}^{-1}$ である。

実験は、まず湛水実験を行い、終了後1ヶ月放置して、次に降雨実験を行った。湛水実験では、地盤から45cmの高さまで27時間かけて水位を上昇させて一定に保ち、94時間継続して湛水した。降雨実験では、雨量強度 $20 \text{ mm/h}$ で実降雨時間45時間、総雨量にして900mmの雨を降らせた。実験前および実験中には、R.I.地中水分計およびR.I.密度計によって、含水比、密度を測定した。また、フロート式水位計によって、実験中の堤体内の水位変化も測定した。

図-3は、安定処理を施して透水性を低下させた砂質土を補強土として用いた模型堤防である。消石灰、セメントおよびアスファルト乳剤を

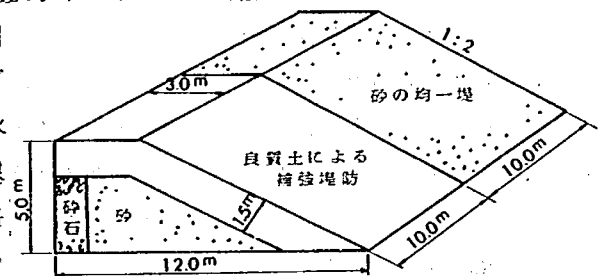


図-2 良質土の補強効果に関する比較実験

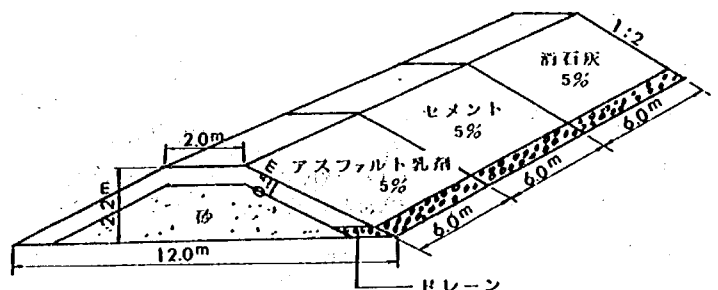


図-3 安定処理した土を補強土として用いた実験

添加材として砂質土に混入し、安定処理した。混入量は、砂質土の乾燥重量の5%とした。安定処理に用いた砂質土は、細粒分が30%と比較的多く含まれたシルト質砂である。また、堤体には、細粒分が8%程度のシルトまじり砂を用いた。

実験は、まず、湛水実験を行い、次に、降雨と湛水を同時に加える実験を行った。両実験ともに、湛水時の水位は地盤から2.0mとし、50時間水位を一定に保った。また、後者の実験では、湛水開始の26時間前から、雨量強度10mm/hで雨を降らせ、湛水終了まで継続した。総雨量は760mmである。

実験観測は良質土被覆の実験と同様に、堤体内の水位および含水比の変化を計測した。また、有限要素法による定常浸透流解析の結果を実験と比較した。

#### 4. 実験結果

まず、良質土被覆による補強堤防と、補強していない無処理堤防との比較実験について述べる。図-4, 5は、それぞれ、湛水、降雨実験における堤体内水位および飽和度の変化を経時的に記したものである。

図からも分かるように、補強堤防では良質土のしゃ水性が高いため、湛水、降雨のいずれの実験でも堤体内への浸透量は極めて少ない。特に、降雨実験の場合は、堤体内の含水状態が実験開始前とほとんど変わっておらず、900mmもの豪雨も実質的には何ら影響を与えていないとみなせる。

これに対し、無処理堤防の方は、湛水時の水位変化も速く、また、降雨時にも約8時間で既にのり先に浸潤面が現われている。このため、堤体のせん断強度が低下し、のりすべりが生じ、浸潤線の上昇につれてのりすべりが拡大している。写真-1は、降雨終了後の模型堤防の状態で、無処理堤防ではのり面の半ばまで崩壊が進行していることが見てとれる。

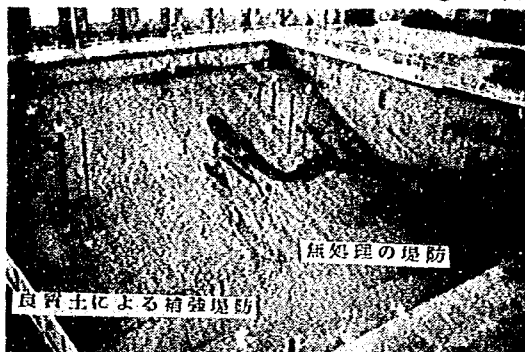


写真-1 降雨実験終了後の模型堤防

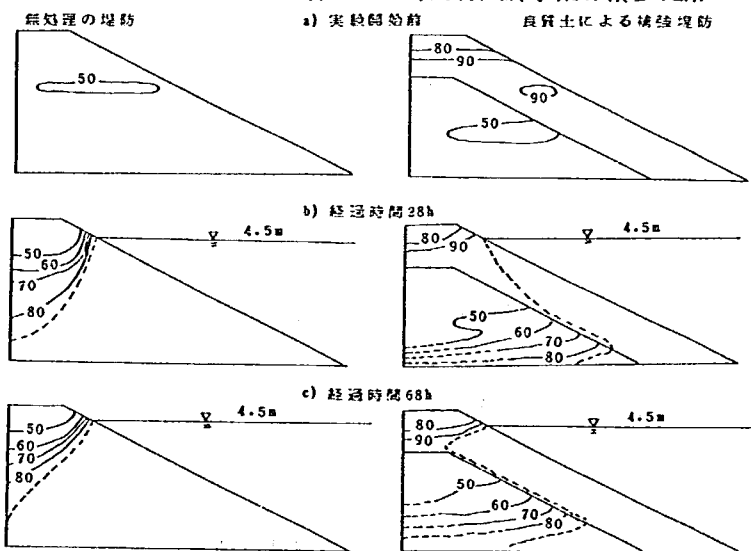


図-4 湛水実験における堤体内水位と飽和度の変化

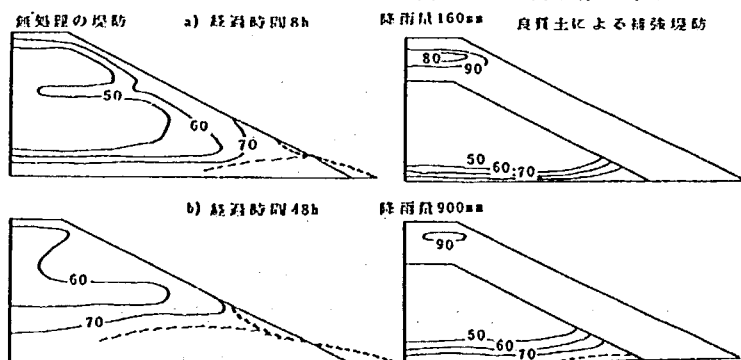


図-5 降雨実験における堤体内水位と飽和度の変化

次に、安定処理した砂質土による補強堤防の実験結果について述べる。図-6は、湛水実験時の堤体内水位の経時変化を示したものであるが、安定処理土の被覆部分でかなりしゃ水されて、堤体内への水の浸潤速度が遅くなっていることがわかる。また、47時間経過した時点ではほぼ定常状態に達しているが、堤体内の浸潤線は比較的低位に抑えられている。したがって、これ以上湛水を続けても堤体内から裏のりへの浸出によってのり面が崩壊することはないといえる。さらに、水位低下の途中、堤体内の残留水圧によりりすべりを起こしやすい状況でも、実験では、堤体の安定は損われなかった。

図-7は、定常浸透流解析で、被覆土部分の透水係数を様々な値に変えて計算した結果であるが、前述の無処理堤防のように透水係数が $10^{-3}$  cm/sec以上だと、堤体が飽和状態に近くなることがわかる。

これに対して、安定処理土を補強に用いた実験では透水係数は $5 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-3}$  cm/secの場合に相当しており、被覆土部分の透水係数がこの程度あれば、長洪水により堤体内への浸透が定常状態になったとしても、堤体への浸潤が抑えられて裏のりへの浸出が生じないため、堤防は安全であるといえる。

降雨と湛水を同時に与えられた場合も同様で、定常状態に至っても浸潤線は低位に抑えられている。

## 5. まとめ

既存の堤防を補強する工法として、堤体表層を良質土あるいは安定処理した土で置換・被覆する工法を提案し、実験的検討を行った結果、非常に良い補強効果を得られることが認められた。

まず、長雨に対するしゃ水効果として、良質土の場合には900mmもの降雨を受けても堤体内への浸透はほとんど無く、また、安定処理土の場合も、わずかに堤体内への浸潤が認められただけである。のり面の安定性についても、無処理堤防ではのり面が半分以上すべったのに対して、良質土あるいは安定処理土で補強した堤防はいずれも安定を保ち得た。

次に、長洪水に対して、補強堤防はほぼ定常状態に至っても堤体内への浸潤はそれほど高くない。安定処理した砂質土でも、透水係数にして $10^{-5} \sim 10^{-4}$  オーダーの値が得られている。また、この程度のしゃ水効果があれば、無処理の堤防において堤体がほぼ飽和状態に近くなるような場合でも、洪水や降雨の浸透を制限しつつ堤体を安定に保ち得るといえる。

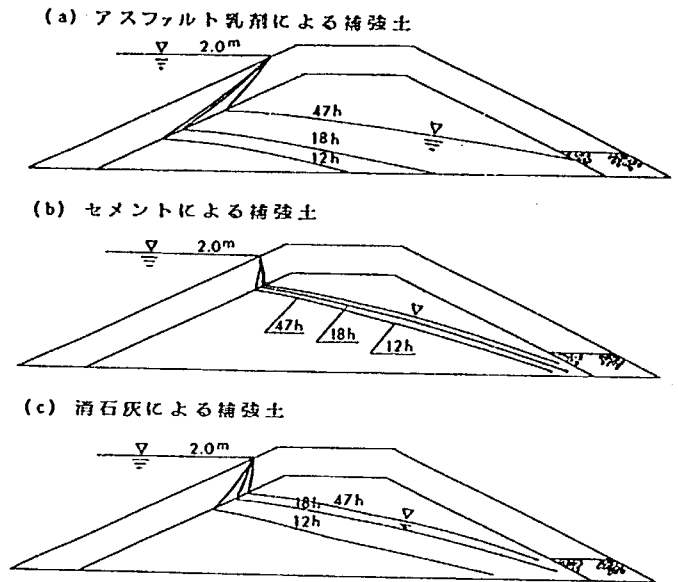


図-6 湛水実験における堤体内水位の変化

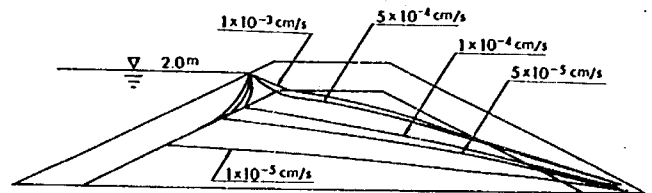


図-7 定常浸透流解析による比較

## 1. はじめに

長崎豪雨災害の特徴は、まず第一にその降雨の激しさである。長崎海洋气象台が記録した7月23日19時から22時までの雨量は315mm、1時間平均雨量100mm以上の降雨が3時間も続いた計算になる。仮に、長崎県以外の場所にこのような豪雨があったとしても、おそく同じような大災害となったであろう。つまり、降雨条件次第では、日本中どこでも同様な被害を受ける可能性を有している。

本災害の第二の特徴は、土石による被害が極めて多かつたことである。死者・行方不明者の約90%が、土石流やがけ崩れなどの土石災害による犠牲者であると推定されている。

一般に、土石流災害を防止、軽減するための方法は大きく二つに分けられる。一つは、土石流が発生する危険性のある流域に砂防ダムや流路工などの構造物を設置して、土石流の発生、流下、氾濫を防止する方法(ハードな対策)であり、もう一つは、土石流氾濫危険区域をあらかじめ察知した上で、降雨の状況から判断して土石流が発生する恐れがでてきたときに、その住民を安全な場所へ直ちに避難させたり、あるいは事前に土地利用を規制するなどの構造物によらない方法(ソフトな対策)である。もちろん、これら二つの方法はどちらも速やかに対応されるのが望ましいが、諸般の事情からみて近年はソフトな対策の重要性がますます高まってきたという現状である。

本調査は、長崎豪雨の被災者に対してアンケート形式による質問を行った。災害当時に入手した情報、各自の判断、実際にとった行動等に関する実態を明らかにし、問題点を整理したものである。

## 2. 調査の目的

本調査は、被災地区の住民が災害時に得た情報の種類と量、それらに基づく判断、行動様式等の観点から被害を受けた要因について分析を加え、どのようにすれば安全、確実に避難できたかを検討し、警戒避難体制の整備を図ることを目的とする。

## 3. 調査の方法

調査は、実際に土石災害を受けた長崎市内の17地区に住む世帯を対象としてアンケート用紙を配布し、2～3日後に回収する方法をとった。アンケートの総配布数は353、回収数は282で、回収率は80%である。調査対象17地区は、比較的大きな被害を受けた箇所を選定している。対象地区における人的被害は死者183人であり、これは、今回の災害の中で土石による犠牲者総数の約90%に当たる。

## 4. 調査の結果と考察

以下では、アンケート調査結果を集計し考察を加える。第1事項は為岐に亘るため、それらの中から今後の防災体制を考える上でとくに必要であると考える項目について述べることにする。

### 4.1 回答者の属性

まず、住宅構造は木造建築が全体の90%を占め、鉄骨、鉄筋コンクリート造りは少ない。また、3階建て以上の建築物はわずかに0.4%であり、被災地が一般的な住宅地であることを示している。

次に、被災当時の家族構成は夫婦、子供2人の4人家族が最も多く、一世帯当たりの平均家族数は4.2人である。ただし、被災を受けた時点における在宅者数の平均は3.6人となり、被災時刻が20時前後であったために、勤務先等から帰宅できなかった人もかなりいたことがわかる。

#### 4.2 災害発生時刻

災害発生時刻は各地区ごとに異なり、同一地区でも回答にバラツキがみられる。これは、それぞれの回答者の住居の場所的な違い、災害形態の認識の違い、回答者の誤認等によるものと思われる。災害後の調査では、災害発生時刻の検証が重要な項目となるが、聞き込みにあたり、被災者の人から情報を得るなど十分な配慮が必要となる。

#### 4.3 災害の前兆現象

災害の前兆に、すなわち前兆現象を知覚し正確な判断を下すことは、瀬戸際での避難に有効であり、過去の災害においてもそのような判断で危うく難を逃れた例が数多く報告されている。本災害の場合は、「雷、稲作機械隊のような音がした」「急激な増水があった」「いやな臭いがした」などの前兆現象を感じている人が多い。今後とも、このような経験と具体的な現象と結びつけて整理していかなければならない。

#### 4.4 気象情報の伝達

大雨・洪水警報は16時50分に発表された。これについては有効回答者232人のうち88人(38%)が知っており、また答えているが、内容まで完全に理解していた人はわずか9%であった。また何によってもそれを知ったかについては、98%の人が「テレビ・ラジオ」と答えており、マスコミ機関の情報伝達効果が大きいことを示している。知った時刻は、災害発生前の1～3時間前が90%となり、その後各自がとった行動については、「

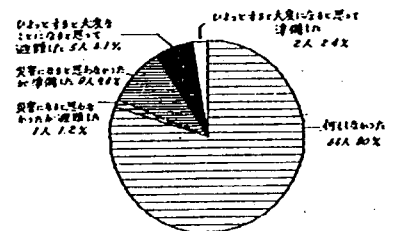


図-1 大雨警報を受けた後の行動

まさか災害になるとは思わなかったのど何もしなかった」と答えた人が80%を占め、「避難した」と答えた人は2%にすぎない(図-1)。本災害の場合には、7月10日頃からかなり強い雨が断続的に降り、それに伴って大雨警報も何度か発表されていたために、23日16時50分に発表された警報の重大性を十分に認識し得なかったことが被害を大きくした原因の一つにあげられている。警報に対する一種の慣れという心理的な面を含むだけに、むしろ課題となっている。

#### 4.5 避難命令の伝達

長崎市が広域的な避難命令を出したのは21時50分であり、この時にはすでに各地で災害が発生し始めていた。したがって、避難命令を受けた人(全体の28%)でも、そのうち72%は災害発生後に受けたと答えており、避難命令が十分な効果を発揮していない。また、避難命令の伝達手段については、「消防団、水防団等の呼びかけ」が52%と最も多く、「隣人、知人からの知らせ」が23%、「テレビ・ラジオ」が13%の順となる。避難命令は、避難先、避難経路等について伝えられるが、その内容を完全に知っている人は31%で、ほとんどの人は命令がどのようなことしか知らない状況であった。

#### 4.6 避難状況

避難の有無については、有効回答者225人中197人(87%)が避難しており、そのうち108人は家族全員で避難している(図-2)。避難した時期については、洪水災害の場合には自宅の庭先に浸水してきた頃に避難を決定した人が多いのに対し、土砂災害の場合には災害発生後に避難した人が多い。決断のむづかしさを物語っている。次に、決意したいきさつについては、半数以上の人が「自己あるいは家族の判断」により、消防団や市、県等の公的機関による指導がなかったこととそうかわる。また、避難をしなかった人の理由については、「自分の家は大丈夫」「避難してはかえって危険」と答えた人が65%を占める一方で、「避難する時間的余裕がなかった」という人も20%あり、適切な避難命令の発令が必要であることを示している。

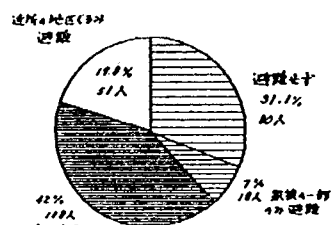


図-2 避難の有無

#### 4.7 避難場所

避難場所をあらかじめ決めていた人は10%で、ほとんどの人は決めていなかった。災害時には前述のように64%の人が避難しているが、避難場所の決定にあたり、2は家族や近所の人と相談の上で、土砂害、水害に対して安全な場所であることとを判断基準としている人が多い。避難場所までの距離は80%以上が500m以内と答えている。避難場所へ行くまでに危険を感じている人も多く、平常時よりも所要時間がかかっている。避難先の種別では、「知人・親戚宅」が43%、次いで「公共建物、学校、神社」の32%、他はまちまちであり、公的機関による組織的な誘導がほとんどなかったことを裏付けている。また、避難場所を2回以上変更した人が半数以上いることも注目される。

#### 4.8 避難時に注意すべきこと

避難した人の体験から、避難時にとくに注意すべきこととして次のような意見が寄せられている。  
 ①夜間の避難には各自に一個ずつ懐中電灯を用意する。  
 ②水流や土砂に流されるのを防ぐために誘導ロープを備える。  
 ③水の入りやすきところを避け、スリッパなどを脱ぐ。  
 ④単独行動を避け、できるだけ地域ぐるみで行動する。  
 ⑤持物を必要最小限にとどめ、両手を空けておく。

#### 4.9 居住地の危険性認識の変化と自主的な対応

「自分の居住地が災害に対して危険である」と災害前に認識していた人は61人(30%)であったのに対し、発生後「今後、自分の居住地に同じような災害が発生する」と感じ、213人と答えた人は133人(62%)と倍増している(図-3)。自主的な対策については、天気予報に対する依存度が最も高く、正確な気象情報を正確に伝える必要性があることを示す。また、避難方法や避難場所を配慮する人も多くなり、災害前には家財、貴重品等を守ろうとする傾向が強いのに対し、災害後は人命重視を再認識している。さらに、今後は避難訓練にも積極的に参加する意向を示す人も大幅に増えている。

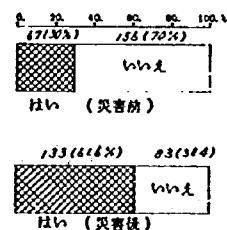


図-3 危険性の認識変化

#### 4.10 気象情報に対する要望

気象情報に関しては、注意報、警報がたびたび出されることによる疲れの問題があげられている。すなわち、警報が発令されても無事に済むことが多く、その重要性が認識されにくくなるという

心理上避けられない問題である。これは、情報を流す側の責任とばかりはいえない面もあり、住民の油断をいかにしてなくすかは、避難命令の発振りの回避と合せた検討をせまらねばならない。また、「広域的な情報だけでは局地的な要項に対処できない」「○○mmの降雨」という表現では実感がない」など、情報の性格や表現のしかたに工夫を求める意見もみられる。

#### 4.11 避難命令に対する要望

発令時刻については、「出るのが遅かった」という不満が多い。伝達方法については、「広報車では屋内に聞こえない恐れがある」という意見があり、地区ごとに半鐘やサイレンの設置を望む声が強いはが、消防団員等による各戸巡回、有線放送、テレビ、ラジオの利用があげられている。また、災害時に信頼するニュースソースとしては、「市町村、警察からの情報を信頼する」と答えた人が最も多く、公的機関の責任の重さが浮き彫りになり、下(図-4)。

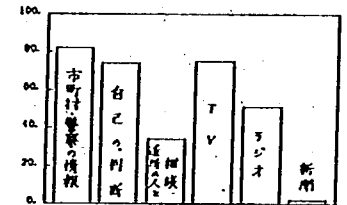


図-4 信頼するニュースソース

#### 4.12 公共事業に対する考え方

防災に関連した公共事業については、土地利用規制、土地提供への協力度、危険区域表示の是非を質問した。まず、土地利用規制強化では、74%の人が強化すべきと答えており、とくに危険区域の宅地造成の規制を望む人が多い。土地提供への協力については、「進んで協力する」「ごまかば協力する」を合せた80%の人が協力を表している。また危険区域の表示については、大部分の人が「表示すべきである」としている。これらの問題は、結論的には賛成であるが、直接自分の問題となる場合には態度を変える人も多く、この結論だけから評価するのは必ずしも適当ではないが、事業の必要性を十分に理解してもらえれば、事業を実施するにあたり、住民の協力が得られることを示しているようである。

### 5. まとめと今後の防災体制

#### 5.1 気象情報について

気象情報は、適確、正確に伝達されることが必要であるが、内容に関してはより細かな情報が要求されている。土石流については、警戒・避難体制をとるための基準雨量設定手法の検討が進められており、すでに土石流予警戒発令用の雨量観測装置も稼働を始めている。今後とも、全国的な規模でこのような体制の整備を図る必要がある。

#### 5.2 避難体制について

住民の避難については、とくに公的機関による組織的な避難が重要である。住民に対する避難場所・避難経路の周知徹底、避難訓練の実施とともに、避難場所の整備、緊急時の情報伝達、避難誘導等行政が果たすべき役割は大きいといえる。

### 6. おわりに

本調査は、九州地方建設局河川計画課が実施したものである。この場をおかりして感謝の意を表す。

はじめに

社会経済活動や国民生活の活発化、高度化に伴い、道路利用者の行動範囲が拡大し、道路交通も過密化してきている。その結果、道路交通の安全確保や円滑化、道路の利用効率の向上を図るため、道路利用者に対して迅速かつ正確な道路交通情報を提供することの重要性がますます大きくなっており、現在、道路情報板、道路標識、一般ラジオ放送、(財)日本道路交通情報センターの電話案内などでそれぞれ情報を提供している。しかし、これらは情報量が少なかったり、即時性に欠けたりする場合があり、道路利用者のニーズに適確に応えるには不十分な面がある。例えば、一般のラジオ放送は、広域的な情報を番組の合間に数十秒程度しか放送しないため、個々の運転者が必要とするきめ細かな情報を提供できないし、道路情報板による情報提供は、運転者が視認できる範囲でしか情報を伝えられず、設置場所も限定される。このため、当研究室では、既存の道路交通情報システムを補完し、運転者が必要とするきめ細かな時機に応じた情報を提供できるよう、カーラジオを通じた路側放送システムの研究を行っており、55年12月から58年3月まで長岡国道工事事務所と高崎工事事務所の協力により、国道17号三国峠地区(塩沢～猿ヶ京)で現地実験を実施した。

本報告は、このシステムの概要を述べるとともに、事故、災害が起こりやすい冬期における道路利用者のシステム利用状況や評価についてまとめたものである。

# 1. 現地の状況(56豪雪時)

国道17号は新潟と東京を結ぶ主要幹線道路であり、昼夜率、大型車混入率が高く、豪雪地帯であるにもかかわらず相対的には冬期の交通量も多くなっている。また、56豪雪時の状況をみると、累積で15～20m、最深積雪で4mと過去の記録を大幅に更新するような降雪状況であり、災害、事故等も図1に示すような発生状況であった。なお、通行規制(通行止、片側交互通行)の延べ件数、延べ時間はそれぞれ約250件、約1700時間であった。さらに、実験区間である湯沢出張所から三国峠までの約30kmの間には、6%以上の急勾配15ヶ所、ヘアピンカーブ4ヶ所、トンネル5ヶ所などがあり、標高差も約750mときびしい路線となっている。

このように、この地区では特に冬期の道路管理が重要視されており、従来から、積雪深計(2ヶ所)、路面凍結感知器(2ヶ所)、I-TV(10ヶ所)、車両感知器(2ヶ所)等の各種情報収集機器が整備されている。

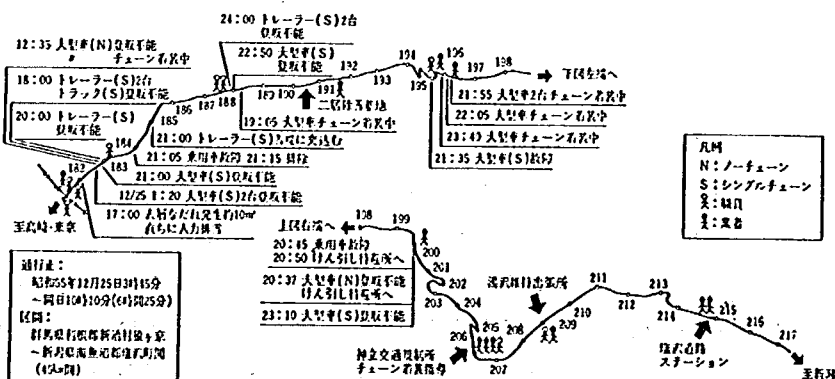


図1 交通障害事例(昭和55年12月24日～25日降雪記録)

また、情報提供装置としても道路情報板(さけ所)の他に、拡声器も数ヶ所設置されている。しかし、それでも図2に示すように、出張所への情報要求が強く、運転者の道路交通情報に対する関心の高さがうかがえると同時に、より充実した情報提供手段の必要性が認識される。

## 2. 実験システムの概要

### 2.1 実験施設

放送地点は塩沢、神立、三国トンネル、振ヶ京の4ヶ所とし、中央装置は塩沢出張所に設置した。また、実験システムは図3のように構成されており、各装置の機構と働きは次のとおりである。

(1)操作卓…運転者に提供する最適情報と会話形式で選択するための装置であり、入力装置としてのキーボードとモニター装置としてのディスプレイを有している。

(2)自動音声作成装置…デジタル化された単位音声記憶するための外部記憶装置、操作卓からの指示により必要な単位音声を結合するための演算装置、結合されたデジタル信号を音声に変換するためのD/A変換装置により構成され、同時に4種類の情報を出力できる。

(3)放送装置…自動音声作成装置で作成された音声信号を適正レベルまで増幅するものである。また、自動音声作成装置で作成できない情報や緊急時の情報については、それぞれテープレコーダー、マイクでバックアップできるようにになっている。

(4)送信機、誘導通信ケーブル…路側に設置され、中央装置からの音声信号をカーラジオで受信可能な微弱電波(AM帯)として発信するもので、運転者は2回程度繰り返して放送を聞くことができる。

(5)標識…予告標識、指示標識、確認標識の3標識から構成されており、それぞれ放送区間の予告、ラジオのダイヤル指示、放送区間の始めと終りを示す。また、標識にはAMラジオが内蔵されており、送信機と連動して放送時にのみ字幕表示するようになっている。

(6)一般加入電話回線、建設省専用回線への接続…放送装置に電々公社の加入電話回線を接続することにより、運転者が現地の放送サービスエリアに到達する前に、あらかじめ電話によって路側で放送している情報を聞けるようにしたものである。また、建設省専用回線と接続することにより、他の工事事務所や本局、本省でも当該区間の道路管理状況が把握できるようになっている。

実験期間が冬期であり、端末装置も6豪雪時には約4mの積雪におおわれたが、機器の故障操作はなく、耐久性、信頼性はともに良好であった。また、微弱電波についても、電波法上の規定を満足しており、所期の目的を果すことができた。

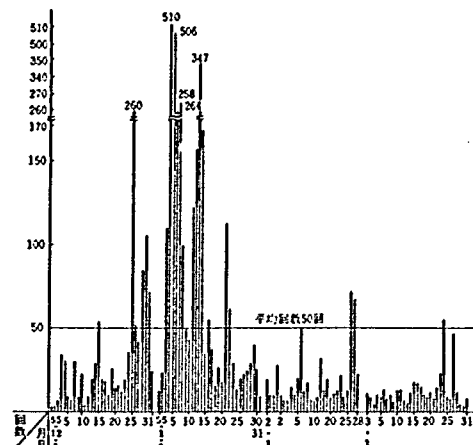


図2 自動電話応答回数グラフ(1日当り)

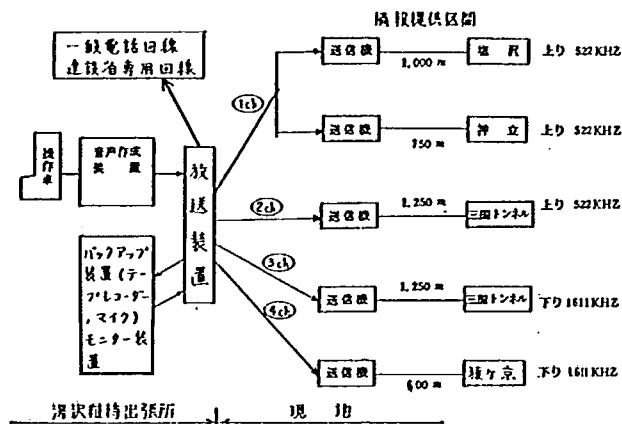


図3 実験システムの構成

## 2.2 システムの管理と運用

今回の実験では、三國トンネルを境にして道路管理者が異なるため、「路側放送システム実験運用マニュアル」を作成して実験を行った。なお、システムの運用状況は、情報日誌に、収集情報（ＩＴＶ、気象センサー、道路パトロール等による生データ）、採用情報（情報を提供するにあたって判断の重要な要素となったデータ）、提供情報（実際に放送や道路情報板で提供された情報）として記録されている。

## 2.3 放送文の作成手法

放送文は、多種多様な道路交通状況にならべく機械的に対応できるよう、表 1 に示すキーワード（No.1 ～ No.9）から 3 つ以内を選択することによって作成される。例えば、天候が吹雪で路面が圧雪凍結のためスリップしやすく、チェーン着装の呼びかけをしたいときは、キーワード No.1, 6, 9 を選択すれば自動的にその状況に対応した放送文が複数個（最高 10 個まで）提示され、その中から最も適当な放送文を選択して必要な語句（地名、天候、事象等）の挿入を行うことになる。また、No.0 には、他に注意事項がなく単に安全運転の呼びかけだけをする場合の放送文やふだんよく使う放送文が用意されており、操作上の簡便化がはかられている。なお、今回の実験で用意した基本放送文は約 300 であるが、用意されていない放送文に対しては、単語レベルからの組合せて任意に放送文が作成、登録できるようになっている。

表 1 放送文作成のためのキーワード

| No. |                                   |
|-----|-----------------------------------|
| 0   | 安全運転の呼びかけ（簡易文を含む）                 |
| 1   | 道路状況のお知らせ                         |
| 2   | 工事・除雪作業・事故処理のお知らせ                 |
| 3   | 事故・災害のお知らせ                        |
| 4   | 交通状況のお知らせ（規制を含む）                  |
| 5   | 平常気象のお知らせ（はれ、くもり、あめ、ゆき、きり）        |
| 6   | 異常気象のお知らせ（注意報、警報、大雨、大雪、ふぶき、強風、濃霧） |
| 7   | 通行止のお知らせ                          |
| 8   | トンネル火災・人工なだれ処理のお知らせ               |
| 9   | 安全運転の呼びかけ（チェーンの用意、着装を含む）          |

## 3. 路側放送システムに関するアンケート調査

### 3.1 調査の概要

調査は、実験前に 1 回、実験中に 2 回実施している。第 1 回の事前調査（55.10）は、実験区間に路線をもつプロドライバーを対象に、実験地域で必要とされる情報の種類や内容等を把握するために行ったものであり、第 2 回の調査（56.2）は、道路利用者のシステム利用状況や評価を把握するために行ったものである。さらに、第 3 回の調査（57.2）は、システム利用時のより具体的な状況を把握するために再度行ったものである。なお、調査は、プロと一般ドライバーの両方に行っているが、以下では、より安定したシステム利用状況や評価を把握するため、表 2 放送の利用状況

プロドライバーに対する調査結果を中心にまとめた。

### 3.2 システムの利用状況

表 2 に示すように、約 7 割の人が路側放送を利用している。表 3 は、「その時の状況によって利用している」人の具体的状況についてまとめたものであるが、「積雪量が多い時」、「雪が降っている時」、「路面凍結の心配がある時」等積雪期特有の状況にあるときによく利用されていることを示している。また、表 4 は、路側放送

|                  |       |
|------------------|-------|
| 通る時はいつも利用している    | 28.0% |
| その時の状況によって利用している | 45.3  |
| ほとんど利用していない      | 26.7  |

表 3 放送の利用状況（具体的状況）

| 具体的状況                     | 指 摘 率 |
|---------------------------|-------|
| 雪が降っている時                  | 51.5% |
| 積雪量が多い時                   | 58.8  |
| 路面凍結の心配がある時               | 48.5  |
| 交通量がいつもより多い時              | 5.9   |
| 交通の流れがいつもより悪い時            | 22.1  |
| 夜間通行する時                   | 19.1  |
| 交通事故や工事等の情報を事前に知っている時     | 10.3  |
| 路面凍結等注意を呼びかける情報を事前に知っている時 | 29.4  |
| その他                       | 1.5   |

を聞いた結果としての行動経験についてまとめたものであるが、各項目とも経験率は高く、特に「チューン着装」については74%の人が放送をきっかけとして行っている。ただし、表5に示すように、プロドライバーは事前に当該区間の情報収集に努めており、放送が補完的な形で利用されている側面もうかがうことができる。しかし、一般のドライバーはプロに比べて、(1)事前情報を収集する習慣がない、(2)情報源が限られる、(3)当該区間に対する知識が乏しいなどの点があざられ、本システムが有効な情報源になるものと考えられる。

### 3.3 システムの評価

表6に示すように、路面状態、チューン指導に関する情報が役立っており、チューン着装場所の判断等に利用されている。また、「不満だった」とする人については、「情報に時間のずれがある」、「内容が詳しくない」と指摘する人が多いが、今後はそのような点に対処するため、システムの運用体制や情報の収集体制についてもレベルアップさせていく必要がある。なお、一般ドライバーへの調査では、「異常のないこと」を知らせる放送に対しても高い評価（役立ったとする人が約60%）を得ており、災害、事故等が起りやすい冬期においては有効な情報であると考えられる。

おわりに

冬期の山間地など道路管理上問題が起りやすい区間では、路線に即したきめ細かな情報提供ができる路側放送システムが有効であると考えられ、実験中の利用者意識調査でも高い評価を得ていた。しかし、非積雪期の利用に関しては、常に放送してほしいとする人も多い（約60%）が、本システムの特徴が積雪期特有の状況下で発揮されていることを考えると、まずは積雪期での対応を充実させ、そのあとで非積雪期での対応を異常時を中心に拡充していくことが適当である。また、現在、情報の収集から提供に至る一連の体制については、従来から実施されている方法とし、本システムのために別段の体制をとっていないが、夜間も運用するような場合は、職員の負担増とともに情報に対する責任の問題もあり、大きな検討課題である。さらに、ラジオのチューニングについては、現在ほとんどのドライバーがそのつぎ行っているが、異常事態が発生した場合には、自動受信により強制的に情報を伝達することも、受信機を改造すれば技術的には可能である。今後は、収集情報と提供情報との関連性、道路利用者の意向、道路管理者として提供すべき情報等をさらに整理、分析することにより提供情報の選択基準を作成して、極力システムの自動化をはかるとともに、放送状態のチェックシステムを導入して、システムの利用率、信頼性を高める必要がある。

（参考文献）

道路研究室：路側放送による道路交通情報伝達システムに関する実験調査、土木技術資料、

Vol. 23, No. 12, 1981, (その2)；Vol. 24, No. 9, 1982

表4 放送を聞いての経験

| 経 験         | 指 摘 率 |
|-------------|-------|
| チューンの着装を行った | 74.0% |
| 渋滞等の理由がわかった | 57.3  |
| 通行する時間を調整した | 35.3  |
| 注意して走った     | 56.0  |
| 安心して先へ進んだ   | 40.0  |

表5 事前情報の収集方法

| 事前の情報収集             | 指 摘 率 |
|---------------------|-------|
| 特になにもしていない          | 4.0%  |
| ラジオの道路交通情報を聞く       | 66.0  |
| 電話で道路交通情報を問い合わせる    | 17.3  |
| 運転手仲間から情報を聞く        | 62.7  |
| ドライブレイン等地元の人から情報を聞く | 5.3   |
| 会社から情報を聞く           | 32.7  |
| その他                 | 4.7   |

表6 情報の評価（2つまでのマルチアンサー）

| 情報の種類              | 役立った  | 不満だった |
|--------------------|-------|-------|
| 路面状態に関する情報         | 44.0% | 20.7% |
| 工事・除雪作業・事故処理に関する情報 | 8.7   | 5.3   |
| 事故・災害に関する情報        | 11.3  | 3.3   |
| 渋滞の程度に関する情報        | 11.3  | 17.3  |
| 交通規制に関する情報         | 5.3   | 1.3   |
| 天候に関する情報           | 14.7  | 6.0   |
| 異常気象に関する情報         | 5.3   | 2.0   |
| 通行止めに関する情報         | 8.0   | 3.3   |
| 人工な処理に関する情報        | 7.3   | 1.3   |
| チューンの着装指導に関する情報    | 26.3  | 6.0   |

# 長崎豪雨災害における斜面災害と地形・地質条件

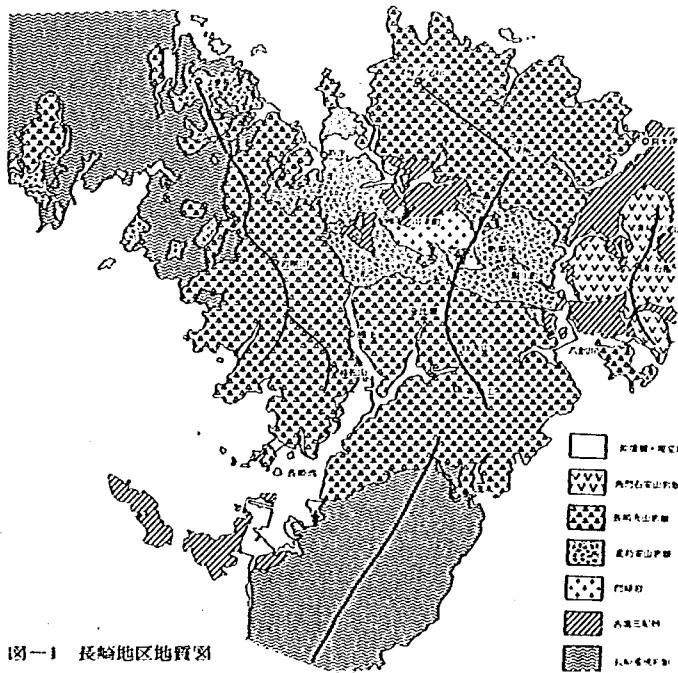
地質研究室 阿部昌彦

## 1. まえがき

昭和57年7月23日から24日にかけて、長崎県下を中心とする九州の北西部一帯に集中豪雨がおき、各地に甚大な人的・物的被害をもたらした。特に長崎市およびその周辺一帯は、長崎海洋気象台で総雨量572mm、長与町役場で我国観測史上最大の時間最大雨量187mmに達するはげしい豪雨に見舞われ死者252名におよぶ被害に達した。

筆者らは災害が特に著しかった長崎市を中心に、斜面崩壊と崩壊箇所の地形・地質条件との関係について、被災直後の空中写真判読および代表的な崩壊箇所を選び、詳細な地形・地質調査を行ったので報告する。

## 2. 調査地域の地形・地質特性



図一 長崎地区地質図

### 2.1 地形概説

調査地域は、ほぼ南北にのびる2つの低地帯を境に3つの地域に分けることができる。すなわち時津～浦上～長崎湾に至る低地帯の西側の地域(西部地域と呼ぶ)、喜々津～八郎川下流に至る低地帯の東側の地域(東部地域と呼ぶ)、2つの低地帯に挟まれた地域(中部地域と呼ぶ)となる。西部地域は堂風岳、岩屋岳、稻佐山などの山から形成されている。中部地域は、琴ノ尾岳、帆揚岳、英彦山から野母半島に連なる山地から形成されている。東部地域は井桶ノ尾岳、船石岳の山塊を形成している。

### 2.2 地質概説

調査地域の地質図を図一に示す。本図は土地分類基本調査「長崎」および5万分の1地質図幅「大村」をもとに作成したものである。以下調査地域の地質について年代の古い方から説明する。

長崎変成岩類は、一般に緑色片岩、砂質片岩、黒色片岩などの結晶片岩からなり、一部蛇紋岩、変斑れい岩を伴う。概ね南北の褶曲軸をなしており、20°～30°程度の傾斜を示している。これらの地層の岩質は緑泥石、絹雲母、滑石、ロウ石などの板状～柱状の鉱物が特定の平面に沿って配列し、いわゆる片理構造を示すため、地表における応力解放や風化によって岩盤が緩みやすく、また、深層に達する風化帯、劣化した断層、古い地すべり面などがみられる。

この地域の古第三紀層は、高島層群、伊王島層群、諫早層群とよばれているもので、東部地域から中部地域北部にかけて分布する。主に砂岩、泥岩、礫岩およびこれらの互層よりなる。砂岩は、比較的硬いが亀裂が発達し、岩盤の緩みを生じやすい。泥岩はかなり軟質で微小な亀裂が多く細片化している。

閃緑岩は、川平一帯に分布し川平閃緑岩と呼ばれている。本岩は数10cm間隔の節理が密に発達している。部分的に風化が進み強風化部では、マサ状化しタマネギ状構造がみられる。

変形安山岩は、初生的な熱水変質を受けているものの未風化部は極めて硬質である。しかし、表層部では風化が進み緑灰色を呈し粘土化していることが多い。

長崎火山岩類は、下部更新世の豊肥火山岩類に属するもので、複輝石安山岩および同質凝灰角礫岩類を主とし、他に無斑晶安山岩、輝石角閃石安山岩を伴っている。また長崎火山の活動に先立って流紋岩質凝灰角礫岩、凝灰質シルトの堆積がみられ茂木北部一帯に広く分布している。ここではこれらも長崎火山岩類に含めることにする。これらの火山噴出物は風化が進むと褐色、灰色、紫色など様々な色相を呈し粘土化し軟質となる。なかでも風化が著しい岩は、孔質の自破砕溶岩、凝灰角礫岩、および高標高部の地層全般である。

角閃石安山岩類は井樋ノ尾火山岩とよばれ、中部地域東側から東部地域にかけて古第三紀層に貫入しあるいは古第三紀層を被覆する岩脈状ないし熔岩円頂丘状の岩体としてみられる。溶岩円頂丘状のものは、風化を受けにくいと思われ、長崎火山岩類中の複輝石安山岩より風化層が浅く、風化岩もやや硬い。そのために、数10cm～1mに達する大小の岩塊からなる浮石、崖錐堆積物をなしていることが多い。岩脈状のものは、節理に富み風化が著しく赤褐色を呈し粘土化していることが多い。

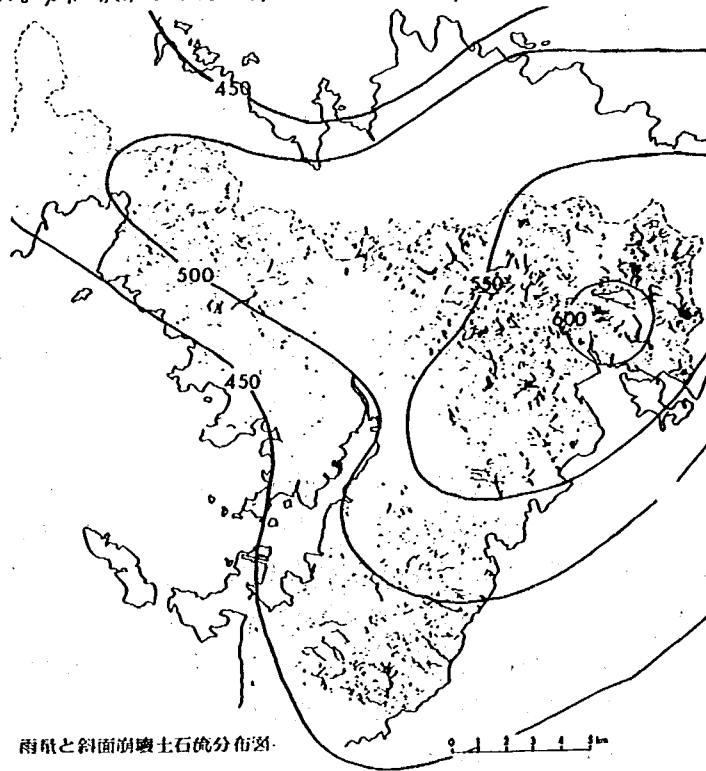


図-2 雨量と斜面崩壊土石流分布図

### 3. 崩壊の実態

#### 3. 1 崩壊分布

西部地域・中部地域南部（英彦山より南側）に規模の小さな崩壊が多く見られ、東部地域・中部地域北部には規模の大きな崩壊が多く見られる。図-2に斜面崩壊土石流分布図と雨量（23日9時から24日9時までの24時間雨量）を示す。この図から雨量の多い地域（550mm以上の地域）に大きな崩壊が多く、一方550mm未満400mm以上の地域には小さな崩壊が多く見られる。しかし川平町の西側の地域に雨量が比較的少ないのに、規模の大きな崩壊が見られる。これは

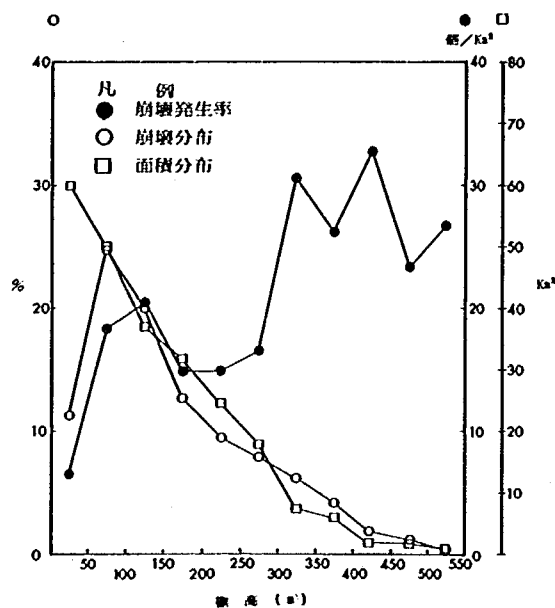


図-3 標高別崩壊発生率

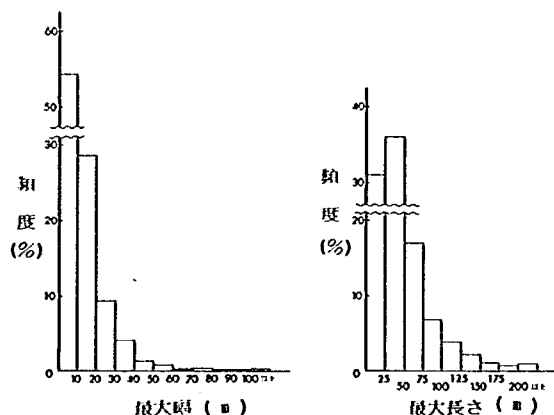


図-4 崩壊の規模

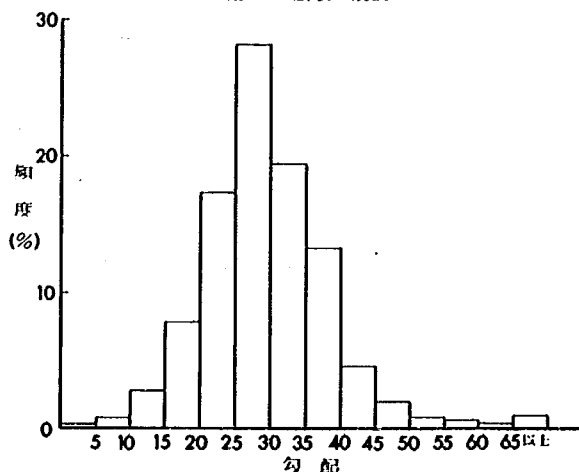


図-5 崩壊部の勾配

時間最大雨量 160mm以上のはげしい雨に見舞われたためと思われる。

次に崩壊分布と地形との関係について検討した。このような場合、地質、雨量とも同様の地域間で比較するのが好ましく、ここでは長崎変成岩類の分布している茂木より南側の地域と堂風岳より南西側の地域を比べてみる。崩壊密度は茂木以南の地域の方が高く、規模も大きい。

又、図-3に標高別に崩壊発生率、面積分布崩壊発生頻度を示す。同図より標高が高くなるにつれて、崩壊発生率が高くなることがわかる。

### 3. 2 崩壊の規模

図-4に崩壊部の最大幅と最大長さの頻度分布を示す。同図より最大幅の最頻値は0~10mの所で、30mまでの規模の崩壊は全崩壊の90%におよぶ。又最大長さは、25m~50mの長さの所に最頻値が見られ、75mまでの規模の崩壊は全崩壊の80%におよぶことがわかる。又表-1に崩壊部の最大幅と最大長さの平均、流下部を生じたものの最大長さの平均、堆積部を生じたものの最大長さの平均を地質区分別に示す。同表より閃緑岩地域に大きな崩壊が発生していることがわかる。又、角閃石英山岩類は崩壊部の規模は小さいものの流下部、堆積部は長くなっている。

### 3. 3 崩壊発生率

表-1に地質区分と斜面崩壊発生状況を示す。同表より調査地域の崩壊発生率は15.5個/Km²である。地質区分別で見ると角閃石英山岩類が、48.7個/Km²と多く次に長崎変成岩類の23.5個/Km²である。一方崩壊発生率の低い地質は変形安山岩で9.8個/Km²と長崎火成岩類の11.3個/Km²である。長崎火成岩類は崩壊発生率が低くであるが、崩壊個数は長崎変成岩類に次いで数多くおきている。

表一 地質区分と斜面崩壊発生状況

| 地 質               | 分布面積 (%)         | 主要分布地域 | 崩壊発生率<br>(個/ha) | 崩壊発生率                         |                               | 崩壊発生率  |        | 崩壊発生率 |       | 斜面勾配(傾斜度) |           |           |
|-------------------|------------------|--------|-----------------|-------------------------------|-------------------------------|--------|--------|-------|-------|-----------|-----------|-----------|
|                   |                  |        |                 | 標高 (m)                        | 標高 (m)                        | 標高 (m) | 標高 (m) | 平均最大値 | 平均長さ  | 平均長さ      | 崩壊部       | 崩壊部       |
| 長崎火山岩類            | 45.6             | 中部, 西部 | 11.3            | 150~200<br>350~400            | 100~150<br>300~350            | 12.8   | 45.8   | 128.8 | 150.3 | 25<br>~30 | 15<br>~20 | 10<br>~15 |
| 長崎変成岩類            | 28.5             | 西部, 中部 | 23.5            | 50~100<br>300~350<br>450~500  | 50~100<br>400~450             | 12.3   | 50.7   | 270.8 | 170.3 | 25<br>~30 | 15<br>~20 | 0<br>~5   |
| 長崎安山岩類            | 10.2             | 中部     | 9.8             | 50~100<br>200~250             | 100~150<br>300~350            | 14.6   | 44.5   | 101.7 | 125.0 | 25<br>~30 | 15<br>~20 | 0<br>~5   |
| 古第三紀層             | 4.7              | 東部, 中部 | 15.4            | —                             | 100~200                       | 14.4   | 47.0   | 165.3 | 92.9  | 25<br>~30 | 15<br>~20 | 0<br>~5   |
| 角閃石安山岩類           | 3.3              | 東部     | 48.7            | —                             | 100~150                       | 12.5   | 47.9   | 225.0 | 263.6 | 25<br>~30 | 0<br>~5   | 10<br>~15 |
| 門 緑 岩             | 2.0              | 中部     | 16.3            | —                             | 50~100<br>400~450             | 22.2   | 49.7   | 197.5 | 186.5 | 25<br>~30 | 20<br>~25 | 10<br>~15 |
| (沖積層, 埋立地)<br>全 体 | ( 5.7 )<br>100.0 |        | 15.5            | 150~200<br>350~400<br>450~500 | 100~150<br>300~350<br>400~450 | 13.0   | 47.1   | 165.1 | 158.7 | 25<br>~30 | 15<br>~20 | 10<br>~15 |

### 3. 4 勾配

図一5に崩壊部の勾配の頻度分布図を示す。崩壊は25°~30°の勾配の所に最頻値がみられ、ここを中心にはほぼ正規分布していることがわかる。又全崩壊の80%の崩壊が15°~45°の傾斜の所におきている。表一1に、崩壊部の崩壊発生前の勾配、流下部を生じたものの流下部の崩壊前の勾配、堆積部を生じたものの堆積部の勾配の最頻値を地質区分別に示した。崩壊部は全地質とも25°~30°の勾配の所に最頻地がおきている。流下部は、角閃石安山岩の0°~5°、閃緑岩の20°~25°を除くと他の地質は15°~20°の勾配の所を流れている。

### 4. おわりに

今回の調査を行、た地域の崩壊の特徴を示すと次のとおりである。

- (1)24時間雨量 550 mm以上の雨の降、た地域及び時間最大雨量 160 mm以上の地域に多く発生している。
- (2)崩壊の規模は中 0~10 m、長さ25~50 mの大きさの崩壊が多く、又、広葉樹林、針葉樹林、果樹園などの土地利用のされているところに多い。
- (3)発生率は角閃石安山岩、長崎変成岩類地域に多く、発生数では長崎変成岩類、長崎火山岩類地域に多くみられる。
- (4)標高 100 ~ 150 m、300 ~ 350 m、400 ~ 450 mの高きの所に崩壊が多く発生している。

今回集中豪雨により甚大の災害を被、た長崎市及びその周辺は、特に大規模な破砕帯・変質帯・未固結層という特殊な地質が分布しているわけでもなく、日本各地にみられるものである。これは今回のような雨量に達した場合、今回のような事態が日本各地に起こる可能性があることを示す。しかしながら、今回のデータは長崎市とその周辺に発生した崩壊より集めた情報であり、崩壊の予知を行なうのには、全国各地の崩壊の情報および崩壊のおこりなかつた地域の情報もあわせて検討を行なわなければならない。

最後に調査にあたり、九州地方建設局長崎工事事務所ならびに土木研究所関係研究室のみなさんには調査の便宜、資料の提供をいただいた。ここに記して感謝の意を表す。

# 長崎豪雨災害におけるびけ崩れの特徴

急傾斜地崩壊研究室 峯村 豊

## 1. まえがき

昭和57年7月23日、長崎市を中心とした地域は、1時間雨量115mm、3時間雨量315mm、24時間雨量527mmを記録した気象庁観測史上まれにみる集中豪雨に見舞われた。この集中豪雨により、各地の河川が氾濫し、また、土石流やびけ崩れも多数発生した。長崎市を中心に死者・行方不明者計299名、全・半壊家屋は1538棟におよぶ大災害が発生した。そのうちびけ崩れによる死者・行方不明者は計90名、全・半壊家屋は376棟であった。

当研究室では今後の土砂災害対策の参考とすべく今回のびけ崩れの実態を整理するとともに、この整理結果を既往の全国レベルでの災害実態と対比することにより、本災害におけるびけ崩れの特徴を整理したので報告する。

## 2. 目的

長崎豪雨災害における土砂災害の特徴は、その発生場所が長崎市の中心地周辺の高度な土地利用がなされている山間地であったこと、多数の死者・行方不明者が出たこと、および災害の誘因である降雨量が記録的であったことに要約できる。この長崎市と同様な地理的条件をそなえる中小都市は全国に存在するし、また、その地域が今回と同様な記録的豪雨に見舞われる可能性も考えられ、今後の対応を検討する必要がある。そこで本調査では、記録的な豪雨でどのような崩壊形態のびけ崩れが発生したのかと、災害資料から明らかにすることを目的とした。特に、今回のびけ崩れによる災害の実態を今までに全国的規模で整理された実態と比較することにより、長崎災害におけるびけ崩れの特徴を明らかにするものである。

## 3. 調査方法

当研究室では、昭和47年から全国のびけ崩れ災害(急傾斜地崩壊)の実態整理を実施している。その内容は、全国で発生した全てのびけ崩れ災害について表-1の項目の欄に示されている内容を調査し、各項目毎に幾つかの区分別分布状況を集計・整理して実態を明らかにしようとするものである。今回の長崎豪雨災害に対しても同様な作業を実施するとともに、長崎豪雨災害の特徴を明らかにすべく、長崎豪雨災害分と全国分に分けてデータを集計・整理しなおし、両者の結果と比較した。

今回の比較に用いた資料は、57.7.23~24日に長崎県内で発生したびけ崩れ総数552箇所分と、

表-1 全国および長崎豪雨災害のデータの違い

| 項目    | 差異 | 特徴                               |
|-------|----|----------------------------------|
| 斜面の傾斜 | 小  | 全国、長崎共に自然斜面が約70%と占める。            |
| 斜面の傾斜 | 大  | 全国に比べると、長崎は大きな谷部(崩壊)が多い。         |
| 斜面の傾斜 | 中  | 全国、長崎共に曲線型斜面の崩壊が91%。             |
| 斜面の傾斜 | 大  | 全国は台地が60%と占めるが、長崎は丘陵が80%と占める。    |
| 斜面の傾斜 | 中  | 全国は丘陵が長崎より減少し、山地が70%と占める。        |
| 斜面の傾斜 | 小  | 全国、長崎共に平地が80%と占める。               |
| 斜面の傾斜 | 小  | 全国、長崎共に10~5度が80%と占める。            |
| 平均傾斜  | 中  | 長崎では比較的緩い傾斜(30~35度)の割合が多い。       |
| 斜面の高さ | 中  | 20m以上では長崎の方が割合が高くなっている。          |
| 斜面の高さ | 中  | 長崎は10m(傾斜)が91%と高い。               |
| 斜面の高さ | 中  | 全国、長崎共に10~14mにピークが出ている。          |
| 基岩の種類 | 大  | 全国では水成岩が約4割、長崎では火成岩が約4割と占める。     |
| 地質の種類 | 中  | 全国では硬質が5割、長崎では硬質が91%と高い。         |
| 地質の種類 | 小  | 全国、長崎共に軟弱な斜面が約4割と高い。             |
| 崩壊の型  | 中  | 全国、長崎共に土の崩壊が91%と高い。              |
| 崩壊の高さ | 中  | 長崎の方が20m以上の傾斜が高くなっている。           |
| 崩壊の高さ | 中  | 長崎の方が10m以上の傾斜が高くなっている。           |
| 崩壊の高さ | 中  | 長崎の方が10m以下の傾斜が高くなっている。           |
| 崩壊の高さ | 中  | 長崎の方が20m以上の傾斜が高くなっている。           |
| 崩壊の高さ | 大  | 長崎の方が100m以上、特に500m以上の傾斜が高くなっている。 |
| 崩壊の高さ | 大  | 長崎の方が10m以上、特に50m以上の傾斜が高くなっている。   |
| 崩壊の高さ | 中  | 全国、長崎共に泥流の割合が高い。                 |
| 崩壊の高さ | 中  | 長崎では、斜面上部からの崩壊が多い。               |
| 崩壊の高さ | 小  | ほぼ同様の傾斜分布である。                    |
| 崩壊の高さ | 小  | ほぼ同様の傾斜分布である。                    |
| 崩壊の高さ | 小  | わずかながら、長崎の方が戸数の多い傾向がある。          |
| 崩壊の高さ | 小  | わずかながら、長崎の方が戸数の多い傾向がある。          |
| 崩壊の高さ | 小  | ほぼ同様の傾斜分布である。                    |
| 崩壊の高さ | 小  | ほぼ同様の傾斜分布である。                    |
| 崩壊の高さ | 大  | 長崎の方が、急傾斜B.C(41%)斜面の崩壊が多い。       |

昭和47～57年に全国で発生したバケ崩れ総数3,158箇所分(57年の長崎豪雨災害分は除く)である。

表-1の差異の欄には、長崎と全国の整理結果も各項目毎に比較した際の主観的な判定によりその差異を大、中、小を用い表現した。また、特徴の欄には、概略的な差異の簡潔な説明が書かれている。以下においては、表-1に示された項目のうちで、特に重要なものについて具体的な比較結果を示すとともに、考察を加えた。

#### 4. 調査結果

##### 4.1. 降雨状況

図-1は長崎市内での時間雨量分布を示している。時間雨量100mm程度の降雨が19時から22時の3時間続いている。バケ崩れの発生はビ-7出現後2・3時間に集中している。長崎市内(長崎海洋気象台)ではビ-7時間雨量強度115%で再現確率は約100年、24時間雨量は527%となり、再現確率は300～500年になる。なお豪雨の2日前に200mmを超える前期降雨があったことも今回の災害を大きくし、一因となっていると言われている。

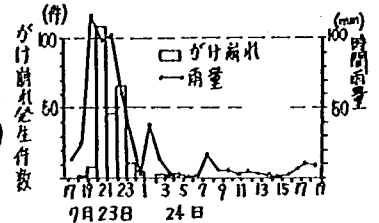


図-1 雨量とバケ崩れ発生状況

##### 4.2. 降雨の型

斜面横断形別の崩壊発生頻度を図-2に示す。全国と長崎豪雨災害のいずれも、絶対数の多い平衡斜面に崩壊が集中している。しかし、平衡型を除く4つの斜面型をみると、全国では少ない大きな谷部の崩壊が長崎豪雨災害では多くなっている。このことから、多量の雨水が谷部に集中し土石流型の崩壊が多く発生したと思われる。

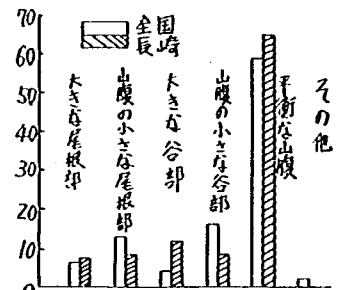


図-2 斜面横断形

##### 4.3. 地質

表-2は、バケ崩れ発生箇所の基岩の地質別構成率/急傾斜地崩壊危険箇所の基岩の地質別構成率により、全国と長崎豪雨災害の基岩の地質別崩壊発生率を調べたものである。全国では深成岩類(例えば花崗岩)での発生率が極端に高くなっている。しかし、長崎豪雨災害では深成岩類での発生率は低く、噴出岩類(例えば安山岩)、火山碎屑物(例えば集塊岩)の発生率が高くなっている。

表-2 地質別崩壊発生率

| 全 国   |       |       |      |  | 長 崎   |       |       |      |  |
|-------|-------|-------|------|--|-------|-------|-------|------|--|
| 地質区分  | 崩壊箇所数 | 崩壊箇所数 | 発生率  |  | 地質区分  | 崩壊箇所数 | 崩壊箇所数 | 発生率  |  |
| 噴出岩類  | 13%   | 26%   | 0.50 |  | 噴出岩類  | 39%   | 27%   | 1.44 |  |
| 深成岩類  | 20    | 2     | 10.0 |  | 深成岩類  | 3     | 12    | 0.25 |  |
| 火山碎屑物 | 10    | 63    | 0.84 |  | 火山碎屑物 | 23    | 55    | 0.93 |  |
| 変成岩類  | 43    |       |      |  | 変成岩類  | 28    |       |      |  |
| その他   | 5     | 9     | 0.56 |  | その他   | 7     | 5     | 1.40 |  |
|       | 8     | 0     |      |  |       | 0     | 2     | 0    |  |

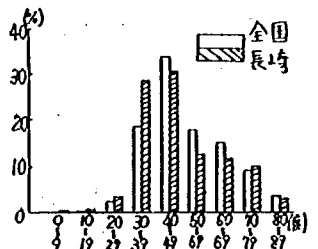


図-3 平均傾斜

##### 4.4. 崩壊の規模

###### (1) 平均傾斜

図-3は崩壊斜面の平均傾斜別頻度を示す。全国では、40～49度の崩壊が約34%を占めている。それに対し長崎では40～49度の崩壊が31%、50～59度の崩壊は28%となっており、50～59度の崩壊も大きな割合を占める。長崎豪雨災害では驚異的な豪雨により傾斜度の比較的低い斜面にも崩壊が多数発生した事

## (2) 崩壊高さ

図-4に崩壊の高さの頻度を示す。長崎豪雨災害では20m以上の高さの頻度が全国に比べ高くなっている。

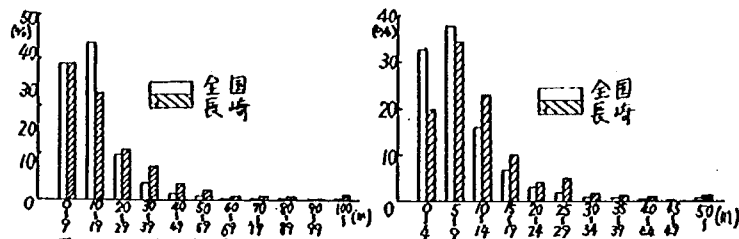


図-4 崩壊高さ

## (3) 崩壊巾

図-5に崩壊の中の頻度分布を示す。全国に比べると長崎豪雨災害では10m以上の広い崩壊が多くなっている。

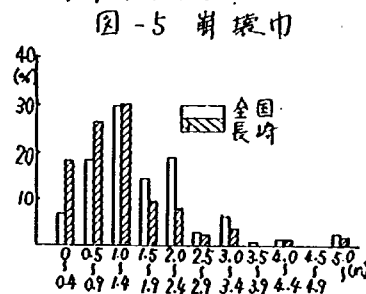


図-5 崩壊巾

## (4) 崩壊深

図-6に崩壊深の頻度分布を示す。全国に比べると長崎豪雨災害では1.0m以下の頻度が高くなっている。

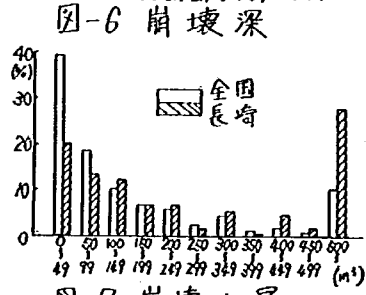


図-6 崩壊深

## (5) 崩壊土量

図-7に崩壊土量の頻度分布を示す。100m<sup>3</sup>を境に長崎豪雨災害の方が頻度が高くなっている。特に500m<sup>3</sup>以上の崩壊が占める割合は、全国で10%なのに対し、長崎豪雨災害では28%と大きな差がある。崩壊深は浅いが、崩壊長が長く(平均傾斜が緩く崩壊高が高かったことから推定される)、崩壊の中が広がった為と考えられる。

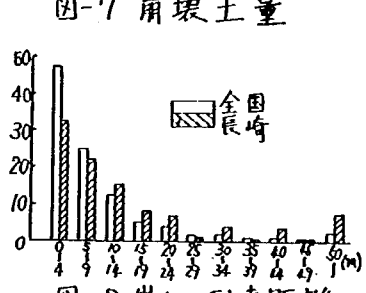


図-7 崩壊土量

## (6) 崩土の到達距離

図-8に崩土の到達距離の頻度分布を示す。全国に比べ長崎豪雨災害では10m以上の頻度が高くなっている。特に50m以上に達した崩壊の頻度が高くなっている。

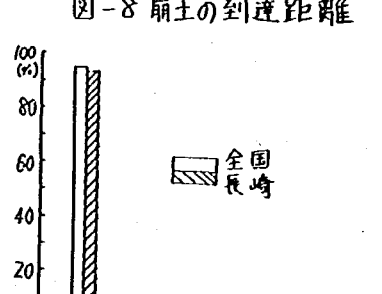


図-8 崩土の到達距離

## 4.5. 被害状況

### (1) 人的被害

図-9にけがけ崩れによる死者数の頻度分布を示す。全国も長崎豪雨災害も死者の出た崩壊が約93%を占めており同様の傾向が出ている。長崎豪雨災害で多数の死者、行方不明者が出ている原因としては、崩壊の箇所数が極めて多かったことと、大きな崩土量と大きな崩土の到達距離をもつ崩壊により1箇所でも6名以上死者の出たケースが、全国に比べれば多かったことに指道しうる。

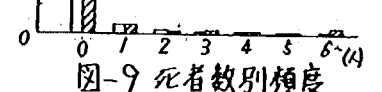


図-9 死者数別頻度

### (2) 家屋の被害

全壊家屋では2棟以上の被害の占める割合が若干長崎豪雨災害の方が大きくなっている。また、半壊家屋の方は1棟以上の被害が占める割合が長崎豪雨災害の方が大きくなっている。崩壊土量が大きく、崩土の到達距離の長い崩壊が長崎豪雨災害に多かった為であろう。

#### 4.6. 危険度との関係

本研究室では、急傾斜地崩壊危険箇所の総点検を実施しており、その際に簡略な急傾斜地崩壊危険度判定基準により、危険度を高い方から順にA、B、Cと判定している。集計に用いた資料のうち全国で約80%、長崎豪雨災害で約60%が総点検の中に入っている。それらの危険度別頻度を図-10に示す。全国では危険度Aが84%、Bが14%、Cが2%となっている。これに対し、長崎豪雨災害では、危険度Aが61%、Bが34%、Cが5%となっている。全国に比べ長崎豪雨災害では危険度B、Cの頻度の高くなっているのが注目される。

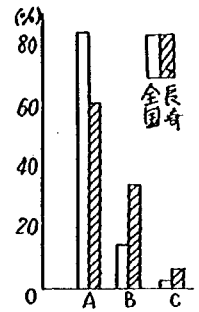


図-10 崩壊危険度別頻度

#### 5. まとめ及び今後の問題点

今回の調査結果から長崎豪雨災害でのびけ崩れの特徴を整理してみると、次の4つが挙げられる。  
 ①大きな谷部での崩壊で崩土が土石流化した例が多い。  
 ②比較的緩い傾斜での崩壊が多かった。  
 ③崩壊土量が多く、崩土の到達距離の長い崩壊が多かった。  
 ④危険度B、Cランクの斜面の崩壊が多く発生した。これらの結果をふまえ、今回のような異常降雨による崩壊への対応を考える。

第一に、崩土が多量の水を含み土石流化する為、崩土の到達距離が危険区域の範囲(斜面高さの2~3倍)以上に及んだ崩壊の発生頻度が、全国に比べるとほぼ2倍となっている。このことから、土石流的な崩壊の発生が予想される地域では、土砂の到達距離が広範囲に及ぶことを考慮し警戒避難体制を強化する必要がある。第二に、崩壊長が長く崩土量の大きい崩壊が顕著であった。現状の長大斜面の対策は、主に局部的な崩壊が発生しても斜面下の家屋にまで被害が及ばないようにするため、待受け式擁壁工だけで被害を防ぎきれない場合が考えられる。従って、防止施設による対応が必要とされる長大斜面の対策にあたっては、斜面調査を実施して正確に崩壊規模を想定し、崩壊土量が大きくなると想定される場合には、待受け式擁壁工の規模を大きくするか、柵工を併用する等の対応をとる必要もあろう。最後に、現行の急傾斜地崩壊危険度判定基準は、その簡略性にかかわらずその有効性は認められている。(過去のデータでは、Aランクの斜面はCランクの斜面より8倍崩れやすく、Bランクの斜面はCランクの斜面より3倍崩れやすいといった結果が出ている。)しかし、長崎豪雨災害においてBランクの斜面での崩壊が多く発生している事実は、この基準を含めて簡略な危険度判定法にいくつかの問題を提起しているように考えられる。1つは、危険度判定法の中に、降雨量を考慮する項目がないこと。傾斜度については45°以上、未満の2区分についてしか考慮してない為、長崎豪雨災害で多数発生した60°の斜面の危険度を評価出来ないことである。

＜参考文献＞ 1)建設省河川局砂防部傾斜地保全課、土不研究所急傾斜地崩壊研究室：びけ崩れ災害実態について、土不研究所資料第1492号、p54、3。 2)建設省土不研究所砂防研究室、総合治水研究室、地すべり研究室、急傾斜地崩壊研究室、水文研究室：土木技術資料V61、24、No10 1982、10 長崎57、7豪雨災害調査概報 3)2)に同じ。 4)全国治水砂防協会発行：斜面崩壊防止工事の設計と実例 5)4)に同じ

## 1. まえがき

土砂災害を除いた水害被害を一般資産等の被害額で見た場合、原因別では過去10年間で、内水(45%)、溢水(42%)、破堤(13%)の割合となって居り、特に近年、破堤に伴う洪水被害が減少してきたかに思える。しかし、破堤による大災害の危険性は少しも薄らいでは居らず、セタ水害(S49)、長良川水害(S51)などに見られる様に、破堤に伴い、多数の死者・多額の被害を蒙った例も散見できる。こうした破堤氾濫を数値実験により惹起させ、種々の条件下における氾濫状況を観察する方法が氾濫シミュレーションで、この手法により、従来洪水危険地図(水害地形分類図・治水地形分類図)で、考慮出来なかった土地利用変化をも含めた氾濫の再現が可能になったと考えらる。そして、今回の研究では、ケース・スタディとして小貝川破堤(S56, 8)に伴う洪水氾濫現象の再現を試み、検証として洪水時に撮影された航空写真を分析した結果との比較を行なった。

## 2. シミュレーション・モデルの概要

シミュレーション・モデルには、

- 1) 一次元貯水池モデル … 氾濫水の流域への流入量と流出量から、浸水位の変化を予測計算するモデル
- 2) 一次元不定流モデル … 氾濫水を洪水流と一体化した流れとして考えるモデル
- 3) 平面タンクモデル … 流域をタンクに分割し、タンクの境界に地形特性を表現した水路等を仮想的に設置して、境界流量を計算するモデル
- 4) 二次元平面流モデル … 基礎式(オイラー式、N-S式)を数値的に解くモデル

などがある。

今回、研究の対象とした小貝川破堤では、図-1の様に、氾濫水は河道沿いのみに決下することなく、流域の地形特性(旧河道・自然堤防・台地など)に応じて、流向を変えながら、新利根川・利根川方面へ決下していった。従って

広い浸水区域、しかも複雑な地形特性を氾濫計算に反映できる層水路型平面タンクモデルを採用した。(図-2参照)

## 3. ケース・スタディ

氾濫計算では、まず、計算の対象とした流域(航空写真における破堤10日後の浸水域)を地形特性に応じて、タンク・ブロックに分割する。そして、図-3の様に、タンク地盤高の段差によりそれに応

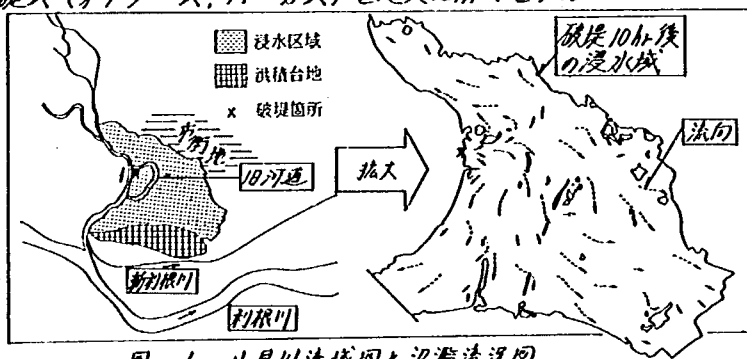


図-1 小貝川流域図と氾濫状況図

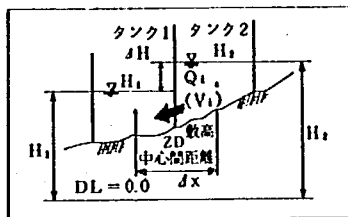


図-2 モデルの模式図

じた計算式を用いて、タンク間流量を計算することとした。流量の計算式は、表-1の通りで運動方程式中の諸係数は、航空写真における破堤後10ヵ月内の氾濫水の挙動を参考にして決定した。以下にその同定値を示す。

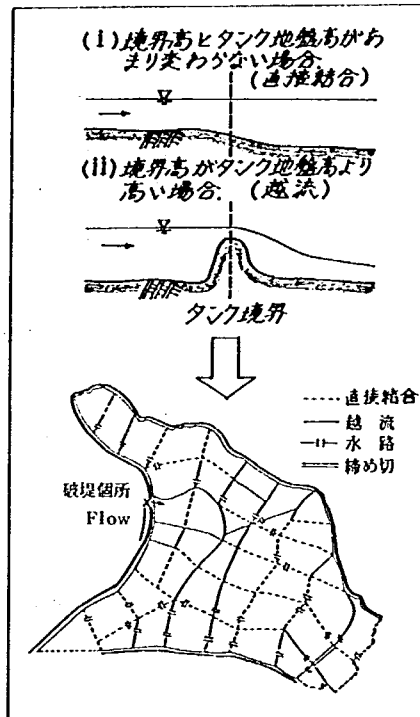


図-3 タンク境界特性

以上の条件に基づいてシミュレーション計算した結果を図-4、5に示す。更に、航空写真をカメラン効果により分析して求めた浸水深の時間変化を図-6、7に示した。

氾濫状況のうち、流向についてみると、氾濫シミュレーションは、タンク間の疎通により流向を規定している為、流向はタンクの分割方向に左右される。従って、手法の成否は流向ではなく氾濫水深により評価することにする。氾濫シミュレーションによって計算された浸水深(図-4、5)と、航空写真より得られた浸水深(図-6、7)とを比較すると、次の様な相異が見える。

- |                                      |          |
|--------------------------------------|----------|
| 1) 浸水面積に差異が見られる。                     | } 破堤6ヵ後  |
| 2) シミュレーションの方が、計算流域縁部への氾濫水の到達が早い。    |          |
| 3) 破堤点付近の浸水深がかなり違う。                  |          |
| 4) 共に、幹線道路(A-A')による浸水防御効果が見われている。    | } 破堤10ヵ後 |
| 5) 破堤点付近は、B-B'を境界にして浸水状況が異なっている。     |          |
| 6) シミュレーションにおいて、用縁部のフロックの浸水深がかなり大きい。 |          |
| 7) 計算流域中大部分は良く適合している。                |          |

- ・越流係数  $\mu = 0.3$
- ・氾濫原粗度係数  $n' = 0.3$
- ・河床 "  $n = 0.045$  (観測排水)

<連続式>  $F \times \frac{dh}{dt} = \sum Q_i + Q_{in}$

<運動式>

| 境界特性 |      | 運動方程式                                                                         |
|------|------|-------------------------------------------------------------------------------|
| 直接結合 | 完全越流 | $\frac{1}{g} \frac{dv}{dt} + \frac{dH}{dx} + \frac{n'^2 v  v' }{h^{4/3}} = 0$ |
|      | もぐり堰 | $Q = \mu' B h d \sqrt{2g(h_u - h_d)}$                                         |
| 水路   |      | $Q = \frac{1}{n} B h^{5/3} i^{1/2}$                                           |
| 直立壁  |      | $Q = 0$                                                                       |

ここで、F:タンク面積、 $Q_i$ :タンク間流量、 $Q_{in}$ :横流入量、 $h_u$ :上流側タンク水深、 $h_d$ :下流側タンク水深である。

表-1 タンク間流量の計算式

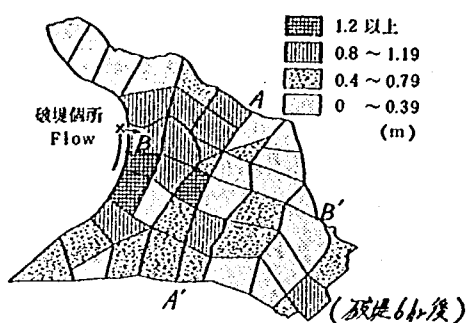


図-4 シミュレーションによる浸水深分布

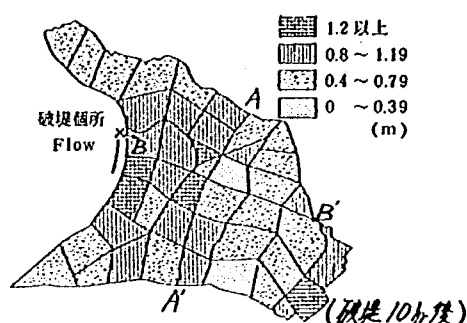


図-5 シミュレーションによる浸水深分布

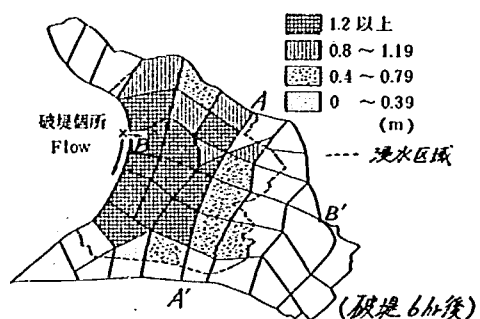


図-6 航空写真による浸水深分布

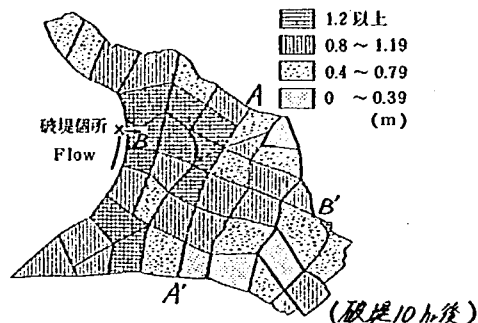


図-7 航空写真による浸水深分布

#### 4. シミュレーションの問題点

計算結果が実態と適合しなかった理由としては、次の様な事が考えられる。

##### 1) 氾濫水の挙動が早い (相違点 1), 2), 3))

氾濫原の粗度係数に関しては、既往のデータが少ないこともあって、航測分析の結果と照合しながら変えていったが、特に境界特性が直接結合の場合に、タンク間流量が過大になって、氾濫水の挙動が早くなってしまった。これは、タンクの湛水深が小さい場合(氾濫水前縁部)にフルード数が大きくなって、無視した慣性項の影響が出てきたものと思われる。

##### 2) 湛水状況が異なっている (相違点 5))

氾濫水の挙動は、氾濫原における地形の起伏と連続した蓋土に強く左右される。今回計算を行なった小貝川流域は、地形の起伏は小さいが、特に破堤点付近は旧河道・自然堤防・灌木群などが複雑に交錯していた。計算結果が航測分析の結果と合わなかったのは、B-B'上に位置していた灌木群を計算条件に入れて計算しなかったためであろう。今回の計算の結果、地形情報も正確に把握しておくことが重要であることが認識できた。

##### 3) 周縁部の浸水深が大きい (相違点 6))

タンクモデルは、浸水深を予測する流域を予め限定して、対象流域内の氾濫水の挙動を見るものであるが、氾濫流速が早い場合には、周縁部のタンクは、概して流入するのみでタンク内の貯留量が大きくなる傾向にある。今回の計算では、こうした矛盾を解消すべく、計算流域外に仮想のタンクを設けて強制排水させたが、それでも、依然貯留効果が大いである。

以上の問題点を整理すると、タンクモデルによっては、破堤点付近における浸水位の貯留効果が表現できなかったことに要約できると考えられる。即ち、破堤点から氾濫流の主流方向に浸水位を見た場合、破堤口付近では高い浸水位を保持すが、その後急激に水位が下がり、破堤口から離れるに従って、その変化は緩慢となる。タンクモデルでは、こうした浸水位の変化も忠実に表現できなかった。その理由としては、

- 1) 氾濫原情報の制約から、氾濫原をほぼ均一面積（約30ha）で大きめにメッシュ分割した為に、破堤点付近では、タンク水深が平滑化されて水深が減少した為である。
- 2) タンクモデルでは、横断項を無視した為に、氾濫流の流勢（破堤口からの主流の勢い）が表現されず、流向は寧ろ、タンクの配置とタンク内水深によって決定される。また本計算の様に流域を矩形分割すると、氾濫れず方向にしか拡散しない。その結果、3方向の地形条件が類似である場合には、浸水域が同心円状に拡がり、破堤点から河道法線方向への氾濫水の貯留が見られなかった。

各々の問題点を解決するには、

- 1) アロックは、地形特性を考えながら、破堤口付近（もしくは河川沿川）で細かく、破堤口から離れるに従って大きく分割すると良い。因みに、国土地理院で発行されている国土基本図にはスケール  $1/5,000$  で約30点/1x1 km, スケール  $1/2,500$  で約30点/500x500mのポイントの地盤高が記入されている。従って、アロックは細分割した方が氾濫水位の変化も忠実に表現できるが、そうした氾濫原情報の制約から、最小250x250mのメッシュにすべきである。
- 2) アロックの大きさを小さくするか、もしくは、諸係数（流量係数、粗度係数）の操作により、流勢を変えてみる必要があろう。

従って、或る程度、試行錯誤的にシミュレーションを繰り返さねばならない。また、計算も簡略化する為に無視した横断項を組み込んだ計算を行なって、その影響を見てみなければならない。

## 5. まとめ

本手法を使った計算によって、次の様な事柄が明らかになった。

- 1) 地盤高が大きく変わらないエリアでは、洪水流の逆路に使われる不定流式により、氾濫（タンク内）流量を計算したが、洪水流の伝播速度がかなり速く、氾濫水の貯留効果が見られなかった。
- 2) 従来、不定流式での氾濫原粗度係数は、市街地で0.3、水田・畑で0.1が用いられてきたが、緩勾配の小貝川流域では、航測資料で検証した結果、氾濫原（大部分が水田）の粗度係数は、0.3となった。この様に、地形勾配が緩い流域や連続した盛土の多い流域では、粗度係数が大きくなる傾向が見られる為、今後更に詳しく検討し、影響因子等も考えてゆく予定である。
- 3) 航空写真と同様に、シミュレーションの結果でも、幹線道路や自然堤防等による浸水防壁効果が見られた。この結果は、今後二線堤による流域治水のあり方を考える上で材料となる。

## 〈参考文献〉

- 1) 土研総合治水研究室：越水堤防に関する調査，河川事業調査費報告，1982
- 2) 建設省熊本工事事務所：白川氾濫解析検討報告書，1982
- 3) 末次忠司，桐生龍男，横山瑞久：氾濫シミュレーション，土研資料第1922号，1983

## 降雨による浅層地下水位の変動

水文研究室 田子秀晃  
佐野文雄  
井川 陽

### 1. はじめに

降雨-流出機構は、概略図1のようにあらわされる。図からも明らかなように、浅層地下水は降雨浸透によって直接涵養され、流出を構成する重要な成分となっている。ここでは、現地に於ける浅層地下水位流出等の観測結果をもとにして、こうして流出機構について若干の考察を加えて結果を報告したい。

研究の対象とした地域は、筑波研究学園都市内の科学博覧会会場予定地周辺である。ここでは、造成後の流出増加を抑制する目的で、降雨水の地下浸透工法が採用されることになっており、本研究は浸透工法の効果、影響を把握するためのいわば自然状態時に於ける事前調査としての位置づけも有している。

### 2. 調査対象流域

調査対象流域を図2に示すが、5M、10M、50Mの深さの観測井を計28本（うち自記録計を取りつけないもの12本）設置し地下水位を観測するとともに、流域末端部で河川流量、降雨量を観測している。

図2のA-A断面に於ける地質断面図を図3に示す。おおむね表層約30cmの下に厚さ15~20mの関東ローム層があり、その下に位置する砂層が帯水層となっている。

表1は、この流域に於ける流出率を洪水のたけあがりから、水平分離によってピーク後24時間までの流出高の総和を総降雨量で割った値を整理したものだが、

図1

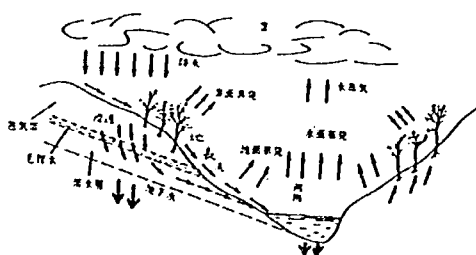
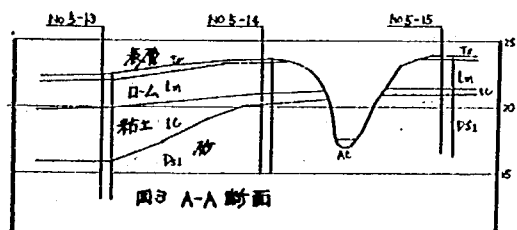


図2 調査対象流域



この数字を見ると流出率が0.1以下とさわめて小さいことがわかる。ハイトログラフによると、ピーク後の流量急減は遅く、降雨前の基底流量に戻るまでに24時間以上かかる。降雨とピークのずれは、いずれも2時間以内である。

表-1 流出率

| 降雨年月日     | 降雨量                | 流出量               | 流出率   |
|-----------|--------------------|-------------------|-------|
| 1957.4.14 | 73.5 <sup>mm</sup> | 4.9 <sup>mm</sup> | 0.067 |
| 1957.6.20 | 63.0               | 4.4               | 0.070 |
| 1957.7.30 | 30.5               | 1.8               | 0.059 |
| 1957.9.12 | 151.0              | 15.2              | 0.101 |

流域界の決定にあたっては、①流域が台地状となっていること②降雨に対する地下水位の応答が早いこと③帯水層面が表層とほぼ平行になっていることから地下水界と流域界が一致するものと考えた。図4に無降雨時の地下水位コンターの例及び設定した地下水界を示す。

図4 地下水位コンター・地下水界

### 3. 浅層地下水位調査

自記水位計による連続観測とともに全観測井における月1回の一斉観測を行い、降雨による浅層地下水位の応答ならびに地下水の流動状況を調査した。なお一斉観測時には、流域周辺の既存井戸も対象とした。

図5に地下水位観測結果を示す。グラフには、河川流量もあわせて表示してあるが、地下水位の降雨に対する応答がよいこと、その結果として河川流量の変動とも良く対応していることが読みとれる。

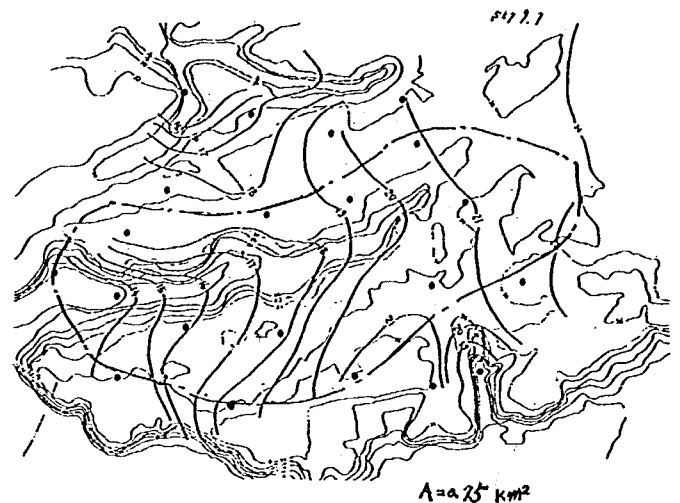


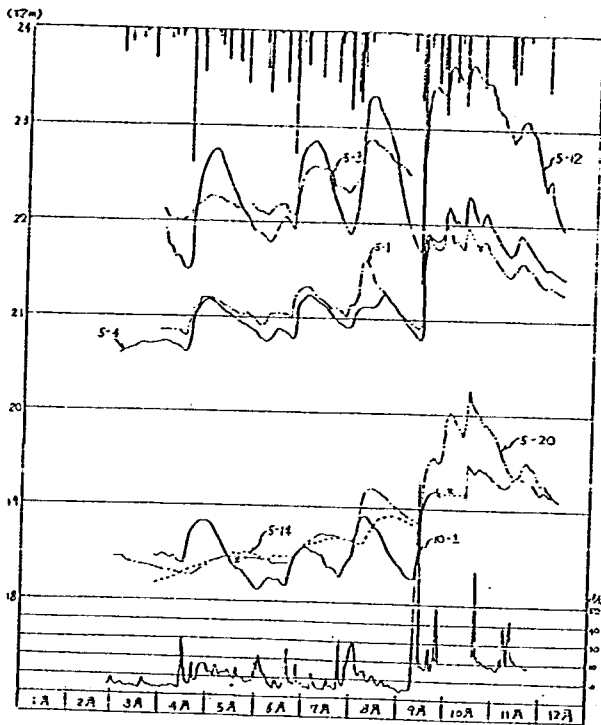
図4は、1982年6月に合計63<sup>mm</sup>の降雨があった時の地下水位変動を図示したものである。井戸の番号は、図2に対応するが、地下水の峰部、中間部谷部における変動のしかたにちがいが知られるのがわかる。降雨による浅層地下水位の応答を定量的に把握する目的で(1)式のようにある日の地下水位と前日の地下水位との差が、当日を含めた8日間の降雨の総量によってあらわされると仮定し、1年間のデータをを用いてパラメータ $\alpha_j$  ( $j=1\sim 8$ )の同定を行なった。

$$H_t = H_{t-1} + \sum_{j=1}^8 \alpha_j R_{t-j+1} \dots (1)$$

同定したパラメータを図7に示す。

これを見ると、谷部においては、当日の降雨の影響が大きく、峰部においては1日前、中間部においては3日前の降雨の影響が大きい。これはローム層の厚さと、地下水の流れによって生じるものと思われる。谷部は、ローム層がうすく峰部はローム層が厚い、これが1日のずれになってあらわれる。また峰部と中間部のローム層の厚さは、ほぼ同じであるが、谷部へ向って地下水が流れるため、中間部の降雨の影響が2日前まで平衡状態を3日目にピークがくるが、あまり大きくなりえないものと思われる。また谷部で2日前の降雨が負の方向に働くということは、谷部の水位の上昇は、2日間を経て、むしろ下向きを示す。これは谷部における地下水位上昇がただちに

図6 地下水位観測結果



河川への流出増につながらるためと思われる。

#### 4. 水質成分をトレーサーとした流出成分の分離

降雨時の河道流出量は、表面流出、定常的な地下水流出、降雨浸透量に起因する中間流出等の成分を有していると考えられるが水質分析結果をもとにして、これらを分離するを試みた。基本的な考え方を(2)式に示す。

$$\begin{cases} g_1 + g_2 + g_3 = Q \\ g_{P1} + g_{P2} + g_{P3} = Q_P \end{cases} \quad (2)$$

ここで  $g_1$  ; 基底流出量(地下水)

$g_2$  ; 中間流出

$g_3$  ; 表面流量

$Q$  ; 河道流量

$P_1$  ; 基底流出水質

$P_2$  ; 中間流出水質  $P_1 = P_2$  (仮定)

$P_3$  ; 表面流出水質  $P_3 =$  降雨水質 (仮定)

$P$  ; 河川水質

$P_1$  の測定値は、地下水位観測井個々の値及び河川水水質の間にバラツキがあるが、地下水帯のフィルターを通過して来たものが  $P_1$  であるとし、低水時の河川水質の平均を  $P_2$  とした。  $g_1$  は定数とし、  $g_2$  は上流域の中を通過して来るもの  $P_1 = P_2$  とした。  $P_3$  は、降雨が地表を流下して河川へ流入した水質であるが、今回は、降雨と同じ水質であると仮定した。

図6 降雨による地下水位変動

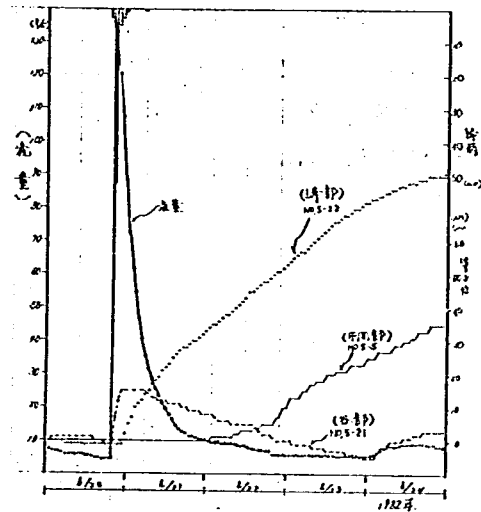
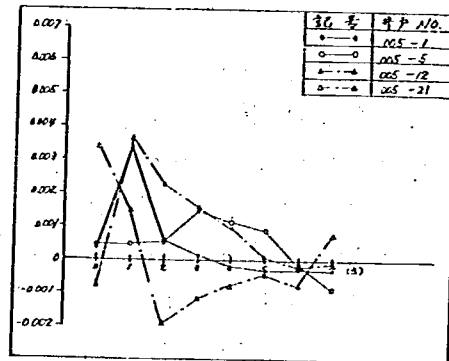
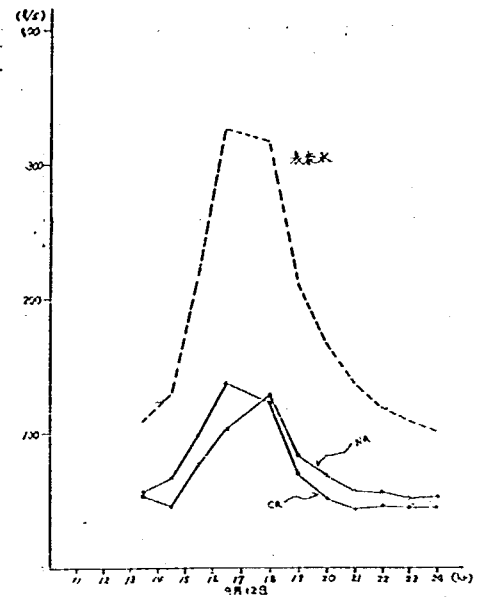


図7 パラメーター同定結果



降雨にはほとんど含まれず、浸透や流出の過程で、変化しにくい指標としてCa、Mgを選び9月12日の降雨時について(2)式によつて(浅層地下水帯を介した)中間流出成分を分離して表示したのが図8である。これはより中間流出が表面水と同じようなピークを呈していることがわかった。

図8水質分析による成分分離結果



おわりに、

今後、対象流域の浅層地下水位の変動をシミュレーションモデルによつて解析するとともに、雨水浸透施設の設置の影響等の解析を行いたいと考えている。

最後に、今回の解析に用いた地下水位データ等は、著者等も参画の機会を与えられた、茨城県による「谷村町地区水文環境調査」の一環として収集、整理されたものであることをしるし、その利用を快諾下さった県に対し、ここに感謝の意を表したい。

なお本対象流域は、今後水文研究室の流出試験地のひとつとして継続的な観測、調査を行い、より多くのデータを得ることを付記しておく。

## 1 まえがき

近年、国土の急速な発展に伴う水需要の増大及びエネルギー増産のため貯水ダムが多数建設されているが、ダム建設による湛水を原因とする地すべりが多発して来ている。湛水に伴う地すべりの発生原因としては種々考えられるが、実態調査の結果によると貯水池周辺斜面で発生した地すべりのうち約60%が残留間隙水圧と関係すると思われる貯水位の急速低下時に発生している。この観点からこれまで群馬県下久保ダム、愛媛県新宮ダムの地すべり地において貯水位急速低下による残留間隙水圧の現地調査を行い、残留間隙水圧の推定手法確立に努め、高知県大湊ダムの試験貯水位データと使用して推定手法の妥当性について検討と実施した。また実際の貯水位変化に伴う地下水位変化とその時の斜面安定について、宮城県鳴子ダム見手の原地すべり地のデータを用いて解析・検討を行った。

## 2 研究目的

貯水位変動による地すべり地内の地下水位変動の推定については、基本的には非定常浸透流解析を実施しなければならない。これら数値解析手法としては差分解析法とFEM解析法に大別されるが、地下水解析対象地域を均質斜面と考えると差分解析法が有利で、不均質斜面と考えるとFEM解析法が有利となる。両手法とも計算上の優劣はつけがたい。つぎに両解析に必要な地下水流動に関する物性値（透水係数・有効間隙率等）が判明しているかについてみると、ほとんどの場合不均質斜面としては不十分であり、均質斜面として解析する程度の値しか得られておらず、また最終目的である斜面安定解析のすべり面土質係数（内部摩擦角・粘着力）の精度を考慮した結果、今回の解析においては、均質斜面として計算入力データの少ない差分解析法で解析することとした。

安定解析手法については簡便法とMorgenstern and Price法を使用してそれぞれ比較検討を実施した。

## 3 研究方法

### 3.1 実測データによる調査

図-1のような調査を行い、貯水位変動観測データと地下水位変動観測データを得る。図-1中の水平距離 $X$ とは貯水位変動線の湖岸から各地下水位観測

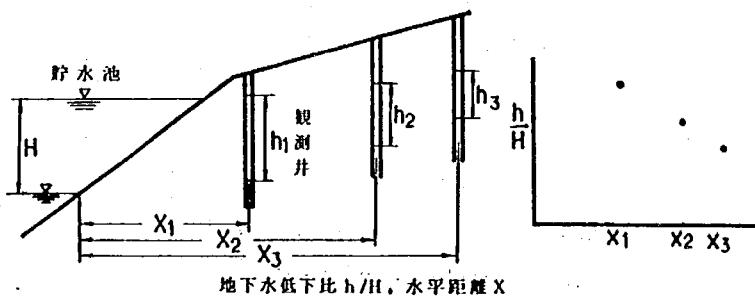


図-1 湛水位変動による地すべり地内地下水位変動解析概念図

井までの水平距離を表わしている。通常の場合地下水低下比 $h/H$ は水平距離 $X$ が0.0mの時1.0となり、水平距離 $X$ が大きくなるにつれて小さくなり最後は0.0（地下水位 $h$ の変化なし）となるはずである。

### 3.2 地下水解析式の誘導

地下水流を準1次元流と考えるとDarcy則と地下水連続方程式は(1)・(2)式で表わされる。

$$q(x,t) = -k_a \cdot H(x,t) \quad (1) \quad \frac{\partial q}{\partial x} = -\beta \frac{\partial f}{\partial t} - \Delta P \quad (2)$$

ここで  $q$  : 地下水流量  $k_a$  : 透水係数  $H$  : 透水層厚さ  $\beta$  : 有効間隙率  $\alpha$  : 単位幅  
 $t$  : 単位時間  $f$  : 地下水増減量  $P$  : 地下水かん養量

(1)・(2) 式より  $q$  を消去して差分方程式で表わすと (3) 式になる。ただし  $A = k_a \cdot \Delta t / \beta (\Delta x)^2$

$$F_m(\Delta t) = F_m + A \left\{ H_m (F_{m+1} - 2F_m + F_{m-1}) + \frac{1}{4} (H_{m+1} - H_{m-1}) (F_{m+1} - F_{m-1}) \right\} + \frac{\Delta P \cdot \Delta t}{\beta} \quad (3)$$

### 3.3 斜面安定計算方法

#### 3.3.1 簡便法

水没斜面土塊のスライス (図-2) からスライス地表面に作用する水圧の合力  $P$  を考慮すると安全率は次式から得られる。

$$F_s = \frac{\sum (W \cos \theta + P_v - u) \tan \theta + \sum C \ell}{\sum W \sin \theta - \sum P_n} \quad (4)$$

ただし  $P_v = r_w (h_1 + h_2) b / 2$ ,  $P_n = r_w (h_1^2 - h_2^2) / 2$

#### 3.3.2 Morgenstern and Price 法

図-2 と同様に水没斜面土塊について従来の Morgenstern

法に水圧を組み込んで計算を行い安全率を求めた。ただしスライス地表面に作用する水圧は分布荷重であるが Morgenstern 法も土塊内部応力 ( $E$ ) を集中荷重として扱っていることから、スライス地表面に作用する水圧も集中荷重として処理した。

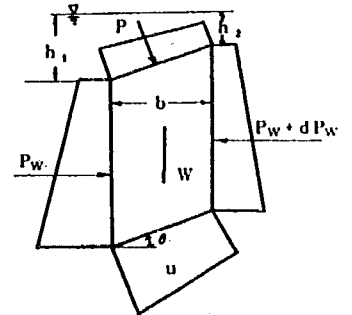


図-2 水没土塊スライスモデル

## 4 研究結果

調査地として挙げた鳴子ダムは昭和32年に建設され、その時ダム左岸側にある見手の原地区において地すべりが発生した。また見手の原の1ブロックである水無地区は現在も活動中である。これは現在の地すべり活動は当初の初期湛水による影響もあろうが、継続的な地すべり活動による土塊強度の低下、もしくは貯水位変動と原因とする

可能性の方が高い地すべりであると考えられる。そのため上記手法によりそれぞれ調査解析を実施した。

#### 4.1 実測データによる解析

図-1に示す手法に従って水無地区のボーリング孔内水位を利用して解析を行ったのが図-4である。この図から、貯水池から斜面内方向に10m以内では地下水位変動は非常によく追従しており、50mを越えるあたりから応答がしだいに悪くなり、130m以遠はほとんど地下水位は貯水位変動に応答しなくなるこ

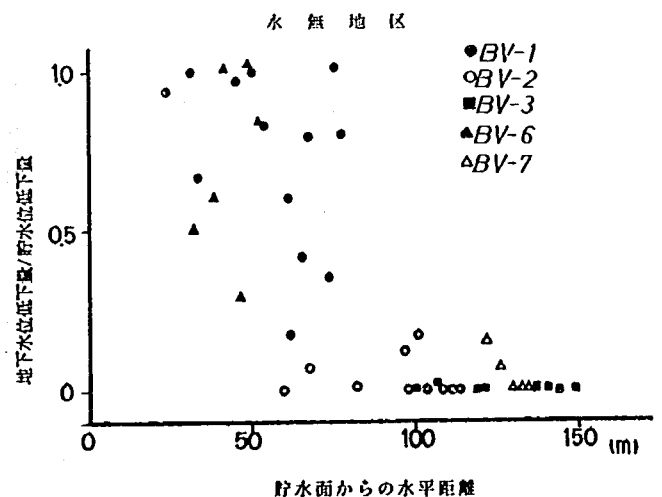


図-4 地下水位変動解析図

とわかる。したが、水無地区における貯水位変動が地下水位に及ぼす影響範囲はせいぜい150 m程度であろう。

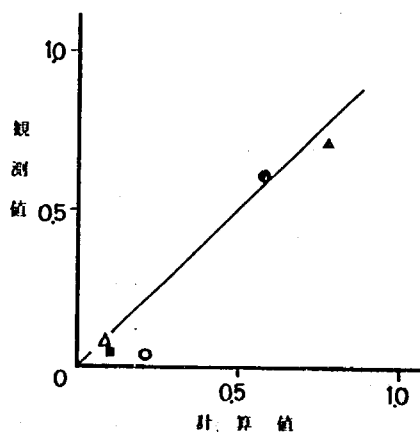
#### 4.2 地下水位解析結果

(3) 式を使用して解析を行うに当たり、透水係数 $k_a$ と有効間隙率 $\beta$ の値を求める必要がある。透水係数はボーリング孔の揚水試験結果から $2.46 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ ,  $1.25 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の値が得られている。今回は防止工法上安全側になることを考えて $3.0 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ の透水係数値を使用した。次に有効間隙率は、近似的に次式を使って $\beta = 0.148$ の値を求めこれを使用した。

$$\frac{1}{\beta} = \frac{(H-H_0)}{(R-R_0)} \quad (5)$$

$H_0$ : 基底水位標高       $H$ : 地下水位標高  
 $R$ : 総降雨量       $R_0$ : 無効降雨量

以上の $k_a$ ,  $\beta$ の値を使用し、(3)式での解析結果と図-4と比較した結果を図-5に示す。図-5中の各点は図-4の各ボーリング観測値の平均値とそれぞれプロットしたものである。図-5は比較的良い一致を見ており $k_a$ 及び $\beta$ の値が当解析で均質斜面として考えた場合ほぼ妥当であることがわかる。その他、地下水位変動と降雨との関係を調査したば降雨によるダム貯水位変動で地下水位が変化することはあるが、降雨との直接的な明瞭な関連は見られなかった。そのため今回は(3)式内の地下水位に影響を及ぼすかん養量 $\Delta P = 0.0$ として解析を行った。



鳴子ダムにおいて、過去に行った貯水位低下（昭和33年台風17号、昭和41年台風4号）及び計画洪水波I型について解析を行った。（図-6）

図-6からそれぞれ基底地下水位（実線）と残留地下水位（点線）の間で最大地下水位差を求めたのが表-1である。これから貯水位変化量及び低下速度でかなりの残留地下水位が見られる。

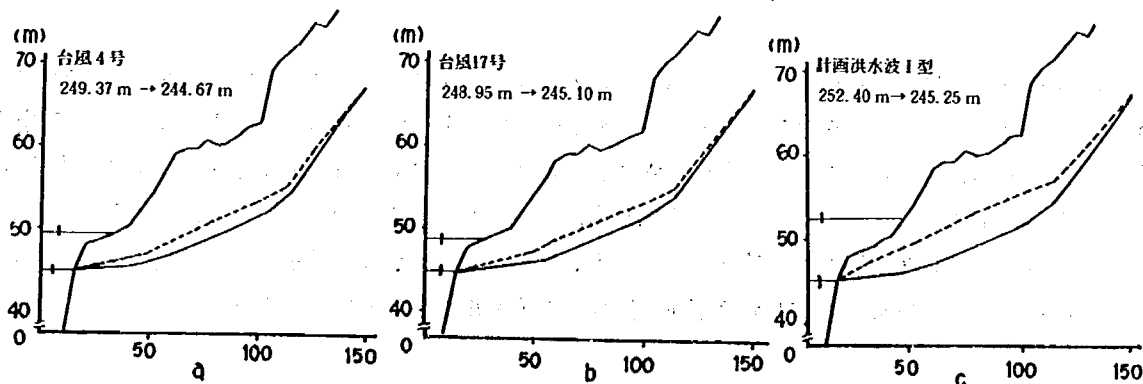


図-6 地下水解析図

表-1 地下水残留量（最高水位）

|        | 台風17号 (4.017 m/11) | 台風4号 (3.049 m/11) | 計画洪水波I型 (13.2 m/11) |
|--------|--------------------|-------------------|---------------------|
| 図-6 結果 | 2.00 m             | 1.90 m            | 4.00 m              |

したが、地すべり斜面安定については、はなれ残留地下水位と残留間隙水圧として考えて、解析を実施することとした。

#### 4.3 斜面安定解析

安定解析に当たり土質係数を決めなければならない。今回求めた方法は、一般に地すべり安定解析の際使用される方法、つまりすべり面までの層厚が約20mであることから粘着力 $C=2.0 \text{ t/m}$ とし、内部摩擦角 $\phi$ は現状の地すべり安全率を1.0として逆算によって求めた。想定されるすべり面形状から考えた4個のブロックにつき1次すべり $\phi=12.47^\circ$ 、2次、3次、4次すべり $\phi=14.43^\circ$ として安定解析を行った。

簡便法及びMorgenstern and Price 法に従い、図-6に示される各地下水位を用いて安全率を求めた。(表-2)

表-2中、Morgenstern 法でA、Bとあるが、Aは水没による水圧水平力が地表面に作用すると考えた場合(モーメント考慮)のことで、Bは水圧水平力が地表面でなくすべり面に作用すると考えた場合(モーメントなし)として計算を行った結果である。

|       | 台 風 4 号 |       |       | 台 風 17 号 |       |       | 計画洪水波I型 |       |       | 備 考  |
|-------|---------|-------|-------|----------|-------|-------|---------|-------|-------|------|
|       | 簡便法     | モルゲン  |       | 簡便法      | モルゲン  |       | 簡便法     | モルゲン  |       |      |
|       |         | A     | B     |          | A     | B     |         | A     | B     |      |
| 1次すべり | 0.929   | 0.987 | 0.977 | 0.933    | 0.998 | 0.987 | 0.934   | 1.015 | 1.003 | 基礎水位 |
|       | 0.896   | 0.959 | 0.949 | 0.896    | 0.976 | 0.965 | 0.851   | 0.933 | 0.923 |      |
| 2次すべり | 1.008   | 1.059 | 1.053 | 1.010    | 1.054 | 1.047 | 1.010   | 1.062 | 1.056 | 基礎水位 |
|       | 0.973   | 1.016 | 1.010 | 0.971    | 1.023 | 1.017 | 0.926   | 0.978 | 0.973 |      |
| 3次すべり | 0.986   | 1.027 | 1.022 | 0.987    | 1.023 | 1.018 | 0.987   | 1.030 | 1.024 | 基礎水位 |
|       | 0.957   | 0.992 | 0.987 | 0.955    | 0.993 | 0.993 | 0.918   | 0.961 | 0.956 |      |
| 4次すべり | 1.179   | 1.218 | 1.216 | 1.181    | 1.219 | 1.217 | 1.181   | 1.222 | 1.220 | 基礎水位 |
|       | 1.151   | 1.188 | 1.187 | 1.151    | 1.191 | 1.190 | 1.116   | 1.157 | 1.155 |      |

台風4号 249.37m→244.67m

台風17号 248.95m→245.10m

計画洪水波I型 252.40m→245.25m

1次  $\phi=12.47^\circ$   
 $C=2.0 \text{ t/m}$

2次 3次 4次  $\phi=14.43^\circ$   
 $C=2.0 \text{ t/m}$

。当然のことであるがモーメントを考慮した方が安全率が高くなる。また簡便法と比較してみるとMorgenstern 法の方が安全率は高くなり、従来言われていた結果と一致している。地すべりブロック別では1次すべりが内部摩擦角が他より小さいため最も低く、3次すべり、2次すべり、4次すべりの順で高くなることわかった。

#### 5 まとめ

本解析は任意の貯水位変動(主に急速低下)による地すべり斜面内の地下水位変動及びその時の地すべり斜面安定度について検討を行ったものであるが、地下水位解析においては透水係数、有効間隙率の値、安定解析においてはすべり面の土質係数(粘着力・内部摩擦角等)の信頼性が非常に重要となる。また当解析において、地下水位と間隙水圧は比例するとしての均質斜面の概念を適用したが、しかしすべり面上に厚い粘土層が挟存している場合必ずしも地下水位と間隙水圧は対応するわけではない。今後は不均質斜面での地下水流解析の概念で考慮を進めておく必要がある。

## ランドサットデータを利用した河口周辺の流動調査

河川部海岸研究室 竹淵 勉

### 1. まえがき

周囲を海に囲まれている我国では沿岸域の利用が盛んに行われているのは周知の通りであるが、その反面海岸侵食等の海岸災害も重要な問題となっている。海岸侵食等の災害防止については突堤、離岸堤などの侵食対策構造物の建設が盛んに行われ局所的な海岸線の安定が図られてきた。しかし構造物による局所的な海浜の安定は、広域的な視野に立って見ると、海域の環境を変化させるなどの問題を含んでいる。このような環境の変化予測や、広域的な海域で生ずる海岸侵食などの災害を防止するためには、そこで生じている現象を把握する必要がある。衛星による観測は、以上に述べたような広域的な地域(海域)を短時間で観測できるという利点を持つことから、リモートセンシング技術の開発、研究が進められている。本研究は、衛星データにより、河口や構造物周辺での流れや土砂等の移動、分散状況を解析する技術を開発し、海岸域で生じている現象の解明を図るとともに、災害や海岸の環境変化予測に応用するものである。

### 2. 目的

リモートセンシング技術の向上を目指す研究とい、てもその分野は、合成開光レーダ等の開発などのようにハードなものから、画像処理等のソフトなものまで広く分割される。またリモートセンシングデータの物理的意味を求めるため、現地観測(ランドトゥース、シートトゥース)データとの関係を明らかにする研究も行われている。

本研究の最終目的は前に記した通りであるが、今回はその中でリモートセンシングデータの物理的意味を考察することを目的として、ランドサット2号、3号のデータの画像処理を行うとともに、駿河湾を代表海域として河口での濁度、塩分濃度、水温の観測を行った。

### 3. 駿河湾におけるランドサットデータ

写真1から写真3はランドサット2号および3号により撮影された駿河湾(Path-116, Row-36)の



写真-1 1979年10月22日



写真-2 1979年10月31日



写真-3 1981年10月21日

データ(4.5.6バンド)を用いて合成されたフルカラーである。フルカラー合成には、MSSデータのバンド別ポジフィルムを用いて、4バンドに赤、5バンドに緑、6バンドに黄色のフィルターをかけて写真処理を行った。

写真1は1979年10月22日の画像である。これは10月18日に来襲した台風20号による降雨による影響で、富士川、安倍川、大井川、天竜川の河口から濁水が流出している様子がよくわかる。さらに駿河湾内での流動パターンは、富士川、安倍川、大井川とも海岸に沿って南西方向に広がっている。駿河湾における波の入射方向は南からであり、これにより発達する沿岸流は北向きとなることから考えると、むしろ逆の方向に流れている。この原因は明らかでないが、吹送流や黒潮の浸入による逆流の影響である可能性もあるため今後さらに検討する必要がある。

写真2は1979年10月31日の同地域の画像である。大井川と天竜川から流出した濁水の流動パターンがよくとらえられているが、写真1と比較するとそのパターンは異なり大井川から流出した濁水はほぼ河口前面の海域に広がっている。

写真3は、1981年10月21日の画像である。これは写真1及び写真2の場合と異なり、河口からの濁水の流出は顕著ではないが駿河湾の海岸線(特に三保の松原から御前崎にかけて)に沿って濁りが発生し、それが海岸に沿って南下し御前崎を越えて太平洋に流出している状況が見られる。このような海岸線に沿った一様な濁りの原因として波による底質の浮遊、もしくは一旦河口より流出した濁水が海岸線付近に停滞していたなどの可能性があり今後気象及び海象データを調査し検討する必要がある。

#### 4. 河口部海域での現地観測

##### 4.1 観測方法

現地観測は、安倍川、大井川の河口付近の海域で行った。観測は、表-1に示すように1983年1月4日より3月20日まで延べ10回実施した。観測項目は、濁度、塩分濃度、水温の3項目である。観測は河口付近に基点を設け、そこから放射状の測線に船を走行させて、搭載した計器により連続的に行った。また代表点においては、濁度、塩分濃度、水温の鉛直方向分布も測定した。

| 調査年月日     | 天気 | 海象    |
|-----------|----|-------|
| 1983年1月4日 | 晴  | 多少波あり |
| 1月5日      | 晴  | 静穏    |
| 1月23日     | 晴  | 静穏    |
| 1月25日     | 晴  | 静穏    |
| 3月11日     | 晴  | うねりあり |
| 3月12日     | 曇り | うねりあり |
| 3月15日     | 晴  | 波あり   |
| 3月16日     | 曇り | うねりあり |
| 3月19日     | 晴  | 静穏    |
| 3月20日     | 晴  | 静穏    |

観測に用いた主な機器として、船の誘導及び位置測定には、トランシットとオデスター(電波測位機)を用い、水温と塩分濃度の測定にはSEA-BIRD II型曳航式水温記録計を用いた。このSEA-BIRD II型

表-1 観測月日

曳航式水温塩分記録計は、水温と電気伝導度を測定するもので、塩分濃度はこの測定結果より求めた。また濁度の測定は、STA-485、STA-486を用いて透過率を測定し、そのデータより求めた。

観測は船を用いて行、たため、気象、海象条件が良好な日に行、た。しかし観測当日の気象、海象の急激な変化などの影響で、測定海域全体のデータを全観測日に得ることはできなかつた。また表-1に示したように観測期間が1月から3月と濁水期であ、たため河川流量は少なく有効なデータを多数収集することができなかつた。とくに1月の観測では顕著な分布が得られなかつた。

ここでは比較的良好なデータが得られた安倍川河口付近の観測結果について明らかにする。図-1

は安倍川河口付近の海域に設けた測線の配置図で、測線は全部で9本あり総延長は22.5 kmである。観測結果は、100m間隔のデータとして整理した。また図中の黒丸印の点は鉛直方向の測定を行った点である。基点0は建設省静岡河川工事事務所が深淺測量を行うために設定した測点(No.16)である。

#### 4.2 平面分布特性

図-2は、3月12日の安倍川河口海域の濁度分布である。安倍川右岸の砂州前面で最大の8 ppmを持ち南西方向に緩やかに減少する傾向がある。また測線C上、基点より1700m付近に濁度のフロントがあり、1700m地点で5.1 ppmに対し100m沖の1800m地点では1.6 ppmと急激な減少が見られる。

図-3は同日の等塩分濃度線図である。測定中水温塩分記録計が故障したため、右側半分のデータしか得られなかった。これも図-2の濁度分布と同様に安倍川右岸の砂州前面に最大値を持ち南西方向に緩やかに濃度線が分布している。また図によれば、測線Aの2000m地点より測線Cの1600m地点まで濃度の低い部分が帯状に存在している。測線Cに沿う塩分濃度の変化は、基点に近い地点で高濃度の海水が存在するが1600m地点まで緩やかに減少している。また1700mより沖の塩分濃度は31.5‰とほぼ一様となっている。次に1700m付近にある濃度の急激な変化点は図-2に示した濁度のフロント位置と良く対応している。このことから河口から流出した濁水は、流出後測線Aの2000m付近から南西に進路をとり測線Cの1700m地点に達していると考えられる。なお当日の安倍川の流量は約10<sup>m³</sup>/secであった。安倍川右岸の砂州前面では濁度が高い値を示すものの塩分濃度も高いことや、塩分濃度の低い帯状の部分より岸に向って濃度が徐々に高くなっていることから、あたかもその領域は停滞域であるような印象を受ける。またこの領域で濁度が高い原因として波による底質の巻き上げである可能性もあるため今後の検討が必要である。

#### 4.3 鉛直分布特性

写真1から写真3のような衛星データでは、平面的なデータはとらえられるが、鉛直方向のデータを得ることはできない。しかし流出した土砂等の体積推定や拡散状況を把握するためには、鉛直方向の分布を明らかにする必要がある。

図-4は同日の測線C上の代表点における濁度と塩分濃度の鉛直分布で、図の上段に濁度、下段に

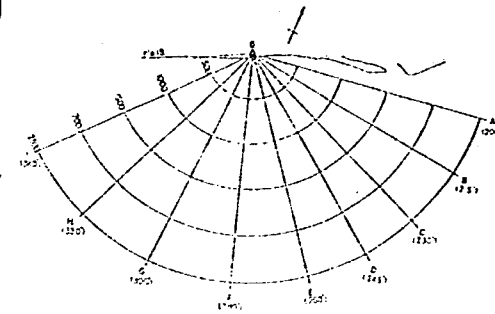


図-1 測線配置図

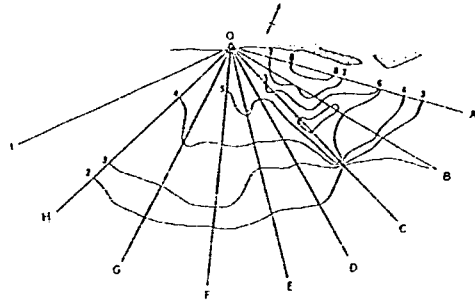


図-2 等濁度線図

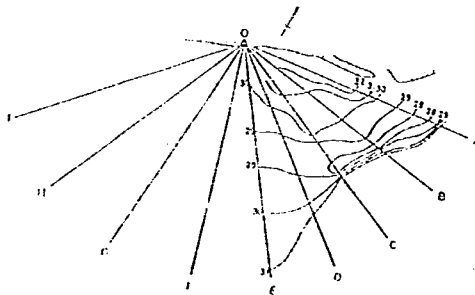


図-3 等塩分濃度線図

塩分濃度を示してある。なお図の縦軸は水深を表わしているが、これは海面からの深さで、測定中の潮位変化の補正はされていない。図によれば、基点より500m、1000m地点の濁度は鉛直方向に「く」の字形の分布となっている。これは表面付近の高濁度は河川水の濁りを表わしているものと考えられる。とくに海面下1m~3mの範囲で高濁度を示している。鉛直方向に減少する傾向にある濁度は底面付近で再び高濃度を示す。これは両地点とも浅海であるため、波による底質の浮遊と考えられる。これに対し基点より1500mの地点では海面下1m以下に高い濁度を示すが水深3m以上ではほぼ一様な値を示す。また、さらに沖の2000m、2500mの濁度は鉛直方向に変化せず一様な値を示している。

同図の塩分濃度についてもその変化は、濁度の分布とよく対応しており1000m、1500mの地点では海面下0.5mに低い濃度を持つがそれ以上の水深では一様な値を示している。また沖の2000m、2500m地点では鉛直方向に変化せず一様な値を示している。流出した濁水が前に記したような怪路で湾内に侵入したとすれば、流出した河川水は、海面下1m程度までの表層を漂、ていると言える。

図-5は3月15日に同地点で測定された濁度、塩分濃度の鉛直分布である。濁度の分布は3月12日のそれと傾向は似ているものの浅海の表層及び下層のピーク値は3ppm程度減少している。また塩分濃度についても3月12日の同図と比較すると、傾向は似ているものの全体的に3‰程度濃度が増加している。この原因は明らかでないが同日までの河川流量等と比較し検討する必要がある。

図-6は3月19日に同地点で測定した濁度、塩分濃度を同様に整理したものである。表層付近が底層付近より高濁度であることは図-4、図-5の場合と同様である。しかし前2回の観測と異なり基点から2000m、2500m地点の表層に濁度のピークが存在する。また図-4、図-5の場合濁度の変化は水深1m程度で急激に減少したのに対してその変化が緩やかになっている。これに対して塩分濃度の鉛直分布も濁度分布に良く対応しており基点より500m、1000m、1500mではほぼ一定値を示し、2000m、2500m地点では表面付近で低い濃度を示している。また鉛直方向の変化も緩やかである。

図-4から図-6では測定間隔が長いので経時的な変化について論ずることは難しいが、3月12日に流出した濁水が河口付近に停滞していたと仮定すれば、流出した濁水が沖へ向か、てゆ、くり流れながら鉛直方向に拡散していたと考えられる。

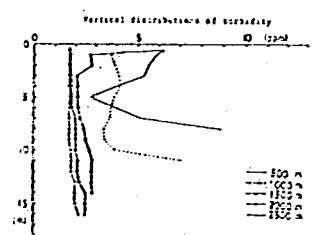


図-4 鉛直方向分布(3月12日)

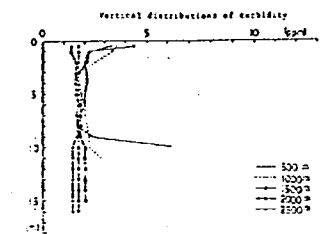


図-5 鉛直方向分布(3月15日)

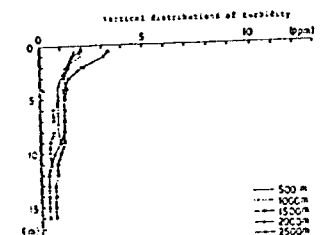


図-6 鉛直方向分布(3月19日)

#### 5. まとめと今後の問題点

リモートセンシングデータの物理的意味を明らかにすることを目的として駿河湾において現地観測を行った。これにより流出した濁水の鉛直方向の存在域をある程度把握できたものの流出水と海水の混合過程を明らかにするにばいならなかつた。また観測はランドサット4号の飛来日に行う予定であつたが、気象、海象条件によりそれが実現されず、それらの関係を明らかにすることはできなかつた。以上の点は今後の問題点として残されており、淡水と海水の混合過程を明らかにするため経時的な観測を行い、検討を加えて行きたいと考えている。



— 47 —

$$\left\{ \begin{aligned} Fr^2 &= \frac{1}{2} G^2 \frac{H_2/D}{1 - G \cdot (H_2/D)} \left\{ \left( \frac{H_1}{D} \right)^2 - \left( \frac{H_2}{D} \right)^2 \right\} \\ G &= 4B/\pi D \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (1)$$

本式はノズル直下流断面①と開水路下流部で均一流速分布になる断面②として囲まれたコントロールボリュームに対して流下方向の運動量の式を用いて求めたものである。圧力分布は静水圧分布であると仮定して解いた。(図-2参照)

### 2.3 実験方法

実験に用いた模型は図-3に示すとおりであり、JFGの口径は5cm、開水路の幅はJFG口径の2倍～3.5倍までの4種類、開水路底面からJFG中心までの高さは幅の半分とした。

実験は流量を一様に保ちながら下流水深を変化させてゲート面下流5cmおよび100cmでの水深を計測した。水深の計測は波面計を用いて時間超過確率10%および90%の水深を渡しその平均を用いた。ゲート開度は全開で実験を行った。

実験の範囲は、流入フルード数1.5～4.6、開水路幅10cm～17.5cm、下流水深8cm～38cmである。

### 2.4 実験結果

$H_1$ と $H_2$ の関係を流入条件ごとにプロットした例を図-4に示す。幅が3Dの場合の例であり実線が(1)式による計算値である。また $H_1$ と $H_2$ の水位差が0である場合の位置を破線で示しておいた。この図からわかるように幅および流入条件が一定なら $H_2$ が増すにしたがって $H_1$ との水位差は小さくなってゆくが、ある程度小さくなるとそれ以上は変化しなくなる。

流入フルード数と跳水深を各減勢工幅ごとにプロットしたのが図-5である。減勢工水深は本実験結果を内挿して求める跳水深を下限として設計される。

減勢工の幅は流況観察の結果JFG口径の3倍～3.5倍がよいと判った。幅が2Dではほとんど2次元的な流況を示し、エネルギー損失と関係の深い流下方向の水位差もかなり大きい。幅が2.5Dから噴流と開水路壁面との間にできる水平渦の発生が明確になり水位差も小さくなって来るが、3Dと3.5Dでは水位差の変化は少なく、3D～3.5D付近で水平渦が十分に発達し終えていると考えられる。

図-4、図-5において計算値は実験値の特性を

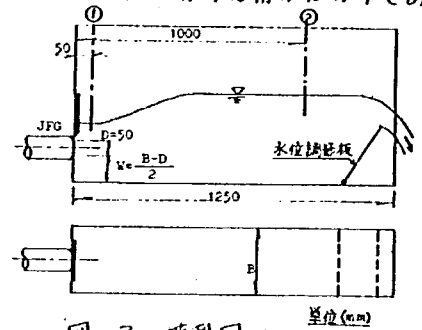


図-3 模型図(1)

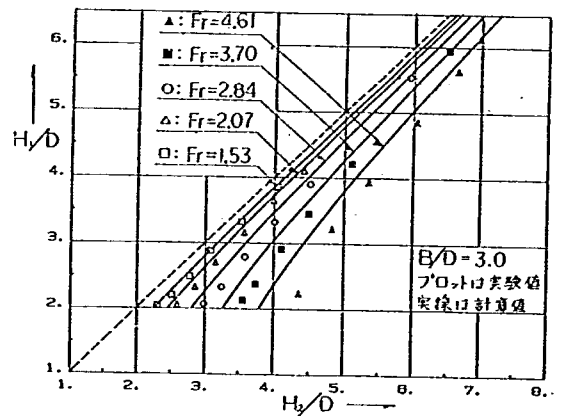


図-4  $H_2/D \sim H_1/D$  ( $B/D=3.0$ )

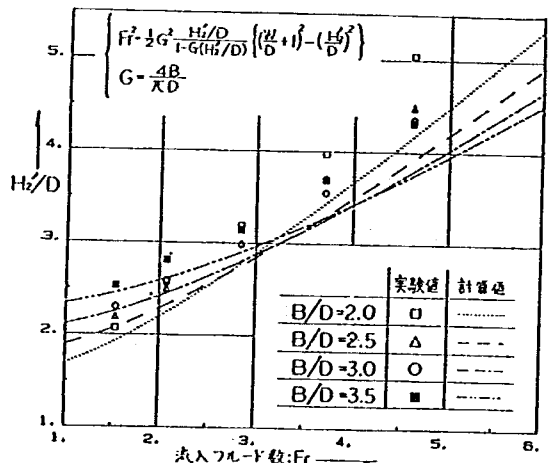


図-5 流入フルード数と跳水深

表現しているといえる。しかし、値について細かく見れば計算値は実験値より、下流水深および跳水水深は小さく、ゲート直下部での水深は大きく表われる。これはおむにゲート直下部での圧力分布を静圧分布と仮定したことによる差ではないかと考えている。

### 3. 水面変動の相似律について

#### 3.1 実験方法

実験は幾何学的に相似な2つの模型について水面変動を連続的に計測した。模型形状は図-6に示す2つであり、計測断面は図中の①へ③である。なお大型は小型の5倍である。

計測方法は容量式波高計→インターフェース→電子計算機の流れた。電算では変動の確率処理およびスペクトル計算を行つた。データの読み取り間隔は大型模型の場合0.1秒、小型模型では0.045秒とし、各ケースごとのデータ数は2048個とした。スペクトルの計算はFFTによつた。

実験の範囲は、流入フルード数 $Fr=1.3\sim 2.0$ 、ゲート開度 $G=100\%$ 、 $80\%$ 、 $52\%$ 、下流背水深 $h_b=6.2D$ である。実測した水面変動の標準偏差 $\sigma=0.5mm\sim 11mm$  (小型)、 $2mm\sim 50mm$  (大型)であつた。

#### 3.2 実験結果

図-7に水面変動の確率分布の例を示す。図中の曲線は正規分布曲線であり、よく一致している。これはすべての実験ケースにおいて同様である。つまり水面変動値を比較するためには、標準偏差を用いてよいことがわかる。

図-8は大型と小型模型における変動係数と流入フルード数の関係を各実験ケースごとに比較し

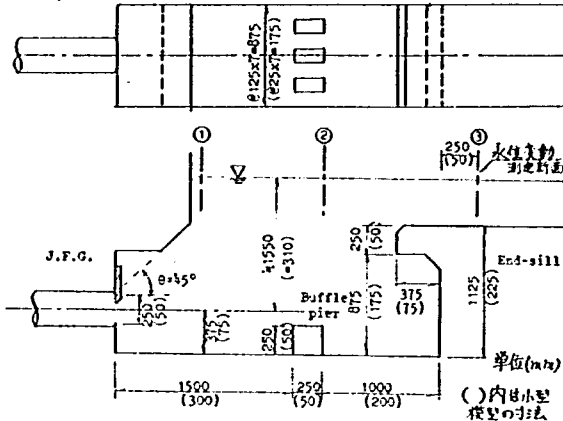


図-6 模型図 (2)

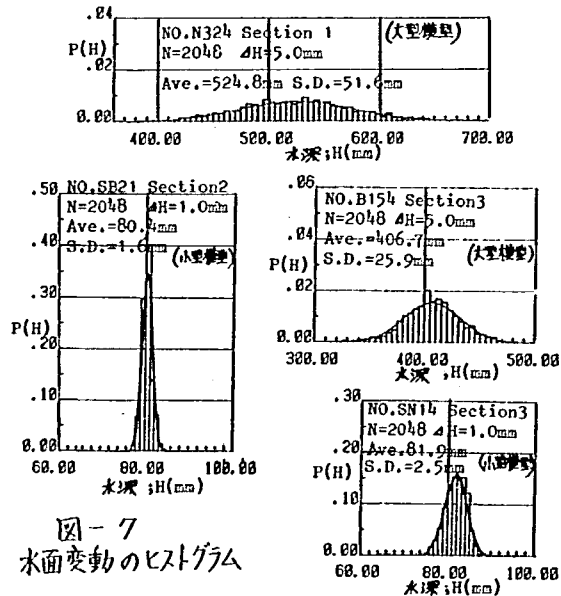


図-7 水面変動のヒストグラム

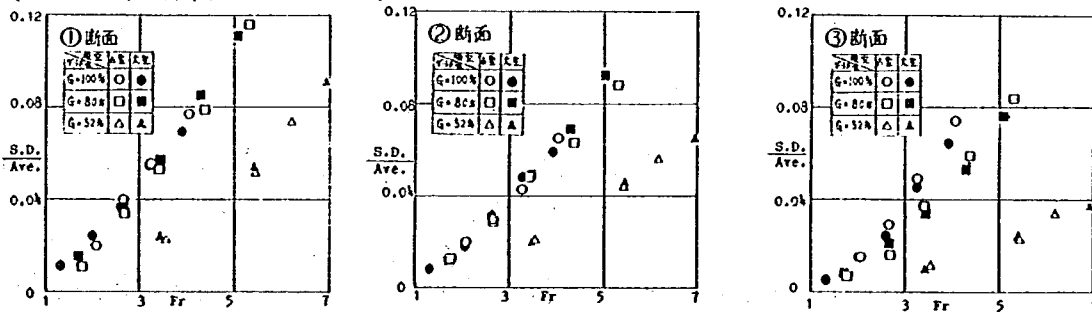


図-8 大型模型と小型模型との比較 (流入フルード数と変動係数の関係)

たものである。大型と小型での実験値がほぼ同一直線上にのっており、これは水面変動値が本実験ケースの範囲においてフルードの相似律で対応していることを示している。

水面変動の時間軸に関する相似律を見るためスペクトル解析を行った。図-9は大型、小型ごとに各ケースのパワースペクトルをすべて同じ重みで重ね合わせた結果であり、大型での結果については同波数軸をフルード相似比に相当する15倍に引き伸べて小型での結果と比較している。両曲線はよく一致しており、本実験の範囲における水面変動の時間に関する縮尺率についてもフルード相似率で表わしてよいことがわかる。

#### 4. 結論

本研究で明らかになったことは、次のとおりである。

- 1) JFG水中減勢工の幅はJFG口径の3倍～3.5倍で設計すればよい。
- 2) 本減勢工の水深は図-5の実験値を内挿して求める跳水深と下限として設計すればよい。
- 3) 本減勢工における水面変動の実物と模型との相似律については、変動値および周期性ともにフルードの相似律を用いてよい。

また、検討の過程から次のことも解った。

- ◎ 本減勢工の上流側壁面の圧力分布についてさらに検討を要する。
- ◎ 本減勢工の水面変動の確率分布は正規分布で表わされる。

#### 5. おわりに

今回の報告でJFG水中減勢工の幅と水深に関する設計が可能になった。今後は残ったあと3つのパラメータ、すなわち、減勢工長さ、バツフルピア、下流波返しについて検討してゆくとともにさらにゲート半開時での検討をも含めて実験データの範囲を広げてゆく予定である。また、今回は幅と背水深が他のパラメータから独立していると仮定して実験検討を進めたが、実際には各パラメータが互いに影響（合っていると考えざるを得ない。

今回は減勢工の幅と水深の関係について大胆な仮定を用いて解いた運動量式の解と実験値とを比較してみた。式が単純な割にはよく特性をとらえていると思われる。しかし、実用するためには精度を上げる必要がある。今後は流速や圧力の測定を通して式の改良を行うつもりである。

本報告をまとめるにあたり実験およびデータの整理に協力していただいたダム水工研究室の関係諸氏に感謝の意を表します。

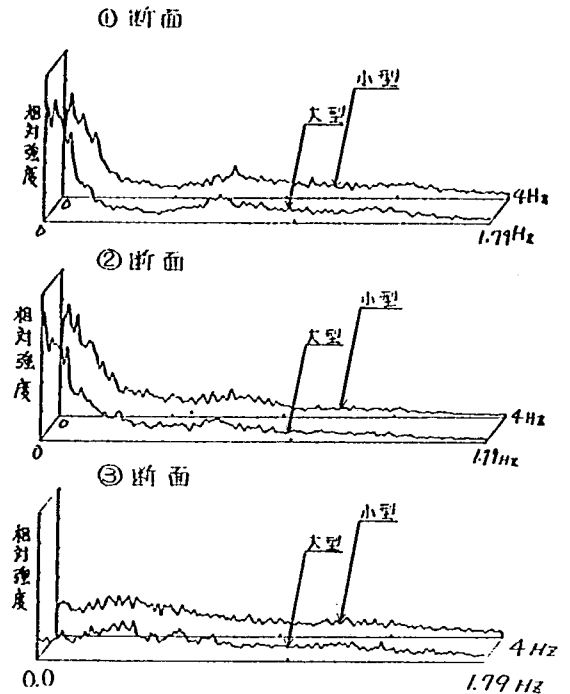


図-9 スペクトルの比較図

# 実験計測自動化装置におけるインターフェイスの活用

施設課 小林正一

## 1. まえがき

今日、コンピュータのハードウェアの発展はまことに目覚ましく、特に中央処理装置の素子は、IC、LSIから超LSIと進歩性能も大幅に向上している。また、周辺装置も機械的要素と電子的要素から構成されているため、その進歩は中央処理装置ほどではないが、やはり着実に進歩を遂げている。コンピュータは超大型化と同時に小型化も進歩、ミニコンピュータ（ミニコン）からパーソナルコンピュータ（パソコン）へと広がりを見せて、コンピュータを構成する機器も多様化している。

計測分野で使用されるインターフェイスには、GP-IB、セントロニクス、CAMAC、RS-232C等があるが、GP-IB（General Purpose Interface Bus）は、標準インターフェイスとして規格化されたものであり、計測器のシステム化が容易となってきている。

ここでは、GP-IBの概要とパソコンを主体とした小規模な計測システムにおけるその活用について報告する。

## 2. GP-IBの概要

### 2.1 GP-IBの規格

GP-IBの規格には、IEC（International Electrotechnical Commission；国際電気標準会議）規格とIEEE（Institute of Electrical and Electronics Engineers；アメリカ電気電子技術者協会）規格がある。これらは基本的には同一規格であるが、コネクタのピン数、信号の配置が多少異なっている。（表-1参照）

国内においては、ほとんどIEEE規格が採用されているので以下これについて記述する。

### 2.2 特徴

GP-IBは、コンピュータシステムをコントローラとしたデータ集積処理システムを簡単に組むことのできる等の拡張性に富んだバスシステムであり、利点としては

(1) 他社メーカーの機器とも容易にシステムが組める。

(2) システムの低コスト化が可能

(3) データ受信速度の異なる機器でも同一システムに組み込める。

等があり、一方GP-IBの規約上の条件としては

- (1) 機器間でやりとりする情報は、デジタル信号であること。
- (2) 同一システムに接続する機器は、5台以下であること。
- (3) 接続しているケーブルの総合長さは、20m以下であること。

| 仕 様   | IEC 規格   | IEEE 規格     |
|-------|----------|-------------|
| 機能的仕様 | 同一規格     |             |
| 電氣的仕様 | 同一規格     |             |
| 機械的仕様 | 25ピンコネクタ | 24ピンコネクタ    |
| 採用地域  | ヨーロッパ    | アメリカ        |
| 一般的名称 | GP-IB    | GP-IB       |
|       | IEC バス   | HP-IB       |
|       |          | IEEE 488 バス |

表-1 GP-IBの規格

(4) データの転送速度は、1Mバイト/秒以下であること。

の4点がある。

### 2.3 バス構成 (IEEE規格)

バスは、16本の信号線と8本のグラウンド・シールド線の計24本の線から構成されている。本質的に重要な部分は16本の信号線で、このうち8本はデータ用に、3本はデータの転送を制御するために、残りの5本はバス管理のために使用される。(図-1参照)

### 2.4 基本的機能

基本的機能には、情報のやりとりを行うトーカーリスナーおよびそれらを制御するコントローラの3種類がある。これらの機能は、機器の設計者により単独に果たせることも、合わせて果たせることもできる。

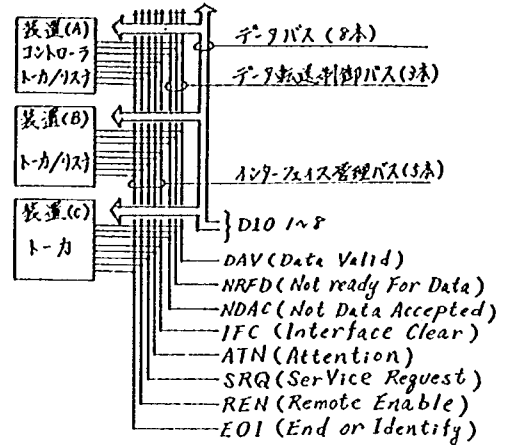


図-1 GP-IBの構成例

(1) コントローラとはシステム全体を制御する機能をいい、トーカーリスナーを指定し制御命令などを伝送する。簡単なシステムではコントローラが不要の場合もある。

(2) トーカーとは話し手の意味で、設定値や測定値などの情報をリスナーに伝送する機能をいう。トーカーは同一システム内に2つ以上存在してもよいが、同時に動作してはならない。これを防ぐため2つ以上のトーカーが存在する場合はコントローラが必要になる。

(3) リスナーとは聞き手の意味で、トーカーからのデータを受け取る機能をいう。リスナーの場合は、2つ以上のリスナーが同時に動作してもよい。

### 2.5 インターフェイス機能

インターフェイス機能は、前述の3種類の基本的機能を含めて10種類があるが、これらの全ての機能を持つ必要がなく、その選択は機器の設計者に任されている。

## 3. GP-IBの使用例

### 3.1 静的実験

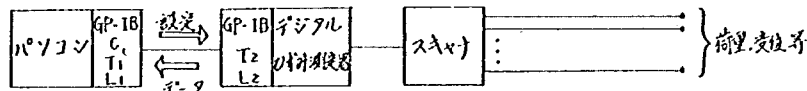


図-2 自動計測システム構成図

従来、静的実験ではデジタル化された測定器を使用して測定データをプリンタに一度印字させ、この測定データをミニコンまたはパソコン等にキー入力して処理を行っていた。しかし、最近ではGP-IBが組み込まれたデジタル化された測定器が多数市販されてきたため、図-2のようにGP-IBを介してパソコンと接続し、測定器を制御するソフトを用意することによりオンラインのデータ集積処理ができるようになった。

図-2の自動計測システムは、パソコンから測定条件(測定ゲイン、測定回数、インターバル等)を設定して、測定したデータをパソコンに入力して処理を行う。この場合のGP-IBはパソコン側はコントローラ、トーカー、リスナー、測定器側はトーカー、リスナーの機能が必要である。

### 3.2 気象観測

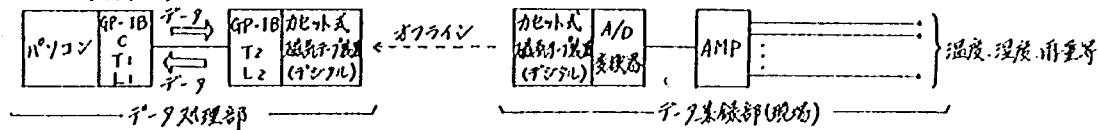


図-3 自動計測システム構成図

図-3の自動計測システムでは、現場で温度、湿度、雨量等をカセット式磁気テープ装置で記録したカセットテープをオフラインでパソコンに入力して処理するものである。一般的にカセット式磁気テープ装置は、パソコンの周辺装置としては標準で接続できるように設計されている場合が多い。しかし、GP-IB付のカセット式磁気テープ装置であればパソコンに接続が可能となる。さらに装置を制御するソフトを用意すれば、カセットテープ上のデータをパソコンに読み取ることができ、外部記憶装置として使用することもできる。この場合、データ処理部とデータ記録部のカセット式磁気テープ装置間で、カセットテープの互換性がなければならぬので、カセットテープの物理的寸法と論理的フォーマットについて十分注意する必要がある。

### 3.3 水理共同実験棟計測自動化装置

#### (1) 装置の概要

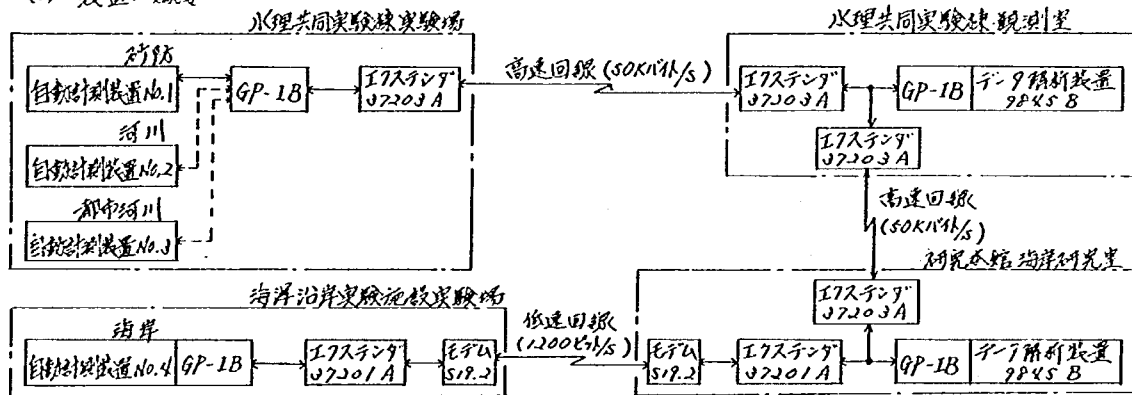


図-4 全体システム構成図

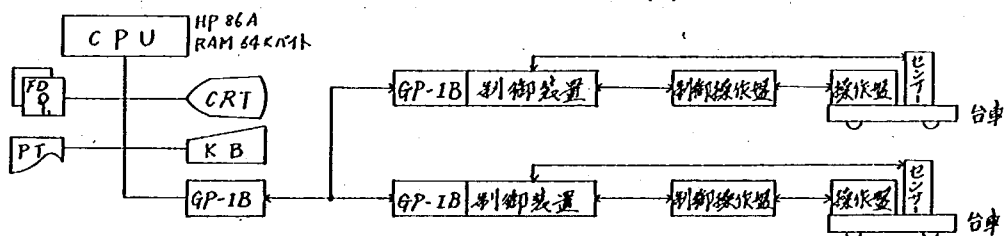


図-5 自動計測装置No.1システム構成図

本装置(昭和57年度納入)は、都市河川、河川、海岸、砂防の4研究室が共用するもので、図-4に示すように自動計測装置、データ解析装置、データ転送装置(GP-IB、I7Sテング、モデム等)から構成されている。自動計測装置No.1は、河床勾配が1/100 ~ 1/10程度の急勾配腐蝕性河川での河床変動の実態と砂防施設の配置、橋造脚の形状等を明らかにすることを目的として、水

理失同実験線内の急勾配水路にて使用する。本装置は図-5に示すようにセンサー（河床高計、超音波流速計）を取り付けた2台の台車で、あらかじめ指示された測定点（水路流水方向（X）、水路横断方向（Y））に同時に移動して、水位、河床高、流速の測定を行いフロッピーディスク装置に記録するものである。

データ転送装置は、自動計測装置とデータ解析装置間および観測室のデータ解析装置と海岸研究室のデータ解析装置間でデータの転送を行うものである。

データ解析装置は、自動計測装置No.1で基線したデータから各断面の平均水深、平均河床高、平均流速を算出する等の処理を行うものである。

#### (2) データ転送装置の特徴

一般的に、データ転送装置としてはRS-232Cとモデムを組み合わせて使用されるが、本装置のようにGP-IBとエクステンダ（07200A）を使用した場合は1Kmまで、GP-IB、エクステンダ（07201A）とモデムを使用した場合は4Kmまでのケーブル延長が可能となり、データ解析装置をコントローラとして、自動計測装置またはGP-IB付の計測器を制御してデータを基線することができるようになっている。

#### 4. まとめ

従来、ミニコンまたはパソコン本体（CPU）と周辺装置あるいは計測器との接続には、各社各様のインターフェイスが用いられていたために、他社メーカー製品との接続や同一メーカー製品間でも容易に接続できない場合が多かった。しかし、現在中絶されているほとんどのミニコンまたはパソコンにはGP-IBが標準（またはオプション）で装備されている。また、プリンタ、XYプロッタ、デジタル計等の周辺装置も各種計測器にもGP-IBが組み込まれたものが多数中絶されているので、他社メーカー製品との接続が容易となり、ミニコンまたはパソコンをコントローラとした自動基線処理システムが簡単に組むことができるようになった。しかし、GP-IBのデータ転送速度は1Mバイト/行以下という条件があるが、実際は数Kバイト/行のデータ転送速度となるので、動的実験のような高速でデータ基線を行う計測システムには適していない。

今後のGP-IBの動向については、日本電子工業振興協会の昭和57年度の調査資料によると、計測制御分野でパソコンが準備すべき計測用インターフェイスの順位は、①GP-IB、②RS-232C、③セントロニクスで昭和60年にはパソコンの総台数は200万台に達すると予想している。したがって、今後GP-IBはますます活用されると思われる。

最後に、本文をまとめるに当たり御指導、御協力下さった成田信之企画部長、野口正自動化部長を始め、都市河川・河川・海岸・防災研究室の関係者の方々に感謝の意を表します。

#### 参考文献

- (1) 陽 英世：計測自動化のためのマイコン標準インターフェイス、1982
- (2) 井上武彦：コンピュータシステム概論、1981
- (3) GP-IBの概要、横河電機製作所

### 1. まえがき

油圧ショベルの安全性や性能を評価する上での重要な項目のひとつに作業時の安定性(動的安定性)がある。この動的安定性を左右するのが車体の揺動現象であり、その良否は実作業時における運転員の精神的、肉体的な疲労や作業能率に影響を与えることが知られている。<sup>1)2)</sup>

従って、油圧ショベルの動的安定性の評価尺度を構成しようとする場合、単に揺動現象の物理特性ばかりでなく、これらによって引き起こされる阻害感の大きさなど運転員の心理特性をも把握し、両者の関連性を分析する必要がある。本論文は、これらの調査、分析をもとに物理特性から、作業時の揺動現象の良否を定量的に評価する方法について示すものである。

### 2. 調査方法

#### 2.1 揺動現象(物理量)の試験要領に関する実験

油圧ショベルの揺動現象の物理的特性を記述する要因を規定するため、(a)バケット内荷重、(b)バケット降下高さ、(c)機関回転速度を要因として、揺動試験を行った。試験は、アームを完全に押出した状態で、ブームレバーのみを操作してバケットを急降下させ、バケットフットピンがブームフットピンの高さと同じ位になった時にブームレバーを中立点に急速に戻し急停止させ、この時の作業機に生じる慣性力で車体を揺動させる方法とした。

#### 2.2 運転員の意識調査

実作業現場で働く運転員を対象に、油圧ショベル作業に関する意識調査を実施した。調査票は、(1)安定性、不安感に関する意識(2)疲労感に関する意識(3)操作性に関する意識(4)作業能率に関する意識の把握を目的として質問を構成した。

### 3. 調査結果

#### 3.1 揺動の物理量の記述

オペレータはフロント部を操作して作業を行うが、この時の慣性力と衝撃力によって車体は揺動する。このように油圧ショベルの揺動は内部力によるものであり、機械の状態量として与えられる。作業時の揺動現象が現場の条件などによって変動してし、油圧ショベルが揺動運動に対して線形であれば、作業中に生じる揺動現象のアンサンブル平均は、機械固有のものであり、一定条件下での揺動の物理量によってその特性を記述することができる。ところで、油圧シ

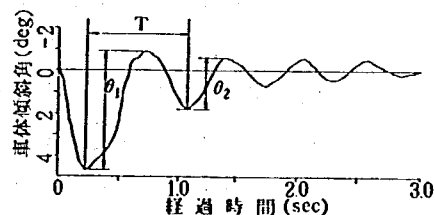


図-1 車体のピッチング波形

ショベルの揺動現象は、約3 Hz以下のピッチング運動であり、車体の傾斜は、図-1に示すような減衰振動となる。この運動は最大傾斜角( $\theta_1$ )、対数減衰率( $1/n \cdot \theta_1/\theta_2$ )、および揺動周期数(1/秒)によって記述できる。

### 3.2 試験条件の検討

油圧ショベルの揺動現象の物理的な試験要領を作成する上で、

表-1 分散分析結果

揺動現象に影響すると思われるバケット降下高さ(要因B)、バケット内荷重(要因C)、機関回転速度(要因D)の各要因について分散分析によりその効果を分析し、試験条件として規定することの必要性について検討した。表-1は各要因の有意性の検定結果を示すものである。バケット降下高さによる有意性は認められず、どの高さより降下しても車体揺動は一定である。バケット内荷重については要因の効果が大きく、また機関回転数については機種によって対数減衰率に有意性が認められる。これらの結果よりJIS<sup>3)</sup>に準拠し、揺動試験における機械の状態を「バケット内荷重は標準荷重、機関フルスロットル」と定めた。

| 機種          | 要因 | 揺動周期 | 対数減衰率 | 最大傾斜角 |
|-------------|----|------|-------|-------|
| A<br>(0.25) | B  |      |       |       |
|             | C  | **   |       | **    |
|             | D  |      | **    |       |
| B<br>(0.70) | B  |      |       |       |
|             | C  | **   |       | **    |
|             | D  |      |       |       |

\*\*は有意水準1%で有意

### 3.3 意識調査の結果

意識調査は、揺動の物理量を把握した油圧ショベルと同一機種を所有する事業所の運転員を対象に郵便調査法により実施した。回答した運転員の数は282、このうち有効回答数は203であった。無効回答の内訳は、対象機種外72、質問の大半に答えていないなどによる不良回答が7であった。

### 3.4 被調査者の属性

意識調査に回答した運転員の年齢、運転経験年数および運転経験台数を図-2に示す。

年齢構成では30~40歳台が、また運転経験年数では5年以上がそれぞれ全体の7割を占めており、熟練者が対象になっているものと思われる。また大多数の運転員が複数の機種の運転経験を有しており、機械の違いによる揺動特性の違いについてある程度の経験を持っているものと期待できよう。

| 29才以下 | 30~39才 | 40~49才 | 50~59才 | 60才以上 |
|-------|--------|--------|--------|-------|
| 18.2% | 45%    | 28%    | 83%    | 0.5%  |

(a) 年齢

| 2年未満 | 2~5年未満 | 5~10年未満 | 10年以上 |
|------|--------|---------|-------|
| 8.6% | 19.8%  | 31.2%   | 40.4% |

(b) 運転経験年数

| 1台 | 2~3台  | 4~5台  | 6~9台  | 10台以上 |
|----|-------|-------|-------|-------|
| 3% | 24.4% | 30.6% | 22.2% | 19.8% |

(c) 運転経験台数

図-2 運転員の属性

### 3.5 運転員の意識の数量化

意識調査票に表現された運転員の意識は、質問項目に対する肯定、否定といった質的尺度(名義尺度)によって構成されており、それ自体は動的安定性の良否やその順序をあらわしていない。しかし、動的安定性を定量的に評価するには、これら質的尺度を量的尺度に変換する必要がある。このための統計的手法を数量化理論といい、数種の数量化モデルがある。ところで、動的安定性を評価する外的基準は明らかではないが「阻害感(揺動によって運転操作が中断させられたり、車体との一体感が損なわれ精神の安定が乱されること)の大きさ」が運転員の評価基準となっているものと思われる。したがって、このような阻害感に関する質問項目を設定した場合、運転員

の反応は日頃乗車している機種が運転員に与える阻害感のマグニチュードの影響を受けていると思われる。運転員の反応がこのような構造を持つとき反応パターンの似ている運転員には互いに近い数値を与え、同時に運転員が似たような反応をする質問項目には近い数値を与えることにより、動的安定性を量的に評価することができる。このような分析方法を数量化理論Ⅲ類(データが名義尺度で与えられる場合の主成分分析)という。

表-2 第1相関軸の意味解釈

本調査では、カテゴリに23問の質問項目を用いて分析を実施したが「阻害感の大きさ」に相当する第1相関軸の固有値(寄与率)は34%であり、この種の意識調査としては良好な結果と思われる。表-2は、この分析に用いた23の質問項目を第1相関軸での固有値ベクトルに相当するスコアの大きさの順に並び換えたものである。正のスコアには「むち打ち症になるくらいひどいショックをたびたび受けている」、「法面や均平作業の仕上げに苦労する」など阻害感を示す項目が、逆に負のスコアには「今の油圧ショベルは体との一体感が得られやすい」、「作業のしやすさの面では満足している」など乗車機種に対する好意的な質問項目が並んでおり、またこれらの並びが阻害感の大きさを意味することは明らかである。このことから第1相関軸が、油圧ショベルの動的安定性の評価を示していることがわかる。表-2に示すスコアによって、各質問項目を量的に扱くと、揺動現象に対する運転員の評価を第1相関軸のスコアとして数量化できる。次に乗車機種に対する直接的な評価と、第1相関軸上での評価量との関係について検討してみた。これは評価量を質問項目に対する選択肢別に集計し、その平均値を算出したものである。これによると、「作業のしやすさに対する満足度」の問に対し「満足(0.25)、やや満足(0.05)、やや不満(0.22)、不満(0.63)」また「ゆれやショックに対する満足度」の問に対し「満足(-0.30)、やや満足(-0.06)、やや不満(0.11)、不満(0.31)」と各項目に対する満足度と第1相関軸での評価量がよく一致していることがわかる。

| 質問項目                              | スコア     |
|-----------------------------------|---------|
| (1) 作業を1日やるとイヤになってしまう。            | 2.2380  |
| (2) 油圧ショベルの作業はイライラすることが多い。        | 1.7190  |
| (3) むち打ち症になるくらいひどいショックをたびたび受けている。 | 1.6893  |
| (4) 油圧ショベルの作業は苦勞な作業だと思う。          | 1.2966  |
| (5) 作業の終わったあとは体がだるくなってしまう。        | 1.2694  |
| (6) ブーム操作を急停止すると車体がガクつくことがたびたびある。 | 1.2055  |
| (7) 車体の揺れがなかなか止まらないことがたびたびある。     | 0.8809  |
| (8) 油圧ショベル作業では目や腰が凝ることが多い。        | 0.7375  |
| (9) 法面や均平作業の仕上げには苦勞する。            | 0.3116  |
| (10) 車体が大きくゆれると不安になる。             | 0.2526  |
| (11) 車体の揺れやショックが長く続くことが耐えられない。    | 0.1970  |
| (12) 油圧ショベル作業に車体の揺れやショックはつきものだ。   | 0.1286  |
| (13) 車体が揺れると細かい作業がやりにくい。          | 0.0769  |
| (14) 油圧ショベルの作業は細かい神経を使う。          | 0.0626  |
| (15) 今の油圧ショベルはたいいの作業がこなせる。        | -0.1597 |
| (16) 今の油圧ショベルは体との一体感が得られやすい。      | -0.3548 |
| (17) 今の油圧ショベルは乗りごちがよい。            | -0.3745 |
| (18) 車体が揺れないよう気をつけて操作する方だ。        | -0.3750 |
| (19) 油圧ショベルの作業はそれしきで疲れない。         | -0.3890 |
| (20) 馬力や作業スピードなどの性能面では満足している。     | -0.5818 |
| (21) 作業のしやすさの面では満足している。           | -0.7239 |
| (22) 揺れやショックについては満足している。          | -0.8757 |
| (23) 総合的には満足している。                 | -0.9815 |

### 3.6 油圧ショベルの動的安定性と揺動特性との関係

油圧ショベルの動的安定性を運転員の意識から量的に評価することが可能となったが、これらの心理的な評価量と乗車機種の揺動特性や車両諸元などとの関係を把握することが重要な問題である。もし評価量に影響を与える揺動特性を抽出できれば、動的安定性はこれらの物理的に計測可能な揺動特性の関数として示すことができる。ここでは、次に示す9項目の揺動特性と心理的な評価量との相関をステップワイズ重回帰分析により求めた。

$x_1$ : 最大傾斜角(deg)  $x_2$ : 対数減衰率  $x_3$ : 揺動周波数(Hz)  $x_4$ : ブーム降下速度(deg/sec)

$x_5$ : 作業時安定度(前方)  $x_6$ : 重心高比率(重心高/接地長)  $x_7$ : 全装備重量(ton)  
 $x_8$ : 作業機重量比(作業機重量/全装備重量)  $x_9$ : 掘削能力比(最大掘削力/転倒荷重)

表-3 は回帰式に取り入れられた説明変量と各ステップにおける重相関係数を示すものである。ステップ1では最大傾斜角が取り入れられ説明力が最も強い変量であることを示している。ステップ2以降で対数減衰率などが回帰式に取り入れられているが、作業時安定度などは回帰の改善に寄与せず、この分析では無相関と思われる。最終的に得られた重回帰式は次のとおりである。

表-3 ステップワイズ回帰

| ステップNo | 取り入れた説明変量       | 重相関係数 |
|--------|-----------------|-------|
| 1      | 最大傾斜角( $x_1$ )  | 0.387 |
| 2      | 対数減衰率( $x_2$ )  | 0.577 |
| 3      | 重心高比率( $x_6$ )  | 0.611 |
| 4      | 作業機重量比( $x_8$ ) | 0.624 |
| 5      | 揺動周波数( $x_3$ )  | 0.653 |
| 6      | 全装備重量( $x_7$ )  | 0.711 |

$$Y = -1.13 + 0.0278x_1 - 0.172x_2 + 1.02x_3 - 0.230x_6 + 0.0208x_7 + 0.159x_8 \quad \text{----- (1)}$$

この(1)のスコアが正となる時は、動的安定性が標準(スコア0)より劣る機種、また負の時は優れた機種であることを意味しており、説明変量が動的安定性の評価に与える影響の強さは回帰係数によって決定される。車体の揺動特性に関しては、最大傾斜角が大きく、対数減衰率が小さく、かつ揺動周波数の高い機種ほど動的安定性の評価が劣る傾向にあることがわかる。4名以上の運転員によって評価された機種について、推定式による評価量と運転員による

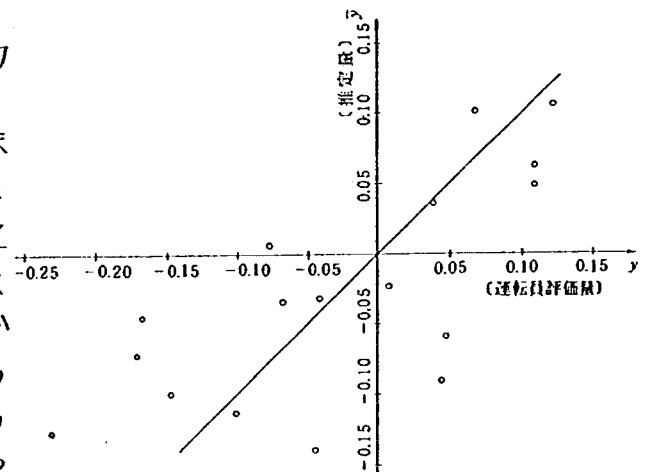


図-3 オペレータ評価量と推定量の関係

評価量の両者の関係を図-3に示す。大多數の機種は、動的安定性の良否の判断が一致する第1、第3象限に布置されており、動的安定性が揺動特性の評価関数であらわされることがわかる。

#### 4. あとがき

動的安定性の評価関数を線形重回帰方程式で示すとすれば、上記(1)式によって、物理量から心理評価量の推定が可能である。図-3に示すとおり、17機種のうち6機種については、動的安定性に対する運転員の評価と、物理量からの推定量の傾向は一致しているが、まだ十分な推定精度が得られているとは言えない。この原因の一つは、運転員の反応の安定性が十分でないことと考えられ、更に意識調査のサンプル数を増し、推定精度の向上を図るつもりである。

- 参考文献 1) 村上: パワーショベル動的安定性の定量的評価方法と理論解析, 小松技報(24-2)  
 2) 若井, 伊藤, 清崎: 油圧ショベルの動的安定性評価, 住友重機技報(27-81)  
 3) ショベル系掘削機性能試験方法 JIS A8402-1978

## 道路交通安全施設の設置効果

交通安全研究室 河野正治

### 1 まえがき

道路の安全管理は①危険箇所の発見・診断②安全対策（代替案）の抽出・評価・決定③安全対策の実施④安全対策の事後評価⑤安全対策の再評価という順序で進めることが考えられる。この報告はこのステップのうち②の基礎調査として、単路区間に単独設置された安全施設に関し、設置の事前事後における事故調査を行い、安全施設の種別の事故減少効果と道路交通条件との関係について分析したものである。

### 2 目的

安全施設設置による道路の危険度減少予測手法の作成に必要な、次の①～⑥に示す各安全施設の単独設置効果の基礎資料を得るものである。

①立体横断施設 ②中央分離帯 ③防護柵 ④バス停車帯 ⑤照明施設 ⑥視線誘導標

### 3 方法

中道中負5.5m以上の国道の単路部で、昭和54年度以後に上記安全施設が単独に設置された区間について、設置工事前後1ヶ年における交通事故の発生状況、道路条件、交通条件について、地方建設局、北海道開発局、沖縄総合事務局、都道府県から事故データを収集した。分析対象データについては収集したデータを整理した結果、表1に示すものを得たので、これについて解析することにした。

表1 分析対象データ

| 安全対策   | 対策箇所数 | 道路延長<br>(m) | 分割区間数 |       | 走行台キロ(台キロ) |        | 事故件数 |     |
|--------|-------|-------------|-------|-------|------------|--------|------|-----|
|        |       |             | 事前    | 事後    | 事前         | 事後     | 事前   | 事後  |
| 立体横断施設 | 55    | 9,653       | 131   | 133   | 6,965      | 6,722  | 97   | 57  |
| 中央分離帯  | 39    | 18,018      | 78    | 87    | 14,154     | 14,978 | 107  | 82  |
| 防護柵    | 163   | 26,274      | 264   | 292   | 11,708     | 12,396 | 205  | 84  |
| バス停車帯  | 80    | *1          | 179   | 198   | 9,381      | 9,717  | 109  | 61  |
| 照明施設   | 124   | 17,524      | 216   | 216   | 8,955      | 9,941  | 178  | 73  |
| 視線誘導標  | 129   | 49,946      | 310   | 324   | 18,439     | 19,356 | 178  | 84  |
| 合計     | 590   |             | 1,178 | 1,250 | 69,482     | 73,110 | 714  | 461 |

\*1 事前 18,448 事後 18,475 \*2 事前 139,813 事後 139,840

この表の道路延長とは各安全施設の設置により、交通事故を起こす危険性が影響を受けると考えられる区間の総和であり、各施設1ヶ所当りの影響区間の決め方は次の方針に従った。

- ①中央分離帯、防護柵については当該施設の設置区間とその前後50mの区間とする。
- ②連続視線誘導標・連続照明施設については当該施設の設置区間とその前後50mの区間とする。
- ③局所視線誘導標についてはその前後各100m（計200m）の区間とする。
- ④局所照明施設については架設地点の前後各50m（計100m）の区間とする。
- ⑤バス停車帯についてはその前後100m（計200m＋バス停延長）の区間とする。
- ⑥立体横断施設については架設地点の前後各100m（計200m）の区間とする。

分割区間とは影響区間のうち主要な道路構造、交通条件が同一である区間をさす。

### 4 安全施設設置効果についての集計結果

#### 4. 1 施設の種別ごとの事故率の減少状況

6種類の安全施設全体の

表2 安全対策区間における事故概況

事故減少効果を見ると、事故率は事前の131件/億台キロから事後の63件/億台キロになり、平均で52%の減少を示している。安全施設の種別ごとに見ると、

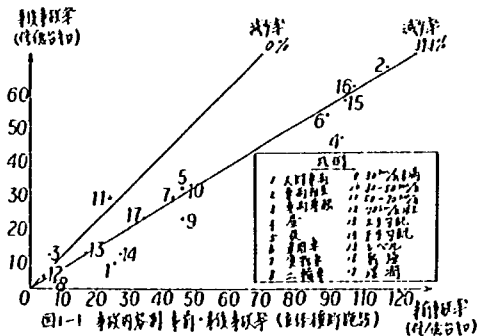
|        | 対策<br>箇所数 | 事故<br>数 | 区間<br>外 | 事故<br>数 | 道路延長<br>(km) | 事故件数<br>(件) | 事故率<br>(10 <sup>6</sup> 台キロ) | 事故率<br>(10 <sup>6</sup> 台キロ) | 事故率<br>(10 <sup>6</sup> 台キロ) | 減少率   |      |      |
|--------|-----------|---------|---------|---------|--------------|-------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-------|------|------|
| 立体横断施設 | 55        | 131     | 133     | 9653    | 9653         | 97          | 57                           | 10.07                        | 5.90                         | 139.3 | 84.8 | 39.1 |
| 中央分離帯  | 38        | 78      | 87      | 18018   | 18018        | 107         | 82                           | 5.99                         | 4.55                         | 75.6  | 54.7 | 27.6 |
| 防護柵    | 163       | 264     | 272     | 26229   | 26229        | 205         | 84                           | 7.82                         | 3.20                         | 175.1 | 67.8 | 61.2 |
| バス停車帯  | 80        | 179     | 178     | 18448   | 18448        | 109         | 61                           | 5.91                         | 3.30                         | 116.4 | 62.8 | 46.0 |
| 照明施設   | 124       | 216     | 216     | 17529   | 17529        | 198         | 93                           | 11.30                        | 5.31                         | 221.1 | 93.6 | 57.7 |
| 視標誘導標  | 129       | 310     | 324     | 49946   | 49946        | 188         | 84                           | 3.96                         | 1.68                         | 107.4 | 63.4 | 57.6 |
| 合計/平均  | 589       | 1178    | 1250    | 139813  | 139813       | 714         | 461                          | 6.54                         | 3.30                         | 131.4 | 63.1 | 52.0 |

事故率の減少率は28%~60%の広い幅を持っている。減少率の最も高いのは防護柵(61%)で、これに視標誘導標(60%)、照明施設(58%)が続いている。逆に最も低いのは中央分離帯(28%)であるが、この施設の場合には事前の事故率が76件/億台キロと最も低い。立体横断施設、バス停車帯は平均より少し小さい減少率を示している。

#### 4. 2 安全施設の設置と事故内容の変化

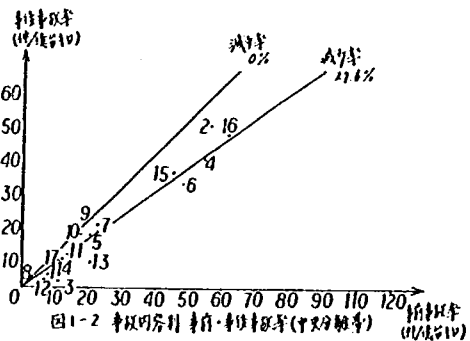
##### ① 立体横断施設(図 1-1 参照)

事故類型別に見ると、人対車両事故は71%と大幅に減少しているが、車両相互事故は38%と平均的減少率であり、車両単独事故は逆に増えている。当事者別に見ると乗用車が42%と、また事故車速度別に見ると30km未満が56%とそれぞれ最も大きな減少率を示している。



##### ② 中央分離帯(図 1-2 参照)

事故類型別に見ると車両単独事故が82%減と最も大きな減少率を示しているが、車両相互事故は14%と小幅の減少率に留まっている。事故車を速度別に見ると70km/h以上が58%と最も大きな減少率を示している。



##### ③ 防護柵(図 1-3 参照)

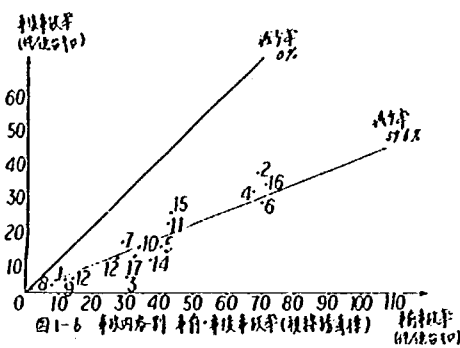
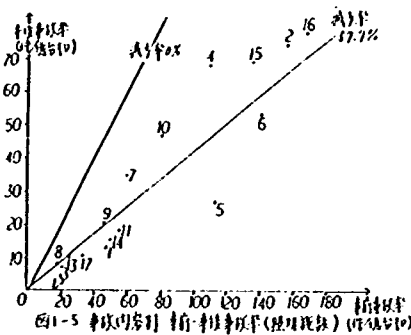
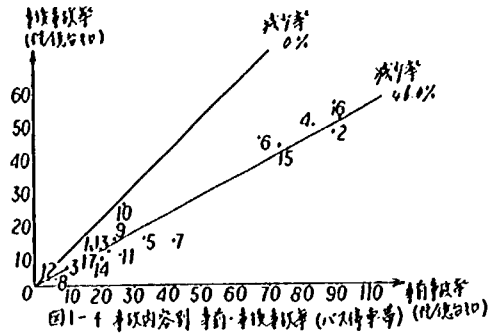
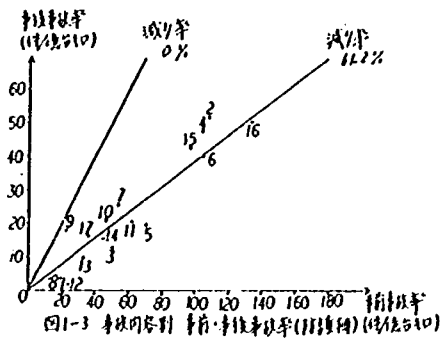
事故類型別に見ると、人対車両事故が82%、車両単独事故が74%と大中の減少率を示している。速度別に見ると70km/h以上が93%と極めて高い減少率を示している。

##### ④ バス停車帯(図 1-4 参照)

事故類型別に見ると、車両相互事故は48%、車両単独事故は47%と比較的高い減少率を示しているが、人対車両事故は34%と平均より低い事故率に留まっている。

##### ⑤ 照明施設(図 1-5 参照)

事故類型別に見ると人対車両事故が72%、車両単独事故が63%、車両相互事故が53%となっており、いずれも高い減少率を示している。



#### ⑥ 視線誘導線 (図 1-6 参照)

事故類型別に見るといずれの型も高い減少率を示しているが、なかでも車両単独事故が85%と最も高い減少率を示している。

#### 4. 3事故減少効果に基づく安全施設設置区間の区分

調査区間のうち事前事後とも事故件数が1件以下の偶然性が強い区間を除いたものについて、安全施設による事故減少結果に基づき、効果大、効果小、不明の3つに区分した。なお効果大、効果小、不明は次のように定義した。

・効果大：事前事後で事故件数が2件以上減少したものの。

・効果小：事故が増加または事故件数が事前に3件以上ある場合であっても、事後も不変、もしくは6件以上の事故がありながら減少が1件のもの。

・不明：効果大、効果小以外のもの  
その結果は図2、表3に示すとおり。

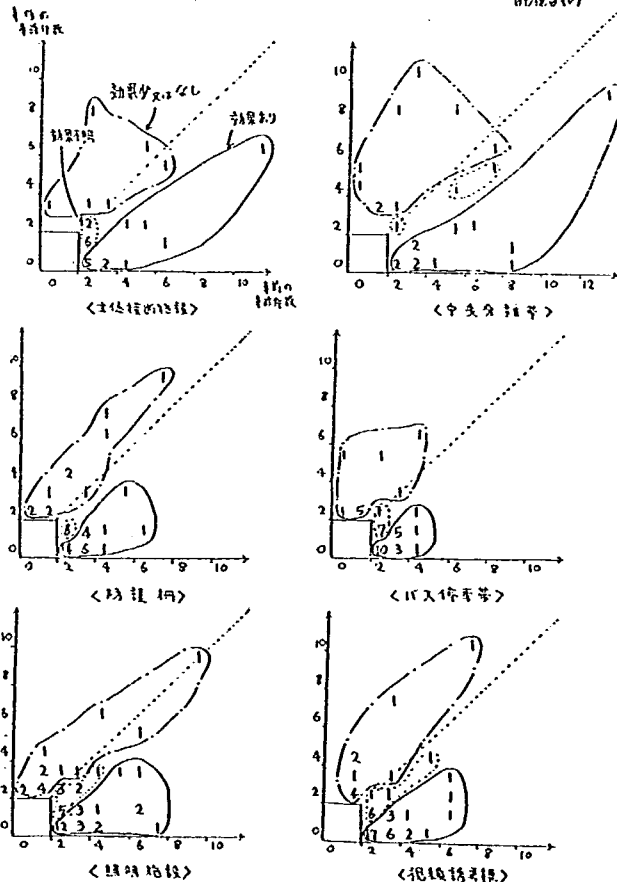


図2 事故減少効果による安全施設設置区間の区分

(注) 区間の数値は、該当する区間数と一致

である。これらのことから次のことが言える。  
う。

表3 事故減少効果による安全施設設置区間の区分

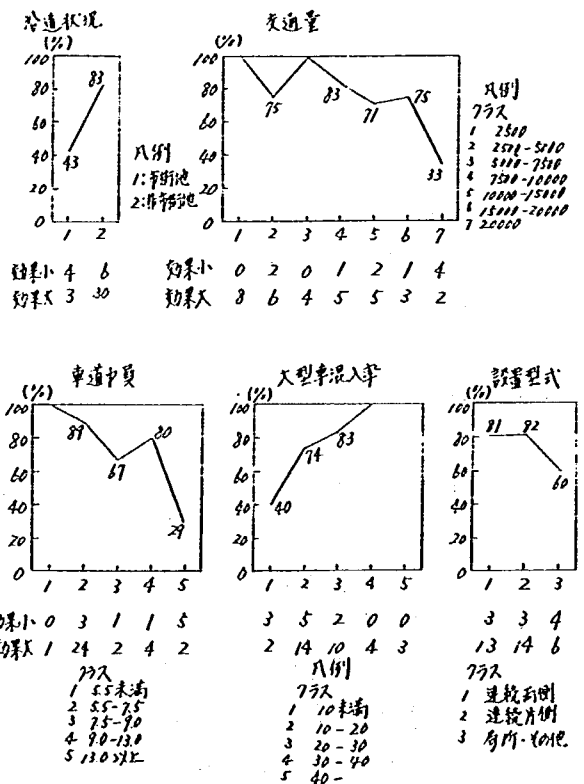
- ・立体横断施設は効果不明の比率が比較的高く、効果の有無の分離が明確でない。
- ・中央分離帯はシングル数が多いが、効果の有無の分離度は高く、明確である。
- ・防護柵、視線誘導標は効果有の区間が多く、不明は比較的小さい。

|          | 区 間 数 |      |      | 構 成 比 |      |      |
|----------|-------|------|------|-------|------|------|
|          | 効果あり  | 効果なし | 効果不明 | 効果あり  | 効果なし | 効果不明 |
| 1 立体横断施設 | 12    | 6    | 8    | 46.2  | 23.1 | 30.2 |
| 2 中央分離帯  | 12    | 9    | 3    | 50.0  | 37.5 | 12.5 |
| 3 防護柵    | 28    | 11   | 8    | 59.6  | 23.4 | 17.0 |
| 4 バス停車帯  | 21    | 10   | 8    | 53.8  | 25.6 | 20.5 |
| 5 照明施設   | 26    | 14   | 11   | 51.0  | 27.5 | 21.6 |
| 6 視線誘導標  | 33    | 10   | 9    | 63.5  | 19.2 | 17.3 |

- ・バス停車帯、照明施設は上述の4施設の中間に位置するタイプである。

#### 4. 4安全施設による道路交通条件別の事故減少効果

対象とした6つの交通安全施設について交通状況、交通量、車道巾負、大型車混入率等の道路交通条件と設置による事故減少効果の関係についてクロス分析をした。道路交通条件をクラス分けした際、クラスによって該当するシングル数が多いが、調査対象とした箇所が道路交通条件について偏りがないかを確認していないので、結果の信頼性について明確に述べることはできないが、1例として視線誘導標の場合を示すと図3のような結果となった。すなわち事故防止効果が高い区間として、交通状況については市街地より非市街地の方が、交通量については少ない方が、車道巾負については小さい方が、大型車混入率については高い方が、設置型式については局所より連続の方がそれぞれあげられた。



#### 5. めとびき

今後は道路交通条件に偏りがないように注意を払いながらシングル数を増し、事故の時系列変化を考慮し、安全施設の設置による事故防止効果と道路交通条件の関係を解明し、安全施設設置による事故防止効果の予測を示す数理統計モデルを検討する予定である。

### 1. まえがき

積雪地を通る道路は、冬期間着雪等さまざまな障害により、しばしば道路交通の安全性が脅かされている。このため、これら障害に対して夏期と変らぬ状態に維持され、その目的や機能を十分発揮すべく防雪対策が急務となっている。その中でも道路標識板への着雪は、道路交通の安全、円滑を図るべく道路標識として機能を損い、道路利用者に大きな不安を与えている。

このような、着雪現象の解明と着雪防止対策に関する研究は、北海道開発局、東北地方建設局によって行われ、その対策は実際に現道においても実施されている。しかし標識板の着雪状況は、雪質、気象条件等により異なり、雪質を乾き雪、湿り雪に分類すると、前述の2機関は乾き雪を対象としているものであり、北陸地方特有の湿り雪を対象とした着雪現象の解明及び着雪防止対策についてはいまだ検討されていない状態にある。そこで、本研究は、湿雪地における着雪防止対策について検討するための資料を得ることを目的とし、実施したものである。以下、その結果の概要を報告する。

### 2. 実験目的

湿雪地の道路標識に発生する着雪、冠雪現象を自然気象条件での現地観測及び低温室における模擬実験を行うことにより、その特性を把握し、北海道、東北地方の乾雪地方の着雪実験と併せて、積雪地に適した道路標識の着雪防止対策の基準化及び設置工法の基準化を図ることを目的とし、実施したものである。

### 3. 実験方法

本調査は、新潟県新井市において、図-1に示すような着雪観測施設を設置し、標識板の傾斜角別の着雪状況及び風向に対する着雪状況、大きさ、形状別による着雪状況調査を行った。また低温室においては、温度及び標識板表面の材質別による着雪特性を調べるために、標識板上に雪を落下させ、その時の着雪量の調査を行った。

また、現地での観測項目としては、降雪開始から着雪の剥離終了までを1回の観測工程として、着雪、剥離状況、風向、風速、気温、板温、熱量、吹雪の結晶について、10分～1時間間隔で測定を行った。

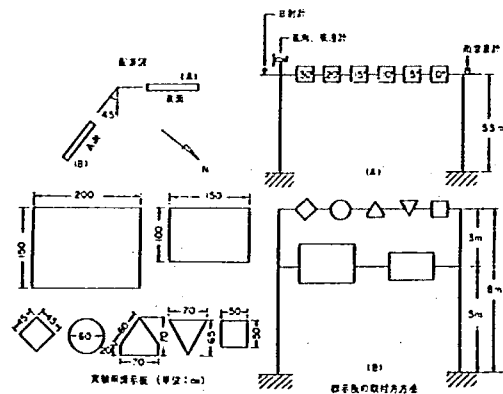


図-1 着雪観測施設の概要

### 4. 実験結果

標識板の着雪実験結果(現地、低温室)から湿雪地域の着雪特性について示すと次の通りである。

#### 4.1. 着雪発生時の地域特性

着雪する雪の地域的特徴を表わす乾き雪、湿り雪の分類基準は、気温が0℃以下の氷点下では乾き雪、0℃前後の融点付近では湿り雪とされているが、この地域的な特徴を気温で比較すると、表-1に示すように、北海道、東北と北陸としては明らかな地域差が見られる。

このように、降雪の雪片形状等は、気温に支配されるため、着雪状況は異なってくるものと思われる。これらの気温概況からの推察より実際に着雪が発生した時の気象条件<sup>1),2)</sup>と北陸地方での観測結果から気温と風速により地域的な特性を求めると、図-2に示すような地域特性が得られた。

その結果、北海道、東北地方ではいずれも風が強く、気温が低いため標示板に雪片が衝突する形式の着雪であるのに対し、北陸地方の場合は、気温が雪の融解点付近で微風に近い状態であることから、雪片が標示板に付着する着雪となっている。

#### 4.2. 着雪開始と剥離時の気象

##### (1) 着雪開始

着雪開始時の気象因子と着雪状況について示したのが、図-3、図-4である。その結果、気温については0℃程度になると着雪が開始し、-1℃と0℃の間で着雪率が最も大きくなるが、-3℃以下では着雪率は小さい結果となった。一方、風速による影響は図-3に示したように、

その差は見られなかった。

標示板温度から見ると、着雪開始温度は気温より高く1℃程度になると着雪が始まり、-2℃と1℃の間で着雪率が最も大きくなった。雪温別による着雪率の差はあまり見られなかった。

以上の結果より湿雪地域の着雪開始は、降雪があり、気温が0℃程度で標示板温度が1℃程度になると着雪が開始する。この時雪温が-1℃以上だと一層着雪が発生しやすい結果となった。

##### (2) 剥離パターン

図-5は剥離過程と各気象との関係(一例)を示した。この結果から剥離時の気象状況は、気温が上昇するか、日射により標示板温度が-1℃以上になると剥離の可能性が高くなり、標示板の温度が+2℃以上になると、着雪はほとんどない状態となる。

表-1 日最低気温の月平均比較

| 月   | 1    | 2    | 3    | 4    |
|-----|------|------|------|------|
| 北 陸 | -9.5 | -9.0 | -4.3 | -3.8 |
| 道 南 | -6.7 | -6.3 | -2.9 | -5.3 |
| 奥 田 | -1.4 | -1.8 | 0.0  | -1.1 |

55年度気象庁発表(1941-1970)

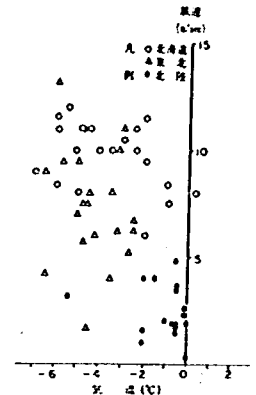


図-2 気温、風速からみた着雪の地域性

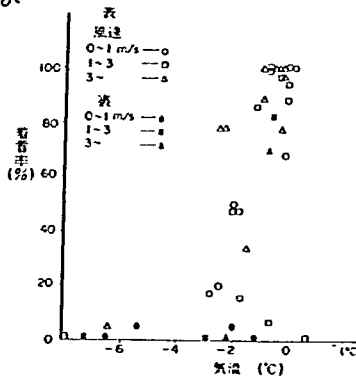


図-3 気温と風速と着雪率

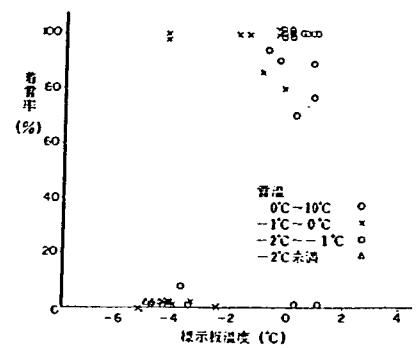


図-4 標示板温度と雪温と着雪率の関係

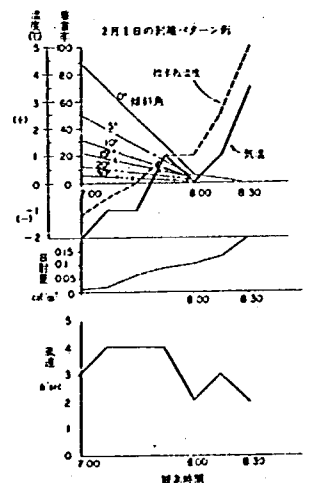


図-5 剥離開始気象条件

#### 4.3. 風向と着雪形状

風向によって着雪形状がどのように変化するかについて調査した結果の一例を図-6に示す。この場合、標示板に直向する風向は、N方向であり、標示板全面に着雪する。しかし、NE方向では、斜め方向(板に対し45度)になるため、図中に示したような偏った着雪形状となっている。

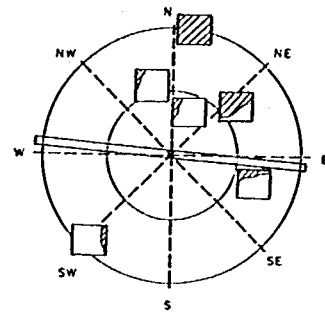


図-6 風向別着雪形状

また、E, S, W方向での着雪は、標示板を通過した風が板付近で滞留してよどみ点が発生するため、雪片の付着による着雪の成長で、山岳等の稜線に発生する雪庇の成長過程と同じであろうと思われる。しかし、着雪には風以外のさまざまな気象要素が関係するため、同じような風向であっても着雪形状が異なる場合もある。また、実際の気象下では、風向あるいは風速が変化するにもかかわらず、着雪開始後、最大着雪率になるまでの着雪形状は、着雪開始時の風向によって決まる例が非常に多いが、湿雪地域では風速が弱いため雪片の付着によって着雪率が増加する結果となった。

#### 4.4. 標示板の形状と着雪

標示板の形状別による着雪率については、明確な差はなかったが、標示板の上方が大きい逆三角形の板の着雪率がやや多く、板の上方が小さい五角形の着雪率がやや少ない結果となっている。これは湿雪地域で風が弱い場合には、着雪は標示板の上部から成長し始め、板の上方で着雪が止まる場合が多いためと考えられる。

#### 4.5. 標示板の大きさと着雪

標示板の大きさと着雪率についての解析結果を図-7に示す。この図は、着雪発生時から大きさの異なる標示板が最大着雪率になった場合の平均的な分布(図中太線)を表わしているものであり、標示板面積の大きさが小さい場合に比べ大きい方が着雪率が少ないことがわかる。

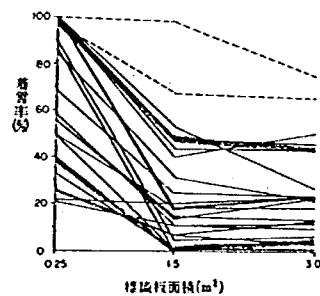


図-7 標示板面積別最大着雪率

#### 4.6. 傾斜別による着雪特性

着雪を防止する方法として、標示板に傾斜角をつけると効果があるといわれているが、その特性について調べたのが図-8である。この図から一般的には、傾斜角が急になるにしたがって着雪率が減少することがわかる。しかし、一部ではあるが、図中破線で示したような傾斜角の大きい30度の場合、50%以上の着雪率となった場合もある。このような着雪になる気象は、気温が0℃付近の微風時で、降雪量が4~6mmの時に多く見られた。

一方、これらの特例を除いて、一般的な傾向(傾斜角と着雪率の関係)を見るための推定式を回帰式によって求めると、次のようになる。

$$Y = 82.4e^{-0.07X} \quad R = 0.84 \quad Y: \text{着雪率} \quad X: \text{傾斜角}$$

#### 4.7. 表面処理材による着雪防止効果に関する室内実験

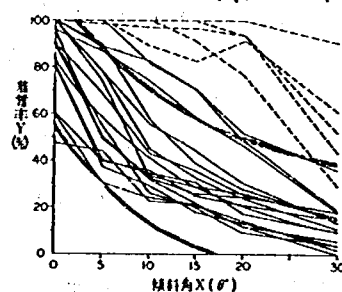


図-8 傾斜角別着雪率

標示板の着雪は、板の表面を加工することによって、着雪の防止効果が期待できるのではないかと  
いう考えから、表面処理の材質と着雪について実験を行った。実験に使用した材質は、表-2に示す。  
これら種類の標示板と雪の付着性を調べるため、標示板上50cmの  
位置から400gの粉碎した雪をふり落とし、そのあと裏返しにして、  
その時の着雪量を調べた。その結果、着雪防止塗料を塗布した標示  
板(4, 5)は、雪との付着力が非常に小さいことがわかった。ま  
た、室内において風を送って雪を吹きつけた実験では、フィルムを  
貼付(6)する場合より、塗料の方が着雪重量が少なく、特に高輝  
度反射シートに塗料を塗布したものは着雪がしにくいという結果が  
得られた。また、アルミ合金板(8)は着雪量が最も多いことが明  
らかとなった。また、温度と着雪量の関係については、どの材質も  
標示板の温度が低下するに従って、着雪量が減少する傾向を示した。

表-2 実験に使用した標示板の材質

| 板の番号 | 板の材質                                                          |
|------|---------------------------------------------------------------|
| 1    | アルミ合金板に普通輝度反射シートを貼付したもの                                       |
| 2    | アルミ合金板に半分の高輝度反射シートを貼付したもの                                     |
| 3    | 黒板(アルミ合金板)に高輝度反射シートを貼付したもの                                    |
| 4    | 1の表面に着雪防止塗料を塗ったもの<br>塗料: フラウズン(雪・氷の融解、凍結防止剤)<br>底層: ニーレンス、ネレン |
| 5    | 3の表面に着雪防止塗料を塗ったもの<br>塗料: 同上                                   |
| 6    | 1の表面にフッ素樹脂を貼付したもの<br>フッ素樹脂: フッ化エチレン、フッ化プロピレン共<br>重合樹脂         |
| 7    | アクリル板にフッ化ビニルフィルムを貼付したもの                                       |
| 8    | アルミ合金板                                                        |

一方、この結果を基に現地実験を行った結果、防止塗料を塗布した標示板(4, 5)は、普通輝度  
板(1)に比べ着雪重量は半分以下で、着雪防止効果が得られた。しかし、樹脂系フィルム(6)の  
着雪防止効果はさほど得られなかった。 ※1) ( )内数字は表-2の板番号を示す。

## 5. まとめ

以上の結果から、湿雪地の標示板への着雪特性についてまとめると次のことが言える。

- ① 湿雪地域の場合、雪の表面張力による付着力等が起因するため、微風状態で降雪があり、標示  
板温度が0℃以下になると着雪しやすい。
- ② 標示板からの雪の剥離については、日射等により標示板の温度が0℃以上になると、着雪が落  
下する。
- ③ 標示板は風の影響(振動)により、大きい板の方が着雪率が小さくなる傾向がある。
- ④ 標示板の傾斜角を大きくすることにより、着雪率は低下する傾向がある。
- ⑤ 標示板が風向に正対している場合に、着雪率は多くなる傾向がある。
- ⑥ 標示板の表面に凍結防止塗料を塗布することにより、ある程度の着雪防止効果がある。

## 6. 今後の研究方向

- ① 標示板を傾斜させた場合の裏側に積る雪荷重およびその対策。
- ② 気象別による標示板の傾斜と着雪特性に関する検証。
- ③ 標示板への着雪の有無に関する判別方法、着雪率に関する予測手法および着雪防止対策を講ず  
る必要のある地域の設定。
- ④ 除雪作業時、支柱にかかる雪荷重およびその対策。

- 参考文献 1) 建設省東北地方建設局 東北技術事務所：昭和51年度道路標識の着雪防止に関する調査報告書、S52.3.  
2) 竹内、石本、野原：道路標識の着雪と着雪防止実験(北海道開発局土木試験所月報 第286号)

# 道路トンネルの空気浄化方法

道路部 トンネル研究室 秋山 清

## 1. はしがき

道路トンネル内の換気設備は、主として煤じんによる視程障害の除去、あるいは有害物質濃度を許容濃度以下の水準に保ち、トンネル利用者の安全性の確保と不快感の低減を主たる目的として設けられている。現在一般に用いられている換気方式は、新鮮な外気をトンネル内に送気し、あるいは汚染空気をトンネル外に排気することにより、汚染空気を希釈する方式が用いられている。

最近の道路トンネルでは、延長が10kmを越えるものが建設されるなど、長大なトンネルが計画される場合がある。このような長大道路トンネルの換気設備では、トンネルの中詰部において空気の交換を行うための換気用立坑を建設する必要があり、換気設備に関わる工事費が多額となると共に運転経費も多大となる。

一方、従来の換気方式では、トンネル内で高濃度に汚染された空気が、坑口あるいは換気口より集中して連続的に大気中に放出されるため、周辺の大気環境の汚染が問題とされることがある。

このため、省エネルギーで、周辺環境への汚染度を軽減し得る新しい換気方式の開発が望まれている。これらの問題を解決する方法に、トンネル内に排出される空気汚染物質をトンネル内で捕集除去し、あるいは化学的に処理して無害化する、空気浄化法が考えられる。

この方法の概念図を図-1に示す。トンネル内に適当な間隔で設置された空気浄化設備に、トンネル内空気の一部を通過させることにより、空気汚染物質を除去して希釈用空気として再利用するため、換気用立坑を設けなくても汚染物質濃度を基準値以下におさえることができる。また空気浄化設備をトンネル坑口付近や、換気所に設置すれば大気中に放出する汚染物質量を軽減できることになる。

道路トンネル内の空気汚染物質としては、安全視距の確保の妨げとなる煤じん等の浮遊粒子状物質と、人体生理に悪影響をおよぼすCO、NO<sub>x</sub>、SO<sub>x</sub>等のガス状物質がある。これらのうち浮遊粒子状物質については、トンネル用電気集じん装置が開発され、高い効率で集じん除去し得る技術が確立しており、一部道路トンネルにおいて実用化されている。従って、ガス状汚染物質の処理技術の開発が今後の課題である。

当研究室では、道路トンネル内におけるガス状汚染物質の処理技術の開発を目的として研究を行っており、ここでは現在まで

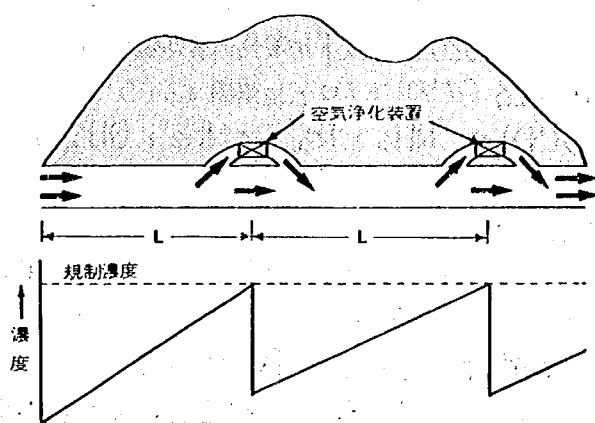


図-1 空気浄化装置を用いた換気方式

に得られた基礎実験の結果を報告する。

## 2, NO<sub>x</sub>の処理方法

自動車から排出される窒素酸化物 (NO<sub>x</sub>) の濃度は、近年の排出ガス規制の強化によって次第に減少しつつあるが、自動車交通量の増大とも相まって、道路トンネル内における NO<sub>x</sub> 濃度はあまり減少していない。自動車排ガス中の NO<sub>x</sub> は、大気中の N<sub>2</sub> と O<sub>2</sub> がエンジン内の高熱で反応し生成されるもので、自動車エンジンに内燃機関を用いる限り NO<sub>x</sub> の排出量を抑えることには限度があり、また NO<sub>x</sub> はその他の汚染物質より単位排出量が大きい。このためまず NO<sub>x</sub> を対象ガスとしてその処理方法について検討するものとした。

現在実用化されている NO<sub>x</sub> 処理技術は、工場の排煙脱硝等に用いられているものが多い。これらの方法はいくつかあるが、いずれも煙道中の高濃度で高温の気体中における化学反応を利用したもので、処理風量も比較的小さい。道路トンネルにおけるガス状汚染物質の処理技術では、比較的低濃度で大風量の汚染空気を常温で処理する必要がある、これらの技術をそのまま適用することはできない。

道路トンネル内の NO<sub>x</sub> 濃度は 1～5 ppm 程度、換気風量は 300 m<sup>3</sup>/sec 程度である。このような低濃度 NO<sub>x</sub> の常温における処理方法として適用の可能性が考えられるものに光照射法がある。この方法は、汚染空気中に NH<sub>3</sub> ガスを混入させて紫外線を照射することにより光化学反応をおこさせ、NO<sub>x</sub> を N<sub>2</sub> や H<sub>2</sub>O として無害化し、一部ミスト状になるものは電気集じん装置によって除去しようとするものである。

### 2-1 反応機構

光照射法による NO<sub>x</sub> 処理方法において、主となる反応機構を右に示す。

汚染空気中に 184.9 nm の紫外線を照射すると、光エネルギーが O<sub>2</sub> に吸収されて基状態の酸素原子 O(<sup>3</sup>P) と O(<sup>3</sup>P) に解離される (1)。

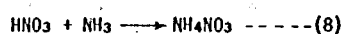
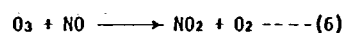
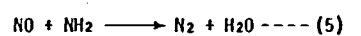
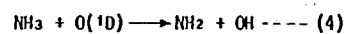
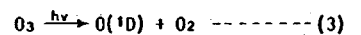
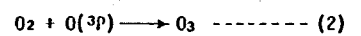
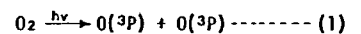
この O(<sup>3</sup>P) は、O<sub>2</sub> と反応して O<sub>3</sub> を生成する (2)。

O<sub>3</sub> は、320 nm 以下の波長の紫外線を吸収すると、励起状態の酸素原子 O(<sup>1</sup>D) と O<sub>2</sub> とに解離する (3)。

O(<sup>1</sup>D) は、NH<sub>3</sub> と反応して NH<sub>2</sub> と OH になる (4)。この NH<sub>2</sub> が汚染空気中の NO と反応すると、N<sub>2</sub> と H<sub>2</sub>O となり無害化される (5)。

一方、O<sub>3</sub> と NO が反応して NO<sub>2</sub> が生成され (6)、NO<sub>2</sub> は (4) の OH と反応して HNO<sub>3</sub> となり (7)、これが NH<sub>3</sub> と反応して NH<sub>4</sub>NO<sub>3</sub> を生ずる (8)。この NH<sub>4</sub>NO<sub>3</sub> はミスト状であるため電気集じん装置により除去できる。

このようにこの反応系では、常温における光化学反応により汚染空気中の NO<sub>x</sub> と、添加した NH<sub>3</sub> が同時に除去されるという利点をもっている。



### 3. 実験方法

#### 3-1 実験装置

実験装置を図-2に示す。断面寸法720mm×210mmのダクト入口から実験用汚染空気、希釈空気およびNH<sub>3</sub>ガスを吸引し、ダクト①内で混合して所定濃度に設定するものとした。

実験用汚染空気としては、高圧容器詰めNO純ガスとN<sub>2</sub>の混合ガス、あるいはディーゼルエンジン発電機の排ガスを用いた。

汚染空気は紫外線照射装置②、電気集じん装置③を通過した後、ダクト④の代表測定孔よりガス濃度の測定を行った。

紫外線照射装置は、184.9nmの相対光量の大きいスペクトシール石英管製550VAの低圧水銀灯を2灯設置している。

電気集じん装置は、平均集じん効率が80%以上の性能を有している。

ガス濃度の測定は、化学発光法によるNO<sub>x</sub>分析計と、紫外線吸収法によるO<sub>3</sub>分析計を用いた。ダクト内流速は、デジタルマノメータにより測定した。

#### 3-2 実験方法

実験用汚染空気のNO<sub>x</sub>濃度は、実際のトンネル内の濃度よりやや高め5~10ppm程度に設定した。NH<sub>3</sub>ガスの混入量はNO<sub>x</sub>濃度の約3倍程度とした。

実験は、水銀灯の点灯数(水銀灯の電力, W; VA), ダクト内流量(F; m<sup>3</sup>/min.), およびNH<sub>3</sub>ガス添加の有無をパラメータとして行った。

### 4. 実験結果

図-3に、清浄空気に紫外線を照射したときのO<sub>3</sub>発生量とW/F(単位流量当りの電力, VA·min/m<sup>3</sup>)との関係を示した。

O<sub>3</sub>濃度はW/Fに比例しており、その直線回帰式は $[O_3]_0 = 0.092 W/F$ となった。

図-4は、汚染空気に紫外線を照射したときのNO<sub>x</sub>減少量とW/Fの関係である。紫外線を照射するだけでNO<sub>x</sub>濃度は減少しており、さらにNH<sub>3</sub>を添加すると減少量は約5倍となった。この反応系において、汚染空気にNO+N<sub>2</sub>の純ガスを用いた場合

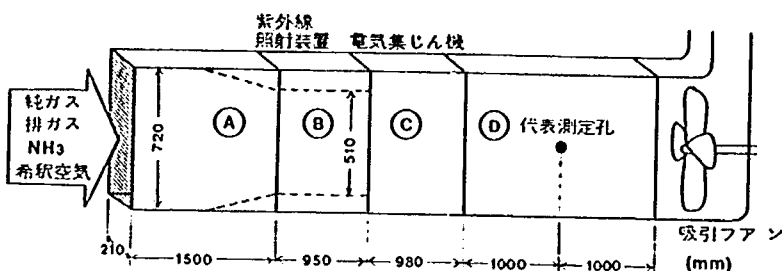


図-2 実験装置

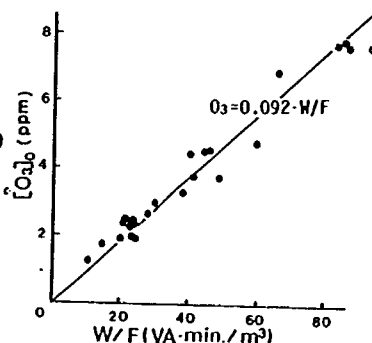


図-3 W/FとO<sub>3</sub>発生量

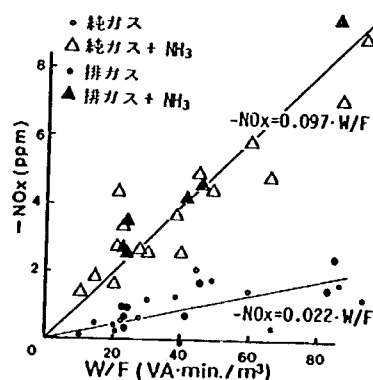


図-4 W/FとNO<sub>x</sub>減少量

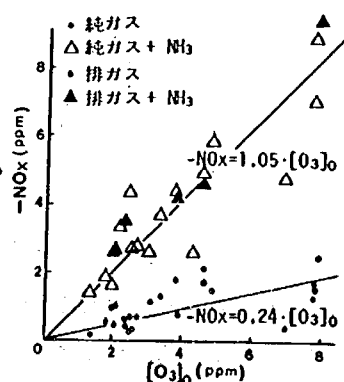


図-5 O<sub>3</sub>発生量とNO<sub>x</sub>減少量

と、ディーゼル排ガスによるものに顕著な差がないことから、ディーゼル排ガス中に含まれる他の成分はこの反応系に影響を与えないものと考えられる。

図-5に、清浄空気中における $O_3$ 発生量と $NO_x$ 減少量の関係を示した。 $NH_3$ を添加したときの $NO_x$ 減少量は、清浄空気中における $O_3$ 発生量とほぼ同量である。

図-6に、清浄空気中における $O_3$ 発生量と $NO_2$ 生成量の関係を示した。 $NH_3$ のない反応系においては、 $O_3$ 発生量の約85%の $NO_2$ が生成され、 $NH_3$ を添加すると $NO_2$ は減少するが、完全には除去されず、数ppm残存するケースがあった。

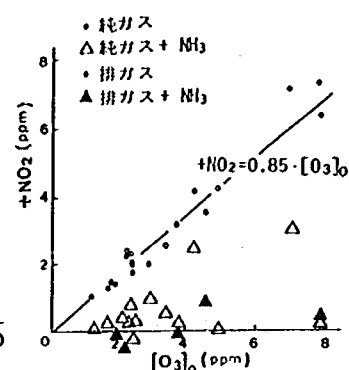


図-6  $O_3$ 発生量と $NO_2$ 濃度

## 5. まとめ

一連の実験により得られた成果を以下にまとめる。

- 1) 清浄空気に紫外線(184.9nm)を照射したときに発生する $O_3$ 濃度は $W/F$ (単位風量当りの電力,  $VA \cdot min/m^3$ )に比例する。
- 2) 汚染空気に紫外線を照射するだけで $NO_x$ は若干減少する。
- 3) 汚染空気に $NH_3$ を混入させて紫外線を照射したときの $NO_x$ 減少量は $W/F$ に比例する。
- 4) 汚染空気に $NH_3$ を混入させて紫外線を照射したときに除去される $NO_x$ 量は、清浄空気に紫外線を照射したときに発生する $O_3$ 濃度とほぼ同量である。
- 5) 汚染空気に紫外線を照射して生成される $NO_2$ 濃度は、清浄空気に紫外線を照射したとき発生する $O_3$ 濃度の約85%である。ここに $NH_3$ を添加すると $NO_2$ の大部分が除去される。
- 6) 今回の実験における反応では、 $NO_x$ は完全には除去されず、若干 $NO_2$ が残存していた。
- 7) ディーゼル排ガス中に含まれる $NO_x$ 以外の成分はこの反応系に影響しないものと考えられる。

## 6. 今後の課題

トンネル内のガス状汚染物質のうち、窒素酸化物の除去の可能性について基礎的な検討を行った。これらの結果から今後検討すべき課題は次のような点である。

- 1) 反応後の空気中に数ppmの $NO_2$ が存在した。 $NO_2$ は毒性ガスとして人体生理に直接影響を与えるものであり、環境保全上の基準値も厳しく設定されている。従って各反応系にさらに検討を加え、 $NO_2$ 濃度を環境濃度程度まで減少させる必要がある。
- 2) 今回は $NH_3$ の添加量の影響について検討しなかったため、 $NH_3$ の適正な添加量について検討する必要がある。
- 3)  $NO_x$ 以外のガス状汚染物質についても、この方法による処理の可能性について検討したい。
- 4) 紫外線ランプの寿命と反応効率および紫外線照射による機器の劣化等についても検討したい。
- 5)  $NO_2, NH_3$ の正確な測定方法について検討する必要がある。

本実験を行うに当たり、終始適切な御指導をいただいた、京都大学工学部 鍵谷 勤教授、萩田 堯博士に深く感謝致します。

参考文献 低圧水銀灯照射下の $NH_3-NO-O_2-N_2$ 系光反応( $NH_3$ および $NO$ の挙動) 日本化学会誌 1982 (3)

### 1. まえがき

低周波空気振動は、航空機・工場・事業所・空調機など種々の原因により発生し、公害として認識されるようになってきた。さらに近年、道路橋からの低周波空気振動についても、付近の家屋の窓ガラスなどのガタツキおよび低周波空気振動そのものによる圧迫感・不快感などを訴える人があらわれることにより、一部の地域で社会問題となっている。このため、低周波空気振動についていろいろな調査研究がなされてきているが、その特性はまだ十分に把握されていない。また、道路橋からの低周波空気振動についてもその発生・伝播機構や影響は複雑で未解明な部分が多く、早期の現象解明と防止対策の検討が要請されている。

本報告では主として道路橋から発生する低周波空気振動について、実態調査や実橋での実測および模型実験などを行い、低周波空気振動の発生とその性状について検討を行った結果を報告する。

### 2. 調査方法

低周波空気振動の発生の実態を把握するため、日常生活におけるいろいろの場所でその発生レベルを測定した。さらに種々の道路橋（52橋）周辺でも音圧レベルを測定しこれらと比較したほか、橋種などとの関係を分析した。

橋梁振動や車両走行条件と低周波空気振動の関係を検討するために道路橋2橋において試験車走行実験を行った。この実験では、試験車の車速・車重を変化させて、橋梁振動の加速度レベルおよび低周波空気振動の音圧レベルを測定した。なお、橋梁振動測定点は床版裏面、低周波空気振動測定点は床版下1mおよび地上1.2mの高さである。

実橋から放射される低周波空気振動の測定の場合には周辺状況による制約を受けるために測定範囲が限られるので、基礎的な模型実験を用いて、低周波空気振動の性状をも検討した。模型は橋梁に相当する部分を単純な板とみなしたもので、これに2台の加振機により正弦波振動を加えた。

なお、低周波空気振動の周波数範囲は、1983年のパリでのInfrasoundに関するシンポジウムでは0.1～20Hzとされているが国内ではまだ定義されていない。可聴域でも聴覚的に鈍いとされている100Hz程度までの周波数範囲を含めたものを低周波空気振動として取扱う場合もある。本調査では125Hzまでの周波数範囲を含めて取扱った。

### 3. 調査結果

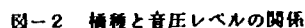
#### 3.1 低周波空気振動の音圧レベル

種々の場所での低周波空気振動の音圧レベル実測結果を、図-1に示す。これによると、交通機関や交通機関の周辺、工場周辺などで100dBを超える高い音圧レベルを示しているなど、その他にも多くの日常生活の場で低周波空気振動が発生していることがわかる。橋梁周辺の低周波空気

橋種と低周波空気振動の音圧レベルとの関係を図-2に示す。いずれの橋種が高い音圧レベルを発生するということはいえない。なお、主桁間隔の変化と低周波空気振動の音圧レベルの関係についても、調査対象橋梁の主桁間隔が2~3m程度の範囲しかないこともあって、主桁間隔による影響は特にみられなかった。

試験車走行による橋梁振動と低周波空気振動の時間的変動を図-3に示す。両図を比較すると、低周波空気振動の発生時期およびそのスペクトルは橋梁振動と非常によく対応しているといえる。また、車両がジョイントJ1、J2を通過する時に特に発生レベルが卓越している。

道路橋から生じる低周波空気振動の周波数特性を測定位置別に比較したものを図一・五に示す。図一・三でわかるように橋梁振動が3・15 Hzバンドに卓越する周波数特性を持っているため、床版下1 m点の周波数特性もその影響により3・15 Hzバンドの周波数成分が卓越している。地上の測定



— 72 —

点では距離減衰によって全周波数帯で音圧レベルが小さくなり、特に3.15 Hz付近の卓越していた成分の減衰が大きい。その結果、12.5 ~ 40 Hzバンドが平坦な周波数特性となっている。

図-4 橋梁振動と低周波空気振動とのレベル関係

車両速度および車両

重量と低周波空気振動の音圧レベルとの関係をそれぞれ図-6, 7に示す。車速が増加すると低周波空気振動の音圧レベルも増加する傾向がある。また車重については、ジョイントJ1, J2通過時では車重が増加すると音圧レベルの増加の傾向がみられるが、車両の支間中走行時にはほとんど変化がない。

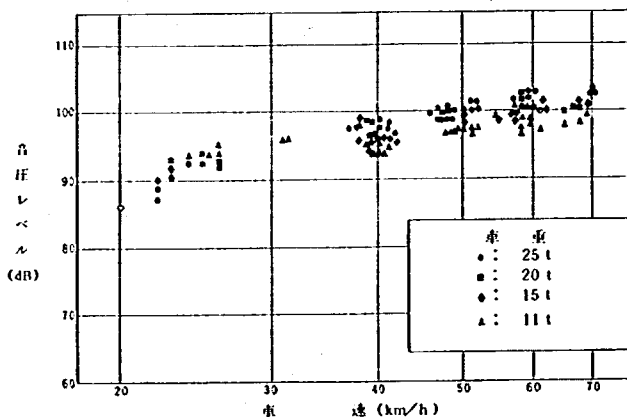


図-6 車両速度と音圧レベルとの関係

### 3.3 模型実験による低周波空気振動性状

板模型を用いた実験による低周波空気振動の音圧分布特

性を加振周波数別に図-8に示す。低周波空気振動は板模型の上側と下側から放射されるためにそれらの干渉により音圧レベルの非常に低いところができ、双極子音源と呼ばれる音源から放射された時の音圧分布と類似した傾向を示す。双極子音源による音圧分布は模型厚さの中心面で上下対称となるはずであるが、地表面の影響（地表面は平坦なコンクリート）により音圧の谷間が上向きの音圧分布となる。また、図-9に受音点高さ別の距離減衰性状を示す。この距離減衰は模型の橋軸直角水平方向へのもので、低周波空気振動の減衰傾向は加振周波数が低い程減衰率が大きくなっている。ちなみに、実際の橋梁から発生する低周波空気振動の橋梁直角方向への距離減衰の一例を図-10に示す。地表は比較的平坦な河川敷である。この図によると6 dB/倍距離の減衰を示して

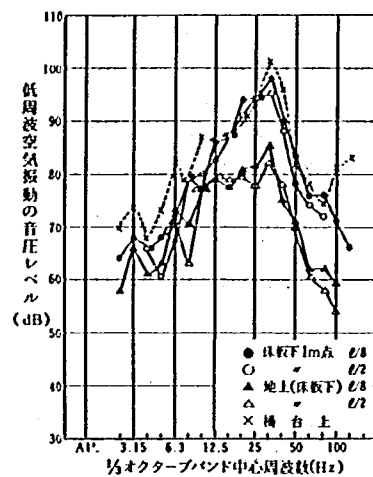


図-5 測定点による周波数特性の違い

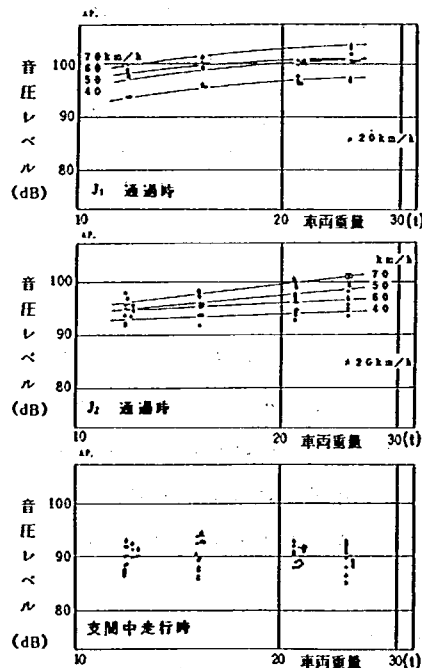


図-7 車両重量と音圧レベルとの関係

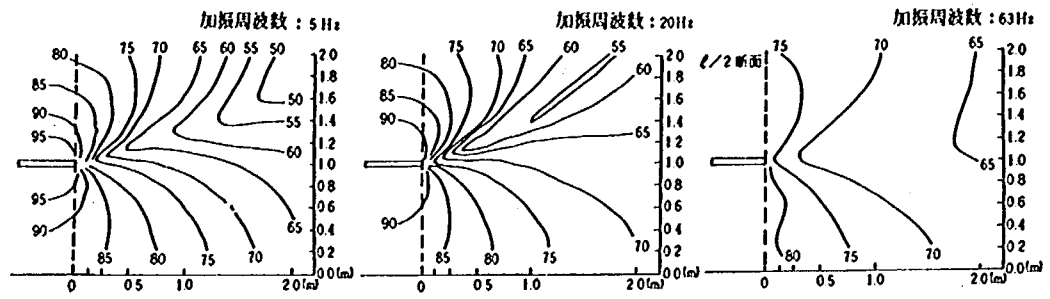


図-8 音圧分布特性

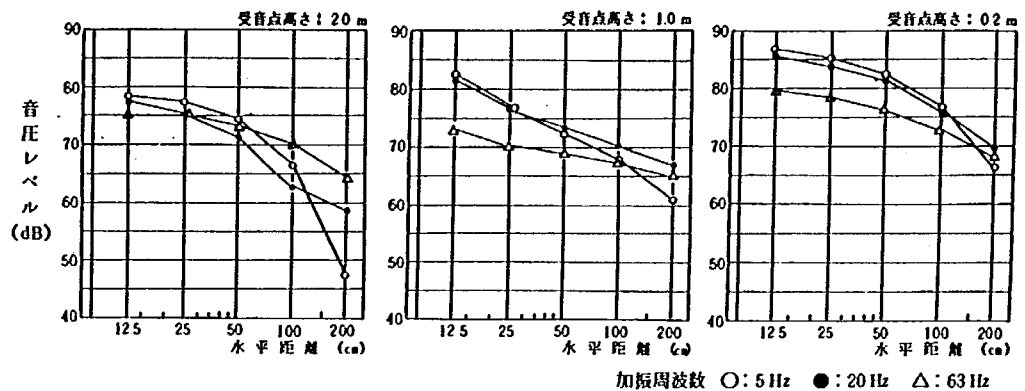


図-9 距離減衰性状

いる。

なお、これらの板模型実験に対して桁組をつけて実橋梁に近づけた模型実験も行ったが、桁組による影響はほとんどみられず、低周波空気振動は床版の振動によって生ずるといえる。

#### 4. まとめ

道路橋から発生する低周波空気振動は

車両走行による橋梁振動によく対応し、車両がジョイントを通過する時に特に大きいレベルとなる。ジョイントの振動に伴って発生する低周波空気振動については、車速・車重が増加すると低周波空気振動の音圧レベルも増加する傾向がわかれた。これらのことから、ジョイント部の段差をなくすとか、橋梁端部の補強などの対策が考えられる。橋梁による低周波空気振動の発生レベルについては、本調査ではその違いは明確でない。

模型実験による低周波空気振動の性状については、距離減衰は周波数が小さい程減衰率が大きく、また実際の橋梁から発生する低周波空気振動の減衰率も6 dB/倍距離という結果が得られた。

今後より一層詳細な検討により、対応策をできるだけ早急に調査していきたい。

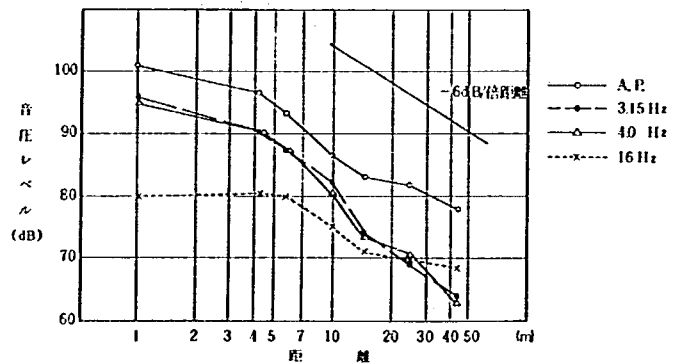


図-10 低周波空気振動の距離減衰

## 1. まえがき

従来、地域開発行為が当該地域の自然環境に及ぼす影響について十分な認識がないまま行なわれたため、多種多様な公害を生み、地域住民の生活環境を損い、環境汚染を進行させる結果となった事例もあった。公害が表面化した当初、関係行政機関はその対策に苦慮したが、公害対策基本法の制定以後、公害対策は大きな成果をあげるようになった。しかし、今日の環境行政は、これまでの問題が生じてから対策を施すという受動的な状況より、環境汚染を未然に防止し、さらにはより良い環境を求めて総合的な環境保全の確立に努めるという、より積極的な方向に転換してきているといえる。このような背景には、事業の実施が地域の環境に及ぼす影響を事前に予測・評価するという、いわゆる環境影響評価が広く提議されるようになったこと、地域住民が自然保護に関心をもちようになったことなどがあるといえよう。

ところで、環境影響評価を行なうには、科学的な知識や見識に基づいた技術手法が必要であり、これは制度全体からも極めて重要な位置を占めている。当研究室では、道路公害の一つである道路交通振動の問題を取り上げ、将来の環境アセスメントの法制化に備え、道路交通振動が沿道の周辺環境へ及ぼす影響度を定量的に予測するための予測手法の開発を精力的に進めてきた。この結果、一昨年度までに平面道路、高架道路、盛土道路の各種道路構造別の予測式案をとりまとめるとともに、これらの改善に努めている。

さて、本研究は建設省の総合技術開発プロジェクトの一環として行なわれたものであり、これまで資料不足などから予測式の作成が遅れていた掘削り道路（写真-1）について、その予測手法の開発及び掘削り道路構築による振動低減効果の有効性などについて検討を行なった。以下に今回、掘削り道路に対して行なった実測調査、資料解析の概要及び成果を報告することとする。

## 2. 交通振動調査の概要

掘削り道路における交通振動関連資料を得るため昭和56・57年度の27年にわたり、関東地域内7箇所、近畿地域内13箇所の合計20箇所の掘削り道路において、主として一般車交通を対象とした振動調査および、路面平坦性調査を行なった。

振動の測定方法は、一般車両の走行に伴って励起される地盤振動の振動加速度を振動レベル計を用いてデータレコーダーに収録した。このときピックアップの設置は図-1(a), (b)に示すように道路軸平行方向と道路軸直角方向の2通りとし、前者は振動レベルと掘削り深さの関係を、後者は振動レベルの距離減衰をみることを目的としている。振動測定時間は原則として1測定回500秒間とし、測定回数は道路軸方向、道路軸直角方向とも6回（一部の地点では12回）とした。

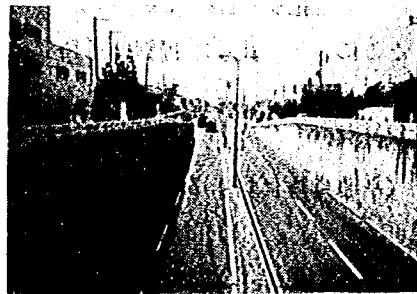


写真-1 掘削り道路

また、振動測定と同時に交通量及び自動車の平均走行速度の測定も合せて行なった。交通量は500秒間に測線を通過する車両の台数を上下各車線ごとに2車種分類（大型車、小型車）で測定した。平均走行速度は上下両車線とも走行中の車両を任意に10台程度選り、それぞれの車両についてあらかじめ設定した50m区間の通過時間をストップウォッチで計測した。

一方、振動測定とは別途に、路面平坦性の測定を行なった。測定には3mプロフィールメーターを用い、全地点について道路方向に設置したピックアップの両端に30mの余裕をもたせた区間で各車線ごとに車両左側車輪通過線上の路面凹凸を測定した。

### 3. 資料解析

実測調査結果に基づき、道路を掘削り構造とすることによる振動レベルの低減量及び距離減衰について検討を行なった。なお、今回解析に使用した資料は、一般車交通を対象として振動測定を行なった15地点でのデータである。

#### 3.1 基準点位置における予測式定式化の検討

##### (i) 基本的な考え方

予測式の使い良さのことも考慮に入れ、今回は平面道路に対する予測式を基本式と考えて、これに掘削り道路による補正項を付加することで基準点における予測式を定式化することを試みた。ここで基準点は振動レベルがピークになると考えられる擁壁直近から5m地点とした。

##### (ii) 補正量の算出

対象掘削り道路を平面道路であると仮定したときの、最予測地点側車線中央から道路直角方向に5mの位置での予測値を求め、これと実測値（基準点）との差が掘削り道路であることによる影響量と考え、掘削り道路に対する補正量を(1)式により算出した。ただし、基準点での実測値がない場合は(4)式により基準点の値となるよう換算した。

$$\Delta L_{10} = L_{10}^* - L_{10} \quad \dots (1)$$

ここに、 $\Delta L_{10}$ ：掘削り道路による補正量 (DB)

$L_{10}^*$ ：平面道路と仮定したときの最予測地点側車線中央から5m地点の予測値 (DB)

$L_{10}$ ：掘削り道路擁壁直近から5m地点の実測値 (DB)

〈平面道路に対する予測式〉

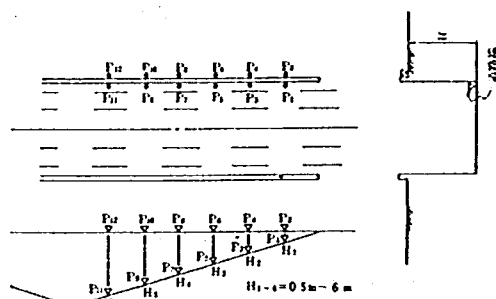
$$L_{10}^* = 10 \cdot \log_{10} Q + 6 \cdot \log_{10} V + 4 \cdot \log_{10} M + 3 \cdot \sigma - 24 \cdot \log_{10} F + 28 \quad \dots (2)$$

$Q$ ：2車種分類等価交通量 (台/時間/車線)

$Q = (Q_1 + 12 \cdot Q_2) / M$   $Q_1, Q_2$ ：小型車、大型車の台数 (台/時間)

$V$ ：平均走行速度 (Km/H)

$M$ ：上下車線数の合計車線数



注) H (センサー高さ) のピッチは0.5m又は1.0mを原則とする。

図-1(a) ピックアップ配置模式図 (道路方向)

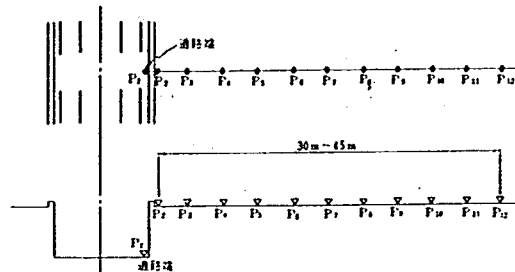


図-1(b) ピックアップ配置模式図 (道路直角方向)

$\sigma$  : 路面平坦性標準偏差 (mm)

$F$  : 地盤卓越周波数 (Hz)

### (iii) 補正量の要因分析

掘削り構造条件として掘削り断面積(A), 掘削り深さ(H), 振動伝播距離(L), 道路幅員(B), 掘削り断面積×振動伝播距離(AL)を考え, これらの条件と先に求めた残差量との相関を調べた。図-2 に掘削り構造条件の定義を示す。また, 表-1 には上記条件の諸数値の一例を示す。

図-2

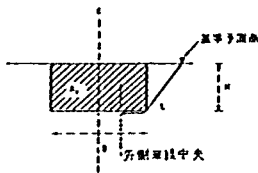


表-1

資料番号: 82A-11\_0601 実験次数: 4 平均値(mm): 1.3 標準偏差(mm): 10.3 計算の単位: 1/100

| 時刻    | 残差量  | 掘削り断面積 A | 掘削り深さ H | 振動伝播距離 L | 道路幅員 B | 掘削り断面積×振動伝播距離 AL |
|-------|------|----------|---------|----------|--------|------------------|
| 14.00 | 44.0 | 34.6     | 57.5    | 329.0    | 12.0   | 9.4              |
| 14.30 | 44.9 | 34.0     | 60.0    | 330.0    | 20.0   | 10.9             |
| 15.00 | 44.0 | 34.6     | 57.5    | 329.0    | 12.0   | 9.4              |
| 15.30 | 44.7 | 38.3     | 56.3    | 365.0    | 17.0   | 6.4              |
| 16.00 | 44.9 | 40.1     | 58.8    | 405.0    | 15.0   | 4.8              |
| 16.30 | 44.5 | 37.7     | 59.1    | 413.0    | 9.0    | 6.8              |
| 平均    | 44.5 | 36.6     | 58.2    | 361.8    | 14.2   | 7.9              |
| 標準偏差  | 0.4  | 2.3      | 1.2     | 35.7     | 3.6    | 2.1              |

要因分析の結果, 補正量と掘削り深さが最も相関の良いことがわかり, 両者の関係は次式で表わされる。

$$\Delta L_0 = 1.6 \cdot H \quad \dots (3)$$

### 3.2 距離減衰の検討

#### (i) 距離減衰量の算出

掘削り道路での振動レベルの距離減衰の大きさを調べるため, 道路直角方向に測定した実測値を用い, 距離減衰式を(4)式として, 倍距離当りの減衰量 $\beta$  (DB/倍距離)を最小二乗法により求めた。参考のため距離減衰の一例を図-3に示す。なお, 図中の $L_0$ ,  $\beta$ ,  $r$ はそれぞれ基準点振動レベル, 距離減衰量, 相関係数である。

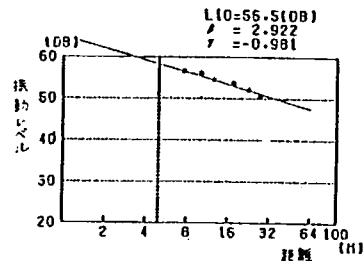


図-3 距離減衰

$$VL_i = VL_s - (\log_{10} r_i - \log_{10} r_s) \frac{\beta}{\log_{10} 2} \quad \dots (4)$$

ここに,

$VL_i$ :  $i$ 地点での振動レベル (DB)

$VL_s$ : 基準点での振動レベル (DB)

$r_i$ : 掘削り擁壁直近から $i$ 測点までの水平距離 (m)

$r_s$ : 掘削り擁壁直近から基準点までの水平距離 (m)

$\beta$ : 距離減衰量 (倍距離当り $L_0$ の減衰量, DB/倍距離)

#### (ii) 距離減衰の要因分析

距離減衰量(以下 $\beta$ と略す)に影響を与えると考えられる①基準点における振動レベル, ②基準点における地盤卓越周波数, ③深さ10mまでの平均N値, ④土質条件(粘土地盤または砂地盤の別)の各要因を考慮し, ①と②, ①と③, ①と④のそれぞれの組み合わせで数ケースのカテゴリーに分け $\beta$ 値の検討を行なった。これらの結果を表-2(a), (b), (c)に示す。要因分析の結果,  $\beta$ と基準点振動レベルの関係において振動レベルの増加に従い $\beta$ も増加する傾向にあることが明らかとなった以外は, 資料不足の面もあり定性的な傾向の把握ができなかった。なお,  $\beta$ と基準点振動レベル( $L_0$ )の関係は次式で表わされる。また, 両者をプロットしたものを図-4に示す。

$$\beta = 0.06 \cdot L_0 - 0.6$$

表-2(a) 一定基準点振動レベルと減振係

| 基準点の<br>距離 (m) | 基準点の振動レベル (L <sub>10</sub> ) |                        | 計                       |
|----------------|------------------------------|------------------------|-------------------------|
|                | L <sub>10</sub> ≤ 50         | 50 < L <sub>10</sub>   |                         |
| f ≤ 10         | 0.000<br>0.000<br>0.0        | 0.000<br>0.000<br>0.0  | 0.000<br>0.000<br>0.0   |
| 10 < f ≤ 20    | 1.352<br>1.010<br>73.0       | 3.007<br>1.128<br>17.0 | 1.702<br>1.210<br>90.0  |
| 20 < f ≤ 30    | 1.169<br>0.984<br>12.0       | 0.000<br>0.000<br>0.0  | 1.169<br>0.984<br>12.0  |
| 30 < f         | 0.000<br>0.000<br>0.0        | 0.000<br>0.000<br>0.0  | 0.000<br>0.000<br>0.0   |
| 計              | 1.366<br>1.009<br>55.0       | 3.007<br>1.128<br>17.0 | 1.640<br>1.198<br>102.0 |

表-2(b) 一定基準点振動レベルとN値

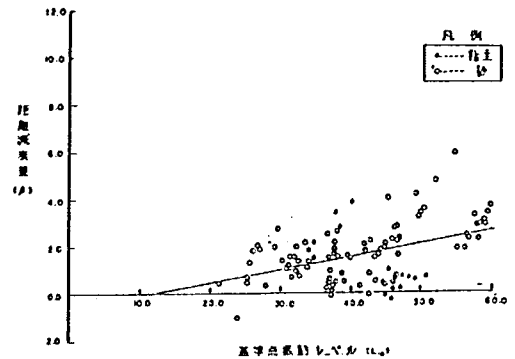
| 基準点の<br>N値 (個) | 基準点の振動レベル (L <sub>10</sub> ) |                       | 計                      |
|----------------|------------------------------|-----------------------|------------------------|
|                | L <sub>10</sub> ≤ 50         | 50 < L <sub>10</sub>  |                        |
| N ≤ 10         | 0.000<br>0.000<br>0.0        | 0.000<br>0.000<br>0.0 | 0.000<br>0.000<br>0.0  |
| 10 < N ≤ 20    | 1.682<br>0.714<br>35.0       | 4.750<br>0.000<br>1.0 | 1.767<br>0.866<br>36.0 |
| 20 < N ≤ 30    | 1.548<br>1.382<br>21.0       | 4.275<br>1.143<br>3.0 | 1.889<br>1.528<br>24.0 |
| 30 < N         | 1.012<br>0.241<br>6.0        | 0.000<br>0.000<br>0.0 | 1.012<br>0.241<br>6.0  |
| 計              | 1.572<br>0.989<br>62.0       | 4.394<br>1.011<br>4.0 | 1.743<br>1.198<br>66.0 |

上段: 0.05m/s  
中段: 0.05m/s  
下段: 0.05m/s

表-2(c) 一定基準点振動レベルと土質条件

| 土質条件 | 基準点の振動レベル (L <sub>10</sub> ) |                        | 計                      |
|------|------------------------------|------------------------|------------------------|
|      | L <sub>10</sub> ≤ 50         | 50 < L <sub>10</sub>   |                        |
| 粘土   | 1.186<br>1.123<br>17.0       | 0.707<br>0.000<br>1.0  | 1.160<br>1.155<br>18.0 |
| 砂    | 1.463<br>0.941<br>56.0       | 3.151<br>1.000<br>16.0 | 1.838<br>1.185<br>72.0 |
| 計    | 1.398<br>1.010<br>73.0       | 3.007<br>1.128<br>17.0 | 1.702<br>1.210<br>90.0 |

図-4



## 3.3 予測式の精度

前節で得られた補正量の要因分析の結果から掘割り道路に対する予測式は次式で表わされる。

$$\hat{L}_{10} = L_{10}^* - 1.6 \cdot H \quad \dots (6)$$

$\hat{L}_{10}$ : 掘割り路壁から5mの地点の予測値(DB)

上記予測式を用いて実測値との比較検討を行なった結果、相関係数0.767, 予測誤差平均偏差(e)4.9が得られた。参考のため予測値と実測値の比較図を図-5に示す。

また、距離減衰量の推定には次式が適用される。

$$\alpha_d = -\{ \log_{10}(r_1 + 5) - \log_{10} 5 \} \frac{\beta}{\log_{10} 2} \quad \dots (7)$$

$\alpha_d$ : 掘割り道路における距離減衰補正量

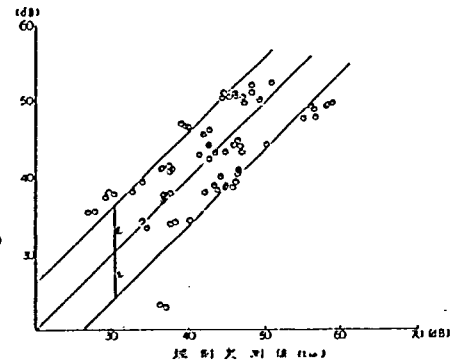


図-5 予測値と実測値の比較図

(7)式を用いて実測値との比較検討を行なった結果、相関係数0.709, 予測誤差平均偏差(e)5.0が得られた。以上、掘割り道路に対する予測式の精度は道路交通振動のものとしてはほぼ妥当な予測精度であると考えられる。

## 4. まとめ

実測データが少ないため、予測式を確定することには多少無理があると思われるが、今回掘割り道路で得られた資料を解析した結果、掘割り道路での振動発生量は(6), (7)式で推定され、道路構造を掘割り構造とすることによる振動低減効果は、 $-1.6 \cdot H$ 程度であることが明らかとなった。

〈参考文献〉 環境アセスメント資料要覧(上), 日本環境協会

振動規制技術マニュアル(道路交通振動編), 環境庁大気保全局特殊公害課編

# 下り坂における自動車の走行特性

新交通研究室 川名 万寿雄

## 1. まえがき

近年、高速道路網の発達につれて、山岳部における長大自動車トンネルの建設が余儀なくされている。このようなトンネルにおいては、換気のための設備等は大型化となり、建設費や維持費に占める割合も増加するため、経済性を考えると換気設備に要する費用は重要な要素となる。

そこで、トンネルの建設費ならびに維持管理費の軽減化を図るために、大規模な換気装置のいらない自動車輸送方法を開発すべく昭和55、56年の両年にわたり、トンネルの建設費や維持管理費の実態調査ならびに種々のシステムを適用した際の経済性の分析等を行った結果、重力を利用して走行する自動車輸送方法が簡易なシステムとして、極めて優れた適応性を有することが明らかとなった。

本報告は下り坂を利用した省エネルギー道路トンネルに関する研究の一環として実施した実験結果について、概略の検討を行ったものである。

## 2. 実験目的

本調査は、簡易でかつ経済的なトンネル内自動車輸送システムを開発するために必要な基礎資料を得るために、テストコースにおける自動車の走行抵抗の測定および下り坂における自動車の走行特性に関して、惰行およびエンジン・ブレーキ運転に主眼をおき実車による調査を行った。

## 3. 実験方法

実験にあたっては、図-1に示すフローに従い、表-1の各自動車を用いて以下の項目について、実験を行った。

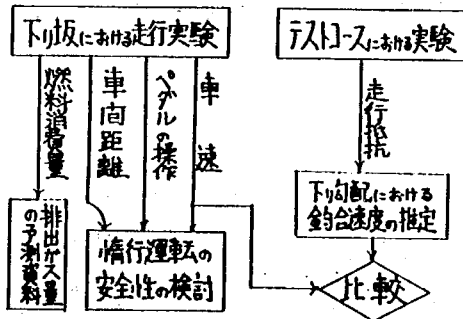


図-1 全体フロー

表-1 試験車諸元

| 車種        | 中型貨物車                   | 小型貨物車                 | 乗用車                  |
|-----------|-------------------------|-----------------------|----------------------|
| 型式・排気対策   | S53                     | S51 点火時期制御            | S53 電子制御             |
| 試験時車重(kg) | 9,000                   | 2,200                 | 1,300                |
| エンジン      | ディーゼル                   | ガソリン                  | ガソリン                 |
| 排気量(cc)   | 6,440                   | 1,480                 | 1,990                |
| 使用燃料・空燃比  | 7.5-16 倍W<br>前6.1, 後6.8 | 6.00-14<br>前3.8, 後4.6 | 16.5 SR13<br>前, 後2.2 |

### 3-1 走行抵抗の測定

平坦なテストコースを用いて、自動車ある速度で走行中にギヤを中立にして動力伝達を切った場合、自動車は動力伝達装置の内創損失、ころがり抵抗および空気抵抗などによって徐々に速度を減少しながら走行（惰行走行）するが、この時の速度変化を各車両3回ずつ測定する。同様に、エンジン・ブレーキ走行（ギヤを4速あるいは5速で）における速度変化についても測定を行う。そして得られた速度と時間の関係から減速度を求め、これを次式に代入することにより走行抵抗と車速の関係を求める。

$$R = M \alpha = a V^2 + b V + c \quad \text{ただし、} \begin{array}{l} R: \text{走行抵抗} \quad (\text{kgf}) \\ M: \text{車の質量} \quad (\text{kg}) \\ \alpha: \text{減速度} \quad (\text{m/s}^2) \\ a, b, c: \text{回帰により求める走行抵抗係数} \end{array}$$

### 3-2 下り坂における自動車の走行特性

下り勾配 1 ~ 4 % のできるだけ一定勾配で、直線区間が約 1 km 程度取れる場所を一般道路より選び (表-2) 以下の条件における各自動車の特性を測定する。

1) 試験車の試験時重量は、定員乗車あるいは定積載状態とする。

2) ドライバーと車両の組み合わせは、実験全体を通して一定の組み合わせとする。

3) 走行方法は、試験車一台ごとの単独走行で惰行およびエンジン・ブレーキ運転による釣合车速を観測する。また、設定速度を保った先導車に 3 台の車両が同時に縦列走行した場合の車両間距離、速度の変化を惰行およびエンジン・ブレーキ運転を主体とした方法により行う。

4) 縦列走行時における車両間距離は、各ドライバーが安全等を考慮した距離とする。

5) 縦列走行時における自動車の並び順は、3 種類とする。

6) 計測項目は、表-3 に示す項目を各車両ごとに記録を行い、後にフィルムアナライザーおよびペン書オシログラフ上に再生することにより分析する。

表-2 実験場所

| 実験場所<br>条件  |    | S <sub>1</sub> | S <sub>2</sub> | S <sub>3</sub> | S <sub>4</sub> |
|-------------|----|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 下り勾配<br>(%) | 平均 | 1.2            | 3.7            | 1.9            | 1.4            |
|             | 最大 | 1.45           | 4.35           | 3.39           | 2.02           |
|             | 最小 | 0.53           | 3.30           | 1.27           | 1.00           |
| 区間長(m)      |    | 1,407          | 920            | 945            | 919            |

表-3 計測方法

| 計測項目      | 記録器                  | 計測方法                   |
|-----------|----------------------|------------------------|
| 車両間距離     | 16mm スルム             | 先行車両幅と画像処理<br>1秒2コマ撮り  |
| 車両速度      | アナログ<br>デジタイ<br>レコーダ | タコメータにより電圧に変換          |
| エンジン回転数   |                      | タコメータ: 点火コイル1次側の電圧を計測  |
| ペダルの操作    |                      | アクセル: エンジンブローの振動を電圧に変換 |
| 燃料流量      |                      | 燃料流量計<br>最小 0.1cc      |
| 進行方向の加減速度 |                      | 加速度計<br>定格容量 5g        |

## 4. 実験結果

### 4-1 走行抵抗試験

テストコースを用いて行った試験より、表-4 に示すような回帰式が得られた。これは、自動車が平坦な道路を走行した場合の走行抵抗であり、各ケースとも測定値のばらつきは図-2 および 3 に示す様に少なく良い結果となっている。また、下り勾配のある道路上を走行する自動車に対しては、走行速度とは関係なく常に重力による影響が推進力として働き、この時の釣合速度における降坂力は、

$$R' = W \sin \theta$$

ただし、 $R'$  : 降坂力  $(\text{kgf})$   
 $W$  : 車の総重量  $(\text{kg})$   
 $\theta$  : 勾配  $(\text{deg})$

表-4 試験車の走行抵抗

| V: 車速 (km/h) |              |                      |            |
|--------------|--------------|----------------------|------------|
| 車種           | 試験の種類        | 走行抵抗 (kgf)           | 車重 W (kgf) |
| 中型貨物車        | エンジン<br>ブレーキ | $3.1V + 0.0078W$     | 9,000      |
|              | 惰行           | $0.016V^2 + 0.011W$  | 9,000      |
| 小型貨物車        | エンジン<br>ブレーキ | $0.0094V^2 + 0.013W$ | 2,200      |
|              | 惰行           | $0.0061V^2 + 0.017W$ | 2,200      |
| 乗用車          | エンジン<br>ブレーキ | $0.0115V^2 + 0.01W$  | 1,300      |
|              | 惰行           | $0.0037V^2 + 0.015W$ | 1,300      |

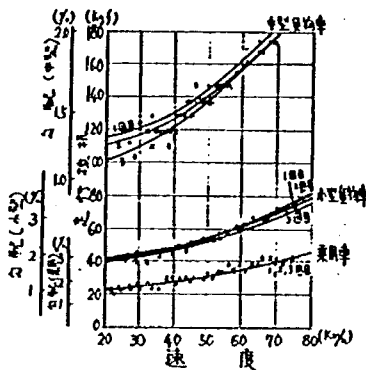


図-2 惰行時の走行抵抗

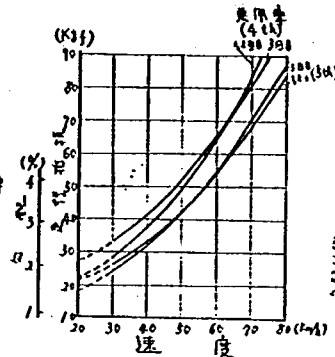
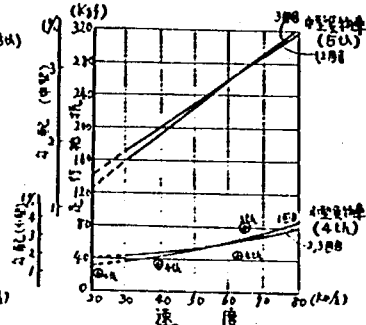


図-3 エンジン・ブレーキ時の走行抵抗



となり、この降坂力が走行抵抗に等しく釣合っていることを利用して、平坦なテストコースにおける走行抵抗-速度曲線の走行抵抗の軸に勾配の軸を対応づけることにより各車両のある勾配における釣合速度が求められる。しかし、今回の一般道路の下り坂における単独走行時の惰行およびエンジン・ブレーキ運転により測定した速度とテストコースにおける結果を比較すると一般道路の下り坂における実測値の方が全般的に大きめの値となった。これは一般道路の下り坂を用いたために、約1 kmの測定区間において勾配がかならずしも一定ではなく解析時はその平均勾配を用いていることや、自動車を惰行およびエンジン・ブレーキ運転させる時に安定した釣合速度になるまでは、かなり長い時間がかかり初期速度等が微妙に影響して真の釣合速度が実測されていなかったものと思われる。

#### 4-2 下り坂における車間距離の分析

- 1) 車種別の特徴としては全実験における車間距離の平均値を取出し検討を行ってみたが、本実験においては車間距離について車種間で有意な差は見られなかった。しかし、車間距離の変動市について見ると中型貨物車が最も安定した走行をしていると言える。
- 2) 設定車速の影響としては、車速が上がると車間距離も増加する傾向がどの車種についても見られ、車間距離を車速により回帰して見ると図-4の様になりデータのばらつきは大きい、有意性の検定を行って見たところどの車種についても有意であった。また、車間距離の変動市から見ても各車両とも特定の関係は見られないが小型貨物車が、他車よりやや変動が大きかった。

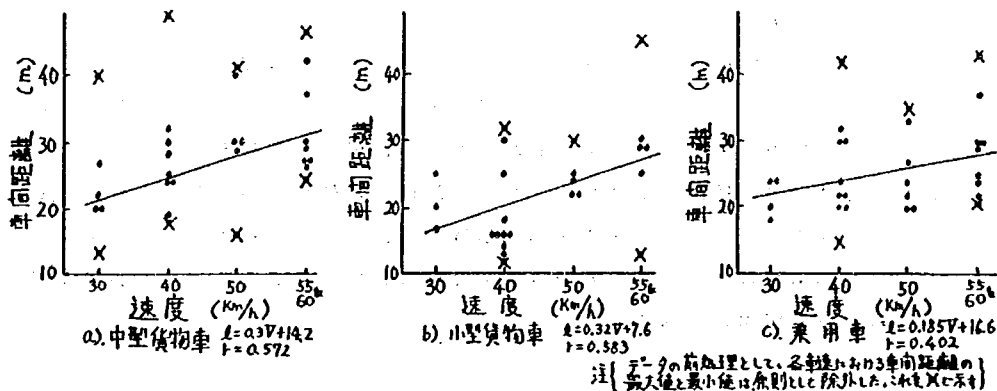


図-4 車間距離と車速度の関係

3) 勾配による影響としては、今回の実験ケースだけでははっきりしたものが認められないが、中型貨物車については急勾配ほど車間距離が大きくなる傾向が見られた。また、車間距離の変動市については中型貨物車および乗用車ともに勾配にあまり影響されずに比較的一定市を保っていた。

4) 縦列走行時の並び順による影響としては、追従する側から見て見通しが悪くなるようなケースと逆に最も見通しが良いケースを比較して見ても車間距離に大差は認められなかった。しかし、車間距離の変動市については中型貨物車は小さく安定で小型貨物車では逆の傾向が見られた。

今回の実験は惰行およびエンジン・ブレーキ運転を主体としているが、他の一般的な走行時の資料における車間距離と車速の関係について比較して見ると、トンネル入口付近の走行とはほぼ同じ関係である事がわかった。

#### 4-3 下り坂における燃料消費量と排出ガス量の関係

実測値から下り坂を走行する時は、勾配や車種により惰行、エンジン・ブレーキおよびアクセル等の使用頻度が異なるため燃料消費量に違いが見られ、これから台上試験による資料を基に排出ガス量を概略的に推定したものを図-5に示す。

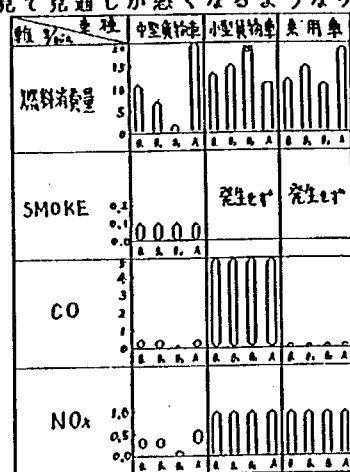


図-5 排出ガス量の推定  
B: 勾配-1.2%、車速-30km/h、燃料消費量-0.8kg/h  
C: 勾配-1.4%、車速-30km/h、燃料消費量-0.9kg/h  
D: 勾配-1.7%、車速-30km/h、燃料消費量-1.0kg/h  
A: 勾配-1.4%、車速-30km/h、燃料消費量-0.8kg/h

#### 5. まとめ

自動車の推進力としては惰行を制動力としてはエンジン・ブレーキ又はフット・ブレーキを利用し、なるべくアクセルを用いない運転方法で行った実験結果から次の事が言えよう。

- 1) テストコースにおいて、自動車の走行抵抗を測定する事により下り坂のある勾配における釣合速度の推定ができる。
  - 2) 車間距離については、やや大き目ではあるが従来の資料と同様に速度に比例する傾向が見られるが、勾配による影響は3車種ともはっきりとは認められない。
  - 3) 2台の車両に関する車間距離の変動の差に対しては、車種とドライバーを組合せた要因の影響が僅かに認められるが車速、勾配、縦列走行時の並び順などの影響は認められないので、多数の車両が惰行走行を行っても車間距離の変動量が後続車両になる程増大して不安定な状態となる恐れは無いと言える。
  - 4) エンジン・ブレーキ時における燃料消費量は、ディーゼル車は零に近いがガソリン車についてはアイドル時にほぼ等しい。よって、車重の大きいディーゼル車は下り勾配においてエンジン・ブレーキを使用する機会が多くなるがこの時の排出ガス量は非常に少ないと予想される。
- これらの走行特性結果が、道路トンネルに下り坂を設けて自動車の走行負荷を低減する事によって排気ガスの発生を抑え、ひいては大規模な換気装置を設置することなく、交通流のもたらす換気作用だけでトンネル内の排気ガス濃度を基準値以下に保つという省エネルギー的自動車輸送システムの開発の一資料となれば幸いである。

#### 参考資料

重力惰行走行に関する調査解析業務 報告書 昭和57年度

# 植栽による沿道イメージの形成に関する考察

緑化研究室 藤原 宣夫

## 1 はじめに

本研究は、都市内街路を対象に、道路植栽が沿道イメージに与える心理的効果について、道路植栽の形態・量及び視点位置との関連から検討し、植栽操作による沿道イメージの形成手法及びその可能性を考察するものである。

## 2 研究の方法

住宅街、商店街、ビル街の3種類の街路写真に様々な形態の道路植栽をモンタージュしたスライドを作成し、それらを刺激として、20個の形容詞(表2参照)について7段階の点尺度による評定実験を行った。そして、実験データに因子分析を施すことにより得られたイメージ空間に刺激スライドの因子得点をプロットし、プロット位置の違いにより、道路植栽によるイメージの変化を検討した。

作成した刺激スライドには、街路と植栽形態に応じ表1に示すように系列番号を付した。

なお、実験は刺激スライドの系列・提示順及び被験者を変え、実験Ⅰ、Ⅱ、Ⅲの3実験を行った。被験者は、男子学生42人、女子学生58人の計100人である。

## 3 結果

実験Ⅰ、Ⅱ、Ⅲにより得られた評価値につき、実験毎に因子分析を施したところ、各実験で得られたイメージ空間の軸の累積寄与率は、どの実験においても3軸までで約95%に達しており、以後は、すべてこの3軸までの数値を用いて因子スコア等を算出することとした。

また、各実験で得られたイメージ空間相互の関係をみるため、イメージ空間を構成する各軸に対する形容詞の因子負荷量を用いて、実験Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ相互の相関係数を算出したところ、すべての軸において0.9以上の極めて高い相関係数が得られた。したがって実験毎に解として得られた因子は非常に似かよったものであり、使用

表1 モンタージュされた植栽形態と系列番号

| 街路  | 系列番号 | 植栽形態           |                |                |                |                |                |
|-----|------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
|     |      | 1              | 2              | 3              | 4              | 5              | 6              |
| 住宅街 | 110  | 両側の歩道に常緑樹(樹高小) | 両側の歩道に常緑樹(樹高大) | 両側の歩道に常緑樹(樹高小) | 両側の歩道に常緑樹(樹高大) | 両側の歩道に常緑樹(樹高小) | 両側の歩道に常緑樹(樹高大) |
|     | 120  | 左側の歩道に常緑樹(樹高小) | 左側の歩道に常緑樹(樹高大) | 右側の歩道に常緑樹(樹高小) | 右側の歩道に常緑樹(樹高大) | 両側の歩道に常緑樹(樹高小) | 両側の歩道に常緑樹(樹高大) |
|     | 130  | 左側の歩道に常緑樹(樹高小) | 左側の歩道に常緑樹(樹高大) | 右側の歩道に常緑樹(樹高小) | 右側の歩道に常緑樹(樹高大) | 両側の歩道に常緑樹(樹高小) | 両側の歩道に常緑樹(樹高大) |
|     | 140  | 左側の歩道に常緑樹(樹高小) | 左側の歩道に常緑樹(樹高大) | 右側の歩道に常緑樹(樹高小) | 右側の歩道に常緑樹(樹高大) | 両側の歩道に常緑樹(樹高小) | 両側の歩道に常緑樹(樹高大) |
| 商店街 | 210  | 左側の歩道に常緑樹(樹高小) | 左側の歩道に常緑樹(樹高大) | 右側の歩道に常緑樹(樹高小) | 右側の歩道に常緑樹(樹高大) | 両側の歩道に常緑樹(樹高小) | 両側の歩道に常緑樹(樹高大) |
|     | 220  | 左側の歩道に常緑樹(樹高小) | 左側の歩道に常緑樹(樹高大) | 右側の歩道に常緑樹(樹高小) | 右側の歩道に常緑樹(樹高大) | 両側の歩道に常緑樹(樹高小) | 両側の歩道に常緑樹(樹高大) |
|     | 230  | 左側の歩道に常緑樹(樹高小) | 左側の歩道に常緑樹(樹高大) | 右側の歩道に常緑樹(樹高小) | 右側の歩道に常緑樹(樹高大) | 両側の歩道に常緑樹(樹高小) | 両側の歩道に常緑樹(樹高大) |
|     | 240  | 左側の歩道に常緑樹(樹高小) | 左側の歩道に常緑樹(樹高大) | 右側の歩道に常緑樹(樹高小) | 右側の歩道に常緑樹(樹高大) | 両側の歩道に常緑樹(樹高小) | 両側の歩道に常緑樹(樹高大) |
| ビル街 | 310  | 左側の歩道に常緑樹(樹高小) | 左側の歩道に常緑樹(樹高大) | 右側の歩道に常緑樹(樹高小) | 右側の歩道に常緑樹(樹高大) | 両側の歩道に常緑樹(樹高小) | 両側の歩道に常緑樹(樹高大) |
|     | 320  | 左側の歩道に常緑樹(樹高小) | 左側の歩道に常緑樹(樹高大) | 右側の歩道に常緑樹(樹高小) | 右側の歩道に常緑樹(樹高大) | 両側の歩道に常緑樹(樹高小) | 両側の歩道に常緑樹(樹高大) |
|     | 340  | 左側の歩道に常緑樹(樹高小) | 左側の歩道に常緑樹(樹高大) | 右側の歩道に常緑樹(樹高小) | 右側の歩道に常緑樹(樹高大) | 両側の歩道に常緑樹(樹高小) | 両側の歩道に常緑樹(樹高大) |

した刺激スライドの系列・提示順、そして被験者群が異っても、形容詞によるイメージ空間には、ほとんど差異がなかったといえる。よって以後の処理においては、3つの実験で得られたすべてのデータを用い、改めて因子分析を施した。結果として得られた因子負荷量及び因子得点を表2、

表3に示す。

#### 4 考察

##### 4・1 イメージ空間の構造

イメージ空間を構成する3軸の意味について、因子負荷の高い形容詞を各軸毎に検討した結果、各軸の意味は次のようであると考えられた。

I軸：“静か”“安らぎがある”“空気がよさそうな”及び“活気がある”“にぎやかな”“うるさい”に負荷が高いところからみて、“静けさ”を測る軸と考えられる。

II軸：“整理された”“洗練された”“都会的な”及び“汚ない”“うっとうしい”に負荷が高いところからみて、“洗練”の程度を測る軸と考えられる。

III軸：“殺ばつとした”“味気ない”に負荷が高いところからみて、“殺ばつとした”印象の度を測る軸と考えられる。

##### 4・2 各街路における道路植栽の効果

各街路のスライドの因子得点のプロットを図1、図2、図3に示す。本実験で対象とした3種類の街路には、基本的なイメージに明らかな違いが存在することがわかる。

図1より、住宅街のイメージは基本刺激においては大きく、殺ばつとして汚ないが静かであるという評価を与えられていることがわかる。このイメージは道路植栽を施すことにより変化し、その方向は道路植栽の形態にかかわらずほぼ一定であり、“殺ばつとした”イメージを大きく減じ、“洗練された”方向へ動くことがわかる。

商店街についてみれば、図2に示されるように、

すべての基本刺激は、殺ばつとして汚なく、うるさいというイメージが形成され、3種の街路の中では一番悪いイメージを持つ。ここに道路植栽を施すことによる効果は、基本的には“殺ばつとした”イメージを減じる効果と考えられるが、210系列の211や、220系列の224のように“静かな”イメージを増大させているものもわずかながらある。

ビル街の基本刺激のイメージは、図3のように洗練されてはいるが殺ばつとしてうるさいというも

表2 全データによる因子負荷量

|             | factor-1 | factor-2 | factor-3 |
|-------------|----------|----------|----------|
| 1. 静かに      | 0.87     | -0.46    | 0.06     |
| 2. 味気ない     | 0.09     | 0.28     | -0.87    |
| 3. にぎやか     | -0.99    | 0.07     | 0.04     |
| 4. 汚ない      | -0.71    | 0.68     | 0.05     |
| 5. 静か       | 0.62     | -0.72    | 0.25     |
| 6. 洗練       | 0.74     | -0.64    | 0.00     |
| 7. 都会的な     | 0.64     | -0.61    | 0.34     |
| 8. 都会的な     | -0.43    | -0.88    | -0.02    |
| 9. 静かな      | 0.94     | -0.29    | -0.01    |
| 10. 洗練された   | 0.24     | -0.96    | 0.03     |
| 11. うるさい    | -0.95    | 0.27     | -0.01    |
| 12. 気持ちよい   | 0.71     | -0.68    | 0.13     |
| 13. うっとうしい  | -0.45    | 0.42     | 0.63     |
| 14. 殺ばつとした  | -0.38    | -0.08    | -0.82    |
| 15. 整理された   | 0.46     | -0.86    | -0.16    |
| 16. 空気がよさそう | 0.92     | -0.29    | 0.11     |
| 17. うっとうしい  | -0.78    | 0.59     | 0.14     |
| 18. 活気がある   | -0.98    | 0.02     | 0.10     |
| 19. やすさがある  | 0.89     | -0.24    | 0.32     |
| 20. 好き      | 0.55     | -0.80    | 0.19     |
| 平均率 (%)     | 52.55    | 33.13    | 11.53    |

表3 全データによる因子得点

|         | factor-1 | factor-2 | factor-3 |
|---------|----------|----------|----------|
| 1. 110  | 1.77     | 0.35     | 0.54     |
| 2. 111  | 1.66     | 0.08     | 1.50     |
| 3. 112  | 1.64     | 0.01     | 1.84     |
| 4. 120  | 0.75     | 0.99     | -1.10    |
| 5. 121  | 0.78     | 1.39     | -1.66    |
| 6. 122  | 0.94     | 0.61     | -0.33    |
| 7. 124  | 1.00     | 0.92     | -1.64    |
| 8. 125  | 0.95     | 0.10     | 0.60     |
| 9. 130  | 1.45     | 0.23     | -1.64    |
| 10. 131 | 1.45     | 0.45     | -0.89    |
| 11. 133 | 1.25     | -0.36    | 0.07     |
| 12. 135 | 1.25     | -1.37    | 0.99     |
| 13. 140 | 1.09     | 0.91     | -1.66    |
| 14. 141 | 1.00     | 0.72     | -0.93    |
| 15. 210 | -0.27    | 0.38     | -0.27    |
| 16. 211 | 0.13     | 1.36     | 0.72     |
| 17. 220 | -0.79    | 1.24     | -0.60    |
| 18. 221 | -1.05    | 1.25     | -0.16    |
| 19. 222 | -0.45    | 1.11     | 0.81     |
| 20. 223 | -0.95    | 1.18     | 0.71     |
| 21. 224 | -0.36    | 0.80     | 1.85     |
| 22. 230 | -0.89    | 0.50     | -0.04    |
| 23. 231 | -1.25    | 0.12     | 0.22     |
| 24. 232 | -0.93    | 0.34     | 0.45     |
| 25. 240 | -1.43    | 0.63     | -0.56    |
| 26. 241 | -1.45    | 0.46     | 0.45     |
| 27. 242 | -1.34    | 0.46     | 0.78     |
| 28. 243 | -1.30    | 0.75     | -0.10    |
| 29. 246 | -0.99    | 0.36     | 1.10     |
| 30. 310 | -0.76    | -0.90    | -0.87    |
| 31. 311 | -0.63    | -0.94    | -0.46    |
| 32. 312 | -0.71    | -1.18    | 1.00     |
| 33. 313 | -0.42    | -1.22    | -0.07    |
| 34. 314 | -0.39    | -1.31    | -0.35    |
| 35. 315 | -0.64    | -1.73    | 0.33     |
| 36. 320 | -0.20    | -0.98    | -1.31    |
| 37. 321 | 0.70     | -1.11    | 0.96     |
| 38. 322 | 0.77     | -1.03    | 2.02     |
| 39. 340 | -0.48    | -1.16    | -1.88    |
| 40. 341 | -0.43    | -1.16    | -1.31    |
| 41. 342 | -0.36    | -0.69    | -0.32    |

のである。これに対し道路植栽を施すことにより、“殺ばつとした”イメージが減じていることがわかる。また、320系列のように“静かな”イメージを改善するものや、310系列のように“洗練された”イメージを高めるものもある。

#### 4・3 道路植栽の形態と効果

図4～7は低木・中木・高木によるイメージの変化をスライドの因子得点のプロットにより示したものである。

図4より、低木は“殺ばつとした”イメージを減じる効果がみられるが、他の2つの軸については目立った効果はない。ただし210系列にみられるように、商店街においては“静かな”イメージを増加させる可能性が示唆される。

図5より、中木(スクリーン)は“殺ばつとした”イメージを減じる効果がみられるのみである。また、120系列の121のように、かえってイメージを悪化させることも考えられる。

高木については、それがスライド上の手前歩道に植栽された場合(図6)と向い側歩道に植栽された場合(図7)とに分けて考察する。

図6より、手前歩道に植栽された高木のうち、緑量の大きいものは“静かな”イメージの増大、“殺ばつとした”イメージの低減に効果があるのは明らかである。また植栽により“洗練された”イメージの高まった例が2つある。1つはビル街の310→313であり、これは植栽された高木と、広幅員の歩道という2つの要素の相互の影響によるものと思われる。もう1つは商店街の230→231である。この理由は明確ではないが、ここでも道路植栽と街路形態の要素間での相互の影響によるものと思われる。

向い側歩道に植栽された高木の例についてみれば図7のようであるが、これは基本的には図6と相違はなく、どの系列も“殺ばつとした”イメージを減じ系列によっては“洗練された”イメージ、“静かな”イメージを向上させているものもある。ここで評価の変化の著しかった130→135、120→125は、高木の緑量が大きかったものである。また“洗練された”イメージの高まった310系列は広幅員の歩道に高木が植栽されたケースであり、これらのことから、緑量の大きい高木と広幅員の歩道

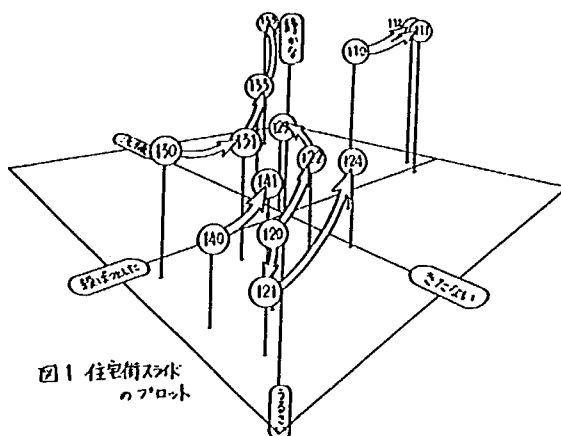


図1 住宅街スライドのプロット

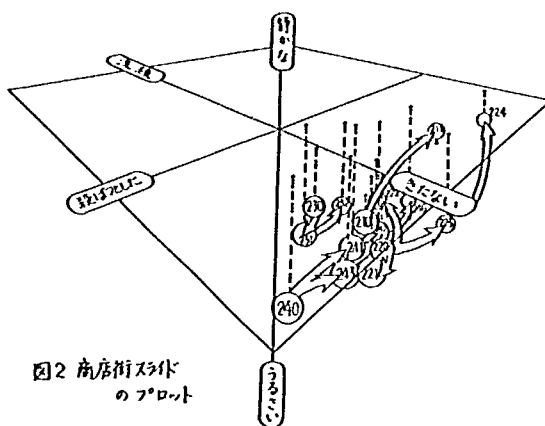


図2 商店街スライドのプロット

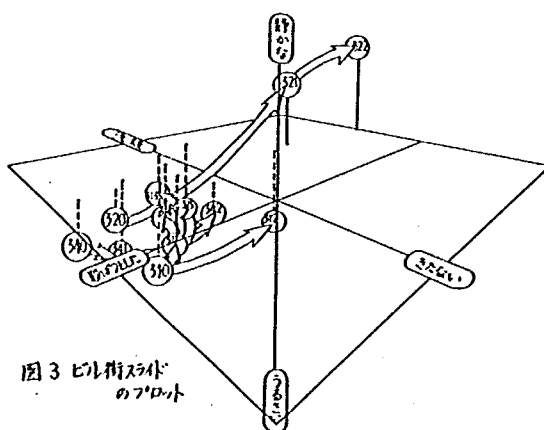


図3 ビル街スライドのプロット

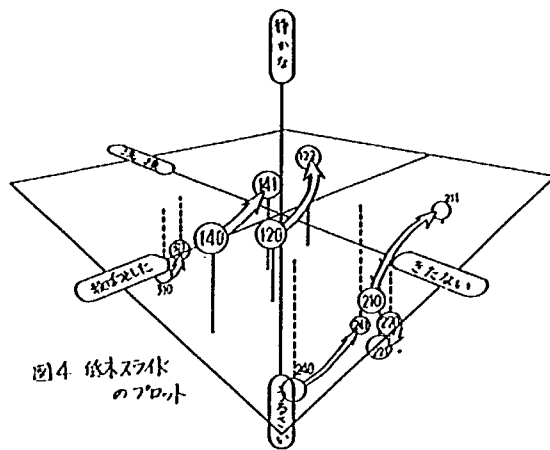


図4 低木スライド  
のプロット

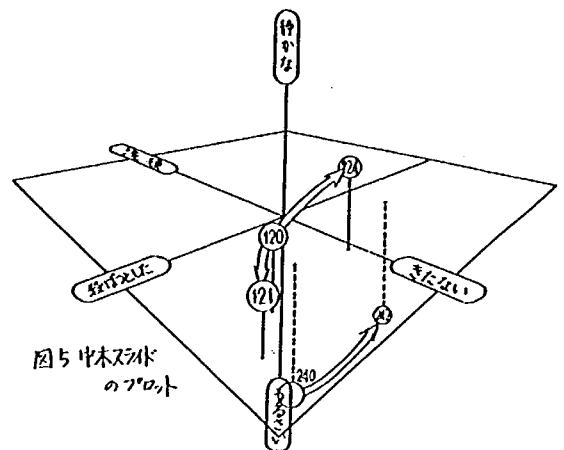


図5 中木スライド  
のプロット

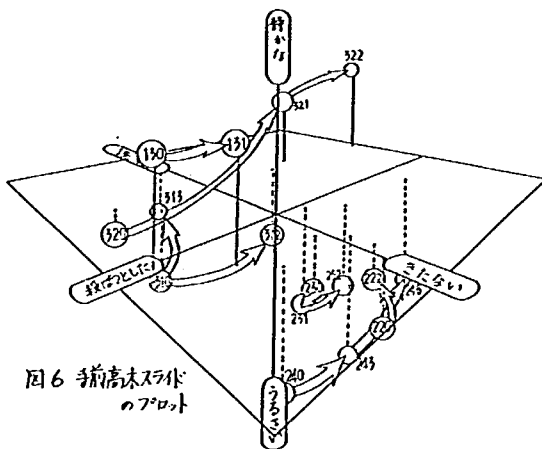


図6 高木スライド  
のプロット

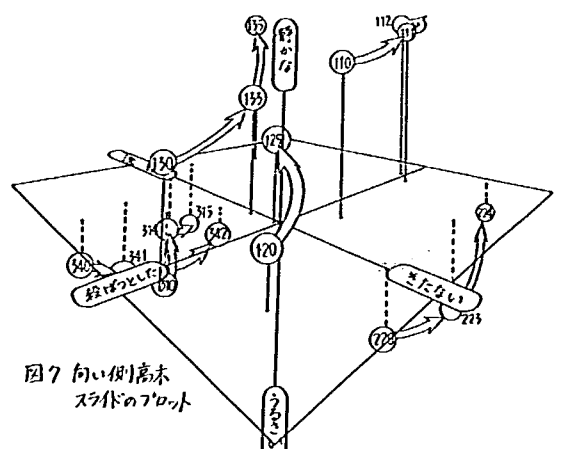


図7 高い側高木  
スライドのプロット

のあることが“洗練された”イメージを高めることに寄与しているものと考えられる。

## 5 まとめと今後の課題

以上のことより、道路植栽の沿道イメージへの効果を以下のようにまとめることができる。

- (1) 道路植栽は、その形状にかかわらず、“殺ばつとした”イメージを低減する効果がある。
- (2) 緑量の大きい高木は、“静かな”イメージの評価を高める効果があり、この効果は緑量の大小に比例するとみなせる。
- (3) “洗練された”イメージは、道路植栽の形態・緑量によって必ずしも生み出されるものではなく、道路植栽と街路との要素間の相互の影響により生み出されるものと考えられる。今回の実験では、広幅員の歩道と緑量の大きい高木との組み合わせが、この効果を持つことが示唆される。
- (4) 上記の道路植栽の効果は、住宅街・ビル街において大きく、商店街では相対的に小さい。ただし、“殺ばつとした”イメージの低減には他街路と同等の効果が認められた。

今後は、本研究で明らかにされた植栽の心理的效果を、より具体的な植栽操作方法に結びつけ、沿道における植栽計画に反映させるため、植栽タイプのバリエーションを豊富なものとし、同様な検討を行い、植栽形式・緑量と効果の関係をより明確なものにしていくことが必要とされる。

## 1. はじめに

閉鎖性水域における富栄養化の抑制には、主要原因物質である窒素・リンの流入負荷量の削減が不可欠であり、下水道整備はその最も実効性の高い方策のひとつと考えられている。現在、下水処理方式の主流をなしている標準活性汚泥法およびその変法は、本来、有機物除去を主目的としているが、窒素・リンについても20-40%程度の除去が見込まれることから、当面、現処理方式での下水道普及率を引き上げることが富栄養化防止に対しても有効であるとされている。しかし、窒素・リンに係わる環境基準を受けて個々の水域の類型指定が行われ、環境基準達成のために厳しい排水基準が課せられた場合には、これらの方式では充分に対応できず、既存処理施設の修正・改造、物理化学的な処理施設の増設等が必要となる。

下水中の窒素・リンの同時除去法としては、現在、種々のものが提案・検討されているが、そのなかからいかなる方法を採用するかは、目標水質、個々の処理場の置かれている状況等と勘案し、総合的に判断していく必要がある。本文では、既存処理施設を有効に活用でき、実用性の高い同時除去法のひとつであるバン土添加硝化脱窒法について、その下水処理への適用可能性、実用上の留意点を明らかにするために、行ったパイロットプラント実験の結果を報告する。

## 2. 調査施設の概要と調査方法

調査は京都市島羽下水処理場に設置したパイロットプラントを用いて行った。施設のフローを図-1に示す。エアレーションタンクは4槽に分割（容量：1槽当り25 $\text{m}^3$ ）されており、今回の調査では、流入端の第1槽を脱窒槽に、残りの3槽を硝化槽とし、硫酸バン土は最終の第4槽に定量注入した。脱窒槽は空気の供給を止め、水中攪拌機により、攪拌した。硫化態窒素（ $\text{NO}_3\text{-N}$ ）を含む混合液の一部は循環ポンプにより、第4槽から第1槽へと循環した。流入原水には島羽下水処理場の初混流出水を用いた。最終泥殿池を流出した生物処理水はさらに下向流式の急速濾過池で処理した。

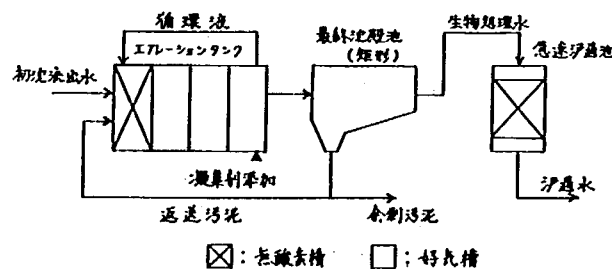


図-1. 処理フロー

パイロットプラントの運転条件を表-1に示す。

実験区分Ⅰは、いわゆる循環法での運転を行い、以降の実験のコントロールとして位置付けた。区分Ⅱ～Ⅳでは、バン土添加硝化脱窒法におけるAl添加濃度の処理に与える効果の把握を通じて最適添加濃度を見出すことを目的として、Al濃度を2から6 $\text{mg-Al/l}$ へと段階的に増加させた。なお、他の条件は全て区分Ⅰと同じに設定した。区分Ⅴでは、実際の処理状況を想定し、流量変動を与えた場合の処理性能に及ぼす影響について調査を行った。

流入原水、生物処理水の

表-1 運転条件

|                                   | I<br>6/24-7/5       | II<br>7/25-8/25     | III<br>8/27-9/23    | IV<br>10/23-11/18   | V<br>11/19-12/25    |
|-----------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Influent Flow (m <sup>3</sup> /d) | 300                 | 300                 | 300                 | 300                 | 300                 |
| Detention Time (hr)               | 8                   | 8                   | 8                   | 8                   | 8                   |
| Anoxic                            | 2                   | 2                   | 2                   | 2                   | 2                   |
| Aerobic                           | 6                   | 6                   | 6                   | 6                   | 6                   |
| Sludge Return Rate (%)            | 50                  | 50                  | 50                  | 50                  | 50                  |
| Recirculation Rate (%)            | 100                 | 100                 | 100                 | 100                 | 100                 |
| Ratio of Air Flow to Inflow Flow  | 8.6                 | 6.2                 | 6.8                 | 8.4                 | 9.6                 |
| Excess Sludge Rate (%)            | 0.50                | 0.40                | 0.45                | 0.86                | 1.01                |
| Alum Dosage (mg-Al/l)             | 0                   | 2                   | 4                   | 6                   | 4                   |
| Temp. (No.4)                      | 25.1<br>(26.6-24.1) | 25.9<br>(27.0-24.5) | 25.7<br>(27.7-24.0) | 21.0<br>(21.7-19.9) | 17.3<br>(20.6-15.0) |
| pH (No.1/No.4)                    | 7.01/6.69           | 7.02/6.77           | 6.88/6.56           | 6.78/6.27           | 6.65/6.44           |
| SVI (No.4)                        | 108                 | 94                  | 91                  | 101                 | 97                  |
| MLSS/MLVSS                        | 2218/1499           | 1960/1182           | 2914/1810           | 3354/2242           | 2434/1710           |
| BOD-SS Loading                    | 0.073               | 0.084               | 0.064               | 0.071               | 0.109               |
| N-SS Loading                      | 0.024               | 0.023               | 0.020               | 0.021               | 0.031               |
| SRT                               | 10.3                | 9.1                 | 13.2                | 11.7                | 8.8                 |
| Overflow Rate                     | 15                  | 15                  | 15                  | 15                  | 15                  |

について行、た。これらの

分析は、リンを混合試薬法で行、たほかは、下水試験方法(1974)に準拠した。また、各実験区分において、エアレーションタンク内の状態が安定した時点で、槽内の各水質項目の挙動を把握するための追跡調査と、生物反応活性を見るために硝化・脱窒速度の測定を行、た。

### 3. 調査結果と考察

各実験区分における初池流出水ならびに生物処理水の主要な水質項目の平均値を表-2に示す。

#### 3-1. SS, リン

循環法(実験区分I)では、低BOD-SS負荷、高MLSS濃度という運転条件のために、本来的に処理水SS濃度が高くなる傾向があるが、硫酸バン土を添加した場合、その添加濃度によ、て処理水SS濃度に差が見られた。今回の調査結果を見る限りでは、Al濃度が低いほど処理水SSレベルが高くなり、SSの面からは、添加するAl濃度はある程度高い方(4~6mg-Al/l)が有利であるといえる。これは、Al添加濃度が低いと活性汚泥の凝集・フロック形成に影響が出るためと考えられる。

最終沈殿池から越流するSSの増加はバン土添加の本来の目的であるリン除去に大きく影響し、とくに区分II, IIIでは顕著である。溶解性の全リン(T-P・D)を見ると、いずれの添加濃度でも平均的に0.2mg-P/l以下とな、ており、そのリン含率が3%前後と高い値を示すSSの流出が処理水リンレベルを左右することが知られる。

表-2. 水質分析結果

|                    | I          | II         | III        | IV         | V          |
|--------------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| BOD                | 52.5 9.3   | 54.6 10.4  | 57.5 8.2   | 81.0 7.5   | 87.7 13.7  |
| ATU-BOD            | 5.5        | 6.3        | 4.6        | 4.7        | 5.1        |
| COD <sub>Mn</sub>  | 52.3 19.4  | 41.2 22.1  | 45.2 17.6  | 54.9 12.2  | 62.9 17.0  |
| COD <sub>Cr</sub>  | 29.7 9.4   | 23.3 5.8   | 27.6 6.9   | 29.9 8.3   | 39.3 9.6   |
| SS                 | 60.1 39.6  | 57.4 55.5  | 55.8 33.3  | 55.7 15.0  | 62.4 19.2  |
| K-N                | 17.34 3.05 | 14.95 2.82 | 17.68 2.47 | 24.20 2.30 | 24.81 3.46 |
| K-N/D              | 1.09       | 0.62       | 1.09       | 1.47       | 2.10       |
| NH <sub>4</sub> -N | 12.7 0.0   | 11.2 0.2   | 14.5 0.6   | 13.7 1.7   | 16.8 1.0   |
| NO <sub>x</sub> -N | 5.6        | 6.4        | 4.4        | 5.1        | 5.2        |
| T-P                | 2.57 2.49  | 2.07 1.43  | 2.67 1.45  | 3.11 0.52  | 3.00 0.67  |
| T-P/D              | 1.95       | 0.20       | 0.16       | 0.03       | 0.16       |
| Alkalinity         | 118.2 47.7 | 104.2 28.8 | 122.8 42.2 | 133.3 24.4 | 132.4 34.3 |

いずれにしても、バン土添加硝化脱窒法ではAl添加濃度、運転条件によ、て生物処理水のSS濃度が高くなり、結果として他の水質項目に影響を及ぼしう、るため、何らかのSS対策を留意しておく必要がある。その現実的な対応のひとつとして急速沈殿池の付設が考えられる。

バン土添加硝化脱窒法の処理水の浮遊性(図-2)は、浮遊が異なるので単純な比較はできないが、標準法よりもすくわれており、前年度に調査した循環法処理水と同様の傾向が認められた。ただ、本法の場合、流入する浮遊物負荷がかなり高いために浮遊継続時間が必然的に短くなり、遂洗水量比が大きくなること、遂洗水とともに排出されるSS性のリンの水処理系への回帰といった現実面での問題があり、今後検討を要する課題である。

### 3-2. アルカリ度, pH

エアレーションタンクへの硫酸バン土の添加により、懸念されるのがアルカリ度の消費とpH低下の問題である。とくに、循環法のような硝化反応を含む処理法との併用では重要な事項である。

図-3はAl添加濃度と窒素除去反応以外で消費されたと推定されるアルカリ度との関係を示したものである。この図から、添加されたAlは殆ど $Al(OH)_3$ となっておりと推察される。このことはエアレーションタンクの追跡調査から知られる槽内の $PO_4-P$ およびアルカリ度の挙動によっても裏打ちされる。したがって、汚泥中にAlが蓄積した状態では、流入原水中のリンの大部分はエアレーションタンク流入部で吸着あるいは化学的に固定されるため、流出端で添加されたAlは直接リンと反応するのではなく、一旦、汚泥中に水酸化物等の形で蓄積された後にリン除去に関与するものと考えられる。

ここで得られた結果に基づいて、バン土添加硝化脱窒法でのアルカリ度収支を(1)バン土添加濃度 $4\text{mg-Al/l}$ 、(2)流入窒素はアンモニア態として $20\text{mg-N/l}$ 、(3)循環比1.5との条件下で試算すると、合計 $118\text{mg/l}$ のアルカリ度が消費され、場合によってはアルカリ度が不足し緩衝能がなくなるためにpHが低下するような事態が危惧される。バン土添加濃度とpH低下との関係は明確ではないが、たとえば区分IVでは

処理水アルカリ度が $24\text{mg/l}$ まで低下し、pHはエアレーションタンクを流下する間に約0.5低下している。

### 3-3. 窒素

硫酸バン土の添加でさらに問題となるのは、硝化脱窒反応に対する影響の有無である。

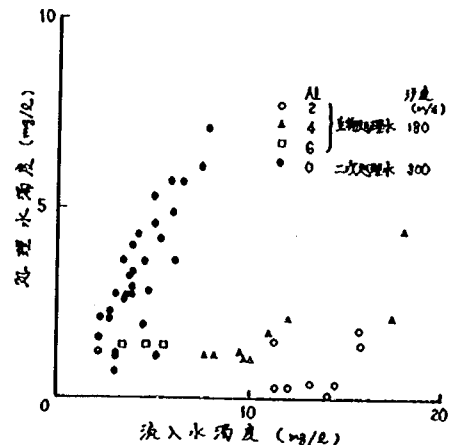


図-2. 浮遊特性の比較

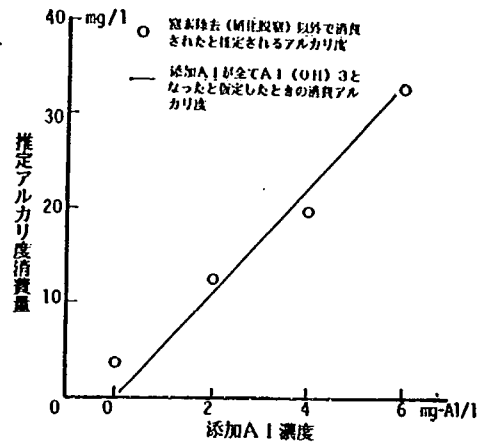


図-3. アルカリ度消費と添加Al濃度との関係

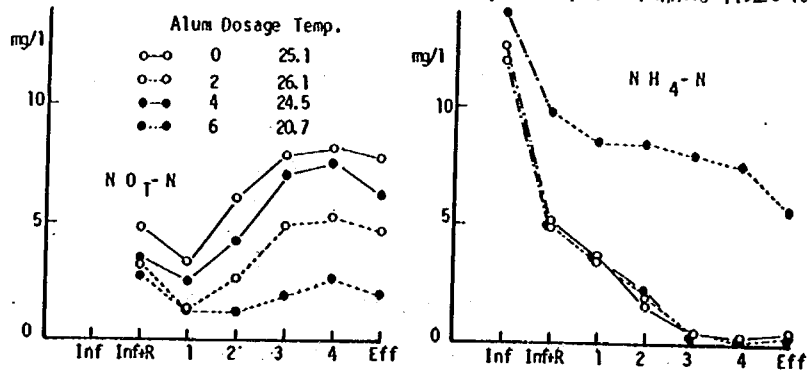


図-4. エアレーションタンク内の窒素の挙動 ( $NO_3-N$ ,  $NH_4-N$ )

図-4はエアレーションタンクの追跡調査結果である。 $\text{NO}_3\text{-N}$ 、 $\text{NH}_4\text{-N}$ の挙動から、 $\text{Al}=6\text{mg/l}$ では明らかに硝化反応に影響の出ていることがわかる。図-5は異なる区分で測定した硝化速度を水温に対してプロットしたものである。この結果からも $\text{Al}=4\text{mg/l}$ 以下では硝化速度に問題のないことが示される。ここで注意を要する点はバントの添加方法である。今回調査ではバントを $2\text{mg-Al/l}$ から処理状況を見ながら徐々に上げていったが、前年度の予備調査では当初からバントを $4\text{mg-Al/l}$ 添加した。図-5の“▲”はその際に測定した硝化速度を示している。この結果から、バントで $4\text{mg-Al/l}$ までは硝化反応に影響がないといえる。実際の運転操作では低濃度域からバントに対する馴致を図りながら設定値まで上げていくことが必要である。一方、脱窒反応に関しては、これまで調査した範囲では、 $\text{Al}$ 添加濃度、添加方法によってくに影響は認められなかった。

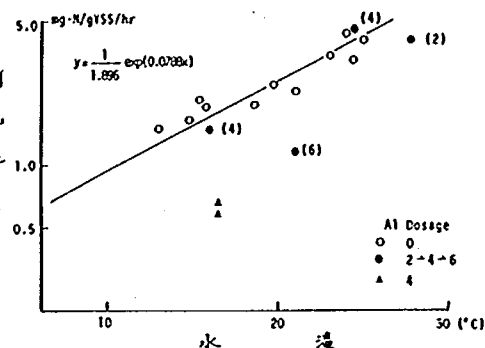


図-5. 硝化速度と水温との関係

### 3-4. 負荷変動に対する応答

図-6は流量変動を与えた場合の $\text{NH}_4\text{-N}$ 、 $\text{P-D}$ の経時変化である。流入リン濃度は $2-3\text{mg-P/l}$ の範囲で変動するが、処理水は $0.1-0.2\text{mg-P/l}$ で極めて安定している。一方、流入 $\text{NH}_4\text{-N}$ は $16-20\text{mg-N/l}$ と濃度的には変動は小さいが、処理水への $\text{NH}_4\text{-N}$ のリークが見られ、ピーク時には $2-4\text{mg-N/l}$ に達する。流入 $\text{NH}_4\text{-N}$ の経時変化を負荷量で見ると14時前

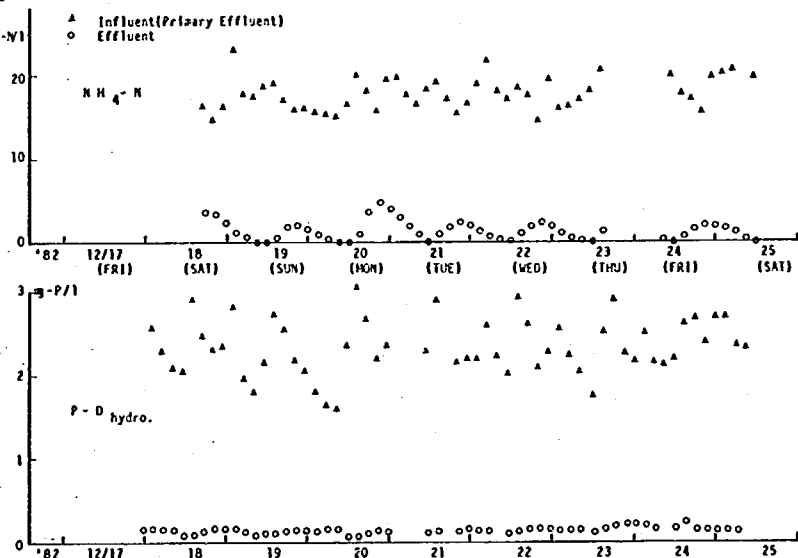


図-6. 窒素・リンの経時変化例

後にピークがあり、実滞留時間から処理水に現われる $\text{NH}_4\text{-N}$ のピークはこの流入負荷ピークに対応することがわかる。実際、流量変動比を考慮して硝化速度から酸化可能な $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度を推定した結果は実測値とよく一致しており、 $\text{NH}_4\text{-N}$ の残留は硝化時間の不足が原因であるといえる。

以上のことから、流量変動のある場合に硫酸バントを一定流量の運転条件下で最適と認められた濃度で定量注入しても、リン除去および硝化活性に対する影響はないと結論できる。

### 4. おわりに

今回の調査から、バント添加硝化脱窒法により、良好な処理水質の得られることが判明したが、下水処理は汚泥の処理区分まで行われてはじめて完結するわけであるから、除去技術の開発に当っては今後、このことも含めたトータル・システムとしての見地からの検討が重要である。

### 1. まえがき

排水規制あるいは下水道整備の促進により、全国の河川水質環境は徐々に改善されつつあるが、一部都市河川においては雑排水対策の遅れなどにより、水質は未だ満足な状態から程遠く単に水質悪化による水資源としての価値の低下のみならず、周辺の住環境にまで悪影響を及ぼしている場合さえある。本研究は外部から河川に流入する汚濁負荷を削減するという従来の施策とは異なり、付着微生物により生物学的に酸化除去し、都市河川水の直接的な浄化を行う施設のあり方、適用性について検討を進めている。

### 2. 目的

本実験は、還流水路を用い、河川に水質浄化工を設置した場合にどの程度の効果が期待できるかを予測し、評価する目的で以下のことを実施した。

- (1) 現在都市河川で最もよく見られるコンクリート河床から、礫と敷きつめる礫状河床とした場合の、河川の水質浄化能力の変化を調査する。今年度の実験では、粒径の異なる2種類の礫を用い、それぞれの浄化能力に及ぼす礫粒径の影響を検討する。
- (2) 河川水中の溶存酸素濃度の変化から、酸素収収法に基づいて河床付着生物の代謝作用を定量的に評価する方法について考察する。

### 3. 大型還流水路による実験

#### 3.1 実験施設

実験に使用した水路は図-1に示すような全長290mのステンレス製循環水路である。断面形状は水路底幅0.5m、水路上端幅1.5mの台形であり、水路勾配は1/1000である。人工汚濁水は、水路を流下したのち、一時タンクにためられてから、水路上流端にポンプアップされる。水路は全く同形のもが南北方向に5本設置されており、予め設定された流量の人工汚濁水を供給できるようにになっている。

#### 3.2 実験方法

実験は昭和57年9月22日から12月25日までの約3ヶ月間行なった。実験条件を表-1に示す。RUN1～RUN4における循環方式とは、人

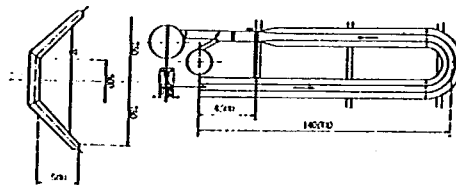


図-1 還流水路

| 測定方法          | 測定 | RUN 1 | RUN 2   | RUN 3   | RUN 4   | RUN 5     |
|---------------|----|-------|---------|---------|---------|-----------|
|               | 測定 | 測定    | 測定      | 測定      | 測定      | 測定        |
| 溶存酸素濃度 (mg/l) | 測定 | 0     | 625 g/日 | 625 g/日 | 625 g/日 | 25 mg/l   |
| 溶存酸素濃度 (mg/l) | 測定 | 0     | 625 g/日 | 544 g/日 | 625 g/日 | 26.5 mg/l |
| 流速 (cm/s)     | 測定 | 10.3  | 12.8    | 11~13   | 11.3    | 1.7       |
| 平均流速 (cm/s)   | 測定 | 34.9  | 33.8    | 26~36   | 35.7    | 5.4       |
| 流速 (cm/s)     | 測定 | 48    | 48      | 48      | 48      | 48        |
| 流速 (cm/s)     | 測定 | 1.21  | 0.96    | 0.55    | 1.07    | 1.04      |

● 還流水路では、測定より上の部分の流速、流速である。  
 ● 還流水路の流速を測るための流速計の流速である。

表-1 還流水路実験条件

工汚濁水を循環させつつ表中に示す滞留時間で、人工汚濁水と交換する方法で、RUN5の非循環方式とは人工汚濁水の自然流下のみを行なわせる方法である。汚濁物質としては市販の脱脂粉乳(スキムミルク)を用い、1日分を20～24回に分け、60～70分間隔で水道水に溶解させ供給した。ろ床材として用いた礫は、小粒径(平均径3cm)と大粒径(平均径9cm)の2種類で、敷設厚は約20cmとした。(図-2 礫ろ床の粒度分布を示す。)

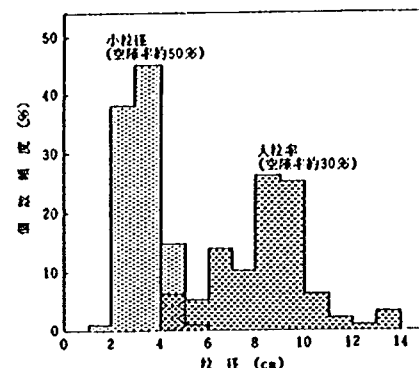


図-2 礫ろ床の粒度分布

#### 4. 実験結果

##### 4.1 循環水路(RUN1～4)における流水水質

図-3のレーダーチャートはRUN5を除く各水路流水の実験期間中の平均水質を示したものである。全項目にわたり、(RUN3) > (RUN4) > (RUN2)の関係が見出され、礫ろ床の汚濁物質除去能力の高いことがわかる。しかし、この実験期間中にみられた、高い汚濁物除去効果は、微生物体に変換された汚濁物のろ床空隙中への沈殿、堆積現象によるものが主要因と考えられる。

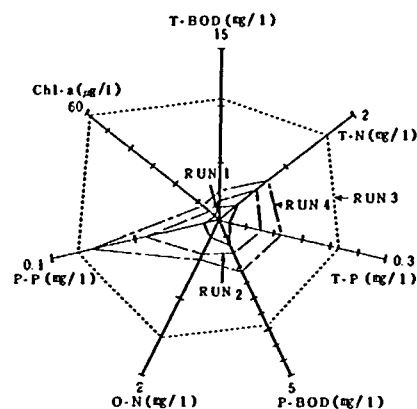


図-3 各水路平均水質

##### 4.2 礫ろ床のBOD除去効果

RUN2～RUN4については、水路流水のBODは一樣とみなされるので、平均BOD除去率は次式で求められる。

$$\text{BOD除去率} = 1 - \frac{\text{流水の平均BOD}(\text{mg/l}) \times \text{水路内水容積}(\text{m}^3)}{\text{BODとしての脱脂粉乳負荷}(\text{g/d}) \times \text{滞留時間}(\text{d})}$$

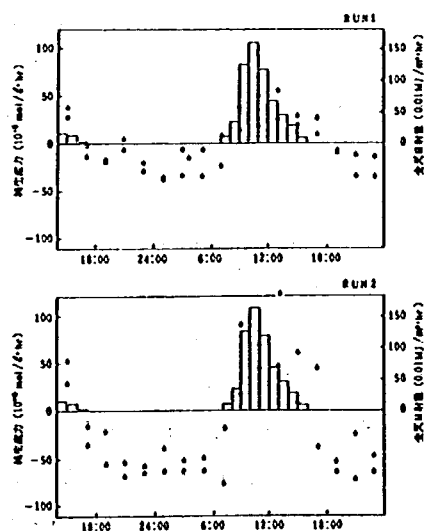
上式で計算した各水路での平均BOD除去率を表-2に示す。この表からも、礫床のBOD除去効果が大きいことがわかる。さらに、礫粒径について比較すれば、大粒径の方が効果が大きい。これは礫床内の空隙体積が大きいため水の流通性が良い事と、汚泥ため容積が大きいことによると考えられる。

表-2 BOD平均除去率

| 水路        | RUN2 | RUN3 | RUN4 |
|-----------|------|------|------|
| BOD除去率(%) | 91   | 30   | 86   |

##### 4.3 酸素収支法に基づく純生産力の推定

流水中から除去される有機物は、一部は礫ろ床中に堆積し、一部は生物学的に酸化分解される。逆に主としてろ床に付着する藻類の光合成により、生産される有機物もある。河川水質浄化工の構造は、河川水中の微生物群集による有機物酸化分解作用を高めるものでなければならないが、同



時に藻類の光合成による生産が抑制されるように配慮されなければならない。

昭和57年11月15日午後3時から16日午後3時の間に観測したDO変動から純生産力を求めた。純生産力は、流水の自由表面における酸素移動と微生物群集の生産、呼吸活動に伴う酸素収支および上水供給による水の交換を考えれば還流水路中のDO変化は次式に示すようになる。

$$\frac{dc}{dx} = K_2(C_s - C) + \beta(C_m - C) + \beta \dots (1)$$

C: 流水DO (mg/l)  $C_s$ : 飽和DO (mg/l)

$C_m$ : 供給水DO (mg/l)  $\beta$ : 群集純生産速度 (mgO<sub>2</sub>/chr)

$K_2$ : 水路再ば、気系数 (1/hr)

$\beta$ : 水路希釈率あるいは滞留時間の逆数 (1/hr)

式(1)の左辺と  $dc/dx$  を差分で近似し RUN 2 - RUN 3 についての純生産力  $\beta$  を求め図-4に示す。この時の日射量と純生産力の関係を図-5に示す。また、この純生産力から P/R 比 (純生産力と呼吸および酸化分解速度) を求め表-3にその結果を示す。RUN 2、RUN 4では有機物の酸化分解作用が支配的であるのに対して、RUN 1、RUN 3では藻類の光合成作用の方が卓越している。有機物分解作用は RUN 4の方が RUN 2より大である。

#### 4.4 グルコース投入実験による浄化能力の評価

各水路の有機物除去を調べるため、グルコースを投入し、流水中における減少速度を測定した。RUN 1 ~ RUN 4 については、12月15日60 mg/l になるようにグルコースを投入し一様に分散させた後、1時間後に採水し、アンソロン法によってグルコースを定量した。グルコースの減少は一次反応式に従うと仮定して、減少係数を求め表-4に示す。平常実験時(無負荷)の RUN 1 では、生産が分解を上回っているが、グルコースを投入すると RUN 4 に等しい大きな減少速度係数が観測された。RUN 3 のステンレス路床での減少速度が0であることをあわせて考慮すると、グルコースの減少は生物化学的な分解よりも、附着生物群への吸着が主であると考えられる。

#### 4.5 非循環型水路 (RUN 5) における浄化効果

図-6、図-7は、11月16日に RUN 5 で観測され

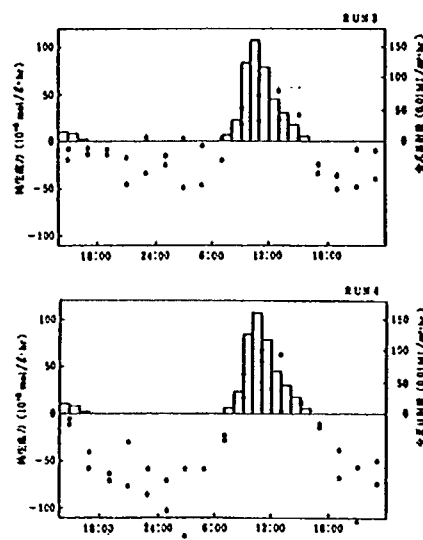


図-4 還流水路における純生産力

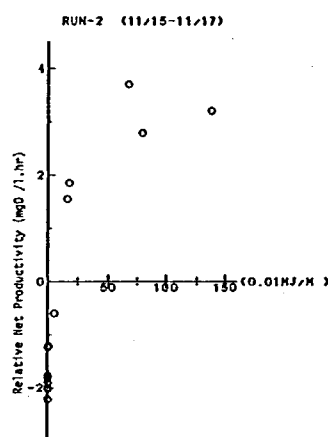


図-5 日射量と純生産力との関係

| 水路                            | RUN 1 | RUN 2 | RUN 3 | RUN 4 |
|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| 純生産力 (mgO <sub>2</sub> /l・hr) | 5.0   | -6.9  | 0.9   | -8.8  |
| P/R 比                         | 1.3   | 0.9   | 1.1   | 0.6   |

(1982.11.15-16)

表-3 循環型水路における純生産力と P/R 比

| 水路                | RUN 1 | RUN 2 | RUN 3 | RUN 4 | RUN 5 |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 酸素を消費する減少係数 (1/日) | 10    | 18    | 0     | 12    | 2.9   |

表-4 グルコース減少係数

に流水中のBOD、T-P、窒素の流下方向の分布を示したものである。BODは、上流側50mまでの区間で約60%が除去され、それ以後の部分は、BODの除去にほとんど寄与していない。窒素とリンは、全流程を通じて若干の減少は見られたものの、大きな浄化効果は期待できないことがわかる。

次にRUN5における純生産力とP/R比を求め表-5に示す。有機物の酸化分解作用は、水路の上流端部分で最も活発におこなわれており、下流部では小さくなる。区間Ⅲでは、光合成により生産と分解作用がほとんどつり合っており、有機物の除去には寄与していない。このことは、区間Ⅲ、ⅣにおいてほとんどBODが除去されないことを示す図-6とよく一致するものである。

グルコース投入実験についてRUN5では、12月20日上流端からグルコースを連続的に流し、約2時間後に流下方向の濃度分布を測定した。その結果は図-8に示す。この場合も循環型のRUN1～RUN4と同様にグルコースの減少は一次反応に従うと考えて、cと底とする減少係数を求めると、2.9(1/日)となった。

## 5. おわりに

今回の実験では、普通河川中流域の河床材である礫を用い、河川の自浄作用について調整検討を行ないX下の知見を得た。礫河床は、BOD、COD、SSの除去効果が大きい。N、Pの除去については、あまり期待はできない。また礫粒径については、大粒径の方が大きい効果を示した。また、これらの路床材の実河川適用性について①河川の疎通能力低下②流量増大時の路床材の破壊等を実験的に検討している。

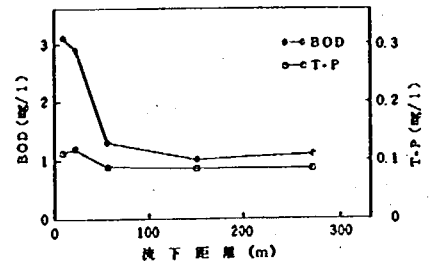


図-6 BOD、T-Pの分布(RUN5)

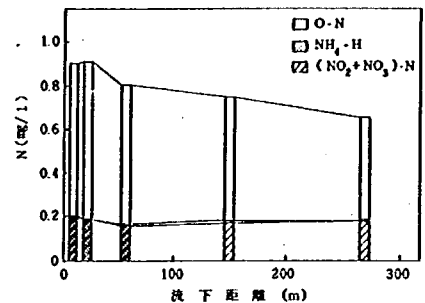


図-7 Nの形態別分布(RUN5)

表-5 非循環水路RUN5における純生産力とP/R比。

| 区 間                                                   | I      | II    | III  | IV    |
|-------------------------------------------------------|--------|-------|------|-------|
| 純 生 産 力<br>( $\text{mgO}_2/\text{Z} \cdot \text{H}$ ) | -114.6 | -59.9 | 0.6  | -39.1 |
| P / R 比                                               | 0.24   | 0.54  | 1.00 | 0.78  |

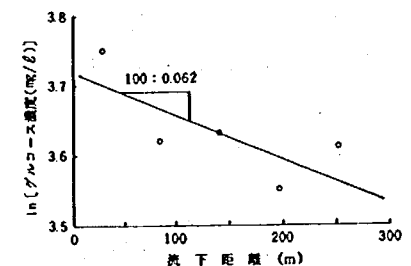


図-8 RUN5におけるグルコース濃度の減衰

小島貞男：自然の浄化能力を利用した水質改善、用水と廃水 Vol.124 No.1 (1982)

津田松苗：水質汚濁の生態学、公害対策技術同有会、昭和47年

## 1. まえがき

ダム貯水池築造に伴う流水の滞留は、自然河川とは異なった水理特性、生態系を持つ水域も出現させ、場合によっては流水水質に種々の変化を生じさせることがある。このような水質変化が自然、社会環境に与える影響を事前に予測し、その対策について検討することは、貯水池管理上、重要な研究課題である。本研究は、上述の要請に対し、貯水池水質の定量的把握に資する水質解析モデルを提案し、モデル特性の検討結果ならびにモデルダムにおけるケーススタディについて報告するものである。

## 2. 貯水池水質解析モデル

本モデルは、植物プランクトン（一次生産者）を中心とした貯水池内の水質変化の擬似構造を数式で表現し数値解析を行うことにより、その時空間分布を把握しようとするものである。モデルの概要を以下に示す。まず貯水池を図-1のように鉛直方向に4層に分割し、各層内部における生化学的および物理的な濃度変化を取り扱う。生化学的な水質変化は図-2に示す9種類の水質因子に水温を加え、これら相互の変化過程について数式化を試みた。なお、植物プランクトンと動物プランクトンの現存量を表現する指標にはクロロフィルa濃度、炭素濃度を用いた。図-2の水質変化機構にもとづいて、各水質指標の濃度収支式を連立常微分方程式系で表現すればモデル式は以下になる。

$$\frac{d(T_i V_i)}{dt} = F(T_i) + \frac{1}{\rho_i C_w} (A_i \phi_i - A_{i+1} \phi_{i+1}) \quad \text{-----(1)}$$

$$\frac{d(C_i V_i)}{dt} = F(C_i) + V_o(C_i) + S(C_i) \quad \text{-----(2)}$$

$$F(X_i) = -(\sum a_{im} \cdot Q_{om}) X_i + b_i \cdot Q_{in} \cdot X_{in} + D_{i-1} \cdot X_{i-1,x} - D_i \cdot X_{i,x} \quad \text{-----(3)}$$

$$V_o(X_i) = (C_{i-1} \cdot A_i - C_i \cdot A_{i+1}) \cdot V_{oc} \quad \text{-----(4)}$$

ここに、

$T_i$ :  $i$ 層における水温,  $V_i$ :  $i$ 層における貯留量,  $\rho_i$ :  $i$ 層の貯留水の密度,  $C_w$ : 水の比熱,  $A_i$ :  $i$ 層の水平面積,  $\phi_i$ :  $i$ 層に達する輻射熱,  $C_i$ :  $i$ 層における各水質濃度,  $F$ : 流出入項,  $V_o$ : 沈降項,  $S$ : 生化学的生産・消費項,  $X_i$ : 水温および各水質濃度,  $a_{im}$ : 放流施設  $m$  からの放流量のうち  $i$  層が

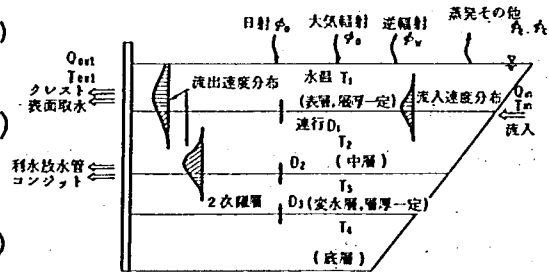


図-1 貯水池層分割図

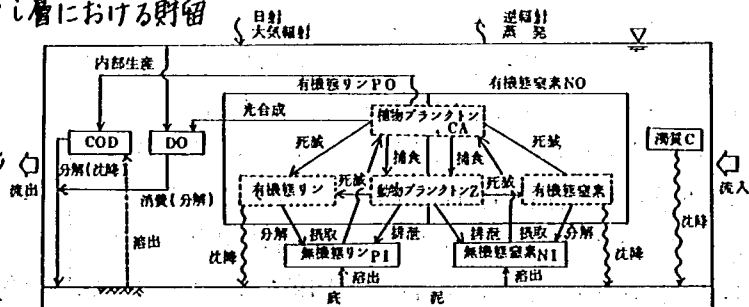


図-2 貯水池内水質変化機構概略図

表-1 基礎式 (生化学的生産・消費項)

|                                                                                                                                                                                                                                       |  |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--|
| $S(CAL) = (GPI - D_{CAL} - GZI) \cdot CAL \cdot VI$ .....(5)                                                                                                                                                                          |  |
| $GPI = \beta SI \cdot \mu_{20} \cdot \theta_d^{T-20} \cdot \frac{1}{15} \exp\left(1 - \frac{1}{15}\right) \cdot \frac{NII}{HNI+HPI} \cdot \frac{PII}{HPI+PII}$ .....(6)                                                               |  |
| $D_{CAL} = R_{CA} \cdot \theta_{CA}^{T-20}$ .....(7)                                                                                                                                                                                  |  |
| $GZI = R_{Z1} \cdot \frac{HCA}{HCA+CAL} \cdot ZI$ .....(8)                                                                                                                                                                            |  |
| $S(ZI) = (\alpha \cdot \alpha_Z \cdot GZI \cdot CAL - R_Z \cdot \theta_Z^{T-20} \cdot ZI) \cdot VI$ .....(9)                                                                                                                          |  |
| $S(DOI) = \left\{ K_1 (DO_i - DO_L) + K_2 \cdot \theta_{DO}^{T-20} \cdot CAL - K_3 \cdot COD_L - Y \left( \frac{AB}{11} \right) \right\} \cdot VI$ .....(10)                                                                          |  |
| $S(COD_i) = (K_P \cdot GPI \cdot CAL - R_C \cdot \theta_C^{T-20} \cdot COD_i) \cdot VI + R_{WC} \cdot \theta_{WC}^{T-20} \cdot AS$ .....(11)                                                                                          |  |
| $S(PII) = \left\{ (-\beta_P \cdot GPI + \beta_P (1 - \alpha_Z) \cdot GZI) \cdot CAL + R_P \cdot \theta_P^{T-20} (POI - \beta_P \cdot CAL - \Gamma_P \cdot ZI) \right\} \cdot VI + R_{WP} \cdot \theta_{WP}^{T-20} \cdot AS$ .....(12) |  |
| $S(POI) = \left\{ (\beta_P \cdot GPI - \beta_P (1 - \alpha_Z) \cdot GZI) \cdot CAL - \beta_P (POI - \beta_P \cdot CAL - \Gamma_P \cdot ZI) \right\} \cdot VI$ .....(13)                                                               |  |
| $S(NII) = \left\{ (-\beta_N \cdot GPI + \beta_N (1 - \alpha_Z) \cdot GZI) \cdot CAL + R_N \cdot \theta_N^{T-20} (NOI - \beta_N \cdot CAL - \Gamma_N \cdot ZI) \right\} \cdot VI + R_{WN} \cdot \theta_{WN}^{T-20} \cdot AS$ .....(14) |  |
| $S(NOI) = \left\{ (\beta_N \cdot GPI - \beta_N (1 - \alpha_Z) \cdot GZI) \cdot CAL - \beta_N (NOI - \beta_N \cdot CAL - \Gamma_N \cdot ZI) \right\} \cdot VI$ .....(15)                                                               |  |

ここに、  
 CAL: 第1層におけるクロロフィルa濃度、AB: 貯水池底面積、  
 ZI: 炭素濃度、  
 DOI: 飽和溶存酸素濃度、  
 DOi: 溶存酸素濃度、  
 CODi: COD濃度、  
 PII: 無機態リン濃度、  
 NII: 無機態窒素濃度、  
 POI: 有機態リン濃度、  
 NOI: 有機態窒素濃度、  
 I<sub>r</sub>: 深度*r*における日射量、<sub>1</sub>*r* = <sub>10</sub>exp(-<sub>1</sub>*r*(<sub>1</sub>*s*-<sub>1</sub>*y*)) .....(16)  
 I<sub>0</sub>: 水表面の日射量、Y: 水表面水深

表-2 パラメーター一覧表 (生化学的生産・消費項)

| パラメータ           | 説明                                                         |
|-----------------|------------------------------------------------------------|
| $\beta SI$      | 植物プランクトン増殖率のスペース効果係数 $\beta SI = \exp(-\beta_S \cdot CAL)$ |
| $\mu_{20}$      | 20℃における植物プランクトン増殖によるクロロフィルa生成率                             |
| $\theta_d$      | 植物プランクトン増殖によるクロロフィルa生成率に対する温度係数                            |
| $\theta_{d1}$   | 植物プランクトンの最大増殖率を与える最適日射量                                    |
| $\eta$          | 日射量減衰係数 $\eta = \eta_1 + 0.001 \cdot CAL$                  |
| HNI             | 無機態窒素に関する半飽和定数                                             |
| HPI             | 無機態リンに関する半飽和定数                                             |
| RCA             | 20℃における植物プランクトンの呼吸によるクロロフィルa消費率                            |
| $\theta_{CA}$   | 植物プランクトンの呼吸によるクロロフィルa消費率に対する温度係数                           |
| R <sub>Z</sub>  | 動物プランクトンの水の過剰率                                             |
| HCA             | クロロフィルaに関する半飽和定数                                           |
| $\alpha$        | 植物プランクトン中の炭素量とクロロフィルa量の比                                   |
| $\alpha_Z$      | 動物プランクトンの同化率                                               |
| R <sub>Z</sub>  | 20℃における動物プランクトンの呼吸による動物プランクトンの消費率                          |
| $\theta_Z$      | 動物プランクトンの呼吸による動物プランクトンの消費率に対する温度係数                         |
| K <sub>1</sub>  | 再呼吸係数                                                      |
| K <sub>2</sub>  | 20℃における光合成によるDO生産率                                         |
| $\theta_{DO}$   | 光合成によるDO生産率に対する温度係数                                        |
| K <sub>3</sub>  | COD物質によるDO消費率                                              |
| $\Gamma$        | 底泥によるDO消費率                                                 |
| R <sub>C</sub>  | 植物プランクトン中のCOD物質量とクロロフィルa量の比                                |
| K <sub>P</sub>  | 20℃のときのCOD分解率                                              |
| $\theta_C$      | COD分解率に対する温度係数                                             |
| R <sub>WC</sub> | CODの20℃のときの底泥からの溶出率                                        |
| $\theta_{WC}$   | CODの底泥からの溶出率に対する温度係数                                       |
| $\beta_P$       | 植物プランクトンのリンとクロロフィルa比                                       |
| R <sub>P</sub>  | 20℃のときの有機態リンから無機態リンへの変換率                                   |
| $\theta_P$      | 有機態リンから無機態リンへの変換率に対する温度係数                                  |
| $\Gamma_P$      | 動物プランクトンのリンと炭素比                                            |
| R <sub>WP</sub> | 底泥中のリン含有量                                                  |
| $\theta_{WP}$   | 溶存酸素の存在によるリンの溶出率減少を表す補正係数                                  |
| $\beta_N$       | 無機態リンの底泥からの溶出率に対する温度係数                                     |
| R <sub>N</sub>  | 植物プランクトンの窒素とクロロフィルa比                                       |
| $\theta_N$      | 20℃のときの有機態窒素から無機態窒素への変換率                                   |
| $\Gamma_N$      | 有機態窒素から無機態窒素への変換率に対する温度係数                                  |
| R <sub>WN</sub> | 動物プランクトンの窒素と炭素比                                            |
| $\theta_{WN}$   | 無機態窒素の20℃のときの底泥からの溶出率                                      |
| $\theta_{WN}$   | 無機態窒素の底泥からの溶出率に対する温度係数                                     |

らの流出量の割合、 $Q_{dm}$ :放流施設*m*からの放流量、 $b_i$ :流入量のうち*i*層への流入量の割合、 $Q_{in}$ :流入量、 $X_{in}$ :流入水温および流入水質濃度、 $V_{oc}$ :水質Cの沈降率、 $D_i$ :*i*層から*i*+1層への連行量で、 $D_i \geq 0$ の時  $X_{i,x} = X_i$ 、 $D_i < 0$ の時  $X_{i,x} = X_{i+1}$ 、 $D_0 = 0$ 、 $D_4 = 0$ 、 $C_0 = 0$ である。

各水質指標の生化学的生産・消費項については、表-1、表-2に基礎式およびそのパラメータを示す。また、沈降項は濁度、クロロフィルa、有機態の窒素・リンについて考慮した。

上述の基礎式をもとに数値計算を行うが、時間方向の離散化にRunge-Kutta法を用いて、計算時間間隔毎にまず貯水池内各層の移流量および水温を求め、その結果よりさらに水質の計算を行うものである。また初期条件、環境・境界条件およびパラメータ値は適用する貯水池について適当に設定する必要がある。

### 3. パラメータの感度分析

上述のモデルを実貯水池に適用するにあたっては、表-2に示すパラメータを妥当な値に設定する必要がある。現在、このパラメータの設定は室内実験や文献値によっているが、これから得られるパラメータ値はある幅を持っており固定化されたものはほとんどない。したがって、モデルの同定には、これらパラメータ値を試行錯誤的に決定することになるが、この作業は非常に困難を伴うことが多い。また、パラメータ値は解析結果に重大な影響を与えることが予想される。そこで、モデルパラメータの感度分析をモ

表-3 パラメータの感度分析結果

| パラメータ                                               | クロロフィルa | DO    | COD   | 無機態リン | 有機態リン | 無機態窒素 | 有機態窒素 |
|-----------------------------------------------------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $\eta_1$                                            | 0.42*   | 0.11  | 0.34* | 0.17  | 0.20  | 0.10  | 0.30* |
| $\beta_S$                                           | 0.59*   | 0.11  | 0.42* | 0.24  | 0.29  | 0.12  | 0.42* |
| $\mu_{20}$                                          | 0.68*   | 0.14  | 0.55* | 0.31* | 0.35* | 0.18  | 0.52* |
| $\theta_d$                                          | 0.37*   | 0.14  | 0.32* | 0.14  | 0.17  | 0.08  | 0.26  |
| I <sub>5</sub>                                      | 0.30*   | 0.03  | 0.21  | 0.11  | 0.14  | 0.06  | 0.20  |
| HNI, HPI                                            | 0.34*   | 0.09  | 0.24  | 0.11  | 0.15  | 0.06  | 0.22  |
| R <sub>8</sub>                                      | 0.39*   | 0.17  | 0.09  | 0.07  | 0.10  | 0.03  | 0.14  |
| HCA                                                 | 0.04    | 0.02  | 0.00  | 0.00  | 0.02  | 0.00  | 0.02  |
| RCA                                                 | 0.74*   | 0.44* | 0.27  | 0.16  | 0.23  | 0.08  | 0.28  |
| R <sub>Z</sub>                                      | 0.19    | 0.13  | 0.02  | 0.04  | 0.05  | 0.02  | 0.05  |
| K <sub>2</sub>                                      | 0.03    | 0.49* | 0.00  | 0.04  | 0.02  | 0.00  | 0.02  |
| K <sub>3</sub>                                      | 0.03    | 0.68* | 0.00  | 0.08  | 0.02  | 0.00  | 0.02  |
| $\Gamma$                                            | 0.03    | 0.08  | 0.00  | 0.02  | 0.02  | 0.00  | 0.02  |
| $V_{oc}$                                            | 0.26    | 0.10  | 0.16  | 0.22  | 0.49* | 0.06  | 0.22  |
| R <sub>C</sub> , R <sub>P</sub> , R <sub>N</sub>    | 0.22    | 0.50* | 0.45* | 0.22  | 0.21  | 0.15  | 0.27  |
| $\theta_C$ , $\theta_P$ , $\theta_N$                | 0.04    | 0.45* | 0.23  | 0.13  | 0.12  | 0.14  | 0.17  |
| R <sub>WC</sub> , R <sub>WP</sub> , R <sub>WN</sub> | 0.03    | 0.08  | 0.02  | 0.10  | 0.02  | 0.04  | 0.02  |
| $\theta_{WC}$ , $\theta_{WP}$ , $\theta_{WN}$       | 0.03    | 0.08  | 0.02  | 0.12  | 0.02  | 0.04  | 0.02  |
| $\beta_N$ , $\Gamma_N$                              | 0.05    | 0.02  | 0.02  | 0.01  | 0.02  | 0.12  | 0.42* |

注) 数値は、感度分析による年平均濃度の最大変化量を最大値で無次元化した値を示す。  
 \*印は0.4以上、\*印は0.3以上0.4未満

デルダムにおいて実施し、重要性の高いパラメータの抽出を行った。パラメータの感度分析結果の評価は、上記範囲でパラメータ値を変化させ、貯水池水質の年平均濃度の最大変化量を最大値で無次元化した値により行うものとした。すなわちこの数値の大きいもの程、当該水質に及ぼす影響度が大きいパラメータであることを意味している。結果を表-3に示すが、解析結果への影響度が特に大きいパラメータとしては、①日射量減衰係数の定数( $\eta_i$ )、②スペース効果係数の定数( $\beta_s$ )、③クロロフィルa生成率( $\mu_{20}$ )、④植物プランクトン呼吸率( $R_{CA}$ )、⑤分解速度( $R_O$ ,  $R_P$ ,  $R_N$ )の5種類のパラメータが挙げられる。一方、底泥からの溶出に關係するパラメータは、解析結果にあまり重要な意味を持たない様である。これは、一般にダム貯水池はV字形状をしており、水表面積に対して水深が大きく、底泥の影響が浅水湖沼ほど顕著でないことに起因しているものと思われる。また、水質因子の物理特性を規定する沈降率( $v_{oc}$ )についても注意を要する。本モデルを実貯水池に適用する際には、上述の諸点に留意しながらモデルパラメータの同定を実施する必要がある。

#### 4. モデルダムにおけるケーススタディ

##### 4.1 モデルの同定

前章の感度分析結果を踏まえて、本モデルを富栄養化の著しいAダム貯水池(総貯水容量1,690万 $m^3$ )に適用した。図-3には、モデル同定結果(昭和55年現況シミュレーション)、表-4はその時に用いたパラメータ設定値を示している。図より、同定結果は概ね実現象と一致しており、パラメータ設定値の妥当性が示された。なお、この時初期条件は昭和53年1月1日に設定し、図には3ヶ年連続計算を行った結果の最終年(昭和55年)のみを示している。

##### 4.2 水質改善対策の評価

前節で同定されたモデルを用いて、

表-4 パラメータの設定値

| パラメータ          | 単位                               | 設定値         | パラメータ         | 単位                               | 設定値   |
|----------------|----------------------------------|-------------|---------------|----------------------------------|-------|
| $\beta_s$      | 1/B                              | 0.0385      | $r$           | $\frac{g}{m^2 \cdot B}$          | 0.5   |
| $\mu_{20}$     | 1/B                              | 0.919       | KP            | $\frac{g}{m^2 \cdot ch}$         | 0.148 |
| $\theta_{\mu}$ |                                  | 1.05        | RC            | 1/B                              | 0.037 |
| IS             | $\frac{cal}{cm^2 \cdot B}$       | 400         | QC            |                                  | 1.05  |
| $\eta_i$       | 1/ $m^3$                         | 0.2         | RWC           | $\frac{g}{m^2 \cdot B}$          | 0.2   |
| HNI            | $\frac{g}{m^3}$                  | 0.1         | $\theta_{WC}$ |                                  | 1.05  |
| HPI            | $\frac{g}{m^3}$                  | 0.01        | $\beta_P$     | $\frac{g \cdot P}{m^2 \cdot ch}$ | 0.001 |
| RCA            | 1/B                              | 0.0957      | RP            | 1/B                              | 0.027 |
| $\theta_{CA}$  |                                  | 1.05        | $\theta_P$    |                                  | 1.05  |
| R $\theta$     | $\frac{g}{g \cdot C \cdot B}$    | 0.4         | RP            | $\frac{g \cdot P}{g \cdot C}$    | 0.02  |
| HCA            | $\frac{mg}{m^3}$                 | 60          | RWP           | $\frac{P \cdot mg}{g}$           | 1.0   |
| $\alpha$       | $\frac{g \cdot C}{m^2 \cdot ch}$ | 0.05        | $f(DO_4)$     | $\otimes 2$                      |       |
| $\alpha_z$     |                                  | 0.6         | $\theta_{WP}$ | $\frac{g \cdot W}{m^2 \cdot ch}$ | 1.05  |
| RZ             | 1/B                              | 0.0766      | $\beta_N$     |                                  | 0.01  |
| $\theta_Z$     |                                  | 1.05        | RN            | 1/B                              | 0.027 |
| K $_1$         | 1/B                              | $\otimes 1$ | $\theta_N$    |                                  | 1.05  |
| K $_2$         | 1/B                              | 0.063       | YN            | $\frac{g \cdot Y}{g \cdot C}$    | 0.2   |
| $\theta_{DO}$  |                                  | 1.072       | RWN           | $\frac{N \cdot mg}{g}$           | 0.03  |
| K $_3$         | 1/B                              | 0.1         | $\theta_{WN}$ |                                  | 1.05  |

$$\otimes 1 \quad K_1 = \frac{A_i}{V_i} \cdot \left\{ \frac{D}{(200-60/W) \times 10^5} \right\} \times 86400$$

ここに、A: 水表面積、V: 表層の貯水量

D: 分子拡散係数、W: 風速

$$\otimes 2 \quad f(DO_4) = 0.01 / (4.0 \cdot DO_4 + 1)$$

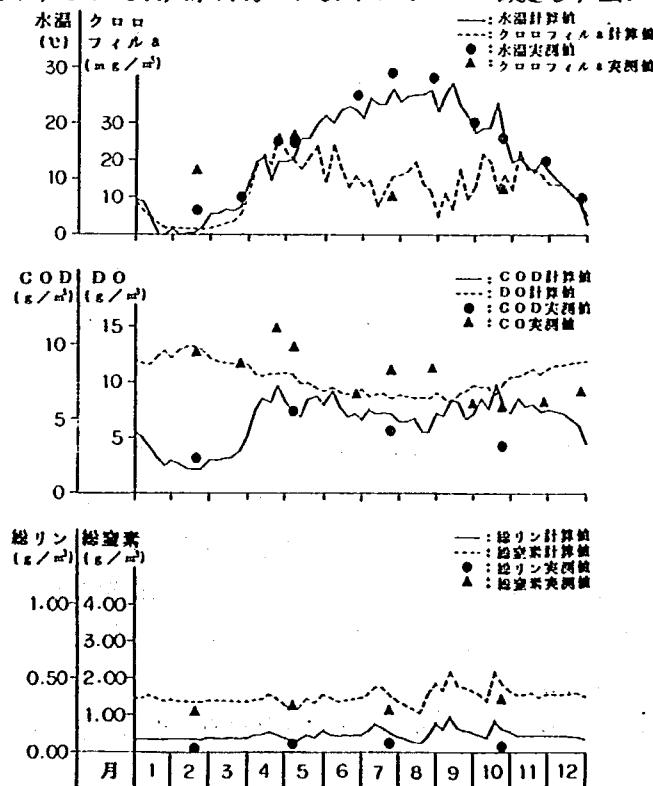


図-3 モデルの現地適用結果(昭和55年Aダム貯水池)

表-5 水質改善対策シミュレーションケース

| 水質改善対策 | 単一対策               | 複合対策   |         |
|--------|--------------------|--------|---------|
|        |                    | 全層     | 表・中層    |
| 選取取水   | 全層・表層取水            | Case 1 | Case 8  |
|        | 全層・中層・底層取水         | Case 2 | Case 9  |
|        | 洪水時・表層、洪水時・中層・底層取水 | Case 3 | Case 10 |
| 強制循環   | 全層                 | Case 4 | Case 11 |
|        | 表・中層               | Case 5 | Case 12 |
| 流入負荷削減 | 流入負荷量20%削減         | Case 6 | Case 13 |
|        | 流入負荷量40%削減         | Case 7 |         |

Aダム貯水池で種々の水質改善対策を実施した場合のシミュレーションを行い、その効果について検討を加えた。Aダムに適用可能な水質改善対策としては、選取取水、強制循環、流入負荷の削減の3種類が考えられるが、シミュレーションではこれらの単一対策およびその組み合わせにより表-5に示す13ケースについて実施した。計算条件はモデル同定時と同様とし、昭和55年の水質についてその改善効果を検討した。図-4には、対策を講じなかった場合との比較結果を示している。これより水質改善対策の効果について述べると以下のとおりである。

- ①13ケースのうちはっきりと効果がみられたのは流入負荷量を削減した場合である。
- ②全層循環および全層循環と表層放流を組み合わせた対策により、クロロフィルa濃度の若干の低下が認められる。
- ③縦リン・総窒素については、全期間中・底層より取水することによりわずかながら改善効果がみられる。

なお、モデルでは流速の植物アランクトンへの影響は表現されておらず、これを考慮すれば選取取水、強制循環による効果が、もう少しみられるものと思われる。

## 5. あとがき

本研究では、貯水池水質解析モデルの同定にあたり、特に重要なパラメータの抽出を行った。これにより、モデル同定の複雑さが若干解消されるものと思われる。一方、モデルダムにおけるケーススタディを実施し、対象ダムにおける水質改善対策として流入負荷量の削減が最も効果的であるという結論を得た。今後は、4章で述べたモデル上の問題点を改良し、水深方向の分割も細分化したモデルを作成して、水工学的対策のより綿密な検討を実施していく予定である。

## <参考文献>

森北、三浦：ダム貯水池における富栄養化予測手法、土木技術資料、Vol.25, No. 4, (1983)

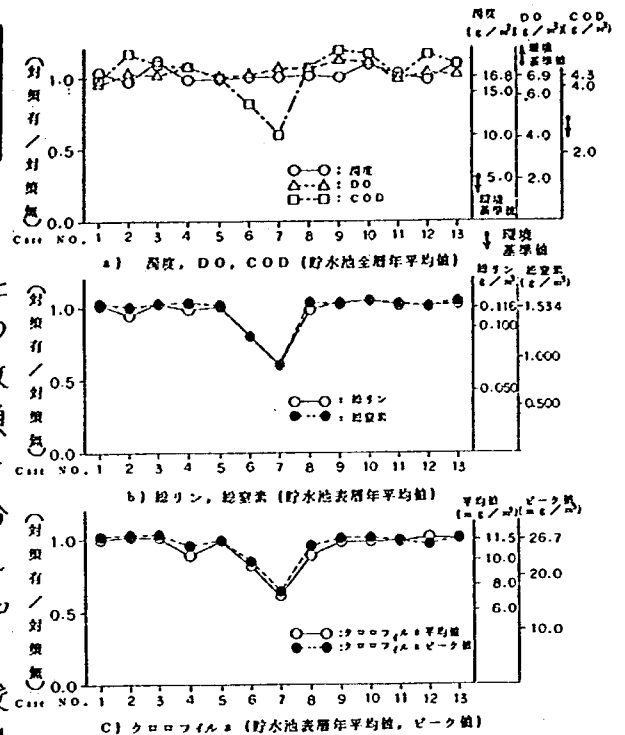


図-4 貯水池水質改善対策の評価

# ダム基礎岩盤における岩盤分類と原位置岩盤せん断試験値との相関性

ダム構造研究室 片平 博

## 1. まえがき

コンクリートダムの設計を行うに当っては、堤体の設計と共に基礎岩盤の設計が重要である。ことに良好なダムサイトが少なくなってきた近年においては、その岩盤強度の把握が安全でかつ合理的なダムの設計には必須なものとなっており、殆どどのダムサイトにおいて原位置岩盤せん断試験が実施されている。当研究室でも、直轄主要ダムの多くの試験データの蓄積がなされており、収集データの大半は高さ60m以上のコンクリートダムにおいて実施されたものである。これらの資料を整理検討することは、原位置岩盤せん断試験手法の合理化、及び適切な基礎岩盤設計値決定法が要望されている現在において、極めて有効なものと考えられる。

## 2. 調査目的

基礎岩盤の設計の精度を高めるためには、一般にダム基礎岩盤で行われている岩盤分類と物性値との相関性が良くなければならないが、岩盤性状は局所的に変化し、クラックの頻度、性状、及び試験の方法等によつては、試験結果にバラツキを生じることがある。従つて、これらの試験結果に対する可否判断を適切に行うことが大切であり、今回の調査では、バラツキの生じ易い原因と、各岩種ごとの一般的な力学的特性を把握することを目的とした。また、コンクリートダムの設計過程においては、地質調査の途中段階で概略設計が行われることが多く、既存の原位置試験値と岩盤分類との対応性を把握することは、設計に用いる概略の岩盤物性を知るうえで有効である。

## 3. 調査方法

岩盤のせん断強度は一般に次に示すクーロンの破壊公式により求められる。

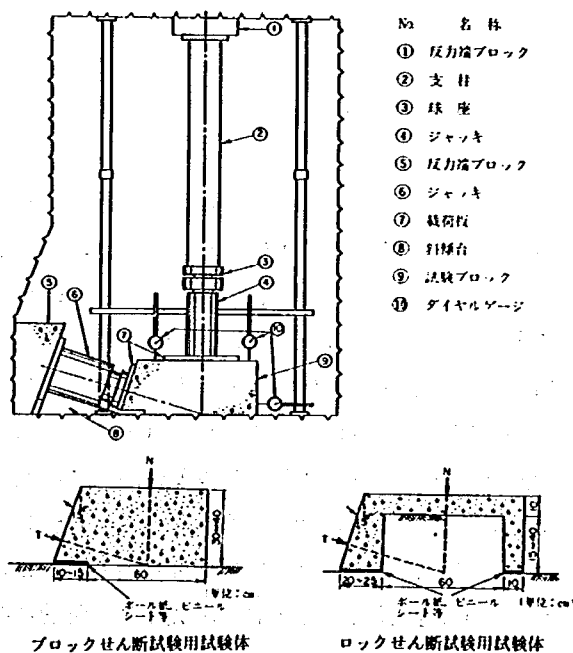
$$\tau = \tau_0 + \sigma \cdot \tan \phi \quad (1)$$

ここに  $\tau_0$ : 純せん断強度

$\sigma$ : 垂直(拘束)応力

$\phi$ : 内部せん断摩擦角

原位置岩盤せん断試験法には、図-1に示す様に、その試験体の製作方法のちがひにより、ブロックせん断試験とロックせん断試験との二通りがある。試験の方法は、鉛直方向ジャッキによりある一定の拘束力を作用させておき、せん断方向ジャッキによる荷重を増加させていくことによって、岩盤内にせん断破壊を生じさせるものであり、同一岩盤において鉛直荷重を変えたものを数



個実施し、破壊時の $\sigma$ - $\tau$ より、図-2に示す要領で設計に必要な $\tau_0$ 及び $\phi$ を求めるものである。

今回の調査では、全国の直轄ダムのうち35ダムより原位置岩盤せん断試験のデータを収集した。これらのデータについて、まず、ロックせん断試験とブロックせん断試験との試験法のちがいによる影響の有無、及び図-3に示す様に、せん断ブロックが上下方向に回転現象を生じていると認められるデータがあり、この回転現象がせん断強度に与える影響について検討を行った。次に、これらのせん断破壊時の $\sigma$ - $\tau$ の関係より、岩盤分類ごとのせん断強度( $\tau_0$ ,  $\phi$ )を比較するわけであるが、単に岩盤分類B, CH, CM, CL級ごとにデータを分類するだけでは、強度的なデータのバラツキが大きく、平均的な値で整理するには無理があることが、過去の調査結果より判明している。そこで今回は、岩盤の造岩鉱物の物理的性質や割れ目の発達状態・性状等が、互いに共通した特徴を有していると考えられる地質の成因に着目し、データを古・中生代堆積岩、広域変成岩、火成岩-深成岩、火山岩、第三期以降火山性堆積岩の5つのグループに分割し、各グループのせん断強度特性、及び岩盤分類との相関性について整理した。また、岩盤分類及び地質の成因別区分のいずれにも評価されない要素のうち、岩盤のせん断強度特性に影響を与えられとされる要素として、せん断方向に対する岩盤内の割れ目の方向がある。特に粘板岩や片岩類の様に、層理・片理面の発達により、岩盤全体が層状構造を呈する岩盤については、その片理面の方向とせん断強度との関連について検討を行った。

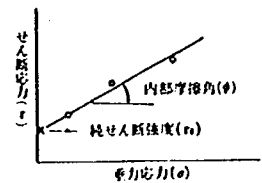


図-2 破壊応力とせん断強度

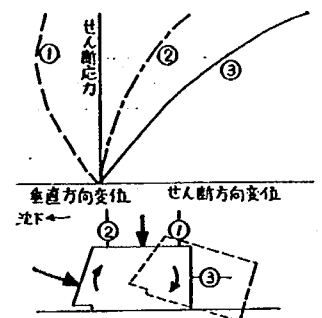


図-3 ブロックの回転現象

#### 4. 調査結果

##### 4.1. 試験手法が結果に与える影響

##### (1) ロックせん断試験とブロックせん断試験

ブロックせん断試験は、岩盤掘削時に試験面を痛める恐れがあるため、条件の悪い岩盤においてはロックせん断試験が実施されることが多い。しかし、今回の収集資料の中では、岩盤条件の比較的悪いCL級岩盤においても、ブロックせん断とロックせん断との試験結果の間に、明確な強度差は表れておらず、ブロックせん断試験でも、岩盤掘削時に岩盤を痛めぬ様充分注意することにより、ロックせん断試験と同様な試験結果が得られるものと考えられる。反面、CH級以上の強度の高い岩盤についてみると、ブロックせん断試験ではせん断応力 $\sigma = 60 \text{ kg/cm}^2$ 程度以上になると、せん断破壊がコンクリートブロック内または打設面に沿って発生してしまうものが多く、岩盤の真のせん断強度を捕えるに至っていない。また、固結度の低い岩盤や変質岩盤では、打設面に沿ったせん断破壊を示すものがあるが、これについては試験面の施工性の他に、固結度の低い泥岩等では岩盤表面附近がスレーキング等を起こしている場合も考えられ、整理においては注意を要するものである。

##### (2) ブロックの回転現象

ブロックが上下方向に回転現象を示しているデータについては、試験面に対して応力分布が不均

一となり、岩盤の強度や上載荷重の大きさにもよると考えられるが、偏心モーメントによって発生する引張応力が破壊を助長する可能性があり、強度が低くなる場合もあるようである。

#### 4.2. 地質の成因別岩盤区分とせん断強度

岩盤せん断強度は、地質の成

表-1 岩盤分類とせん断強度の関係

( $r_0$ :  $\text{kg}/\text{cm}^2$   $\phi$ : 角度)

| 成因別岩盤区分           |    | 岩 盤 分 類 |        |       |       |        |     |       |        |     |       |        |     |
|-------------------|----|---------|--------|-------|-------|--------|-----|-------|--------|-----|-------|--------|-----|
|                   |    | B       |        |       | CH    |        |     | CM    |        |     | CL    |        |     |
|                   |    | $r_0$   | $\phi$ | f     | $r_0$ | $\phi$ | f   | $r_0$ | $\phi$ | f   | $r_0$ | $\phi$ | f   |
| 古・中生代堆積岩          | 平均 | 28      | 50     | 1.2   | 20    | 50     | 1.2 | 19    | 45     | 1.0 | 7     | 45     | 1.0 |
|                   | 上限 | 34      | 53     | 1.3   | 31    | 57     | 1.5 | 29    | 53     | 1.3 | 13    | 51     | 1.2 |
|                   | 下限 | 22      | 48     | 1.1   | 12    | 44     | 1.0 | 10    | 39     | 0.8 | 5     | 33     | 0.7 |
| 広域変成岩             | 平均 | (35)    | (50)   | (1.2) | 24    | 50     | 1.2 | 14    | 45     | 1.0 | 6     | 45     | 1.0 |
|                   | 上限 | (47)    | (50)   | (1.2) | 39    | 55     | 1.4 | 25    | 53     | 1.3 | 7.5   | 49     | 1.2 |
|                   | 下限 | (28)    | (50)   | (1.2) | 11    | 50     | 1.2 | 8     | 41     | 0.9 | 4     | 40     | 0.8 |
| 火成岩深成岩            | 平均 | —       | —      | —     | 44    | 51     | 1.2 | 30    | 47     | 1.1 | 22    | 45     | 1.0 |
|                   | 上限 | —       | —      | —     | 82    | 52     | 1.3 | 68    | 50     | 1.2 | 40    | 45     | 1.0 |
|                   | 下限 | —       | —      | —     | 20    | 50     | 1.2 | 14    | 46     | 1.0 | 8     | 45     | 1.0 |
| 火成岩火山岩            | 平均 | 30      | 51     | 1.2   | 27    | 47     | 1.1 | 19    | 45     | 1.0 | 7     | 40     | 0.8 |
|                   | 上限 | 44      | 54     | 1.4   | 35    | 53     | 1.3 | 26    | 50     | 1.2 | 11    | 44     | 1.0 |
|                   | 下限 | 14      | 50     | 1.2   | 15    | 45     | 1.0 | 13    | 44     | 1.0 | 3     | 35     | 0.7 |
| 火山性堆積岩<br>(第三紀以降) | 平均 | —       | —      | —     | 35    | 51     | 1.2 | 19    | 51     | 1.2 | —     | —      | —   |
|                   | 上限 | —       | —      | —     | 48    | 56     | 1.5 | 28    | 55     | 1.4 | —     | —      | —   |
|                   | 下限 | —       | —      | —     | 22    | 50     | 1.2 | 11    | 50     | 1.2 | —     | —      | —   |

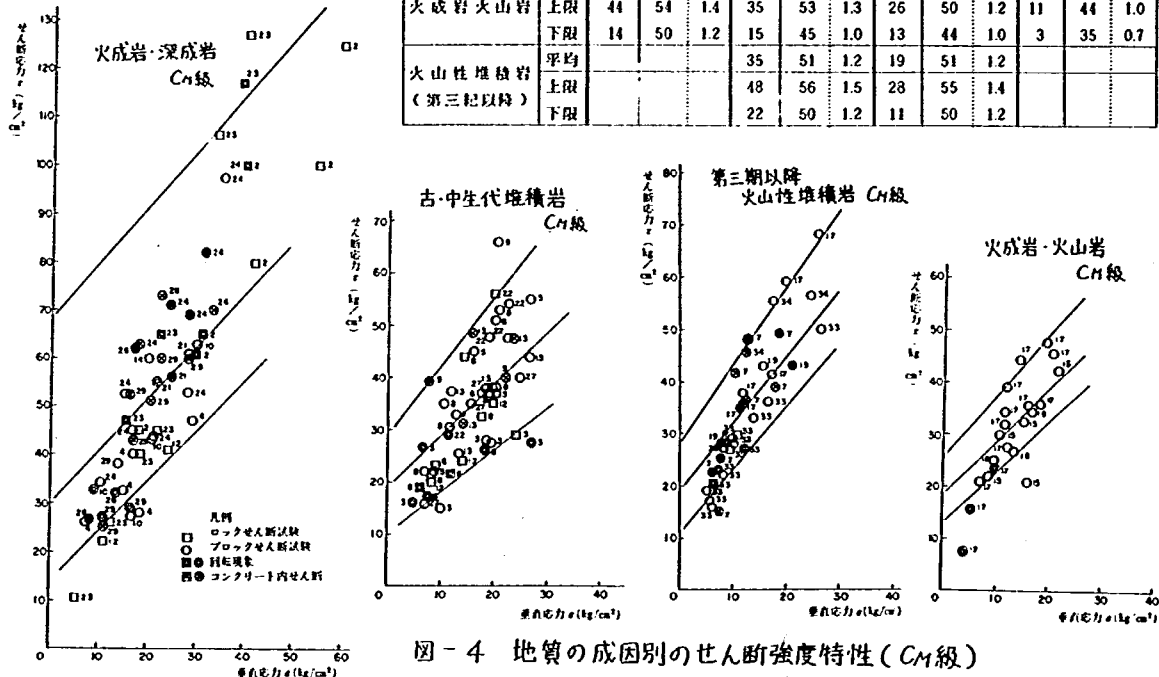


図-4 地質の成因別のせん断強度特性 (CH級)

因別岩盤区分ごとに異った特性を示しており、各成因ごとの岩盤分類との相関性は、データの分布にある程度の幅をもたせることにより、概ね対応がつきそうである。

地質の成因別の強度特性の比較をすると、同一岩盤分類に評価される岩盤であっても、キレツが少なく岩片自体も堅硬である火成岩類は、キレツや断層の発達している古・中生代堆積岩や変成岩類に比較して、高いせん断強度を有しているようである。岩盤自体の固結度と、変質の度合が問題となる第三期以降の火山性堆積岩は、キレツが少ないという有利な特性もあり、固結度が高く変質もしていないものについては、比較的高い強度が期待出来るようである。また、冷却節理の発達した火山岩についても、古・中生代堆積岩と同程度の強度特性を示しており、節理面が多くても節理面の状態や岩片の鮮度(風化度)等が岩盤分類に適切に評価されていたためと考えられる。

#### 4.3. キレツの方向とせん断強度

古・中生代堆積岩及び広域変成岩に対して、層理・片理面の方向が強度に与える影響をみるために、データを図-5に示す5つのタイプに分類し、各タイプごとのせん断強度特性を比較した。

例を図-6に示す。これより、層理・片理面の方向がせん断強度に影響を与えることは明確であり、層理・片理面がせん断方向に対して水平または流れ目であるC、Dタイプは、他のA、B、Eタイプに比較して、 $C_M$ 級岩盤で $\sigma_0$ にして5kg/cm<sup>2</sup>前後の強度低下が認められた。広域変成岩類においては、片理面がせん断方向に対してさし目方向となるものについても、低い強度を示すものがあり、これは片理面に沿って剥離し易い変成岩の特性に起因しているものと考えられる。

## 5. まとめと今後の方針

以上の結果を整理すると、

- ① ブロックせん断試験とロックせん断試験との試験法のちがいによる影響は、 $C_L \sim C_M$ 級の岩盤については少ないものと考えられる。但し泥岩等のスレーキングを起し易い岩盤や断層等に対しては必ずしもその限りでない。
- ② 曲げモーメントによる引張応力による破壊への影響が懸念され、ブロックの回転方向変位には注意を払う必要がある。
- ③ 同一岩盤分類に評価される岩盤であっても、造岩鉱物の特性や割れ目の発達状況のちがいにより、地質の成因毎にそれぞれ異なる強度特性を示す。
- ④ 岩盤分類及び地質の成因別岩盤区分の他に、岩盤のせん断強度を左右する要因として、せん断面に対するキレツ(層理・片理面を含む分離面)の方向性がある。
- ⑤ 岩盤分類とせん断強度との関係は、地質の成因や、キレツの方向性等による区分を行うことにより、データの分布にある幅をもつが、相関性を有する。

これまで、岩盤の完全破壊せん断強度に着目した調査結果を述べたが、原位置岩盤せん断試験の破壊に至るまでの経過を観察すると、荷重-変位曲線は弾性的挙動から非弾性的挙動へと移行していくことが確認出来る。従って、岩盤の設計上からは、弾性限界内の挙動、非弾性域の挙動について詳細に調査し、解析する必要がある。

## <参考文献>

青藤, 片平: 「ダム基礎岩盤の原位置試験に対する諸検討と考察」, 土研資料第1899号

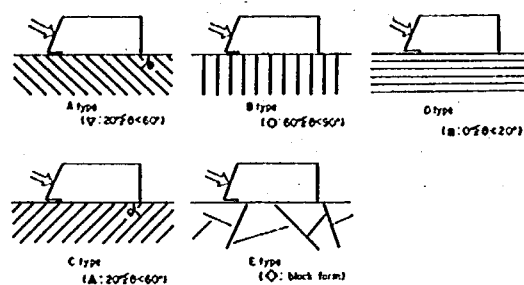


図-5 片理面の方向モデル

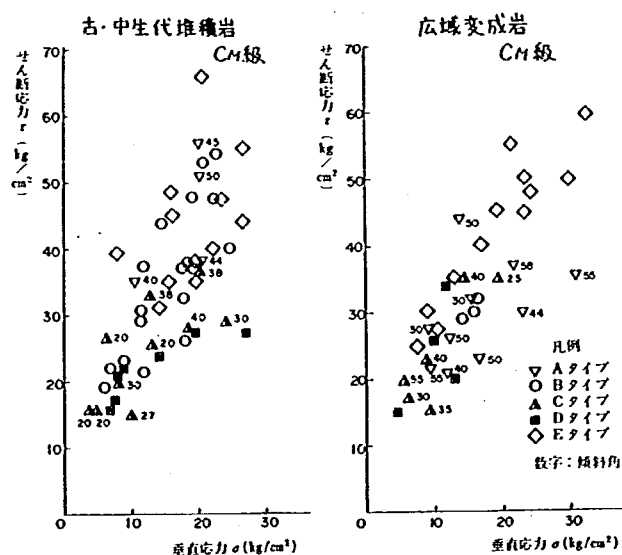


図-6 片理面の方向とせん断強度

# コンクリートの耐久性試験方法の改善

コンクリート研究室 石井 良美

## 1. まえがき

近年、コンクリート用骨材の枯渇、低品質化および骨材品質の多種多様化が指摘されている<sup>1)</sup>。現在、年間6億トン程度使用されているが今後も需要が次第に増加することが予想される。このような骨材状況のなかで骨材の安定供給を確保し、円滑な建設事業の推進を図るためには、骨材資源の新規開発もさることながら今まで使用さればかりに骨材についても、用途に応じた使用法を検討することが望まれている。骨材はコンクリートの体積の65~75%を占め、コンクリートの諸性質を大きく左右するため、骨材品質を的確に評価する必要がある。規格を外れた骨材の品質を評価するために凍結融解試験が行われているが、この方法は後述するように試験所間のバラツキがかなり大きい。

本報は、凍結融解試験の精度の現状および精度の改善の方策について述べるものである。

## 2. 凍結融解試験の精度の現状と調査目的

コンクリート用骨材として必要とされる性質は次のとおりである。  
①有害物を含めないこと  
②物理的に化学的に安定であること  
③強硬堅固であること  
④セメントペーストとよく付着すること  
⑤適当な粒度、形状を有すること。

このような要求に対して官、学会では表-1に示す規定を設けているが、規格値を外れた骨材であっても他の判断で利用できることがわかれば使用できるようになっている。例えば、安定性についてみるとその規格値12%を越える骨材では、その使用実績、凍結融解試験により、判断等を考慮して責任技術者が判断することとしている(土木学会)。

現在、コンクリートの凍結融解試験はASTM C666に規定されている水中凍結融解法によって行われているが、この試験方法は試験機や試験条件の設定に甘さがあるため試験所によって結果がかなり異なることが知られている。図-1は、建設省技術管理業務連絡会<sup>2)</sup>で昭和51年から昭和53年度に行った試験の結果である。これは、同一バッチから製作したコンクリート供試体を5~6試験所において同時に試験を行なったものである。これによれば耐久性判断上特に重要な意味をもつ耐久性指数50~70の範囲において、30~40の差となっており、試験所によって結果の判定が異なることとなる。

図-2は、同一骨材、同一配合のコンクリートについて、

表-1 骨材の品質規格

| 項目     | 日本規格<br>JIS A 5305<br>ランダム・100%以上                                                                                                | JIS A 5305<br>ランダム・100%以上                                          |
|--------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|
| 1 安定性  | 見方：2.60mm以上(ふるり)の安定性：12%以下<br>12%を越えるとき<br>1) 使用実績によって判断する<br>2) 凍結融解試験によって判断する<br>3) 圧縮強度を有しないときは使用してよい<br>すりへり試験：4%以下(ふるり、ふるり) | 比 重：2.5以上<br>吸水率：3%以下<br>安定性：12%以下<br>すりへり試験：4%以下                  |
| 2 圧縮強度 |                                                                                                                                  | 1) 20%以上<br>実測値：55%以上                                              |
| 3 粒度   | 粒度の分布による                                                                                                                         | 1) 1.18mm: 50%, 47.5mm: 20%, 2.0mm: 15%, 4.75mm: 6.0%, 9.5mm: 4.0% |
| 4 形状   | 1) 最大径：最大径以下<br>2) 丸み：最大径以下<br>3) 針状：最大径以下<br>4) 扁平：最大径以下<br>5) 針状・扁平：最大径以下                                                      | 1) 針状・扁平：最大径以下<br>2) 針状・扁平：最大径以下                                   |

注：1) は試験に用いたもの。

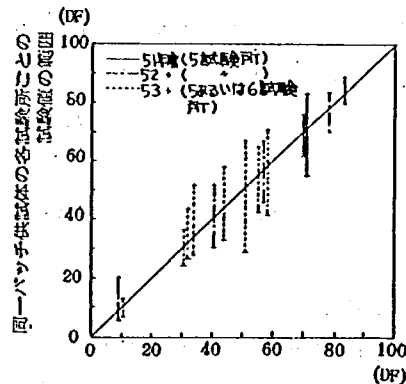


図-1 凍結融解試験結果の試験所間の変動

3年間にわたって行った凍結融解試験結果を試験所別に示したものである。51, 52年度は各試験所で通常行っている試験条件で、53年度は極力、各試験所の試験条件を合致させて試験を行った。しかし、同一骨材、配合のコンクリートでも3年間でほぼ倍の差を示す試験所があり、また、試験条件を極力合致させて53年度においても試験所間の差が生じている。

このように、従来のコンクリートの凍結融解試験の精度は必ずしも高いものとはいえない。しかしながら、規格外の骨材の使用を検討した場合には、凍結融解試験を判断の決め手とせざるを得ないので試験方法をできるだけ標準化してより精度の高い試験結果が得られるようにすることが必要である。そのためには、凍結融解試験結果の変動要因として考えられる試験機の性能、試験条件劣化度の測定器の信頼度などが試験値に及ぼす影響を明らかにするとともに、凍結融解に対する耐久性を正しく評価するに足る試験法を確立しなければならない。

以下では、凍結融解試験の精度改善の一環として行ったコンクリートの凍結融解試験結果の評価を得たところの動弾性係数測定器の測定器間の変動を調査した結果を述べるものである。

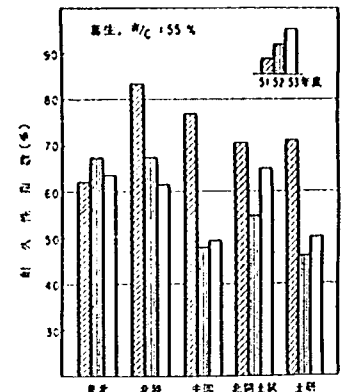


図-2 各試験所別耐久性指数の比較

### 3. 調査方法の概要

調査は、建設省各技術事務所、北海道開発局土木試験所および土木研究所で使用している動弾性係数測定器(計11台)について行った。測定対象供試体は、供試体寸法7.5×10×40cmのコンクリート供試体3本(材令2年程度)と低い振動数を測定するための10×10×40cmのカーボン製供試体1本である。コンクリート供試体は送付中も常に湿潤状態に保ち、

測定前2日間は水中に置いた。また、カーボン製供試体は常に自然乾燥状態とした。これらの供試体について、JIS A 1127「共振振動によるコンクリートの動弾性係数試験方法」に従って図-3に示す方向の1次にわけ振動数と重量を測定し測定器間の測定値の変動を調査した。1次にわけ振動数は2回測定し、2回目の測定は1度振動台から外し

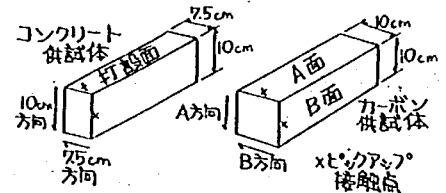


図-3 1次にわけ振動数の測定方向

た後に行った。また、測定時の気温は20±3℃とし、実施可能な試験所では気温約5℃についても測定した。さらにピックアップのコンクリート面との接触面が平面のものについては、接触面へのグリス塗布の有無の影響についても試験を行った。

### 4. 調査結果

#### (1) 送付期間中の供試体の性状

測定対象とした供試体は、表-2に示すように通常の1次にわけ振動数のコンクリート供試体と比較的に低い1次にわけ振動数のカーボン供試体である。試験期間中は各試験所への供試体送付も含めて約

6ヶ月間に及んだため、供試体の性状変化が懸念される。そのため試験期間中に5回にわたって同一測定器で供試体の測定を行なったが、表-2に示すように試験期間中における供試体の性状変化はほとんどなかったと考えられる。

## (2) 1次にはみ振動数の測定器間の変動

表-3は、温度約20℃の条件で得られた測定結果である。測定器間の1次にはみ振動数の変動(C.V.)は1.2~2.6%であり、1次にはみ振動数が小さいほど変動が大きい傾向にある。また、平均値より大きくあるいは小さく測定する傾向が、測定器ごとに見られた。

## (3) 同一測定器の測定値の変動

表-4は2台の測定器を用いてそれぞれ15回測定した場合の変動係数を示している。測定器Bで幾分大きい変動係数を示しているものもあるが、それ以外はすべて0.3%以下である。すなわち、それぞれの測定器は供試体の種類(測定出力レベル)にかかわらず多数回の繰り返し測定に対してかなり良い精度を有しており、今回の各供試体についての測定値(2回測定の平均値)もそれぞれの測定器の代表的な値であると思われる。よって、(2)で示された変動のほとんどの値は測定器間の変動によるものであると考えられる。

## (4) 1次にはみ振動数の2乗の比の測定器間の変動

コンクリートの凍結融解試験では結果を2乗の比で評価するため、測定値の変動が試験結果の変動として表われる。各測定器ごとに任意の組合せで測定の2乗の比をとると、表-5のような結果となり、耐久性指数約5に相当する項目1~3、5で最大10程度の差となって表われている。すなわち、凍結融解試験の試験所間の変動の約1/3は、動弾性係数測定器に起因することがわかる。

## (5) その他

測定時の室温(5℃と20℃)が測定値に及ぼす影響は、ほとんどなかった。一方、グリス塗布の有無は大であり、グリスを塗布しない時には全く異なった値となる場合もあることが確認された。

## 5. まとめ

コンクリートの凍結融解試験の劣化度の指標となる動弾性係数測定が凍結融解試験結果に及ぼす影響を調査した結果をまとめると、次のようになる。

表-2 供試体の性状変化

| 供試体の種類と測定方向 |   | 平均値(Hz) | 標準偏差(s) | 変動係数(C.V. (%)) |
|-------------|---|---------|---------|----------------|
| コンクリート供試体   | 1 | 170     | 2.77    | 4.7            |
|             |   | 75      | 17.22   | 2.4            |
|             | 2 | 170     | 2.76    | 4.2            |
|             |   | 75      | 17.25   | 1.9            |
|             | 3 | 170     | 2.60    | 5.0            |
|             |   | 75      | 17.29   | 3.4            |
| カーボン供試体     | A | 13.69   | 1.2     | 0.1            |
|             | B | 13.93   | 1.3     | 0.1            |

s = S/√n (S: 15回平均値)

CV = s/平均 × 100

表-3 測定器間の1次にはみ振動数の変動

| 供試体の種類と測定方向 |   | MAX. | MIN. | 平均値  | s    | CV   |
|-------------|---|------|------|------|------|------|
| コンクリート供試体   | 1 | 170  | 2208 | 2110 | 2170 | 25.6 |
|             |   | 75   | 1810 | 1698 | 1733 | 38.8 |
|             | 2 | 170  | 2218 | 2109 | 2177 | 28.9 |
|             |   | 75   | 1830 | 1702 | 1736 | 35.6 |
|             | 3 | 170  | 2210 | 2114 | 2167 | 29.4 |
|             |   | 75   | 1820 | 1716 | 1742 | 34.6 |
| カーボン供試体     | A | 1411 | 1361 | 1377 | 16.0 | 1.2  |
|             | B | 1500 | 1372 | 1407 | 36.5 | 2.6  |

表-4 多数回測定に用いた測定器間の変動

| 供試体の種類と測定方向 |   | 測定器A C.V. | 測定器B C.V. |
|-------------|---|-----------|-----------|
| コンクリート供試体   | 1 | 170       | 0.1       |
|             |   | 75        | 0.2       |
|             | 2 | 170       | 0.2       |
|             |   | 75        | 0.3       |
|             | 3 | 170       | 0.2       |
|             |   | 75        | 0.2       |
| カーボン供試体     | A | 0.1       | 0.2       |

表-5 1次にはみ振動数の2乗の比の測定器間の変動

| 項目 | MAX. | MIN. | 平均値  | s   | CV  |
|----|------|------|------|-----|-----|
| 1  | 69.4 | 61.3 | 63.8 | 2.6 | 4.1 |
| 2  | 68.9 | 61.1 | 63.7 | 2.3 | 3.6 |
| 3  | 67.9 | 61.6 | 64.7 | 2.0 | 3.1 |
| 4  | 41.6 | 39.0 | 40.3 | 0.8 | 1.9 |
| 5  | 69.3 | 61.7 | 65.9 | 2.7 | 4.1 |

注) 1: コンクリート供試体1 (7.5cm方向/10cm方向)

2: コンクリート供試体2 (7.5cm方向/10cm方向)

3: コンクリート供試体3 (7.5cm方向/10cm方向)

4: (カーボン供試体A/コンクリート供試体1, 10cm方向)

5: (カーボン供試体B/コンクリート供試体1, 7.5cm方向)

- (1) 1次にわけ振動数の測定器間の変動(C.V.)は、1.2~2.6であり、1次にわけ振動数が小さいほどその変動が大きい傾向にある。
- (2) 同一測定器における多数回測定結果のばらつき(再現性)は、変動係数にして0.3%以下である。
- (3) 動弾性係数測定の変動は、凍結融解試験のその約 $\frac{1}{3}$ を占める。

#### 6. あとがき

今後は、凍結融解試験器の性能および試験条件等による試験値の変動を調査する予定である。最後に本調査に御尽力頂いた技術管理業務連絡会コンクリート部会の関係者各位に厚くお礼申し上げます。

#### 参考文献

- 1) セメント協会：粗骨材の品質調査報告、コンクリート専門委員会報告F-29 昭和52年10月
- 2) セメント協会：セメントコンクリート「骨材特集」 No. 415 1981年9月
- 3)~5) 建設省技術管理業務連絡会：コンクリート部会報告書 昭和51年度~昭和53年度

## 1. まえがき

近年、河川改修事業や河川環境整備事業を計画したり実施する時、河川に対する住民の意識や意向を参考にする例が増えている。また、河川に対する住民の意識やニーズと捉える方法としては、住民意識調査、陳情、各種の委員会等、色々の方法がある。

その中でも、質問紙を用いた住民意識調査（アンケート調査）は

- 比較的多数の人の意識・意向を知ることが出来ること。
- ある手法にのっと、た標本抽出を行うことにより、母集団の意識・意向を推定できること。
- 属性（性別、年齢別、河川からの距離、被災体験の有無、等）の異なるグループを設定することにより、各グループ間の河川に対する意識・意向の差を知ることが出来ること等すぐれた面がある。

したがって、各地方建設局の工事事務所や地方自治体で現在までかなりの数が実施されている。

しかし、質問紙を用いた住民意識調査は、統計学および社会学・社会心理学と基礎としたアンケート理論に基づいた調査であるので手法と誤ると、住民の意識や意向が正確に把握できない等、問題点もいくつか考えられる。そこで、都市河川研究室では、アンケート理論、統計学の視点より既往の河川に係わる住民意識調査24例を対象に、既往調査の調査手法について整理し、各調査の手法的な問題点およびすぐれた点について検討した。

ここでは、以上の結果をもとに、よりよい住民意識調査と実施するための調査計画の立案、調査の実施要領、調査票の設計、集計分析方法について考察した結果のうち、調査計画の立案、調査票の設計について報告する。

## 2. 住民意識調査の位置付け

住民意識調査は、河川改修計画や河川環境整備計画を立案する際に、計画段階のそれぞれの段階で実施することが可能である。（図-1）

たとえば、住民意識調査を河川環境整備事業の施設計画の参考調査として位置付けた調査や河川環境整備事業の基本計画の基礎調査として位置付けた調査がある。その調査内容について既往調査から考えてみると、前者の調査は、調査地域も比較的狭く、レクリエーションの志向や施設の希望を問う調査が多く、また後者の調査は、前者に比べ調査地域も広く、河川に対するイメージや浸水体験を問う調査が多い。

このように、住民意識調査は、計画のどの段階で行われるかによって、調査対象地域、調査対象者、調査内容が異なる。（図-1 住民意識調査の位置付け（住民意識調査は、それぞれの段階で行う。））

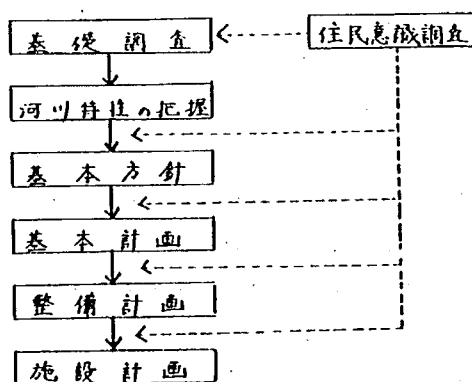


図-1 住民意識調査の位置付け

（住民意識調査は、それぞれの段階で行う。）

査票の内容などは異ってくる。したがって、住民意識調査を実施する際、計画のどの段階に位置付けるのかを、明確にしなければならない。

### 3. 住民意識調査の調査手法

住民意識調査は、一般に図-2に示すような手順で実施される。ここでは、各ステップのうち、調査計画、調査票の設計について報告する。

#### 3.1 調査計画

##### 3.1.1 調査主体

住民意識調査を実施する調査主体としては、次の4ケースが考えられる。

- ① 各地方建設局の工事事務所の場合
  - ② 発注者が工事事務所で受託者が土木建設コンサルタントの場合
  - ③ 発注者が工事事務所で受託者が専門コンサルタントの場合
  - ④ ②のケースに、企画者として専門研究機関が介在する場合
- 以上4つのケースのそれぞれの特徴や問題点を以下に列挙する。

①の場合、事業主体と調査主体が同一であるため、調査にとって必要は「公正さ」と欠く可能性がある。しかし、一般的に、公的機関が調査主体になっている方が、民間機関が調査主体となっている場合よりも、回答者の協力度は高くなる。

②の場合、土木建設コンサルタントは、土木事業に常に関連した仕事をしており、事業自体と正当化しようという思惑が入る可能性がある。

③のケースでは、調査の専門的立場と第三者的機関であるので、調査の公正さという点ではすぐれている。しかし、かえってその専門性のために、調査のための調査になり、分析のための分析になり、なりすることもあり、発注者が専門性に振り回される可能性もある。

④のケースでは、役割分担を明確にすることが重要である。既往のこのケースでは、報告書の中で役割分担の記述が欠けている例が多い。

以上のように、4つのケースが考えられるが、調査には、専門的な手法と経費を必要とするので、担当者の調査に対する経験や知識等によって、どのケースをとるかを決めなければならない。

##### 3.1.2 母集団の設定

母集団を設定する場合、調査地域の範囲および調査対象者の2つを決めなければならない。

###### (1) 調査地域の範囲

河川に係わる住民意識調査は、ある地域の中での住民の意向を正確に知ることが目的としているため、地域調査と考えられる。したがって母集団の設定に当っては、調査地域とどのように設定するのかが重要となる。以下にいくつかの調査地域の設定法をあげる。

①母集団を広域に広がる住民であると考え、調査地域を複数の都県区市町村に設定する場合。この設定法を用いた既往調査では、河川の上流・中流・下流と左右両岸で切り、ブロックを単位とした

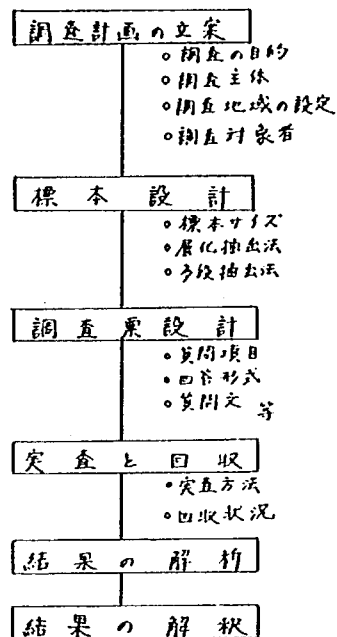


図-2 住民意識調査の調査手順

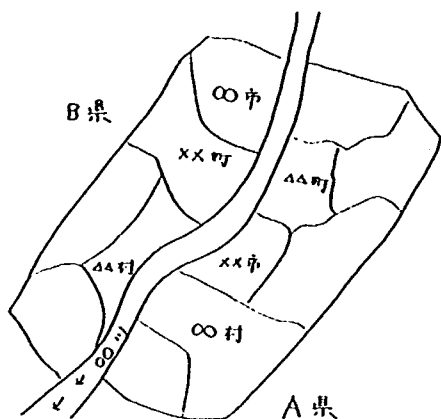


図-3 母集団が広域にまたがる例

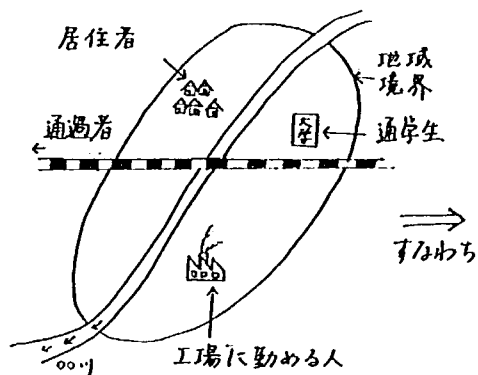
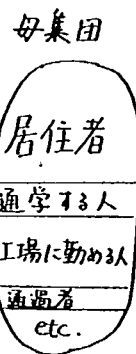


図-4 多重母集団の例



例や左右岸からの距離減衰に対応した調査結果の分布をみようという例があげられる。母集団が広域にまたがっている場合は、概して基本計画の基礎調査として位置付けられている場合が多い。(図-3)

②母集団と河川沿川の住民であるとする場合で、調査地域は、複数の自治体の河川左右岸からある一定の距離内の地域とする方法。

③母集団と一つの自治体の住民とする場合。調査地域は一つの自治体となる。この場合は、概して一つの自治体の体で河川がどのように位置付けられているかを知ることと目的とする場合が多い。

④調査地域を一つの自治体の特定地区の住民とする場合。この場合は、たとえば、河川環境の基本計画はすでに策定してあって、その地区の住民が高水敷とどのように利用したいか、また、どのような施設を要望しているのかを知るために行う場合が考えられる。

⑤母集団と地域内に定住している住民に限らず、昼間、工場に勤めている人やその地域外から通学する人や通勤途中で通過する人を含めた多重母集団とする方法。この方法は、昼間人口が夜間人口に比較して、極めて多い地域に適すると考えられる。(図-4)

この他にも、色々な方法があると考えられるが、以上のように調査地域の設定は、調査の位置付け、目的と対応させなければならない。

## (2)調査対象者の設定

調査対象者の設定は、知りたいことがらと誰れに聞くのが良いのか、また、誰れの意向と参考にするのかを考えて行う。

調査対象者としては、住民、河川敷利用者、ある属性(性別、年齢、専門性)を持つグループに属する人(中学生、高校生、主要職場等)等が考えられる。

## 3・2 調査票設計

調査票を設計する場合、図-5に示すような手順で行う。ここでは、質問文の決定について述べる。質問文の決定には、以下の事項に注意して行う。

### (1)技術用語・専門用語

調査をするものにとって、日常的に使用している技術用語や専門用語をそのまま質問文の中に入れ

ている例はかなり多い。河川用語の中で我々が日常的に使っている用語は案外、一般的には知られていない言葉が多いことを銘記しておかなくてはならない。例えば、高水敷、護岸、水防活動、河川改修などの用語である。今あげた用語は聞いたことはあるが正確な意味と知らない人が多く、そのまま質問文に用いると誤答が多くなる。専門用語を用いなければならない場合は、説明を加えるようにし、なるべく専門用語は用いないのが望ましい。

### (3) あいまい語・文

回答者によって、意味が二通り以上にとられるあいまいな言葉を用いないようにしなければならない。例えば、「 $\times\times$ 川は生活に貢献すると思いますか」という質問があったが、生活に貢献するという文はいろいろな意味を持ち、回答者によって受取り方は異なる。

### (4) インパーソナル質問とパーソナル質問

世間一般についての意見を問うインパーソナル質問と個人の意見を問うパーソナル質問では、結果は異ってくる。個人の意見を問う場合には、必ず「あなたご自身」という言葉を入れ、クテマエ論に受取られないように質問の仕方を工夫しなければならない。

### (5) 投影法

投影法とは、心理学の人格検査の手法とアンケート調査へ応用した方法である。回答者が質問に対して慣習的な判断や表面的・形式的な応答で済ませないように、直接的な質問としないで、間接的な質問として本音を引き出そうという方法である。以下にいくつか、既往調査に見られた投影法の工夫例を示す。

- ・第三者に投影する推測法……「他所の人などの意見は？」など第三者の意見としてたずねる方法。
- ・連想法……「 $\times\times$ 川といったら、あなたはどんな言葉と思い出しますか」という様な方法で、最初に出てきた言葉、あるいはたてづけに連想する言葉と回答してもらう方法。
- ・文章補充法……例えば、「 $\times\times$ 川の風景は□がもとよい」というように文章を補充する方法。
- ・略図による方法……例えば、2人の人物が釣りをしている略図を示し、1人の人が河川について問いかけ、もう1人の返答が空白の吹出しとなっていて、それを埋めるような方法。

## 4. まとめ

- ・住民意識調査は、計画のどの段階で行なわれるかによって、調査の内容は異ってくるので、位置付けを明確にしなければならない。
- ・母集団の設定は、調査の位置付け、目的および、その地域の特徴を明確にして行うべきである。
- ・質問文は、回答者に誤解を与えないように注意し、住民の本音を引き出す工夫と試みる必要がある。

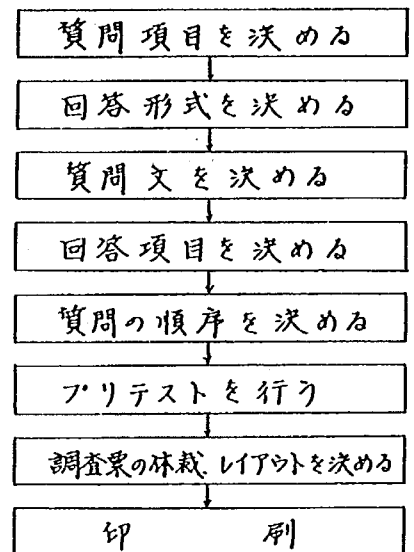


図-5 調査票の作成手順

## フィルダムの3次元的地震動に関する実験的検討

土工質研究室 松尾 修

### 1. まえがき

フィルダムの耐震設計は、現行では震度法で行われている。この場合、計算モデルは堤体断面のうち最大断面面とられ、静力学的な考え方により2次元的に安定性の検討が行われる。<sup>1)</sup>

ところが、元来、現実のフィルダムは谷間に構築された有限幅の盛土構造物であり、地震時には3次元的な挙動を示すものである。そして、その3次元的な挙動は、相対的に堤頂長が長くない場合に著しいと考えられる。一方、フィルダムの形状はダムサイトの地山形状に大きく左右され、谷幅がある程度の長さを有し、アバットメントがなめらかな場合には築堤、湛水、あるいは地震時において、堤体にクラックの発生する危険性は比較的小さいといわれているが、<sup>2)</sup>アバットメントの形状がいびつな場合には上下流方向にクラックの発生する可能性が高いと考えられる。そこで、当研究室では、その特殊な場合として、アバット部において高さの低い堤体袖部が長く続くような堤体形状を有するフィルダムが、地震時にはどのような挙動を示すのか、また、堤体断面が急変するような部分ではどのような変形が生じるのかという点について検討すべく模型振動実験を行ってきた。実験のみでは明確な結論が得られていない点もあるが、とりあえずこれまでに行われた検討の結果を報告するものである。

### 2. 目的

堤体断面形状が堤軸方向に急変するようなフィルダム堤体の地震時挙動特性を、堤体形状と固有周波数、固有モードとの関係において明らかにすること。また特に、断面急変部付近における地震時の変形状況と調べ、堤軸直角(上下流)方向クラックの発生の可能性について考察を行うこと。

### 3. 実験方法

上述のような堤体の地震時挙動特性を問題として取り扱う場合、堤体形状、堤体および基盤の動的な材料特性、入力地震動特性などがかかわってくる。しかし、こゝからすべてについて検討を行うのは実際上困難であるので、ここでは堤体形状の影響のみについて検討することとし、したがって次のような条件の単純化を図った。

- 1) 基盤は剛とする。
- 2) 堤体材料は線型弾性体とする。
- 3) 入力地震動は正弦波を用いる。
- 4) 堤体形状は左右対称とし、できるだけ単純化する。

以上のような条件の下に、模型振動実験およびそれに付随する材料実験を行った。

#### 3-1. 模型振動実験の方法

100cm×100cm×50cmの剛な箱の中に、図-1に示すような模型を作成して実験を行った。実験模型は全部で7ケースであり、いずれも最大断面において堤高8cm、敷幅8cm、のり勾配1:2、堤頂幅8cmであるが、図-1における河床部幅Bおよび袖部堤体高さhのいずれかを各ケースにおいて

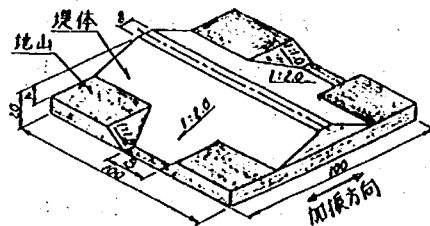


図-1 模型概略図

て変化させている。

模型の全ケースの形状を正面図で示すと図-2のようになる。

模型材料として、地山部には石膏を、堤体にはアクリルアミド系のグラウト剤(日東SS30R)とそれを用いた。アクリルアミドは薬注材料であり、これにベントナイト、珪藻土、凝固促進、遅延剤を混合したものを型枠に流し込んで堤体部を作成している。また、この材料は配合

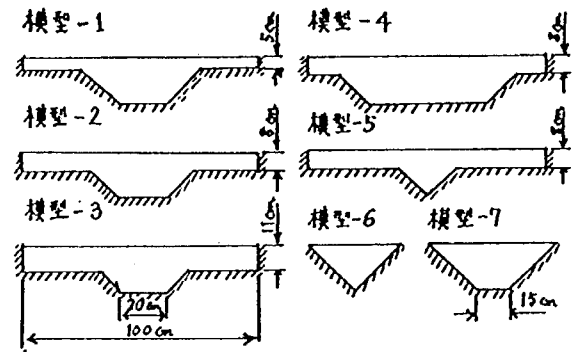


図-2 模型正面図

比を変えることにより弾性係数、減衰定数を変化させることができ、今回も所望の物性が得られるように配合して作成した。振動実験は、一定加速度振幅の正弦波加速度(約30 gal)で周波数を漸次変化させながらスイープ方式により、上下流方向に加振した。また、計測は堤体表面の加速度および変位について行った。加速度については、堤体表面に埋設した小型加速度計(約1cm立方)により、変位については、堤体表面に貼付したターゲットの振幅を35ミリカメラで長時間(加振数周期程度)露光撮影した後読み取る方法による。

### 3-2. 材料試験の方法

模型堤体の材料特性を得るために、別途円形モールド(φ10cm, h10cm)で円柱供試体を作成し、一軸圧縮試験およびねじりせん断自由減衰試験を行って、弾性係数、減衰定数、および密度を求めた。

### 3-3. 相似則について

弾性振動理論にもとづけば、弾性振動実験を行うときの実物と模型の相似律は減衰を考慮した場合次のように求められる。

$$f_m/f_p = H_p/H_m \sqrt{\rho_p/\rho_m \cdot G_p/G_p} \quad (1), \quad h_m = h_p \quad (2)$$

ここに、 $f$ :固有振動数、 $H$ :寸法、 $\rho$ :密度、 $G$ :弾性係数、 $h$ :減衰定数、脚付号 $p$ :実物、 $m$ :模型である。したがって、相似形状で等しい減衰定数を有し、任意の $\rho_m$ ,  $G_m$ をもつ模型で振動実験を行えば、模型の固有振動数 $f_m$ は(1)式により実物の固有振動数 $f_p$ に変換することができ、しかもひずみ量の相似比は1:1となる。したがって、本実験では応答変位の大きさが重要であるため、特に減衰定数が各模型で同一になるようにする必要がある。

## 4. 実験結果

はじめに、各模型の形状寸法、物性値、および振動実験結果のうち1次固有振動数をまとめて表-1に示す。以下、実験結果をいくつかの項目に分けて示す。

| 実験ケース                        | Case-1 | Case-2 | Case-3 | Case-4 | Case-5 | Case-6 | Case-7 |
|------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 堤高 $H(\text{cm})$            | 20     | 20     | 20     | 20     | 20     | 20     | 20     |
| 堤頂長 $(\text{cm})$            | 100    | 100    | 100    | 100    | 100    | 100    | 100    |
| 河床幅 $B(\text{cm})$           | 20     | 20     | 20     | 50     | 0      | 0      | 15     |
| 袖部堤高 $h(\text{cm})$          | 5      | 8      | 11     | 8      | 8      | 0      | 0      |
| 密度 $\rho(\text{g/cm}^3)$     | 1.075  | 1.084  | 1.108  | 1.067  | 1.080  | 1.077  | 1.077  |
| 弾性係数 $E(\text{gf/cm}^2)$     | 326    | 365    | 290    | 403    | 375    | 473    | 473    |
| 減衰定数 $h(\%)$                 | 6.3    | 5.6    | 5.1    | 5.9    | 5.6    | 5.3    | 5.3    |
| 1次固有振動数 $f_1(\text{Hz})$     | 5.7    | 6.0    | 5.4    | 5.65   | 8.75   | 10.0   | 7.55   |
| $f_1^* = f_1 \cdot H/\rho/G$ | 0.362  | 0.362  | 0.369  | 0.322  | 0.520  | 0.528  | 0.359  |

### 4-1. 模型の物性値

表-1 各模型の寸法、物性・固有振動数

表-1に各模型の密度、弾性係数、減衰定数を示した。いずれの模型も同一の材料配合比、施工条件で作成しているが、各々のばらつきは弾性係数で0.01, 0.18, 0.07となっている。このばらつきは、

外気条件あるいは配合比の誤差などによるものだと考えられる。また、弾性は静的試験において必ず10%程度までは線型であった。

#### 4-2. 振動数およびモードの特性

図-3に、模型-3について得られた共振曲線を例示する。この図では、共振曲線はダム天端の中央部A、断面急変部B、および袖部Cの3点について示しているが、低次のピーク値を調べると次のようになる。まず、5.4HzではA点のピーク値を示し、C点のピーク値を示していない。

8.0Hzでは逆にC点のピーク値を示し、このときA点はピーク値を示していない。また、B点はこれらの周波数においてもピーク値となっているが、応答倍率は他の点と比べて最大とはなっていない。

一方、このときの振動モードを堤軸に沿って調べたものを示すと図-4のようになり、5.4Hzでは単弦振動の1/2波長型、8.0Hzでは3/2波長型になっていることがわかる。

以上のことより、模型-3では5.4Hzは堤体主要部の1次固有振動数8.0Hzは袖部の1次固有振動数であり、いずれも部分的な共振状態を呈し、断面急変部はこの2つの部分の運動を運動させるように振舞い、したがってこの部分における応答変位の変化は著しい。したがって、断面急変部は地震時には異常なせん断応力の発生する可能性のある部分であると推察される。全ケースのうち、袖部を有する模型については上述と同様の応答特性がみられた。

なお、別途実施した3次元FEMによれば、上記共振モードはそれぞれ1次、3次の固有モードであることが確かめられている。2次モードは2/2波長型の反対称モードであり、本実験のような同位相加振条件ではこのようなモードは表われない。

#### 4-3. 堤体形状と振動数特性の関係

つぎに、フィルダムの堤体形状が振動数特性に及ぼす影響を、1次固有振動数について調べる。

せん断振動論によれば、堤体の1次固有振動数は(1)式からわかるように、 $\sqrt{G/\rho}/H$  に比例する。したがって、ここではお互いに物性の異なる各模型で得られた1次固有振動数 $f_1$ を $\sqrt{G/\rho}/H$  で除して規準化した値 $f_1^*$ を求め、(表-1に示す)この値を用いて考察を加えることとする。

図-5は河床幅(底幅)Bあるいは堤体主要部幅Lにより堤体の1次固有振動数がどのように変化するかということを示したものである。ただし、同図の横軸にはB、Lをダム高Hで無次元化した値を、縦軸には規準化した1次固有振動数 $f_1^*$ をそれぞれ示している。この図より、堤体袖部を有

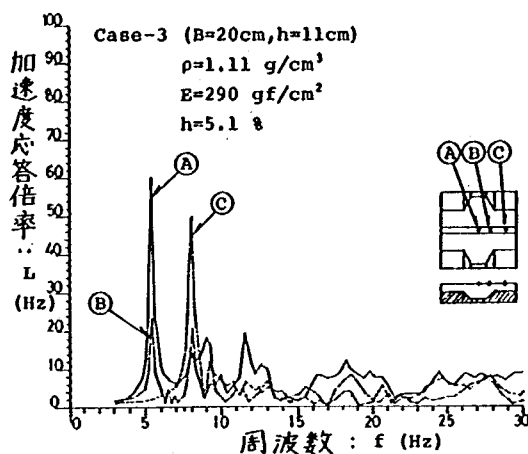


図-3 共振曲線の例 (模型-3)

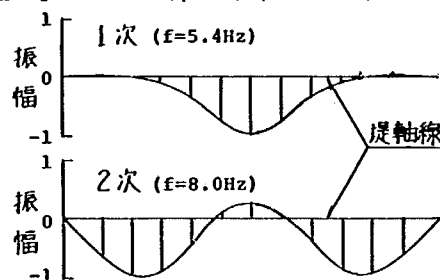


図-4 固有振動モード (模型-3)

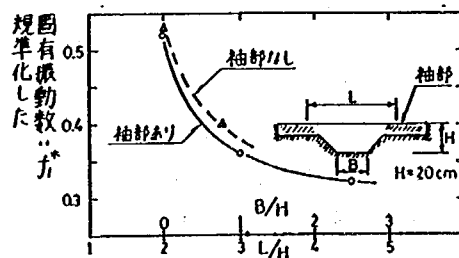


図-5 堤体の幅と固有振動数

する場合、有しない場合のいずれにおいても、幅BあるいはLが長くなると、その固有振動数は低くなっており、それらが次第に長くなるにつれて1次固有振動数 $f_1^*$ は一定値に収束していく傾向にあることがわかる。このことは、畑中<sup>3)</sup>が、矩形状の地山に拘束された三角形断面を有する堤体において、堤頂長が堤高の約4倍以上あれば1次固有振動数はほぼ一定値に近づくとする報告と符合している。また、堤体袖部を有する場合の堤体の固有振動数は、有しない場合に比べて低くなっていることがわかる。これも同様に、堤体主要部に対する側方地山の拘束の度合の差が表われるものと考えることができる。

つぎに、図-6は袖部堤体の高さの影響について調べたものである。この図で、実験では $h/H$ の増大とともに $f_1^*$ は高くなるように得られているが、これは図-5において考察した結果と逆の傾向であり、図中に破線で示したような関係になるのが正しいものと推定される。

#### 4-4. 堤体形状とダム軸直交方向せん断ひずみの関係

ここでは、フィルダムが上下交方向地震動を受けたときに堤体内の水平面内に発生するダム軸直交方向せん断ひずみについて考察を加える。ただし、簡単のために、応答変位が最も大きいと考えられる1次共振時における堤頂部のひずみに限定して検討を加える。図-7は、図-3に例示したような1次共振モードから、ダム軸に対する応答変位のたわみ角からせん断ひずみ $\gamma$ を便宜的に求め、これを堤体中央断面内平均せん断ひずみ $\bar{\gamma}_0$ =(顶端変位)/(堤高)で除した値をダム軸に沿って示したものである。この図は袖部堤高が異なる模型-1, 2, 3について示したものであるが、これから、せん断ひずみ $\gamma$ は断面急変部において最も大きく発生し、袖部堤高が小さいほどその値は大きくなることわかる。また、ここには示していないが、このせん断ひずみは谷幅が狭いほど大きくなることも確かめられている。ただし、本実験においては、各模型の減衰定数を等しく制御できなかったため、これ以上の考察はできないが、この点に関してさらに詳細に検討を加えるため、現在3次元解析を行うべく準備を進めているところである。

#### 5. まとめ

本実験により得られた結果をまとめると次のようになる。

- (1) フィルダム堤体の1次固有振動数は谷幅に大きく影響され、谷幅が小さくなるほど高くなる。袖部堤体の存在の影響は、その堤高があまり大きくない限り、さほど大きくない。
- (2) ここで検討した堤体形状の場合、1次共振モードは、すべて堤軸方向には単弦振動の1/2波長型に類似しており、そのときのダム軸直交方向せん断ひずみを堤頂部で見えれば、断面急変部で大きく発生し、それは堤体形状によりいくぶん変化する。
- (3) このようなひずみの発生については、今後さらに詳細な検討を加える必要がある。

(参考文献) 1) 日本大ダム会議：第2次改訂ダム設計基準，1978。

2) 建設省河川局：多目的ダムの建設，第25章 フィルダムの設計，1977。

3) 畑中元弘：土堰堤の振動に関する3次元的研究，土木学会誌37-10，1952。

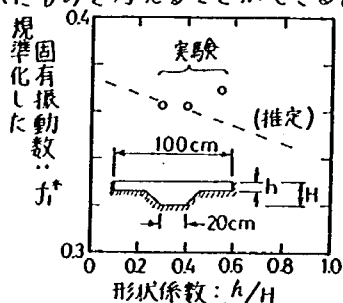


図-6 堤体袖部の高さ  
と固有振動数

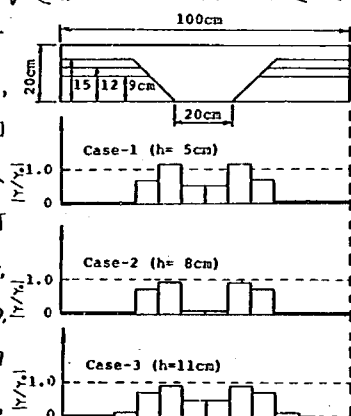


図-7 せん断ひずみの堤軸  
方向の分布

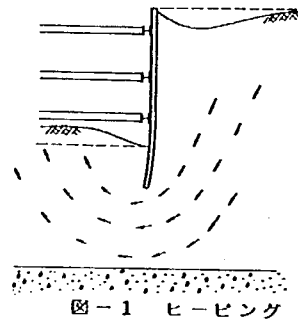
## 1. まえがき

近年、橋や高架橋の建設においては種々の制約条件から軟弱地盤上に構造物を設けざるを得ない事例が多くなってきた。軟弱地盤上に構造物を建設する際には検討しなければならない特有の問題がいくつかある。その代表的なものとして、土留壁を用いて掘削するときのヒービング現象と軟弱地盤上の橋台の側方移動を挙げる事ができる。これらの現象は、掘削や盛土を行なうことによって生じる偏荷重が軟弱粘性土の粘性流動を引き起こすという共通のメカニズムを有している。そしてこれらの基本的メカニズムを解明することは、これらの流動現象の検討方法を確立するうえで役立つものである。本研究では、軟弱粘性土地盤におけるヒービング現象および側方移動現象の基本的メカニズムを明らかにし、その検討方法の確立を目的として実験および調査研究を行なった。

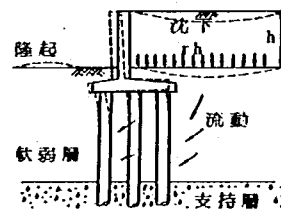
## 2. 粘性流動現象

掘削あるいは盛土により偏荷重が生じ、地盤内の安定が崩れて地盤が流動的に移動する現象の代表的なものとして、掘削におけるヒービング現象と橋台の側方移動現象とがあるが、これらは基本的に同一現象と考えられる。

ヒービング現象は、沖積粘土等の軟弱地盤の土留め工事において発生する現象で軟弱層へ矢板を打込んで掘削作業を行なう際に掘削の進行に伴い矢板背面との土塊重量差によって掘削底面下の地盤が支持力のバランスを失い、粘性流動を起こし図-1に示すように地盤が矢板先端を廻り込んで掘削底面に隆起を生じさせる現象であり、俗に盤ぶくれとも呼ばれている。



橋台の側方移動現象とは、軟弱地盤上に設けられた橋台が背面盛土による偏載荷重の影響を受けて施工中あるいは施工後に軟弱地盤が流動を起こし、その結果図-2に示すように橋台に有害な変位を生じる現象をいう。また、このときの地盤の移動を側方流動と呼んでいる。



## 3. 軟弱地盤の粘性流動に関する模型実験

### 3.1 実験概要および実験方法

ヒービングおよび側方流動に関する基本的メカニズムを把握するための模型実験を次のような方法で実施した。

ヒービングに関する模型実験では、図-3に示す大型実験土槽（概略寸法 $400 \times 1200 \times 1200$ mmの側面が透明ガラスよりなる鋼製土槽）および図-4に示すこれと同様な小型実験土槽（概略寸法 $1000 \times 800 \times 500$ mm）に矢板模型を設置し、土槽内に粘性土地盤を作成した後に、大型模型実験では掘削面側の除荷、小型模型実験では矢板背面側への載荷により人工的に地盤を流動させ、地盤内に設置された標点の動きにより地盤の挙動を観測した。また、側方流動に関する模型実験では、大型実験土槽を

使用して、ヒービングの実験と同様に橋台模型を設置した地盤を作成した後に背面側への載荷を実施し挙動を観測した。

### 3.2 実験結果

図-5にヒービングに関する実験における地盤の挙動を示す。この図よりヒービングでは、非粘性土のように極限状態に達したのち一定のすべり線に沿うせん断破壊が生じるのではなく、地盤が掘削に伴う荷重の不均衡に起因して粘性流動を起こすために変形が進行するのであって、決してすべり線を生じるものではないことは明らかである。また、この時の地盤内標点の動きを観察するとその流動線は地表面に対し、ほぼ45°に近い角度を持つことがわかる。

なお、側方流動に関する実験結果は、ほとんどヒービングと同様の流動状況だ

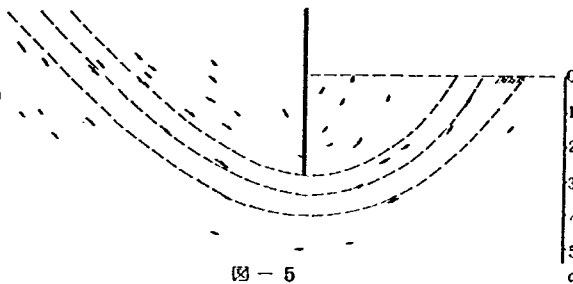


図-5

ったのでここでは側方流動に関する地盤の挙動は割愛した。

図-6は、ヒービングの小型模型実験における結果を整理したもので載荷重と隆起量の関係を表わしたものであり、横軸に載荷重に関する無次元量  $\gamma/c$  ( $\gamma$ は載荷重、 $c$ は地盤の粘着力) 縦軸に地盤最大隆起量に関する無次元量  $\delta/H$  ( $\delta$ は最大隆起量、 $H$ は軟弱地盤厚) をとったものである。 $\gamma/c$  は一般に安定係数( $N_b$ )と称される数である。図によると  $\delta/H$  は安定係数  $\gamma/c$  に対して折れ線的な関係にあり、いずれの根入れ深度においても  $\gamma/c$  が4付近で折れ点が生じており興味深いところである。

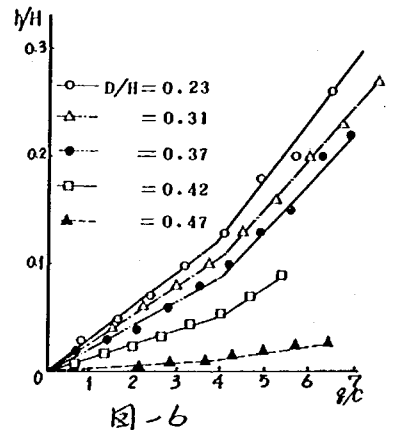
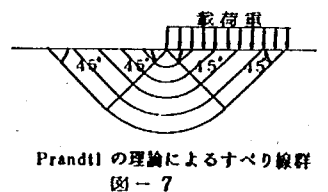


図-6

### 4. 粘性地盤の支持力に関する研究

Prandtl は、粘性土地盤における極限支持力を  $P_u = (2 + \pi)c$  と与え、その時のすべり線を図-7のようにした。このように考えると、地盤の支持力は載荷幅に依存せず地盤の粘着力のみによって決まるので盛土や掘削のようにたわみ性の半無限長偏載荷となる場合には特定のすべり線に沿って破壊を生じる必要性はなく、図-7のように荷重



Prandtl の理論によるすべり線群  
図-7

下に連なるすべり線群に沿っていくつものすべり線が生じることも理解できる。また、この考え方は実験より明らかとなった地盤の挙動ともほぼ一致している。(地盤の粘着力のためすべり線は発生せず図-7のようなすべり線群に沿って変形が進むのみである。) よってこれらの現象に関しては粘性土地盤の支持力問題としてとらえることが可能と考えられる。一方、Peckはヒービングの解析にあ

って安定係数を次のように定義し、根切り工事における安定について表-1のように提案している。

$$Nb = \frac{P_u}{\gamma h}$$

ここで、 $\gamma$ :土の湿潤単位重量 ( $\text{t/m}^3$ )

$h$ :掘削深さ (m)  $S_u$ :掘削底面下の粘土の非排水せん断強度 ( $\text{t/m}^2$ )

(一軸圧縮強度の1/2、あるいは粘着力に等しい)

このPeckの提案式は明らかに前述の粘性地盤の支持力問題を基本にしている。図-6に示した実験結果はほぼPeckの表-1に示す提案と一致し、これは、ヒービングなどの粘性流動問題を軟弱地盤の支持力問題とみることは妥当なことを裏付けているものと解される。そこで図-6およびPeckの提案を勘案して、ヒービングが生じる判定基準を次のようにした。

$$Nb = \frac{P_u}{\gamma h} \begin{cases} Nb < 3.14 & \text{ヒービングの検討の必要なし} \\ Nb \geq 3.14 & \text{ヒービングの検討を要する} \end{cases}$$

5. ヒービングについての検討

実際のヒービングについての検討では矢板の根入れ長があるため、これに関する効果を取り入れた検討方法が必要となる。今、図-8のように粘着力 $C$ を有する粘性地盤上に幅 $B$ の荷重が作用して円弧に沿ってすべり破壊を生じると仮定すると、その転倒モーメントの釣合いより極限荷重 $P_u$ は、 $P_u = 2\pi C$ と計算される。これは、支持力理論に基づく  $P_u = (\pi + 2)C$  より若干大きな値となるが、基礎幅 $B$ には無関係な極限支持力となり、また考え方も平易であるので円弧に沿う転倒モーメントの釣合いからヒービングを論じる方法一般に用いられている。このような方法を拡張して矢板が根入れされている場合を考えると図-9のようになる。この図において矢板背面側地盤上載土部分のせん断抵抗を無視すると、矢板先端まわりの転倒モーメントの釣合いからその極限支持力は、 $\frac{P_u B^2}{2} = (\pi B^2 + DB)C + \frac{1}{2}DB^2$ と表わされ、整理すると  $P_u = 2\pi C + \frac{2D}{B}C + D$  となる。このように幅 $B$ を有する荷重に対する支持力は表わすことが容易である。しかしながら基本的には、Prandtlの支持力理論によるのが妥当と考えられるため、モーメントの釣合いによる式をPrandtlの理論による根入れの無い場合の支持力にすりつけが可能ないように次のように修正した。そして掘削において考えられる最大すべり線を図-10のように定義した。 $P_u = (\pi + 2)C + \frac{2D}{B}C + D$

ここで、 $D$ :矢板の根入れ深さ (m)

$B$ :地盤の回転中心から考慮すべき破壊面までの距離 (m)

図-11は、小型模型実験結果を対象に上式により極限支持力を算出した場合の安全率と最大隆起量の関係を示したものである。これによると安全率が1~1.4以下において変形量がかなり大きくなっており、上式によるヒービングの安定性を論じることの妥当性を示しているものと考えられる。

表-1

| 安全係数Nb    | 掘削の状況                              |
|-----------|------------------------------------|
| 3.14以下    | 掘削底面下の粘土のせん断強度はほとんどゼロで、その量は小さい     |
| 3.14      | 粘性土が掘削底面より厚く埋まっている。                |
| 3.14~5.14 | 掘削底面のふくれ上がりが増える。                   |
| 5.14      | 破壊状態に達し、掘削底面は破壊もしくはヒービングにより隆起のしちる。 |

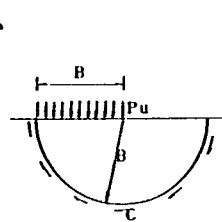


図-8

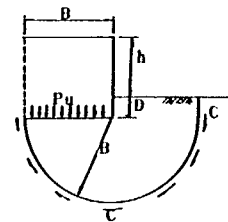


図-9

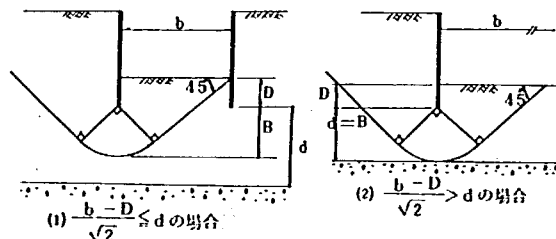


図-10

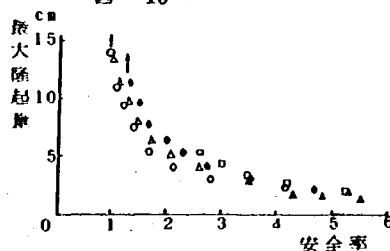
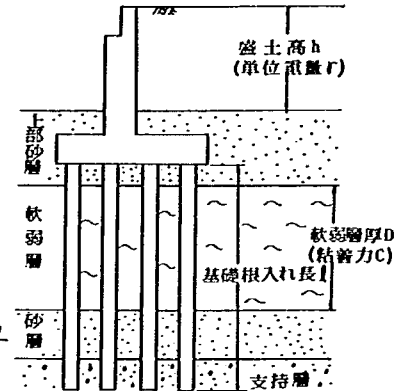


図-11

## 6. 側方移動に関する判定基準

橋台の側方移動に関してもヒービングと同様、基本的には軟弱地盤の支持力問題としてとらえることができたので、安定係数 $N_b$ という概念を用いて論じることが可能であると考えられる。しかし、側方移動の場合は要因としておぼろげでは無く、その他にもこの現象に関与する要因がいくつか挙げられる。側方移動に関する現場調査の結果を統計解析することによって、次に示す要因が関与することが明らかになった。

- ① 橋台背面の盛土高さ
- ② 橋台背面盛土材料の単位重量
- ③ 軟弱層のせん断強度(軸圧縮強度あるいは粘着カ代表値となる)
- ④ 軟弱層の厚さ
- ⑤ 基礎形式(基礎の橋軸直角方向の幅で代表させる)
- ⑥ 橋台の橋軸方向の長さ



そして、これらの要因をそれぞれ補正係数として取り入れるべく、要因を無次元化して判定条件に組込むことを試みた。その結果次のようになり、移動判定数 $I_L$ なるものを定義した。

$$I_L = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \frac{h\gamma}{c}$$

ここで $\mu_1$ : 軟弱層厚に関する補正係数で $\mu_1 = \frac{D}{l}$

$\mu_2$ : 基礎体抵抗幅に関する補正係数で $\mu_2 = \frac{b}{B}$

$\mu_3$ : 橋台長に関する補正係数で $\mu_3 = \frac{D}{A}$

$\gamma$ : 盛土材料の単位重量 ( $\text{t/m}^3$ )

$h$ : 盛土高 (m)

$c$ : 軟弱層の粘着カ ( $\text{t/m}^2$ )

$D$ : 軟弱層の厚さ (m)

$l$ : 基礎体の長さ (m)

$b$ : 基礎体の幅の総和 (m)

$B$ : 橋台幅 (m)

$A$ : 橋台長 (m)

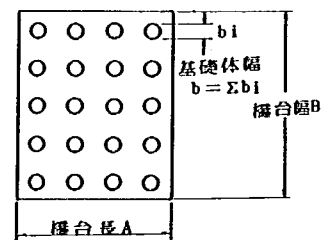


図-12

図-13に軟弱地盤の橋台に関する調査結果をもとに上記の移動判定数 $I_L$ を用いて整理したものを示す。この結果、 $I_L$ が1.5を境に明確に移動を生じる橋台と移動を生じない橋台とに分けることができた。よって、移動の有無は次の基準によりほぼ判定可能と思われる。

移動のおおきみ  $I_L \geq 1.5$

移動のおおきみ  $I_L < 1.5$

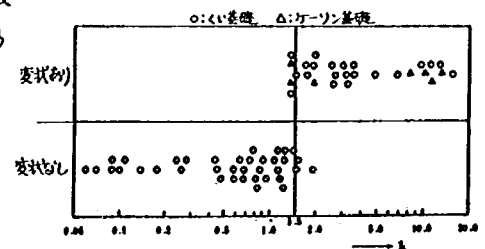


図-13

## 7. あとがき

本研究の結果、軟弱地盤におけるこれらの粘性流動現象に関しては $\phi\%$ を基本的な指標として用いることにより、その現象発生が予測が可能であることが判明した。

## 1. まえがき

薬液注入工法は、薬液を地盤に注入して地盤を固結させることにより地盤の透水性の減少、または強度の増加を図る地盤改良工法であり、トンネルやシールドなどの掘削における湧水防止および切羽の安定といった仮設的な目的で使われる事例が多い工法である。また、本工法は、地下水汚染の問題から「薬液注入工法による建設工事施工に関する暫定指針」（昭和49年）が出された以後、所定の範囲内に確実に注入する技術の開発が各方面で積極的に進められてきた。しかし、本工法が粘性土から砂礫にいたる様々な土質を対象とすることや、近年各種の注入薬液・注入工法が実用に供していることなど様々な要因が複雑に絡み合っていることから、注入設計手法が本底に確立していないのが現状である。そこで、当研究室ではこれらの現状を踏まえ、実大規模の一連の砂質地盤への注入実験を行い、砂質地盤における各種注入材の固結性状（特に固結形状）について幾つかの知見を得ることができたのでここに報告する。

## 2. 実験方法

### 2.1 地盤条件

本実験では、図-1、2に示すように土層内(4m × 8m × 4m)に砂質地盤を造成し、これを注入地盤とした。図-1は、均一地盤状態であり、図-2は、粗砂と細砂の互層状の地盤状態である。なお、両実験とも水位を土層底面から3mの位置に設定し、注入はすべて水位以深とした。図-3は、各試料砂の粒度分布を示したものである。

### 2.2 注入条件

本実験では、すべて注入固結物が円柱状を示すものとして、次式より求め、単孔注入として設計した。

$$Q = n \cdot V \cdot \alpha (1 + \beta) = n (\pi r^2 h) \cdot \alpha (1 + \beta) \dots (1)$$

ここに、 $Q$ ：設計注入量、 $n$ ：地盤の間隙率

$V$ ：注入対象土量 ( $V = \pi r^2 h$ )

$r$ ：設計注入半径、 $h$ ：設計注入高さ

$\alpha$ ：間隙に対する注入填充率 (=0.6)

$\beta$ ：損失係数(補正係数) (=0.1)

である。

また、注入材は、すべて水ガラス系注入材とし、

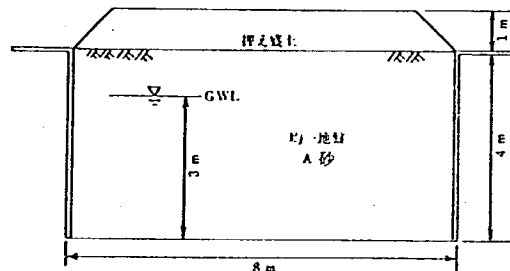


図-1 注入地盤 (均一地盤)

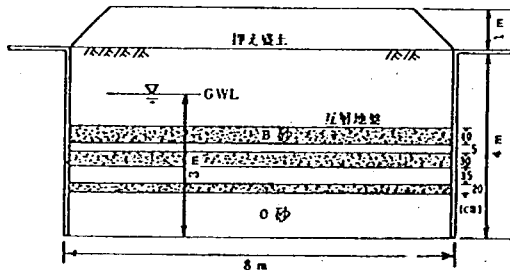


図-2 注入地盤 (互層地盤)

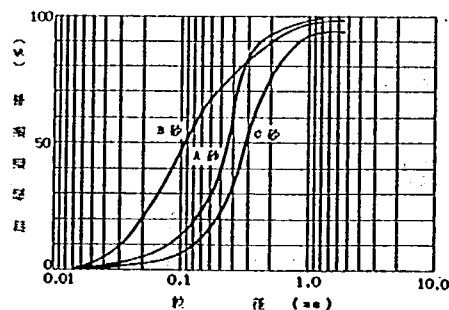


図-3 試料土の粒度分布

表-1 主 注 入 条 件

|      | 注 入 材 料 の 種 別 | 注 入 方 式 |         | ゲル化時間 |        | 注入比率 | 注入半径 |
|------|---------------|---------|---------|-------|--------|------|------|
|      |               | 瞬結材     | 緩結材     | 瞬結材   | 緩結材    |      |      |
| 均一地盤 | ポルトランドセメント系   | 2ショット   | 1.5ショット | 6~8秒  | 5~16分  | 3:7  | 50%  |
|      | 微粒子セメント系      | 2 "     | 1.5 "   | "     | 5~10分  | 4:6  | 50   |
|      | 無機系           | 2 "     | 1.5 "   | "     | 5分     | 3:7  | 50   |
|      | 有機系           | 2 "     | 1 "     | "     | 12~40分 | 2:8  | 50   |
| 互層地盤 | ポルトランドセメント系   | 2 "     | 1.5 "   | "     | 3分     | 3:7  | 50   |
|      | 微粒子セメント系      | 2 "     | 1.5 "   | "     | 7分     | 3:7  | 50   |
|      | 無機系           | 2 "     | 1.5 "   | "     | 5分     | 2:8  | 50   |
|      | 有機系           | 2 "     | 1 "     | "     | 20分    | 4:6  | 50   |

大別して懸濁液型注入材（ポルトランドセメント系，微粒子セメント系），溶液型注入材（無機系，有機系）の各種注入材を用いた。表-1に主な注入条件を示す。

### 2.3 注入工法

本実験で用いた注入工法は、バイモード工法と称し、1つの注入ステップで瞬結配合の注入材（瞬結材）と長いゲル化時間を有する注入材（緩結材）による2つのモードの注入を行うことを基本とした注入工法である。すなわち、一次注入では注入管周辺に注入材の逸脱防止のためのパッカーを形成するとともに、水みちや粗い地層を充填し、二次注入では一次注入で均質化された地盤中にストレナ方式により本注入を行い、限定された範囲内で土の構造を破壊することなく土粒子の間に注入材を均質に浸透させることによって確実な効果を得ようとするものである。図-4は、本工法の施工手順に沿った注入モニターの作動状態を示したものである。

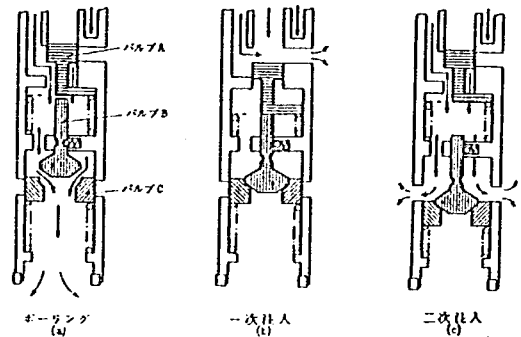


図-4 注入モニターの作動状態

## 3. 実験結果と考察

### 3.1 均一地盤における注入固結性状

図-5に均一地盤における注入固結物の代表的な平面、断面形状を示す。以下に各種注入材の固結形状の概略をまとめてみる。

#### (1) 懸濁液型注入材

懸濁液型注入材のうちポルトランドセメント系（PC系）による固結物は、注入孔から太い脈が発達しており、固結物はこの脈に沿って形成されている。これは、注入孔近傍ではセメント粒子の圧入によって脈が発達

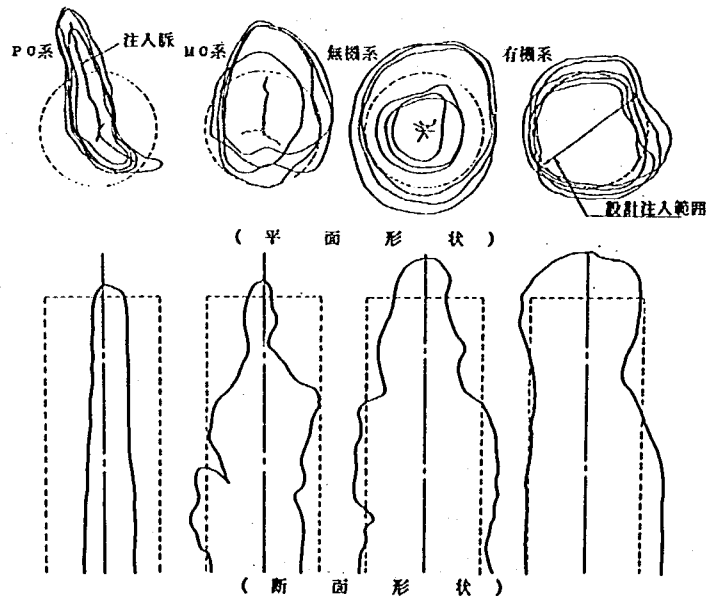


図-5 注入固結物の形状（均一地盤）

達するが、注入管から離れるにつれて圧力が低下し、脈から周囲に注入材が浸透する形態をとるためと考えられる。これに対して微粒子セメント系(MC系)は、注入管を中心とした円柱状に近い形状を呈し、また、脈もかなり細く比較的良好な浸透性を示している。これは、微粒子セメントの場合ブレン比表面積が  $6000 \text{ cm}^2/\text{mg} \sim 8000 \text{ cm}^2/\text{mg}$  とポルトランドセメントに比べてかなり微粒子化されているためと考えられる。

#### (四) 溶液型注入材

溶液型注入材のうち無機系は、ゲル化時間が数分程度であるため十分な浸透時間をとることができず、またゲル化が比較的不安定であることからその固結物は均質になりにくいという欠点を有しており、本実験においてもその傾向がうかがえる。これに対して有機系は、ゲル化時間が数10分と長く、また低粘性であることから浸透性に優れ、注入孔を中心とした注入設計範囲にほぼ近い固結形状を呈しており、この結果は、バイモード工法における浸透性を目指した二次注入の有効性を立証した良い例といえる。

### 3.2 互層地盤における

#### 注入固結性状

図-6に互層地盤における注入固結物の平面・断面形状を示す。この図において、PC系は壁状、MC系は階円柱状、有機系はほぼ円柱状を呈していることがわかる。このように互層地盤においても均一地盤と同様の傾向を得ることができた。しかし、各ケー

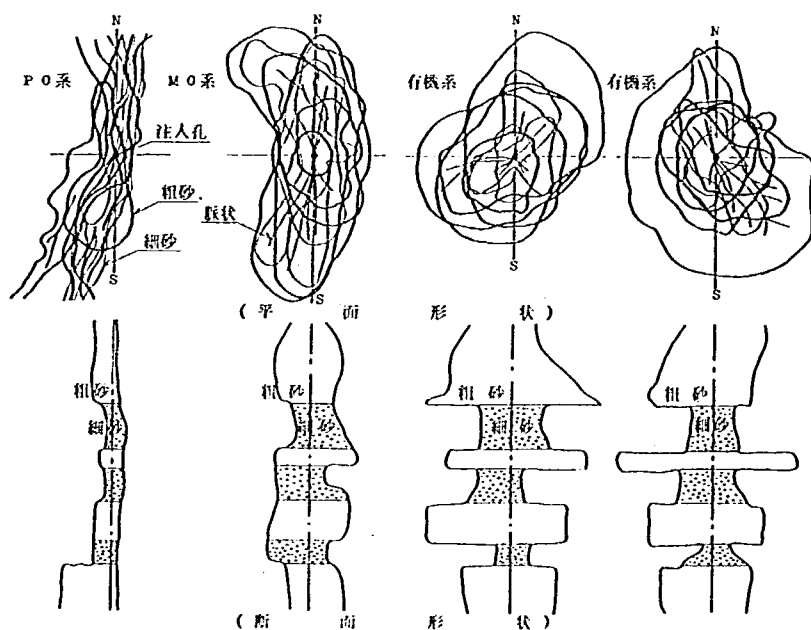


図-6 注入固結物の形状 (互層地盤)

スとも細砂層でくびれた状態となっており、本実験においてはほぼ80%程度の注入材が粗砂層へ流入していることが観察された。また、細砂層と粗砂層の境界部分に板状の注入脈が観察され、互層地盤における注入設計の困難さもうかがうことができた。

#### 3.3 注入固結形状の評価

理想的な注入状態として、ここでは固結物が注入管を中心とした設計注入範囲内に均等・等厚(円柱状)に形成されるものとする。そこで、本実験では、各種注入材の固結形状を評価するため図-7に示すように固結物を注入管に垂直な断面で切断し、注入管と固結物外縁までの長さ(ℓ: 固結長と称す)を16方位・10cmピッチの深度につき測定した。

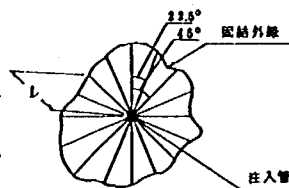


図-7 固結長の測定方法

ここで図-5に示した均一地盤での各固結物の固結長の頻度分布を図-8に示す。この図において、懸濁液型注入材のうちPC系注入材の場合、その分布が設計注入半径より短かい固結長に集中し、頻度分布図からその浸透性が不十分であることがわかる。これに対して、MC系注入材の場合、多少バラツキが大きいものの設計注入半径を中バとした分布を呈しており、PC系に比べて浸透性が優れていることがわかる。また、溶液型注入材では無機系、有機系とも懸濁液型に比べて良好な分布を呈しており、特に有機系の場合、固結長の分布が設計注入半径およびその近傍に集中している。

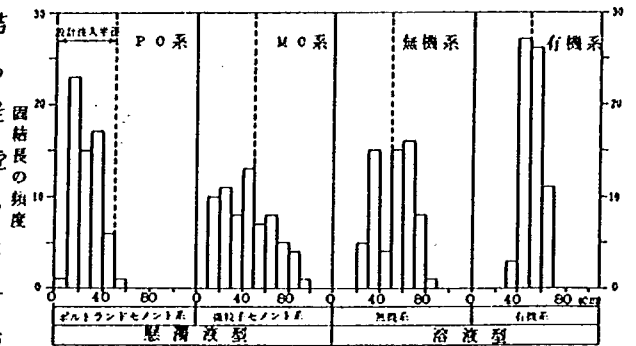


図-8 固結長の頻度分布 (均一地盤)

図-9に固結長の変動係数とゲル化時間の関係を示す。この図において、ゲル化時間が比較的短いMC系、無機系注入材は、ゲル化時間が長くなるにつれて変動係数が減少する傾向を示しており、数分程度のゲル化時間を有する注入材に関してはゲル化時間が固結形状に与える影響が大きいことがわかる。これに対して有機系注入材の場合は、ゲル化時間が10分から40分程度と広範囲におよぶが変動係数はゲル化時間の影響をあまりうけず、ほぼ20%と一定の値を示している。これらの注入材と比較してPC系図-9 固結長の変動係数とゲル化時間の関係では、ゲル化時間が長くなっているにもかかわらず変動係数が大きくなるという他の注入材と異なった傾向を示しており、これは、注入圧力などの施工状態および脈の発生状態などが複雑に影響しているためと考えられる。

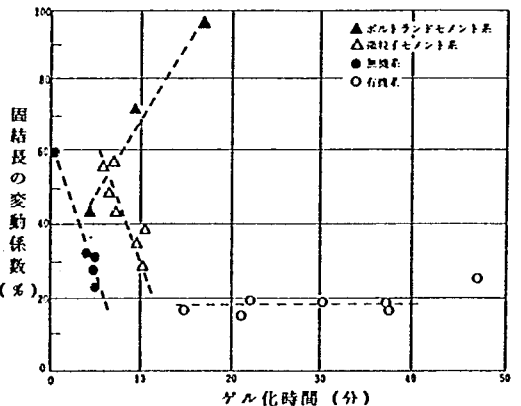


図-9 固結長の変動係数とゲル化時間の関係

#### 4. おわりに

本実験から均一砂質地盤、互層砂質地盤などの地盤構成の違い、および注入材の違いによる注入固結性状の基本的な特徴を把握することができた。しかし、これらの注入機構についてはまだ未解明な点が多く、また、各種地盤(粘性土、礫など)における注入形態の解明、注入固結物の耐久性の解明および注入効果確認手法の確立といった基本的な問題も残されている。今後は、これらの問題を解明すべく、さらに工夫を加えて検討していきたいと考えている。

#### ＜参考文献＞

- 塚田・武田：新しい葉液注入工法とその注入効果，土木技術資料，Vol.25，NO8，1983.8
- 塚田・佐々木：互層地盤への葉液注入実験，土質工学会研究発表会，1983.6
- 嶋津・塚田・佐々木：大型ピット葉液注入実験報告書，土研資料NO.1936，1983.3